

碩士學位論文

Carbon FRP Grid로 보강한
RC 슬래브의 힘 거동



濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

崔 賢

2004年 12月

Carbon FRP Grid로 보강한 RC 슬래브의 휨 거동

指導教授 朴 相 烈

崔 賢

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함



崔 賢의 工學 碩士學位 論文을 認准함

審査委員長 _____ (인)

委 員 _____ (인)

委 員 _____ (인)

濟州大學校 大學院

2004年 11月

Flexural Behavior for Reinforced Concrete Slab Strengthened Using Carbon FRP Grid

Xian Cui

(Supervised by Professor Sang-Yeol Park)

A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements
for the degree of Master of Engineering

2004. 11.

This thesis has been examined and approved.

Department of Civil & Ocean Engineering
GRADUATE SCHOOL
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

목 차

목 차	i
List of Tables	iii
List of Figures	iv
Abstract	vi
I. 서 론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구목적	2
1.3 연구내용	3
II. 기존 연구동향	4
2.1 개 론	4
2.2 보강된 보의 파괴형태	4
2.3 보강된 보의 실험적 연구	6
2.3.1 국내의 연구동향	6
2.3.2 국외의 연구동향	8
2.4 ACI 보강설계기준의 고찰	11
2.4.1 휨 보강(Flexural strengthening)	11
2.4.2 보강 상세(Reinforcement details)	13
III. NEFMAC보강 RC슬래브의 파괴강도 실험	14
3.1 개요	14
3.2 시험체 제원	14
3.3 실험변수	15
3.4 사용재료	16
3.4.1 콘크리트	17
3.4.2 철근	17
3.4.3 프리믹스 시멘트(네프크리트)	17
3.4.4 접착증강제 (리포텍스)	18

3.4.5 격자섬유(NEFMAC)	18
3.5 격자섬유보강	20
3.6 실험	23
IV. 실험결과 및 분석	24
4.1 파괴하중과 파괴형태	24
4.2 시험변수의 영향	27
4.2.1 CFRP Grid의 보강량	27
4.2.2 보강 모르터의 두께	31
4.2.3 Anchor pin의 역할	33
4.2.4 압축보강의 효과	34
4.2.5 파괴형태의 분석	35
4.2.6 연성증진효과 분석	40
4.3 CFRP Grid의 보강설계	43
4.4 CFRP Grid 보강설계기준	47
V. 결 론	49
VI. 참고문헌	50



List of Tables

Table 3.1 Details of test slabs	16
Table 3.2 Properties of concrete2	17
Table 3.3 Properties of steel	17
Table 3.4 Properties of NEFCREET	17
Table 3.5 Properties of REFOTEX	18
Table 3.6 Properties of CFRP grid(NEFMAC)	18
Table 4.1 Cracking, yielding, ultimate load	24
Table 4.2 Failure mode and process of test slabs	26
Table 4.3 Deflection, ductility index of slabs	41



List of Figures

Fig 2.1 Failure types of R.C beams bonded with FRP	5
Fig 3.1 Dimensions and loading arrangement of test slab	15
Fig 3.2 Tensile test specimen of CFRP grid	19
Fig 3.3 CFRP-Grid	19
Fig 3.4 execution procedure of CFRP grid	21
Fig 3.5 Strengthening of CFRP Grid	21
Fig 3.6 Installation of anchor pin	22
Fig 3.7 Real view of test slab	22
Fig 4.1 Cracking, yielding, ultimate load of slabs	25
Fig 4.2 Ultimate load, failure mode of slabs	25
Fig 4.3 Load-deflection curves with different CFRP grid reinforcement	28
Fig 4.4 Load-steel strain curves	28
Fig 4.5 CFRP grid rupture failure	29
Fig 4.6 Debonding shear failure	29
Fig 4.7 Diagonal shear failure	30
Fig 4.8 Ultimate load and deflection with different CFRP reinforcement ratio	30
Fig 4.9 Load-deflection curves with different mortar thickness	32
Fig 4.10 Load-steel strain curves	32
Fig 4.11 Load-deflection curves with the presence of anchor pin	33
Fig 4.12 Load-deflection curves with the strengthening of compression	34
Fig 4.13 Shear compression failure(RS1)	36
Fig 4.14 Flexural compression failure (RS2)	36
Fig 4.15 CFRP grid rupture(C4A-2T-1)	37

Fig 4.16 CFRP grid dowel rupture(C4A-2T-2)	37
Fig 4.17 Interfacial debonding failure(C6A-2T-1)	38
Fig 4.18 Interfacial debonding failure(C6A-2T-2)	38
Fig 4.19 Typical shear failure(C8A-2T)	39
Fig 4.20 Ultimate load and failure mode	40
Fig 4.21 Ductility index of slabs	42
Fig 4.22 Stress-strain distribution of cross section under balanced state	44
Fig 4.23 Failure mode classification	46
Fig 4.24 Design procedure for concrete slab strengthening with CFRP grid	48



Abstract

This paper presents the failure mode and strengthening design of reinforcement concrete slab strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer(CFRP) grid. Parameters involved in this experimental study are FRP grid reinforcement quantity, repair mortar thickness, the presence of anchor, and strengthening in compression. In this study, there are different failure types with increasing the CFRP grid strengthening reinforcement. On the low strengthening level, CFRP grid in repair mortar cover ruptures. On the moderate strengthening level, there is a debonding shear failure in the interface of carbon FRP grid because of the excessive shear deformation. On the high strengthening level, diagonal shear failure occurs. With the increasing of FRP grid reinforcement, the strengthening effect increased, but the ductility decreased. By limiting the strengthening level, it can be achieved to prevent shear failure which result in sudden loss in the resisting load capacity. CFRP rupture failure is desirable, because CFRP ruptured concrete slab keeps the same load capacity and ductility having before strengthening even after failure. Finally, design guideline and procedure are given for strengthening of concrete slab with CFRP grid.

I. 서 론

1.1 연구배경

철근 콘크리트 구조물은 시공 후 시간이 경과함에 따라 재료적, 환경적, 구조적 요인에 의해 구조물의 성능이 저하된다. 따라서 이를 방지하기 위해서는 꾸준한 유지관리를 통해 구조물의 강성을 유지함으로써 공용기간동안의 안전성을 확보할 수 있다. 하지만, 이미 발생한 기존 철근콘크리트 구조물의 손상으로 인하여 내하력이 부족한 구조물들은 사회적, 경제적 여건 등을 고려한다면 보수, 보강하여 사용성을 증가시키는 것이 바람직할 것이다.

보수·보강은 구조물의 사용년한을 증가시키고 구조체의 안정성확보를 위하여 필수적인 것으로서 국내실정에 맞고, 경제적인 보수, 보강 재료와 공법개발이 요구된다. 콘크리트 구조물의 보강공법에 따른 연구는 국가 경제의 자본 절약적, 경제적, 사회적, 국가경쟁력 강화 측면에서 이루어질 필요가 있으며 사회간접자본의 확충이 요구되는 현 시점에서 보수 및 유지관리를 위한 기법도 함께 연구할 필요가 있다.(한국도로공사 연구보고서, 1993)

그래서 최근에는 철근 콘크리트 구조물의 보수·보강방법이 큰 관심사로 대두되고 있다. 물론, 여러 가지 방법이 있기는 하지만 현재 콘크리트 구조물의 보강에 사용되는 FRP(Fiber Reinforced Polymer) 재료는 주로 쉬트(sheet), 판(plate) 그리고 격자(grid) 등의 형태이다. 이중 FRP 쉬트나 판을 이용한 보강의 경우는 일정수준의 내하력 증가 효과를 가져오는 것으로 나타나고 있으나 파괴형태가 주로 보강재의 단부 박리파괴(rip-off failure), 부착파괴(debonding failure)등으로 이러한 파괴는 보강재가 재료의 역학적 성능을 최대한 발휘하지 못하고 조기파괴 되는 형태로 경제적인 측면이나 구조역학적인 측면에서 바람직하지 못하다. 이러한 보강 구조체의 예기치 못한 취성적인 파괴는 신뢰성 있는 보강 내하력 예측을 어렵게 하고 있다. 특히, FRP 부착공법을 콘크리트 슬래브에 적용할 경우 FRP 쉬트 부착공법은 시공 소홀로 콘크리트와 섬유쉬트 혹은 쉬트와 쉬트 사이에서 함침 부실로 접착력이 현저히 떨어지는 결함을 가지고 있다.

또한, FRP 판 부착공법은 콘크리트 슬래브에 적용할 경우 띠(strip) 형태로 부착면적이 작아 콘크리트에 과도한 부착력을 발생시켜 조기파괴를 유발하고 있다.

따라서, 최근에 기존의 부착공법 보강 재료인 쉬트나 판과는 다른 형태인 CFRP Grid(Carbon Fiber Reinforced Polymer Grid)를 이용한 콘크리트 구조물의 보강이 현장에 적용되고 있으며 이에 대한 보강사례는 문헌을 통해 보고 되어 지고 있다.(Yoon, S. j, 2001, 윤순중 외,1999, 조병완 외, 2003, 한양대학교·MS-Asia, 2001,) 그러나 격자형 FRP 보강공법의 경우는 주로 일본과 유럽 등지에서 개발되어 사용되어진 공법으로 아직 국내에서는 이에 대한 연구가 충분한 상태이지 못하고 있는 실정이다.

이렇듯 현재까지 FRP재료를 이용한 구조에 있어서 그 역학적인 거동과 파괴 메커니즘이 완전히 규명되지 않은 상태이고 지금까지의 연구를 통해 드러난 문제점에 대한 해법도 마련되어 있지가 못하다. 특히, FRP보강재의 조기파괴를 제어하기 위한 합리적인 방법이 마련되어있지 못하다. 이에 연구자들은 기존공법에서 드러난 문제점을 해결하고 합리적으로 보강효과를 평가할 수 있는 방법을 마련하기 위한 심도 있는 연구가 필요한 시점이다.



1.2 연구목적

본 연구의 목적은 격자형 FRP로 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 역학적 거동과 파괴형태를 실험연구를 통하여 파악하고 실험 연구에서 얻은 결과를 바탕으로 조기파괴를 방지하면서 보강효과를 증대시키며 연성을 증가 시킬 수 있는 보강설계 기준을 제시하는 것이다.

슬래브에 있어서 기존의 FRP쉬트나 판을 이용하여 보강할 경우는 보에서처럼 단부 박리파괴나 부착파괴와 같은 조기파괴가 발생할 가능성이 매우 높다. 그러나 슬래브의 경우 효과적으로 파괴를 제어할 수 있는 방법은 현재 마련되어 있지 못하다. 그래서 본 논문에서는 FRP격자섬유를 폴리머 모르터를 이용하여 보강하는 격자섬유보강공법을 이용하여 슬래브를 보강하여 조기파괴의 방지여부를 알아보고자 한다. 실험을 통해 격자섬유 보강 슬래브의 보강효과와 역학적 거동을 알아보게 될 것이다. 실험에서 나타난

결과를 토대로 최종적인 파괴 메커니즘을 규명하고 효율적으로 취성파괴를 제어할 수 있는 보강방법을 제시하고자 한다.

1.3 연구내용

본 연구에서는 격자형 FRP로 보강된 철근콘크리트 슬래브의 역학적 거동과 파괴형태를 파악하기 위하여 다음과 같은 연구내용을 수행하였다.

- 1) 이미 수행된 보수·보강 연구 자료의 수집 및 분석.
- 2) 네프맥(NEFMAC)과 모르터의 재료특성 파악
- 3) 총 14개의 실험체를 제작하여 파괴강도 실험실시 및 휨 부재에 대한 역학적 거동 파악

■네프맥(NEFMAC) 보강량에 따른 거동분석

■보강모르터에 의한 거동분석

■Anchor pin의 역할에 의한 거동분석

■파괴형태분석

- 4) CFRP Grid의 보강설계기준 규명

II. 기존 연구동향

2.1 개론

최근 들어 국내에서 기존의 보강 재료인 슈트와 판과는 다른 형태로 제조된 격자 형태의 섬유를 이용한 구조물의 보강이 실 현장에서 이루어지고 있으며 이에 관한 보강사례가 문헌을 통해 보고 되어지고 있다. 그러나 격자보강공법의 경우는 주로 일본과 유럽 등지에서 개발되어 사용되어진 공법으로 아직 국내에서는 이에 대한 연구 문헌이나 축적된 자료가 거의 전무한 상태이며 최근에서야 몇몇의 대학에서 격자섬유를 이용한 보강에 관한 연구가 진행되고 있는 정도이다.

따라서 본 연구에서는 탄소격자섬유 보강실험 시 그 특성과 거동을 파악하기 위해 기존의 연구내용을 고려하여 보수·보강된 휨 거동을 고찰하는 것이 매우 중요하다고 하겠다.



2.2 보강된 보의 파괴형태

FRP보강 철근콘크리트 보에 대한 연구들이 전 세계적으로 진행되었으며 이러한 노력의 결과 FRP보강 철근콘크리트 보의 파괴 형태가 많은 실험을 통해 밝혀졌다. 문도영(1998.6), Macgregor(1997)

일반적으로 보강재로 보강된 RC 구조물의 파괴형태는 Fig 2.1과 같이 크게 4가지로 분류할 수 있다.

- 1) 주철근의 항복과 보강재의 항복으로 인한 휨 파괴
- 2) 초기하중에서 발생한 휨 균열이 단부로 진행되며 파괴되는 휨 박리파괴
- 3) 주철근이 항복하면서 보강재 단부에 사인장 균열이 진전되다가 보강재가 보강재와 콘크리트 사이의 계면이 떨어지면서 파괴되는 전단박리파괴
- 4) 균열이 보강재의 단부에서 시작되어 진전되다가 주철근 위치에서 피복 콘크리

트를 물고 떨어지는(rip-off)휨/전단파괴

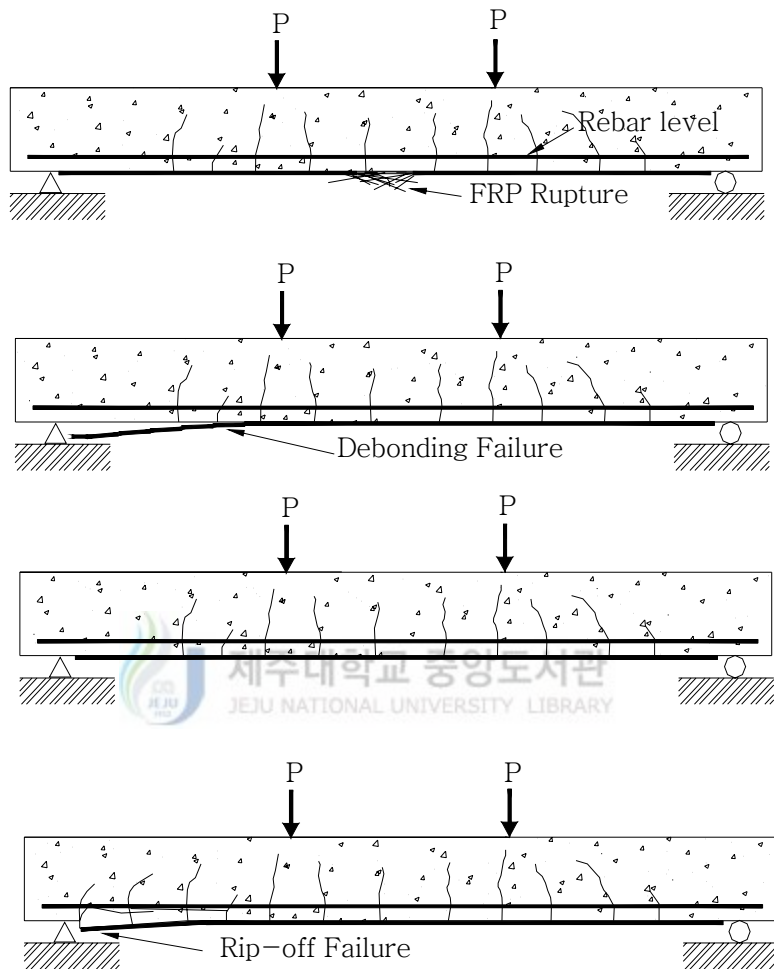


Fig 2.1 Failure types of R.C beams bonded with FRP

2.3 보강된 보의 실험적 연구

현재까지 국내외에서 FRP를 이용한 구조물의 보강방법에 대한 연구가 탄소섬유의 사용증가와 함께 진행되어 오고 있다. 이와 같은 CFRP로 보강한 철근콘크리트 구조물에 대한 연구는 실험변수에 따른 연성, 강성, 파괴하중에 미치는 영향에 관한 연구에서 시작하여 파괴형태에 따른 파괴하중의 예측식 제안, 콘크리트와 보강판 사이에 존재하는 접착계면에서의 응력해석모델식의 제안등의 다양한 연구가 수행되었다. 이러한 철근콘크리트 구조물의 보강과 관련된 국내외 연구동향은 다음과 같다.

2.3.1 국내의 연구동향

김규선 등(1999)은 GFRP보강 시험체의 휨 실험을 토대로 시험체의 조기파괴형태는 계면박리파괴가 지배적인 파괴모드이며 계면박리파괴 시 박리하중에는 보강길이, 보강두께, 보강폭 등이 영향을 미치는 것으로 보고하고 있다. 또한 이들은 계면파괴시의 임계 균열폭과 박리 시 GFRP의 응력과의 상관관계를 토대로 한 반 실험식을 제안하였으며 파괴 시 박리하중을 산정하기 위하여 기존의 비선형 휨 해석 모델을 수정하여 적용하였다.

유영찬 등(2001)은 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 접착면에서 발생하는 부착파괴 메커니즘을 규명하기 위해 양생온도, 콘크리트 표면의 상태, 함수율 등의 환경요소의 변화에 따른 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 인발접착강도를 파악함으로써 환경요소의 영향을 평가하였으며 아울러 탄소섬유쉬트와 콘크리트와의 부착성능을 결정하는 유효부착길이 및 평균부착응력을 평가하였다. 인장전단부착 실험으로부터 얻어진 유효부착길이 및 평균부착응력을 각각 15 cm 및 $9.78 \sim 11.88 \text{ kgf/cm}^2$ 값으로 제시하였다. 또한 유영찬 등(2002)은 탄소섬유쉬트로 보강된 철근콘크리트 보의 휨 부착성능을 판단하고 일본 규준안 및 국내 제조사가 제시하고 있는 설계용 부착강도를 기준으로 부착 길이를 검토하였으며 부착성능에 영향을 미칠 것으로 판단되는 프라이머 도포량 및 에폭시 강도를 변수로 실험을 실시하였다. 이들은 실험결과를 토대로 현재 적용되고있는 설계용 부착강도는 모두 안전측으로 나타나고 있으며 설계용 부착강도를

최대 8 kgf/cm^2 까지로 판단하고 있다.

한만엽 등(2000)은 탄소섬유를 이용한 부착식 보강공법의 단점인 중앙부에서 보강재의 조기탈락파괴를 방지하는 방안을 제시하고 그 효과를 실험적으로 검증하였다. 첫째로 보강재인 탄소섬유의 단부에 앵커 볼트를 체결하는 공법을 적용하였고 두 번째로 탄소섬유 시험체의 단부와 중앙부의 측면까지 둘러싼 후 정착하여 그 효과를 검증하였다. 이들은 실험결과를 통해 두 방법에서 최대하중과 연성이 개선되는 사실을 입증하였다.

심중성 등(2001)은 탄소격자섬유를 이용하여 교량 바닥판의 보강을 한 후 정적실험과 피로실험을 수행하였다. 정적실험의 경우 시험체의 파괴는 편칭전단파괴로 파괴되었으며 보강효과는 10%의 증가가 나타나는 것을 확인하였다. 또한 탄소격자섬유로 보강한 경우 탄성회복능력이 무보강 시험체보다 우수한 것으로 나타났다. 피로시험의 결과 탄소격자섬유보강 시험체는 에너지 소산량이 무보강 시험체에 비해 더 큰 것으로 나타났으며 보강으로 인해 교량 바닥판이 하중과 균열분배효과를 증진시켜 국부파괴를 방지할 것으로 판단하고 있다.

박중열 등(2002)은 CFRP판을 이용하여 휨 실험을 실시하고 CFRP판과 콘크리트 사이의 계면박리파괴를 예방하기 위한 보강방법을 제시하였다. 총 14개의 철근콘크리트 보를 제작 실험하였으며 실험변수로는 보강방법, 철근비, 그리고 보강길이를 고려하여 실험을 실시하였다. 실시된 실험결과를 토대로 CFRP보강 보는 강도, 강성과 같은 휨 성능이 상당히 증가하는 것으로 보고하고 있으며 보강효과가 많게는 116%까지 증가하는 것을 확인하였다.

오용복 (1998)은 탄소섬유쉬트로 보강된 철근콘크리트 보에 있어서 쉬트의 단부탈락을 방지하기 위해 보강단부에 정착보강 쉬트를 접착하는 경우 쉬트의 크기를 변수로 하여 보강효과와 구조적 거동을 실험적으로 고찰하였다. 1997년 그는 콘크리트의 강도 및 철근비 변화에 따른 강관보강효과에 대한 연구를 수행하여 콘크리트의 강도와 연성과의 관계, 보강철근비와 최대내력과의 관계규명, 합성작용 관찰 및 휨강성을 평가를 통하여 강관보강에 대한 보강효과를 향상시키고자 하였다.

홍건호 등(2003)은 여러 가지 종류의 섬유보강재를 사용하여 휨 보강 된 철근콘크리트 보의 휨 성능을 비교하고 그 특성을 고려한 보강 설계식을 제안하였다. 실험을

통해 섬유보강재의 종류(아라미드, 유리, 탄소) 및 보강비에 따른 철근콘크리트 보의 휨 성능을 검토하였다. 실험을 통해 부재의 휨 보강 내력은 보강재의 종류에 따른 인장강도보다는 강성에 주로 관계하는 것으로 나타났으며 연성도는 강성이 증가할수록 감소하는 경향을 나타내는 것으로 보고하고 있다.

조병완 등(2003)은 탄소격자섬유를 이용하여 철근콘크리트 보에 보강을 한 후 실험을 통해 보강효과를 검증하였다. 이를 위해 탄소격자섬유 보강공법으로 보강한 철근콘크리트 보 시험체를 제작하여 정적 휨 파괴실험을 통해 보강효과 및 휨 파괴특성을 분석하였다. 실험을 통해 파괴형태는 보수 몰탈의 고강도화로 휨 균열의 진전에 의해 콘크리트 속에서 철근에 정착된 격자섬유 층에서의 균열이 지점부로 진행되어 파괴되는 내부 계면박리, 지간중앙에서 철근항복 후 격자와 연결된 앵커 볼트의 항복으로 인한 탄소격자섬유파괴, 격자섬유항복 후 취성적인 콘크리트 압축파괴 등의 파괴형태를 관찰하였다.

2.3.2 국외의 연구동향

Meier(1987)는 처음으로 탄소섬유를 이용하여 구조물의 보강에 적용하였으며 연구 결과를 토대로 FRP재료로 기존의 강판보강법의 대체가 가능할 것으로 판단하였다.

Triantafillou와 Plevris(1992)는 변형률 적합조건과 선형탄성파괴 역학이론에 의거하여 FRP의 박리 메커니즘 모델을 개발하였다. 또한 실험적인 연구를 통해 개발된 모델의 검증을 실시하였다.

Malek등(1998)은 콘크리트가 선형탄성거동을 기초로 하여 FRP보강부재의 단부에서의 전단응력과 연직응력의 응력집중 현상을 해석적인 방법으로 규명하였으며 이를 토대로 FRP보강보의 단부응력을 예측하였다. Malek은 단부에서의 최대 전단응력과 연직응력을 다음의 식으로 나타내고 있다.

최대 전단응력 τ_{max} 는 다음과 같다.

$$\tau_{max} = t_{frp} (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (2.1)$$

여기서,

$$A = \frac{G_a}{t_{epoxy} t_{frp} E_{frp}} \quad (2.2)$$

$$b_2 = \frac{E_{frp}}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) (2a_1 + a_2) \quad (2.3)$$

$$b_3 = E_{frp} \left[\frac{1}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) (a_1 a^2 + a_2 a + a_3) + 2 \frac{a_1 E_{frp}}{I_{tru,c} E_c} (d_{frp} - x_{tru,c}) \frac{t_a t_{frp}}{G_a} \right] \quad (2.4)$$

연직응력 $f_{n \max}$ 는 다음과 같다.

$$f_{n \max} = \frac{k_n}{2 b_a \beta^{*3}} \left(\frac{V_{frp}}{E_{frp} I_{frp}} - \frac{V_o^* + \beta^* M_o}{E_c I_c} \right) + \frac{q E_{frp} I_{frp}}{b_{frp} E_c I_c} \quad (2.5)$$

여기서,

$$V_o^* = V_o - 0.5 h b_{frp} t_{frp} (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (2.6)$$

$$V_{frp} = -0.5 b_{frp} t_{frp}^2 (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (2.7)$$

$$\beta^* = \left(\frac{K_n b_{frp}}{4 b_a E_{frp} I_{frp}} \right)^{1/4} \quad (2.8)$$

여기서, I_c 는 단면2차 모멘트이고 q 는 등분포하중이다.

Oehler와 Moran(1990)은 강관으로 보강된 보가 설계하중에 이르기 전에 단부에서의 박리현상이 발생하는 것은 전단박리와 휨 박리의 상호작용으로 인한 것임을 실험적으로 밝혔다. 이들은 휨 균열과 전단균열 및 주철근을 따라 발생하는 부착응력 골재의 상호작용력 등이 궁극적으로 조기파괴 메커니즘에 잠재적인 역할을 담당하는 것으로 주장하였다. 또한 이들은 총 57개의 시험체를 제작하였으며 4점 재하 휨 실험을 토대로 반 실험식을 사용하여 판의 단부에 모멘트가 작용할 때 발생하는 휨에 의한 박리모멘트를 산정 하는 식을 제안하였다.

$$M_{dbf} = \frac{E_c I_{trc,c} f_{ct}}{0.901 E_{frp} t_{frp}} \quad (2.9)$$

여기서, E_c 와 E_{frp} 는 각각 콘크리트와 FRP의 탄성계수이며 $E_{trc,c}$ 는 균열 환산 단면2차모멘트이다. f_{ct} 는 콘크리트의 인장강도이고 t_{frp} 는 보강관의 두께이다. Roberts(1989)는 인장면에 강관 부착된 보에 대해 3단계중첩을 이용한 박리하중을 제안하여 접착면에 분포하는 응력을 예측하고 보강된 보의 거동을 해석하였다. 단계1

에서는 철근콘크리트와 강관을 완전부착으로 가정하여 예측식을 전개하였으며 단계2와 3에서는 실제 경계조건을 도입하여 식을 전개하였다.

제안된 강관 단부에서의 최대 수평전단응력 τ_o 와 수직응력 σ_o 는 다음과 같다.

$$\tau_o = \left(V_o + \left(\frac{K_s}{E_p b_p d_p} \right)^{\frac{1}{2}} M_o \right) \frac{b_p d_p}{I b_a} (h_p - h) \quad (2.10)$$

$$\sigma_o = \tau_o d_p \left(\frac{K_n}{4 E_p I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.11)$$

여기서, K_s 는 단위길이 당 수평전단강성이고 K_n 은 단위길이 당 수직전단강성을 나타내고 있다. τ_o 는 보강관 단부에서의 최대 수평전단응력, V_o 는 보강관 단부에서의 전단력, M_o 는 보강관 단부에서의 모멘트, E_p 는 보강관의 탄성계수, d_p 는 보강관의 두께, h_p 는 보강관의 중심까지의 거리, σ_o 는 보강관 단부에서의 최대 수직응력을 나타내고 있다.

Nguyen등(2001)은 CFRP로 휨 보강된 실험체에 대하여 실험을 수행하여 단부 박리파괴 및 조기전단파괴 그리고 두 파괴형태의 결합된 합성파괴를 관찰하였다. 이때 보강관에서 합성거동의 정도에 따라 3개의 영역을 제시하였으며 이와 같은 구분을 통하여 정착길이 및 임계변형률을 결정하였으며 이들 정착길이와 임계변형률이 결정될 때 단부 박리파괴 시 파괴하중이 예측될 수 있다고 제안하고 있다.

Ashino 등(2001)은 탄소격자섬유로 보강된 보를 이용하여 3점 휨 실험을 실시하였다. 실험결과를 통해 슈트보강량의 2/3정도 양의 격자섬유를 이용하여 보강한 경우 탄소섬유슈트 보강의 경우와 거의 동일한 보강효과를 나타내는 것을 확인하였다.

2.4 ACI 보강설계기준의 고찰

현재 ACI(American Concrete Institute)에서는 콘크리트 구조물의 보강에 FRP재료를 사용하여 보강하는 경우의 보강기준을 마련하고 있으며 이를 통해 노후 콘크리트 구조물이 보강되어지고 있다.

본 절에서는 ACI의 보강규정 중 휨 보강 과 보강 상세 부분을 위주로 살펴보기로 한다.

2.4.1 휨 보강(Flexural strengthening)

휨 보강의 경우 ACI에서는 보강구조물의 연성과 사용성 등을 고려하여 보강효과가 40~50 % 정도로 발휘되도록 보강량이 산정 되게 권장하고 있다. 또한 이 휨 보강 규정은 지진하중에 저항하여 소성힌지가 발생하는 라멘구조 등에는 적용하지 않는 것을 원칙으로 하고 있다.

R.C구조물에 FRP로 인장보강을 한 직사각형단면에 대하여 보강 휨 내력 계산 시 계산의 편리를 위하여 다음의 가정을 하고있으며 단면 형상이 직사각형이 아닌 T형이나 I형 또는 복철근단면의 경우에도 동일하게 적용할 수 있게 하고 있다.

- 콘크리트와 보강재의 변형률은 중립축에 비례하여 선형적으로 증가하고 변형 전의 단면은 변형 후에도 평면을 유지하는 것으로 한다.
- FRP와 콘크리트사이는 완전부착으로 가정하여 미소한 변형도 없는 것으로 한다.
- FRP접착제 층의 전단변형은 무시한다.
- FRP재료의 응력 변형률관계는 파단시까지 선형탄성으로 한다.

위의 가정을 토대로 휨 내력을 계산하고 있으며 FRP의 변형률 계산 시는 보강구조물의 초기의 자중과 일부 사하중으로 인한 초기변형률을 고려하여 보강단면의 휨 내력을 계산하고 있다.

FRP의 인장보강으로 휨 내력 증가가 이루어지는 관계로 기존의 전단내력을 검토 하도록 하고 있으며 전단내력이 부족할 경우는 전단에 대하여도 보강을 하도록 명시

하고 있다.

FRP보강단면의 공칭강도는 변형률 적합조건과 힘의 평형조건으로 결정할 수 있으며 파괴모드 또한 결정이 가능한 것으로 하고 있다.

여기서 ACI에서 규정하고 있는 FRP보강보의 파괴모드를 살펴보면 다음과 같다.

- 철근항복 전에 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 파괴 (휨 압축파괴)
- 철근항복 후 FRP의 파단으로 인한 파괴 (FRP파단파괴)
- 철근항복 후 압축부 콘크리트의 파괴로 인한 파괴 (휨 압축파괴)
- 콘크리트 피복의 전단 또는 인장 박리로 인한 파괴 (박리파괴)
- FRP와 콘크리트 사이의 부착력 상실로 인한 파괴 (부착파괴)

위의 파괴모드 중 박리파괴와 부착파괴는 접착력이 충분치 못하여 발생하는 것으로 이를 방지하기 위하여 FRP의 변형률 값을 부착의존계수 k_m 을 통해 제한하고 있다.

여기서 k_m 은 다음과 같다.

$$\frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 \text{ for } n E_f t_f \leq 180,000$$

$$\frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90 \text{ for } n E_f t_f > 180,000$$

극한상태에서의 FRP의 최대변형률은 위의 부착의존계수와 초기변형률(ε_{bi})을 고려하여 다음 식으로 계산하고 있다.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fu}$$

FRP보강보의 공칭모멘트는 일반적으로 R.C 휨 부재의 해석 시 사용되는 Whitney의 응력블럭을 사용하여 계산하고 있다. 아래에 공칭모멘트(M_n)의 계산식이 나와 있다.

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_f \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

여기서 ψ_f 는 추가감소계수로 0.85로 취하고 있다.

2.4.2 보강 상세(Reinforcement details)

FRP보강보에서 일어날 수 있는 파괴모드 중 취성적인 파괴형태인 박리파괴와 부착파괴를 방지하기 위하여 ACI에서는 다음과 같은 제한을 두고 있다.

우선 부착파괴는 FRP와 콘크리트 사이의 부착면적이 부족하여 발생하는 파괴로 보고 있으며 콘크리트가 수평전단응력과 연직응력을 견디지 못하고 파괴가 발생하는 것으로 설명하고 있다. 이러한 취성파괴의 경우에는 부착감소계수를 0.5로 하고 있다. 또한 기계적인 정착장치로 부착파괴를 방지하도록 하고 있다.

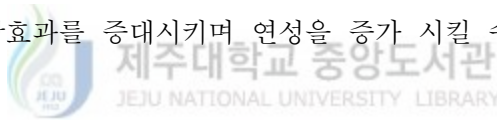
박리파괴는 내부의 철근위치에서 수평으로 진행되는 파괴로 부착된 FRP에서의 연직응력에 의해 파괴가 일어나는 것으로 나타내고 있다. 이러한 박리파괴를 방지하기 위해 단순보에서는 FRP의 부착길이를 균열 모멘트점에서 d 만큼 연장하여 부착시키도록 하고 있다. 또한 FRP부착 단부의 전단력이 콘크리트의 전단력의 $2/3$ 를 초과할 경우는 보강 FRP에 정착을 하도록 하고 있다.



III. NEFMAC보강 RC슬래브의 파괴강도 실험

3.1 개요

탄소격자섬유(NEFMAC)로 보강한 슬래브의 보강효과와 보강후의 거동을 실험적으로 알아 보기위하여 총14개의 시험체를 제작하여 실험을 진행하였다. 보강재의 보강량, 보강 모르타의 두께, 앵커의 유무, 그리고 보강위치를 실험인자로 선택하여 실시하였다. 일반적으로 FRP섬유로 된 보강재(쉬트, 판)로 보강한 휨 부재는 보강재가 최대응력에 도달하기 전에 박리파괴나 부착파괴와 같은 취성적 파괴형태를 보이지만 본 연구에서는 보강량의 증가에 따른 부재의 파괴형태가 상이한 양상을 보이고 있다. 이에 본 연구에서는 격자형 FRP로 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 역학적 거동과 파괴형태를 실험 연구를 통하여 파악하고자 한다. 또한 실험 연구에서 얻은 실험결과를 바탕으로 조기파괴를 방지하면서 보강효과를 증대시키며 연성을 증가 시킬 수 있는 보강설계 기준을 제시하고자 하였다.



3.2 시험체 제원

본 실험연구에서 사용된 시험체의 제원 및 하중 재하도는 Fig 3.1에 나타내고 있다. 철근콘크리트 슬래브 기준 시험체의 단면치수 및 배근상세는 그림에서 보는 바와 같이 단면 크기는 450×150 mm이고, 순 지간길이는 1.8m이다. 철근배근의 경우 콘크리트 구조설계기준에 따라 휨에 대하여는 저보강 슬래브로 인장측에 최대철근비의 약 40%인 SD40 D10 철근 5개를 배근하고 압축철근은 배근하지 않았다. 스터럽에 의한 전단보강은 일반적인 슬래브에서처럼 실시하지 않았으며 콘크리트 만에 의해 전단을 저항하는 것으로 설계를 하였다.

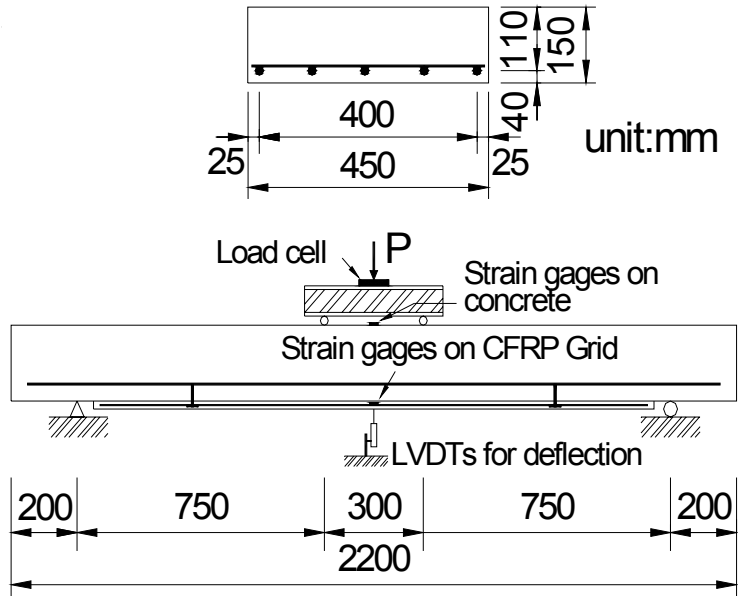


Fig 3.1 Dimensions and loading arrangement of test slab



3.3 실험변수

각 시험체의 변수는 CFRP grid 보강재의 보강량, 보강 모르터의 두께(grid의 유효 깊이), 앵커의 유무, 그리고 보강위치(인장부 혹은 압축부)를 선택하여 전체 7개의 변수로 각각 2개씩 제작하여 총 14개의 시험체를 제작, 시험하였다.

Table 3.1은 시험체의 변수 및 그 상세내용을 나타내고 있다. RS 시험체는 아무런 보강도 하지 않은 기준 시험체로서 다른 슬래브들과 비교될 수 있도록 하였다. 휨 부착 길이와 관련한 격자섬유의 길이로는 동일하게 전지간의 0.9L로 보강을 하였고 폴리머 모르터의 두께는 각각 2T(20 mm), 4T(40 mm)로 선택하였다.

Table 3.1 Details of test slabs

시험체	CFRP grid ₂ 단면적, mm ²	앵커	Mortar depth(Grid depth), mm	보강위치
R S	-	-	-	-
C4A-2T	52.8	유	20(155)	인장부
C6A-2T	140.0	유	20(155)	인장부
C8A-2T	211.2	유	20(155)	인장부
C6N-2T	140.0	무	20(155)	인장부
C6N-4T	140.0	무	40(175)	인장부
C6N-2C	140.0	무	20(155)	인장-압축부



3.4 사용재료

제작 완료된 목재거푸집에 철근을 조립한 후 레미콘(Ready-Mixed Concrete)을 이용하여 콘크리트를 타설하여 시험체를 제작하였다. 시험체 제작에 사용된 재료들의 물성치를 살펴보면 다음과 같다.

3.4.1 콘크리트

콘크리트는 레미콘(ready-mixed concrete)을 사용하여 제작하였는데 설계 압축강도는 240 kgf/cm^2 , 굵은 골재의 최대치수는 25 mm이다. 시험체 제작시 현장에서 측정한 슬럼프는 14 cm이었고 시험시 측정한 원주형공시체의 평균 압축강도는 285 kgf/cm^2 이었다. Table 3.2에 콘크리트의 일반적인 성질이 나와 있다.

Table 3.2 Properties of concrete2

굵은 골재의 최대 치수	슬럼프	시멘트 종류	염화물 함량	공기량	압축강도
25 mm	10 cm	보통 포틀랜드	0.3 kgf/cm^3	4.5%	285 kgf/cm^2

3.4.2 철근

1방향 슬래브 제작에 사용된 철근은 SD40종류로 인장축에 D10철근을 사용하고 KS B 8082 금속재료의 시험법에 따라 3개의 시편을 제작하여 인장시험을 하였다. Table 3.3에 D10철근 3개의 인장시험결과 평균값을 나타내고 있다.

Table 3.3 Properties of steel

재 료	항복강도	인장강도	탄성계수	항복변형률
D10	4200 kgf/cm^2	6340 kgf/cm^2	$2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	0.0022

3.4.3 프리믹스 시멘트(네프크리트)

시험체의 보강에 사용된 재료는 물과 접착 증강제와 혼합하여 폴리머 모르타가 되어 일반시멘트보다 압축강도와 인장강도 부착강도가 월등히 향상되는 특수 시멘트를 사용하였으며 사용된 재료의 물성치는 제조사의 기술자료의 값을 사용하였으며 아래 Table 3.4와 같다.

Table 3.4 Properties of NEFCREET

재료	부착강도	압축강도	휨강도	인장강도
네프크리트	17 kgf/cm^2	370 kgf/cm^2	69 kgf/cm^2	20 kgf/cm^2

3.4.4 접착증강제 (리포텍스)

초미립자 타입의 아크릴에멀션으로 보강 부위 구콘크리트 표면에 도포 또는 마감모르터의 혼화제로 사용하여 신구콘크리트 접착력 증강 및 마감제의 부착강도, 압축강도의 개선효과가 매우 우수한 재료로 본 시험에 사용된 재료의 성상은 다음과 같다.

Table 3.5 Properties of REFOTEX

구분	외관	건조 고형분	Ph	점도	비중
성상	유백색 액체	45%	7 ~ 9	20 ~ 200 cp	1.03 ~ 1.07

3.4.5 격자섬유(NEFMAC)

본 시험에 사용된 격자섬유는 탄소섬유로 제작된 C4, C6, C8로 격자간격은 종횡방향 모두 5 cm의 것을 사용하였다. 재료의 인장시험을 위하여 섬유에서 종방향의 격자를 절취하여 단면적을 일정하게 한 후 인장시험을 하였다. Table 3.6은 인장시험을 통해 나타난 격자섬유의 물성치를 나타내고 있다. Fig 3.2와 Fig 3.3은 각각 격자섬유의 인장시험의 모습과 격자섬유 각부명칭을 보여주고 있다.

Table 3.6 Properties of CFRP grid(NEFMAC)

재료	인장강도	탄성계수	극한변형률
C4	13890 kgf/cm^2	1.02×10^6 kgf/cm^2	0.0136
C6	14200 kgf/cm^2	1.02×10^6 kgf/cm^2	0.0139
C8	13320 kgf/cm^2	0.98×10^6 kgf/cm^2	0.0136

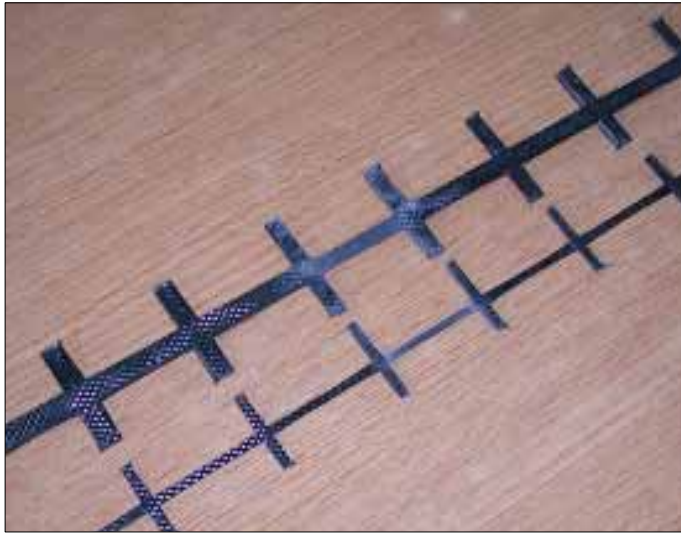


Fig 3.2 Tensile test specimen of CFRP grid

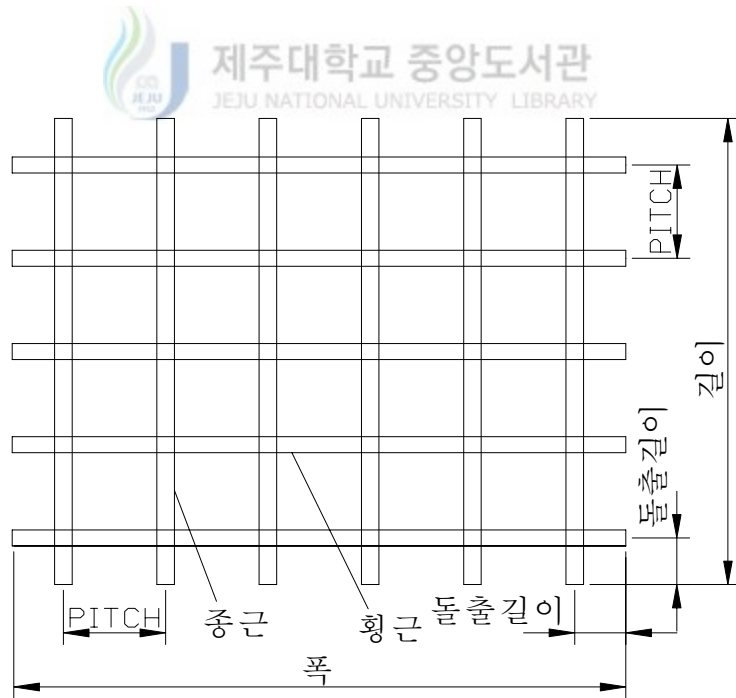


Fig 3.3 CFRP-Grid

3.5 격자섬유보강

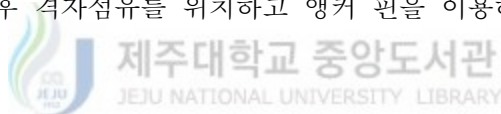
시험체는 콘크리트 타설 후 4주간의 양생을 완료하고 격자섬유 보강작업을 실시하였으며 보강은 네프맥 공법의 기술자료에 의거하여 실시하였다. 보강 시 작업이 용이하게 하기 위하여 시험체를 인장면이 위로 향하게 하여 보강을 실시하였다. 여기서 격자섬유 보강절차를 살펴보면 아래와 같다.

1) 보강면의 처리

보강면의 콘크리트 면처리를 위하여 디스크 그라인딩 방법을 사용하였으며 콘크리트 표면은 레이탄스를 완전히 제거하고 골재가 충분히 드러날 정도로 갈아내었으며 표면 처리 후 솔과 진공청소기로 먼지를 완전히 제거한 후 물로 표면을 세척하였다.

2) 격자섬유설치

보강할 콘크리트 면에 격자섬유의 고정을 위하여 드릴을 이용하여 간격재가 위치할 곳을 천공을 실시한 후 격자섬유를 위치하고 앵커 핀을 이용하여 격자섬유를 고정 설치하였다.



3) 접착 증강제 도포

보강 모르터의 부착을 증강시키기 위하여 접착 증강제 리포텍스를 무게비로 리포텍스 : 물을 1 : 2의 배합으로 혼합하여 로울러로 보강면과 격자섬유에 고르게 도포 하였다.

4) 보강 모르터시공

보강모르터는 배합비가 무게비로 리포텍스(1) : 물(3.5) : 네프크리트(25)로 하여 두께 2cm로 하여 시공을 하였으며 4cm의 경우는 두 번에 걸쳐 시공을 하였다.

5) 양생

보강 모르터 시공 후 실내에서 양생을 실시하였으며 햇빛과 수분의 침입을 차단하여 양생을 실시하였다.

아래 Fig 3.4는 네프맥 보강공사 시공절차를 도표로 나타내었고 Fig 3.5와 Fig 3.6은 양생이 완료된 시험체에 콘크리트 표면의 레이탄스를 제거한 후에 격자섬유의 설치모습과 앵커 핀으로 격자섬유를 고정한 모습이 나와 있다.

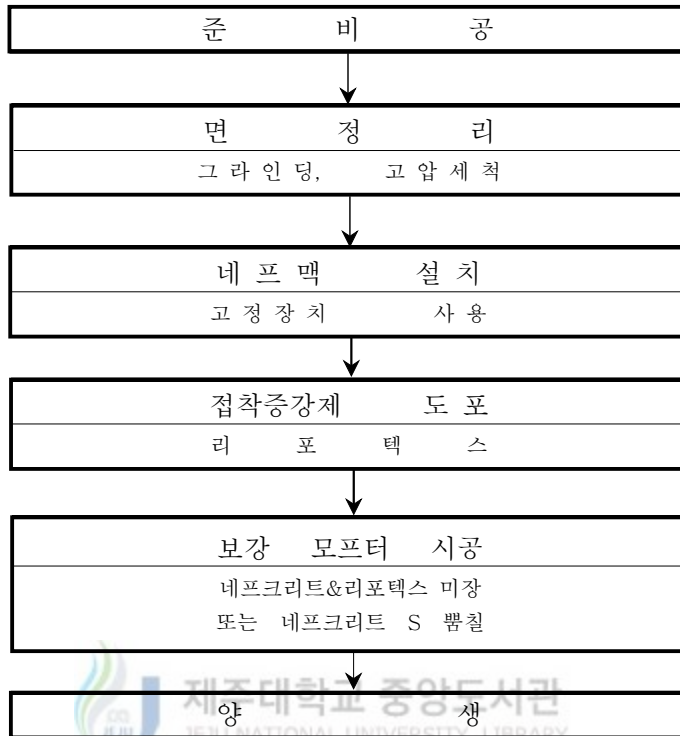


Fig 3.4 execution procedure of CFRP grid



Fig 3.5 Strengthening of CFRP Grid

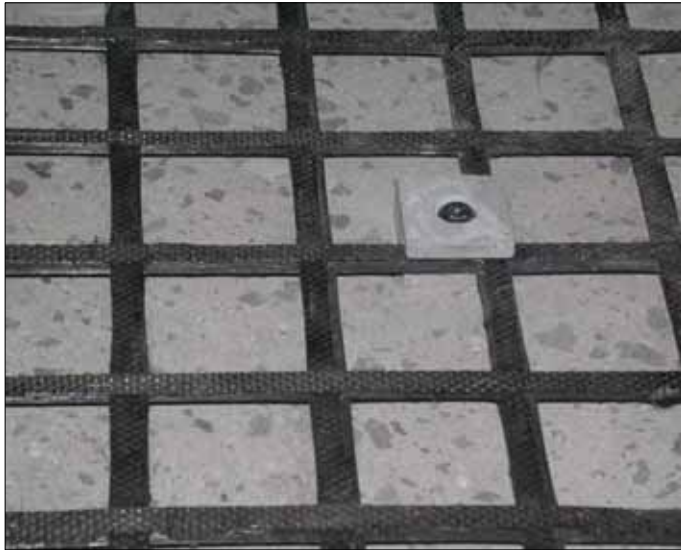


Fig 3.6 Installation of anchor pin



Fig 3.7 Real view of test slab

3.6 실험

하중재하는 앞의 Fig 3.1에서 보인 바와 같이 4점 재하법으로 지간 중앙에 300 mm 이 간격으로 2점에서 하중이 작용될 수 있도록 강재보를 설치하고 가력 프레임에서 유압 하중기를 사용하여 파괴시까지 정적하중으로 재하 하였다. 하중은 변위조절법으로 분당 약 1.5 mm의 속도로 재하 하였으며 1 tonf마다 균열을 표시하고 사진을 촬영하였으며, 완전 파괴시까지 재하 하여 최종 파괴형태를 확인하였다. 시험 데이터 수집은 동적변형률 측정기를 이용하여 컴퓨터 데이터 수집 프로그램을 이용하여 하중, 처짐, 철근의 변형률, 콘크리트의 변형률, 격자섬유의 변형률을 측정하였다. Fig 3.7은 시험체의 설치모습이 나타나 있다.



IV. 실험결과 및 분석

4.1 파괴하중과 파괴형태

1방향 슬래브를 이용하여 보강을 실시한 후 정적 휨 실험을 실시한 결과와 분석을 본 절에서 기술하고 있다. 각 시험체의 파괴형태는 시험시 콘크리트 균열의 발생과 진전, CFRP 격자 섬유에 의한 파단여부, 슬래브 콘크리트와 보강 모르타르의 분리, 그리고 콘크리트와 CFRP 격자섬유에 부착된 변형률 게이지와 변위계의 값을 참고로 하여 각 시험체의 파괴과정과 최종파괴 형태를 결정하였다.

Table 4.1은 실험을 통해 얻어진 균열하중, 항복하중, 극한하중 값을 나타내고 Fig 4.1에 각 시험체의 균열하중과 항복하중, 극한하중이 나타나 있다.

Table 4.1 Cracking, yielding, ultimate load

시 험 체		균 열 하 중 (tonf)		항 복 하 중 (tonf)		극 한 하 중 (tonf)	
		하 중	평 균	하 중	평 균	하 중	평 균
R S	1	1.22	1.35	3.87	3.92	5.24	5.40
	2	1.47		3.97		5.55	
C4A-2T	1	1.70	1.68	3.76	3.66	6.81	6.54
	2	1.65		3.55		6.27	
C6A-2T	1	1.96	1.80	5.77	5.52	10.04	9.45
	2	1.63		5.26		8.85	
C8A-2T	1	1.88	1.88	5.13	5.13	9.56	9.56
C6N-2T	1	2.03	2.03	5.48	5.48	8.62	8.62
C6N-4T	1	1.95	2.44	6.32	6.64	10.57	10.39
	2	2.93		6.95		10.20	
C6N-2C	1	1.87	1.77	4.55	4.23	5.64	5.30
	2	1.66		4.00		4.95	

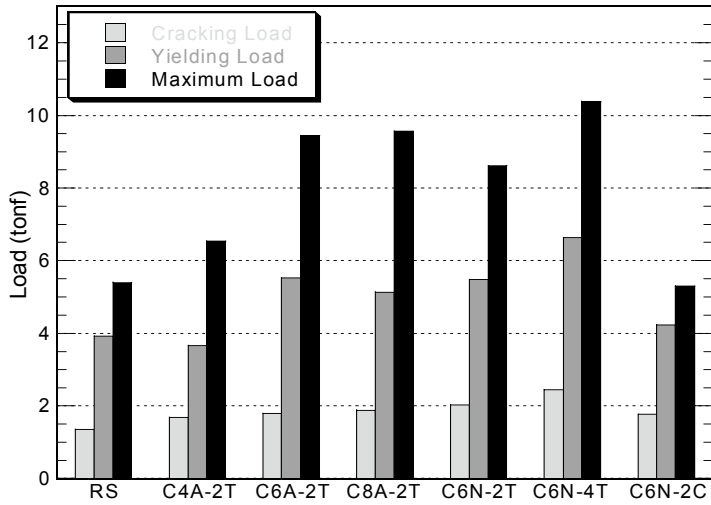


Fig 4.1 Cracking, yielding, ultimate load of slabs

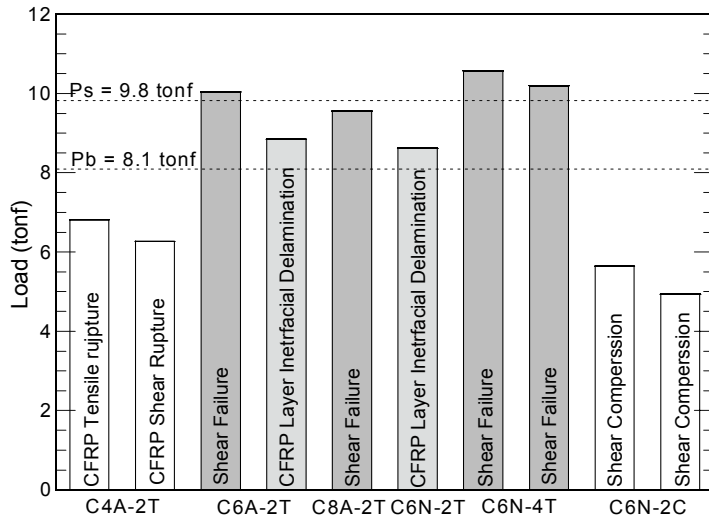


Fig 4.2 Ultimate load, failure mode of slabs

Table 4.2에 본 실험에서 관찰된 각 시험체의 파괴과정과 최종파괴형태를 정리하여 나타내었고 Fig 4.2에는 각 시험체의 파괴형태를 도표로 나타내었다.

Table 4.2 Failure mode and process of test slabs

시 험 체	파 괴 과 정		최종파괴형태
R S	1	철근항복 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C4A-2T	1	철근항복 - CFRP격자섬유 인장파단 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - CFRP격자섬유 다우월 파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C6A-2T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
	2	철근항복 - CFRP격자섬유 층 박락 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C8A-2T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
C6N-2T	1	철근항복 - CFRP격자섬유 층 박락 - 전단압축파괴	전단압축파괴
C6N-4T	1	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
	2	철근항복 - 전단파괴	전단파괴
C6N-2C	1	철근항복 - 압축부 계면파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴
	2	철근항복 - 압축부 계면파괴 - 전단압축파괴	전단압축파괴

4.2 시험변수의 영향

4.2.1 CFRP Grid의 보강량

Fig 4.3은 CFRP 격자 보강량을 달리하는 시험 슬래브 RS, C4A-2T, C6A-2T, C8A-2T의 하중과 처짐 관계를 나타낸 그래프이고 Fig 4.4는 하중-철근변형률 곡선이다. 하중-처짐도에 나타난 바와 같이 아무런 보강이 없는 기준 시험슬래브 RS는 인장 철근의 항복이후 상당량의 처짐을 발생시킨 후 압축부 콘크리트가 파괴되는 전형적인 인장파괴 형태를 보였다.

가장 작은 보강량을 가진 시험체 슬래브 C4A-2T의 측면 균열양상과 분포는 RS 시험체와 유사하였으나 슬래브 하면의 균열의 모양은 상이하였다. 즉, 시험체 RS에서는 균열이 일직선으로 나타나지는 않았으나 시험체 C4A-2T에서는 CFRP 격자섬유의 영향으로 직선적으로 분포하였다. 철근항복시의 하중은 RS 시험체 보다 오히려 작게 나타났지만 이는 국부적인 변형 증가나 시공 및 측정 오차에 의한 영향으로 추측되며 철근 항복 후에는 CFRP 격자섬유에 의한 저항력으로 하중이 증가하였다. 시험체 슬래브 C4A-2T는 최종적으로 CFRP 격자 보강재의 파단에 의해 파괴 되었는데 격자섬유의 파단은 1개의 섬유가 파단을 한 후 2차 격자섬유가 파단하고 이후 나머지의 격자섬유가 일시에 파단이 일어났다. CFRP 격자섬유의 파단에 의한 파괴형태를 갖는 시험체는 격자섬유 파단 후에도 최소한은 보강하지 않는 시험체의 극한저항강도와 극한처짐을 갖는다. Fig 4.5는 C4A-2T 시험체의 CFRP 격자섬유의 파단에 의한 최종파괴 모습을 보여주고 있다.

CFRP 더 많은 보강재의 양을 갖는 시험체 슬래브 C6A-2T는 철근 항복 전까지는 RS 시험체와 유사한 거동을 나타내었으나 철근 항복 후에는 격자섬유 의 인장 저항력으로 인하여 하중 저항력이 보강량의 증가에 따라 증가되었다. 시험체 C6A-2T의 파괴는 철근 항복 후 하중이 증가하다 갑작스런 전단균열의 발생과 확대로 전단파괴 되었다. 즉, 전단균열의 갑작스런 확대로 전단균열이 CFRP 격자 보강재 면에서 수평으로 진전되어 분리되는 파괴를 보였다. Fig 4.6은 C6A-2T 시험체의 계면 전단파괴의 모습을 보여주고 있다.

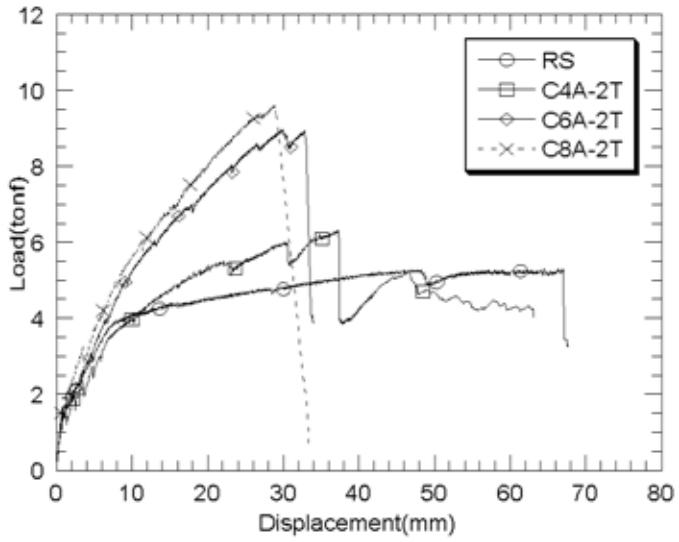


Fig 4.3 Load-deflection curves with different CFRP grid reinforcement

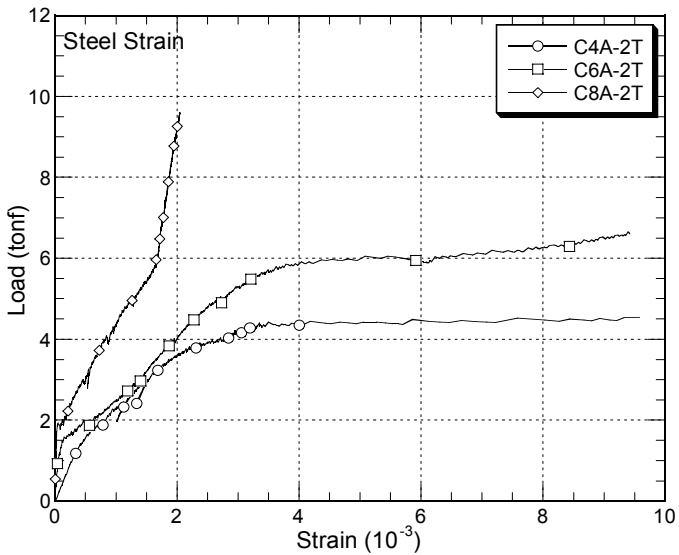


Fig 4.4 Load-steel strain curves



Fig 4.5 CFRP grid rupture failure

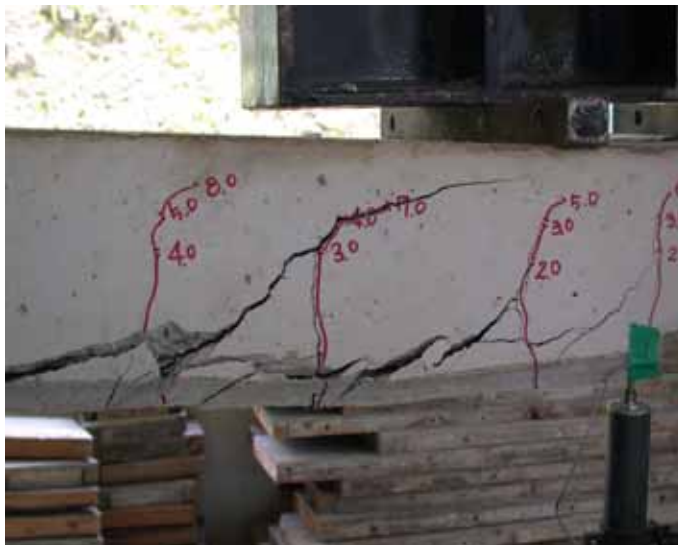


Fig 4.6 Debonding shear failure



Fig 4.7 Diagonal shear failure

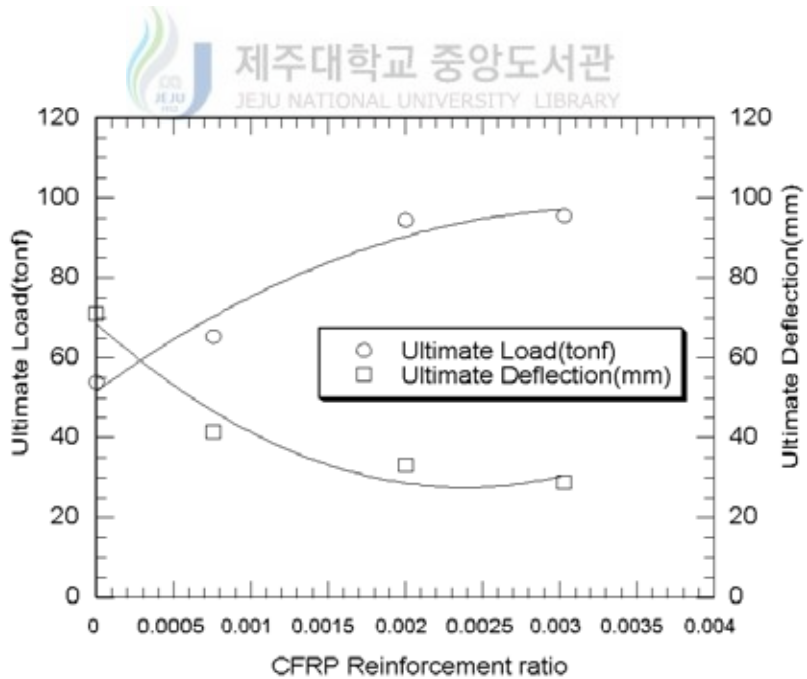


Fig 4.8 Ultimate load and deflection with different CFRP reinforcement ratio

한편, 기존 콘크리트 슬래브 하면과 보강 모르터의 접착면에서는 어떠한 수평균열도 발생하지 않아 보강 모르터와 기존 콘크리트와의 부착강도는 본 공법을 적용하는데 있어서는 문제가 없을 것으로 생각된다.

CFRP 격자 보강량이 가장 많은 시험체 C8A-2T는 전술한 시험체들과 초기균열 발생은 비슷하였으며 다만 보강량이 큰 영향으로 균열 발생이 지점 쪽으로 확장되어 갔다. 철근 항복 후에는 시험체 C6A-2T와 비슷한 거동을 보이다가 갑작스런 사인장 균열의 발생과 확대로 전단파괴 되었다. Fig 4.7은 시험체 C8A-2T의 사인장 전단파괴를 보여주고 있다.

Fig 4.8은 각 시험체의 보강량과 단면 상단에서부터 CFRP Grid에 위치까지의 근입 깊이를 이용하여 보강비를 계산하였다. CFRP 격자섬유의 보강량의 영향을 살펴보면 보강량의 증가에 따라 극한저항력은 증가되며 극한처짐량은 감소하는 경향을 보이고 있다. 한편, 보강량의 증가에 따라 파괴형태도 다르게 나타났는데 이는 휨 보강에 따른 전단보강 효과가 미미하기 때문으로 인장파괴에서 계면 전단파괴, 사인장 전단파괴 등으로 변화되었다.



4.2.2 보강 모르터의 두께

Fig 4.9는 폴리머 보강모르터의 두께를 달리한 시험체 RS, C6N-2T, C6N-4T를 비교한 하중-처짐 곡선을 나타내고 Fig 4.10은 하중-철근의 변형률 곡선을 보여주고 있다. 여기서 보강 모르터의 증가는 CFRP 격자 보강재의 유효높이의 증가를 의미한다.

시험체 C6N-4T는 시험체 C6A-2T와 동일한 CFRP 격자섬유 보강량을 가지고 보강두께만을 20mm에서 40mm로 증가시킨 경우로 이는 20mm의 CFRP 보강재의 유효높이의 증가를 가져오고 있다. 시험체 C6N-4T는 보강 모르터의 두께 증가로 단면2차 모멘트의 증가로 인해 균열하중이 증가하고, 유효높이의 증가로 인해 단면저항력에 있어서 모멘트 팔의 증가를 가져와 항복하중과 극한하중이 증가하였다. 한편, 극한처짐에 있어서는 거의 비슷하여 20mm 정도의 유효높이 증가는 연성에는 큰 영향을 주지 못함을 알 수 있다.

시험체 C6N-2T의 최종 파괴형태는 C6A-2T와 같은 계면 전단파괴를 나타냈으며 시험체 C6N-4T는 시험체 C8A-2T와 같은 사인장 전단파괴를 보였다.

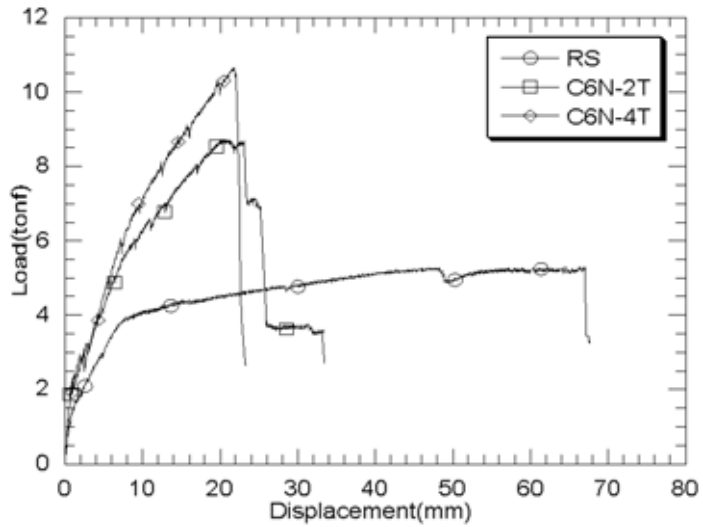


Fig 4.9 Load-deflection curves with different mortar thickness

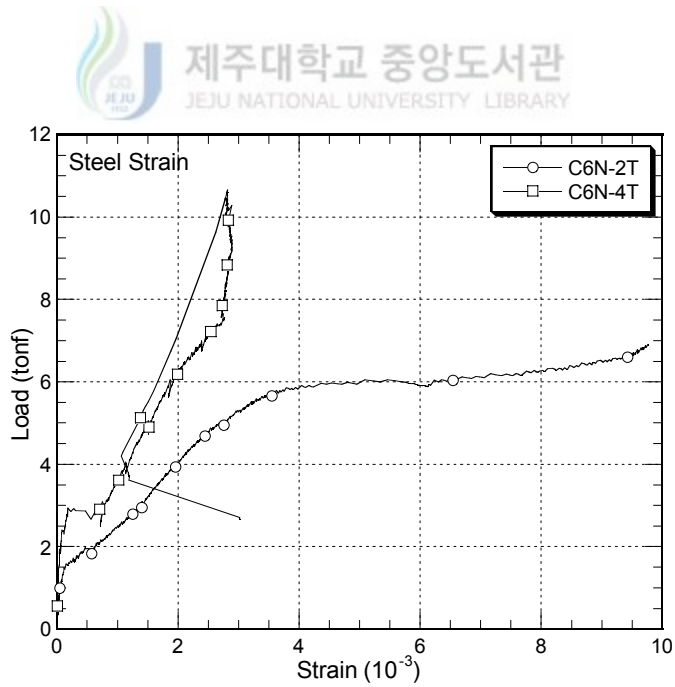


Fig 4.10 Load-steel strain curves

4.2.3 Anchor pin의 역할

원래 앵커핀은 CFRP 격자 보강재의 위치를 고정하기 위한 것이다. 그러나 부가적으로 보강모르터 내에서 수평전단을 저항하는 역할을 하고 있다. 따라서 앵커핀의 수평전단 저항효과를 알아보기 위하여 시험체 6CA-2T는 총 6개의 앵커핀로 1.6x0.4 m의 CFRP 격자를 고정하여 단위 m^2 당 5 개를 배치하였고 시험체 C6N-2T는 앵커핀 없이 보강한 것이다.

파괴형태는 두 시험체 모두 CFRP 격자섬유 층에서의 박락으로 인하여 하중 저항강도를 잃는 계면박리 전단파괴였다. Fig 4.11은 무보강 기준 시험체 RS와 앵커의 유무를 실험변수로 한 시험체 C6A-2T와 C6N-2T를 비교한 하중-처짐 곡선도이다. 그림에서 보는 바와 같이 앵커핀이 설치된 시험체 C6A-2T는 앵커핀이 없는 시험체 C6N-2T에 비하여 큰 극한 저항강도와 극한처짐을 나타내고 있다. 이는 앵커핀이 CFRP 격자 보강재의 계면에서 수평 전단력을 어느 정도 저항해 주는 역할을 한 것으로 생각되어진다. 따라서 적절한 갯수의 앵커핀을 사용한다면 계면 박리파괴를 제어하거나 피할 수 있을 것으로 생각된다.

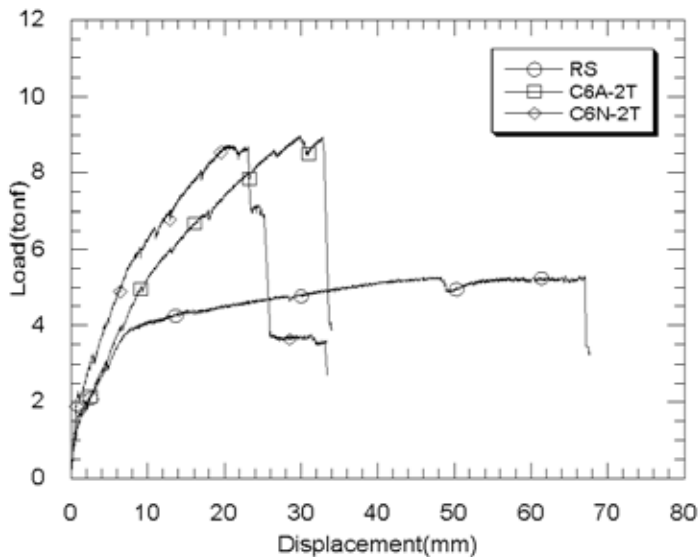


Fig 4.11 Load-deflection curves with the presence of anchor pin

4.2.4 압축보강의 효과

CFRP 격자 보강재의 압축부 보강효과를 알아보기 위하여 시험체 C6N-2C를 슬래브 상면에 CFRP 격자섬유와 보강 모르터로 보강하였다. 파괴형태는 압축부 콘크리트 슬래브와 보강 모르터의 계면에서 계면파괴가 발생하여 수평균열이 발생하고 기존 콘크리트 상부가 압축파괴 되었다.

Fig 4.12는 아무런 보강이 없는 기준 시험체 RS와 인장측에 보강한 시험체 C6N-2T와 압축 보강 슬래브 C6N-2C의 하중-처짐 곡선을 비교한 그래프이다.

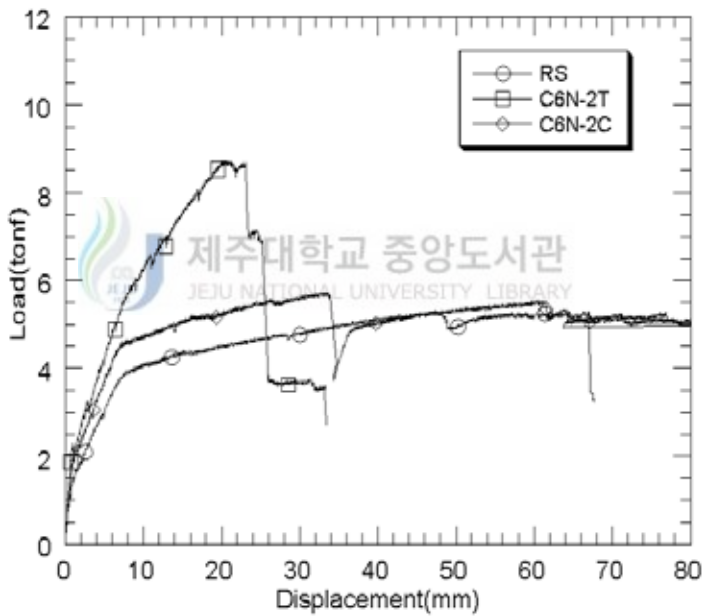


Fig 4.12 Load-deflection curves with the strengthening of compression

시험체 C6N-2C의 압축 보강효과는 인장측 보강을 한 시험체 C6N-2T에 비해 현저히 낮게 나타나고 있으나 철근의 유효깊이 증가로 항복하중은 시험체 RS에 비해 증가하고 있다. 압축보강 시험체 슬래브 C6N-2C는 항복하중 후 보강이 없는 RS 시험체와 비슷한 기울기로 하중이 증가되고 있는데 이는 상부의 기존 콘크리트와 보강 모르터의

계면균열이 진행되며 보강 모르터 단면의 압축저항 능력이 감소되고 있음을 시사하고 있다. 또한 완전 계면 파괴 후에는 아무런 보강이 없는 시험체 RS의 하중-처짐 곡선을 따라 거동한다는 것을 알 수 있다.

결론적으로 CFRP 격자 보강재를 이용한 압축부 보강은 초기 균열하중, 휨 강성, 항복하중 등은 보강 전에 비해 증가하고 있으나 극한저항하중에서는 큰 보강효과를 보이지 못하고 있다. 따라서 CFRP 격자섬유를 이용한 압축부 보강은 상부 수평 계면파괴를 방지하는 방법을 쓰지 않는 한 저항하중 증대 효과보다는 슬래브의 사용성 향상을 위한 경우에 바람직할 것으로 생각되어 진다.

4.2.5 파괴형태의 분석

CFRP 격자 보강재를 이용한 보강 슬래브 시험체의 파괴형태는 실험결과를 통해 항복-압축파괴, CFRP 파단파괴, 계면 전단파괴, 사인장 전단파괴 등이다. 이들 파괴형태를 분석해 보면 우선 항복-압축 파괴는 무보강 기준 슬래브 RS에서 관찰된 파괴형태로 철근의 항복 후 압축부 콘크리트가 파괴되는 경우이다. Fig 4.13-Fig 4.19 에서는 시험체별 파괴형태를 보여주고 있다.

CFRP 격자섬유의 인장 파단파괴는 비교적 보강량이 적은 시험체 C4A-2T에서 관찰되었는데 격자섬유의 변형률이 이 최대변형률을 초과하여 인장 파단된 경우이다. 이 경우에는 CFRP 격자 섬유만 파단되어 최대 극한저항 하중은 상실하였으나 최후에도 최소한 무보강 시험체의 극한저항하중과 극한 처짐량을 갖는다.

CFRP 격자 보강재 층 계면 전단파괴는 비교적 보강량이 많은 시험체 C6A-2T와 C6N-2T에서 관찰된 파괴형태로 격자섬유의 보강량이 증가되어 격자섬유의 변형률이 파단변형률에 이르기 전에 먼저 보강 모르터가 격자섬유 층에서 박리되어 탈락하면서 발생하는 파괴이다.

사인장 전단파괴의 경우는 보강량이 매우 큰 시험체 C8A-2T와 CFRP 격자 보강재의 유효높이가 증가한 C6N-4T에서 관찰되었는데 보강량이 증가하거나 유효높이가 증가하여 휨 저항강도가 높아짐으로 해서 슬래브가 휨내력 지배에서 전단내력지배 상태로 되어 전단에 의해 파괴가 일어난 경우이다.



Fig 4.13 Shear compression failure(RS1)

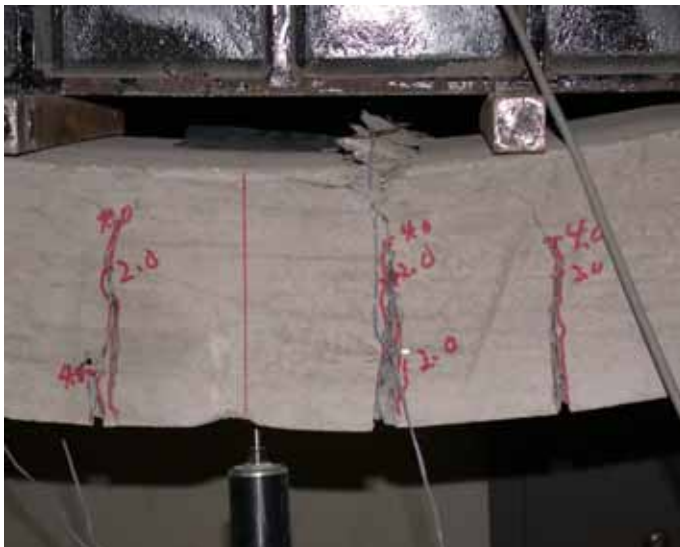


Fig 4.14 Flexural compression failure (RS2)



Fig 4.15 CFRP grid rupture(C4A-2T-1)



Fig 4.16 CFRP grid dowel rupture(C4A-2T-2)

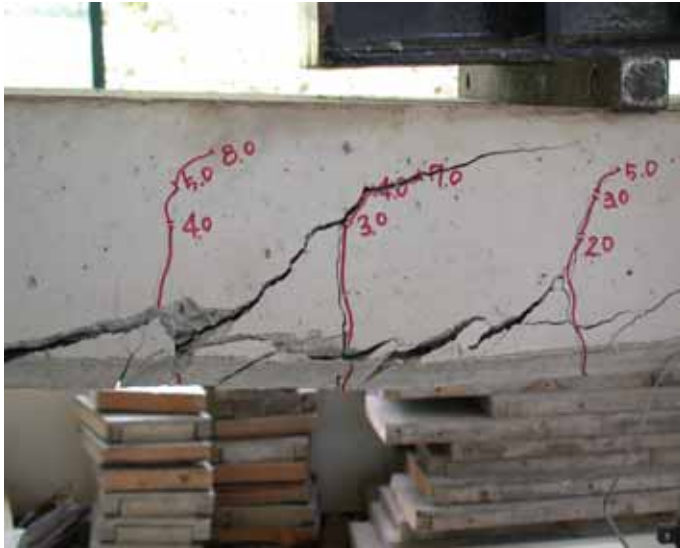


Fig 4.17 Interfacial debonding failure(C6A-2T-1)



Fig 4.18 Interfacial debonding failure(C6A-2T-2)



Fig 4.19 Typical shear failure(C8A-2T)

이상에서 살펴본 바와 같이 CFRP 격자섬유로 휨 보강된 일방향 슬래브는 보강량이 증가함에 따라 그 파괴 형태가 달라지는 것을 알 수 있다. 즉 격자섬유의 보강량이 증가함에 따라 계면 전단파괴, 사인장 전단파괴 등 취성적인 파괴형태를 나타내고 있다. 또한 보강모르터의 두께를 증가시켰을 경우에도 격자섬유의 보강량은 동일하나 CFRP 격자 보강재의 유효높이의 증가로 하중 증대효과 보이고 있고, 최종 사인장 전단파괴 형태를 나타내고 있다. 이는 탄소섬유로 된 격자섬유를 이용하여 슬래브의 하면에 인장 보강하는 것은 휨 내력 향상효과는 월등히 증가하나 이에 따른 전단저항 능력은 이에 상응하는 증가가 없어 파괴형태가 바뀌게 되는 것이다.

CFRP 격자 섬유 보강량이 가장 적은 C4A-2T는 계면 전단파괴나 사인장 전단파괴와 같은 갑작스런 취성파괴로 극한하중 저항강도를 일시에 상실함이 없이 CFRP 격자 섬유가 파단되어도 최소한 보강전 슬래브의 극한하중 저항 강도와 연성을 가진다. 따라서 극한상태에서 최소한의 안전성과 연성 등을 고려해 볼 때 다른 파괴형태보다 가장 바람직하다고 볼 수 있다. 이를 위하여 적절한 정도로 보강량을 제한할 필요가 있는 것으로 판단된다. 이러한 보강량의 제한을 통해 CFRP 격자 섬유를 파단시킴으로써 계면 전단파괴나 사인장 전단파괴 등으로 하중저항강도를 일시에 상실함을 방지하고 최대한

의 연성을 확보할 수 있는 것이다.

Fig 4.20은 각 시험체의 극한하중과 파괴형태를 나타낸 것이다. 그림에서 P_b 는 슬래브의 공칭 휨 하중 저항강도로서, 콘크리트의 압축 변형률이 최대 압축변형률일 때 CFRP 격자섬유도 최대 인장변형률인 평형상태의 보강비를 가진 슬래브의 공칭 휨 하중 저항강도이다. 또한 P_s 는 보강 슬래브 콘크리트의 공칭 전단하중 저항강도이다. 그림에서 보는 바와 같이 공칭 전단하중 저항강도와 공칭 휨 하중 저항강도를 기준으로 3가지 파괴형태를 갖고 있다. CFRP 섬유 파단파괴는 평형 휨 하중강도 이하에서, 계면 전단파괴는 평형 휨 하중강도와 전단저항하중 사이에서, 사인장 전단파괴는 전단저항 하중 이상에서 발생하고 있음을 알 수 있다.

본 실험에 사용된 슬래브 단면에서의 평형보강량은 20 mm 보강 모르터의 경우 0.79 cm^2 이고 40 mm 보강 모르터의 경우 1.02 cm^2 이다. 이 평형 보강량으로 보강할 경우의 공칭 하중저항강도는 각각 7.9 tonf, 9.8 tonf로 이는 기준 슬래브 RS의 공칭 극한하중 강도 4.1 tonf에 대하여 각각 94%, 140%의 보강효과에 해당 된다.

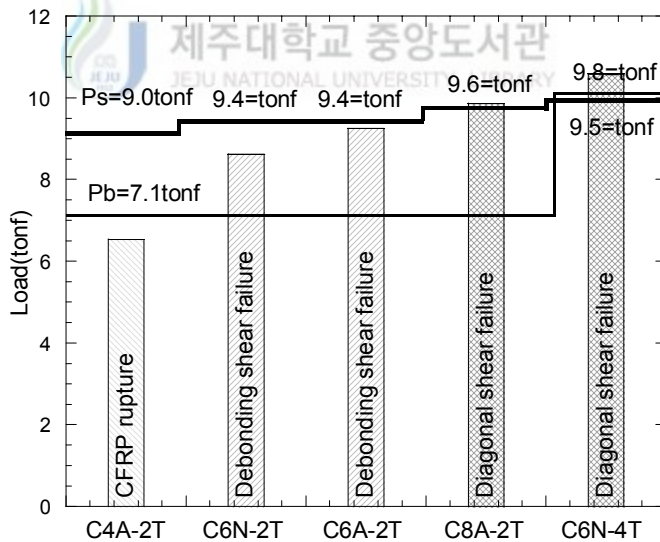


Fig 4.20 Ultimate load and failure mode

4.2.6 연성증진효과 분석

하중-처짐 곡선으로부터 항복시 처짐(δ_y)과 보강CFRP의 최대하중시의 처짐(δ_{max})

을 관찰하여 각 시험체별로 연성지수를 Table 4.3에 나타내었다. 본 실험에서 연성의 평가는 항복하중시의 처짐과 극한하중시의 처짐 비 즉 식 4.1을 이용하여 계산하였다.

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (4.1)$$

Table 4.3 Deflection, ductility index of slabs

시 험 체		항복하중시		극한하중시		연성지수	
		처짐(mm)	평균	처짐(mm)	평균		평균
R S	1	8.06	8.47	67.10	71.00	8.3	8.35
	2	8.87		74.89		8.4	
C4A-2T	1	7.42	7.45	45.47	41.38	6.13	5.56
	2	7.48		37.29		4.99	
C6A-2T	1	10.00	10.03	33.22	32.99	3.32	3.29
	2	10.06		32.75		3.26	
C8A-2T	1	8.55	8.55	28.89	28.89	3.38	3.38
C6N-2T	1	7.48	7.48	23.18	23.18	3.10	3.10
C6N-4T	1	5.08	6.66	21.92	20.68	2.71	2.55
	2	8.12		19.44		2.39	
C6N-2C	1	7.96	8.01	100	100	12.56	12.52
	2	8.05		100		12.48	

Fig 4.21은 실험 변수별 연성지수의 비교를 나타낸 것으로 보강량이 증가함에 따라 연성지수의 증진효과가 감소함을 알 수 있다. 그러므로 연성확보라는 측면에서 적절한 보강량의 제한이 필요한 설계방법이 요구된다.

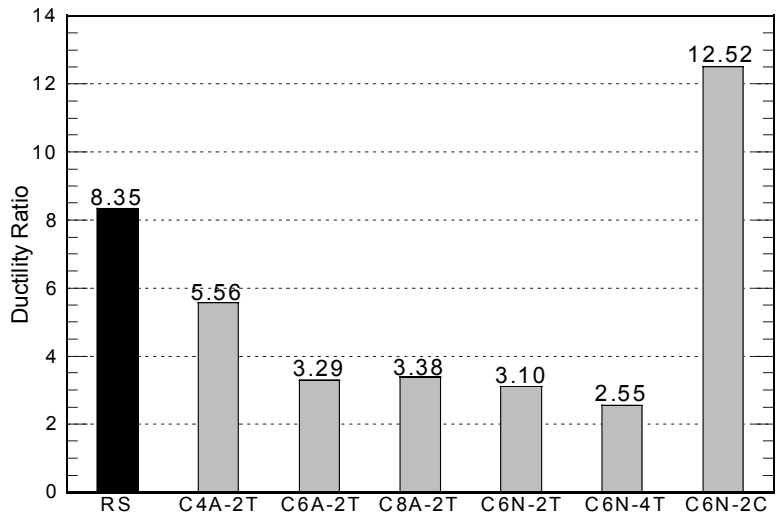


Fig 4.21 Ductility index of slabs



4.3 CFRP Grid의 보강설계

Fig 4.20에 보인 바와 같이 CFRP 격자섬유로 철근 콘크리트 슬래브를 보강함으로써 균열하중, 항복하중, 극한하중이 증가하는 효과를 가져왔다. Fig 4.3의 하중-처짐 선도로부터 알 수 있는 바와 같이 슬래브의 인장철근이 항복한 후에도 CFRP 격자 섬유의 인장저항 효과로 저항하중이 계속 증가함을 알 수 있다.

그러나 앞서 살펴본 바와 같이 CFRP 보강량이 증가함에 따라 보강된 슬래브가 전단 지배 영역으로 이동하여 일시에 하중 지지력을 상실하는 계면 전단파괴나 사인장 전단 파괴 형태를 보인다. 따라서 갑작스런 전단 취성파괴로 인하여 극한하중 저항강도를 일시에 상실함이 없이 CFRP 격자 섬유 파단후에도 최소한 보강전 슬래브의 극한하중 저항 강도와 보강전 슬래브의 최대한 연성을 가지는 CFRP 파단파괴가 바람직하다. 즉, CFRP 섬유파단 파괴가 다른 파괴형태에 비해 하중증대 효과는 최대가 되지 못하지만 극한상태에서 안전성과 연성 등을 고려해 볼 때 오히려 다른 파괴형태보다 바람직하다고 볼 수 있다.

따라서 CFRP 파단파괴를 위해서는 격자 섬유의 보강량을 제한하여야 한다. 이를 위하여 격자섬유의 보강은 평형 보강비 이하로 제한을 둘 필요가 있다. 보강 슬래브의 평형 보강비는 압축부 콘크리트 변형률이 최대 압축변형률 0.003에 도달할 때 인장측 CFRP 격자섬유의 변형률도 파단 변형률 0.014에 동시에 이르는 상태의 보강비이다.

CFRP 격자섬유로 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 극한상태에서의 해석은 일반적인 극한 휨 이론으로 구할 수 있으며 휨 이론의 기본가정들과 CFRP와 콘크리트간의 완전 부착 가정으로 성립될 수 있다. 평형 보강비에 대한 유도 과정은 Fig. 11로부터 다음과 같다.

$$\frac{0.003}{\epsilon_{fu}} = \frac{c_b}{d_f - c_b} \quad (4.2)$$

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{fu}} d_f \quad (4.3)$$

평형방정식 $C = T$ 로부터

$$0.85f_{ck}\beta_1c_b b = A_s f_y + A_{fb} f_{fu} \quad (4.4)$$

양변을 f_{fu} 로 나누어주면

$$0.85\beta_1c_b b \frac{f_{ck}}{f_{fu}} = A_s \frac{f_y}{f_{fu}} + A_{fb} \quad (4.5)$$

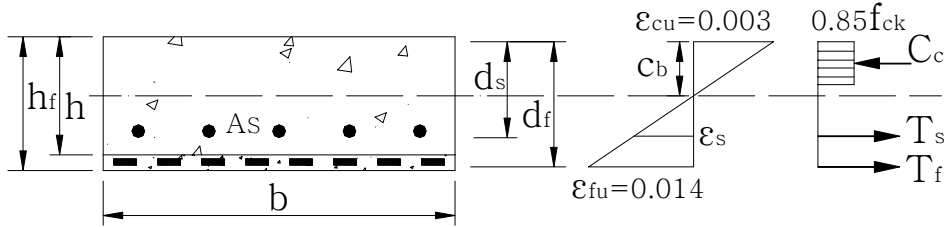


Fig 4.22 Stress-strain distribution of cross section under balanced state

c_b 의 값을 위 식에 대입하면

$$A_{fb} = 0.85\beta_1 b d_f \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{fu}} - A_s \frac{f_y}{f_{fu}} \quad (4.6)$$

CFRP 격자 보강재는 탄성재료이므로 Hook's law로부터

$$\epsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} \quad (4.7)$$

위 두식을 정리하면 보강량에 대한 식을 얻을 수 있다.

$$A_{fb} = 0.85\beta_1 b d_f \frac{f_{ck}}{f_{fu}} \frac{3000}{3000 + f_{fu}} - A_s \frac{f_y}{f_{fu}} \quad (4.8)$$

여기서, $E_f = 1.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 이고 $f_{fu} = 14000 \text{ kg/cm}^2$ 이다.

따라서 평형보강비는 아래와 같다.

$$\rho_{fb} = \frac{A_{fb}}{b h_f} \quad (4.9)$$

그러나 휨에 대한 CFRP 격자 보강량의 제한은 전단철근이 배근되지 않은 슬래브에서 극한 전단력이 콘크리트의 전단저항강도 보다 작도록 전단에 대한 제한이 우선되어야 할 것이다. 콘크리트 구조설계기준에 따르면 콘크리트의 전단저항강도는 다음과 같다.

$$V_c = 0.53\sqrt{f_{ck}} b d_e \quad (4.10)$$

여기서, b 는 슬래브의 폭이고 d_e 는 격자섬유를 고려한 유효깊이다.

평형 보강비 제한과 전단력 제한 기준을 종합하여 파괴 형태 분류를 보강된 슬래브의 공칭 휨 하중강도(P_{nb})와 평형 보강비를 갖는 슬래브의 휨 하중 강도(P_b), 보강된 슬래브의 전단 저항강도(P_s)와의 관계로 정리하면 다음과 같다.

1) $P_b < P_s$ 일 경우

- ① $P_{nb} \leq P_b$: CFRP 파단파괴
- ② $P_b \leq P_{nb} \leq P_s$: 계면 전단파괴
- ③ $P_s \leq P_{nb}$: 사인장 전단파괴

2) $P_s < P_b$ 일 경우

- ① $P_{nb} \leq P_s$: CFRP 파단파괴
- ② $P_s \leq P_{nb} \leq P_b$: 사인장 전단파괴
- ③ $P_b \leq P_{nb}$: 사인장 전단파괴

이를 P_{nb}/P_b 과 P_{nb}/P_s 의 관계 그래프로 그려 파괴형태에 관한 영역으로 구분하면 Fig 4.23과 같다.

그림에서 보는 바와 같이 세 가지 파괴영역으로 구분할 수 있는데 P_{nb}/P_s 를 기준으로 1.0 보다 클 경우, 즉, $P_{nb} \geq P_s$ 일 경우는 사인장 전단파괴가 지배함을 알 수 있다. 한편 P_{nb}/P_s 를 기준으로 1.0 보다 작을 경우, 즉, $P_{nb} \leq P_s$ 일 경우는 P_{nb}/P_b 의 값에 따라 1.0 보다 작을 경우 CFRP 파단파괴가, 1.0 보다 클 경우에 계면 전단파괴가 지배함을 알 수 있다.

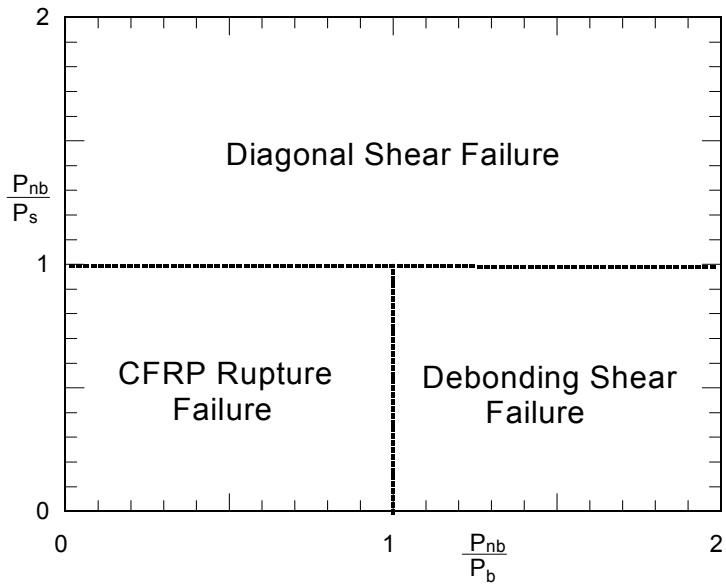


Fig 4.23 Failure mode classification



4.4 CFRP Grid 보강설계기준

계면 전단파괴나 사인장 전단파괴로 극한하중 저항강도를 일시에 상실함이 없이 최소한 보강전 슬래브의 극한하중 저항강도와 보강전 슬래브의 최대한 연성을 갖도록 CFRP 파단파괴를 유도하기 위해서는 CFRP 보강재를 평형 보강비 이하로 사용하여야 한다. 그러나 이러한 평형 보강비도 콘크리트의 전단저항 강도이하에서 사용되어야 한다. 왜냐하면 보강된 슬래브의 전단저항강도가 휨 저항강도보다 적을 시에는 취성적인 전단파괴로 인하여 갑자기 하중지지력을 상실하기 때문이다.

따라서 다음과 같은 보강설계기준을 제시할 수 있는데, 휨에 대하여 CFRP 격자 섬유 보강비는 평형 보강비 이하여야 하므로 아래 식을 만족하여야 한다.

$$\rho_f \leq \psi \rho_{fb} = \psi \frac{A_{fb}}{bh_f} \quad (4.11)$$

여기서, ψ 는 확실한 CFRP 격자 파단파괴를 유도하기 위한 안전율이다.

한편, 사용된 CFRP 격자섬유 보강량을 가지고 계산된 슬래브의 공칭 휨 하중 저항강도(P_{nb})에 의한 극한전단력(V_{nb})은 보강된 슬래브의 전단저항강도(V_c)보다 작아야 하므로 다음 식을 만족하여야 한다.

$$V_{nb} \leq \phi V_c \quad (4.12)$$

여기서, ϕ 는 안전율로서 강도감소 계수이다.

Fig 4.24는 전단철근에 의한 전단보강이 없는 콘크리트 슬래브가 전단파괴 없이 FRP 격자섬유의 파단파괴가 일어나도록 하는 보강설계의 흐름도를 나타낸 것이다.

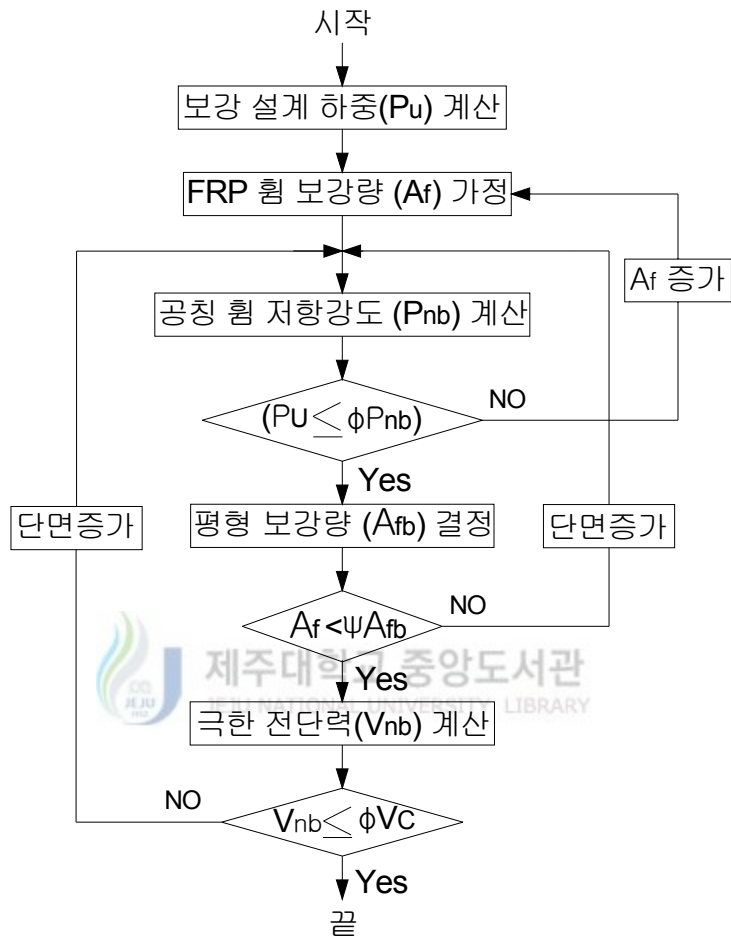


Fig 4.24 Design procedure for concrete slab strengthening with CFRP grid

V. 결 론

철근 콘크리트 슬래브를 CFRP 격자섬유로 보강한 시험체의 파괴형태와 보강효과에 대한 연구로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

1) CFRP 격자섬유를 이용하여 일방향 콘크리트 슬래브를 휨 보강할 경우 균열강도, 항복강도, 극한강도 등 휨 내력 향상효과가 우수하다.

2) 보강폴리머 모르타의 두께, 즉FRP 그리드의 유효높이를 달리한 경우 두께의 증가에 따라 보강성능도 향상되었다.

3) 앵커의 유, 무를 변수로 한 시험체인 경우, 앵커가 있는 시험체가 높은 하중 저항강도를 가지고 있는데 이는 앵커가 FRP 그리드의 위치고정 뿐만 아니라부수적으로 정착효과를 주고 있는 것으로 판단된다.

4) CFRP 격자 섬유로 보강된 콘크리트 슬래브의 극한 휨 저항강도는 격자섬유의 보강량이 증가할수록 증가하나 항복 후 변형정도를 나타내는 연성지수는 감소한다.

5) CFRP 격자로 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 최종 파괴형태는 보강량에 따라 다른 파괴 형태를 나타내었는데 보강량의 증가에 따라 CFRP 격자섬유 인장파단 파괴, CFRP 격자섬유층 계면 전단파괴, 사인장 전단파괴 등으로 나타났다.

6) CFRP 격자섬유의 보강량이 과도할 경우 파괴형태가 계면 전단파괴나 사인장 전단파괴로 이어져 하중 지지력을 갑자기 상실한다. 따라서 CFRP 격자섬유의 평형 보강비 이하로 설계하여 CFRP 격자의 파단파괴를 유도함으로써 파괴 후에도 최소한 보강 전 슬래브의 극한하중 강도와 보강 전 슬래브의 최대 연성을 확보할 수 있을 것이다. 그리고 평형 보강비 이하의 사용은 전단파괴에 의한 갑작스런 하중지지력 상실을 막기 위해서 콘크리트 슬래브의 전단저항 강도가 확보되는 보강비 이하로 제한되어야 한다.

7) 제안된 보강설계 기준과 설계과정은 FRP 격자섬유로 콘크리트 슬래브를 보강설계 시 유용하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

VI. 참고문헌

- 건설교통부, 2002, 교량현황조사
- 건설기술연구원, 2002, 노후 교량의 성능향상 기술 개발, pp. 1~10
- 김규선, 1999, 보강판으로 성능 개선된 RC보의 조기파괴거동에 관한 연구, 한양대학교 박사학위논문, pp.14~20
- 김덕현·박상렬, 2000, 21세기 건설 재료로서 FRP의 전망, 콘크리트학회지, 제12권, 6호, pp.26~36
- 김태우, 2004, FRP로 보강된 철근 콘크리트 휨 부재의 조기파괴와 제어 설계, 제주대학교 석사학위논문
- 대한토목학회, 2003, 도로교설계기준·해설
- 문도영, 1998.6, 보수후 GFRP로 보강된 RC보의 휨거동에 관한 실험 및 해석적 연구, 한양대학교 공학석사학위논문
- 박상렬, 2001, 탄소FRP쉬트로 휨 보강된 R.C보의 보강효과에 관한 연구, 대한토목학회 논문집, 제21권, 제6-A호, pp997~1005
- 박상렬, 2002, 부착길이와 복부정착이 CFRP판으로 보강된 RC보의 휨 보강효과에 미치는 영향, 콘크리트학회 논문집, 제14권, 1호, pp.645~652
- 박상렬·김태우, 2003, CFRP판으로 부착된 R.C보의 복부정착 형태에 따른 보강효과, 대한토목학회논문집, 제23권, 제6호, pp.1113~1121
- 박상렬·김태우, 2003, CFRP판 보강 R.C보의 계면 전단응력과 부착파괴 메카니즘, 제2회 대학원생 학술발표회 논문집, 제주대학교BK21사업단, pp.
- 박상렬·최현, 2004, 탄소 격자섬유로 휨 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 보강효과, 대한토목학회논문집, 제24권, 제5호,
- 박중열 외, 2003, 비선형 해석을 통한 보강된 RC보의 거동예측, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 제15권, 1호(통권 제28집), pp.561~566
- 심낙훈 외, 2002, 탄소섬유그리드를 이용한 RC보의 보강효과에 관한 실험적 연구, 한국구조물진단학회, 제6권, 제4호, pp.107~118

- 심낙훈 외, “탄소섬유 그리드를 이용한 RC 보의 보강효과에 관한 연구,” 한국 구조물진단학회지, 제6권 4호, 2002. pp.107-118.
- MS Asia, 콘크리트 구조물의 보수-보강, New Fiber Grid-NEFMAC 공법
- 안동준 외, “탄소섬유그리드를 사용한 콘크리트 구조물의 보수보강,” 한국 터널협회, 제 1호. 2000, pp.13-22.
- 오용복, 1998.7, 탄소섬유쉬트 보강된 철근콘크리트보의 구조적거동과 정착에 관한 실험적연구, 대한건축학회 논문집 구조계, 제14권, 7호, pp3-10
- 이인희, 2000, NEFMAC을 이용한 RC보의 補强效果에 관한 實驗的 研究, 명지대학교 석사학위논문
- 유영찬 외, 2001, 탄소섬유쉬트와 콘크리트의 부착강도 실험연구, 콘크리트학회 논문집, 제13권, 2호, pp.168-174
- 윤순중 외, 1999, 탄소섬유그리드를 이용한 콘크리트 구조물의 보수보강공법 연구, 홍익대학교 과학기술연구소, 연구보고서
- 조병완 외, 2003, 격자형탄소섬유로 보강된 R/C 보의 보강효과, 콘크리트학회 논문집, 제15권 3호, pp.377-385.
- 콘크리트 구조 설계 기준, 건설교통부, 2003
- 태기호, 1998, 탄소격자섬유로 買入補强된 RC보의 휨舉動에 관한 실험적 研究, 한양대학교 석사학위논문
- 한국도로공사, 1993, 노후콘크리트 부재의 보수 및 보강기법에 대한 실험적 연구, 연구보고서
- 한만엽 · 이성준, 2000, 손상상태를 고려한 부재의 보강설계법 개발, 콘크리트학회 논문집, 제12권, 1호, pp.69~77
- 홍건호 · 신영수, 2003, RC 구조물에 적용된 부착식 휨보강공법의 보강성능 평가, 콘크리트학회 논문집, 제15권, 1호, pp.78~86
- 한양대학교 · MS-Asia, 2001, NEFMAC 보강공법을 적용한 콘크리트 교량 바닥판의 동적 시험에 의한 성능향상 효과분석
- 홍익대학교 과학기술연구소, 1999, 탄소섬유그리드를 이용한 콘크리트 구조물의 보수보강공법연구

- ACI Committee 318., 1995, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, US
- ACI Committee 440., 1996, State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Plastic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, American Concrete Institute, Michigan.
- ACI Committee 440., 2002, Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, American Concrete Institute
- Macgregor, J.G., 1997, REINFORCED CONCRETE MECHANICS AND DESIGN, Third Edition PRENTICE-HALL International, Inc.
- Malek A, M., Saadatamanesh H. and Ehsani M.R, 1998, 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.2, Mar-Apr, pp.142-152
- Meier, U., 1982, Carbon Fiber Reinforced Polymers : Modern Materials in Bridge Engineering, *"Structural Engineering International"*, No.2, pp.7-12
- Nguyen, D. M., Chan, T. K. and Cheong, H. K., 2001, Brittle failure and Bond Development Length of CFRP-Concrete Beam, *"Journal of Composites for Construction, ASCE"*, vol. 5, No. 1, pp.12-17
- Yoon, S J., Shigeyama, M., Jeong, S. K., and Jung, J. H., 2001, Retrofitting Method of Concrete Structures with FRP Grids, *"FRP Composites in Civil Engineering"*, Vol. II, pp.1101-1108