





2019년 02월 박사학위논문

# 합성섬유 보강된 고성능 시멘트복합체를 사용한 구조부재의 성능평가

# 조선대학교 대학원 건축공학과 문 형 주



# 합성섬유 보강된 고성능 시멘트복합체를 사용한 구조부재의 성능평가

Performance Evaluations of Structural Members Using Synthetic Fiber-Reinforced High-Performance Cementitious Composites

2019년 2월 25일

조선대학교 대학원 건축공학과 문 형 주





# 합성섬유 보강된 고성능 시멘트복합체를 사용한 구조부재의 성능평가

## 지도교수 조 창 근

이 논문을 공학 박사학위신청 논문으로 제출함.

2018년 10월

조선대학교 대학원 건축공학과 문 형 주

- ||| -



문형주의 博士學位論文을 認准함



2018年 12月

朝鮮大學校大學院

Collection @ chosun



#### <목 차>

1. 서 론 ··································
1.1 연구배경
1.1.1 국내 관련기술 현황 및 연구동향
1.1.2 국외 관련기술 현황 및 연구동향8
1.2 연구의 목적, 내용 및 방법
1.2.1 연구 목적 및 필요성
1.2.2 연구내용 및 방법16

#### 2. 합성섬유 활용 섬유시멘트복합체의 역학적 성능 분석

	18	3
	10	•

2.1 PVA 섬유	활용 SHCC	제조배합	결정19	
2.1.1 사용재료	⊃ ⊥			 19

2.2 Vectran 섬유 활용 섬유시멘트복합체 제조배합 결정 ……29

## 3. 합성섬유 적용 구조 부재 설계 및 비선형 해석 모델





#### 3.1.2 SHCC-RC 복합슬래브 휨 휨강도 제안(고연성 인장변형률 고려)

-----41

3.1.3 SHCC-RC 복합슬래브의 비선형 해석 모델 …………………………44

3.2.2 Vetran 섬유 시멘트 복합체 보 휨 휨강도 제안(Vectran 섬

유시멘트복합체 인장변형률 고려) ……………………………64

3.2.3 Vetran 섬유 시멘트 복합체 보 전단 강도 제안(Vectran 섬

유 혼입률 고려) ………………………………………………………67

#### 4. PVA 섬유 적용 SHCC-RC 복합슬래브 부재 성능평가 ..83

4.1 실험계획(순지간 3,600 mm) ······ 83 4.2 슬래브 실험체 제작 ····· 85 4.3 재하실험 방법 ····· 91 4.4 SHCC-RC 복합슬래브 휨 실험결과 및 분석 ····· 94 4.4.1 극한하중 실험 결과 ····· 94 4.4.2 연성비 특성 ···· 98 4.4.3 강성비 특성 ···· 99 4.4.4 균열 및 파괴 양상 ····· 100



1.4.5 SHCC <sup>조</sup>	적용 슬래브	실험체의 설계강	·도 ······1	11
1.4.6 SHCC <sup>Z</sup>	적용 슬래브	부재 유한요소해	석 평가1	12

## 5. PVA 섬유 적용 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브

## 

5.2 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브의 실험체 제작 ……121

5.3 하프프리캐스트 SHCC 데크 시공하중 재하실험 ……………127

5.4 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브의 하중재하 실험 …129

5.5 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 휨 실험결과 및 분석

5.5.4 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 실험체의 설계강도 ·161



6. Vectran 섬유 적용 섬유시멘트복합체 보 구조 부재
성능평가163
6.1 실험계획163
6.2 Vectran 섬유시멘트복합체 보 실험체 제작165
6.3 하중 재하 실험 방법
6.4 Vectran 섬유시멘트복합체 보 구조 부재 실험결과 및 분석
6.4.1 극한하중 재하 실험 결과
6.4.2 Vectran 섬유시멘트복합체 적용 보 실험체 균열 및 파괴 양상
6.4.3 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재 실험체의 설계강도 …193
6.4.4 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재 유한요소해석 평가 …194
6.5 소결
7. 결 론
참고문헌200
국문초록206



## <그림 목차>

[Fig 1.1] Recent trend of high-rise building construction in the
world ······1
[Fig 1.2] Bridge Link Slab(Michigan, 2005), ECC Spray repair and
reinforcement(KOREA, New Technology No. 563, 2008)2
[Fig 1.3] A Crack Surface of Steel Fiber Reinforced Concrete
[Fig 1.4] Bottom Plate Framing and Concrete Composite Slab4
[Fig 1.5] Construction Method of Slab using PCa Concrete Panel4
[Fig 1.6] Apparatus for Connecting Deck Plate and Method of
Constructing Deck Plate Using the same5
[Fig 1.7] Reinforced Concrete Beam Strengthened with Slit Type Steel
Plate6
[Fig 1.8] Reinforced Concrete Slab, Especially a Floor Slab and a
Floor System9
[Fig 1.9] Slotted Floor Slab for the Two-stage Construction of Level
Concrete Plates10
[Fig 1.10] Reinforcing Fibers13
[Fig 1.11] Half PCa SHCC-RC Composite Slabs15
[Fig 1.12] An Application of VC in Beam Members15
[Fig 1.13] Research Summary16
[Fig 1.14] Flow of Research Progress17





[Fig 2.1] Mixing ingredients of SHCC20
[Fig 2.2] Mixing of SHCC25
[Fig 2.3] Slump Flow Test26
[Fig 2.4] Setup for Direct Tensile Test27
[Fig 2.5] Typical Tensile Stress-Strain Curve of SHCC28
[Fig 2.6] Cracking Pattern(SHCC)28
[Fig 2.7] Aramid Fibers29
[Fig 2.8] Mixing of Vectran Fiber Cementitious Composite
[Fig 2.9] Mechanical Tests
[Fig 2.10] Tensile Stress-Strain Curve
[Fig 2.11] Cracking Patterns
[Fig 2.12] Cracking Pattern of Compressive Strength Tests
[Fig 2.13] Shear Transfer Strength Test
[Fig 2.14] Comparisons of Measured Shear Strength
[Fig 2.15] Cracking Pattern after Shear Failure
[Fig 3.1] Bending Strength Condition in RC Slab and Steel Truss38
[Fig 3.2] Equilibrium Relation in Section of Slab(1)41
[Fig 3.3] Cross-Section of SHCC and RC Slabs45

[Fig 3.4] Nonlinear Bending Analysis by a Layered Sectional Approach

[Fig 3.5] Stress-Strain Model of SHCC, Concrete, and Steel Reinforcement -------48





[Fig 3.6] Idealized Bending Curvature Distributions50
[Fig 3.7] Bending Strength Condition in RC Beam Section54
[Fig 3.8] Cross section of Vectran Fiber Cementitious Composite
Application Beam64
[Fig 3.9] Bending Moment Equilibrium of R-VC Beam Cross-Section65
[Fig 3.10] Details of Vectran Fiber Cementitious Composite Beam71
[Fig 3.11] 3-Point Bending Test72
[Fig 3.12] Stress-Strain Model of R-VC72
[Fig 3.13] Details of Slabs ·····79
[Fig 3.14] Details of RC Beams79
[Fig 3.15] 3-D Solid FE Modeling of Slab and Beam80
[Fig 3.16] Assembling of Reinforcing Bar Elements in Solid Elements 80
[Fig 3.17] FE Mesh Discretizations of Slab and Beam82
[Fig 3.18] FE Mesh Discretizations of Reinforcing Bars82
[Fig 4.1] Details of Slab Specimens84
[Fig 4.2] Cross-sectional Types of Slab Specimens84
[Fig 4.3] Manufacturing Flow of Slab Specimens85
[Fig 4.4] Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars
[Fig 4.5] Manufacturing of SHCC and Concrete Slabs
[Fig 4.6] Pouring of Toping Concrete and Curing90
[Fig 4.7] Setup for Four-point Loading Test



[Fig 4.8] Locations of LVDTs92			
[Fig 4.9] Locations of Measuring Device Attachment			
[Fig 4.10] Loading Test of Slab Specimen94			
[Fig 4.11] Measured Load-Deflection Curves of Slabs96			
[Fig 4.12] Measured Moment-Curvature Curves of Slabs96			
[Fig 4.13] Maximum Loads of Slabs97			
[Fig 4.14] Maximum Displacements of Slabs			
[Fig 4.15] Curvature Ductility Ratios of Slabs			
[Fig 4.16] Secant Stiffness at Yielding of Slabs			
[Fig 4.17] Cracking Pattern of RC-OA100			
[Fig 4.18] Cracking Pattern of SRC-10A101			
[Fig 4.19] Cracking Pattern of SRC-20A103			
[Fig 4.20] Cracking Pattern of SRC-40A105			
[Fig 4.21] Cracking Pattern of SRC-60A107			
[Fig 4.22] Comparison of Crack Patterns at Ultimate State108			
[Fig 4.23] Number of Cracks110			
[Fig 4.24] Number of Cracks at Loading Stages110			
[Fig 4.25] Load-Deflection Curves from Test and FEA113			
[Fig 4.26] Simulated Displacement Contour of RC Slab(FEA)113			
[Fig 4.27] Simulated Displacement Contour of SHCC-RC Slab (FEA)114			

[Fig 5.1]	Cross-section Types of SI	ab Specimens	
[Fig 5.2]	Details of Slab Specimens		





[Fig 5.3] Manufacturing Flow of Slab Specimens121
[Fig 5.4] Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars
[Fig 5.5] Manufacturing of SHCC123
[Fig 5.6] Pouring of Topping Concrete and Curing125
[Fig 5.7] Bending Test under Construction Load128
[Fig 5.8] Load-Deflection Curve from Construction Load Test128
[Fig 5.9] Setup for Four-point Loading Test129
[Fig 5.10] Locations of Measuring Device Attachment130
[Fig 5.11] Comparison of Measured Yield Load132
[Fig 5.12] Comparison of Secant Stiffness at Yielding133
[Fig 5.13] Comparison of Stiffness vs. Yield Load134
[Fig 5.14] Measured Load-Deflection Curves of Slabs136
[Fig 5.14] Continued ······137
[Fig 5.15] Measured Tested Moment-Curvature Curves of Slabs137
[Fig 5.15] Continued ······138
[Fig 5.16] Maximum Loads of Slabs ·····139
[Fig 5.17] Maximum Loads of Slabs ·····139
[Fig 5.18] Loading Test of Slab Specimens140
[Fig 5.19] Cracking Pattern of HPSS-60-A(D10)141
[Fig 5.20] Cracking Pattern of HPSS-60-A(D10)142
[Fig 5.21] Cracking Pattern of HPSS-60-B143
[Fig 5.22] Cracking Pattern of HPSS-60-B144



[Fig 5.23] Cracking Pattern of HPSS-60-C(HT)145
[Fig 5.24] Cracking Pattern of HPSS-60-C(HT)146
[Fig 5.25] Cracking Pattern of HPSS-40-A(D10)147
[Fig 5.26] Cracking Pattern of HPSS-40-A(D10)148
[Fig 5.27] Cracking Pattern of HPSS-40-B149
[Fig 5.28] Cracking Pattern of HPSS-40-B150
[Fig 5.29] Cracking Pattern of HPSS-40-C(HT)151
[Fig 5.30] Cracking Pattern of HPSS-40-C(HT)152
[Fig 5.31] Cracking Pattern of RC-OB153
[Fig 5.32] Cracking Pattern of RC-OB154
[Fig 5.33] Cracking Pattern of RC-OC(HT)155
[Fig 5.34] Cracking Pattern of RC-OC(HT)156
[Fig 5.35] Comparison of Crack Patterns at Ultimate State157
[Fig 5.35] Continued158
[Fig 5.36] Number of Cracks160
[Fig 5.37] Number of Cracks at Loading Stages160
[Fig. 6.1] Cropp-Section of Poom Specimena

[Fig 6.1]	Cross-Section of Beam Specimens164
[Fig 6.2]	Details of of Beam Specimens(beding type)164
[Fig 6.3]	Details of of Beam Specimens(shear test)165
[Fig 6.4]	Manufacturing Fow of Beam Specimens166
[Fig 6.5]	Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars





[Fig 6.6] Manufacturing of VC and Concrete168
[Fig 6.7] Pouring of VC and Concrete and Curing169
[Fig 6.8] Locations of Measuring Device Attachment170
[Fig 6.9] Setup for three-point Loading Test172
[Fig 6.10] Measured Load-Deflection Curves of Beams(bending type) ·174
[Fig 6.11] Measured Moment-Curvature Curves of Beams(bending type) 175
[Fig 6.12] Maximum Load of Beams(bending type)175
[Fig 6.13] Measured Load-Deflection Curves of Beams(shear type)176
[Fig 6.14] Maximum Load of Beams(shear type)177
[Fig 6.15] Cracking Pattern of RCB ······178
[Fig 6.16] Cracking Pattern of RCS ······180
[Fig 6.17] Cracking Pattern of VCB-1181
[Fig 6.18] Cracking Pattern of VCB-2 ······183
[Fig 6.19] Cracking Pattern of RCS ······185
[Fig 6.20] Cracking Pattern of VCS-2 ······187
[Fig 6.21] Comparison of Crack Patterns at Ultimate state188
[Fig 6.22] Number of Cracks191
[Fig 6.23] Number of Cracks vs. Cracking Width
[Fig 6.24] Number of Cracks vs. Cracking Width (Bending Type)192
[Fig 6.25] Number of Cracks vs. Cracking Width (Shear Type)192
[Fig 6.26] Load-Deflection Curve(Tested&FEA)195
[Fig 6.27] VC Beam(FEA)195
[Fig 6.28] RC Beam(FEA)196



<표 목차>

<table 2.1=""> Types and Properties of Reinforcing Fibers</table>
<table 2.2=""> Chemical Composition of Cement</table>
<table 2.3=""> Physical Properties of OPC19</table>
<table 2.4=""> Characteristics of Fly Ash</table>
<table 2.5=""> Characteristics of Blast Furnace Slag</table>
<table 2.6=""> Physical Properties of Quartz Sand</table>
<table 2.7=""> Admixture Physical Properties</table>
<table 2.8=""> Properties of PVA Fiber</table>
<table 2.9=""> Mixture Design of SHCC(high-ductility strain, secured</table>
more than 2.0%)24
<table 2.10=""> Mixture Design of Normal Concrete(standard strength of</table>
30MPa)24
<table 2.11=""> Measurement of Mechanical Tests(SHCC)</table>
<table 2.12=""> Properties of Vectran Fiber</table>
<table 2.13=""> Mixture Design of VC(secured more than 1.0% of tensile</table>
strain)30
<table 2.14=""> Mixture Design of High-Strength Concrete(standard</table>
strength : 50MPa)
<table 2.15=""> Results of Tensile Strength Test</table>
<table 2.16=""> Results of Uniaxial Compressive Strength Test</table>
<table 2.17=""> Result of Shear Transfer Strength Tests</table>





<Table 4.1> Specimens of Slabs ......83 <Table 4.2> Experimental Results of Slab Loading Test ......95 <Table 4.3> Number of Cracks and Crack Width of Slabs ......109 <Table 4.4> Comparison of Measured and Estimated Results of Slabs .111 <Table 4.4> Estimated Results from 3-D Finite Element Analysis .....112 <Table 4.6> Comparison of Experimental Results, Design Strength, and 3-D FE Prediction ......114

<Table 5.3> Number of Cracks and Crack Width of Slabs .....159 <Table 5.4> Comparison of Measured and Estimated Results of Slabs .161

<table 6.1=""> 3</table>	Specimens of Beams16	3
<table 6.2=""> 6</table>	Experimental Results of Beam Loding Test17	3
<table 6.3=""> N</table>	Number of Cracks and Crack Width of Beams19	0
<table 6.4=""></table>	Comparison of Test Measured and Estimated Results o	f
	Beams ·····19	3
<table 6.5=""></table>	Comparison of Test Measured and Estimated Results o	f
	Beams	3







## Abstract

## Performance Evaluations of Structural Members Using Synthetic Fiber-Reinforced High-Performance Cementitious Composites

Moon, Hyung Joo Advisor : Prof. Cho, C. G., Ph,D Department of Architectural Engineering, Graduate School of Chosun University

Construction structures have begun to become large, high-rise, and different buildings with the development of architectural technology. As the construction technology was developed and the building structure was larger and long span, concrete which was used construction material is required to have high performance of structural material. In addition, high performance and high strength of concrete is required to overcome disadvantages.

Concrete has several disadvantages which are brittleness, thermal expansion and shrinkage of itself and it is known brittle material because of low ductility and absorption ability due to low tensile strength and flexural strength compared to compressive strength.

This research aims to study the high ductility and high strength concrete using fiber as a method to improve the disadvantages such as brittle fracture of original concrete.

High ductility cementitious composites and ultra high strength fiber cementitious

– XIX –

Collection @ chosun



composites were developed using synthetic fibers. This researcher is conducted experiments to verify the structural performance using by developed concrete.

Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC) using PVA fiber is applied to the slab since slab is required to have high ductility.

There are characteristics of SHCC with PVA fiber. When the initial cracks occur in the cementitious composites, the short fiber in the cementitious composites has a bridge reaction at the cracking surface and bear stress and fracture energy. Therefore, even after the initial cracking, it is not immediately destroyed over time, and secondary cracks can be induced. In addition, it has a large ductility due to multiple micro-cracks induced in uniaxial tensile.

In this study, it is applied to the bottom part tensile side of slabs for 10mm, 20mm, 40mm and 60mm thickness, and structural performance of the slabs is tested to confirm and evaluate the excellent performance of the members.

There are two types of reinforced concrete composite floor structure using SHCC. SHCC and RC composite specimens and half-precast SHCC-RC composite floor specimens for the study about long span of slab are manufactured. This is carried out and analyzed for structural performance. In the results of the structural performance test, it is possible to control the initial crack by multi-micro crack behavior, and local crack control, deflection improvement and deflection control are effective. And the bending strength is improved much, and the high performance is confirmed. The bending strength of the specimens is improved much and high ductility performance is confirmed.

The second study is the development of ultra high strength fiber cementitious composite using Vectran fiber. The ultra-high strength fiber cementitious composites have been studied for application to structural members requiring high





strength.

Vectran fiber cementitious composites showed more than 120% flexural strength when the fiber content ratio was 1.0%.

As a result of the performance test of structural member with 1.0% Vectran fiber, the structural member using Vectran fiber cementitious composite improves the bending strength more than 120% than ordinary RC member.

In shear test results, critical section is set up to induce shear cracking. The Vectran fiber cementitious composites is more than 230% improvement in strength compared with ordinary RC members. The reason It is considered that this contributes to improvement of shear strength is that the ultra-high strength Vectran fiber cementitious composites have the characteristics of flexible Vectran fibers that prevents the increase of crack width due to the dispersion and adhesion of fibers in the cementitious matrix. In addition, it has similar shear and restraint forces of the shear stirrup and it is considered that the bending section is dominated by the shear section. It will have effect on shear stirrup strength when the shear stirrup is minimized and It will be effective to reduce the rebar amount when it is applied to structural members in the construction site.



Collection @ chosun



#### 1. 서 론

#### 1.1 연구배경

국내·외 건축기술의 발전과 함께 2000년대에 들어서면서 건설 구조물의 대형화, 고 층화, 장지간화 및 다양화되기 시작하였으며, 국내에는 고층 주상복합 건축물과 초대 형 멀티플렉스 같은 대공간을 필요로 하는 건축물들이 등장하기 시작하였다. 고층 주 상복합 건축물은 기존의 30 ~ 40층 이상의 규모에서 초고층 건축물인 50층 이상, 이후 80 ~ 100 이상의 초고층 건축물이 현실로 다가오고 있으며, [Fig 1.1]처럼 100층 이상 의 초고층 빌딩이 전세계적으로 증가가 활발하게 이루어지고 있다. 이러한 건축물의 고층화 및 장지간화를 위해서는 건축재료 중 하나인 콘크리트의 고강도, 고성능 및 고 연성화의 필요성이 요구된다. 이에 발맞추어 최근 몇 년 사이 고성능 콘크리트의 연구 가 활발하게 이루어지고 있다.



[Fig 1.1] Recent trend of high-rise building construction in the world (\*Council on Tall Buildings and Urban Habitat Korea(CTBUH))



#### 1.1.1 국내 관련기술 현황 및 연구동향

국내에서 고연성 및 고강도 등 고성능 콘크리트에 대한 연구는 활발하게 진행되고 있으 며, 고성능 콘크리트에 혼입되는 섬유질 재료에는 강섬유, 폴리프로필렌 섬유, 탄소섬유, 유리섬유 등이 있다. 섬유 보강 고성능 콘크리트에 대한 관련 기술들은 다음과 같다.

1) ECC(Engineerd Cementitious Composites; ECC)

ECC는 재료배합에 들어가는 합성섬유의 길이가 비교적으로 짧은 20mm 이내를 사용하 며, 섬유의 직경은 0.05mm 이하로서 매우 가는 합성섬유를 혼입한 시멘트계 복합재료 이다. ECC는 1980년 이후부터 시작된 연구로서, 미국 미시간대학의 Vitor Li 교수는 마이 크로역학(Micromechanics)과 안정상태 균열이론(Steady-State Cracking Theory)을 근거로 하여 섬유시멘트복합체 재료설계에 대한 개념을 도입하여 개발되었으며, 휨, 인장 및 파괴 시에 콘크리트 내에서 인장 성능이 크게 향상되며, 하중 재하에 따른 휨 응력 하에서도 콘 크리트 내에 다중미세균열(Multiple Cracking)이 발생되는 특성을 갖는 고연성시멘트복합체 로 개발하였다((Li, V.C., 1992, 1997, 2001),(조창근, 2008, 2009). [Fig 1.2]와 같이 ECC를 활용한 실용화 기술로는 2005년 미국 미시건주 남동부의 교량 일부 구간에 ECC를 적 용하였으며, 국내에는 ECC를 활용한 뿜칠보수보강 기술에 관한 신기술등이 있다.

ECC는 인장강도에서는 동일한 압축강도를 갖는 섬유가 보강되지 않은 콘크리트에 비 해 10% 이상 강도가 증가하지 않으나, 직접인장 성능 평가에서는 균열의 분산 능력과 변형률 경화 거동을 나타내며 매우 큰 연성을 나타낸다. ECC에 사용되는 합성섬유는 PVA, PE등의 보강섬유가 있다.



[Fig 1.2] Bridge Link Slab(Michigan, 2005)(Victor, Li., 2009), ECC Spray repair and reinforcement(KOREA P&B Construction Co. LTD, 2008, New Technology No. 563)

- 2 -





2) FRC(Steel Fiber Reinforced Concrete)

보강섬유로 Steel Fiber를 이용하는 FRC는 초고강도 고인성 콘크리트의 성능을 나타 내는 콘크리트이며, 이를 연구한 국내 연구를 살펴보았다.

권진한(2003)은 강섬유를 보강재료로 사용하여 콘크리트 보의 전단-휨 내력에 관한 연구에 대하여 고찰하였다. 강섬유가 보강된 콘크리트 보에서의 전단-휨의 상호작용에 대한 모델 연구를 통해 강섬유가 보강된 콘크리트 보의 구조의 성능 평가 시 정확한 파괴모드 예측뿐만 아니라 전단-휨 상호작용에 대한 해석을 할 수 있는 제안식에 대한 연구 수행 및 개발하였으며, [Fig 1.3]에서처럼 역학실험체의 파괴시 균열면에서 발생 되는 강섬유의 작용을 확인할 수 있다.

이현수(2006)는 팽창재 및 수축저감제 사용시 강섬유가 보강된 초고성능 시멘트 모 르타르 내에서 기초적 특성과 수축 저감에 미치게 되는 영향에 대한 연구를 진행하였 다. 강섬유가 보강된 초고성능 콘크리트를 사용할 시 발생되는 건조 및 자기수축량을 저감시키기 위하여 팽창재, 수축 저감제를 복합하여 적용할 때, 시멘트 모르타르 내에 서 수축저감효과 에 대한 상태를 분석하였다.



[Fig 1.3] A Crack Surface of Steel Fiber Reinforced Concrete







2) 바닥판 골조 및 콘크리트 합성 복합형 슬래브

[Fig 1.4] Bottom Plate Framing and Concrete Composite Slab

[Fig 1.4]와 같이 철근 콘크리트 바닥판과 골조형식의 바닥판이 가지는 장점을 모두 발휘할 수 있어 구조적인 안정성이 제고되고 시공성이 용이하며 공기와 공사비를 현저 하게 절감할 수 있는 새로운 구조의 복합형 바닥판에 관한 것으로 일정 높이로 이격되 어 있는 설치되는 상부판 및 하부판과 여기에 상기 상부판 및 하부판 사이에 형성되어 지는 격벽으로 구성하게 되며, 상부판과 하부판 사이에는 격벽 부분에 의하여 형성된 공동부가 횡방향으로 길게 형성되어 이 부분에서 튜브형태를 가지게 된다. 이러한 구조 로 인하여 하부골조와 상기 하부골조의 상부 부분이 일체로 결합되어 일정한 두께의 콘 크리트 슬래브로 구성되어지는 특징을 갖는 복합형 바닥판이다.((이승중, 2014), (조창 근, 2014), (한국특허정보원, 2018), (특허정보넷, 2018))

4) PCa 콘크리트 패널을 이용한 슬래브 시공방법



[Fig 1.5] Construction Method of Slab using PCa Concrete Panel

프리캐스트 콘크리트 패널은 [Fig 1.5]과 같으며, 판체부 하부의 둘레에 분할형 작





은 보가 배치되도록 하고 판체부의 양측 코너부에는 연결철물들이 배열되도록 PCa panel을 구성한다. 이에 거치된 부분의 상태를 개선시키고 접합부에서의 강성을 증대 시켜 주는 동시에 콘크리트의 습식구조로 견고하게 연결 접속할수 있도록 시공을 가능 하게 함으로써 PCa Concrete panel 및 큰 보에서의 압축력에 의한 손상을 일으키는 현 상을 방지하고, PCa Concrete panel 및 큰 보 사이의 상부에 덮여진 상부 콘크리트가 이격되어 균열이 발생하게 되는것을 방지하고 PCa Concrete panel 간의 접합 부분에 균열을 방지하며 조립 설치된 PCa Concrete panel들의 접합부에서 이완되는 문제점 없 이 연속성을 유지할 수 있는 슬래브 공법이다.((이승중, 2014), (조창근, 2014), (한 국특허정보원, 2018), (특허정보넷, 2018))

5) 데크 플레이트 연결구 및 이를 이용한 데크 플레이트 시공방법



[Fig 1.6] Apparatus for Connecting Deck Plate and Method of Constructing Deck Plate Using the same



국내에 출원된 특허(10-2014-0144054)로서 [Fig 1.6]과 같이 복수로 이격시켜 배치 된 래티스 부재의 상측을 용접 결합하게 되는 상부철근과 래티스 부재의 하부 측에 용 접 결합하는 하부철근 부분을 복수로 배치하여 형성된 트러스 형태로 거더를 상측에 구비하게 되는 데크플레이트(deck plate)의 단부와 합성보 부분의 플랜지(flange)를 연결시키는 것으로서, 상부 측에 상부철근을 용접 결합하고 하단 부분에는 상기 합성 보의 플랜지 부분에 배치되는 제1 수직부재와 일단이 상기 제1 수직부재의 하단에서 수평으로 연장되고 하측이 상기 합성보의 플랜지의 상부와 용접 결합하게 되는 수평 지지부재와 상단이 상부철근에 용접 결합하게 되고 한측에 위의 수평 지지부재의 타단 이 결합되어 지는 제2 수직부재를 포함하도록 한 데크플레이트 연결구 또는 이를 이용 한 데크플레이트 시공방법이다. 이러한 본 발명에 따르면, 데크플레이트 연결구를 고 정하게 될 때 수평 지지부재의 하부 측면을 용접하기 때문에 관련 규정에 부합할 수 있는 용접량을 확보할 수 있고, 또한 스터드 볼트를 이용한 시공 방법 보다 많은 콘크 리트 피복에 대한 단면적을 확보할 수 있다. 제1 수직부재와 제2 수직부재간의 2개의 수직을 이루어 상부철근에 대한 배치와 피복간격을 유지하기가 쉬워진다.((한국특허정 보원, 2018), (특허정보넷, 2018))



6) 슬릿형 강판으로 보강된 철근콘크리트 보

[Fig 1.7] Reinforced Concrete Beam Strengthened with Slit Type Steel Plate



국내 특허청에 특허(10-2010-0034640)등록되어 있는 기술로서 [Fig 1.7]과 같은 철 근콘크리트 보에 대한 것으로, 슬릿형 강판을 이용함으로써 전단강성 및 전단내력을 보강한 철근콘크리트 보에 대한 특허이다. 이 특허는 철근콘크리트 보 부재의 전단경 간 내 RC 보의 양측면에 접착제를 이용해 다수의 경사진 슬릿을 보 부재에 경사 슬릿 형 강판을 부착하여 보강하는 특징으로 하는 보강된 철근콘크리트 보를 제공한다.((한 국특허정보원, 2018), (특허정보넷, 2018))

7) 국내연구동향

콘크리트의 단점에 대하여 보완을 할 수 있는 보강 재료 및 소재의 필요성이 증가하 면서 합성섬유를 이용한 섬유시멘트복합재료를 이용한 구조체 개발과 이를 이용한 부 재의 보수·보강 기법에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 국내에서 수행된 섬유 보강 재료는 다양한 분야에서 수많은 연구자들이 연구를 수행하였으며, 그 연구의 대 표적인 결과는 다음과 같다.

문형주, 조창근 (2017)은 SHCC 적용된 슬래브에 고장력 철근을 활용, SHCC-RC 복합 슬래브를 제작하여 성능실험을 통한 구조 성능 평가를 실시하였다. SHCC를 슬래브 인 장측 하부에 두께 40mm를 적용하여 일반콘크리트와 SHCC, 고장력 철근 유무의 변수를 주어 SHCC 하프데크 및 복합슬래브에 대한 하중재하 성능평가에 대한 연구를 수행하였 다.

문형주, 조창근 (2017)은 SHCC를 바닥구조의 인장측 하부에 적용한 하프프리캐스트 SHCC 데크 실험체를 제작하여 기존 철근 트러스 강재데크와 시공단계 하중하에서의 성 능을 비교하는 연구를 수행하였다.

김호연, 조창근 (2017)은 고연성 섬유복합체가 적용된 철근콘크리트 복합기둥 부재 에 대한 내진성능 평가를 하기위한 역량스펙트럼법, 변위계수법 및 직접변위기반설계 법에 의한 해석 및 내진성능평가모델에 대하여 연구를 수행하였다.

조창근, 이승중 (2014)은 고연성시멘트복합체가 적용된 SHCC를 활용한 철근콘크리트

- 7 -





복합슬래브의 구조 부재의 구조 성능평가 및 시공특성을 확인하는 연구에서, 여기에서 성능개선 된 SHCC-RC 하프프리캐스트 복합 슬래브를 개발하여 구조성능 평가 뿐만 아 니라 현장에 적용 및 이를 활용하는 공법에 대한 연구를 수행하였다.

조창근, 한성진 (2013)은 고연성시멘트복합체를 활용하여 내진 성능이 개선된 콘크 리트 기둥에 대한 구조 성능 확보와 함께 고연성시멘트복합체의 배합설계와 역학적 성 능 분석을 통한 검증을 실시하였다. 또한 이에 개발된 내진개선 콘크리트 기둥공법을 실제 건설현장에 적용하여 고연성시멘트복합체가 적용된 구조부재의 실용화 가능성에 대하여 검증하였다.

박창환 (2013)은 비정질 마이크로 강섬유가 적용된 섬유시멘트복합체를 활용하여 콘크리트 보를 제작하고 거동에 관한 성능평가를 실시하였으며, 비정질 마이크로 강섬 유의 휨 및 전단에 대한 거동을 추정하기 위한 전단식 예측 모델을 통해 설계가 가능 하도록 하는 연구를 수행하였다.

조창근, 김윤용, 서정환, 이승중 (2012)은 압출성형한 ECC 패널을 활용한 철근콘크 리트 복합슬래브 구조에 대하여 비선형 휨 해석 모델을 새롭게 제시하여 ECC 패널 및 철근콘크리트 복합슬래브의 휨 실험결과와 비교분석하는 연구를 수행하였다.

조창근, 김윤용 (2009)은 섬유보강 고인성 시멘트 복합체 패널에 대하여 2축 전단 비선형 모델을 제시하였다. 철근이 보강된 ECC의 면내요소에서 2축 응력 상태일 때 면 내전단 거동에 관한 예측 모델을 제시하는 연구를 수행하였다.

윤현도, 김용철, 김선우 (2008)은 물시멘트비, 보강섬유 종류 및 하이브리드 조건에 따른 SHCC(변형경화형 시멘트 복합체)의 압축, 휨 및 인장거동 특성에 대한 연구를 수 행하였다.

#### 1.1.2 국외 관련기술 현황 및 연구동향

국외에서 고연성 및 고강도 등 고성능 콘크리트에 대한 연구는 활발하게 진행되고 있

- 8 -





으며, 고성능 콘크리트에 혼입되는 섬유질 재료에는 강섬유, 폴리프로필렌 섬유, 탄소 섬유, 유리섬유 등이 있다. 섬유 보강 고성능 콘크리트에 대한 관련 기술들은 다음과 같다.

1) RPC

RPC는 1994년 Bouygues 회사의 R. Richard 등에 의해 개발된 반응성 분체 콘크리트개 념으로 무기계 복합재료이다. RPC는 최밀충전 이론을 기초로 하여 개발되었으며, 반응성 분체를 이용하여 시멘트계 매트릭스에 금속섬유를 보강하여 초고강도와 고인성의 성능이 혼입된 개념이 도입되었다. 그리고 이를 타설 한 후 분체의 반응성을 높이고자 양생 3일 동안 90℃~150℃ 정도의 고온으로 양생하는 특징이 있다. RPC는 초고강도(압축강도 200 ~ 800MPa, 인장강도 20~50MPa, 휨강도 ~100MPa)이며, 재료의 입자가 매우 작기 때문에 공극 구조가 매우 작거나 연결되지 않기 때문에 고내구성, 고유동성을 가진다.(Richard, P., 1995)

2) 철근 콘크리트 바닥판, 특히 층막판 및 바닥 시스템(유럽 EP.3235967.A1, 등록번 호 03235967.(2017.10.25.)



[Fig 1.8] Reinforced Concrete Slab, Especially a Floor Slab and a Floor System

유럽 특허로서 이 위의 [Fig 1.8]과 같은 특징으로 한 철근 콘크리트 바닥판이며, 특히 층막판이 프리패브리케이트 단위이고 그것이 최소한 하나의 경도로 배열된 강철 트러스 형태의 지지하는 강화 및 추가적 강화를 가지며, 여기에서 슬래브의 분명한 플 랜지의 높이가 15mm와 80 mm 사이에 있게 되고, 슬래브의 플랜지 폭이 15cm와 80 cm 사이에 있게 된다. 철근콘크리트 슬래브는 지지 보강재를 축 방향의 대칭으로 배열된





강철 트러스와 종방향으로 3개의 보강재 배열된 강봉, 강철 또는 인공섬유의 다른 옵 션을 추가적으로 배치 할 수 있으며, 슬래브 상부의 콘크리트를 타설하기 전 하부층의 대안이며 콘크리트 상부층의 추가 철재 트러스가 배치되는 형식의 바닥 시스템이다. (특허정보넷, 2018), (국제심사정보 통합조회서비스, 2018))

3) 콘크리트 플레이트 2단 구조용 슬레이트 바닥 슬래브 구조(유럽 EP.0516139.B1, 등록번호 00516139.(1996.05.15.)



[Fig 1.9] Slotted Floor Slab for the Two-stage Construction of Level Concrete Plates

해외의 특허에 대한 사례로 여기에서의 슬래브는[Fig 1.9]와 같이 얇고 직사각형이

- 10 -



거나 형상에서 다각형이다. 사용되는 최종적 슬래브의 휨 보강을 함유한 같은 수준의 분명한 플레이트의 두 단계 구성을 위한 셔터링 층막판은 그것의 본체가 패시지의 경 도 평행한 축에 위치된 대칭적으로 위치된 슬롯에 의한 것으로 이 슬래브 상부면에 연 결된 다중 병렬 경도 진행을 포함한다는 점에서 특징짓는 최종적 슬래브 및 연속성을 가지므로 인해 분출된 상위 계층사이에 친밀 접속을 만드는 것이고 이 소재가 상기 슬 래브의 상부 표면에 있는 슬롯을 통해서 슬롯 층막판의 경도 진행 안으로 들어간 상위 계층 자체의 물질을 통해서, 셔터링 층막판을 부응하기 위한 상위 계층의 조립체와 내 장된 본딩에 의해 같은 수준의 일체화 구조를 형성하게 되는 슬래브 구조부재이다.(특 허정보넷, 2018), (국제심사정보 통합조회서비스, 2018))

4) 연구동향

1990년대 후반 미국의 미시건 대학의 Victor C. Li.(1993, 1998) 교수는마이크로 역 학과 안정상태 균열이론을 근거로 ECC의 재료설계에 대한 이론을 성립하였으며, ECC의 이론적 배경 및 설계 방법론에 대하여 어떻게 수립되는지에 대한 정의, 변형경화형시 멘트 개발에 있어서의 설계방법, 소량의 섬유 혼입량(2% 이하)가 경제적인 효과, ECC 는 콘크리트 구조물에서 신 재료로서의 사용과 콘크리트 구조부재의 성능향상의 기여 에 대하여 연구를 수행하였다.

Torigoe, S., Horikoshi, T. and Ogawa, A.(2003)는 ECC에서의 섬유 분포 및 콘크리 트 내에서의 영향을 형광기술을 사용함으로써 새로운 평가 방법을 제시하였으며, PVA 를 사용한 ECC 내에서의 최대 인장 변형률 사이의 관계에 대하여 연구를 수행하였다.

Kim, Y. Y., Cho, C. G., Lee, B. Y.(2014)은 변형 경화형 시멘트 복합체 SHCC와 고 강도 보강철근으로 보강된 RC보의 실험을 통해 역학적 성능 및 변형경화형시멘트복합 체가 부재에 미치는 영향에 대한 평가를 실시하는 연구를 수행하였다.

Cho, C. G., Kappos, A. J., Moon, H. J.(2015)는 고연성 시멘트복합체인 SHCC를 활용하여 압출성형된 슬래브 제작을 통해 슬래브 부재의 4점 하중재하 실험 및 층상화

- 11 -





비선형 해석을 수행하였으며, 이에 따른 극한하중 상태에서의 성능과 해석에서의 결과 를 비교 검토하는 연구를 수행하였다.

Kim, J. S., Cho, C. G., Moon, H. J.(2017, 2018)는 비정질 강섬유를 활용한 섬유 시멘트복합체를 이용하여 강섬유의 길이에 따른 직접인장 및 1축 전단 역학실험을 실 시하여 역학실험체에서 발생되는 성능에 대한 분석 평가와 PVA 섬유 혼입율 2.0%가 적 용된 ECC에 대하여 인장 및 휨 역학성능 평가에서 역학적인 성능, 다중미세 균열 패턴 및 바인더비 확보에 대한 연구를 수행하였다.





#### 1.2 연구의 목적, 내용 및 방법

#### 1.2.1 연구 목적 및 필요성

보편적인 건설재료인 콘크리트는 재료내에서 수축, 취성, 폭열등의 문제, 인장강도 와 휨강도가 작아 국부적인 균열이 발생하여 취성파괴 되기 쉬운 본질적인 결함을 내 포하고 있다. 현재 다양한 고성능 콘크리트의 개발과 연구가 되고 있음에도 불구하고 여전히 남아 있는 콘크리트의 근본적인 재료 특성, 즉 콘크리트는 재료내에서 높은 압 축강도를 나타내지만 이와 반대로 인장강도는 매우 낮은 성능을 나타내며 휨 강도에서 낮은 연성과 흡수능력 때문에 콘크리트가 취성적인 재료라는 인식을 갖고 있다.

이러한 콘크리트의 취성 및 단점, 재료 특성을 개선하는 방법으로 섬유를 이용한 고 성능 콘크리트에 대한 연구는 재료의 성능개선을 위하여 강섬유, 유리섬유 및 탄소섬 유 등을 이용하여 콘크리트에서 취약한 연성을 증가시키는 연구가 주로 활발히 이루어 지고 있다. 섬유의 혼입으로 콘크리트 내에서 발생될 수 있는 압축강도, 휨 및 인장강 도, 변형능력 등 역학적 거동 특성 및 구조부재에서의 거동 특성에 대한 연구가 활발 하게 이루어지고 있는 현실이다. 고성능 콘크리트 재료 개선을 위하여 첨단소재 기술 에 의해 개발된 합성섬유를 적용하는 방법이 사용되어 왔으며, [Fig 1.10]과 같이 유 리섬유, 탄소섬유 PP, PVA, PE, Steel fiber 등이 보강섬유로 고려되어 왔다.



[Fig 1.10] Reinforcing Fibers

본 연구의 목적은 콘크리트의 재료 특성 개선 방법의 일환으로 합성섬유를 혼입한 섬유시멘트복합체를 활용하여 고성능 콘크리트 구조부재를 개발하고자 한다. 섬유시멘

- 13 -



트복합체는 시멘트 복합체 내에서 최초 균열이 발생되면 혼입된 단섬유가 균열면에서 균열 진전에 대해 가교작용이 일어나면서 응력과 파괴에너지를 분산 및 부담함으로 인 해 최초균열 발생 후에도 균열이 진전되지 않아 콘크리트가 즉시 파괴되지 않는다. 따 라서 섬유시멘트복합체는 2차적인 균열 유도가 가능하도록 설계된 재료이다. 이로 인 해 섬유시멘트복합체는 하중재하에 따른 1축 인장 및 내력 상승에 따른 콘크리트의 파 괴에서 다중미세균열(multiple micro-cracks)이 발생하여 높은 연성 성능을 발휘하게 되는 변형경화형 시멘트복합체이다.((문형주, 2017), (이승중, 2014), (조창근, 2009), (Li, V.C., 1992))

본 연구에 사용된 합성섬유로는 PVA 섬유 및 Vectran 섬유를 사용하였으며, PVA 섬유 를 활용한 섬유시멘트복합체는 1축 인장하에서 평균적으로 2~3%, 최대 8% 이상의 인장 변형률을 보인다. 또한 일반 콘크리트에 비해 10<sup>2</sup>~10<sup>3</sup>배 높은 연성, 100*um*이하의 균열 폭 제어능력을 보인다. 내알칼리성과 높은 인장력을 요구하는 시멘트 콘크리트 보강 재 료에 매우 적합한 합성섬유의 일종인 PVA 섬유를 적용한 고연성시멘트복합체(Strain Hardening Cementitious Composites; SHCC)를 바닥구조에 적용하여 기존 철근콘크리트 의 취성 및 단점을 보완하고, 슬래브의 인장측을 철근트러스 SHCC 데크로 대체하는 하 프프리캐스트 SHCC-RC 복합바닥 슬래브 구조 부재를 개발하고, 실험 및 해석을 통한 성 능평가를 실시하였다[Fig 1.11]. 또한, 보강재료 중의 하나로 아라미드계 합성섬유인 Vectran 섬유를 활용하였다. Vectran 섬유는 3,200MPa 의 높은 인장강도와 섬유시멘트 복합체에서의 균열제어효과, 인장강도, 인장변형률, 휨강도, 휨변형, 전단강도 향상에 우수한 효과를 보이며 아라미드계 섬유인 Vectran 섬유의 특성상 다양한 조건에 대응 하는 독특한 특성으로 인해 섬유의 분산 및 부착이 용이하다. 이러한 Vectran 섬유를 혼입율 1.0% 적용한 초고강도 섬유시멘트복합체(Ultra High Strength Vectran fiber Cementitious Composites; VC)는 초고강도 섬유시멘트복합체의 재료 중 하나인 강섬유를 대체하기 위하여 초고강도 프리캐스트 보 부재 개발을 위한 실험실용 보 부재 제작과 함께 성능평가를 실시하였다[Fig 1.12].






[Fig 1.11] Half PCa SHCC-RC Composite Slabs



[Fig 1.12] An Application of VC in Beam Members

이를 통해, 고성능 섬유시멘트복합체의 배합기술에 대한 확보와 연성, 균열제어능력, 내구성 등이 우수한 고성능 콘크리트의 기술을 개발하고 이를 활용하고 실용화하기 위 한 기초 자료를 확보하고자 한다.



### 1.2.2 연구내용 및 방법

본 연구에서는 국내·외 기술 및 연구동향에 대한 조사를 토대로 고연성 및 초고강 도의 고성능을 요구하는 구조부재를 개발하기 위하여 우수한 성능을 나타내는 합성섬 유를 활용하고자 한다. 이에 합성섬유를 활용한 고성능 섬유시멘트복합체의 배합기술 을 확보하고, 섬유시멘트복합체의 역학적인 성질에 대하여 인장, 전단에 대한 성능을 분석한다. 건축 구조부재의 적합성 및 가능성 확보를 위한 섬유시멘트복합체 적용된 구조 부재의 해석 및 설계식을 제시하고 평가한다. 구조부재의 성능 평가에서는 PVA섬 유를 적용한 실험실용 SHCC-RC 슬래브 실험체, 하프프리캐스트 방식의 SHCC-RC 복합 슬래브 실험체, Vectran 섬유를 적용한 섬유시멘트복합체 보 부재의 실험체를 제작하 여 극한하중 성능 평가를 통해 실험체의 극한적인 상태에서의 성능과 균열 패턴, 최종 적인 파괴양상에 대하여 확인한다. 또한 해석 및 설계된 결과와 극한하중 재하 실험에 서의 결과를 비교하여 합성섬유를 활용한 섬유시멘트복합체가 적용된 구조부재 실험체



[Fig 1.13] Research Summary

- 16 -





PVA 섬유를 적용한 하프프리캐스트 방식의 SHCC-RC 복합슬래브 부재와 Vectran 섬유 를 적용한 섬유시멘트복합체 보 구조 부재에 대한 연구진행을 [Fig 1.14]에 나타냈다.



[Fig 1.14] Flow of Research Progress





# 2. 합성섬유 활용 섬유시멘트복합체의 역학적 성능 분석

본 연구에 사용된 합성섬유는 PVA 섬유와 Vectran 섬유이며, 그 외 보강재료의 합성 섬유의 종류 및 특성에 대하여 아래 <Table 2.1>에 언급하였다.

Fiber	Types	인장강도 (MPa)	탄성계수 (GPa)	연신율 (%)	밀도 (g/cm3)
	Steel fiber	490~980	200	3~4	7.85
	PVA fiber	690~1500	11~36	3~13	1.30
Fig. A. PVA fiber	PE fiber	250~700	1.4~2.2	10~15	0.95
Fig. B. Vectran fiber	Vectran fiber	2,300~3,200	62~75	3~4	1.41
Fig. C. PE fiber	PP fiber	300~750	1.4~2.2	10~15	0.91
	Acrylics fiber	200~390	2~11	25~45	1.18
Fig. D. PP fiber	High performance PVA fiber	2,000~2,600	39~41	5~6	1.30

<Table 2.1> Types and Properties of Reinforcing Fibers





### 2.1 PVA 섬유 활용 SHCC 제조배합 결정

### 2.1.1 사용재료

본 장에서는 PVA 섬유가 활용된 SHCC의 제조배합에 대한 것이며, SHCC의 배합에 적 용되는 PVA섬유와 바인더는 [Fig 2.1]과 같다. 또한, 기존의 연구실에서 진행된 SHCC 가 활용된 연구를 토대로 PVA섬유가 적용된 SHCC의 최적배합을 연구에 활용하였다 (이승중, 2014),(조창근, 2014),(한성진, 2013)).

1) 시멘트

시멘트는 기본 결합재로서 재료의 확보가 용이하고 단가가 저렴한 1종 포틀랜드 시 멘트를 사용하였다. 사용된 시멘트에 대한 특성은 아래 <Table 2.2> 과 <Table 2.3>에 나타냈다.

Si0 <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	SO₃	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	lg.loss	total
21.24	5.97	2.36	62.72	1.97	0.13	0.81	3.34	1.46	100.0

<Table 2.2> Chemical Composition of Cement

Diameter (mm)

<Table 2.3> Physical Properties of OPC

밀도	분말도	$44 \mu m$ on	Setting T	ime (min)		압축강도	_
$g/cm^3$	$AI_2O_3$	%	Initial Set	Final Set	3일	7일	28일
3.14	3,200	12.5	240	370	22.5	30.0	39.5







[Fig 2.1] Mixing ingredients of SHCC

2) 혼화재료

고연성 섬유시멘트복합체는 균일한 섬유분산성과 섬유의 물리적 특성의 성능을 극대 화 하기 위하여 일반적인 콘크리트에 사용되는 굵은 골재를 제외하고 시멘트, 물, 잔 골재로 구성하여 시멘트 모르타르의 형태를 나타낸다. 이 때문에 일반 콘크리트보다 사용되는 시멘트가 단위용적당에 비해 시멘트가 비교적 많이 사용되는 단점이 있다. 이에 시멘트량을 저감시키고자 혼화재료인 플라이애시(Fly ash), 고로슬래그 (blastfurnace slag) 미분말을 시멘트 대체제로 하여 배합을 하였다. 플라이애시와 고 로슬래그를 사용함으로써 시멘트 사용량을 저감 시키고 포졸란과 잠재수경성의 특징을 나타내기 때문에 결함재로 대체 할 시 시멘트 수화반응으로 인해 생성되는 수산화칼슘 을 포졸란에 의한 반응으로 소비하므로 시멘트매트릭스를 치밀화 하여 역학적 성능이 향상되고, 섬유 혼입 시 시멘트복합체와의 부착성 향상에 크게 기여 할 것으로 사료된 다. 또한 유동성을 확보하여 시멘트 매트릭스내에서 섬유의 분산성 향상과 뛰어난 작 입성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에 사용된 플라이애시, 고로슬래그의 국내 사용기준을 만족하기 위하여 그 특성에 대하여 아래 <Table 2.4> ~ <Table 2.5>에 나타냈다.





<Table 2.4> Characteristics of Fly Ash

<Table 2.5> Characteristics of Blast Furnace Slag

Div	Division		L 5405 규	정	츠저가	
UIV	151011	1종	2종	3종		
밀도	(g/cm <sup>3</sup> )	2.80이상	2.80이상	2.80이상	2.94	
비프며기	ਯ (cm <sup>2</sup> /a)	8,000~	6,000~	4,000~	4 310	
		10,000	8,000	6,000	4,010	
	재령 7일	95이상	75이상	55이상	88	
활성도지수 (%)	재령 28일	105이상	95이상	75이상	109	
	재령 91일	105이상	105이상	95이상	112	
플로깂	논비 (%)	95이상	95이상	95이상	106	
산화마그너	슘(MgO) (%)	10.00 하	10.0이하	10.0이하	5.62	
삼산화황(SO3) (%)		4.0이하	4.0이하	4.001하	0.23	
강열 감량 (%)		3.0이하	3.0이하	3.0이하	0.64	
염화물	이온 (%)	0.02이하	0.02이하	0.02이하	0.002	



<u>소섭대약</u>」 CHOSUN UNIVERSI



3) 골재

본 연구에 사용된 골재는 고연성 섬유시멘트복합체의 최적 배합을 위하여 굵은 골재 를 사용하지 않고 평균 입경이 130μm인 잔골재를 사용하였다<Table 2.6>.

Division	Sand
밀도 (g/cm³)	2.60
평균입경 (μm)	130.0

<Table 2.6> Physical Properties of Quartz Sand

4) 혼화제

본 연구에 사용된 혼화제는 시멘트 매트릭스내에서 섬유의 분산성 향상과 유동성 증 가를 위해 카르복실계 고성능감수제(PCSP)를 사용하였고, 섬유시멘트복합체 배합시 규 사, 플라이애시, 고로슬래그 미분말과 섬유 등 재료 분리를 방지하기 위해 셀룰로즈계 분리저감제(HPMC)를 사용하였다. 또한 복합체의 표면 마무리, 공기량 조절을 위한 소 포제(Defoamer)를 사용하였다<Table 2.7>.

혼화제의 기본적인 특성은 제조회사에서 제시한 자료를 이용하였다. 혼화제의 최적 혼입률은 연구실내 기초 예비 비빔을 통해 결정하였으며, 사용량은 시멘트, 플라이애 시, 고로슬래그 등의 결합재에 대한 중량비로 혼입하였다.

	PCSP	HPMC	Defoamer
Density (g/cm <sup>3</sup> )	0.37	0.60	0.26
Туре	brownish powder	white powder	white powder

<Table 2.7> Admixture Physical Properties



5) 합성섬유

섬유에 대한 사용은 오래전부터 콘크리트나 모르타르에서 가지고 있는 취성적인 성 질을 개선하기 위한 보강재료로 주로 사용하거나 연구되고 있으며, 보강용 섬유 중 고 연성 섬유시멘트복합체에 사용된 합성섬유는 PVA 섬유이다. PVA 섬유는 친수성 특징과 안칼리에 대한 저항성능이 높아 시멘트복합체 배합 시 분산성이 용이하고 부식에 대한 저항성 향상 및 섬유의 가교 작용으로 인해 시멘트복합체의 성능을 극대화가 가능할 것으로 판단된다<Table 2.8>.

Ingredient	Density (g/cm <sup>3</sup> )	Tensile Strength (MPa)	Young's Modulus (GPa)	Surface Treatment	Length (mm)	Diameter ( <i>µ</i> m)	Elongation (%)	Alkali resistanc e
Polyvinyl alchol (PVA)	1.3	1,600	40	Oiling Agent	12	39	3 ~ 6	High

<Table 2.8> Properties of PVA Fiber

### 2.1.2 섬유시멘트복합체 배합 조건 검토

PVA 섬유를 이용한 SHCC의 제조방식은 섬유시멘트복합 재료를 옴니믹서를 이용 건비 빔을 실시하고 섬유의 분산성을 위하여 섬유를 복합재료와 건비빔을 실시하지 않고 배 합수의 1/2을 첨가하여 분 체계를 어느 정도 습식 배합을 한 다음 PVA 섬유를 투입한 다. 배합은 총 15분의 시간을 가지고 건식 배합 4분, 습식 배합 6분, 섬유 투입 후 3~5분 정도의 시간으로 구성한다. 배합 조건 결정을 위하여 물/바인더비(W/B), 규사 (S/B), 플라이애시(FA/B)의 설정을 각각 45%, 20%, 20%로 하였으며, 섬유의 분산성을 높이는 방안을 도출하기 위해 증점제(메틸셀룰로스계)를 모두 투입하는 게 아닌 양을 조절해 가면서 배합을 검토하였다. 배합조성물은 <Table 2.9>와 같으며, 실험결과 고 연성 변형률 2.0% 이상을 나타냈다. [Fig 2.2]와 같이 배합 조성물에서의 바인더와

- 23 -

Collection @ chosun



PVA섬유를 계량하고 배합을 실시하였다.

<Table 2.9> Mixture Design of SHCC(high-ductility strain, secured more than 2.0%)

W/D	S/C	Clag/D						l	ınit (	kg/m³	)		
w/B wt.%	wt.%	wt.%	wt.%	W	В	OPC	FA	BFS	Silica Sand	PCSP	HPMC	Defoamer	PVA vol.%
45	71	20	20	375	833	500	167	167	692	0.37	0.18	0.45	2.0

기준실험체인 일반콘크리트가 적용된 슬래브와 슬래부 상부의 콘크리트 타설을 위한 일반콘크리트의 배합조성물은 <Table 2.10>과 같다.

<table 2.10=""></table>	<sup>,</sup> Mixture Design	of Normal	Concrete(standard	strength of	30MPa)
-------------------------	-----------------------------	-----------	-------------------	-------------	--------

W/B	S/A				unit. kç	g/m³		
(%)	(%)	W	В	OPC	FA	Admixtures	Fine agg.	Coarse agg.
40.1	47.5	166	414	331	83	4.97	802	900







(a) PVA fiber

(b) cement





(d) silica sand

(e) admixture



(f) photo of mixing [Fig 2.2] Mixing of SHCC

- 25 -





SHCC재료의 성능을 평가하기위해 슬럼프 플로우 실험, 압축강도시험과 직접인장실험 을 수행하였다.

1) 슬럼프 플로우 실험

SHCC 최적 배합 완료 유동성과 시공성 확보를 위하여 [Fig 2.3]과 같이 직경 200mm 의 슬럼프 콘 으로 슬럼프 플로우 실험을 실시한 결과 퍼진 직경은 650mm, 660mm 정도 측정되었으며, 유동성에 대한 결과는 측정된 플로우 실험 직경을 [식 2-1]에 대입하여 계산된 값 9.725 정도로 나타났다. 자기충전용 콘크리트의 유동성이 8 ~ 12인 것을 감 안하면 유동성은 나쁘지 않은 것으로 판단된다.

$$r = \frac{(D_1 \times D_2) - D_0^2}{D_0^2}$$

[식 2-1]



[Fig 2.3] Slump Flow Test





2) 역학실험

역학실험은 [Fig 2.4]과 같이 인장강도 및 인장변형률, 다중미세균열 메커니즘 확인 을 위한 직접인장실험, 50mm x 50mm x 50mm의 정육면체의 압축큐브 몰드를 이용한 압 축강도 실험을 실시하였다.



규격: 35 x 20 x 350 mm

[Fig 2.4] Setup for Direct Tensile Test

직접인장실험을 통해 SHCC의 인장실험체는 다중미세균열 발생으로 인한 인장변형 경 화거동을 확인하였으며, [Fig 2.5]와 같이 인장강도는 3MPa 이상, 2%이상의 인장변형 률을 확보하였다. [Fig 2.6]에서 볼 수 있듯이 육안으로 식별이 어려우며 발생된 미세 균열의 폭은 100㎞ 이하의 균열폭이 1~2mm 간격으로 나타나는 것을 확인하였다. 1축 압축강도 실험결과 30MPa 이상으로 나타났으며, 최대 압축강도는 48.5 MPa 의 결과 값 을 얻었다. SHCC의 역학성능은 <Table 2.11>에 정리되어있다.

<table 2.11=""></table>	Measurement	of	Mechanical	Tests(SHCC)
-------------------------	-------------	----	------------	-------------

	Compressive Strength (MPa	Tensile Strength (MPa)	Tensile Strain (%)
SHCC	48.5	3.5 <	2.3~2.5







[Fig 2.5] Typical Tensile Stress-Strain Curve of SHCC



[Fig 2.6] Cracking Pattern(SHCC)

- 28 -





### 2.2 Vectran 섬유 활용 섬유시멘트복합체 제조배합 결정

섬유를 이용한 건축물 구조 보강 및 내진성능개선 기술과 관련하여, 약 40여 년 전 부터 일본 및 미국을 중심으로 하여 기존 콘크리트 구조물에서 적절한 보수·보강을 통해 내진 성능 향상을 가져오는 공법 연구가 활발하게 진행되고 있다. 특히 Corazao and Durrani(1989), Beres et, al.(1992), Alcocer and Jirsa(1993), Ghoborah et. al.(1997) 등 은 철판 및 콘크리트 자켓팅(jaketing)을 이용한 내진 보강 방법을 개발 하였으며, 1990년 후반에 들어서면서 부터 비교적으로 콘크리트의 단면이 증가되지 않 고 공기 단축도 가져올 수 있으며, 아울러 외부 요인으로 인한 부식성에 대한 저항성 능이 매우 뛰어난 섬유보강 복합체 재료를 이용한 보강법이 발달되고 연구되어지고 있 다. 본 연구에는 아라미드계 섬유인 PVA 섬유 및 Vectran 섬유를 활용하였다.



[Fig 2.7] Aramid Fibers

본 연구에서 고려하고 있는 고기능성 섬유 중의 하나로서, 아라미드란, 지방족 폴리 아미드의 대표격인 나일론과 대별되는 용어로서, "85% 이상의 아미드기(CO-NH)가 두 개의 방향족 고리에 직접 연결된 합성 폴리아미드기로부터 제조된 섬유"로 규정되고 있으며, 크게 파라계와 메타계로 대별된다. 이중 파라계 아라미드 합성섬유는 인장탄 성률 500 ~ 1,100 g/d, 인장강도 20g/d 이상의 성능을 나타내며, 우수한 절연성 및 내 약품성을 나타내는 첨단소재로서 주목을 받고 있다. 이러한 우수한 특징을 이용하는 파라계 아라미드 섬유는 처음 개발과 상업화를 통한 실용화 후 부직포, 원사 및 직물, staple 및 펄프, prepreg 등의 형태로 사용이 확대되고 있다[Fig 2.7]. 그 중 Vectran 섬유는 다른 범용섬유에 비해 아주 우수한 내충격성을 이용함으로써 차량 방탄판, 방 탄복, 방탄헬멧과 같은 방탄용으로 활용하는 복합소재로 많은 각광을 받는 섬유이다.





아라미드계 섬유중 Vectran 섬유는 <Table 2.12>에서와 같이 고강도, 고탄성률, 치수 안전성이 뛰어나고 고온/저온 환경에서도 강도 유지율이 높은 성능을 가지고 있다. 이 에 고강도의 섬유시멘트복합체를 배합하기 위해 아르미드계 섬유인 Vectran 섬유를 활 용한 섬유시멘트복합체를 실험실 배합하고 그에 대한 역학적인 성능을 확인하였다.

	밀도 (g/cm3)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (GPa)	길이 (mm)	직경 (mm)	파단신도(%)
	1.41	3,200	75	12	0.022	3.8

<Table 2.12> Properties of Vectran Fiber

Vectran 섬유시멘트복합체(Vectran Fiber Cementitious Composite; at VC)의 배합설 계는 <Table 2.13>과 같이 물/시멘트비는 22%로 하여 인장 변형율 1.0% 이상 확보 및 배합강도는 100 ~ 120MPa 목표로 설정하고 배합을 [Fig 2.8]과 같이 실시하였다.

<Table 2.13> Mixture Design of VC(secured more than 1.0% of tensile strain)

W/B S/C wt.% wt.%	unit (g/m°)										
	Cement	Zir Silica	충전재	팽창재	수축저 감제	Sand	W	감수제	소포제	Vectran vol.%	
0.2	0.62	3.15	2.20	2.61	2.98	1.02	2.62	1.00	1.01	1.30	1.0
※ ワロ川ま・100 100 ND。											

※ 목표배합 : 100 ~ 120 MPa

비교 실험을 위해 기준실험체인 고강도 콘코리트를 적용한 실험체를 사용하였으며, 고강도 콘크리트의 물배합비는 27.5%로 한 배합설계는 <Table 2.14>와 같다.





W/B	S/A	unit. kg/m°				
(%)	(%)	잔골재	굵은골재	혼화재	혼화제 (AE감수제)	물
27.5	44.1	674	868	119	71.15	164

<Table 2.14> Mixture Design of High-Strength Concrete(standard strength : 50MPa)



(a) Vectran fiber (b) mix ingredients (c) admixture

(d) mixing of fiber cementitious composite [Fig 2.8] Mixing of Vectran Fiber Cementitious Composite

2) 역학실험

역학실험은 인장강도 및 인장변형률, 다중미세균열 메커니즘 확인을 위한 직접인장 실험, KS F 2405 콘크리트 압축강도 시험, 1축 전단강도 실험을 [Fig 2.9]와 같이 실 시하였다.







[Fig 2.9] Mechanical Tests

Vectran 섬유시멘트복합체 배합은 직접인장변형률 1.0%이상 확보를 목표로 하여 배 합을 하였으며, <Table 2.15>와 같이 인장강도 실험을 한 결과 균열강도 9.41 MPa, 최 대인장강도 10.6 MPa, 최대 변형률 0.62% 정도로 나타났다[Fig 2.10]. 인장강도에 대 한 결과는 나쁘지 않은 결과를 얻었지만, 변형률에서는 다소 미흡하게 나타났다. 이는 20도 전후의 수중양생의 결과로만 나온 결과 값이므로 나쁘지 않게 측정된 것으로 판 단된다. 또한 규사/시멘트비를 0.62%와 0.731%로 두가지 변수를 두고 배합을 통해 실 험을 실시한 결과 규사/시멘트비 0.731%이 0.62%에 비해 인장강도, 인장변형률에서는 조금 더 높은 성능을 나타냈으나 유동성이 좋지 않아 본 연구에서는 규사/시멘트비 0.62%로 설정하고 연구를 진행하였다.

	균열강도 (MPa)	최대인장 강도(MPa)	최대 변형률 (%)	None
S1	9.7	12.2	0.6	
S2	9.8	9.8	0.8	
S3	8.7	9.8	0.7	
S4	8.7	9.5	0.3	
S5	10.9	10.9	0.7	
평균값	9.41	10.6	0.62	

<Table 2.15> Result of Tensile Strength Tests







(a) sand 0.62



(b) sand 0.731 [Fig 2.10] Tensile Stress-Strain Curve







[Fig 2.11] Cracking Patterns

압축강도 실험을 실시한 결과 <Table 2.16>에 나타낸것처럼 규사/시멘트비 0.62%에 서 128.3 MPa 의 초고강도 성능을 나타냈다. 규사/시멘트비 0.731%, 0.8%에서는 134.7 MPa, 140.5 MPa의 높은 압축강도 성능을 나타냈으나, 유동성이 현저히 떨어지는 것으 로 나타나 본 연구에서는 규사/시멘트비 0.62%에 대해서 실험적인 연구를 수행하였다. 압축강도 실험에서 나타난 압축몰드의 파괴양상은 [Fig 2.12]와 같다.





Specimen	Compressive Strength (MPa) 14day	Compressive Strength (MPa) 28day
S/B=0.62 F=1	119.0	128.3
S/B=0.731 F=1	121.0	134.7
S/B=0.8 F=1	128.0	140.5
Concrete	_	51.9

<Table 2.16> Result of Uniaxial Compressive Strength Tests







(a) compressive strength test of high-strength concrete specimen







(b) compressive strength test of Vectran fiber cementitious composites(day-14)







(c) compressive strength test of Vectran fiber cementitious composites(day-28)

[Fig 2.12] Cracking Pattern of Compressive Strength Tests





Vectran 섬유시멘트복합체는 보 구조부재 적용을 위하여 1축 전단강도 실험을 수행 하였다. 1축 전단강도는 [Fig 2.13]과 같이 전단위험 단면을 두는 방법으로 실험을 실 시한다.



[Fig 2.13] Shear Transfer Strength Test

Vectran 섬유시멘트복합체는 보 구조부재 적용을 위하여 1축 전단강도 실험에서 평 균 전단강도는 <Table 2.17>에서처럼 15.14MPa 로 측정되었으며 1축 전단강도 실험의 14일 강도 평가의 결과를 그래프는 [Fig 2.14]에 나타냈다. 1축 전단강도 실험에서 전 단균열을 유도한 단면에 전단균열이 [Fig 2.15]와 같이 발생하였다.



[Fig 2.14] Comparisons of Measured Shear Strength

- 36 -





Specimen	Shear Strength (MPa) 14day
S1(VectranF 1.0%)	14.59
S2(VectranF 1.0%)	15.05
S3(VectranF 1.0%)	15.01
S4(VectranF 1.0%)	15.89

<Table 2.17> Result of Shear Transfer Strength Tests



[Fig 2.15] Cracking Pattern after Shear Failure



# 3. 합성섬유 적용 구조 부재 설계 및 비선형 해석 모델

## 3.1 SHCC-RC 복합슬래브 부재

3.1.1 일반 RC 슬래브 설계 휨강도



(d) bending moment equilibrium relationships in general rc slab section[Fig 3.1] Bending Strength Condition in RC Slab and Steel Truss





일반 RC 슬래브의 설계 휨강도는 KCI-2012에 따라 부재 내에서 작용하는 휨모멘트의 작용평형 관계는 [Fig 3.1]과 같으며, 작용하중으로 인해 발생되는 휨모멘트가 평형을 이루기 위해서는 부재 내에서 같은 크기를 갖는 저항 휨모멘트가 발생한다.

내적으로 압축영역에 기여하는 압축응력, C = [4 3.1]과 같다.

$$C = 0.85 f_{ck} a b_s \qquad [4 3.1]$$

인장영역에 기여하는 인장응력, T 는 [식 3.2]를 이용하여 추정할 수 있다.

$$T = A_s f_y$$
 [식 3.2]  
부재에서 작용하는 합력,  $N(\sum F=0)$  은 0 이 되므로, [식 3.3]이 성립한다.

$$C - T = 0$$

$$C = T$$
[ $\checkmark$ ] 3.3]

콘크리트는 실제 비선형 응력분포로 인하여 얻어지는 압축응력 크기와 작용의 위치 가 같도록 하기 위해 등가의 직사각형 응력블럭의 깊이를 구해야 하는데, 등가 응력블 럭 깊이 *a* 는 [식 3.4]에 의하여 그 값을 추정할 수 있다.

[식 3.3]에서, *C* = *T* 이므로

$$0.85f_{ck}ab_s = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f_{ck}b_s}$$
[식 3.4]

위 [식 3.4]를 토대로 직사각형 응력블럭 깊이 *a* 와 슬래브 부재의 압축연단에서 중립축까지의 거리 *c* 와의 관계는 [식 3.5]와 같이 정의하게 된다.

- 39 -





$$c = \frac{a}{\beta_1}$$
[식 3.5]

부재의 인장영역 측에서 작용하는 인장측 기여모멘트  $M_{n1}$  은 [식 3.6]으로 산정할 수 있다. T 가 작용하는 점에서 슬래브 부재의 휨모멘트  $M_{n1}$  를 구하게 되면,

$$M_{n1} = Cjd = 0.85f_{ck}ab_sjd$$
 [4 3.6]

슬래브 부재의 압축영역 부분에서 작용하는 압축기여모멘트  $M_{n2}$  이며, 이는 [식 3.7]으로 산정할 수 있다. *C* 의 작용점에서 휨모멘트  $M_{n2}$  를 구하게 되면,

$$M_{n2} = Tjd = A_s f_y jd \qquad [4 3.7]$$

슬래브 부재의 내부 저항력은 축방향인 수평방향으로의 평형방정식을 만족해야 하며, 이를 만족하기 위해서는 동일한 팔거리를 가지게 되므로 그 크기가 같아야 한다. 따라 서,  $M_n = M_{n1} + M_{n2}$  이 되어 단면의 공칭 휨모멘트 강도  $M_n$  은 [식 3.8]과 같다.

$$\begin{split} M_n &= (C \text{ or } T)jd \\ &= 0.85 f_{ck} a b_s jd = A_s f_y jd \end{split} \tag{식 3.8}$$

여기서,

Collection @ chosun

$$b_s, t_s, d$$
 : 슬래브단면의 폭, 높이, 유효깊이

- A<sub>s</sub> : 인장철근의 단면적
- $f_{\it ck}, f_y$  : 일반 콘크리트의 압축강도, 인장철근의 응력
- jd : 팔길이,  $d-\frac{a}{2}$
- β<sub>1</sub> : (KCI-2012)에서 제시, f<sub>ck</sub> ≤ 28MPa 일 때 0.85, f<sub>ck</sub> > 28MPa 일 때 1MPa 의 강도에 대하여 β<sub>1</sub> 값을 0.007씩 감소, 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 함.

### 3.1.2 SHCC-RC 복합슬래브 휨 휨강도 제안(고연성 인장변형률 고려)

본 장에서의 SHCC가 적용된 슬래브 부재의 휨 휨강도 제안식은 기존 연구를 토대로 SHCC-RC 복합슬래브의 휨강도 식을 제안하였다.((이승중, 2014),(조창근, 2014))



[Fig 3.2] Equilibrium Relation in Section of Slab(1)

[Fig 3.2]와 같이 SHCC가 적용된 RC 복합슬래브는 작용하중으로 인해 발생되는 휨모 멘트에 평형을 이루기 위해서는 부재의 내적으로 같은 크기를 갖는 저항 휨모멘트가 발생한다.

부재의 내적으로 압축영역에 발생되는 압축합력은 C 이며, 이는 [식 3.11]과 같다.

$$C = 0.85 f_{ck} a_{shcc} b_s$$
 [식 3.11]

- 41 -





부재의 내적 인장영역에 발생되는 SHCC가 기여하는 인장합력은  $T_{shcc}$  이며, [식 3.12]와 같이 산정하게 된다.

$$T_{shcc} = f_{t\_shcc} t_{shcc} b_s \qquad [4 3.12]$$

부재의 내적 인장영역에 발생되는 보강철근이 기여하는 인장합력은  $T_s$  이며, [식 3.13]과 같이 산정하게 된다.

$$T_s = A_s f_y \qquad [4 3.13]$$

부재의 내적 인장영역에 기여하는 전체 인장응력, *T* 는 [식 3.14]을 통해 추정을 할 수 있다.

$$T = T_{shcc} + T_s \qquad [4]$$

부재의 내적, 외적으로 작용하게 되는 합력,  $N_{shcc}$  ( $\sum F=0$ ) 은 0 이므로, [식 3.15]와 같다.

$$C - T = 0$$
  
 $C = T$  [식 3.15]

고연성 시멘트복합체의 실제 비선형 응력분포에서 얻어지게 되는 압축응력의 크기 와 작용위치가 같도록 하기 위한 등가 직사각형 응력블럭 깊이  $a_{shcc}$  는 [식 3.12], [식 3.13], [식 3.14]를 참고 하여 다시 식을 유도한다. [식 3.15]에서, C=T 이므 로 [식 3.16]과 같이 산정할 수 있다.

$$0.85f_{ck}a_{shcc}b_s = A_sf_y + f_{t\_shcc}t_{shcc}b_s$$

$$a_{shcc} = \frac{A_sf_y + f_{t\_shcc}t_{shcc}b_s}{0.85f_{ck}b_s}$$
[4] 3.16]





실험결과에 따라 직사각형의 응력블럭의 깊이  $a_{shcc}$ 는 압축연단에서 중립축까지의 거리 c와 관계는 [식 3.17]과 같이 정의한다.

$$c = \frac{a_{shcc}}{\beta_1} \qquad [식 3.17]$$

여기서,

*b*,*h*,*d* ∶ 슬래브단면의 폭, 높이, 유효깊이

*t<sub>shcc</sub>* : SHCC의 두께

A.: 인장철근의 단면적

### $f_{ck}, f_{t\_shcc,} f_y$ : 일반 콘크리트의 압축강도, SHCC의 인장강도,

인장철근의 응력

β<sub>1</sub> : (KCI-2012)에서 제시, f<sub>ck</sub> ≤ 28MPa 일 때 0.85, f<sub>ck</sub> > 28MPa 일
 때 1MPa 의 강도에 대하여 β<sub>1</sub> 값을 0.007씩 감소, 그러나 그 값은
 0.65보다 작지 않게 함.

작용하중으로 인해 발생되는 휨모멘트는 SHCC-RC 복합 슬래브의 중립축 *c* 의 위치 를 기준으로 압축영역과 인장영역의 부분에서 각각의 저항 휨모멘트가 발생된다.

부재의 중립축 위치 c에서 부재의 압축영역에 작용하는 휨모멘트  $M_{n_shcc1}$  를 구하 게 되면, [식 3.20]과 같이 산정할 수 있다.

$$M_{n_{shcc1}} = 0.85 f_{ck} a_{shcc} b_s (c_{shcc} - \frac{a_{shcc}}{2})$$
 [4 3.20]

부재의 중립축 위치 c에서 인장영역 부분에 작용하는 휨모멘트  $M_{n_shcc2}$  를 구하게 되면, [식 3.21]과 같이 산정되어진다.

$$M_{n_shcc2} = \beta_{shcc} f_{t_shcc} b_s t_{shcc} (t_s - c - \frac{t_{shcc}}{2})$$

$$+ A_s f_y (t_s - c - d_c)$$
[ $\trianglelefteq$  3.21]

- 43 -





여기서, β<sub>shcc</sub> = 1 의 값으로 정하며, 부재 내에서의 저항력은 중립축 위치 c 를 기 준으로 하여 압축영역과 인장역역에서 발생한 휨모멘트의 응력에 의하여 유도하게 된 다. 따라서,  $M_{n_{shcc}} = M_{n_{shcc1}} + M_{n_{shcc2}}$  이 되어 부재 단면의 공칭 휨모멘트 강도  $M_{n_{shcc}} \in [4 \ 3.22]$ 을 통해 산정 할 수 있다.

$$M_{n_shcc2} = \beta_{shcc} f_{t_shcc} b_s t_{shcc} (t_s - c - \frac{t_{shcc}}{2})$$

$$+ A_s f_y (t_s - c - d_c)$$
[ $\trianglelefteq 3.22$ ]

#### 3.1.3 SHCC-RC 복합슬래브의 비선형 해석 모델

#### 3.1.3.1 모멘트-변형률 관계거동 예측

앞에서 소개된 SHCC 및 RC 복합바닥슬래브 실험체의 단순지점인 경우 4점 휨 재하실 험과 동일한 조건으로 비선형 해석모델에 의해 슬래브 휨 해석을 수행하였다. 본 해석 에서, 슬래브 실험체의 극한하중에서의 상태는 콘크리트 구조설계기준에 의거하여 콘 크리트 압축변형률  $\epsilon_{cu}$ 은 0.003에 도달할 시 압축 휨 파괴가 일어나는 것으로 보고,  $\epsilon_{cu}$ 이 0.003에 이를 때까지 해석을 실시하였다.

비선형 휨 해석에 대한 모델은 실험체 모두에서 초기균열이 발생되는 단계에서부터 균열 발생 이후에 나타나는 휨강성 변화 예측에 있어서도 실험 결과에 대하여 비교적 으로 잘 예측되는 것으로 나타났다.

본 장에서는 SHCC를 적용한 복합슬래브에 대하여 층상화 비선형 휨 해석 모델에 관 한 내용을 다루고 있으며, SHCC-RC 복합슬래브는 [Fig 3.3]과 같은 복합 단면의 구조 이다.





[Fig 3.3] Cross-Section of SHCC and RC Slabs

SHCC-RC 복합슬래브 단면의 층상화 비선형 휨 해석에서 모델의 정식화를 위해, 복합 슬래브 단면의 콘크리트, 철근, SHCC 등 복합슬래브 부재를 완성하기 위한 재료의 비 선형 재료 특성을 고려한다. 이를 고려했을 시 층상화 단면 휨 해석법에 대하여 그림 [Fig 3.4]와 같이 나타낼 수 있다. 아래 그림[Fig 3.4]에서처럼, 부재단면의 임의의 위치에 대한 변형률 증분  $d\epsilon(z)$ 은 도심에서의 축변형률에 대한 증분  $d\epsilon_o$ 와 단면의 휨곡률 증분  $d\phi$ 에 의한 합으로서 [식 3.23]과 같다.

$$d\varepsilon(z) = d\varepsilon_o + z \, d\phi \qquad [4 3.23]$$

부재의 단면에 작용하게 되는 축방향 응력 N 과 모멘트 M은 각각 아래와 같은 [식 3.24], [식 3.25]으로 산정된다.

$$N = \int E \, d\varepsilon(z) \, dA \qquad [4 3.24]$$

$$M = \int E d\varepsilon(z) z dA \qquad [4 3.25]$$

여기에서, *E*는 단면의 각 층(fiber)에 대응하게 되는 부재 상부의 콘크리트와 철 근, 하부층의 SHCC 재료의 탄성계수, *z*는 기준 축 부분에서 대응하게 되는 각 층까지 의 거리이다. ([Fig 3.4] 참조)

- 45 -







[식 3-23] ~ [식 3-25] 의 식으로 부터 부재의 층상화를 통해 유한분할화하게 되면 축력의 유한증분 ΔN은 아래의 [식 3-26]과 같이 유도된다.

$$\Delta N = \left(\sum_{i=1}^{conc} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{As} f_{sj} A_{sj} + \sum_{k=1}^{SHCC} f_{SHCCk} A_{SHCCk}\right) d\varepsilon_o$$

$$+ \left(\sum_{i=1}^{SHCC} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{As} f_{sj} A_{sj} z_j + \sum_{k=1}^{SHCC} f_{SHCCk} A_{SHCCk} z_k\right) d\phi$$

$$[4] 3.26]$$

위의 식에서 콘크리트(conc), 철근의 단면적(As), SHCC는 적용된 재료의 층 수를 나타내며,  $f_{ci}$ ,  $f_{sj}$ ,  $f_{SHCCk}$ 에 대한 부분은 각각의 콘크리트와 철근 및 SHCC 의 재료 응력을,  $A_{ci}$ ,  $A_{sj}$ ,  $A_{SHCCk}$ 에 대한 부분은 각각의 콘크리트와 철근 및 SHCC 재료의 각 층 면적을 나타낸다. 그리고  $z_i$ ,  $z_j$ ,  $z_k$ 에 대한 부분은 각각의 콘크 리트와 철근 및 SHCC 의 재료의 기준축에서 대응하게 되는 각 층까지의 거리를 기호로 나타낸 것이다. [식 3.26]은 SHCC 에 대해서 패널의 폭을 변화시킴으로써 SHCC의 전 단연결재가 기여하게 되는 면적 부분을 계산에 고려하고 있다.

위 식들을 통해 매 하중증분 단계에서의 평형조건 만족을 위한 축방향의 불평형력으 로부터의 원인이 되는 도심축에서의 축변형률 유한증감에 대한 △ϵ₀는 아래의 [식 3.27] ~ [식 3-29]와 같이 유도하게 된다.

- 46 -





$$\Delta \varepsilon_o = (\Delta N - E_x \Delta \phi) / E_a \qquad [4 3.27]$$

$$E_a = \sum_{i=1}^{conc} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{As} f_{sj} A_{sj} + \sum_{k=1}^{SHCC} f_{ECCk} A_{ECCk}$$
 [4 3.28]

$$E_x = \sum_{i=1}^{conc} f_{ci} A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{A_s} f_{sj} A_{sj} z_j + \sum_{k=1}^{SHCC} f_{ECCk} A_{ECCk} z_k$$
 [4 3.29]

위 식으로부터 산정하는 도심에서의 변형률 증분은 이전 단계에서의 추정된 값에 추 가되어 새로이 갱신된 변형률 분포가 산정되어 진다. 계산된 축력에 대하여 부재에 작 용하는 축력과 같이 수렴하게 되는 부분까지 해석에 대하여 반복과 수렴 과정을 거치 도록 하여 층상화 비선형 증분해석을 잘 수행할수 있도록 하였다.

$$f_{c} = f'_{c} \left[ \frac{2\varepsilon_{c}}{\varepsilon'_{c}} - \left( \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon'_{c}} \right)^{2} \right] \qquad [4] 3.30$$







(a) compression and tensile properties of SHCC and concrete



(b) tensile stress-strain cruve of SHCC







reinforcement

[Fig 3.5] Stress-Strain Model of SHCC, Concrete, and Steel Reinforcement

한편, 콘크리트 및 철근에 대한 재료의 총상화 비선형 재료특성을 고려하기 위하여 [Fig 3.5]와 같이 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계곡선으로 나타나게 된다. 콘크 리트에 나타나는 압축 응력-변형률 관계에 대해서는 일축 압축강도  $f'_c$ 에 이를 때까 지 [식 3.30]과 같이 2차포물선 곡선으로 고려하며,  $f'_c$ 에 도달한 이후는 직선적으로 표현하고, 극한응력  $f_u$  부분까지는 선형적으로 감소하는 것으로 보고 이를 고려하여 적용하였다.





철근에 대해서는 항복응력  $f_y$ 에 이를 때까지 선형탄성거동을 나타내다 항복 후 직 선적으로 증가한다고 보고 소성거동을 나타내는 것으로 고려하였다. ([Fig 3.5] 참조) SHCC 재료에 대해서는 [Fig 3.5]와 같이 나타내며, 압축측에서의 거동은 일축압축강 도에 대응하게 되는 압축변형률이 0.003 내외 정도로서 기존콘크리트에서 나타나는 0.002 보다 큰 것을 제외하면 기존콘크리트와 비슷하게 고려할 수 있다. 그러나 인장 측은 위의 그림과 같이 하중재하에 따른 균열 발생 이후에도 부재 내에서 다중미세균 열의 거동으로 인해 0.02 이상의 인장변형률에 도달할 때까지 인장응력에 대하여 SHCC 가 부담할 수 있는 것으로 고려하여 인장 응력-변형률에 대한 모델링을 하였다.

위에서 설명된 층상화 단면 비선형 휨 해석 모델로부터 연구된 슬래브 부재의 복합 단면에서의 층상화 비선형 휨 모멘트-곡률 거동에 대하여 예측이 가능할 수 있다[Fig 3.6].





3.1.3.2 하중-변위 관계거동 예측



[Fig 3.6] Idealized Bending Curvature Distributions




층상화 비선형 해석을 통해 [Fig 3.6]과 같이 단순 지지된 슬래브가 4점 휨 재하시 험을 수행하여 나타난 하중-변위 관계거동 예측에 대한 모델이며, 여기에서 그림 b는 최초 인장균열이 발생한 경우를 나타내고, 그림 c는 최초 인장철근이 항복을 한 경우, 그리고 그림 d는 극한하중에 도달했을 시 휨 곡률 분포에 대하여 각각 가정할 수 있는 값들을 도식화 한 것이다. 이때 나타나는 최초 균열이 발생할 시의 휨곡률  $\phi_{cr}$ , 최초 인장철근이 항복할 시의 휨곡률  $\phi_y$ , 그리고 부재가 극한하중에 도달할 시의 휨곡률  $\phi_u$  값은 위에서 설명된 층상화 비선형 단면 휨 해석을 수행하여 각 단계별로 추정을 할 수 있게 된다. 이렇게 추정된 층상화 단계별 휨 곡률 산정된 값과 [Fig 3.8]을 살 펴보고 각 단계별에서 발생되는 휨 곡률 분포로부터 슬래브 부재의 A점의 처짐각  $\theta_A$ 와 부재의 지간 중앙부인 C점에서의 연직방향에 대한 처짐 $\Delta_C$ 을 각각 단계별로 나눌 수 있으며, 그에 대한 식을 아래와 같이 유도하여 산정할 수 있다. ([식 3.31] ~ [식 3.36])



### 최초 균열 발생시;

$$\theta_A = \phi_{cr} \left( \frac{1}{2} S + L_m \right)$$
 [4 3.31]

$$\Delta_C = \frac{1}{2} \theta_A L - \phi_{cr} \left[ \frac{1}{2} S L_m + \frac{1}{6} S^2 + \frac{1}{2} L_m^2 \right]$$
 [4 3.32]

인장철근 항복시;

$$\theta_{A} = \frac{1}{2} \phi_{cr} L_{1} + \frac{1}{2} \left( \phi_{cr} + \phi_{y} \right) L_{2} + \phi_{y} L_{m} \qquad [4] 3.33]$$

$$\Delta_{C} = \frac{1}{2} \theta_{A} L - \frac{1}{2} \phi_{cr} L_{1} \left( L_{m} + L_{2} + \frac{1}{3} L_{1} \right)$$

$$- \phi_{cr} L_{2} \left( L_{m} + \frac{1}{2} L_{2} \right) \qquad [4] 3.34]$$

$$- \frac{1}{2} \left( \phi_{y} - \phi_{cr} \right) L_{2} \left( L_{m} + \frac{1}{3} L_{2} \right)$$

$$- \phi_{y} L_{m} \left( \frac{1}{2} L_{m} \right)$$





극한하중 상태;

위의 식으로부터, 단순지지 상태에서의 4점 휨 하중재하를 받는 단순 슬래브부재의 연직방향에 대한 하중-처짐 관계 층상화 비선형 거동 예측에 관하여 해석의 정식화 및 모델을 제시하였다.





# 3.2 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재

## 3.2.1 일반 RC 보의 설계 휨 및 전단강도

3.2.1.1 일반 RC 보의 설계 휨강도(KCI-2012)



[Fig 3.7] Bending Strength Condition in RC Beam Section

일반 RC 복철근 직사각형 보의 휨 단면을 해석할 때, 부재에서 발생되는 응력과 변 형률에 대한 분포도를 [Fig 3.7]에 나타냈으며, 힘의 평형에 의해 [식 3.37]이 된다.

$$C_c + C_s = T$$
  
 $C_c + C_s - T = 0$  [식 3.37]

여기서, 콘크리트에 의한 압축응력  $C_c$ , 압축철근에 의한 압축응력  $C_s$ , 인장철근에 의한 인장응력 T는 [식 3.38], [식 3.39], [식 3.40]과 같다.

$$C_c = 0.85 f_{ck} ab$$
 [식 3.38]

$$C_s = A_s' f_s'$$
 [식 3.39]

 $T = A_s f_y \qquad [4 3.40]$ 

- 54 -





복철근 보의 공칭휨모멘트  $M_n$ 은 [식 3.41]와 같다.

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$
 [식 3.41]

부재의 인장영역  $(A_s - A_s^{'})$ 을 갖는 단철근 보가 부담하는 모멘트  $M_{n1}$ 은 [식 3.42] 과 [식 3.43]과 같이 산정된다.

$$M_{n1} = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$
  
= 0.85  $f_{ck} ab \left( d - \frac{a}{2} \right)$  [4 3.42]

$$M_{n1} = (T - C_s) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$
  
=  $\left( A_s f_y - A_s' f_s' \right) \left( d - \frac{a}{2} \right)$  [4 3.43]

부재의 압축영역에서 작용하는 모멘트는 [식 3.44]를 이용하여 구한다.

$$M_{n2} = A_s' f_s' (d - d')$$
 [4 3.44]

압축철근비  $\rho^{'}$ 를 [식 3.45]와 같이 정의 할 수 있다.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \qquad [4 3.45]$$

또한, 인장철근비  $\rho$ 를 [식 3.46]과 같이 정의 할 수 있다.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{A_s f_y}{bdf_y} = \frac{0.85 f_{ck} ab + A_s' f_y}{bdf_y} = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{c}{d} + \rho' \frac{f_s}{f_y}$$
 [A 3.46]

- 55 -





변형률 분포를 생각했을 때 비례에 의해 압축철근 변형률  $\epsilon'_s$ 과, 중립축 거리 c는 [식 3.47], [식 3.48]를 이용하여 구한다.

$$\epsilon_{s}^{'} = \epsilon_{c} \left( \frac{c - d^{'}}{c} \right)$$
 [4 3.47]

$$c = d'\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_s'}\right)$$
 [4 3.48]

중립축 거리 c를 [식 3.46]에 대입하면 [식 3.49]를 산정할 수 있다.

$$\rho = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_s'} \right) \frac{d}{d} + \rho' \frac{f_s}{f_y}$$
 [4] 3.49]

압축철근이 항복하는 조건은  $\epsilon_{s}^{'} \ge \epsilon_{y}$ 이므로,  $\epsilon_{s}^{'} = \epsilon_{y}$ ,  $f_{s}^{'} = f_{y}$ 를 대입하여 [식 3.50] 를 구한다.

$$\rho_{cy} = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_y} \right) \frac{d}{d} + \rho'$$
 [4 3.50]

그러므로, 아래의 조건을 통해 압축철근의 항복 여부를 알 수 있다.

$$\rho \ge \rho_{cy}$$
압축철근이 항복 $f_{s}^{'} = f_{y}$  $\rho < \rho_{cy}$ 압축철근이 항복하지 않음 $f_{s}^{'} = f_{y}$ 

또한  $\epsilon_t$ 에 대한 변형률 비례 [식 3.51]을 통해, 중립축 거리 c [식 3.52]를 추정할 수 있다.





$$\epsilon_t = \epsilon_c \left(\frac{d_t - c}{c}\right)$$
 [4 3.51]

$$c = d_t \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_t} \right)$$
 [4 3.52]

위의 [식 3.51], [식 3.52]를 [식 3.46]의 식에 대입하여 [식 3.53]을 구한다.

$$\rho = 0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_t} \right) \frac{d_t}{d} + \rho' \frac{f_s}{f_y}$$
 [4] 3.53]

$$\rho_{t \cdot \max} = \rho_{\max} + \rho' \frac{f_s}{f_y} \qquad [4] 3.54]$$

# (1) 압축철근이 항복하는 경우 ( $ho \geq ho_{cy}$ )

만약 압축철근이 항복한다면  $f_s^{'} = f_y$ 이다. 또한  $T = C_c + C_s$ 이므로 정리하여 등가 직 사각형 응력블럭의 깊이 a를 [식 3.55]로 추정할 수 있다.

$$0.85f_{ck}ab + A_{s}^{'}f_{y} = A_{s}f_{y}$$

$$a = \frac{(A_{s} - A_{s}^{'})f_{y}}{0.85f_{ck}ab}$$
[ $\Delta$ ] ( $\Delta$ ] ( $\Delta$ ] ( $\Delta$ ).55]

따라서 복철근 보의 공칭휨모멘트  $M_n$ 은 [식 3.56]과 같다.





$$M_{n} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n1} = (A_{s} - A_{s}^{'})f_{y}\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{n2} = A_{s}^{'}f_{y}(d - d^{'})$$
[4] 3.56]

# (2) 압축철근이 항복하지 않는 경우 ( $ho < ho_{cy}$ )

 $ho < 
ho_{cy}$ 인 경우  $f_{s}^{'} = E_{s}\epsilon_{s}^{'}$ 이므로,  $C_{c} = 0.85f_{ck}ab$ ,  $C_{s} = A_{s}^{'}(E_{s}\epsilon_{s}^{'})$ ,  $T = A_{s}f_{y}$ 이고,  $T = C_{c} + C_{s}$  이므로 [식 3.57]을 정리할 수 있다.

$$0.85f_{ck}ab + A'_{s}E_{s}\epsilon'_{s} = A_{s}f_{y}$$
 [4 3.57]

변형률  $\epsilon_{s}^{'}$ 에 대해 [식 3.47]에서의 값을 대입하고, 철근의 탄성계수 $E_{s}=200,000Mpa$ 을 대입하여 [식 3.58]을 정리할 수 있다.

$$0.85f_{ck}ab + 600A_{s}'\left(\frac{a - \beta_{1}d'}{a}\right) = A_{s}f_{y} \qquad [4] 3.58]$$

a/d에 대해 [식 3.59]와 같이 정리 할 수 있다.

$$\left(\frac{a}{d}\right)^{2} + \frac{600\rho' - \rho f_{y}}{0.85f_{ck}} \frac{a}{d} - \frac{600\rho'\beta_{1}}{0.85f_{ck}} \frac{d'}{d} = 0 \qquad [4] 3.59$$

각 항의 계수를  $p=rac{1}{2}igg(rac{600
ho^{'}ho f_y}{0.85f_{ck}}igg),\ q=igg(rac{600
ho^{'}eta_1}{0.85f_{ck}}igg)rac{d^{'}}{d}$ 라 정의 하여 [식 3.60]을 구할 수 있다.

$$\left[\frac{a}{d}\right]^2 + 2p\frac{a}{d} - q = 0 \qquad [4] 3.60]$$

- 58 -





근의 공식을 이용하여 [식 3.60]을 풀었을 때, 양수가 해가 된다. 그러므로 등가 직 사각형 응력블록의 깊이 *a*는 [식 3.61]과 같다.

$$a = d\left(-p + \sqrt{p^2 + q}\right) \qquad \qquad [4] 3.61]$$

또한, c = a/d이고,  $\epsilon'_s = \epsilon_c \left(\frac{c-d'}{c}\right)$ 이므로  $f'_s = E_s \epsilon'_s$ 를 통해 압축철근 응력  $f'_s$ 를 구한 후 공칭 휨모멘트  $M_n$ 을 [식 3.62]와 같이 구할 수 있다.

$$M_{n} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n1} = \left(A_{s}f_{y} - A_{s}'f_{s}'\right) \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{n2} = A_{s}'f_{s}'(d - d')$$
[ $\bigtriangleup$  3.62]

### 3.2.1.2 일반 RC 보의 설계 전단강도(KCI-2012)

보의 공칭전단강도  $V_n$ 는 콘크리트가 부담하는 전단강도  $V_c$ 와, 콘크리트와 스트럽의 전단강도  $V_s$ 의 합으로 구해진다.

콘크리트의 전단강도  $V_c$ 는  $f_{ck}$ 가 70 MPa 이상인 고강도콘크리트는 아직까지 실험결 과가 부족하기 때문에  $\sqrt{f_{ck}}$  를 8.4 MPa 보다 작거나 같도록 제한하고 있다. 또한 경 량콘크리트를 사용한 경우에는 계산된 콘크리트 전단강도를 경량콘크리트 계수  $\lambda$ 를 곱해서 값을 감소시킨다. 보통콘크리트의 경우는 식에서  $\lambda$ 는 1.0이다.

(1) 전단력과 휨모멘트가 작용하는 보

보와 같이 전단력과 휨모멘트가 작용하는 콘크리트 전단강도  $V_c$ 는 [식 3.63]과 같다.

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda \sqrt{f_{ck}} b_w d \qquad [4] 3.63]$$

- 59 -





여기서, $b_w$ : 단면의 복부폭

### d: 유효깊이

(2) 정밀식에 의한 전단강도는 [식 3.64]와 같다.

$$V_{c} = \left(0.16\lambda\sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_{w}\frac{V_{u}d}{M_{u}}\right)b_{w}d \le 0.29\lambda\sqrt{f_{ck}}b_{w}d \qquad [4] 3.64]$$

$$\frac{V_{u}d}{M_{v}} \le 1.0$$

여기서,  $\rho_w$ : 복부단면 휨철근비 $(A_s/b_wd)$ 

M<sub>u</sub>: 전단 검토 단면에서 V<sub>u</sub>와 동시에 발생하는 되는 계수휨모멘트

스트럽(전단철근)이 부담하는 전단강도 : V<sub>s</sub>

스트럽에 의한 전단강도  $V_s$ 를 계산하기 위해서는 수직스트럽과 경사스트럽을 산정 하여야 한다. 일반적으로 휨전단균열 45°경사를 가지므로 균열구간은 d이다.

수직스트럽의 경우 균열 구간 d내에서 n개의 스트럽이 항복할 때까지 전단강도를 발현한다. 스트럽의 간격을 s라 하면, n = d/s이므로, 스터럽이 부담하는 전단강도  $V_s$ 는 [식 3.65]와 같이 산정할 수 있다.

 $V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$ [식 3.65]

여기서, A,: 간격 1열 스트럽의 전체단면적

 $f_{ut}$ : 스트럽의 설계기준항복강도

(2) 보의 전단설계

전단설계 또한 휨설계와 같이 강도설계법 기본식을 만족해야한다.

- 60 -





$$\Phi V_n \ge V_u$$
[식 3.66]

여기서,  $V_u$ : 소요전단력

φ: 강도감소계수, 0.75

 $V_n$ : 공칭전단강도,  $V_n = V_c + V_s$ 

 $V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ 에서  $V_s$ 를 만족하는 스트럽량과 간격을 결정한다.

스트럽량 계산 및 규정사항은 아래와 같다.

(1) 스트럽용 보강재 형태

스트럽의 형태는 수직스트럽, 후프철근, 원형 띠철근, 경사스트럽, 용접철망, 나선 철근 또는 스트럽과 굽힘철근을 조합하는 방법이 있다.

이중에서 수직스트럽이 가장 일반적이다.경사스트럽은 α≥45°이상, 굽힘철근은 α≥30°이상이어야 한다. 한편 경사스트럽이나 굽힘철근은 현장에서 가공하기가 어렵 고, 설치시 별도의 노력이 필요하기 때문에 사용이 매우 적다.

(2) 최소·최대 스트럽량 제한

보의 전단파괴는 매우 취성적이기 때문에 계산상 스트럽이 필요치 않은 경우에도 스 트럽을 배치할 필요가 있다. 기준에서는 소요 전단력  $V_u$ 가 콘크리트에 의한 설계전단 강도  $\phi V_c$ 를 1/2를 초과하는 모든 철근콘크리트 휨부재에 대하여 최소 스트럽량 이상 을 배근하도록 하고 있다. 즉,

$$\phi V_{s,\min} \ge V_u = \frac{1}{2} \phi V_c \qquad [4 3.67]$$

다만 다음 경우는 예외로 한다.





- ① 슬래브, 기초판
- ② 콘크리트 장선구조

③ 전체 깊이가 250mm 이하이거나 T형보나 I형 보에서 그 깊이가 플랜지 두께의 2.5 배 또는 복부폭의 1/2 중 큰 값 이하인 보

이러한 부재를 예외로 두는 이유는 많은 실험을 통해서 사인장 균열이 발생하기 전에 약한 부위에서 강한 부위로 하중을 재분배 한다는 것이 입증되었기 때문이다.

$$A_{s,\min} = 0.0625 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yt}} \ge 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$
 [4] 3.68]

여기서,  $b_w$ 와 s의 단위는 mm이다.

한편 스트럽을 과다하게 보강해서  $V_s$ 만을 증가시키면, 단면이 상대적으로 작아져 연성적인 거동을 보이지 못할 뿐만아니라 콘크리트가 직접 전단에 의해 파괴될 수 있 다. 그러므로 기준에서는  $V_s$ 가 4 $V_c$ 를 초과하지 못하도록 하고 있다.

$$V_s \le 4 V_c (2/3 \sqrt{f_{ck}} b_w d)$$
 [4 3.69]

스트럽에 사용할 수 있는 철근은  $f_{yt} \leq 500$ MPa 여야 하며, 이것은 콘크리트에 대한 제한 규정 이유와 같다. 아직까지 많은 실험결과를 축적하고 있지 못하다. 다만 용접 철망을 사용하는 경우는  $f_{yt} \leq 600$ MPa 이다.

(3) 스터럽의 간격 계산 및 최대간격 제한

스터럽의 간격 s는 다음과 같이 계산할 수 있다.

1) 수직스터럽은 [식 3.70]에서,





$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$$
 [4 3.70]

2) 경사스터럽은 [식 3.71]에서,

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} (\sin\alpha + \cos\alpha)$$
 [4 3.71]

3) 최소 스터럽량 규정 또한 만족해야 하므로 [식 3.72]로부터,

$$s_{\max} = \frac{A_v f_{yt}}{0.0625 \sqrt{f_{ck}} b_w} \le \frac{A_v f_{yt}}{0.35 b_w}$$
 [4 3.72]





3.2.2 Vetran 섬유 시멘트 복합체 보 휨 휨강도 제안(Vectran 섬유시멘트복합체 인장변형률 고려)





[Fig 3.8]과 같이 Vectran 섬유시멘트복합체가 적용된 보의 휨모멘트 작용평형 단계는 [Fig 3.9] 와 같다.



(a)  $0.01 \leq \varepsilon_{vy} \leq \varepsilon_s$ , continue,







[Fig 3.9] Bending Moment Equilibrium of R-VC Beam Cross-Section

작용하중에 의해 발생하게 되는 휨모멘트는 평형을 이루기 위해 부재의 내적으로 같 은 크기를 갖는 저항 휨모멘트가 발생한다.

부재의 내적으로 압축영역 부분에 나타나는 압축합력, C 는 [식 3.73]과 같다.

$$C = 0.85 f_{vc} ab$$
 [식 3.73]

부재의 내적으로 인장영역 부분에 생기는 인장합력, T는 [식 3.74]로서 산정한다.

$$T = A_s f_y + f_{vt} h_{vt} b \qquad [4] 3.74]$$

부재의 내적과 외적으로 작용하게 되는 합력,  $N(\sum F=0)$ 은 0 의 값을 가지므로, [식 3.75]와 같다.

$$C - T = 0$$
  
 $C = T$  [식 3.75]

- 65 -





고인성 콘크리트 부재의 실제적인 비선형 응력분포 부분에서 얻어지는 압축응력의 크기와 이에 대한 작용위치가 같도록 하는 등가 직사각형 응력블럭 깊이 *a*는 아래와 같이 구할 수 있다. [식 3.73], [식 3.74]를 참고 하여 다시 식을 유도한다. [식 3.75]에서, *C* = *T* 이므로 [식 3.76]과 같이 산정된다.

$$0.85f_{vc}ab = A_{s}f_{y} + f_{vt}h_{vt}b$$

$$a = \frac{A_{s}f_{y} + f_{vt}h_{vt}b}{0.85f_{vc}b}$$
[4] 3.76]

여기서,

b, h, d : 보의 폭, 높이, 유효깊이

 $h_{vt}$  : 중립축에서 VC의 인장영역 높이  $(h_{vt} = \frac{0.01c}{0.003})$  단,  $c + h_{vt} \le h$ )  $A_s$  : 인장철근의 단면적  $f_{vc}, f_{vt}, f_y$  : VC의 압축강도, 인장강도, 인장철근의 응력

실험결과에 따라 직사각형의 응력블럭의 깊이 *a* 는 압축연단에서 중립축 *c* 와 관 계는 [식 3.77]과 같이 정의한다.

$$c = \frac{\alpha}{\beta_1} \qquad [식 3.77]$$

여기서,

β<sub>1</sub>: (KCI-2012)에서 제시, f<sub>ck</sub> ≤ 28MPa 일 때 0.85, f<sub>ck</sub> > 28MPa 일 때 1MPa 의 강도에 대하여 β<sub>1</sub> 값 0.007씩 감소, 그러나 그 값은 0.65보다 작지 않게 함.





작용하중에 의해서 발생하는 휨모멘트는 Vetran 섬유 시멘트 복합 보 부재 중에서 중립축 *c* 에 대한 위치를 기준으로 압축영역과 인장영역에서 부재가 각각의 저항 휨 모멘트가 발생되게 된다.

부재 중립축 위치 *c*에서 부재의 압축영역에 작용하게 되는 휨모멘트  $M_{n1}$ 를 구하면, 아래의 [식 3.78]과 같이 산정된다.

$$M_{n1} = 0.85 f_{vc} ab \left(c - \frac{a}{2}\right)$$
 [4 3.78]

부재의 중립축 위치 *c*에서 부재의 인장영역에 작용하게 되는 휨모멘트  $M_{n2}$ 를 구하면, 아래의 [식 3.79]와 같이 산정된다.

$$M_{n2} = f_{vt}h_{vt}b(\frac{h_{vt}}{2}) + A_sf_y(d-c)$$
 [4 3.79]

위의 식과 같이 나타내며, 부재의 내부저항력에 대한 부분은 중립축 위치 *c* 를 기준 으로 부재의 압축영역과 인장역역 부분에서 발생한 휨모멘트 응력에 의해 유도할 수 있게 된다. 따라서, 휨모멘트의 응력은  $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ 이 되어 단면의 공칭 휨모멘 트 강도  $M_n$  은 [식 3.81]과 같다.

$$M_n = 0.85 f_{ck} ab(c - \frac{a}{2}) + f_{vt} t_{vt} b(\frac{h_{vt}}{2}) + A_s f_y(d - c) \qquad [4] 3.80]$$

# 3.2.3 Vetran 섬유 시멘트 복합체 보 전단 강도 제안(Vectran 섬유 혼입률 고려)

본 연구에 사용된 Vectran 섬유 시멘트 복합체를 활용한 보 부재는 섬유시멘트복합 체를 사용한 것으로서 섬유를 활용한 구조부재의 전단 강도식은 2013년 박창환의 "비 정질 마이크로 강섬유 복합체를 적용한 콘크리트 보"에 대한 연구에서 비정질 마이크 로 강섬유의 길이(15mm, 30mm)와 섬유의 혼입율을 변수로 수행한 역학실험을 통해 설

- 67 -





계 전단강도식을 제안한 것과 유사하다. 이에 박창환(2013)의 비정질 마이크로 강섬유 의 길이와 혼입률을 고려한 설계 전단강도 식 제안을 살펴보고 이를 활용한 Vectran 섬유시멘트 복합체의 전단강도식을 제시하고자 한다.

1) 일반콘크리트 보의 전단강도

$$V_{u} \leq \phi V_{n} = \phi (V_{c} + V_{s})$$
[식 3.81]  
$$V_{u} = \frac{Pb}{L}$$
[식 3.82]

Vectran 섬유시멘트복합체의 전단강도는 다음 [식 3.83], [식 3.84]에 의해 계산되어진다.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck} b_w d} \qquad [ 4 3.83]$$

$$V_{c} = (0.16\lambda \sqrt{f_{ck}} + 17.6\rho_{w} \frac{V_{u}d}{M_{m}})b_{w}d$$
 [4 3.84]

설계 전단강도 제시에 따른 제안식을 토대로 다음과 같이 보의 전단강도 식을 제시 할 수 있다.

2) 비정질 마이크로 강섬유 혼입 부재의 전단강도식

다음과 같이 비정질 마이크로 강섬유의 길이와 혼입률에 따른 인장강도 부분의 식을 비정질 마이크로 강섬유 혼입률 별로 고려하여 비정질 마이크로 강섬유 각각의 길이에 서 섬유 혼입률에 따른 설계 전단강도 식을 [식 3.85], [식 3.86]과 같이 제안하였다.

L=15mm인 경우,

$$\tau_{vf} = 1.1(0.78\,V_{vf} + 0.85)\sqrt{f_{vf}}$$
 [4] 3.85]

- 68 -





L=30mm인 경우,

$$\tau_{vf} = 1.28(0.63 V_{vf} + 0.85) \sqrt{f_{vf}}$$
 [4] 3.86]

 τ<sub>vf</sub>: 비정질 강섬유 복합체의 전단강도 (MPa)

 f<sub>vf</sub>: 비정질 강섬유 복합체의 압축강도 (MPa)

 V<sub>f</sub>: 강섬유 혼입률 (0.5 ~ 1.25 %)

비정질 마이크로 강섬유 복합체를 활용한 보 부재의 전단력에 대한 부분을 부담할 수 있다고 고려하여, 이를 적용한 프리캐스트 보의 전단강도를 아래와 같이 제시하였다.

$$V_u \le \phi V_n = \phi (V_{amsf} + V_c + V_s)$$
 [4 3.87]

여기서,  $V_{amsf}$ 는 비정질 마이크로 강섬유 복합체가 부담하는 전단강도를 말하며, 15mm, 30mm 일 때 각각 아래와 같이 산정한다.[식 3.88] 비정질 마이크로 강섬유 복합 체의 공칭 전단강도는 전단파괴시 계수하중을 통해 1면 전단강도  $\tau_{amsf}$ 에 a를 곱하여 산정하게 된다.

$$V_{amsf} = a_{15}\tau_{amsf} \qquad [ \begin{tabular}{l} \label{eq:vamsf} & \end{tabular} \end{tabular}$$

여기서,

a = 0.21 ; 비정질 강섬유 15mm 혼입시
 0.24 ; 비정질 강섬유 30mm 혼입시
 τ<sub>asmf</sub> = ; 비정질 강섬유 15mm 혼입시
 ; 비정질 강섬유 30mm 혼입시
 ; 비정질 강섬유 15mm





이에따라 비정질 마이크로 강섬유 15mm, 30mm를 사용한 섬유복합체의 각각의 전단강 도는 섬유 혼입률  $V_f$ 에 따라 아래와 같이 [식 3.89], [식 3.90]을 제안하였다.

비정질 마이크로 강섬유 L=15mm,

$$V_{asmf} = 0.21 (0.78 V_f + 0.85) \sqrt{f_{c_a asmf}} b_w d \qquad [4] 3.89]$$

비정질 마이크로 강섬유 L=30mm,

$$V_{asmf} = 0.24 (0.63 V_f + 0.85) \sqrt{f_{c_a asmf}} b_w d$$
 [4 3.90]

여기서,  $V_c$ 는 일반콘크리트 전단강도로서 앞의 전단강도 [식 3.83], [식 3.84]를 통해 산정할 수 있다.

3) Vectran 섬유시멘트복합체 부재의 전단강도식

따라서 본 연구에서는 위의 기존 연구에서의 제안식을 기본적인 토대로 Vectran 섬 유시멘트복합체를 활용한 역학실험 및 성능평가를 수행한 실험 결과로부터 설계 강도 식을 새롭게 제안하였다. Vectran 섬유 혼입률을 고려한 Vectran 섬유시멘트복합체가 적용된 보의 전단강도 식을 [식 3.91] ~ [식 3.92]에 제시하였다.

 $V_u \le \phi V_n = \phi (V_{vf} + V_c + V_s)$  [4 3.91]

$$\tau_{vf} = 0.75 \left( 0.76 \, V_{vf} + 0.85 \right) \sqrt{f_{vf}}$$
 [식 3.92]

여기서,

 $au_{vf}$  : Vectran 섬유 복합체의 전단강도 (MPa)

 $f_{vf}$  : Vectran 섬유 복합체의 압축강도 (MPa)

- 70 -





 $V_{vf}$  : Vectran 섬유 혼입률 (%)

또한 역학실험인 1면 전단강도 성능을 고려하여  $V_{vf}$ 는 [식 3.93]과 같다.

$$V_{vf} = 0.75 \left(0.76 V_f + 0.85\right) \sqrt{f_{vf}} b_w d \qquad [4] 3.93]$$

### 3.2.4 Vetran 섬유시멘트복합체 보의 층상화 비선형 해석 모델

#### 3.2.4.1 모멘트-변형률 관계거동 예측

앞에서 소개된 Vectran 섬유 시멘트 복합 보 실험체의 단순지지의 경우 3점 휨 하중 재하와 동일한 조건으로 층상화 비선형 해석모델을 이용하여 보 부재의 휨 해석을 수 행하였다. 본 해석에서, 보 실험체의 극한하중 상태는 콘크리트 구조설계 기준에 나온 것을 기초로 하여 콘크리트 압축변형률  $\epsilon_{cu}$ 가 0.003 에 도달하는 경우에 압축 휨 파괴 가 일어난 것으로 보고,  $\epsilon_{cu}$ 이 0.003 에 도달 할 시까지 실시하였으며, 해석방법은 앞 절에서의 슬래브 구조의 층상화 비선형 휨 해석 과정과 유사하다.

비선형 휨 해석 모델은 2개 실험체가 대상이며 이 실험체 모두에서 초기균열 발생 단계와 균열 발생 이후에 나타나는 휨 강성 변화 예측에 대한 성능 결과를 비교적으로 잘 예측한 것으로 나타났다.

본 장에서는 Vetran 섬유 시멘트 복합 보에 대한 층상화 비선형 휨 해석 모델의 정식 화에 대하여 다루고 있으며, Vetran 섬유 시멘트 복합 보는 [Fig 3.10]와 같은 구조의 단면이다.



[Fig 3.10] Details of Vectran Fiber Cementitious Composite Beam

- 71 -





[Fig 3.11]과 같이 3점 하중재하에 따른 Vetran 섬유 시멘트 복합 보에 대한 비선형 휨 해석 모델에 적용한 Vetran 섬유 시멘트 복합체의 응력-변형률 구성관계는 [Fig 3.12]와 같다.



[Fig 3.12] Stress-Strain Model of R-VC

### 3.2.4.2 하중-변위 관계거동 예측

최초 균열 발생시의 처짐각과 처짐을 구하는 식은 [식 3.94]와 [식 3.95]과 같다.





$$\theta_A = \frac{1}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{M_c}{EI} = \left(\frac{M_c L}{4EI}\right)$$
 [4 3.94]

$$\Delta_{C} = \theta_{A} \times \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \times \frac{L}{2} \times \theta_{A} = \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \times \theta_{A} = \left(\frac{M_{c}L^{2}}{12EI}\right) \qquad [A 3.95]$$

인장철근 항복시에는 [식 3.96]와 [식 3.97]과 같다.

$$\theta_A = \frac{1}{2} \times L_1 \times \phi_c + \frac{1}{2} (\phi_c + \phi_Y) \times L_2 \qquad [ \Delta 3.96 ]$$

$$\Delta_C = \frac{2}{3} \times L_1 \times \frac{1}{2} \times L_1 \times \phi_c + L_3 \times \frac{1}{2} (\phi_c + \phi_Y) \times L_2$$
  
=  $\frac{1}{3} \times \phi_c \times L_1^2 + \frac{1}{2} \times (\phi_c + \phi_Y) \times L_2 \times L_3$  [4] 3.97]

여기서,  $L_3$ 는 [식 3.98]을 이용하여 구한다.

$$L_{3} = L_{1} + \frac{\phi_{c} \times L_{2} \times \frac{L_{2}}{2} + (\phi - \phi_{c}) \times \frac{L_{2}}{2} \times \frac{2L_{2}}{3}}{\phi_{c} \times L_{2} + \frac{1}{2} \times L_{2} \times (\phi_{Y} - \phi_{c})}$$
 [4 3.98]

극한하중 상태에서의 처짐각과 처짐을 구하는 식은 [식 3.99]과 [식 3.100]과 같다.

$$\theta_A = \frac{1}{2} \times L_1 \times \phi_c + \frac{L}{2} (\phi_c + \phi_Y) \times L_2 + \frac{1}{2} (\phi_Y + \phi_U) \times L_4 \qquad [4] 3.99]$$

$$\begin{split} \Delta_{C} &= \frac{2}{3} \times L_{1} \times \frac{1}{2} \times L_{1} \times \phi_{c} + L_{3} \times \frac{1}{2} (\phi_{c} + \phi_{Y}) \times L_{2} + L_{5} + \frac{1}{2} (\phi_{Y} + \phi_{U}) \times L_{4} \\ &= \frac{1}{3} \times \phi_{c} \times L_{1}^{2} + \frac{1}{2} \times (\phi_{c} + \phi_{Y}) \times L_{2} \times L_{3} + \frac{1}{2} (\phi_{Y} + \phi_{U}) \times L_{4} \times L_{5} \\ &+ \frac{1}{2} (\phi_{c} + \phi_{Y}) \times L_{2} \times L_{3} + \frac{1}{2} (\phi_{Y} + \phi_{U}) \times L_{4} \times L_{5} \end{split}$$
 [A] 3.100]

여기서,  $L_3$ 는 [식 3.96]의 식과 동일하며  $L_5$ 는 [식 3.101]를 이용하여 구한다.

- 73 -





$$L_{5} = L_{1} + L_{2} + \frac{\phi_{Y} \times L_{4} \times \frac{L_{4}}{2} + (\phi_{U} - \phi_{Y}) \times \frac{L_{4}}{2} \times \frac{2L_{4}}{3}}{\phi_{Y} \times L_{4} + \frac{1}{2} \times L_{4} \times (\phi_{U} - \phi_{Y})}$$
 [4] 3.101]

### 3.2.5 3차원 비선형 유한 요소 해석 성능평가

### 3.2.5.1 3차원 비선형 유한 요소 해석을 위한 프로그램 기법

유한요소해석(Finite element analysis)은 부재에 주어진 다양한 기계적, 열적, 전 자기적 상황에서의 대창에 대한 물리적인 변화를 예측하는 하나의 방법이다. 대상 부 재의 영역 부분을 유한요소(Finite element)로 세분화하여 전체를 연산하는 방법인 것 이다. 본 연구에서는 범용 비선형 유한요소법 사용하여 해석을 실시하였다.

유한요소해석을 위해서는 5가지 요소가 필요하다. 형상(부재묘사), 물성, 운영이력, 하중 및 경계조건, 해석에 대한 결과가 있어야 한다. 형상은 대상 구조물의 모양을 의 미하고, 여기에서 만들어지는 절점(Node)과 요소(element)로 유한요소 모델을 만들 수 있다. 물성(Properties)에 대해서는 각 구조부재 요소가 가지고 있는 특성을 의미하 며, 재료의 물리적 성질에 대한 것으로 유한요소해석 프로그램에서는 Section 모듈에 서 정의 할 수 있다. 하중 및 경계조건은 대상 부재의 초기상태에서부터 항복 및 극한 상태까지의 부재의 가력조건, 물리적 성질, 변위제어에 대한 물리량을 정의하게 되는 과정이 필요하다. 해석을 통해서 수치적인 결과가 도출된 부분이 해석결과이다.

재료의 물성에 대한 부분은 유한요소해석에서 모델의 가장 불확실한 항목 중 하나이 다. 하지만 이 부분에 대해서는 재료의 역학적 성능 분석에서의 결과를 토대로 그 물 성 값을 추정하였으며, 선형 물성 모델뿐만 아니라 비선형 물성 모델 부분까지 해당된 다. 소성(plasticity) 데이터에 대해서는 진응력과 대수 소성 변형률을 사용하여 입력 한다. 또한, 공칭 응력과 공칭 변형률을 앞선 방정식을 이용하여 진응력과 대수 변형 률로 변환하여 실시하게 된다.

본 장에서는 위와 같은 유한요소해석에 대한 모듈을 수행한 뒤 해석의 실시에 따른 성능 분석 결과에 따라 실험결과 값과 분석하고 비교함으로써 연구된 실험 부재의 성 능에 대한 타당성 검토가 가능하다.





이러한 3차원 비선형 유한요소 해석 프로그램 활용시 재료 및 섹션 특성에 대하여 아래와 같이 정리하였다.

1) 재료 모델 개요

유한 요소 해석을 위한 재료의 물성은 모델의 가장 불확실한 항목 중 하나이다. 해 석에 있어서 가장 알맞은 물성 모델을 선택하는 것이 중요한 요소이며, 물성에 대한 모델을 선택하기 전에 해석의 목적과 하중 특성, 이용 가능한 시험 데이터등을 고려하 는 것이 관건이겠다. 이번 장의 연구에 활용되는 유한 요소해석의 재료에 대한 물성 모델은 비선형을 필요로 한다.

해석을 위해서는 시험 데이터의 간단한 물성 모델을 사용하는 것이 비교적으로 안정 적인 데이터를 구할수 있다. 해석 프로그램의 결과의 타당성에 대한 부분은 물성 데이 터가 어느 정도 정확하는지와 그 양에 따라 제한된다고 말할 수 있다.

이 부분에서는 재료의 물성 모델리에 사용될 라이브러리 중 세가지 정도의 물성 모 델링에 대하여 논하겠다.

2) 응력과 변형률의 단위 구성

유한요소해석 프로그램에서 물성 모델은 몇 가지 종류의 응력과 변형률 단위를 사용 하게 된다.

- 변형률 단위 구성

공칭변형률은 nominal(engineering) strain으로 출력변수는 NE다. 공칭변형률  $\varepsilon_{nom}$ 는 [식 3.102]로 산정된다.

$$\varepsilon_{nom} = \frac{\Delta l}{l_0},$$
 [식 3.102]

대수 변형률은 logarithmic strain으로 출력변수는 LE로 표현된다.  $l_0$ 는 재료의 임 의의 한 부분 변형 전 길이를 나타내는 것이고, 변형 후 l은 현재 길이에 나타낸 것이 다. 그리고  $\Delta l = l - l_0$ 이다.

- 75 -





변형률  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon_{nom}$  는 [식 3.103]으로 풀 수 있다.  $\varepsilon = \ln\left(\frac{l}{l_0}\right),$  [식 3.103]  $\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{nom})$ 

여기서,  $\varepsilon$ 는 Log strain이고  $\varepsilon_{nom}$ 은 Nominal strain을 나타낸다.

대부분의 경우 E는 LE와 같다고 가정을 한다. 공칭 변형률과 대수 변형률의 관계에 서는 아래 [식 3.104]와 같다.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} + \varepsilon^{cr} \qquad [4 3.104]$$

따라서 대수 변형률은 탄성(elastic)  $\varepsilon^{el}$ , 소성(plastic)  $\varepsilon^{pl}$ , 크리프(creep)  $\varepsilon^{cr}$  변 형률 등의 모든 변형률을 합한 값을 사용한다.

- 응력 단위 구성

유한요소해석 프로그램에서 대부분 물성 모델을 진응력을 이용하여 정의를 한다. 단 축 하중의 경우 진응력은 시험체에 가해지는 힘을 현재의 면적으로 나눈 값이다[식 3.105].

$$\sigma = \frac{F}{A}$$
[식 3.105]

물성 테스트 데이터는 시험체에 가해진 힘이나 공칭 응력으로 표현되게 된다[식 3.106].

$$\sigma_{nom} = \frac{F}{A_0}, \qquad [식 3.106]$$

- 76 -





여기서, A<sub>0</sub>는 변형 전 단면적이다.

사용되는 재료가 비압축성 거동을 보이게(소성변형을 할 때) 되면 진응력과 공칭응 력간의 관계는 다음의 [식 3.107]과 같다.

 $\sigma = \sigma_{nom} (1 + \varepsilon_{nom})$  [4 3.107]

여기서,  $\sigma$ 는 진응력을 나타내고  $\sigma_{nom}$ 는 Nominal stress,  $\varepsilon_{nom}$ 는 Nominal strain을 나타낸다.

3) 콘크리트의 탄·소성 물성 모델링

재료의 대부분은 탄성이라고 하더라도 어느 정도의 변형은 항상 존재한다. 연성 금 속에 있어서는 탄성 특성의 범위가 매우 제한적이기 때문에 선형 탄성 재료 모델에 대 해서는 일반적으로 5%이하의 작은 탄성 변형률에 유효하다. 등방성, 직교 이방성 또는 이방성일수 있다. 여기에서 직교 이방성과 이방성 재료의 정의는 국소 재료 방향성에 대하여 설정을 해주어야 한다.

선형 탄성 재료는 후쿠의 법칙(응력∝변형률)을 따른다. 일반적인 재료의 형태는 아래의 [식 3.108], [식 3.109]와 같이 나타낼수 있다.

 $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \quad (MPa)$  [4 3.108]

 $\sigma = D^{e_1} \colon \varepsilon^{e_1} \tag{[4] 3.109]}$ 

 $\sigma$ 는 진응력,  $D^{e1}$ 는 4차 텐서,  $\varepsilon^{e1}$ 는 탄성 대수 변형률을 나타낸다.

또한 [식 3.108]에 두가지의 재료적인 측면에서 일어날 수 있는 값들에 대하여 정리 하고 모색하였다.

소성(plasticity) 데이터는 진응력과 대수 소성 변형률을 계산하여 사용하고 입력한 다. 여기에 필요하다면 공칭응력과 공칭변형률을 앞선 식을 이용하여 진응력과 대수변 형률로 변환하여 입력하여도 된다. 대수 소성 변형률을 측정하기 위해서는 아래의 [식

- 77 -





3.110]으로 구하고 사용한다.

여기에서 소성 변형률 초기 항목에서는 이이다.

 $\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \varepsilon^{el} = \varepsilon - \sigma/E \qquad [4 3.110]$ 

4) 철근의 탄・소성 물성 모델링

일반적으로 철근의 항복점 이하에서의 거동은 선형 탄성에 가까우며, 응력이 항복점 보다 크게 되면 거의 대부분의 철근 소성영역에서 변형되는 소성변형을 하게된다. 3차 원 비선형 유한요소 해석에서 사용되는 철근의 항복응력은 탄성계수의 0.1% ~ 1.0% 정 도이다. 탄성변형률도 마찬가지로 0.1% ~ 1.0%의 범위를 넘지 않는다.

따라서, 3차원 비선형 유한요소 해석에서 사용되는 재료의 탄성에 대한 응답을 선형 으로 모델링 할 수 있다. 유한요소 해석 프로그램에서 모든 재료의 소성 모델에 대해 서는 선형 탄성과 관련되어 있다고 볼 수 있다. 항복점에서는 계수의 변화가 매우 크 게 되고, 재질이 항복점을 넘어 늘어나게 된 후에는, 변형률이 역전되어 재질은 바로 탄성 또는 강성을 복원하게 된다.

유한요소해석 프로그램에서는 등방성에 대한 부분과 이방성, yield criteria의 툴을 사용할수 가 있다. 등방성 소성에 대한 거동에 대해서는 초기에 등방성인 철근 재료의 항복 거동을 나타내며, 등방성은 단순하중을 받는 거동에 적합하게 된다.

이방성의 소성은 초기에 이방성인 철근 재료의 항복 거동을 나타낸다. 이때 이방성 은 초기 비등방성 거동에 접합이 가능하다. 5%이하의 변형률이 작게 나타날때만 이를 사용할 수 있다.

철근 재료의 항복면은 소성 변형에 따라서 변경되게 되는데, 항복면의 변경은 경화 법칙에 의하여 정의하게 된다. 충돌과 성형 일반적인 좌굴해석에 적합한 방법과 반복 하중에 적합한 방법의 두가지 부분으로 경화법칙이 나뉘어 있다.

이러한 재료의 철근 소성 모델링에 따라 슬래브 부재와 보 부재의 철근 재료의 소성 모델링을 실행하였다.



# 3.2.5.2 구조부재 유한 요소 해석 방법 및 성능평가

PVA 섬유가 활용된 SHCC-RC 복합 슬래브 부재[Fig 3.13]의 [Fig 3.6.(a)]와 같은 4점 하중재하 방법, [Fig 3.14]의 크기를 갖는 Vectran 섬유시멘트복합체 보 실험체를 [Fig 3.11]과 같은 3점 하중재하의 성능평가 방법으로 유한 요소 해석을 실시하였다.

해석은 유한 요소 분석 프로그램을 활용하였으며, SHCC가 적용된 슬래브 부재와 섬 유시멘트복합체가 적용된 보 부재의 하중재하에 따른 유한 요소 해석을 통한 성능결과 와 시각화 결과를 확인하기 위하여 시뮬레이션 해석을 수행한다.



[Fig 3.14] Details of RC Beams





슬래브 부재, 보 부재의 오브젝트는 파트, 재질, 스텝, 하중 등을 포함하여 데이터 베 이스를 작성하였다. 모델링은 부피를 가지는 6 자유도계로서 해석을 실시한다. 앞서 언 급한 슬래브 및 보 부재의 사이즈에서 콘크리트, VC, 철근의 재료적인 요소를 작성하고 Solid를 생성한다. 그 후 재료의 물리적 성질을 기입하였다. [Fig 3.15] ~ [Fig 3.16]



(a) slab



(b) beam [Fig 3.15] 3-D Solid FE Modeling of Slab and Beam



[Fig 3.16] Assembling of Reinforcing Bar Elements in Solid Elements



슬래브 부재를 15,960개, 보 부재를 1,400개 정도의 Mesh로 구분 짓는다. 이때 철근 은 보 부재에 삽입되어 같은 수의 Mesh 값을 갖게 된다. 그리고 각 해당 요소의 물리 적 성질 및 지점, 하중의 발생 및 가력에 대하여 입력을 하게 되면 모든 구속 조건을 갖게 되고 해석을 하게 된다[Fig 3.17] ~ [Fig 3.18].

슬래브 부재에 대해서는 이장측의 SHCC와 상부 콘크리트 부재간의 이질적인 재료부 분에 대해서 일체성을 위하여 경계 비선형 부분에 대한 접촉 문제, 경계의 제한 조건 에 대한 변화에서 발생되는 문제를 해결하기 위하여 유한요소 해석 프로그램에서의 RC 와 SHCC 경계면에 대하여 두 면에서의 거동과 미끄러짐 거동으로 인한 부재의 작용에 대하여 구현하기 위해 프로그램 툴에서 제공되어지는 접촉요소를 사용하여 상부 RC와 하부 SHCC간의 일정한 구속과 미끄러짐을 모델링에 구현하여 경계면에서 발생 할수 있 는 에러에 대한 부분을 잡아주었다. 각 면 요소 요소에 동일한 좌표를 갖도록 하여 절 점의 몇 부분을 잡아 주어 미끄러짐을 갖는 요소 경계면이 생기면서 그 면 사이에서는 두께가 0이 되도록 하여 부착 시켜 경계면에서의 문제를 해결하였다.

여기에서 재료의 탄성 값에 대해서는 역학성능 평가에서의 압축강도를 토대로 [식 3.108] 과 [식 3.109]를 이용하여 선형 탄성값에서의 값을 계산하고 비교 검토하여 적용 하였다.. 또한 비선형 해석을 위한 콘크리트의 소성 역역에서의 데이터는 성능평가 결과 에 대한 검토와 위의 소성영역에서의 검토에 대한 부분에서 나온 추정 값으로 해석을 실 시하였다.<Table 3.1>

Specimen		Mechanical (Elastic)						
		Memt	bers	Rebar				
		Young's Modulus (MPa)	Poisson's Ratio	Young's Modulus (MPa)	Poisson's Ratio			
Slabs	RC-0A	26,411	0.2	200,000	0.3			
	SRC-40A	20 201						
	SRC-60A	50,091						
Beams	RCB	31,521						
	VCB	42,837						

<Table 3.1> Applicable Element Physical Properties

















(b) beam [Fig 3.18] FE Mesh Discretizations of Reinforcing Bars



# 4. PVA 섬유 적용 SHCC-RC 복합슬래브 부재 성능평가

# 4.1 실험계획(순지간 3,600 mm)

SHCC-RC 복합 슬래브 부재의 실험실용 성능 검증을 위해 <Table 4.1>과 같이 실험체 를 계획하였다. 실험체는 일방향 슬래브 형식으로 부재의 인장측 하부에 SHCC의 사용 여부를 주요 변수로 하여 설정하였다. 실험체의 형상 및 단면의 크기는 [Fig 4.1] ~ [Fig 4.2]와 같다. [Fig 4.2]과 같이 기준실험체는 SHCC 복합 슬래브 부재와 동일 조 건의 일반 철근콘크리트 슬래브 실험체인 RC-OA 이며, SRC-10A ~ SRC-60A 실험체는 인 장에 취약한 일반 콘크리트를 대체하고자 SHCC를 슬래브의 인장측 하부에 적용한 실험 체이다. 실험체에 사용된 철근에 대한 철근비는 기준실험체와 SHCC가 적용된 실험체 모두 ρs= 0.47 %를 갖게 제작하였다. <Table 4.1>

Specimen	Details (Thickness of SHCC, mm)	Cross-Sectio n of Slab (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	Cross Section of SHCC (mm)	Longitudinal / Transverse Reinforcements	
RC-0A	Prototype	600 × 180	30	400	_	D13@150mm (ps= 0.47 %) / D13@400mm	
SRC-10A	10				600 × 10		
SRC-20A	20				600 × 20		
SRC-40A	40				600 × 40		
SRC-60A	60				600 × 60		

<Table 4.1> Specimens of Slabs











# 4.2 슬래브 실험체 제작

실험체의 내측크기는 600 mm × 180 mm × 4,000 mm 이며, 먼저 거푸집 제작과 철근 의 현장조립으로 이루어졌다. 슬래브 실험체의 제작순서는 [Fig 4.3]과 같으며, 철근 배근 이후 휨 철근의 변형률 값을 얻기 위해서 주방향 하부 철근 2개소의 중앙부에 변 형률 게이지(WSG)를 부착하고 이후 철근을 거푸집에 삽입하여 실험체의 하부 두께 변 수별로 SHCC를 타설 및 양생하였다. SHCC 양생 2주후 콘크리트 설계기준압축강도 30MPa로 배합된 일반콘크리트를 사용하여 상부에 현장 타설하였으며, 습윤 양생 조건 을 충족하기 위해 콘크리트 경화 이후 양생포를 덮어 물을 뿌려가며 4주간 양생을 실 시하였다. 실험체 제작 과정은 [Fig 4.4] ~ [Fig 4.6]과 같다.



[Fig 4.3] Manufacturing Flow of Slab Specimens











(b) formwork assembly



(c) rebar placement

[Fig 4.4] Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars






(d) rebar welding



(e) gage installation



(f) rebars in formwork-1



(g) rebars in formwork-2









(a) mixing of SHCC



[Fig 4.5] Manufacturing of SHCC and Concrete Slabs

















(d) SHCC-20A

(e) SHCC-40A

(f) SHCC-60A

[Fig 4.5] Continued







(a) topping concrete pouring



(b) finish after topping concrete

pouring



(c) slabs curing

[Fig 4.6] Pouring of Toping Concrete and Curing





Collection @ chosun

#### 4.3 재하실험 방법

실험방법은 [Fig 4.7]과 같이 1,000kN 용량의 UTM(Universal Testing Machine)을 이 용하여 실험체를 단순지지 상태에서 4점 재하방식으로 실험을 실시하였다. 극한하중 재하 실험은 실험체의 양 끝 단부로부터 300 mm 위치에 Hinge로 제작된 회전단을 설치 하여 단순지지가 되도록 설치하였다. 실험체의 순경간(Net span)은 3,400 mm 이며, 2 점 하중 가력점 사이의 거리는 700 mm로서 이 영역에서 순수 휨이 실험체에 작용하도 록 하였다. 하중재하는 변위제어 방식으로 실험체의 압축부 상부 콘크리트가 파쇄 될 때까지 가력을 실시하였다. 하중재하에 따른 정확한 데이터를 얻기 위하여 50kN 용량 의 로드셀을 추가적으로 설치하여 측정하였다. 실험에 따른 실험체의 처짐 및 변형과 변형률은 그림[Fig 4.8] - [Fig 4.9]와 같이 실험체 각각의 위치에 변위계(LVDT)와 철 근 변형률 게이지, 균열 게이지측정 장비를 부착하여 측정하였다.







[Fig 4.8] Locations of LVDTs







(a) specimen Set-up



(b) Load-cell installation



(c) LVDT installation(2 places)



(d) Crack gauges(2 places)

[Fig 4.9] Locations of Measuring Device Attachment





### 4.4 SHCC-RC 복합슬래브 휨 실험결과 및 분석

#### 4.4.1 극한하중 실험 결과



(a) before loading test



(b) after loading test [Fig 4.10] Loading Test of Slab Specimen

슬래브 재하실험은 기준실험체인 RC-OA 부터 SHCC 두께에 따른 실험체 변수별로 SRC-10A, 20A, 40A, 60A 실험체까지 [Fig 4.10]과 같이 실험체를 재하 하였다.



실험체의 재하실험에서 <Table 4.2>과 같은 결과를 나타냈다. 기준 실험체 대비 SHCC적용된 부재의 항복하중은 SRC-10A에서 110.4%, SRC-20A에서 114.8%, SRC-40A에서 131.2%, SRC-60A에서 169.6% 증가한 것을 알 수 있다. 실험체의 최대하중은 SRC-10, 20A 실험체에서 비교적 극한하중 증가폭이 낮았으며, SRC-40A 와 SRC-60A 실험체가 극 한하중 값에서 높은 증가율을 보였다. 기준실험체에 비해 SRC-10A와 SRC-20A 실험체는 강도와 강성에서 기준실험체와 유사한 양상을 나타냈으며, 하중제어 및 다중미세균열 유발에 의한 균열제어적인 효과가 어느 정도 있는 것으로 사료된다. SRC-40, 60A 실험 체의 경우 강도와 강성이 기준실험체에 비해 월등히 높은 성능을 보였으며, 다중미세 균열로 인해 처짐제어 효과 뿐 아니라 높은 강도와 강성 기여 효과는 크다는 것을 알 수 있다. 이는 부재 하부 인장측에 일정 두께의 SHCC 두께가 인장측 주철근을 덮거나 철근과 부착 하여서 10mm와 20mm에 비해 더 우수한 성능을 보이는 것으로 판단된다. [Fig 4.11], [Fig 4.12]에 극한하중하에서의 하중-변위 곡선과 모멘트-곡률 곡선에 대 한 그래프, 최대 극한하중과 최대 변위는 [Fig 4.13], [Fig 4.14]에 나타냈다.

Specimen	Second slope after cracks		lnitial yielding of bar		Max. values		Variation	Ductility	Secant stiffnes
name	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	(%) ratio		yielding (kN/mm)
RC-0A	0.9	6.6	21.1	49.0	82.5	55.3	_	3.85	2.3
SRC-10A	1.4	7.1	22.7	54.1	87.5	56.7	2.5	3.98	2.5
SRC-20A	1.8	13.4	21.7	56.3	89.5	58.3	5.4	4.10	2.6
SRC-40A	3.1	21.0	24.0	64.3	123.6	65.7	18.8	5.15	2.7
SRC-60A	3.0	32.8	21.5	83.1	119.2	84.5	52.8	5.54	3.9

<table 4.2=""></table>	Experimental	Results of	<sup>E</sup> Slab	Loading	Test
------------------------	--------------	------------	-------------------	---------	------











[Fig 4.12] Measured Moment-Curvature Curves of Slabs

- 96 -







[Fig 4.13] Maximum Loads of Slabs



[Fig 4.14] Maximum Displacements of Slabs



#### 4.4.2 연성비 특성

연성비는 SHCC-RC 복합 슬래브 실험체의 곡률연성비로 평가하였으며, [식 4.1]과 같다.

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{[4.1]}$$

여기서, μ는 곡률 연성비를 타나내며, φ<sub>u</sub>는 극한곡률, φ<sub>y</sub>는 항복곡률을 나타낸다. 한편 극한곡률(φ<sub>u</sub>)은 부재의 압축연단 콘크리트의 극한변형률이 0.003일때의 곡률로 정의하여 계산됬다. 각 실험체별 연성비를 비교해 보면, 기준실험체인 RC-OA 3.85, SHCC를 적용한 SRC-10A, SRC-20A, SRC-40A, SRC-60A 실험체의 연성비는 각각 3.98, 4.10, 5.15, 5.54 로 나타났으며, RC-0A 실험체보다 각각 103.4%, 106.5%, 133.9%, 144.2% 의 연성비가 증가하였다. 이는 SHCC가 인장변형률 목표 한계인 2.0%를 초과해 더 이상의 내력에 기여를 하지 못하더라도 부재의 연성능력을 향상에 기여한다는 것으 로 판단된다. 또한, SHCC는 인장 변형률 목표한계인 2.0% 증가시키는 경우에는 연성비 측면에서 보다 큰 증가효과를 기대할 수 있을 것으로 사료된다. 한편 SRC-10A 와 SRC-20A 실험체에서는 기존 RC-0A 실험체와 유사한 연성을 나타내는 것으로 균열제어 에서의 효과만 있는 것으로 사료된다. 각 실험체별 연성비 비교는 [Fig 4.15]과 같다.



[Fig 4.15] Curvature Ductility Ratios of Slabs

- 98 -





SHCC-RC 복합슬래브 실험체의 강성비에 대한 값은 [식 4.2]에 의해 결정된 초기강성 비 $K_E$ 는 Secant Stiffness at yielding 으로 평가하였다.

$$K_E = \frac{M_y}{\phi_y} \tag{식 4.2}$$

여기서 초기강성비  $K_E$ , 항복하중  $M_y$ , 항복곡률  $\phi_y$ 을 나타낸다. 실험결과인 <Table 4.2>로부터 강성비에 대하여 각각의 실험체별로 비교해 보면, 기준실험체인 RC-OA는 2.3 kN/mm, SHCC 두께 10mm를 적용한 SRC-10A는 2.5 kN/mm, SHCC 두께 20mm 적용 SRC-20A는 2.6 kN/mm, SHCC 두께 40mm 적용 SRC-40A는 2.7 kN/mm, SHCC 두께 60mm 적용 SRC-60A는 3.9 kN/mm 의 강성비를 나타냈다.

각 실험체별로 기준실험체와 비교에서 10A ~ 40A 실험체까지 기존 RC에 비해 1.07배 에서 1.17배 강성비가 증가하였으며, SRC-60A 실험체는 1.68배 정도의 높은 강성비를 나타냈다. SHCC를 적용한 실험체는 초기 강성 증가로 인하여 강성비가 증가한 것으로 보이며 이는 사용성 하중 단계에서 기존 RC에 비해 우수한 성능을 나타내는 것으로 판 단된다. 각 실험체별 강성비 비교는 [Fig 4.16]과 같다.



[Fig 4.16] Secant Stiffness at Yielding of Slabs

- 99 -





#### 4.4.4 균열 및 파괴 양상

1) RC-OA 실험체(이승중, 2014)

기준실험체로 순수 철근콘크리트로 이루어진 RC-OA 실험체는 재하 시작 이후 6.6kN에 서 중앙부 인장연단에 초기균열이 발생하였다. 이후 균열의 상부 진전과 함께 100 mm ~ 150 mm 간격으로 균열이 3개 이상 발생하였으며, 하중이 커짐에 따라 균열 개수가 증가 하고 발생된 균열이 상부로 진전되면서 동시에 균열폭이 점차 커졌다. 또한 부재 항복 이후 급격한 균열폭 증가가 있었으나 하중의 저하는 없었으며, 처짐 90 mm 까지 안정적 인 거동을 보였다. 균열의 최대 폭은 3.5 mm 이하정도로 측정되었다. 최종 파괴는 가력 점 중앙부의 콘크리트가 압축 파괴되는 휨 압축 파괴의 형태는 및 부재의 균열상태는 [Fig 4.17]과 같다.



#### (a) after loding test



(b) side cracking



(c) cracking pattern [Fig 4.17] Cracking Pattern of RC-OA

- 100 -





SRC-10A 실험체는 부재의 인장측 하부를 SHCC가 10mm 적용된 실험체로 동일조건의 4 점 재하실험을 실시하였다. SRC-10A 실험체는 기준실험체와 유사하게 초기균열이 7.1kN에서 발생하였으며, 실험체 근처에서 육안으로 확인한 결과 2개 정도의 0.5mm 이 하의 균열이 2개소 정도 나타났다. 하중이 증가함에 따라 슬래브 하부의 SHCC부분에 미세균열이 발생하는 파괴의 형태를 나타냈다. 하중의 증가와 함께 균열 개수 증가, 발생된 균열의 폭 또한 증가하였다. 발생된 균열의 개수는 67개의 미세한 균열이 발생 하였으며, 대부분의 균열 폭은 0.5mm 이하로 측정되었다. 최대 균열 폭은 11mm 이하 정도로 나타났다. 재하 실험후 균열상태는 [Fig 4.18]과 같다.



(a) side cracking



(b) bottom and side cracking

[Fig 4.18] Cracking Pattern of SRC-10A





SRC-20A 실험체는 부재의 인장측 하부에 SHCC가 20mm 적용된 실험체로 동일조건의 4 점 재하실험을 실시하였다. 실험에 따라 초기균열이후 13.4 kN 부근에서 나타났으며, 이후 2 ~ 3개 더 나타났다. 나타난 균열의 폭은 0.5mm 이하로 미세한 균열이었다. 이 후 하중이 증가함에 따라 미세하게 슬래브 실험체의 변위량이 늘어났으며, 하중 재하 에 따른 슬래브 실험체의 내력저하에 따라 실험을 종료할 시 나타난 균열의 개수는 77 개소 정도 나타났다. 최대 균열의 폭은 11mm 이하로 측정되었다. 최종적인 파괴는 SRC-10A실험체와 유사한 파괴양상을 나타냈다. 재하 실험후 균열상태는 [Fig 4.19]과 같다.



(a) initially cracked state, continue.







(b) side view of local cracks at ultimate



(c) bottom view on cracks at ultimate



(d) side view of cracks at ultimate[Fig 4.19] Cracking Pattern of SRC-20A





4) SRC-40A 실험체(이승중, 2014)

슬래브 실험체의 인장측 하부에 SHCC 두께 40mm를 적용한 SRC-40A 실험체는 초기균 열이후 21 kN 부근에서 초기균열이 발생하였으며, 조금씩 미세한 균열들이 다수 발생 되었다. 다수 발생된 균열의 폭은 0.5mm 이하의 미세한 균열이 다수였다. 하중이 증가 하면서 LVDT로 측정된 변위량이 미세하게 늘어났으며, SRC-10A, SRC-20A 실험체에 비 해 더 높은 처짐 제어 효과를 보였다. 이후 하중 증가와 더불어 다중미세 휨 균열 분 포가 무수히 많이 발생하였다. 앞선 실험체에 비해 인장철근의 항복 이후에도 안정적 으로 하중이 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 다중 미세균열 거동에 의해 처짐 122 mm까지 안정적인 연성 거동을 보이는 것으로서 실험체의 초기강성 및 연성적인 내력이 증가한 것으로 판단된다. UTM을 종료할 때까지 발생된 균열의 개수는 85개 정도이며, 최대 균열폭은 17.5mm 이하였다. 최종 파괴는 실험체 중앙부의 휨 압축파괴로 나타난 것으로 확인하였다. 재하 실험후 균열상태는 [Fig 4.20]과 같다.



(a) after loading test, continue

- 104 -







(b) foreground after loading test



(c) bottom cracking



(d) side cracking [Fig 4.20] Cracking Pattern of SRC-40A

- 105 -





Collection @ chosun

슬래브 실험체 하부 인장측에 SHCC를 60mm 적용한 SRC-60A 실험체의 파괴양상은 SRC-40A 실험체와 유사하게 나타났으며, 26.4 kN 부근에서 균열로 보이는 미세한 초기 균열이 발생하였다. 발생된 균열은 0.1mm 이하의 가까이서 확인해야 보일 수 있는 균 열이였다. 이후 하중이 증가하면서 다중미세 휨 균열의 분포가 무수히 많이 발생하였 다. 이때 균열 폭의 증가는 없었으며, 발생된 균열의 폭은 0.5mm 이하가 다수였다. 실 험체의 인장철근이 항복한 이후에도 안정적으로 하중은 증가하였으며, 다중 미세균열 거동에 의해 처짐 119mm 부근까지 안정적인 연성 거동을 보였다. 실험 최종 종료 시점 까지 발생된 균열 개수는 83개 정도로 확인되었으며, 0.5mm 이하의 균열개수는 75개소 정도 확인하였다. 최종 파괴시 측정된 균열의 폭은 26.5mm 이하로 측정되었으며, 실험 체 중앙부 콘크리트 압축 파괴로 최종 파괴된 것으로 확인되었다. 재하 실험후 균열상 태는 [Fig 4.21]과 같다.



(a) after loading test, continue







(b) foreground after loading test



(c) bottom cracking



(d) side cracking [Fig 4.21] Cracking Pattern of SRC-60A

기준실험체인 RC-OA부터 부재의 인장측 하부에 SHCC를 적용한 SRC-10A, 20A, 40A, 60A 실험체의 실험 종료 후 발생된 슬래브 실험체 하부에 발생된 균열과 다중 미세균

- 107 -







열 분포 상태는 아래의 그림 [Fig 4.22]에 나타냈다.

[Fig 4.22] Comparison of Crack Patterns at Ultimate State

- 108 -





실험체의 실험 종료 후 발생된 슬래브 실험체 하부 균열에 대하여 분석하였다. 균열 의 폭은 0.5mm 이하가 다수를 차지하고 있으며, 균열 패턴에 대한 결과는 아래 <Table 4.3>, [Fig 4.23], [Fig 4.24]와 같다.

Crack width	Specimens				
(mm)	RC-0A	SRC-10A	SRC-20A	SRC-40A	SRC-60A
0.5 mm이하	4	56	58	72	75
1.0 mm이하	1	3	4	3	2
1.5 mm이하		2	4	2	3
2.0 mm이하	1	2	3	2	1
2.5 mm이하			2	1	
3.0 mm이하		1		1	
3.5 mm이하	1		1		
4.0 mm이하			1	1	
5.0 mm이하			1		
5.5 mm이하				1	
6.0 mm이하		1			
6.5 mm이하			1		
7.0 mm이하				1	
7.5 mm이하			1		
8.0 mm이하		1			1
11.0 mm이하			1		
11.5 mm이하		1			
17.5 mm이하				1	
26.5 mm이하					1
Number of Cracks	7ea	67ea	77ea	85ea	83ea
Maximum crack width	3.3mm	11.2mm	10.8mm	17.3mm	26.2mm

<Table 4.3> Number of Cracks and Crack Width of Slabs







## Number of Cracks





[Fig 4.24] Number of Cracks at Loading Stages



#### 4.4.5 SHCC 적용 슬래브 실험체의 설계강도

3 장에서 언급된 SHCC-RC 복합슬래브에 대한 설계 강도 산정식을 통해 도출된 설계 강도 값과 하중재하 실험에서 나타난 실험값, 층상화 비선형 해석에서 나타난 결과 값 을 <Table 4.4>에 나타냈다. 설계강도 결과와 층상화 비선형 해석 결과는 실험에서의 결과와 비교했을 때 대체적으로 잘 예측 된 결과를 나타냈다.

Specimen Name	lnitial yielding of bar		Max. values (Test)		Predicted Design Strength	Nonlinear Analysis
	Disp. (mm)	Load (kN)	disp. (mm)	Load (kN)	Load (kN)	Load (kN)
RC-0A	21.1	49.0	82.5	55.3	46.1	53.4
SHCC-10A	22.7	54.1	87.5	56.7	51.1	54.1
SHCC-20A	21.7	56.9	89.5	58.3	55.7	58.0
SHCC-40A	24.0	64.8	123.6	65.7	64.0	63.5
SHCC-60A	21.5	89.3	119.2	84.5	70.8	70.9

<table 4.4=""> Comparison of Measured</table>	and Estimated Results of Slabs
---	--------------------------------



Collection @ chosun

#### 4.4.6 SHCC 적용 슬래브 부재 유한요소해석 평가

앞서 3.2.5 장 3차원 비선형 유한요소 해석 평가에서 소개한 PVA 섬유 활용된 SHCC-RC 복합 슬래브 실험체의 유한 요소 해석프로그램을 실시하여 다음과 같은 성능 분석에 대한 결과를 확인하였다.

SHCC를 적용한 실험체는 슬래브 인장측 하부에 40mm 와 60mm를 적용한 실험체에 대 하여 유한 요소 분석 소프트웨어 프로그램 해석을 실시하였으며, 이를 통해 일반 콘크 리트 슬래브 부재와 SHCC-RC 복합슬래브 부재의 내력 분포 차이를 확인할 수 있었다.

유한요소해석에서 최대 극한 강도를 비교한 결과 일반 콘크리트 48.6 kN, SHCC 적용 된 슬래브 부재는 SRC-40A에서 59.3 kN, SRC-60A에서 74.8 kN으로 SHCC 적용된 부재에 서 일반 콘크리트가 적용된 부재에 비해 1.22배, 1.54배 정도 내력성능이 좀 더 우수 한 것으로 나타났다. [Fig 4.25] ~ [Fig 4.27]처럼 실험체의 구조성능 분석을 실시하 였으며, 그 결과는 <Table 4.5>와 같다.

Specimen	Initial of Reinf	yielding orcement	Max. values		
name	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	
RC-0A	20.6	45.5	39.6	48.6	
SRC-40A	17.2	57.9	27.8	59.3	
SRC-60A	17.5	71.0	60.7	74.8	

<Table 4.5> Estimated Results from 3-D Finite Element Analysis





[Fig 4.25] Load-Deflection Curves from Test and FEA



[Fig 4.26] Simulated Displacement Contour of RC Slab(FEA)







[Fig 4.27] Simulated Displacement Contour of SHCC-RC Slab (FEA)

앞서 언급된 SHCC-RC 슬래브 부재의 설계 휨강도 산정과 비선형 층상화 휨 해석, 실 험에서의 결과와 유한요소해석에서의 결과는 <Table 4.6>과 같다. 유한요소해석에서의 결과는 실험에서의 결과와 거의 흡사하게 나타났다.

<Table 4.6> Comparison of Experimental Results, Design Strength, and 3-D FE Prediction

Specimen name		Bending type						
		Max. values (Test) Predicted Design Strength		Nonlinear Analysis	Max. values (FEA)			
		Load	Load	Load	Load			
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)			
RC-0A	표준 실험체 (일반콘크리트)	55.3	46.1	53.4	48.6			
SRC-40A	SHCC	65.7	64.0	63.5	59.3			
SRC-60A	(섬유혼입률 2%)	84.5	70.8	70.9	74.8			





#### 4.5 소결

고연성 섬유시멘트복합체의 구조부재 활용을 위한 기초 연구로 PVA 섬유를 활용한 SHCC-RC 복합 슬래브 부재의 휨 재하실험을 통해 성능을 평가한 결과 다음과 같은 결 론을 얻었다.

1) PVA 섬유를 적용한 SHCC-RC 복합 슬래브 부재는 SHCC를 슬래브 하부의 인장측에 활용한 것으로서 기존 콘크리트 슬래브에 비해 다중 미세 균열 유발에 의한 균열제어 에 우수할 뿐만 아니라 실험실 내 후 타설 콘크리트와 함께 슬래브 제작 및 공사 시 시공효율성 개선에서도 장점이 있을 것으로 판단된다.

2) SHCC-RC 복합 슬래브 부재의 하중재하 실험에 의한 성능평가에서 일반 콘크리트 를 적용한 슬래브에 비해 다중미세균열 유발을 통한 국부적인 균열과 휨 균열 제어 효 과로 인해 슬래브 부재에서 높은 휨 내력을 발휘하였다.

3) SHCC가 적용된 슬래브 부재의 설계 휨강도 산정과 비선형 층상화 휨 해석, 유한 요소해석을 실시하여 실험에서의 결과와의 비교에서 비교적으로 휨 강도 및 해석 평가 에서 비교적으로 잘 예측한 것으로 나타났으며, 유한요소해석을 통한 결과에서는 실험 에 데이터와 유사한 양상의 결과를 나타냄으로써 SHCC를 적용한 슬래브 부재의 성능 분석에 대한 신뢰도가 높아진 것으로 사료된다.

4) 추후 시공공정 및 구조상세 개발과 함께 SHCC 패널을 활용 프리캐스트화를 위한 구체적인 추가 연구를 실시하여 실용화 공법으로의 적용이 가능할 것으로 판단된다.



# 5. PVA 섬유 적용 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 부 재 성능평가

#### 5.1 실험계획(순지간 4,000 mm)

SHCC 복합 바닥구조시스템의 성능 검증을 위하여 <Table 5.1>과 같은 실험을 계획하였다. 실험체는 일방향 슬래브 형식으로 SHCC 및 슬래브 두께, 장지간화를 위한 인장 측 주철근에 고장력 철근의 유무를 주요 변수로 설정하였다. 실험체의 형상 및 크기는 아래 Fig과 같다. 실험체는 [Fig 5.1] ~ [Fig 5.2]와 같은 SHCC를 바닥 피복콘크리트 로 실제 현장에 적용된 DW-DECK 슬래브의 아연도 강판을 대체하여 제작하였다. 기준실 험체는 일반 콘크리트를 사용한 실험체와 일반콘크리트에 고장력 철근을 보강한 두가 지 타입으로 하였으며, 실험체 명칭은 RC-0B, 고장력 철근을 사용한 실험체는 RC-0C(HT) 이다. SHCC를 사용한 실험체는 슬래브 하부 인장부의 두께를 60mm, 40mm를 적용한 두 가지이다. 실험체의 크기 및 형상은 동일하며, A-type 실험체는 인장측 주철 근을 D13(6ea), C-type은 D13(6ea)과 고장력 철근 3가닥을 주철근으로 사용하여 그 변 수를 설정하였다. 이는 SHCC 두께에 따라 하프프리캐스트 슬래브의 성능 향상과 철근 량 저감에 대한 부분을 확인하기 위하여 변수를 설정하고 실험을 실시하였다.





Specimen	Details (Thickness of SHCC, mm)	Cross-Section of Slab (mm)	f <sub>ck</sub> (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	Cross Section of SHCC (mm)	note
RC-0B	Prototype				_	
RC-OC(HT)	Trototype				_	
HPSS-60A(D10)	60				600 × 60	·실험체 순지간 : 4,000mm ·SHCC Materials : 30MPa ·SHCC
HPSS-60B	60	600 × 190	20	400		
HPSS-60C(HT)	60	000 × 100	50	400		
HPSS-40A(D10)	40				600 × 40	패널 PVA vol : 2%
HPSS-40B	40					
HPSS-40C(HT)	40					

<Table 5.1> Specimens of Slabs

※ 실험체 상세

- 실험체 총 길이 : 4,600mm

- Transverse bars(bottom) : D13@1,000mm(5ea)

- Longitudinal bars(bottom)-A Type : D10(6ea)

- Longitudinal bars(bottom)-B,C Type : D13(6ea), HT(3ea)(C Type)

- Longitudinal bars(top) : D13(3ea)













(b) B Type. continue













#### 5.2 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브의 실험체 제작

실험체의 제작은 부재의 크기가 600 mm × 180 mm × 4,600 mm를 갖도록 하여 제작 하였다. 이러한 크기를 갖는 거푸집 제작과 철근변형률 측정을 얻을 수 있도록 변형률 게이지(S.G)를 부착하고 주방향상·하부 철근에 각각 2개소, 고장력 철근은 트러스 철 근의 위치는 인장측에 각각 3개소 설치하여 제작하였다. 거푸집 안쪽에 배근이 완료된 철근을 거푸집에 삽입하였다. 실험 타입별로 SHCC를 타설 후 양생하였다. SHCC 2주의 양생을 거친 후 사용성하중 실험을 실시하였으며, 이후 설계기준압축강도 30MPa의 일 반콘크리트를 사용하여 슬래브의 상부에 후 타설하였다. 4주간에 걸치는 양생은 습윤 양생을 충족하기 위하여 콘크리트 경화 이후 양생포를 씌우고 물을 뿌려가며 양생을 실시하였다. 실험체 제작순서는 그림 [Fig 5.3]과 같고, 실험체 제작은 [Fig 5.4] ~ [Fig 5.6]에 나타냈다.



[Fig 5.3] Manufacturing Flow of Slab Specimens







(a) truss rebar

(b) formwork assembly



(c) rebar assembly(d) rebar placement[Fig 5.4] Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars






(a) compound material of shcc-1 (b) compound material of shcc-2. continue



(c) compound material of shcc-3



(d) mixing of SHCC



(f) SHCC pouring-1 [Fig 5.5] Manufacturing of SHCC

- 123 -







(g) SHCC pouring-2



(h) SHCC pouring-3
[Fig 5.5] Continued

- 124 -







(1) SHCC panel curing [Fig 5.5] Continued



(a) Toping Concrete pouring-1[Fig 5.6] Pouring of Topping Concrete and Curing

- 125 -







(b) Toping Concrete pouring-2



(c) Toping Concrete pouring-3 [Fig 5.6] Continued

- 126 -



# 5.3 하프프리캐스트 SHCC 데크 시공하중 재하실험

하프프리캐스트 SHCC 데크의 시공하중 재하실험은 실제 현장에서 주로 많이 사용되는 TF-DECK(트러스 철판 슬라브 데크)와 비교 검토를 실시하였으며, 이는 SHCC 하프프 리캐스트 슬래브를 실용화 하였을 때 현장 적용성 여부를 검증하기 위하여 실험을 실 시하였다. 실험은 SHCC 양생 2주후 1,000kN 용량의 UTM(Universal Testing Machine)을 이용 그림[Fig 5.7]과 같이 20kg, 30kg의 규사 60포대(18kN)를 이용한 등분포하중처럼 나누어 실험을 실시하였다. 사용성 하중 실험에서 재하방식은 실험체의 양 끝 단부로 부터 300 mm 위치에 각각 Hinge를 포함하는 회전단을 설치하여 단순지지 하였으며, 실 험체 부재의 순경간(Net span)은 4,000 mm 이다. 하중을 고루 분포하기 위해 SHCC 패 널 위에 얇은 철판을 올려 실험을 실시하였다. 사용성 하중 재하실험에서 사용성 하중 측면에서의 상대적인 사용성하중에 도달 될 시의 근사 값을 추정하여 사용성 측면에서 의 17kN 고정하중, 충격하중, 작용하중을 고려한 실험을 실시하였다. 실험체의 처짐은 실험체 부재의 중앙부 위치 부분에 변위계(LVDT) 부착 측정, 하중재하시에는 데이터로 그를 이용하여 측정 및 수집하였다.

시공 하중 실험은 복합바닥구조시스템을 실제 현장의 공사시 발생하는 고정하중, 작 용하중, 충격하중을 고려하여 실험을 실시하였다. 또한 실제 현장에서 사용되는 TF-DECK의 시공하중 실험을 통해 SHCC 프리캐스트 패널과 비교하였다.



Collection @ chosun





(b) SHCC-60 type [Fig 5.7] Bending Test under Construction Load

시공 하중 실험 결과는 [Fig 5.7] 과 같으며, 하프프리캐스트 SHCC 슬래브는 아연도 강 판과 레티스바를 이용한 철근트러스를 사용한 TF-DECK에 비해 더 우수한 성능을 보였다. 시공 현장에서 발생하는 변수들을 고려했을 때 SHCC 패널은 균열억제 뿐만 아니라 초기강 성 증가로 인한 처짐감소, 내구성 및 사용내력 등이 향상되었으며, 실제 현장 적용에는 이상이 없는 것으로 판단된다.



[Fig 5.8] Load-Deflection Curve from Construction Load Test

- 128 -



## 5.4 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브의 하중재하 실험

### 5.4.1 실험계획

국한하중 재하실험은 1,000kN 용량의 UTM(Universal Testing Machine)을 이용하여 [Fig 5.9]와 같이 4점 재하방식으로 실시하였다. 실험체의 양 단부로부터 300 mm 위치 에 회전단을 설치하여 단순지지 되도록 하였으며, 순경간(Net span)은 4,000 mm로 하 였다. 2점 하중 가력점 사이의 거리를 700 mm로 하였으며, 이 영역 부분에서 순수 휨 이 작용토록 하였다. 하중은 변위제어 방식으로 실시하여 압축부 콘크리트 부분이 파 쇄에 이르게 될 때까지 가력하였다. 하중재하에 따른 정확한 데이터를 얻기 위해 50kN 용량을 가지는 로드셀을 설치하여 측정하였다. 실험에 따른 실험체에서 발생되는 처짐 및 변형, 변형률에 대한 측정은 실험체 각각의 위치에 변위계(LVDT)와 철근 변형률 게 이지, 균열의 폭을 측정하는 게이지를 부착하여 각각 측정하였다[Fig 5.10].









[Fig 5.9] Continued



(a) Load-cell and LVDT installation



(b) LVDT(Strain measurements) installation[Fig 5.10] Locations of Measuring Device Attachment



## 5.5 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 휨 실험결과 및 분석

하프프리캐스트 SHCC-RC 복합바닥 슬래브의 하중 재하 실험을 실시하여 슬래브 실험 체에서 발생되는 최초균열과 인장철근의 항복에 대한 데이터, 그리고 극한하중 부분에 서의 수직 하중 데이터와 실험체의 처짐 데이터를 비교하여 <Table 5.2>와 같이 나타 냈다.

Specimen name	Second slope after cracks		Initial yielding of bar		Max. values		Variation of Max load (specimen	Ductility ratio	Secant stiffness at
	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	/B-protot ype) (%)		yielding (kN/mm)
RC-0-B (Prototype)	2.9	9.6	46.8	54.8	114.4	56.3	_	2.44	1.2
HPSS-40-A(D10)	3.6	12.3	45.9	57.1	67.8	65.2	15.8	1.48	1.2
HPSS-40-B	10.8	21.7	41.3	58.7	86.3	83.5	48.3	2.09	1.4
HPSS-60-A(D10)	14.4	33.8	22.1	48.4	103.4	86.1	52.9	4.68	2.2
HPSS-60-B	20.8	49.1	25.9	58.4	84.4	88.6	57.4	3.26	2.3
RC-0-HT (HT-Prototype)	3.1	10.0	51.9	60.9	119.3	69.1	22.7	2.30	1.2
HPSS-40-C	12.7	27.8	58.9	80.9	98.5	87.3	55.1	1.67	1.4
HPSS-60-C(HT)	24.4	51.8	20.2	85.1	108.7	104.1	84.9	2.77	4.2

<Table 5.2> Experimental Results from Loading Test of Half PCa Slabs





## 5.5.1 사용성 평가

#### 1) 항복하중

SHCC-RC 복합슬래의 극한실험에서 RC-OB는 54.8 kN, RC-OC 60.9 kN, HPSS-40-A 57.1 kN, HPSS-40-B 58.7 kN, HPSS-40-C 80.9 kN, HPSS-60-A 48.4 kN, HPSS-60-B 58.4 kN, HPSS-60-C 85.1 kN, 기존 일반콘크리트인 RC-OB에 비해 0.8 ~ 1.6배 정도 증가하였다. 고장력 철근을 넣은 C타입의 실험체에서는 RC-OB 기준실험체와 RC-OC 기준실험체 비교 에서는 1.1배, 기준실험체 C타입과 SHCC두께 40, 60을 적용한 실험체에서는 1.32배, 1.40배 증가하였다. 항복하중을 [Fig 5.11] 과 같이 그래프로 나타냈다.



[Fig 5.11] Comparison of Measured Yield Load

#### 2) 강성비특성

하프프리캐스트 SHCC-RC 복합바닥슬래브 실험체의 강성비 특성에 대한 평가에서는 Secant Stiffness at yielding로서 [식 5.1]과 같이 평가하였다.

$$K_E = \frac{M_y}{\phi_y}$$
 [4 5.1]

- 132 -





여기서 초기강성비는  $K_E$ , 항복하중을  $M_y$ , 항복곡률을  $\phi_y$ 로 나타낸다. 실험체 별 강성 결과를 보면, 동일 조건의 일반콘크리트가 적용된 RC-OB는 1.2 kN/mm, 일반콘 크리트에 고장력 철근이 보강된 RC-OC는 1.2 kN/mm, SHCC를 적용한 타입별 데이터는 각각 HPSS-40-A 1.2 kN/mm, HPSS-40-B 1.4 kN/mm, HPSS-40-C 1.4 kN/mm, HPSS-60-A 2.2 kN/mm, HPSS-60-B 2.3 kN/mm, HPSS-60-C 4.2 kN/mm 으로 나타났다.

SHCC를 적용한 실험체에 대해 기준실험체와 비교 검토했을 때 1.06배 ~ 3.60배 높게 나타나 일반콘크리트 실험체에 비해 SHCC를 일정 두께 이상으로 적용한 실험체가 더 높은 강성을 보이는 것을 확인하였다.

타입별 SHCC 하부 인장측 두께 40mm, 60mm 가 적용된 실험체를 각각 비교했을때 1.58배 ~ 3.07배 정도 두께 60mm 를 적용한 실험체가 강성이 더 높은 것으로 나타나서 두께가 40mm 인 실험체에 비해 60mm 인 실험체가 더 우수한 강성을 나타냈다.



실험체별 강성을 비교하여 나타낸 그래프는 아래 [Fig 5.12]와 같다.

[Fig 5.12] Comparison of Secant Stiffness at Yielding











(c) secant stiffness-yield load [Fig 5.13] Comparison of Stiffness vs. Yield Load

따라서, SHCC가 하부 인장측에 적용된 복합 바닥슬래브는 인장철근 항복이전 까지인 탄성도 구간의 사용하중단계에서 초기균열발생을 억제하고 균열폭을 제어하며 국부균 열로 인한 손상을 억제시킬수 있는 성능이 우수한 것으로 나타났으며, 인장철근 항복 단계까지 슬래브 부재의 내력이 크게 향상되어 사용하중 내력을 크게 높일 수 있는 장 점이 있는 것으로 판단된다. SHCC 두께 60mm 실험체는 40mm 실험체에 비해 사용하중단 계에서의 성능이 크게 높은 것으로 나타났다.

이와 같은 측면에서 SHCC를 하프프리캐스트 방식으로 적용한 복합슬래브 실험체는 사용성 하중단계에서 균열에 대한 억제와 처짐을 감소시키고, 부재의 내구성 및 사용 내력 향상에 효과가 우수한 것으로 평가되었다.

- 134 -



Collection @ chosun

### 5.5.2 극한내력 및 성능평가

국한하중 재하실험은 단순지지 상태에서의 4점 재하방식으로 실험체의 양 끝 단부로 부터 300 mm 위치 부분에 회전단을 설치하여 지점의 부분이 되도록 하였으며, 2점의 지점부를 제외한 4,000 mm 의 실험체 영역에서 순경간(Net span)을 가질 수 있게 실험 을 실시하였다. 하중 재하는 변위제어 방식으로 실시하였으며, 실험체 부재가 압축부 콘크리트 파쇄에 이르러 내력을 상실할 때까지 하중을 가력하여 확인한 슬래브 실험체 의 최초 발생된 균열과 부재 내의 인장철근 항복, 또한 극한하중 단계에서의 발생된 수직 하중 데이터와 실험체의 처짐을 비교하여 위 <Table 5.2>에 나타내었다.

실험결과 최대하중은 RC-0B는 56.3 kN, RC-0C 69.1 kN, HPSS-40-A 65.2 kN, HPSS-40-B 83.5 kN, HPSS-40-C 87.3 kN, HPSS-60-A 86.1 kN, HPSS-60-B 88.6 kN, HPSS-60-C 104.1 kN, 으로 나타나서 B, C Type 기준실험체별 비교에서는 1.23배, 실 험체 A, B, C Type 별 SHCC 두께 60mm 가 40mm에 비해 1.32배, 1.06배, 1.92배 증가한 것으로 평가되었다. SHCC 두께 40mm에 비해 60mm 를 적용한 복합슬래브에서 높은 휨 강성을 나타냈다. 또한 고장력 철근을 삽입한 실험체는 더 높은 휨 강성을 보였다. SHCC 적용 두께와 고장력 철근이 함께 적용되면 더 높은 휨 내력 증진과 장지간화가 가능할 것으로 사료된다.

실험체별로 하중-변위 곡선 비교, 모멘트-곡률 곡선, 최대하중 및 최대변위 비교는 아래 [Fig 5.14] ~ [Fig 5.17]과 같다.





(b) Tested load-deflection curves for specimen A, B Types[Fig 5.14] Measured Load-Deflection Curves of Slabs







(c) Tested load-deflection curves for specimen C Type [Fig 5.14] Continued

















[Fig 5.16] Maximum Loads of Slabs



(a) Maximum load A, B Type

Maximum Load



(b) Maximum load C Type [Fig 5.17] Maximum Loads of Slabs

- 139 -





## 5.5.3 균열 및 파괴양상



(a) before loading test



(b) after loading test [Fig 5.18] Loading Test of Slab Specimens

슬래브 재하실험은 실험체 A, B, C Type 별로 [Fig 5.18]과 같이 실험체를 극한 하 중까지 재하 하중 실험을 통해 아래와 같은 실험에서 발생된 슬래브 실험체의 변형과 균열 및 파괴양상에 대하여 정리하였다.

1) 실험체 HPSS-60-A(D10)

HPSS-60-A(D10) 실험체는 초기균열이 18kN 부근에서 부재의 지간 중앙 SHCC 측면에 발생하기 시작하였으며, 균열의 폭은 0.1mm 이하로 추정되었으며, 이후 하중이 증가하 며 다중미세 휨 균열의 분포가 무수히 발생하였다. 재하하중 35kN 내외에 도달할 때쯤 육안으로 식별이 어려운 균열이 관찰되었다. 하중이 증가함에 따라 관찰된 균열 주위 로 미세균열의 분포가 다수 증가하는 양상을 보였다. 재하하중이 50kN 부근을 넘어서 면서 최초 인장철근이 항복한 것으로 보고 있으며, 이 후 다중미세균열의 분포는 더욱 증가하였다. 이후 SHCC 패널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 점차적으로

- 140 -





확대되기 시작하면서 콘크리트 면까지 균열이 단면 상연쪽으로 진전하였다. 수직방향 처짐 90mm까지 하중재하에 따른 변형은 심하게 나타나지 않았으며, 안정적인 연성 거 동을 보였다. 처짐 90mm 부근을 지나고 나서 점차적으로 하중이 증가함에 따라 실험체 부재의 순수 휨 영역 부분에서 중앙부의 콘크리트가 휨 압축 파괴 도달에 이르러 최대 하중 86.1kN 부근에서 점차로 내력을 상실하였다. 균열 폭 0.5mm 이하의 균열이 79 개 소 정도로 발견되었으며, 최대 균열 폭은 12.2mm 정도로 측정되었다. 최종 파괴는 슬 래브 중앙부 콘크리트 부분이 휨 압축 파괴되는 양상으로 나타났다. 실험 후 균열상태 는 [Fig 5.19] ~ [Fig 5.20]와 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.19] Cracking Pattern of HPSS-60-A(D10)







(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.20] Cracking Pattern of HPSS-60-A(D10)

2) 실험체 HPSS-60-B

HPSS-60-B 실험체는 초기균열이 21kN 내외에서 지간 중앙의 SHCC 측면에 발생하기 시작하였으며, 균열의 폭은 0.1mm 이하로 추정되었다. 이후 하중 증가와 함께 다중미 세 휨 균열이 무수히 발생하였다. 하중 48kN 부근에 도달할 때까지도 육안으로 식별이 잘 안되는 작은 균열이 관찰되었다. 하중이 계속적으로 증가함에 따라 관찰된 균열 주 위로 미세균열의 분포가 다수 증가하고 균열의 폭도 진전되는 양상을 보였다. 60kN의 재하하중을 넘어서면서 최초 인장철근의 항복이후 다중미세균열은 더욱 증가하였다. 이후 SHCC 패널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 점차적으로 확대되면서 상부 콘크리트 단면 상연 쪽까지 균열이 진전되었다. 수직방향 처짐 70mm까지 하중 재 하에 따른 부재의 변형 상태는 안정적인 연성 거동을 보였다. 실험이 막바지에 다다르

- 142 -





면서 실험체 지간 중앙부의 콘크리트 부분이 휨 압축 파괴에 도달하면서 최대하중 88.6kN에 도달한 후에 점차로 내력을 상실하였다. 실험 종료 후 균열의 개수는 104개 정도 나타났으며, 최대 균열 폭은 22.6mm 정도로 측정되었다. 육안으로 식별되는 균열 외에도 다중미세균열이 다수 있을 것으로 사료된다. 실험후 균열상태는 [Fig 5.21] ~ [Fig 5.22]와 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.21] Cracking Pattern of HPSS-60-B







(b) side cracking [Fig 5.22] Cracking Pattern of HPSS-60-B

3) 실험체 HPSS-60-C(HT)

HPSS-60-C(HT) 실험체는 초기균열이 30kN 내외에서 지간 중앙의 SHCC 측면에 발생하 기 시작하였으며, 균열 폭 0.1mm ~ 0.2mm 이하로 추정된다. 이후 하중 증가와 함께 다 중 미세 휨 균열이 무수히 발생하였다. 재하 하중 50kN 내외에 도달할 때까지도 육안 으로 식별이 잘 안되는 작은 균열이 관찰되었으며, 이 균열 주위로 하중이 증가함에 따라 미세균열의 분포가 다수 증가하는 양상을 보였다. 70kN의 재하 하중을 넘어서면 서 최초 인장철근의 항복이후 다중미세균열은 더욱 증가하는 양상을 보였다. 이후 SHCC 패널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 점차 확대되기 시작하면서, 균열이 단면 상연 쪽인 콘크리트 면으로 진전하였다. 수직방향 처짐 80mm까지 하중에 따른 변형은 크게 나타나지 않았으며 안정적인 연성 거동을 나타냈다. 이후 부재의 지 간 중앙부의 콘크리트에서 휨 압축 파괴에 도달하면서 최대하중 104.1kN에 도달한 후

- 144 -





에 점차로 내력을 상실하였다. 실험 종료 후 확인 결과 0.5mm 이하의 미세균열이 81개 소 정도 나타났으며, 최대 균열 폭은 4.5mm 정도로 측정되었다. 이외에도 육안으로 식 별이 어려운 미세균열은 무수히 많이 나타났을 것으로 판단된다. 실험 후 균열 상태는 [Fig 5.23] ~ [Fig 5.24]와 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.23] Cracking Pattern of HPSS-60-C(HT)







(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.24] Cracking Pattern of HPSS-60-C(HT)

4) 실험체 HPSS-40-A(D10)

SHCC 두께 40mm를 적용한 HPSS-40-A(D10) 실험체는 실험 시작 후 초기균열이 12kN 내외에서 지간 중앙의 SHCC 측면에 발생하기 시작하였으며, 균열의 폭은 0.1mm 이하로 추정된다. 이후 하중 증가와 함께 다중미세 휨 균열이 무수히 발생하였으며, 육안으로 자세히 확인이 가능한 미세 균열이 관찰되었다. 하중이 계속해서 증가함으로 인해 관 찰된 균열 주위로 미세균열 분포가 다수 증가하는 양상을 보였다. 60kN의 재하하중을 넘어서면서 최초 인장철근의 항복이후 다중미세균열은 더욱 증가하였다. 이후 SHCC 패 널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 조금씩 확대되기 시작하면서 슬래브 실험체의 상부 콘크리트 단면 상연쪽으로 균열이 진전하였다. 수직방향 처짐 55mm까지 하중 재하에 따른 변형은 크게 나타나지 않았으며, 안정적인 연성 거동의 양상을 보였 다. 이후 실험체 지간 중앙부의 콘크리트가 휨 압축 파괴의 양상으로 나타나면서 최대 하중 65.2kN에 도달한 후에 점차로 내력을 상실하였다. 균열의 폭이 0.5mm 이하로 보

- 146 -





이는 다중미세균열이 65개소 정도 발견되었으며, 0.5mm~ 1.0mm 이하의 균열은 23개 정 도 발견되었다. 최대 균열 폭은 11.5mm 정도로 측정되었다. 실험 후 균열상태는 [Fig 5.25] ~ [Fig 5.26]과 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test[Fig 5.25] Cracking Pattern of HPSS-40-A(D10)









(b) side cracking [Fig 5.26] Cracking Pattern of HPSS-40-A(D10)

5) 실험체 HPSS-40-B

HPSS-40-B 실험체는 초기균열이 20kN 내외에서 지간 중앙의 SHCC 측면에 발생하기 시작하였으며, 균열 폭은 0.1 mm 이하로 추정된다. 이후 하중이 증가하면서 다중미세 휨 균열의 분포가 무수히 발생하였다. 재하 하중 21kN을 넘어서면서 육안으로 자세히 봐야 확인이 가능한 균열이 다수 증가하였으며, 하중이 점차적으로 증가함에 따라 초 기에 발생된 균열 주위로 미세균열이 다수 증가 및 진전되는 양상을 보였다. 65kN의 재하하중을 넘어서면서 최초 인장철근의 항복이후 다중미세균열은 더욱 증가, 균열 폭 이 진전되었다. 이후 SHCC 패널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 점차 확 대되기 시작하면서 균열이 실험체 단면 상연 쪽인 콘크리트 면까지 진전하였다. 하중 은 계속적으로 증가하였으나 수직방향 처짐 80mm까지 변형은 안정적이였으며, 취성이 아닌 연성 거동을 보이는 것으로 사료된다. 이후 지간 중앙부의 콘크리트가 휨 압축





파괴의 양상으로 균열 폭이 넓어졌으며, 최대하중 69.4kN에 도달한 후에 실험체의 내 력이 점차적으로 그 힘을 상실하였다. 실험 종료 후 균열을 측정한 결과 균열폭 0.5mm 이하는 65개 정도, 1mm이하는 19개 정도로 나타나 확인된 균열의 개수는 88개 정도 확 인되었다. 최종파괴에서 나타난 최대 균열 폭은 9.7mm 로 측정되었다. 실험후 균열상 태는 [Fig 5.27] ~ [Fig 5.28]과 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.27] Cracking Pattern of HPSS-40-B







(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.28] Cracking Pattern of HPSS-40-B

6) 실험체 HPSS-40-C(HT)

HPSS-40-C(HT) 실험체는 하중재하 25kN 내외에서 지간 중앙의 SHCC 측면에 초기균열 이 발생하기 시작하였으며, 하중이 증가함에 따라 다중미세 휨 균열의 분포가 무수히 발생하였다. 재하 하중 27kN 부근에 도달할 때까지도 육안으로 식별이 어려울 정도의 작은 균열이 관찰되었으며, 균열의 폭은 0.1mm 이하로 추정하였다. 하중이 증가함에 따라 관찰된 균열 주위로 미세균열 분포가 다수 발생되었다. 90kN의 재하하중 부근에 서 인장철근이 최초 항복한 것으로 보고 있으며, 이후 다중미세균열의 분포는 더욱 증 가하고 균열의 폭 또한 진전되었다. 이후 SHCC 패널 바닥면의 지간중앙 부근에서 1개 균열의 폭이 점차 확대되기 시작하면서 균열이 실험체의 단면 상연쪽인 콘크리트 면까 지 진전되었다. 수직방향 처짐 90mm까지 하중 증가에 따른 변형은 크게 나타나지 않았 으며, 안정적인 연성 거동을 보이는 것으로 확인하였다. 이후 부재의 지간 중앙부의

- 150 -





콘크리트가 휨 압축 파괴에 다다르면서 최대하중 97.0kN 부근에 도달한 후에 슬래브 부재의 내력을 점차적으로 상실하였다. 다중미세균열은 다수 발견되었으며, 0.5mm 이 하의 균열의 개수는 77개 정도로 나타났다. 휨 압축 파괴에서 나타난 균열의 최대 폭 은 8.7mm 정도로 측정되었다. 실험후 균열 상태는 [Fig 5.29] ~ [Fig 5.30]과 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.29] Cracking Pattern of HPSS-40-C(HT)







(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.30] Cracking Pattern of HPSS-40-C(HT)

7) 실험체 RC-OB

기준실험체로 일반 철근콘크리트로 이루어진 RC-OB 실험체는 재하 시작 이후 9kN 부 근에서 중앙부 인장연단에 초기균열이 발생하였다. 균열의 폭은 0.2mm 정도로 추정되 었다. 하중이 증가함에 따라 초기에 발생된 균열이 콘크리트 단면 상부로 진전하면서 100 mm ~ 150 mm 간격으로 부재의 순지간 안에서 균열이 발생하였으며, 하중 증가에 따라 균열이 콘크리트 상연쪽으로 진전되면서 균열의 폭 또한 점차적으로 커졌다. 또 한 부재내의 철근의 항복 이후 균열 폭 증가가 급격하게 일어났으나, 하중의 저하는 없었으며, 처짐 90 mm 까지 균열 폭 증가 외에 실험체의 변형은 안정적인 거동을 보였 다. 최종 파괴에서 나타난 양상은 순수 휨 영역 안의 중앙부 콘크리트 휨 압축 파괴의 형태를 나타냈다. 전형적인 기존 일반 콘크리트에서 나타나는 휨 파괴 균열 양상을 보

- 152 -





였으며, 균열의 개수는 27개정도 나타났다. 0.5mm 정도의 균열폭을 갖는 균열은 10개 로 나타났으며, 최종 파괴에 영향을 미친 중앙부 균열의 최대 폭은 11.5mm 로 측정되 었다. 실험 후 균열 상태는 [Fig 5.31] ~ [Fig 5.32]와 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.31] Cracking Pattern of RC-OB





(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.32] Cracking Pattern of RC-OB

8) 실험체 RC-OC(HT)

RC-OC(HT)는 고장력 철근을 슬래브 실험체 인장측에 삽입한 C-type의 기준실험체로 일반 철근콘크리트로 이루어져 있다. 실험체는 재하 시작 이후 10kN에서 중앙부 인장 연단에 초기균열이 발생하였다. 균열의 폭은 0.5mm 이하로 추정되었다. 이후 하중이 커지면서 균열은 상부 진전뿐만 아니라 120 mm ~ 160 mm 간격으로 균열이 몇 개 정도 발생하였으며, 이와 동시에 균열의 폭은 점차적으로 커졌다. 또한 실험체 부재의 철근 항복 이후 균열의 폭이 급격하게 증가하였으나 하중의 저하는 없었으며, 부재의 처짐 100 mm 까지 큰 변화량 없이 안정적인 거동을 나타냈다. 실험체가 최종 파괴에 이르러 서는 가력점 중앙부의 콘크리트가 휨 압축 파괴되는 형태를 나타냈다. 발생된 균열의 개수는 28개로 나타났으며, 0.5mm 이하의 균열은 12개, 최대 균열 폭은 4.5mm 로 나타 났다. RC-OB 실험체에 비해 최대 균열 폭이 작게 나타난 것은 인장측에 삽입한 주근인

- 154 -





고장력 철근의 영향이 클 것으로 사료된다. 실험 후 균열 상태는 [Fig 5.33] ~ [Fig 5.34]와 같다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 5.33] Cracking Pattern of RC-OC(HT)







(a) bottom cracking



(b) side cracking [Fig 5.34] Cracking Pattern of RC-OC(HT)





실험체의 극한하중까지 재하에 따른 슬래브 실험체 하부측의 균열 및 다중 미세균열 분포에 대한 상태는 아래 [Fig 5.35]와 같이 나타냈다.



(d) HPSS-40-A(D10) [Fig 5.35] Comparison of Crack Patterns at Ultimate State







(e) HPSS-40-B



(f) HPSS-40-C(HT)



(g) RC-OB(Prototype)



(h) RC-OC(HT)(Prototype)
[Fig 5.35] Continued




실험체의 실험 종료 후 발생된 슬래브 실험체 하부 균열에 대하여 분석하였다. <Table 5.3>과 같이 균열의 폭은 0.5mm 이하가 다수 차지하고 있으며, 1mm 이하의 균 열이 그 뒤를 이었다. 균열 패턴에 대한 분석 결과는 [Fig 5.36], [Fig 5.37]과 같다.

Crack width		Specimens									
(mm)	RC	RC	HPSS	HPSS	HPSS	HPSS	HPSS	HPSS			
(11111)	-0B	-0C	-40A	-40B	-40C	-60A	-60B	-60C			
0.5 mm이하	10	12	61	65	77	79	71	81			
1.0 mm이하	6	8	23	19	24	24	18	22			
1.5 mm이하	4	2	5		3	2	4	1			
2.0 mm이하	2	3	1		1	2	5	1			
2.5 mm0 하	1	2		1		1					
3.0 mm이하	1		1		1			1			
3.5 mm이하		1	1		1		3				
4.0 mm이하	1		1		1						
4.5 mm0 ōŀ			1			1		1			
5.0 mm이하	1			1							
5.5 mm이하			1				1				
6.5 mm이하					1						
7.5 mm0 ōŀ			1			1					
9.0 mm이하				1	1						
10.0 mm이하				1							
11.5 mm이하	1		1				1				
12.5 mm이하						1					
23.0 mm이하							1				
Number of Cracks	27ea	28ea	97	88	110	111ea	104ea	107ea			
Maximum cracking(width)	11.4mm	3.2mm	11.5mm	9.7mm	8.7mm	12.2mm	22.6mm	4.3mm			

<Table 5.3> Number of Cracks and Crack Width of Slabs





#### Number of Cracks





[Fig 5.37] Number of Cracks at Loading Stages



Collection @ chosun

#### 5.5.4 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 실험체의 설계강도

본 장의 앞 절에 설명한 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브 실험체에 대한 설계 강도, 층상화 비선형 해석 산정에 따른 결과 값을 다음과 같이 결론을 얻었다. 설계와 비선형 해석 값에서 극한내력에 대한 비교에서 내력 차이가 유사하거나 실험값에서 좀 더 크게 나타나 SHCC를 적용한 복합바닥구조 부재가 비교적 잘 예측 된 것으로 사료된 다. 슬래브 실험체의 실험 결과에서 나타난 극한 내력과 설계 강도 산정에 따른 결과, 층상화 비선형해석에서의 추정 결과를 비교하여 다음 <Table 5.4>에 나타냈다.

Specimen	Initial yielding of bar		Max. values (Test)		Predicted Design Strength	Nonlinear Analysis
name	Disp.	Load	disp.	Load	Load	Load
RC-0-B (Prototype)	46.8	(KIV) 54.8	114.4	56.3	42.6	(KIV) 63.7
HPSS-40-A(D10)	45.9	57.1	67.8	65.2	58.8	52.7
HPSS-40-B	41.3	58.7	86.3	83.5	75.9	78.6
HPSS-60-A(D10)	22.1	48.4	103.4	86.1	59.1	58.8
HPSS-60-B	25.9	58.4	84.4	88.6	76.2	84.3
RC-0-C(HT) (Prototype)	51.9	60.9	119.3	69.1	47.5	71.1
HPSS-40-C(HT)	58.9	80.9	98.5	87.3	80.6	85.8
HPSS-60-C(HT)	20.2	85.1	108.7	104.1	80.9	91.5

<Table 5.4> Comparison of Measured and Estimated Results of Slabs



#### 5.6 소결

본 연구에서의 고연성을 갖는 복합슬래브는 PVA 섬유를 활용한 고연성시멘트복합체 SHCC를 슬래브 단면 인장 측 하단부에 일정 두께로 적용한 하프프리캐스트 SHCC-RC 복 합슬래브의 휨 재하실험에 대한 성능평가 결과로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) PVA 섬유를 적용하여 하프프리캐스트 SHCC 패널의 시공하중 성능평가를 실시하여 초기강성 증가로 인해 사용성 하중단계에서의 균열억제력과 부재의 처짐을 제어하여 감소 효과, 부재 내에서의 내구성 및 사용내력 향상에 우수한 효과를 보였으며, 비교 부재인 TF-Deck에 비해 우수한 성능을 나타냄으로써 실제 현장에 적용이 가능할 것으 로 판단된다.

2) 콘크리트의 단점인 인장 및 휨 거동 하에서 발생되는 균열 및 취성적 특성을 개선 하기 위하여 슬래브의 단면 인장측 하단부에 SHCC를 두께 40mm, 60mm를 갖는 실험체를 제작하여 휨 하중재하 실험을 한 결과에서 실험체 모두에서 변형경화형 시멘트복합체의 특성으로 인해 무수히 많은 다중미세균열을 유발하였으며 이에 따른 슬래브의 휨 균열 제어 능력과 부재의 처짐 개선 및 내력증진에 우수한 효과가 있는 것으로 평가되었다.

3) 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합슬래브의 슬래브 Type 별로 SHCC 두께 60 mm를 적용 할 시 내력증진에 우수한 효과를 나타냈으며, SHCC의 두께를 40 mm 적용한 실험체의 경우에도 기존 RC에 비해 성능이 향상되어 PVA를 사용한 섬유시멘트복합체가 고연성의 성능과 함께 내력 성능 또한 우수한 것으로 평가되었다.

4) 고장력 철근을 삽입한 C Type의 실험체는 A, B type과 비교 시 그 성능에서 휨 강성이 증대되어 높은 내력증진 효과를 보였다. SHCC 패널과 함께 고장력 철근을 인장 측에 사용할 시 초기강성 및 연성적인 성능이 향상되어 슬래브 부재의 장지간화가 가 능할 것으로 사료된다.



# 6. Vectran 섬유 적용 섬유시멘트복합체 보 구조 부재 성 능평가

# 6.1 실험계획

본 장에서는 Vectran 섬유를 적용한 섬유시멘트복합체 보 구조 부재를 구조 성능 검증을 위해 실험실용으로 설계 및 제작하였으며, <Table 6.1>과 같이 실험을 준비 계 획하였다. 실험체의 형상 및 크기는 [Fig 6.1] ~ [Fig 6.3]과 같이 복철근 보 부재로 섬유시멘트복합체를 적용하여 기존 고강도 콘크리트를 대체하기 위한 실험체이다. 보 부재의 실험은 휨 성능과 전단 성능을 확인하기 위하여 일반 고강도 콘크리트와 극한 하중 상태에서의 성능을 비교 검토하였다.

Specime n	Fiber	Fiber Length (mm)	Fiber Volume (&)	fck (MPa)	fy (MPa)	bottom main Reinforcem ent(mm)	ρ <sub>s</sub> (%)	top main Reinforc ement	De	tails
RCB	-			FO					protot	Bendin g
RCS	-	_	_	50	400	D16@50	0.47	D10@5	уре	Shear
VCB	Vectran(				400	-2ea	0.47	0-2ea		Bendin
	Polyarylr	10	1 0	120					VC	g
VCS	ate) Fiber	12	1.0	120					-Туре	Shear

<table 6.1=""> S</table>	ecimens of Beams
--------------------------	------------------











[Fig 6.2] Details of of Beam Specimens(beding type)







[Fig 6.3] Details of of Beam Specimens(shear test)

# 6.2 Vectran 섬유시멘트복합체 보 실험체 제작

보 부재 실험체는 내측 크기가 120 mm × 220 mm × 1,400 mm 로서 먼저 거푸집을 제작하고 철근 조립 및 배치도 실험실내에서 제작 하였다. 제작순서는 [Fig 6.4]와 같 으며, 철근 배근을 한 이후 철근의 변형률을 얻기 위하여 휨 타입의 경우 주방향 하부 철근 2개, 상부 철근 2개, 전단보강 스트럽 3개소에 변형률 게이지(WSG), 전단 타입의 경우 전단균열을 유도하기 위하여 보 부재의 1/4 지점에 전단보강철근(스트럽)을 설치 하지 않고 전단위험단면을 유도하였다. 주방향 하부 철근 3개소, 상부 철근 3개소, 전 단보강 스트럽 1개소에 변형률 게이지(WSG)를 부착하고 난 후 철근을 거푸집에 넣고, 일반 고강도 콘크리트 및 섬유시멘트복합체를 타설하여 양생하였다. 실험체는 4주간 양생을 실시하였으며, 양생포를 씌우고 습윤 양생 조건을 충족하여 실시하였다. 실험

- 165 -





체 제작순서는 철근조립 및 거푸집 제작, 섬유시멘트복합체 배합 및 타설 순으로 제작 을 실시하였으며, 실험체 제작과정은 [Fig 6.5] ~ [Fig 6.7]과 같다.



[Fig 6.4] Manufacturing Fow of Beam Specimens







(a) rebar assembly-1



(b) rebar assembly-2



(c) gage installation



(d) rebar in formwork

[Fig 6.5] Manufacturing of Formworks and Placing of Reinforcing Bars









(a) mixing VC-1





(b) mixing VC-2



(c) Vectran fiber input



(d) mixing VC















(b) VC pouring and curing(c) concrete pouring and curing[Fig 6.7] Pouring of VC and Concrete and Curing





### 6.3 하중 재하 실험 방법

하중재하 성능 실험 방법은 [Fig 6.8]과 같으며, 극한하중 재하 실험은 1,000 kN 용 량의 UTM(Universal Testing Machine)을 이용하여 3점 재하방식으로 실험을 실시하였 다. [Fig 6.9]와 같이 실험체를 단순지지 상태로 하여 부재의 양 끝 단부로부터 150 mm 위치 부근에 회전단을 설치하여 지점부를 정하였으며, 순경간(Net span)은 1,100 mm로 하였다. 1점 하중 가력점은 휨 타입의 경우 중앙부, 전단 타입은 위험단면이 위 치하고 있는 부위를 사이에 두고 지점으로부터 400mm 거리에 하중을 가력 하였다. 전 단지배 단면 부분에서 전단파괴가 작용하도록 유도하였다. 하중은 변위제어 방식으로 실시하며 보 실험체의 압축부 콘크리트가 파쇄 될 때까지 가력을 실시하였다. 1,000 kN 용량의 로드셀을 설치하여 정확한 하중 데이터를 측정하였다. 실험체내에서 발생되 는 처짐 및 변형, 부재에서의 변형률은 각각의 위치에 변위계(LVDT)와 철근 변형률 게 이지를 부착하고 그 데이터로그를 통해 수집하였다. ([Fig 6.8] 참조)



(a) Specimen Setup[Fig 6.8] Locations of Measuring Device Attachment







(b) Specimen Setup [Fig 6.8] Continued







(b) Loading test(shear type)[Fig 6.9] Setup for three-point Loading Test



# 6.4 Vectran 섬유시멘트복합체 보 구조 부재 실험결과 및 분석

#### 6.4.1 극한하중 재하 실험 결과

실험체의 극한하중 재하실험에서 <Table 6.2>와 같은 결과를 나타냈다.

Specimen	Secono after o	d slope cracks	Initial y of Reinfo	vielding prcement	Max. values		
name	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	
RCB	0.57	23.55	5.14	167.77	9.71	186.29	
RCS	0.62	29.67	2.31	86.30	4.34	101.58	
VCB-1	1.32	68.59	4.92	199.52	25.67	223.26	
VCB-2	1.29	65.32	5.31	194.60	6.58	203.01	
VCS-1	1.48	68.38	4.98	203.47	21.04	231.79	
VCS-2	1.47	70.58	5.13	208.97	15.03	227.30	

<Table 6.2> Experimental Results of Beam Loding Test

휨 타입에서의 항복하중은 기준 실험체 대비 VCB-1에서 118.9%, VCB-2에서 115.9% 증가하였으며, 전단 타입에서는 VCS-1 실험체 235.7%, VCS-2 실험체 242.1% 정도 기준 실험체에 비해 항복하중이 증가한 것을 알 수 있다.



휨 타입에서 실험체의 최대하중은 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재 실험체가 기 준실험체에 비해 119.8%, 108.9% 높은 내력성능을 보였다. 초고강도의 성능을 나타내 는 Vectran 섬유시멘트복합체는 플렉시블한 Vectran 섬유의 특성으로 인해 시멘트매트 릭스 내에서 섬유의 뭉칭 없이 분산 및 부착이 잘 이루어져 기준실험체인 고강도 콘크 리트보다 더 우수한 내력 성능을 보이는 것으로 보이며, Vectran 섬유시멘트복합체를 적용할 시 강도와 강성이 높게 나타나 고강도의 섬유시멘트복합체에 의한 다중미세균 열로 인해 처짐 제어 효과 뿐 아니라 균열 폭 증가 억제, 초고강도, 높은 강성 기여 효과와 높은 휨 내력 성능을 보임으로써 성능이 110% 이상의 성능을 보이는 것으로 사 료된다.

극한강도실험 결과 실험체의 하중-변위 곡선 및 모멘트-곡률 곡선은 [Fig 6.10]과 [Fig 6.11]과 같으며, 각 실험체별 극한상태일때의 극한내력 값을 [Fig 6.12]와 같이 비교하였다.



[Fig 6.10] Measured Load-Deflection Curves of Beams(bending type)







[Fig 6.11] Measured Moment-Curvature Curves of Beams(bending type)



[Fig 6.12] Maximum Load of Beams(bending type)



전단 타입에서는 기준실험체에 비해 VCS-1 238.2%, VCS-2 223.7% 더 높은 내력성능 이 증가함을 나타냈다. 보 부재 극한 전단강도 평가에서는 전단균열을 확인하기 위한 전단위험 단면을 유도하였음에도 전단 균일 발생하지 않고 휨 균일이 발생하는 것으로 사료된다. 이에 보 부재의 휨 지배 단면이 전단 지배 단면 보다 더 높게 나타남으로 인해 본 실험에서의 결과처럼 2.2 ~ 2.3배 향상된 전단내력 성능을 나타냈다. 이는 전 단위험 단면을 유도하였음에도 Vectran 섬유시멘트 복합체의 영향으로 인해 전단보강 스트럽(stirrup)이 제공해 주는 것과 유사한 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인한 효과인 것으로 보이며, Vectran 섬유시멘트복합체를 적용하는 보 부재는 전단 보강 철 근량 저감을 가져 올 것으로 판단된다. 실험체의 하중-변위 곡선은 [Fig 6.13]과 같으 며, 각 실험체별 극한상태일때의 내력값은 [Fig 6.14]와 같이 비교하였다.



[Fig 6.13] Measured Load-Deflection Curves of Beams(shear type)







[Fig 6.14] Maximum Load of Beams(shear type)

#### 6.4.2 Vectran 섬유시멘트복합체 적용 보 실험체 균열 및 파괴 양상

1) RCB 실험체

휨 타입 표준실험체로 RCB는 일반 고강도콘크리트가 적용된 휨타입 기준 실험체로 3 점 재하 성능을 실시하였다. RCB 실험체는 하중 재하 시작 후 28kN 부근에서 파단음과 함께 초기균열이 발생하였으며, 그 균열의 폭은 0.1 mm ~ 0.2mm 정도로 추정된다. 하 중의 증가와 함께 실험체 중앙부 인장연단에 균열의 폭이 0.5mm 정도 넓어졌으며, 이 후 균열의 상부로 진전되면서 77kN 부근에서 다른 부위에 균열이 발생하였다. 하중이 커짐에 따라 초기에 발생된 균열이 상부로 진전되면서 동시에 균열 폭이 점차 커졌다. 180kN 부근에서 부재 극한강도 발생 이후 급격한 균열 폭 증가와 함께 천천히 하중이 감소하였다. 최종 파괴는 변위 가력점 중앙부에서 부재의 콘크리트가 휨 압축 파괴되 는 형태를 나타냈다. 실험 종료 후 실험체를 살펴 본 바 균열의 개수는 13개, 최대 균 열 폭은 4.9mm로 측정되었다.





#### 재하 실험 후 균열상태는 [Fig 6.15]에 나타냈다.



(a) after loading test



(b) foreground after loading test[Fig 6.15] Cracking Pattern of RCB





신대의

Collection @ chosun

전단 타입 표준실험체로 RCS 실험체는 일반 고강도콘크리트가 적용된 전단타입 기준 실험체이며 3점 재하 실험을 실시하였다. RCS 실험체는 재하 시작 이후 30kN 부근에서 처음 파단음이 발생하여 초기균열이 발생되었으며, 균열의 폭은 0.1 mm ~ 0.2mm 정도 로 추정된다. 재하 하중의 진전과 함께 66kN ~ 67kN에서 가력부에서 전단위험 단면에 서 유도된 전단균열이 발생하였다. 이후 균열은 79.6 kN에서부터 하중이 증가함에 따 라 균열의 폭은 점차 커졌다. 부재 극한강도는 99kN 부근이며 이후 변위 증가없이 급 격한 균열 폭 증가와 함께 전형적인 전단파괴 형태로 최종 파괴되었다. 최종 균열의 개수는 9개로 측정되었으며, 최대 균열 폭은 3.4mm로 측정되었다. 재하 실험 후 균열 상태는 [Fig 6.16]에 나타냈다.



(a) after loading test. continue





(b) foreground after loading test[Fig 6.16] Cracking Pattern of RCS

3) VCB-1 실험체

VCB-1 실험체는 Vectran 섬유 활용한 섬유시멘트복합체를 적용한 휨타입 실험체이며 동일조건의 3점 재하실험을 실시하였다.며, VCB-1 실험체는 재하 시작 이후 37.6kN ~ 38kN에서 파단음이 발생하였으나 특별하게 균열은 육안으로 확인되지 않았다. 68 kN 부근에서 미세한 초기균열이 발생하였으며, 그 균열 폭은 0.1mm이하로 추정된다. 이후 하중의 증가와 함께 180 kN 에서 육안으로 식별이 가능한 휨 균열이 다수 발생하였으 며, 점차적으로 하중이 증가함에 따라 균열이 상부로 진전되면서 균열폭 또한 점차 커 졌다. 부재 극한강도 발생 이후에도 하중이 미세하게 증가와 감소를 반복하며 연성적 인 양상을 나타냈다. 최종적으로 변위 40mm 부근에서 변위 가력점 중앙부의 콘크리트 단면이 휨 압축 파괴되는 형태로 최종파괴 되었다. 하중의 증가와 균열폭이 증가하였 음에도 계속적인 연성적인 양상을 나타내는 것으로 보이며, 이는 Vectran 섬유시멘트 복합체의 변형경화형 거동으로 인해 균열제어 뿐만 아니라 내력 증진에 따른 것으로 사료된다. 최종 균열의 개수는 10개, 최대 균열 폭은 22.8mm 로 측정되었다. 기준실험 체인 고강도 콘크리트를 적용한 보 실험체에 비해 균열의 개수가 적은 것으로 보아 육 안으로 확인되지 않는 다중미세균열이 발생한 것으로 보이며 이는 균열제어 능력이 우 수하여 균열량이 다수 발생되지 않으면서 내력 증진에도 성능을 발휘한 것으로 사료된 다. 재하 실험 후 균열상태는 [Fig 6.17]에 나타냈다.







(a) after loading test



(b) foreground after loading test[Fig 6.17] Cracking Pattern of VCB-1



4) VCB-2 실험체

VCB-2 실험체는 Vectran 섬유 활용한 섬유시멘트복합체를 적용한 휨 타입 실험체이 며, 동일조건의 하중재하 실험을 실시하였다. VCB-2 실험체는 재하 시작 이후 65 kN 부근에서 파단음과 함께 초기 균열이 발생하였으며, 균열의 폭은 0.1mm 이하인 것으로 추정되었다. 재하 하중 증가와 함께 90 kN 부근에서 다수의 미세한 균열이 발생하였 다. 균열은 초기 균열 부위 주변에 주로 분포되었다. 150 kN 이후 하중의 증가와 함게 육안으로 식별이 가능한 다수의 휨 균열이 발생하였으며, 192kN 정도에서 초기 균열 폭이 증가하였다. 하중이 점차 증가함에 따라 균열이 콘크리트 상부로 진전, 동시에 균열 폭 또한 점차 커졌다. 부재 극한강도 발생 이후에도 하중이 미세하게 감소하며 급격하게 파괴 되지 않는 연성적인 양상을 나타냄으로써 Vectran 섬유시멘트복합체의 특성에 의한 다중미세균열 거동과 함께 균열제어 능력이 향상되어 내력 증진의 효과가 나타나 즉시 파괴되지 않는 것으로 사료된다. 실험체는 가력점 중앙부의 콘크리트 단 면이 휨 압축 파괴되는 형태로 최종파괴 되었다. 최종 균열의 개수는 9개, 중앙부 가 력점에서 나타난 최대 균열 폭은 27.0mm로 측정되었다. 휨 타입 실험체인 VCB-1 실험 체와 유사한 파괴양상을 나타냈다. 기준실험체인 고강도 콘크리트를 적용한 보 실험체 에 비해 균열의 개수가 적은 것으로 보아 VCB-1과 유사하게 육안으로 확인되지 않는 다중미세균열 거동으로 인하여 균열제어 뿐만 아니라 내력 증진에도 성능을 발휘한 것 으로 사료된다. 재하 실험 후 균열상태는 [Fig 6.18]에 나타냈다.







(a) after loading test



(b) foreground after loading test[Fig 6.18] Cracking Pattern of VCB-2





소신내역

VCS-1는 Vectran 섬유를 적용한 섬유시멘트복합체를 적용한 전단타입 실험체이며, 하중재하 성능 실험은 3점 재하실험을 실시하였다. 보 구조부재 실험체이며, VCS-1 실 험체는 재하 시작 이후 60kN ~ 70kN에서 파단음과 함께 0.1mm 이하의 초기균열이 발생 하였다. 하중 증가와 함께 75.5 kN 내외에서 전단균열 유도를 위한 전단 위험 단면을 적용하였음에도 그 단면에 균열이 발생하지 않고 가력점의 하단에서 휨 균열 양상으로 0.5mm 균열 폭이 증가하였다. 이후 재하 하중은 증가하였으나, 일반 고강도 콘크리트 에서와 같이 균열 발생이후 급격하게 취성적인 파괴양상을 나타내지 않고 하중은 계속 상승 하면서 연성적인 거동을 나타냈다. 230kN 부근에서 극한강도가 발생하였으며, 균 열폭의 증가와 함께 실험체는 압축 휨 파괴 형태로 최종 파괴되었다. 전단위험 단면에 서 유도했던 전단파괴는 발생되지 않았다. 이는 Vectran 섬유시멘트복합체의 영향으로 인해 전단보강근이 제공해 주는 것과 유사한 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 전단지배 단면이 아닌 휨 지배 단면이 커져서 나타난 것으로 사료된다. 최종적인 균열 개수는 14개, 최대 균열 폭은 10.4mm 측정되었다. 균열 개수가 많이 발생되지 않은 것 으로 보아 Vectran 섬유시멘트복합체는 실험체 내에서 다중미세균열 발생과 함께 균열 제어를 함으로써 보 실험체의 내력 증진 및 전단보강 효과를 보이는 것으로 판단된다. 재하 실험 후 균열상태는 [Fig 6.19]에 나타냈다.







(a) after loading test



(b) foreground after loading test[Fig 6.19] Cracking Pattern of RCS



6) VCS-2 실험체

VCS-2는 Vectran 섬유를 적용한 섬유시멘트복합체를 적용한 전단타입의 보 구조부재 실험체이다. VCS-2 실험체는 재하 시작 이후 68kN ~ 70kN 부근에서 파단음이 발생하며 0.1mm 이하의 초기 균열이 발생하였다. 초기 균열은 전단균열을 유도한 전단 위험 단 면에서 발생되지 않고 가력점 중앙부에서 휨 파괴 양상으로 발생되었다. 재하 하중이 증가하며 112 kN 부근에서 초기 발생된 균열의 폭이 넓어졌다. 그 폭은 0.3mm 정도로 추정되며, 그 주변 단면에 다수의 균열이 분포 되었다. 하중 증가와 함께 210 kN 부근 에서 가력점 중앙부의 균열폭이 점점 커지며 보 부재의 압축측 상연으로 균열이 진전 되었다. 하지만 하중은 감소하지 않고 계속해서 증가하였으며 220 kN 부근에서 하중이 증가와 감소를 미세하게 반복하며 처짐은 계속해서 증가하였다. 극한하중 이후 하중은 조금씩 증가와 감소를 반복하였으나, 실험체의 콘크리트가 내력을 상실한 것으로 판단 하여 199kN 부근에서 실험을 강제 종료하였다. 두 번째 실험체 또한 전단위험단면에서 전단균열 발생으로 인해 급격한 파괴를 나타내는게 아닌 연성적인 거동을 보였으며. 초기에 발생된 균열의 폭 증가와 함께 실험체는 압축 휨 파괴 형태로 최종 파괴되었 다. 이는 앞서 VCS-1 실험체와 유사하게 Vectran 섬유시멘트복합체의 영향으로 인해 전단보강근이 제공해 주는 것과 유사한 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 전단지 배 단면이 아닌 휨 지배 단면이 커져서 나타난 것으로 사료된다. 최종적인 균열 개수 는 22개, 최대 균열 폭은 14.8mm 측정되었다. VCS-1 실험체에 비해 균열 개수는 약 1.5배정도 증가하였으나, 0.5mm 이하의 균열이 17개, 1mm이하의 균열이 3개 정도 차지 하고 있어서 균열 폭에서는 크게 차이가 나는 것으로는 보이지 않는다. Vectran 섬유 시멘트복합체는 실험체 내에서 다중미세균열 발생과 함께 균열제어를 함으로써 보 실 험체의 내력 증진 및 전단보강 효과를 보이는 것으로 판단된다. 재하 실험 후 균열상 태는 [Fig 6.20]에 나타냈다.







(a) after loading test



(b) foreground after loading test [Fig 6.20] Cracking Pattern of VCS-2





#### 실험체별 재하 실험 후 보 부재 실험체 균열양상은 [Fig 6.21]에 나타냈다.



[Fig 6.21] Comparison of Crack Patterns at Ultimate state

- 188 -





실험체의 실험 종료 후 발생된 균열에 대하여 분석하였다. <Table 6.3>에서와 같이 균열의 폭은 0.5mm 이하가 다수를 차지하고 있으며, 균열 패턴에 대한 결과는 [Fig 6.22] ~ [Fig 6.25]에 나타냈다.

휨 타입 실험체별 균열 및 파괴양상에서 초기에 육안으로는 식별이 불가능 하나 마 이크로 균열이 수많이 발생한 것으로 보고 있으며, Vectran 섬유시멘트복합체가 휨 부 재의 균열 폭을 제어하여 전단균열을 억제하는 효과를 보인 것으로 판단된다.

전단 타입 실험체별에서는 전단파괴를 유도하기 위한 전단보강철근을 제외한 전단 위험단면을 두었으나 균열 패턴과 파괴양상은 휨 파괴 양상을 나타내는 것으로 보인 다. 대체적으로 초고강도 Vectran 섬유시멘트복합체가 전단보강 스트럽(stirrup)과 유 사하게 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 휨 단면이 전단 단면을 지배하는 것으 로 사료되며 이는 전단철근의 유무에 상관없이 전단철근을 최소화해도 전단보강 효과 를 나타낼 것으로 본다. 추후 무근 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재의 실험을 통해 확인해 볼 필요가 있을 것으로 사료된다.



Collection @ chosun



Crack width	Specimens									
(mm)	RCB	RCS	VCB-1	VCB-2	VCS-1	VCS-2				
0.5 mm이하	3	3	6	7	12	17				
1.0 mm이하	3	5	1		1	3				
1.5 mm이하	1	0		1						
2.0 mm이하	0	0								
2.5 mm이하	2	0								
3.0 mm이하	1	0								
3.5 mm이하	0	1								
4.0 mm이하	1	0								
4.5 mm이하	1									
5.0 mm이하	1									
6.5 mm이하			1							
10.0 mm이하						1				
10.5 mm이하					1					
14.0 mm이하			1							
15.0 mm이하						1				
23.0 mm이하			1							
27.0 mm이하				1						
Number of Cracks	13ea	9ea	10ea	9ea	14ea	22ea				
Maximum cracking(width)	4.9mm	3.4mm	22.8mm	27.0mm	10.4mm	14.8mm				

<Table 6.3> Number of Cracks and Crack Width of Beams







# Number of Cracks



**Crack Distribution** 



[Fig 6.23] Number of Cracks vs. Cracking Width











[Fig 6.25] Number of Cracks vs. Cracking Width (Shear Type)

- 192 -



# 6.4.3 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재 실험체의 설계강도

3장에서 언급된 보 부재 설계강도 산정과 층상화 휨 해석, 섬유가 활용된 전단강도 산정을 이용하여 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재의 설계 휨 강도와 전단강도를 추정 하였으며, 또한 설계강도, 층상화 비선형 해석을 포함한 해석값과 실험값에 대한 비교 는 <Table 6.4>, <Table 6.5>와 같이 설계과 해석에서의 결과를 비교하였다.

<table 6.4=""> Comparison of</table>	Test	Measured a	and Est	imated	Results	of	Beams
--------------------------------------	------	------------	---------	--------	---------	----	-------

Specimen name		Bending type					
		Max. values		Predicted Design	Nonlinear		
		(Te	st)	Strength	Analysis		
		(kN)		(kN)	(kN)		
Standard							
	Specimen	186.3		90.7	01.0		
RCB	(High-strength			80.7	81.9		
	Concrete))						
VCB-1	Vectran Fiber	Vectran Fiber 223.3					
VCB-2	Cementitious Composite (fiber content 1%)	203.0	213.2	120.6	151.2		

<Table 6.5> Comparison of Test Measured and Estimated Results of Beams

		Shear type				
		Max.	Load	Predicted Design		
	Specimen name	(Te	est)	Strength( $V_c$ )		
		(k	N)	(kN)		
BCS	Standard Specimen	101.6		52.8		
	(High-strength Concrete))					
VCS-1	Vectran Fiber Cementitious	227.3	220 5	220.2		
VCS-2	(fiber content 1%)	231.8	229.5	220.2		



#### 6.4.4 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재 유한요소해석 평가

앞서 3.2.5 장 3차원 비선형 유한요소 해석 평가에서 소개한 Vectran 섬유 활용된 보 실험체의 유한 요소 해석 프로그램을 실시하여 다음과 같은 성능 분석에 대한 결과 를 확인하였다.[Fig 6.28] ~ [Fig 6.31]

Vectran 섬유시멘트복합체 적용 보 실험체는 초고강도 콘크리트 강도가 적용된 부재 이며, 비교 대상 부재인 일반 고강도 콘크리트 강도가 적용된 기준 RC 보 부재를 유한 요소 분석 소프트웨어 프로그램 해석을 실시하여 일반 고강도 콘크리트 보 부재와 Vectran 섬유시멘트복합체가 적용된 VCB 보 부재의 내력 분포에 대한 차이를 확인할 수 있었다.

<Table 6.6>에서와 같이 유한요소해석에서 최대 극한 강도를 비교한 결과 일반 고강 도 콘크리트 175.8 kN, Vectran 섬유시멘트복합체 적용된 보 부재 208.2 kN으로 VCB가 1.18배정도 내력성능이 좀 더 우수한 것으로 나타났다. [Fig 6.26] ~ [Fig 6.28]처럼 실험체의 구조성능 분석을 실시하여 하중-변위 그래프와 유한요소해석에서의 응력분포 도에 대한 결과를 확인할 수 있다.

Specimen	Second slope after cracks		Initial y of Reinfo	vielding prcement	Max. values		
name	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	Disp. (mm)	Load (kN)	
RCB	0.95	30.2	10.21	172.6	22.68	175.8	
VCB	2.03	66.8	9.89	197.6	32.26	208.2	

<Table 6.6> Estimated Results from 3-D Finite Element Analysis








[Fig 6.27] VC Beam(FEA)







[Fig 6.28] RC Beam(FEA)

앞서 언급된 Vectran 섬유시멘트복합체 보 부재의 설계 휨강도 산정과 비선형 층상화 휨 해석, 실험에서의 결과와 유한요소해석에서의 결과를 아래에 정리하여 나타냈다. 유 한요소해석에서의 결과는 <Table 6.7>과 같다. 3차원 유한요소해석에서의 결과는 실험 에서의 결과와 거의 흡사하게 나타났다.

<Table 6.7> Comparison of Experimental Results and Design Strength and Nonlinear Analysis and FEA

Specimen name		Bending type			
		Max. values (Test)	Predicted Design Strength	Nonlinear Analysis	Max. values (FEA)
		Load	Load	Load	Load
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
RCB	Standard Specimen (High-strength Concrete))	186.3	80.7	81.9	183.5
VCB	Vectran Fiber Cementitious Composite (fiber content 1%)	223.3	120.6	151.2	208.2





## 6.5 소결

Vectran 섬유를 활용한 초고강도 섬유시멘트복합체를 개발하여 보 부재에 적용하고 극한강도 성능 평가를 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 개발된 Vectran 섬유시멘트복합체는 초고강도의 성능을 나타냈으며, 기존 고강도 콘크리트에 비해 항복강도는 섬유혼입율 1.0% 적용시 120% 이상 성능이 향상 되었다. 이는 고강도의 Vectran 섬유를 활용함으로써 초기균열제어, 다중미세균열을 유발하면 서 국부적인 균열에 대한 제어, 휨 균열 제어에 대한 우수한 효과로 인해 부재 내에서 높은 강성을 발휘하는 것으로 판단된다.

2) 극한내력 성능평가를 통해 휨 실험에 의한 성능평가에서는 기존 고강도 철근콘크 리트 보 구조 부재에 비해 120% 이상의 극한강도의 성능을 나타냈으며, 이는 처짐감소 로 인해 휨 내력 성능이 우수한 것으로 판단된다.

3) 전단 성능 평가에서는 238% 이상의 높은 전단강도 성능을 보임으로써 신축성과 유연한 Vectran 섬유의 특성으로 인하여 시멘트 매트릭스(Cement Matrix)내 뭉치는 증 상 없이 재료 내에서 분산 및 부착 성능이 뛰어나 균열 폭 증가를 억제함으로 인해 전 단 강도 향상에 기여하는 것으로 사료된다. 또한 균열패턴 분석 결과 초고강도 Vectran 섬유시멘트복합체가 전단보강근인 스트럽과 유사하게 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 휨 단면이 전단 단면을 지배하는 것으로 보이며, 이는 전단보강철근 을 최소화해도 전단보강 효과를 보이는 것으로 판단되며 실제 구조부재에 활용할 시 전단철근량 저감효과를 보일 것으로 판단된다.

4) 실험결과를 보 부재의 휨 강도 산정과 비선형 층상화 휨 해석과 비교한 결과에서도 실험 부재의 성능에 대하여 비교적으로 잘 예측된 것으로 나타났다. 또한, 유한요소해석 에서 최대 극한 강도를 비교한 결과 일반 고강도 콘크리트를 적용한 보 부재에 비해 Vectran 섬유시멘트복합체를 적용한 보 부재가 1.18배정도 내력성능이 좀 더 우수한 결 과를 보였으며, 실험결과와 비교에서 유사한 양상을 나타냈다. 이를 통해 Vectran 섬유 시멘트복합체 적용 보 부재 성능평가에 대한 신뢰도가 높아진 것으로 사료된다.





## 7. 결 론

합성섬유를 활용한 섬유시멘트복합체를 적용한 고성능 콘크리트 구조 부재의 성능평 가를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) PVA 섬유를 활용한 실험실내 SHCC-RC 복합바닥슬래브(순지간 3,600mm)의 구조실 험을 통해 기존 콘크리트 바닥슬래브에 비하여 균열제어적인 측면에서 우수할 뿐만 아니라 고연성의 성능을 확보하였으며, 바닥구조 단면 하단부의 인장측에 SHCC 두께 40mm, 60mm 적용시 실험실 내 후타설 콘크리트와 함께 강성 부분에서 우수한 효과를 나타냄으로써 사용하중 측면에서 균열제어 효과가 우수할 것으로 사료된다. SHCC가 적용된 슬래브 부재의 설계 휨강도 산정과 비선형 층상화 휨 해석, 유한요소해석, 실험에서의 결과와의 비교에서 비교적으로 휨 강도 및 해 석 평가에서 비교적으로 잘 예측한 것으로 나타났으며, 유한요소해석에서는 실 험결과와 유사한 양상의 결과를 나타냄으로써 SHCC를 적용한 슬래브 부재의 성 능 분석에 대한 신뢰도뿐만 아니라 실험실내 슬래브 부재로서의 우수한 성능 검 증을 보인 것으로 판단된다.
- 2) 장경간 확보를 위한 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합바닥슬래브(순지간 4,000mm)에 서 실험실내 결과에서 확보한 SHCC 두께 40mm, 60mm를 적용하여 우수한 성능을 확인하였다. 또한 고장력 철근을 적용함으로써 초기강성 및 우수한 휨 내력을 확보하였다. 콘크리트의 단점중의 하나인 인장이나 휨 거동 하에서의 균열 제어 능력 부족과 취성적 특성을 개선하기 위하여 바닥구조 단면 하단부의 인장측에 SHCC를 적용함으로써 다중미세균열 유발에 의한 초기균열 및 국부균열 제어, 처짐 개선, 처짐 제어 효과를 확보하였다. 극한하중에서의 내력 또한 아주 높은 효과를 보임으로써 바닥구조의 휨 내력이 크게 개선됨을 확인하였다.
- 3) PVA 섬유를 활용한 섬유시멘트 복합체는 장지간화가 가능할 것으로 판단되며 후 타설 콘크리트와도 계면박리 없이 일체화가 가능하여 향후 슬래브 공사에 있어서 시공효율성 개선에 큰 장점이 있을 것으로 판단된다.

- 198 -



CHOSUN UNIVERSITY

- 4) 초고강도의 Vectran 섬유시멘트복합체는 고강도 콘크리트를 대체하기 위한 연구 로서 구조성능 평가를 통해 우수한 효과를 확보하였다. 섬유혼입율 1.0% 적용시 고강도 콘크리트에 비해 항복강도가 120%이상 성능이 향상되었다. 초고강도 Vectran 섬유시멘트복합체는 초기균열제어에 따른 초기강성 증가. 다중미세균열 유발로 인해 국부적인 균열 제어, 휨 균열 제어 효과가 우수하여 부재 내에서 높 은 휨 내력을 발휘할수 있는 것으로 판단된다. 전단 성능 평가에서는 고강도 콘 크리트에 비해 238% 이상 전단내력이 증가함을 나타냄으로써 신축성과 유연한 Vectran 섬유의 특성으로 인하여 시멘트 매트릭스 내 뭉치는 효과 없이 분산 및 부착 성능이 뛰어나 균열 폭 증가를 억제한 것으로 사료된다. 전단보강근인 스트 럽과 유사하게 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 휨 단면이 전단 단면을 지 배하는 것으로 보이며, 전단보강 철근을 최소화해도 전단 보강 및 강도에 우수한 효과를 보이는 것으로 실제 현장 보 구조부재에 활용할 시 전단 철근량 저감 효 과를 보일 것으로 판단된다. 실험용 보 부재의 휨 강도 산정, 비선형 층상화 휨 해석, 유한요소해석을 실험결과와 비교한 결과에서도 실험 부재의 성능에 대하여 비교적으로 잘 예측된 것으로 나타났다. 또한, 유한요소해석에서는 실험결과와 유사한 양상의 성능을 보이는 것으로 나타나 초고강도 Vectran 섬유시멘트복합체 적용 보 부재의 구조성능 평가에 대한 신뢰도가 높아진 것으로 판단된다.
- 5) 합성섬유를 활용하여 고성능 섬유시멘트복합체가 적용된 슬래브와 보 부재의 구 조부재로서의 성능 검증을 통해 실용화 방안을 위한 충분한 기초자료를 확보한 것으로 사료되며, 추후 실용화를 위해 합성섬유를 활용한 섬유시멘트복합체의 대 용량 배합에 대한 연구와 Vectran 섬유 활용 초고강도 섬유시멘트복합체의 현장 구조부재 개발에 관한 연구가 추가적으로 필요할 것으로 사료된다.





## 참고문헌

- 1. 문형주, 조창근, SHCC 및 고장력 철근 복합 콘크리트 슬래브의 성능실험, 한국공 간구조학회지, 17(4), pp. 43-50, 2017
- 2. 문형주, 조창근, 최열, 이승중, 하프 프리캐스트 SHCC 데크의 시공중 하중의 성능 평가, 대한건축학회연합논문집, 19(1), pp. 211-218, 2017
- 김호연, 조창근, 고연성섬유복합체로 기둥 보강된 철근콘크리트 빌딩 다자유도 시 스템의 내진성능, 대한건축학회연합논문집, 19(1), pp. 193-209, 2017.
- 이승중, "고연성시멘트복합체를 활용한 철근콘크리트 복합슬래브의 구조 및 시공 특성", 조선대학교 박사학위논문, 2014.
- 김호연, 고인성 시멘트복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물의 내 진성능평가, 조선대학교 석사학휘논문, 2014.
- 권영진, 조창근, 김윤용, 고연성 시멘트복합재료 개발 및 바닥구조시스템 구축기 술, 2014.
- 한성진, 고인성 시멘트복합체 활용 콘크리트 내진기둥공법, 조선대학교 석사학위 논문, 2013.2
- \*\*\* 비정질 마이크로 강섬유 복합체 적용 콘크리트 보의 거동, 조선대학교 석 사학위논문, 2013.2
- 9. 조창근, 김윤용, 서정환, 이승중, 압출성형 ECC 패널 RC 복합 슬래브의 해석모델, 12(1), pp. 55-58, 2012.
- 10. 조창근, 한병찬 등, 압출성형 ECC 패널을 이용하여 제작된 복합바닥슬래브의 휨 거동, 한국콘크리트학회 논문집, 22(5), pp. 695-702, 2010.
- 11. 조창근, 하기주 등, 철근콘크리트 보의 휨 및 전단파괴 예측의 3차원 유한요소 모델, 한국구조물진단학회 논문집, 14(6), pp. 109-116, 2010.
- 12. 방진욱, 마이크로역학을 이용한 Hybrid 섬유보강 경량 시멘트 복합체의 개발, 충 남대학교 석사학위논문. 2010.
- 13. 방진욱, 김정수, 이방연, 장영일, 김윤용, 하이브리드 섬유로 보강된 고강도 경 량 시멘트 복합체의 개발, 한국복합재료학회 논문집, 23(4), pp. 35-43, 2010.
- 14. 조창근, 김윤용, 섬유보강 고인성 시멘트 복합체 패널의 2축 전단 비선형 모델,
  한국전산구조공학회 논문집, 22(6), pp. 597-605, 2009.



- 15. 박완신, 윤현도 등, 섬유의 혼입이 변형 경화형 시멘트 복합체에 미치는 영향, 대한건축학회 논문집, 25(11), pp. 29-36, 2009.
- 16. 이방연, 한병찬, 조창근, 권영진, 김윤용, 압출성형 ECC 패널의 섬유분포 특성과 휨 성능, 콘크리트학회논문집, 21(5), pp.573-580, 2009.
- 17. 이방연, 이미지 프로세싱 기반 섬유 분포 특성 평가 및 섬유 분포 특성이 시멘트 복합체의 인장거동에 미치는 영향, KAIST 박사학위논문. 2009.
- 18. 김광윤, ECC를 활용한 고강도콘크리트 기둥의 폭렬 저감 방안에 대한 실험적 연 구, 한양대학교 석사학위논문. 2009.
- 19. 김정수, 이방연, 김진근, 김윤용, "수정된 섬유 가교 특성을 고려한 ECC의 인장 변형특성," Vol. 21, No. 5, pp. 541-548, 2009.
- 20. 윤현도, 김용철, 김선우, 보강섬유 종류에 따른 변형경화형 시멘트 복합체의 거 동특성, 대한건축학회 논문집, 24(5), 2008.
- 21. 조창근, 김화중 등, 점소성 유동 입자법에 의한 굳지않은 콘크리트의 유동해석 모델, 한국콘크리트학회 논문집, 20(3), pp. 317-322, 2008.
- 22. 김윤용, 이방연, 김진근, PVA-ECC 단면 이미지의 섬유 분류 및 검출 기법, 한국 콘크리트학회 논문집, Vol.20, No.4, pp. 513-522. 2008.
- 23. 박선규, 수축저감제를 사용한 고강도콘크리트의 자기수축예측에 관한 연구, 대한 건축학회논문집, 24(11), 2008.
- 24. 김윤용, 이방연, 김정수, 김진근, 이미지 프로세싱 기법을 이용한 섬유복합재료 의 정량적인 섬유분산성 평가, 비파괴검사학회지, Vol.27, No.2, pp.148-156. 2007.
- 25. 김윤용, 시멘트계 모르타르 매트릭스를 활용한 섬유복합재료 ECC (Engineered Cementitious Composite)의 설계와 시공 성능, 한국복합재료학회지, Vol.20 No.2, pp.21-26. 2007.
- 26. 김윤용, 하기주, 신종학 (2007), 마이크로역학과 안정상태 균열이론에 의한 ECC (Engineered Cementitious Composite) 매트릭스 배합의 설계, 대한건축학회논문 집 구조계, Vol.23 No.5, pp.11-19. 2007.
- 27. 김윤용, 이방연 등, 섬유복합재료의 섬유분산성 평가 기법 개발, 한국콘크리트학 회 2007년 봄 학술대회 논문집, pp.783-786, 2007.
- 28. 김윤용, 조창근, 하기주, 배수호, 고성능 섬유복합재료 HPFRCC의 개발 전략, 콘



CHOSUN UNIVERS

크리트학회지, 18(3), 2006.

CHOSUN UNIVERS

- 29. 김병기, 김광련, 권용주, 한천구, 콘크리트 초기균열 제어를 위한 합성섬유의 특 성 및 현장 적용 사례, 콘크리트학회지, 18(1), 2006.
- 30. 원종필, 박찬기, 하이브리드 섬유보강 콘크리트의 특성 및 적용, 콘크리트학회 지, 18(1), 2006.
- 31. 이현수, 한동엽 등, 팽창재 및 수축저감제가 강섬유보강 초고성능 시멘트 모르터의 기초적 특성과 수축저감에 미치는 영향, 대한건축학회논문집, 22(12), 2006.
- 32. 조창근, "FRP 콘크리트 복합구조 부재시스템의 휨 및 전단거동예측," 대한건축 학회 구조계 논문집, 20(8), pp.35~42, 2004.
- 33. 김윤용, 김정수, 김광련, 고인성 섬유 복합재료 ECC의 특성과 적용 On Engineered Cementitious Composites (ECC), A Review of the Material and Its Applications, 한국콘크리트학회지, Vol.16 No.5, pp.64-72. 2004.
- 34. 김윤용, 김정수, 김광련, 고인성 섬유 복합재료 ECC의 특성과 적용 On Engineered Cementitious Composites (ECC), A Review of the Material and Its Applications, 한국콘크리트학회지, Vol.16 No.5, pp.64-72. 2004.
- 35. 김영진, 혼화재료를 혼입한 압출성형 경량 콘크리트 패널에 관한 실험적 연구, 단국대학교 석사학위논문. 2004.
- 36. 공민호, 혼화재를 사용한 경량콘크리트 2차 제품의 배합에 관한 실험적 연구, 단 국대학교 석사학위논문. 2003.
- 37. 권진환, 김우석 등, 강섬유보강 콘크리트보의 전단-휨내력에 관한 연구, 대한건 축학회논문집, 19(3), 2003.
- 38. 김재환. 김영덕, 김갑수, 조봉석, 장종호, 김무한, PVA-ECC를 활용한 Half PC 복 합체의 역학적 특성에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 학술발Table대회 논문집 - 계획계/구조계, Vol.23 No.2, pp.419-422. 2003.
- 39. KCI, 콘크리트구조설계기준, 국토해양부, 2012.
- 40. 민창식, 철근콘크리트공학, 구미서관, 2009.
- 41. 김우, 김진근, 오병환, 정란, 최완철, 콘크리트구조설계, 동화기술, 2009.
- 42. ㈜피엔알시스템, "고인성 보수모르터와 전용 제조・뿜칠시스템을 활용한 콘크리 트구조물의 내구 및 내화 성능을 향상시키는 보수공법", 건설신기술 제 563호, 2008.



- - 43. KS F 2408, 콘크리트의 휨 강도 시험 방법, 2000.
  - 44. KS F 2405, 콘크리트 압축 강도 시험 방법, 2002.
  - 45. 참고자료, 한국특허정보원, 2018.
  - 46. 참고자료, 특허정보넷 키프리스, <u>http://kportal.kipris.or.kr</u>, 2018.
  - 47. 참고자료, 국제심사정보 통합조회서비스, <u>http://kopd.kipo.go.kr</u>, 2018.
  - 48. Kim, J. S., Cho, C. G., Moon, H. J., Manufactures and mechanics of high ductile fiber-reinforced cementless composites, Advances in Mechnical Engineering, 10(4), pp. 1-8, 2018.
  - Kim, J. S., Cho, C. G., Moon, H. J., Experiments on Tensile and Shear Characteristics of Amorphous Micro Steel (AMS) Fibre-Reinforced Cementitious Composites, International Jounal of Concrete Structures and Materials, 11(4), pp. 647-655, 2017.
  - Cho, C. G., Kappos, A. J., Moon, H. J., Experiments and failure analysis of SHCC and reinforced concrete composite slabs, Engineering Failure Analysis, 56, pp.320-331, 2015.
  - 51. Kim, Y. Y., Lee, B. Y., Cho, C. G., Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with strain-hardening cementitious composite and high strength reinforcing steel bar, Composites Part B:Engineering, 56, pp. 512-519, 2014.
  - 52. Cho, C. G., Kim, Y. Y., Luciano Feoc, David Hui, Cyclic Responses of Reinforced Concrete Composite Columns Strengthened in the Plastic Hinge Region by HPFRC Mortar, Composite Structures, 94, pp. 2246-2253, 2012.
  - Cho, C. G., Kwon, M. H, Nonlinear Failure Prediction of Concrete Composite Columns by a Mixed Finite Element Formulation, Engineering Failure Analysis, 18, Engineering failure analysis, pp. 1723-1734, 2011.
  - 54. Michael D. Lepech., Victor Li., "Application of ECC for bridge deck link slabs", Materials and Structures, 42(9), pp.1185-1195, 2009.
  - 55. Cho, C.G., Kwon, M., Prediction of Nonlinear Bending Behavior for FRP Concrete Beams based on Multi-axial Constitutive Laws. Engineering Structures, Vol. 30, pp.2311-2320, 2008.





- 56. Cho, C. G., Ha, G. J., and Kim, Y. Y., "Nonlinear Model of Reinforced Concrete Frames Retrofitted by In-Filled HPFRCC Walls," Structural Engineering and Mechanics, Vol. 230, No. 2, pp. 211~223, 2008.
- 57. Cho, C. G, Kwon, M., and Spacone, E., "Analytical Model of Concrete-Filled Fiber-Reinforced Polymer Tudes based on Multiaxial Constitutive Laws," ASCE Journal of Structural Engineering, 131(9), pp.1426~1433, 2005.
- 58. Cho, C.G., Kwon, M., Development and Modeling of Frictional Wall Damper and Its Application in R/C Frame Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 33, No. 7, pp.821-838, 2004.
- 59. Torigoe, S., Horikoshi, T., and Ogawa, A. (2003), Study on evaluation method for PVA fiber distribution in engineered cementitious composite, J. Adv. Concr. Technol., Vol.1, No.3, pp.265-268. 2003.
- 60. Wang, Shuxin, Micromechanics based matrix design for engineered cementitious composites, Thesis (Ph.D.) University of Michigan. 2003.
- 61. Wu, Cynthia, Micromechanical tailoring of PVA-ECC for structural applications, Thesis (Ph.D.) University of Michigan. 2001.
- Li, V.C., Shuxin, Wang., Cynthia Wu, Tensile Strain-Hardening Behavior of PolyvinylAlcohol Engineered Cementitious Composite (PVA-ECC), ACI Material Journal, Vol. 98, No.6, pp. 483-492. 2001.
- Akkaya, Y., Shah, S.P., and Ankenman, B. (2001), Effect of Fiber Dispersion on Multiple Cracking of Cement Composites, J. Eng. Mat. Civil Eng., Vol.127, No.4, pp.311-316. 2001.
- 64. Lin, Z., Kanda, T., and Li, V.C., On interface property characterization and performance of fiber reinforced cementitious composites, Concrete Science and Engineering (RILEM), Vol.1, pp.173-184. 1999.
- 65. H. Stang and V.C. Li, Extrusion of ECC-Material, in Proc. of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 3(HPFRCC 3), Ed. Reinhardt and A. Naaman, Chapman & Hull, pp.203-212, 1999.
- 66. Lin, Z., Kanda, T., Li, V.C., On interface property characterization and performance of fiber-reinforced cementitious composites Concrete Science





and Engineering, 1, pp. 173-184. 1999.

- 67. Y. Shao and S.P. Shah, Mechanical Properties of PVA Fiber Reinforced Cement Composites Fabricated by Extrusion Processing, ACI Material Journal, Vol.94 No.6, pp.555-564. 1997.
- 68. Li, V. C., Damage tolerance of engineered cementitious composites, in: Advances in Fracture Research, Proc. 9th ICF Conference on Fracture, Sydney, Austra, 1997.
- 69. Li, V. C., Engineered Cementitious Composites for Structural Applications, ASCEForum.98, 1998.
- 70. Lin, Z. and Li, V.C., Crack Bridging in Fiber Reinforced Cementitious Composites with Slip-hardening Interfaces, J. Mechanics and Physics of Solids, Vol.45 No.5, pp.763-787. 1997.
- 71. Pierre Richard., Marcel Cheyrezy., "COMPOSITION OF REACTIVE POWDER CONCRETES", Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, pp.1501-1511, 1995.
- 72. Li,V.C.,From Micromechanics to Structural Engineering The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications ,Journal of Structural Mechanics and Earthquake, Vol.1-24,No.417, 1993.
- 73. Li, V. C., Hashida, T., Engineering ductile fracture in brittle matrix composites, J. of Materials Science Letters, 12, pp. 898~901, 1993.
- 74. Li, V. C. and Leung, C. K. Y., "Steady State and Multiple Cracking of Short Random Fiber Composites," ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 188, No. 11, pp. 2246-2264. 1992.
- 75. Halpin, D. W. and Riggs, L. S., Planning and analysis of construction operations., Wiley Interscience. New York. 1992.
- 76. Kobayashi, K. (1981), Fiber reinforced concrete, Tokyo: Ohm-sha. 19881.





국문초록

국내외의 건축기술의 발전과 함께 건설 구조물의 대형화, 고층화, 다양화되기 시작 했다. 건축기술이 발전함에 따라 건축 구조물은 대형화 및 장지간화 되면서 보편적으 로 사용되는 건설재료인 콘크리트 구조재료의 요구 성능이 높아지고 있다. 특히 콘크 리트의 단점을 보완하고 재료의 고성능, 고강도화가 더욱 요구되고 있는 실정이다.

콘크리트는 재료 자체의 취성, 폭열, 건조수축 등의 문제점을 해결해야 하며, 압축 강도에 비하여 낮은 인장강도와 휨 강도에 기인하는 낮은 연성과 흡수능력 때문에 콘 크리트가 취성적인 재료라는 인식을 갖고 있다.

본 연구에서는 이러한 콘크리트의 취성 및 단점, 재료 특성을 개선하는 방법으로 섬 유를 이용한 고연성, 고강도 콘크리트에 대한 연구를 하고자 한다. 이에 구조부재별로 나누워 각각에 맞는 합성섬유를 적용하고 이에 대한 고연성 시멘트복합체와 초고강도 섬유시멘트복합체를 배합하였다.

고연성을 요구하는 바닥구조의 경우 PVA섬유를 활용하여 고연성시멘트복합체(Strain Hardening Cementitious Composites; SHCC)를 배합하였다. PVA 섬유가 혼입된 SHCC는 시멘트 복합체 내에서 최초 균열이 발생될시 혼입된 단섬유가 균열면에서 가교 작용을 통하여 응력과 파괴에너지를 부담하여 최초균열 발생 후에도 시간이 지남에 따라 즉시 파괴하지 않고, 2차 균열의 유도가 가능하도록 설계한 재료이다. 이로 인해 섬유시멘 트복합체는 1축 인장 하에서 다중미세균열이 유발에 따라 큰 연성을 갖는 변형경화형 시멘트복합체이다. 이를 바닥구조의 하단부 인장측에 일부의 두께별로 적용하고 성능 평가를 통해 우수한 성능을 확인 및 평가하고자 한다.

SHCC를 활용한 철근콘크리트 복합바닥구조는 두가지 타입으로 구분하였으며, 실험실 내 SHCC 및 RC 복합바닥구조 실험체와 장지간화 연구를 위한 하프프리캐스트 SHCC-RC 복합바닥구조 실험체를 제작하여 구조성능 평가를 실시하고 분석하였다. 구조성능 평

- 206 -





가 결과 다중미세균열 거동에 의한 초기균열 제어, 국부균열 제어, 처짐개선, 처짐 제 어 효과를 확보하였으며, 휨 내력 또한 크게 개선되어 고연성적인 성능을 확인하였다.

두 번째는 Vectran 섬유를 활용한 초고강도 섬유시멘트복합체 개발이다. 초고강도 섬유시멘트복합체는 고강도를 필요로하는 구조 부재에 적용하기 위하여 실험실내 연구 진행을 하였다.

Vectran 섬유시멘트복합체의 구조 성능 평가 결과 섬유 혼입율 1.0% 적용시 120% 이 상 휨 내력이 향상되었다. 전단평가에서는 전단균열을 유도하기 위하여 전단 위험단면 을 설정하여 실험하였음에도 Vectran 섬유시멘트복합체에서 230% 이상 내력이 향상되 었다. 이는 초고강도 Vectran 섬유시멘트복합체가 신축성과 유연한 Vectran 섬유의 특 성으로 인해 시멘트 매트릭스 내 뭉치는 효과 없이 분산 및 부착 성능이 뛰어나 균열 폭 증가를 억제함으로 인해 전단 강도 향상에 기여하는 것으로 사료된다. 또한 전단보 강근인 스터럽과 유사하게 전단보강 및 구속력이 발현됨으로 인해 휨 단면이 전단 단 면을 지배하는 것으로 보이며, 전단보강 철근을 최소화해도 전단 보강 및 강도에 우수 한 효과를 보이는 것으로 실제 현장 보 구조부재에 활용할 시 전단 철근량 저감 효과 를 보일 것으로 판단된다.



