creative commons

COMMONS DEED

저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000264210

2014년2월

석사학위 논문

# 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물의 내진성능평가

조 선 대 학 교 대 학 원

건 축 공 학 과

김 호 연

# 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Frame Structures Considering Reinforced Concrete Column Using High Performance Fiber Composites

2014年 2月 25日

조 선 대 학 교 대 학 원

건 축 공 학 과

김 호 연

# 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물의 내진성능평가

지도교수 조 창 근

이 논문을 건축공학과 석사학위신청 논문으로 제출함.

2013年 10月

조 선 대 학 교 대 학 원

건 축 공 학 과

김 호 연

김호연의 석사학위논문을 인준함

위원장 조선대학교 조교수 조 규 만 (인)

위 원 조선대학교 부교수 조 창 근 (인)

위 원 조선대학교 조교수 김 형 기 (인)

2013년 11월

조선대학교 대학원

# <제목 차례>


제1장 서 론 ····· 1
제1절 연구배경 ····· 1
제2절 연구 목적 및 방법 ····· 5
제3절 연구 동향 ····· 6
제2장 고인성 섬유복합체의 특징 ····· 10
제1절 고인성 섬유복합체 배합 ····· 10
1. 고인성 섬유복합체의 사용재료 ····· 10
2. 고인성 섬유복합체의 배합비율 ····· 14
제2절 고인성 섬유복합체의 역학적 특성 ····· 15
1. 고인성섬유복합체의 역학적 실험 ····· 15
제3절 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥의 성능실험 ····· 17
1. 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 실험체 ····· 18
2. 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 실험체 성능실험 결과 ····· 20
제4절 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재의 현장 적용 사례 ····· 22
제3장 비선형 Push-over 해석 방법 ····· 26
제1절 콘크리트 및 철근 재료 특성 모델 ····· 27
1. 콘크리트의 재료특성 모델 ····· 27
2. 인장 철근의 재료특성 모델 ····· 31
제2절 고인성 섬유복합체의 재료특성 모델 ····· 33
제3절 부재 단면의 비선형 층상화 휨 해석 예측 모델 ····· 34
제4절 단자유도 구조부재의 비선형 Push-over 해석 모델 ····· 35
제5절 전단 내력 ····· 39
제6절 좌굴 모델 ····· 42
1. Moyer-Kowalsky 의 철근 좌굴 모델 ····· 42
2. Berry-Eberhard의 철근 좌굴 모델 ····· 43

제7절 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 예측 모델 ····· 44
제4장 내진성능평가방법 ····· 46
제1절 역량스펙트럼법 (Capacity Spectrum Method, CSM) ····· 46
1. 공급 스펙트럼(Capacity spectrum) ····· 47
2. 요구 스펙트럼 (Demand spectrum) ····· 48
3. 역량스펙트럼법의 내진성능평가 ····· 51
제2절 직접변위기반설계법 (Direct Displacement Based Design, DDBD) ····· 52
1. 등가선형시스템 ····· 52
2. 등가선형시스템의 감쇠 ····· 54
3. Newmark and Hall 설계스펙트럼 ····· 55
4. 직접변위기반설계법의 내진성능설계 ····· 59
5. 직접변위기반설계법의 내진성능평가 ····· 60
제3절 변위계수법 (Displacement Coefficient Method; DCM) ····· 62
1. 구조물의 유효주기 ····· 63
2. 수정계수 ····· 64
3. 수정계수 ····· 64
4. 수정계수 ····· 65
5. 수정계수 ····· 66
제5장 대상구조물의 내진성능평가 예제 ····· 67
제1절 단자유도 기둥 부재의 내진성능설계 예제 ····· 67
1. 단자유도 기둥부재의 내진성능설계 예제 ····· 69
제2절 단자유도 기둥부재의 내진성능평가 예제 ····· 74
1. 단자유도시스템의 내진성능평가예제-1 ····· 74
2. 단자유도시스템의 내진성능평가예제-2 ····· 85
제3절 다자유도시스템의 내진성능평가예제 ····· 95
1. 다자유도 시스템의 내진성능평가예제 ····· 95
제6장 결 론 ····· 109
참 고 문 헌 ····· 112

# <표 차례>

[표 2-1] 시멘트 화학적 조성 ····· 11
[표 2-2] 시멘트 물리적 조성 ····· 11
[표 2-3] 규사의 물리적 특성 ····· 12
[표 2-4] 플라이애시의 특성 ····· 12
[표 2-5] 고로슬래그 미분말의 특성 ····· 13
[표 2-6] 혼화제의 물리적 특성 ····· 13
[표 2-7] PVA섬유의 물리적 특성 ····· 14
[표 2-8] 고인성 섬유복합체 배합표 ····· 14
[표 2-9] 압축강도실험 결과 ····· 17
[표 2-10] 성능실험 대상 기둥 실험체 상세 ····· 20
[표 2-11] 실험체별 변위에 따른 하중관계 및 연성비 ····· 22
[표 4-1] C0의 수정계수(FEMA-356) ····· 64
[표 4-2] C2의 수정계수(FEMA-356) ····· 65
[표 5-1] 내진성능설계를 위한 대상 기둥부재의 재료 특성 ····· 68
[표 5-2] 단자유도 기둥 부재의 목표성능 ····· 69
[표 5-3] 직접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능설계 ····· 71
[표 5-4] 내진성능설계 된 대상 단자유도 기둥부재 상세-1 ····· 72
[표 5-5] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과 ····· 74
[표 5-6] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-1 ····· 75
[표 5-7] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-1 ····· 76
[표 5-8] FEMA-356(2000)보고서 설계응답스펙트럼 작성-1 ····· 77
[표 5-9] 역량스펙트럼법-1 ····· 79
[표 5-10(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-1 ····· 81
[표 5-10(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-1 ····· 82
[표 5-11] 변위계수법-1 ····· 83
[표 5-12] 내진성능평가 결과-1 ····· 84
[표 5-13] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-2 ····· 86
[표 5-14] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-2 ····· 87

[표 5-15] 역량스펙트럼법-2 ····· 89
[표 5-16(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-2 ····· 91
[표 5-16(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-2 ····· 92
[표 5-17] 변위계수법-2 ····· 93
[표 5-18] 내진성능평가 결과-2 ····· 94
[표 5-19] 내진성능평가 대상 골조 구조물 적용 부재 ····· 96
[표 5-20] 내진성능평가 대상 골조 구조물 적용 기둥부재 상세 ····· 96
[표 5-21] 대상 다자유도 골조 구조물 비선형 Push-over 해석 결과 ····· 98
[표 5-22] 역량스펙트럼법-3 ····· 100
[표 5-23(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-3 ····· 103
[표 5-23(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-3 ····· 104
[표 5-24] 변위계수법-3 ····· 105
[표 5-25] 내진성능평가 결과-3 ····· 107

# <그림 차례>

[그림 1-1] 우리나라의 지진발생추이 ····· 1
[그림 1-2] 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체의 1축 휨 거동 ····· 2
[그림 1-3] 철근콘크리트 기둥의 지진피해 ····· 3
[그림 2-1] 1축 직접인장실험 및 다중미세균열거동 ····· 15
[그림 2-2] 고인성 섬유복합체 인장-변형률 관계 ····· 16
[그림 2-3] 고인성 섬유복합체의 압축강도실험 ····· 17
[그림 2-4] 성능실험 대상 기둥 실험체 제작 형상 ····· 19
[그림 2-5] 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 기둥 실험체의 성능평가 결과 ····· 21
[그림 2-6] 현장 적용 사례-프리캐스트 박스 시공 ····· 24
[그림 2-7] 현장 적용 사례-상부 콘크리트 타설 ····· 25
[그림 3-1] Mander 모델에 의한 구속 및 비구속된 콘크리트의 응력-변형률관계 ····· 27
[그림 3-2] 철근의 구성모델 (King, 1986) ····· 31
[그림 3-3] 철근의 구성모델 (Raynor 등, 2002) ····· 32
[그림 3-4] 고인성 섬유복합체의 응력-변형률 관계 ····· 33
[그림 3-5] 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재 단면의 ····· 34
[그림 3-6] 단자유도 Cantilever 기둥의 하중-변위 거동 예측 ····· 36
[그림 3-7] 보강 좌굴 한계 상태에 대한 평가 (Moyer-Kowalsky,2003) ····· 43
[그림 3-8] 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 예측 모델 ····· 45
[그림 4-1] 역량스펙트럼법의 내진성능평가 절차 ····· 46
[그림 4-2] 구조시스템의 비선형 Push-over 해석 및 공급 스펙트럼 ····· 47
[그림 4-3] 설계응답스펙트럼과 요구 스펙트럼의 관계 ····· 48
[그림 4-4] 가속도-변위 응답스펙트럼 ····· 50
[그림 4-5] 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM) ····· 51
[그림 4-6] 등가정적 하중-변위의 이원선형 관계 및 유효 할선 강성 ····· 53
[그림 4-7] 강성비의 추정 ····· 55
[그림 4-8] Newmark and Hall 설계스펙트럼 ····· 56
[그림 4-9] Newmark and Hall 탄성 변위 설계스펙트럼 ····· 57
[그림 4-10] Newmark and Hall 비탄성 변위 설계스펙트럼 ····· 58

[그림 4-11] 등가정적 P-Δ의 이원선형 관계 및 유효 강성 ·····63
[그림 5-1] 내진성능설계를 위한 단자유도 기둥부재 ·····68
[그림 5-2] Newmark and Hall 설계스펙트럼 ·····70
[그림 5-3] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부제 상세 ·····72
[그림 5-4] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과 ·····73
[그림 5-5] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-1 ·····75
[그림 5-6] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-1 ·····76
[그림 5-7] FEMA-356 설계응답스펙트럼-1 ·····78
[그림 5-8] 역량스펙트럼법-1 ·····80
[그림 5-9] Newmark and Hall 설계스펙트럼-1 ·····81
[그림 5-10] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-2 ·····86
[그림 5-11] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-2 ·····87
[그림 5-12] FEMA-356 설계응답스펙트럼-2 ·····88
[그림 5-13] 역량스펙트럼법-2 ·····90
[그림 5-14] Newmark and Hall 설계스펙트럼-2 ·····91
[그림 5-15] 대상 골조 구조물 적용 부재 ·····96
[그림 5-16] 내진성능평가 대상 다자유도 골조 구조물의 단면형상 ·····97
[그림 5-17] 대상 다자유도 골조 구조물 비선형 Push-over 해석 결과 ·····98
[그림 5-18] FEMA-356 설계응답스펙트럼-3 ·····99
[그림 5-19] 역량스펙트럼법-3 ·····101
[그림 5-20] Newmark and Hall 설계스펙트럼-3 ·····102
[그림 5-21] 다자유도 골조구조물의 층간변위 및 층간변위비 ·····108

# Abstract

## Seismic Performance Evaluation of Frame Structures Considering Reinforced Concrete Column using High Performance Fiber Composites

Kim, Hoyeon

Advisor : Prof. Cho Chang Geun, Ph,D

Department of Architectural Engineering,

Graduate School of Chosun University

The shortcoming of brittleness of concrete could be improved by applying fibers mixed into the cement mortar which was called the High Performance Fiber Composites(HPFC). Applying the HPFC on the flexural critical region, reinforced concrete columns could be seismically improved in flexural and shear strength as well as deformation capacities. In this study, a procedure of seismic performance based design for reinforced concrete columns applying the HPFC is introduced basically with the concept of Direct Displacement Based Design(DDBD). Seismic performance evaluation methods for Single Degree of Freedom(SDOF) and Multi Degree of Freedom(MDOF) systems considering developed columns are compared with three methods, Capacity Spectrum Method(CSM), Direct Displacement Based Design(DDBD) and Displacement Coefficient Method(DCM), in order to predict rational seismic performances of the systems. In examples about SDOF and MDOF systems, frame structures considering reinforced concrete columns using HPFC are good results in the improvement of shear and flexural strength as well as displacement capacities.

# 제1장 서 론

## 제1절 연구배경

우리나라 기상청의 지진 통계자료에 따르면 전 세계적으로 1년에 120건 정도의 발생하고 있으며, 2013년 1월을 기준으로 2013년 10월 7일까지 진도 6이상의 지진은 총 40건 발생하였다. [그림 1-1][1)]에서와 같이 국내에서도 최근 10년 동안 1년에 평균 46건 정도의 지진이 발생하며, 2013년 1월부터 2013년 10월 7일까지 크고 작은 지진들이 총 76건의 지진이 발생하였다. 여기서, 4월 21일 전남 신안군 흑산면, 5월 18일 인천 백령도에서는 진도 4.9의 지진 발생하였으며, 9월 11일 전남 신안군에서 진도 4의 지진이 다시 발생하였다. 이는 우리나라도 더 이상 지진에 대하여 안심할 수 없는 상황을 만들어주고 있다. 그렇기에 우리는 지진에 대한 피해를 최소화하기 위하여 구조물의 내진성능에 대한 필요성을 각인시켜야 한다.[1),2),3),4)]

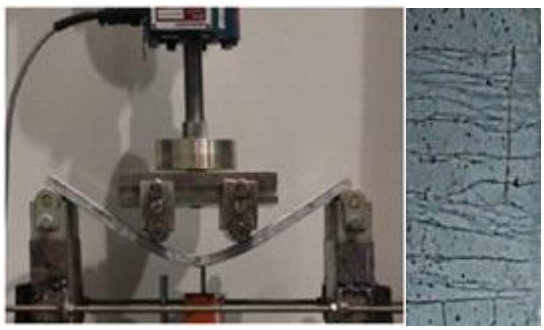
[그림 1-1] 우리나라의 지진발생추이

최근에, 공공시설 및 사회기반 구조물의 초고층화, 대형화 및 장지간화를 선호함에 따라 구조물의 요구 성능이 높아지고 있다. 현재 건축재료로서 가장 많이 사용되고 있는 콘크리트는 재료자체에서 수축, 취성, 낮은 변형량 및 폭열등의 취약점들과 압축강

도에 비해 인장강도 및 휨강도가 낮은 단점이 있다. 이로 인해 콘크리트에서 발생하는 균열들로 구조물의 취성 파괴를 일으킬 수 있다. 콘크리트를 사용한 골조 구조물에 지진발생시, 구조물의 내진성능에 대한 안전을 확보하기에는 부족하다.[2),3),4),5)]

이러한 콘크리트의 취약점을 개선시키기 위하여, 첨단 소재를 복합한 성능개선 된 콘크리트에 관한 연구가 활발하게 이루어지고 있다. 최근에 내구성 및 부착성이 우수한 PVA(Polyvinyl alcohol)합성섬유를 이용한 고인성 섬유복합체가 개발되었다.[4),5)] 고인성 섬유복합체는 일반 콘크리트보다 높은 압축강도를 가지며 인장균열 발생 이후에는 다중미세균열거동으로 인장변형률이 2-5%정도 증가되면서 응력도 증가하는 변형경화형적인 특징을 가진다.[그림 1-2][3)] 또한 높은 연성능력이 나타나며 에너지 흡수능력의 향상 및 균열 폭을 제어하는 효과를 나타낸다.[15),16)] 이와 같은 특징을 지닌 고인성 섬유복합체를 철근콘크리트 구조부재에 적용시키므로 철근콘크리트 구조물의 높은 내진성능의 증진효과를 기대할 수 있다.[4),5),6),7)]

(a) 일반 콘크리트의
취성파괴



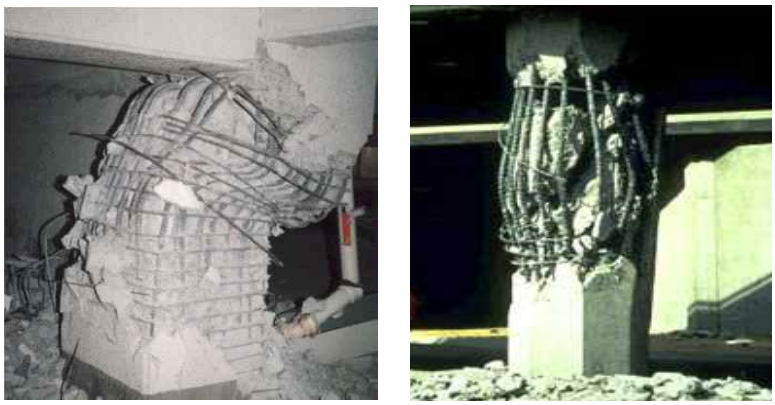
(b) 고인성 섬유복합체의
연성거동 및 다중미세균열

[그림 1-2] 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체의 1축 휨 거동

한편, 철근콘크리트 골조 건축물에서 기둥 부재는 구조물의 중량, 즉 축 하중을 지지하며 구조물의 공간을 형성하는 주요 부재이다. 그러므로 기둥의 구조설계 또는 내진설계를 실시할 때 안전적인 측면을 고려하고자 연성적인 거동, 높은 내력 및 내진성능을 요구한다.

일반적인 콘크리트를 이용한 골조 건축물에서의 기둥에 압축응력이 작용하면 콘크리트의 건조수축 등의 재료적 단점으로 크리프 변형이 진행됨에 따라 철근이 부담하는

응력이 커지게 되어 철근의 항복응력을 초과할 때 철근의 좌굴에 의한 기둥에 압축파괴가 일어날 수 있다. 또한 지진발생으로 인한 반복적인 수평하중이 발생했을 때, 휨모멘트를 전달하는 과정에서 기둥 하단 일부에서 발생하는 국부적 휨 파괴 및 소성힌지 발생으로 인한 전단력이 발생하게 되는데 이는 급작스런 취성 파괴를 야기하게 된다.[그림 1-3][8] 이러한 문제점을 해결하기 위해 방안으로 철근량 증가, 강판 보강 또는 특수 철근을 사용 및 강재 사용하지만 철근 및 강재의 높은 가격대 형성으로 인해 경제적으로 불리한 문제점을 다시 발생시킨다.



(a) 축하중 및 전단에 의한 파괴

(b) 단부에서의 국부 휨 파괴

[그림 1-3] 철근콘크리트 기둥의 지진피해

상대적으로 높은 가격대를 형성하는 일반 또는 특수 철근의 사용량을 최소로 하며[7),8),9),10)]기둥의 하단부에 응력이 집중되는 소성힌지 부근 위험단면에 고인성 섬유복합체를 적용시킨 철근콘크리트 기둥부재를 철근콘크리트 골조 건축물에 반영한다면 경제

적인 측면뿐 만 아니라 일반 콘크리트의 단점들을 개선시키므로 구조적으로 높은 연성 능력을 발휘하므로 성능 개선이 가능한 내진구조기술의 개발 및 구조물의 내진성능개선을 위한 실용화 가능성이 높아질 것으로 기대 된다.

## 제2절 연구 목적 및 방법

지진발생시, 구조부재 및 구조물의 내진성능에 대한 중요성의 인식이 필요하다. 이에 따라 기존의 철근콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용 철근콘크리트 단일기둥부재에 대한 내진성능설계 및 평가를 하고자 한다. 이를 기반으로 고인성 섬유복합체를 적용한 단일 기둥을 철근콘크리트 골조 구조물에 반영함으로서 경제적 및 구조물의 성능향상과 동시에 합리적인 내진성능평가를 하고자 한다.

기존의 선행 연구에 대한 고인성 섬유복합체의 최적의 배합[8),9),10),11,12),13),14)]을 기반으로 고인성 섬유복합체의 역학적 특성에 대하여 정의하고자한다. 일반 콘크리트와 다른 인장거동의 특성을 보이는 고인성 섬유복합체의 역학실험을 통하여 내진성능설계 및 내진성능평가에 대한 설계인장강도 및 설계인장변형률을 추정하였다.

고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재의 재료적인 특성을 반영하여, 일정 축 하중에서의 단자유도 기둥부재의 비선형 Push-over 해석 방법 모델을 제안하였으며, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 반영한 다자유도 골조구조물에 대한 비선형 Push-over해석 방법 모델을 제시하였다.

본 연구에서는, 내진성능설계 및 내진성능평가방법으로 미국에서 가장 많이 이용되고 있으며 ATC-40(1996)보고서[17)]에서 제시하고 있는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM), 유럽에서 많이 이용되고 있는 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD) 및 미연방재난관리국 FEMA-356(2000)보고서[18)]에서 제시하고 있는 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)을 이용하고자한다.

일반 철근콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재를 대상으로 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 내진성능평가에 대한 예제를 소개하도록 하는 한편, 횡하중에 의해 응력이 집중되는 철근콘크리트 기둥부재의 소성힌지부분에 고인성 섬유복합체를 적용시킨[4),8)] 단자유도 기둥부재를 주어진 설계응답스펙트럼에서의 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)에 대한, 직접변위기반설계법을 이용한 내진성능설계에 대한 예제를 소개 하고자 한다.

또한, 단일기둥부재의 내진성능설계 및 평가 예제를 통한 결과를 바탕으로, 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 골조 구조물을 대상으로 다자유도 시스템에 대한 내진성능평가 예제를 수행하고자 하였다. 고인성 섬유복합체를 적용시킨 철근콘크리트 단자유도 기둥부재 및 이를 고려한 다자유도 골조구조물에 대하여

내진성능에 관한 우수성을 평가하고자 한다.

## 제3절 연구 동향

국내·외에서는 지진 발생 빈도가 점점 높아짐에 따라 피해를 막기 위해, 구조물의 주요구조부재에 대하여 높은 내진성능을 요구하며 이에 따른 새로운 내진보강공법 및 구조재료의 성능개선을 위한 첨단소재의 개발을 위한 많은 연구가 진행되고 있다.

1990대 초 미시간대학의 Vitor Li교수팀은 마이크로 역학(Micro-mechanics)[5),11),13),14)]과 안정상태 균열이론(Steady-state Cracking Theory)[5),15)]에 근거한 특수 재료의 설계 개념을 기반으로 구조물의 휨 및 인장성능이 개선됨과 동시에 높은 휨에서도 다중 미세 균열(Multiple Micro-cracking)거동을 하는 고인성 시멘트 복합체를 개발하였다[8),15),16)].

최근 일반 콘크리트 단점을 개선하기 위해 고인성 섬유를 혼입한 모르타르를 적용시킨 구조부재의 연성거동 유도, 인장저항력 증대 및 다중미세균열거동으로 콘크리트의 국부적인 균열에 대한 취성파괴를 제어하기 위한 연구들이 보고되었다[7),12),21)].

국내에서도 점점 빈도가 높아지는 지진으로 인해 구조물의 내진성능 및 평가의 중요성에 대한 인식이 증가되면서 새로운 내진공법과 성능이 개선된 복합재료를 적용한 구조부재 및 구조물의 내진성능평가에 관한 연구가 많이 수행되어졌다[19),20)].

첨단소재의 개발에 따라 새롭게 생성된 고인성 섬유를 혼입하여 개발된 고인성 섬유복합체는 고인성 섬유복합체를 적용한 다양한 공법과 이를 주요구조부재 및 구조물에 적용시켜 내진보강방법으로 이용되는 사례가 많이 보고되었다. 이렇게 내진보강을 위한 새로운 재료의 개발이 되었으며 이를 구조물에 적용시키므로 재료의 역학적 특성을 기반으로 하는 내진성능평가를 위한 연구 또한 진행되고 있다. 현재 다양한 부재의 적용에 따른 실험, 새로운 공법 및 실용화를 위한 연구가 끊임없이 진행되었다. 고인성 섬유복합체의 가장 큰 장점인 인장거동과 다중미세균열양상으로 인해 구조부재 및 구조물의 내진성능을 위해 기술적인 측면 및 경제적인 측면에 높은 장점이 있는 것으로 나타난다.

이와 같이 국내에서는 구조물의 내진성능을 확보하기 위해 콘크리트의 취약점을 개선시키기 위한 신소재를 개발로 이를 적용한 구조부재 및 구조물의 내진성능설계 및

평가에 대한 연구 및 섬유 보강 콘크리트에 대한 연구가 다양한 분야에서 많은 연구자들에 의해 수행되었으며, 대표적인 연구 결과들은 다음과 같다.

조창근, 문형주, 이승중(2013)[22]은 “하프프리캐스트 SHCC 철근콘크리트 복합바닥구조의 구조성능”에서 변형경화형 시멘트 복합체(SHCC)를 적용한 하프 프리캐스트 복합슬래브를 개발하여 기존의 철근콘크리트 슬래브와 비교하였을 시, 장지간화가 가능하며 균열억제 및 철근량 절감 효과를 나타내고 있으며 개발된 하프프리캐스트 슬래브는 현장시공에서 거푸집 공정의 최소화 및 무지주 방식으로 시공이 가능하며 시공효율성 개선 및 실용화에 적합한 것으로 연구되었다.

조창근, 한병찬, 문형주, 임현진, 이승중(2013)[23]은 “현장타설 SHCC 철근콘크리트 복합 슬래브의 휨 실험 및 강도평가”에서 현장타설 변형경화형 시멘트복합체(SHCC)를 적용한 철근콘크리트 복합슬래브에 대한 휨 성능 실험을 수행하였으며, 실험 결과를 통해 성능 개선된 슬래브는 기존 철근콘크리트 슬래브 보다 바닥의 장지간화, 철근량 절감, 및 균열제어에 유리한 장점이 있으며 SHCC의 적용 두께에 따른 슬래브의 휨 성능에 관해서 실험적으로 조사하는 연구가 진행되었다.

조창근, 문형주, 임현진, 서정환, 김광석(2013)[24]은 “SHCC 및 철근콘크리트 복합슬래브의 휨 실험 및 비선형 해석”에서 변형경화형 시멘트복합체 (SHCC) 및 철근콘크리트 1방향 복합슬래브의 4절점 슬래브 휨실험 및 층상화 모델에 기초한 슬래브의 비선형 휨 해석에 의한 평가를 수행하였으며, 새롭게 제시한 비선형 휨해석은 실험 결과를 잘 예측해주었으며 일반 철근콘크리트 슬래브의 사용 및 극한 내력을 개선하는데 효과가 있는 것으로 연구되었다.

조창근, 김윤용, Luciano Feo, David Hui(2012)[25]은 “Cyclic response of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar”에서 철근콘크리트 기둥부재의 내진성능확보하기 위해, 강성과 연성의 단점으로 콘크리트의 취성파괴가 발생되는 기둥의 소성힌지부근에 고성능 섬유 보강 시멘트 복합체를 적용하여 철근콘크리트 복합 기둥공법에 대하여 새롭게 제시하였으며, 기둥부재의 실험을 통하여 휨 및 전단 균열제어의 우수하며, 반복적인 횡하중과 변위 능력에 대한 향상 효과를 나타내는 것으로 연구되었다.

조창근, 한성진, 권민호, 임청권(2012)[26]은 “소성힌지부 강섬유 혼입 모르타르 적용 철근콘크리트 기둥의 내진성능평가”에서 기둥부재의 휨 위험단면부에 강섬유를 혼입한 시멘트 모르타르를 적용함으로서 내진성능이 우수한 강섬유 모르타르 적용 철근콘크리트 복합 기둥공법에 관해 제시하였으며, 기둥 부재의 실험을 통하여 휨 및 전단균열의 제어능력 및 횡하중 내력 및 변형 능력 향상에서도 우수한 것으로 평가되는 것으로 연구되었다.

조창근, 김윤용, 서정환, 이승중 (2012)[27]은 “압출성형 ECC 패널 RC 복합 슬래브의 해석모델”에서 압출성형 ECC 패널을 활용한 철근콘크리트 복합 슬래브 구조에 대한 비선형 휨 해석모델을 새롭게 제시하였으며, 휨 실험결과와의 비교를 통해 예측결과와 실험결과가 잘 일치하며 압출성형 ECC 패널을 활용한 철근콘크리트 복합 슬래브는 균열제어, 휨 내력 및 휨 변형 능력을 개선시키는 장점이 있는 것으로 연구되었다.

조창근, 권민호 (2011)[28]은 “Nonlinear Failure Prediction of Concrete Composite Columns by a Mixed Finite Element Formulation, Engineering Failure Analysis”에서 FRP를 구속한 철근콘크리트 기둥부재를 기둥 단면에서의 부분적인 손상뿐만 아니라 기둥 시스템의 전체적인 거동에 대하여 정확하기 예측하기 위한 혼합유한요소 공식을 발전시키는 연구하였다.

정인구, 조창근, 박순응 (2010)[29]은 “변위 기반 설계법에 의한 RC 기둥의 Steel Jacket 보강 내진성능 개선 설계법”에서 Steel Jacket 보강된 철근콘크리트 기둥 부재의 비선형 층상화 해석모델 및 직접변위기반설계법 및 변위계수법에 의한 내진성능 방법을 제시하였으며, 적용 예를 통해 기존 철근콘크리트 기둥과 비교하여 성능 개선된 콘크리트 기둥부재의 변위 연성비 및 변위 성능에서 크게 개선되었음을 연구하였다.

조창근(2009)[30]은 “Displacement-Based seismic design of reinforced concrete columns strengthened by FRP jackets using a Nonlinear flexural model”에서 내진성능개선을 위해 FRP Jacket을 보강한 철근콘크리트 기둥부재의 내진성능설계를 위해 직접변위기반설계법 및 변위계수법에 의한 내진성능설계방법을 새롭게 제시하였다.

정인규, 조창근, 박문호, 김준영, 김정섭(2009)[31]은 “다자유도 철근콘크리트 골조의 Steel Jacket 보강 변위기반 내진설계법”에서 성능설계방법에 의해 기존의 다자유도 철근콘크리트 골조 구조물에 대하여 내진성능을 개선하고자 철근콘크리트 기둥의 Steel-Jacket보강에 의한 다자유도 시스템의 변위-기반 내진성능개선 설계 방법을 새롭게 제시하였다.

이방연, 조창근 (2009)[32]은 “압출성형 ECC 패널의 섬유분포 특성과 휨 성능”에서 섬유의 분포 특성이 압출성형 ECC의 휨 거동에 미치는 영향을 파악하기 위하여 이론적·실험적 연구를 수행하여 압출성형 ECC를 생산하기 위한 기본 배합 및 제조 공정을 제시하였으며, 이미지 프로세싱 기법을 이용하여 섬유 분포 특성을 파악하는 연구를 수행하였다.

조창근(2007)[33]은 “직접변위기반설계법에 의한 철근콘크리트 기둥의 FRP 피복보강 내진성능설계법의 개발”에서 기존 철근 콘크리트 구조물에 적용된 직접 변위-기반 설계법을 이용하여 FRP 피복 보강된 성능개선 콘크리트 부재에 대한 정밀 비선형 휨 해석 및 내진성능설계의 구체적 알고리즘을 제시하는 연구를 하였다.

# 제2장 고인성 섬유복합체의 특징

현재 국내에서 건설재료 중 가장 많이 사용되는 콘크리트는 국부적인 균열발생으로 인해 콘크리트가 적용된 구조물의 취성파괴를 일으키는 취약점을 가지고 있다. 이에 따른 콘크리트의 성능을 개선시키기 위해 PVA(Poly-Vinyl alcohol)섬유를 혼입함으로써 휨 및 내진성능이 개선되며, 균열강도 발생 이후에도 다중미세균열거동 특징으로 인해 국부적 균열로 인한 취성파괴에 대한 억제 및 인장변형률이 2-5%정도 인장강도를 유지하는 고인성 인장변형 특성을 가지고 있는 고인성 섬유복합체(High Performance Fiber Composites, HPFC)를 개발하였다[4),8)].

이와 같은 장점을 지닌 고인성 섬유복합체를 철근콘크리트 기둥부재의 응력이 집중된 단부에 적용시키므로, 휨 위험단면 구간에서의 휨균열 및 국부적인 취성파괴가 집중되지 않도록 다중미세균열 거동을 유도하도록 하였다.

이렇게 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥부재는 취성적인 콘크리트의 단점을 해결할 수 있으며, 구조적으로 높은 연성 및 내력 증진 효과를 기대할 수 있으며 내구성능도 대폭 향상된다[2),4),8),9),12)].

이전의 연구된 논문에 따르면 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥공법에 대한 연구에서, 고인성 섬유복합체를 만들기 위한 최적의 배합을 제시하였으며 고인성 섬유복합체의 역학적 실험을 통해 고인성 섬유복합체의 특성을 평가 및 시공성능에 대한 우수성을 평가하였다. 또한 기존 선행연구에서[8)] 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥의 내진구조요소 기술 설계를 위해 제안된 소성힌지부근에 프리캐스트 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥 공법으로 대상 기둥부재에 대한 반복재하실험을 통해 기둥의 성능평가를 하였다[8)].

## 제1절 고인성 섬유복합체 배합

### 1. 고인성 섬유복합체의 사용재료

#### 가. 시멘트

고인성 섬유복합체 배합을 위해 선행 연구에서 분석된 자료를 토대로, 시멘트는 재료의 획득이 용이하고 경제적으로 저렴한 1 종 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하였으며, KS L 5201의 규정에 적합한 국내 S사 제품을 사용한다. 그 화학적 조성 및 물리적 특성을 [표 2-1]과 [표 2-2]와 같다[8].

[표 2-1] 시멘트 화학적 조성

| 화학적 조성 | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Si02 | Al203 | Fe203 | Ca0 | Mg0 | Na20 | K20 | S03 | Ig.loss | total |
| 21.24 | 5.97 | 3.34 | 62.72 | 2.36 | 0.13 | 0.81 | 1.97 | 1.46 | 100.0 |

[표 2-2] 시멘트 물리적 조성

| 물리적 특성 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 밀도 (g/cm3) | 분말도 (cm2/g) | 44 ㎛ on Residue (%) | Setting Time (min) | | 압축강도 (MPa) | | |
| | | | Initial Set. | Final Set. | 3days | 7days | 28days |
| 3.14 | 3,200 | 12.5 | 240 | 370 | 22.5 | 30.0 | 39.5 |

## 나. 잔골재

고인성 섬유복합체의 배합을 위해 평균 입경이 약 130㎛인 국내 S사의 규사를 잔골재로 사용하였으며 규사의 물리적 성질은 [표 2-3]과 같다. 콘크리트 내에서의 섬유의 물리적 특성을 극대화하기 위하여 굵은 골재는 사용하지 않도록 한다.

[표 2-3] 규사의 물리적 특성

| 특성 | 규사 |
|---|---|
| 밀도 (g/㎤) | 2.60 |
| 평균입경(㎛) | 130 |

## 다. 혼화재

고인성 섬유복합체 배합시, 일반 콘크리트에 비해 단위용적당 사용되는 시멘트가 많은 단점이 있었다.

사용되는 시멘트 양을 절감시키고자 플라이애시와 고로슬래그 미분말을 혼화재료로 사용함으로써 시멘트 대체제로 선정하였으며, 사용된 플라이애시와 고로슬래그 미분말의 특성은 다음 [표 2-3] 및 [표 2-4]와 같다.

[표 2-4] 플라이애시의 특성

| | | KS L 5405 규정 | | 측정값 |
|---|---|---|---|---|
| | | 1종 | 2종 | |
| 이산화규소(%) | | 45이상 | 45이상 | 50.5 |
| 수분(%) | | 1.0이하 | 1.0이하 | 0.3 |
| 강열감량(%) | | 3.0이하 | 5.0이하 | 3.04 |
| 밀도(g/㎤) | | 1.95이상 | 1.95이상 | 2.16 |
| 분말도 | 45㎛체 체잔분 | 10이하 | 40이하 | - |
| | 비표면적(㎠/g) | 4,500이상 | 3,000이상 | 3,645 |
| 플로값비(%) | | 105이상 | 95이상 | 101 |
| 활성도지수(%) | 재령 28일 | 90이상 | 80이상 | 92 |
| | 재령 91일 | 100이상 | 90이상 | 102 |

[표 2-5] 고로슬래그 미분말의 특성

| | | KS L 5405 규정 | | | 측정값 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 1종 | 2종 | 3종 | |
| 밀도(g/㎤) | | 2.80이상 | 2.80이상 | 2.80이상 | 2.94 |
| 비표면적(㎠/g) | | 8,000～10,000 | 6,000～8,000 | 4,000～6,000 | 4,310 |
| 활성도지수(%) | 재령 7일 | 95이상 | 75이상 | 55이상 | 88 |
| | 재령 28일 | 105이상 | 95이상 | 75이상 | 109 |
| | 재령 91일 | 105이상 | 105이상 | 95이상 | 112 |
| 플로값비(%) | | 95이상 | 95이상 | 95이상 | 106 |
| 산화마그네슘(MgO)(%) | | 10.0이하 | 10.0이하 | 10.0이하 | 5.62 |
| 삼산화황(SO3)(%) | | 4.0이하 | 4.0이하 | 4.0이하 | 0.23 |
| 강열 감량(%) | | 3.0이하 | 3.0이하 | 3.0이하 | 0.64 |
| 염화물 이온(%) | | 0.02이하 | 0.02이하 | 0.02이하 | 0.002 |

### 라. 혼화제

고인성 섬유복합체의 배합을 위해 시멘트 유동성을 향상시키기 위하여 카르본산계 고성능 감수제(PCSP), 규사, 플라이애시, 고로슬래그 미분말, 섬유 등 재료 분리 방지를 위해 셀룰로스계 분리저감제(HPMC) 및 표면 마무리와 공기량 조절을 위한 소량의 소포제(Defoamer)를 혼화재로 사용하였다. 혼화제의 품질 특성은 [표 2-6]와 같다.

[표 2-6] 혼화제의 물리적 특성

| | PCSP | HPMC | Defoamer |
|---|---|---|---|
| 밀도 (g/㎤) | 0.37 | 0.60 | 0.26 |
| 형태 | brownish powder | white powder | white powder |

### 마. PVA(Poly-Vinyl Alcohol)섬유

고인성 시멘트 복합체의 개발을 위해 주로 사용되는 섬유는 강섬유, PVA섬유 및 PE섬유 등이 있다.

기존의 연구에서는 고인성 시멘트 복합체의 최적 배합을 위해 섬유의 조건을 만족하고 가격 및 성능면에서 우수하며 제품의 다양성을 비교·검토한 결과를 토대로 최적의 섬유로 PVA섬유를 보강용 섬유로 결정하였다. PVA섬유는 친수성 및 알칼리 저항성이 높은 특징으로 인하여 배합하였을 때, PVA섬유 분산에 대한 용이성과 부식에 대한 저항성을 향상시킬 수 있으므로 섬유의 가교 성능을 극대화 할 수 있다. 사용된 PVA섬유의 물리적 특징은 [표 2-7]에 나타낸 바와 같다.

[표 2-7] PVA섬유의 물리적 특성

| 종류 | 밀도 (g/cm3) | 길이 (mm) | 직경 (㎛) | 형상비 | 인장강도 (MPa) | 탄성계수 (GPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| PVA섬유 | 1.30 | 12 | 39 | 307 | 1,600 | 40 |

## 2. 고인성 섬유복합체의 배합비율

고인성 섬유복합체의 배합표는 [표 2-8]와 같으며, B는 시멘트, 플라이애시 및 슬래그를 합한 결합제이며, W/B는 물과 결합제와의 이다. 여기서, W, C, S, FA 및 Slag는 각각 물, 시멘트, 잔골재, 플라이애시 및 슬래그 이다.

[표 2-8] 고인성 섬유복합체 배합표

| W/B wt.% | S/C wt.% | FA/B wt.% | SL/B wt.% | uni. (kg/m3) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | W | B | OPC | FA | BFS | SS | PCSP | HPMC | Defoamer | PVA vol.% |
| 45 | 71 | 20 | 20 | 375 | 833 | 500 | 167 | 167 | 692 | 0.37 | 0.18 | 0.45 | 1.5 |

## 제2절 고인성 섬유복합체의 역학적 특성

고인성 섬유복합체의 역학적 특성에 대하여 정의하기 위해 고인성 섬유복합체의 역학적 실험을 분석한 바에 따르면, 1축 직접인장 실험을 통하여 고인성 섬유복합체의 인장거동을 평가 및 고인성 섬유복합체의 압축강도실험에 대한 결과로 고인성 섬유복합체의 역학적 특성에 대하여 확인할 수 있었다[8].

### 1. 고인성섬유복합체의 역학적 실험

#### 가. 직접인장실험

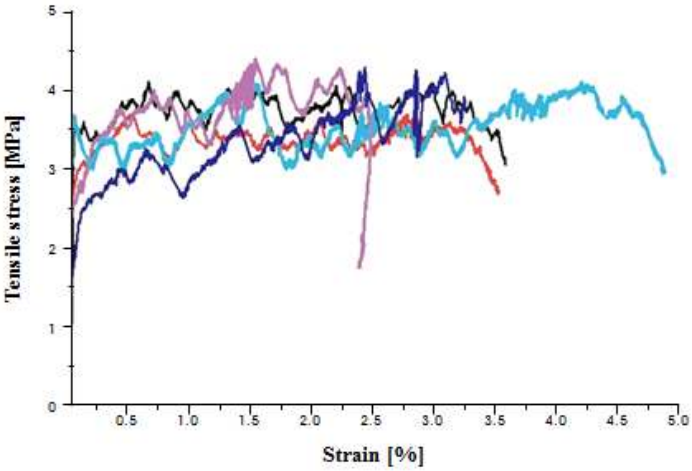
고인성 섬유복합체의 1축 직접인장 실험을 위하여 [표 2-8]에서와 같이 PVA섬유를 체적당 1.5%를 혼입함으로 고인성 섬유복합체를 배합하여, 타설 후 28일 동안 수중양생을 실시한다. 1축 직접인장실험을 위해 [그림 2-1(a)]와 같이 하중계(Load Cell)를 이용하여 인장강도를 측정하며 변위계(LVDT)를 이용하여 실험체의 변위를 측정한다.

측정된 인장강도와 변위관계는 실험체의 인장응력과 변형률관계로 환산하였으며, 1축 직접인장실험을 통한 실험체의 인장응력과 변형률 관계를 [그림 2-2]에서와 같이 확인할 수 있다.

(a) 1축 직접인장실험 장치

(b) 직접인장실험결과

[그림 2-1] 1축 직접인장실험 및 다중미세균열거동




[그림 2-2] 고인성 섬유복합체 인장-변형률 관계

고인성 섬유복합체는 1축 직접인장 실험을 통해 2-5% 정도의 인장변형률이 나타나며 에서와 [그림 2-1(b)]에서와 같이 다중미세균열을 형성하면서 균열저항성능이 있는 것으로 확인되었다. 고인성 섬유복합체는 일반 콘크리트에 비해 $10^2$-$10^3$배정도의 높은 연성거동을 확인할 수 있으며, 이는 100㎛ 이하의 균열폭을 제어하는 효과가 있을 것으로 사료되어진다.

## 나. 압축 실험

「KS L 5105 수경성 시멘트 모르타르 압축강도 시험방법」의 압축강도를 실시하여 고인성 섬유복합체의 압축강도를 평가하였다. [표 2-8]에서와 같이 PVA섬유를 체적당 1.5%를 혼입하였으며 50.8mm의 3면 입방체 몰드를 이용하였다. 고인성 섬유복합체를 배합 및 타설 후 28일 동안 수중양생을 실시하였다. [그림 2-3]에서와 압축 공시체에 대하여 압축강도실험 결과는 [표 2-9]에서와 같이 평균 41MPa 정도의 압축강도를 나타냄을 확인할 수 있다.

[그림 2-3] 고인성 섬유복합체의 압축강도실험

[표 2-9] 압축강도실험 결과

| | 압축강도[MPa] |
|---|---|
| HPFC-1 | 38.5 |
| HPFC-2 | 41.3 |
| HPFC-3 | 44.4 |
| HPFC-4 | 42.3 |
| HPFC-5 | 41.2 |
| HPFC-6 | 39.6 |

## 제3절 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥의 성능실험

인용된 연구에 따르면, 고인성 섬유복합체를 이용한 철근 콘크리트기둥의 내진 성능 및 구조성능 증진효과를 평가하기 위해 일반 콘크리트를 적용한 철근콘크리트 기둥과 기둥의 소성힌지 부근의 휨 위험단면에 프리캐스트 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥을 제작 및 재하 실험을 실시하였다.

섬유복합체 적용 기둥의 성능실험을 위해 기둥부재에 일정 축하중이 작용하는 조건에서 수평방향의 반복하중을 가하며 구조물의 성능실험을 실시하였다. 구조물의 기둥에 수평방향의 하중이 작용할 때, 기둥 하부에 휨 균열 또는 파괴가 집중되지 않도록 기둥과 기초의 접합부 사이의 고인성 섬유복합체를 기초의 접합부 바로 위에 적용하였으며 기초에 고정된 캔틸레버 기둥형태로 실험체를 제작하였다[8].

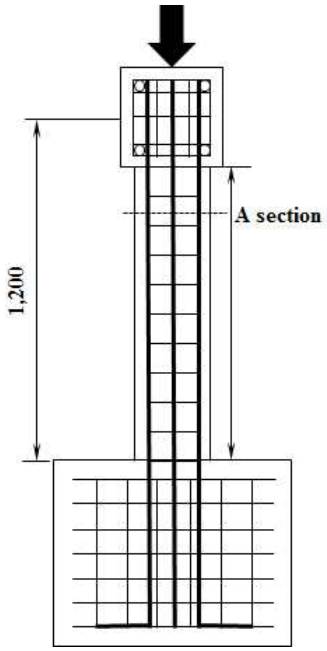
## 1. 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 실험체

실험을 위한 기둥실험체의 단면적은 300㎜ x 300㎜이며, 기초 부분에서 기둥의 상단의 횡하중 가력점까지 높이는 1,200㎜이며, 엑츄에이터를 고정하고 횡하중을 가력하기 위한 상단 가력부는 400㎜ x 400㎜ x 400㎜이다. 기둥과 연결된 기초 부분은 900㎜ x 900㎜ x 700㎜ 의 크기로 실험체를 제작하였다. 기준 실험체는 동일한 조건을 가진 일반 콘크리트를 적용한 철근콘크리트 기둥실험체를 제작하였다.

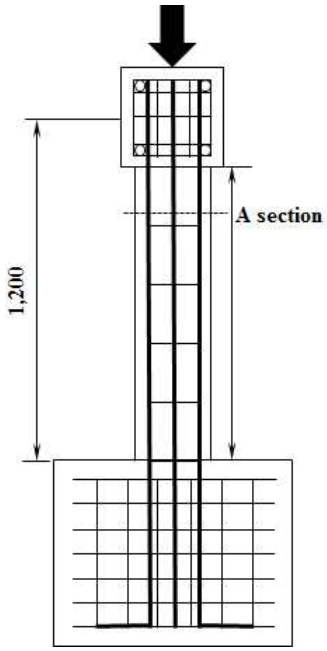
기준 실험체의 경우, 주철근은 D13을 8개 사용하였으며 전단철근은 D10을 100㎜ 및 200㎜ 간격으로 실험체를 제작하였으며 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥 실험체의 경우, 주철근 종류 및 개수는 기준 실험체와 동일하게 사용하였으며. 기준 실험체와 전단철근의 유무에 변수를 설정하여 성능실험을 수행하였다. 전단철근이 있는 고인성 섬유복합체 적용 기둥은 D10을 200㎜ 간격으로 실험체를 제작하였다. 대상 실험체들의 형상 및 상세는 [그림 2-4] 및 [표 2-10]과 같다.

기둥실험체에 적용된 콘크리트의 압축강도는 24MPa 및 철근의 인장강도는 400MPa이다.

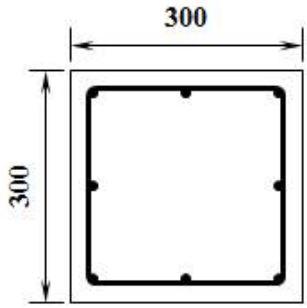
프리캐스트 고인성 섬유복합체는 기둥 일부에 적용하였으며, 프리캐스트 박스 적용 후, 기둥 상부는 일반 콘크리트를 후 타설하여 이음 시공을 하므로 기둥부재 제작을 하는 시공방법이다. 프리캐스트 박스 적용 후 후 타설되는 일반 콘크리트와의 수평결합력을 증가시키기 위하여 전단키(Shear key) 역할을 하도록 리브(Rib)를 사용하도록 하였다.



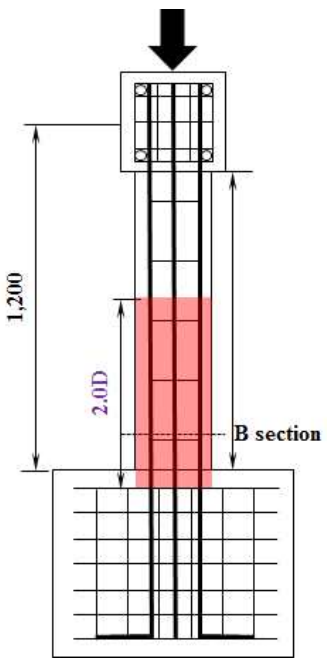

(a) RC-C1



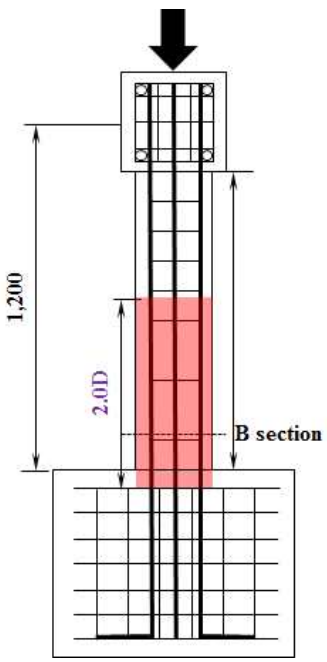

(c) RC-C2



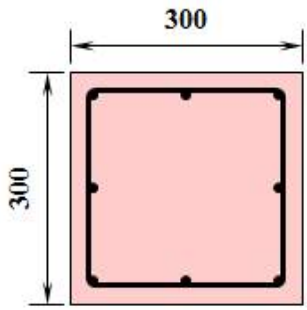

(e) RC-Column-1
[A section]




(c) PCHPFR-N




(d) PCHPFR-S




(f) RC-Column-1
[B section]

[그림 2-4] 성능실험 대상 기둥 실험체 제작 형상

[표 2-10] 성능실험 대상 기둥 실험체 상세

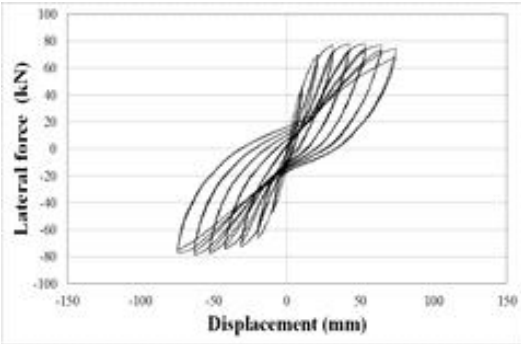
| Specimens | 배합 | 섬유 | 타설높이 | 주철근 | 전단철근 |
|---|---|---|---|---|---|
| RC-C1 | 일반콘크리트 | - | - | 8-D13 | D10@100 |
| RC-C2 | 일반콘크리트 | - | - | 8-D13 | D10@200 |
| PCHPFR-N | 고인성 섬유복합체 | PVA Vf=1.5% | h = 2.0d (700mm) | 8-D13 | - |
| PCHPFR-S | 고인성 섬유복합체 | PVA Vf=1.5% | h = 2.0d (700mm) | 8-D13 | D10@200 |

기초부분의 콘크리트와 기둥하단부의 고인성 섬유복합체가 굳은 경우 거푸집을 탈하며 고성능 무수축 모르타르를 이용하여 기초부분과 고인성 섬유복합체 사이의 공간에 채워 일체화 될 수 있도록 하였다. 실험체 양생방법은 기둥의 상부의 거푸집에 콘크리트 타설 후 건조수축 균열을 방지하기 위하여 실험체에 습윤 양생을 실시하도록 하였다.

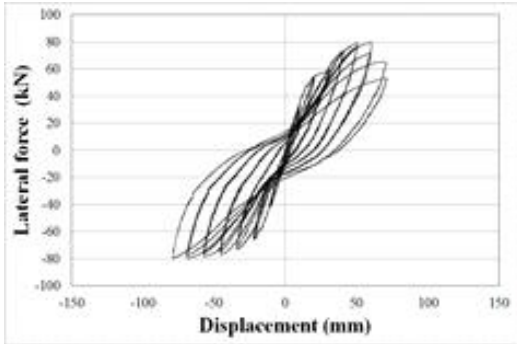
## 2. 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 실험체 성능실험 결과

선행 연구에서는 대상 실험체는 수평 Oil Jack에 설치된 Load Cell을 이용하여 측정한 각각 재하 단계에서의 수평 하중과 기둥의 가력부에서는 LVDT를 이용하여 측정된 수평 변위와의 관계를 낸다. 대상 실험체는 수평방향의 준정적 반복하중 및 기둥의 순수 축하중 10%를 고려하여 일정 축하중을 작용하였다.

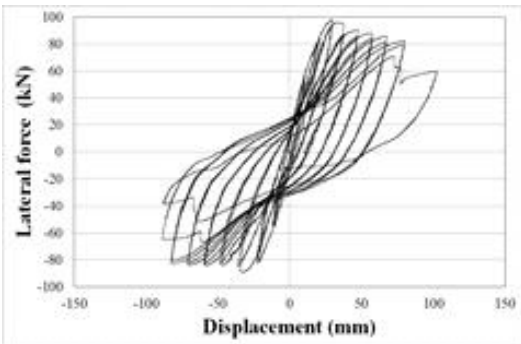
기둥 상부 가력부에 엑츄레이터를 연결하여 변위제어하며 성능실험을 실시하였으며, 실험을 통한 결과 및 실험체별 하중 및 변위에 따른 내력증감 및 변위연성거동 특성은 [그림 2-5] 및 [표 2-11]과 같이 확인할 수 있다[8].



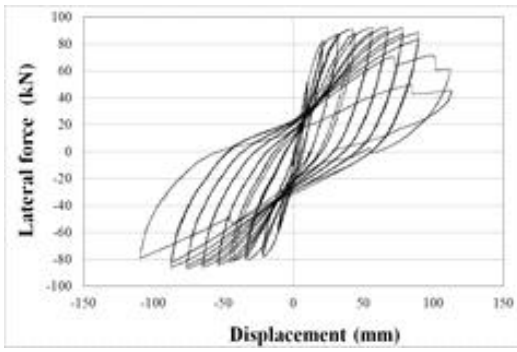

(a) RC-C1




(c) RC-C2




(c) PCHPFR-N




(d) PCHPFR-S

[그림 2-5] 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 기둥 실험체의 성능평가 결과

일반 철근콘크리트 기둥 실험체와 프리캐스트 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥의 실험체 비교한 결과, 성능개선 된 기둥의 경우에서 수평하중에 내한 내력이 17-23% 정도 높은 내력증가를 보였으며 실험체가 최대내력에 도달했을 때, 일반 철근콘크리트 기둥 실험체의 연성비가 4.0 인 반면에 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥실험체는 6.6 이상으로서 일반 철근콘크리트 기둥실험체에 비하여 연성거동 능력을 발휘하는 것으로 나타났으며, 수평 변형 능력에 대한 효과를 보여주고 있었다. 최대내력은 역시 기준 실험체 보다 1.17 ~ 1.23배 증가하였으며, 최대변위는 1.49 ~ 1.64배 증가하였다.

[표 2-11] 실험체별 변위에 따른 하중관계 및 연성비

| Specimen Name | Initial crack | | Yielding of bar | | Max. values | | Variation | | Ductility ratio |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | disp. (mm) | Load (kN) | disp. (mm) | Load (kN) | disp. (mm) | Load (kN) | disp. (%) | Load (%) | |
| RC-C1 | 5.9 | 37.1 | 18.2 | 65.7 | 72.4 | 78.5 | - | - | 4.0 |
| RC-C2 | 6.1 | 36.7 | 16.6 | 56.8 | 68.6 | 79.5 | - | - | 4.1 |
| PCHPFR-N | 4.8 | 23.0 | 17.4 | 75.2 | 112.3 | 92.5 | +63.7 | +16.4 | 6.5 |
| PCHPFR-S | 5.2 | 37.0 | 15.4 | 73.5 | 101.9 | 97.7 | +48.5 | +22.9 | 6.6 |

다음과 같이 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 실험체의 성능실험결과에 대한 연구를 통해, 기둥의 소성힌지 부분에 프리캐스트 고인성 섬유복합체를 적용함으로서, 기둥의 단부에서의 휨 및 전단 균열 억제에 따른 국부 휨 파괴와 현상을 억제하며 기둥의 휨 거동 능력 향상되며, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥은 전단철근 배근의 유무에 따라 전단철근을 배근하지 않은 경우에도 전단 균열 및 전단 파괴양상을 충분히 억제할 수 있는 것으로 판단되었다.

소성힌지 부분에 적용한 고인성 섬유복합체와 일반 콘크리트 타설 간의 시공성을 위해 대상 기둥의 고인성 섬유복합체가 적용된 부분에 프리캐스트로 적용했을 경우 일반 콘크리트와 프리캐스트 박스의 경계면에서 균열의 폭이 크지 않았으며 연결부위에서 문제가 없는 것으로 나타남을 확인하였다.

## 제4절 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부

## 재의 현장 적용 사례

선행 연구에 따르면 개발된 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥 공법을 신축건축 1층의 기초에 연결되는 기둥부분에 적용하도록 하였다. 미리 제작된 프리캐스트 고인성 섬유복합체 박스 형태를 제작 및 현장 적용에 대한 적용 단계과정은 [그림 2-6]와 [그림 2-7]에서와 같이 진행하여 현장 적용이 되도록 하였다[8].

(a) 프리캐스트 박스

(b) 현장적용 부

(c) 박스 인양 작업

(d) 박스 끼우기

(e) 기초 연결부

(f) 수직 및 수평 맞춤

(g) 무수축 모르타르 채움

(h) 주철근 커플러 이음

(i) 박스 시공 완료

[그림 2-6] 현장 적용 사례-프리캐스트 박스 시공

(a) 프리캐스트 박스 상부 거푸집 설치

(b) 일반 콘크리트 타설 후 거푸집 제거

(c) 미장 완료된 프리캐스트 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥

[그림 2-7] 현장 적용 사례-상부 콘크리트 타설

# 제3장 비선형 Push-over 해석 방법

본 장에서는 일정 축 하중이 작용하는 직사각형 또는 원형단면을 가진 철근콘크리트 기둥부재에 대하여 횡하중과 변위관계 및 휨모멘트와 곡률관계를 예측하기 위한 비선형 Push-over 해석 방법을 위한 모델을 제시하였으며 이를 정식화하였다[8].

이렇게 제시된 비선형 Push-over 해석을 통해 대상 기둥부재의 축력-모멘트(P-M)상관 관계를 예측가능하며, 부재의 단면 해석에 대해 콘크리트 변형률 증분에 따른 증분반복법에 의해 대상 부재 단면에서의 휨 모멘트와 곡률의 거동을 예측하도록 한다.

대상 기둥부재에 대한 단면의 휨모멘트-곡률 결과를 통해 기둥부재의 등가소성힌지 길이(Equivalent plastic hinge length)분포에 대한 가정은 Priestley, Seible and Calvi(1996)[36]에 의해 제시된 방법을 통해 산정하도록 하였으며, 부재의 변위를 산정하기 위해 모멘트 면적법을 응용하였다.

전단 변형은 Priestley, Calvi and Kowalsky(2006)[37]에 의해 제시된 방법을 고려하도록 하였으며, 전단 강도 산정을 위해 Kowalsky and Priestley(2000)[38]에 의해 제시된 UCSD 전단 모델을 적용 하였다. 대상 기둥부재에 적용된 주철근의 좌굴에 대한 판단은 두 가지 모델에 따라 결정되도록 하였으며, Moyer and Kowalsky(2003)[39]에 의해 제안 모델과 Berry and Eberhard(2005)[40]에 의하여 주철근의 좌굴에 대한 평가가 되도록 하였다.

일반 콘크리트 및 철근의 재료특성을 나타내는 비선형 구성모델을 고려하여 대상 구조 부재에 적용된 재료특성을 반영하도록 하였다. 구속(confined) 및 비구속(unconfined)된 콘크리트에 대한 재료 특성은 Mander, Priestley and Park(1988)[41]에 의해 제안된 방법을 고려하였으며 철근의 재료 특성은 두 가지 방법을 통해 고려되도록 하였으며, King등(1986)[42]에 의해 제안된 방법과 다른 방법은 Raynor등(2002)[43]에 의해 제안된 방법을 고려하도록 하였다.

기둥부재 단면에 대한 비선형 휨-곡률 예측모델을 위해 축하중 조합적으로 작용하는 조건에 대하여 일원곡률(Single curvature) 또는 이원곡률(Double curvature) 휨 거동을 하는 경우 모두 해석이 가능하도록 하였다.

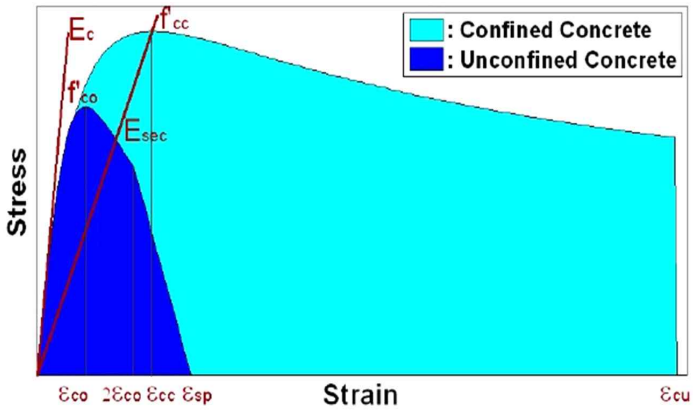
# 제1절 콘크리트 및 철근 재료 특성 모델

철근콘크리트 기둥부재의 비선형 Push-over 해석을 수행하기 위하여 대상부재에 적용된 콘크리트와 철근의 재료특성을 위한 구성 모델은 다음과 같다.

## 1. 콘크리트의 재료특성 모델

### 가. 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계

Mander등(1988)[41]에 의해 제안된 원형 단면과 직사각형 단면을 적용한 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계 및 비구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계는 [그림 3-1][41]과 같이 제안하였다.




[그림 3-1] Mander 모델에 의한 구속 및 비구속된 콘크리트의 응력-변형률관계[41]

실험 결과에 의하면 콘크리트의 극한 변형률은 Mander 모델에 기반하여 계산된 극한 콘크리트 변형이 50% 정도 보수적인 결과를 보이는 것으로 나타났다(Kowalsky, 2000)[44]. 따라서 압축 측 콘크리트의 극한변형률 산정을 위한 Mander 모델은 [수식 3-6]과 같이 수정하여 산정토록 하였다. 이 경우의 콘크리트 축 방향 압축 응력 는 다음 [수식 3-1]과 같이 산정된다.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$ [수식 3-1]

여기서,

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$ [수식 3-2]

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f_{co}} - 1\right)\right]$$ [수식 3-3]

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}$$ [수식 3-4]

$$E_{\sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$ [수식 3-5]

$$\varepsilon_{cu} = 1.4\left(0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}\right)$$ [수식 3-6]

여기서, $\varepsilon_c$ : 축방향의 압축 측 콘크리트 변형률

$\varepsilon_{co}$ : 비구속된 콘크리트의 압축 변형률

$f'_{co}$ : 비 또는 구속된 콘크리트의 압축응력

$\varepsilon_{cu}$ : 축방향의 압축 측 콘크리트의 극한 변형률

(1) 원형 단면인 경우

원형 단면을 가진 구속된 콘크리트의 최대 압축 응력은 다음 [수식 3-7]과 같이 산정된다.

$$f'_{cc} = f'_{co}\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2\frac{f'_l}{f'_{co}}\right)$$ [수식 3-7]

여기서,

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$ [수식 3-8]

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s}$$ [수식 3-9]

원형 띠철근 : $k_e = \dfrac{\left(1 - \dfrac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$ [수식 3-10]

원형 나선형 철근 : $k_e = \dfrac{1 - \dfrac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}$ [수식 3-11]

여기서, $f_{yh}$ : 횡방향 철근의 항복 응력

$A_{sp}$ : 나선형 철근 또는 띠철근의 단면적

$d_s$ : 콘크리트 코어 직경(나선형 철근의 중심간)의 길이

$s'$ : 띠철근 또는 나선형 철근 사이의 순수길이

$\rho_{cc}$ : 콘크리트의 코어 단면에 대한 횡방향 철근 면적의 비

(2) 직사각형 단면인 경우

직사각형 단면을 가진 구속된 콘크리트의 최대 압축 응력산정을 위한 매개변수는 [수식 3-12]과 같이 산정된다.

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh}, \quad f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}$$ [수식 3-12]

여기서,

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sH_c}, \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{sB_c}$$ [수식 3-13]

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w'_i)^2}{6B_c H_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2B_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2H_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})}$$ [수식 3-14]

여기서, $A_{sx}$ , $A_{sy}$: $x$ 및 $y$ 방향에서 횡방향 철근의 총 면적

$B_c$ , $H_c$ : $x$ 및 $y$ 방향에서 띠철근의 중심선까지 코어의 폭 및 높이

$s$ : 띠철근 중심에서 중심까지의 길이

$w_i^{'}$ : 구속된 콘크리트의 종방향에서 인접한 $i^{th}$번째 철근의 순수거리

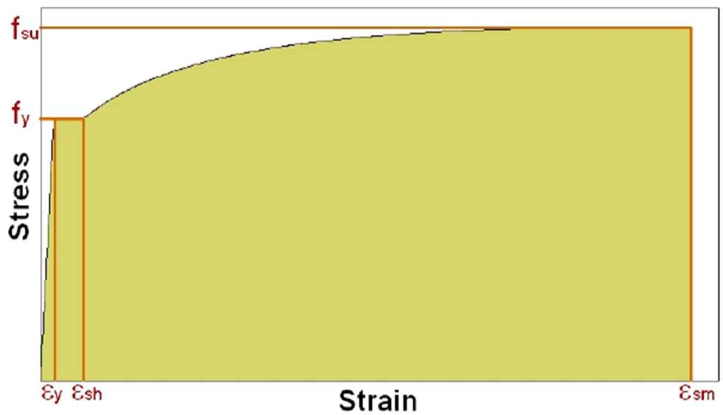
Mander등(1988)[41]에 의해 제안된 다축 상태에서의 압축 응력의 극한 강도 파괴조건을 포함되는 구성 모델을 사용하여, 직사각형 단면을 가진 구속된 콘크리트의 압축 강도를 결정하도록 추정하도록 하였다. 본 해석 모델에서는 극한 강도 상태 조건 이용하는 대신, King(1986)[42]에 의해 제안된 평균 유효 횡구속 응력 $f_l^{'} = 0.5(f_{lx}^{'} + f_{ly}^{'})$과 함께 [수식 3-7]을 사용하였다.

## 나. 비구속된 콘크리트 구성 모델

비구속된 콘크리트의 횡방향 구속응력은 $f_l^{'} = 0$ 을 가지며, [그림 3-1]에서와 같이 구속된 콘크리트와 같은 곡선을 따르도록 하였다. $2\varepsilon_o$보다 높은 압축 변형률 구간인 압축 연화구간에서는 변형률의 거동이 선형적으로 감소하여 $\varepsilon_{sp}$에서 0으로 도달하도록 가정하였다.

## 2. 인장 철근의 재료특성 모델

대상 기둥구조에 적용된 철근의 재료특성 구성모델을 위한 응력-변형률 관계는 [그림 3-2]와 같이 King(1986)[42]에 의해 제안된 모델을 이용하였으며 [수식 3-15(a)] - [수식 3-17(a)]으로 정리할 수 있다.




[그림 3-2] 철근의 구성모델 (King, 1986)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad \varepsilon_s \le \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y \qquad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + (60 - m)}{2(30r+1)^2} \right] \qquad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{sm}$$

[수식 3-15(a)]

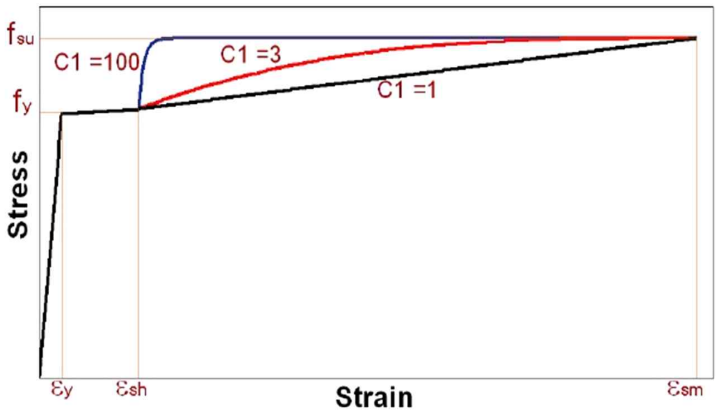
$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

[수식 3-16(a)]

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

[수식 3-17(a)]

Raynor등(2002)[43] 의해 제안된 대상 기둥구조에 적용된 철근의 재료특성 구성모델을 위한 응력-변형률 관계는 [그림 3-3]와 같으며, 제안된 과정을 이용하여 [수식 3-15(b)] - [수식 3-17(b)]로 정리할 수 있다.




[그림 3-3] 철근의 구성모델 (Raynor 등, 2002)

$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad \varepsilon_s \le \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) E_s \qquad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_u - (f_u - f_{sh}) \left( \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sh}} \right)^{c1} \qquad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{sm}$$

[수식 3-15(b)]

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$$

[수식 3-16(b)]

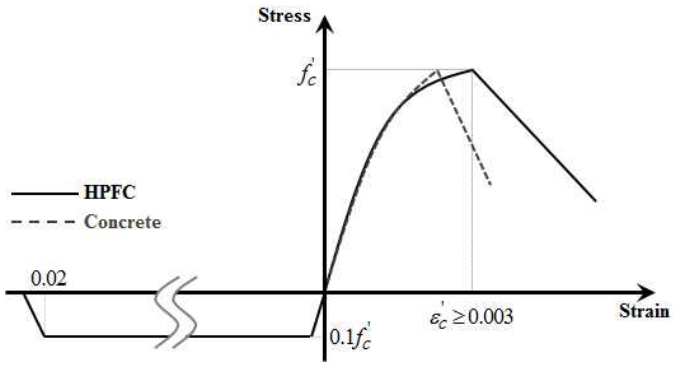
$$f_{sh} = f_y + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_y) E_y$$

[수식 3-17(b)]

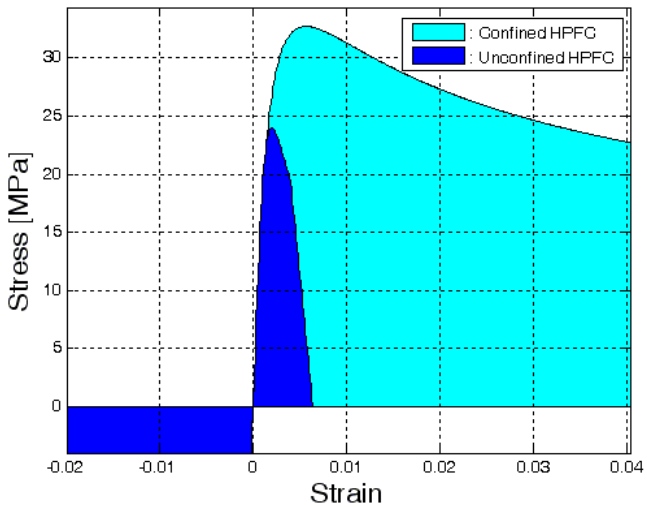
철근의 재료특성 모델에 관한 그림 및 수식에서 $E_y$는 항복 이후의 기울기이며, $C1$은 [그림 3-3]에서 변형 경화 곡선의 곡률을 정의하는 매개 변수이다.

## 제2절 고인성 섬유복합체의 재료특성 모델

고인성 섬유복합체의 재료특성 모델에서 압축 측면은 고인성 섬유복합체의 구속 및 비구속된 응력-변형률 관계는 [그림 3-4(a)]와 같이 거동하도록 모델링한다. 고인성 섬유복합체는 인장변형률 한계점인 2% 정도까지 인장응력을 상실하지 않고 균열강도 이후에도 인장응력을 허용할 수 있으며, [그림3-4(b)]과 같이 고려한다[8].




(a) 고인성 섬유복합체의 응력-변형률 관계 곡선

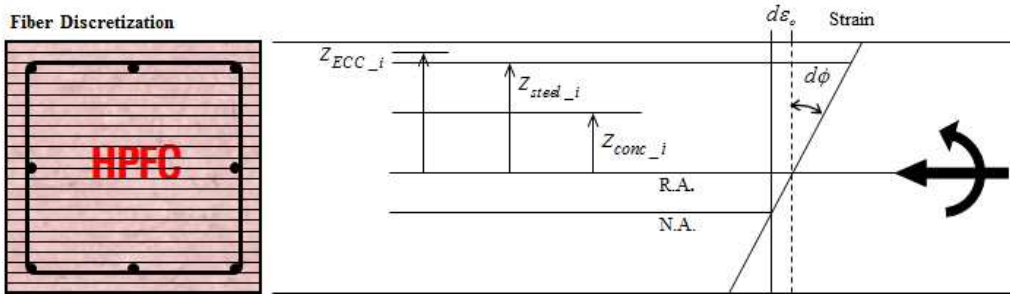



(b) 고인성 섬유복합체의 응력-변형률 관계 예측

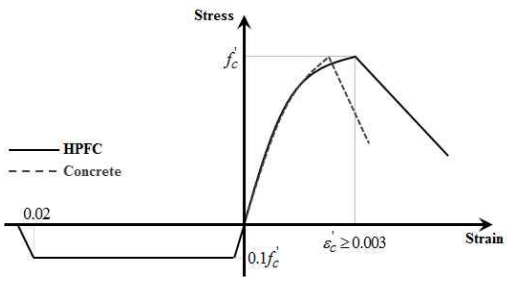
[그림 3-4] 고인성 섬유복합체의 응력-변형률 관계

## 제3절 부재 단면의 비선형 층상화 휨 해석 예측 모델

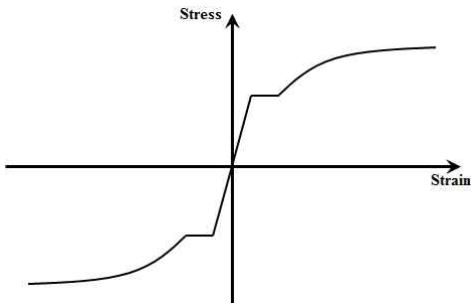
고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재 단면의 비선형 휨 해석 예측을 위한 모델은 [그림 3-5]와 같이 제시하였다.




(a) 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재 단면의 비선형 층상화 휨 해석 예측




(b) 고인성 섬유복합체의 재료특성 모델




(c) 철근의 재료특성 모델

[그림 3-5] 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재 단면의 휨모멘트-곡률 관계

고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재 단면의 비선형 휨 해석을 예측하기 위해 고인성 섬유복합체의 변형률 증분단계에 따라 부재 단면의 휨모멘트 및 휨곡률에 대한 거동을 예측하도록 하였다. 각 증분 단계에서, 고인성 섬유복합체의 변형률 증분에 대한 평형조건을 만족하도록 하며 부재단면의 중립축을 예측하는 증분반복

법 절차에 의해 해의 수렴을 통해 수행한다. 일반 콘크리트 또는 고인성 섬유복합체의 코어 영역에서 변형률이 최대 압축 변형률을 초과할 때, 철근이 최대 철근 변형률을 초과할 때, 또는 갑작스럽게 강도가 상실될 때에는 부재 단면이 극한내력에 도달한 것으로 보며 해석을 중지하도록 하며, 축 하중의 크기에 따라서 휨 모멘트와 휨곡률 관계뿐만 아니라 축하중과 휨모멘트 관계 곡선을 추정할 수 있도록 하였다.

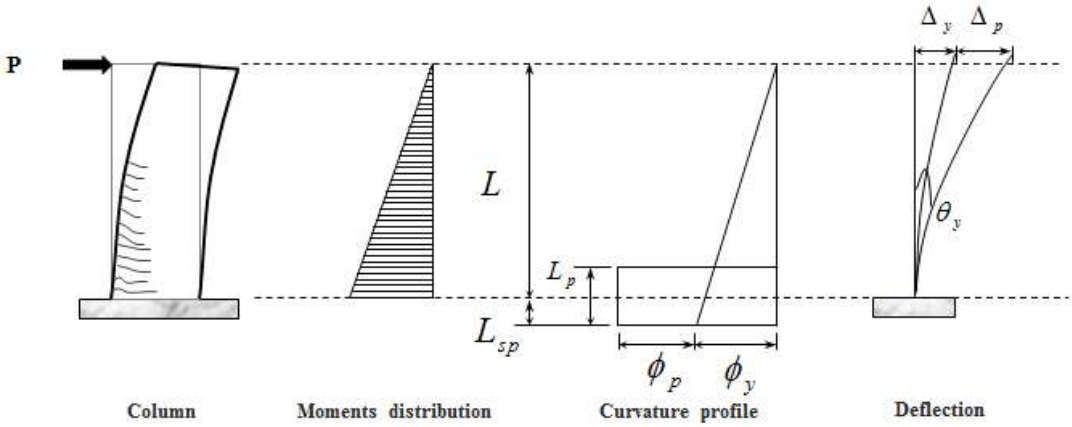
기본적으로 최대 반복 회수는 1000회로 하여 수렴 기준을 만족하도록 비선형 해를 산정하였으며, 최대 반복 회수에 도달하거나, 또는 특정된 콘크리트 층수가 너무 많은 경우에는 정지한다.

## 제4절 단자유도 구조부재의 비선형 Push-over 해석 모델

Priestley, Seible 및 Calvi(1996)[36]에 의해 제안된 등가 소성 힌지 모델을 고려하여, 단자유도 Cantilever 기둥부재의 비선형 Push-over해석 모델에 의한 비선형 하중 및 변위 거동 예측하도록 하였다. 등가 소성 힌지 방법은 부재의 변위를 산정하기 위하여 모멘트 면적법(Moment area method)을 응용한 것으로서, 기둥 부재 길이 방향의 실제 비선형 휨 곡률 분포를 등가의 휨 곡률 분포로 [그림 3-6]과 같이 가정하여 예측하는 방법이다. 여기서, 등가 소성힌지 길이,$L_p$,는 비선형 휨 곡률 분포를 일정 길이의 구간으로 가정한 경우의 길이로 [수식 3-18]과 같이 산정 되며, 변형률 초과 길이, $L_{sp}$,는 [수식 3-19]와 같이 나타난다.

$$L_p = kL_c + L_{sp} \geq 2L_{sp} \qquad \text{[수식 3-18]}$$

$$L_{sp} = 0.022 f_s d_{bl} f_s \leq f_y \qquad \text{[수식 3-19]}$$




[그림 3-6] 단자유도 Cantilever 기둥의 하중-변위 거동 예측

여기서, $L_c$ : 위험 단면에서 변곡점까지의 길이

$f_s$ : 축방향 철근의 인장응력

$f_y$ : 축방향 철근 항복응력

$d_{bl}$ : 축방향 철근의 직경

$$k = 0.2\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) - 1 \le 0.08$$

부재의 유효 길이는 일원 곡률(Single bending) 및 이원 곡률(Double bending)거동에 따라 다음 [수식 3-20] 및 [수식 3-21]과 같이 계산된다.

일원 곡률 : $L_{eff} = L + L_{sp}$ [수식 3-20]

이원 곡률 : $L_{eff} = L + 2L_{sp}$ [수식 3-21]

균열 발생 이전의 기둥 부재의 횡방향 변위는 일원곡률 또는 이원곡률 거동에 따라서 $\triangle_f = L^2/3$ 또는 $\triangle_f = L^2/6$ 으로 계산된다.

균열 발생 이후와 철근 항복 이전 상태에서의 일원곡률 및 이원곡률 거동에 따른 기둥의 횡방향 변위는 다음 [수식 3-22] 및 [수식 3-23]와 같이 계산된다.

일원 곡률 : $\triangle_f = \frac{\phi L_{eff}^2}{3}$ [수식 3-22]

이원 곡률 : $\triangle_f = \frac{\phi L_{eff}^2}{6}$ [수식 3-23]

철근의 항복 도달 이후 일원곡률 및 이원곡률 거동에 따른 기둥의 횡방향 변위는 다음 [수식 3-24] 및 [수식 3-25]와 같이 계산된다.

일원 곡률 :

$$\triangle_f = \left[\phi - \phi'_y \frac{M}{M'_y}\right] L_p (L + L_{sp} - 0.5L_p) + \triangle'_y \frac{M}{M'_y}$$ [수식 3-24]

이원 곡률 :

$$\triangle_f = \left[\phi - \phi'_y \frac{M}{M'_y}\right] L_p (L + 2(L_{sp} - 0.5L_p)) + \triangle'_y \frac{M}{M'_y}$$ [수식 3-25]

여기서, $\Phi_y'$ : 최초 철근 항복시의 휨 곡률

$M_y'$ : 최초 철근 항복시의 휨모멘트

$\triangle_y'$ : 최초 철근 항복시의 변위

추가적인 기둥의 탄성 연성도를 고려하기 위해서 항복 변위는 현 단계의 휨모멘트, $M$, 의해 산정 되도록 하였다.

Priestley등(1996)[36]에 의해 제안된 균열발생 단면 강성에 의한 탄성 영역에서의 전

단 강성을 계산하기 위한 간략법을 전단 변형을 계산하기 위해 적용하도록 한다. 본 방법의 가정은, 탄성 전단 강성은 휨강성에 비례하여 감소하는 것으로 고려하였으며, 전단 균열의 발생 이후 및 부재 단면이 공칭 모멘트에 도달하기 이전 하중 단계에서의 전단 변형은 등가 스트럽-타이 모델의 전단 연성도를 고려함으로써 계산된다. 이에 대한 절차는 다음[수식 3-26] - [수식 3-32]들과 같다. 여기서, $A_g$ 및 $I_g$는 각각 기둥의 총 단면적 및 총 단면에 대한 단면 2차모멘트이다.

| | | | |
|---|---|---|---|
| 콘크리트 탄성계수 | : | $E_c = 5000\sqrt{f'_c}\ \ [MPa]$ | [수식 3-26] |
| 콘크리트 전단 탄성 계수 | : | $G = 0.43E_c$ | [수식 3-27] |
| 전단 유효 단면적(원형 단면) | : | $A_s = 0.9A_g$ | [수식 3-28] |
| 전단 유효 단면적(직사각형 단면) | : | $A_s = \frac{5}{6}A_g$ | [수식 3-29] |
| 유효 단면2차 모멘트 | : | $I_{eff} = \frac{M'_y}{E_c\phi'_y}$ | [수식 3-30] |
| 전단 강성 | : | $k_{sg} = \frac{GA_s}{L}$ | [수식 3-31] |
| 유효 전단 강성 | : | $k_{seff} = k_{sg}\frac{I_{eff}}{I_g}$ | [수식 3-32] |

전단 균열 발생 이전 단계에서의 기둥의 전단 변형은 [수식 3-33]와 같이 산정된다. 여기서, $V$는 부재에 작용하는 전단력이며, 콘크리트의 전단강도, $V_c$ ,는 [수식 3-40]보다 클 경우 전단 균열이 일어날 것으로 가정한다.

$$\triangle_s = \frac{V}{k_{seff}} \qquad V < V_c \qquad \text{[수식 3-33]}$$

전단 균열이 발생한 이후 그리고 공칭 모멘트에 도달하기 전의 전단 강성은 단면의 종류에 따라 [수식 3-34] 및 [수식 3-35]를 이용하여 산정된다.

원형 단면 : $$k_{scr} = \frac{0.25(\pi\rho_s/8)}{0.25+(\pi\rho_s/8)} E_s 0.64 D^2$$ [수식 3-34]

직사각형 단면 : $$k_{scr} = \frac{0.25\rho_y}{0.25+10\rho_y} E_s Bd$$ [수식 3-35]

여기서, $B$ : 단면의 유효 폭

$d$ : 단면의 유효 깊이

철근의 항복 이후 전단 변위는 휨 변위와 비례하여 증가하는 것으로 가정하였으며, 기둥 부재의 총 변위는 [수식 3-36]에서와 같이 산정된다.

$$\triangle = \triangle_f + \triangle_s$$ [수식 3-36]

## 제5절 전단 내력

Kowalsky등(2000)[38]에 의해 제안된 수정된 전단 모델에 의하여, 축하중과 휨을 받는 기둥 부재의 전단강도의 산정되도록 하였다. 전단 강도 추정을 위한 초창기 모델은, 축하중의 영향을 콘크리트 강도와 구별하였으며 연성비에 따른 콘크리트 강도의 저하 현상을 포함하였다. 추가적으로 고려된 모델에서는 횡방향 철근의 배근에 따른 콘크리트 압축 영역의 효과와 콘크리트의 전단 강도에서 형상비 및 종방향 철근비의 영향을 고려하도록 하였다.

이상에 기초 하여, 기둥 부재의 전단 강도 내력은 철근 트러스 메커니즘에 기인한 전단 내력, $V_s$, 축 하중에 기인한 전단 내력, $V_p$, 및 콘크리트가 부담하는 전단 저항 메커니즘의 전단내력, $V_c$,의 3가지 요소들의 총 합으로 [수식3-37]에서와 같이 산정될

수 있다.

$$V = V_s + V_p + V_c \qquad \text{[수식 3-37]}$$

철근이 부담하는 전단 내력은 단면의 종류에 따라 [수식 3-38] 및 [수식 3-39]을 이용하여 계산된다.

원형 단면 :

$$V_s = \frac{\pi}{2} A_{sp} f_{yh} \frac{D - clb + \frac{d_h}{2} - c}{s} \cot\theta \qquad \text{[수식 3-38]}$$

직사각형 단면 :

$$V_s = A_{sx} f_{yh} \frac{H - clb + \frac{d_h}{2} - c}{s} \cot\theta \qquad \text{[수식 3-39]}$$

여기서, $clb$ : 종방향 철근의 피복

$d_h$ : 횡방향 철근의 직경

$c$ : $M_n$에서 중립축의 위치를 나타낸다.

콘크리트가 부담하는 전단 내력은 [수식 3-40]과 같이 산정된다.

$$V_c = \alpha\beta\gamma\sqrt{f_c}(0.8A_g) \qquad \text{[수식 3-40]}$$

여기서,

$$1 \le \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \le 1.5 \qquad \text{[수식 3-41]}$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \le 1 \qquad \text{[수식 3-42]}$$

1축 휨 :

$$0.05 \le \gamma = 0.37 - 0.04\mu_{\triangle} \le 0.29$$ [수식 3-43]

2축 휨 :

$$0.05 \le \gamma = 0.33 - 0.04\mu_{\triangle} \le 0.29$$ [수식 3-44]

[수식 3-43] 및 [수식 3-44]에서는 변위 연성을 계산하기 위해 사용된 항복 변위는 휨 변형만을 고려하여 산정되었지만 부재의 총 변위는 휨 변형과 전단 변형을 모두 고려하도록 한다. 변수, $M/VD$,(여기서, $M$ 은 휨모멘트이고 $V$ 는 위험단면에서의 전단력)는 형상비, $L_c/D$,(여기서, $L_c$는 위험단면에서 변곡점까지의 거리)와 같다.

일원 곡률의 휨 거동을 하는 경우에는 $L_c = L$이며 이원 곡률의 휨 거동을 하는 경우에는 일반적으로 $L_c = L/2$로 가정된다. 여기서, $\rho_l$과 $\mu_{\triangle}$는 각각 종방향 철근비와 변위 연성비이다.

축 방향 하중에 대한 전단 내력은 다음 [수식 3-45] - [수식 3-47]과 같다.

일원 곡률 : $$V_p = P\frac{D-c}{2L} \qquad P > 0$$ [수식 3-45]

이원 곡률 : $$V_p = P\frac{D-c}{L} \qquad P > 0$$ [수식 3-46]

$$V_p = 0 \qquad P < 0$$ [수식 3-47]

기존 구조물의 전단 강도를 평가하기 위해 [수식 3-36]부터 [수식 3-46]들을 이용하여 추정한다. 새롭게 설계되는 구조물의 경우에는 보다 보수적인 산정을 위해 축 하중

은 15%까지 축소, 휨-전단 균열의 각도는 35° 까지 증가되며, 전단 강도 감소 계수 0.85가 적용된다.

## 제6절 좌굴 모델

기둥부재에서 철근의 좌굴(buckling)에 대한 한계상태 평가를 위해 서로 다른 두 방법에 따라 수행되며, Moyer and Kowalsky(2003)[39]에 의해 제안된 방법 및 Berry and Eberhard(2005)[40]에 의해 제안된 방법이다.

### 1. Moyer-Kowalsky 의 철근 좌굴 모델

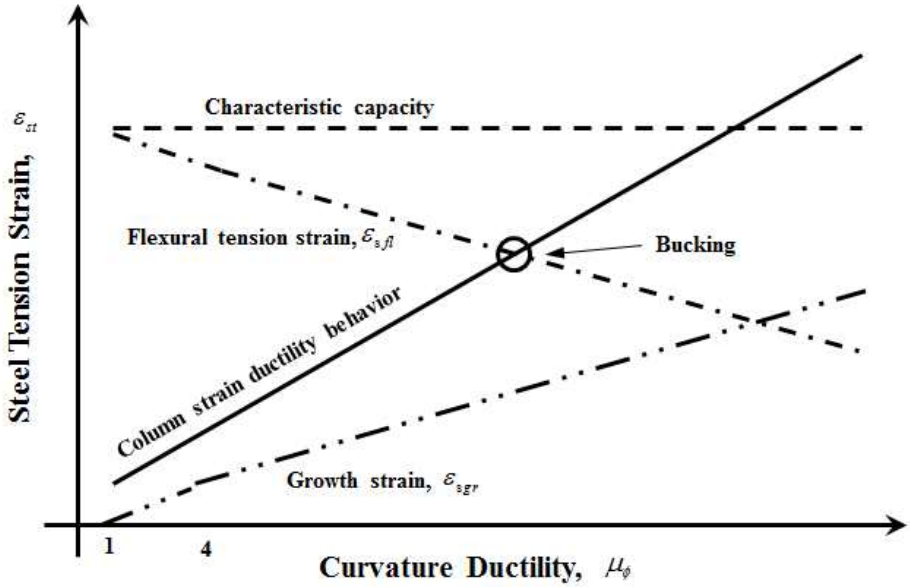
Moyer and Kowalsky(2003)[39]에 의해 제안된 철근 좌굴 모델을 적용할 경우, 특성 압축 변형률 성능(Characteristic compression strain capacity), $\varepsilon_{scc}$,은 [수식 3-48]과 같이 정의된다.

$$\varepsilon_{scc} = -3\left(\frac{s}{d_{bl}}\right)^{-2.5} \qquad \text{[수식 3-48]}$$

실험 결과를 통하여, 성장 변형률 (Growth strain), $\varepsilon_{sgr}$,는 휨 곡률 연성비가 4에 도달한 이후 최대 변형률의 50% 일 때 결정된다. 이때, 휨 곡률 연성비가 1(여기서, 성장 변형률, $\varepsilon_{sgr} = 0$)과 4사이에서의 성장 변형률 산정은 선형보간법(Linear interpolation)에 의해 추정한다.

이렇게, 철근의 허용 압축 변형률(Allowable steel tension strain), $\varepsilon_{sfl}$,은 특성 압축변형률과 성장 변형률의 차이로서 [수식 3-49]와 같이 산정된다.

$$\varepsilon_{sfl} = \varepsilon_{scc} - \varepsilon_{sgr} \qquad \text{[수식 3-49]}$$




[그림 3-7] 보강 좌굴 한계 상태에 대한 평가 (Moyer-Kowalsky,2003)

[수식 3-48] 및 [수식 3-49]로부터 철근의 좌굴 한계점은 기둥의 인장 변형률이 허용 인장변형률에 도달하는 지점으로 [그림 3-7]에서와 같이 정의한다.

## 2. Berry-Eberhard의 철근 좌굴 모델

Berry and Eberhard(2005)[40]에 의해 제안된 철근 좌굴 모델의 경우, 철근의 좌굴 한계점에서의 소성 회전각,$\theta_{pbb}$,은 [수식 3-50]에서 추정한다.

여기서, 철근의 좌굴은 부재의 소성회전각이 $\rho_{eff} = \frac{f_{yh}}{f'_c}\rho_s$ 의 좌굴 한계회전각,$\theta_{pbb}$, 에 도달하였을 때 좌굴이 발생한 것으로 판단한다.

$$\theta_{pbb} = C_o(1 + C_1\rho_{eff})\left(1 + C_2\frac{P}{A_g f'_c}\right)^{-1}\left(1 + C_3\frac{L}{D} + C_4\frac{f_y d_{bl}}{D}\right) \qquad \text{[수식 3-50]}$$

여기서,

원형 단면 :

$C_0 = 0.006 \quad C_1 = 7.190 \quad C_2 = 3.129 \quad C_3 = 0.651 \quad C_4 = 0.227$

직사각형 단면 :

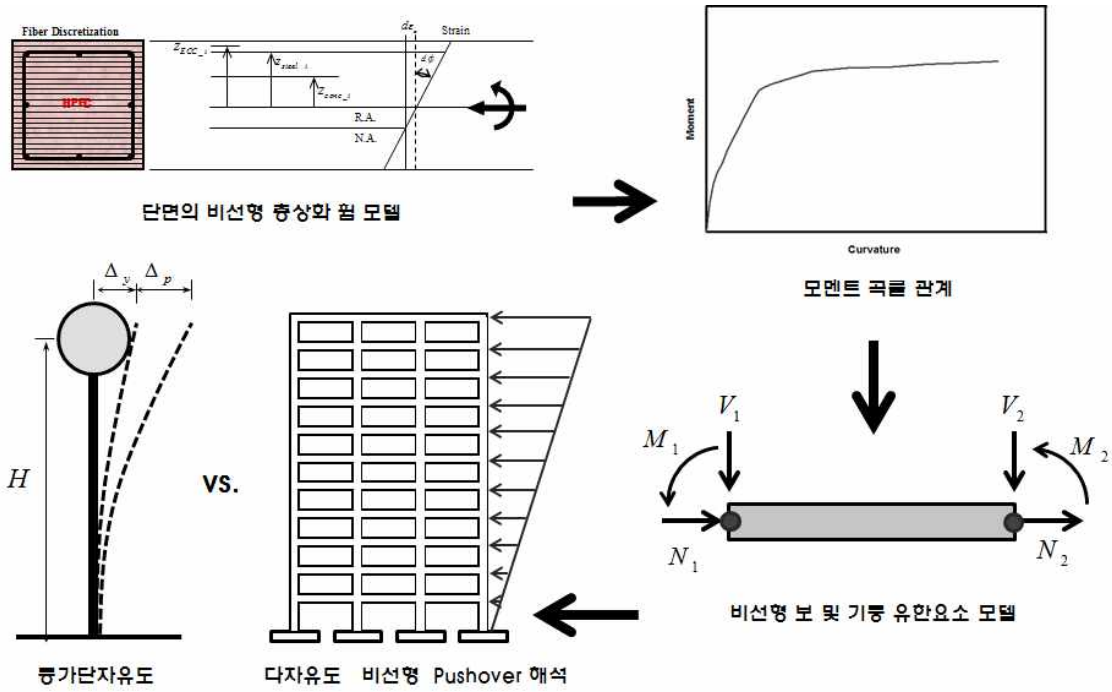
$C_0 = 0.019 \quad C_1 = 1.650 \quad C_2 = 1.797 \quad C_3 = 0.012 \quad C_4 = 0.072$

## 제7절 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 예측 모델

다자유도 철근콘크리트 골조 구조물의 성능평가를 위해 구조물의 비선형 거동을 정확히 예측 하는 비선형 Push-over 해석이 요구된다. 본 절에서는 다자유도 골조 구조물의 정확한 비선형 Push-over해석을 위하여 [그림3-8]에서와 같이 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 모델을 제시하고자 한다.

고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석을 수행하기 위해 각각의 기둥부재에 적용된 재료특성 고려한 비선형 특성이 모델링 된다. 기둥부재 단면의 비선형 층상화 휨 해석을 통해 구조물에 적용된 부재의 비선형 거동을 예측하여 2차원 층상화 골조 유한요소 모델로 적용하도록 한다. 이는 재료특성모델에 의한 기둥부재의 비선형 Push-over 해석 모델에 의해 기둥부재의 소성힌지에 발생하는 거동을 고려하기 때문이다[55].

제시된 비선형 Push-over 해석을 통해 다자유도 철근콘크리트 골조 구조물의 비선형 거동을 정확하게 파악하고자 한다.




[그림 3-8] 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 예측 모델

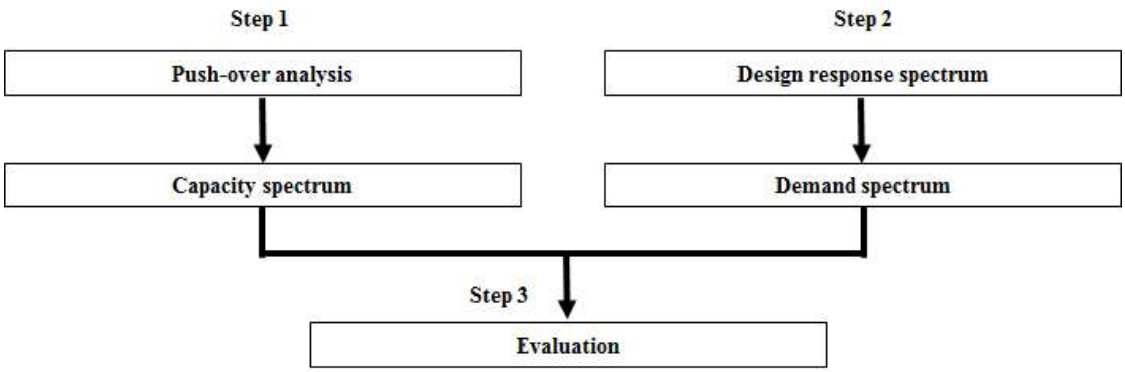
# 제4장 내진성능평가방법

## 제1절 역량스펙트럼법 (Capacity Spectrum Method, CSM)

여러 방법을 이용한 각각의 설계 스펙트럼들에 대한 지진의 요구도의 불일치로 인해 최근 미국에서 건축물의 내진성능을 평가하는 방법으로 미국에서는 ATC-40(1996)보고서[17]와 미연방재난관리국(Federal Emergency Management Agency, FEMA)에서 발표한 FEMA-356(2000)보고서[18]에서 제시한 방법을 주로 이용하며, 그 중 역량스펙트럼은 ATC-40(1996)보고서에서 제시한 주요 방법이다.

역량스펙트럼(Capacity Spectrum Method; CSM)방법은 최초에 Freeman(1975, 1978)[45]에 제안된 방법으로 가장 단순한 캔틸레버 형태의 구조물을 대상으로 개발된 방법이다.

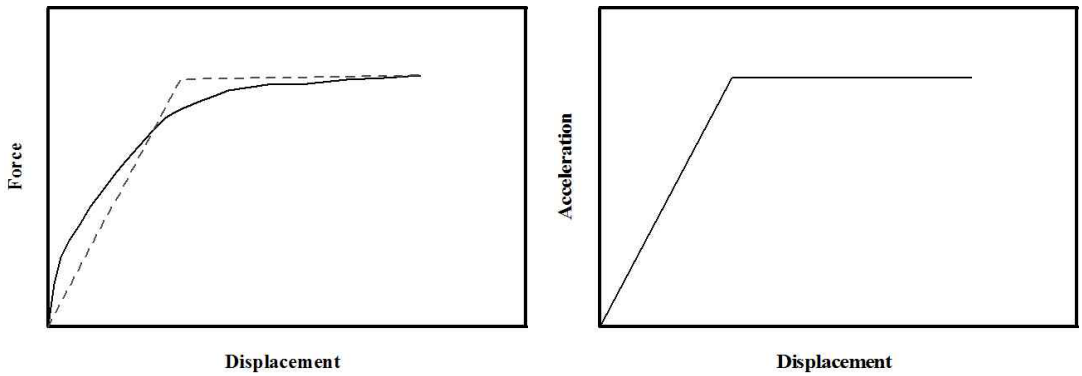
[그림 4-1]과 같이 역량스펙트럼 방법은  대상 구조물의 비선형 Push-over 해석에 의한 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)과 설계응답스펙트럼에 의한 요구 스펙트럼(Demand spectrum)을 비교하여 두 스펙트럼이 교차하는 지점에서의 구조물의 요구 변위(Demand displacement)를 찾아서 구조물의 내진성능을 평가방법이다[45),46)].




[그림 4-1] 역량스펙트럼법의 내진성능평가 절차

## 1. 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)

등가 단자유도시스템으로 이상화 할 수 있는 대상 구조물의 비선형 Push-over 해석으로 구조물의 선형탄성한계상태를 넘어 연속적인 항복응력을 발휘 할 때까지의 횡하중을 고려한 하중(Force),$F$,-변위(Displacement),$D$,관계를 [그림 4-2(a)]와 같다.




(a) 비선형 Push-over 해석
(Nonlinear Push-over Analysis)

(b) 공급 스펙트럼
(Capacity spectrum)

[그림 4-2] 구조시스템의 비선형 Push-over 해석 및 공급 스펙트럼

공급 스펙트럼(Capacity spectrum)은 대상 구조물의 하중-변위를 등가 단자유도시스템으로 표현되는 기본모드의 동적특성을 사용하여 [그림 4-2(b)]와 같이 가속도(Acceleration),$S_a$,-변위(displacement),$S_d$,관계로 변환된다.

이 때, 비선형해석에 의한 대상 구조물의 하중,$F$,-변위,$D$,곡선과 공급 스펙트럼에서 가속도,$S_a$,-변위,$S_d$,곡선과의 관계는 [수식 4-1]에서와 같이 추정할 수 있다.

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \qquad \text{[수식 4-1]}$$

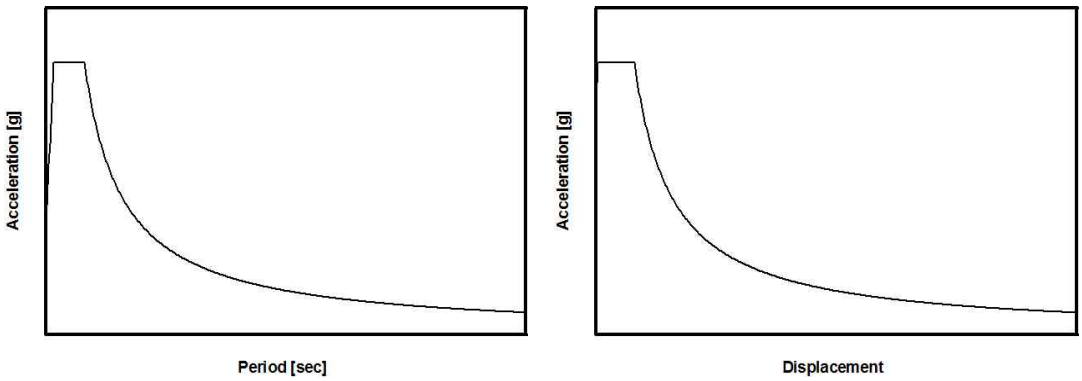
여기서, $S_{ay}$ : 대상 구조물의 항복점에서 가속도

$F_y^*$ : 대상 구조물의 항복강도

$m^*$ : 대상 구조물의 질량

## 2. 요구 스펙트럼 (Demand spectrum)

설계응답스펙트럼(Design response spectrum)은 5%의 감쇠비를 가진 지진에 대한 설계 응답스펙트럼으로서 가속도(Acceleration), $S_a$,-주기(Period), $T$,관계를 가지며 [그림 4-3(a)]과 같이 표현된다.




(a) 설계응답스펙트럼
(Design response spectrum)

(b) 요구 스펙트럼
(Demand spectrum)

[그림 4-3] 설계응답스펙트럼과 요구 스펙트럼의 관계

설계응답스펙트럼의 가속도, $S_{ae}$,-주기, $T$,곡선은 가속도(Acceleration), $S_{ae}$,-변위(Displacement), $S_{de}$,관계를 가지는 탄성 요구 스펙트럼(Elastic demand spectrum)으로 정의 할 수 있으며 [그림 4-3(b)]과 같이 표현되며, 이 두 곡선의 관계는 다음 [수식 4-2]에서 추정할 수 있다.

$$S_{de} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ae} \qquad \text{[수식 4-2]}$$

여기서, $S_{ae}$ : 탄성 응답스펙트럼(Elastic response spectrum)에서의 가속도

$S_{de}$ : 탄성 응답스펙트럼(Elastic response spectrum)에서의 변위

$T$ : 주기

단자유도 시스템에서의 이원선형 하중-변위 관계를 가지는 비선형 단자유도 시스템으로부터 비탄성 가속도 스펙트럼(Inelastic acceleration spectrum),$S_a$,과 비탄성 변위 응답스펙트럼(Inelastic displacement spectrum),$S_d$,은 [수식 4-3] 및 [수식 4-4]에 의하여 추정할 수 있다.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \qquad \text{[수식 4-3]}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu}\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_{ae} = \mu\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \qquad \text{[수식 4-4]}$$

여기서, $S_a$ : 비탄성 응답스펙트럼(Inelastic response spectrum)에서의 가속도

$R_\mu$ : 감소계수(Reduction factor)

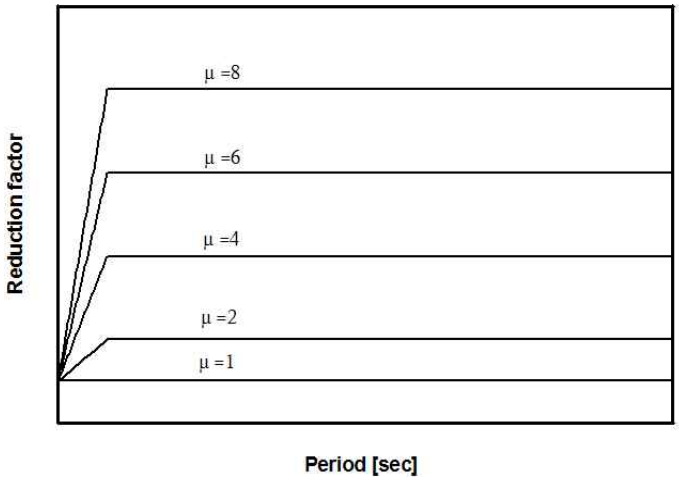
$\mu$ : 요구 연성비(Demand ductility)

[그림 4-4(a)]는 탄성 스펙트럼과 연성비에 따른 감소계수,$R_\mu$,를 표현하였으며 다음 [수식 4-5]에 의하여 산정된다.

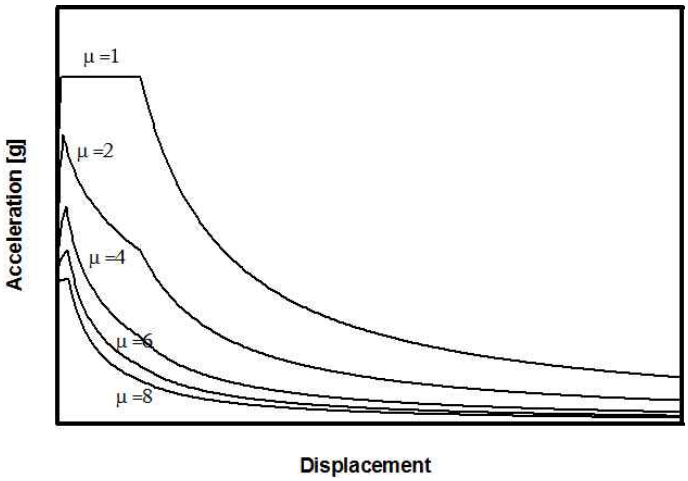
$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_0} + 1 \qquad \text{for } T \le T_0$$

$$R_\mu = \mu \qquad \text{for } T \ge T_0 \qquad \text{[수식 4-5]}$$

[그림 4-4(a)]는 각각의 연성비에 따른 가속도-변위 응답스펙트럼(Acceleration Displacement Response Spectrum, ADRS)을 나타내었다.




(a) 탄성 스펙트럼에서 연성비에 따른 감소계수 관계




(b) 연성비에 따른 요구스펙트럼

[그림 4-4] 가속도-변위 응답스펙트럼
(Acceleration Displacement Response Spectrum, ADRS)

## 3. 역량스펙트럼법의 내진성능평가

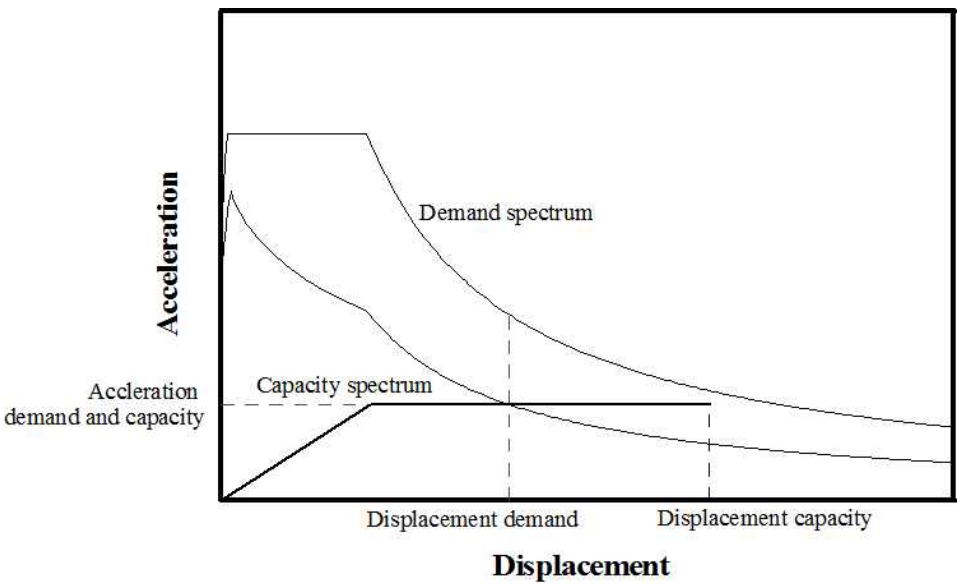
대상 구조물에 다음과 같은 절차를 수행하여 내진성능평가를 하도록 한다[45].

(1) 대상구조물의 비선형 Push-over 해석을 통해 구조물의 항복강도(Yield strength), $F_y$,와 항복변위(Yield displacement), $D_y$, 및 탄성주기(Elastic period), $T_n$,에 대한 결과 값을 얻는다.

(2) 비선형 Push-over 해석결과로부터 하중(Force), $F$,-변위(Displacement), $D$,관계에서 가속도(Acceleration), $S_a$-변위(displacement), $S_d$,관계의 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)으로 변환하며, 대상구조물의 항복점에서의 가속도(Acceleration at the yield point), $S_{ay}$,를 산정한다. 여기서, $M$은 대상 구조물의 질량이다.

(3) 가속도(Acceleration), $S_{ae}$,-주기(Period), $T$,관계의 응답스펙트럼(Response spectrum)을 가속도(Acceleration), $S_{ae}$,-변위(Displacement), $S_{de}$,관계의 요구스펙트럼(Demand spectrum)으로 변환한다.

(4) 공급 스펙트럼과 요구 스펙트럼을 비교하며, [그림 4-5]과같이 그래프 상으로 나타내어 두 성능점이 교차하는 점을 찾아 대상 구조물의 내진성능평가를 한다.




[그림 4-5] 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)

## 제2절 직접변위기반설계법 (Direct Displacement Based Design, DDBD)

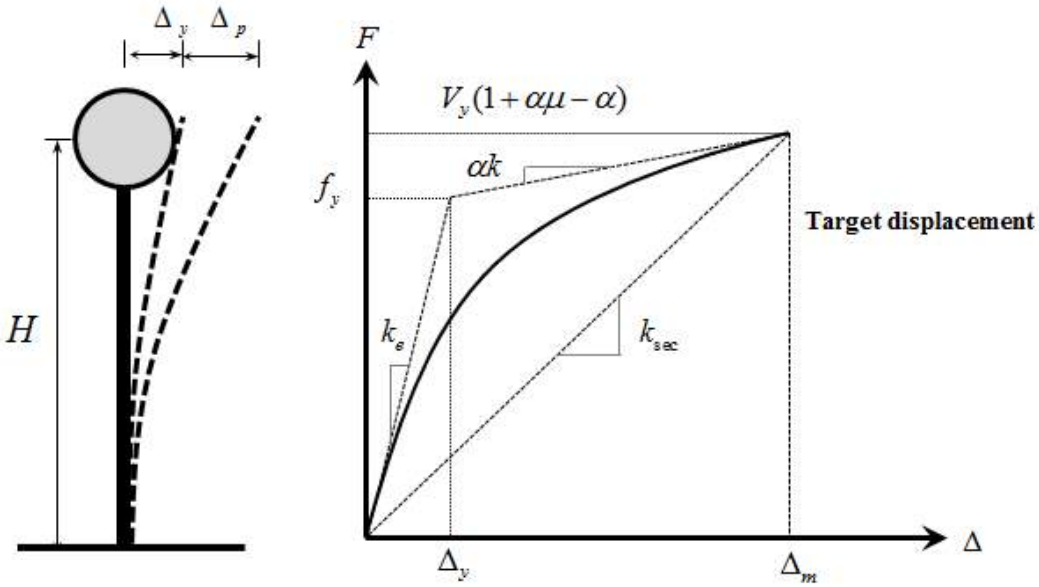
직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD)은 Shibata and Sozen(1976)[47], Moehle(1992)[48], Kowalsky, Priestley, and MacRae(1994)[49]에 의하여 기존의 강도기반설계법보다 구조물의 내진설계에 관련된 접근 방식이 더욱더 합리적임이 주장되고 있다[50].

직접변위기반설계법은 구조물의 진동 모드가 발생할 때의 비탄성 단자유도 시스템의 내진 변위를 추정하며, 단자유도(Single Degree of Freedom, SDOF) 또는 다자유도(Multi Degree of Freedom, MDOF)구조물의 내진성능설계 및 내진성능평가를 한다.

Kowalsky(1995)[49),50]에 의해 제안된 직접변위기반설계법은 유효탄성계수에 의해 단자유도 구조물의 비선형거동을 단순화하여, 단자유도 시스템에 대한 손상을 변위한계로 나타내어 지진에 대한 목표 한계상태를 추정할 수 있도록 하는 방법이다. 그 이후에, 철근콘크리트 구조물에 대한 내진성능설계 기법 중 Chopra and Goel(2001)[51),52),53] 의해 제안된 직접변위기반설계법은 비탄성 설계스펙트럼 및 비선형 하중-변위 관계를 등가선형시스템으로 고려하여 구조물의 내진성능설계 및 내진성능평가를 하였다.

### 1. 등가선형시스템

이원선형 하중-변위 관계를 갖는 다자유도 시스템의 성능을 평가하기 위하여 등가 단자유도 시스템의 이상화 구조로 고려한다. 등가 단자유도 시스템의 비선형 거동을 평가하기 위하여 유효등가 할선강성(Secant Stiffness)에 의한 등가선형시스템으로 [그림 4-6]과 같이 나타낸다.[49),53]




(a) 등가단자유도시스템 (b) 이원선형 하중-변위 관계

[그림 4-6] 등가정적 하중-변위의 이원선형 관계 및 유효 할선 강성

여기서, $f_y$ : 대상 구조물의 항복강도

$\Delta_y$ : 대상 구조물의 항복변위

$\Delta_m$ : 대상 구조물의 최대변위

$k_{\sec}$ : 이원선형시스템에서 유효 등가할선강성

$k$ : 탄성역역의 강성

$\alpha k$ : 항복영역의 강성

$\alpha$ : 항복후의 강성비

이원선형시스템에서의 등가고유주기(Equivalent period), $T_{eq}$,는 [수식 4-6]에서 산정되며, 대상 구조부재 및 구조물의 요구 연성비(Ductility), $\mu$, [수식 4-7]와 같이 정의한다.

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \qquad \text{[수식 4-6]}$$

$$\mu = \frac{\Delta_y}{\Delta_m}$$ [수식 4-7]

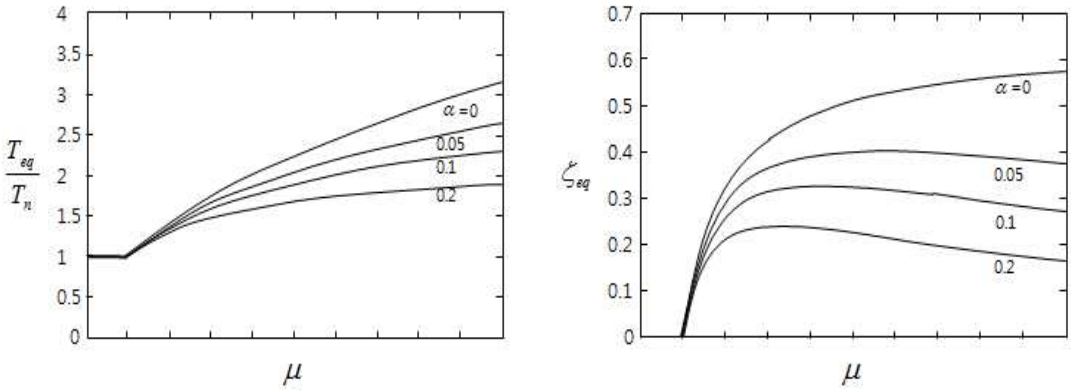
여기서, $T_n$: 선형 탄성 진동 범위,$(u \le u_y)$,에서의
대상 구조물 고유주기(Natural vibration period)

## 2. 등가선형시스템의 감쇠

Chopra and Goel(2001)[51),52),53)]에 의해 제안된 방법으로 등가점성감쇠비(Equivalent viscous damping ratio),$\zeta_{eq}$,를 정의하는 가장 일반적인 방법은 비탄성 시스템 및 등가선형시스템의 진동주기에서 에너지 소산을 고려하여 [수식 4-8]에서 산정할 수 있다.

$$\zeta_{eq} = \frac{2(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi\mu(1+\alpha\mu-\alpha)}$$ [수식 4-8]

이 개념을 바탕으로, [그림 4-7]과 같이 $\frac{T_{eq}}{T_n}$ 및 등가유효감쇠비,$\delta_{eq}$,의 변화와 설계연성도,$\mu$,의 관계를 고려하여 해당하는 항복 후 강성비,$\alpha$,를 추정한다. 항복시스템$(\mu > 1)$의 경우 이원선형 시스템에서의 등가고유주기 $T_{eq}$는 선형 탄성 진동 범위내$(u \le u_y)$의 구조물 고유주기$T_n$보다 길며 $\zeta_{eq}$은 0보다 크다.




(a) $\frac{T_{eq}}{T_n}$과 연성비와의 관계 (b) 등가유효감쇠비와 연성비의 관계

[그림 4-7] 강성비의 추정

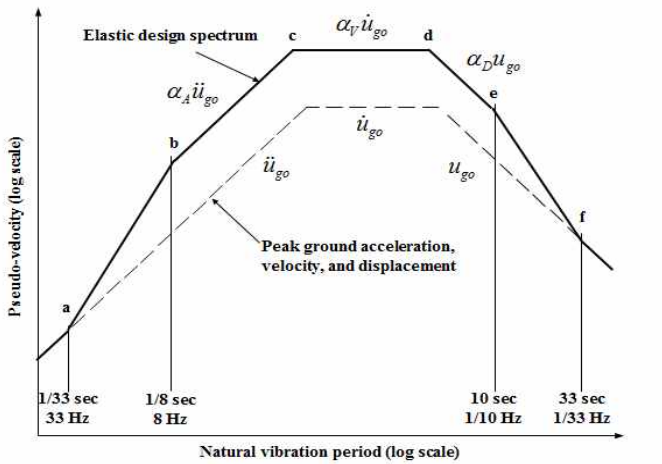
등가선형시스템의 총점성감쇠비(Total viscous damping ratio), $\overline{\zeta_{eq}}$ ,는 [수식 4-9]와 같이 선형탄성범위내에서 이원선형시스템의 점성감쇠비, $\zeta$, 와 등가점성감쇠비, $\zeta_{eq}$, 의 합이다.

$$\overline{\zeta_{eq}} = \zeta + \zeta_{eq} \qquad \text{[수식 4-9]}$$

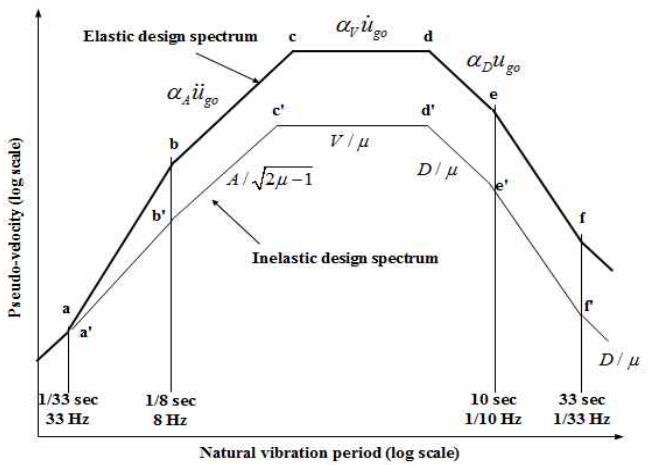
## 3. Newmark and Hall 설계스펙트럼

구조물의 직접변위기반설계법을 적용하기 위해 Newmark and Hall(1982)[54]이 제안한 설계스펙트럼을 적용한다.

N-H 탄성 설계스펙트럼 및 N-H 비탄성 설계스펙트럼은 다음 [그림 4-8]과 같다.




(a) N-H Elastic design spectrum



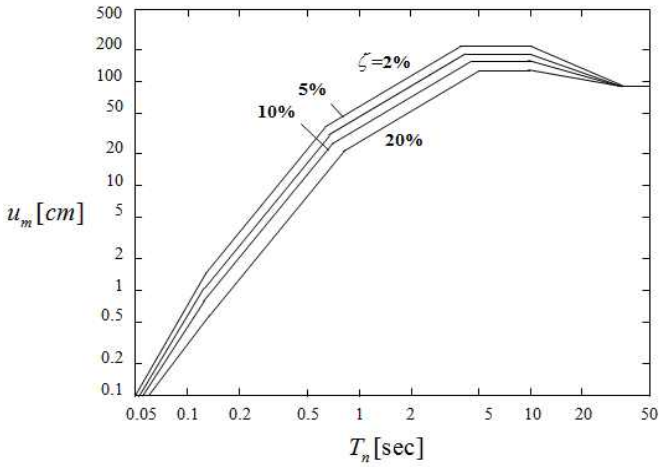

(b) N-H Inelastic design spectrum

[그림 4-8] Newmark and Hall 설계스펙트럼

여기서 $\ddot{u}_g$, $\dot{u}_{go}$와 $u_g$은 각각 지반 가속도, 속도, 변위의 최대값이다. 가속도 증폭계수, $\alpha_A$, 속도 증폭계수, $\alpha_V$, 및 변위증폭계수, $\alpha_D$,는 [수식 4-10]에서 추정한다.

$$\alpha_A = 4.38 - 1.04\ln\zeta$$
$$\alpha_V = 3.38 - 0.67\ln\zeta \qquad \text{[수식 4-10]}$$
$$\alpha_D = 2.73 - 0.45\ln\zeta$$

가상의 가속도 설계스펙트럼(Pseudo-acceleration design spectrum)을 고려하여 변위기반설계법이 필요로 하는 가상의 변위설계스펙트럼(Pseudo-displacement design spectrum)은 [그림 4-9]와 같이 표현되며, 내진성능설계를 위하여 처음에 가정한 목표변위 및 N-H 탄성 변위설계스펙트럼에서 시스템의 감쇠비에 따른 등가고유주기를 추정할 수 있다.




[그림 4-9] Newmark and Hall 탄성 변위 설계스펙트럼
(N-H elastic displacement design spectrum)

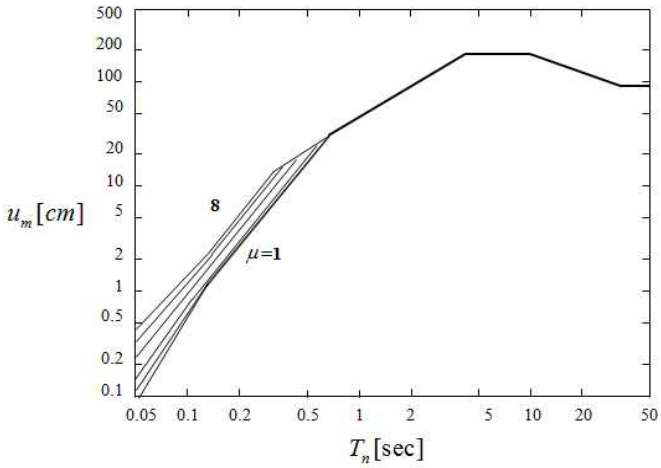
Newmark and Hall(1982)이 제안한 설계 스펙트럼에서의 가속도와 변위사이의 관계는 [수식 4-11]에서와 같이 확인할 수 있다.

$$u_m = D = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A \qquad \text{[수식 4-11]}$$

여기서, $D$ : N-H 탄성 설계스펙트럼에서의 변위

$A$ : N-H 탄성 설계스펙트럼에서의 가속도

가상의 가속도 설계스펙트럼(Pseudo-acceleration design spectrum)을 고려하여 변위기반설계법이 필요로 하는 가상의 비탄성 변위설계스펙트럼(Inelastic displacement design spectrum)은 [그림 4-10]과 같이 표현되며, 내진성능설계를 위하여 처음에 가정한 목표변위 및 N-H 변위설계스펙트럼에서 시스템의 변위 연성도에 따른 고유주기를 추정할 수 있다.




[그림 4-10] Newmark and Hall 비탄성 변위 설계스펙트럼
(N-H inelastic displacement design spectrum)

Newmark and Hall(1982)이 제안한 설계 스펙트럼에서 변위 연성도에 따른 설계응답 스펙트럼의 가속도와 변위사이의 관계는 [수식 4-12]에서와 같이 확인할 수 있다.

$$u_m = \mu\left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A_y = \mu\frac{1}{R_y}\left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A \qquad \text{[수식 4-12]}$$

여기서, $A_y$ : N-H 비탄성 설계스펙트럼에서의 가속도

## 4. 직접변위기반설계법의 내진성능설계

Priestley and Calvi(1997)[49),50)]에 의하여 제안된 이원선형 단자유도 시스템의 탄성 설계스펙트럼(Elastic design spectrum)을 이용한 직접변위기반설계법은 다음의 과정에 의하여 설명된다.

(1) 구조물의 항복변위,$\Delta_y$,의 초기 값을 가정한다.

(2) 구조물의 변형 능력을 고려하여 소성거동 한계각도,$\theta_p$,가정

(3) 설계변위 값,$\Delta_m = \Delta_m + \theta_p H$,을 결정한다.
여기서, $H$ : 시스템의 높이이다.

(4) 설계 연성도,$\mu$,를 구한다.

(5) 설계 연성도,$\mu$,와 총등가점성감쇠비,$\overline{\zeta_{eq}}$,관계 그래프를 이용하여 항복 후 강성비,$\alpha$,를 추정한다.

(6) 설계 연성도를 구한 후, 설계 연성도로부터 등가점성감쇠비,$\zeta_{eq}$,와 총등가점성감쇠비,$\overline{\zeta_{eq}}$,를 산정한다.

(7) 총등가점성감쇠비,$\overline{\zeta_{eq}}$,를 이용하여 주어진 설계지진가속도에 해당하는 응답스펙트럼을 작성한 후, 내진성능설계를 위한 목표변위 $\Delta_m$에 해당하는 등가고유주기,$T_{eq}$,를 추정하여 시스템의 할선강성,$k_{\sec}$,을 구한다.

(8) 요구항복강도,$V_y$,는 설계변위에 의하여 결정한다.

(9) 항복강도는 연성도와 항복후의 강성비,$\alpha$, 그리고 극한강도,$V_u$,를 이용하여 결정한다.

(10) 설계된 대상 구조물에 대한 비선형 Push-over 해석을 수행하며, 대상 구조물의 유효탄성강성,$k$, 항복강도,$f_y$, 및 항복변위,$u_y$,를 산정한다.

(11) 초기에 가정한 항복변위와 설계된 대상 구조물의 비선형 Push-over 해석 결과로 얻어진 항복변위를 비교하여 수렴된 결과를 얻을 때까지 과정을 반복한다.

Chopra and Goel(2001)[51),52),53)] 의하여 제안된 이원선형 단자유도 시스템의 연성도에 따른 비탄성 설계스펙트럼(Inelastic design spectrum)을 이용한 직접변위기반설계법

은 다음의 과정에 의하여 설명된다.

Priestley and Calvi(1997)에 의해 제안된 탄성 설계스펙트럼을 이용한 직접변위기반설계법의 내진성능설계과정 중 (1) - (4)과정은 동일하다.

(5) 비탄성 설계응답스펙트럼을 이용하여, 최대설계변위,$\Delta_m$,와 설계 연성도,$\mu$,에 따른 고유주기,$T_n$,를 추정한다.

(6) [식 4-13]에서와 같이 초기 탄성 강성을 추정한다.

$$k = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 M \qquad \text{[수식 4-13]}$$

여기서, $M$은 구조물의 질량이다.

(7) [수식 4-14]에서와 같이 시스템의 요구항복강도를 추정한다.

$$f_y = k\Delta_y \qquad \text{[수식 4-14]}$$

(8) 설계된 대상 구조물에 대한 비선형 Push-over 해석을 수행하며, 대상 구조물의 유효탄성강성,$k$, 항복강도,$f_y$, 및 항복변위,$u_y$,를 산정한다.

(9) 초기에 가정한 항복변위와 설계된 대상 구조물의 비선형 Push-over 해석 결과로 얻어진 항복변위를 비교하여 수렴된 결과를 얻을 때까지 과정을 반복한다.

## 5. 직접변위기반설계법의 내진성능평가

설계되어진 구조물은 다음 절차에 따라 내진성능평가를 한다[53]. 구조물의 만족도의 여부는 설계지진에 의해 부과된 최대변위요구, 소성힌지요구 및 연성도의 요구를 계산하여 판단한다. 이러한 구조물에 대한 요구 성능은 다음과 같은 과정에 따른 초기탄성강성, 질량 및 항복강도에 의해 계산될 수 있다.

(1) 시스템의 질량,$M$, 초기탄성강성,$k$,에 의한 초기탄성주기,$T_n$,를 산정한다.

(2) 탄성설계스펙트럼으로부터 초기탄성주기에 해당하는 가상의 응답 가속도,$A$,를

추정하며, 탄성설계강도, $f_o = \frac{A}{g}w$, 를 산정한다. 여기서, $w$는 대상 구조물의 중량이다.

(3) 탄성설계강도, $f_o$, 와 설계된 구조물의 항복강도, $f_y$, 를 이용하여, 항복강도저감계수, $R_y = \frac{f_o}{f_y}$, 를 산정한다.

(4) [수식 4-15]에 따라, $R_\mu - \mu - T_n$의 관계를 이용하여 요구 연성비$\mu$, 를 추정한다.

$$
\begin{aligned}
R_y = \quad & 1 && T_n < T_a \\
= \quad & (2\mu - 1)^{\frac{\beta}{2}} && T_n < T_n < T_b \\
= \quad & \sqrt{(2\mu - 1)} && T_b < T_n < T_{c'} \\
= \quad & \frac{T_n}{T_c}\mu && T_{c'} < T_n < T_c \\
= \quad & \mu && otherwise
\end{aligned}
\qquad \text{[수식 4-15]}
$$

(5) [수식 4-12]에 따라 구조물의 비탄성 요구 성능변위를 산정한 후, 내진성능평가를 한다.

## 제3절 변위계수법
## (Displacement Coefficient Method; DCM)

구조물의 변위 기반 내진성능평가를 위해 미연방재난관리국((Federal Emergency Management Agency, FEMA)에서 FEMA-356(2000)보고서[18)]에서 제안된 방법으로 구조물의 탄성응답변위에 보정계수들을 고려하여 구조물의 비탄성 응답 목표변위를 산정하는 방법이다. 여기서, 보정계수들은 단자유도 구조물의 응답에 의한 통계적인 수치에 의하여 결정이 된다.

변위계수법에 의한 목표변위는 일반적으로 지진하중에 의한 구조물의 최상층부에서 비탄성 응답 최대변위를 추정하는 방법으로 구조물의 내진성능을 평가하기 위한 가장 간단한방법이다. 구조물의 초기강성 및 강도를 고려하여 구조물의 비탄성 응답 목표변위를 추정하며, 항복 이후에 발생하는 구조물에 강성 및 강도는 고려하지 않는다.

FEMA-356(2000)보고서에 의해 제시된 변위계수법에 의한 구조물의 비탄성 응답 목표변위는 다음 [수식 4-16]과 같이 산정된다.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad \text{[수식 4-16]}$$

여기서, $S_a$ : 구조물의 유효주기와 감쇠비(Damping ratio)를 고려한 응답 스펙트럼 가속도(Response spectrum acceleration)

$T_e$ : 구조물의 유효주기 (Effective fundamental period)

$g$ : 중력가속도

$C_0$ : 단자유도와 다자유도 시스템의 최상층부에서의 변위차이를 나타내는 수정계수

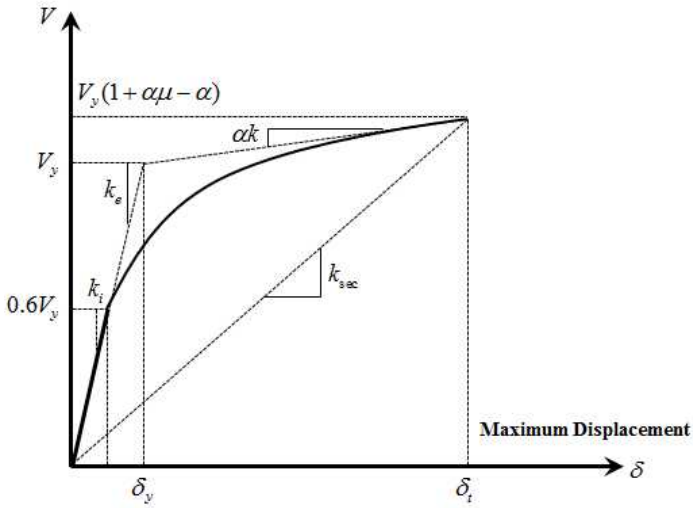
$C_1$ : 선형탄성변위응답에 의하여 예상되는 최대비탄성변위를 구하는 수정계수

$C_2$ : 강성 및 강도 저하에 의한 이력향상을 나타내는 수정계수

$C_3$ : $P-\Delta$효과로 나타낸 수정계수

## 1. 구조물의 유효주기

구조물의 비탄성 응답 목표변위를 추정하기 위하여 비선형 등가정적에 의해 산정된 하중-변위 관계에서 유효강성 및 항복강도를 추정하기 위해 이원선형관계(Bilinear 로 나타낼 수 있으며 다음 [그림 4-11]과 같다.




[그림 4-11] 등가정적 P-Δ의 이원선형 관계 및 유효 강성

구조물의 유효주기, $T_e$,를 추정하기 위하여 구조물의 유효 횡강성, $k_e$, 및 항복강도(Yield strength), $V_y$,의 60%에 해당하는 강성을 고려한다. 변위계수법에 의한 구조물의 유효주기, $T_e$,는 [수식 4-17]에서와 같이 산정할 수 있다.

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \qquad \text{[수식 4-17]}$$

여기서, $T_i$ : 탄성 동적해석으로부터 계산된 탄성주기(Elastic period)

$k_i$ : 구조물의 탄성 횡강성 (Elastic lateral stiffness)

$k_e$ : 구조물의 유효 횡강성(Effective lateral stiffness)

## 2. 수정계수 $C_0$

$C_0$값은 다자유도 구조물의 최상층의 변위를 등가 단자유도 시스템에서의 스펙트럼 응답 변위 차이를 나타내는 수정계수이며, $C_0$은 다음과 같은 조건하에서 추정할 수 있다.

- 1차 모드의 참여계수
- 목표변위에서의 대상 구조물의 휨 형상과 일치하는 형상 벡터(Shape vector)를 이용하여 계산된 제어 노드(Control node)의 높이에서의 모드 참여 계수
- FEMA-356보고서[18)]에서 제시한 [표 4-1]에서의 적정 값

※중간 값은 직선보간법을 사용

| 층수 | 1 | 2 | 3 | 5 | 10+ |
|---|---|---|---|---|---|
| 수정계수 | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |

[표 4-1] $C_0$의 수정계수(FEMA-356)

## 3. 수정계수 $C_1$

$C_1$값은 단자유도 선형탄성응답에 의하여 계산된 변위에 의하여 예상되는 최대비탄성 목표변위와 관계하는 수정계수로서 [수식 4-18]에 따라 정의한다.

$$C_1 = 1.0 \qquad \text{for } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)\frac{T_0}{T_e}]\frac{1}{R} \qquad \text{for } T_e < T_0$$

[수식 4-18]

여기서, $T_0$ : 응답스펙트럼에서 일정가속도구간에서 일정속도구간으로 변화는 특성주기(Characteristic period)

$R$ : 항복강도 계수(Effective strength coefficient)에 대한 탄성강도요구비(Elastic strength demand)

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \frac{1}{C_0}$$

$V_y$ : 구조시스템의 등가정적해석으로부터 구한 항복강도

$W$ : 구조물의 유효중량

## 4. 수정계수 $C_2$

$C_2$는 이력향상(hysteresis shape), 강성 저하 및 최대 변위 응답에서의 강도 저하에 대한 효과를 나타내는 수정계수로서, 다양한 골조 시스템 및 구조에 따른 성능단계에 대한 수정계수$C_2$는 [표 4-2]에서 추정할 수 있다.

| 성능단계 | $T$=0.1sec | | $T \geq T_0$sec | |
|---|---|---|---|---|
| | Type 1 | Type 2 | Type 1 | Type 2 |
| 즉시사용 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 사용안전 | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| 붕괴예방 | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

Type 1 : 각층의 층 전단력의 30%이상을 지진발생시 손상을 입은 부재로 저항 할 수 있는 구조로서 모멘트 저항골조, 가새골조, 부분적으로 접합된 골조, 인장력만 받는 가새를 가진 골조, 무보강 채움벽, 또는 이들 골조가 복합된 골조

Type 2 : Type 1이 아닌 골조형식

[표 4-2] $C_2$의 수정계수(FEMA-356)

## 5. 수정계수 $C_3$

$C_3$은 동적 $P$-$\Delta$로 인한 증가 변위를 나타내는 수정계수이다.

여기서, 구조물의 항복강성이 양일 경우 단주기 및 낮은 내력에서는 강성 및 강도저항 현상의 경향으로 $C_3$는 1.0이며, 항복강성이 음일 경우에는 유요탄성강성에 대한 항복 후의 강성비,$\alpha$,를 고려하여 [수식 4-19]와 같이 정의된다.

$$C_3 = 1.0 \qquad \text{for } \alpha > 0$$

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \qquad \text{for } \alpha < 0$$

[수식 4-19]

# 제5장 대상구조물의 내진성능평가 예제

본 장에서는 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체(High Performance Fiber Composites, HPFC)를 적용한 철근콘크리트(Reinforced Concrete) 기둥부재의 내진성능설계(Seismic performance design)를 위하여 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD)을 이용하였으며 단자유도(Single Degree of Freedom, SDOF) 구조부재의 내진성능설계 예제를 제시하였다.

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체(High Performance Fiber Composites, HPFC)를 적용한 철근콘크리트 기둥부재에 대해 내진성능평가(Seismic performance Evaluation)를 위해 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM), 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD) 및 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)에 대한 단자유도 구조부재의 내진성능평가 예제를 제시하였다.

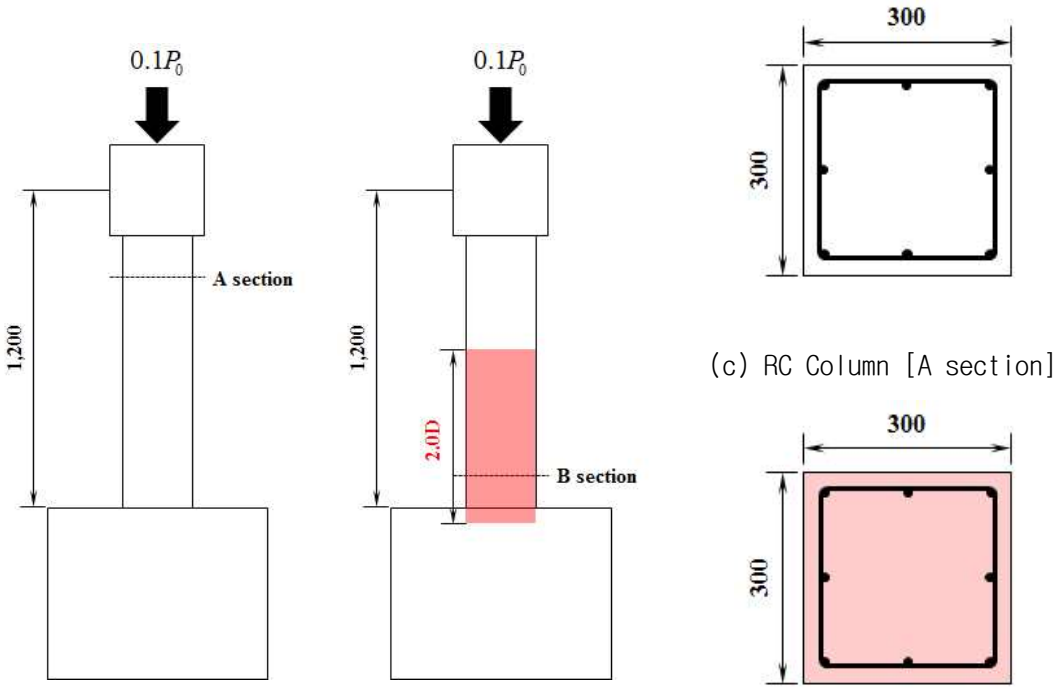
대상 부재의 비선형 Push-over 해석을 수행하기 위하여 앞 장에서 제시한 비선형 Push-over 해석 모델을 이용 하였다.

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 내진성능설계 및 내진성능평가를 바탕으로, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 골조 구조물, 다자유도시스템에 대한 내진성능평가 예제를 제시를 하고자 한다.

## 제1절 단자유도 기둥 부재의 내진성능설계 예제

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 이용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 내진성능을 위하여, Chopra and Goel(2001)[51),52),53)]에 의해 제안된 요구 연성비에 따른 비탄성 설계응답스펙트럼을 고려한 직접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능설계예제를 수행하고자 한다.

제시한 대상 기둥부재의 단면은 300mmx300mm이며, 기둥의 높이는 1,200mm이다. 기둥에 작용하는 일정 축 하중(Axial force),$P$,은 순수축하중,$P_0$,의 10%이며, 내진성능설계 대상 단자유도 기둥부재의 형상은 [그림 5-1]과 같다.




(a) RC Column (b) HPFRC Column (d) HPFRC Column [B section]

[그림 5-1] 내진성능설계를 위한 단자유도 기둥부재

기둥에 적용된 콘크리트의 설계압축강도(Design compressive strength)는 24MPa, 고인성 섬유복합체의 설계압축강도,$f_{HPFC}$,는 40MPa이며, 고인성 섬유복합체는 일반 콘크리트와는 다르게 균열강도 이후에도 최대 인장변형률(Tension strain),$\varepsilon_{HPFC}$, 2%까지 인장응력을 부담할 수 있도록 설계하였다. 철근의 설계인장강도(Design tension strength),$f_s$,는 400MPa이며, 대상 기둥부재의 재료특성은 [표 5-1]과 같다.

[표 5-1] 내진성능설계를 위한 대상 기둥부재의 재료 특성

| $f_{ck}$ [MPa] | $f_s$ [MPa] | $f_{HPFC}$ [MPa] | $\varepsilon_{HPFC}$ [%] |
|---|---|---|---|
| 24 | 400 | 40 | 2 |

고인성 섬유복합체의 적용 높이는 휨모멘트가 집중되는 휨 위험단면 구간보다 큰 높이구간으로 유효깊이(Effective depth),$D$,의 2.0배로 설정하였으며, 기둥의 소성힌지(Plastic hinge)부분에 적용하도록 하여 경제적으로 이용하였다.

대상 기둥부재에 대한 내진성능설계를 위하여, Newmark and Hall(1982)[51]이 제안한 설계스펙트럼의 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)값이 0.3g인 경우, 다음 [표 5-2]와 같이 목표 변위 33㎜에 대한 성능을 만족하기 위한 단자유도 기둥 부재의 직접변위기반설계법에 의한 내진성능설계예제를 수행하였다.

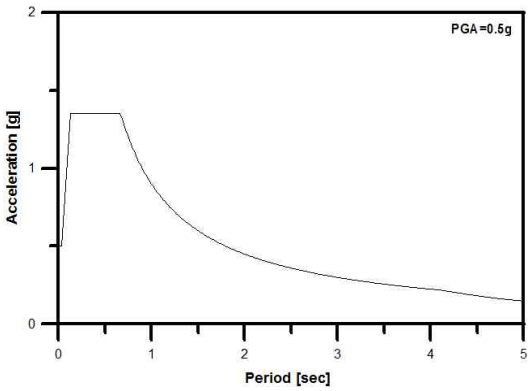
[표 5-2] 단자유도 기둥 부재의 목표성능

| | |
|---|---|
| Peak Ground Acceleration (PGA) | 0.5g |
| Target displacement [mm] | 33.0 |

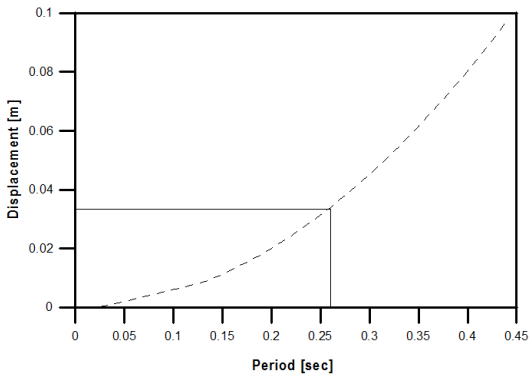
## 1. 단자유도 기둥부재의 내진성능설계 예제

Chopra and Goel(2001)[51),52),53)]에 의해 제안된 직접접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능설계를 위해 N-H 설계스펙트럼을 고려하였으며 최대지반가속도 0.5g일 때, 일반철근콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥부재의 가속도 스펙트럼 및 설계된 연성도를 고려한 변위 스펙트럼은 [그림 5-2]와 같다.

직접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능설계 과정은 다음 [표 5-3]에서와 같으며, 최종적으로 내진성능설계 된 기둥의 단면 및 상세는 [그림 5-3] 및 [표 5-4]와 같다.

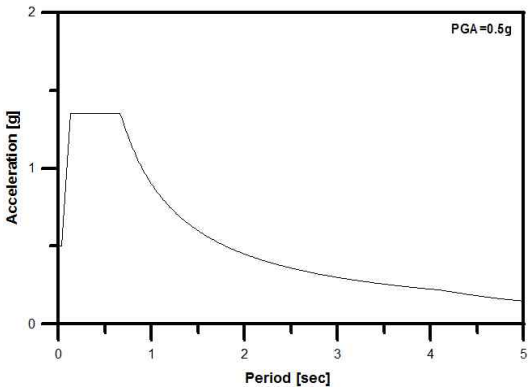



1. N-H Design spectrum
[PGA=0.5g]
Acceleration spectrum

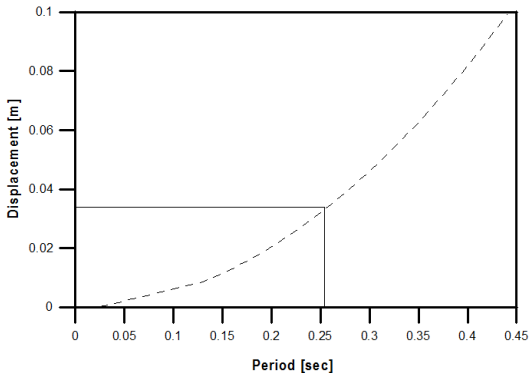



2. N-H Design spectrum
[PGA=0.5g]
Displacement spectrum

(a) RC Column




1. N-H Design spectrum
[PGA=0.5g]
Acceleration spectrum




2. N-H Design spectrum
[PGA=0.5g]
Displacement spectrum

(b) HPFRC Column

[그림 5-2] Newmark and Hall 설계스펙트럼

[표 5-3] 직접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능설계

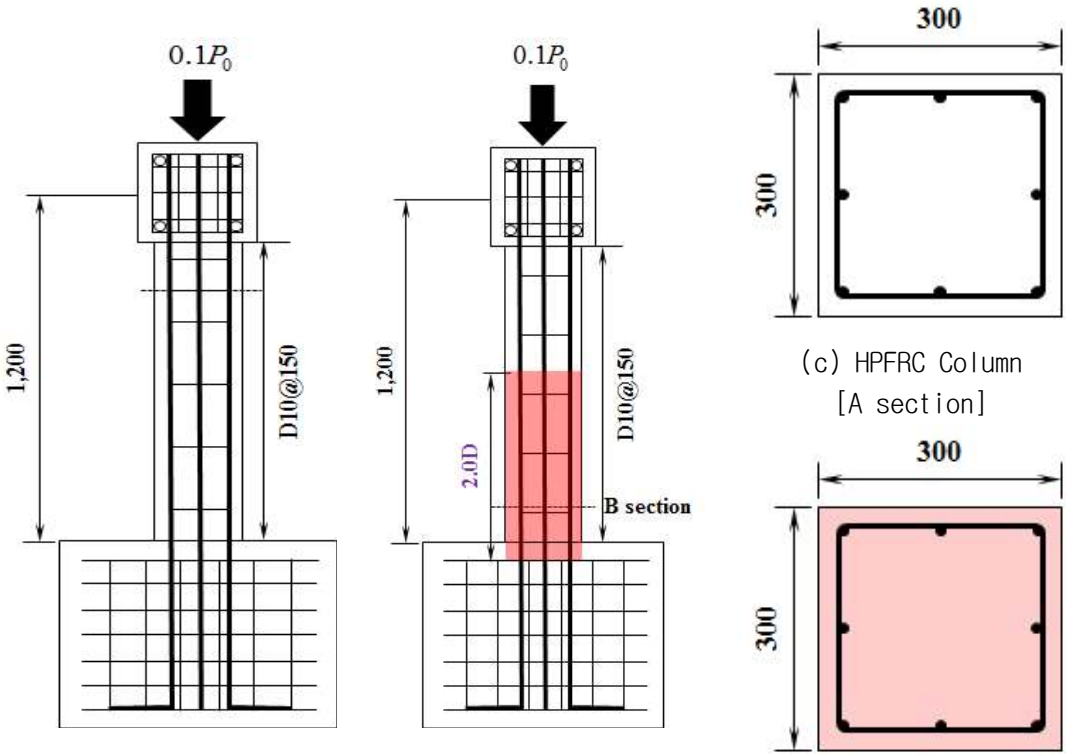
| | RC Column | HPFRC Column |
|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.5g | 0.5g |
| Yield displacement, $\Delta_y$ [mm] | 8.7 | 8.3 |
| Target displacement, $\Delta_m$ [mm] | 33.2 | 33.8 |
| Design ductility, $\mu$ | 3.90 | 4.07 |
| Equivalent period, $T_n$ [sec] | 0.265 | 0.254 |
| Initial elastic stiffness, $k$ [kN/mm] | 1.202 | 1.392 |
| Secant stiffness, $k_{\sec}$ [kN/mm] | 3.127 | 3.473 |
| Required yield strength, $f_y$ [kN] | 102.5 | 115.5 |
| Required Max. strength, $f_m$ [kN] | 103.8 | 117.4 |

기둥부재의 내진성능설계를 위하여 직접변위기반설계법의 절차에 따라, 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 내진성능설계를 수행하였으며, 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재들에 대한 상세는 [그림 5-3] 및 [표 5-4]와 같다.

내진성능설계 된 일반 철근콘크리트 기둥부재는 고인성 섬유복합체를 적용 철근콘크리트 기둥부재와 비교했을 시, 동일한 목표변위성능을 위해 일반 철근콘크리트 기둥부재는 주철근 D19를 8개를 적용, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥은 주철근 D16를 8개 적용하였으며 전단철근의 간격은 동일하게 설계 되어졌다. 대상부재에 요구되어지는 항복강도 및 최대강도는 고인성 섬유복합체 적용 기둥부재가 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 더 높은 강도를 요구하며 이를 만족한다. 이러한 결과를 통해 고인성 섬유복합체 적용 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재와 동등한 성능을 발휘하기 위해 철근량 절감효과가 나타나는 것으로 보여 진다.

내진성능설계 된 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 단자유도

기둥부재들에 대하여, 앞 장에서 제시한 비선형 Push-over 해석을 수행하였으며 이에 따른 결과는 [그림 5-4]에서와 같다.




(a) RC Column [PGA=0.3g]

(b) HPFRC Column [PGA=0.3]

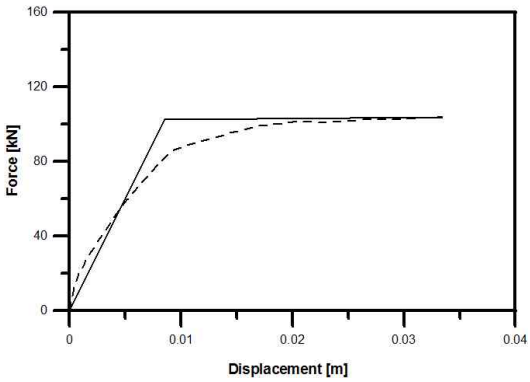
(c) HPFRC Column [A section]

(d) HPFRC Column [A section]

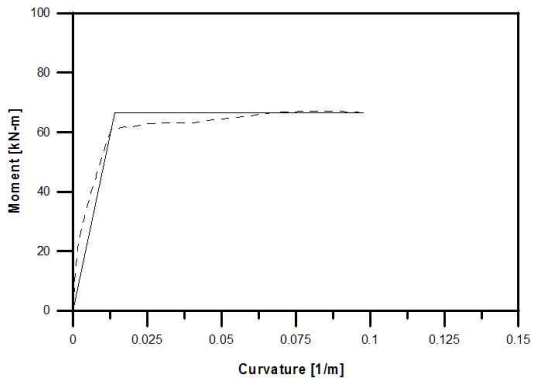
[그림 5-3] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재 상세

[표 5-4] 내진성능설계 된 대상 단자유도 기둥부재 상세-1

| Specimens | PVA Fiber Volume fraction | Rebar | stirrup |
|---|---|---|---|
| RC Column | - | 8-D19 | D10@150 |
| HPFRC Column | 1.5 | 8-D16 | D10@150 |

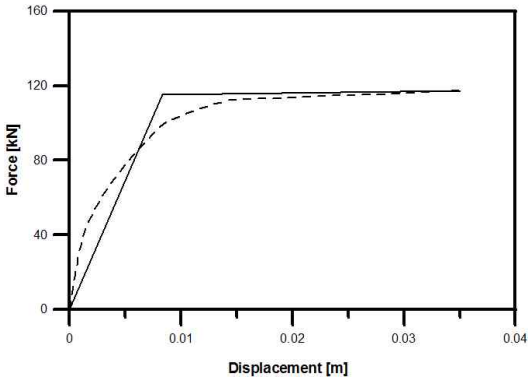



1. 힘-변위 관계

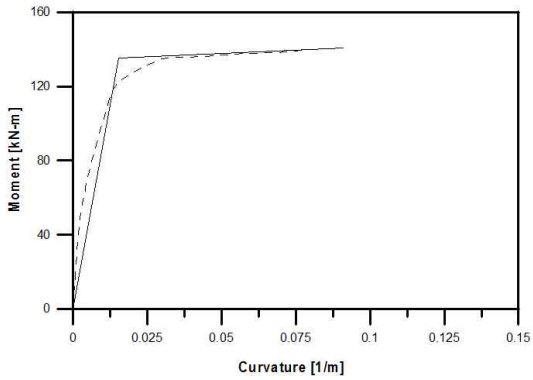



2. 모멘트-곡률 관계

(a) RC Column




1. 힘-변위 관계




2. 모멘트-곡률 관계

(b) HPFRC Column

[그림 5-4] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과

[표 5-5] 내진성능설계 된 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과

| | Yield disp. [mm] | Yield force [kN] |
|---|---|---|
| RC Column | 8.7 | 102.5 |
| HPFRC Column | 8.3 | 115.5 |

## 제2절 단자유도 기둥부재의 내진성능평가 예제

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재를 대상으로 내진성능평가대한 예제를 제시하였다.

내진성능평가 시, 단자유도 구조부재에 대한 비선형 Push-over 해석은 앞장에서 제시한 방법을 이용하도록 하였다. 지반조건에 따른 설계응답스펙트럼은 FEMA-356(2000)보고서[18]를 이용하였다. 주어진 최대지반가속도를 고려하여 대상 단자유도 기둥부재에 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Mehtod, CSM), 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD) 및 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)을 이용하여 내진성능평가를 하도록 한다.

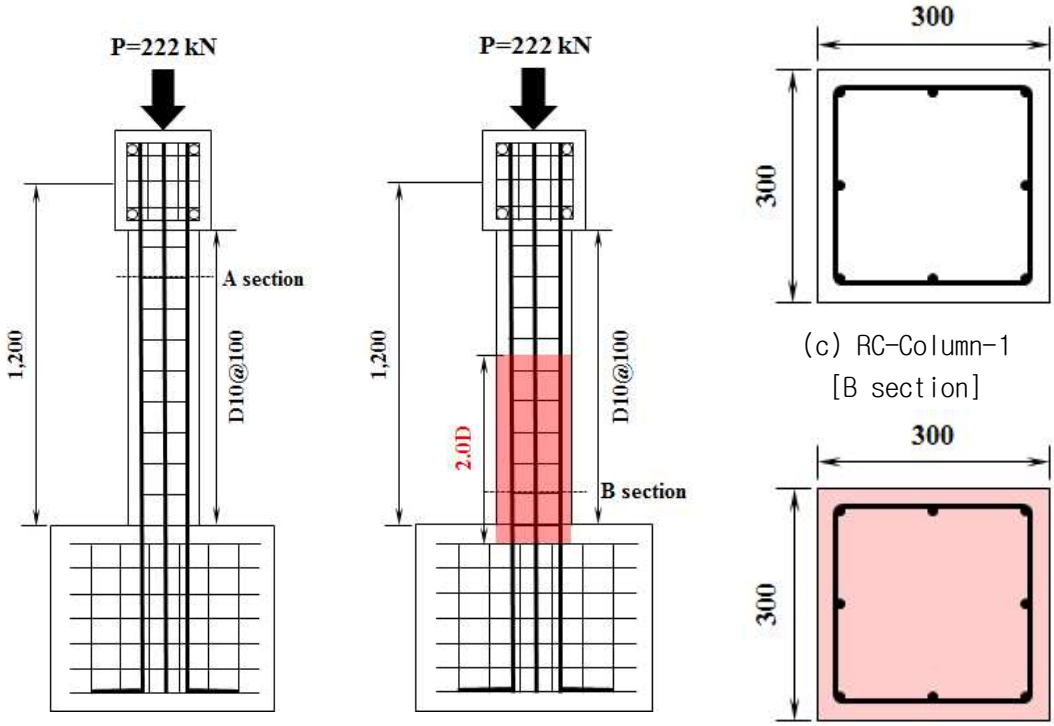
직접변위기반설계법을 이용한 내진성능평가를 할 때에는 FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼 뿐만 아니라 Newmark and Hall(1982)[51]에 의해 제안된 설계응답스펙트럼에 대해서도 내진성능평가를 하고자한다.

### 1. 단자유도시스템의 내진성능평가예제-1

내진성능평가를 위한 대상 단자유도 기둥부재의 단면은 300mmx300mm이며, 기둥의 높이는 1,200mm이다. 기둥에 작용하는 일정 축 하중(Axial force),$P$,은 순수축하중,$P_0$,의 10%이다. 단자유도 기둥부재의 상세는 [그림 5-5] 및 [표 5-5]와 같다. 기둥부재에 설계된 재료특성은 [표 5-1]에서와 같으며, 고인성 섬유복합체는 인장변형률 2%를 고려하였다. 내진성능평가를 위한 대상 단자유도 기둥부재에 대하여, 앞 장에서 제시한 비선형 Push-over 해석을 수행하였으며 이에 따른 결과는 [그림 5-6] 및 [표 5-6]과 같다. 비선형 Push-over 해석을 통해 고인성 섬유 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반

철근콘크리트 부재보다 약 58%정도 높은 강도를 발휘하며 변위 연성도 역시 높게 나타난다.

대상 기둥부재에 대하여 최대지반가속도 0.2g 및 0.3g 일 때, 제시한 방법을 통해 내진성능평가를 하고자 한다.




(a) RC Column-1

(b) HPFRC Column-1

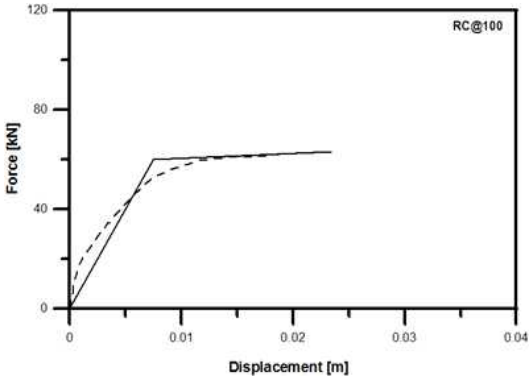
(c) RC-Column-1 [B section]

(d) HPFRC Column-1 [B section]

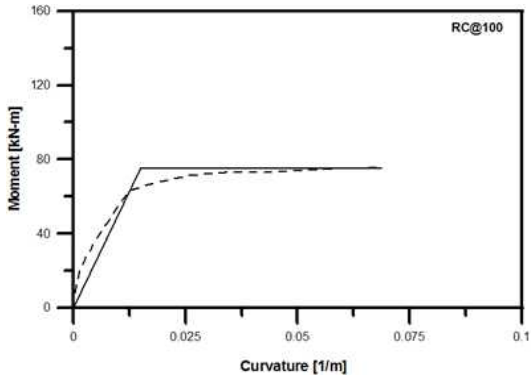
[그림 5-5] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-1

[표 5-6] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-1

| Specimens | PVA Fiber Volume fraction | Rebar | stirrup |
|---|---|---|---|
| RC Column-1 | - | 8-D13 | D10@100 |
| HPFRC Column-1 | 1.5 | 8-D13 | D10@100 |

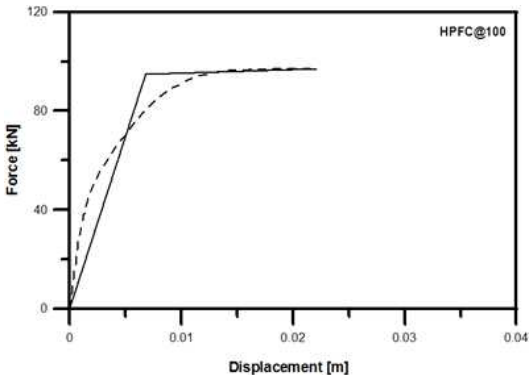



1. 힘-변위 관계

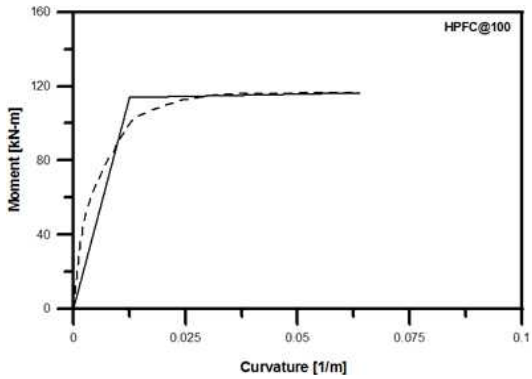



2. 모멘트-곡률 관계

(a) RC Column-1




1. 힘-변위 관계




2. 모멘트-곡률 관계

(b) HPFRC Column-1

[그림 5-6] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-1

[표 5-7] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-1

| | Yield disp. [mm] | Yield force [kN] |
|---|---|---|
| RC Column-2 | 7.5 | 60.0 |
| HPFRC Column-2 | 6.8 | 95.0 |

### 가. 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)

내진성능평가를 위하여 사용된 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)은 미연방재난관리국(Federal Emergency Management Agency, FEMA) FEMA-356(2000)보고서에 따라 [표 5-8]에 따라 각각의 조건 및 5%의 유효점성감쇠(Effective viscous damping)를 가진 응답스펙트럼을 작성하였으며, 최대지반가속도 0.2g 와 0.3g에 대하여 고려하였으며 [그림 5-7]과 같다.

[표 5-8] FEMA-356(2000)보고서 설계응답스펙트럼 작성-1

| $S_1$ | $S_s$ | $B_1$ | $B_s$ | $F_a$ | $F_v$ | $S_{x1}$ | $S_{xs}$ | $T_0$ [sec] | $T_s$ [sec] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.0 | 2.5 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 2.5 | 0.4 | 0.08 |

지반조건(Site class) : B

여기서, $S_1$ : 1초주기 응답 가속도에 대한 매개변수

$S_s$ : 단주기 응답 가속도에 대한 매개변수

$B_1$ : 1초주기에 대한 감쇠계수

$B_s$ : 단주기에 대한 감쇠계수 값

$F_v$ : 1초주기에 대한 지반증폭계수

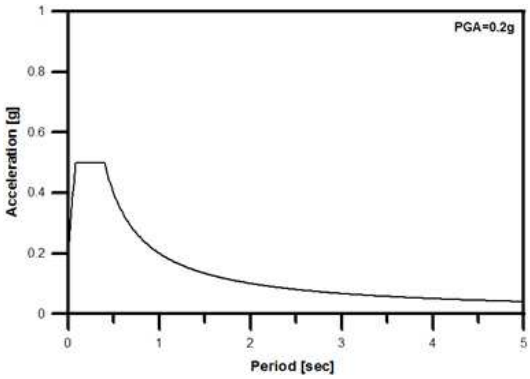
$F_a$ : 단주기에 대한 지반증폭계수

$S_{x1}$ : 1초주기 스펙트럼의 응답가속도 값

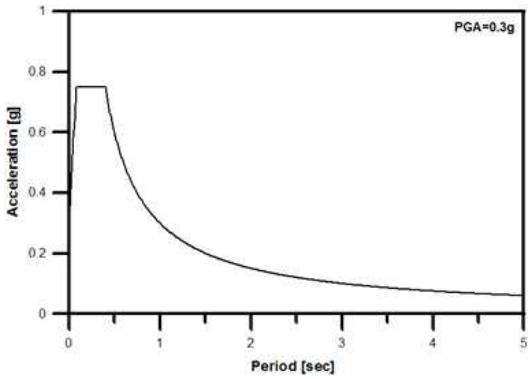
$S_{xs}$ : 단주기 스펙트럼의 응답가속도 값

$T_0$ : 일정가속도구간에서 일정속도구간으로 변할 때의 주기

$T_s$ : 일정속도구간에서 가속도 구간으로 변할 때의 주기




(a) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.2g]




(b) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.3g]

[그림 5-7] FEMA-356 설계응답스펙트럼-1

## 나. 역량스펙트럼(Capacity Spectrum Method, CSM)

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재에 대하여 비선형 Push-over 해석을 수행한 결과, 대상 기둥부재의 항복강도 및 변위에 대한 값을 추정 할 수 있다.

대상 단자유도 기둥부재의 비선형 Push-over 해석을 통한 하중 및 변위 관계 곡선을 가속도 및 변위 관계의 공급 스펙트럼으로 변환한다. FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 대하여 최대지반가속도 0.2g 와 0.3g일 때[그림 5-7]에 대한 설계응답스펙트럼을 작성하며 가속도 및 변위에 관계하는 요구 스펙트럼으로 변환한다.

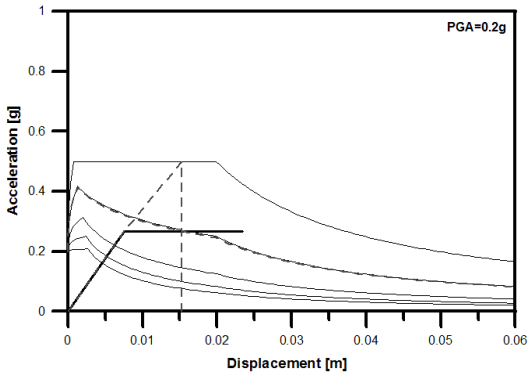
공급 스펙트럼과 요구 스펙트럼을 이용하여 역량스펙트럼법을 이용한 단자유도 기둥부재의 내진성능평가를 하였으며, 평가 결과는 [표 5-9]와 같이 정리된다.

[표 5-9] 역량스펙트럼법-1

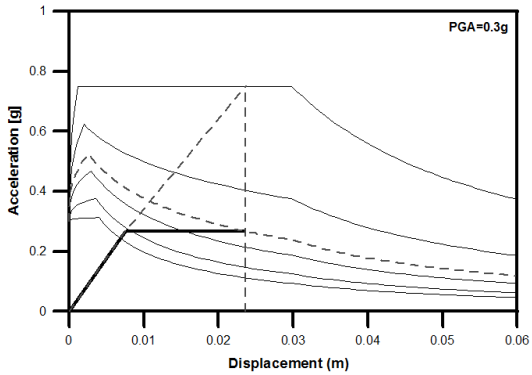
| | RC Column-1 | | HPFRC column-1 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.2g | 0.3g | 0.2g | 0.3g |
| Mass, $M$ [ton] | 22.90 | 22.90 | 22.87 | 22.87 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 60.0 | 60.0 | 95.0 | 95.0 |
| Yield displacement, $u_y$ [mm] | 7.5 | 7.5 | 6.8 | 6.8 |
| Elastic period, $T'$ [sec] | 0.336 | 0.336 | 0.254 | 0.254 |
| Acceleration at yield point, $S_{ay}$ | 0.267g | 0.267g | 0.424g | 0.424g |
| Response acceleration, $S_{ae}$ | 0.5g | 0.75g | 0.5g | 0.75g |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 15.3 | 23.6 | 8.7 | 15.0 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 60.8 | 63.0 | 87.9 | 96.5 |
| Ductility, $\mu$ | 2.036 | 3.148 | 1.283 | 2.211 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.013 | 0.020 | 0.007 | 0.013 |
| Tensile strain of bars | 0.008 | 0.013 | 0.003 | 0.007 |

동일한 최대지반가속도일 때, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 40%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 44% 정도 높은 강도를 발휘한다.

가속도-변위 스펙트럼(Acceleration Displacement Response Spectrum, ADRS)에서 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)과 요구 연성비에 따른 요구 스펙트럼(Demand spectrum)이 교차하는 점에서의 비탄성 요구 변위(Demand displacement)는 [그림 5-8]에서 확인할 수 있다.

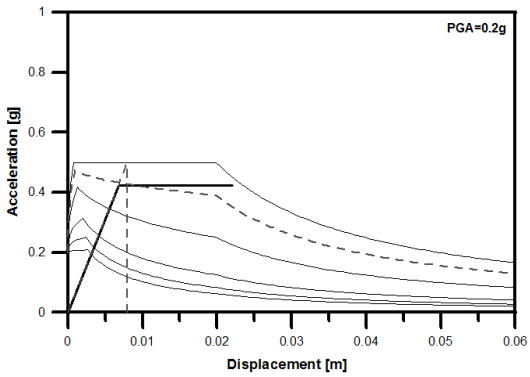



a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.2g]

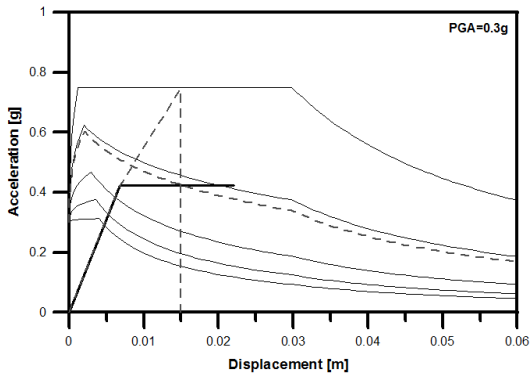



b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]

(a) RC Column-1




a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.2g]



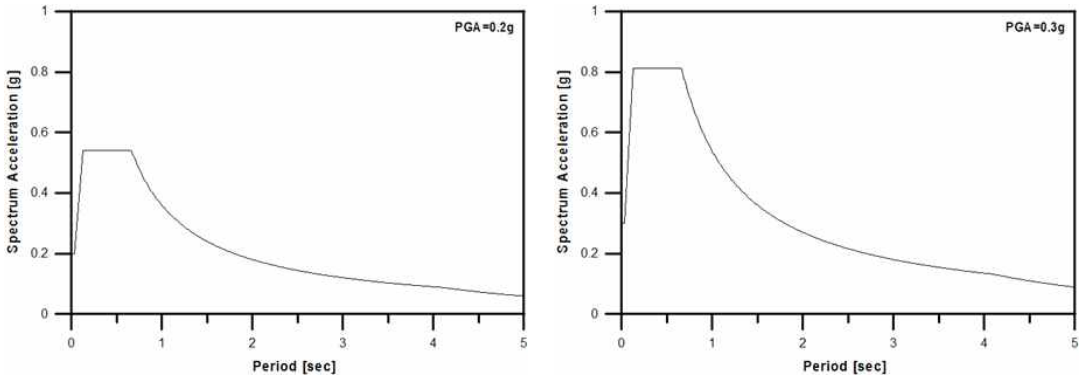

b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]

(b) HPFRC Column-1

[그림 5-8] 역량스펙트럼법-1

## 다. 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Design, DDBD)

Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼[그림 5-9]과 FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼을 고려하였으며 최대지반가속도 0.2g 와 0.3g일 때, 대상 단자유도 기둥부재에 대한 내진성능평가를 하였다. 직접변위기반설계법을 이용한 내진성능평가 결과는 [표 5-10(a)] 및 [표 5-10(b)]와 같이 정리된다.




(a) 최대지반가속도 [PGA=0.2g]　　(b) 최대지반가속도 [PGA=0.3g]

[그림 5-9] Newmark and Hall 설계스펙트럼-1

[표 5-10(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-1

| | RC Column-1 | | HPFRC Column-1 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.2g | 0.3g | 0.2g | 0.3g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 0.336 | 0.336 | 0.254 | 0.254 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 60.00 | 60.00 | 95.00 | 95.00 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 8.00 | 8.00 | 13.97 | 13.97 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 121.5 | 182.4 | 121.4 | 182.1 |
| Reduction factor, $R_y$ | 2.025 | 3.040 | 1.277 | 1.927 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 19.1 | 38.4 | 9.0 | 15.9 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 62.1 | 60.3 | 89.4 | 96.6 |
| Ductility, $\mu$ | 2.551 | 5.120 | 1.316 | 2.338 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.016 | 0.032 | 0.008 | 0.013 |
| Tensile strain of bars | 0.010 | 0.021 | 0.003 | 0.008 |

[표 5-10(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-1

| | RC Column-1 | | HPFRC Column-1 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.2g | 0.3g | 0.2g | 0.3g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 0.336 | 0.336 | 0.254 | 0.254 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 60.00 | 60.00 | 95.00 | 95.00 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 8.00 | 8.00 | 13.97 | 13.97 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 112.3 | 168.5 | 122.2 | 168.2 |
| Reduction factor, $R_y$ | 1.872 | 2.808 | 1.181 | 1.771 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 16.7 | 25.1 | 8.1 | 14.1 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 61.0 | 63.0 | 86.2 | 96.5 |
| Ductility, $\mu$ | 2.227 | 3.341 | 1.197 | 2.068 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.014 | 0.021 | 0.007 | 0.012 |
| Tensile strain of bars | 0.008 | 0.015 | 0.002 | 0.007 |

Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼을 고려하였을 경우, FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 비해 높은 요구변위 값이 산정된다. 두 가지 응답설계스펙트럼에 대하여 동일한 최대지반가속도일 때, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 47%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 47% 정도 높은 강도를 발휘한다. 이는 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재가 동일한 지진에서 더 낮은 손상을 받는 것으로 보여진다.

### 라. 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재에 대하여 변위계수법을 이용한 내진성능평가를 하였다.

FEMA-356(2000)보고서에 따라 각각의 지반조건에 따른 설계응답스펙트럼[그림 5-7]을 작성하였으며 최대지반가속도 0.2g 와 0.3g 일 때, 변위계수법에 의한 단자유도 기둥부재의 비탄성 응답 목표변위를 산정하였다. 변위계수법을 이용한 내진성능 평가결과는 다음 [표 5-11]에서와 같다.

[표 5-11] 변위계수법-1

| | RC Column-1 | | HPFRC Column-1 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.2g | 0.3g | 0.2g | 0.3g |
| Effective fundamental period, $T_e$ [sec] | 0.336 | 0.336 | 0.254 | 0.254 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 60.0 | 60.0 | 95.0 | 95.0 |
| Effective lateral stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 8.00 | 8.00 | 13.97 | 13.97 |
| Response acceleration, $S_a$ | 0.5g | 0.75g | 0.5g | 0.75g |
| Strength ratio, $R_y$ | 1.872 | 2.808 | 1.181 | 1.771 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 14.0 | 21.0 | 8.0 | 12.0 |
| Base Shear $f_m$ [kN] | 61.0 | 62.5 | 86.5 | 94.2 |

변위계수법을 이용한 내진성능평가를 통해, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 42%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 46% 정도 높은 강도를 발휘한다. 변위계수법은 역량스펙트럼법과 직접변위기반

설계법에 비해 다소 보수적인 값이 산정되었다.

## 마. 단자유도 시스템의 내진성능평가 예제의 결과-1

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 내진성능평가를 위하여 구조물의 비선형 거동을 예측하기 위해 본 논문에서 제시한 비선형 Push-over 해석을 수행하였다. 내진성능평가를 위해 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 단자유도 시스템의 내진성능평가 예제-1 에 대한 결과는 다음 [표 5-12]와 같이 정리한다.

[표 5-12] 내진성능평가 결과-1

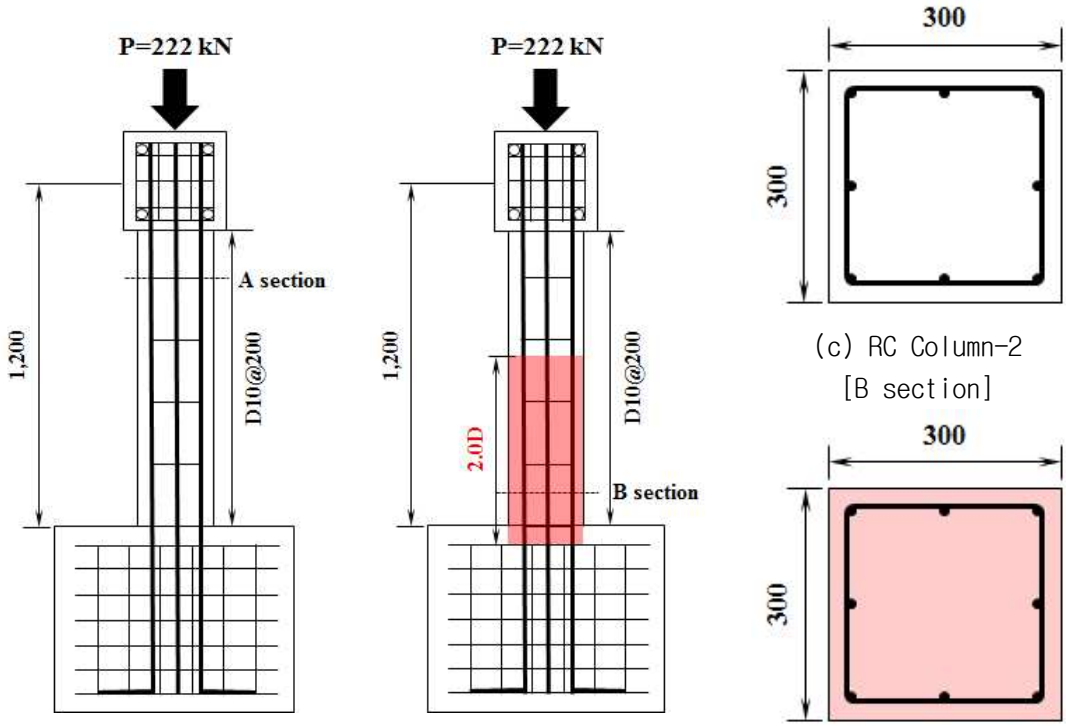
| | | RC Column-1 | | HPFRC Column-1 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | | 0.2g | 0.3g | 0.2g | 0.3g |
| Nonlinear Push-over Analysis | Yield disp. [mm] | 7.5 | 7.5 | 6.8 | 6.8 |
| | Yield strength [kN] | 60.0 | 60.0 | 95.0 | 95.0 |
| Capacity Spectrum Method | $u_m$ in SDOF [mm] | 15.3 | 23.6 | 8.7 | 15.0 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 60.8 | 63.0 | 87.9 | 96.5 |
| Direct Displacement Based Design | $u_m$ in SDOF [mm] | 16.7 | 25.1 | 8.1 | 14.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 61.0 | 63.0 | 86.2 | 96.5 |
| Displacement Coefficient Method | $u_m$ in SDOF [mm] | 14.0 | 21.0 | 8.0 | 12.0 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 61.0 | 62.5 | 86.5 | 94.2 |

## 2. 단자유도시스템의 내진성능평가예제-2

내진성능평가를 위한 대상 단자유도 기둥부재의 단면은 300㎜x300㎜이며, 기둥의 높이는 1,200㎜이다. 기둥에 작용하는 일정 축 하중(Axial force),$P$,은 순수축하중,$P_0$,의 10%이다. 내진성능평가를 위한 예제-1에 대한 대상 기둥부재와 전단철근의 간격을 변수로 두었다. 본 예제에서는 전단철근의 간격의 200㎜간격으로 설정하였으며 단자유도 기둥부재의 상세는 [그림 5-10] 및 [표 5-13]와 같으며, 기둥부재에 설계된 재료특성은 [표 5-1]에서와 같으며, 고인성 섬유복합체는 인장변형률 2%를 고려하였다. 내진성능평가를 위한 대상 단자유도 기둥부재에 대하여, 앞 장에서 제시한 비선형 Push-over 해석을 수행하였으며 이에 따른 결과는 [그림 5-11] 및 [표 5-14]와 같다.

비선형 Push-over 해석을 통해 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반철근콘크리트 부재보다 약 55%정도 높은 강도를 발휘하며 변위 연성도 역시 높게 나타난다.

대상 기둥부재에 대하여 최대지반가속도 0.3g 및 0.45g 일 때, 제시한 방법을 통해 내진성능평가를 하고자 한다.




(a) RC Column-2
[PGA=0.3g,0.45g]

(b) HPFRC Column-2
[PGA=0.3g,0.45g]

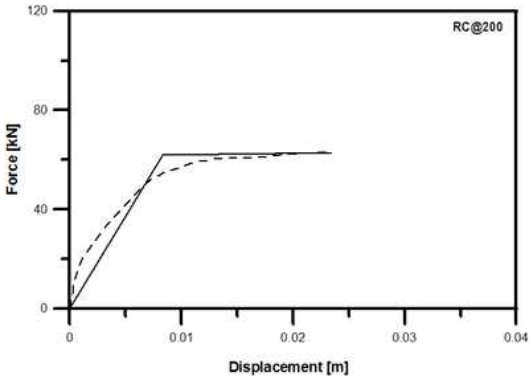
(c) RC Column-2
[B section]

(d) HPFRC Column-2
[B section]

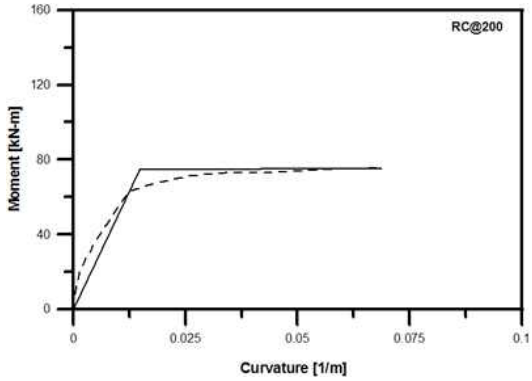
[그림 5-10] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-2

[표 5-13] 내진성능평가 대상 단자유도 기둥부재 상세-2

| Specimens | PVA Fiber Volume fraction | Rebar | stirrup |
|---|---|---|---|
| RC Column-2 | - | 8-D13 | D10@200 |
| HPFRC Column-2 | 1.5 | 8-D13 | D10@200 |

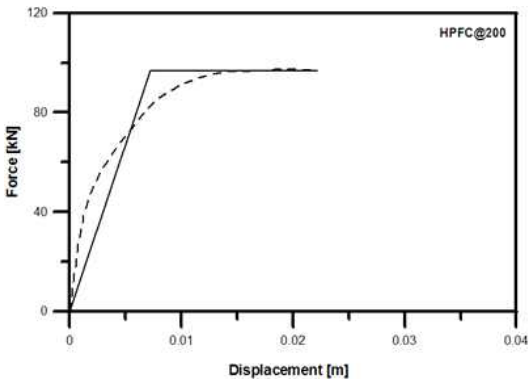



1. 힘-변위 관계

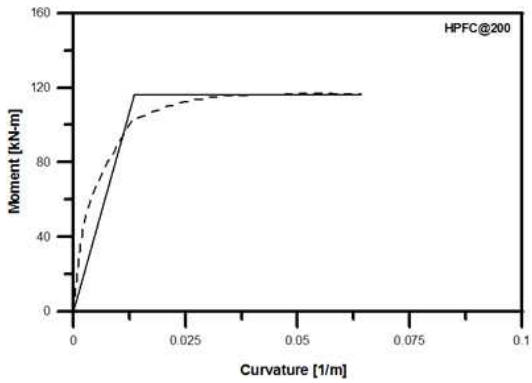



2. 모멘트-곡률 관계

(a) RC column-2




1. 힘-변위 관계




2. 모멘트-곡률 관계

(b) HPFRC Column-2

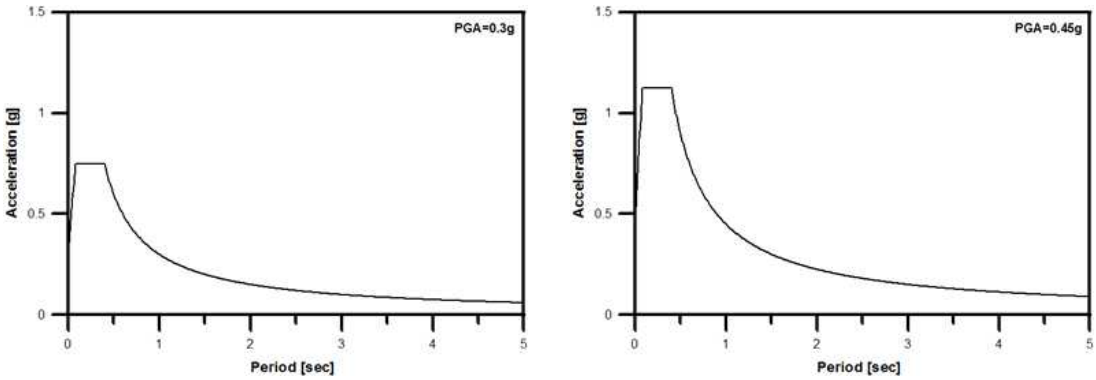
[그림 5-11] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-2

[표 5-14] 대상 단자유도 기둥부재 비선형 Push-over 해석 결과-2

| | Yield disp. [mm] | Yield force [kN] |
|---|---|---|
| RC column-2 | 8.3 | 62.1 |
| HPFRC Column-2 | 7.2 | 96.7 |

## 가. 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)

내진성능평가를 위하여 사용된 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)은 미연방재난관리국(Federal Emergency Management Agency, FEMA) FEMA-356(2000)보고서에 따라 [표 5-8]에 따라 각각의 조건 및 5%의 유효점성감쇠(Effective viscous damping)를 가진 응답스펙트럼을 작성하였으며, 최대지반가속도 0.3g 와 0.45g에 대하여 고려하였으며 [그림 5-12]와 같다.




(a) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.3g]

(b) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.45g]

[그림 5-12] FEMA-356 설계응답스펙트럼-2

## 나. 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 단자유도 기둥부재에 대하여 비선형 Push-over 해석을 수행한 결과, 대상 기둥부재의 항복강도 및 변위에 대한 값을 추정 할 수 있다.

대상 단자유도 기둥부재의 비선형 Push-over 해석을 통한 하중 및 변위 관계 곡선을 가속도 및 변위 관계의 공급 스펙트럼으로 변환한다. FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 대하여 최대지반가속도 0.3g 와 0.45g일 때[그림 5-12]에 대한 설계응답스펙트럼을 작성하며 가속도 및 변위에 관계하는 요구 스펙트럼으로 변환한다.

공급 스펙트럼과 요구 스펙트럼을 이용하여 역량스펙트럼법을 이용한 단자유도 기둥

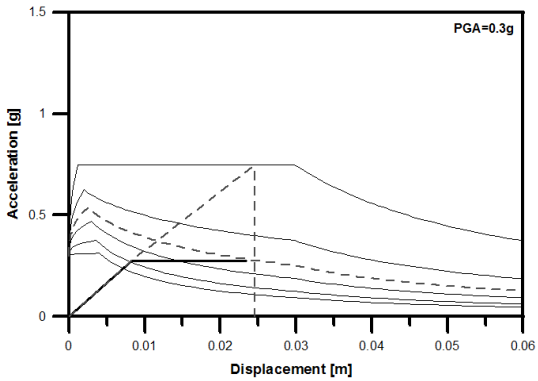
부재의 내진성능평가를 하였으며, 평가 결과는 [표 5-15]와 같이 정리된다.

[표 5-15] 역량스펙트럼법-2

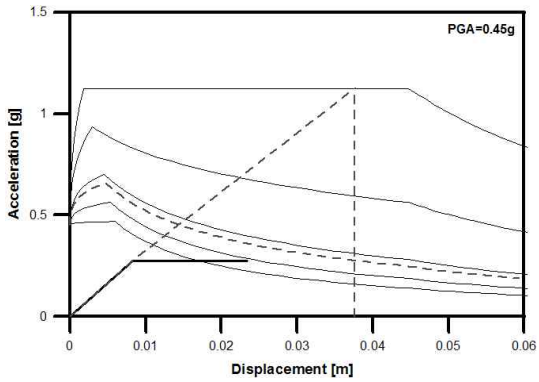
| | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Mass, $M$ [ton] | 22.90 | 22.90 | 22.87 | 22.87 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 62.1 | 62.1 | 96.7 | 96.7 |
| Yield displacement, $u_y$ [mm] | 8.3 | 8.3 | 7.2 | 7.2 |
| Elastic period, $T'$ [sec] | 0.348 | 0.348 | 0.259 | 0.259 |
| Acceleration at yield point, $S_{ay}$ | 0.277 | 0.277 | 0.431 | 0.431 |
| Response acceleration, $S_{ae}$ | 0.75 | 1.125 | 0.75 | 1.125 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 24.6 | 37.6 | 15.0 | 25.1 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 63.0 | 63.0 | 96.5 | 97.0 |
| Ductility, $\mu$ | 2.969 | 4.529 | 2.139 | 3.481 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.021 | 0.031 | 0.013 | 0.021 |
| Tensile strain of bars | 0.013 | 0.019 | 0.007 | 0.013 |

동일한 최대지반가속도일 때, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 36%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 53% 정도 높은 강도를 발휘한다.

가속도-변위 스펙트럼(Acceleration Displacement Response Spectrum, ADRS)에서 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)과 요구 연성비에 따른 요구 스펙트럼(Demand spectrum)이 교차하는 점에서의 비탄성 요구 변위(Demand displacement)는 [그림 5-13]에서 확인할 수 있다.

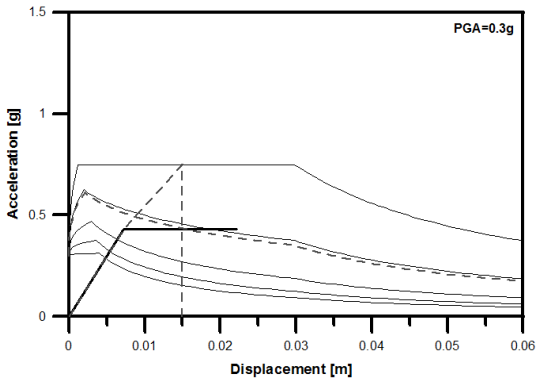



a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]

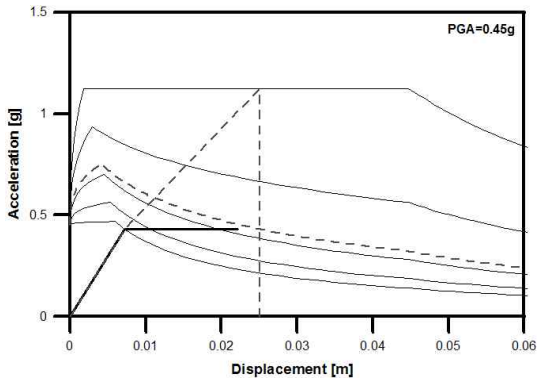



b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.45g]

(a) RC column-2




a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]



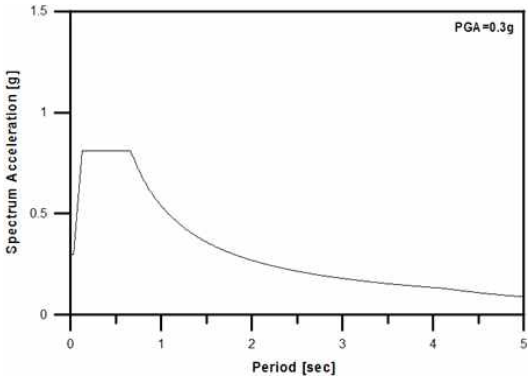

b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.45g]

(b) HPFRC column-2

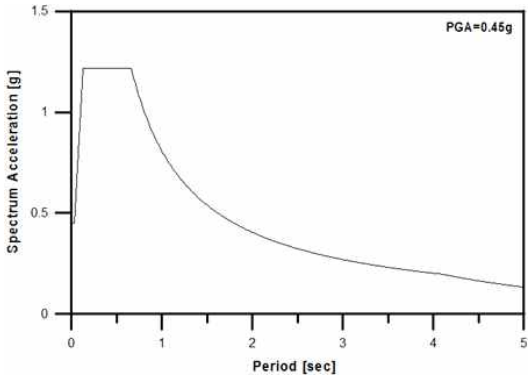
[그림 5-13] 역량스펙트럼법-2

## 다. 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Method, DDBD)

Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼[그림 5-14]과 FEMA-356(2000) 보고서에 따른 설계응답스펙트럼을 고려하였으며 최대지반가속도 0.3g 와 0.45g일 때, 대상 단자유도 기둥부재에 대한 내진성능평가를 하였다. 직접변위기반설계법을 이용한 내진성능평가 결과는 [표 5-16(a)] 및 [표 5-16(b)]와 같이 정리된다.




(a) 최대지반가속도 [PGA=0.3g]




(b) 최대지반가속도 [PGA=0.45g]

[그림 5-14] Newmark and Hall 설계스펙트럼-2

[표 5-16(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-2

| | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 0.348 | 0.348 | 0.259 | 0.259 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 62.1 | 62.1 | 96.7 | 96.7 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 7.48 | 7.48 | 13.43 | 13.43 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 182.4 | 274.0 | 182.1 | 273.7 |
| Reduction factor, $R_y$ | 2.938 | 4.407 | 1.884 | 2.826 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 40.0 | 69.9 | 16.4 | 32.4 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 63.0 | 63.0 | 96.8 | 97.0 |
| Ductility, $\mu$ | 4.816 | 8.421 | 2.275 | 4.493 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.033 | 0.058 | 0.014 | 0.027 |
| Tensile strain of bars | 0.022 | 0.036 | 0.008 | 0.016 |

[표 5-16(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-2

| | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 0.348 | 0.348 | 0.259 | 0.259 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 62.1 | 62.1 | 96.7 | 96.7 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 7.48 | 7.48 | 13.43 | 13.43 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 168.463 | 252.695 | 168.225 | 252.338 |
| Reduction factor, $R_y$ | 2.714 | 4.070 | 1.740 | 2.610 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 25.9 | 38.9 | 14.5 | 28.1 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 63.0 | 63.0 | 96.5 | 97.0 |
| Ductility, $\mu$ | 3.122 | 4.683 | 2.013 | 3.907 |
| Story drift, $\delta_m$ | 0.021 | 0.032 | 0.012 | 0.023 |
| Tensile strain of bars | 0.015 | 0.021 | 0.007 | 0.014 |

Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼을 고려하였을 경우, FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 비해 높은 요구변위 값이 산정된다. 두 가지 응답설계스펙트럼에 대하여 동일한 최대지반가속도일 때, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 36%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 54% 정도 높은 강도를 발휘한다. 이는 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재가 동일한 지진에서 더 낮은 손상을 받는 것으로 보여진다.

### 라. 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재에 대하여 변위계수법을 이용한 내진성능평가를 하였다.

FEMA-356(2000)보고서에 따라 각각의 지반조건에 따른 설계응답스펙트럼[그림 5-12]을 작성하였으며 최대지반가속도 0.3g 와 0.45g 일 때, 변위계수법에 의한 단자유도 기둥부재의 비탄성 응답 목표변위를 산정하였다. 변위계수법을 이용한 내진성능 평가 결과는 다음 [표 5-17]에서와 같다.

[표 5-17] 변위계수법-2

| | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Effective fundamental period, $T_e$ [sec] | 0.348 | 0.348 | 0.259 | 0.259 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 62.1 | 62.1 | 96.7 | 96.7 |
| Effective lateral stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 7.48 | 7.48 | 13.43 | 13.43 |
| Response acceleration, $S_a$ | 0.75g | 1.125g | 0.75g | 1.125g |
| Strength ratio, $R_y$ | 2.714 | 4.07 | 1.74 | 2.61 |
| $u_m$ in SDOF [mm] | 22.5 | 33.8 | 12.5 | 18.8 |
| Base Shear $f_m$ [kN] | 62.7 | 63.0 | 93.7 | 97.3 |

변위계수법을 이용한 내진성능평가를 통해, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 약 42%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 46% 정도 높은 강도를 발휘한다. 변위계수법은 역량스펙트럼법과 직접변위기반 설계법에 비해 다소 보수적인 값이 산정되었다.

## 마. 단자유도 시스템의 내진성능평가 예제의 결과-2

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 내진성능평가를 위하여 구조물의 비선형 거동을 예측하기 위해 본 논문에서 제시한 비선형 Push-over 해석을 수행하였다. 내진성능평가를 위해 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 단자유도 시스템의 내진성능평가 예제-2 에 대한 결과는 다음 [표 5-18]와 같이 정리한다.

[표 5-18] 내진성능평가 결과-2

| | | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Nonlinear Push-over Analysis | Yield disp. [mm] | 8.3 | 7.2 | 8.3 | 7.2 |
| | Yield strength [kN] | 62.1 | 96.7 | 62.1 | 96.7 |
| Capacity Spectrum Method | $u_m$ in SDOF [mm] | 24.6 | 37.6 | 15.0 | 25.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 63.0 | 63.0 | 96.5 | 97.0 |
| Direct Displacement Based Design | $u_m$ in SDOF [mm] | 25.9 | 38.9 | 14.5 | 28.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 63.0 | 63.0 | 96.5 | 97.0 |
| Displacement Coefficient Method | $u_m$ in SDOF [mm] | 22.5 | 33.8 | 12.5 | 18.8 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 62.7 | 63.0 | 93.7 | 97.3 |

# 제3절 다자유도시스템의 내진성능평가예제

## 1. 다자유도 시스템의 내진성능평가예제

본 절에서는 다자유도 골조 구조물을 대상으로 내진성능평가 예제를 제시하였다.

대상 다자유도 시스템은 4층으로 구성된 일반 철근콘크리트 골조 구조물이며 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물에 대한 내진성능평가를 하도록 한다. 고인성 섬유복합체 적용 기둥부재는 적용된 기둥부재는 골조 구조물에 대하여 기둥의 손상도가 가장 심할 것으로 예상되는 저층 부, 본 예제에서는 1층에 고려하고자 한다.

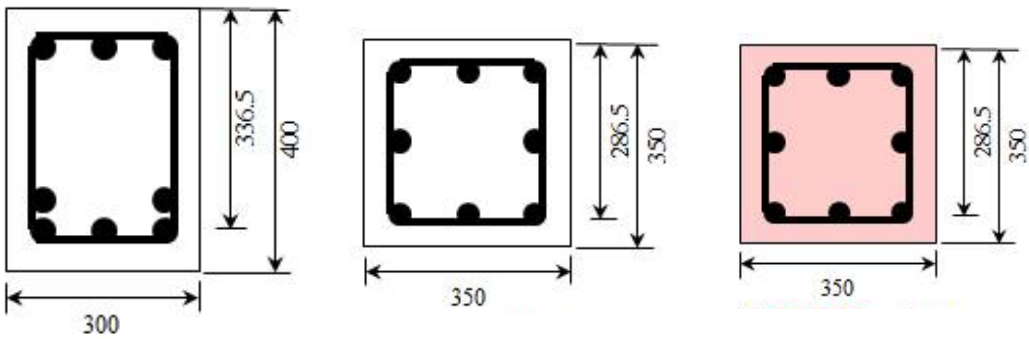
다자유도 골조 구조물에 적용된 부재 단면 및 상세는 [그림 5-15] 및 [표 5-19]와 같으며 기둥부재 상세는 [표 5-17]과 같다. 본 예제의 다자유도 시스템은 고정하중에 대해서만 고려하였다. 골조 구조물의 1층높이는 3500mm 이며 2,3 및 4층은 3000mm로 총 높이 12,5000mm 및 경간은 4000mm로 본 예제에 대한 다자유도 골조 구조물 단면 형상은 [그림 5-16] 및 [표 5-20]과 같다. 대상 골조 구조물에 적용된 재료특성은 [표 5-1]와 같으며 고인성 섬유복합체의 인장률 2%를 고려하였다.

다자유도 골조 구조물의 비선형 거동을 예측하기 위하여 1층에 고인성 섬유복합체의 재료특성을 고려하였으며, 앞 장에서 제시한 비선형 Push-over 해석 방법을 수행하였으며 결과는 [그림 5-17] 및 [표 5-21]과 같다.

다자유도(Multi Degree of Freedom, MDOF)시스템의 내진성능평가를 위해 등가단자유도(Equivalent Single Degree of Freedom, ESDOF) 시스템으로 고려한다.

설계응답스펙트럼은 FEMA-356(2000)보고서에 따르며 최대지반가속도 0.3g 및 0.4g일 때, 역량스펙트럼방법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 다자유도 골조 구조물의 내진성능평가를 하도록 한다.

직접변위기반설계법을 이용한 내진성능평가를 할 때에는 FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼 뿐만 아니라 Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계응답스펙트럼에 대해서도 내진성능평가를 하고자한다.




(a) Girder (b) RC Column (c) HPFRC Column

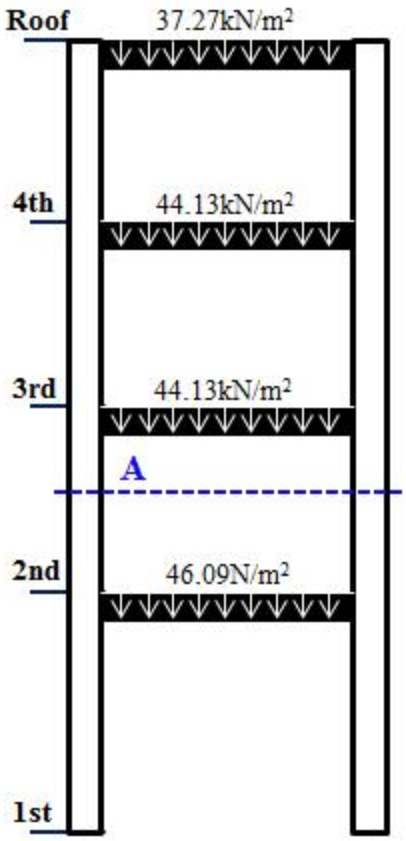
[그림 5-15] 대상 골조 구조물 적용 부재

[표 5-19] 내진성능평가 대상 골조 구조물 적용 부재

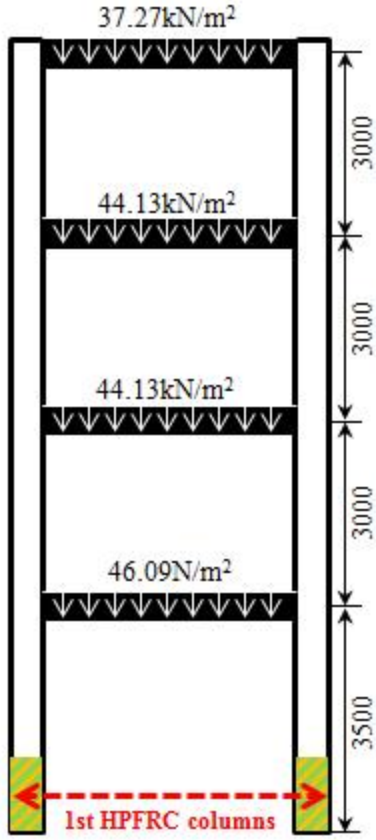
| Members | Size [mm] | Rebar | Stirrup |
|---|---|---|---|
| Girder | 300*400 | C-3D22/T-5D22 | D10@110 |
| Column | 350*350 | 8-D22 | D10@140 |

[표 5-20] 내진성능평가 대상 골조 구조물 적용 기둥부재 상세

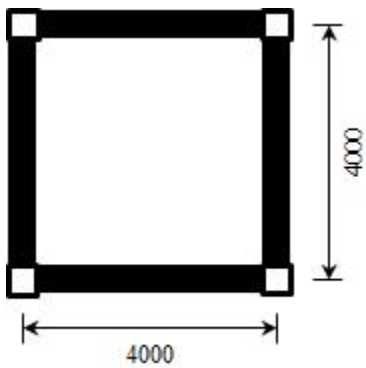
| Specimens | PVA Fiber Volume fraction | Rebar | stirrup |
|---|---|---|---|
| RC Column-2 | - | 8-D22 | D10@140 |
| HPFRC Column-2 | 1.5 | 8-D22 | D10@140 |




(a) RC Frame structure

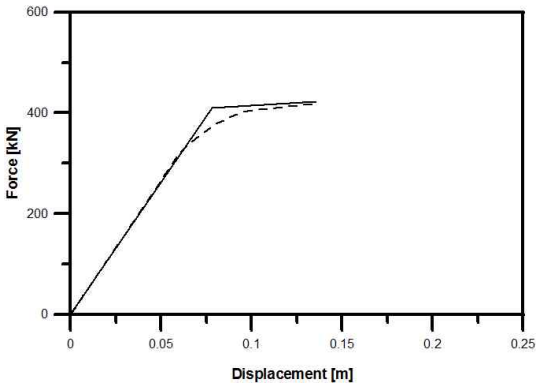



(b) RC Frame structure
1st HPFRC Columns

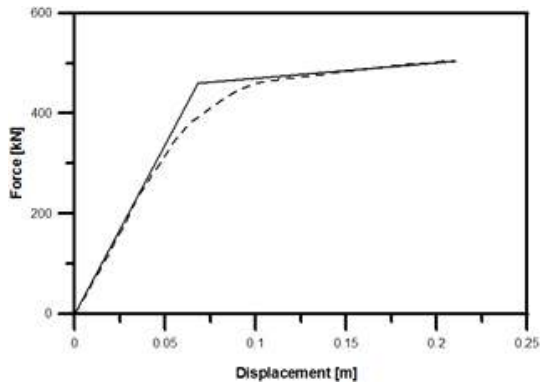



(c) A section

[그림 5-16] 내진성능평가 대상 다자유도 골조 구조물의 단면형상




(a) RC Frame structure




(b) RC Frame structure
1st HPFRC Columns

[그림 5-17] 대상 다자유도 골조 구조물 비선형 Push-over 해석 결과

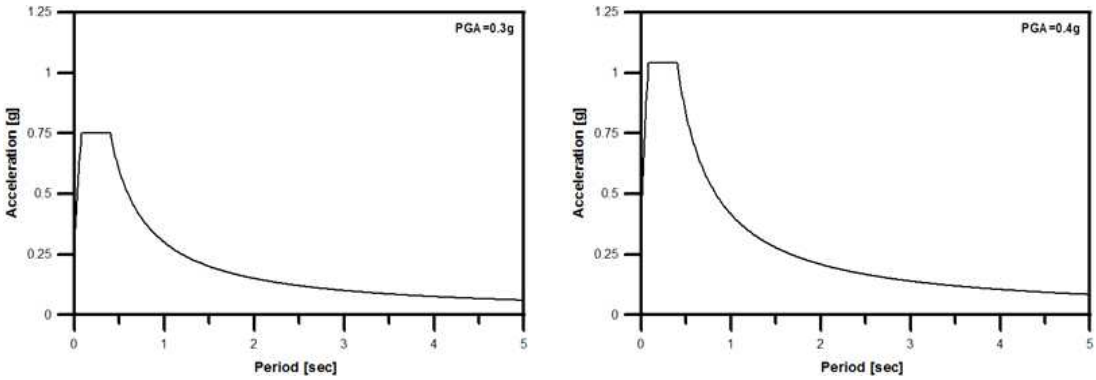
[표 5-21] 대상 다자유도 골조 구조물 비선형 Push-over 해석 결과

| | Yield disp. [mm] | Yield force [kN] |
|---|---|---|
| RC Frame structure | 78 | 410 |
| RC Frame structure 1st HPFRC Columns | 68 | 460 |

일반 철근콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석을 통해 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 골조 구조물은 일반 철근콘크리트 골조 구조물보다 약 12% 정도 높은 강도를 발휘하며 항복 변위가 낮게 추정되는 반면에 최대 변위가 높게 추정되어 변위 연성도가 높게 나타난다.

## 가. 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)

내진성능평가를 위하여 사용된 설계응답스펙트럼(Design response spectrum)은 미연방재난관리국(Federal Emergency Management Agency, FEMA) FEMA-356(2000)보고서에 따라 [표 5-6]에 따라 각각의 조건 및 5%의 유효점성감쇠(Effective viscous damping)를 가진 응답스펙트럼을 작성하였으며, 최대지반가속도 0.3g 와 0.4g에 대하여 고려하였으며 [그림 5-18]과 같다.




(a) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.3g]

(b) 최대지반가속도
(Peak ground acceleration, PGA)
[0.45g]

[그림 5-18] FEMA-356 설계응답스펙트럼-3

## 나. 역량스펙트럼(Capacity Spectrum Method, CSM)

일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재에 대하여 비선형 Push-over 해석을 수행한 결과, 대상 기둥부재의 항복강도 및 변위에 대한 값을 추정 할 수 있다.

대상 다자유도 골조구조물의 비선형 Push-over 해석을 통한 하중 및 변위 관계 곡선을 가속도 및 변위 관계의 공급 스펙트럼으로 변환한다. FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 대하여 최대지반가속도 0.3g 와 0.4g일 때[그림 5-19]에 대한 설계응답스펙트럼을 작성하며 가속도 및 변위에 관계하는 요구 스펙트럼으로 변환한다.

공급 스펙트럼과 요구 스펙트럼을 이용하여 역량스펙트럼법을 이용한 다자유도 골조 구조물의 내진성능평가를 하였으며, 평가 결과는 [표 5-22]와 같이 정리된다.

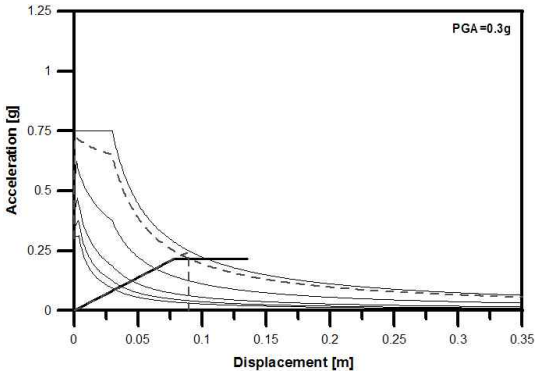
[표 5-22] 역량스펙트럼법-3

| | RC Frame structure | | RC Frame structure 1st HPFRC Columns | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.4g | 0.3g | 0.4g |
| Mass, $M$ [ton] | 194.3 | 194.3 | 194.3 | 194.3 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 410 | 410 | 460 | 460 |
| Yield displacement, $u_y$ [mm] | 78 | 78 | 68 | 68 |
| Elastic period, $T'$ [sec] | 1.208 | 1.208 | 1.065 | 1.065 |
| Acceleration at yield point, $S_{ay}$ | 0.215 | 0.215 | 0.242 | 0.242 |
| Response acceleration, $S_{ae}$ | 0.248 | 0.331 | 0.282 | 0.376 |
| $u_m$ in ESDOF [mm] | 90.0 | 120.0 | 79.3 | 105.7 |
| $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |
| Ductility, $\mu$ | 1.153 | 1.538 | 1.166 | 1.555 |
| Story drift, $\delta_{m_{Roof}}$ | 0.010 | 0.013 | 0.009 | 0.011 |

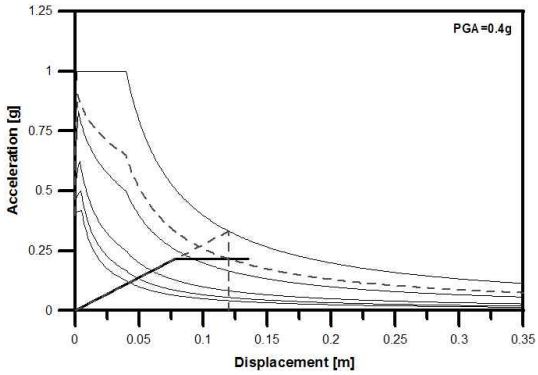
동일한 최대지반가속도일 때, 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 최상층부에서 약 36%정도 낮은 변위를 요구하며 강도역시 약 53% 정도 높은 강도를 발휘한다.

가속도-변위 스펙트럼(Acceleration Displacement Response Spectrum, ADRS)에서 공급 스펙트럼(Capacity spectrum)과 요구 연성비에 따른 요구 스펙트럼(Demand

spectrum)이 교차하는 점에서의 비탄성 요구 변위(Demand displacement)는 [그림 5-19]에서 확인할 수 있다.

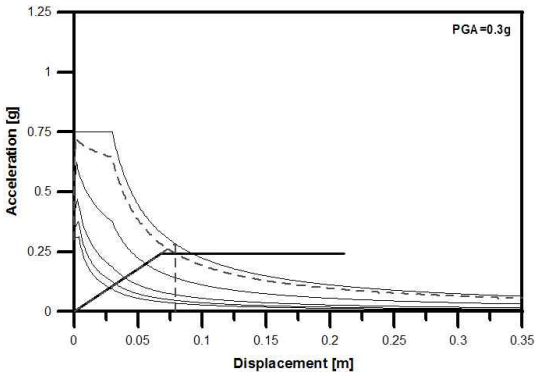



a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]

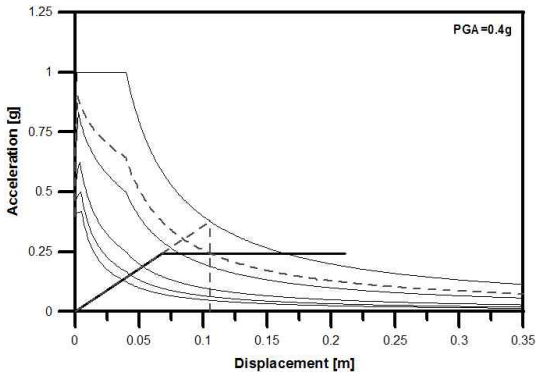



b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.4g]

(a) RC Frame structure




a. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.3g]




b. 공급 스펙트럼-요구 스펙트럼 관계 [PGA=0.4g]

(b) RC Frame structure

1st HPFRC Columns

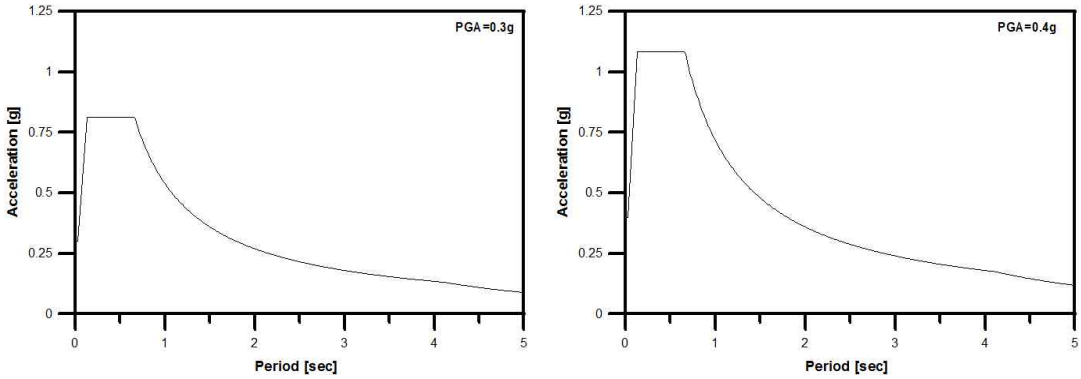
[그림 5-19] 역량스펙트럼법-3

## 다. 직접변위기반설계법(Direct Displacement Based Method, DDBD)

최대지반가속도 0.3g 와 0.4g를 고려한 Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼[그림 5-20]과 FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 따라 대상 다자유도 골조 구조물은 이상화한 등가단자유도시스템으로 고려하여 내진성능평가를 하였으며, 결과는 [표 5-23(a)] 및 [표 5-23(b)]와 같이 정리된다.

Newmark and Hall(1982)에 의해 제안된 설계스펙트럼을 고려하였을 경우, FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼에 비해 높은 요구변위 값이 산정된다.

FEMA-356(2000)보고서에 설계응답스펙트럼을 고려하였을 경우, 역량스펙트럼 방법과 동일한 요구 성능 값이 산정되었다. 이는 고려된 설계응답스펙트럼에서의 구조물의 주기가 가속도에 영향을 받는 영역을 벗어나 속도에 영향을 받는 영역에 있기 때문에 다음과 같이 동일한 결과 값이 산정되었다.




(a) 최대지반가속도 [PGA=0.3g]　　(b) 최대지반가속도 [PGA=0.4]

[그림 5-20] Newmark and Hall 설계스펙트럼-3

[표 5-23(a)] 직접변위기반설계법(N-H Design spectrum)-3

| | RC Frame structure | | RC Frame structure 1st HPFRC Columns | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.4g | 0.3g | 0.4g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 1.208 | 1.208 | 1.065 | 1.065 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 410 | 410 | 460 | 460 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 5.26 | 5.26 | 6.77 | 6.77 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 849.4 | 1133 | 953.9 | 1285 |
| Reduction factor, $R_y$ | 2.072 | 2.764 | 2.074 | 2.794 |
| $u_m$ in ESDOF [mm] | 161.6 | 215.6 | 141.0 | 190.0 |
| $u_m$ in MDOF [mm] | 220.2 | 293.8 | 192.2 | 253.8 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 422.1 | 422.1 | 502.0 | 504.0 |
| Ductility, $\mu$ | 2.072 | 2.764 | 2.074 | 2.794 |
| Story drift, $\delta_{m_{Roof}}$ | 0.010 | 0.013 | 0.009 | 0.011 |

[표 5-23(b)] 직접변위기반설계법(FEMA-356)-3

| | RC Frame structure | | RC Frame structure 1st HPFRC Columns | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.4g | 0.3g | 0.4g |
| Natural period, $T_n$ [sec] | 1.208 | 1.208 | 1.065 | 1.065 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 410 | 410 | 460 | 460 |
| Elastic stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 5.26 | 5.26 | 6.77 | 6.77 |
| Min. Yield strength, $f_0$ [kN] | 476.9 | 630.6 | 536.5 | 715.3 |
| Reduction factor, $R_y$ | 1.153 | 1.538 | 1.166 | 1.555 |
| $u_m$ in ESDOF [mm] | 90.0 | 120.0 | 79.3 | 105.73 |
| $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| Base shear $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |
| Ductility, $\mu$ | 1.153 | 1.538 | 1.166 | 1.555 |
| Story drift, $\delta_{m_{Roof}}$ | 0.010 | 0.013 | 0.009 | 0.011 |

### 라. 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)

일반 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 다자유도 골조 구조물에 대하여 내진성능평가를 하였다. 다자유도 시스템은 등가단자유도시스템으로 고려하여 변위계수법을 이용한 내진성능평가를 한다.

최대지반가속도 0.3g 와 0.4g를 고려하여 FEMA-356(2000)보고서 따른 설계응답스펙트럼[그림 5-19]을 이용하였으며, 변위계수법에 의한 단자유도 기둥부재의 비탄성 응답 목표변위를 산정하였다. 변위계수법을 이용한 내진성능 평가결과는 다음 [표 5-24]에서와 같다.

[표 5-24] 변위계수법-3

| | RC Frame structure | | RC Frame structure 1st HPFRC Columns | |
|---|---|---|---|---|
| Peak Ground Acceleration, PGA | 0.3g | 0.4g | 0.3g | 0.4g |
| Effective fundamental period, $T_e$ [sec] | 1.208 | 1.208 | 1.065 | 1.065 |
| Yield strength, $f_y$ [kN] | 410 | 410 | 430 | 430 |
| Effective lateral stiffness, $k_e$ [kN/mm] | 5.26 | 5.26 | 5.73 | 5.73 |
| Response acceleration, $S_a$ | 0.248 | 0.331 | 0.259 | 0.346 |
| Strength ratio, $R_y$ | 1.153 | 1.538 | 1.166 | 1.555 |
| $u_m$ in ESDOF [mm] | 90.0 | 120.0 | 79.3 | 105.73 |
| $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| Base Shear, $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |

FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼을 고려하였을 때, 역량스펙트럼 방법 및 직접변위기반설계법과 동일한 요구 변위 값을 얻게 되었다. 이는 고려된 설계응

답스펙트럼에서 구조물의 주기가 가속도에 영향을 받는 영역을 벋어나 속도에 영향을 받는 영역에 있기 때문에, 이와 같이 동일한 결과 값이 산정되었다.

### 마. 다자유도 시스템의 내진성능평가 예제의 결과

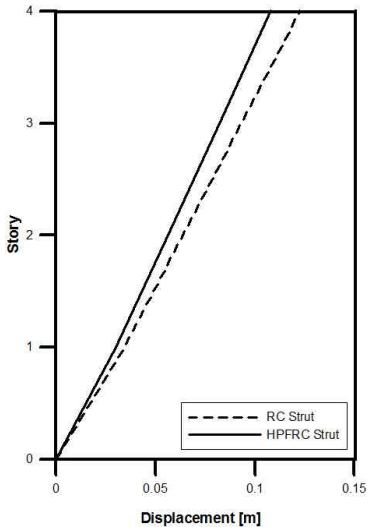
일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 단자유도 기둥부재를 고려한 다자유도 골조 시스템에 대하여 비선형 Push-over 해석을 수행하였다. 대상 구조물의 내진성능평가를 위하여 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용하였으며 다자유도 시스템의 내진성능평가 예제에 대한 결과는 다음 [표 5-25]와 같이 정리한다.

FEMA-356(2000)보고서에 따른 설계응답스펙트럼을 고려하여 최대지반가속도가 0.3g 및 0.4g 일 때, 역량스펙트럼 방법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법에 의해 동일하게 산정된 최고층에서의 요구 변위 성능에 대하여 각층에 대한 층간변위 및 층간변위비는 [그림 5-21]에서와 같다.

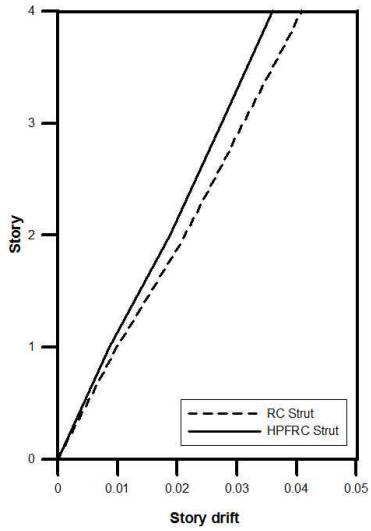
고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 골조 구조물은 일반 철근콘크리트 골조 구조물과 비교했을 시, 같은 최대지반 가속도일 때에 성능개선 된 골조 구조물의 경우 더 평균 12%정도 낮은 요구 변위가 산정되었으며 이때의 내력은 약 14% 정도 증가 되었다. 이와 같은 결론을 통해 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물에 대한 손상도가 비교적 작음을 평가할 수 있다.

[표 5-25] 내진성능평가 결과-3

| | | RC column-2 | | HPFRC Column-2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| 최대지반가속도 (Peak ground Acceleration, PGA) [g] | | 0.3g | 0.45g | 0.3g | 0.45g |
| Nonlinear Push-over Analysis | Yield disp. [mm] | 78 | 75 | 78 | 75 |
| | Yield strength [kN] | 410 | 430 | 410 | 430 |
| Capacity Spectrum Method | $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |
| Direct Displacement Based Design | $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |
| Displacement coefficient Method | $u_m$ in MDOF [mm] | 122.6 | 163.5 | 108.1 | 144.1 |
| | Base Shear $f_m$ [kN] | 413.0 | 422.1 | 464.1 | 482.0 |

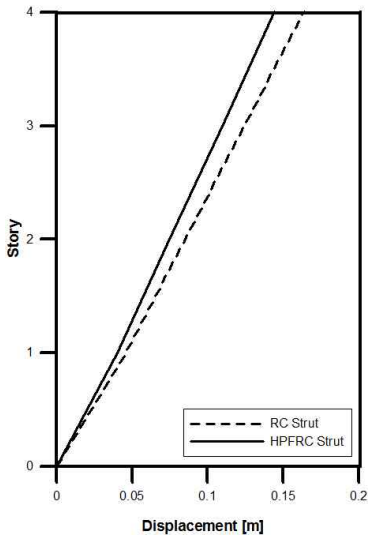



1. 각 층간변위

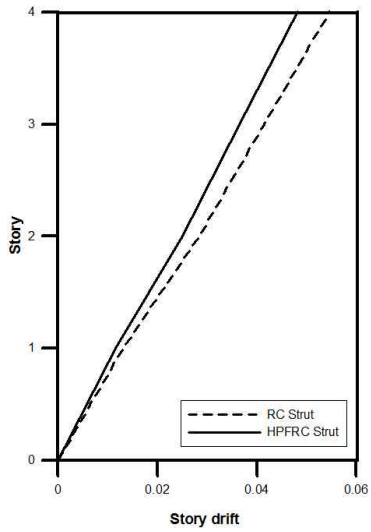



2. 각 층간변위비

(a) PGA = 0.3g




1. 각 층간변위




2. 각 층간변위비

(b) PGA = 0.4g

[그림 5-21] 다자유도 골조구조물의 층간변위 및 층간변위비

# 제6장 결 론

본 연구에서는 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 단자유도 기둥부재의 직접변위기반설계법을 이용한 내진성능설계예제 및 단자유도 기둥부재에 대하여 변위계수법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 내진성능평가 예제를 통해 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재의 내진성능에 대하여 평가하였다. 단자유도 기둥부재에 대한 예제에 대한 결과를 바탕으로 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 다자유도 골조 구조물의 내진성능평가를 하였다. 내진성능평가를 위하여 대상 다자유도 시스템을 등가단자유도시스템으로 고려하였으며, 내진성능평가를 통하여 고인성섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재를 고려한 골조 구조물의 내진성능에 대한 효과 및 경제성에 대하여 평가하였다.

1. 플라이애시와 고로슬래그 미분말을 시멘트 대체 재료로 사용하므로써 시멘트 사용량을 절감하게 되는 친환경적인 고인성 섬유복합체의 1축인장실험 및 압축실험을 통해 고인성 섬유복합체는 일반 콘크리트보다 압축강도가 높게 평가되었으며, 인장변형률 2~5%의 고인성 인장변형률거동을 한다. 고인성 섬유복합체는 일반 콘크리트와 같이 국부적인 파괴가 아닌 다중미세균열 발생으로 인장균열 발생이후에도 일반 콘크리트와 비교하였을 때, 높은 인장 휨 및 전단에 대한 성능이 개선되는 것을 확인할 수 있었다.

2. 고인성 섬유복합체는 휨 및 전단 파괴로 인한 내진성능이 개선될 뿐만 아니라 전단균열 및 전단 파괴를 억제 하므로 철근량 절감효과가 가능하다. 고인성 섬유복합체를 기둥 단면의 유효깊이 1.5 ~ 2.0 배 정도 높이에 횡하중이 집중되는 소성힌지 부분에 적용했을 때, 내진성능에 대한 효과뿐만 아니라 주요 필요부분에 적용시키므로 경제적인 효과를 얻을 수 있음이 판단된다.

3. 직접변위기반설계법을 이용한 단자유도 기둥부재에 대하여 변위에 기반한 내진성능설계예제를 제시하였다. 일반 콘크리트 및 고인성 섬유복합체 적용 철근콘크리트 기둥부재를 대상으로 주어진 최대지반가속도와 목표변위에 대하여 직접변위기반설계법 절차에 따른 내진성능설계 된 기둥에 대하여 본 논문에서 제시한 비선

형 Push-over 해석 모델을 이용하여 대상 기둥 부재에 대한 항복 변위에 대한 수렴 값을 추정하였다. 설계된 일반 철근콘크리트 기둥부재는 동일한 목표변위 성능을 발휘하기 위해 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재보다 더 많은 철근량을 요구 하며 더 낮은 항복강도를 요구 한다. 설계된 대상 기둥부재의 비선형 Push-over해석 결과, 철근량이 많은 일반 철근콘크리트 기둥보다 철근량이 적은 고인성 섬유복합체 철근콘크리트 기둥의 전단 및 휨 성능이 크다는 결과를 확인할 수 있었다.

4. 동일한 목표변위 성능을 위하여, 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥부재의 설계를 위하여 일반 철근콘크리트보다 더 적은 철근량을 이용하였으며, 고인성 섬유복합체를 기둥 단면의 유효깊이 2.0 배 적용함으로써 경제적인 장점이 있는 것으로 확인 되었다.

5. 단자유도 기둥부재에 대하여 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용하한 내진성능평가를 위해 예제를 제시하였다. 주어진 대상 단자유도 기둥부재에 대하여 본 논문에서 제시한 재료특성에 따른 구조부재의 비선형 Push-over 해석 방법을 수행한 결과, 동일한 설계조건에 대하여 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재가 높은 내력  및 변위 연성비를 갖는 것으로 추정되었다.

6. 각각의 내진성능평가방법을 이용하여 단자유도 기둥부재에 대한 내진성능평가를 한 결과, 직접변위기반설계법에 의한 요구 변위가 역량스펙트럼법과 비슷하거나 또는 역량스펙트럼법과 변위계수법에 의해 산정된 요구 변위보다 높게 계산되었다. 이는 직접변위기반설계법의 해석은 구조물의 항복이후의 강성비를 고려하여 변위 연성도에 의한 강성을 고려하는 반면에 역량스펙트럼 방법은 항복일 때의 강성을 고려하였으며 변위계수법은 항복이전의 강성을 고려한 주기를 산정하여 목표변위를 추정하기 때문이다.

7. 동일한 단면조건을 가진 기둥부재에 대하여, 전단철근의 간격을 제한함으로서 전단 철근량을 절감 했을 때, 일반 철근콘크리트 기둥부재 보다 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥 부재가 더 높은 내력이 산정되며 요구 변위 값이

적게 계산되었다. 이는 구조부재에 대하여 낮은 손상을 받는 것으로 판단된다.

8. 단자유도 기둥부재에 대한 예제를 통한 결과를 바탕으로, 지진 발생시, 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥부재는 일반 철근콘크리트 기둥부재보다 손상도가 적을 것으로 판단된다. 단자유도 기둥부재예제에 대한 결과를 통해 저층부에 고인성 섬유복합체를 적용한 기둥에 대하여 고려하도록 하였으며 내진성능평가를 위해 등가단자유도시스템으로 이상화 하여 내진성능평가를 하였다.

9. 제시한 다자유도 골조 구조물의 비선형 Push-over 해석 수행 결과, 일반 RC 구조물보다 높은 내력 및 변위연성비가 산정됨을 확인할 수 있었다. 동일한 최대지반가속도를 가진 조건에서 역량스펙트럼법, 직접변위기반설계법 및 변위계수법을 이용한 내진성능평가를 하였을 때, 동일한 요구 성능을 얻게 되었다. 이는 대상 다자유도 시스템의 주기가 주어진 설계응답스펙트럼에 대하여 가속도에 영향을 받는 영역을 벋어나 속도에 영향을 받는 영역에 있기 때문에 이와 같은 결과를 얻게 되었다. 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥을 고려한 다자유도 시스템의 경우 최대 변위가 낮게 산정되었다. 조금 더 높은 지반가속도를 고려했을 경우, 일반 철근콘크리트 골조구조물은 고인성 섬유복합체를 적용한 철근콘크리트 기둥을 고려한 골조 구조물보다 더 이른 시간 내에 구조물이 파괴 될 것으로 판단된다.

10. 고인성 섬유복합체를 적용한 단자유도 구조부재 및 다자유도 골조 구조물에 대한 내진성능방법 및 내진성능평가 예제를 통해 대상 구조물의 전단 및 휨 성능, 철근량 절감에 대한 효과 및 변위성능이 크게 개선된 고인성 섬유복합체의 내진성능에 대한 결과를 제공해 주었다.

# 참 고 문 헌


1) 기상청, http://www.kma.go.kr, 2013

2) 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

3) 조창근, 임현진, 양근혁, 송진규, 이방연, 고인성 섬유보강 무시멘트 복합체의 기초 배합 및 역학 실험, 한국콘크리트학회 논문집, 24(2), pp.121-127, 2012

4) 조창근, "FRP 콘크리트 복합구조 부재시스템의 휨 및 전단거동예측," 대한건축학회 구조계 논문집, 20(8), pp.35~42, 2004

5) Kanda, T., Li, V.C., Interface Property and Apparent Strength of a High Strength Hydrophilic Fiber in Cement Matrix, ASCE J. Materials in Civil Engineering, 10(1), pp. 5-13, 1998

6) 조창근, 우성우, 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 비선형 전단거동예측, 한국지진공학회 논문집, 13(2), pp. 29-36, 2009

7) 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

8) 한성진, 고인성 섬유복합체 활용 콘크리트 내진기둥공법, 조선대학교

9) 박창환, 비정질 마이크로 강섬유 복합체 적용 콘크리트 보의 거동, 조선대학교

10) ACI Committee 544, "Design Consideration for Steel Fiber Reinforced Concrete," Structural Journal, 85(5), pp. 563~580, (1988)

11) 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(417), 1993

12) 방진욱, 김정수, 이방연, 장영일, 김윤용, 하이브리드 섬유로 보강된 고강도 경량 시멘트 복합체의 개발, 한국복합재료학회 논문집, 23(4), pp. 35-43, 2010

13) Li, V. C., Hashida, T., Engineering ductile fracture in brittle matrix composites, J. of Materials Science Letters, 12, pp. 898~901, 1993

14) Li,V.C., Damage tolerance of engineered cementitious composites, in: Advances in Fracture Research, Proc. 9th ICF Conference on Fracture, Sydney, Austra, 1997
15) Marshall, D.B., Cox, B.N., A J-integral method for calculating steady - statematrix cracking stressedin composites, Mechanics of Materials, Vol.7, No.2, pp.127-133, 1988
16) Li, V. C., Hashida, T., Engineering ductile fracture in brittle matrix composites, J. of Materials Science Letters, 12, pp. 898~901, 1993
17) ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council (Report No. ATC-40), Redwood City, California for the California Seismic Safety Commission (Report No. SSC 96-01).
18) Federal Emergency Management Agency(FEMA),FEMA-356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D,C, 2000
19) 최완철, 김화중, 김진근, '비정질 Steel Fiber를 이용한 초고성능 콘크리트의 개발', 한국콘크리트학회 보고서, 2009
20) 정인규, 조창근, 박순응, "변위기반 설계법에 의한 RC 기둥의 Steel Jacket 보강 내진성능개선 설계법," 한국공간구조학회 논문집, 10(4), pp. 49~57, 2010
21) 조창근, 문형주, 이승중, 하프프리캐스트 SHCC 철근콘크리트 복합바닥구조의 구조성능, 콘크리트학회논문집 25 (1), pp. 413-414, 2013
22) 조창근, 한병찬, 문형주, 임현진, 이승중, 현장타설 SHCC 철근콘크리트 복합 슬래브의 휨 실험 및 강도평가, 대한건축학회지, 29(4), pp. 19-26, 2013
23) 조창근, 문형주, 임현진, 서정환, 김광석, SHCC 및 철근콘크리트 복합슬래브의 휨 실험 및 비선형 해석,대한건축학회학회지, 15(1), pp.51-58, 2013
24) 조창근, 김윤용, 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
25) 조창근, 한성진, 권민호, 임청권, 소성힌지부 강섬유 혼입 모르타르 적용 철근콘크리트 기둥의 내진성능평가, 콘크리트학회논문집, 24(3), pp. 241-248, 2012
26) 조창근, 김윤용, 서정환, 이승중, 압출성형 ECC 패널 RC 복합 슬래브의 해석모델, 12(1), pp. 55-58, 2012
27) 조창근, 권민호, Nonlinear Failure Prediction of Concrete Composite Columns by a

Mixed Finite Element Formulation, Engineering Failure Analysis, 18, Engineering failure analysis, pp. 1723-1734, 2011
28) 정인구, 조창근, 박순응, 변위 기반 설계법에 의한 RC 기둥의 Steel Jacket 보강 내진성능 개선 설계법, 한국공간구조학회지, 10(4), pp. 49-57, 2010
29) 조창근, 윤희천, 김윤용, Displacement-Based seismic design of reinforced concrete columns strengthened by FRP jackets using a Nonlinear flexural model, Computers & concrete an international journal, 6(2), pp. 95-108, 2009
30) 정인규, 조창근, 박문호, 김준영, 김정섭, 다자유도 철근콘크리트 골조의 Steel Jacket 보강 변위기반 내진설계법, 콘크리트학회논문집, 21(2), pp.115-156, 2009
31) 이방연, 한병찬, 조창근, 권영진, 김윤용, 압출성형 ECC 패널의 섬유분포 특성과 휨 성능, 콘크리트학회논문집, 21(5), pp.573-580, 2009
32) 조창근, 직접변위기반설계법에 의한 철근콘크리트 기둥의 FRP 피복보강 내진성능설계법의 개발, 한국지진공학회논문집, 11(2), pp. 105-113, 2007
33) Cho, C.G., et al., Flexural Behavior of Extruded DFRCC Panel and Reinforced Concrete Composite Slab, Advances in Materials Science and Engineering, Vol. 2, pp. 01-08, 2012
34) 조창근, 하기주, 철근콘크리트 보의 휨 및 전단파괴 예측의 3차원 유한요소 모델, 한국구조물진단학회 논문집, 14(6), pp. 109-116, 2010
35) 조창근, 김윤용, 김정섭, 섬유보강 고인성 시멘트 복합체 패널의 2축 전단 비선형 모델, 한국전산구조공학회 논문집, 22(6), pp. 597-605, 2009
36) Priestley M.J.N., Seible F. and Calvi G.M. Seismic Design and Retrofit of Bridge Structures. John Wiley and Sons, New York, 1996
37) M. J. Nigel Priestley and Gianmario Benzoni, Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios ACI Structural Journal Vol.93 pp.474-485, 1996
38) Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N., and Seible, F. Dynamic Behavior of Lightweight Concrete Bridges. ACI Structural Journal, 97-S63, 2000
39) Moyer M.J. and Kowalsky M.J. Influence of Tension Strain on Buckling of Reinforcement in Concrete Columns. ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 1, 2003
40) Berry P.B. and Eberhard M.O. Practical Performance Model for Bar Buckling. ASCE

Journal of Structural Engineering. Vol. 131, No. 7, 2005
41) Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, 1988
42) King D.J., Priestley M.J.N., and Park R. Computer Programs for Concrete Column Design. Research Report 86/12, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1986.
43) Raynor D.J., Lehman D.L. and Stanton J.F. Bond Slip Response Reinforced Bars Grouted in Ducts. ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 5, 2002
44) Kowalsky M.J. and Priestley M.J.N. Improved Analytical Model for Shear Strength ofCircular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. ACI Structural Journal, Vol. 97 No. 3, 2000
45) Freeman. S.A., Development and use of capacity spectrum method, Paper No.269. the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, seattle, Washington.1998
46) P.Fajfar, "Equivalnent ductility factors taking into account low cycle fatigue', Earthquake Enging. Stuct. Dyn., 21, pp. 537-848, 1992
47) Shibata, A., and Sozen, M. A., 1976, Substitute structure method for seismic design in R/C, Journalo f the Structural Division, ASCE, 102(1), pp. 1-18, 1976
48) Moehle, J. P., Displacement-based design of R/C structures subjected to earthquakes, Earthquake Spectra, 8(3), pp. 403-427, 1992
49) Preistley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, New York, NY., 1996
50) Priestley, M. J. N., and Calvi, G. M., Concepts and procedures for direct displacement-based design, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler(eds), Balkema, Rotterdam, pp. 171-181, 1997
51) Chopra, A. K., Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ., 1995
52) Chopra, A. K. and Goel, R. K., Evaluation of a NSP to estimate seismic deformation: SDF systems, Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(4), pp. 482-490, 2000
53) Anil K. Chopra, M. EERI, and Rakesh K. Goel, M. EERI, Direct Displacement-Based

Design: Use of Inelastic Design Spectra Versus Elastic Design Spectra, Earthquake Spectra, 17(1),pp. 1-17,2001

54) Newmark, N. M., and hall, W. J., Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 1982

55) 조창근, 김영상, 다자유도 연속교량의 내진성능설계 기법에 의한 지진성능평가, 대한토목학회논문집, 25(5), pp. 865-871, 2005