creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 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]I804:24011-200000241052

2011年 2月

碩士學位論文

강구조 체육관시설물의 내진성능평가 및 보강방법에 관한 연구

朝鮮大學校 大學院

建築工學科

丁 時 正

강구조 체육관시설물의 내진성능평가 및 보강방법에 관한 연구

A Study on the Estimation of Seismic Performance and Seismic Retrofitting for Steel Gymnasium Structure

2011年 2月 25日

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

建 築 工 學 科

丁 時 正

강구조 체육관시설물의 내진성능평가 및 보강방법에 관한 연구

指導敎授　　崔　宰　赫

이 論文을 工學 碩士學位申請 論文으로 提出함.

2010年　10月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

建 築 工 學 科

丁　時　正

丁時正의 碩士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 敎授 金 政 変 印

委　員 朝鮮大學校 敎授 金 義 植 印

委　員 朝鮮大學校 敎授 崔 宰 赫 印

2010年　11月

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

차 례

ABSTRACT

제1장 서론

1.1 연구의 배경 및 목적 ····· 1
1.2 학교시설물의 내진설계 현황 ····· 4
1.3 기존의 연구 ····· 6

제2장 일본의 강구조 내진성능평가

2.1 일본의 내진성능평가 방법 ····· 8
2.2 일본 내진진단에 의한 기존 체육관 건물의 내진성능평가 ····· 15
2.2.1 해석대상 구조물 개요 ····· 15
2.2.2 X방향 내진성능평가 ····· 19
2.2.3 Y방향 내진성능평가 ····· 33
2.3 브레이스를 이용한 강구조물의 내진보강 ····· 38
2.3.1 브레이스를 이용한 강구조물의 내진보강 ····· 38
2.3.2 보강·증축 계획 ····· 41
2.3.3 구조내진지표를 이용한 장변(Y축)방향 내진성능평가 ····· 44
2.3.4 지붕 브레이스 보강 부분의 검토 ····· 47
2.4 결론 ····· 51

제3장 FEMA356에 의한 내진성능평가

3.1 FEMA 356의 내진성능평가방법 ····· 52
3.1.1 개요 ····· 52
3.1.2 성능단계 ····· 52
3.1.3 성능목표 ····· 55

3.1.4 역량스펙트럼 방법(Capacity Spectrum Method, CSM) ····· 56
3.2 FEMA356에 의한 기존 체육관 건물의 내진성능평가 ····· 61
3.2.1. 해석개요 ····· 61
3.2.2. Pushover Analysis ····· 61
3.3 브레이스 보강 후 기존 체육관 건물의 내진성능평가 ····· 67
3.4 결론 ····· 73

제4장 내진보강 전・후의 시간이력해석
4.1 시간이력해석 ····· 74
4.2 해석결과 ····· 76
4.2.1 단변방향 ····· 76
4.2.2 장변방향 ····· 79
4.3 결론 ····· 81

제5장 결론 ····· 82

참고문헌 ····· 84

표 차 례

표 1.1 교육시설물 내진설계 현황 ····· 5
표 1.2 기준별 내진대상 건축물 현황 ····· 6

표 2.1 인성지표 F의 산정 I ····· 12
표 2.2 인성지표 F의 산정 II ····· 12
표 2.3 인성지표 F의 산정 III ····· 12
표 2.4 사용된 부재 List ····· 19
표 2.5 하중의 산정 ····· 20
표 2.6 연직하중 산정 ····· 20
표 2.7 각 절점에 작용하는 하중 ····· 27
표 2.8 보강 전 각 요소의 종국내력 산정결과 ····· 36
표 2.9 보강 후 구조 List ····· 44
표 2.10 보강 후 각 요소의 종국내력 산정결과 ····· 45
표 2.11 보강 후 지붕면의 각 요소의 종국내력 산정결과 ····· 48
표 2.12 구조내진지표를 이용한 내진진단 결과 ····· 51

표 3.1 건물의 성능단계(ATC 40) ····· 53
표 3.2 기본적인 안전목표(BSO) ····· 55
표 3.3 감쇠조정계수 산정 ····· 60
표 3.4 구조물의 이력거동에 따른 응답감소계수의 최소치 ····· 61
표 3.5 재현주기에 따른 지반운동 수준 ····· 63
표 3.6 내진성능목표에 근거한 설계지진계수 ····· 64
표 3.7 보강 전・후 성능점 비교 ····· 71
표 3.8 보강 전・후 파괴부재 ····· 71

그 림 차 례

그림 1.1 세계 각국의 지진피해사례 ····· 1
그림 1.2 한반도 시대별 역사지진의 발생빈도 ····· 2
그림 1.3 국내 체육관시설물의 지진피해(오대산지진,2007) ····· 3
그림 1.4 학교 건축물의 노후화 실태 (일본) ····· 4
그림 1.5 학교 건축물의 내진화 추진 실태 (일본, 2004년 기준) ····· 4

그림 2.1 인성지표 F ····· 13
그림 2.2 요소A의 내력기여율 I ····· 14
그림 2.3 요소A의 내력기여율 II ····· 15
그림 2.4 체육관 시설물의 구조형태 ····· 16
그림 2.5 해석모델의 구조도 ····· 17
그림 2.6 X1, X8 단면의 연직하중 작용도 ····· 20
그림 2.7 주각부 상세도 ····· 23
그림 2.8 기호의 정의 ····· 24
그림 2.9 절점에 작용하는 힘 ····· 25
그림 2.10 i절점에서의 휨모멘트와 λ(하중계수)와의 관계 ····· 28
그림 2.11 종국시 휨 모멘트 분포도 ····· 28
그림 2.12 CPM의 흐름도 ····· 29
그림 2.13 CPM 해석 모델링 ····· 30
그림 2.14 CPM 해석결과 모멘트 분포도 ····· 31
그림 2.15 브레이스의 배치 ····· 34
그림 2.16 브레이스 접합 상세도 ····· 34
그림 2.17 브레이스 구면의 종국시 하중분포 ····· 37
그림 2.18 건축물 방향별·구조형식별·기존건물 내진진단 및 내진보강 ····· 39
그림 2.19 철골조 구조물의 보강공법의 분류 ····· 40
그림 2.20 단변방향 보강방침 ····· 41
그림 2.21 장변방향 보강방침 ····· 41
그림 2.22 보강 후 구조도 ····· 42

그림 2.23 보강 후 브레이스 구면의 종국시 하중분포 ····· 45
그림 2.24 보강 후 지붕 브레이스 접합부 ····· 47
그림 2.25 보강 후 종국시 지붕면의 전단력 분포 ····· 48
그림 2.26 보강 후 지붕 브레이스 구면 ····· 49

그림 3.1 역량스펙트럼방법의 내진성능평가 과정 ····· 58
그림 3.2 이력거동에 의한 등가감쇠 ····· 59
그림 3.3 소산되는 에너지량의 산정 ····· 59
그림 3.4 단변(X)방향 밑면전단력-변위곡선 ····· 62
그림 3.5 장변(Y)방향 밑면전단력-변위곡선 ····· 63
그림 3.6 500년/1000년 재현주기의 설계스펙트럼 ····· 64
그림 3.7 단변(X)방향 500년 재현주기시 성능점 산정 ····· 65
그림 3.8 장변(Y)방향 500년 재현주기시 성능점 산정 ····· 66
그림 3.9 단변(X)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정 ····· 66
그림 3.10 장변(Y)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정 ····· 67
그림 3.11 보강 전 3D 모습 ····· 67
그림 3.12 보강 후 3D 모습 ····· 67
그림 3.13 단변(X)방향 밑면전단력-변위곡선 ····· 68
그림 3.14 장변(Y)방향 밑면전단력-변위곡선 ····· 68
그림 3.15 보강 후 단변(X)방향 500년 재현주기시 성능점 산정 ····· 69
그림 3.16 보강 후 장변(Y)방향 500년 재현주기시 성능점 산정 ····· 69
그림 3.17 보강 후 단변(X)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정 ····· 70
그림 3.18 보강 후 장변(Y)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정 ····· 70
그림 3.19 단변방향의 소성힌지 분포 ····· 72
그림 3.20 장변방향의 소성힌지 분포 ····· 72

그림 4.1 지진파별 가속도 스펙트럼 ····· 75
그림 4.2 지진파별 속도 스펙트럼 ····· 75
그림 4.3 지진파별 변위 스펙트럼 ····· 76
그림 4.4 보강전・후의 단변방향 지붕층 시간-변위 ····· 76

그림 4.5 보강전・후의 단변방향 지붕층 시간-가속도 ····· 77
그림 4.6 보강전・후의 단변방향 지붕층 주파수 ····· 77
그림 4.7 보강전・후의 단변방향 내부기둥 모멘트-회전각 ····· 78
그림 4.8 보강전・후의 단변방향 외부기둥 모멘트-회전각 ····· 78
그림 4.9 보강전・후의 장변방향 지붕층 시간-변위 ····· 79
그림 4.10 보강전・후의 장변방향 지붕층 시간-가속도 ····· 79
그림 4.11 보강전・후의 장변방향 지붕층 주파수 ····· 80
그림 4.12 보강전・후의 장변방향 내부기둥 모멘트-회전각 ····· 80
그림 4.13 보강전・후의 장변방향 외부기둥 모멘트-회전각 ····· 81

Abstract

A Study on the Estimation of Seismic Performance and Seismic Retrofitting for Steel Gymnasium Structure

Jeong, Si Jeong
Advisor : Prof. Choi, Jae hyouk, Dr. of Eng.
Department of Architectural Engineering,
Graduate School of Chosun University

Considerable damages and casualties due to the great earthquake such as Northridge(1994), Kobe(1995), Sichuan(2009) and Haiti(2010) earthquake is occurred. Especially, during the earthquake the collapse of school buildings which had done an important role as temporary evacuation of facilities and local disaster prevention center has leading to as a young life. Because of the lack of interest about seismic design and minor earthquake damage of buildings, our country had established seismic design standard not until 1988 year. Considering those circumstance at that time, the standard was limited seismic design respectively for the buildings that over 6 story and total floor area 10,000m^2 or important buildings which is national security and public welfare. After repeated revisions, KBC2005 which was based on IBC2000 suggested seismic design standard for building design. However, structures which are under 5 story middle and low-rise buildings was built before the seismic design standard established has not been done and also for school and government buildings seismic

design has not been done.

For personal protection and disaster mitigation, it is necessary ensure functionality as a evacuation refuge in disaster. Therefore, the main purpose of this study is that seismic diagnosis of existing steel structure of japan and applicability of performance evaluation method of the United States introduce, we obtain basic information for seismic measure of steel structure in our country. In this study, our goal is that Gymnasium Structure which representative still structure that expect to important roll as refuge and evacuation shelter when disaster is coming down evaluate seismic performance using two different seismic diagnosis, the structure that get a seismic performance rejection evaluate the safety to give a suggest by reinforced method.

제1장 서 론

1.1 연구의 배경 및 목적

1994년 Northridge지진과 1995년 일본 고베지진의 발생에 이어 최근에도 중국 쓰촨성, 대만, 아이티 등 여러나라와 지역에서 대지진이 발생하여 인명·재산적 피해로 인한 국가적 손실에 따라 지진패해에 대한 경각심이 대두되고 있다. 가까운 일본과 중국의 경우 1995년 고베지진과 2008년 쓰촨성 지진으로 커다란 피해를 입었으며 최근까지도 크고 작은 지진피해가 끊이지 않고 나타나고 있다.[22] 더욱이 대지진 발생 시에 한시적인 피난시설 또는 지역의 방재거점으로서 다른 공공시설과 함께 중요한 역할을 수행하여야 하는 학교시설물이 쉽게 무너져 특히 어린학생들의 희생이 많았다.

(a) 중국 쓰촨성 지진(2008)

(b) 페루 Atico 지진(2001)

(c) 아이티 지진(2010)

(d) 칠레지진(2010)

그림 1.2 세계 각국의 지진피해사례

우리나라는 지난 200여년간에 걸쳐 큰 규모의 지진이 거의 발생한 적이 없어 지진피해의 경험이 적은 나라로 인식되어 왔지만, 1978년부터 2008년 상반기까지 규모 4.0이상의 지진이 25회 정도 발생하였으며, 건물이 무너지고 인명피해가 났던 지진의 크기는 최대 규모 6.5정도인 것으로 보아 결코 지진안전지역이라 할 수 없다. 그러나, 소방방재청이 발표한 '시설물 내진실태 현황'에 따르면 2008년 말 기준 전국의 건축물과 학교, 병원, 철도, 도로 등 공공·민간 시설물 1,078,072곳 가운데 내진설계가 적용된 비율은 18.1%에 불과, 지진 발생시 그 피해가 클 것으로 추측된다.[30),31)]

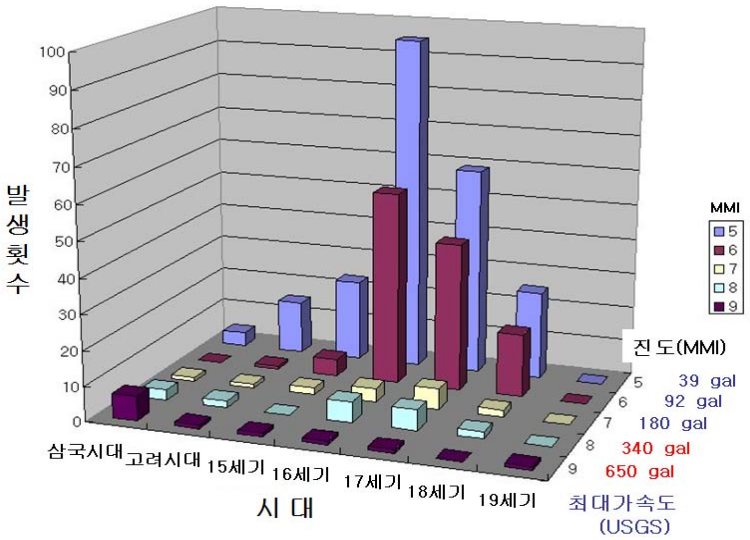


그림 1.2 한반도 시대별 역사지진의 발생빈도

우리나라는 지진피해가 경미해 건축물의 내진설계에 대한 관심이 비교적 적었기 때문에 1988년도에 이르러 내진설계기준이 제정되었다. 당시의 상황들을 고려하여, 6층 이상 연면적 10,000㎡ 이상인 건축물 및 국가안보와 공공복리에 중요한 건축물에 대해서 제한적으로 내진설계를 의무화 하는 것 이였다. 이러한 내진설계 기법은 구조물에 지진하중이 작용할 경우 각 부재의 강성을 증가시켜 건축물의 층간 변위를 감소시키고, 소성 변형량을 크게 하여 건축물에 작용하는 지진에너지를 흡수하는 설계법이다.[30)] 이후, 거듭된 개정을 거쳐 최근에는 선진외국의 내진공학과 국내에 진행 중인

다양한 구조시스템을 설계하기 위하여 IBC2000을 근간으로 한 KBC2005에서 건축물에 대한 내진설계 기준을 제시하고 있다. 하지만, 우리나라 대부분의 구조물은 내진설계 기준이 제정되기 이전에 만들어진 5층 이하의 중·저층 건축물 특히, 재난 시 대피시설로 이용되는 학교 및 관공서 등의 건축물에 대해서 내진설계가 이루어 지지 않고 있다. 이를 위해서는 재난시 대표적으로 사용되는 피난시설인 체육관 시설물에 대하여 국내 실정에 맞는 내진진단법 및 보수·보강 기술이 우선적으로 개발·정착이 시급한 현실이다.

그림 1.3 국내 체육관시설물의 지진피해(오대산지진,2007)

안전관리계획상, 인명피해를 예방하기 위한 재난대피시설인 학교건축물은 그 중요성에 있어서 우선적으로 내진성능을 평가하고, 재해시 피난시설로서의 기능을 확보할 필요성이 있다.[28] 따라서, 본 연구의 주목적은 해외각국에서 오랜 연구와 경험을 토대로 개발·정착되어진 철골(S)조 건물의 내진진단법 가운데, 일본의 기존 철골조건축물의 내진진단법과 미국의 성능평가방법의 내용 및 적용가능성을 소개·분석하여, 국내 철골조 건축물의 내진대책을 위한 기초적인 자료를 얻는데 있다. 따라서 본 연구에서는 지진 발생시 피난 및 대피장소로서 중요한 역할이 예상되는 대표적인 철골조 건축물인 체육관 시설물을 대상으로 개념이 다른 두 내진진단법을 적용하여 내진성능을 평가하고, 내진성능 부적합 판정을 받은 구조물에 보강방향을 제시하여 안전성을 평가하고자 한다.

1.2 학교시설물의 내진설계 현황

학교 시설물은 초·중·고등학생들이 하루 생활의 대부분을 보내는 교육생활의 터전임과 동시에 가구 재난시에 지역주민들의 응급피난장소로서의 역할을 담당하는 국가중요시설이다.(자연재해대책법-2004년 방재집행관리) 우리나라 뿐만 아니라 각 국에서도 비슷한 입장을 견지하고 있음에도 불구하고, 1995년 일본 고베대지진시에는 139개 문교시설의 273동이 지진피해를 입었으며, 2008년 중국 쓰촨성지진시 약 16,000여개의 학교시설이 붕괴 또는 파손되었다.

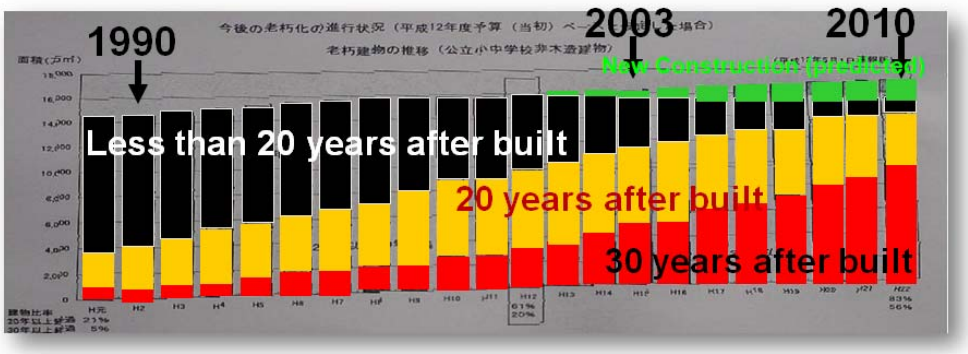


그림 1.4 학교 건축물의 노후화 실태 (일본)

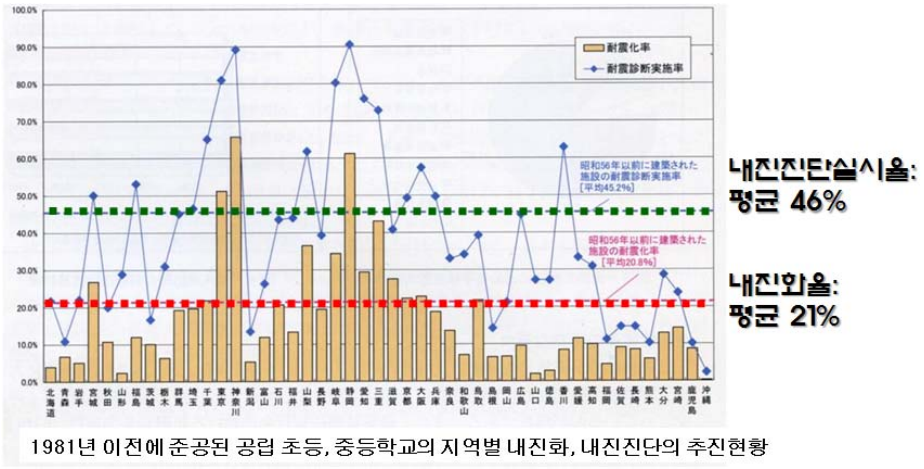


그림 1.5 학교 건축물의 내진화 추진 실태 (일본, 2004년 기준)

일본의 경우 1981년 이전에 준공된 공립 초등, 중등학교의 지역별 내진진단 및 내진화의 향성을 지속적으로 도모하여 왔음에도 불구하고, 2004년 기준으로 내진진단율 평균 46%, 내진화율 평균21%의 저조한 실적을 보여주고 있다. 그 이유로는 각 학교별로 규모, 층수, 구조, 평면 등이 다르므로 일률적으로 결정하기 어려운 점과 학교 건축물에 예산이 배정이 되더라도 교육환경 개선 등의 당면한 문제에 먼저 예산이 투입되어야 하는 예산배정의 시급성에 따라 내진 진단 및 보강사업의 예산배치가 어려운 점을 들 수 있다.

우리나라 학교관련 시설물은 표 1.1에 나타낸 것과 같이 현재 65,049동이며 건축법 시행령 제 32조 규정에 의하여 내진보강이 필요한 3층 이상, 1,000㎡ 이상인 건물은 18,329동으로서 그 중 내진 설계된 건물은 13.2%인 2,417동이며, 전체 건물에 대하여는 3.7%에 불과하다. 우리나라는 내진설계 규준에 대하여 1986년 처음으로 건축법에 지진에 대하여 안전한 구조를 가져야 한다고 명시하였으며 이를 근거로 2년 후 1988년에 건축물의 구조기준 등에 관한 규칙에 세부사항으로 규정하였다. 현재 내진대상 건물로 논의되고 있는 학교 시설물의 대다수는 5층 이하의 규모로서 표 2.2에서 보는 바와 같이 1988년 국내에 내진관련법이 제정되었으나 재난발생시 대피장소로 활용되고 있는 가장 중요한 시설물임에도 불구하고 2005년 까지는 내진설계 대상 구조물에 포함되지 않았다. 따라서 2005년 이전의 건물에 대하여는 전반적으로 내진보강을 통하여 안전성을 확보하여야 한다.[30)]

표 1.1 교육시설물 내진설계 현황

학교수	총시설물	내진설계대상건물	내진설계	비 내진설계
11,293	65,049동	18,329동	2,417동	15,912동
		100%	13.2%	86.8%

표 1.2 기준별 내진대상 건축물 현황

년도별	내진대상 건축물
1988년	6층 이상, 1,000㎡ 이상인 종합병원, 전신전화국, 발전소, 방송국, 공공업무시설
2000년	6층이상, 10,000㎡이상
2005년	3층이상, 1,000㎡이상

학교시설물은 학생수의 증가 및 교육환경 개선을 위하여 지속적으로 증축공사가 이루어지고 있다. 2005년 이후 내진관련법이 강화 되었음에도 불구하고 “사용승인서를 교부받은 후 5년이 경과된 건축물의 증축 중 연면적 1/10이내의 증축 또는 1개층 증축의 경우에는 지진에 대한 안전여부를 확인받지 않아도 된다”는 건축법 시행령 제 32조의 예외 규정에 따라 증축시 기존 구조물에 대한 내진검토는 대상에서 제외되고 있다. 따라서 재난발생시 대피장소로 활용되고 있고, 학생들이 하루 종일 공부하는 장소라는 시설물의 특수성을 고려 할 때, 건축법 시행령 제 32조의 예외조항에서 학교시설물 및 공공시설물 제외하는 것이 타당하리라 사료된다.[30)]

지진이 빈번하게 발생하는 일본의 사례를 보면, 내진설계기준이 강화된 1981년 전후로 지진 피해의 정도가 상당히 차이가 있다. 1981년 이전에 지어진 건물의 경우는 지진 발생 시 상당한 피해가 발생하였으며, 1981년 이후에 지어진 건물의 경우는 지진에 대한 피해가 경미하게 발생하였다. 또한 1981년 이전에 지어진 건물이라도 내진보강이 이루어진 경우에는 지진에 대한 피해가 경미하게 발생하였다.[30)]

1.3 기존의 연구

현재 국내에서는 철근콘크리트(RC)조에 대한 내진진단법 소개 및 내진성능평가에 관한 연구는 활발하게 진행되고 있지만, 철골(S)조에 대한 내진진단의 연구는 매우 미흡한 실정이다.

김상대[2001]는 ATC 40의 성능스펙트럼법을 소개하고, 이를 이용하여 국내 중・저층 RC건물의 내진성능평가를 실시하였다.

이원호[1999]는 기존 철근콘크리트의 국내와 국외의 내진성능 평가기법의 현황에 대해 소개하고, 내진보강법의 선정시 참고자료로서 활용할 수 있는 기존 RC건축물의 내진보강방법의 종류를 소개하였다. [2010]에서는 전통 목조 건축물에 대해 역량스펙트럼과 구조내진 성능 판정지표를 이용하여 내진성능을 평가 비교하였다.

오상훈[2002]은 기존 철골건축물의 국내와 국외의 내진성능 평가기법에 대해 소개하고, 내진진단 기법에 대한 지식을 바탕으로 국내 적용가능한 보강방법을 소개하였다.

이강석[2004]은 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가방법을 소개하고, 국내 현존 RC건물 14동을 대상으로 일본의 내진진단 기준을 적용하여 그 내진성능을 평가하였다. 또한, [2009]에서는 저층 RC건물의 내진성능을 단시간내에 보다 효율적이며 실용적으로 평가 할 수 있는 간이 내진성능 평가법을 제안하였다.

윤태호[2008]는 기존 학교건축물 중 내진설계가 되지 않은 건물은 표본으로 정하여 국토해양부에서 제시한 내진성능평가방법과 일본의 내진성능평가방법을 적용 및 검토하고 보강방향을 제시하였다.

이상호[2006]는 국내・외의 내진성능평가방법을 소개하고, 각각의 특징과 문제점을 비교하였으며, 일본의 고베지진으로 피해를 입은 RC건축물의 자료를 바탕으로 새로운 내진성능 평가방법을 제안하였다. 또한, 앞에 소개한 내진 평가방법을 이용하여 국내의 내진대책 마련의 한 방안으로서, 부산에 소재한 재난대피시설로 지정된 RC조 학교건축물을 대상으로 내진성능 보유정도를 파악하고 국내에 상정되는 지진으로 인한 건축물의 피해율을 예측하였다.

제2장 일본의 강구조 내진성능평가

2.1 일본의 내진성능평가방법[1),2),3)]

(1) 개요

일본의 내진성능평가기법은 여러 구조 형식 및 재료로 이루어진 구조물을 하나의 기준에 전부 포함한 미국의 내진 지침과는 달리 구조체를 이루고 있는 각 구조재료에 의해 서로 다른 형태의 기준을 가지고 있다. 따라서 일본의 내진진단 기준은 철근콘크리트 건물, 철골·철근 콘크리트 건물, 철골조 건물, 목조 건물에 대하여 서로 다른 개념과 방법에 의해 진단법이 따로 제정되어 있다. 이러한 형식의 내진기준은 각 구성재료별 구조물의 특징을 최대한 상세히 파악하여 내진진단을 수행할 수 있는 장점을 가지고 있으나, 각 구조 형식에 대해 서로 다른 형태와 방법에 의해 진단이 진행됨으로써, 내진 진단법을 이해하기 어렵고 통일성이 결여되어 혼란을 가져올 우려가 있다.

철골 건축물의 내진진단법은 일본 건축방재협회의 「내진개수 촉진법을 위한 기존 철골조 건축물의 내진진단 및 내진개수 지침·동해설(2006년)」에서 제시한 내진 진단 플로우 챠트를 그림 2.1에 나타내었다. 이 방법은 건물이 지진력을 받아서 붕괴에 이르기까지 탄소성 진동을 하면서 외부에너지(지진력)를 흡수할 수 있는 한계가 지진에 의해 입력되는 입력에너지보다 크게 되면 내진성능이 확보된 것으로 판단하는 이른바 에너지양의 크기를 산정하여 평가하는 방법을 사용하고 있다.

이 기준에 따르면 철골조 건축물의 내진진단의 경우 속도레벨에서 평가하고 있고 풀웨브 단면을 원칙으로 하고 있으며, 오래된 공장건물이나 창고 등의 구체형식은 기둥이 래티스형식, 보가 트러스형식인 조립재로 구성된 구조형식은 내진진단의 대상 외로 하고 있기 때문에 진단방법을 적용하기 곤란할 때가 많다.

따라서, 이 내진진단법은 철근 콘크리트조 건물과 철골·철근 콘크리트조 건물의 내진진단 기준이 건물관리자가 내진진단을 간단히 실시할 수 있도록 하는 것을 우선적으로 생각한 것에 비해 그 수행 방법이 약간 어렵다고 할 수 있다. 현재, 현행의 내진설

계법과의 정합성과 내력평가의 방법을 포함하여 이용자의 입장에서 보다 실용적인 진단방법이 제시되어야 할 것으로 생각된다.

건물의 보유수평내력을 평가하는 요인의 하나로 특히 철골조 건물의 경우 실태조사가 불가피한데, 건물의 구조골조에 관한 품질 및 경년변화의 영향을 평가하는 지표를 품질지표로 정의하고 있고, ①준공 후 15년 이상 경과한 건축물 ②진재·화재 등 중대한 피해를 경험한 건물 ③열악한 사용 환경에 있는 건물의 조건에 해당하는 건물은 이 실태조사를 반드시 실시하여야 한다. 이 실태조사에서 구조골조의 내력 및 변형능력을 저하시켜 강진시에 기대되는 구조골조의 에너지 흡수능력을 저하시키는 등 매우 중요한 영향을 미치는 것으로 생각되는 항목이 한가지라도 일정수준을 만족시키지 못하는 경우는 내진진단을 실행하는 의미가 없어진다.

(2) 내진진단을 위한 철골구조물의 상태조사

내진진단을 실시하기 전 설계도서와의 정합성을 비교하면서 건축물의 시공상태를 파악하기 위하여 상태조사를 실시한다. 상태조사는 다음의 요령으로 실시한다.

1) 조사 위치 선정

건축물의 상태를 포괄적으로 파악하기 위해서, 조사 위치를 건축물의 높이방향과 평면적으로 분산하여 위치를 선정한다. 체육관의 경우, 통상적으로 단변방향(보방향)과 장변방향의 구조부위 중에 내진성능상 가장 중요하게 고려되는 기둥-보 접합부와 그 주변의 시공상태를 검토할 수 있는 3개소와 주각부 1개소 정도를 선정하여 상태조사를 실시한다. 또한 기초부분에 대한 조사를 실시한다.

2) 조사항목

- 부재치수의 조사: 기둥, 보, Brace 등의 부재치수가 설계도서와 일치하는지를 조사
- 접합부의 조사: 용접접합, 볼트의 접합, 다이어프램의 상태에 대해서 다음의 항목의 조사를 실시한다.

① 용접접합

i. 용접접합 : 보 단부의 플랜지가 완전 용입용접인지 모살용접인지 판단한다. 엔

드탭, 덧댐판, 보 웨브의 스컬랩이 전혀 없는 경우에는 모살용접으로 판단한다. 전부가 있는 경우에는 완전 용입용접으로 판단한다.

ⅱ. 모살용접의 사이즈(s)의 판단 : 사이즈가 충분하지 않는 것으로 판단되는 경우는 s=0.5㎜로 판단함. 도한 사이즈를 실측할 수 있는 경우에는 그 값의 평균치를 이용한다.

② 볼트접합

ⅰ. 볼트의 종류(고력볼트, 중볼트), 크기(직경) 및 개수가 설계도서와 일치하는지 육안으로 판단한다.

③ 다이어프램

ⅰ. 다이어프램의 위치가 설계도서와 일치하는지 육안으로 판단한다.

- 주각부의 조사 : 주각부와 기초와의 접합상태를 조사하여 설계도서와의 정합성을 판단
- 기초의 조사 : 기초형식(독립기초, 매트기초, 줄기초, 말뚝기초)를 확인하는 것과 동시에 기초저면의 상태 및 매입깊이 등 기초부분의 치수가 설계도서와 일치하는 지를 조사
- 부재, 접합부의 부식상태를 조사 : 부재와 접합부의 가셋플레이트 등에 부식이 발생해 있는지를 조사한다. 또한 전면적에 걸쳐 부식이 진행되어 있을 경우 부식에 의한 단면적 감소를 측정한다. 이 경우, 단면적 감소를 고려한 내력도 평가를 위해서 부식의 발생상태를 정밀조사하여 별도의 판단을 고려 할 수 있다.

(3) 구조내진지표 I_s와 보유수평내력에 관계되는 q지표의 산정

각 층의 구조내진지표(I_s) 및 보유수평내력에 관계되는 지표(q)는 다음 식 (2.1)~(2.4)와 같다.

$$I_{si} = \frac{E_{oi}}{F_{esi} \cdot Z \cdot R_t} \tag{2.1}$$

$$E_{oi} = \frac{Q_{ui} \cdot F_i}{W_i \cdot A_i} \tag{2.2}$$

$$E_{oi} = \frac{\sqrt{(Q_{1i} \cdot F_{1i})^2 + (Q_{2i} \cdot F_{2i})^2 + (Q_{3i} \cdot F_{3i})^2}}{W_i \cdot A_i} \tag{2.3}$$

$$q_i = \frac{Q_{ui}}{F_{esi} \cdot W_i \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot S_t} \tag{2.4}$$

여기서,

Q_{ui} : i층의 보유수평내력

F_i : 변형성능에서 층, 방향별로 정해지는 인성지표

A_i : 층 전단력의 높이방향 분포로서 건축기준법 시행령에 규정

W_i : i층이 지지하는 중량

E_{oi} : i층 내진성능을 나타내는 지표

Q_{ji} : i층 제 j그룹의 보유수평내력 (j=1,2,3)

F_{ji} : i층 제 j그룹의 인성지표 (j=1,2,3)

F_{esi} : 강성률 및 편심률에 의하여 결정되는 계수로서 건축기준법 시행령에 규정

$$F_{esi} = F_{si} + F_{ei}$$

F_{si} : i층 층간 변형각에서 구한 강성률로 정해지는 계수

F_{ei} : i층 강성 및 질량 분포의 평면상 비대칭성이 큰 경우 편심률에 따라 정해지는 계수

Z : 지역계수로서 건축기준법 시행령에 규정

R_t : 진동특성계수로서 건축기준법 시행령에 규정

S_i : 철골조 및 철골·철근 콘크리트조는 0.25, 철근 콘크리트조는 0.30

(4) 인성지표 F의 산정

표 2.1 인성지표 F의 산정 I

철골 라멘 부재(웨브 전체)				
휨(국부좌굴한 폭비 등급, 횡좌굴*)				전단
FA	FB	FC	FD	
4.0 <3.3>**	3.3 <2.9>**	2.9 <2.5>**	2.5 <2.0>**	2.2

*횡좌굴내력이 전소성 내력 미만의 경우를 FC, 전소성 내력의 0.6배 미만을 FD로 한다.

**냉간 성형 각형 강관의 경우, 〈 〉안의 수치로 한다.

표 2.2 인성지표 F의 산정 II

철골 truss 부재		철골· 철근콘크리트부재	철근 콘크리트 부재	
휨 (현재의 좌 굴)	전단 (경사재의 좌 굴)	축력 (인장측 축부 항복)	휨	전단
2.2	1.5	2.2	2.2	1.0

표 2.3 인성지표 F의 산정 III

철골 접합부	주각·철골의 RC에의 정착부	기초	
휨·전단·인장 (비보유 내력 접합)	휨·전단·축력	휨에 의한 전도	인발에 의한 부상
1.3 <2.9>***	1.3 <2.9>***	1.8	1.3

***실험등의 특별한 조사에 근거해, 휨으로 정해져, 한편 회전 능력이 충분히 보증되는 접합 세부사항이 이용되고 있는 경우에 한정해, 〈〉안의 수치로서 좋다.

① 인성지표 F값은 요소 및 구조물의 소성변형능력 및 소성에너지 흡수능력에 관계하는 지표값으로 현행 내진설계기준의 구조특성계수 Ds값의 역수에 가까운 의미를 가지는 지표값이다. 표 2.1~2.3에서 나타내는 요소인성지표값 F는 철골부재의 판폭두께비 등급에 관하여 현행내진기준 Ds값과 대략적으로 일치한다. 한편, 현행내진 설계기준에 대한 철골구조의 Ds값의 최대값이 0.5(2의 역수)인 것에 대하여, 본 기준의 F값은 소성변형능력이 부족하여 파괴되는 현상을 고려하여 접합부 주각부 등에 대해서도 인성지표값을 지정하여 2미만 1이상의 값을 부여하고 있다. 따라서 이 요소들이 파괴될 가능성이 있는 경우, 현행기준에 비교해서 보수적으로 평가되도록 되어 있다.

접합부, 주각부 등의 소성변형능력에 대해서 불명확한 부분이 아직 많이 남아있기 때문에, 비교적 적은 F값 1.3이 부여되었다. 이것은 접합부가 가지는 동등한 종국내력을 최대내력의 1/1.2 ~1.3배로 되어 있는 것으로 고려되어, 접합부의 최대내력 또는 탄성거동하여 소성변형능력이 전무한 경우(F=1.0)와 비교해서 요소의 거동평가에 대해 대략적으로 동등한 평가가 이루어 진 것으로 간주하고 있으나 비보유내력접합의 접합부에 비해 매우 보수적인 평가를 하고 있는 것이다.

한편, 최근의 연구동향으로는 반강접합 등 접합부내부의 소성에너지 흡수를 적극적으로 평가하는 경향도 있기 때문에 실험 등의 특별한 검토에 의하여 접합부의 충분한 소성변형능력이 확인 되는 경우, 비보유내력접합인 경우에도 Full-Web부재의 FC등급에 해당하는 값(F=2.9)을 사용할 수 있는 여지를 남겨두고 있다.

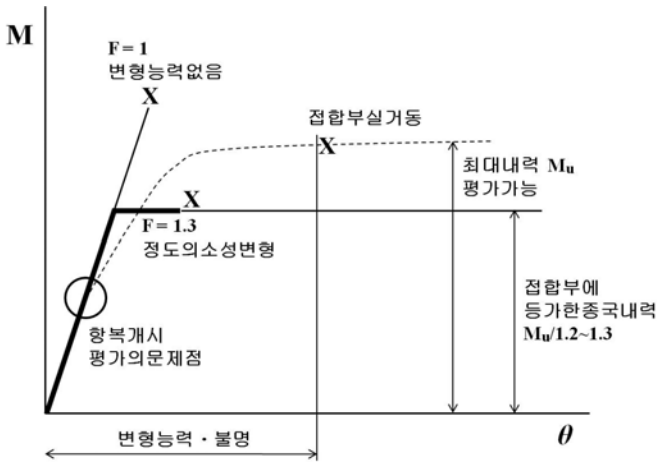


그림 2.1 인성지표 F

② 구조물의 인성지표는 그 보유내력의 한계를 결정하는 요소(부재, 접합부 등)의 인성지표값을 반영하여야 하기 때문에 요소의 소성화의 가능성 및 보유수평내역에 대한 기여를 고려하여야 한다. 보유내력의 평가에서 구조물의 각 절점 주위에서 소성화하는 주요한 요소를 특정할 수 있는 해석수법을 이용하는 것을 필수조건으로 하고 있기 때문에 구조물의 각 절점을 대표하는 인성지표를 소성화 할 가능성이 있는 요소의 요소인성지표로 한다. 단 절점에 연결되는 부재, 접합부 등의 종국내력의 값의 크기와 또 평가에 있어서 불명확한 요인이 있는 경우, 동시에 소성화하는 경우 에는 절점에 연결되는 부재·접합부 등의 요소 인성지표 값의 최소치를 각 절점의 인성지표로 한다.

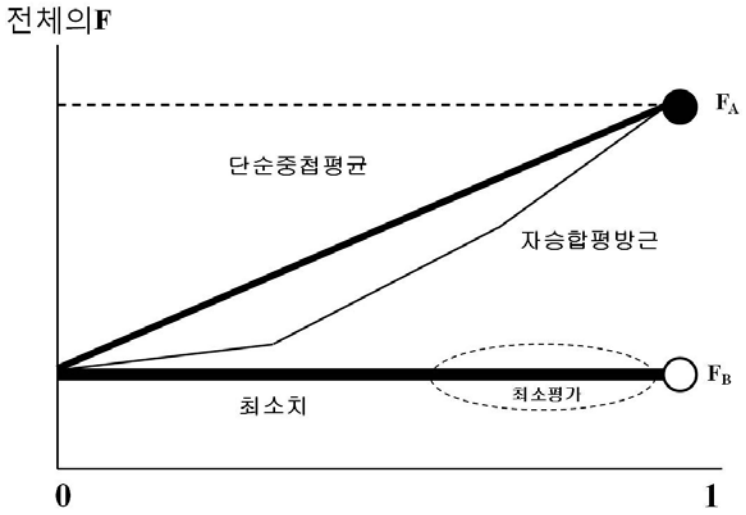


그림 2.2 요소A의 내력기여율 I

③ 서로 다른 인성지표값을 가지고 있는 절점(부재요소)이 병렬로 혼재되어 있는 경우 구조물의 인성지표값를 평가하는 방법은 여러 방법이 있다. 여기서는 단순히 보유내력에 대한 기여율을 중첩하여 절점 인성지표값을 중첩시켜 평균한 값을 전체의 인성지표값을 대표하는 것으로 하였다. 안전측의 평가방법으로서는 최소의 절점 인성지표값을 선정하는 방법, 보유내력기여율을 곱하여 절점 인성지표값의 평방자승값으로 구하는 방법 등이 있다. 이 방법 들은 본 기준의 단순 중첩 평균값에 비해서 구조물의

인성지표를 작게 평가하는 경향이 있다. 따라서 절점 인성지표값·보유내력기여율의 조합을 고려하지 않고 적용하면 불합리한 결과가 나오는 것이 자명하기 때문에 단순한 중첩 평균값을 채용하는 것으로 하였다.

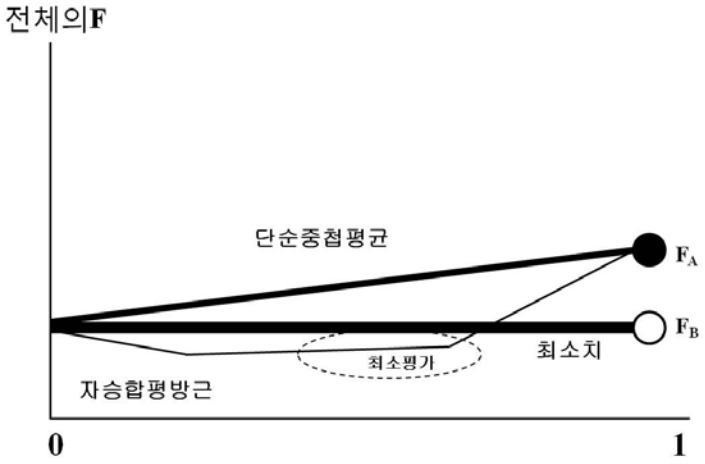


그림 2.3 요소A의 내력기여율 II

(5) 내진진단에 대한 판정

① $I_{si} < 0.3$ 또는 $q_i < 0.5$ 인 경우

지진의 진동 및 충격에 대하여 파괴하고 또는 붕괴하는 위험성이 높다.

② $0.3 \le I_{si} < 0.6$ 또는 $0.5 \le q_i < 1.0$ 인 경우

지진의 진동 및 충격에 대하여 파괴하고 또는 붕괴할 위험성이 있다.

③ $I_{si} \ge 0.6$ 또는 $q_i \ge 1.0$ 인 경우

지진의 진동 및 충격에 대하여 파괴하고 또는 붕괴할 위험성이 낮다.

2.2 일본 내진진단에 의한 기존 체육관 건물의 내진성능평가

2.2.1 해석대상 구조물 개요

철골구조물 중에서 체육관, 대형공장구조물(플랜트시설), 대형쇼핑센터 물류창고 및 발전소등의 구조형태를 11가지 타입으로 분류하여 그림 2.4에 나타냈다. 체육관 구조

물은 학교시설이나 지진 후 피난시설로 사용한다는 의미에서 일본에서는 대표적인 철골조물의 내진진단으로 많이 사용하고 있다. 체육관 시설물의 구조형태는 그림 2.4와 같이 라멘형식인 것과 철근콘크리트 기둥 위에 철골프레임을 갖는 형태가 많다.

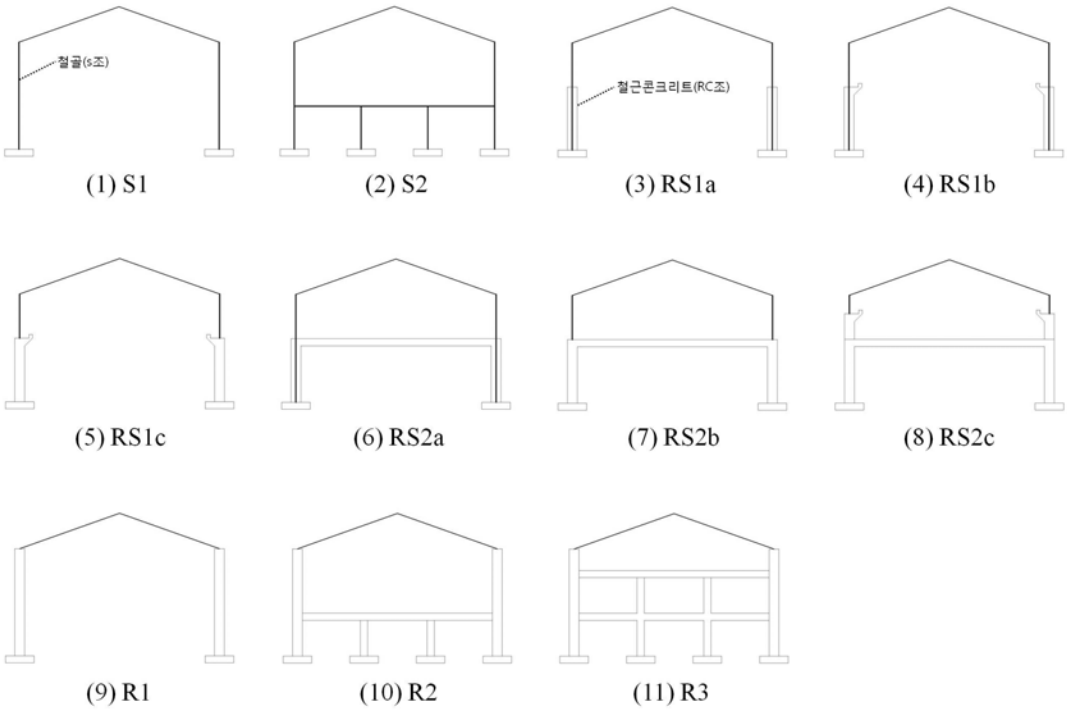


그림 2.4 체육관 시설물의 구조형태

그림 2.4의 11종류의 강구조 구조물은

(1) 순수 강구조(S조) (1층)

(2) 순수 강구조(S조) (2층)

(3) 철골기둥의 철근콘크리트 매입구조 (단층)

: 보와 슬래브가 없는 1층 구조로서 철골기둥이 기초까지 관통하여 철근콘크리트 기초에 매입되어 있는 형식

(4) 갤러리가 있는 철골기둥의 철근콘크리트 매입구조 (단층)

(5) 철근콘크리트조(RC조) 기둥 위의 강구조(S조)

(6) 상층부가 강구조(S조), 하층부가 철골철근콘크리트조(SRC조) (2층)

(7) 상층부가 강구조(S조), 하층부가 철근콘크리트조(RC조) (2층)

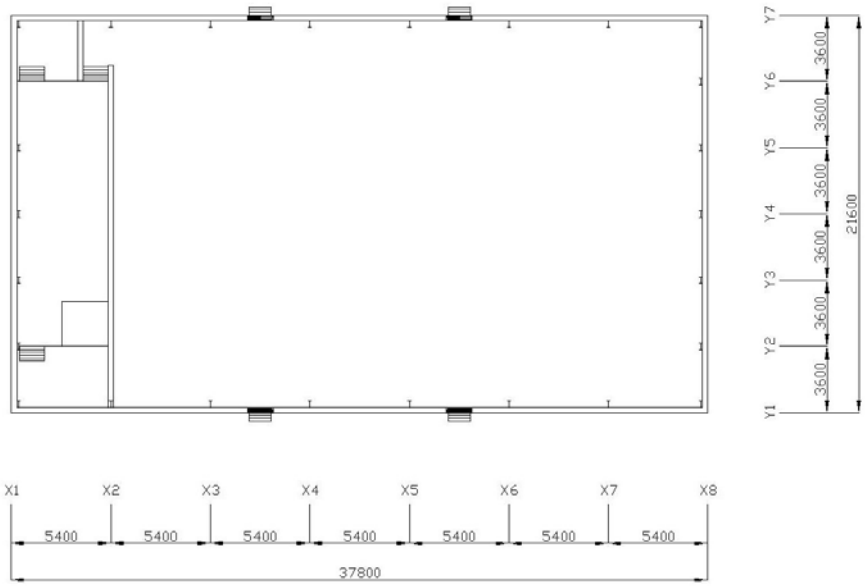
(8) 상층부가 철근콘크리트조(RC조) 기둥 위의 강구조(S조), 하층부가 철근콘크리트조(RC조) (2층)

(9) 1층에 철근콘크리트조(RC조) 기둥 위의 철골지붕구조

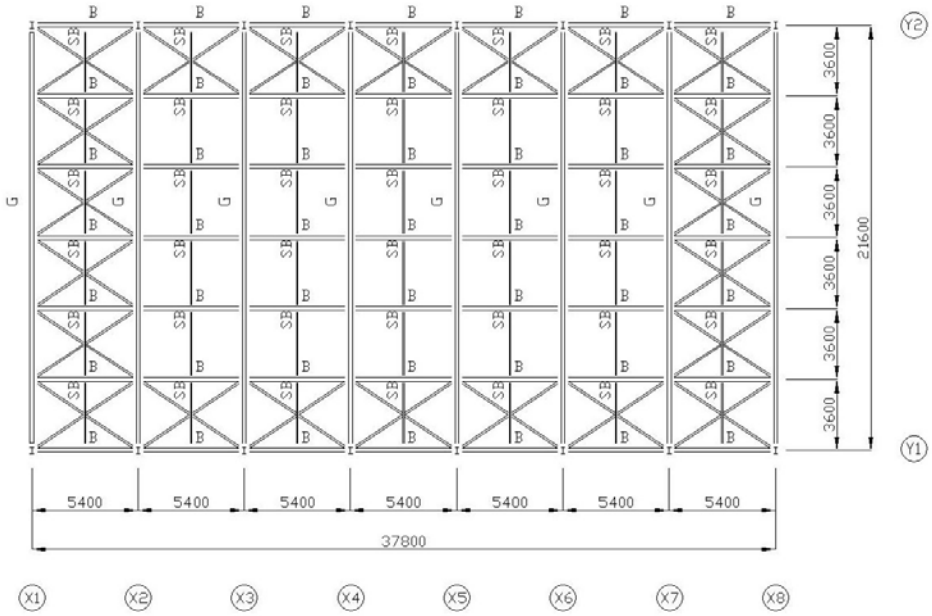
(10) 2층에 철근콘크리트조(RC조) 기둥 위의 철골지붕구조

(11) 3층에 철근콘크리트조(RC조) 기둥 위의 철골지붕구조

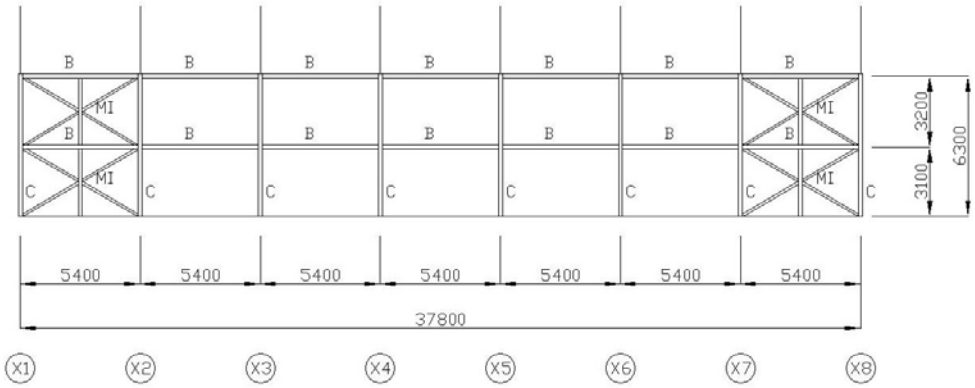
본 논문에서 사용한 해석모델은 학교구조물 중 강당동 구조물에 대해서 대표적으로 쓰이는 S조 구조물(그림2.4-(1))로서 평면 및 입면은 그림 2.5와 같다. 표 2.4 는 해석 모델에 사용된 부재 리스트이다. 본 해석모델은 1978년에 건설된 실내체육관으로 순수 철골 라멘조 형식으로 면적은 868㎡이다. 본 모델의 문제점으로는 원형극장, 무대등의 기능은 보유하고 있지만, 건물로서의 현관은 없다. 또한 학교 실내체육관으로써 클럽활동 동아리등에 대응하는 기능이 부족한 것으로 나타났다. 따라서 내진진단 후 보강·증축시 이점을 고려해야 할 것으로 판단된다.



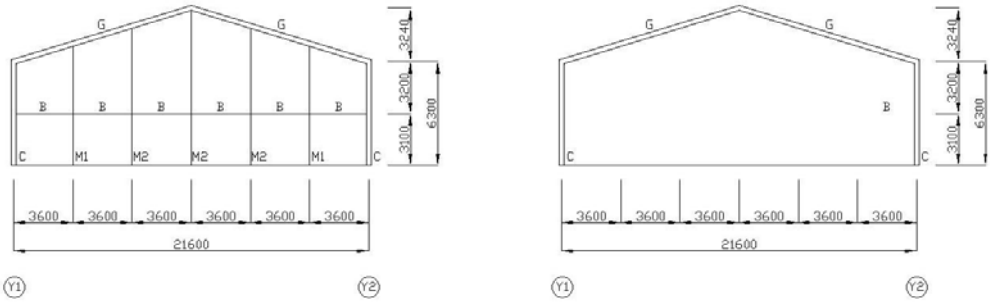
(a) 평면도



(b) 지붕구조도



(c) Y1~Y2 단면도



(d) X1, X8 단면도 (e) X2~X7 단면도

그림 2.5 해석모델의 구조도

표 2.4 사용된 부재 List

부재명	치수
C	H-350×175×7×11
G	H-350×175×7×11
B	H-200×100×5.5×8
SB	2ㄷ-100×50×20×3.2
M1	H-200×100×5.5×8
M2	H-248×124×5×8
Brace	L-50×50×4

2.2.2 X방향 내진성능평가

2.2.2.1 보유수평내력의 산정(E_o)

(1) 지붕하중의 산정

지진하중과 조합하는 적재하중은 현황에 맞게 설정한 값이다. 본 연구에서는 지붕면의 적재하중을 100N/m² 으로 하였다. 그림 2.5와 표 2.4를 기준으로 본 해석에 적용된 하중을 표 2.5에 나타냈다.

표 2.5 하중의 산정

하중종류		하중(N/m^2)
고정하중	지붕	450
	외벽	800(창문포함)
적재하중		100(적설하중 = 0)

(2) 연직하중의 산정

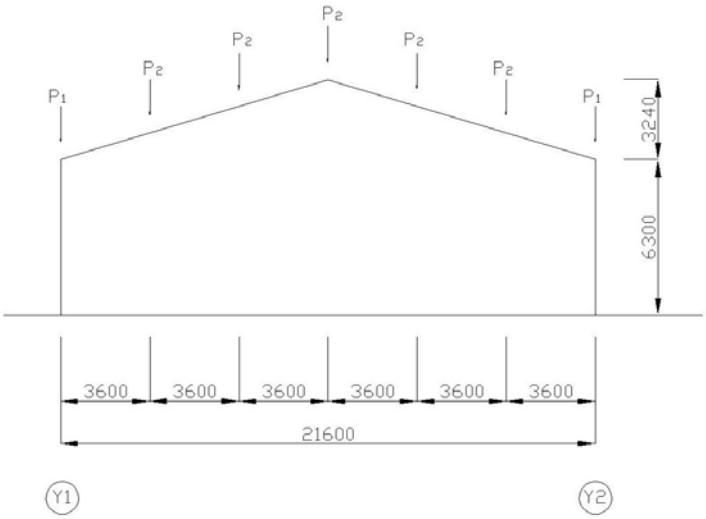


그림 2.6 X1, X8 단면의 연직하중 작용도

표 2.6 연직하중 산정

	P_1	P_2
연직하중(kN)	17.3	12.6

(3) 각 요소의 종국내력 산정

스팬방향의 구조요소 각각의 종국 내력을 산정하여 이중 최소값을 선택하여 그 요소

의 붕괴를 고려한다.

1) 큰보(H-350×175×7×11)

① 전소성 모멘트

$$M_P = F_y Z_P \tag{2.5}$$

여기서, M_p:전소성모멘트, F_y:항복강도, Z_p:소성단면계수

② 국부좌굴 모멘트

ⅰ) 플랜지폭비

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} \tag{2.6}$$

여기서, λ_f:플랜지폭비, b:플랜지내민폭, t_f:플랜지판두께

ⅱ) 웨브폭비

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \tag{2.7}$$

여기서, λ_w:웨브폭비, h:웨브의춤, t_w:웨브의판두께

위 식(2.6)과 (2.7)에 의하여 국부좌굴 모멘트는 플랜지폭비(87.5/11=8.0 < 9), 웨브폭비((350-2×11)/7 = 47 < 60)에 따라 폭비등급이 국부좌굴 모멘트를 일으키지 않는 범위 이내이므로 고려할 필요가 없다.

③ 횡좌굴 한계내력

$$M_2/M_1 = -1$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2 \tag{2.8}$$

$$\sigma_{scr} = \frac{0.65E}{L_b h/A_f} \tag{2.9}$$

$$\sigma_{wcr} = \frac{\pi^2 E}{(L_b/i)^2} \tag{2.10}$$

$$M_E = C_b Z_P \sqrt{(\sigma_{scr})^2 + (\sigma_{wcr})^2} \tag{2.11}$$

$$_P\lambda_b = 0.6 + 0.3\frac{M_2}{M_1} \tag{2.12}$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{M_P}{M_E}} \tag{2.13}$$

$$M_L = \left(1 - 0.4\frac{\lambda_b - {}_P\lambda_b}{1.29 - {}_P\lambda_b}\right) \times M_P \tag{2.14}$$

$$M_{FTB} = \min(M_E, M_L) \tag{2.15}$$

$$M_c = \min(M_{p,} M_{LB}, M_{FTB}) \tag{2.16}$$

위 값의 산정에 따라서 큰보(G)의 휨내력은 164kN이 된다.

2) 주각

$$N = \frac{2 \times P_1 + 5 \times P_2}{2}$$

$$T_y = 0.75 n_t A_B F_y \tag{2.17}$$

$$M_u = T_y d_t + 0.5D(N + T_y)(1 - \frac{N + T_y}{0.85BDF_c}) \quad (2.18)$$

여기서, M_u:주각의휨내력, T_y:항복축력, n_t:볼트개수 A_B:단면적, F_y:항복강도, B:주각의세로폭, D:주각의가로폭, F_c:

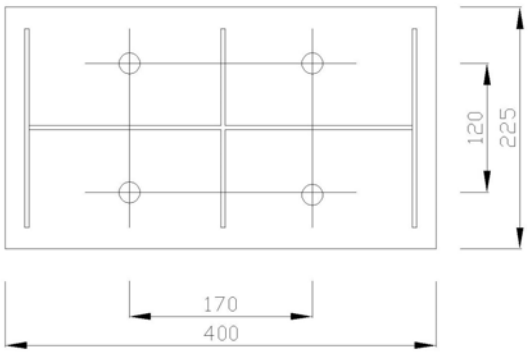


그림 2.7 주각부 상세도

본 논문에서 주각부 종국내력 산정시 주의할 점은 위 산정식은 축력이 작을 때만 적용이 가능하며, 일반적인 체육관 등은 이 적용 범위 안에 있다고 생각된다. 적용 범위의 상세나 적용 범위 외의 산정식은, (재) 일본건축방재협회의「내진 개수 촉진법을 위한 기존 철골조 건축물의 내진진단 및 내진개수 지침 · 동해설(1996)」에 명기되어 있다.

(4) 하계정리를 근거하는 소성해석을 통한 보유수평내력 산정

붕괴가 일어나는 시점보다 더 낮은 수치의 값을 먼저 산정 후 그 값보다 점점 큰 값을 적용하여 붕괴가 일어나는 그 시점에서의 휨내력과 같은 값을 검토하여 해석하는 방법으로서 산정한 하중값의 최대치가 실제 붕괴하중값과 유사하게 되는 것을 말한다. 따라서 외력과 합하여서, 어떤 절점에서도 휨 내력을 넘지 않는 휨 모멘트 분포를 그릴 수 있으면, 대응하는 하중은 실제 붕괴하중과 동일하거나 그것보다 작다. 본 논문에서 나온 설계예제는 양 주각과 우측기둥의 절점으로서 소성힌지를 형성하는 것은 자명하기 때문에 이러한 위치에서의 휨 모멘트는 대응하는 종국 휨 모멘트와 동일하다. 나머지 부분에 있어서도 외력과의 균형이 어떠한 장소에 있어서도 휨 내력을 초과하지

않도록 휨 모멘트 분포를 계산해 대응하는 붕괴하중이 최대가 되는 것을 요구하는 것으로 한다.

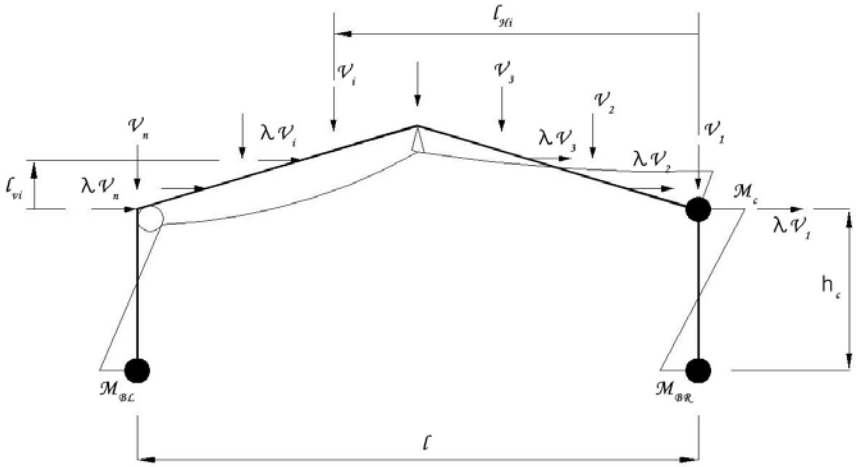


그림 2.8 기호의 정의

그림 2.8과 2.9에 사용된 기호는 다음과 같다.

l : 스팬

h_c : 높이

l_{Hi} : 우측기둥절점으로부터 하중점까지의 수평거리

l_{Vi} : 추녀로부터 하중점 i까지의 높이

M_c^+ : 큰보의 종국 정 휨 모멘트 (아래쪽 끝)

M_c^- : 큰보의 종국 부 휨모멘트 (위쪽 끝)

M_{BL} : 좌측주각의 종국 휨모멘트

M_{BR} : 우측주각의 종국 휨모멘트

V_i : 하중점 i에서의 연직하중

M_i : 하중점 i단면에서의 휨모멘트(하부인장 +로가정)

λ : 붕괴하중계수

먼저 하계정리를 통한 소성해석을 하기위해 아래 그림 2.8에서와 같이 프레임 각각의 기호를 정의한다. 다음으로 기둥의 절점을 절단하여 절단면에 작용하는 힘을 아래 그림 2.9에서와 같이 정의한다. 이에 따라 절단면에 있어서의 휨모멘트는 좌측은 M_n 우측은 M_c^-이다.

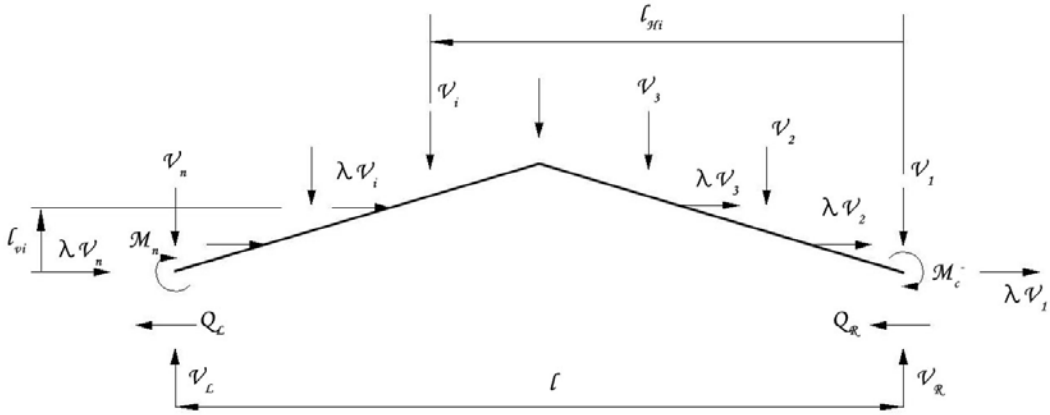


그림 2.9 절점에 작용하는 힘

여기서 수평방향 힘의 균형으로부터 다음식을 얻을 수 있다.

$$\lambda W = Q_R + Q_L \tag{2.19}$$

$$W = \sum_{j=1}^{n} V_j \tag{2.20}$$

여기서, Q_L, Q_R은 각 절점에 접하는 기둥의 전단력과 동일하기 때문에 다음 식을 얻을 수 있다.

$$Q_L = \frac{M_{BL} + M_n}{h_c} \tag{2.21}$$

$$Q_R = \frac{M_{BR} + M_c^-}{h_c} \tag{2.22}$$

식 (2.21)과 (2.22)를 식 (2.19)에 대입하여 다음 식을 얻는다.

$$\lambda W = \frac{M_{BR} + M_c^{-}}{h_c} + \frac{M_{BL} + M_n}{h_c}$$

$$\rightarrow M_n = \lambda h_c W - M_{BR} - M_{BL} - M_c^{-} \tag{2.23}$$

한편, 큰보의 양단을 중심으로 하는 휨 모멘트의 균형으로부터 V_L, V_R을 구할 수 있다.

$$V_L = \frac{W}{2} - \frac{M_n + M_c^{-}}{l} - \frac{\lambda \sum_{j=1}^{n} V_j l_{Vj}}{l} \tag{2.24}$$

$$V_R = \frac{W}{2} - \frac{M_n + M_c^{-}}{l} - \frac{\lambda \sum_{j=1}^{n} V_j l_{Vj}}{l} \tag{2.25}$$

여기서, (2.23)을 (2.25)에 대입하여 다음 식을 얻을 수 있다.

$$V_R = \frac{W}{2} + \frac{\lambda h_c W - M_{BR} - M_{BL}}{l} + \frac{\lambda \sum_{j=1}^{n} V_j l_{Vj}}{l} \tag{2.26}$$

각 하중점에서의 휨 모멘트는 힘의 균형보다 다음 식에서 주어지게 된다.

$$M_i = V_R l_{Hi} - \sum_{j=1}^{j-1} V_j (l_{Hi} - l_{Hj}) - M_c^{-} - Q_R l_{Vi} + \lambda \sum_{j=1}^{j-1} V_j (l_{vi} - l_{vj}) \tag{2.27}$$

여기서, 식 (2.22)와 (2.26)을 (2.25)에 대입한다.

$$M_i = \lambda C_1 l_{Hi} + \sum_{j=1}^{j-1} V_j (l_{Vi} - l_{Vj}) + C_2 l_{Hi} + C_3 l_{vi} - M_c^{-} - \sum_{j=1}^{j-1} V_j (l_{Hi} - l_{Hj)}) \tag{2.28}$$

여기서, C_1, C_2, C_3는 식(2.27)과 (2.28)을 이용하여 나열한 후 정리하면 다음 식으로 요약할 수 있다.

$$C_1 = \frac{h_c W}{l} + \frac{\sum_{j=1}^{n} V_j L_{vj}}{l} \tag{2.29a}$$

$$C_2 = \frac{W}{2} - \frac{M_{BR} + M_{BL}}{l} \tag{2.29b}$$

$$C_3 = -\frac{M_{BR} + M_c^-}{h_c} \tag{2.29c}$$

표 2.7 각 절점에 작용하는 하중

절점	V_i (kN)	l_{Hi} (m)	l_{Vi} (m)	$\sum V_j(l_{Vi} - l_{Vj})$ (kN · m)	$C_1 l_{Hi}$ (kN · m)	$-\sum V_j(l_{Hi} - l_{Hj})$ (kN · m)	$C_2 l_{Hi}$ (kN · m)	$C_3 l_{Vi}$ (kN · m)	M_i (kN · m)
1	17.3	0.0	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	- 164.0
2	12.6	3.6	1.08	18.31	120.4	- 61.03	160.4	- 34.3	138.9λ - 99.6
3	12.6	7.2	2.16	49.96	240.9	166.5	320.9	- 68.5	291.1λ - 78.9
4	12.6	10.8	3.24	94.94	361.3	- 316.4	481.3	- 102.8	456.6λ - 102.8
5	12.6	14.4	2.16	36.62	481.8	- 510.9	641.7	- 68.5	518.8λ - 102.5
6	12.6	18.0	1.08	- 35.04	602.2	- 749.7	802.1	- 34.3	567.6λ - 146.6
7	17.3	21.6	0.00	- 120.1	722.7	- 1032.9	962.6	0.000	603.1λ - 235.3

위 산정값과 위 표를 이용하여 M_i(각 하중점에서의 휨 모멘트)를 계산할 수 있으며, 이러한 값에 의해 도출된 M_i를 하중계수(λ)에 따른 변화는 그림2.10과 같다. λ 값이 증가함에 따라서 각각 M_i도 증가하여 λ=0.514의 시점에서 M_5가 최초로 종국 휨 모멘트 164.0kN에 이르므로, 보유수평내력(Q_{u1})은 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$Q_{u1} = \lambda W = 0.514 \times 97.6 = 50kN$$

표2.7의 M_i값에 λ=0.514를 대입하여 얻을 수 있는 종국시의 휨 모멘트 분포도는 그림 2.11과 같이 나타낼 수 있다.

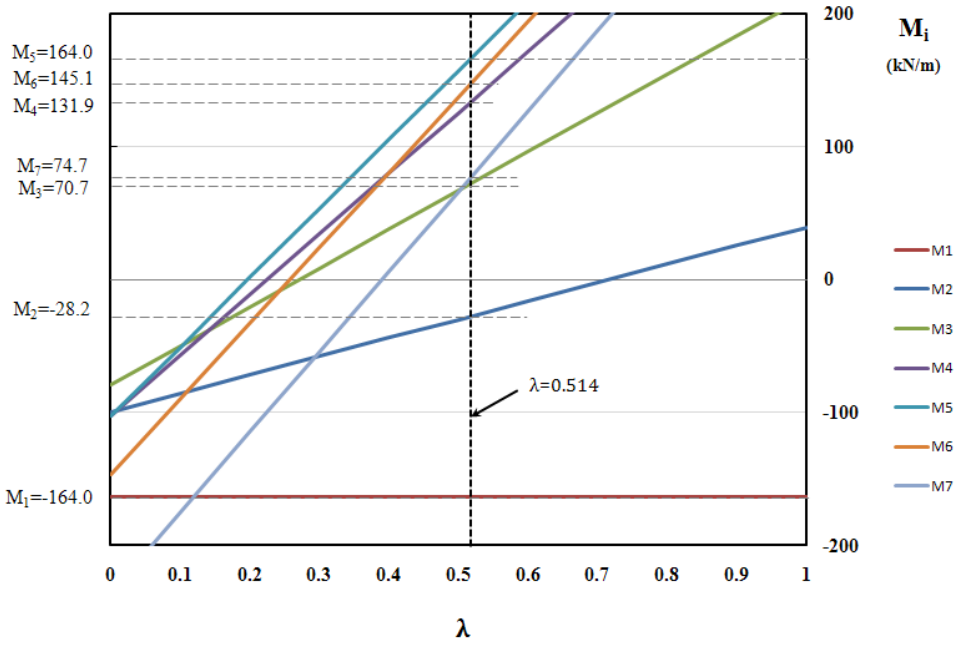


그림 2.10 i절점에서의 휨모멘트와 λ(하중계수)와의 관계

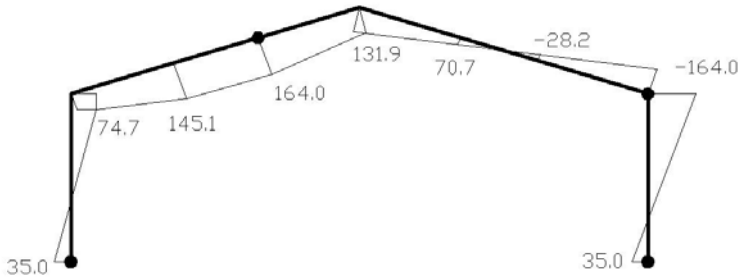


그림 2.11 종국시 휨 모멘트 분포도

(5) CPM을 이용한 보유수평내력의 산정

1) Compact Procedure Method

그림 2.12는 Compact Procedure Method(CPM)의 흐름도 이다.

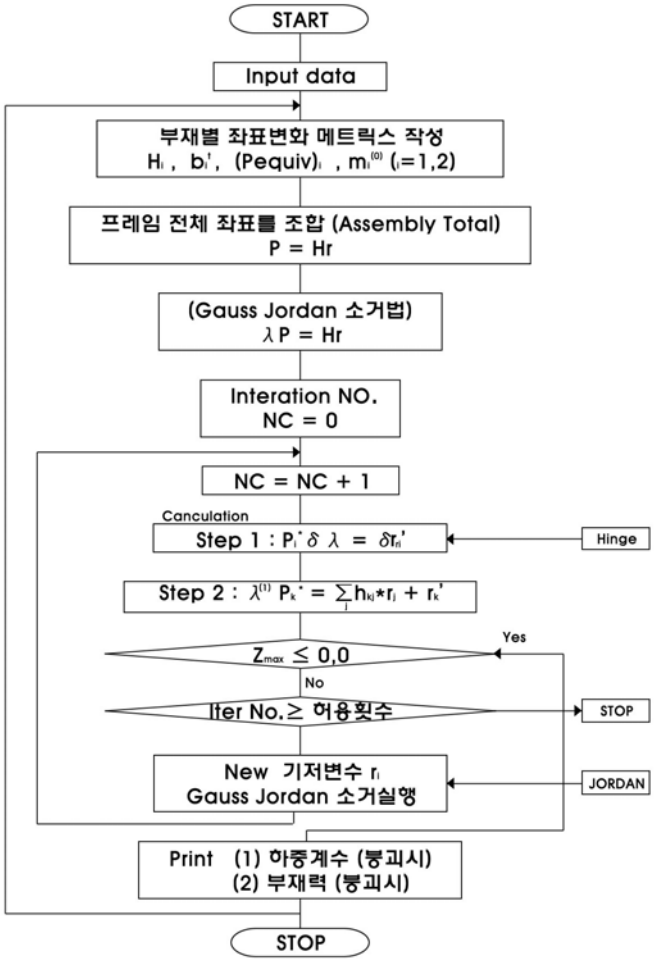


그림 2.12 CPM의 흐름도

Livesley에 의해 제안된 Compact Procedure Method(CPM)은 극한해석의 하계정리(Low-bound theorem)를 기본으로 선형계획법을 이용한 극한해석법이다. 즉, 평형조건(Equilibrium condition)과 소성조건(Plastic condition)을 동시에 만족하는 정적허용상태(Statically Admissible state)에서 하중지지능력을 최대화하여 얻어진 하중값은

실제의 붕괴하중보다 항상 작거나 같게 된다. CPM에서 구조물의 휨모멘트 및 축력 등의 응력성분은 내력성분으로 선택되어 이 응력성분의 소성조건은 제약조건식으로서 이용된다. CPM을 정식화 하면 다음 식(2.30)~(2.32)와 같다.

$$Maximize\ \lambda \tag{2.30}$$

$$\textit{Subject to}\ \lambda P_o = [con.] \cdot M \tag{2.31}$$

$$\text{소성조건}\ \ |M_j| \le M_{Pj} \tag{2.32}$$

여기서, λ : 붕괴하중계수, $\{P_o\}$: 절점하중벡터의 기저치, $[Con.]$: 접속메트릭스, $\{M\}$: 부재력(내력) 벡터, M_{pj} : 부재내력

2) 보유수평내력 Q_u의 산정

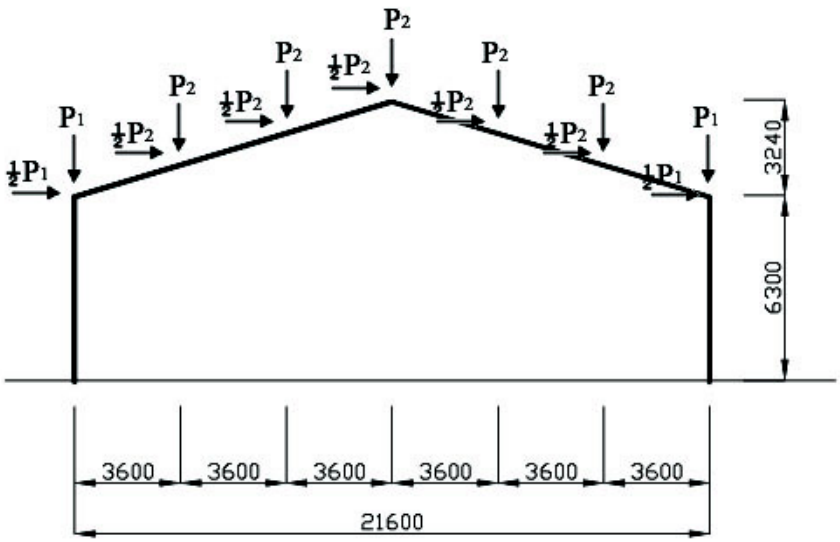


그림 2.13 CPM 해석 모델링

CPM을 이용하여 보유수평내력을 구하기 위한 해석 모델을 그림 2.13에 나타냈다. 앞절에서 설명한 해석모델과 같은 부재를 사용하였으며, 하중재하 방법은 그림 2.13과

같이 재하하였고($P_1 = 2kN$, $P_2 = 1.5kN$), 수평방향 하중은 수직방향하중의 절반의 하중을 입력하였다. CPM을 이용하여 보유수평내력 Q_u를 산정할 시에는 식 (2.33)으로 정의하였다.

$$Q_u = \lambda \sum_{i=1}^{n} P_i \tag{2.33}$$

여기서, λ:하중계수, P_i:i점의 수평하중

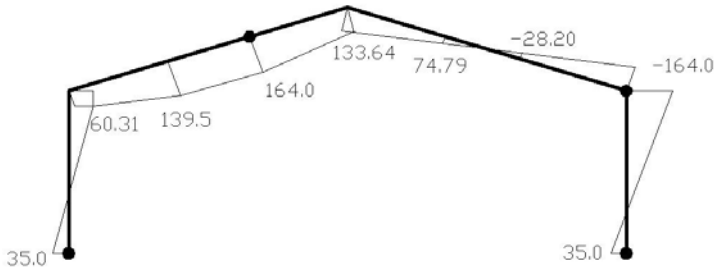


그림 2.14 CPM 해석결과 모멘트 분포도

그림 2.14는 CPM해석 결과 모멘트 분포도 이다. 또한, 해석 결과 하중계수 λ=8.825로 각 수평하중의 합에 하중계수 λ를 곱한 값을 보유수평내력이라 정의한다.(식 2.33) 따라서, CPM을 이용한 보유수평내력 $Q_u = 8.825 \times (1.0 \times 2 + 0.75 \times 5) = 50.74kN$으로 앞 절에서 구한 보유수평내력과 일치함을 확인하였다. 또한, 종국시 휨 모멘트 분포(그림 2.11)와 소성힌지 발생점도 일치함을 확인하였다.

2.2.2.2 구조내진지표 I_s와 q지표의 산정

큰 보의 횡좌굴내력($M_{FTB} = 164kN$)은 전소성내력($M_p = 204kN \cdot m$)미만이므로 큰 보의 등급은 표2.1에 의해 FC가 되므로 대응 하는 인성지표(F)는 2.9가 된다. 또한 주각부의 인성지표(F)는 표 2.3에 의해 1.3이 된다. 이러한 인성지표값과 위에서의 종국 휨 모멘트 분포를 참고 하여 큰 보의 소성 힌지와 주각의 소성 힌지가 구조의 보

유 수평 내력에 공헌하는 성분은 다음과 같이 된다.

- 큰 보의 소성힌지가 공헌하는 전단력 : $\frac{74.7+164.0}{6.3}=37.9kN$
- 주 각의 소성힌지가 공헌하는 전단력 : $\frac{35.0+35.0}{6.3}=11.1kN$

따라서, 전체의 인성지표(F)는 보유수평내력에 공헌하는 성분의 하중의 평균값으로 하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$F=\frac{37.9\times2.9+11.1\times1.3}{37.9+11.1}=2.5$$

위의 모든 값을 이용하여 보유수평내력 E_o, 구조내진지표 I_s, q지표를 산정한 결과는 다음과 같다.

$$E_o=\frac{Q_u \cdot F}{W \cdot A}=\frac{(37.9+11.1)\times2.5}{(2\times17.3+5\times12.6)\times1.0}=1.26$$

$$I_S=\frac{E_o}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t}=\frac{1.26}{1.0\times1.0\times1.0}=1.26$$

$$q=\frac{Q_u}{0.25 \cdot F_{es} \cdot W \cdot Z \cdot R_t \cdot A}$$

$$=\frac{37.9+11.1}{0.25\times1.0\times(2\times17.3+5\times12.6)\times1.0\times1.0\times1.0}=2.01$$

따라서, X방향의 내진진단 결과값은 Is값 Is(=1.26)≥0.6 또는, q지표값 q(2.01)≥1.0이므로 내진진단 기준에 의거하여 만족하였다.

2.2.3 Y방향 내진성능평가

2.2.3.1 보유수평내력의 산정(E_o)

(1) 연직하중의 산정

앞에서 계산하였던 고정하중 값을 이용하여 장변방향의 연직하중을 산정한다.

지붕	(0.45kN/m² +0.10kN/m²)×38.4m×22.2m	468.9 kN
큰보(G)	0.50kN/m×21.6m/cos16.7×8	90.2 kN
작은보(B)	0.21kN/m×37.8m×2	15.9 kN
기둥	0.50kN/m×6.3m×1/2×16	25.2 kN
처마샛기둥	0.21kN/m×4.23m×4+0.026t/m×6.39mx6	13.5 kN
샛기둥	0.21kN/m×6.3m×1/2x4	2.6 kN
처마외벽	0.40kN/m² ×22.2m×6.39mx2	113.5 kN
외벽	0.40kN/m² ×38.4m×1.25mx2	38.4 kN
샷시	0.40kN/m² x38.4m×1.9mx2	58.4 kN
합계		827.0 kN

(2) 각 요소의 종국내력 산정

1) 브레이스(L-50×50×4)

① 항복축력

$$N_y = F_y A \tag{2.34}$$

여기서, N_y:항복축력, F_y:항복강도, A:단면적

② 좌굴 후 안정내력

$$\overline{\lambda} = \frac{k\lambda\sqrt{F/E}}{\pi} \tag{2.35}$$

$$\overline{\lambda} < 0.15 \ : \ N_c = N_y \tag{2.36}$$

$$0.15 \le \overline{\lambda} \le 0.3 \ : \ N_c = \frac{N_y}{11\overline{\lambda} - 0.65} \tag{2.37}$$

$$0.3 < \overline{\lambda} \ : \ N_c = \frac{N_y}{6\overline{\lambda} + 0.85} \tag{2.38}$$

여기서, λ:세장비, E:신장탄성률, $\overline{\lambda}$:일반화세장비, k:좌굴길이계수(양단고정일 경우 0.55, 경미한 가셋플레이트일 경우 0.75)

③ 접합부의 내력 (용접부도 별도로 검토)

그림 2.15은 브레이스의 구면이고, 그림 2.16은 브레이스 단부 접합 상세도이다. 그림2.15와 2.16을 토대로 다음과 같은 내력을 산정한다.

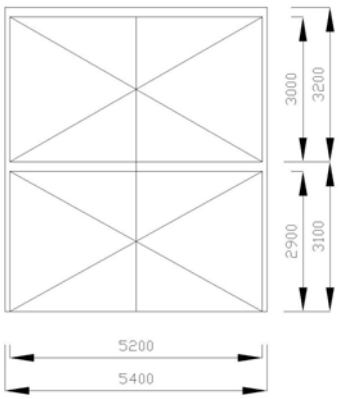


그림 2.15 브레이스의 배치

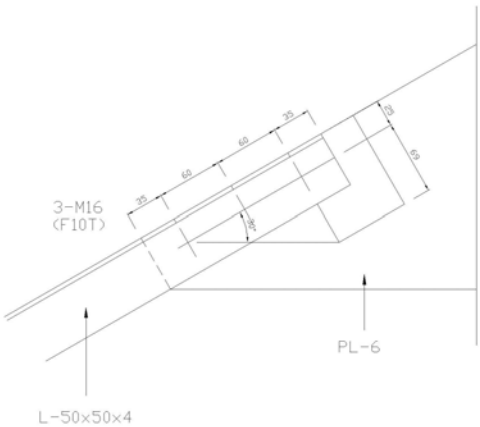


그림 2.16 브레이스 접합 상세도

i) 패스너의 내력

$$P_{u1} = 0.6nm_f A_{sf} F_u \tag{2-39}$$

여기서, m_f:전단면의수, n:볼트개수, ${}_fA_s$:볼트의축단면적, ${}_fF_u$:볼트의인장강도

ⅱ) 브레이스재의 유효 단면적에 근거하는 내력

유효 단면적은, 전체단면적으로부터 패스너 구멍 결손부와 돌출 다리길이의 면적을 약간 줄인 것으로 하여 무효길이 산정법은 일본 건축 센터의「건축물의 구조 규정」에 의한다.

$$_{br}P_{u2} = A_e F_u \tag{2.40}$$

여기서, A_e:브레이스유효단면적, F_u:인장강도

ⅲ) 가셋 플레이트의 유효 단면적에 근거하는 내력

$$_{gs}P_{u2} = A_e F_u \tag{2.41}$$

여기서, A_e:가셋플레이트의유효단면적, F_u:인장강도

ⅳ) 브레이스재의 접합부 파단에 대한 내력

$$_{br}P_{u3} = n e_1 t F_u \tag{2.42}$$

여기서, n:볼트개수, e:축방향길이, F_u:인장강도, t:판두께

ⅴ) 가셋 플레이트의 접합부 파단에 대한 내력

$$_{gs}P_{u3} = n e_1 t F_u \tag{2.42}$$

여기서, n:볼트개수, e:축방향길이, F_u:인장강도, t:판두께

식(2.39)~(2.42)를 이용하여 내력 중 최소값을 접합부의 내력으로 사용한다.

$$P_u = \min(P_{u1}, {}_{br}P_{u2}, {}_{gs}P_{u2}, {}_{br}P_{u3}, {}_{gs}P_{u3}) \tag{2.43}$$

(단, $P_u < 1.2N_y$)

2) 주각(엥커볼트4-19∅)

- 인장최대내력

$$_{f}P_{u} = 0.75n_{f}A_{s\,f}F_{u} \tag{2.44}$$

- 전단최대내력

$$_{f}q_{u} = 0.60n_{f}A_{s\,f}F_{u} \tag{2.45}$$

여기서, n:볼트개수, $_{f}A_{s}$:단면적, $_{f}F_{u}$:인장강도

위의 식 (2.34)~(2.45)에 의하여 보강 전 장변방향에 대하여 각 요소의 종국내력을 산정한 결과를 표2.8에 나타내었다.

표 2.8 보강전 각 요소의 종국내력 산정결과

명칭	요소	종국내력(kN)
브레이스	항복축력 (N_{y})	91.5
	좌굴 후 안정내력 (N_{cm})	5.8
접합부	패스너의 내력 (P_{u1})	354.6
	브레이스재의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{br}P_{u2}$)	88.5
	거싯 플레이트의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{gs}P_{u2}$)	184.8
	브레이스재의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	168
	거싯 플레이트의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	252
	접합부의 내력 ($P_{u} > 1.2N_{y}$)	88.5 (>109.8)
주각	인장최대내력 ($_{f}P_{u}$)	340.8
	최대전단내력 ($_{f}q_{u}$)	272.6

(3) 보유수평내력의 산정

브레이스가 종국 상태에 이르렀을 때에 일구면당 보유 수평 내력$_{B}Q_{u}$는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$N_r = \min(N_y, P_u/\alpha) \tag{2.46}$$

$$N_r = \min(N_y,\ N_{cm},\ P_u/\alpha) \tag{2.47}$$

$$_BQ_u = (N_u,\ N_r)\cos\theta \tag{2.48}$$

브레이스 구면의 종국시 하중분포는 다음 그림과 같이 주어지며, 주각에 작용하는 인장력은 N=32.6kN, 전단력은 Q=63.9kN이 된다.

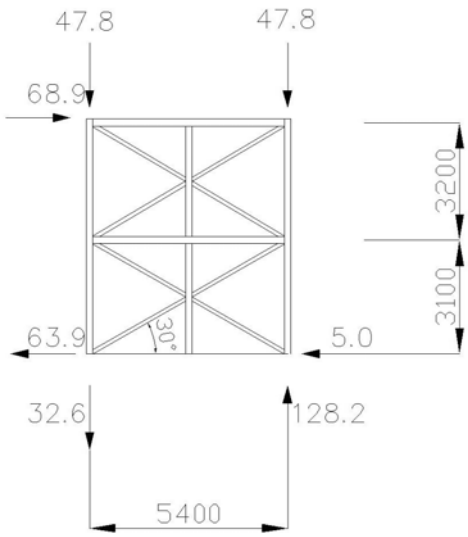


그림 2.17 브레이스구면의 종국시 하중분포

따라서,

$$(\frac{N}{_fP_u/\alpha})^2 + (\frac{Q}{_fq_u/\alpha})^2 = (\frac{32.6}{340.8/1.2})^2 + (\frac{63.9}{272.6/1.2})^2 = 0.09 < 1.0$$

위 식에 의해서 안전하다는 것을 알 수 있다. 그러므로 장변방향의 브레이스 구면은 전부 4개이므로, 이 방향의 보유 수평 내력 Q_{u1}은 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$Q_{u1} = 4_BQ_u = 4 \times 68.9 = 275.6kN$$

2.2.3.2 구조내진지표 I_s와 q지표의 산정

브레이스의 붕괴 형식은 단부 접합부 파단이므로, 표2.3에서와 같이 인성지표 F은 1.3이 된다. 위의 모든 값을 이용하여 I_s값과 q지표값, 그리고 보유수평내력을 산정한 결과는 다음과 같다.

$$E_o = \frac{Q_u \cdot F}{W \cdot A} = \frac{275.6 \times 1.6}{827 \times 1.0} = 0.43$$

$$I_S = \frac{E_o}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t} = \frac{0.43}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 0.43$$

$$q = \frac{Q_u}{0.25 \cdot F_{es} \cdot W \cdot Z \cdot R_t \cdot A}$$

$$= \frac{275.6}{0.25 \times 1.0 \times 827 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 1.33$$

따라서, 장변방향의 내진진단 결과값은 I_s값과 q지표값이 I_s(=0.43)<0.6 또는, q(=1.33)≥1.0므로 q지표 값은 만족하고, I_s값은 만족하지 못하였다. 그러므로 보강·증축 계획을 실시하여 장변방향에 대한 재진단을 실시하기로 한다.

2.3 브레이스를 이용한 강구조물의 내진보강

2.3.1 브레이스를 이용한 강구조물의 내진보강

내진보강에는 지진피해를 입은 건축물의 보강뿐만 아니라 앞으로 예상되는 지진에 대한 사전 보강 및 내진성능평가 결과에 의한 내진성능 향상도 포함되어야 한다. 내진보강의 경우 건물의 보강 수준을 명확하게 설정할 필요가 있다. ① 강도 능력향상의 보강 또는 ② 변형 능력향상에서의 보강 그리고 ③ 강도 및 변형 능력향상을 둘 다 고려한 보강 등 보강의 목적을 확실히 해야 한다. 그리고 이는 기준에 의한 내진안전성 확보가 가능하도록 하는 것이 바람직하다. 또한 내진보강 시, 변형 능력을 향상시키는 보강공법을 사용하는 경우라도, 강도면에 대해서는 최소한의 강도를 확보해야 하는데

이는 지진 시에 건축물 자체가 너무 큰 변형에까지 도달하지 않도록 하기 위해서이다. 즉 건물에 큰 변형이 발생할 경우, 구조체뿐만 아니라, 비구조 부재인 칸막이벽이나 천장 등의 2차 부재에도 무리한 변형이 일어나고, 이들 부재가 파손되는 것이 가능하기 때문이다.[9)]

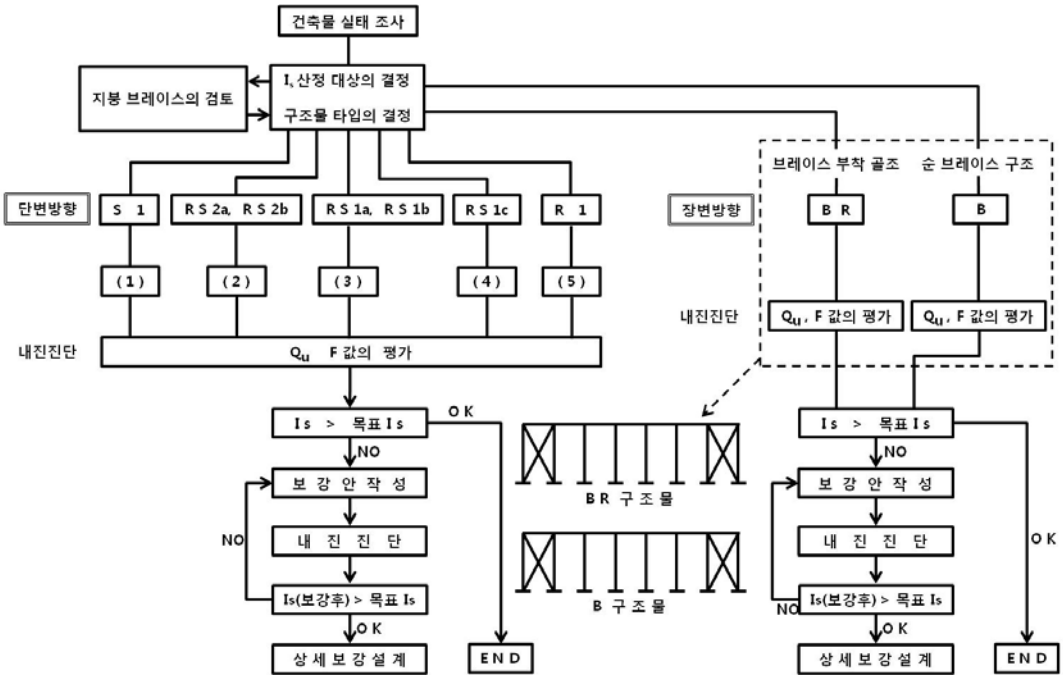


그림 2.18 건축물 방향별・구조형식별・기존건물 내진진단 및 내진보강

그림 2.18은 일본의 경우 건축물의 방향별・구조형식별・기존건물에 대하여 내진진단 및 내진보강하는 방법을 플로우챠트로 나타내었다. 그림 2.18에서 보는바와 같이 일본에서는 구조형식별로 내진진단 방법이 다르며, 그에 따른 내진보강방법도 다양하다. 기존 건축물(철골조체육관건물의 경우만 해당)의 내진보강 기법은 그림 2.19에 자세히 거론되어 있다. 기존 건축물의 내진보강 기법은 크게 건물의 중량 감소와 시스템의 감쇠 증가 등을 통한 지진하중을 저감시키는 방법, 시스템의 강도와 강성을 보강시키는 방법, 부재와 연성을 보강하는 방법, 시스템에 작용하는 지진의 진동특성을 개선하는 방법 등이 있다. 본 논문에서는 강도와 강성을 보강하는 방법으로 강재 브레이스를 이용하여 체육관 건물의 내진보강을 실시하였다.

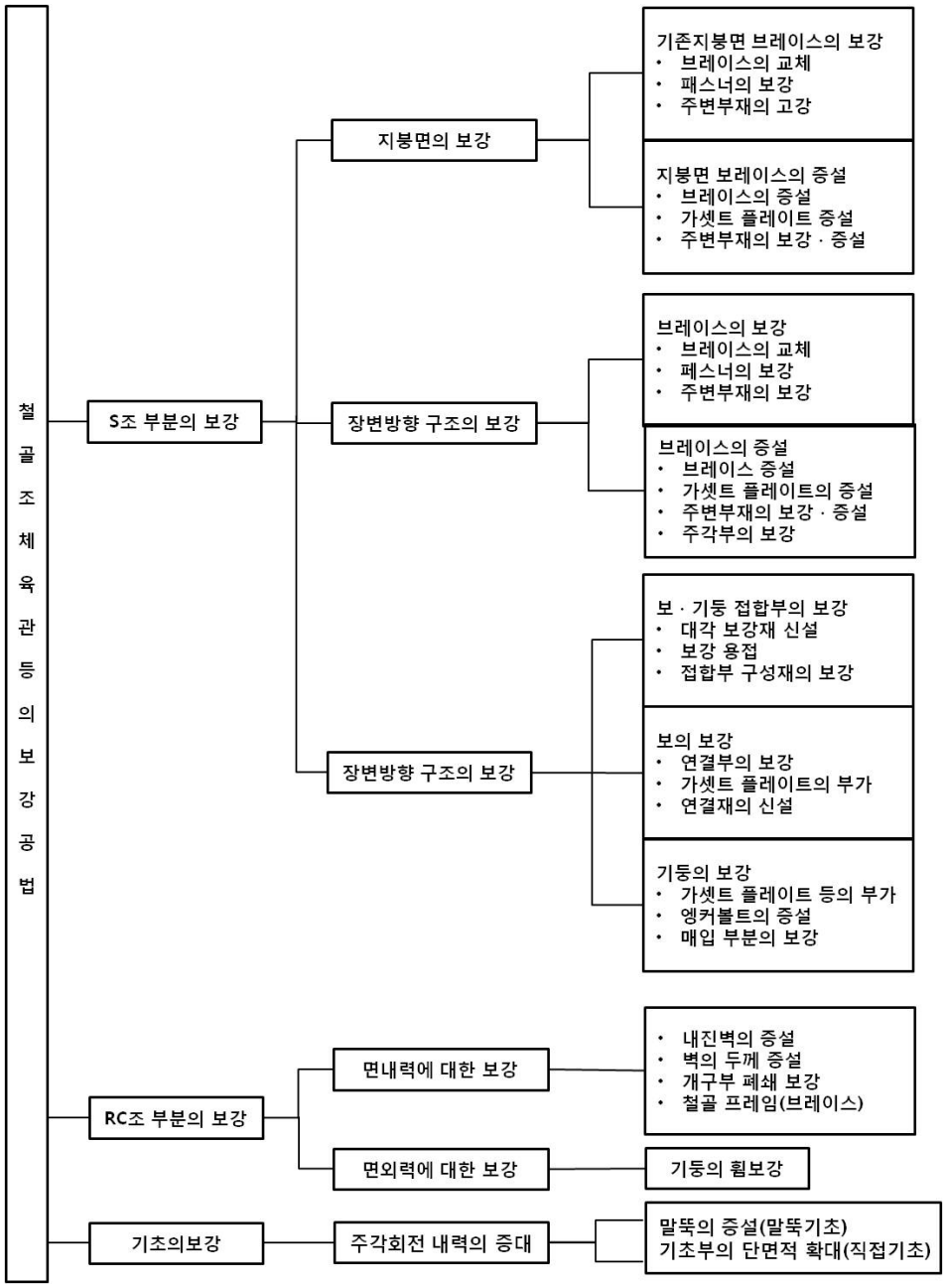


그림 2.19 철골조 구조물의 보강공법의 분류

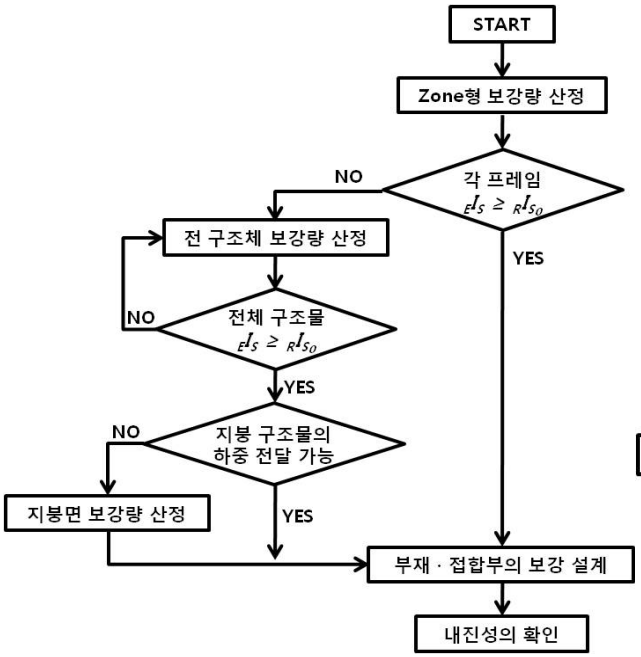


그림 2.20 단변방향 보강방침

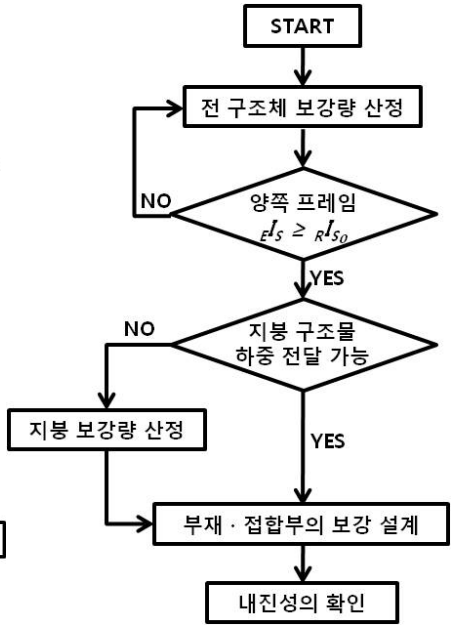
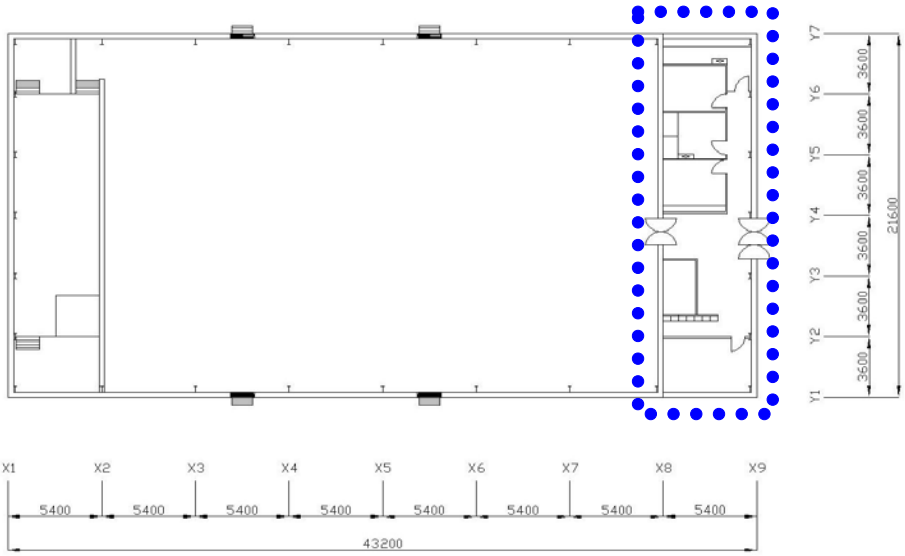


그림 2.21 장변방향 보강방침

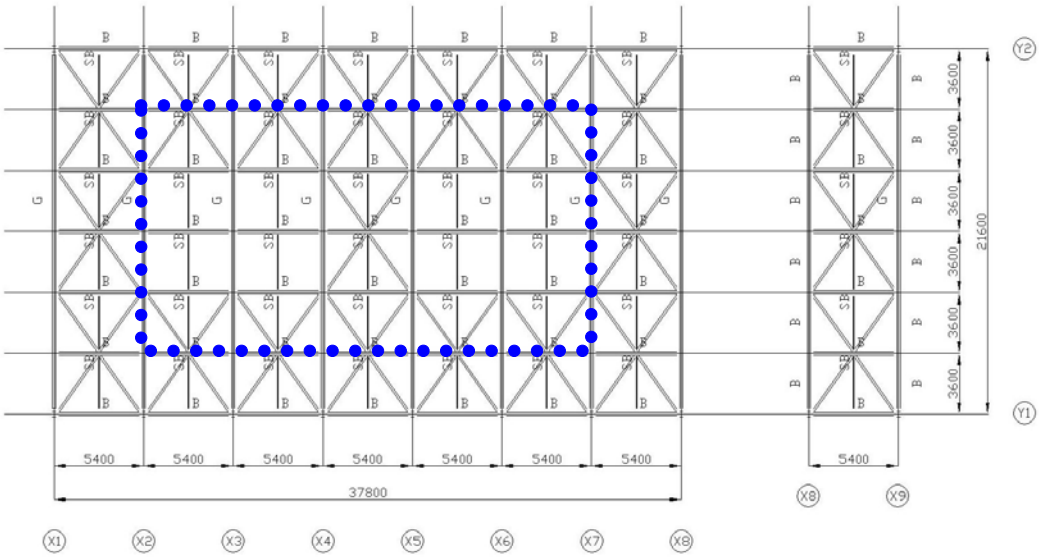
2.3.2 보강・증축 계획

본체부의 스팬방향 지표 값은 I_s=1.26(>0.6), q=2.01(>1.0)이고, 장변방향은 I_s=0.43(<0.6), q=1.33(>1.0)이므로 장변방향의 I_s지표가 필요치를 만족치 못했다. 따라서 장변방향의 브레이스를 보강하면서 아울러 지붕 브레이스도 보강하는 것으로 한다. 이러한 증축 부분은 양방향 모두 브레이스로 수평력에 저항할 계획으로 한다. 또한 내진 보강 공사에 수반해서, X8~X9 구간에 하부의 증축을 계획하여, 현대실에 맞는 실을 도입하며, X1~X8 구간에 본체부분과 증축 부분은 각각 지진 수평력을 독립해서 처리 하는 것을 설계 방침으로 한다.

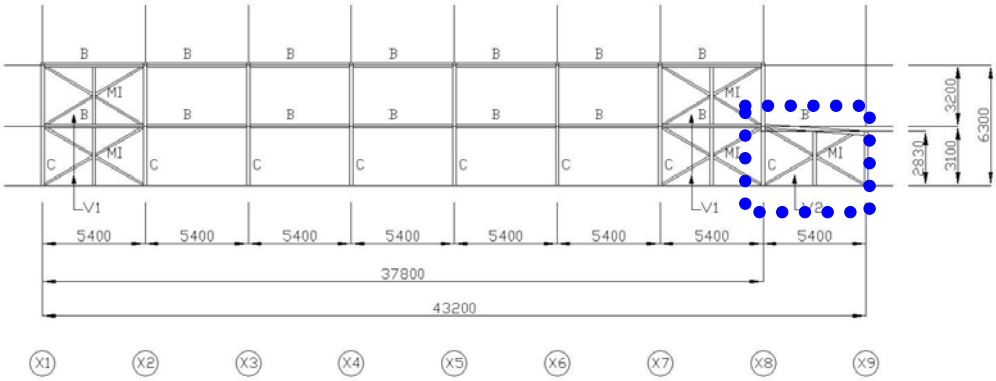
아래의 그림 2.22는 보강 후 구조도면을 나타내며 표 2.9는 보강 후 구조도면에 표시된 기호에 따른 강재의 치수이다.(파란색 테두리는 보강 부분을 뜻한다)


X1
X2
X3
X4
X5
X6
X7
X8
X9
5400
43200
Y1
Y2
Y3
Y4
Y5
Y6
Y7
3600
21600

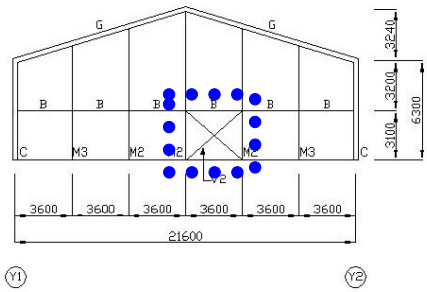
(a) 평면도


X1
X2
X3
X4
X5
X6
X7
X8
X9
Y1
Y2
5400
37800
3600
21600

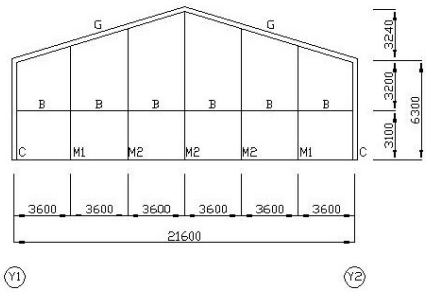
(b) 지붕구조도



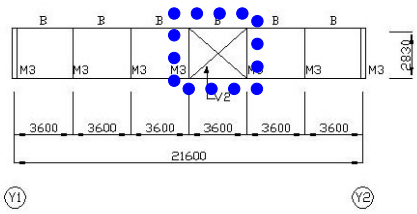
(c) Y1~Y2 단면도



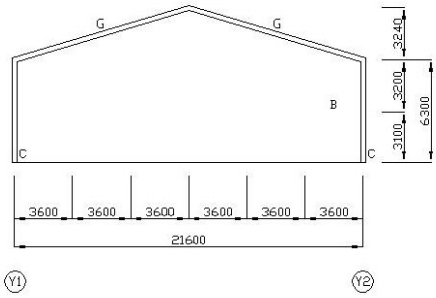
(c) X8 단면도



(d) X1 단면도



(c) X8 단면도



(d) X1 단면도

그림 2.22 보강 후 구조도

표 2.9 보강 후 구조 List

부재명	치수
C	H-350×175×7×11
G	H-350×175×7×11
B	H-200×100×5.5×8
SB	2ㄷ-100×50×20×3.2
M1	H-200×100×5.5×8
M2	H-248×124×5×8
M3	H-194×150×6×9
V1	L-75×75×6
V2	L-75×75×6

2.3.3 구조내진지표를 이용한 장변(Y축)방향 내진성능평가

2.3.3.1 보유수평내력의 산정(E_o)

(1) 각 요소의 종국내력 산정

브레이스 단면을 L-75x75x6로 변경하며, 단부 접합부를 4-M16(F10T고력볼트)로 보강한다. 여기서, 브레이스의 압축내력은 무시하고, 인장 브레이스로서 검토한다. 브레이스의 종국내력을 산정하는 식은 앞 절에서 설명된 식(2.34)~(2.48)를 이용하였고, 보강 후 각 요소의 종국내력을 산정한 결과를 표 2.10에 나타냈다.

표 2.10 보강 후 각 요소의 종국내력 산정결과

명칭	요소	종국내력(kN)
브레이스	항복축력 (N_y)	205
접합부	패스너의 내력 (P_{u1})	472.8
	브레이스재의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{br}P_{u2}$)	248.9
	거싯 플레이트의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{gs}P_{u2}$)	687.6
	브레이스재의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	336
	거싯 플레이트의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	504
	접합부의 내력 ($P_u > 1.2N_y$)	248.9 (>246)

(2) 보유수평내력의 산정

브레이스가 종국 상태에 이르렀을 때에 하나의 구면당의 보유 수평내력은 $_BQ_u$는 다음과 같이 요구된다. 다만, 압축측의 내력은 무시한다. 브레이스 구면의 종국시 하중분포는 그림 2.23과 같이 주어지며, 주각에 작용하는 인장력은 N=159.3kN, 전단력은 Q=177.5kN이 된다.

$$N_T = \min(N_y, P_u/\alpha) = \min(205, 248.9/1.2) = 205kN$$

$$_BQ_u = N_T \cos\theta = 205 \times \cos 30.0 = 177.5kN$$

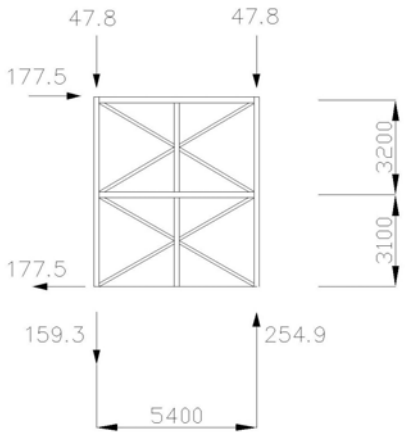


그림 2.23 보강 후 브레이스 구면의 종국시 하중분포

따라서,

$$(\frac{N}{{}_fP_u/\alpha})^2+(\frac{Q}{{}_fq_u/\alpha})^2=(\frac{159.3}{340.8/1.2})^2+(\frac{177.5}{272.6/1.2})^2=0.93<1.0$$

위 식에서와 같이 앵커볼트는 보강할 필요가 없는 것을 알 수 있다. 그러므로 장변 방향의 브레이스 구면은 전부 4개이므로, 이 방향의 보유 수평 내력 Q_{u1}은 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$Q_{u1}=4_BQ_u=4\times177.5=710kN$$

2.3.3.2 구조내진지표 I_s와 q지표의 산정

브레이스의 붕괴 형식은 축부의 항복이므로, 제2장 1절의 표2.2에서와 같이 인성지표 F는 2.2가 된다. 위의 모든 값을 이용하여 I_s값과 q지표값, 그리고 보유수평내력을 식(2.1)~(2.4)를 이용하여 산정한 결과는 다음과 같다.

$$E_o=\frac{Q_u\cdot F}{W\cdot A}=\frac{710\times2.2}{827\times1.0}=1.89$$

$$I_s=\frac{E_o}{F_{es}\cdot Z\cdot R_t}=\frac{1.89}{1.0\times1.0\times1.0}=1.89$$

$$q=\frac{Q_u}{0.25\cdot F_{es}\cdot W\cdot Z\cdot R_t\cdot A}$$
$$=\frac{710}{0.25\times1.0\times827\times1.0\times1.0\times1.0}=3.43$$

따라서, 브레이스 보강 후 Y방향의 내진진단 결과값은 I_s(1.89)≥0.6 또는, q지표(3.43)≥1.0으로 내진진단 기준에 의거하여 만족하였다.

2.3.4 지붕 브레이스 보강 부분의 검토

지붕 브레이스의 보강 방법으로는, 본체의 하부가구가 $I_s \geq 0.6$을 채우는 정도로 지붕 브레이스의 내력을 향상시킨다고 하는 방법도 있지만, 본 설계에서는 상기결과보다 I_s=1.89를 채우는 보강 방법을 제시한다. 보강 후의 지붕 브레이스 접합부를 그림 2.24에 나타내었다. 그림 2.24에서 보는바와 같이 브레이스의 단면은 L-65×65×6으로 하며, 접합 패스너는 3-M16(F10T), 단부 가셋 플레이트는 PL-9로 한다.

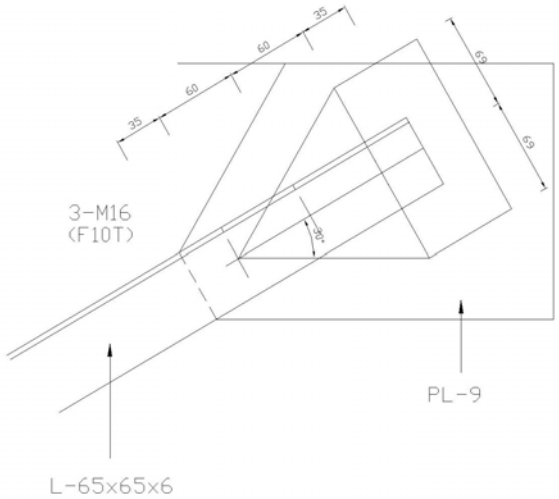


그림 2.24 보강 후 지붕 브레이스 접합부

2.3.4.1 보유수평내력(E_o)의 산정

(1) 연직하중의 산정

지붕	(0.45 kN/m² 10.10kN/m²)×5.4m×22.2m	65.9 kN
X8, X9구면 큰보(B)	0.21kN/m×21.6m×2	9.1 kN
Y1, Y2구면 큰보(B)	0.21kN/m×5.4m×2	2.3 kN
처마기둥	0.31kN/m×2.83m×1/2×7	3.1 kN
샛기둥	0.21kN/m×3m×1/2×2	0.6 kN
처마외벽	0.40kN/m² ×22.2m×2.83m×1/2×7	12.6 kN
외벽	0.40kN/m² ×5.4m×2.83m×1/2×2	6.1 kN
합계		100 kN

(2) 종국내력 산정

종국내력 산정시 앞 절에서 설명된 식(2.34)~(2.48)를 이용하여 산정한 결과를 표 2.11에 나타내었다.

표 2.11 보강 후 지붕면의 각 요소의 종국내력 산정결과

명칭	요소	종국내력(kN)
브레이스	항복축력 (N_y)	176.9
접합부	패스너의 내력 (P_{u1})	354.6
	브레이스재의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{br}P_{u2}$)	182.3
	거싯 플레이트의 유효단면적에 근거하는 내력 ($_{gs}P_{u2}$)	435.6
	브레이스재의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	252
	거싯 플레이트의 접합부 파단에 대한 내력 ($_{br}P_{u3}$)	378
	접합부의 내력 ($P_u > 1.2N_y$)	182.3 (>212.3)

또한 종국 인장축력은 다음과 같이 된다.

$$N_T = \min(N_y, P_u/\alpha) = \min(176.9, 182.3/1.2) = 140.2kN$$

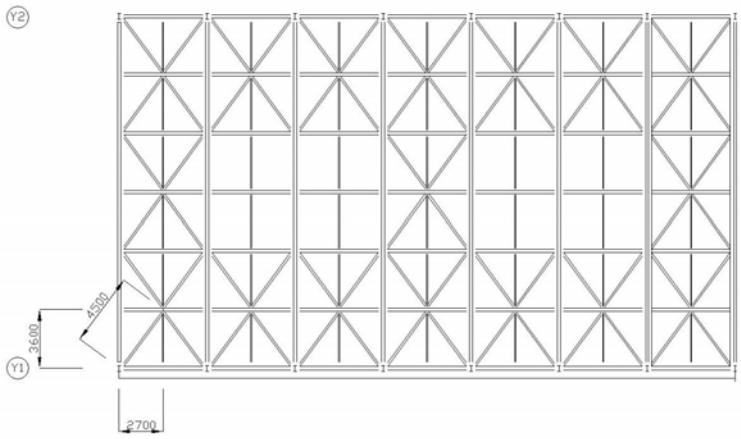


그림 2.25 보강 후 종국시 지붕면의 전단력 분포

종국시 지붕면의 전단력 분포는 그림 2.25와 같다. Y1, Y2구면의 종국시 전단력은 그림 2.24에서와 같이 177.5kN×2=355kN이므로, a단면 위치의 지붕면내 전단력은 355kN이다. 지진 수평력이 지붕면에 균등하게 작용한다고 하면, b단면 과 c단면에 발생하는 면내 전단력은, 지붕면의 면적비에 따라서 355×2/3=237kN과 355×1/3=118kN이 된다. 지붕면 브레이스의 압축 내력을 무시하면, 각 단면 위치에 있는 인장측 브레이스 본래의 축력은 아래와 같이 산정할 수 있다.

$$a\text{단면}: \frac{355}{7} \times \frac{4.5}{2.7} = 84.5kN(<140.2kN)$$

$$b\text{단면}: \frac{236}{7} \times \frac{4.5}{2.7} = 56.2kN(<140.2kN)$$

$$c\text{단면}: \frac{118}{3} \times \frac{4.5}{2.7} = 65.6kN(<140.2kN)$$

어느 단면 위치에 있어도 종국시의 작용 하중은 종국축력의 140.2kN을 넘지 않으므로, 보강후의 지붕 브레이스는 안전한 것을 알 수 있다.

(3) 보유수평내력의 산정

그림 2.24는 지붕 브레이스 구면을 나타낸 것이며, 지붕 브레이스 단면은 본체 부분과 같은 것으로 한다. 즉, 단면이 L-75×75×6이며, 접합 패스너가 4-M16(F10T), 단부 가셋 플레이트가 PL-9이다. 마찬가지로 브레이스의 압축내력을 무시하며 인장 브레이스로서 검토한다.

여기서, 일구면당 보유수평내력은 ${}_BQ_u$는 다음과 같이 구할 수 있다.

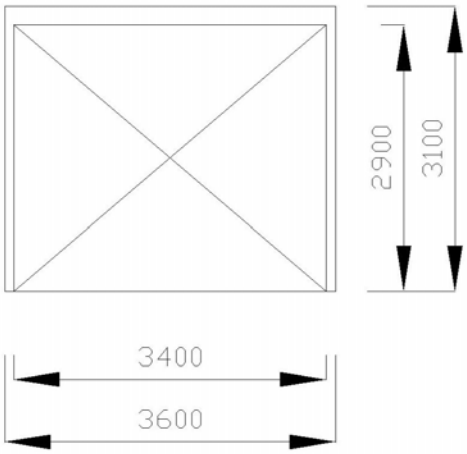


그림 2.26 보강 후 지붕 브레이스 구면

$$_{B}Q_u = N_T \cos\theta = 205 \times \cos 40.0 = 157kN$$

브레이스 구면의 수는 X, Y방향 각각 2씩이므로, 각 방향의 보유수평내력 Q_{u1}은 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$Q_{u1} = 2_{B}Q_u = 2 \times 157 = 314kN$$

2.3.4.2 구조내진지표 I_s와 q지표의 산정

브레이스의 붕괴 형식은 축부의 항복이므로, 표2.2에서와 같이 인성지표 F는 2.2가 된다. 위의 모든 값을 이용하여 I_s값과 q지표값, 그리고 보유수평내력을 산정한 결과는 다음과 같다.

$$E_o = \frac{Q_u \cdot F}{W \cdot A} = \frac{314 \times 2.2}{100 \times 1.0} = 6.91$$

$$I_s = \frac{E_o}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t} = \frac{6.91}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 6.91$$

$$q = \frac{Q_u}{0.25 \cdot F_{es} \cdot W \cdot Z \cdot R_t \cdot A} = \frac{314}{0.25 \times 1.0 \times 100 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 12.6$$

따라서, 지붕 브레이스의 보강부분에 대한 내진진단 결과값은 I_s(6.91)≥0.6 또는, q지표(12.6)≥1.0이므로 내진진단 기준에 의거하여 만족하였다. 본장의 2절~3절에 의하여 본 구조물의 구조내진지표를 이용한 내진진단 결과를 표 2.12에 나타냈다.

표 2.12 구조내진지표를 이용한 내진진단 결과

	보강전		보강후			
			브레이스검토		지붕검토	
단변(X) 방향	I_s	q	I_s	q	I_s	q
	1.26	2.01	보강전 내진성능 만족		-	-
장변(Y) 방향	0.43	1.33	1.89	3.43	6.91	6.91

2.4 결 론

일본내진규정에 의한 기존 강구조 학교체육관을 대상으로 지진에 대한 내진진단을 수행하고 일본의 내진설계기준에 적합한 안전도를 갖도록 보강설계안을 제시하여 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

1. 내진진단결과, 강구조 체육관 시설물의 단변방향(X방향, 보방향)에 대해서는 내진성능지표 I_s=1.26, q=1.33으로 0.3≤ I_s ≤0.6사이에 위치함으로서 내진성능지표 I_s값이 「지진에 대하여 파괴되고 붕괴할 위험성이 있음」으로 판정되었다.

2. 부재레벨의 보유수평내력(E_o)의 산정을 기본으로 하는 길본 내진진단 규준은 개략적인 보강위치를 파악할 수 있는 장점이 있으나 보유내력 산정시 부재의 위치선정등의 전문적인 지식을 소유한 기술자들에게 한정적으로 이용이 가능할 것으로 판단된다.

3. 내진성이 부족한 장변방향의 보강계획으로 1구면의 평면증축 및 브레이스의 단면적의 보강을 통하여 I_s=0.43에서 I_s=1.89로 향상됨을 알 수 있었다.

4. 본 연구에서 수행된 모델은 순수 강구조의 단일모델로서 일반적인 강구조 건축물의 내진성능평가를 위해서는 추후 건물 형상별, 주기별로 다양한 모델들의 내진성능평가가 필요한 것으로 판단된다.

제3장 FEMA 356에 의한 내진성능평가

3.1 FEMA 356의 내진성능평가방법

본 장에서는, 미국에서 제시하고 있는 내진성능 평가기법을 소개한다.

3.1.1 개요

Northride지진(1994), Kobe지진(1995) 등과 같은 큰 규모의 지진으로 인해 기존 내진설계에 대한 수정 및 새로운 내진설계 개념의 필요성이 대두되기 시작했다. 이때부터 많은 연구자들이 성능에 기초한 내진설계 개념에 대하여 연구를 수행하였으며, ATC-40(1996), FEMA-273(1997) 등의 보고서에 성능에 기초한 내진설계 개념의 적용 가능성에 대한 검토가 이루어졌다.[17] 구조물의 내진성능을 평가하는 가장 일반적인 방법으로는 ATC-40에서 처음 등장하는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)과 FEMA-273의 변위계수법(Displacement Coefficient Method, DCM)등이 있으며, 이 방법들은 PBSD개념에 근거하고 있다.[9] 이러한 성능에 근거한 설계법(Performance-Based Seismic Design)은 구조물의 성능목표를 세우고 정의된 성능목표에 따라 구조물의 성능과 요구량을 결정하여 비교함으로써 구조물의 내진성능을 평가하는 것이다.[3][4] 이 두가지 방법에서는 모두 요구스펙트럼(Demand Spectrum)을 사용하고 있으며, 요구 스펙트럼은 지반진동에 의해 구조물에 가해지는 하중효과를 정량화 하는 기술이다. 또한 요구스펙트럼은 탄성 및 비탄성 반응 스펙트럼(Elastic & Inelastic Response Spectrum), 설계스펙트럼(Design Spectrum), 연성도계수(Ductility Factor, R_{μ})등과 같은 내진공학의 기본적인 이론이 종합된 것이다.[17] 본 논문에서는 최근 연구가 활발하게 진행되고 있는 역량스펙트럼법(CSM)을 이용하여 국내 기존학교시설물 중 체육관 건물(순수 S조)을 적용하여 고찰하였다.

3.1.2 성능단계[17]

구조물의 내진성능 평가에 있어 먼저 대상 구조물의 성능 목표를 세우는 것이 필수적이다. 즉 어떤 지진에 대해 대상 구조물이 어느 정도의 성능단계까지 견딜 수 있는지를 평가하는 척도가 필요하다는 것이다.

구조물의 성능 단계는 일반적으로 구조부재의 성능단계(구조적 성능단계), 비구조계의 성능단계(비구조적 성능단계) 그리고 이 두 단계의 조합으로 나타나는 건물 성능단계로 나누어진다. ATC 40에서 제시하고 있는 건물 성능단계를 표 3.1에 나타내었다.

표 3.1 건물의 성능단계(ATC 40)

비구조적 성능단계	구조적 성능 단계					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety	SP-5 Structural Stability	SP-6 Not Considered
NP-A Operational	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy	1-A Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety	1-C	2-C	1-A Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered	NR	NR	3-E	4-E	1-A Structural Stability	Not Applicable

(1) 구조적 성능단계와 범위

구조적 성능단계와 범위는 타이틀(title)과 숫자(number)로 정해진다. 숫자는 구조성능단계 숫자라고 하며, ATC 40 에서는 S-n, SP-n으로 표시된다. (n은 단계를 나타내는 숫자) 또한 구조적 성능단계(Immediate Occupancy, Life Safety, Structural Stability)는 세가지 각각 기준이 되는 피해상태들이고, 이들은 평가와 보강과정에 직접 사용될 수 있다. 다른 구조적 성능단계(Damage Control, Limited Safety, Not Considered)는 기준이 되는 단계는 아니지만 각 단계 사이의 범위라 할 수 있으며, 평가 또는 보강시에 성능단계를 다양하게 반영하기 위한 것이다.

- Immediate Occupancy, S(P)-1 : 극히 일부의 구조적 피해가 발생한 지진 후의 피해상태.

- Damage Control, S(P)-2 : S(P)-1(Immediate Occupancy) 단계에서부터 S(P)-3 (Life Safety) 단계까지 달라질 수 있는 지진 후 피해상태의 범위.
- Life Safety, S(P)-3 : 구조물에 중대한 피해가 발생할 수 있으나 전체 혹은 일부 구조 붕괴에 대해서 약간의 여유분이 남아있는 지진 후의 피해상태.
- Limited Safety, S(P)-4 : S(P)-3 (Life Safety) 단계에서부터, S(P)-5 (Structural Stability) 단계까지 달라질 수 있는 지진 후 피해상태의 범위.
- Structural Stability, Collapse Prevention, S(P)-5 : 건물의 구조 시스템이 부분적 또는 완전붕괴 직전인 지진 후의 구조적 한계 피해상태.

(2) 비구조적 성능단계

비구조적 성능단계에는 편의를 위해 타이틀(title)과 문자(letter)가 부여된다. 이 문자는 비구조적 성능 문자라고 하고 각각 N-n, NP-n으로 나타낸다. (n은 명시된 문자) 이 비구조적 성능단계(Operational, Immediate Occupancy, Life Safety, Hazards Reduced)는 각각 기본이 되는 피해상태들이고 평가와 보수, 보강의 과정에 직접 사용될 수 있다.

- Operational, N(P)-A : 비구조 부재와 시스템이 일반적으로 제자리에 있고 그 기능을 발휘하는 지진 후의 피해상태.
- Immediate Occupancy, N(P)-B : 비구조 부재와 시스템이 일반적으로 제자리에 있는 지진 후의 피해상태.
- Life Safety, N(P)-C : 비구조 부재와 시스템에 상당한 피해상태가 예상되나 건물 내외부에서 심한 상해를 야기하는 붕괴나 낙진은 없다고 볼 수 있는 지진 후의 피해상태.
- Hazards Reduced N(P)-D : 비구조 부재와 시스템의 광범위한 피해가 예상되나, 사람들에게 상당한 상해를 입힐 수 있는 파라펫, 외벽 또는 크고 무거운 천장과 같은 비구조재의 낙진은 포함되지 않는 지진 후의 피해상태.

(3) 건물 성능단계(Building Performance Levels)

구조적 성능단계와 비구조적 성능단계의 조합은 건물에 요구되는 한계 피해상태를 설명하는 건물 성능단계를 형성한다. 가능한 조합이 표2.1에 나타나 있으며, 가장 일반적으로 고려되는 4가지 건물 성능단계를 아래에 나타냈다.

- Operational, 1-A : 기능성과 관련되는 단계.
- Immediate Occupancy, 1-B : 필수시설에 대해 가장 광범위하게 사용되는 기준에 적절한 단계.
- Life Safety, 3-C : 구조적 피해 또는 비구조적 건물요소의 낙진으로부터의 생명안전에 대한 위협의 가능성이 매우 낮은 피해상태를 얻기 위한 단계.
- Structural Stability · Collapse Prevention, 5-E : 건물이 횡력에 대한 저항력은 상실하고 오직 수직하중만 부담할 수 있는 단계.

3.1.3 성능목표[17)]

(1) ATC 40에서 제시하는 성능 목표

ATC 40에서 제시하는 성능목표는 다양한 수준의 지진과 건물의 성능단계의 선택으로 결정되며 이를 표 3.2에 나타내었다.

표 3.2 기본적인 안전목표(BSO)

	건물 성능단계			
지진 지반운동 (EQ Ground Motion)	Operational	Immediate Occupancy	Life Safety	Structural Stability
사용성 지진 (SE)				
설계 지진 (DE)			3-C	
최대 지진 (ME)				5-E

표3.2에 나타난 지진의 3가지 수준에 대해 간략하게 설명하면 다음과 같다.

① 사용성 지진(The Serviceability Earthquake : SE)

:50년 주기에 50% 초과확률을 가진 지반운동.

② 설계 지진(The Design Earthquake : DE)

:50년 주기에 10% 초과확률을 가진 지반운동.

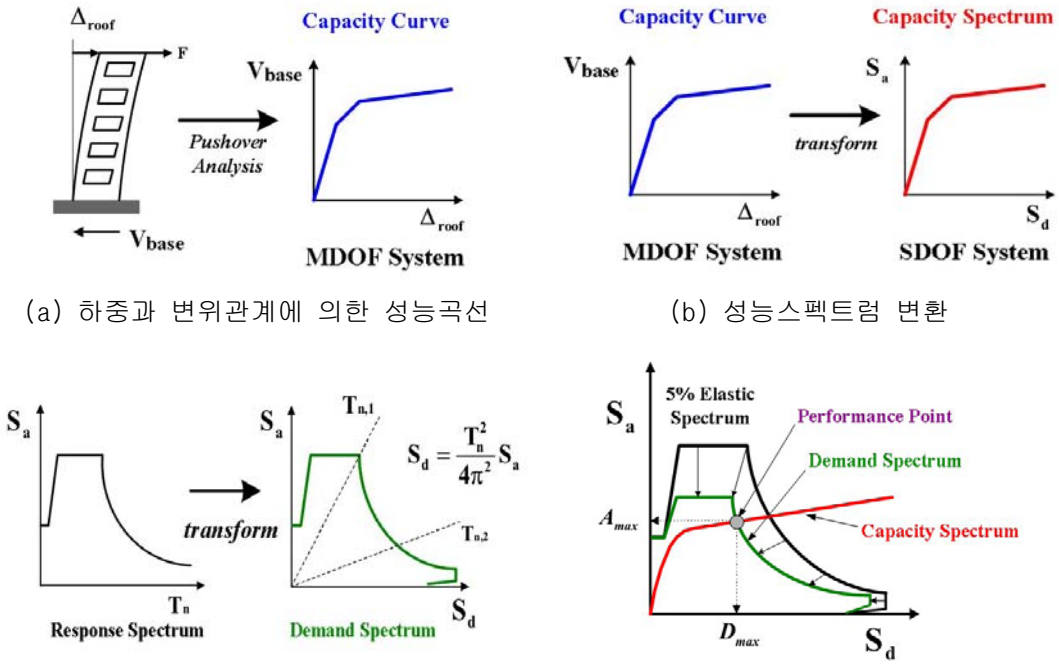
③ 최대 지진(The Maximun Earthquake : ME)

:확인된 지진으로 알려진 지질구조 내에서 기대되는 최대 지반운동 혹은 50년 주기에 5% 초과확률을 가진 지반운동.

표3.2에 나타난 기본적인 안전목표(BSO)는 설계 지진(DE) 수준의 지반운동에서 Life Safety 성능단계(3-C)와 ME 수준의 지반운동에 대해서는 Structural Stability 성능단계(5-E)를 획득하는 것으로 정의되는 두 가지 단계의 성능목표이다.

3.1.4 역량스펙트럼 방법(Capacity Spectrum Method, CSM)

역량스펙트럼 방법(CSM)은 구조물의 비선형 변형능력과 내진성능을 평가할 수 있는 방법으로써 성능에 기초한 내진설계분야에서는 가장 많이 사용되는 방법이다. 그림 3-1에 역량스펙트럼(CSM)에 의한 구조물의 내진성능 평가과정을 나타내었다. 이 방법은 하나의 그래프에 ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum)형식의 역량곡선과 요구도 곡선을 함께 나타내어 구조물의 부과되는 지진하중에 의한 구조물의 변위응답 즉 성능수준을 직접적으로 나타내는 시각적인 장점과 지진방정식의 개념을 해석적으로 평가할 수 있는 매우 효과적인 방법이다.



(a) 하중과 변위관계에 의한 성능곡선

(b) 성능스펙트럼 변환

(c) 요구응답스펙트럼의 ADRS 변환

(d) 성능점 산정과 성능수준 평가

그림 3.1 역량스펙트럼방법의 내진성능평가 과정

(1) 성능스펙트럼 산정

대상 구조물에 대하여 비선형 정적해석을 수행한 후에 그림 3.1의 (a)와 같이 하중과 변위관계를 산정한다. 구조물이 보유하고 있는 능력을 산정하는데 있어 종래에 사용되었던 선형탄성해석은 구조물의 탄성능력과 항복점은 예측할 수 있으나, 항복이후의 특성이나 항복이 진행되는 동안의 붕괴메카니즘에 대한 예측, 그리고 하중의 재분배 등은 고려할 수가 없다. 그러므로 구조물에 대하여 보다 정확한 보유능력을 평가하기 위해서는 비선형 정적해석을 이용하여 구조물이 보유한 비선형 변형능력을 산정해야 한다. 비선형 정적해석은 일방향 가력해석(Pushover Analysis, NSA)라고도 하며, 다양한 구조요소가 단계적으로 하중이 증가함에 따라서 연속적으로 항복하는 구조물의 비선형 응답연구에 효과적으로 사용할 수 있는 방법이다. 비선형 정적해석에서는 수평하중(V)이 점직적으로 증가되어 가력되며, 구조물이 불안정해지거나 사전에 미리 설정된 한계상태(목표변위)에 도달할 때까지 해석이 진행된다.

성능스펙트럼 방법에서의 성능곡선은 비선형정적해석에 의해서 산정된 밑면전단력과 구조물의 최상층 변위와의 관계를 응답가속도(S_a)와 응답변위(S_d)와의 관계로 변환하여 표현한다. 다음 식 (3.1)에 의해 밑면전단력은 응답가속도로, 식 (3.2)에 의해 최상층 변위는 응답변위로 변환된다.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \tag{3.1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \tag{3.2}$$

여기서, S_a:응답가속도, S_d:응답변위, V:구조물의 밑면전단력, W:구조물의 총 중량

Δ_{roof}:구조물의 최상층변위, $\phi_{roof,1}$:최상층의 1차모드 벡터,

ϕ_{i1}:i번째 층에서 1차모드의 크기,

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i1}^2} \right]$$: 1차모드에 대한 모드참여계수,

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} m_i\right]\left[\sum_{i=1}^{N} m_i \phi_{i1}^2\right]}$$: 1차모드에 대한 유효질량계수

(2) 요구스펙트럼(Demand Spectrum)

지진하중에 의한 구조물에 부가되는 지진요구는 일반적으로 주기(T)에 대한 응답가속도의 형태로 표현된다. 그러므로 능력스펙트럼과 동일한 좌표상에 표현되기 위해서는 ADRS형태, 즉 응답가속도(S_a)와 응답변위(S_d)의 관계로 변환해야 한다. 응답가속도와 응답변위와의 관계는 식 (3.3)과 같다.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{3.3}$$

ATC-40에서 비탄성 요구스펙트럼은 5%감쇠비를 가지는 선형 탄성 스펙트럼을 기준으로 구조물의 비탄성 변형에 의하여 평가될 수 있는 유효감쇠비를 조정함으로써 응답스펙트럼의 비탄성 특성을 고려할 수 있다.

① 등가감쇠(Equivalent Damping)의 산정

비탄성 정적해석에 의한 능력스펙트럼을 산정한 후에 그림 3.2와 같이 등가의 면적을 갖는 이선형 곡선으로 표현한다. 성능스펙트럼법에서는 5% 감쇠를 갖는 탄성 스펙트럼과 능력스펙트럼을 이용하여 그림 3.2와 같이 표현된다. 에너지 소산원리에 의한 등가감쇠비(β_{eq})를 계산한다. 구조물의 감쇠에 의하여 소산되는 에너지의 양은 등가 이선형 곡선에서의 이력거동에 대한 면적을 나타내는 식(3.4)를 이용하여 등가 감쇠를 산정할 수 있다.

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{So}} = 0.05 + \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{3.4}$$

여기서, E_D : 감쇠에 의해 소산된 에너지, E_{So} : 최대변형에너지

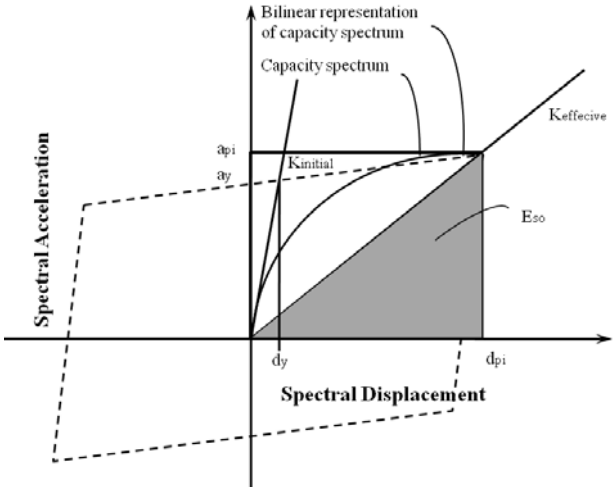


그림 3.2 이력거동에 의한 등가감쇠

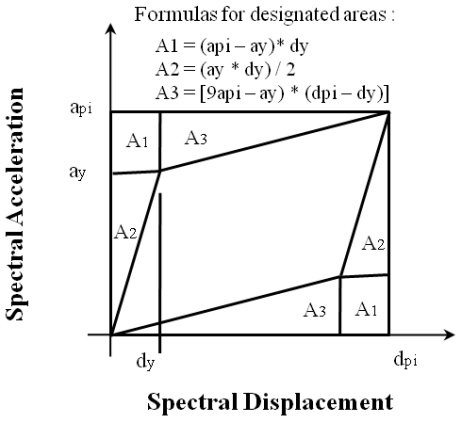


그림 3.3 소산되는 에너지량의 산정

② 유효감쇠 산정

지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 이력특성은 강성저하, 강도저감, 슬립 및 핀칭 등에 의하여 에너지 소산능력이 저하되며, 그림 3.3과 같이 이상화된 이선형 모델의 이력특성을 나타내지 못한다. 그러므로 이러한 효과를 감쇠조정계수(damping modification factor, k)를 사용하여 등가감쇠를 조정함으로써 고려한다. 조정된 등가감쇠를 유효감쇠계수(β_{eff})라고 하며 식 (3.5)와 같이 산정할 수 있다.

$$\beta_{eff} = 0.05 + \kappa\beta_o = 0.05 + \frac{0.637\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{3.5}$$

식 (3.5)에서 감쇠비 0.05는 탄성시스템에 대한 지진요구이므로 철근콘크리트 재료의 이력특성을 반영하는 감쇠조정계수는 등가감쇠에 적용된다. 구조물의 성능저하현상을 나타내는 감쇠조정계수는 구조물의 이력특성에 따라서 세 단계로 구분하여 표 3.3과 같이 나타낼 수 있다.

표 3.3 감쇠조정계수 산정

거동형태	β_o (%)	κ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13-\frac{0.51(a_y d_{pi}-d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845-\frac{0.446(a_y d_{pi}-d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

③ 응답감소계수의 산정

앞서 산정된 유효감쇠계수를 적용하여 감소된 비탄성 응답스펙트럼을 고려한다. 즉 유효감쇠계수를 적용하여 감소된 비탄성 응답스펙트럼을 고려한다. 즉 유효감쇠계수를 이용하여 응답스펙트럼의 조정계수인 응답감소계수(Spectrum Reduction factor, SR)를 산정하며 응답감소계수는 가속도 구간 및 속도구간으로 구분하여 각각 다르게 적용한다. 응답감소계수는 Newmark와 Hall(1982)의 지반운동 증폭계수를 이용한 것이며, 가속도구간의 응답감소계수(SR_A)와 속도구간의 응답감소계수(SR_V)는 각각 식 (3.6)과 식 (3.7)과 같이 산정된다. 구조물의 이력거동에 따라 응답감소계수의 하한치를 표 3.4에 나타내었다.

$$SR_A=\frac{3.21-0.68\ln(\beta_{eff})}{2.12}=\frac{3.21-0.68\ln\left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi}-d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}\right]+5}{2.12} \tag{3.6}$$

$$SR_V=\frac{2.31-0.41\ln(\beta_{eff})}{1.65}=\frac{2.31-0.41\ln\left[\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi}-d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}\right]+5}{1.65} \tag{3.7}$$

표 3.4 구조물의 이력거동에 따른 응답감소계수의 최소치

구조물의 거동타입	SR_A	SR_V
Type A (κ=1.00)	0.33	0.50
Type B (κ=0.67)	0.44	0.56
Type C (κ=0.33)	0.56	0.67

여기서, Type A : 완전한 이력거동, Type B : 보통이력거동, Type C : 열악한 이력거동

3) 성능점 산정

역량스펙트럼과 요구스펙트럼이 교차되는 성능점은 그림 3.1(d)와 같이 구조물의 저항능력과 고려하는 지진하중의 요구수준이 일치하는 점으로 평가된다. 그리고 성능점은 특정 지반운동에 대한 구조물의 손상정도를 나타낼 수 있는 중요한 평가지수가 된다. 그리고 성능점은 특정지반운동에 대한 구조물의 손상정도를 나타낼 수 있는 중요한 평가지수가 된다. 성능점을 이용하여 시스템의 변형정도를 파악하고 비탄선 지진응답에 의한 구조물의 파괴메카니즘을 효과적으로 예측할 수 있다. 그러므로 역량스펙트럼 방법을 이용한 시스템 연성요구도의 산정은 구조물의 역량 스펙트럼에서 결정되는 항복변위와 성능점에서의 변위에 대한 비로서 평가할 수 있다.

3.2 FEMA356에 의한 기존 체육관 건물의 내진성능평가

3.2.1. 해석개요

본 장에서의 내진성능평가 해석 모델은 제 2장에서 소개된 모델을 사용한다.

3.2.2. Pushover Analysis

역량스펙트럼법에 대한 해석방법 중 구조물이 항복한 이후의 동적거동과 하중의 재분배를 고려한 시스템의 안정한계 상태를 효과적으로 파악할 수 있는 가장 간단하면서도 실용적인 해석방법인 Pushover해석을 적용하여 내진성능을 효과적으로 평가하였다. Pushover 해석시 적용한 조건은 목표변위 25cm, 증분스텝 수 250step, 수렴을 위한 최

대 반복수 10step으로 설정하였다. 또한, Pushover 해석에서는 중력방향에 대한 하중을 받는 상태에서 해석을 수행하여야 구조물의 정확한 보유내력곡선을 평가할 수 있다. 그러므로 본 해석에서는 체육관시설물로 구조체 자중 및 마감재와 상시 적재되는 하중을 고려하여 해석을 수행하였다. 제어방법으로는 변위를 제어하여 목표변위에 도달시키는 방법을 적용하였다.

(1) 성능스펙트럼

정적하중증분해석(Pushover analysis)은 비선형 정적해석에 이용되는 방법으로 일방향 하중증분해석이다. 본 연구에서는 구조물의 성능곡선을 얻기 위해 범용소프트웨어(Midas Gen/w)을 이용하여 밑면 전단력-지붕층 변위 관계를 구하였다.(그림3.4~3.5) 성능곡선은 구조물이 충분한 비탄성변형을 일으킬 수 있도록 건물높이의 2.5%이상 지붕층 변위가 생기도록 횡하중을 증가시켰다.

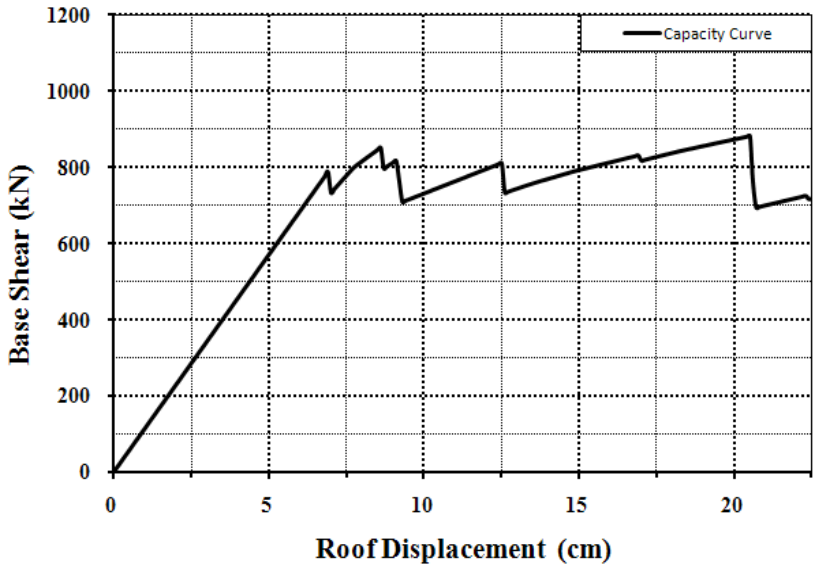


그림 3.4 단변(X)방향 밑면전단력-변위곡선

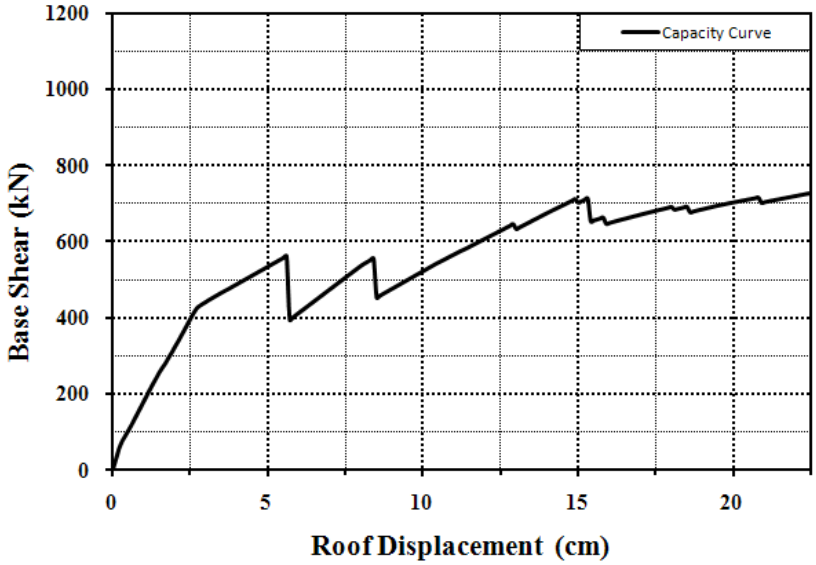


그림 3.5 장변(Y)방향 밑면전단력-변위곡선

(2) 요구스펙트럼

설계응답스펙트럼은 우리나라의 지진지체구조와 지진발생특성에 근거하여 적용하여야 하나, 지진기록의 부족과 지반분류의 체계가 수립되지 못하였기 때문에 현재 건축물이 위치하고 있는 지반의 특성을 고려하여 UBC-97에 제시되어 있는 설계응답스펙트럼을 적용하였다.

표 3.5 재현주기에 따른 지반운동 수준

구분	평균 재현주기	확 률
1	50년	5년내 초과확률 10%
2	100년	10년내 초과확률 10%
3	200년	20년내 초과확률 10%
4	500년	50년내 초과확률 10%
5	1000년	100년내 초과확률 10%
6	2400년	250년내 초과확률 10%

표 3.5는 재현주기에 따른 지반운동 수준을 나타낸 것으로 본 논문에서는 500년 재현주기와 1000년 재현주기를 적용하여 내진성능 평가를 실시하였다. 지반의 종류에 의하여 내진성능목표에 근거한 설계지진계수 C_A, C_V값을 표 3.6과 같이 선정하였다.

표 3.6 내진성능목표에 근거한 설계지진계수

구분	설계지진계수(C_A)						설계내진계수(C_V)					
재현주기	50년	100년	200년	500년	1000년	2400년	50년	100년	200년	500년	1000년	2400년
지반종류	내진2등급	내진1등급	내진특등급	내진2등급	내진1등급	내진특등급	내진2등급	내진1등급	내진특등급	내진2등급	내진1등급	내진특등급
SA	0.036	0.051	0.066	0.090	0.126	0.180	0.036	0.051	0.066	0.090	0.126	0.180
SB	0.044	0.63	0.080	0.110	0.154	0.220	0.044	0.063	0.080	0.110	0.154	0.220
SC	0.052	0.074	0.095	0.130	0.182	0.260	0.072	0.103	0.131	0.180	0.252	0.360
SD	0.064	0.091	0.117	0.160	0.224	0.320	0.092	0.131	0.168	0.230	0.322	0.460
SE	0.088	0.125	0.161	0.220	0.308	0.440	0.148	0.211	0.270	0.370	0.518	0.740

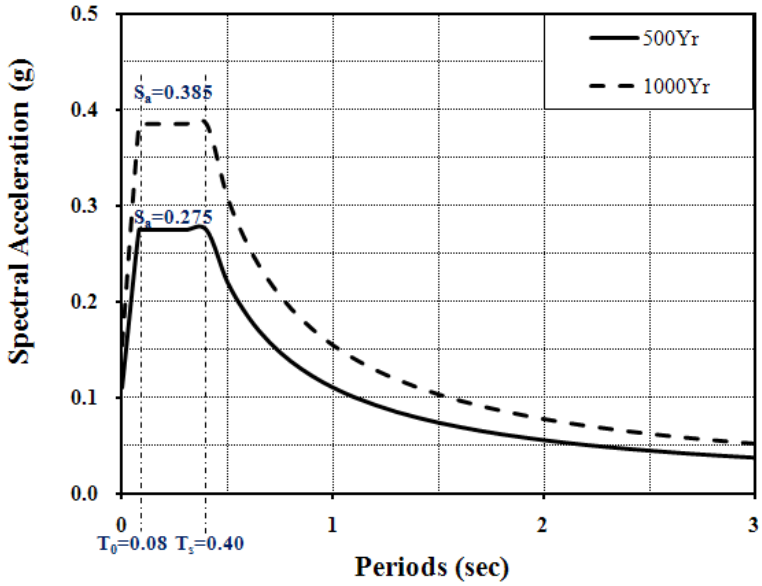


그림 3.6 500년/1000년 재현주기의 설계스펙트럼

그림 3.6은 지진하중에 의한 구조물에 부과되는 소요역량을 나타내는 것으로서 재현주기 500년과 1000년에 대한 설계응답스펙트럼을 각각 나타내고 있다.

(3) 성능점의 산정

성능스펙트럼과 요구스펙트럼의 교점이 성능점(Performance point)이 된다. 그림3.7의 요구스펙트럼은 가속도 응답스펙트럼-고유주기의 좌표값을 가속도응답스펙트럼-변위응답스펙트럼으로 변환한 그래프 이다. 여기서, 구조물의 감쇠의 영향이 고려된 비탄성 변위응답을 구하기 위하여 구조물 원래의 감쇠(5%)와 이력감쇠를 고려하기 위한 등가점성감쇠비(β_{eff})를 계산하여 요구스펙트럼곡선이 작성되었다. 그림 3.7~3.8에서 나타낸 바와 같이 500년 재현주기시 성능점은 성능스펙트럼 곡선의 탄성영역에서 교점이 발생하며 항복점(극한점)이 외부에 위치함으로써 단변(X축)방향과 장변(Y축)방향 모두 확보됨을 알 수 있다. 그림 3.9~3.10는 재현주기1000년에 대한 요구스펙트럼과 성능스펙트럼의 교차점에 해당되는 성능점을 도출하였다. 500년 재현주기와 동일하게 단변 및 장변방향 모두 성능스펙트럼의 탄성구간내에 성능점이 위치하고 있어 내진성이 모두 확보되고 있음을 알 수 있다.

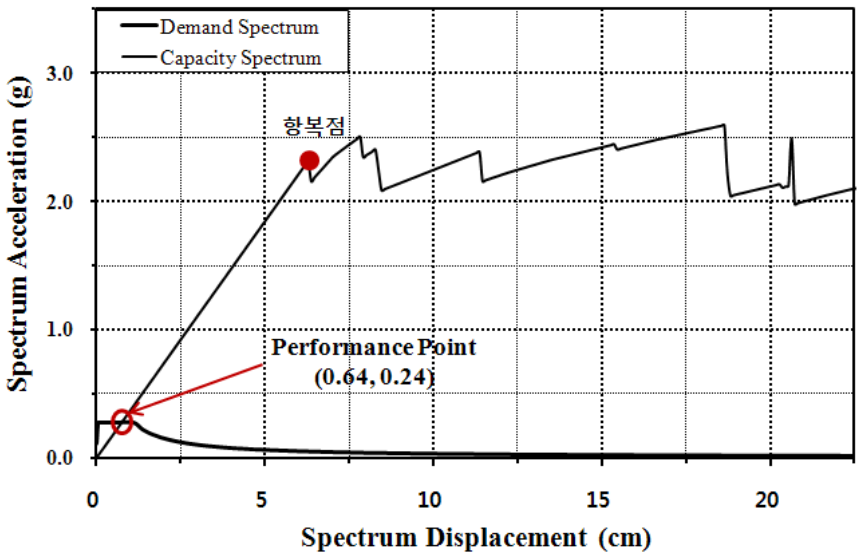


그림 3.7 단변(X)방향 500년 재현주기시 성능점 산정

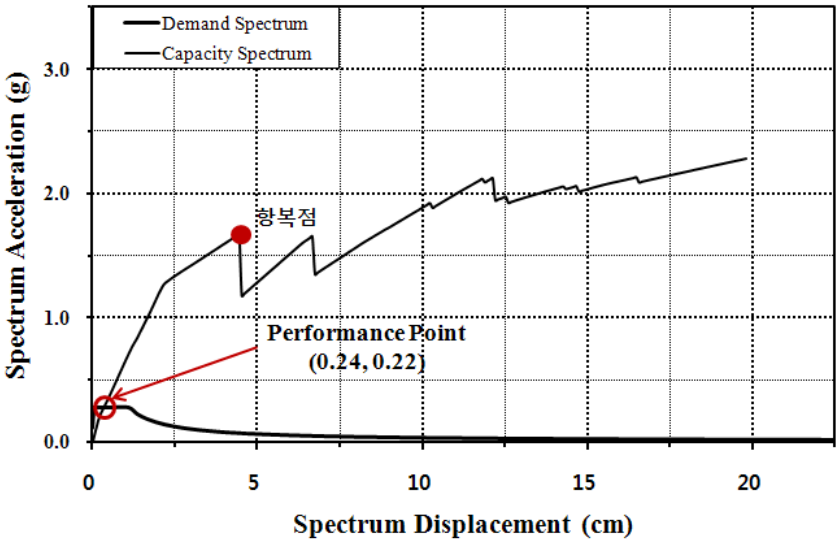


그림 3.8 장변(Y)방향 500년 재현주기시 성능점 산정

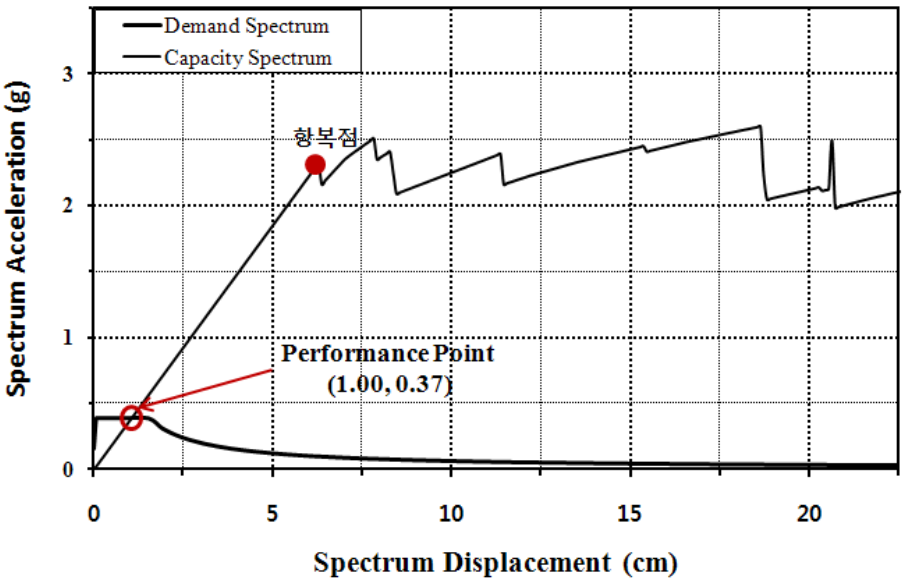


그림 3.9 단변(X)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정

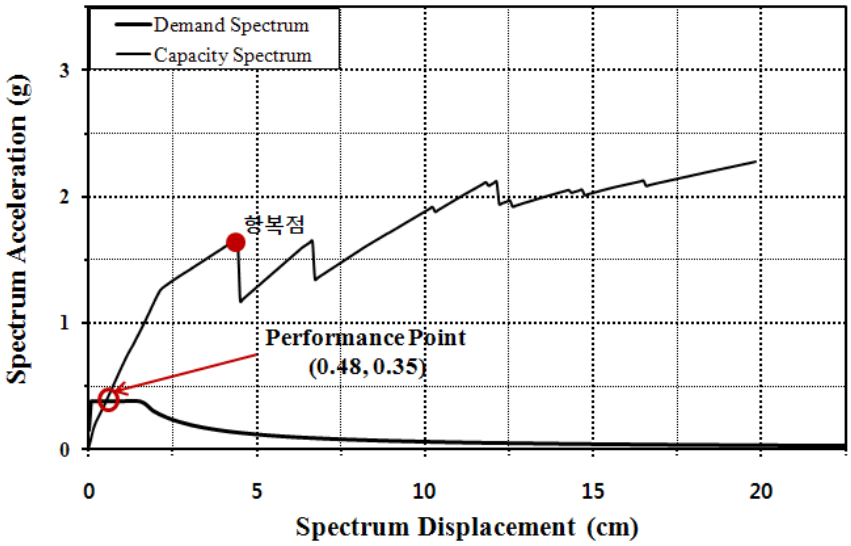


그림 3.10 장변(Y)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정

3.3 브레이스 보강 후 기존 체육관 건물의 내진성능평가

그림 3.11~12는 보강 전·후의 모습을 나타낸 그림이다. 그림에서 보는 바와 같이 현관 및 사용환경 개선을 위하여 전면에 증축하였고, 지붕과 장변방향에 브레이스로 보강하였다. 그림 3.13~14는 증축 및 브레이스 보강을 실시한 후 Pushover 해석을 수행한 결과이다. 증축 및 브레이스 보강을 실시한 후 Pushover해석을 수행한 결과이다. 그림 3.12에서 보는 바와 같이 단변(X축)방향의 하중-변위곡선은 보강 후 상당부분 밑면전단력의 값이 상승함을 알 수 있었다. 이에 반해 장변방향의 경우는 큰 차이가 나타나지 않았다.

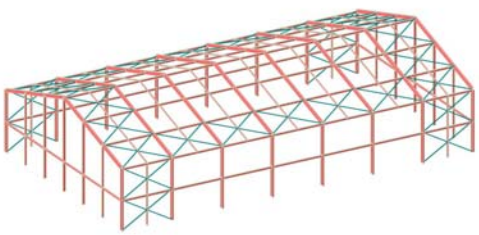


그림 3.11 보강 전 3D 모습

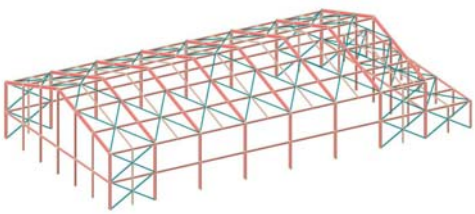


그림 3.12 보강 후 3D 모습

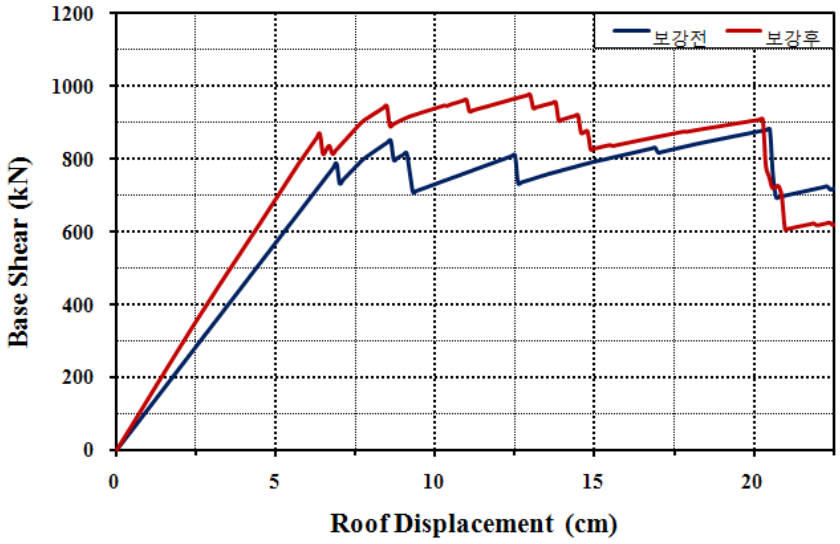


그림 3.13 단변(X)방향 밑면전단력-변위곡선

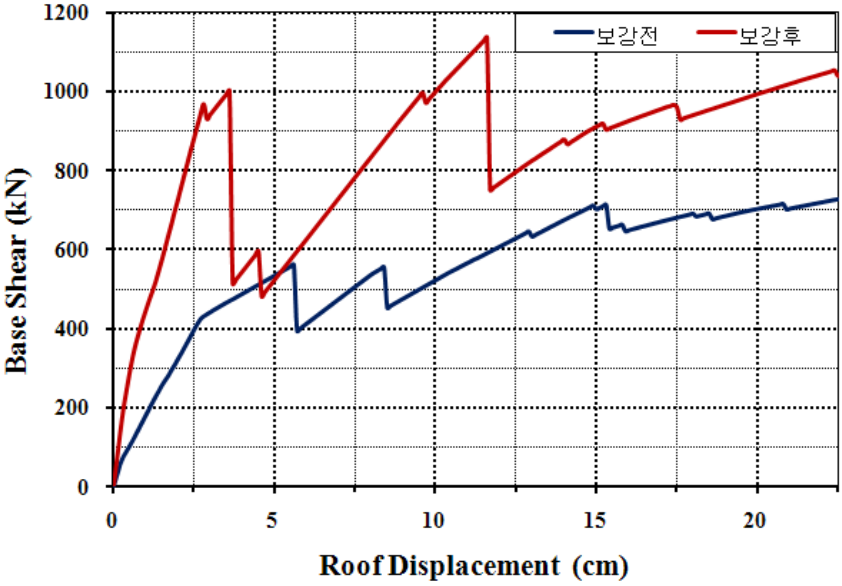


그림 3.14 장변(Y)방향 밑면전단력-변위곡선

2) 성능점의 산정

보강 후 또한 성능점은 성능스펙트럼의 탄성구간에 위치하며 항복점 또한 요구스펙트럼의 외부에 있어 내진성이 안전한 것을 확인할 수 있었다.

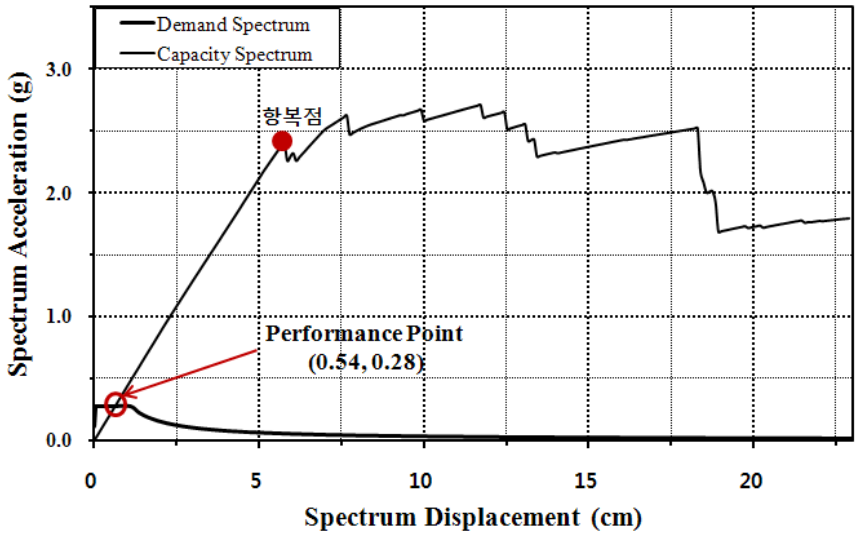


그림 3.15 보강 후 단변(X)방향 500년 재현주기시 성능점 산정

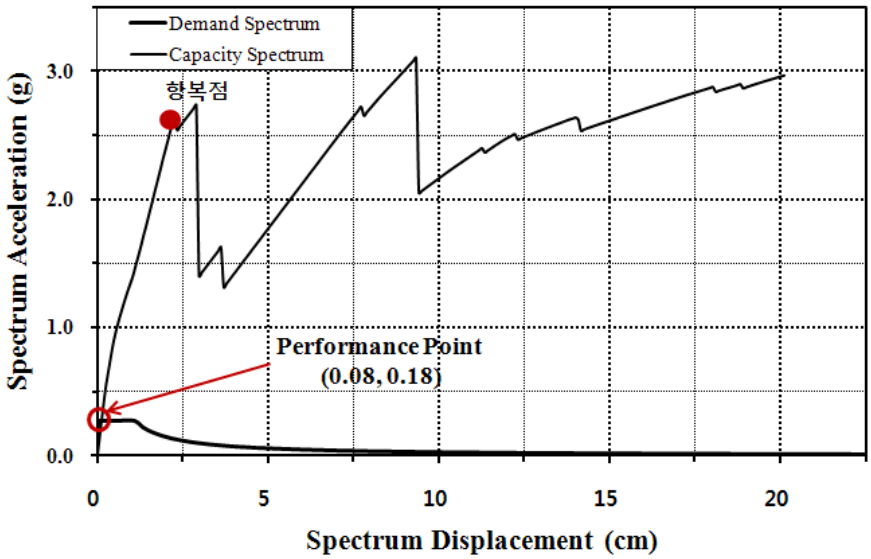


그림 3.16 보강 후 장변(Y)방향 500년 재현주기시 성능점 산정

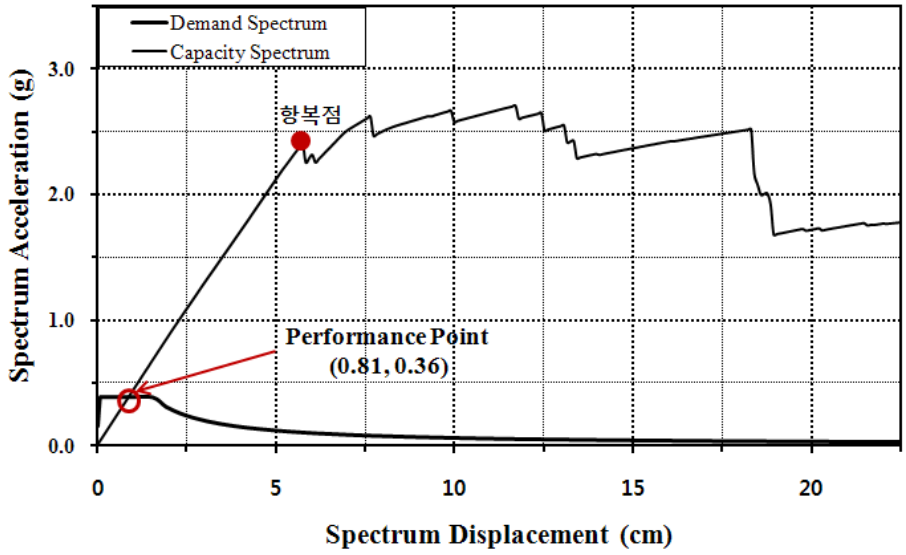


그림 3.17 보강 후 단변(X)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정

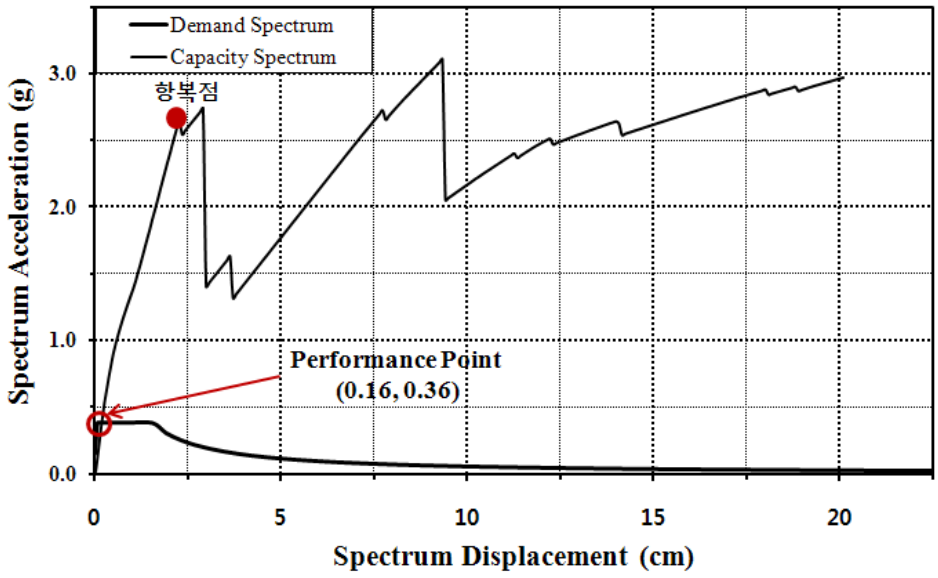


그림 3.18 보강 후 장변(Y)방향 1000년 재현주기시 성능점 산정

표 3.7은 각 방향에 따른 지진재현주기별 보강 전·후의 성능점을 비교한 것을 나타냈다. 또한, 표 3.8은 각 방향에 따른 지진재현주기별 보강 전·후의 파괴부재를 나타낸 것으로 장변방향에서 보강 전에 비하여 보강 후가 감소됨을 알 수 있다.

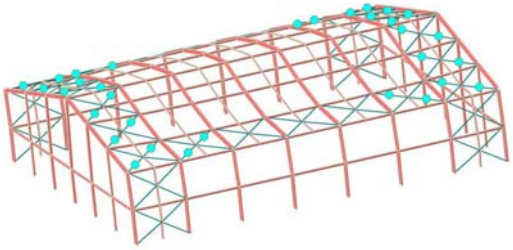
표 3.7 보강 전·후 성능점 비교

	지진재현주기	보강전		보강후	
		S_d	S_a	S_d	S_a
단변방향	500년 재현주기	0.64	0.24	0.54	0.28
	1000년 재현주기	1.00	0.37	0.81	0.36
장변방향	500년 재현주기	0.24	0.22	0.08	0.18
	1000년 재현주기	0.48	0.35	0.16	0.36

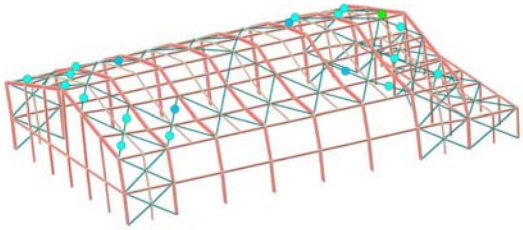
표 3.8 보강 전·후 파괴부재

	지진재현주기	소성 힌지 발생 수	
		보강전	보강후
단변	500년 재현주기	16	19
	1000년 재현주기	32	20
장변	500년 재현주기	14	8
	1000년 재현주기	22	14

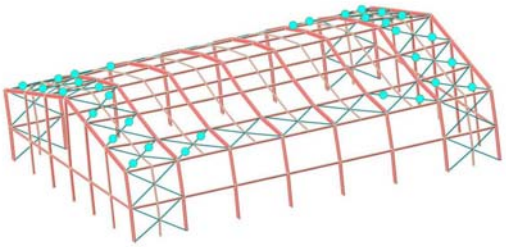
그림 3.19~20은 Pushover해석 후의 모습으로 각 방향에 따른 재현주기별 소성힌지 발생점을 나타낸 그림이다.



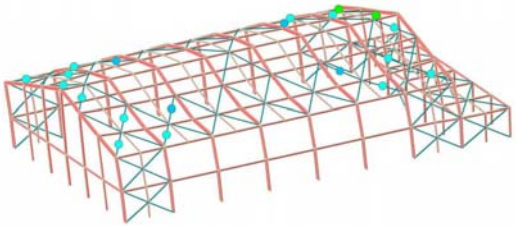
(a) 보강 전 500년 재현주기



(b) 보강 후 500년 재현주기

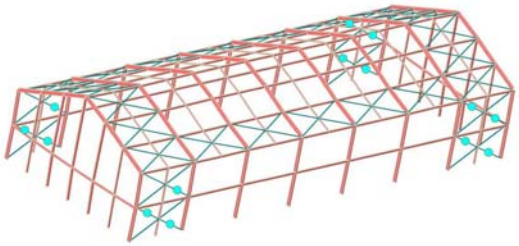


(c) 보강 전 1000년 재현주기

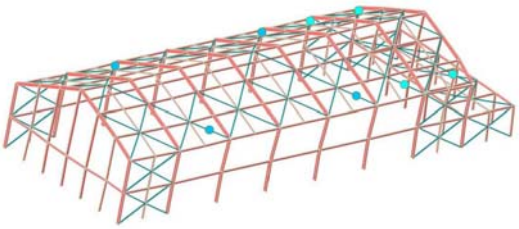


(d) 보강 후 1000년 재현주기

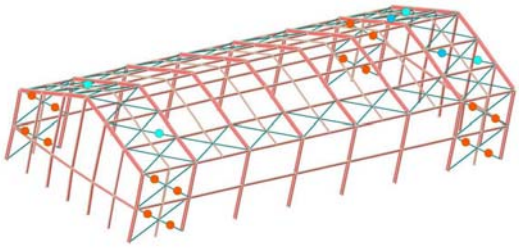
그림 3.19 단변방향의 소성힌지 분포



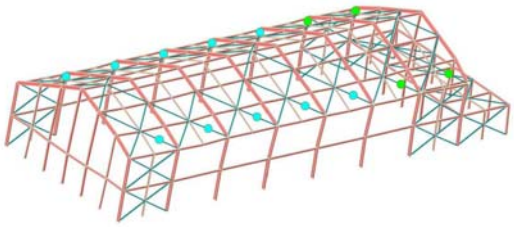
(a) 보강 전 500년 재현주기



(b) 보강 후 500년 재현주기



(c) 보강 전 1000년 재현주기



(d) 보강 후 1000년 재현주기

그림 3.20 장변방향의 소성힌지 분포

3.4 결론

3장에서 수행한 동일한 강구조 체육관 시설물에 대하여 ATC-40에서 제안하고 있는 성능스펙트럼을 이용하여 내진성능을 평가해 본 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. ATC 과정을 강구조 체육관 시설물에 적용시켜 내진성능을 평가한 결과 단변방향 및 장변방향 모두에 대해서 성능점이 성능스펙트럼의 탄성구간내에 위치하여 전체구조물은 내진성이 모두 확보되는 것으로 나타났다. 또한, 3장과 동일한 방법으로 구조적 보강 후 성능점을 탐색한 결과 500년 재현주기에 대하여 단변방향의 성능점(S_d=0.64, S_a=0.24)이 보강 후 성능점(S_d=0.54, S_a=0.28)로 개선되었음을 할 수 있다.

2. 성능점을 기반으로 한 부재별 검토에서 500년 및 1000년 재현주기 모두에 대하여 보강 전・후 소성힌지가 발생하였다. 이는 일본내진규준을 바탕으로 한 내진보강방법이 반드시 ATC-40의 내진진단에서 얻을 수 있는 보강방법과 동일하지 않음을 시사한다.

제4장 내진보강 전·후의 시간이력해석

4.1 시간이력해석

(1) 해석 개요

본 장에서는 앞장에서 소개된 구조물 모델에 대하여 정확한 요구내력산정과 정밀한 내진성능을 평가하기 위하여 지진시의 동적거동을 가장 정확히 파악할 수 있는 시간이력해석을 통한 동적거동을 파악한다. 앞장에서 전술한 Pushover해석은 구조물의 힘과 변위만의 응답특성을 비선형으로 표현하고 있지만, 질량에 의한 구조물의 관성력이나 감쇠에 의한 감쇠력은 반영될 수 없다. 또한, 한방향에 대하여 일률적으로 증가하는 하중을 사용하기 때문에 지진하중과 같은 불규칙한 반복하중에 의하여 발생하는 거동의 특성을 원칙적으로 표현하지 못한다. 따라서 이러한 Pushover해석의 단점을 보완하고 결과에 대한 검증을 위하여 비선형 시간이력해석을 수행하여야 한다. 건축구조물에 대한 내진성능 상세평가와 비선형 지진해석을 이용한 정밀평가에 의한 결과를 서로 비교함으로써 건축구조물의 응답특성을 파악하고 각 평가방법의 오차정도를 분석하는 것이 비선형 시간이력해석의 목표이다.[5)]

(2) 해석 방법

직접적분법을 이용하여 Kobe-NS(0.828g) 지진파에 대하여 응답해석을 실시하였다. 해석시간은 35초, 시간기록은 0.02초, 감쇠계수는 3%, 탄소성 이력모델은 Biliner모델을 이용하였다.

(3) 입력지진파

5가지 파형의 지진파별 가속도, 속도, 변위스펙트럼을 그림 4.1~4.3 에 나타내었다. 본 논문에서는 Kobe-NS지진파만을 사용하여 시간이력해석을 수행하였으며 Kobe-NS 지진파의 가속도 주기 0.25초, 속도 0.7초, 변위 1.5초에서 최대치를 나타낸다.

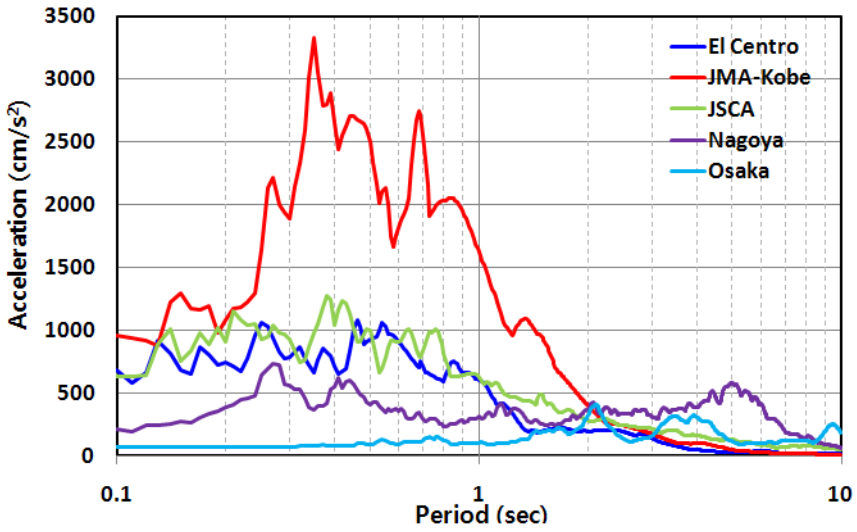


그림 4.1 지진파별 가속도 스펙트럼

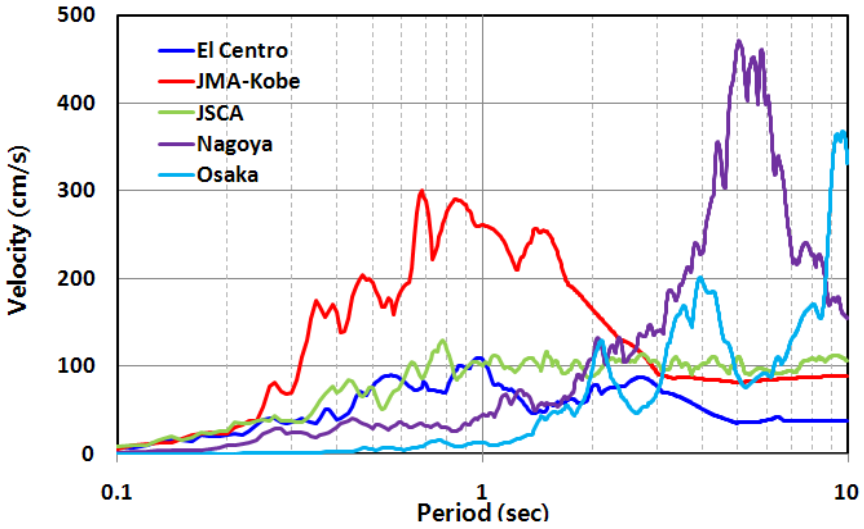


그림 4.2 지진파별 속도 스펙트럼

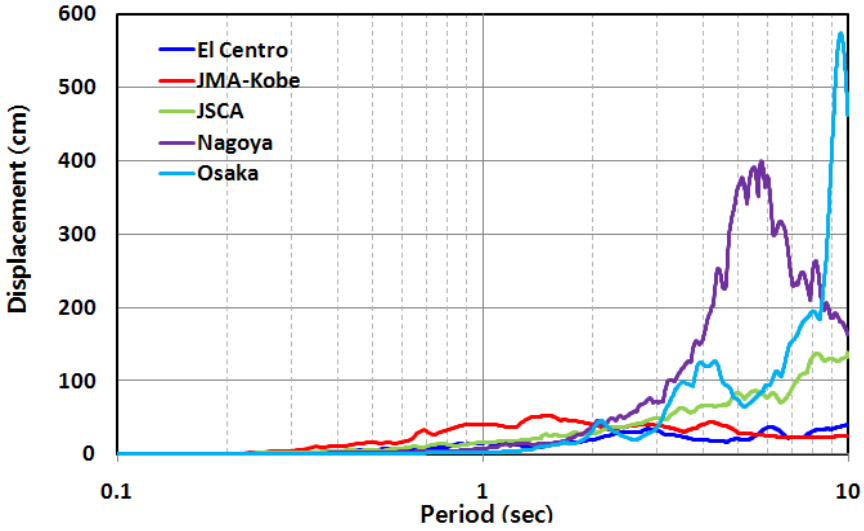


그림 4.3 지진파별 변위 스펙트럼

4.2 해석결과

4.2.1 단변방향

해석모델(단변방향)의 보강 전・후의 시간이력해석 결과(지붕층 변위, 가속도)를 그림 4.4~4.6에 나타냈다. 해석모델의 보강전 지붕층 최대변위는 8.2cm, 보강후 지붕층 최대변위는 약 7cm로 보강후 지붕층 변위는 1cm가량 감소됨을 알 수 있었다. 가속도는 1000cm/sec^{2}의 응답을 나타내고 있고, 지붕층 최대가속도는 2300cm/sec^{2}으로 증가하였다.

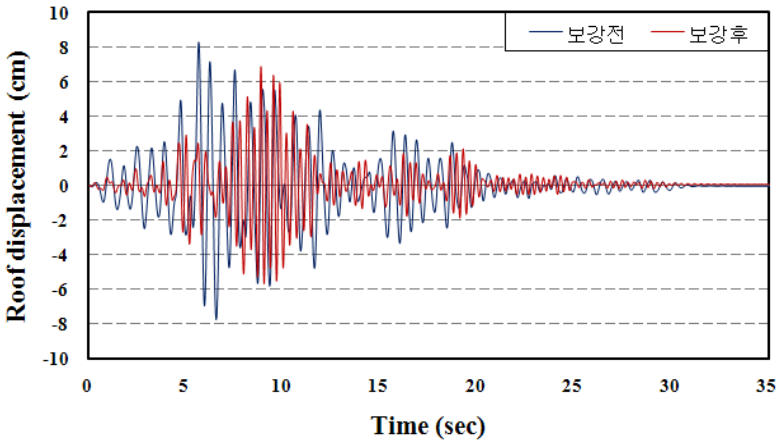


그림 4.4 보강전・후의 단변방향 지붕층 시간-변위

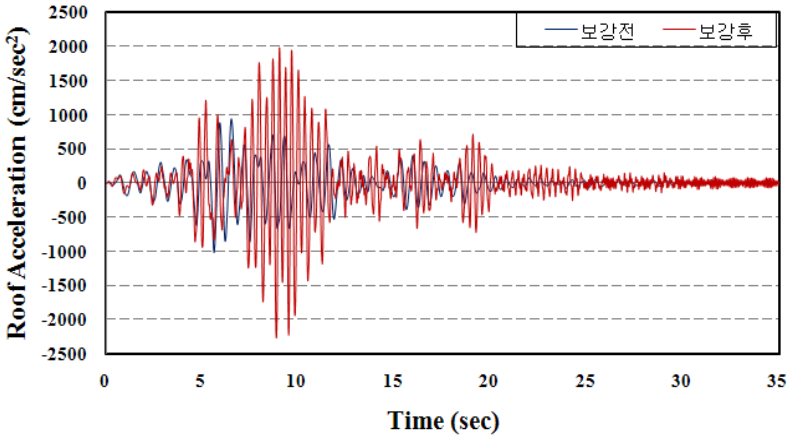


그림 4.5 보강전・후의 단변방향 지붕층 시간-가속도

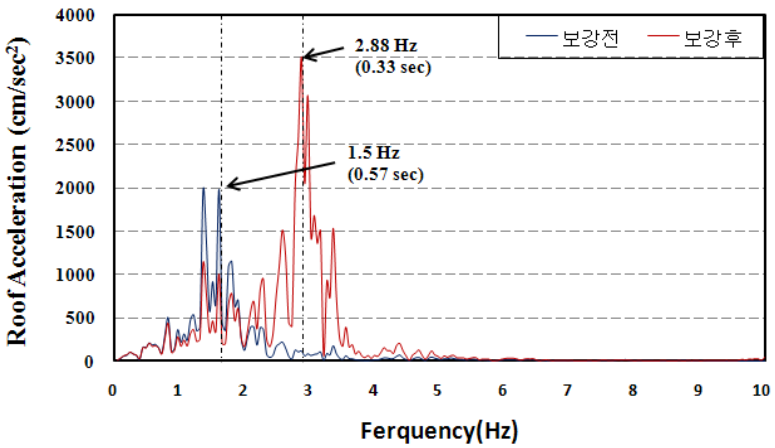


그림 4.6 보강전・후의 단변방향 지붕층 주파수

그림 4.7~4.8은 내부기둥과 외부기둥에 대한 모멘트-회전각을 나타내었다. 내부기둥의 경우 보강전 0.01rad을 넘어서 소성변형을 나타내었으나, 보강후에는 0.005rad이하의 회전각을 나타내며 탄성변형을 나타내고 있다. 외부기둥의 경우 보강전 0.028rad의 회전각을 나타내며 큰소성변형을 일으키며 인명안전 단계를 넘어서고 있다. 보강후에는 회전각이 0.019로 나타나 인명안전단계로 나타나고 있다.

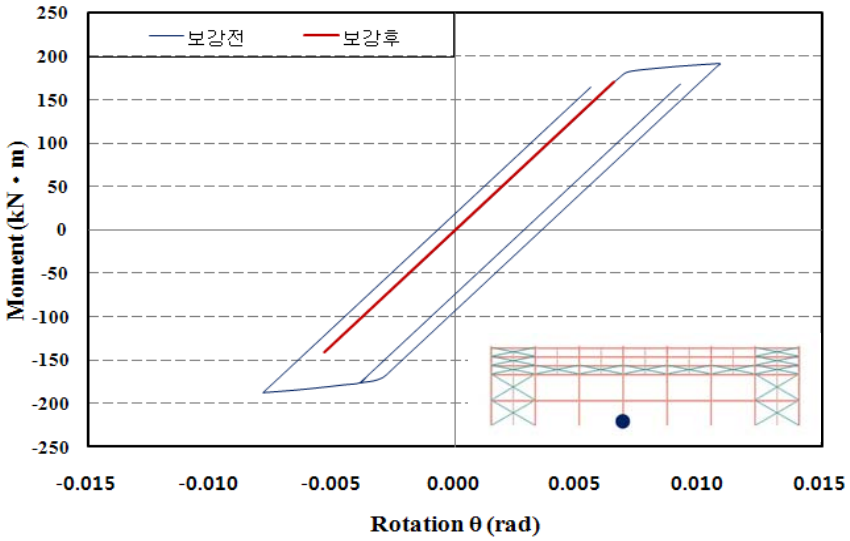


그림 4.7 보강전・후의 단변방향 내부기둥 모멘트-회전각

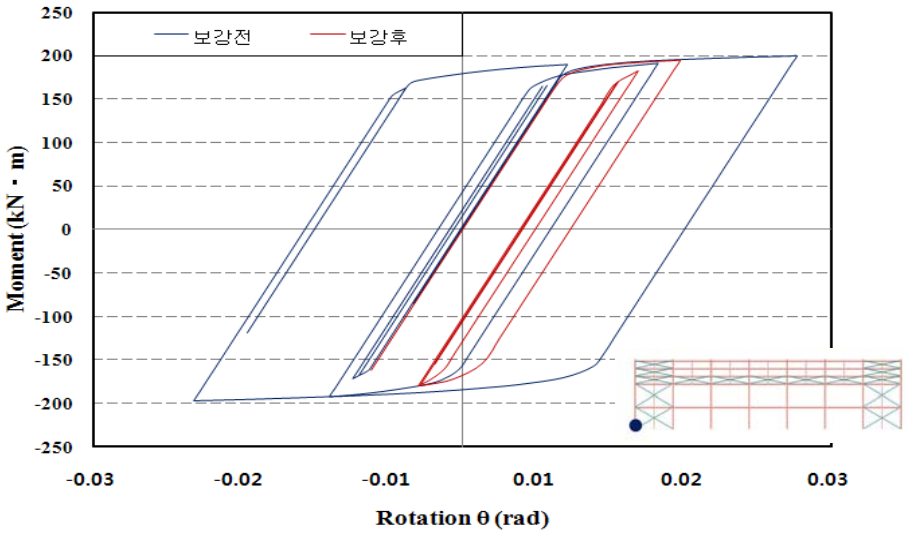


그림 4.8 보강전・후의 단변방향 외부기둥 모멘트-회전각

4.2.2 장변방향

해석모델(장변방향)의 보강 전・후의 시간이력해석 결과(지붕층 변위, 가속도)를 그림 4.9~4.11에 나타냈다. 해석모델의 보강 전 지붕층 최대변위는 2cm, 보강 후 지붕층 최대변위는 약 0.5cm로 보강 후 지붕층 최대변위는 1.5cm가량 감소됨을 알 수 있었다. 가속도는 1000cm/sec^{2}의 응답을 나타내고 있고, 지붕층 최대가속도는 2300cm/sec^{2}으로 증가하였다.

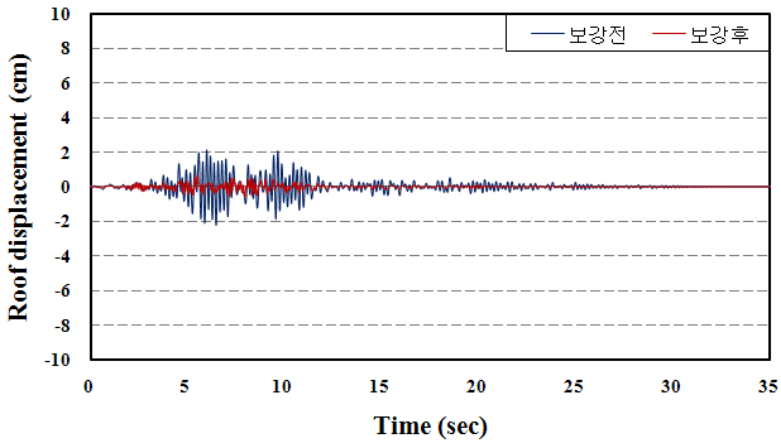


그림 4.9 보강전・후의 장변방향 지붕층 시간-변위

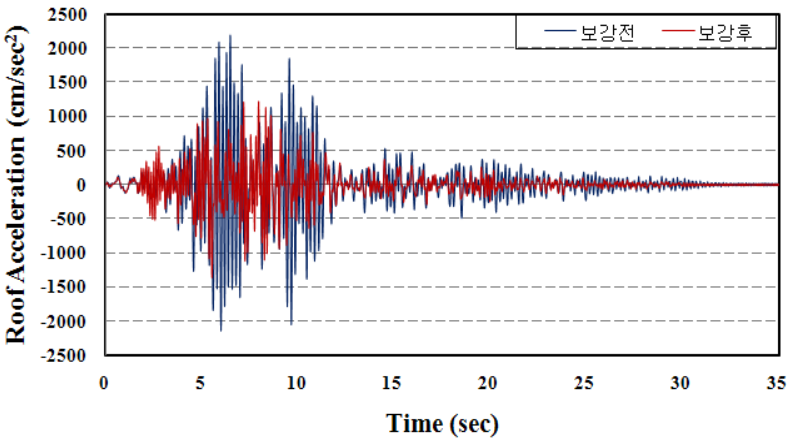


그림 4.10 보강전・후의 장변방향 지붕층 시간-가속도

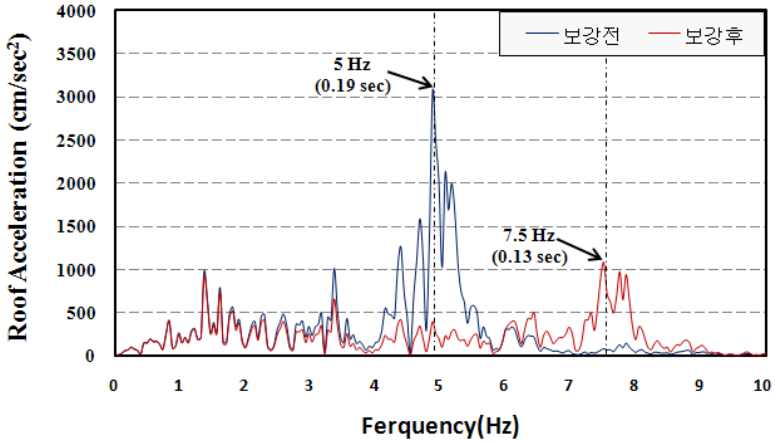


그림 4.11 보강전・후의 장변방향 지붕층 주파수

그림 4.12~4.13은 내부기둥과 외부기둥에 대한 모멘트-회전각을 나타내었다. 내부기둥과 외부기둥 모두 보강 전에는 0.001rad이하의 회전각을 나타내며 탄성변형을 나타내고, 보강 후에는 0.005rad이하의 회전각을 나타내며 탄성변형을 나타내고 있다.

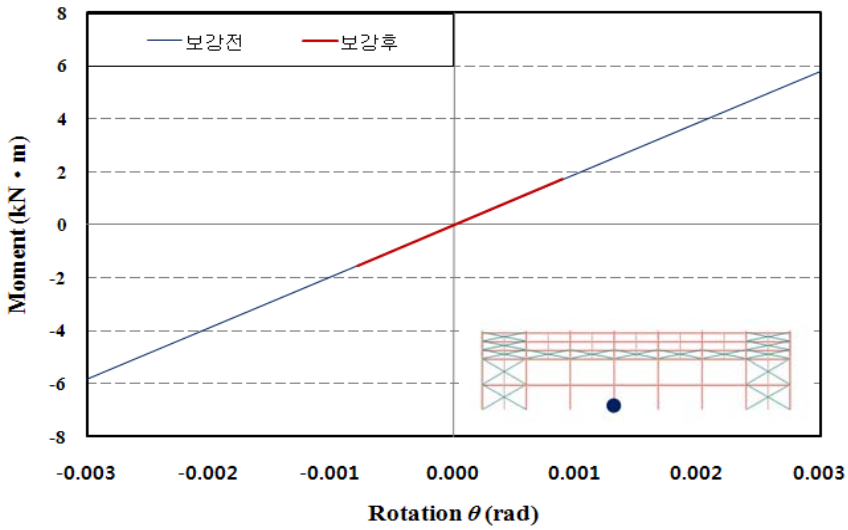


그림 4.12 보강전・후의 장변방향 내부기둥 모멘트-회전각

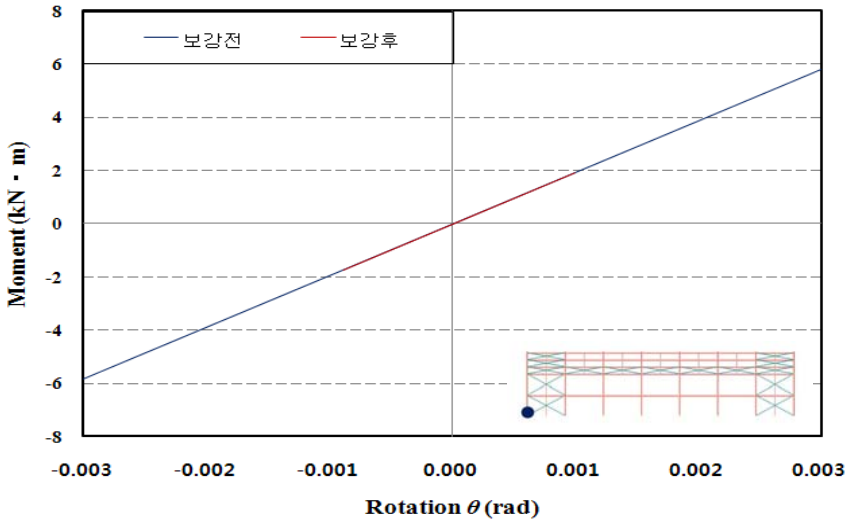


그림 4.13 보강전・후의 장변방향 외부기둥 모멘트-회전각

4.3 결론

2장에서 소개된 모델에 대하여 보다 정확한 내진성능을 파악하기 위해 비선형 동적 거동을 정확히 파악할 수 있는 시간이력해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 해석모델 보강 전・후의 시간이력해석결과 단변방향인 경우 보강 전 지붕층 최대 변위의 8.2cm가 7cm로 약 1cm가량 감소하였다. 장변방향의 경우는 최대변위 2cm에서 0.5cm로 감소하였다.

2. 내부기둥의 경우 보강 전 0.01 rad을 초과하는 소성변형을 나타내었으나 브레이스 보강 후에는 탄성변형을 나타내고 있다. 외부기둥의 경우 보강전 0.028rad이하의 회전각을 나타내며 큰 인명안전단계를 넘어서고 있거나 보강후에는 회전각이 0.019로 나타나 인명안전단계로 나타났다.

제5장 결론

이번 연구를 통해 일본의 구조내진지표(Is)를 이용한 내진진단 기준과 미국의 FEMA356에 의한 내진성능평가방법을 중심으로 학교시설물 중 체육관건물에 많이 쓰이는 철골구조물의 내진진단 및 내진 보수·보강 방법을 실사례에 적용함으로써 내진성능을 점검하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 구조내진지표를 이용한 진단법의 적용 결과, 단변방향은 일본내진진단법에 대하여 내진진단 기준을 만족하였으나, 장변 방향이 내진진단 기준에 미흡한 것을 알 수 있었다. 따라서 장변방향과 지붕에 브레이스 설치를 통한 보수 보강한 결과 일본 내진진단 기준에 적합함을 알 수 있었다. 또한, 부재레벨의 보유수평내력(E_o)의 산정을 기본으로 하는 일본 내진진단 규준은 개략적인 보강위치를 파악할 수 있는 장점이 있으나 보유내력 산정시 부재의 위치선정 등의 전문적인 지식을 소유한 기술자들에게 한정적으로 이용이 가능할 것으로 판단된다.

2. ATC-40에서 제안하고 있는 성능스펙트럼을 이용하여 내진성능을 평가해 본 결과, 구조내진지표를 이용한 진단법 결과와는 다르게 단변방향 및 장변방향 모두에 대해서 성능점이 성능스펙트럼의 탄성구간내에 위치하여 전체구조물은 내진성이 모두 확보되는 것을 확인 할 수 있었다. 이는 일본내진규준을 바탕으로 한 내진보강방법이 반드시 ATC-40의 내진진단에서 얻을 수 있는 보강방법과 동일하지 않음을 시사한다.

3. 정확한 내진성능을 파악하기 위해 비선형 동적 거동을 정확히 파악할 수 있는 시간이력해석을 수행한 결과, 지붕층 최대변위는 보강전에 비하여 보강한 후 약 2cm 감소하는 것을 알 수 있었다. 또한, 내부기둥의 경우 보강전에는 소성변형을 나타내었으나 보강 후에는 탄성변형을 나타남을 확인할 수 있었다.

4. 본 논문에서는 체육관 구조형식 중에 순수 철골라멘조에 대하여 내진진단을 실시하였다. 앞으로 다양한 구조형태를 갖는 구조물에 대하여 서로 다른 개념의 두 진단

법을 적용 및 고찰함으로써 국내의 오래된 학교 체육관 시설물에 대한 내진진단 방법을 제시하고자 한다. 본 논문은 추후 내진진단에서 내진보강까지가 하나의 프로세스로 국내 철골조 학교건물의 내진대책을 위한 기본적인 자료로써 활용가능하리라 판단된다.

참고문헌

1) (財)日本建築防災協會(1996), “耐震改修 促進法のための徹骨造建築物の耐震診斷および耐震改修指針・同解說”

2) 文部科学省(2003), 学校施設の耐震補強マニュアル S造屋内運動場編≪2003年改訂版≫

3) (財)日本建築防災協会(2004), 実務者のための 「既存鐵骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例」

4) 文部科学省大臣官房文教施設(1996) 屋内運動場等の耐震性能診断基準

5) 木村一成・塩原等・田尻清太郎：「付加構造物の動的特性を利用したセミアクティブ制御によるＲＣ構造物の地震応答低減効果」日本建築学会大会学術講演梗概論文集、pp.895~896、2005

6) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, ASCE, 2000

7) Sherif El-Tawil, Gregory G, Deierlein. (2001). Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. II: Implement and Verification. Journal of Structural Engineering 127:6, 656-665

8) Applied Technology Council(1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of concrete Building", ATC-40 Report, Redwood sity, California.

9) Chopra, A.K. and Goel, R.K.(2002), "Model pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.31, No.3, pp.561~582

10) Chopra, A.K. and Goel, R.K.(2004), "A model pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.33, No.9, pp.903~927

11) Song, J. K. and Pincheira, J.A.(2002), "Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems", Journal of Earthquake Spectra,

Vol.16, No.4, pp.817~851
12) Raul D. Bertero, V. V. Bertero, "Performance-based seismic engineering : the need for a reliable conceptual comprehensive approach," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, pp.627-650.

13) 포항산업과학연구원 (2002), 기존 건축물의 구조내진성능 평가에 관한 기술지침(안)
14) 한국시설안전기술공단 (2004), 기존 건축물의 내진성능 평가 및 향상요령
15) MIDAS IT, "MIDAS GENw Analysis and Design," MIDAS IT.
16) 대한건축학회, "건축구조설계기준 (Korean Building Code)," 대한건축학회, 2009
17) (사)한국교육환경연구원(2008), 학교시설 개축 및 내진성능 판정을 위한 가이드라인 연구
18) (사)지진공학회(2010), KBC2009 건축구조설계기준의 내진설계기준, 지진공학회 제27회 기술강습회
19) 우운택, 권용훈, 정란, “기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능 평가”, 한국지진공학회 추계학술발표대회논문집, pp.239-254, 2000.
20) 이강석, 최호, 이원호, “현존 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가 및 지진피해율의 산정”, 대한건축학회 논문집, 구조계 제18권 제1호, 2002
21) 오상훈, 고항복비 강재를 이용한 내진구조시스템의 내진성능, 한국지진공학회 2005년도 학술대회논문집, pp211~219, 2005
22) 이강석, 문정호, 이리형, “저층 철근콘크리트 건물의 내진성능 평가법 개발”, 대한건축학회 학술발표대회논문집, pp.321-324, 2005.
23) 이강민, 오상훈, 기존 철골건축물의 내진성능 평가 및 보강, 대한건축학회논문집, 구조계 제26권 제1호, pp33~36, 2006
24) 이원호, 기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능평가 및 보강, 한국공간구조학회논문집, Vol.6, No.2, pp115~121, 2006
25) 이상호, 정태권, 고베지진으로 피해를 입은 RC 학교건축물을 이용한 효율적인 내

진성능 평가방법의 제안, 대한건축학회논문집, 구조계 제22권 4호, pp83~93, 2006
26) 이상호, 정태권, “국내 철근콘크리트조 학교건축물의 내진성능평가 및 피해율 예측에 관한 연구”, 대한건축학회논문집, 구조계 제22권 9호, pp. 67-74, 2006.
27) 이성렬, 김경민, 윤태호, “국내 및 일본 내진규준에 따른 학교건축물의 내진성능평가”, 대한건축학회 학술발표대회 논문집, 제28권 제1호, pp.271~274, 2008
28) 김혜원, 이정한, 박병철, 이원호, “역량스펙트럼과 구조내진성능판정지표를 이용한 전통 목조 건축물의 내진성능평가”, 대한건축학회논문집, 구조계 제26권 제9호, pp.3~14, 2010
29) 송진규, 황재승, 김건우, 송호범, 이재혁, “노후도를 고려한 학교건물의 내진성능평가 및 내진보강에 관한 연구”, 대한건축학회논문집, 구조계 제26권 제8호, pp.3~10, 2010
30) 이강석, “일본 중・저층 철근콘크리트 건물의 내진성능평가방법 소개 및 국내건물 적용사례”, 특집기사, pp.53~61, 2010
31) 이철호, “역량설계개념에 의한 강구조건물의 내진설계”, 특집기사, pp.32~37
32) 최인학, 김영호, 방중석, “국내 지진재해 대책법에 따른 학교시설물 내진보강방안”, 한국강구조학회 기술기사, pp.45~49, 2010
33) 양일승, 채흥석, 최성모, “외국 학교시설물 지진피해 사례와 내진보강 실례”, 한국강구조학회 기술기사, pp.41~44, 2010