



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

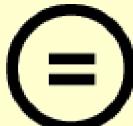
다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원 저작자를 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 권리와 책임은 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#) 





공 학 석 사 학 위 청 구 논 문

국내 내진기준에 의해 설계된
R.C구조물의 내진성능 평가

Seismic capacity evaluation of RC building designed by seismic
criteria in korean

지 도 교 수 송 호 산

2009년 2월

동 의 대 학 교 대 학 원

건 축 공 학 과

한 동 훈



공 학 석 사 학 위 청 구 논 문

국내 내진기준에 의해 설계된
R.C구조물의 내진성능 평가

Seismic capacity evaluation of RC building designed by seismic
criteria in korean

지 도 교 수 송 호 산

2009년 2월

동 의 대 학 교 대 학 원

건 축 공 학 과

한 동 훈



한동훈의 공학석사 학위논문을 인준함

주 심 이 진 호 印

부 심 김 정 길 印

부 심 송 호 산 印

2009년 2월

동의대학교대학원



국내 내진기준에 의해 설계된 R.C구조물의 내진성능 평가

한 동 훈

동의대학교 대학원 건축공학과

요 약

최근 구조물이 고층화 대형화됨에 따라 성능에 기초한 내진설계 (Performance Based Seismic Design)에 대하여 많은 연구가 진행되고 있다.

최근 발생된 Loma Prieta(1989) 지진, Northridge(1994) 지진, Kobe(1995) 지진들이 발생했을 때 기존의 내진설계기준에 의해 설계된 구조물들은 성능목표에서 인명안전이라는 측면에서는 적합하였으나, 경제적인 측면에서는 구조 요소와 비구조 요소의 손상으로 막대한 손실을 입은 것으로 나타났다.

이와 같이 기존의 내진설계기준으로 설계된 건축물은 인명안전이라는 성능목표는 만족시켰지만 경제적 피해는 심각했다. 따라서 중소 규모의 지진 시에 발생하는 경제적 손실을 줄일 수 있는 내진설계기준의 개선이 필요하게 되었다.

이에 따라 성능에 기초한 내진설계의 연구가 계속 진행되었고 1995년 Vision2000 을 발간하고, 내진성능설계법의 기본개념을 정립하였다. 그리고 1996년 ATC에서는 그에 관한 연구문헌 ATC-40을 발간하여 능력스펙트럼 법을 소개하였으며 1997년 FEMA에서는 FEMA-273을 통해 변위계수법을, 1999년에는 SEAOC에서는 직접변위설계법을 소개하였다.

여기서 성능에 기초한 설계법은 대상 구조물의 성능목표를 성능수준과 발생 가능한 지진의 예상수준에 대한 조합으로서 정의한다. 따라서, 성능목표를 달성하기 위해서는 구조물의 비선형 응답을 직접적으로 다룰 수 있어야

하므로 기본원리로서 능력설계 방법을 채택하고 있다.

즉, 설계과정에서 비선형 해석이 도입되어야 하며, 다양한 지반운동수준에 대하여 성능목표가 달성되어야 하고, 구조물의 응답에 대한 한계상태를 정량적으로 나타내어야 한다는 것이다.

지반운동수준에 따른 성능목표를 만족하도록 설계하기 위해서는 먼저 구조물의 보유능력을 평가하는 작업이 수행되어야 한다. 구조물의 내진성능을 평가하는 방법에는 비선형 동적해석(시각이력 해석)과 비선형 정적해석(pushover analysis)이 있지만, 동적해석은 정확성에 비해 시간과 노력이 많이 소요되는 단점이 있다. 그래서 실용성과 효율성의 면에서 많이 적용되는 방법이 Pushover이라 일컬어지는 비선형 정적해석이다. 이 해석법은 구조물이 항복한 이후의 동적거동과 하중의 재분배를 고려한 시스템의 안정한 상태를 효과적으로 파악할 수 있는 가장 간단하면서도 실용적인 해석방법이다. 성능에 기초한 설계분야에서 많은 연구들이 비선형 정적해석을 이용하여 구조물의 지진응답과 저항능력을 산정함으로써 보유하고 있는 내진성능을 평가하였다. 그 대표적인 방법들은 능력스펙트럼법과 변위계수법, 직접변위설계법 등이 있다. 그 중에서 능력스펙트럼법(Capacity Spectrum Method ; 이하 CSM)은 구조물의 능력과 지진요구를 효과적으로 분석할 수 있기 때문에 건축물의 내진성능을 평가하는데 있어 활발하게 적용되고 있는 해석방법이다. 이 해석방법으로 건축물의 성능점을 구해 최대보유내력을 추정하고 내진설계기준의 성능수준을 확인할 수 있는 것이다.

따라서 본 연구의 목적은 구조물의 특성에 따라 보다 정확한 성능목표에 부합하는가에 대한 적합성을 알아보고자 하며, 정적해석(Pushover Analysis)으로 현 내진설계기준을 이용해 설계된 예제 구조물에 대한 내진성능 평가를 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 최대 층간 변위는 구조물의 중간층(5~7층)에서 발생하였으며 시스템 설계거동 한계표에 의한 인명안전의 층간변위각은 1.5% 이다. 연구 결과 구조물의 최대층간 변위각은 0.77%로 시스템의 성능 수준은 기능수행~인명 안전 임을 알 수 있다.

(2) 국내 내진기준 KBC 2006의 허용층간변위(0306.4.6)에서 언급된 내용을 보면 구조물이 I 급일 경우 $1.5hsx\%$ (예제 구조물의 기준층 = 6cm)내의 층간 변위에 있어야 한다. 예제 구조물의 최대 층간변위는 이에 만족함을 알 수 있다.

본 연구는 제한된 건물의 유형에서 국내 내진기준의 성능수준의 적합성만을 고찰하였으며, 이 연구의 결론을 뒷 받침하기 위해 보다 다양한 건물들의 해석이 필요 합니다. 그리고 내진기준에 의해 설계된 구조물 뿐만 아니라 내진설계가 이루어지지 않은 옛구조물 들에 대한 내진성능평가 또한 연구하여 앞으로 발생할 피해를 줄여야 할 것입니다.

주요어 : 능력스펙트럼법, 이중골조 시스템, 지진력 저항 시스템,
푸쉬오버해석

목 차

1. 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구계획 및 진행방법	3
 2. 이론적 고찰	 5
2.1 성능설계법	5
2.1.1 성능설계의 개념적 체계	5
2.1.1 성능목표	5
2.2 비선형 정적 해석	9
2.2.1 직접변위설계법	9
2.2.2 변위계수법	13
2.2.3 능력스펙트럼법	17
2.3 단면내력	26
2.3.1 휨강도	26
2.3.1 전단강도	29
2.3.1 축강도	33
 3. 해석구조물의 설계	 34
3.1 해석개요	34
3.2 일반사항	35
3.1 재료강도	35
3.1 설계하중	35
3.3 예제 모델	37
3.3.1 탄성설계	37
3.4 부재의 단면내력산정	41
3.3.1 휨강도	41

3.3.21 전단강도	44
3.3.2 축강도	48
4. 해석결과에 대한 분석 및 고찰	51
4.1 해석결과 및 분석	51
4.1.1 고유주기	51
4.1.2 지진하중 및 응답	52
4.1.3 최대지진응답(성능점)	54
4.2 구조모델의 연성비	56
4.2.1 pushover 해석의 연성비 및 소성한지 분포	56
4.3.2 내진성능 및 성능수준	59
4.2.1 총간변위 및 총간변위각	59
5. 결 론	61
참고문헌	62

그 림 목 차

<그림 2-1>	SDF system과 이선형 이력곡선	9
<그림 2-2>	다양한 감쇠비에 해당하는 변위응답스펙트럼	11
<그림 2-3>	유효강성의 산정	14
<그림 2-4>	능력스펙트럼	19
<그림 2-5>	요구스펙트럼	20
<그림 2-6>	이력거동에 의한 등가감쇠	22
<그림 2-7>	소산되는 에너지량의 산정	22
<그림 2-8>	이력거동유형 A, B, C에 대한 감쇠조정계수	24
<그림 2-9>	비탄성 요구스펙트럼의 작성	25
<그림 2-10>	콘크리트의 응력-변형률 곡선	27
<그림 2-11>	철근의 응력-변형률 곡선	27
<그림 2-12>	복원력 모델의 골격곡선	28
<그림 2-13>	곡률분포의 가정	28
<그림 3-1>	해석구조물의 평면과 입면	34
<그림 3-2>	구조평면도	37
<그림 4-1>	충하중	52
<그림 4-2>	충전단하중	53
<그림 4-3>	충별 전도모멘트	53
<그림 4-4>	구조물의 성능점	55
<그림 4-5>	Y1열 연성비	57
<그림 4-6>	Y2열 연성비	58
<그림 4-7>	충간 변위	60
<그림 4-8>	충간 변위각	60

표 목 차

<표 2-1>	Vision 2000 지진위험도	6
<표 2-2>	성능에 기초한 내진설계에서의 성능목표	7
<표 2-3>	내진성능수준과 설계지반운동을 고려한 건축물의 내진성능목표	8
<표 2-3>	내진성능수준과 설계지반운동을 고려한 건축물의 내진성능목표	8
<표 2-4>	내진성능수준에 따른 시스템별 성계거동한계	8
<표 2-5>	보정계수 C_0	14
<표 2-6>	보정계수 C_2	16
<표 2-7>	감쇠조정계수, k	24
<표 2-8>	SR_A 와 SR_V 의 최소값	25
<표 2-9>	유효감쇠비에 따른 감쇠계수 B_S 와 B_1	25
<표 3-1>	중력하중 조건	36
<표 3-2>	지진하중 조건	36
<표 3-3>	보배근 리스트	38
<표 3-4>	기둥배근 리스트	39
<표 3-5>	벽체배근 리스트	40
<표 3-6>	보의 휨강도	41
<표 3-7>	기둥의 휨강도	42
<표 3-8>	전단벽의 휨강도	43
<표 3-9>	보의 전단강도	45
<표 3-10>	기둥의 전단강도	46
<표 3-11>	벽의 전단강도	47
<표 3-12>	기둥의 축강도	49
<표 3-13>	전단벽의 축강도	50
<표 4-1>	각종 기본진동주기	51
<표 4-2>	해석구조물에 대한 내진성능 수준	59

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 구조물이 고충화 대형화됨에 따라 성능에 기초한 내진설계(Performance Based Seismic Design)에 대하여 많은 연구가 진행되고 있다.

최근 발생된 Loma Prieta(1989) 지진, Northridge(1994) 지진, Kobe(1995) 지진들이 발생했을 때 기존의 내진설계기준에 의해 설계된 구조물들은 성능목표에서 인명안전이라는 측면에서는 적합하였으나, 경제적인 측면에서는 구조 요소와 비구조 요소의 손상으로 막대한 손실을 입은 것으로 나타났다.

이와 같이 기존의 내진설계기준으로 설계된 건축물은 인명안전이라는 성능목표는 만족시켰지만 경제적 피해는 심각했다. 따라서 중소 규모의 지진 시에 발생하는 경제적 손실을 줄일 수 있는 내진설계기준의 개선이 필요하게 되었다.

이에 따라 성능에 기초한 내진설계의 연구가 계속 진행되었고 1995년 Vision2000 을 발간하고, 내진성능설계법의 기본개념을 정립하였다. 그리고 1996년 ATC에서는 그에 관한 연구문헌 ATC-40^{1),2)}을 발간하여 능력스펙트럼법을 소개하였으며 1997년 FEMA에서는 FEMA-273^{3),11)}을 통해 변위계수법을, 1999년에는 SEAOC에서는 직접변위설계법을 소개하였다.

여기서 성능에 기초한 설계법은 대상 구조물의 성능목표를 성능수준과 발생 가능한 지진의 예상수준에 대한 조합으로서 정의한다. 따라서, 성능목표를 달성하기 위해서는 구조물의 비선형 응답을 직접적으로 다룰 수 있어야 하므로 기본원리로서 능력설계 방법을 채택하고 있다.

즉, 설계과정에서 비선형 해석이 도입되어야 하며, 다양한 지반운동수준에 대하여 성능목표가 달성되어야 하고, 구조물의 응답에 대한 한계상태를 정량적으로 나타내어야 한다는 것이다.

⁶⁾지반운동수준에 따른 성능목표를 만족하도록 설계하기 위해서는 먼저 구조물의 보유능력을 평가하는 작업이 수행되어야 한다. 구조물의 내진성능을

평가하는 방법에는 비선형 동적해석(시각이력 해석)과 비선형 정적해석(pushover analysis)이 있지만, 동적해석은 정확성에 비해 시간과 노력이 많이 소요되는 단점이 있다. 그래서 실용성과 효율성의 면에서 많이 적용되는 방법이 Pushover이라 일컬어지는 비선형 정적해석이다. 이 해석법은 구조물이 항복한 이후의 동적거동과 하중의 재분배를 고려한 시스템의 안정한계상태를 효과적으로 파악할 수 있는 가장 간단하면서도 실용적인 해석방법이다. 성능에 기초한 설계분야에서 많은 연구들이 비선형 정적해석을 이용하여 구조물의 지진응답과 저항능력을 산정함으로써 보유하고 있는 내진성능을 평가하였다. 그 대표적인 방법들은 능력스펙트럼법과 변위계수법, 직접변위설계법 등이 있다. 그 중에서 능력스펙트럼법(Capacity Spectrum Method ; 이하 CSM)은 구조물의 능력과 지진요구를 효과적으로 분석할 수 있기 때문에 건축물의 내진성능을 평가하는데 있어 활발하게 적용되고 있는 해석방법이다. 이 해석방법으로 건축물의 성능점을 구해 최대보유내력을 추정하고 내진설계기준의 성능수준을 확인할 수 있는 것이다.

따라서 본 연구의 목적은 구조물의 특성에 따라 보다 정확한 성능목표에 부합하는가에 대한 적합성을 알아보고자 하며, 정적해석(Pushover Analysis)으로 현 내진설계기준⁹⁾을 통해 설계된 예제 구조물에 대한 내진성능 평가를 하고자 한다.

1.2 연구계획 및 진행방법

구조물의 성능목표를 달성하기 위해서는 구조물의 비선형 지진응답을 직접적으로 다루어야 하며, 그렇게 하기 위해서는 비선형 해석이 필수적인 요소가 된다. 비선형 해석은 선형 탄성해석에서 알 수 없는 부재의 소성과 건물의 연성능력 등을 파악할 수 있으며, 이미 탄성 설계된 구조물의 비선형 거동도 평가할 수 있다.

비선형 해석에는 여러 가지 방법이 있으나 크게 구분하여 보면 비선형 정적 해석(Nolinear Static Analysis, NSA), 비선형 동적해석((Nolinear Dynamic Analysis, NSA), 비선형 약산해석 등이 있다.

이들 해석법 중에서 가장 정확한 방법은 비선형 동적해석으로서 비선형 직접적분에 의한 비선형 시간이력해석법라고 할 수 있다. 그러나, 비선형 시간이력해석에서 정확한 응답을 산정하기 위해서는 해석결과의 양이 방대하고 많은 연산시간과 노력이 필요한 단점이 있다.

따라서, 본 연구에서는 다자유도계의 비선형 동적해석을 하지 않고 비선형 정적해석을 통해 구조물의 지진응답과 저항능력을 산정할 것이다.

비선형 정적해석법에는 능력 스펙트럼법, 변위 계수법, 직접변위 설계법이 있는데 그중 가장 많이 사용되고 있는 능력 스펙트럼법을 통해 구조물이 보유하고 있는 내진성능을 평가하고자 한다.

능력스펙트럼법은 구조물의 능력과 지진요구를 효과적으로 분석할 수 있기 때문에 건축물의 내진성능을 평가하는데 있어 활발하게 적용되고 있는 해석방법이다. 이 방법은 비선형 정적해석과 응답스펙트럼법의 조합에 의해 구조물의 비탄성응답을 계산하는 방법으로서 비선형시스템을 등가의 선형시스템으로 전환하여 등가 주기와 등가 감쇠비를 구한 후, 이 등가 감쇠비에 의한 등가 선형 응답스펙트럼을 작성하여 성능점을 구하는 방법이다.

그리고 성능점의 계산 결과를 통해 구조물의 보유내력을 성능목표에 부합하는지 알아 낼 수 있다.

따라서 국내기준으로 설계된 지진력 저항시스템 중 이중골조시스템을 내진 성능평가한 결과 국내 내진설계기준이 성능목표에 대해 적합한지 연구하고자 한다.

2. 이론적 고찰

2.1 성능설계법

2.1.1 성능설계의 개념적 체계

성능에 근거한 내진 공학은 다양한 성능목표를 선택하여 지진위험도를 정하는 것으로 시작한다. 이에 후속하여 개념 설계, 예비 설계, 최종 설계의 단계를 거쳐 설계의 허용성을 검토하며 최종적으로 시공상의 품질보증과 시공 후 건물유지관리를 포함한다. 설정한 성능목표를 만족하기 위한 설계의 도에 따라 단계별로 중요도가 상이할 수 있으며 간단한 구조물에는 간략화된 절차가 사용될 수 있다. 설계단계와 허용여부 검토단계는 선택한 설계법이나 성능 목표에 따라 내용이 변할 수 있다.

2.1.2 성능목표

성능목표는 지반운동수준에 대하여 건물의 성능수준을 정의하는 것이며 설계시 보통 한가지 이상의 성능목표의 조합을 사용한다. 성능 목표는 지진 위험도, 피해발생시 보수비용과 기능마비로 인한 손실비용 등을 고려하여 경제성을 만족하도록 설정한다. 성능수준은 발생 가능한 일련의 지진피해 스펙트럼에서 일정한 폭을 가지는 각각의 피해상태를 말한다. 성능수준은 구조 부재의 손상과 비구조 부재의 손상정도로 나뉘어지며, 또한 거주성과 건물내의 기능상태에 따라 분류한다. 성능수준은 4가지로 분류되며 완전 기능, 기능, 인명 안전, 거의 붕괴로 분류한다.

구조설계를 시작하기 전에 설계프로젝트에 대한 성능목표를 고려하여 부지적합성 해석과 지진위험도 해석을 수행해야 한다. 부지적합성 해석이란 해당지역의 지진성질, 지반조건, 지역의 위험도를 정하는 것 뿐 아니라 액상화나 홍수, 화재위험성과 같은 발생 가능한 모든 지반재해를 고려하여 해당 부지가 구조물에 적합 여부를 평가하는것을 말한다. 지진 위험도 해석은 설계 지반운동을 선정하는 것을 말하며, 지반운동은 가속도응답스펙트럼, 변위응답스펙트럼, 변위요구스펙트럼 등으로 표현한다. Vision 2000 보고서에서 해당 부지의 지진위험도는 재현주기와 관련된 일련의 지진기록이다.

<표 2-1> Vision 2000 지진위험도

지진	재현주기	초과확률
자주(Frequent)	43년	50%/30년
가끔(Occasional)	72년	50%/50년
드문(Rare)	475년	10%/50년
아주 드문(Very Rare)	970년	10%/100년

성능목표는 전형적으로 여러 개의 목표를 포함할 수 있다. 예를 들면 43년의 재현주기의 지진에 대한 완전기능의 성능, 475년에 대한 인명안전, 970년에 대한 붕괴방지를 동시에 달성하는 것이다. Vision 2000 보고서에서는 최소목표(Minimum Objectives)와 강화된 목표(Enhanced Objectives)를 정하고 있으며 표. 2-3과 같다.

가) 콘크리트

일단 성능목표를 수립한 후 부지위험도 해석을 수행하고 지반운동을 선정 하였다면 구조설계를 수행한다. 이때 개념설계를 통하여 배치, 형상결정, 구조시스템의 선정, 기초시스템의 선정, 비구조시스템의 선정하는 것이 구조설계의 시작이다. 개념설계 단계에서 설계원칙을 정하는데 있어 우수한 내진 설계를 수행하기 위한 기본 설계원칙은 다음과 같다.

- 가능한 간단하고 대칭이며 정형형상을 사용
- 내진설계의 불확실성을 고려한 임여도와 연성을 제공
- 변위 제한을 위한 강성과 가속도 제한을 위한 유연성을 절충
- 인성을 제공, 비탄성 이력거동에서의 강성과 강도의 안정성을 제공함
- 강도, 강성, 연성과 인성의 균일한 분포를 부여함
- 기초와 지반조건에 상응하는 구조적인 강도와 강성을 제공함
- 스팬, 기둥간격을 줄임
- 수직부재의 수직적 연속성
- 능력설계 원칙을 사용
- 설계방침으로 에너지 소산 장치의 사용을 고려함

나) 내진성능 평가

<표 2-2> 성능에 기초한 내진설계에서의 성능목표

지진하종	재현 주기	초과 확률	구조물의 성능수준			
			완전기능	기능수행	인명안전	붕괴방지
Frequent Level	100년	50%/50년	A	B	C	D
Occasional Level	200년	20%/50년	E	F	G	H
Rare Level	500년	10%/50년	I	J	K	L
Very Rare Level	2400년	2%/50년	M	N	O	P

다) 건축물의 내진성능목표

내진등급별로 건축물은 표2-3에 규정한 평균재현주기를 갖는 설계지반운동에 대하여 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족할 수 있도록 설계되어야 한다.

<표 2-3> 내진성능수준과 설계지반운동을 고려한 건축물의 내진성능목표

설계지진		성능목표	
재현주기	초과확률	기능수행 수준	붕괴방지 수준
50년	5년내 초과확률 10%	내진 2 등급	
100년	10년내 초과확률 10%	내진 1 등급	
200년	20년내 초과확률 10%	내진 특 등급	
500년	50년내 초과확률 10%		내진 2 등급
1000년	100년내 초과확률 10%		내진 1 등급
2400년	250년내 초과확률 10%		내진 특 등급

라) 설계거동한계

내진성능수준에 따른 구조물의 설계거동한계는 표2-4와 같이 제시하고 있다.

<표 2-4> 내진성능수준에 따른 시스템별 성계거동한계

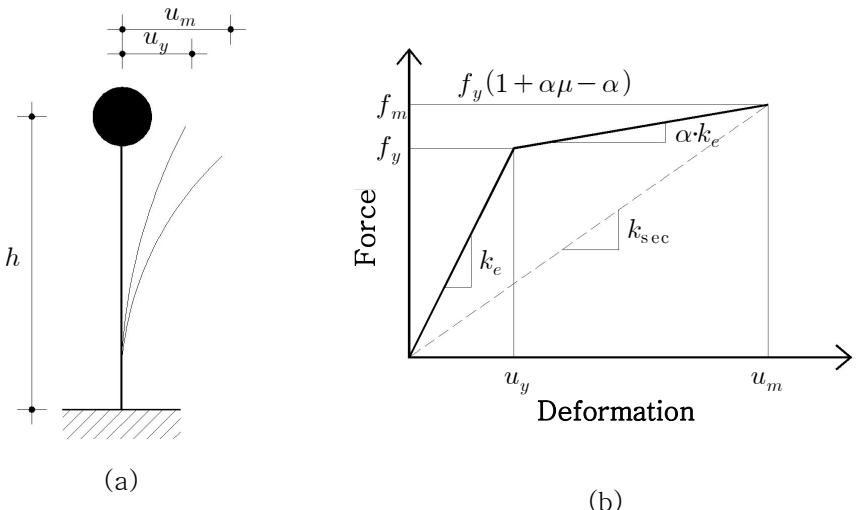
시스템 상태	성 능 수 준			
	완전기능수준	기능수행	인명안전	붕괴방지
전체 건물 피해상태	무시할 정도	경미함	보통	심함
허용 단기 층간변위각	< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-
허용 영구 층간변위각	무시할 정도	무시할 정도	< 0.5% +/-	< 2.5% +/-

2.2 비선형 정적 해석법

2.2.1 직접변위 설계법

성능에 기초한 내진설계의 관점에서 변위는 구조부재와 비구조부재의 손상정도를 직접적으로 판단할 수 있는 지표로 사용될 수 있기 때문에 주어진 목표변우 이내로 응답이 제어되도록 설계하는 직접변위설계법(direct displacement-based design, 이하 DBD)이 기존의 강도에 근거한 설계법에 수반되는 부정확한 고유주기와 반응수정계수 가정 과정을 거치지 않으므로 보다 합리적인 설계 방안으로 간주되고 있다.

<그림2-1 (a)>와 같은 비탄성 단자유도계(SDF) 시스템의 거동을 <그림 2-1 (b)>와 같이 이선형 이력모델로 가정할 때, DBD의 일반적인 절차는 다음과 같다.



<그림 2-1> SDF system과 이선형 이력곡선

1. 구조물의 항복변위 u_y 및 변형능력을 고려한 최대변위 u_m 을 가정하고 설계 연성도 μ 를 구한다.

2. 설계 연성도로부터 등가 감쇠비(equivalent damping) ξ_{eq} 를 구한다. 등가 감쇠비는 구조물의 이력거동에 의해 소산되는 에너지로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

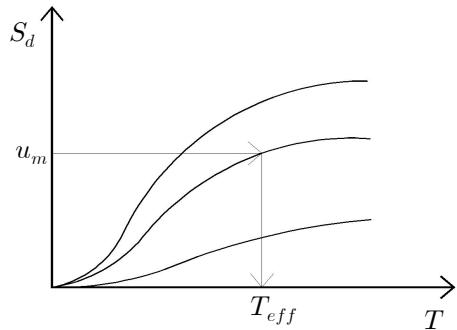
$$\xi_{eq} = \frac{2(\mu-1)(1-\alpha)}{\pi\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \quad (2-1)$$

여기서 α 는 항복 후 강성비이다. 또한 등가의 선형모델의 유효감쇠비 (effective damping)는 다음과 같다.

$$\zeta_{eff} = \zeta + \chi \xi_{eq} \quad (2-2)$$

여기서 ζ 는 구조물 자체의 감쇠비로 일반적으로 5%를 적용한다. 또한 실제 구조물의 이력거동은 강도저하, 강성저하, 편침 효과 등으로 인해 이상적인 이력거동을 나타내지 못하므로, 감쇠조정계수(damping modification factor, χ)를 사용하여 유효감쇠비를 조정할 수 있다. 본 연구에서는 완전한 이선형 모델을 가정하였으므로 $\chi=1$ 로 설정하였다.

3. 유효감쇠비를 이용하여 주어진 지반진동 수준에 해당하는 변위 응답스펙트럼을 작성하고, 최대 변위 u_m 에 해당하는 유효주기 T_{eff} 를 읽는다.



<그림 2-2> 다양한 감쇠비에 해당하는 변위응답스펙트럼

4. 유효주기를 이용하여 다음 식으로부터 강성(secant stiffness) K_{sec} 를 구한다.

$$K_{sec} = \frac{4\pi^2}{T_{eff}^2} m \quad (2-3)$$

여기서 m 은 구조물의 질량이다.

5. 요구되는 유효탄성강성(effective elastic stiffness) K_e 를 다음 식으로부터 구한다.

$$K_e = \frac{\mu}{\alpha\mu - \alpha + 1} K_{sec} \quad (2-4)$$

6. 요구되는 항복강도 f_y 를 다음 식으로부터 구한다.

$$f_y = u_y K_e = \frac{u_y u_m}{\alpha\mu - \alpha + 1} K_{sec} \quad (2-5)$$

7. 요구되는 항복강도를 갖도록 부재를 선택하고, 유교탄성강성 K_e 와 항복변위를 구한다.

$$u_y = \frac{f_y}{K_e} \quad (2-6)$$

8. 초기에 가정한 항복변위와 비교하고, 수렴된 결과를 얻을 때까지 이와 같은 과정을 반복한다.

2.2.2 변위 계수법

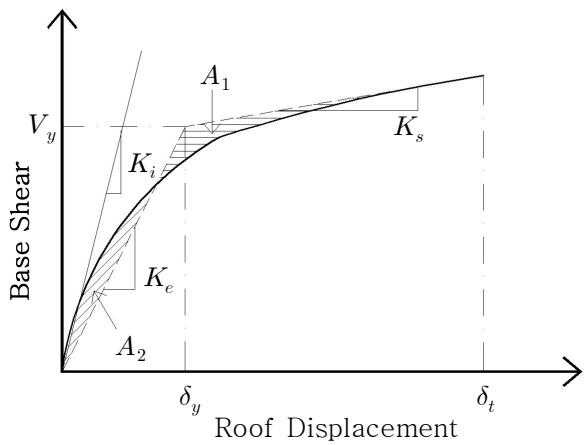
변위계수법은 구조물의 하중-변위 관계를 스펙트럼 형식으로 변환시키지 않고 비탄성 변위를 직접적으로 평가하는 방법으로 구조물의 여러 가지 변수에 대한 응답을 통계적으로 구한 각 계수들의 곱으로 최상층의 변위를 구한다. 스펙트럼을 이용하는 조금 더 염밀한 비선형 정적해석법과는 다소 차이를 보이지만 해석에 필요한 계수값들을 이용하여 간략하게 구조물의 응답을 평가할 수 있다.

변위 계수법을 이용하여 목표변위를 산정하는 절차는 다음과 같다. 먼저 비선형 정적해석(Pushover analysis)에 의하여 산정된 하중-변위 관계를 이선형(bilinear) 곡선으로 이상화 시킨다. 이선형 곡선을 형성하는 간단한 방법은 그림 5에서 항복 이후에 강성을 나타낼 수 있는 직선을 그은 다음 면적 A_1 과 A_2 가 같게 되는 직선을 그어서 만든다. 항복 이후의 강성(K_s), 유효강성(K_e), 초기강성(K_i)을 산정한 후 이상화된 이선형 곡선에서 구조물의 항복변위를 산정한다. 초기강성과 유효강성을 이용하여 구조물의 유효주기(effective fundamental period, T_e)를 산정한다.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2-7)$$

여기서, T_i 는 동적해석에서 산정한 구조물의 1차모드 주기이다. 구조물의 비탄성 거동을 고려한 목표변위는 다음 식에 의하여 산정된다.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2-8)$$



<그림 2-3> 유효강성의 산정

목표변위 산정식에 제시된 각 계수의 의미는 다음과 같다.

1. C_0 는 스펙트럴 변위와 건물의 최상층 변위 사이의 관계에 대한 보정계수로 아래 값들 중에서 하나를 사용한다.
 - 최상층에서의 1차 모드참여계수
 - 목표변위에 해당하는 모드형상을 이용하여 계산한 최상층의 모드참여계수
 - 표 2-5에서 제시한 값

<표 2-5> 보정계수 C_0

총 수	보정 계수
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

2. C_1 은 최대 비탄성 변위와 선형탄성 변위와의 관계에 대한 보정계수로 식(10)에 의하여 구할 수 있고, $T_e < 1.0$ 인 경우 2.0을 초과할 수 없다.

$$\begin{aligned} T_e \geq T_0 \text{인 경우 } 1.0 \\ T_e < T_0 \text{인 경우 } [1.0 + (R-1)T_0/T_e]/R \end{aligned} \quad (2-9)$$

3. T_0 는 설계응답스펙트럼에서 가속도와 속도 비례구간의 경계가 되는 주기 T_s 를 이용하여 산정된다. UBC-97의 성계응답스펙트럼 경우에는 $T_s = C_v/2.5C_a$ 이며, $T_0 = 0.2T_s$ 이다. 여기서 C_a 와 C_v 는 설계응답스펙트럼을 작성하기 위한 지진계수이다.

4. R 은 항복강도계수에 대한 요구되는 탄성강도의 비로 식(2-10)와 같다.

$$R = \frac{S_a W}{V_y} \frac{1}{C_0} \quad (2-10)$$

여기서, S_a : 산정된 유효주기에 해당하는 설계응답스펙트럼에서의 응답가속도

W : 전체 고정하중과 적재하중의 일부

V_y : 비선형 정적해석을 이용하여 구한 항복강도

5. C_2 는 구조물의 이력거동에 대한 효과를 고려한 보정계수로 표 2-6에서 Type1은 설계지진하중 하에서 전단에 의하여 구조물의 강도와 강성이 30% 이상 저하될 수 있는 구조물과 일반적인 모멘트 저항 골조, 중심가새 골조, 부분적으로 구속된 접합부를 가진 골조, 인장력만 받는 가새가 설치된 골조, 보가오디지 않은 조적조 혹은 이상의 구조가 조합된 구조물을 말한다.

Type2에는 Type1을 제외한 모든 구조물이 속한다.

<표 2-6> 보정계수 C_2

성능 수준	$T_e = 1.0$		$T_e \geq T_0$	
	Type1	Type2	Type1	Type2
즉시기능수행	1.0	1.0	1.0	1.0
인명안전	1.3	1.0	1.1	1.0
붕괴방지	1.5	1.0	1.2	1.0

6. C_3 은 $P - \Delta$ 효과에 의하여 증가된 변위를 고려하기 위한 보정계수로 식 (2-11)와 같다.

$\alpha \geq 0$ 인 경우 1.0

$$\alpha < 0 \text{ 인 경우 } C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (2-11)$$

여기서, α 는 항복 이후의 강성비를 의미한다.

2.2.3 능력스펙트럼 법(Capacity spectrum method, CSM)

능력스펙트럼법은 1975년 Freeman에 의하여 처음 소개된 이후 ATC-40과 FEMA-273 등에 도입되어 건축물에 대한 내진성능 평가와 보강을 위한 방법으로 사용되고 있다. 건물의 내진성능을 비교적 쉽고 빠르게 평가하기 위하여 개발된 능력스펙트럼법은 지진하중에 대한 건물의 저항능력을 나타내는 능력스펙트럼과 가속도-변위 응답 스펙트럼 형식의 지진의 요구를 나타내는 요구스펙트럼을 하나의 그래프에서 표현함으로써 건물의 성능점을 시각적으로 쉽게 평가하는 방법이다. 건물의 선형탄성응답은 5% 감쇠비의 요구스펙트럼을 이용하여 나타내고 건물의 비탄성 응답은 높은 감쇠 스펙트럼으로 나타낸다.

가) 능력스펙트럼(Capacity spectrum)

능력곡선은 요구하는 능력(최대층간변위 등)에 도달할 때까지 횡하중을 증가시킴으로써 구할 수 있으며 지붕의 횡변위와 건물의 밀면전단력으로 표현된다. 일반적으로 이러한 해석방법에 의하여 얻어진 곡선을 Pushover curve라고 한다. 능력곡선을 얻기 위하여 구조물에 작용하는 횡하중의 분배 방법 중 1차모드가 지배적인 구조물에 대하여 식(2-12)과 같이 밀면전단력을 건물의 높이에 따라 1차모드 형상에 따라 분배한다.

$$F_i = \frac{m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}} V \quad (2-12)$$

여기서, F_i : i 층의 층지진하중

m_i : i 층의 층질량

ϕ_i : 1차모드에서 i 층의 모드 형상계수

V : 밀면전단력

N : 건물의 층수

그러나 1차모드 형상에 따른 분배 방법은 고차모드의 영향을 고려하지 못한다는 단점이 있다. 몇몇 연구자들에 의하여 건물의 모드해석을 수행한 후 고차모드의 영향을 고려한 횡하중 분배 방법들이 제안되었다. 그 중에서 식(2-13)은 Freeman 등이 제안한 방법으로 각 모드에 대한 하중을 SRSS조합 방법을 이용하여 분배하는 방법이다.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left[\left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}^2} \right) \phi_{ij} S_{aj} m_i \right]^2} \quad (2-13)$$

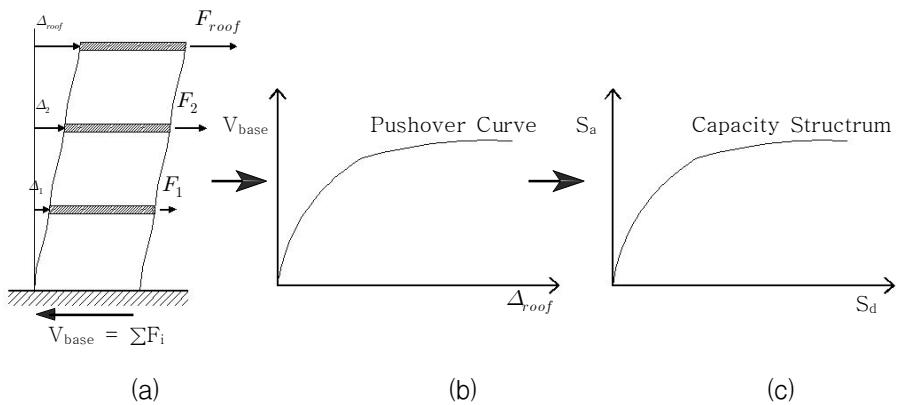
여기서, ϕ_{ij} : j 번째 모드에서 i 층의 모드 형상 계수

S_{aj} : j 번째 모드에 대한 탄성스펙트럼에서의 가속도

또한, Valles 등은 등가고유모드 형상계수($\bar{\phi}_i$)와 등가모드 참여계수($\bar{\Gamma}$)를 이용하여 식(2-15)과 같이 제안하였다. 등가고유모드 형상계수는 먼저 각 모드별 참여계수(Γ_j)를 구한 후 식(2-14)에 대입하여 구할 수 있다.

$$F_i = \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i} V \quad (2-14)$$

$$\bar{\Gamma}_j = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}^2}, \quad \bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{i=1}^N (\phi_{ij} \bar{\Gamma}_j)^2} \quad (2-15)$$



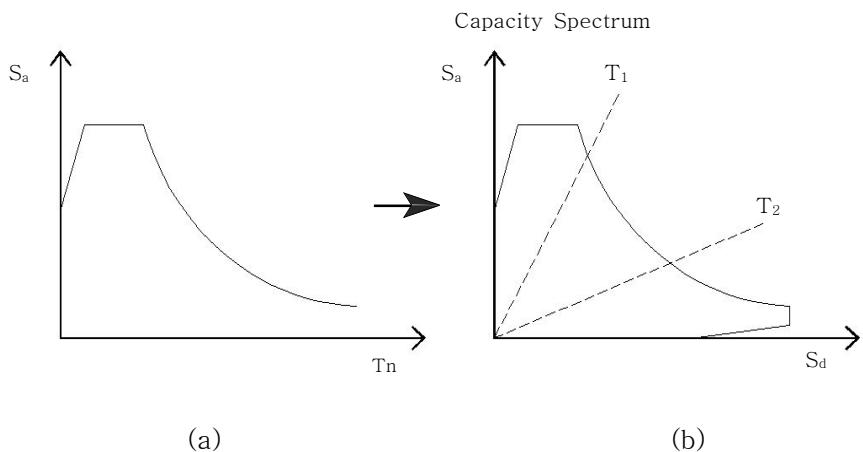
<그림 2-4> 능력스펙트럼

<그림 2-4(b)>와 같이 비선형 정적해석에 의하여 산정된 능력곡선을 요구스펙트럼과 직접 비교하기 위하여 구조물의 동적특성을 이용하여 ΔR 과 V 의 능력곡선을 <그림 2-4(c)>에 나타낸 것과 같이 응답 가속도(S_a)와 응답 변위(S_d)의 능력스펙트럼으로 변환하게 된다. 1차 모드 형상을 이용한 능력스펙트럼으로의 변환은 식(2-16)과 같다. 여기서 Γ_1 은 1차 모드에 대한 참여계수이고 M_1^* 은 1차모드에 대한 유효모드질량으로 식(2-16)과 같다.

$$S_a = \frac{V}{M_1^*}, \quad S_d = \frac{\Delta_R}{\Gamma_1 \phi_{R1}}, \quad M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad (2-16)$$

나) 요구스펙트럼(Demand spectrum)

요구스펙트럼은 일반적으로 그림 2-5(a)와 같이 주기에 대한 응답변위, 응답속도, 응답가속도의 관계로서 표현되지만 능력스펙트럼과 하나의 그래프에 나타내기 위하여 S_d 와 S_a 좌표계의 ADRS형식으로 표현된다. 이 변환에는 식(2-17)의 관계를 이용한다.



<그림 2-5> 요구스펙트럼

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2-17)$$

ADRS형식에서 구조물의 유효주기(T_{eff})는 식(2-18)와 같은 S_a 와 S_d 의 관계에서 구해지며 스펙트럼 상에서는 그림 2-7(b)와 같이 방사의 형태로 나타난다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a \cdot g}} \quad (2-18)$$

다) 구조물의 성능점 산정(Performance evaluation)

능력스펙트럼과 요구스펙트럼으로 구성된 능력스펙트럼법을 이용하여 구조물의 성능점을 산정하는 절차는 다음과 같다.

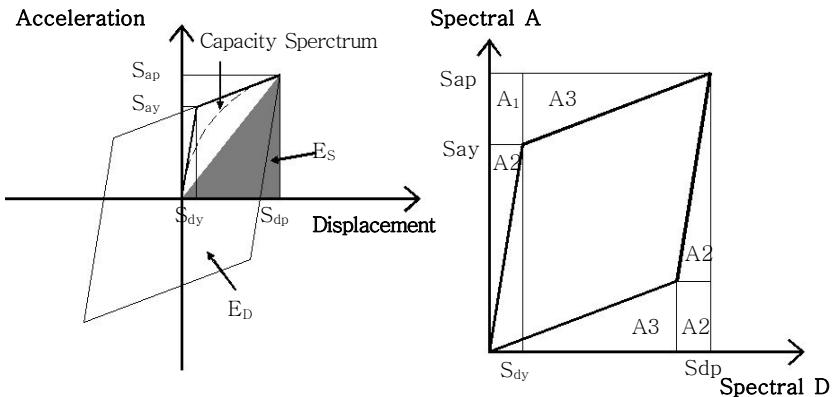
1. 비선형 정적해석을 이용하여 능력곡선과 5% 감쇠비를 가진 탄성설계응답스펙트럼을 작성한다.
2. 능력곡선과 설계응답스펙트럼을 변환식을 이용하여 ADRS형식으로 변환한다.
3. 변환된 능력스펙트럼과 요구스펙트럼을 하나의 그래프에 그린다.
4. 5% 감쇠비의 탄성 요구스펙트럼과 능력스펙트럼의 교차점으로부터 S_{di} 와 S_{ai} 를 구하여 유효감쇠비를 계산한다.
5. 산정된 유효감쇠비를 가진 요구스펙트럼을 작성한 다음 능력스펙트럼과의 교차점으로부터 다시 S_{dj} 와 S_{aj} 를 구한다. 이때 구한 변위응답 S_{dj} 와 이전단계에서 구한 S_{di} 의 차이가 허용오차범위에 들면 S_{dj} 가 구하고자 하는 비탄성 응답이 된다. 오차범위를 만족하지 못하면 (5)의 과정을 반복한다.
6. 그림 8에 나타난 것과 같이 성능점에서는 S_{dp} 와 S_{ap} 를 변환식을 이용하여 다자유도계에서 최상층의 변위와 밀면전단력을 산정한다.

라) 유효감쇠비(Effective damping) 산정

5% 감쇠비의 탄성 요구스펙트럼을 높은 감쇠비의 비탄성 요구스펙트럼으로 표현하기 위하여 구조물의 이력거동에 의한 등가점성 감쇠비

$$\beta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} = \frac{2(S_{ay} \cdot S_{dp} - S_{dy} \cdot S_{ap})}{\pi S_{ap} \cdot S_{dp}} \quad (2-19)$$

$$\beta_{eff} = \beta + \kappa \beta_{eq} \quad (2-20)$$



<그림 2-6> 이력거동에 의한 등가감쇠

<그림2-7> 소산되는 에너지량의 산정

여기서 E_D 는 이력거동에서 점성 감쇠에 의하여 소산되는 에너지를 나타내며 <그림 2-6>의 빗금친 삼각형 면적으로 식(2-20)과 같다. β 는 구조물의 고유감쇠비를 나타낸다.

$$ED = 4(\text{그림 2-7의 마름모 면적})$$

$$= 4(S_{ap} \cdot S_{dp} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$= 4(S_{ap} \cdot S_{dp} - S_{dp} \cdot S_{ap})$$

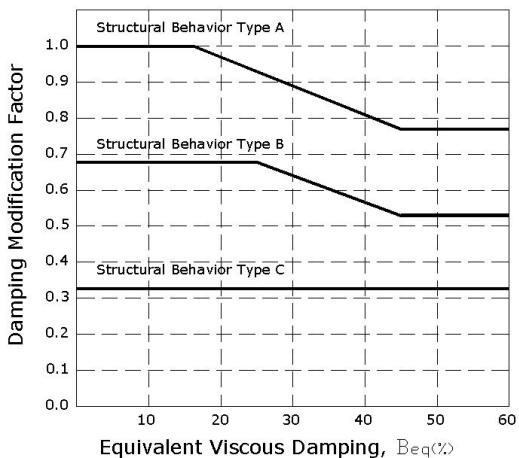
$$E_S = \frac{S_{ap} \cdot S_{ap}}{2} \quad (2-21)$$

지진하중을 받는 구조물의 이력특성은 강도저하, 강성저하, 편치 등 여러 가지 효과들에 의하여 <그림2-6>과 이상화된 이력특성을 나타내지 못한다. ATC-40에서는 이러한 구조물의 이력특성을 반영하기 위해 표 5와 같은 감쇠조정계수(damping modification factor, k)를 사용하여 유효감쇠비를 조정하도록 하고 있다. 건물의 이력특성에 따라 세가지 유형으로 나눴는데, Type A는 횡하중에 대한 저항시스템이 설치된 건물로 <그림2-6>과 가장 유사한 이력특성을 나타낸다. Type C에 해당하는 건물은 수평하중에 저항하는 시스템이 없거나 이력거동을 신뢰할 수 없는 경우이다. Type B는 Type A와 Type C의 중간의 경우로 기존 부재와 새로운 부재가 혼합되어 있는 경우이다. 각 유형에 따른 감쇠조정계수의 변화를 그래프로 나타내면 <그림 2-8>과 같다. 유효감쇠비에 대한 한계는 50%이다. 따라서 구조물의 고유감쇠비 5%를 제외하면 등가점성 감쇠비에 대한 제한값은 45%이다.

특정한 지진에 대한 응답스펙트럼이 아니라 설계스펙트럼을 이용하는 경우 유효감쇠비에 따라 스펙트럼을 조정할 수 있는 방법이 필요하다. ATC-40에서는 산정한 유효감쇠비를 이용하여 응답 감소계수(spectrum reduction factor) SR_A , SR_V 를 구한 후 <그림 2-9>와 같은 방법으로 비탄성 응답스펙트럼을 작성한다. 감소계수는 식(2-21), 식(2-22)과 같다. 이 값들은 표 6의 이력거동유형별 최소값보다 커야한다.

<표 2-7> 감쇠조정계수, k

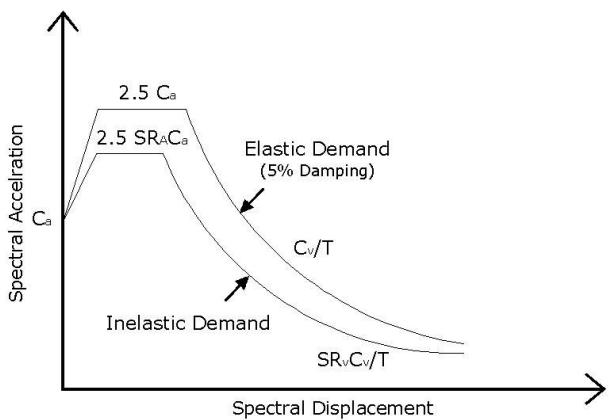
건물의 거동유형	$\beta_{eq}(\%)$	k
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(S_{ay} \cdot S_{dp} - S_{dy} \cdot S_{ap})}{S_{ap} \cdot S_{dp}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(S_{ay} \cdot S_{dp} - S_{dy} \cdot S_{ap})}{S_{ap} \cdot S_{dp}}$
Type C	모든 감쇠비	0.33



<그림 2-8> 이력거동유형 A, B, C에 대한 감쇠조정계수

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \doteq \frac{3.21 - 0.68\ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (2-22)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_1} \doteq \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (2-23)$$



<그림 2-9> 비탄성 요구스펙트럼의 작성

<표 2-8> SR_A 와 SR_V 의 최소값

건물의 거동유형	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

<표 2-9> 유효감쇠비에 따른 감쇠계수 B_S 와 B_1

$\beta_{eff} (%)$	B_S	B_1
<2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

2.3 단면내력

휨강도 및 전단강도와 같은 부재내력은 단면치수 및 배근도를 이용하여 아래와 같이 산정한다.

2.3.1 휨강도

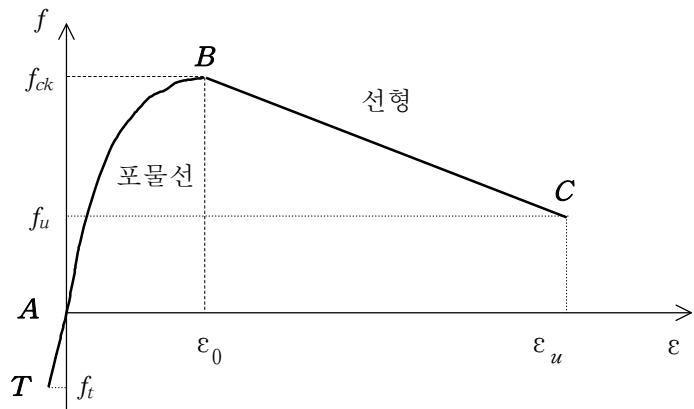
보, 기둥, 전단벽의 휨강도는 아래와 같은 콘크리트와 철근의 응력-변형률을 바탕으로 삼선형의 모멘트-곡률 관계와 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 휨균열강도, 휨항복강도를 계산한다.

가) 콘크리트의 응력-변형률 곡선

콘크리트 응력-변형률 곡선은 그림 2-10과 같고, 그림에서 영역 TAB는 2차 곡선으로 표현할 수 있으며, 영역 BC는 응력이 최대응력에 도달한 후 응력 및 변형률이 감소하는 직선으로 가정할 수 있다.

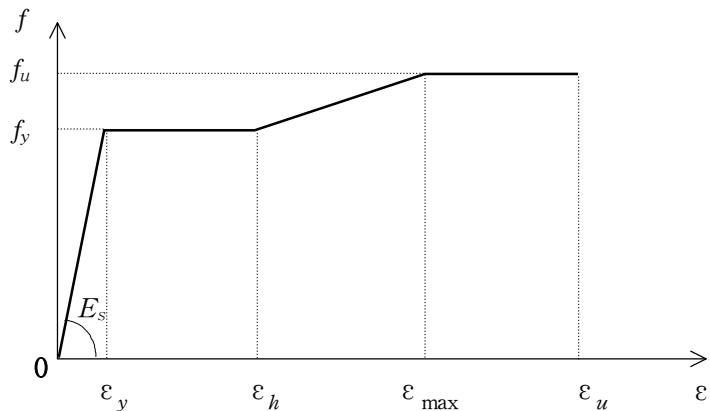
그림 2-10에서 콘크리트의 최대압축강도는 설계기준강도 f_{ck} 로 하였으며, 그 때의 변형률 ε_0 는 일반적인 콘크리트의 최대변형률인 0.002로 하였다. 또한 극한변형률은 횡보장근의 콘크리트 구속정도에 따라 다르며, 본 연구에서는 0.006으로 가정하였다. 그리고 콘크리트의 극한강도 f_u 는 횡보장근을 고려하여 최대압축강도에 80%가 되도록 하였으며, 콘크리트의 인장강도는 최대압축강도의 10%내외가 되도록 하였다.

나) 철근의 응력-변형률 곡선



<그림 2-10> 콘크리트의 응력-변형률 곡선

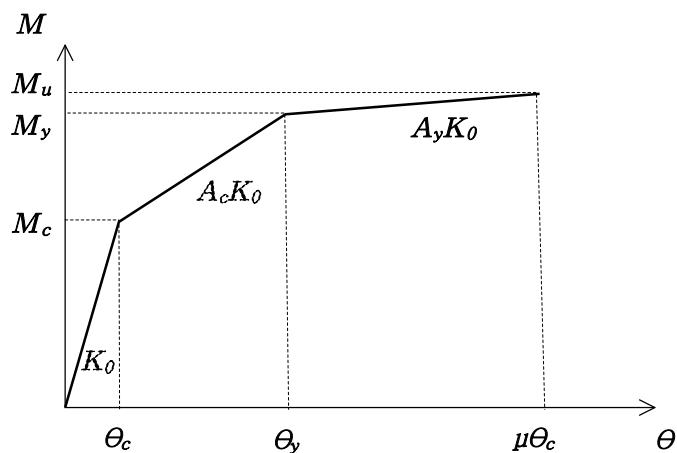
철근의 응력-변형률 곡선은 그림 2-11와 같은 항복강도와 변형경화가 일어나는 구간 및 극한강도 등을 정의한 직선으로 근사화하여 표현하였다. 그림에서 E_s 는 탄성계수, f_y 와 f_u 는 항복강도와 극한강도, ε_y , ε_h , ε_{max} , ε_u 는 각각 항복변형률, 변형경화 구간의 시점(始點) 변형률과 종점(終點)의 변형률 및 극한변형률을 나타낸다.



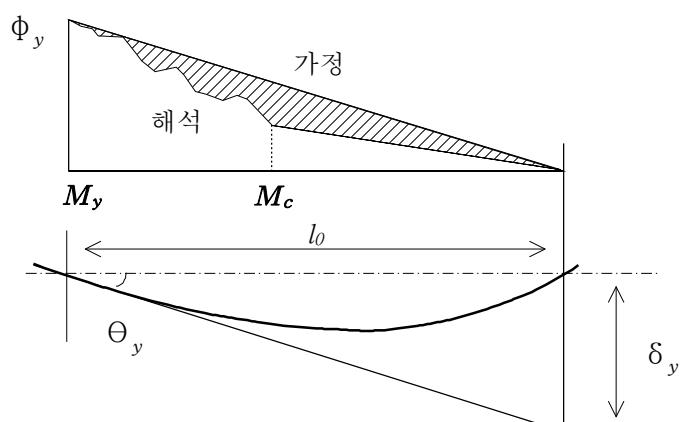
<그림 2-11> 철근의 응력-변형률 곡선

다) 모멘트-곡률 관계

철근콘크리트 부재의 이력거동을 표현하기 위해 그림 2-12와 같은 삼선형의 복원력 모델을 사용하였으며, 곡률분포는 그림 2-13과 같이 가정하였다. 그림 2-12는 균열모멘트 M_c 와 항복모멘트 M_y 및 극한모멘트 M_u 에 의해 정의되며, 그림에서 K_0 는 초기강성, A_c 와 A_y 는 균열 및 항복이후의 강도감소계수를 나타내고 μ 는 보통 4로 가정할 수 있다.



<그림 2-12> 복원력 모델의 골격곡선



<그림 2-13> 곡률분포의 가정

2.3.2 전단강도

보, 기둥, 전단벽의 전단강도는 아래와 같이 일본건축학회 강도산정식을 적용하여 산정한다.

가) 보의 전단균열강도

보의 전단균열을 발생시키는 전단력은 다음 식 (2-24)과 같다.

$$V_{Bc} = 1.4 \sqrt{f_{ck} A_b} \quad (2-24)$$

여기서,

f_{ck} ; 콘크리트 압축강도

A_b ; 보의 단면적

나) 보의 전단항복강도

장방형 단면을 갖는 보의 전단항복을 일으키는 전단력은 실험식에 바탕을 둔 식 (2-25)와 같다.

$$V_{By} = \left\{ \frac{0.068 P_t^{0.23} (f_{ck} + 180)}{M/(Vd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_w p_w} \right\} b j \quad (2-25)$$

여기서

P_t ; 인장철근비(%), $P_t = 100a_t/(bd)$

a_t ; 인장주근의 단면적

b, d ; 보의 폭, 유효 춤

f_{ck} ; 콘크리트의 압축강도

- p_w ; 전단 보강근비], $p_w = \frac{a_w}{b \times s}$
 a_w ; 1조의 전단보강근의 단면적
 s ; 전단보강근의 간격
 σ_w ; 전단보강근의 인장강도(=항복강도)
 j ; 응력중심간 거리, $j = (7/8)d$
 $M/(Vd)$; 전단경간비

다) 기둥의 전단균열강도

기둥의 전단균열강도식은 보의 전단균열강도와 같은 식(2-26)과 같다.

$$V_{C_c} = 1.4 \sqrt{f_{ck} A_c} \quad (2-26)$$

여기서,

A_c ; 기둥의 단면적

라) 기둥의 전단항복강도

기둥의 전단항복강도 제안식은 식(2-27)과 같다.

$$V_{C_y} = (0.9 + \sigma_0/250) V_{B_y} \quad (2-27)$$

여기서,

σ_0 ; 평균 축응력도 $= 0.2 f_{ck}$

V_{B_y} ; 보의 전단항복강도

마) 전단벽의 전단균열강도

전단벽의 전단균열강도식은 보의 전단균열강도와 같은 식으로 다음과 같다.

$$V_{Wc} = 1.4 \sqrt{f_{ck} A_w} \quad (2-28)$$

여기서,

A_w ; 전단벽의 단면적

바) 전단벽의 전단항복강도

전단벽의 전단항복강도 산정식은 다음과 같다.

$$V_{Wy} = \left\{ \frac{0.0678 P_{te}^{0.23} (f_{ck} + 180)}{\sqrt{M/(Vl_w) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} P_{whe}} + 0.1 \sigma_{oe} \right\} b_e j \quad (2-29)$$

여기서

P_{te} ; 등가인장철근비(%), $P_{te} = 100a_t/(b_e d)$,

a_t ; 직사각형 단면인 경우 단부의 휨보강근의 단면적

b_e ; 벽체 두께

d ; 유효 춤, 직사각형 전단벽의 경우 $d = 0.85l_w$

l_w ; 벽체 길이

σ_{wh} ; 수평 전단보강근의 인장강도(=항복강도)

P_{whe} ; 수평 전단보강근비, $P_{whe} = \frac{a_w}{b_e \times s}$

a_w ; 1조의 횡철근단면적

s ; 횡철근간격

σ_{oe} ; 벽체 전단면적에 대한 평균 축응력도

$M/(V l_w)$; 전단경간비

j ; 응력중심간 거리, $j = (7/8)d$

2.3.3 축강도

기둥과 전단벽의 축강도(axial rigidity)는 아래와 같이 탄성계수에 각 부재의 단면적을 곱하여 계산하였다.

$$N_{Cel} = E_c \times A_C \quad (2-30)$$

$$N_{Wel} = E_c \times A_W \quad (2-31)$$

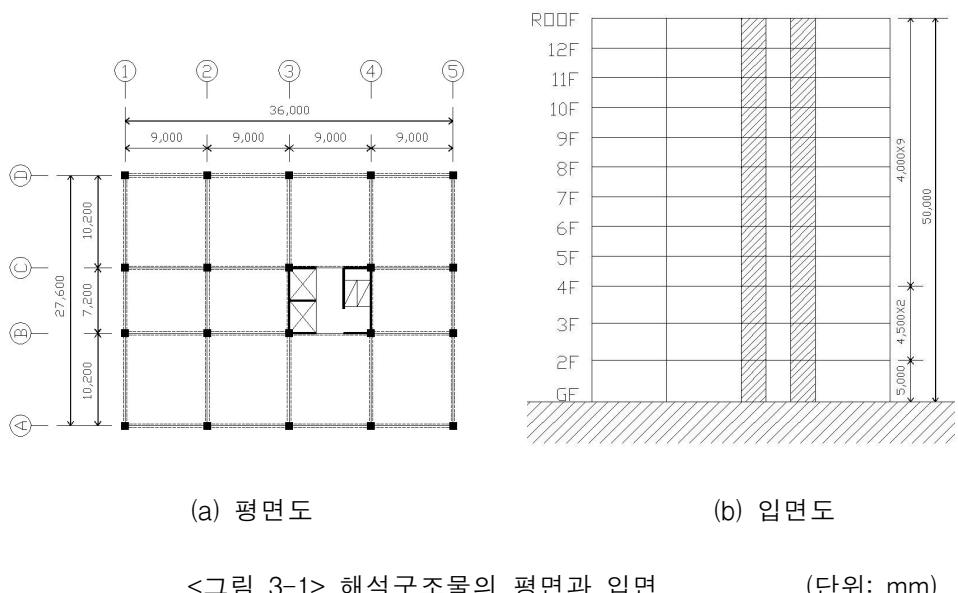
여기서,

E_c ; 콘크리트의 탄성계수

A_C , A_W ; 기둥 및 전단벽의 단면적

3. 해석구조물의 설계

3.1 해석개요



본 연구에서는 국내 내진기준의 성능평가 대상이 되는 해석구조물은 국내에서 많이 사용중인 이중골조 방식을 채택하였으며 <그림3-1>과 같이 총고 4m, 경간 X방향 4경간 Y방향 3경간의 지상 12층 철근콘크리트 구조물로 설계되었다.

3.2 일반사항

3.2.1 재료의 강도

구조물의 해석 및 설계시 사용된 재료의 강도는 다음과 같다.

가) 콘크리트

설계기준강도	$f_{ck} = 240 \text{kgf/cm}^2$
탄성계수	$E_c = 2.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$
전단탄성계수	$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = 9.94 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$
프와송비	$\nu = 0.167$

나) 철근

항복강도	$f_y = 4,000 \text{kgf/cm}^2$
탄성계수	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$

3.2.2 설계하중

구조물의 탄성 해석 및 단면설계를 위한 하중들 중에서 초기 부재단면설계를 위해 고정하중, 적재하중, 등가정적지진하중이 적용되었으며, 예제 구조물의 단면설계용 하중조합은 대한건축학회 제정의 하중기준을 따랐다. 해석모델들에 대해 한국콘크리트학회 콘크리트구조설계기준을 따르는 탄성 설계용 범용프로그램인 MIDAS/GENw(Ver. 7.2.1)를 사용하여 부재의 치수와 철근 배근을 결정한다. 각 설계하중에 대한 세부내용은 다음과 같다

가) 고정하중 및 적재하중

모델에 적용되는 하중은 실의 용도와 마감의 종류에 따라 상세히 구분하여야 하지만, 본 연구에서는 해석의 편의를 위해 아래 표와 같이 대표적인 하중만을 적용하였다. 건축구조설계기준 및 해설(대한건축학회, 2006)에서의 등분포 적재하중 기준에 대한 적용하중은 등분포 적재하중이 작용할 때 구조부재에 더 큰 응력이 발생하는 것으로 가정하고, 집중 적재하중은 생략하였다.

<표 3-1> 중력하중 조건

용 도	판매시설 (kgf/m^2)	업무시설 (kgf/m^2)	지붕 (kgf/m^2)
총	2F~3F	4F~12F	ROOF
고정하중	460	400	530
적재하중	400	250	200

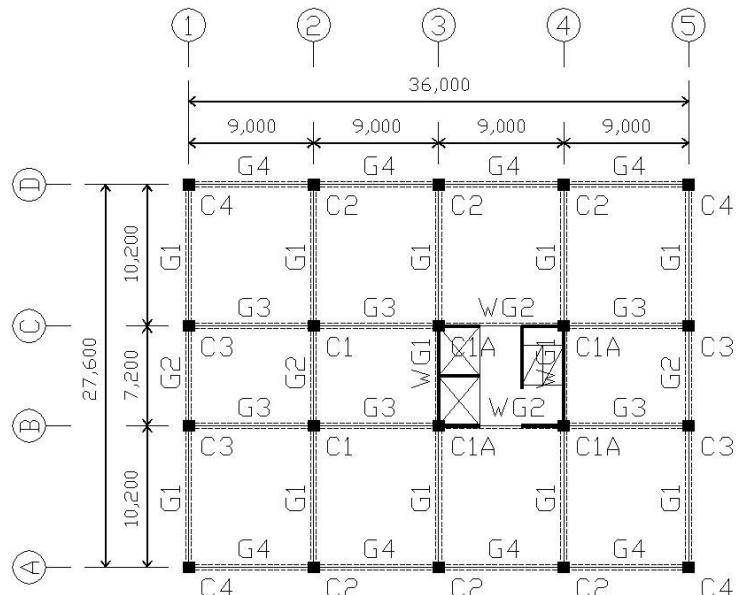
<표 3-2> 지진하중 조건

횡하중	구분	적용계수	비고
지진하중	지역계수	$A = 0.11$	서울시
	중요도계수	$l_E = 1.2$	(I)등급
	지반분류	Sd	매우 조밀한 토사
	반응수정계수	$R = 5.5$	건물골조 시스템
	내진설계법주(SDC)		D

3.3 예제 모델

3.3.1 탄성 설계

아래 표 3-3~3-5는 <그림 3-2>와 같이 설계된 구조물을 설계하중에 대한 해석 프로그램(MIDAS)을 통해 탄성 설계된 모델의 부재치수와 배근 결과를 나타낸 것이다.



<그림 3-2> 구조평면도 (단위: mm)

<표 3-3> 보배근 리스트

부재명	층	단면크기 (mm)	주근		늑근	
			단부	중앙부	단부	중앙부
G1	4F~RF	400×700	8-HD22	3-HD22	D10@150	D10@300
			4-HD22	4-HD22		
G2	4F~RF	400×700	8-HD22	3-HD22	D10@150	D10@300
			6-HD22	4-HD22		
G3	4F~RF	600×800	13-HD22	4-HD22	D10@130	D10@260
			5-HD22	8-HD22		
G4	4F~RF	500×800	12-HD22	4-HD22	D10@170	D10@300
			4-HD22	5-HD22		
WG1	4F~RF	400×700	4-HD22	3-HD22	D10@150	D10@150
			4-HD22	3-HD22		
WG2	4F~RF	600×800	14-HD22	12-HD22	D13@100	D13@100
			14-HD22	12-HD22		
G1	2F~3F	400×700	8-HD22	3-HD22	D10@150	D10@300
			4-HD22	4-HD22		
G2	2F~3F	400×700	8-HD22	3-HD22	D10@150	D10@300
			6-HD22	4-HD22		
G3	2F~3F	600×800	13-HD22	4-HD22	D10@130	D10@260
			5-HD22	8-HD22		
G4	2F~3F	500×800	12-HD22	4-HD22	D10@170	D10@300
			4-HD22	5-HD22		
WG1	2F~3F	400×700	4-HD22	3-HD22	D10@150	D10@150
			4-HD22	3-HD22		
WG2	2F~3F	600×800	14-HD22	12-HD22	D13@100	D13@100
			14-HD22	12-HD22		

* 수평전단보강근

<표 3-4> 기둥배근 리스트

부재명	층	단면크기 (mm)	주 근	늑근	
				단부	중앙부
C1	10F~RF	600×600	10-4-HD25	D10@ 150	D10@300
	8F~9F	800×800	14-5-HD25	D10@ 150	D10@300
	6F~7F	800×1000	16-5-HD25	D10@ 150	D10@300
	4F~5F	1000×1000	20-6-HD25	D10@ 150	D10@300
	2F~3F	1000×1200	24-7-HD25	D10@ 150	D10@300
	1F	1000×1300	46-14-HD25	D10@ 150	D10@300
C2	10F~RF	600×600	12-4-HD25	D10@ 150	D10@300
	8F~9F	600×800	10-3-HD25	D10@ 150	D10@300
	6F~7F	600×800	10-3-HD25	D10@ 150	D10@300
	4F~5F	800×800	14-5-HD25	D10@ 150	D10@300
	2F~3F	900×1000	18-6-HD25	D10@ 150	D10@300
	1F	1000×1000	20-6-HD25	D10@ 150	D10@300
C3	10F~RF	600×700	14-5-HD25	D10@ 130	D10@260
	8F~9F	600×800	10-4-HD25	D10@ 130	D10@260
	6F~7F	600×800	10-4-HD25	D10@ 130	D10@260
	4F~5F	800×800	14-4-HD25	D10@ 130	D10@260
	2F~3F	800×800	14-4-HD25	D10@ 130	D10@260
	1F	1000×1000	40-11-HD25	D10@ 130	D10@260
C4	10F~RF	600×700	14-5-HD25	D10@ 170	D10@300
	8F~9F	600×800	10-3-HD25	D10@ 170	D10@300
	6F~7F	600×800	10-3-HD25	D10@ 170	D10@300
	4F~5F	800×800	14-4-HD25	D10@ 170	D10@300
	2F~3F	900×900	16-5-HD25	D10@ 170	D10@300
	1F	900×900	16-5-HD25	D10@ 170	D10@300
C1A	10F~RF	500×600	6-3-HD25	D10@ 150	D10@150
	8F~9F	500×600	6-3-HD25	D10@ 150	D10@150
	6F~7F	500×600	6-3-HD25	D10@ 150	D10@150
	4F~5F	600×600	8-3-HD25	D10@ 150	D10@150
	2F~3F	700×700	20-6-HD25	D10@ 150	D10@150
	1F	700×700	26-8-HD25	D10@ 150	D10@150

* 수평전단보강근

<표 3-5>. 벽체배근 리스트

부재명	층	단면크기 (mm)	수직근	수평근
W1	4F~RF	Thk.200	HD13@300	D10@ 100
W2	4F~RF	Thk.200	HD13@200	D10@ 100
W3	4F~RF	Thk.200	HD13@400	D10@ 100
W4	4F~RF	Thk.200	HD13@400	D10@ 100
W5	4F~RF	Thk.200	HD13@400	D10@ 100
W6	4F~RF	Thk.200	HD13@400	D10@ 100

* 수평전단보강근

3.4 부재의 단면내력산정

3.4.1 휨강도

부재의 휨강도는 2.4절에서와 같이 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 휨균열강도, 휨항복강도를 계산한다. 표 3-6~3-8는 예제모델에 대한 휨강도들의 예로써 예제모델의 단면치수와 배근에 따라 계산된 결과이다. 표에서 각각의 값이 한 개인 경우는 인장(+)측 철근과 압축(-)측 철근의 양이 동일한 경우이며, 값이 두 개인 경우는 인장 및 압축측 철근의 양이 서로 다른 경우이다.

<표 3-6> 보의 휨강도

부재 명	단면크기 (mm)	단면2차모멘트 (m ⁴)	휨항복강도 (tonf)
G1(1F~RF)	400×700	0.011433	59.14
G2(1F~RF)	400×700	0.011433	59.14
G3(1F~RF)	600×800	0.025600	119.33
G4(1F~RF)	500×800	0.021333	94.87
WG1(1F~RF)	200×600	0.003600	7.21
WG2(1F~RF)	200×600	0.003600	13.24

<표 3-7> 기둥의 휨강도

부재 명	단면 크기 (mm)	단면 2차 모멘트 (m ⁴)	휨항복강도 (tonf)
C1	1300×1000	0.1083	240.50
	1200×1000	0.1440	123.35
	1000×1000	0.0833	105.64
	1000×800	0.0667	70.33
	800×800	0.0341	69.77
	600×600	0.0108	41.15
C2	1000×1000	0.0833	105.64
	1000×900	0.0750	94.75
	800×800	0.0341	69.77
	800×600	0.0256	31.65
	800×600	0.0256	31.65
	600×600	0.0108	41.15
C3	1000×1000	0.0833	188.74
	1000×900	0.0341	56.27
	800×800	0.0341	56.27
	800×600	0.0256	41.75
	800×600	0.0256	41.75
	600×600	0.0172	51.23
C4	900×900	0.0547	79.16
	900×900	0.0547	79.16
	800×800	0.0341	56.27
	800×600	0.0256	31.65
	800×600	0.0256	31.65
	700×600	0.0172	51.23
C1A	700×700	0.0200	93.41
	700×700	0.0200	71.59
	600×600	0.0108	41.15
	600×500	0.0090	25.87
	600×500	0.0090	17.55
	600×500	0.0090	17.55

<표 3-8> 전단벽의 휨강도

기호	총수	단면2차모멘트 (m ⁴)	휨항복강도 (tonf)
W1	1F~RF	0.0041	2291.42
W2	1F~RF	0.0041	3107.64
W3	1F~RF	0.2764	326.60
W4	1F~RF	0.2764	197.34
W5	1F~RF	0.2764	197.34
W6	1F~RF	0.2764	326.60

3.4.2 전단강도

보, 기둥, 전단벽의 전단강도는 2.3절의 강도산정식을 이용하여 부재의 단면치수와 배근으로부터 산정하였고, 예로써 표 3-9~3-11은 예제모델에 대한 부재의 전단강도의 결과들을 나타낸 것이다.

<표 3-9> 보의 전단강도

보의위치	배근량		인장 철근량 (cm ²)	보 폭 (cm)	보 높이 (cm)	전단 균열강도 (tonf)	전단 항복강도 (tonf)
	단부	중앙부					
G1 (1F~RF)	8-HD22	3-HD22	30.96	40	70	1.147	39.42
	4-HD22	4-HD22					
G2 (1F~RF)	8-HD22	3-HD22	30.96	40	70	1.147	34.09
	6-HD22	4-HD22					
G3 (1F~RF)	13-HD22	4-HD22	54.18	60	80	1.502	59.57
	5-HD22	8-HD22					
G4 (1F~RF)	12-HD22	4-HD22	42.57	50	80	1.372	32.32
	4-HD22	5-HD22					
WG1 (1F~RF)	4-HD22	3-HD22	3.87	20	60	0.751	22.83
	4-HD22	3-HD22					
WG2 (1F~RF)	14-HD22	12-HD22	7.74	20	60	0.751	19.18
	14-HD22	12-HD22					
G1 (2F~3F)	8-HD22	3-HD22	30.96	40	70	1.063	39.42
	4-HD22	4-HD22					
G2 (2F~3F)	8-HD22	3-HD22	30.96	60	80	1.063	35.38
	6-HD22	4-HD22					
G3 (2F~3F)	13-HD22	4-HD22	54.18	60	80	1.063	65.42
	5-HD22	8-HD22					
G4 (2F~3F)	12-HD22	4-HD22	42.57	50	80	1.063	47.68
	4-HD22	5-HD22					
WG1 (2F~3F)	4-HD22	3-HD22	3.87	20	60	3.162	22.83
	4-HD22	3-HD22					
WG2 (2F~3F)	14-HD22	12-HD22	7.74	20	60	3.162	19.18
	14-HD22	12-HD22					

<표 3-10> 기둥의 전단강도

부재 명	단면크기 (mm)	인장 철근량 (cm ²)	전단 균열강도 (tonf)	전단 항복강도 (tonf)
C1	1300×1000	112.82	2.47	38.63
	1200×1000	108.36	2.38	38.63
	1000×1000	92.21	2.17	37.23
	1000×800	80.05	1.94	37.23
	800×800	77.40	1.74	37.23
	600×600	54.18	1.30	37.23
C2	1000×1000	116.1	2.17	43.04
	1000×900	96.88	2.06	43.04
	800×800	69.66	1.74	35.29
	800×600	60.58	1.50	35.29
	800×600	62.42	1.50	35.29
	600×600	54.18	1.30	35.29
C3	1000×1000	90.82	2.17	38.63
	1000×900	84.88	1.74	38.63
	800×800	72.56	1.74	37.23
	800×600	62.92	1.50	37.23
	800×600	59.46	1.50	37.23
	600×600	54.18	1.41	37.23
C4	900×900	96.88	1.95	43.04
	900×900	89.24	1.95	43.04
	800×800	72.56	1.74	35.29
	800×600	62.42	1.50	35.29
	800×600	58.55	1.50	35.29
	700×600	54.18	1.41	35.29
C1A	700×700	58.05	1.52	38.63
	700×700	54.18	1.52	38.63
	600×600	50.31	1.30	37.23
	600×500	50.31	1.19	37.23
	600×500	50.31	1.19	37.23
	600×500	42.66	1.19	37.23

<표 3-11> 벽의 전단강도

부재 명	단면크기 (mm)	인장 철근량 (cm ²)	전단 균열강도 (tonf)	전단 항복강도 (tonf)
W1	200×6120	67.66	2.47	38.63
W2	200×6120	116.1	2.38	38.63
W3	2550×20	111.16	2.17	37.23
W4	2550×20	70.84	1.94	37.23
W5	2550×20	70.84	1.74	37.23
W6	2550×20	111.16	1.30	37.23

3.4.3 축강도

기둥과 전단벽의 축강도(axial rigidity)는 탄성계수에 각 부재의 단면적을 곱하여 계산하였다.

<표 3-12> 기둥의 축강도

부재 명	탄성계수 (tonf/m ²)	단면적 (m ²)	축강도 (tonf)
C1	2320000	1.3	3016000
	2320000	1.2	2784000
	2320000	1.0	2320000
	2320000	0.8	1856000
	2320000	0.64	1484800
	2320000	0.36	835200
C2	2320000	1.0	2320000
	2320000	0.9	2088000
	2320000	0.64	1484800
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.36	835200
C3	2320000	1.0	2320000
	2320000	0.64	1484800
	2320000	0.64	1484800
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.42	974400
C4	2320000	0.81	1879200
	2320000	0.81	1879200
	2320000	0.64	1484800
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.48	1113600
	2320000	0.42	974400
C1A	2320000	0.49	1136800
	2320000	0.49	1136800
	2320000	0.36	835200
	2320000	0.30	696000
	2320000	0.30	696000
	2320000	0.30	696000

<표 3-13> 전단벽의 축강도

부재 명	탄성계수 (tonf/m ²)	단면적 (m ²)	축강도 (tonf)
W1	2320000	1.224	2839680
W2	2320000	1.224	2839680
W3	2320000	0.51	1183200
W4	2320000	0.51	1183200
W5	2320000	0.51	1183200
W6	2320000	0.51	1183200

4. 해석 결과에 대한 분석 및 고찰

4.1 해석 결과

4.1.1 고유주기

표 4-1은 해석프로그램인 CANNY 해석결과의 타당성과 신뢰성을 확인하기 위하여 Midas와 CANNY에 대한 계산된 각 방향별 기본진동주기를 비교하였다.

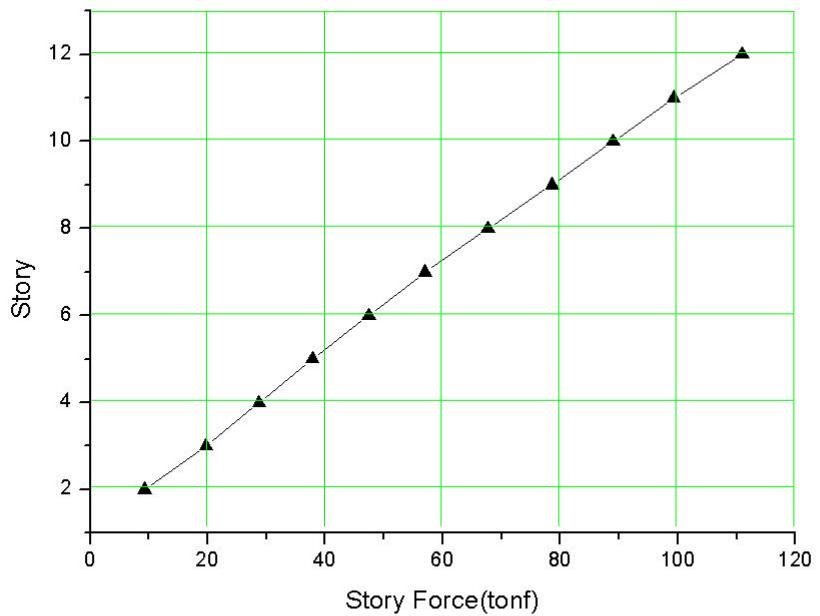
<표 4-1> 각종 기본진동주기

방향	MIDAS	CANNY
T_x (sec)	1.52	1.55
T_y (sec)	1.32	1.27
R_z (sec)	1.77	1.73

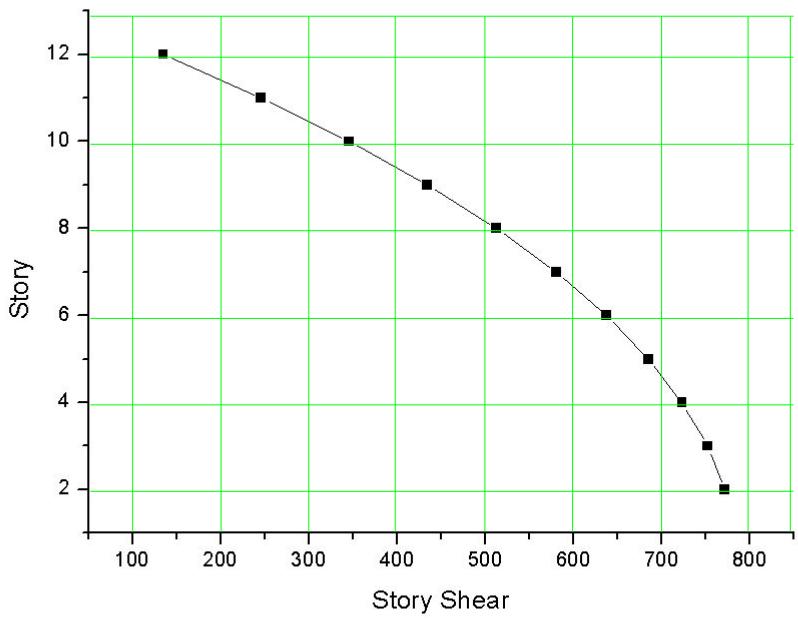
표 4-1에서 알 수 있는 바와 같이 각 방향별 기본진동주기에 대한 두 프로그램의 오차는 2.5%이내에 있으므로 사용에 대한 타당성이 적합하다.

4.1.2 지진하중 및 응답

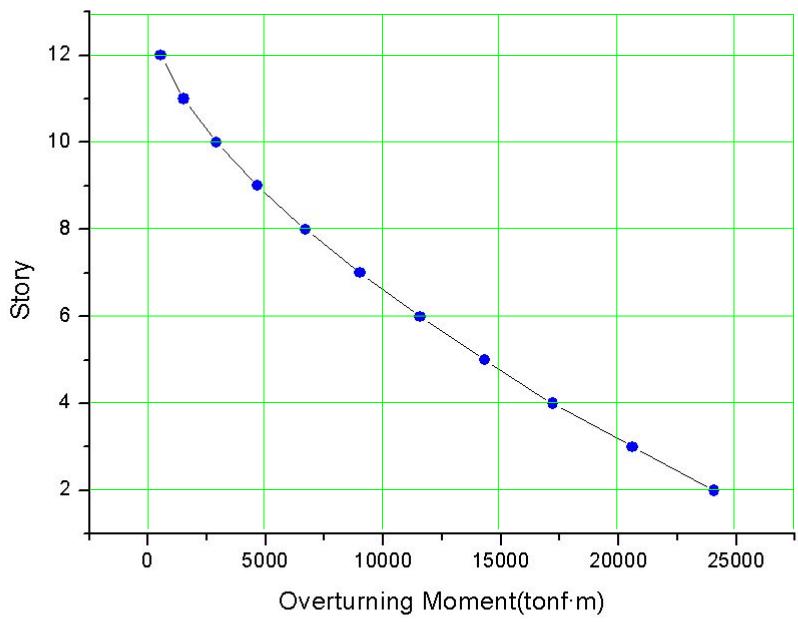
: 등가정적해석법에 따라서 밀면전단력 산정한 후에 각층에서 층하중, 층전단력, 층전도모멘트 발생에 대한 그래프를 <그림4-1~4-3>에서 나타내었다.



<그림 4-1> 층하중



<그림 4-2> 층 전단력



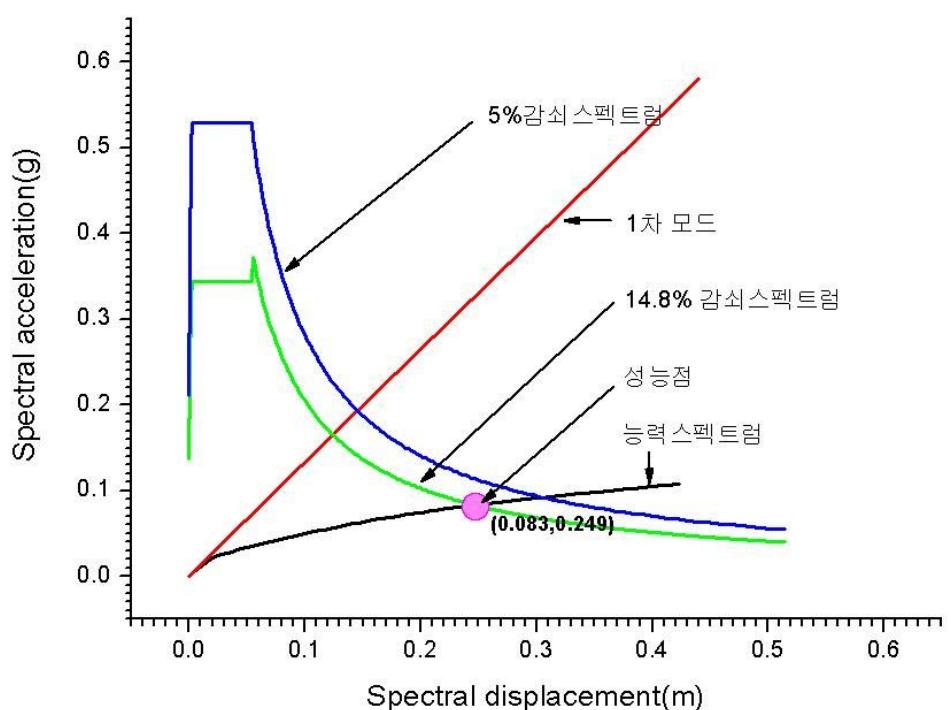
<그림 4-3> 층별 전도모멘트

4.1.3 최대지진응답

대상구조물의 능력곡선은 다자유도 시스템에서의 거동이며, 지진하중에 의한 응답스펙트럼과 서로 비교하기 위해서는 단자유도 시스템의 능력스펙트럼의 형태로 변환해야 한다. 시스템 변환은 2장을 참조한다. <그림 4-4>은 성능점을 산정하기 위한 능력스펙과 유효감쇠된 설계스펙트럼을 나타낸 것이다. 성능점은 두 스펙트럼의 교차점에 대한 변위값이 이전 변위값과 비교하여 5%이내일 경우 만족하게 된다.

능력스펙트럼의 성능점 산정 방법에 의한 반복과정을 거친 결과는 다음과 같다.

1. 해석 모델링의 감쇠비가 14.8%일 때 교차점의 오차값은 2.3%가 나왔다.
2. 최종 교차점을 통해 성능점으로 도출하였다. 이때 응답 가속도(0.0083)과 응답 변위(0.249)가 나왔다. 이를 변환하면 밀면전단력 6500kN 일 때 최대 변위가 29.42cm 발생한 것이다.



<그림 4-4> 구조물의 성능점

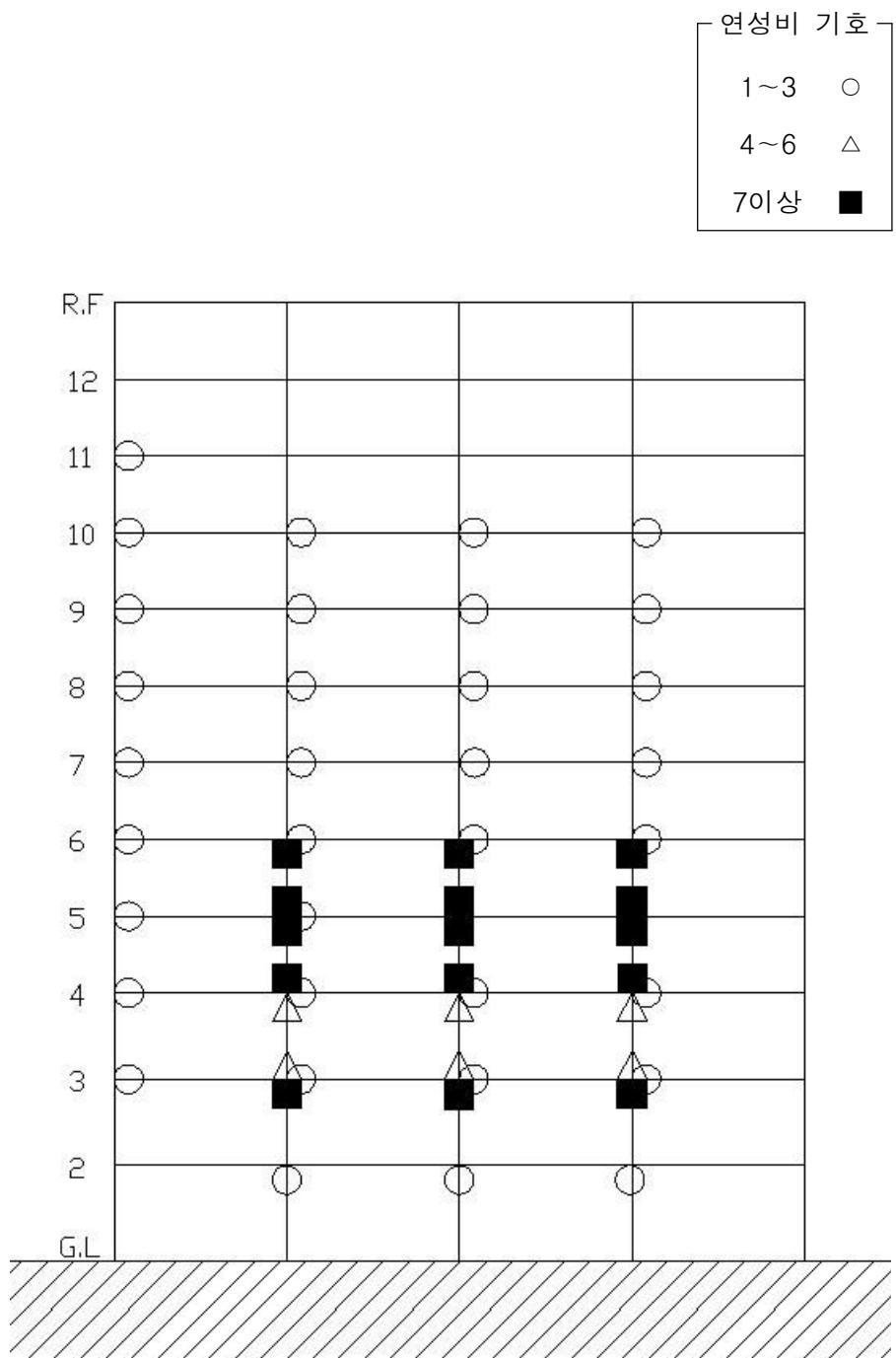
4.2 구조모델의 연성비

4.2.1 Pushover해석의 연성비 및 소성한지 분포

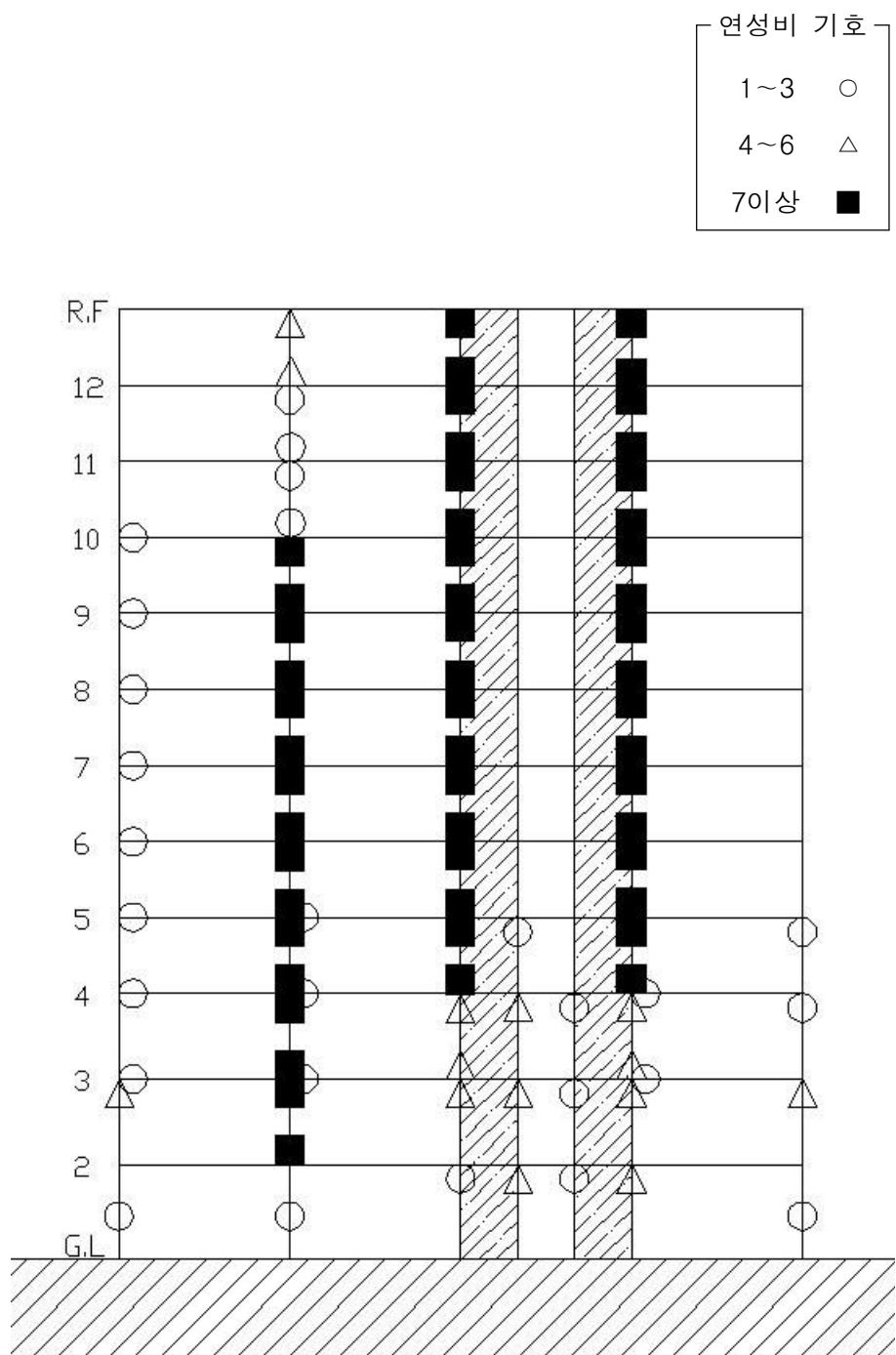
비선형 해석시 구조부재의 소성상태를 검토하는 방법으로 사용되는 연성비는 항복변위에 대한 최대변위의 비율로 정의되며, 연성비가 1이상이면 소성(항복)상태, 1미만이면 탄성상태를 나타낸다.

해석구조물의 pushover해석에서 등가 단자유도계의 성능점 변위일때 휨 항복한지 발생 분포를 <그림4-5~4-6>에 나타내며 휨 항복 한지 발생분포를 비교한 결과는 다음과 같다.

1. 외측부의 Y1열에서 부재의 강성이 비슷하므로 중앙부에서부터 소성한지가 발생하여 점차적으로 분포해 나감을 볼 수 있다.
2. Y2열에는 강성이 강한 전단벽에서 가장 먼저 소성이 발생하였으며, 기둥부재가 큰 C1으로 점차 응력 재분배가 이루어짐을 볼 수 있다.



<그림 4-5> Y1열 연성비



<그림 4-6> Y2열 연성비

4.3 내진성능 및 성능수준 평가

4.2.1 충간변위 및 충간변위각

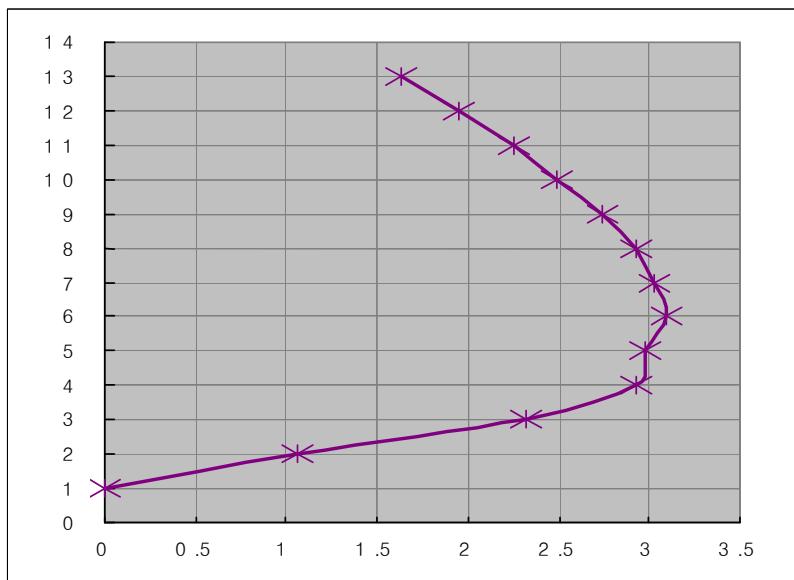
성능에 기초한 내진설계에서 구조물의 내진성능을 평가할 때 가장 중요하게 생각하는 변수는 바로 각 충에서 발생하는 비선형 충간변위이다. 이는 각 충의 충간변위 및 충간변위각이 구조물의 비선형 변형의 정도 및 파괴메카니즘과 직접 연관되는 변수로서 지진하중에 의하여 구조물이 어느 정도 손상을 입었는지를 가장 효과적으로 판단할 수 있기 때문이다.

<그림 4-7, 4-8>는 지진하중에 대한 충간 변위와 충간변위각을 나타낸 것이다. 앞서 언급한 내진성능수준에 따른 시스템 설계거동 학계표에 통해 각 지진하중에 의해 발생하는 비선형 충간변위각을 이용하면 시스템의 상태 및 성능수준을 평가할 수 있다.

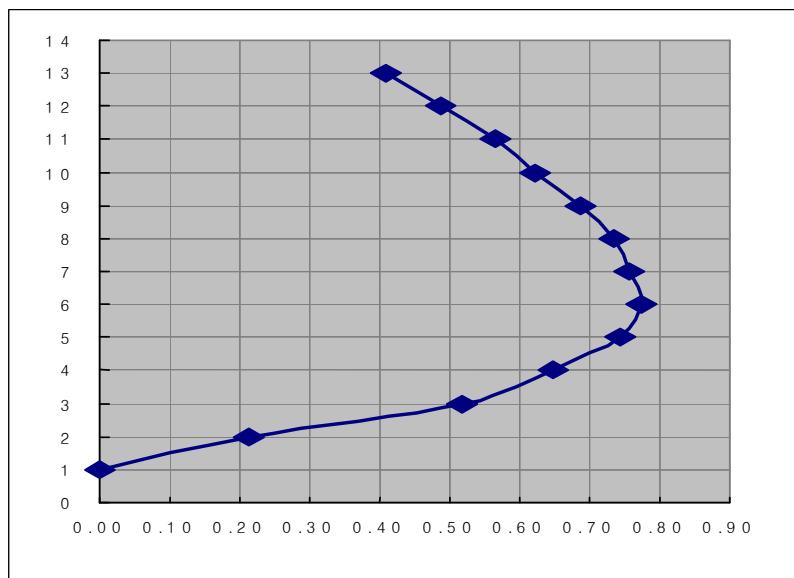
해석 구조물의 지진하중에 대한 성능수준을 평가하면 표4.2와 같다.

<표 4-2> 해석구조물에 대한 내진성능 수준

내진성능수준			내진성능 판정
밀면전단력	최대변위	최대 충간변위각	
6500(kN)	29.42cm	0.77%	기능수행 ~ 인명안전



<그림 4-7> 층간 변위



<그림 4-8> 층간 변위각

5. 결론

본 연구는 국내 내진기준에 의해 설계된 이중골조 시스템을 Pushover해석을 통해 내진성능 평가한 것이다. 해석결과를 통해 국내 내진기준의 적합성을 연구하였다. 본연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 최대 충간 변위는 구조물의 중간층(5 ~ 7층)에서 발생하였으며 시스템 설계거동 한계표에 의한 인명안전의 충간변위각은 1.5% 이다. 연구 결과 구조물의 최대충간 변위각은 0.77%로 시스템의 성능 수준은 기능수행 ~ 인명안전 임을 알 수 있다.
- (2) 국내 내진기준 KBC 20069)의 허용충간변위(0306.4.6)에서 언급된 내용을 보면 구조물이 I 급일 경우 $1.5hsx\%$ (예제 구조물의 기준층 = 6cm) 내의 충간 변위에 있어야 한다. 예제 구조물의 최대 충간변위는 이에 만족함을 알 수 있다.

본 연구는 제한된 건물의 유형에서 국내 내진기준의 성능수준의 적합성만을 고찰하였으며, 이 연구의 결론을 뒷 받침하기 위해 보다 다양한 건물들의 해석이 필요 합니다. 그리고 내진기준에 의해 설계된 구조물 뿐만 아니라 내진설계가 이루어지지 않은 구조물들에 대한 내진성능평가 또한 추후 지속적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

參考文獻.

1. Chopra, A. K. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: sdfr systems. Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Centera: Univ. of Berkeley, Calif.
2. Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC-40. November, 1996.
3. FEMA. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., May 1997.
4. Chopra, Anil K., Dynamics of Structures : Theory and application earthquake engineering. 2th Ed., Prentice Hall, 2001.
5. Kang-Ning Li. CANNY 2008, 3-dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program-users manual. CANNY Structural Analysis, CANADA, 2008.
6. 최원호 “건축물의 지진해석과 내진성능평가에 관한 이야기”, 2004년 MIDAS 기술 강좌
7. 송 호산, 김 부식, “비선형 변위모드를 이용한 다층 골조구조물의 등가 단자유도계 변환”, 대한건축학회논문집 構造係, 2003.9
8. 姜 丙斗, “上部壁式-下部骨組 複合構造物의 非線型 耐震性能에 관한 研究”, 동아대학교 대학원 박사학위논문, 2002年12月
9. 대한건축학회, “건축구조설계기준 및 해설 2006”, 대한건축학회
10. 구인상, “주상복합구조물의 성능설계시 비선형 변위모드법의 적용성에 관한연구”, 동의대학교 대학원 석사학위논문, 2004年 2月
11. 김진구 ,“성능에 기초한 건물의 내진설계 및 성능평가”, 한국전산구조공학회



Seismic capacity evaluation of RC building designed by seismic criteria in korean

Dong-Hun, Han

Dept. of Architectural Engineering, Graduate School, Dong Eui University

Abstract

Lately, there are a lot of buildings are built with earthquake-code design included. They were suitable to the human life safety which is the side to the performance objective. But when the generated Loma Prieta (1989) earthquake, the Northridge (1994) earthquake, and Kobe (1995) earthquakes occurred the enormous loss is gotten with the damage of the structural element and unstructured element in the economic side.

In this way, as to the building designed on the existing criteria of earthquake-proof design, the basic safety objective which is performance objective satisfied but the economic limit line was serious.

Therefore, the improvement of the criteria of earthquake-proof design in which it can reduce the economic losses in which it is generated when being stagnant of the small medium-size was needed. Accordingly, the research of the based performance seismic design was continuously in progress and Vision2,000 was published in 1995 and the basic concepts of the seismic performance design method was formulated. And in 1996, in ATC, the study literature ATC-40 about it was published and the capacity spectrum method was introduced and the direct displacement

design method the displacement meter method was introduced in FEMA through FEMA-273 to 1,999 years in SEAOC in 1997.

Here, performance based seismic design defines as a combination toward the expected level of the earthquake in which it possibly generates the performance objective of the object structure with the performance level.

Therefore, since the nonlinear response of a structure can be directly handled in order to achieve the performance objective, the capability design method is adopted as the basis.

That is, in the design process, the nonlinear analysis has to be introduced. And the performance objective has to be achieved about the various ground motion levels. The limit state toward the response of a structure is quantitatively shown.

The task that firstly it evaluates the retaining of a workpiece of a structure in order to design in order to be satisfied the performance objective according to the ground motion level has to be performed.

There are the nonlinear dynamic analysis and nonlinear static analysis (pushover analysis) in the method evaluating the seismic performance of a structure. However, there as to the dynamic analysis, is the disadvantage that the time and effort are very much required in comparison with an accuracy. So, in the side of a practicality and effectiveness, it is the nonlinear static analysis in which it is called when it is Pushover. The analysis method is the interpretive method that the analysis method can effectually grasp the stability limit state of the system in which it considers the redistribution of the later dynamic behavior in which a structure surrenders and load and the analysis method is practical even when being most simple. Since researches that

it is many in the design area based on a performance used the nonlinear static analysis and the seismic response and ability of resistance of a structure were calculated the earthquake-resistant performance in which it holds was evaluated. As to representative methods, there are the capacity spectrum method and displacement meter method, the direct displacement design method. Among them, the capacity spectrum method is the interpretive method that it is actively effective because it can effectually analyze a capability and earthquake demand of a structure in evaluating the earthquake-resistant performance of a building.

The performance point of a building is found with this analysis method and the maximum holding internal force can be assumed and the performance level of the code of earthquake-proof design can be confirmed.

Therefore, the object of this research tried to examine the conformance about in which it complies with the performance objective in which it is more accurate than the characteristic of a structure. And it could obtain the following conclusion through the seismic capacity assessment about the example structure in which it is designed by using the present code of seismic design as the static analysis.

(1) The maximum displacement of an interval story occurred in the intermediate story(5~7story) of a structure and an interval story displacement angle of the human life safety by the system design motion limit table is 1.5%.

As to the maximum an interval story displacement angle of the research result structure, the performance level(0.77%) of a system is the basic safety objective with the unacceptable performance.

(2) If the content mentioned in the allowable an interval story displacement (0306.4.6) of KOREAN BUILDING CODE AND COMMENTARY 2006 is looked at, in case a structure is I levels, it does as to the relative story displacement within 1.5hsx%.

Of the example structure can thus know to be satisfied.

In of the limited building, this considered the conformance of the performance level of the national seismic code. And the analysis of more various buildings is needed in order to prop of this research.

And the damage which moreover studies with the seismic capacity assessment about not only the structure but also old structure and the seismic design doesn't complete designed by the seismic code in which it is generated in the future should be reduced.

Keywords : Capacity spectrum method, CSM, Dual system,
Seismic Load Resisting system, Push-over analysis



감사의 글

본 논문이 완성되기까지의 결코 쉽지 않은 과정을 겪는 동안, 마이더스 프로그램을 이용하며 많은 도움이 되었습니다. 이에 깊은 감사를 드리며 이 논문을 바칩니다.

앞으로 이 많은 분들의 감사에 보답하고자 더욱 끊임없는 노력을 하고 최선을 다하는 이가 되겠습니다.

2008년 12월

한동훈 드립