

모멘트-저항 철골구조물의 최적내진설계에 있어서의 Shakedown 해석기법의 응용

Use of Shakedown Analysis Technique in Optimum Seismic Design of Moment-Resisting Steel Structures

이 한 선
Lee Han Seon

ABSTRACT

Through a series of analyses of specific structures it is shown that incremental collapse may be the critical design criterion and that shakedown analysis can be used as a design tool.

Using shakedown analysis technique, a nonlinear structural optimization program has been developed. This incorporates : (i) design constraints on elastic stresses and deflections ; (ii) constraints for the prevention of incremental collapse and soft story failure ; and (iii) the constraint on the fundamental period of structure.

A five-step design procedure is proposed by using this program to obtain the optimum design that satisfies all the requirements of comprehensive earthquake-resistant design.

1. 서론

1.1 문제의 제기

타 설계에 있어서와 마찬가지로 내진구조설계의 목적은 내진설계의 모든 요구조건을 만족시키는 모든 가능한 설계들중에서 가장 경제적인 설계 즉 최적화된 설계를 찾는 것이다.

설계될 구조물의 용도에 따라서 설계요구조건이 다를 수 있겠지만, 매우 중요한 시설물을 제외한 보통의 건물에 대해서는 다음 세가지로 대별 할 수 있다. (i) 약하지만 자주 일어나는 지진에 대해 비구조부재의 손상을 피하고; (ii) 가끔 일어나는 중간정도의 지진에 대해서 구조부재의 손상을 피하나 어느정도의 비구조부재의 손상은 허용함; (iii) 매우 드물지만 극심한 지진에 대해서는 구조물의 붕괴와 심각한 손상을 피한다.

이상의 내진설계철학은 기능상(serviceability)의 한계상태(limit state)와 종국(ultimate)한계상태 또는 안전 및 심각한 건물의 손상에 대한 한계상태의 두가지 주요한계상태의 요구조건을 충족 시킴으로써 실현될 수 있다.

그러나 현재 사용되고있는 어떠한 설계방법론도 이러한 모든 요구조건을 동시에 만족시키면서 가장 경제적인 구조물의 설계에 이르도록 하는데 성공적이지 못하다. 그 이유는 다음과 같다.

첫째, 내진설계에 있어서 이상의 모든 요구조건을 만족시키는 접근방식은 실제로 매우 복잡하다. 이 복잡성은 내진설계에 고유한 다음의 세가지 요인에 기인한다.

(i) 부과된 한계상태가 다수이기 때문에 실제설계상 그중 가장 중요한 한계상태가 구조부재의 크기 결정에 우선 적용되고 그 다음 기타한계상태들이 점점된다. 이러한 관행에 있어서 최적화에 가장 큰 문제점을 특정한 한계상태에 대하여 최적인 설계가 다른 한계상태에 대한 점검과정에서 수정

되었을 경우 소 한계 상태를 동시에 고려 했을때의 최적설계와는 거리가 멀수있다는 것이다.

(ii) 내진설계에 있어서 수요와 공급이 서로 독립 되어 있지않다. 즉 어떤 구조물의 기본주기는 해당구조물의 설계가 끝난 후에 알수있다. 그러나 이 구조물의 설계에 필요한 지진하중은 설계되어야 할 구조물의 기본주기에 달려있는 것이다. 따라서 대체적으로 내진설계는 반복적 과정을 밟아서 이루어 지고있다.

(iii) 지진은 그 성격상 임의적(random)이어서 설계지진의 설정은 주변의 지질학적(geological) 혹은 지형학적(tectonical)인 고려와함께 가용한 지진기록들의 통계학적인 처리를 요구할 뿐만 아니라 구조물의 반응(response)상 가장 심각한 경우를 초래하는 지진의 특성은 각 설계한계상태에 따라서 다를 수 있다.

둘째, 실제 구조물의 비탄성거동을 제어하는데 있어서 구조물의 주요한 기계적 특성 및 거동의 정의 및 예측에 있어서 아직도 매우 애매모호한 점들이 많다. 한 예로서 구조물의 변위연성비(displacement ductility ratio)는 보통 4 내지 6 (혹은 8)으로 가정되어서 구조물의 설계지진하중이 결정되나 이 값의 사용에 대한 명확한 근거가 없다. 또한 일반적으로 구조물의 비탄성거동의 제어는 탄성거동에 대한 것보다 훨씬 더 복잡하다. 특히 지진은 일종의 변화반복(variable repeated)하중 이기때문에 점진적 붕괴(incremental collapse)나 저주기피로(low cycle fatigue)같은 shakedown 문제가 제기되는데 이의 제어를 위해서는 해당 부재의 종국강도(ultimate strength)뿐만 아니라 인근부재의 탄성특성(elastic characteristics)들도 고려되어야 하는것이다.

이상의 두가지 대별된 이유로 인하여 내진설계의 모든 요구조건을 만족시키면서 가장 경제적인 구조물을 결정하는 것은 매우 어려운것으로 여겨져 왔다. 그러나 shakedown 해석이 지진에 의한 판성력과 같은 변화반복 하중에 대하여 구조물의 중요한 부위에 있어서의 비탄성파괴(inelastic failure)와 그때의 하중계수(load factor)를예측

* 정회원 주택공사 주택연구소 선임연구원, 공박

가능하게 할 뿐만 아니라, 탄성 해석과 소성해석을 동시에 필요로 함으로써 위에서 언급된 모든 문제를 풀어줄 가능성을 가진 것으로 판단되어 이에 대한 연구가 수행되었다.

1.2 연구의 목적

(i) 예를 통하여 shakedown 문제를 고려할 필요성이 있음을 보여주고 shakedown 해석 기법이 어떻게 내진설계에 사용될 수 있는지의 방법을 제시함.

(ii) 점진적 붕괴 등 특정한 비탄성거동의 제어뿐만 아니라 기능상의 한계상태의 요구조건을 모두 충족시키면서 最小自重의 구조설계에 이르는 자동화된 설계프로그램의 개발

(iii) 이상의 프로그램을 이용하여 예상되는 극심한 지진시 구조물의 붕괴에 대한 충분한 強性的 공급 뿐만 아니라 증간변위의 제어를 이룰 수 있는 설계방법론의 제시

(iv) 저주기피로(low cycle fatigue)에 의한 구조물의 붕괴가능성 점검

1.3 연구의 범위

이 연구는 shakedown 이론의 적용이 가장 용이한 모멘트 저항 철골구조물에 국한시켜 진행되었다.

2. shakedown 이론

지진다발지역에 위치한 건물은 지진에 의해 발생된 극심한 구조반응(structural response)을 겪게 된다. 그에 따른 수평관성력의 분포나 최대치는 알 수 있을지 모르나 어떤 특정한 시각에 있어서 하중크기를 예측할 수는 없고 하중의 순서(sequence)도 예측불가능하다. 이러한 종류의 하중을 변화반복(variable repeated)하중 또는 일반화된(generalized)하중이라고 일컫는다.

2.1 shakedown 현상

이런 형태의 하중에 대하여 구조물은 대개 다음과 같은 두 가지의 소성변형에 의한 구조물의 붕괴를 초래할 수 있다.

2.1.1 교대소성(Alternating Plasticity)

구조물에 대한 외부하중이 그 성격상 방향을 바꾸면서 반복적으로 작용되면, 구조물의 몇몇 부재는 그 단면의 일정한 부위에서 인장과 압축력에 의한 소성변형을 번갈아 받게 된다. 교대소성(Alternating Plasticity)이라고 불리어지는 이러한 거동은 종국에는 저 주기피로(low cycle fatigue) 현상에 의한 균열(fracture)로 구조물의 갑작스러운 대형(catastrophic) 붕괴를 가져올 수도 있다.

2.1.2 점진적 붕괴(Incremental collapse)

어떠한 하중의 조합이 주기적으로 구조물에 작용할 경우 특정부분에서 부분소성 메카니즘(partial plastic mechanism)을 형성하여 소

성인지 회전각이 한 방향으로만 누적되어지는 경우가 있다. 이러한 하중주기수가 허용수치를 넘어설 경우 심한 영구침침이 생길뿐만 아니라 소성힌지에서 가용한 소성회전각을 넘어섬으로써 그 부분의 파괴를 초래할 수 있다.

2.1.3 shakedown 현상

이상의 두가지 파괴 형태를 일으키는 하중보다 작은 하중 아래서는 구조물은 초기 몇 회 정도의 하중반복에 대해서 소성변형을 일으키나 어느 한계에 넘어서는 전구조물이 완전한 탄성범위에서 거동하게 된다. 이 경우 이 구조물은 shakedown 되었다고 일컬어진다.

2.2 shakedown 定理

만약 한 집합의 잔여모멘트(residual moment)가 모든 단면에서 부등식(2.1)을 만족시킨다면 그 각 구조물은 주어진 하중의 상한선 아래서 변화하는 일련의 하중들에 대해서 shakedown 상태에 도달하게 된다.

$$\begin{aligned} m^* + M^{\max} &\leq M_p \\ m^* + M^{\min} &\geq -M_p \\ M^{\max} - M^{\min} &\leq 2M_y \text{ 혹은 } 2M_p \end{aligned} \quad (2.1)$$

이식에서 M^{\max} 과 M^{\min} 은(초기 무응력상태의 구조물이 탄성거동을 할때)부과된 하중의 모든 가능한 조합으로 인하여 해당부위에 발생할 수 있는 최대 및 최소moment를 나타낸다.

2.3 shakedown 이론에 대한 관찰(observations)

(1) 식(2.1)에서 잔여모멘트 m^* 는 어떤 구조물이 shakedown 상태에 도달했을 때 실제로 존재하는 잔여모멘트와 반드시 같을 필요가 없다.

(2) 기초의 부동침하, 구조부재의 제작오차 혹은 조립 불일치(lack of fit)등에 인한 초기 잔여모멘트의 존재는 shakedown의 발생여부뿐만 아니라 shakedown 하중계수(load factor)에도 영향을 주지 않는다. 그러나 초기 응력은 shakedown 상태에 도달하는데 필요한 반복 하중 주기수에는 영향을 줄 수 있다.

(3) 하중이 작용되는 순서(order)는 구조물의 shakedown 발생에 영향을 주지 않는다. 그러나 이 순서는 해당구조물이 shakedown 상태에 도달하는 속도에는 영향을 줄 수 있다.

(4) shakedown 하중계수는 탄성이론에 의한 모멘트분포에 관계되어 있다. 소성붕괴(plastic collapse) 하중계수가 이와 아무 관련이 없는 것과 대조를 이룬다.

(5) shakedown 정리는 단지 구조물에서 소성변형(plastic flow)이 더이상 생기지 않기 위한 조건만을 제시하고 있을 뿐 얼마만큼의 소성변형이 shakedown 상태에 도달하기 까지 일어나는지에 대해서는 언급하고 있지 않다.

2.4 shakedown 이론의 내진설계에의 적용

2.4.1 동기

a. 지진시의 하중패턴 ; 보통의 설계관행에서 지진하중은 한방향으로 단조 비례증가하는 것으로 가정되고 있으나 실제지진은 변화반복형으로서 따라서 그에의한 관성력도 변화반복(variable repeated)적이다.

b. 소성설계의 문제 ; 단순소성설계(simple plastic design), 특히 최소자중 소성설계의 경우 기능(serviceability)에 대한 구조물의剛性を 직접 고려하지 않는다.

c. 탄성설계의 문제 ; 구조물에서의 실제응력은 잔여응력등으로 인하여 탄성해석에 의해 계산된 응력과 매우 틀릴수가 있기 때문에 설계응력이 어느한도를 넘지 않는다는 탄성설계 기본개념은 사실과 유리된 피상적인 개념이다.

d. shakedown 해석 ; shakedown해석은 지진에 대한 관성력과 같이 변화 반복하중에 대한 이론이며 특히 shakedown 하중계수(load factor)는 실제 잔여 모멘트에 상관이 없으며 또한 하중의 역사(load history)와도 아무관련이 없는 등 소성해석의 특성과 매우 유사하다. 한편 탄성해석으로 얻어지는 모멘트가 shakedown 해석에 필요함으로써 구조부재간의剛性比에도 관계가 있다. 따라서 소성 및 탄성적 특성을 모두 포함하는 shakedown 해석법은 보편적 내진설계 철학의 모든 요구를 받아들이기 쉬운 조건을 구비하고 있다.

2.4.2 해결해야 할 난점

a. 소성변형의 계산 ; shakedown 정리 자체는 shakedown 상태가 되었을 때의 소성변형에 관하여 어떠한 예측도 가능하게 하지 못한다.

b. 교대소성이나 점진적 붕괴의 확률 ; 일반적으로 교대소성(alternating plasticity)이 저주기 피로(low cycle fatigue)에 의한 구조물의 붕괴를 초래하기 위해서는 10^4 내지 10^6 의 주기가 필요하며 점진적붕괴(incremental collapse)도 바람하중이나 중력하중에 대하여 수십번 이상의 주기 하중의 작용이 있어야 하기 때문에 그 확률이 순간소성붕괴(instantaneous plastic collapse)의것보다 훨씬 낮은것으로 알려져 있다. 그러나 지진하중에 대한 이들의 확률은 아직 명확히 밝혀져 있지 않다.

c. shakedown하중에 대한 해석과설계의 차이 ; shakedown 해석 자체는 선형계획기법(linear programming technique)로 가능하지만 shakedown 하중에 대한 설계를 위해서는 비선형계획기법이 필요하다. 대체적으로 선형계획보다 비선형계획이 훨씬 복잡하며 많은 컴퓨터사용시간을 요구한다.

3. 내진설계에 있어서의 shakedown 해석

shakedown 상태, 교대소성이나 점진적붕괴시의 소성변형의 예측에 관한 정보가 매우 부족하기 때문에 실제 1 격간 3층(1 bay 3 story)

구조물을 예로 들어서 소성변형 거동에 관해서 관찰해 보았다.

3.1 예제 구조물의 설계

그림 3.1(a)에 주어진 입면과 표 3.1에 주어진 중력하중에 대하여 1982 UBC에 의한 지진하중은 그림 3.1(c)에 나타나있고 중력하중은 그림 3.1(b)와 같이 보의양단과 중앙에 집중되어 있는것으로 가정되었다.

편의상 설계변수는 보와 기둥 2 가지로 보고 그림 3.2에서 나타난 2가지의 하중조건에 대하여 최소자중 소성설계를 한 결과 다음의 compact 단면을 선택하게 되었다.

보 W16*31 Mp = 162 kip-ft
기둥 W14*26 Mp = 121 kip-ft

단순소성해석(simple plastic analysis)에 근거하여 이 설계에 있어서 가장 중요한 붕괴메카니즘은 그림 3.2(c)에 주어진 메카니즘이며 그 하중계수는 1.324로 나타났다.

3.2 shakedown 해석

하중의 형식(pattern)은 중력하중은 1.0(D+L)로 고정되어있고 지진하중만이 $-\lambda$ (EQ)에서 $+\lambda$ (EQ)로 좌우로 변화반복되는(variable repeated)것으로 가정하였다. 이 해석에 쓰인 하중 형식과 가정된 모멘트-곡률(curvature)관계는 그림 3.3에 나타나 있다. 해석결과 나타난 붕괴메카니즘과 해당 하중계수는 그림 3.4에 주어진 shakedown 하중계수는 교대소성 하중계수와 점진적 붕괴 하중계수 중 작은것이다.

즉 $\lambda_{s.d.} = \lambda_{a.p.} = 1.55$.

3.3 예제 구조물의 거동

3.3.1 정적해석(static analysis)

우선 고정된 중력하중 1.0(D+L)에 지진하중이 일방향으로만 작용할때의 기초전단력(base sheak)과 지붕의 횡변위 관계가 그림 3.5에 나타나 있고 각 소성힌지의 발생순서와 위치가 동시에 표시되어 있다. 또한 그림 3.6에 보여진 하중의 역사(load history)에 대하여 점진적 붕괴 하중계수(1.654)를 중심으로 이 하중 계수에 약간의 변화를 주었을 때의 중요한 부위에서의 거동이 그림 3.7, 3.8, 3.9에 나타나 있다. 그림 3.7에서는 하중계수가 1.654를 넘어서지 않을 경우 영구처짐이 점차로 어떤 상한선에 도달하여 아무리많은 하중주기가 반복되더라도 이 값을 넘어서지 않음을 알 수 있다. 그러나 그림 3.7과 3.8에서 볼 수 있듯이 하중계수가 1.654보다 약 2% 클경우(1.69) 영구처짐과 소성힌지 회전각이 급속히 늘어나서 약 4 회 정도면 가용한 소성회전각(0.06 rad)을 넘어서서 해당 소성힌지에서의 파괴를 초래하게 된다. 그러나 하중계수가 1.654보다 2% 작은 경우(1.62) 해당 소성힌지는 허용할 수 있는 정도의 소성회전각이 발생한 후 더 이상의 증가가 일어나지 않는것을 볼 수 있다.

한편 그림 3.9에서는 모든 하중계수가 $\lambda_{q,0.2} = 1.55$ 보다 커서 해당 소성힌지에서 교대소성(alternating plasticity) 현상을 보여주고 있다. 그림 3.10의 이력곡선(hysteretic loop)은 정확하게 구조물의 총 발산에너지(dissipated energy)를 나타내지는 않지만 개략적인 양의 비교를 가능하게 한다. 즉 하중계수가 1.69 일 경우 1.62에 비해서 훨씬 많은 에너지를 소성변형을 통해서 발산시키고 있는 것을 알 수 있다.

3.3.2 동적해석(time history analysis)

정적해석에서는 수평하중의 분포가 구조물의 탄성거동에서 소성붕괴에 이르기까지 일정한 형태를 유지하는 것으로 가정하여왔다.

그러나 이 가정은 실제지진시 구조물에 일어나는 관성력을 잘 표현하고 있다고 말하기가 어렵다. 따라서 동적해석을 통하여(DRAIN-2D 사용)실제와 유사한 지진하중에 대하여 정적해석에서 얻어진 것과 같은 현상이 일어나는지 확인할 필요가 있다.

(1) 1985 Mexico City 지진(SCT,EW) : (최고 지진가속도=0.172g) 그림 3.11에서 2층부의 중앙처짐, 우측단 소성힌지 및 우측 기초부근의 소성힌지에서의 소성회전각에 대한 해석결과가 나타나 있다. 우측단소성힌지에서 분명히 점진적 붕괴현상이 드러나 보이며 중앙부의 처짐도 약 12cm 에 달하는 것을 볼 수 있다. 또한 기초소성힌지에서는 교대소성의 현상이 뚜렷하다. (2) 1985 Chile Lollo 지진(N10E): (최고지진 가속도=0.54g) 이 지진은 (1)의 지진보다 최고지진가속도가 3배크며 지배적인(predominant) 주기수도 0.4초((1)의 경우 약 1초)로서 매우 상이한 특성을 가짐에도 불구하고 마찬가지로 그림 3.12에서 (1)의 지진의 경우와 유사한 현상을 볼 수 있다.

3.4 점진적 붕괴의 확률(probability)

지진에 있어서는 순간소성붕괴(instantaneous plastic collapse)가 반드시 구조물의 실패(failure)를 의미하지는 않는다. 그 이유는 첫째 지진에 의한 관성력이 지속된하중(sustained load)이 아니며 둘째 그 구조물의 처짐이 지나치지 않고 건물의 에너지발산능력을 넘어서지 않는한 메카니즘에 의한 소성변형은 매우 바람직한 현상이기 때문이다.

그러나 만약 영구처짐이 지나칠 경우 물론 건물이 못쓰게 되었다(failed)고 볼 수 있으므로 순간소성붕괴와 점진적 붕괴의 확률을 정규분포(normal distribution)를 가정하여 비교 하여 보았다.

지진관성력이 한 방향에서 작용 했을 경우 그와 같거나 그 이상의 지진력이 반대방향에서 작용할 조건부확률(conditional probability)은 매우 높을 것으로 보인다. 그림 3.8에서 가용 소성회전각(0.06rad)이 약 4 회의 하중주기로 넘어서는 것을 감안할 때 표 3.2에서 이 조건부 확률이 0.85에서 0.95의 범위에 있다고 가정하면 그 확률은 $4.95 \times 10^{-7} - 7.83 \times 10^{-7}$ 이 된다. 여기서 순간소성붕괴의 확률 4.81×10^{-7} 과 비교할 때 점진적붕괴의 확률이

(지진의 경우에는) 높거나 최소한 순간소성붕괴의 확률과 경쟁적이라는 것을 알 수 있다.

4. 최적구조설계 프로그램의 개발

4.1 구조최적화의 목적은 구조물의 자중을 최소화시키는 것으로 가정하였다.

4.2 구조최적화의 제약조건(constraint)

(1) 제약형태 I : 중력하중과 1.1 절에서 언급된 (i)과(ii)의 지진에 대해서 구조물이 선형탄성거동의 범위내에 있도록 하여야 한다. 따라서 구조부재의 탄성처짐과 응력에 대한 제약이 이 형태에 포함되어 있다.

(2) 제약형태 II : 3장에서 언급되었듯이 점진적붕괴는 그 소성변형의 누적속도가 매우 빠르기 때문에 이는 피하여야 한다. 또한 연약층붕괴(soft story failure)도 마찬가지로 건물에의 손상이 한 부위에 집중되게 하고 그 피해가 막대하기 때문에 방지되어야 한다. 따라서 이 두가지 붕괴를 피함으로써 구조물의 에너지 발산능력(energy dissipation capacity)을 극대화 시키는 데 필요한 모든 제약조건들이 형태 II에 속한다.

(3) 제약형태 III : 1.1절에서 언급되었듯이 내진설계의 복잡성은 설계시 수요와 공급이 서로 상관관계에 있기 때문이다. 즉, 구조물의 설계에 필요한 지진하중의 세기는 설계되어야 할 구조물의 기본주기에 달려 있는 것이다. 설계하중의 세기는 대체로 비탄성 설계 스펙트럼(Inelastic Design Spectrum)에 의한다. 따라서 구조물의 기본주기에 대한 제약조건이 제약형태 III으로 프로그램에 포함되어졌다.

4.3 개발된 프로그램의 사용

3장에서 예로 사용된 1격간 3층 구조물에 대하여 위 4.2절의 제약형태 I와 II가 적용되어 최적화된 구조물이 표 4.1에 나타나 있다. 이 구조물의 1985 Mexico City 지진과 1985 Chile Lollo 지진에 대한 거동이 그림 4.2과 4.3에 보여져 있다. 3장에서와 같은 점진적 붕괴현상이 전혀 나타나지 않고 모든 소성힌지가 교대소성현상을 나타내고 있다. 또한 모든 구조부재의 중극능력이 다 동원되어 지진에 대항하기 때문에 지진의 최고가속도가 훨씬 높아진 것을 발견할 수 있다.

5. 최대 예상지진에 대한 구조물의 강성(strength)과 횡변위(drift)의 조절에 관한 설계 방법론(ATC 기준을 중심으로)

5.1 방법론의 제시

극심한 지진시 인명과 재산의 피해는 건물의 물리적 붕괴 뿐만 아니라 과도한 층간변위에 의한 구조부재와 비구조부재의 심각한 손상을 초래할 수 있다. 따라서 이에 대한 대책으로서 적절한 강성의 공급과 횡변위의 조절이 필요하며 이를 위하여 다음의 5단계 설계 방법론이 제시되었다.

1단계 : ATC 기준의 모든 요구조건을 만족

시키고 점진적 붕괴와 연성층 붕괴를 피하는 최소 자중설계를 몇개의 상이한 기본주기에 대하여 실시한다.

2단계 : 1단계에서 설계된 각 구조물에 대하여 비선형 정적해석을 시행하여 각 구조물의 強性を 구하고 허용 변위 연성비(displacement ductility ratio)를 구한다.

3단계 : 2단계에서 얻어진 허용변위 연성비의 평균값에 해당하는 매끄러운 비탄성설계 스펙트럼(Inelastic Design Spectrum)을 설정한다.

4단계 : 2단계에서 얻어진 각 구조물의 強性和 기본주기를 3단계에서 구한 비탄성설계 스펙트럼(IDS)에 점으로 그려넣고 이 점들을 연결시킨다. 여기서 IDS는 설계에 필요한 수요를 의미하고 점들을 연결시킨 선은 공급을 뜻하므로 최적설계는 이 두선이 만나는 기본주기의 구조물이 될것이다.

5단계 : 4단계에서 얻은 최적기본주기의 구조물을 개발된 프로그램을 사용하여 설계하고 마지막으로 그 신빙성을 동적해석으로 확인한다(reliability analysis)

5.2 제시된 방법론에 따른 설계 예

한 예로서 2격간 6층(2 bay 6 story) 구조물이 5.1절의 과정을 밟아서 설계되었다. 1단계에 관련하여 4가지의 최소 자중설계가 얻어져 표 5.1에 나타나 있고 2단계에서의 비선형해석은 그림 5.1에 나타나 있다. 3단계로서 그림 5.2에 미국의 El Centro EW, NS (1940), Taft N21E S69E(1952) 그리고 일본의 Miyagi-Ken-Oki NS(1978) Chile의 LLoLleo 등 6개의 가속도 기록을 최고가속도가 0.4g가 되도록하여, 얻은 비탄성 응답 스펙트럼을 통계적으로 처리한 후 매끄럽게 하여 얻은 IDS가 나타나 있다. 그림 5.2에 공급과 수요곡선에 의한 최적 기본주기가 구해지고 그림 5.3에 최적구조설계와 위에서 언급된 6개 지진에 대한 이 구조물의 형변위의 envelope가 나타나 있다.

6. 내진설계에 있어서의 저주기피로(low cycle fatigue)

6.1 저주기피로에 관한 모델

constant amplitude 의 변형이 여러번 걸릴경우 저주기피로에 의한 파괴가 일어나는 하중주기수를 구하는 모델로서 다음의 두가지를 선정 하였다.

$$\text{Krawinkler model;} \quad N_f = \frac{0.416}{(\Delta \theta_p)^{1.3}} \quad (6.1)$$

$$\text{Yamada model;} \quad N_f = \frac{0.0316}{(\Delta \theta_p)^{1.852}} \quad (6.2)$$

다음 variable amplitude 를 가진 일반소성 변형역사(plastic deformation history)에 대해서는 Miner의 선형 손상 적체법(rule of linear damage accumulation)을 사용하였다. 또한 하중주기수의 계산은 비흐름법(rain flow method)에 따랐다.

6.2 최적설계 예에서의 저주기피로에 의한손상율

6.1절에 제시된 손상모델을 5.2절에 얻어진 최적설계구조물이 가장 손상위험(damage potential) 이 높은 Mexico City 지진(최고가속도=0.4g)에 걸렸을 경우에 적용하여 보았다. 가장 높은 손상율을 보인 곳은 구조물의 중간 기둥기초 접합부로서 Krawinkler 모델이 2% Yamada 모델이 9% 를 나타내었다.

7. 결론

(1) 점진적 붕괴는 소수의 하중주기에 도 부재의 소성변형능력을 넘어설수 있고 허용할 수 없을 만큼의 영구처짐을 초래하기 때문에 설계의 한 한계상태로서 고려되어야 한다.

(2) 극심한 지진에 대한 구조물의 응답에서의 소성 변형폭과 횡수로는 저 주기피로에 의한 균열을 가져오기가 어려운것으로 보인다. 즉 내진설계에 있어서 교대소성은 바람직한 현상으로 보이며 따라서 모멘트저항 철골구조물의 에너지 발산능력은 거의 염려할 필요가 없다.

(3) 제시된 설계 방법론의 의의 : Shakedown 해석 기법과 비선형 계획을 사용함으로써 개발된 최적화 프로그램은 구조물의 탄성 및 비탄성거동을 동시에 조절할 수 있다. 따라서 제안된 방법론은 기능상의 한계상태와 중공한계상태의 요구조건을 동시에 만족시켜준다. 또한 여러개의 최소자중설계가 최적기본주기를 찾기위해 요구될지라도 이방법은 근본적으로 시행-및-오류(trial-and-error)의 과정과는 달리 직접법(direct procedure)이며 얻어진 최적설계가 왜 최적인지에 대한 명확한 근거를 제시해 준다.

표 3.1 1격간 3층 구조물에 대한 하중가정

	floor	roof	ext. wall
dead load	90	75	30**
live load	37	37	

* unit = psf, ** for vertical surface

표 4.1 최소자중설계에 의한 설계변수의 결과
* 설계변수의 정의는 그림 4.1에 나타나 있음.

design variable*	moment of inertia(in ⁴)	section area(in ²)	plastic moment(k-in)
1	891.9	17.3	3919.0
2	825.7	16.7	3698.6
3	696.2	15.3	3254.5
4	412.7	11.8	2198.7

5.1 상이한 기본주기를 가진 2격간 6층 구조물의 최소자중설계

* 설계변수; 1-6 : 기둥, 7-12 : 보

design	A(F ₁ ,0.2h)	B(F ₁ ,0.1h)	C(F ₁ ,0.1h)	D(F ₁ ,0.1h)
T ₁ (second)	0.880	0.963	1.087	1.114
T ₂ (second)	0.339	0.369	0.387	0.392
volume (ft ³)	120.6	108.6	101.5	90.3
strength (kip)	436	343	283	252
first yield (kip)	317	233	300	162
C _v	0.576	0.453	0.374	0.333
γ	1.439	1.132	0.934	0.832
1"	W14x233	W14x211	W14x176	W14x159
2"	W14x257	W14x211	W14x176	W14x193
3"	W14x145	W14x145	W14x159	W14x159
4"	W14x211	W14x176	W14x176	W14x176
5"	W14x74	W14x74	W14x82	W14x82
6"	W14x132	W14x132	W14x145	W14x145
7"	W30x108	W27x94	W24x84	W24x84
8"	W30x108	W27x94	W24x76	W24x62
9"	W24x84	W24x68	W21x68	W21x62
10"	W24x68	W21x62	W21x57	W21x57
11"	W21x57	W21x50	W21x50	W21x50
12"	W18x40	W18x40	W18x40	W16x40

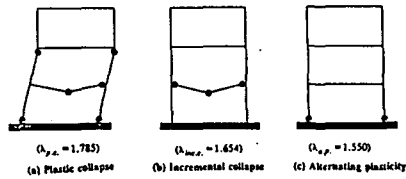


그림 3.4 Shakedown 해석에 의해 얻어진 붕괴(failure)메카니즘

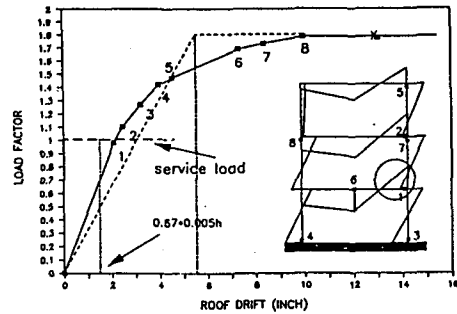


그림 3.5 소성힌지 발생순서 및 지붕 횡변위와 하중계수와의 관계

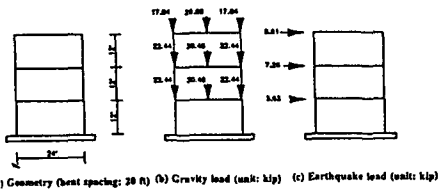


그림 3.1 1격간 3층 구조물에 대한 입면과 하중조건

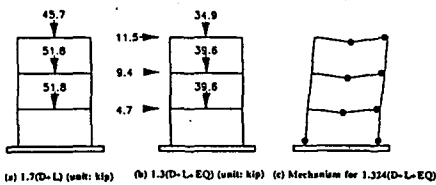


그림 3.2 1격간 3층 구조물의 최소자중 소성설계를 위한 하중조합과 설계에 critical 한 메카니즘

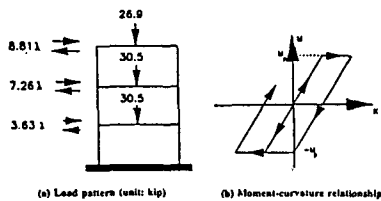


그림 3.3 Shakedown 해석에 가정된 하중패턴과 모멘트-곡률관계

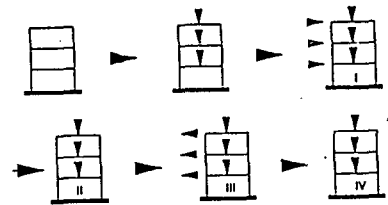


그림 3.6 비선형 정적해석에 사용된 하중의 역사

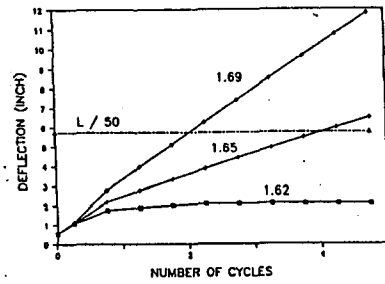


그림 3.7 점진적 붕괴에 의한 2층-바닥 보충량 수직처짐

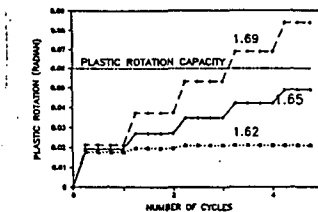


그림 3.8 점진적 붕괴에 의한 2층보 우측단 소성회전각의 변화

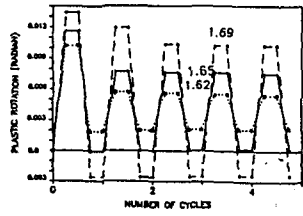


그림 3.9 교대소성에 의한 우측 기둥-기초 소성힌지에서 소성회전각의 변화

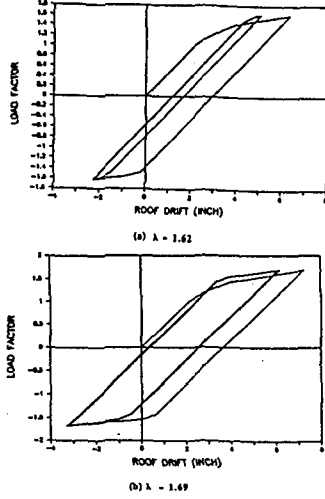


그림 3.10 상이한 하중계수에 대한 이력현상(hysteretic behavior)

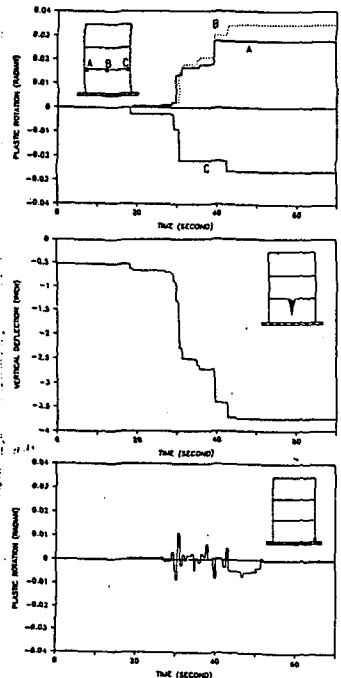


그림 3.12 1985 Chile Lolleo 지진(N10E)에 대한 1격간 3층 구조물의 반응

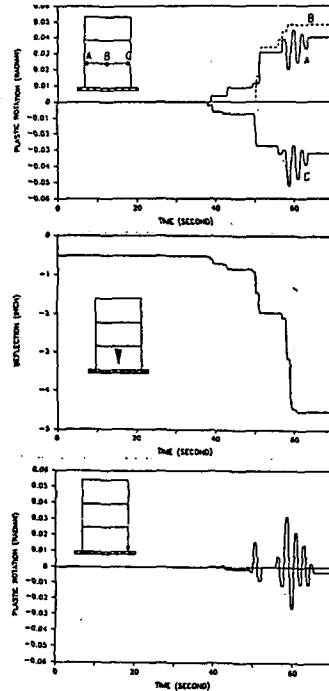
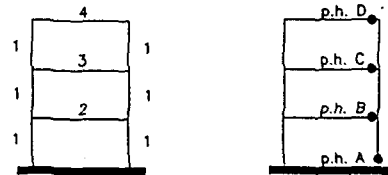


그림 3.11 1985 Mexico City 지진(SCT,EW)에 대한 1격간 3층 구조물의 반응



(a) 표 4.1에서의 설계변수의 정의
그림 4.1 1격간 3층 구조물의 설계변수와 소성힌지의 정의

(b) 그림 4.2와 4.3에서의 소성힌지의 정의

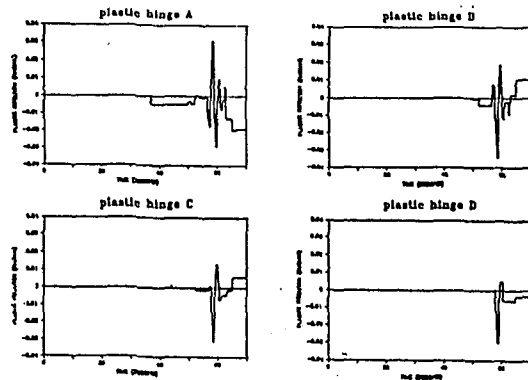


그림 4.2 1985 Mexico City 지진(SCT,EW)에 대한 최소자중설계(그림4.1)의 소성힌지에서 응답

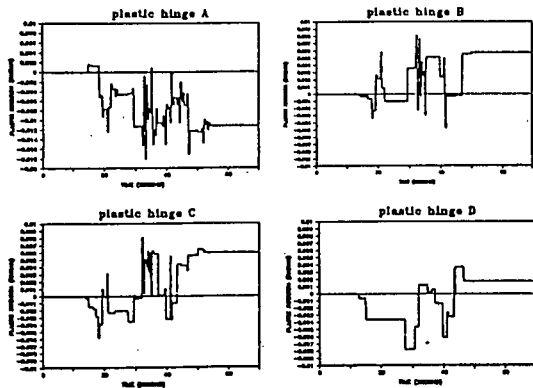
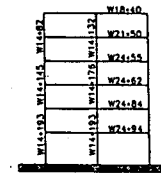
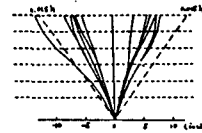


그림 4.3 1985 Chile Lolloe 지진(N10E)에 대한 최소자중설계(그림 4.1)의 소성힌지에서의 응답

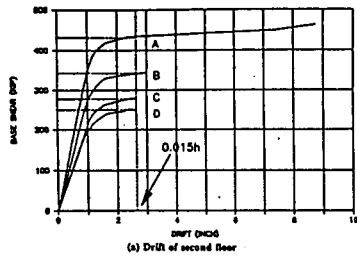


(a) 최적설계

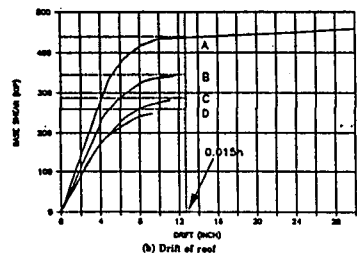


(b) 최적설계의 6개 지진(PGA=0.4g)에 대한 횡변위 envelope

그림 5.3 5-단계 설계방법에 의한 최적설계와 이 구조물의 6개 지진에 대한 횡변위



(a) Drift of second floor



(b) Drift of roof

그림 5.1 표 5.1에 나타난 4 구조물에 대한 비선형 정적해석

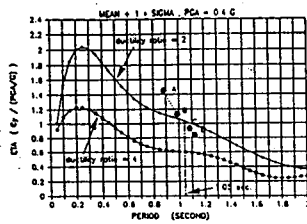


그림 5.2 비탄성 설계 스펙트럼과 최적기본주기의 결정