

耐震解析을 위한 鋼構造物의 極限狀態에 관한 研究

A Study on the Limit State of Steel Structures under Earthquake

이 승 준* 구 민 세***
 Lee, Seung Joon Koo, Min Se
 정 란** 신 동 기****
 Chung, Lan Shin, Dong Ki

要 約

耐震設計를 하고 있는 나라들이 採擇하고 있는 耐震解析方法 中 가장 一般的인 應答스펙트럼法(Response Spectrum Method)은 地震荷重을 靜的 水平荷重으로 置換하여 靜的解析하는 것을 基本으로 하고 있다. 여기서 計算된 代置水平荷重은 構造物의 塑性化에 따른 非線形舉動으로 부터 오는 에너지분산현상 및 減衰(damping)現象 등을 考慮하기 위하여 소위 反應修正係數(behavior factor)란 一定數로 나누어 준다.

應答스펙트럼法에 의한 耐震設計의 精確도를 좌우하는 지금까지 使用되어지고 있는 反應修正係數는 精確한 계산값들이 아닌 經驗的인 값들이다. 反應修正係數를 解析的으로 決定하기 위해서는 構造物의 極限狀態에 대한 정의가 先決되어야 한다.

本 論文에서는 地震荷重下에서 鋼構造物의 限界狀態를 幾何學的側面과 使用性 側面 및 材料工學的 側面에서 檢討하였고 3가지 形態의 構造物을 모델로 하여 反應修正係數를 計算하였다.

Abstract

The procedure of the elastic response spectrum method which is used in the codes of many countries involves the computation of a static horizontal substitute loading resulting from the earthquake. The substitute loading is divided by a behavioral factor in order to take energy dissipation due to the real nonlinear structural behavior and damping effects ect. into account.

The behavioral factors widely used in many countries are based not on the exact calculation but only on the empirical data. In order to determine the behavioral factors analytically, it is necessary to define the limit state of structures as a first step.

In this work, the methods of the determination of limit state for the steel structures are discussed in the geometric, serviceable and material aspects, and the behavioral factors for the three types of structures are calculated.

* 정회원, 아주대학교 건축공학과 조교수
 ** 정회원, 단국대학교 건축공학과 부교수
 ** 정회원, 인하대학교 토목공학과 조교수
 **** 인하대학교 토목공학과 박사과정

이 논문에 대한 토론은 1991년 12월 31일까지 본학회에 보내주시면 1992년 6월호에 그 결과로 게재하겠습니다.

1. 序論

確率論의으로 地震發生에 의한 災難이 招來될 可能性이 높은 世界各國에서, 地震荷重下에서의 各種 構造物의 非線形的 舉動에 대한 研究는 최근 들어 활발히 進行되어 왔다. 또한 國內에서도 韓半島의 地震의 歷史記錄에 대한 再認識과 더불어 많은 地震學者들간에 耐震設計의 必要性이 강조되어 오던중 1988年 7월부터 일정규모 이상의 構造物에는 耐震設計를 建設法令으로 義務化하게 되었다.

世界各國에서 採擇하고 있는 가장 一般의인 耐震設計方法은 根本的으로 동일한 理論에 基礎를 두고 있으며 設計에 基本이 되는 特性값들 즉, 地震의 強度, 地盤의 種類, 反應修正係數(behavior factor), 應答스펙트럼圖 등에 따라 다소의 差異를 두고있는 應答스펙트럼法(Response Spectrum Method)이라 할 수 있겠다.

이 應答스펙트럼法은 實際地震에서의 動力學의 特性이 包含된 應答스펙트럼圖를 利用하므로 複雜한 動力學的 計算을 靜力學的 計算으로 代置시켜 주므로 設計者들이 簡單히 使用할 수 있다. 그러나 應答스펙트럼法을 利用하여 設計하기 위해서는 構造物의 設計荷重과 構造物이 人命被害를 주지 않을 정도의 變形의 限界狀態(limit state)를 誘發시키는 荷重의 逆比로 나타내는 소위 反應修正係數라는 變數가 先決되어져야 한다. 이 係數는 構造시스템이 塑性化 할때 發生되는 에너지 분산 현상 및 減衰現象과 關係되어 지고 使用된 構造材料의 特性, 構造物의 形態, 地震의 持續時間 등에 따라 달라진다.

本 研究에서는 反應修正係數를 決定하는데 先決되어져야 하는 構造物의 限界狀態 決定方法에 대해 幾何學的 側面과 使用性 및 材料工學的 側面에서 論하고 그 決定方法에 따라 3가지 形態의 構造物에 國內 耐震設計規準¹⁾에서 정하는 地盤條件 II에 해당하는 應答스펙트럼圖를 目標로 시뮬레이션된 人工地震을 入力시켜 時間歷計算(Time History Analysis)의 結果로 부터 反應修正係數를 算定하였다.

2. 鋼構造의 限界狀態의 定義

2.1 使用性 側面에서의 考察

使用性 側面에서의 構造物의 限界狀態는 層間的 過多한 變位로 인해 구조재 또는 내장재의 分離現象을 일으키는 狀態로 定義될 수 있겠다. 콘크리트 構造에서는 層의 높이에 대한 變位量의 比가 2% 以上(그림 1 참조)일 경우에는 鐵筋과 콘크리트 被服의 分離現象과 함께 崩壞의 위험성이 큰 것으로 알려져 왔다. 鋼構造物에서도 역시 鐵骨과 콘크리트의 被服이 分離되는 狀態 즉, 層의 높이에 대한 最大 變位量이 약 2%일때를 限界狀態(limit state)라고 할 수 있겠다.

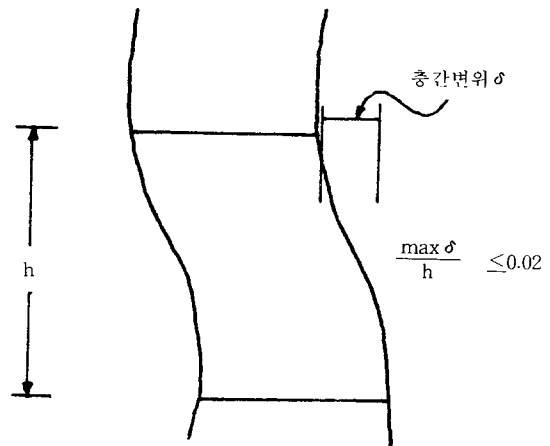


그림 1. 층간 변위의 한계

여기에서 反應修正係數는 層의 높이에 대한 最大 變位量이 2%가 될때의 荷重係數에 대한 設計荷重係數의 逆比로 表示된다. 使用性 側面에서의 反應修正係數의 算出에 관한 例示는 뒤의 幾何學的 側面에서의 反應修正係數 算出에 관한 例示에서 같이 다루기로 한다.

2.2 幾何學的 側面에서의 考察

幾何學的 側面에서, 엄격한 意味에서의 構造物의 限界狀態는 작은 荷重의 增加에도 過渡한 變形이 일어날때 즉, Failure Mechanism의 狀態에 거의 到達되었을시라고 말할 수 있겠다. 이러한 構造物의 限界狀態는 動的反復荷重下에서의 에너

지 吸收能力에 따라 다를 것이고 에너지 吸收能力은 構造物의 形態(구조형식), 使用한 材料의 性質, 部材의 크기 및 幾何學의 特性 등에 관계될 것이다.

構造物의 Failure Mechanism은 構造物의 設計方式에 따라 層別 또는 全體構造시스템이 同時에 發生될 수 있겠다(그림 2 참조). 層別 Failure Mechanism 은 보의 剛性이 기둥보다 큰 경우 즉, 기둥에서 塑性節點이 먼저 發生되는 경우가 되겠고 이러한 構造시스템은 地震荷重下에서의 에너지 吸收側面에서 不利하다. 따라서 層別 Failure Mechanism現象을 피하기 위해서는 “Strong Column Weak Beam”原則이 固守되어져야 한다.

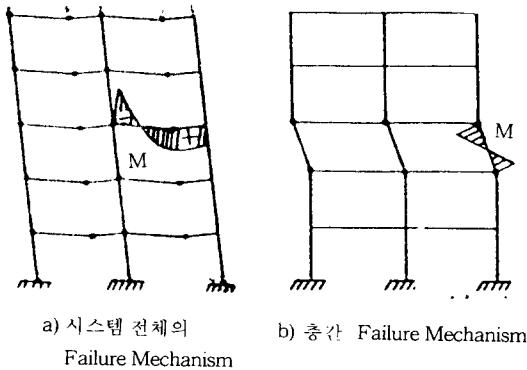


그림 2. 구조물의 Failure Mechanism의 형태

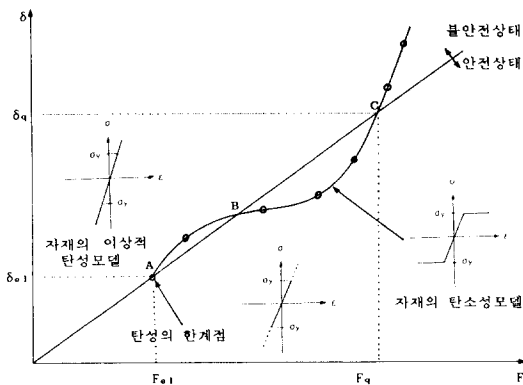


그림 3. 기하학적 측면에서의 반응수정계수의 정의

本 研究에서는 Ballio⁴⁾의 幾何學의 側面에서의 反應修正係數를 決定하는 方法을 紹介하고 使用性 側面에서의 方法과 材料工學의 側面에서의 方法을 實際의 計算例를 통하여 比較 檢討하고 合理性을 考察하고자 한다.

Ballio가 提案한 方法에 의한 反應修正係數의 決定은 幾何學的, 材料工學的 非線形舉動 즉, Th. 2. Order(또는 P-Δ effect)와 材料의 彈塑性的 特性이 考慮된 時間歷解析法에 의해 計算이 可能하다.

그림 3에서 本平軸은 가속도의 전 지속시간동안의 크기를 일정한 수로 곱해준 계수를 의미하는 增幅係數(F)이고 垂直軸은 地震의 持續時間中 構造物 最大 變形量(max δ)을 나타낸다.

그림에서의 曲線은 幾何學的, 材料工學的 非線形的 特性이 考慮된 時間歷計算의 結果들이고 直線은 線形的 解析의 結果들이다(그림 3내의 재료의 모델 참조). 非線形的 計算結果에 의한 曲線을 連結하는 점들 중 線形的 計算結果에 의한 直線보다 下部에 놓인 것들은 非線形的 計算에 의한 變形이 線形的 計算에 의한 變形보다도 적은 것을 나타내며 安全狀態라 말할 수 있겠다. 이러한 現象은 構造物의 減衰現象과 材料의 塑性에 의한 에너지 分散現象의 結果라 할 수 있다.

曲線의 初期 進行過程에서 일부구간(AB구간)이 直線보다 上向되는 경우가 있는데 이 경우는 Th. 2. Order(P-Δ effect)의 影響이 경미한 塑性에 의한 에너지 分散에 의한 影響과 減衰現象에 의한 影響보다 크기 때문이라고 풀이된다.

曲線이 C점을 지나 直線의 上向에 位置할때 Ballio는 構造物의 不安全 狀態로 규정하였고 直線과 曲線의 교차점을 反應修正係數의 정의점으로 정의하였다. 따라서 反應修正係數는 다음식으로 결정된다.

$$R = \frac{F_q}{F_{el}} = \frac{\delta_q}{\delta_{el}}$$

2.3 材料工學의 側面에서의 考察

材料工學의 側面에서의 限界狀態는 荷重의 增加에 따라 塑性節點들의 발전에 따른 變形率(strain)

의 增加에 根據를 두어 생각할 수 있겠다. 構造시 스템에 靜的荷重을 계속 增加시키면 어느 瞬間에 그 構造物의 脆弱部(예로서 지점 또는 라멘 모서리)에서 最初의 塑性變形이 發生될 것이다. 그 후에도 荷重이 繼續 增加된다면 第 2, 第 3의 塑性節點들이 發生될 것이다. 이때 各 塑性節點들에서의 荷重-變形律 曲線은 분명 어떤 흐름이 있을 것으로 推측할 수 있다. 만일 地震과 같은 反復荷重下에서 荷重係數를 점차 增加시키면 따라 各 塑性節點들에서 약간의 荷重係數의 增加에서 變形率을 급격히 增加시키는 荷重係數가 存在한다면 材料工學的 限界狀態는 정의되어 질수 있을 것이다.

3. 入力데이터로서의 人工地震의 合成

3.1 國內의 應答스펙트럼圖

國內의 耐震設計 規準²⁾에서 정하고 있는 動的係數 算定式을 利用하여 各 地盤 特性에 따른 反應스펙트럼圖을 圖式化 해보면 그림 4와 같다.

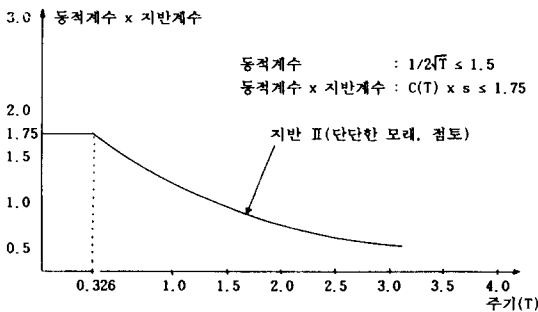


그림 4. 國內 내진설계기준에 따른 反應스펙트럼圖

國內의 耐震 規準에서 정하는 地盤係數와 地盤狀態는 다음과 같다.

표 1. 地반상태에 따른 地반계수

| 地반종별 | 地반계수 | 地 反 상 態 |
|------|------|--|
| I | 1.0 | 암반 또는 암반위의 매우 단단한 모래 자갈 또는 점토로서 암반까지의 전체깊이가 60미터 미만인 지반 |
| II | 1.2 | 지반 I 과 같은 상태에서 암반까지의 전체깊이가 60미터 이상인 경우와 깊이에 관계없이 단단한 모래 자갈 또는 점토인 지반 |
| III | 1.5 | 단단하기가 보통이하인 점토, 또는 느슨한 모래로 전체깊이가 9미터 이상인 지반 |

3.2 反應스펙트럼圖

本 研究에서 선택한 3形態의 구조시스템 모델의 時間歷解析을 위한 入力데이터는 自然地震의 偏重된 Frequency contents에 의한 不確實性을 排除하고 國內의 耐震規準에서 정한 反應스펙트럼圖을 充分히 滿足시킬 수 있는 人工地震을 利用했다. 人工地震의 合成은 M.I.T.에서 開發한 프로그램 SIMOKE³⁾를 利用하였고 目標스펙트럼은 國內 耐震規準의 地盤 II를 選擇했으며 그 反應스펙트럼圖과 主要 요소는 다음과 같다.

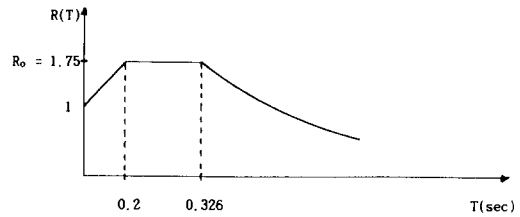


그림 5. 目標應答스펙트럼圖

實際의 反應스펙트럼圖의 特性을 살펴보면 固有振動週期 T가 概략적으로 0초에서 0.2초 사이의 動的係數는 그림 5와 같으나 규정에서는 動的係數가 安全側에 놓이게 하기 위하여 最高 動的係數인 R₀와 水平으로 延長하여 定한다.

本 研究에서는 固有振動週期가 0초에서 0.2초사이에서의 動的係數는 Eurocode 8에서 提示한 式을 이용했고 나머지 部分은 國內규정을 따랐다.

$$\begin{aligned} \text{즉, } 0 < T \leq 0.2 & : R(t) = 1 + T/T_1 \cdot (R_0 - 1) \\ 0.2 < T \leq 0.326 & : R(t) = R_0 = 1.75 \\ 0.326 < T & : R(t) = 1/2 \sqrt{T} \cdot S \end{aligned}$$

여기서 T₁: 0.2초

S: 地반계수(本 연구에서는 地반 II 즉, 1.2를 선택함)

3.3 地震의 形態決定

地震의 全 進行을 3過程으로 分離하면 強度의 上昇區間, 強震의 持續區間, 減少區間으로 되고 地震의 強度와 時間에 대한 形態는 概략적으로 사다리꼴로 나타낼 수 있을 것이다(그림 6참조)

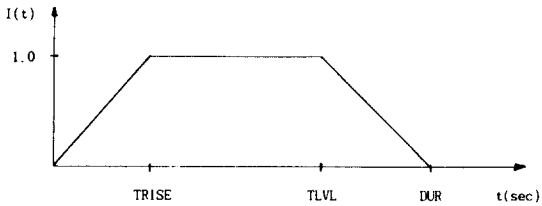


그림 6. 지진의 형태

그림 6에서 TRISE는 地震強度의 上昇時間, TLVL은 強震의 持續時間, DUR은 全 地震의 持續時間을 意味한다.

本 研究에서 人工地震의 시뮬레이션을 위해 採擇한 地震의 形態는 사다리꼴이며 地震의 持續時間과 目標스펙트럼에의 收斂程度를 檢討하기 위하여 2개의 長·短의 地震 즉, 持續時間이 7 초, 12초의 地震을 同一한 目標스펙트럼을 利用하여 시뮬레이션했고 그 主要 入力데이터는 다음의 表와 같다.

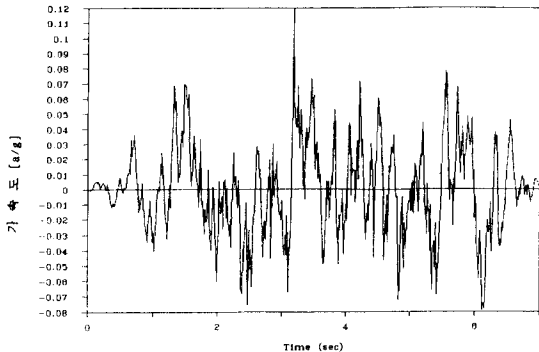


그림 7-a 지속시간이 7초인 인공지진의 지반가속도

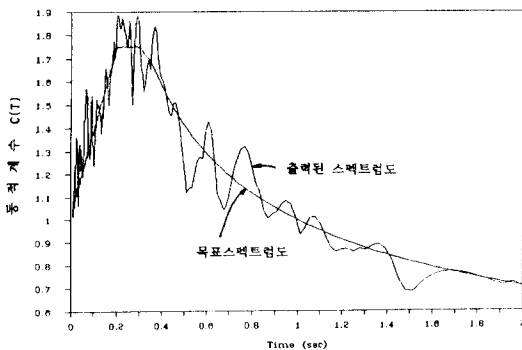


그림 7-b 7초의 지반가속도에 의한 반응스펙트럼

표2. 인공지진의 입력데이터

| 주요데이터 구분 | TRISE | TLVL | DUR | TS | TL |
|-------------|-------|------|-----|------|----|
| 7초 | 2 | 4 | 7 | 0.01 | 2 |
| 12초 | 2 | 4 | 12 | 0.01 | 2 |

여기서 TS: 출력될 반응스펙트럼도의 가장 짧은 고유진동시간

TL: 출력될 반응스펙트럼도의 가장 긴 고유진동시간

表에서 두 경우 모두 最大 地盤加速度는 國內의 地震區域 II에 해당되는 0.12g로 하였다.

3.4 人工地震의 시뮬레이션 結果

2개의 시뮬레이션된 人工地震과 入力된 反應스펙트럼圖와 시뮬레이션된 地震으로 부터 다시 計算된 反應스펙트럼圖의 比較는 그림 7과 8에 나타난 바와 같다.

3.5 人工地震의 시뮬레이션結果의 比較分析

地震의 持續時間이 짧은 地震의 경우가 持續時間이 긴 地震의 경우보다 더 많은 iteration으로

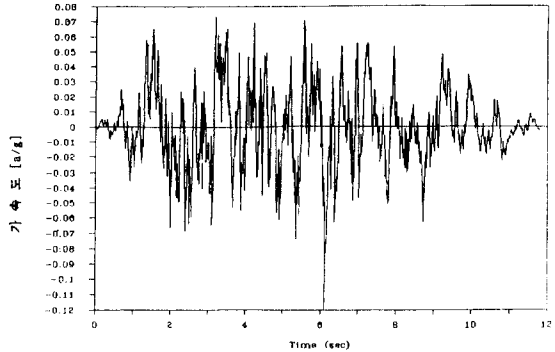


그림 8-a 지속시간이 12초인 인공지진의 지반가속도

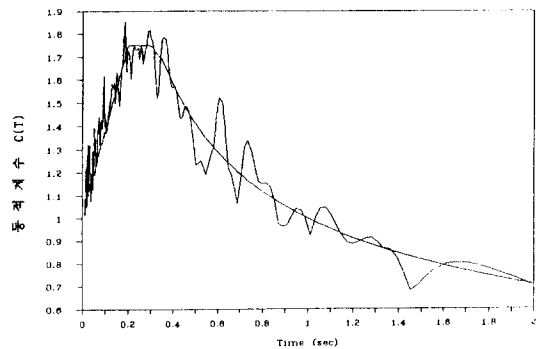


그림 8-b 12초의 지반가속도에 의한 반응스펙트럼

計算하여도 目標스펙트럼에의 收斂程度는 오히려 더 不良한 편이며 本 시뮬레이션 作業을 통해서 아주 짧은 地震(4초 이내의 지진)으로는 設計反應 스펙트럼圖에서의 Frequency contents를 모두 包含시키기가 不可能할 것으로 判斷되었다.

또한 地震의 持續時間과 加速度의 平均振幅(amplitude)을 比較해본 結果 持續時間이 짧은 地震의 平均의 振幅이 크고 이것은 地震의 持續時間이 짧지만 強度面에서 持續時間이 긴 地震보다도 강하다고 풀이된다.

4. 數值例題

앞의 2章에서의 限界狀態의 정의에 따라 使用性 側面과 幾何學的 側面, 그리고 材料工學的 側面에서의 反應修正係數를 檢討 分析하기 위하여 單層, 3層, 5層 建物을 모델로 選定했으며 本 例題의 計算을 위한 入力데이터인 加速度圖는 3章에서 시뮬레이션된 最大 地盤加速度가 0.12g 이고 持續時間이 7초인 人工地震(그림 7-a)을 使用했으며 材料는 理想的인 彈塑性材料(그림 9)로 가정하였다.

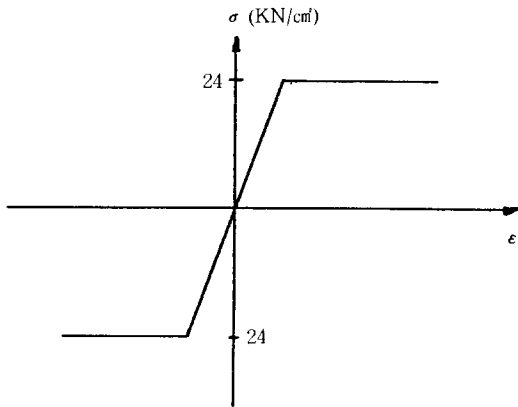


그림 9. 이상적인 彈塑性材料의 모델

本 研究에서 選定한 3形態의 構造 시스템 모두 集中質量(lumped mass)시스템으로 기둥의 최하단의 垂直荷重에 의한 軸應力은 降伏應力의 33%가 되도록 모델링하였으며 減衰率(damping ratio) D는 鋼材의 彈塑性 領域에서 一般的으로 適用하

고 있는 5%를 가정하였다.

本 研究의 時間歷計算을 위하여 使用한 機種은 PC486이었고 Software는 構造解析을 汎用프로그램인 ADINA⁵⁾였다.

4.1 1層 라멘構造

4.1.1 值數, 斷面 및 시스템의 모델링

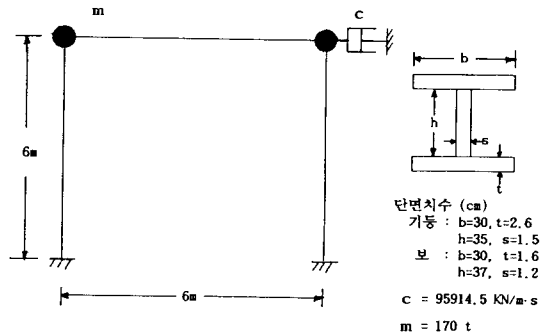


그림 10. 1층 라멘구조의 치수 및 단면

여기서 固有振動數(eigen frequency) $\omega_1 = 5.43$ 1[1/s]로 計算되었고 따라서 점성감쇠계수(viscouse damping coefficient) c 는 다음식으로 計算할 수 있다.

$$C = 4\omega m D$$

4.1.2 計算結果

加速度의 增幅係數 F 는 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 6.0의 順序로 計算하였고 時間歷 計算은 地震이 終了된 後의 여진상태를 考慮하기 위하여 增幅係數 1.0과 1.5를 제외하고는 8초까지 계속했다.

各 增幅係數別 地震持續時間과 構造物의 상단부에서의 變位圖는 그림 11과 같다.

4.1.3 反應修正係數의 算定

時間歷 計算結果를 各 加速度圖의 增幅係數 F 와 最大 變位 $\max.\delta$ 들을 그림 12에 나타냈다.

가. 使用性 側面에서의 反應修正係數

1層 라멘의 높이 6미터의 2%에 해당되는 使用性 側面에서의 限界狀態의 變位는 12cm이고 그림 12의 曲線에서 變位 12cm에 해당되는 增幅係數

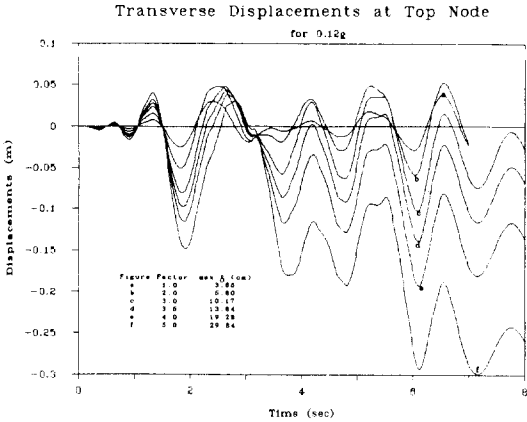


그림 11. 시간력 계산결과

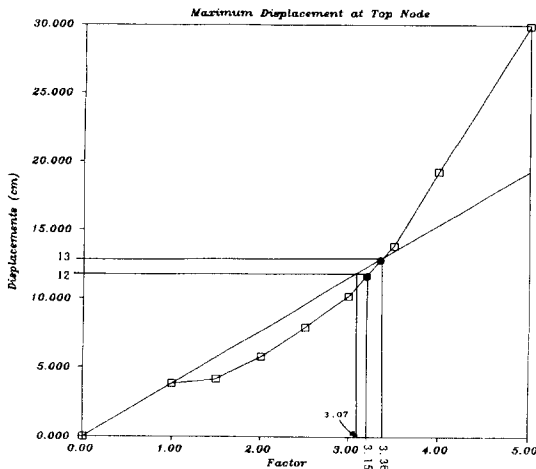


그림 12. 1층 라멘구조의 가속도 증폭계수 F와 최대 변형 delta의 관계도

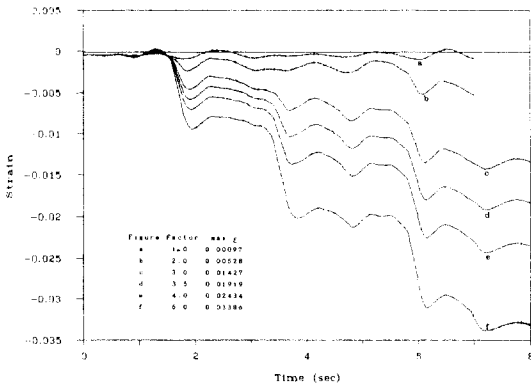


그림 13. 지점부근에서의 변형률에 대한 시간력계산 결과

F를 구하면 3.15가 된다. 그리고 支點에서의 降伏應力 σ_y 에 到達시킨 加速度 增幅係數는 0.8로 計算되어 진다. 따라서 反應修正係數 $R=3.15/0.8=3.9$ 로 算定된다.

나. 幾何學的 側面에서의 反應修正係數

Ballio가 정의한 反應修正係數의 정의점은 그림 12에서 加速度圖의 增幅係數 $F=3.36$ 에 해당되고 限界狀態의 變位는 使用性 側面에서의 限界狀態의 變位 12cm보다 약간 큰 13cm로 나타났다. 따라서 幾何學的 側面에서의 反應修正係數 $R=3.36/0.8=4.2$ 로 算定된다.

다. 材料工學的 側面에서의 反應修正係數

그림 13은 支點附近에서의 각기 다른 加速度 增幅係數 F에 대한 變形率의 時間曆計算 結果이고 그림 14는 지점부근에서의 F와 地震持續時間中の 最大 變形率을 나타내고 있다.

그림 14에서 볼 수 있듯이 支點附近에서는 F가 2.0을 지나 變形率이 급격한 進展을 보이고 있다. 만일 $F=2.0$ 을 反應修正係數의 정의점으로 한다면 $R=2.0/0.8=2.5$ 로 算定된다.

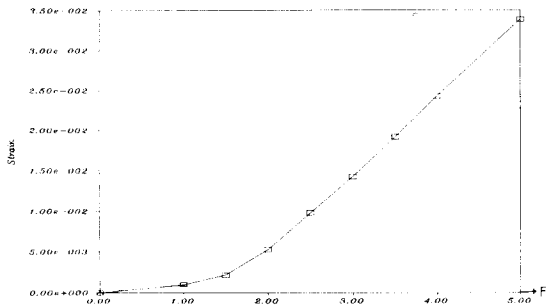


그림 14. 지점부근에서의 가속도 증폭계수와 최대 변형률도

4.2 3層 라멘構造

4.2.1 值數, 斷面 및 시스템의 모델링

다음의 構造시스템의 固有振動數는 다음과 같이 算定하였다.

$$\omega_1 = 4.173[1/s]$$

$$\omega_2 = 15.09[1/s]$$

$$\omega_3 = 30.34[1/s]$$

여기서 점성감쇠係數 C는 첫번째 모드 ω_1 만을 考慮하였으며 最初로 降伏應力에 到達되는 位置는

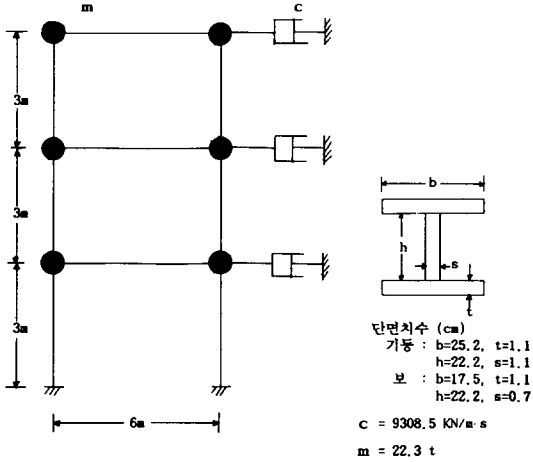


그림 15. 3층 라멘구조의 치수 및 단면

支點部였고 이때의 加速度 增幅係數 F 는 0.776으로 算定되었다.

4.2.2 計算結果

時間歷 計算을 遂行한 加速度의 增幅係數 F 는 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.5, 7.0, 9.10, 11.0이고 F 와 地震 持續時間中 各層間의 最大 相對變位 δ 를 조사한 結果 1層에서 最大로 나타났으며 그 結果는 그림 16과 같다.

가. 使用性 側面에서의 反應修正係數

計算結果 層間 相對變位가 가장 큰 경우는 支點과 1層에서 發生되었고 限界狀態의 變位 6cm를 그림 16에 表示하였다. 따라서 使用性 側面에서의 反應修正係數 $R=3.9/0.776=5.03$ 으로 算定되었다.

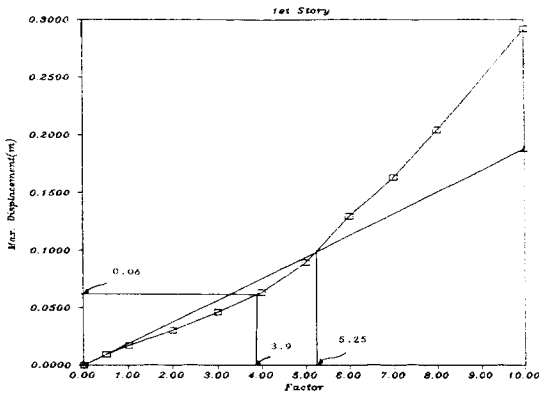


그림 16. 1층에서의 증폭계수 F 와 최대 변형 δ 의 관계도

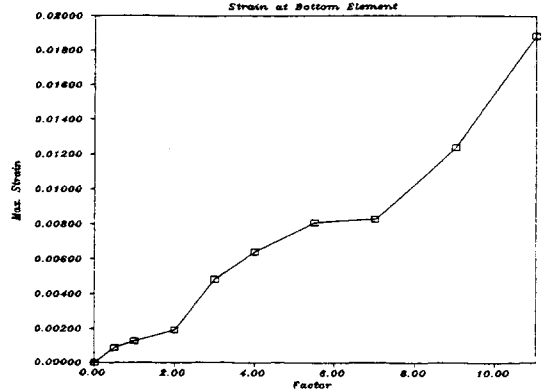


그림 17. 지점부근에서의 가속도 증폭계수 F 와 최대 변형률도

나. 幾何學的 側面에서의 反應修正係數

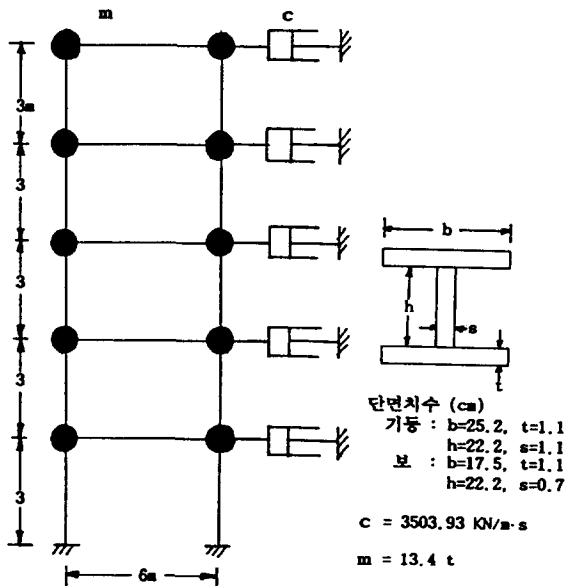
그림 16에서 $R=7.0/0.776=9.02$ 로 算定되었다.

다. 材料工學的 側面에서의 反應修正係數

構造 시스템에서 外力에 의해 最初로 降伏應力에 到達되는 位置 즉, 支點에 대한 加速度 增幅係數 F 와 地震 持續時間中 最大 絕對 變形率 曲線은 그림 17과 같다. 그림 17에서 F 가 7.0일때를 反應修正係數의 정의점으로 본다면 R 는 幾何學的 側面에서의 경우와 동일한 結果를 얻을 수 있다.

4.3 5層 라멘構造

4.3.1 值數, 斷面 및 시스템의 모델링



위의 構造시스템의 第 3 모드까지의 固有振動數는 다음과 같이 計算되었다.

$$\omega_1 = 3.095 [1/s]$$

$$\omega_2 = 10.34 [1/s]$$

$$\omega_3 = 20.39 [1/s]$$

여기서 점성감쇠계수 C 는 4.2에서와 마찬가지로 첫번째 모드 ω_1 만을 考慮하였으며 最初로 降伏應力에 到達되는 位置는 支點部였고 이때의 加速度 增幅係數 F 는 0.753으로 計算되었다.

4.3.2 計算結果

5層 라멘구조에서 計算한 加速度의 增幅計數 F 는 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 10.0 이고, 4.2에서와 마찬가지로 各層間의 最大 相對變位는 1層에서 發生되었으며 F 와 最大 變位 δ 의 計算結果는 그림 19에 나타냈다.

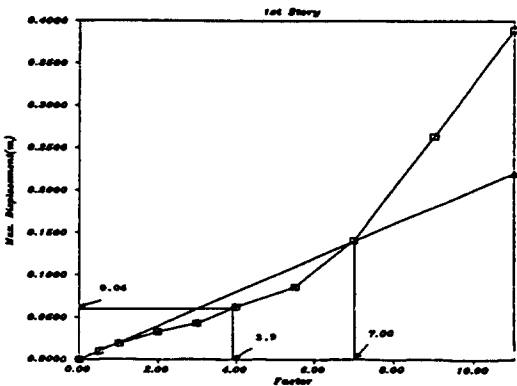


그림 19. 1층에서의 가속도 증폭계수 F 와 최대변형률 δ 의 관계도

가. 使用性 側面에서의 反應修正係數

3層 라멘구조의 數值例에서와 같이 層間 相對變位가 가장 큰 경우는 支點과 1層에서 發生되었고 限界狀態의 變位 6cm를 그림 19에 表示하였다. 따라서 使用性 側面에서의 反應修正係數 $R = 3.9/0.753 = 5.18$ 로 算定되었다.

나. 幾何學的 側面에서의 反應修正係數

그림 19로부터 $R = 5.25/0.753 = 6.97$ 로 算定되었다.

다. 材料工學的 側面에서의 反應修正係數

支點에 대한 加速度 增幅係數 F 와 地震持續時間中 最大 絕對 變形率 曲線은 그림 20과 같다. 그림

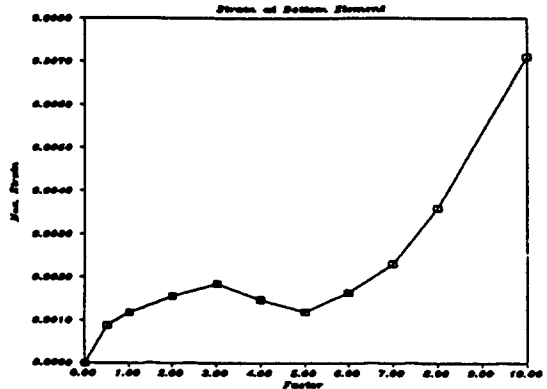


그림 20. 지점부근에서의 가속도 증폭계수와 최대 변형률도

20에서 F 가 5.0에서 6.0사이일 때 反應修正係數의 정의 點으로 본다면 R 은 概略的으로 7.3으로 計算된다.

5. 結論

앞서 다룬 3形態의 構造物에 대한 計算結果는 다음과 같이 要約된다.

— 使用性 側面에서 算出한 反應修正係數는 幾何學的 側面에서의 것보다 적은 것으로 나타났다.

— 材料工學的 側面에서의 考察 結果 加速度 增幅係數 F 와 變形率의 關係曲線에서 기울기가 현저히 바뀌는 增幅係數를 결정함에 있어 어려움이 있다고 判斷된다.

上記 結果로 부터 다음과 같은 結論을 얻을 수 있었다.

1) 使用性 側面에서의 限界狀態가 材料工學的 側面에서 보다 安全側에서 決定되므로 耐震設計時 使用性 側面에서의 反應修正係數를 사용함이 安全하다고 判斷된다.

2) 使用性 側面에서의 限界狀態는 幾何學的 側面에서 限界狀態 糾明을 위해 要求되는 복잡한 非線形的 時間歷 計算없이 線形的 靜的 計算으로도 어느 정도 精確한 값의 類推가 可能하리라 判斷된다. 例로서 4.1에서 다룬 例題에서 線形的 結果로부터 反應修正係數는 $R = 3.07/0.8 = 3.84$ 로 算定된다.

3) 本 研究에서 다룬 材料工學的 側面에서의 限界狀態 糾明方法은 適切치 못한 것으로 判斷된다.

6. 感謝의 말

本 研究는 1989-1991年度 韓國學術振興財團 研究費 支援에 의하여 이루어진 것으로 이에 관계 기관에 感謝드린다.

7. 參考文獻

1. 建設部, “耐震設計 指針書 作成에 관한 研究,” 1987.
2. Dario a. Gasparini/Erik H. Vanmarcke, “Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra,” Report of M.I.T., 1976.
3. Eurocode 8, Gemeinsame einheitliche Regeln für

- Bauwerke in Erdbebengebieten-Kommission der Europäischen Gemeinschaften Eur. 8850, 1983.
4. Ballio, G./Castiglioni, C. A./Perrot, F./Zandonini, R., “Generation of Artificial Accelerograms for Assessing q Factors,” Politecnico di Milano dipartimento di ingegneria strutturale.
 5. “ADINA-A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis,” Report AE 84-1.
 6. Koo, M-S, “Untersuchung zum Einfluss der Beendauer, Strukturausbildung und des Verhaltens von Verbindungen auf die Sicherheit von Stahlbauten bei Erdbebenbeanspruchungen,” Schriftreihe Stahlbau RWTH Aachen Heft 14, 1987.

(접수일자 : 1991.7.1)