

지반-구조물 상호작용을 고려한 비보강 조적조 구조물의 지진거동평가

Seismic Behavior Evaluation of Unreinforced Masonry Structure Considering Soil-Structure Interaction

김희철^{*} 김관중^{**} 홍원기^{***}
Kim, Hee Cheul Kim, Kwan Jung Hong, Won Kee

국문요약

본 연구의 목적은 지진에 의한 비보강 조적조의 거동을 평가하는 것이다. 효율적인 평가를 위하여 유사동적해석법을 사용하였다. 저층의 비보강 조적조에 대하여 지진하중에 의한 지반-구조물의 상호작용에 따른 영향을 평가하기 위하여 단단한 지반에 놓여진 구조물과 연약한 지반에 놓여진 구조물을 비교하였다. 그 결과 연약한 지반 위에 놓인 구조물의 층 전단력과 밀면 전단력이 상대적으로 증가하는 것으로 나타났다. 또한 현재 사용되고 있는 내진기준에 주어진 약산식에 따라 해석을 수행할 경우 연약한 지반에 놓인 건물의 경우 전단력을 과소평가 할 수 있는 것으로 나타났다.

주요어 : 비보강 조적조, 유사동적해석법, 지반-구조물 상호작용

ABSTRACT

The purpose of this study is to evaluate a seismic behavior of unreinforced masonry(URM) structure. For more efficient evaluation, quasi-dynamic analysis method is used in this study. The influence of soil-structure interaction on the seismic response of low rise structures is discussed through comparison of the computed seismic response for the structure on rigid or dense soil and that on soft soil. The results of analytical study show that the story shear forces and the base shear forces could increase on soft soil. Furthermore, it was observed that an approximate expressions prescribed in current seismic codes may underestimate the value of the base shear force of low rise buildings on soft soil.

Key words : unreinforced masonry(URM), quasi-dynamic analysis, soil-structure interaction(SSI)

1. 서론

비보강 조적조(URM) 구조물은 우리나라 주택의 대부분을 차지하고 있는 구조 형식임에도 불구하고 아무런 설계 기준의 적용조차 없이 지어지고 있는 것이 현실이다. 1976년 중국 당산 지진 시 주거건물의 대부분을 차지하고 있던 URM 구조물의 붕괴로 인하여 60만 명이 사망하는 대참사가 발생하였다. 이러한 사건으로 미루어 보아 URM 구조물이 밀집되어 있는 서울에 지진이 발생한다면 그 피해는 엄청날 것이라고 판단된다. 그럼에도 불구하고 우리나라 URM 구조물의 지진거동평가에 대한 연구는 진행된 바가 거의 없다. 1998년도에 해석적 접근 방법으로 3차원 시간이력해석법⁽¹⁾이 이용되었으나, 해석시간이 12시간 이상 소모되고 기억용량이 1GB 이상 소모되었기 때문에 실용적인 해석법으로 이용되기에는 부적절하였다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 1999년도에 3차원 시간이력 해석법의 단순화 방안으로 3차원 유사동적 해석법⁽²⁾을 제시하였다.

이 해석법은 2차원 시간이력해석 단계와 3차원 정적해석 단계로 구성되어 있다. 시간이력해석을 2차원으로 실시함으로써 전산적 기억용량과 해석시간을 적게 필요로 하면서도 구조물의 거동을 자세히 분석할 수 있다. 이 2차원 해석단계

의 결과를 중첩시키는 이론은 저층 벽식 구조물의 강성이 매우 높기 때문에 극소변형을 일으킨다는 점에 근거하고 있기 때문에 가능하다. 따라서 이 해석법은 구조물의 거동을 탄성범위로 한정시키는 벽식 구조물의 해석에만 적용이 가능하다. 또한 바닥판을 강막으로 가정하여 구조물의 수학적 모델에 대한 자유도를 감소시켰기 때문에 구조물의 비틀림 효과는 반드시 고려되어야 한다.

일반적으로 구조물의 지진거동평가 시 구조물은 고정지반에 있다고 가정한다. 그러나, 저층 구조물은 고층구조물과는 달리 기초부의 강성에 비해 상부구조물의 강성이 매우 크므로 지반과 구조물의 상호작용 영향이 매우 크고, 따라서 기초부의 상황에 의해 건물의 진동이 크게 지배된다. 그러므로 저층 벽식 구조물에 있어서 지반-구조물 상호작용(SSI)을 고려한 내진설계는 필수적이라 하겠다.

본 연구에서는 일반적인 고정 지반과 이와 다른 6가지 지반종별에 대하여 3차원 시간이력 해석과 3차원 유사동적 해석에 의한 응답 변위, 응답 가속도, 층 지진하중, 밀면 전단력을 비교하였다. 또한 비틀림 효과를 고려하여 비정형 건물에 대한 오차를 보정하였다.

2. 이론적 고찰

2.1 유사동적해석법

유사동적해석법은 동적 선형이론에 근거하여 만들어진 방법이다.⁽⁵⁾ 3차원 구조물의 남북 방향 및 동-서 방향 요소

* 정회원 · 경희대학교 건축공학과 부교수(대표저자 : kimhc@khu.ac.kr)

** 경희대학교 건축공학과 석사과정

*** (주)에스텍 컨설팅그룹 대표, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2001년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2001. 3. 5 / 심사종료일 : 2001. 7. 2)

각각을 2차원의 불연속 동적모델(discrete dynamic model)^{(5),(6)}로 치환하여 동적해석을 수행한 결과를 중첩시켜 3차원 거동의 결과를 얻을 수 있게 된다. 이러한 유사동적해석법의 과정은 다음과 같이 5단계로 구분되어 수행된다.

- (1) 3차원의 구조물을 2개의 주방향에 대하여 벽체의 FEM 해석을 통하여 각각 2차원 불연속 동적모델로 치환한다.
- (2) 각 방향의 모델에 직각방향의 지진가속도를 작용시켜 시간이력해석을 수행한다.
- (3) 주관심 시간에서 불연속 동적모델의 각 절점에 나타나는 가속도를 산출한다.
- (4) 각 절점에 구속되는 바닥판(diaphragm)의 면적에 관한 질량과 가속도의 곱으로써 각 위치에서의 등가정적하중을 구한다.
- (5) 3차원 유한요소모델의 각 층에 등가정적하중을 작용시켜 정적해석을 수행한다.

3차원 시간이력해석은 해석을 수행하기 전에 자유도수 만큼의 주기와 모드형태를 구하기 위하여 많은 여유 기억용량이 필요하게 되고 시간을 많이 요구한다. 그러나 3차원 유사동적해석법은 2차원 불연속 동적모델에 대한 해석결과를 이용하여 3차원 정적해석을 수행하게 된다. 따라서 해석 시에 요구되는 컴퓨터의 용량과 해석시간의 측면에서 매우 효율성이 높은 장점이 있다.

2.2 지반-구조물 상호작용(SSI)의 이론적 배경

구조물이 위치한 부지에 지진파가 도달하면 지반은 진동을 하게 되며 지반에 기초한 구조물에 가해지는 동적하중은 구조물에 동적응답을 발생시키게 된다. 구조물의 진동은 새로운 응력파를 발생하게 되어 인접 지반에 영향을 주게 되고, 그 영향은 다시 구조물의 동적응답에 영향을 미치게 된다. 이와 같이 구조물의 지진응답과 구조물에 인접한 지반 매질의 운동이 서로 영향을 주고받는 현상을 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction, SSI)^{(12),(13)}이라 부른다.

원래 SSI는 넓은 의미에서 파의 산란 해석에 속한다고 볼 수 있으나 관심 범위가 주로 구조물에 인접한 영역에 국한되어 있으므로 이러한 응답해석에 적합한 해석법들이 발전되어 왔다. 이 해석법에는 그림 1과 같은 임피던스 해석법, 하이브리드 해석법 등의 여러 가지 방법이 있다.⁽³⁾

하이브리드 해석법은 구조물과 지반영역을 유한요소로 모델링하여 좀 더 정확한 해석을 할 수 있는 방법이기 때문에 SSI에 대하여 정밀한 해석을 요할 경우에 실시된다. 그러나 해석 시간이 길어지고 동적 해석의 어려움 때문에 실용적인 해석법으로 이용되기는 어려움이 있다.

부분구조 해석법은 지반-구조물 연계계를 구조물 영역과 지반 영역의 두 가지 부분 구조가 결합된 것으로 모델링하거나 구조물 영역, 구조물에 인접한 지반 영역 및 무한지반 영역의 세 가지 부분 구조로 분리하여 모델링하고 경계조건에

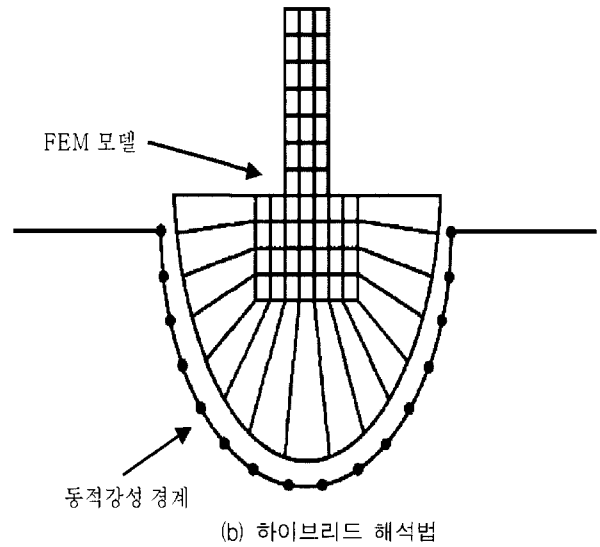
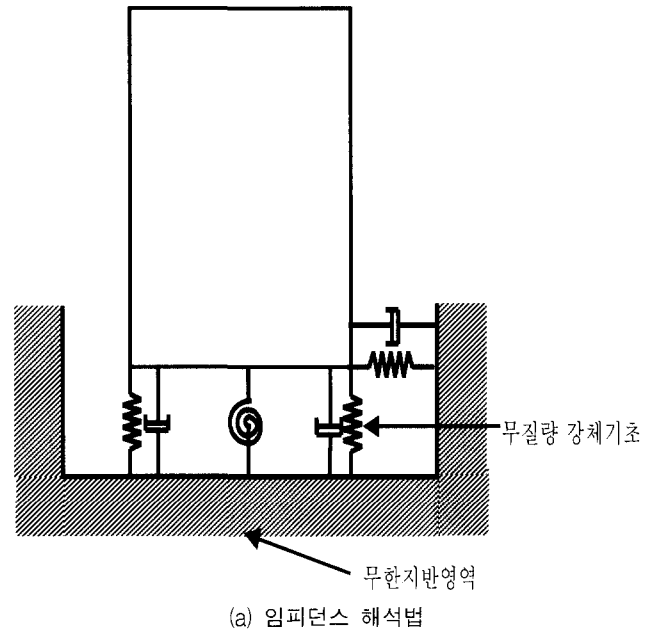


그림 1 SSI 해석법의 종류

의해서 결합하여 SSI를 해석하는 방법이다. 이 방법중의 한 가지인 임피던스 해석법은 기계 기초 등에 가해지는 동적하중에 대한 기초의 응답해석 및 설계와 관련하여 발전되어 왔다.

이 해석법에서는 구조물과 지반과의 접촉경계를 강체(rigid body)로 가정하여 무질량 강체기초의 동적강성을 구하고 이를 구조물의 동적응답 해석모델과 결합하여 SSI를 해석하는 방법이다. 일반적으로 구조물의 기초가 강성이 높아서 지진하중 적용할 시 강체로 거동할 가능성이 높을 경우에 적용이 될 수 있으며 내진 설계 관련 기준⁽¹³⁾에서 근사적 설계시 주로 사용되고 있는 방법으로서 사용이 간단한 것이 그 장점이다. 표면 기초뿐 아니라 묻힌 강체기초(embedded rigid foundation)의 경우에도 임피던스 함수가 계산될 수 있다. 이 해석법에서는 기초의 입력운동이 주어져야 하는데 표면 기초의 경우에는 쉽게 구할 수 있으나 묻힌 기초의 경우에는 그렇게 단순하지는 않다. 단순한 기하 형상의 표면 기초의

경우에는 해석적 방법에 의하여 임피던스를 구할 수 있다. 또한 상부구조물의 영향은 매우 작게 나타나므로 ATC 3-06⁽⁹⁾에서는 식을 이용하여 밀면전단력을 감하고 있다. 그러나 전체 거동을 보았을 때 고정지반의 경우보다 변위가 일어나게 되는 부분과 고유주기가 증가하는 현상을 보이므로 이에 대한 영향은 반드시 고려하여야 한다.

기초의 지반에 대한 저항계수인 임피던스 값은 ATC 3-06⁽⁹⁾에서 원형 온통기초, 일반 온통기초, 독립기초, 말뚝기초에 대하여 제시되어 있다. 본 규준은 미국의 단위를 사용한 것으로 inch와 pound-force 단위를 기본으로 하고 있다.

① 원형 온통 기초

$$k_{\delta} = \frac{8Gr}{2-\nu}, \quad k_{\theta} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \quad (1)$$

물힌 기초에 대해서는 식 (2)를 이용하여 증가시켜준다.

$$k_{\delta} = \frac{8Gr}{2-\nu} \left[1 + \frac{2d}{3r} \right], \quad k_{\theta} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \left[1 + \frac{2d}{r} \right] \quad (2)$$

여기서,

r : 기초 반경

ν : 포아송 비

d : 기초의 물힌 깊이

G : 흙의 전단 탄성계수, $G = \frac{\nu v_s^2}{g}$

v_s : 전단파의 속도

γ : 흙의 단위 중량

② 일반 온통 기초

식 (1), (2)와 같지만 기초 반경 r 대신 k_δ 식에는 r_a를 k_θ에는 r_m을 적용한다.

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}, \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (3)$$

여기서,

A₀ : 기초판의 순면적

I₀ : 기초판의 단면 2차 모멘트

③ 독립 기초

$$k_{\delta} = \sum k_{\delta i}, \quad k_{\theta} = \sum k_{x i} y_i^2 + \sum k_{\theta i} \quad (4)$$

$$k_{\delta i} = \frac{8G_i r_{ai}}{2-\nu} \left[1 + \frac{2d_i}{3r_{ai}} \right]$$

$$k_{x i} = \frac{4G_i r_{ai}}{1-\nu} \left[1 + \frac{0.4d_i}{r_{ai}} \right]$$

$$k_{\theta i} = \frac{8G_i r_{mi}^3}{2(1-\nu)} \left[1 + \frac{2d_i}{r_{mi}} \right] \quad (5)$$

여기서,

y_i : i번째 기초에서 회전 중심축까지의 거리

2.3 SSI를 고려한 유사동적해석법^{(11),(14)}

2층 구조물을 지반의 횡변위와 회전변위에 자유도를 갖는 수학적 모델로 단순화하면 그림 2와 같이 고려할 수 있다. 그림 2와 같은 수학적 모델의 거동은 식 (6)과 같은 운동에너지 T와 식 (7)과 같은 위치에너지 U로 유도할 수 있다.

$$T = \frac{1}{2} m_0 \dot{u}_0^2 + \frac{1}{2} J_0 \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} m_1 (\dot{u}_0 + h\dot{\theta} + \dot{u}_1)^2 + \frac{1}{2} J_1 \dot{\theta}^2 + \frac{1}{2} m_2 (\dot{u}_0 + 2h\dot{\theta} + \dot{u}_2)^2 + \frac{1}{2} J_2 \dot{\theta}^2 \quad (6)$$

$$U = \frac{1}{2} k_{\delta} u_0^2 + \frac{1}{2} k_{\theta} \theta^2 + \frac{1}{2} k_1 u_1^2 + \frac{1}{2} k_2 (u_2 - u_1)^2 \quad (7)$$

식 (6)과 식 (7)을 각각의 자유도에 대하여 Lagrange의 식인 식 (8)을 이용하여 편미분을 수행하면 식 (9)와 같은 질량행렬과 강성행렬을 유도할 수 있다. 여기서는 하중항은 없다고 가정했을 때의 식을 유도한 것이다.

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) + \left(\frac{\partial D}{\partial \dot{q}_i} \right) + \left(\frac{\partial U}{\partial q_i} \right) = Q_i \quad (8)$$

$$\begin{bmatrix} (m_0 + m_1 + m_2) & (m_1 + 2m_2)h & m_1 & m_2 \\ (m_1 + 2m_2)h & (\sum J + m_1 h^2 + 2m_2 h^2) & m_1 h & 2m_2 h \\ m_1 & m_1 h & m_1 & 0 \\ m_2 & 2m_2 h & 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{\theta} \\ \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{\delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{\theta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (k_1 + k_2) & -k_2 \\ 0 & 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \theta \\ u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = 0 \quad (9)$$

식 (9)의 질량행렬과 강성행렬을 이용하여 동적 해석을

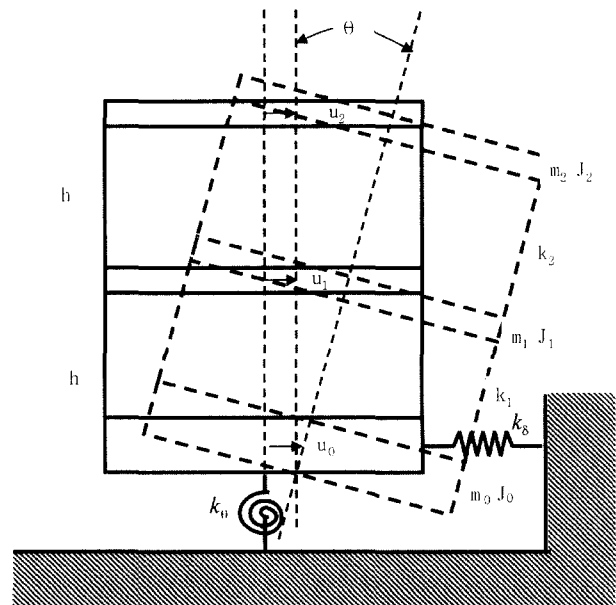


그림 2 2층 구조물에 SSI적용

수행할 수 있으나 회전자유도 항의 강성이 너무 커서 수치 해석 상의 오차를 많이 내포하고 있으므로 이 식을 바로 사용하기에는 무리가 있다. 따라서 식 (10)과 같이 감소된 강성행렬을 유도하여 동적해석을 수행한다. 감소된 강성 행렬은 식 (11)과 같이 유도한다.⁽¹⁴⁾

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [\hat{K}]\{X(t)\} = -[M]\{1\}\ddot{X}_g(t) \quad (10)$$

$$[\hat{K}] = [1 - \frac{k_\theta(1 + \beta_\theta)[K][1][1]^T - ([1]^T[K][H])[K][1][1]^T + [K][H][1]^T + k_\delta(1 + \beta_\delta)[K][H][H]^T}{k_\theta k_\delta(1 + \beta_\theta + \beta_\delta + (1 - \gamma)\beta_\theta\beta_\delta)}][K] \quad (11)$$

여기서,

[K] : 고정지반에서의 횡방향 강성 행렬

[\hat{K}] : SSI를 고려한 구조물에서의 횡방향 강성 행렬

[1] : {1, 1, 1, 1, ...}

[H] : {H₁, H₂, H₃, H₄, ...}, H₁은 1번 질량의 지반에서의 거리

k_θ : 지반의 일반화된 회전 강성

k_δ : 지반의 일반화된 병진 강성

$$\beta_\theta = \frac{[H]^T[K][H]}{k_\theta}$$

$$\beta_\delta = \frac{[1]^T[K][1]}{k_\delta}$$

$$\gamma = \frac{([1]^T[K][H])^2}{([1]^T[K][1])([H]^T[K][H])}$$

3. 적용사례

3.1 전산해석 적용자료

본 연구의 전산해석 시 사용된 재료의 물성치는 1999년 12월에 경희대학교에서 실시한 조적조에 대한 재료 시험 값을 적용하였다. 지금까지 URM에 대한 연구⁽¹⁾⁻⁽³⁾에서 조적체의 탄성계수는 식 (12)와 같이 UBC97⁽¹²⁾에 제시되어 있는 식을 사용하였다. 식에서의 750이라는 계수는 탄성한계변형률이 0.0013일 때 유도해낼 수 있는 값이다. 그러나 우리나라의 시멘트 벽돌은 모래가 굵고 공극이 많아 재하하중이 작아도 많은 변형을 일으키는 특성을 가지므로 조적체의 한계 변형률이 UBC의 기준보다 큰 0.0109정도로 나타났다. 따라서 우리나라의 현실에 맞는 조적체 탄성계수 산정식은 식 (13)이라 판단하여 전산해석 시 적용되는 물성치를 표 1과 같이 적용하였으며, 조적조의 탄성계수는 8000kgf/cm²을 적용하였다.⁽¹⁷⁾

$$E_m = 750f'_m \quad (\text{UBC97}) \quad (12)$$

$$E_m = 100f'_m \quad (\text{실험치}) \quad (13)$$

여기서

E_m : 조적체의 탄성계수

f'_m : 3단 조적체의 압축강도

표 1 재료특성

재 료	탄성계수 (kgf/cm ²)	밀도(ρ) (kgf/cm ³)	포와송비 (ν)	압축강도 (kgf/cm ²)	인장강도 (kgf/cm ²)	전단강도 (kgf/cm ²)
조적조	8000	2.05E-03	0.25	80	2.7	2.8
R·C	210000	2.40E-03	0.176	210	·	4.35

입력 지진하중으로는 1940년 El Centro에서 발생한 남북 성분의 최대 지반가속도를 우리나라 기준에 따라 0.11g로 조절하여 적용하였다.

3차원 유사동적법의 2차원 및 3차원 유한요소해석 단계에서는 ANSYS 5.3⁽¹⁵⁾을 이용하였으며 전산해석시 사용된 요소는 shell63요소로써 4절점으로 벽체를 가장 잘 표현할 수 있었다. 2차원 동적해석 단계에서는 MATLAB 5.1⁽¹⁶⁾을 이용한 직접 적분법을 사용하였으며 사용된 solver는 Newmark-β 방식에 따라 γ는 0.5, β는 0.25의 계수를 사용하였다.⁽¹⁰⁾

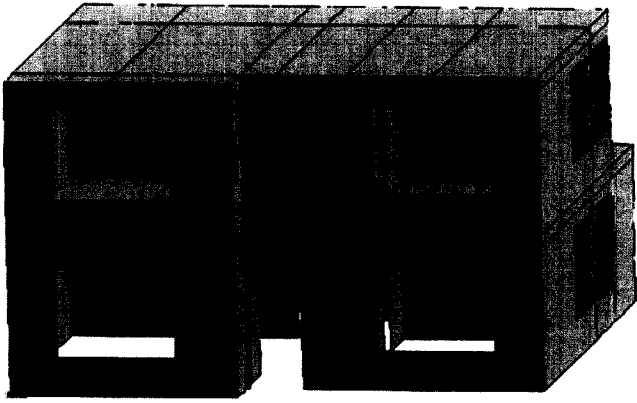
결과의 비교는 3차원 유사동적 해석법의 고정지반과 6가지의 지반중별에 대한 SSI를 고려한 경우들을 비교하여 가장 취약한 경우를 선정하여 3차원 시간이력 해석법에 의한 결과와 비교하였다. 비교대상은 최대 응답변위, 최대 응답가속도, 최대 전단응력, 최대 1차 주응력이다. 비교대상으로 선정한 요소 중 변위는 건물의 거동을 효과적으로 나타내는 값이며, 가속도는 각 층에 가하여 지는 층 지진하중을 유도해낼 수 있는 값이다. 또한 전단응력은 사인장 조적체의 실험에서 얻어낸 응력으로 개구부 주위의 사인장 균열을 예측하였으며, 1차 주응력은 미국 일리노이 대학의 진동대 실험 보고서⁽⁷⁾를 참조하여 조적체의 휩강도를 이용하여 구한 값으로써 조적체의 균열, 그리고 조적체와 RC보 사이의 상호 이탈을 예측하는데 이용한 응력 값이다.

3.2 해석모델

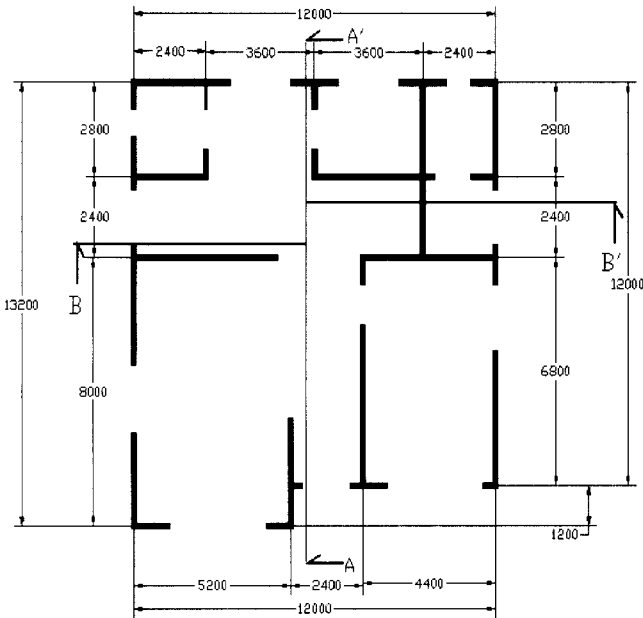
해석모델은 서울시 서초구 서초동의 전용주거지역에 위치하고 있는 2층 주택을 선정하였다. 그림 3과 같이 높이가 7.2m, 경간 5.2m의 실제 지어진 URM 건물이다. 이 모델은 평면 및 입면의 비대칭으로 인하여 비틀림 효과가 많이 발생할 것으로 판단되는 형태이며 비틀림 효과의 고려에 대한 중요성을 검증하기에 적합한 것으로 판단되어 선정하였다.

기초는 깊이 1.2m에 30cm두께의 일반 줄기초이며, 해석에 쓰인 지반 조건 중 6가지에 대하여 서로의 결과를 비교하였다. 해석대상 벽체는 평면의 동서방향으로 놓인 7개의 벽체를 대상으로 하였으며 각 벽체의 강성은 표 2와 같다.

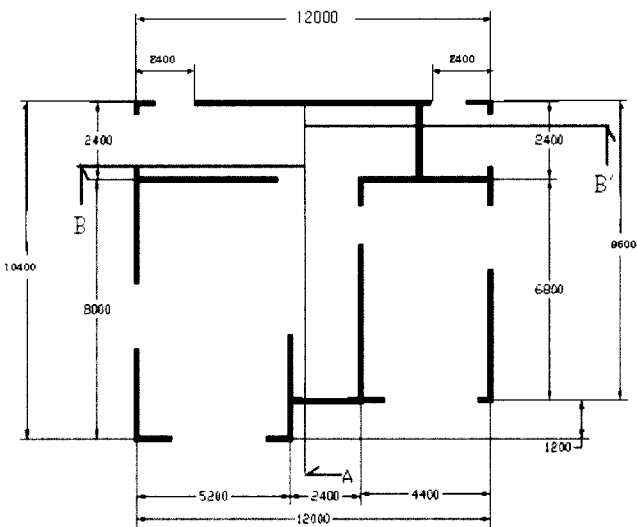
본 구조물에 적용된 자중은 2층 바닥과 지붕층 바닥에서 각각 160.03tonf, 80.72tonf로서 구조물의 총 자중은 240.75tonf이다. ANSYS 5.3을 이용한 3차원 모델에 사용된 절점은 5630개이며 요소는 5554개이다. 이를 이용하여 작성한 질량행렬과 강성행렬을 이용하여 MATLAB 5.1에 따라 작성한 프로그램에 의하여 시간이력 해석을 실시하였다.



(a) 해석모델



(b) 1층 평면도



(c) 2층 평면도

그림 3 해석모델

표 2 벽체 강성

	벽체1	벽체2	벽체3	벽체4	벽체5	벽체6	벽체7
1층 (kgf/cm)	8826	13684	41337	31475	8606	40257	39601
2층 (kgf/cm)	8826	23944	41337	31475	8606	40257	.

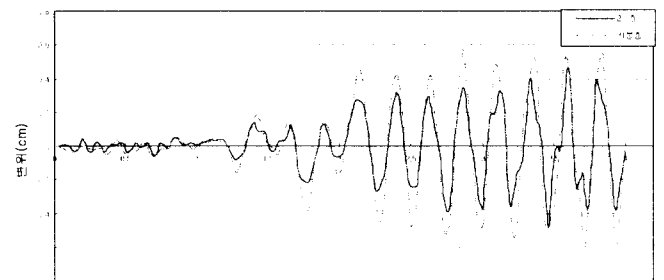
3.3 3차원 시간이력 해석법

3차원 시간이력해석에 의하여 나타난 1차 고유 주기는 0.128초였다. 그림 4는 시간에 대한 응답변위와 가속도를 나타낸 것으로서 최대 응답변위는 3.94초에서 2층은 0.38cm, 지붕층은 0.60cm로. 최대 응답가속도는 2층은 3.46초에서 0.55g, 지붕층은 3.72초에서 0.53g로 나타났다. 또한 3.94초에서의 최대응답을 살펴보면 최대 전단응력은 2.37kgf/cm²으로 최대 1차 주응력은 25.52kgf/cm²으로 나타났다. 그러나 이 응답결과는 비틀림에 의하여 가장 큰 변위를 일으킨 벽체에 대한 응답이다.

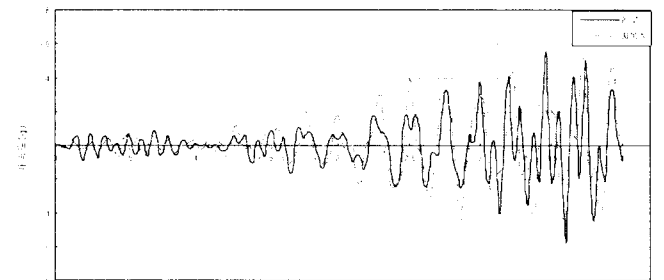
3.4 3차원 유사동적 해석법

SSI를 고려하기 위하여 2.2절에서 설명한 임피던스 해석법을 이용하였다. 식 (2)와 식 (3)를 이용하여 6가지 지반 종별에 대하여 표 3과 같이 전단 탄성계수와 지반종별 임피던스 값을 구하였다. 여기서 사용된 ra값은 107.05cm이며, rm값은 43.06cm이다. 각 임피던스 값을 식 (11)에 대입하여 감소된 강성행렬을 구하여 시간이력 해석을 실시하였다(그림 5). 고유치 해석 결과, 최대 응답가속도·변위, 최대 층 지진하중, 최대 밀면전단력은 표 4와 같이 나타났다. 지반종별에 따라 고유주기를 비교한 결과 지반종별에 따라 최고 33%까지 증가하며 응답변위를 비교해 본 결과 약 2배 이상 증가하는 경향이 나타났다.

지반종별에 따라 변하는 층 지진하중과 밀면전단력을 비교한 결과 고정지반의 경우의 밀면전단력이 가장 큰 것으로 나타났으며 충격층 점성토의 경우와도 유사했다.



(a) 시간이력 해석시 응답변위

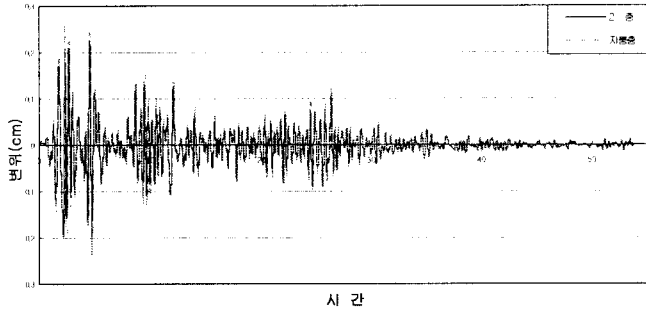


(b) 시간이력 해석시 응답가속도

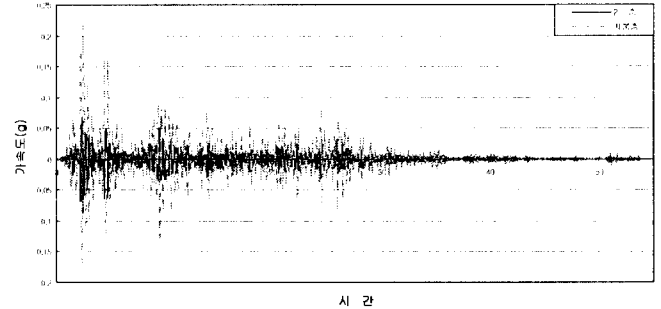
그림 4 시간이력 해석시 응답결과

표 3 지반종별 임피던스 값

	암석		홍적층		충적층	
	사암	이암	사질토	점성토	사질토	점성토
전단파속도(v_s)(cm/sec)	135000	80000	27500	20500	13000	10000
포아송비(ν)	0.35	0.35	0.4	0.4	0.5	0.5
밀도(ρ)	0.0026	0.0024	0.0019	0.0016	0.0016	0.0015
전단탄성계수(G)(kgf/cm ²)	48352.04	15673.47	1466.20	686.12	275.92	153.06
k_s (kgf/cm)(kgf/cm)	4.385E7	1.312E7	1.266E6	5.925E5	2.542E5	1.250E5
k_θ (kgf/cm ²)	7.661E10	2.483E10	2.368E9	1.108E9	4.634E8	2.571E8



(a) 유사동적 해석시 응답변위



(b) 유사동적 해석시 응답가속도

그림 5 유사동적 해석시 응답결과

표 4 지반종별 최대 응답결과 비교

	고정지반	암석		홍적층		충적층	
		사암	이암	사질토	점성토	사질토	점성토
고유주기(초)	0.2556	0.2581	0.2605	0.2705	0.2801	0.3024	0.3390
증가율(%)	·	0.98	1.92	5.83	9.59	18.31	32.63
최대응답 가속도(g)	2층	0.0858	0.0753	0.0677	0.0562	0.0513	0.0685
	지붕층	0.2173	0.2109	0.2051	0.1866	0.1717	0.1858
최대응답 변위(cm)	2층	0.2741	0.2344	0.2408	0.2621	0.2794	0.3103
	지붕층	0.2570	0.2559	0.2588	0.2671	0.2885	0.3481
	증가율(%)	·	-0.43	0.70	3.93	12.26	35.45
최대 층지진 하중(tonf)	2층	11.77	10.33	9.29	7.71	7.04	7.59
	지붕층	21.30	20.67	20.10	18.29	16.83	18.21
최대밀면 전단력(tonf)	33.07	31.00	29.39	26.00	23.87	25.8	32.04

3차원 유사동적 해석법에 의하여 구한 위의 결과를 토대로 비틀림 효과를 고려하기 위하여 아래의 과정을 수행하였다. 각 벽체의 강성비에 비례하여 부여된 층 지진하중에 식 (14), 식 (15)와 같은 비틀림 효과를 고려할 때 발생하는 하중을 가감하여 구하고자 하는 벽체의 층 지진하중을 산정하였다.

$$F = F_S + F_T \quad (14)$$

$$F = F_S - F_T \quad (15)$$

여기서

F_S : 강성비에 의한 지진하중

F_T : 비틀림에 의한 하중

본 예제건물의 1층의 질량중심은 벽체 1에서 668.7cm 떨어진 지점에 위치하였으며 강성중심은 887.4cm 떨어진 지점에 위치하였다. 또한 2층의 질량중심은 벽체 1에서 580.2cm 떨어진 지점에 있었으며 강성중심은 725.15cm 떨어진 지점에 위치하였다. 질량중심과 강성중심의 거리와 우발 편심을 고려한 비틀림 모멘트는 각 층에서 약 33.7tonf·m와 41.9tonf·m로 나타났다. 각 벽체에 분배된 층 지진하중과 강성에 비례하는 상대변위를 구하면 표 5와 같다. 이 결과를 UBC-97의 규준에 적용하여 구한 증폭계수는 3.06으로 3.0보다 크기 때문에 3.0을 사용하여 우발 편심을 증가시켜주면 증폭된 비틀림 모멘트는 1층은 49.1tonf·m이며 2층은 64.1tonf·m이다. 각 벽체에 분배된 층 지진하중은 표 6과 같다.

표 5 벽체별 분담 총 지진하중

		벽체1 (tonf)	벽체2 (tonf)	벽체3 (tonf)	벽체4 (tonf)	벽체5 (tonf)	벽체6 (tonf)	벽체7 (tonf)
2층	강비	0.21	0.33	1	0.76	0.21	0.97	0.96
	비틀림 고려전	0.59	0.82	2.59	2.00	0.59	2.59	2.59
	비틀림 고려	+1.08	+1.47	+0.51	+0.39	-0.19	-0.86	-2.41
	비틀림 고려후	1.67	2.29	3.10	2.39	0.40	1.73	0.18
	상대 변위	7.95	6.94	3.10	3.14	1.90	1.78	0.19
지붕층	강비	0.21	0.58	1	0.76	0.21	0.97	·
	비틀림 고려전	1.28	3.41	5.54	4.26	1.28	5.54	·
	비틀림 고려	+1.49	+3.44	-0.73	-0.58	-0.65	-2.90	·
	비틀림 고려후	2.77	6.85	4.81	3.68	0.63	2.64	·
	상대 변위	13.19	11.81	4.81	4.84	3	2.72	·

표 6 증폭효과 고려된 벽체별 분담 총 지진하중

		벽체1 (tonf)	벽체2 (tonf)	벽체3 (tonf)	벽체4 (tonf)	벽체5 (tonf)	벽체6 (tonf)	벽체7 (tonf)
2층	증폭계수 고려 전	0.59	0.82	2.59	2.00	0.59	2.59	2.59
	증폭계수 고려	+1.58	+2.15	+0.74	+0.57	-0.28	-1.26	-3.52
	증폭계수 고려 후	2.17	2.97	3.33	2.57	0.31	1.33	-0.93
지붕층	증폭계수 고려 전	1.28	3.41	5.54	4.26	1.28	5.54	·
	증폭계수 고려	+2.28	+5.26	-1.12	-0.89	-0.99	-4.44	·
	증폭계수 고려 후	3.56	8.67	4.42	3.37	0.29	1.1	·

여기서 나온 결과를 이용하여 3차원 정적해석을 실시한 결과 최대 전단응력은 3.22kgf/cm², 최대 1차 주응력은 20.03kgf/cm²로 나타났다.

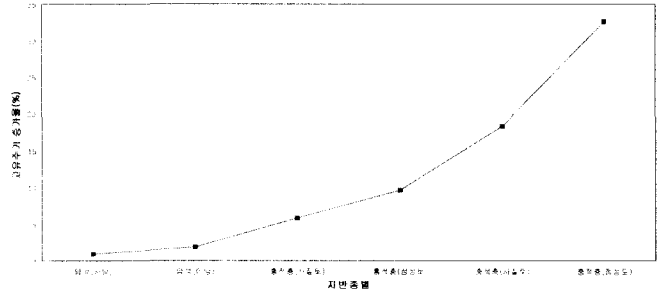
3.5 해석결과와 비교

예제해석을 통하여 시간이력 해석법과 유사동적 해석법의 유사성과 효율성을 알아보았다. 표 7과 같이 최대 변위, 총 지진하중, 전단응력, 1차 주응력을 비교하였다. 표에서 보는 바와 같이 비정형 건물의 경우, 유사동적 해석법은 각 부재 마다의 시간별 거동을 알 수 없다는 단점을 나타내었다. 이러한 단점을 보완하기 위하여 비틀림 거동을 고려하였을 경우 보정이 가능하였다.

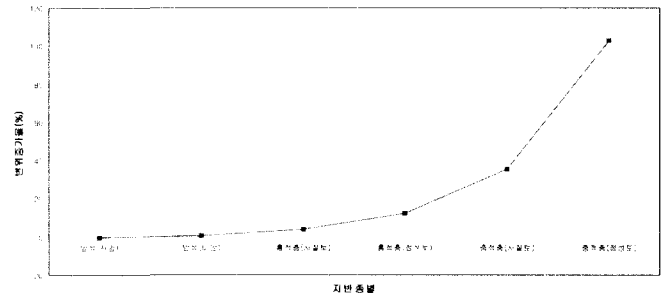
SSI 고려할 경우, 그림 6에 나타난 바와 같이 고유주기와

표 7 해석결과 비교

	시간이력해석법		유사동적해석법	
	2층	지붕층	2층	지붕층
변위(cm)	0.38	0.60	0.50	0.52
총지진하중(tonf)	·	·	11.77	21.30
전단 응력(kgf/cm ²)	2.37		3.22	
1차 주응력(kgf/cm ²)	25.52		20.03	



(a) 고유주기 증가율



(b) 변위 증가율

그림 6 SSI 고려시 고유주기, 변위 증가율

변위가 증가하는 경향을 보였다. 본 연구의 예제로 선택한 건물은 2층이 setback 되어 있어 2층이 1층에 비해 강성과 질량이 작기 때문에 하부 지반의 영향을 많이 받음을 알 수 있다. 이러한 건물은 연약지반이나 불량하게 시공된 기초일 경우에 그 영향이 증폭되는 경향을 보여주고 있다.

4. 결 론

조적조는 철근콘크리트 구조에 비하여 지진에 매우 취약한 단점을 가지고 있다. 또한 대부분의 조적조는 저층이므로 지반의 성질에 따른 영향을 매우 크게 받고 있으며 형태 또한 비정형으로서 비틀림에 의한 영향이 가중되고 있다. 본 연구에서는 이와 같은 저층 조적조 건물의 지진에 따른 거동해석을 간편하게 할 수 있는 유사동적해석법을 이용하여 이러한 애로점들이 해결될 수 있는 지에 대한 연구를 수행하였다.

본 연구를 수행한 결과, 3차원 유사동적 해석법은 기존에 사용되고 있던 3차원 시간이력 해석법에 비하여 경제적인 장점이 있으며 현행 내진 기준에 명시된 등가정적 해석법에 비하여 동적 거동을 잘 표현하여 보다 신뢰할 수 있는 해석

결과를 얻을 수 있음을 알 수 있었다. 또한 모델이 단순하기 때문에 SSI를 고려하기 용이하였으며, 비틀림 효과에 대한 결과도 쉽게 추가시킬 수 있었다. SSI와 비틀림 거동을 고려한 유사동적 해석법을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 유사동적 해석법을 사용할 경우, 시간이력 해석법을 사용할 경우보다 약간의 과대평가가 있는 것으로 나타났다.
- (2) SSI를 고려할 경우, 고유주기가 약 35%가량 증가됨을 알 수 있었다.
- (3) SSI를 고려할 경우, 변위는 정형구조물의 경우 50% 정도 증가하였으며 비정형 구조물일 경우 2배 이상 증가하였다.
- (4) 2층이 setback된 형식의 건물은 지반종별 강성에 대하여 민감한 반응을 보였다.
- (5) 비틀림 효과를 고려하여 비정형 건물에 대한 응답을 보정할 수 있었다.

정형 구조물인 경우에는 비교적 정확한 지진하중과 변위를 구할 수 있었으나, 비정형 구조물의 경우 다소 오차가 발생하였다. 이는 유사동적 해석법의 한계로서 같이 거동하는 여러 부재를 한꺼번에 고려할 수 없음을 보여준다. 그러나 비틀림 거동을 고려하여 보정하였을 경우 만족스러운 결과를 얻을 수 있었다.

본 연구는 URM 건물에 한정하여 연구가 진행되었으나, 이 해석법을 발전시키면 10층 이하의 벽식 구조물에도 적용이 가능할 것으로 판단된다. 10층 이하인 벽식 구조물의 경우 강성이 매우 크고 구조물의 높이 보다는 건물 자신의 강성에 지배를 받기 때문에 적용범위에 포함시켜도 무리가 없으리라 사료된다. 이 해석법을 초기 설계 단계에 적용하여 SSI를 고려한 고유주기, 층 지진하중, 변위 등을 예측해 낸다면 대략적인 부재의 치수를 예측하는데 매우 유용하리라 판단된다.

향후과제는 URM 건물에서 반드시 고려되어야 하는 면외 거동에 대한 연구와 기존 축조된 URM 건물에 대한 내진 성능 평가 및 보수 보강법에 대한 연구가 이루어져야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 김희철, 이경훈, "2층 조적조의 지진하중에 의한 거동해석 및 균열평가", 한국지진공학회 논문집, 제2권, 제4호, 1998. 12, pp. 179-190.
2. 김희철, 김관중, "건물의 탄성거동을 고려한 비보강 조적조의 유사동적해석법", 대한건축학회 논문집, 제16권, 제2호, 2000. 2, pp. 17-22.
3. 한국지반공학회, 진동 및 내진설계, 한국지반공학회, 1997, pp. 223-242.
4. 임중석, 이원택, 권호진, 송영우, 박용원, 지반공학 용어사전, 도서출판 엔지니어스, 1998, pp. 198-207.
5. Tena-Colunga, A., "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms," *Earthquake Spectra*, 1992, pp. 305-318.
6. Tena-Colunga, A. and Abrams, D. P., "Simplified 3-D dynamic analysis of structures with flexible diaphragms," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp. 221-232.
7. Costley, A. C. and Abrams, D. P., "Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms," NCEER-96-0001, 1996, pp. 11-153.
8. International Conference of Building Officials, UBC, Vol. 2, International Conference of Building Officials, 1997, pp. 214-235.
9. ATC, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, ATC Publication ATC 3-06, NBS Special Publication 510, Washington, D.C., 1978.
10. Chopra, A. K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, 1995, pp. 313-566.
11. William, T. T., *Theory of Vibration with Applications*, Prentice-Hall, 1988, pp. 188-207.
12. Wolf, J. P., *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, 1985, pp. 273-396.
13. Richart, Jr., F. E., Woods, R. D., Hall, Jr., J. R., *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, Inc. 1969.
14. Hjelmstad, K. D. and Foutch, D. A., *Response Spectrum Analysis of Buildings with Flexible Bases*, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1988.
15. ANSYS, Inc., *ANSYS 5.3 User's Manual*, ANSYS, Inc., 1994.
16. The MATH WORKS, Inc., *Matlab*, the Math Works, Inc., 1998.
17. 김희철, 김관중, 박진호, 홍원기, "지진하중을 고려한 비보강 조적조의 재료특성 평가에 관한 실험연구", 한국지진공학회 논문집, 제5권, 제2호, 2001. 4, pp. 93-101.