

국내 특성이 반영된 지하구조물의 내진설계를 위한 수정응답변위법

Modification of Response Displacement Method for Seismic Design of Underground Structures under Domestic Conditions

김 명 철
Kim, Myung-Chul

김 영 일
Kim, Young Il

조 우 연
Cho, Woo Yeon

김 문 겸
Kim, Moon Kyum

국문요약

본 연구에서는 지하구조물의 내진설계를 위한 수정된 응답변위법을 제안하였다. 먼저, 기존 응답변위법의 적용성을 검증하기 위해서 매설심도와 지반조건을 변수로 하여 국내의 특성이 반영된 경우에 대한 해석을 수행하였으며 정밀 동적해석의 결과와 비교하였다. 최대휨모멘트 및 상대변위를 비교한 결과, 응답변위법의 정확도에 영향을 크게 미치는 속도응답스펙트럼과 지반반력계수 산정의 필요성이 확인되었다. 따라서 국내의 실정에 맞도록 수정된 속도응답스펙트럼과 새로운 지반반력계수 산정식 제안을 위한 방법을 고찰하였다. 제안된 응답변위법의 타당성 및 적용성을 검증하기 위하여, 지반의 조건 및 구조물의 크기, 매설심도, 기반암의 위치를 변화시키면서 해석을 수행하였다. 응답변위법의 해석결과와 정밀 동적해석법의 결과를 비교·분석하여 국내 지하구조물의 내진설계를 위한 응답변위법의 적용 가능성을 검증하였다.

주요어 : 지하구조물, 수정응답변위법, 속도응답스펙트럼, 지반반력계수

ABSTRACT

In this study, the Modified Response Displacement Method(MRDM) for seismic design of underground box-type structures is proposed. Firstly, to investigate the applicability of the conventional RDM, various parametric studies are performed according to buried depth and soil conditions. Results from the conventional RDM are compared with those of time history analysis in terms of the maximum bending moment and relative displacement. The comparison shows that the velocity response spectrum and the determination method of foundation modulus which significantly influence the accuracy of RDM should be modified. Thus, the modified velocity response spectrum and the new determination method of foundation modulus are proposed under consideration of domestic conditions. In order to demonstrate the accuracy and validity of the proposed MRDM, numerical analyses are performed according to different parameters such as depth of base rock, height and width of box, buried depth and soil condition. The comparison with the results of the time history analysis verifies the feasibility of the proposed MRDM for the seismic analysis.

Key words : underground structures, modified response displacement method, velocity response spectrum, foundation modulus

1. 서 론

대도시화가 진행되어감에 따라서 대도시에서는 개발방향을 도시내부로 전환, 도시의 입체적인 개발을 계획하고 추진하게 되었으며 이러한 도시의 입체적인 개발은 대중교통수단 및 주거환경의 변화를 가져옴과 동시에 인간생활의 기반이 되는 전력, 통신, 상·하수도, 가스 등의 공익시설물에 대한 지중화 작업으로 나타나게 되었다. 이와 같은 지하구조물은 주위가 지반으로 둘러싸여 있으므로 진동의 감쇠가 크기 때문에 지상구조물에 비해 큰 진동을 발생시키지 않아 지진 피해가 적어 지하구조물의 내진 설계에 대한 연구가 상대적으로 관심대상에서 벗어나 있었다. 그러나 최근 지하구조물의 건설이 많아지면서 지반 조건이 불량한 곳에서의 시공이 늘고 있어 지진에 의한 피해를 받을 가능성이 높아지고 있다.

지하구조물의 동적 거동은 지상구조물의 거동과 차이를

보이는데 1973년 Okamoto 등⁽¹⁾은 대부분의 지하구조물은 구조물의 질량보다 주변지반의 거동에 더 큰 영향을 받는다는 것을 검증하였다. 이에 따라 지하구조물의 지진해석방법은 구조물의 관성력에 중점을 둔 지상구조물의 지진해석방법과는 달리 지반의 거동과 구조물과 지반의 상호작용에 대한 영향이 중점적으로 연구되었다. Goto 등⁽²⁾은 유한요소-경계요소 조합해석을 이용하여 지하에 공동이 있을 때 동적 상호작용 효과를 고려하여 해석을 수행하였다. Monsees 등⁽³⁾은 터널의 내진설계기준 수립을 위하여 동하중을 정하중으로 바꾸어 해석하는 기법을 제안하였으며, 이에 대한 타당성을 2차원 유한요소해석과 3차원 유한요소해석으로 검증하였다. Constantopoulos 등⁽⁴⁾은 지반-구조물 상호작용을 고려한 터널의 휨응력과 축방향응력을 해석적인 방법으로 도출하였으며, Xuehui 등⁽⁵⁾은 지하의 철근콘크리트 박스 구조물에 대한 유한요소해석 결과와 실제 지진 피해사례를 분석하여 그 유용성을 입증하였다. 이와 관련하여 1999년 Kawashima⁽⁶⁾는 연약 지반중에 있는 지하구조물의 해석을 통해서 지하구조물의 지진해석시 지반변위 산정의 중요성을 강조하였다.

내진설계와 관련하여 1989년 Loma Prieta 지진과 1994년 Northridge 지진 등 최근 지진에 의한 막대한 경제적 손실

* (주)수성엔지니어링, 전무이사(대표저자 : 00681@hanafos.com)

** (주)평화엔지니어링, 사원

*** 연세대학교 건설공학연구소, 연구원

**** 연세대학교 사회환경시스템공학부, 교수

본 논문에 대한 토의를 2004년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2004. 3. 23 / 심사종료일 : 2004. 4. 7)

을 입게된 미국은 내진설계 개념의 재정립에 대한 필요성이 제기되었다. 이에 따라 Structural Engineers Association of California(SEAOC)는 1992년 구조물의 성능에 기초한 내진설계 기준인 Vision 2000 을 발간하였으며 이러한 개념에 기초하여 California Seismic Safety Commission(CSSC)의 연구에 의해 UBC-97이 발간되었다. 최근에는 Power 등⁽⁷⁾이 지진파를 이용하여 지반의 변위를 산정하고 지반과 구조물의 상호작용의 영향을 고려한 지진해석법을 제안하였다. 그러나, 해석을 수행하기 위해서는 설계 지진기록을 바탕으로 한 지반변위와 속도의 시간이력 곡선이 필요하므로 지진기록 대상이 아닌 지역의 지반특성을 고려한 해석이 수행 될 수 없다는 단점을 지니고 있다.

지진에 대한 피해가 빈번한 일본은 일찍부터 내진설계에 대한 연구를 실시하였다. 지하구조물에 대한 내진 연구는 1923년 관동대지진 때 발생한 수도관의 피해를 조사하는 것으로부터 시작하였다. 1929년 Mononobe-Okabe는 지진하중을 받는 중력식 옹벽을 해석하기 위해서 등가정적해석법을 제안하였는데 지하구조물에 적용할 때 수평 지진하중을 구하기 위해 사용하는 변수가 지하구조물에 적합하지 못하므로 구조물의 응답을 바르게 해석하지 못하는 단점이 있다. 1974년에는 일본도로협회에서 제안된 석유 파이프라인 기술 기준에서 매설 도관의 지진해석에 응답변위법(RDM: response displacement method)이 처음 사용되었으며 이어서 1977년 건설성 종합기술개발 프로젝트로 일반적인 지중구조물의 지진해석에 응답변위법이 사용되었다.

국내에서는 지진 피해사례가 적어 지하구조물의 지진해석에 대한 연구가 미흡한 가운데 1999년 이대우⁽⁸⁾가 지하구조물의 지진해석을 위하여 동적도압을 변형시킨 수정등가정적해석법을 제안하였다. 그 후 2001년에는 임재일⁽⁹⁾이 지하철구조물의 지진해석을 응답변위법을 사용하여 수행하였으나 정밀 동적해석법과 응답변위법을 비교하는 수준에 머물고 있다. 따라서 본 논문에서는 응답변위법과 동적해석법의 해석결과를 비교하여 일본에서 사용하는 응답변위법을 국내에 적용시 적용한 계에 대하여 고찰함으로써 국내에서 구조물의 응답을 정확하게 구할 수 있는 합리적인 응답변위법을 제안하도록 한다.

2. 응답변위법 고찰

지하구조물의 대다수는 표층지반에 위치해 있으므로 주변지반의 거동에 준한 움직임을 갖는 지하구조물의 거동을 분석하기 위해서 지진에 의해 발생된 표층지반의 거동을 분석하는 작업이 반드시 요구된다. 전단변형을 받는 표층의 운동방정식으로부터 1차모드에 대한 변위를 구하면 식 (1)과 같이 지반에서 발생하는 최대변위 u_{max} 를 구할 수 있다.

$$u_{max}(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (1)$$

여기서,

T_G : 표층의 고유주기

H : 표층의 깊이

S_v : 지진동으로 인한 응답속도

식 (1)은 전단변형을 받는 지반의 변위를 나타내며 수평방향 변위의 깊이방향 분포는 기반면에서의 변위는 없으며, 지표면에서의 변위는 최대값을 가지며, 정현파의 4분 파장의 형태이다.

응답변위법의 기본적인 적용방법과 해석모형은 구조물과 지반의 상호관계를 통해서 이해할 수 있다. 표층지반이 지진동에 의해서 전단변형이 발생한 경우에는 구조물-지반 전체가 변형을 받으며 전단변형으로 인해 구조물과 지반의 접촉면에서는 상호작용력이 발생한다. 그림 1은 응답변위법에서 지중구조물의 해석모형을 도시한 것으로 $u_{max}(z)$ 의 수평변위를 받으며, 구조물 상판과 저판의 주변지반은 수직지반반력계수 (k_v)와 전단지반반력계수 (k_{vs}) 값을 가진 스프링으로 모형화되며, 측벽의 주변지반은 수평지반반력계수 (k_H)와 전단반력계수 (k_{HS}) 값을 가진 스프링으로 모형화된다.⁽¹⁰⁾

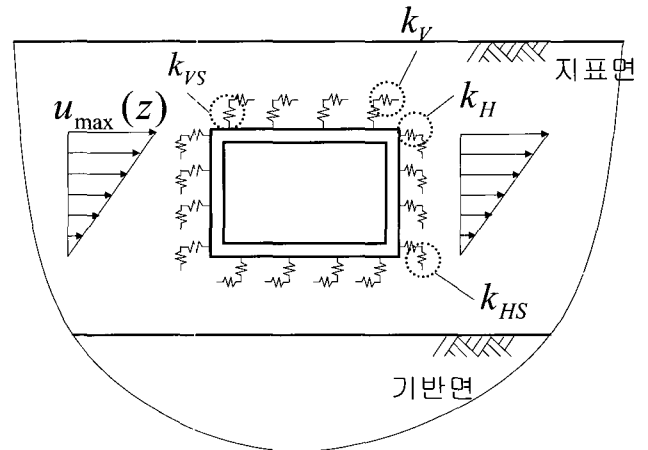


그림 1 지중구조물의 해석모형

지진해석에서 고려되는 하중은 사하중, 토압, 수압, 부상력, 지반침하, 지진하중 등이 있다. 하중은 지하구조물에 가장 심각한 응력이나 변위를 발생시킬 수 있도록 조합하는데, 본 연구에서는 지진에 의해서 발생하는 관성력, 수평하중, 주변전단력을 받는 지하구조물에 대해서 해석을 수행하므로 이들에 대한 지진하중의 계산식만을 고려하였다.

지진에 의해 구조물에 발생하는 관성력은 구조물의 질량과 설계수평지진계수의 곱으로 계산이 가능하며, 설계수평지진계수는 식 (2)로부터 구할 수 있다.^{(11),(12)}

$$K_h = c_z \cdot c_G \cdot c_U \cdot K_{h_0} \quad (2)$$

여기서,

K_h : 설계수평지진계수

c_z : 지역보정계수

c_G : 지반보정계수

c_U : 깊이보정계수

K_{h_0} : 표준설계수평지진계수

지반과 구조물의 접촉면에 작용하는 주변전단력은 식 (3)과

같이 정의된다.

$$\tau = \frac{G_D}{\pi H} \cdot S_v \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (3)$$

여기서,

- S_v : 응답속도
- G_D : 표층지반의 전단탄성계수
- T_G : 표층지반의 고유주기
- H : 표층의 깊이

구조물 표면의 주면전단력이 표층지반의 강도보다 클 때의 주면전단력은 지반의 강도와 같은 값을 취하도록 한다.

지진에 의해 발생하는 수평지진하중은 지반의 변형으로 인해 발생하는데, 계산된 지반변형은 기반암부터 표층까지 절대변위를 나타낸다. 구조물의 응답에 영향을 주는 것은 구조물 상부에서 하부까지의 상대변위이다. 지진에 의한 표층의 변위는 기반암에서 존재하지 않으며 지표면에서는 최대치이므로 구조물만의 상대변위만을 고려한다면 구조물 하부의 변위 역시 존재하지 않고 상부에서 최대치를 얻게 된다. 구조물의 상대변위에 의한 수평지진하중은 다음 식 (4)로 구할 수 있다.

$$P(z) = k_H \cdot \{u(z) - u(z_B)\} \quad (4)$$

여기서,

- k_H : 수평방향 지반반력계수
- $u(z)$: 깊이 z 에서의 지반 변위
- $u(z_B)$: 구조물 하부에서 지반의 변위

식 (4)로부터 상대변위 및 수평방향 지반반력계수가 증가할수록 구조물이 받게 되는 수평지진하중이 증가한다는 것을 알 수 있다.

3. 응답변위법의 해석적 검토

실제 사용되고 있는 지하구조물의 조건을 고려하기 위해 국내지침서에서 제시한 응답변위법을 적용하여 박스형태의 지하구조물의 지반조건 및 매설심도에 따른 지진해석을 수행하고 이러한 조건 변화에 따른 지하구조물에 발생하는 휨모멘트의 변화를 고찰하였다.

3.1 응답변위법에 의한 해석

해석대상 단면은 그림 2와 같이 폭 B , 높이 H' 인 박스형태의 지하구조물로 한정하여 실시하였으며 실제 내진설계시 적용되는 재현주기, 지진구역, 지반조건과 같은 해석조건은 표 1과 표 2에 제시하였다.

본 연구에서는 응답변위법의 합리적인 적용범위를 일반적인 조건하에서 연구하기 위하여 S_d 지반과 S_c 지반 각각의 평균적인 물성치를 사용하였다. S_d 지반의 경우 1997년 건설

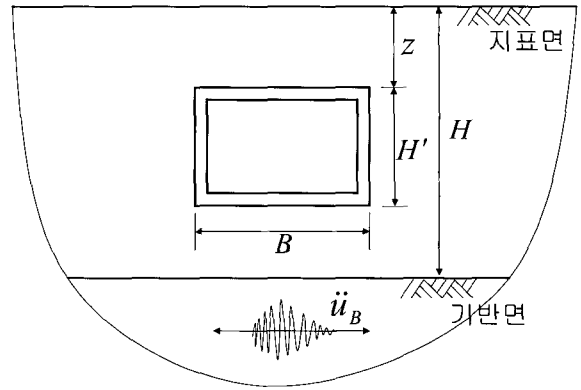


그림 2 해석대상 지하구조물

표 1 내진설계 조건

항목	내용		비고
재현주기	붕괴방지수준	1000년	내진1등급 구조물
지진구역	지진구역 I		서울지역을 중심으로
지반조건	단단한 토사지반	S_d	상부 30.480m의 평균적인 지반조건
	연약한 토사지반	S_c	
설계 지진동	S_d	0.224g	내진1등급 붕괴방지수준
	S_c	0.308g	

표 2 지반 물성치

지반 조건	표층깊이 (m)	N치	밀도 (kgf/m ³)	전단탄성파속도 (m/sec)	지반반력계수 (kN/m ³)
S_d	35	38	2130	269	154×10^3
S_c	35	10	1920	172	41×10^3

교통부에서 발간한 내진설계기준연구⁽¹³⁾에 상부 30.48m의 평균적인 표준관입시험치가 15이상 50미만이거나 전단파속도가 180m/sec이상 360m/sec미만으로 제시되어 있으므로 표준관입시험치를 38로 가정하고 전단파 속도는 1999년 대한주택공사의 내진설계지침⁽¹⁴⁾에 제시된 표준관입시험치와 전단파 속도의 관계식으로부터 계산하여 269m/sec로 가정하였으며, S_c 지반은 상부 30.48m의 평균적인 표준관입시험치가 15미만이거나 전단파속도가 180m/sec미만인 지반으로 정의되어 있으므로 표준관입치를 10으로 가정하여 전단파 속도는 172m/sec로 산정하였다. 지반모형에 사용된 스프링의 지반반력계수 역시 내진설계지침⁽¹⁴⁾에서 제시한 N치와 지반반력계수와의 관계식으로부터 계산된다.

기반암의 위치는 35m로 가정하였으며 구조물의 매설깊이는 응답변위법이 지하구조물에 대한 해석법임을 고려하여 지하구조물의 일반적인 매설깊이인 5m와 25m의 범위에서 매 5m마다 해석을 수행하였다. 대상구조물은 1988년 한국건설기술연구원에서 발간한 지하구조물의 설계·시공에 관한 연구⁽¹⁵⁾에서 언급된 실제 시공사례에서부터 높이 10m, 폭 5m의 공동구를 해석대상으로 택하였다. 위에서 언급한 해석에 사용된 기반암의 위치 H 및 매설심도 z , 구조물의 높이 H' , 및 구조물의 폭 B 는 표 3에 나타내었다.

표 3 해석대상의 제원

구분	표층깊이 (m)	매설심도 (m)	구조물 높이 (m)	구조물 폭 (m)
제원	35	5, 10, 15, 20, 25	5	10

그림 3과 그림 4에는 응답변위법에 의해 산정된 최대상대 변위와 최대휨모멘트를 나타내었다. 그림 3에 도시된 최대 상대변위의 증가량과 그림 4에 도시된 최대휨모멘트의 증가량이 유사한 비율을 보이는 것으로부터 휨모멘트는 지반의 변위에 의해 발생하는 구조물의 상대변위에 따라 결정된다는 가정사항에 부합하는 것을 알 수 있다. 한편, 휨모멘트의 매설심도에 따른 증가율이 지반조건의 변화에 거의 영향을 받지 않고 일정한 것을 볼 수 있다. 이러한 현상은 응답변위법에서 지반변위를 산정할 때 탄성파이론을 도입하여 산정하고 유한요소법으로 구조물을 해석할 때에도 선형탄성 조건하에서 해석을 수행하였기 때문인 것으로 사료된다. 이상의 결과로부터 하중의 규모에 관계없이 구조물에 발생하는 휨모멘트가 선형적으로 증가함을 알 수 있다.

이 때, 특이할 만한 사항은 지반조건이 S_e 로 불량한 경우보다 S_d 로 양호한 경우에 오히려 발생하는 최대 휨모멘트가 더 커지는 경향을 보인다는 점이다. 이러한 현상은 지반

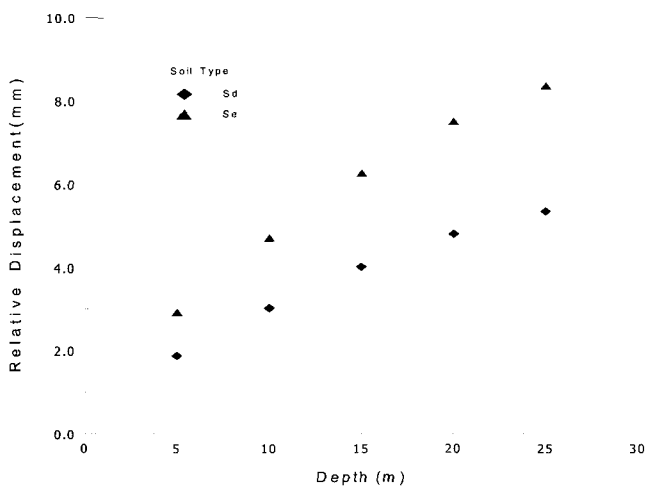


그림 3 응답변위법에 의한 심도별 최대상대변위

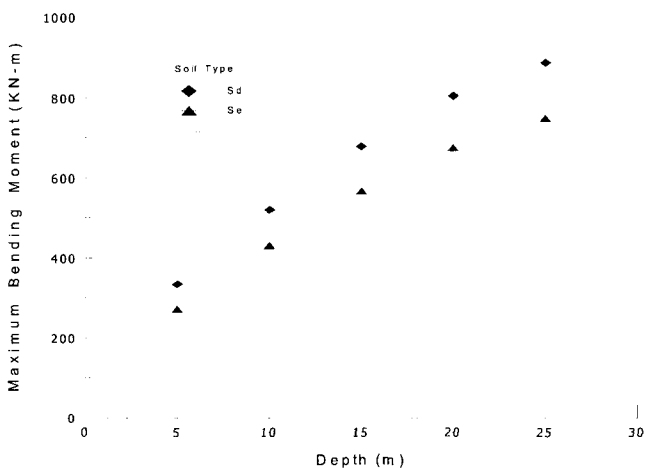


그림 4 응답변위법에 의한 심도별 최대휨모멘트

조건이 S_e 에서 S_d 로 변화할 경우에는 지반변위가 감소하는 것보다 지반반력계수가 증가하는 정도가 더 크기 때문에 최대휨모멘트가 증가하게 된다.

3.2 정밀 동적해석

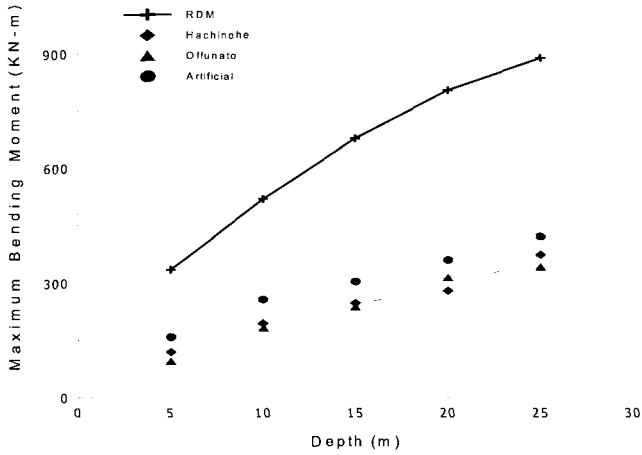
응답변위법을 적용하여 국내의 내진설계 조건하에서 내진해석을 수행할 때 그 적용성과 합리성을 검토하기 위하여 유한요소해석을 통한 정밀 동적해석을 수행하여 응답변위법의 결과와 비교하고자 한다. 해석에 사용된 대상단면은 응답변위법을 적용한 대상단면과 같다(그림 2). 일반적으로 정밀 동적해석을 수행할 때에는 진도는 동일하나 각기 다른 시간이력을 갖는 3개의 지진에 대한 결과를 사용해야 하므로 설계지진동 수준으로 조정된 Hachinohe 지진, Offunato 지진, 인공지진을 입력지진으로 사용하였다. 이는 내진성능수준이 붕괴방지수준(재현주기 : 1000년)이고 지반조건이 S_d 인 경우에 대해 결정된 최대지진동 $0.224 g$ 로 조정된 입력지진의 시간이력으로 조정된다. 해석에 사용된 대상단면의 지반 물성치는 표 2와 같고 해석대상의 매설심도 및 제원은 표 3과 같다. 유한요소해석법을 지진해석과 같은 동적해석에 적용할 때에는 측면경계의 반사파 처리가 중요하게 되는데 이러한 반사파 문제를 해결하기 위하여 해석대상 지반의 폭을 구조물의 폭에 비하여 충분히 크게 모형화하였으며 지반의 양 측면경계를 점성경계로 모형화하여 반사파의 영향을 최소화하였다. 점성경계값은 지진파의 속도와 지반의 물성치를 사용하여 산정하였다.

3.3 해석결과의 비교

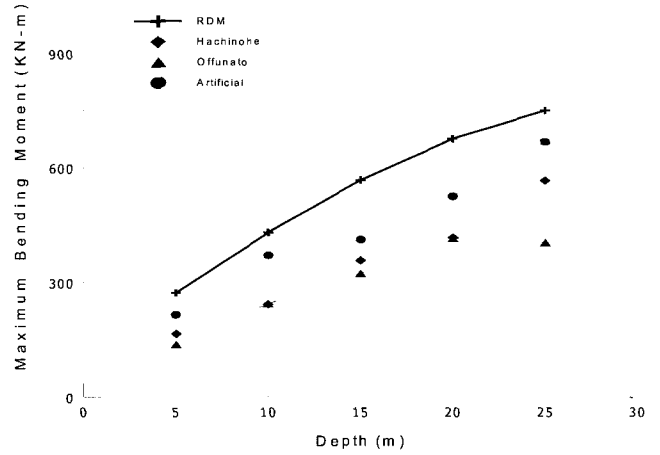
응답변위법과 정밀 동적해석에 의한 결과를 비교하여 매설심도, 지반조건에 따른 응답의 변화를 살펴보고 이를 통하여 응답변위법의 적용성을 평가하고자 한다. 그림 5는 최대휨모멘트를 나타내고 있으며 정밀 동적해석법에서는 S_e 지반에서의 최대휨모멘트가 가장 크게 나왔으나 응답변위법에서는 S_d 지반에서의 최대휨모멘트가 가장 크게 산정되었다. 또한, 각 지반조건에 대한 최대휨모멘트의 크기는 응답변위법이 정밀 동적해석법에 비하여 크게 산정되었다. 그림 6은 응답변위법에 의한 상대변위와 정밀 동적해석법에 의한 상대변위를 나타내고 있는데 응답변위법과 정밀 동적해석법 모두 S_e 지반에서의 상대변위가 S_d 지반의 상대변위에 비하여 크게 산정되었다. 그러나 절대값에서는 큰 차이를 보이고 있어 보다 명확한 비교를 위해 그림 7에 두 해석방법에 의한 결과의 차이를 보이기 위해서 산정된 최대휨모멘트를 비율로 나타내었다. 그래프의 x축은 매설심도이며, y축은 최대휨모멘트 비로써 정밀 동적해석에 의한 최대 휨모멘트(M_D)에 대한 응답변위법에 의한 최대휨모멘트(M_R)의 비를 나타내고 있다. 그림 7을 보면 지반조건이 S_d 인 경우 응답변위법의 해석결과가 정밀 동적해석법의 결과에 비해서 2~3.5배 정도로 크게 산정되었으며 S_e 지반인 경우에는 10%에서 100%

정도까지 상회하는 값을 나타냈다. 응답변위법에 의한 해석 결과가 정밀 동적해석법의 해석결과와 비교해서 큰 오차를 가지는 것을 알 수 있었다. 그림 8에서는 두 해석방법의 상대변위의 크기를 비교하기 위해서 정밀 동적해석에 의한 상

대변위 (D_D)에 대한 응답변위법에 의해 산정된 상대변위 (D_R)의 비를 나타내었다. 그림 8을 보면 응답변위법의 해석 결과가 정밀 동적해석법의 결과에 비하여 S_d 지반에서는 2.5~6배, S_e 지반에서는 1.5~2.5배 크게 산정되었는데 이는 그림 7의

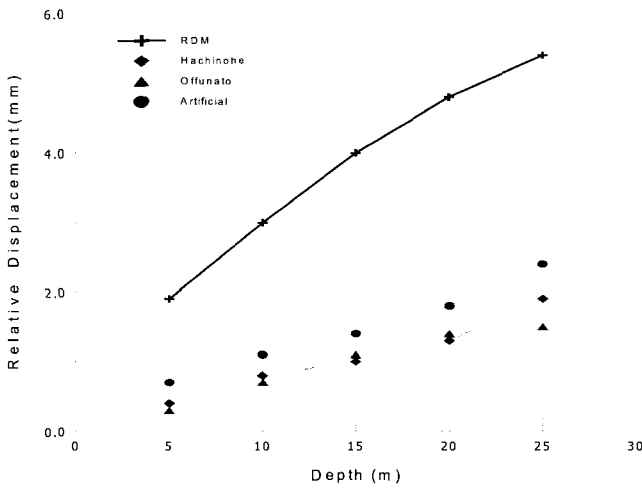


(a) S_d 지반에서의 최대 휨모멘트

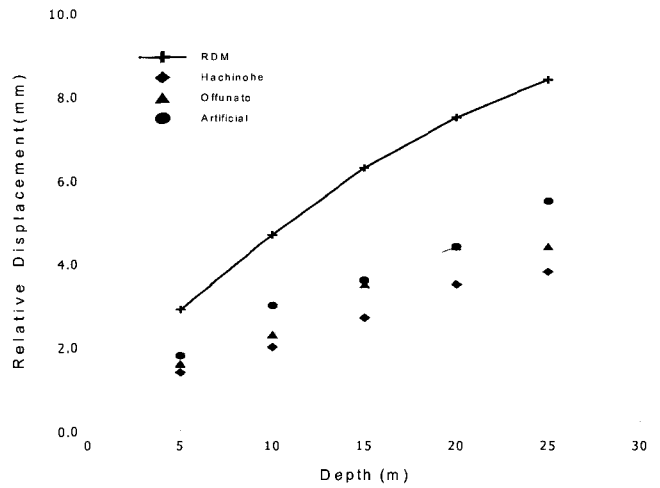


(b) S_e 지반에서의 최대 휨모멘트

그림 5 매설심도별 최대휨모멘트 비교



(a) S_d 지반에서의 상대변위



(b) S_e 지반에서의 상대변위

그림 6 매설심도별 상대변위 비교

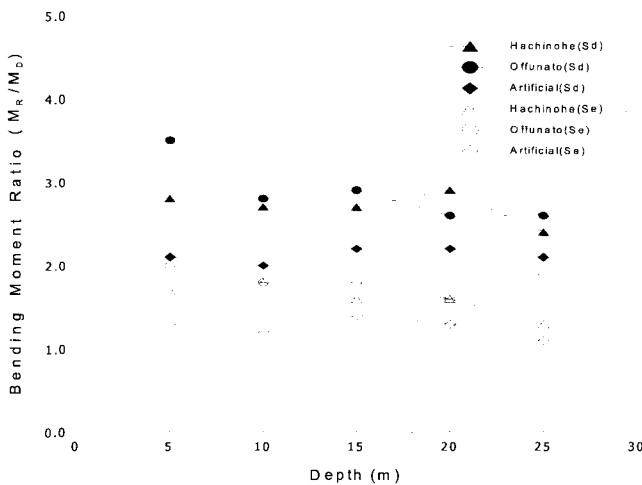


그림 7 정밀 동적해석에 대한 응답변위법의 최대휨모멘트 비율

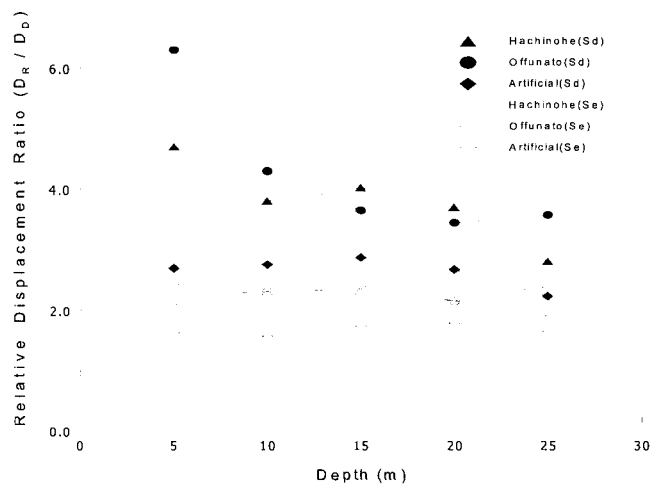


그림 8 정밀 동적해석법에 대한 응답변위법의 상대변위 비율

최대휨모멘트와 비슷한 경향을 보이고 있어, 최대휨모멘트가 크게 산정된 것은 응답변위법에서 산정한 상대변위가 실제 거동에 비하여 크게 산정된 결과라 판단할 수 있는 근거가 된다.

그림 9와 그림 10은 각각 지반의 변화에 대한 상대변위 증가율 및 최대휨모멘트 증가량을 도시하고 있다. 그림 9는 상대변위 증가율을 나타낸 것으로 상대변위 증가율은 S_d 지반에서의 상대변위(D_{sd})에 대한 S_e 지반에서의 상대변위(D_{se})이다. 정밀 동적해석법의 경우 S_d 지반에서 S_e 지반으로 변화함에 따라 상대변위는 2~4배 증가하고 있으나, 응답변위법은 1.6배 정도 증가하는데 머물고 있어 응답변위법에 의한 변위산정이 지반의 변화를 합리적으로 반영하지 못함을 알 수 있다. 그림 10에서는 S_d 지반에서의 최대휨모멘트(M_{sd})에 대한 S_e 지반에서의 최대휨모멘트(M_{se})인 휨모멘트 증가율을 나타내었다. 정밀 동적해석법에서는 최대휨모멘트가 1.2~1.6배 정도 증가한 반면 응답변위법은 0.8배로 최대휨모멘트가 오히려 감소하였다. 정밀 동적해석법은 지반이 변화하여 상대변위가 증가하면 최대휨모멘트도 증가하였다. 그러나 응답변위법은 지반이 변화함에 따라 상대변위는 증가한 것에 반해 최대휨모멘트는 감소하고 있다. 이는 응답변위

법에서 수평하중 계산 및 구조물의 모형화에 사용되는 지반 반력계수 산정에서 발생하는 문제로 판단된다. S_d 지반의 최대휨모멘트는 지반의 지반반력계수가 실제보다 크게 산정되었기 때문에 상대변위가 더 크게 발생한 S_e 지반의 최대휨모멘트보다 크게 나타났다. S_d 지반에서 산정된 지반반력계수가 S_e 지반에서 산정된 지반반력계수에 비하여 크게 과대평가되고 있어 최대휨모멘트의 증가율이 정밀 동적해석법에 비하여 작으며 변위의 증가량 또한 작게 일어나게 된다.

국내지침서에서 제안하고 있는 지반반력계수 산정법은 지상구조물의 기초에 적용하는 방법으로 지중구조물에 대한 적용성은 검증되지 않은 상황이다. 따라서 지중구조물에 대한 지반반력계수 산정에 대한 타당한 방법이 제안되어야 한다. 그림 11은 정밀 동적해석법과 응답변위법으로 해석을 수행하여 발생한 변위의 값을 도시한 것이다. 응답변위법은 지반이 전단변형을 받는 상태에서의 힘의 평형을 기초로 하기 때문에 지반의 변위형상은 정현파의 형태로 나타나며 따라서 지반의 변위에 큰 영향을 받는 구조물 역시 정현파의 형태로 변위가 나타나게 된다. 이러한 가정사항 때문에 발생할 수 있는 오차에 대하여 고려하고자 그림 11에서 응답변위법과 정밀 동적해석법으로 해석을 수행한 결과, 발생하는 구조물의 변위를 나타내었다. 응답변위법은 앞에서 말한 바와 같이 정현파의 형태를 나타내었으며 정밀 동적해석법의 경우 응답변위법과 발생한 변위의 절대값에는 차이가 있으나 변위 형상은 정현파의 형태를 가지므로 응답변위법에서 지반변위형상을 정현파의 형태로 가정하는 것은 해석에 큰 오차를 발생시키지 않는 것으로 판단할 수 있다.

따라서, 기존 응답변위법에서 발견되는 오차발생의 문제는 걱정하지 못한 응답속도스펙트럼과 지반반력계수의 산정이며, 응답변위법을 국내에서 합리적으로 사용하기 위해서는 우리나라의 내진설계 특성을 반영할 수 있는 속도응답스펙트럼이 제안되어야 하며, 지하구조물의 특성을 고려한 지반반력계수 산정방법이 필요하게 된다.

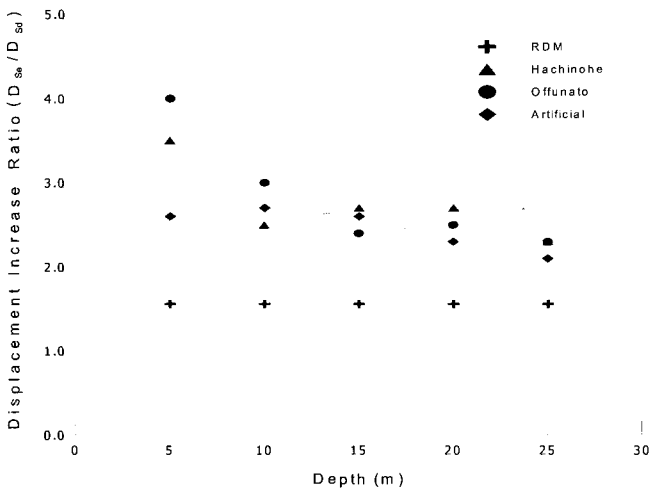


그림 9 지반변화에 따른 상대변위 증가율

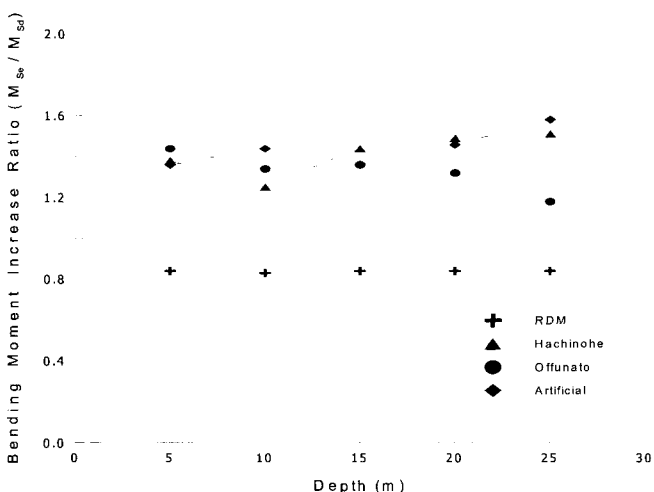


그림 10 지반변화에 따른 휨모멘트 증가율

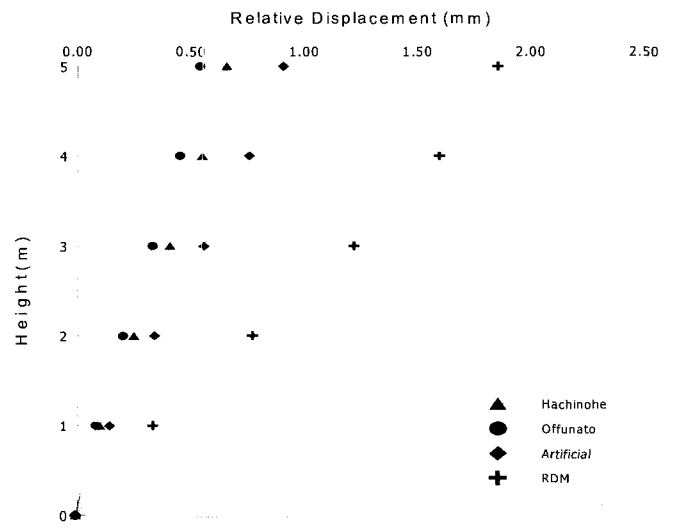


그림 11 구조물의 높이에 따른 변위형상(S_d 지반, 매설심도 10m)

4. 국내 특성을 반영한 수정응답변위법

응답변위법은 지반변위에 근거한 지진해석법이므로 지하구조물에 생기는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 주변 지반의 상대변위에 의해 강제적으로 생겨나게 된다. 실제로 응답변위법의 해석결과를 살펴보면 관성력에 의한 영향은 5% 이하로 매우 적은 반면, 상대변위에 의해 발생하는 수평하중과 전단력의 영향은 각각 40~50% 정도로 그 영향이 매우 크다. 따라서, 해석결과에 큰 영향을 미치는 지반변위의 산정이 타당하게 이루어졌는지 검증하기 위하여 응답변위법에서 얻어지는 지반의 상대변위와 동적해석법을 통하여 얻은 지반의 상대변위를 비교하였다.

4.1 속도응답스펙트럼의 수정

응답변위법에서 지반의 상대변위를 구한다는 것은 공동지반 상태에서의 상대변위를 산정한다는 것이다. 반면, 정밀동적해석법에서는 지반을 공동지반으로 모형화하면 불안정하여 해석이 수행이 되지 않기 때문에 자연지반의 상태로 모형화하여 해석을 수행하였다. 이런 경우 두 해석방법의 결과를 비교하기 위해서 정밀 동적해석법을 공동지반 상태의 변위로 바꾸어 주었다. 공동지반의 변위는 자연지반 상태의 상대변위와 자연지반 상태에서 얻어지는 지반의 전단응력에 의해 발생하는 변위를 합하여 공동지반 상태의 변위로 만들어 주었다. 그림 12는 정밀 동적해석법에 의한 상대변위와 응답변위법에 의한 상대변위를 도시한 것이다. S_d 지반의 경우 응답변위법을 통하여 계산된 지반의 변위가 정밀 동적해석법에 의하여 계산된 지반의 변위에 약 2배 정도 크게 산정되었으며, S_e 지반의 경우에는 약 1.2배 정도 크게 산정되었다. 이는 기존의 응답변위법에서 변위를 계산하는데 큰 오차가 있음을 의미하는 것으로 상대변위가 실제보다 크게 산정되었다는 것을 나타낸다. 이러한 원인으로 인해서 3절에서 응답변위법의 해석결과가 정밀 동적해석법의 해석결과에 비해서 크게 나타나게 되었다.

응답변위법에서 변위를 산정하는 식 (1)을 살펴보면 지반의 물성치가 변화할 경우 변위에 영향을 미치는 요인은 설계응답속도 S_v 와 표층지반의 고유주기인 T_G 이다. 이 중 표층지반의 고유주기인 T_G 는 기존의 검증된 식으로 산정되는 값이므로 그 적용성이 검증되어 있다. 따라서 이는 국내지침서에서 제시한 설계응답속도스펙트럼이 지반의 변화에 따른 응답속도의 변화를 합리적으로 반영하지 못한 결과로 판단된다.

그림 13(a)는 국내지침서에서 제시한 응답변위법에 사용되는 1등급 붕괴방지수준의 설계속도응답스펙트럼이다. 가속도로부터 속도를 계산하였으며 계산식은 식 (5)에서 식(7)과 같이 내진설계지침에서 제시한 가속도스펙트럼의 식을 따르고 있다.⁽¹⁴⁾

$$S_a = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G \right) \right] \cdot g \cdot I \quad (0 \leq T_G < T_0) \quad (5)$$

$$S_a = 2.5 \cdot C_a \cdot g \cdot I \quad (T_0 \leq T_G < T_s) \quad (6)$$

$$S_a = C_v / T \cdot g \cdot I \quad (T_G \geq T_s) \quad (7)$$

여기서, C_a 및 C_v 는 지진계수이고 I 는 위험도 계수를 나타낸다.⁽¹³⁾

응답변위법은 기반면에서의 속도를 기준으로 하기 때문에 기존의 속도스펙트럼은 지진계수 C_a 와 C_v 의 값을 기반면의 지반조건인 S_a 나 S_b 의 값을 사용하고 있다. 따라서 표층지반의 조건에 상관없이 일정한 값을 가지며 표층지반의 변화에 영향을 받지 않는다. 따라서 실제로 본 연구의 해석에 사용된 지반이 양호한 S_d 지반의 표층주기는 0.521초이고, 불량한 지반인 S_e 지반의 표층주기는 0.812초이지만 이 두 지반에서의 속도는 0.24m/sec로 같다. 이는 지반이 불량해질수록 속도는 증가한다는 기존의 연구결과와 상반되는 것이다. 또한 0.5초에서 0.24m/sec의 속도는 강진지역인 일본에서의 응답속도와 유사한 값으로 중·약진 지역인 우리나라에서

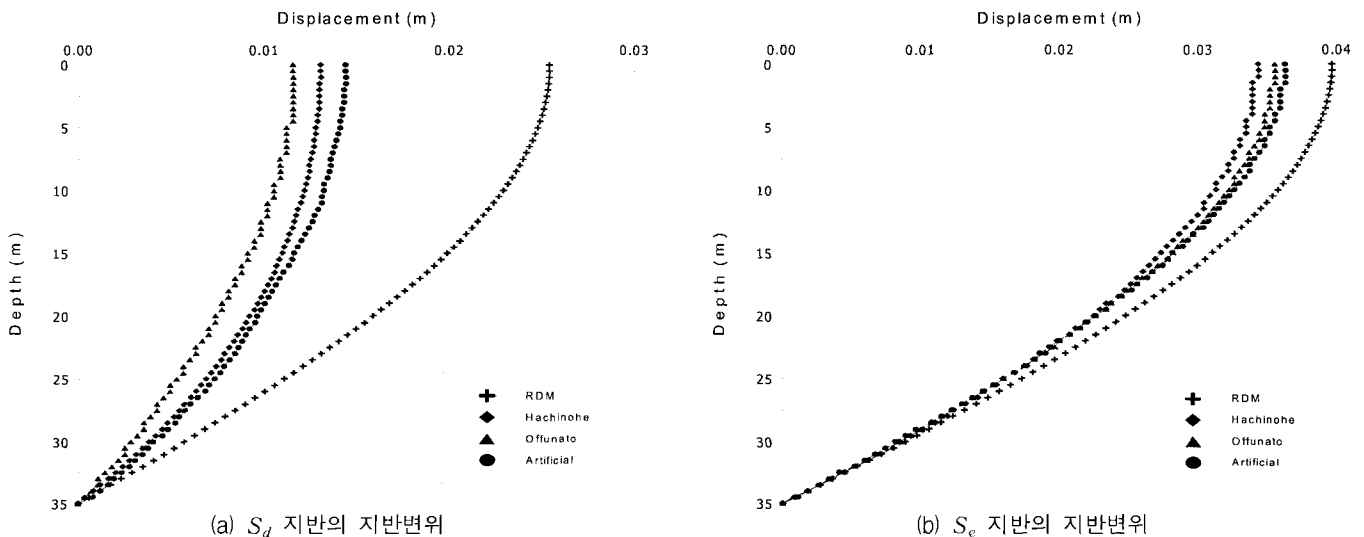


그림 12 응답변위법과 정밀 동적해석법의 공동지반변위 비교

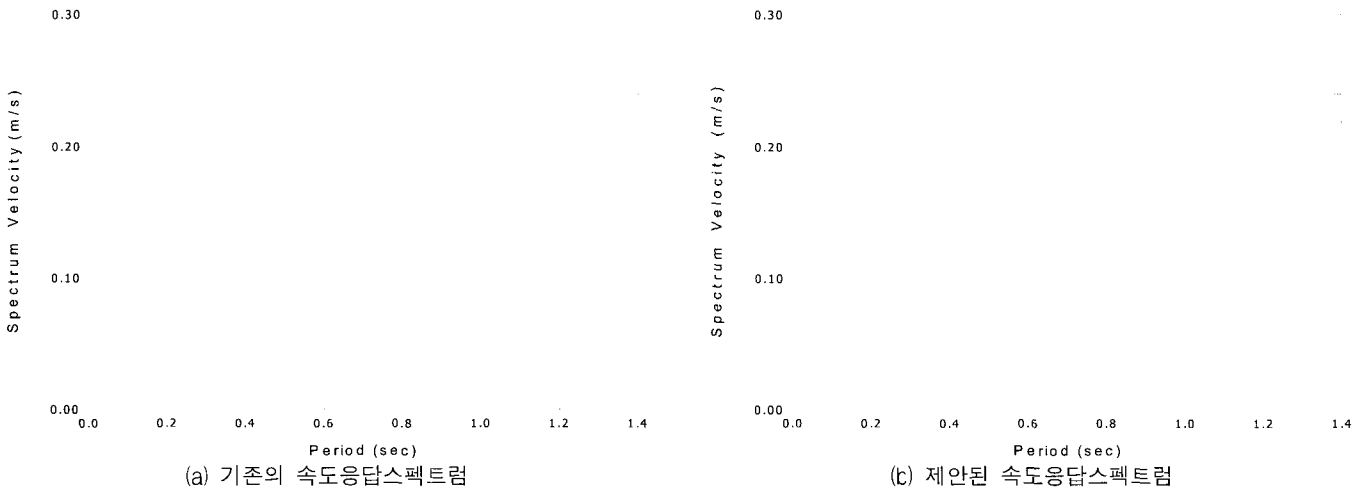


그림 13 속도응답스펙트럼 비교

일어나는 지진의 응답속도에 비하여 매우 큰 값으로 판단된다.

실제로 응답속도가 0.24m/sec이면 기반면의 지진가속도는 2.9m/sec^2 이어야 하는데 이는 우리나라에서 기반면에서의 내진 1등급 붕괴방지 수준의 지진가속도인 $0.154g$ 를 크게 초과하는 값이다. 이러한 원인은 기존의 속도응답스펙트럼이 표층지반의 가속도스펙트럼에 기반면의 지반조건인 S_a 의 지진계수를 사용하여 속도응답스펙트럼을 작성하기 때문이다. 기반면의 지진계수를 사용하기 때문에 표층지반의 변화를 합리적으로 반영하지 못한 결과이다.

그림 13(b)는 본 연구에서 제안한 속도응답스펙트럼으로 기반면에서의 지진가속도와 표층지반의 주기를 사용한다. 표층지반의 가속도스펙트럼에서 속도와 가속도 관계식을 사용하여 속도응답스펙트럼을 작성하지 않고, 기반면에서의 설계지진가속도로부터 가속도-속도 관계식인 식 (8)을 사용한다.

$$S_v = \frac{T_G}{2\pi} S_a \quad (8)$$

여기서,

S_v : 설계응답속도

S_a : 설계가속도

T_G : 표층지반의 고유주기

제안된 속도스펙트럼은 설계응답속도 S_v 를 표층지반의 고유주기로부터 결정한다. 따라서 기존의 스펙트럼이 기반면의 고유주기를 기준으로 하여 표층지반이 변화함에도 불구하고 일정한 지진계수 때문에 지반의 특성을 잘 반영하지 못하는 것에 비하여 지진계수의 값이 지반의 특성을 잘 반영할 수 있다. 기반면의 가속도로부터 응답속도를 계산하였기 때문에 기반면의 속도를 기준으로 하는 응답변위법의 조건도 만족한다.

또한, 우리나라 내진설계에 제시한 지진가속도를 사용하여 스펙트럼을 작성하였기 때문에 일본과 같은 강진지역에서 사용하는 스펙트럼에 비하여 국내의 내진조건에 잘 맞는다. 제안된 속도스펙트럼에서 S_d 지반의 고유주기인 0.521초일 때의 응답속도는 0.125m/sec이며, 고유주기가 0.812초인 S_e 지반의 응답속도는 0.195m/sec로 기존의 속도응답스펙트럼과 차

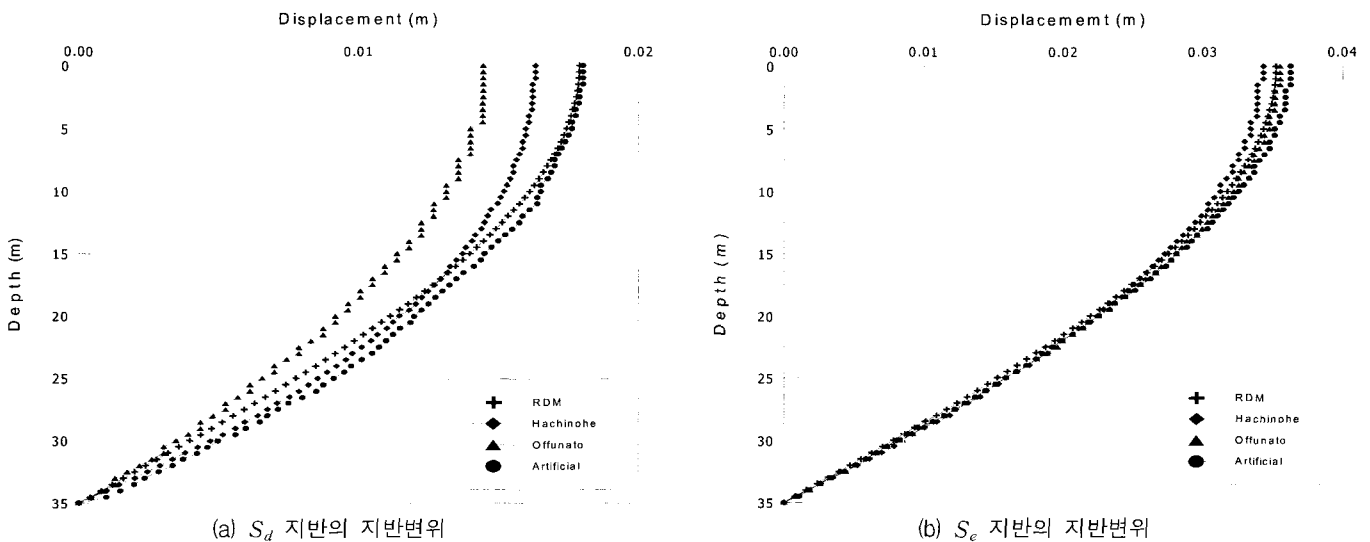


그림 14 제안된 스펙트럼을 적용한 응답변위법과 정밀 동적해석의 지반변위 비교

이를 보이며 지반조건이 좋지 않을수록 속도는 증가한다는 기존의 연구결과와도 상응한다.

또한, 각 지반의 가속도는 1.51m/sec²으로 기반면에서의 가속도인 0.154 g의 값을 가지므로 국내 내진설계조건을 합리적으로 반영하고 있다. 그림 14는 제안된 속도스펙트럼을 사용하여 응답변위법으로 계산된 지반변위를 도시한 것으로 정밀 동적해석에 의한 결과와 유사한 값을 보임을 알 수 있다.

4.2 지반반력계수의 산정

응답변위법에서 사용되어지는 지반반력계수는 유한요소 해석을 통하여 산출되는 것이 가장 바람직하다. 이는 지반의 반력계수는 변위에 의해 발생하는 수평하중의 계산에 중요한 요소이기 때문이다. 지진시 지반 반력계수를 작게 평가한다면 지진의 영향을 과소평가할 수 있으며, 지반물성의 지표로 사용되는 N값으로 값을 추정하기에도 지반의 특성을 충분히 고려하기 힘들다. 그러나 응답변위법이 정밀 동적해석을 대신하여 실무에서 적용하기 위한 간편법을 고려한다면 매번 유한요소해석을 통하여 지반의 반력계수를 구하기에는 어려운 점이 있다. 따라서, 본 연구에서는 국내지침⁽¹⁴⁾에서 제안한 지반반력계수 산정방법을 검토하고 지반반력계수를 산정하는 합리적인 방법을 제안했다.

앞서 3.3절에서 언급한 바와 같이 지침서에서 규정한 지반반력계수를 산정하는 방법으로 반력계수를 구하면 지반이 연약해 짐에 따라 지반반력계수의 감소량이 지반변위의 증가량보다 크게 되어 지반이 불량한 S_e지반에서는 실제보다 과소평가하는 경향이 있다. 따라서, 규정된 지반반력계수 산정법의 타당성을 검토하기 위해서 그림 15와 같이 해석모형을 유한요소로 모형화하여 매설심도, 지반조건에 따른 지반반력계수를 산출하였다. 해석에서는 단위 깊이당 구조물 주변의 지반을 2차원 평면 변형 모형으로 치환하고, 단위의 강제 변위를 구조물에 부여한 경우의 반력으로부터 식 (9)를 이용하여 지반반력계수를 계산하였다.

$$k_H = \frac{\sum R_{II}}{H \cdot \delta_H} \quad (9)$$

여기서,

k_H : 수평방향 지반반력계수

H : 구조물의 높이

B : 구조물의 폭

δ_H : 수평방향에 부여되는 강제변위

그림 15에 나타난 모형에서 측면의 경계와 공동구 구조물의 측벽과의 거리를 충분히 크게 잡지 않으면 지진시 지반반력계수를 정확히 구할 수 없으므로 모형의 경계와 구조물의 측벽과의 거리 L이 표층지반의 두께 H에 3배 이상이 되도록 모형화하였다. 또한 지반을 모형화할 때에 지반의 동적 변형계수 E_D 는 식 (10)와 같이 구한다.

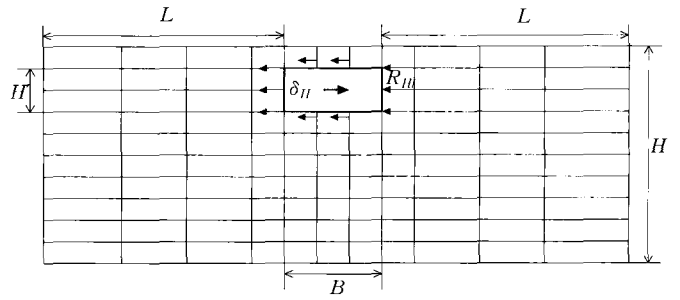


그림 15 지반반력계수산정에 이용되는 모형

$$E_D = 2(1 + \nu_D)G_D \quad (10)$$

여기서,

G_D : 지반의 동적전단탄성계수

ν_D : 지반의 동적 포아송비

표 4는 각 매설심도별 유한요소로 모형화한 지반으로부터 지반반력계수를 구하여 나타낸 것이다. 표 4에서도 알 수 있듯이 지반반력계수는 구조물의 매설심도에 관계없이 일정한 것이 아니라 구조물의 매설심도가 깊어질수록 지반반력계수도 증가하고 있다. 또한 절대값에서도 큰 차이를 보이고 있는데 이는 내진설계지침에서 제시한 방법은 지상구조물의 지반반력계수를 구하는 방법으로 지하구조물에 대해 적용하기에는 문제가 있기 때문이다.

표 4 심도별 수평방향 지반반력계수

심도(m)	S_u (kN/m ³)	증가율	S_v (kN/m ³)	증가율
5	32×10^3	1.0	12×10^3	1.0
10	37×10^3	1.2	14×10^3	1.2
15	43×10^3	1.4	16×10^3	1.4
20	53×10^3	1.7	20×10^3	1.7
25	65×10^3	2.0	24×10^3	2.0

실제로 일본에서도 터널의 지진해석시 지반반력계수를 구할 때 지반의 전단탄성계수를 이용하여 지반의 반력계수를 구하고 있으며⁽¹⁰⁾ 지하구조물의 상대변위는 전단변형이 가장 큰 영향을 미치므로 지반의 전단탄성계수 및 구조물의 전단강성이 변위에 큰 영향을 미친다는 연구⁽¹⁶⁾가 있다. 본 연구의 해석결과 역시 절대값뿐만 아니라 그 관계에서도 기존의 방법과는 차이를 보이고 있으며 오히려 동적전단탄성계수와 밀접한 관계를 맺고 있다. 이러한 경향으로부터 지반반력계수 산정방법을 식 (11)과 같이 제안하고자 한다.

$$k_H = c_u \cdot G_d \quad (11)$$

여기서,

k_H : 단위면적당 지반반력계수

G_d : 동적전단탄성계수

c_u : 깊이별 보정계수

c_u 는 식 (12)로부터 산출될 수 있다.

$$c_u = 0.3 + 0.015z \quad (12)$$

여기서,

z : 구조물의 매설깊이(단위 m)

4.3 제안된 응답변위법의 검증

그림 16은 제안된 속도응답스펙트럼과 지반반력계수를 사용하여 해석을 수행한 결과를 기존의 응답변위법과 정밀 동적해석법의 결과와 비교한 것이다. 기존의 응답변위법이 응답속도 및 지반반력계수를 산정할 때 지역 및 지반의 특성을 제대로 반영하지 못하고 강진지역인 일본의 방법을 그대로 받아들였기 때문에 결과가 대부분 크게 나왔으나 제안된 방법을 사용하는 응답변위법은 그림 16에서 해석결과를 도시한 것처럼 정밀 동적해석의 결과와 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 해석결과 대부분 제안된 응답변위법이 정밀 동적해석법에 비해 1.2배 정도 크게 산정되었는데 이는 구조물의 전단강성이 지반의 전단강성에 비하여 크기 때문에 발생한 결과로 사료된다.⁽¹⁰⁾

제안된 응답변위법의 적용성을 검증하기 위하여 표 5에서 제안한 임의의 경우에 대하여 제안된 응답변위법과 정밀 동적해석을 이용하여 해석을 수행하였다. 표 5에서 나타난 바

와 같이 매설심도와 표층의 깊이, 지반조건 및 구조물의 매설 깊이를 다르게 하여 수정응답변위법의 적용성을 평가하였다. 표 6은 표 5의 입력값으로부터 얻은 최대휨모멘트를 나타낸 것이고, 표 7은 표 6의 해석결과를 토대로 동적해석법의 최대휨모멘트에 대한 수정응답변위법의 최대휨모멘트의 비를 나타낸 것이다. 표 7에서 알 수 있듯이 수정응답변위법은 정밀 동적해석법에 비하여 0.9~1.2배 정도의 값을 가지므로 제안된 속도응답스펙트럼과 지반반력계수 산정법은 타당함을 알 수 있다.

표 5 제안한 응답변위법을 검증하기 위한 입력자료

경우	밀도 (kg/m ³)	N치	표층깊이 (m)	매설깊이 (m)	구조물높이 (m)	구조물폭 (m)
1	1900	24	35	5	4	3
2	2100	30	40	3	5	3
3	1700	19	30	6	6	4
4	2000	28	35	3	2.5	2
5	2100	24	35	15	5	3
6	2100	30	35	5	3	2.5
7	2300	37	40	20	8	5
8	1900	20	30	10	5	3
9	2000	23	35	7	3	2
10	1800	14	35	9	7	4

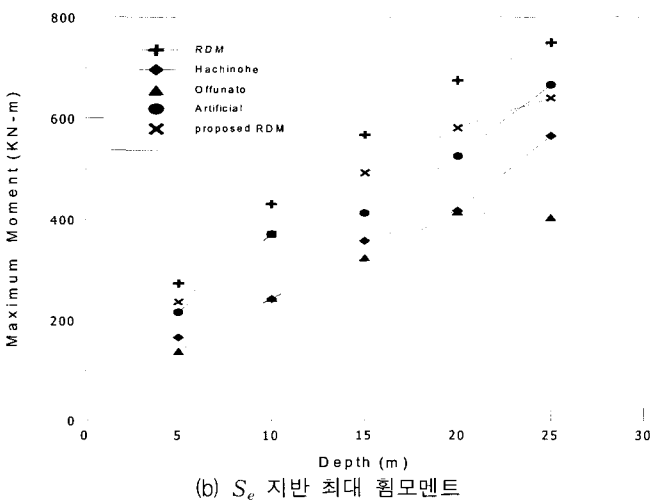
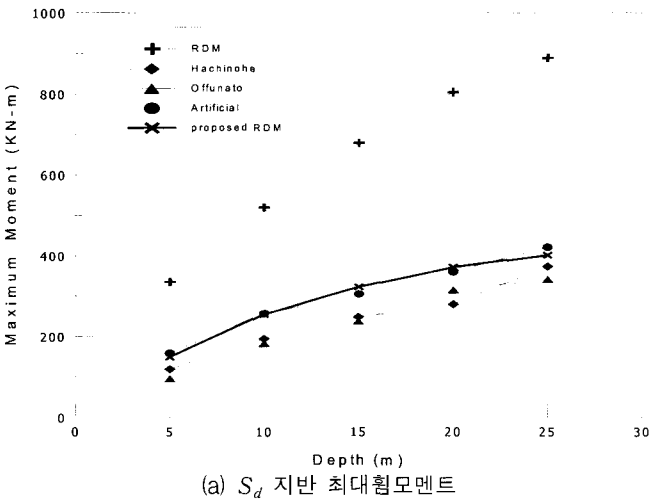


그림 16 최대휨모멘트의 비교

표 6 최대 휨모멘트의 비교(kN-m)

경우	Hachinohe	Offunato	인공지진	응답변위법
1	18.5	17.9	19.7	19.3
2	16.3	15.7	17.9	16.2
3	33.1	32.5	34.8	35.4
4	12.4	12.4	12.6	12.7
5	73.1	71.4	77.8	78.6
6	16.3	16.5	18.0	17.5
7	261.7	255.3	280.7	275.3
8	27.1	28.3	30.5	29.4
9	22.5	21.1	25.0	24.1
10	95.4	92.9	103.7	99.5

표 7 최대 휨모멘트 비율(제안한 응답변위법의 휨모멘트/정밀 동적 해석법의 휨모멘트)

경우	Hachinohe	Offunato	인공지진
1	1.04	1.08	0.98
2	0.99	1.03	0.91
3	1.07	1.09	1.02
4	1.02	1.02	1.01
5	1.08	1.1	1.01
6	1.07	1.06	0.97
7	1.05	1.08	0.98
8	1.08	1.04	0.96
9	1.07	1.14	0.96
10	1.04	1.07	0.96

5. 결 론

본 연구에서는 등가정적해석법보다 정확성이 높고 정밀 동적해석에 비하여 실무에서의 적용성이 높은 응답변위법을 박스형 지하구조물에 적용하였다. 응답변위법에 의한 해석 결과를 정밀 동적해석법의 결과와 비교하여 응답변위법의 국내 적용범위의 한계에 대하여 알아보았다. 이를 위해 지반조건, 매설심도에 따른 해석을 실시하고 각각의 해석방법에 따른 응답특성을 고찰하였다. 또한, 해석결과를 검토하여 국내의 내진설계 특성을 고려하여 속도스펙트럼을 제안하고 지반반력계수의 산정에 대하여 보정함으로써 국내의 실정에 맞는 응답변위법을 제안하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 기존의 응답변위법과 정밀 동적해석법에 의해 산정된 최대휨모멘트를 비교한 결과 지반조건이 S_d 인 경우에는 응답변위법이 일반적으로 2.5배 정도 큰 결과를 보였으며 지반조건이 S_e 인 경우에는 정밀 동적해석의 1.3배 정도 큰 값을 보였다. 이는 응답변위법에서 40%~50%를 차지하는 지반변위에 의한 하중을 계산할 때 발생한 문제로 지반의 특성을 합리적으로 반영하지 못한 결과로서 개선 방향을 파악할 수 있었다.
2. 기존의 속도응답스펙트럼은 설계응답스펙트럼에서 기반면의 지진계수를 사용하여 기반면의 속도를 계산하므로 표층지반의 변화에 상관없이 일정한 지진계수를 사용하게 되어 표층지반의 특성을 반영하지 못한다. 그러나 제안된 속도응답스펙트럼은 기반면의 지진가속도와 표층지반의 고유주기로부터 응답속도를 구함으로써 지반의 특성을 충분히 고려할 수 있어 지반변위를 정확하게 계산할 수 있음을 보였다.
3. 지반반력계수는 깊이에 따라 증가하며, 지반의 전단탄성계수와 밀접한 관계를 가지는 것을 알 수 있었다. 이는 표층지반에서 발생하는 지반의 변위는 기반면의 진동에 의한 전단변형에 기인하기 때문으로 제안된 지반반력계수 산정법을 이용하여 해석을 수행한 결과 응답변위법의 결과가 정밀 동적해석의 결과와 비슷한 양상을 보임을 알 수 있었다.
4. 국내 내진설계에 적용되는 지진가속도를 사용하여 작성된 속도응답스펙트럼과 지반의 동적 전단탄성계수를 깊이에 따라 보정한 지반반력계수를 사용하여 해석한 응답변위법의 해석결과는 기존의 응답변위법에 비하여 정밀 동적해석법의 결과와의 오차를 줄임에 따라 보다 현상을 적절히 반영하고 있음을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., and Hamada, M.,

"Behaviors of Submerged tunnels during Earthquakes," *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 1. Rome Italy, 1973, pp. 544-553

2. Goto, K., Matsumoto, M., and Urayama, M., "Earthquake-Resistance Analysis by Finite Element-Boundary Element Hybrid Method," *5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, 1985, pp. 1519-1524.
3. Monsees, J.E. and Merritt, J.L., "Seismic Modeling and Design of Underground Structures," *Numerical Methods in Geomechanics*, 1988, pp. 1833-1841.
4. Constantopoulos, I.V., Motherwell, J.T., and Hall, J.R., "Dynamic Analysis of Tunnels," *Third International Conference on Numerical Method in Geomechanics*, 1979, pp. 841-848
5. Xuehui An. and Maekawa, K., "Failure Analysis of Underground RC Frame Subjected to Seismic Action," *Journal of Materials, Concrete, Structure, Pavement, JSCE*, 1997, pp. 251-261.
6. Kawashima, K., "Seismic Design of Underground Structures in soft ground, a Review," *Proceedings of the International Symposium on Tunneling in Difficult Ground Conditions*, Tokyo, Japan, 1999.
7. Power, M.S., Rosidi, D., and Kaneshiro, J., "Seismic Vulnerability of Tunnels-Revisited. In: Ozedimir, L.," *Proceedings of the North American Tunneling Conference*. Elsevier, Long Beach, CA, USA, 1998
8. 이대우, "BOX형 지하구조물의 내진설계 기준확립을 위한 해석기법 개발", 연세대학교 석사학위논문, 1999.
9. 임재일, "지하철 구조물의 지진해석에 관한 연구", 연세대학교 산업대학원 석사학위논문, 2001.
10. Kawashima, 地下構造物の耐震設計, 건설도서, 1996.
11. Idriss, I.M. and Seed. H.B., "Seismic Response of Horizontal Soil Layers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1968, pp.1003-1031.
12. Asakura, H., Kawashima, K., and Sugita, H., "Guidelines for Seismic Design Methods of Large Underground Structures," *24th Joint Meeting of The US-Japan Cooperative Program in National Resources*, Panel on Wind and Seismic Effects. 1992, pp. 39-53.
13. 건설교통부, 내진설계기준연구(Ⅱ), 건설교통부, 1997.
14. 대한주택공사, 내진설계지침, 대한주택공사, 1999.
15. 한국건설기술연구원, 地下共同溝의 設計·施工에 관한 研究, 한국건설기술연구원, 1988.
16. Wang, J.N., "Seismic Design of Tunnels," *A State-of-the-Art-Approach, Monograph, monograph 7.*, Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York, 1993