

터널 횡방향 지진해석

Part II: 동적해석을 통한 터널의 지진응답 예측

Seismic Analysis of Tunnel in Transverse Direction

Part II: Evaluation of Seismic Tunnel Response via Dynamic Analysis

박 두 희¹ Park, Duhee
신 종 호² Shin, Jong-Ho
윤 세 웅³ Yun, Se-Ung

Abstract

Dynamic analyses of tunnels are widely performed in practice in Korea. Accurate performance of a dynamic analysis is very difficult, requiring appropriate application of lower and lateral boundary conditions, deconvolution, constitutive model, and selection of dynamic soil properties etc. Lack of a systematic guideline on how to perform the dynamic analysis makes it even more difficult to perform an analysis. In addition, dynamic analyses are not needed in most cases and pseudo-static analyses are more than adequate. However, they are performed without a clear understanding on the need for the dynamic analysis and differences between the two methods. In this study, firstly, a guideline for correctly performing a 2D dynamic analysis is developed. Secondly, the differences in the tunnel responses using dynamic and pseudo-static analyses are discussed and compared. The results show that the discrepancies between the dynamic and static analyses are not significant for most cases. It is therefore recommended that the dynamic analyses be performed at tunnel portal, very soft ground, or in cases where spatial variation of the ground motion needs to be considered in the seismic analysis of tunnels in transverse direction.

요 지

터널의 동적 지진해석은 실무에서 널리 수행되고 있다. 동적해석은 하부 및 측면 경계 조건, Deconvolution, 구성모형, 동적 물성치 등을 적용 또는 결정하기 어려워서 해석 수행 시 주의해야 하지만 이에 대한 명확한 가이드라인이 제시된 바 없다. 또한 많은 경우에는 터널의 동적해석 자체가 필요없지만 이에 대한 필요성과 정적해석과의 차이에 대한 이해 없이 무분별하게 사용되고 있는 실정이다. 본 논문에서는 일차적으로 2차원 동적 해석을 올바르게 수행하기 위한 가이드라인을 제시하였다. 이차적으로는 제시된 가이드라인을 준수한 2차원 동적해석을 수행하였으며 해석결과를 응답변위법을 비교하였다. 응답변위법과 동적해석을 비교한 결과, 두 해석기법간의 차이는 크지 않은 것으로 나타났다. 즉, 터널 갱구부, 초연약지반, 또는 공간적 변이성을 고려해야 하는 경우를 제외하고는 터널의 횡방향 지진해석은 응답변위법으로도 충분히 정확하게 터널의 응답을 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

Keywords : Bending stress, Dynamic analysis, Pseudo-static analysis, Seismic analysis, Tunnel

1 정희원, 한양대학교 건설환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil and Env. Engrg., Hanyang Univ., dpark@hanyang.ac.kr, 교신저자)

2 한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Env. Engrg., Hanyang Univ.)

3 한양대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Env. Engrg., Hanyang Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

응답변위법에 대해서는 동반논문에서 기술하였으며 본 논문에서는 동적해석법만을 다루었다. 동적해석법은 설계지반운동 시간이력을 이용하여 지하구조물과 지반과의 동적 상호작용을 고려하는 가장 사실적인 기법이며 구조물의 형상이나 지반조건이 복잡한 경우 등에 사용된다. 터널의 동적해석은 일반적으로 평면변형을 조건을 적용한 2차원 수치해석이 수행된다(Amorosi 등, 2009; Gil 등, 2001; Yang 등, 2004). 주파수 영역 프로그램도 개발되었지만(Lysmer 등, 1975) 대부분의 유한요소(차분)해석 프로그램은 시간영역 해석 기법을 사용하고 있으며 이를 시간이력해석이라고도 한다(Hibbitt, 2001; Hudson, 1994; Itasca, 2005; PLAXIS-B.V., 2002). 시간이력해석의 장점은 운동방정식을 매시간 단계마다 수치적으로 적분하여 해를 구하므로 비선형 해석 - 유효응력 해석에 적용할 수 있다는 점이다. 3차원 해석은 2차원 해석으로는 모사할 수 없는 지진파의 공간적 변이성을 고려하는 경우나 종방향으로 지반물성이 변화하는 경우에 사용될 수 있다. Hashash 등(1998)은 지반을 등가 스프링 요소로 모델링하여 전파경로 효과를 고려한 3차원 유한요소 동적해석을 수행한 바 있다. Park 등(2009)은 전파경로, 산란효과를 고려한 비간섭성으로, 종방향 지반조건 변화, 부지 증폭 특성 등으로 인하여 발생하는 지진파의 공간적 변이성이 터널에 미치는 영향을 평가한 3차원 해석을 수행하였지만 동적해석으로는 이를 모사할 수 없어 3차원 유사정적 해석을 사용하였다. 국내에서는 터널 갱구부의 동적 거동

을 모사하는 데 적용되기도 한다. 하지만 이와 같이 특수한 경우를 제외하고는 3차원 터널 동적해석은 과도한 연산시간을 요하므로 국내외에서 수행되는 경우가 극히 드물며 주파수영역해석 또는 수행되지 않으므로 본 논문에서는 2차원 시간이력해석만을 다루었다.

2차원 동적해석은 경계조건, 입력지진파 선정, 요소의 크기, 해석영역, 비선형 구성모형 등 고려할 사항이 많아 해석수행이 어렵다. 1차원 시간이력해석은 2차원 해석에 비하여 상대적으로 수행하기 간편함에도 불구하고 주파수영역(등가선형해석)에 비하여 수행하기 어렵다는 이유로 자주 사용되지 않으며 최근 들어서야 1차원 시간이력해석에 대한 가이드라인이 제시되었다(Kwok 등, 2007). 반면, 1차원 해석에 비하여 오히려 해석이 어려운 2차원 시간이력해석에 대한 명확한 해석 가이드라인은 아직 제시된 바 없다. 본 연구에서는 일차적으로 2차원 시간이력해석 가이드라인을 제시하였으며 이차적으로 이를 적용한 터널 동적해석을 수행하여 응답변위법과 동적해석과의 차이를 분석하였다.

2. 2차원 동적해석 가이드라인

본 절에서는 터널의 동적해석을 수행하기 앞서서 2차원 동적해석 수행 가이드라인을 제시하고자 일련의 2차원 동적 자유장 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 지반과 입력지진파를 그림 1에 도시하였다. 토층의 심도는 15m, 지반은 사질토 층으로 가정하였으며 흙의 비선형 거동은 Seed와 Idriss의 평균 곡선(Seed 등, 1970)에 상

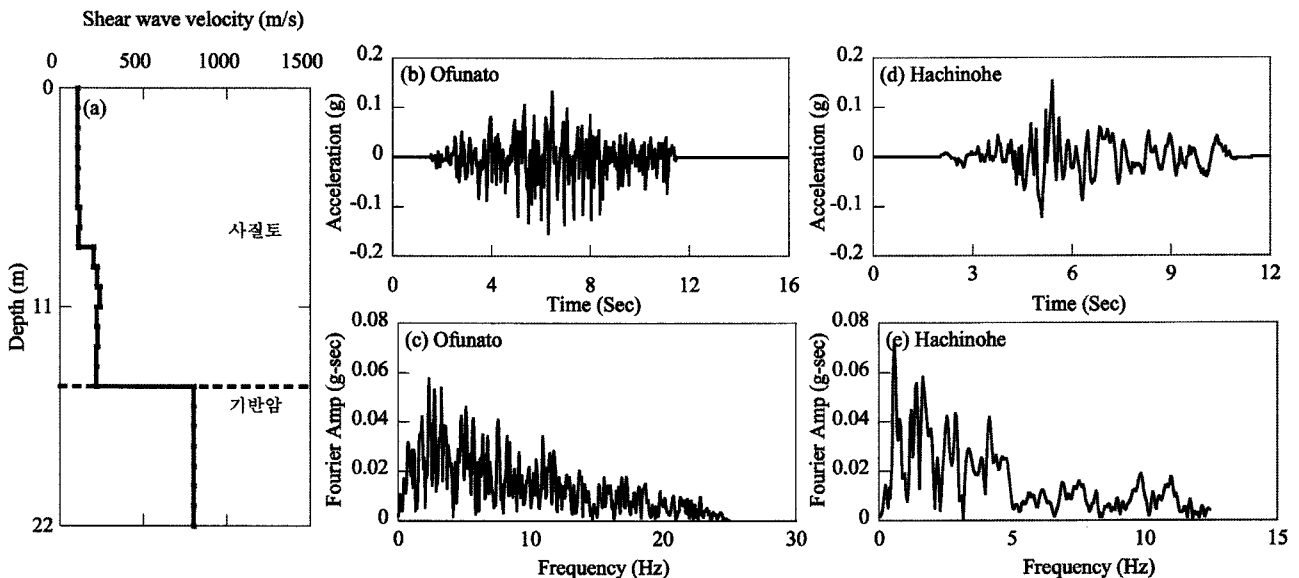


그림 1. 동적 해석 가이드라인 개발을 위하여 사용된 지반의 전단파속도 주상도 및 입력지진파

응한다고 가정하였다. 단, 선형해석 수행 시에는 감쇠비는 Seed와 Idriss의 평균 감쇠비 곡선의 최소값을 적용하였다. 사질토의 단위중량은 20kN/m^3 을 적용하였다. 기반암의 강성은 전단파속도 800m/s , 단위중량과 감쇠비는 각각 23kN/m^3 과 1%를 적용하였다. 지진파는 Ofunato 지진파를 재현주기 1000년, 최대지반가속도 0.154g 로 스케일링하여 사용하였다. 동적해석에는 유한차분 해석 프로그램 FLAC^{2D}(Itasca, 2008)을 사용하였다. 해석에서는 Constrain Strain Triangular(CST) 요소가 사용되었으며 해석 요소의 크기는 1m 을 적용하였다. FLAC의 검증 목적을 2차원 해석과 더불어 1차원 지반응답해석을 수행하였다. 사용된 해석 프로그램은 DEEPSOIL(Park 등, 2004)이다. DEEPSOIL은 주파수영역(등가선형)과 시간영역(비선형)해석이 모두 가능한 해석프로그램이다.

2.1 하부경계조건과 입력지진파

하부경계와 이에 작용하는 지진파는 그림 2와 같이 3가지 방법으로 적용할 수 있다. 첫번째 방법은 하부경계

를 고정하며 지진파를 하부경계에 바로 적용하는 방법이다. 국내에서 수행된 대부분의 터널 동적해석에서는 기반암까지를 모델링하며 암반노두에서의 진동을 기반암 하부경계에 가해준다. 참고로 내진설계기준(II)에서 제시된 재현주기 1000년 지진에 대한 암반노두(S_B 지반)에서의 최대지반가속도(PGA, peak ground acceleration)는 지진구역 I에서 0.154g 이다. 이와 같은 방법에는 심각한 문제가 있다. 이는 암반노두와 기반암 하부에서의 진동이 크게 다르기 때문이다.

그림 3은 암반노두와 동일한 위치의 기반암에서의 진동을 비교하고 있다. 암반노두에서는 자유면이기에 상향입사파(A_n^*)와 동일한 크기의 반사파(B_n^*)가 발생되며 이는 하향으로 전파된다. 따라서 암반노두에서의 진동은 $A_n^* + B_n^* = 2A_n^*$ 이 된다. 반면, 기반암에서는 상향입사파의 진폭(A_n)은 A_n^* 과 동일하지만 상향파가 모두 반사되는 것이 아니라 일부는 전파되고 일부만이 반사되므로 반사파의 진폭 B_n 은 B_n^* 에 비하여 작게 된다. 즉 기반암 하부에서의 진동 $A_n + B_n$ 은 암반노두에서의 운동인 $2A_n^*$ 보다 작다. 기반암 하부에 $A_n + B_n$ 이 아니라

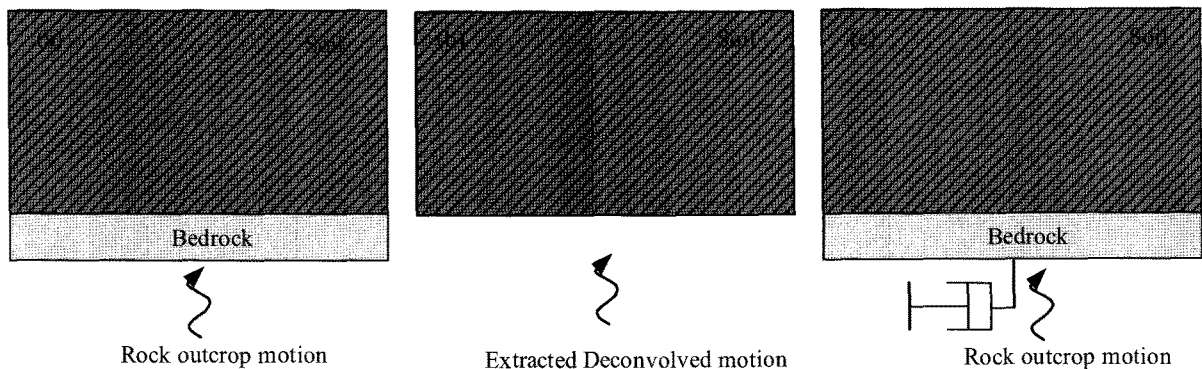


그림 2. 하부경계조건 종류

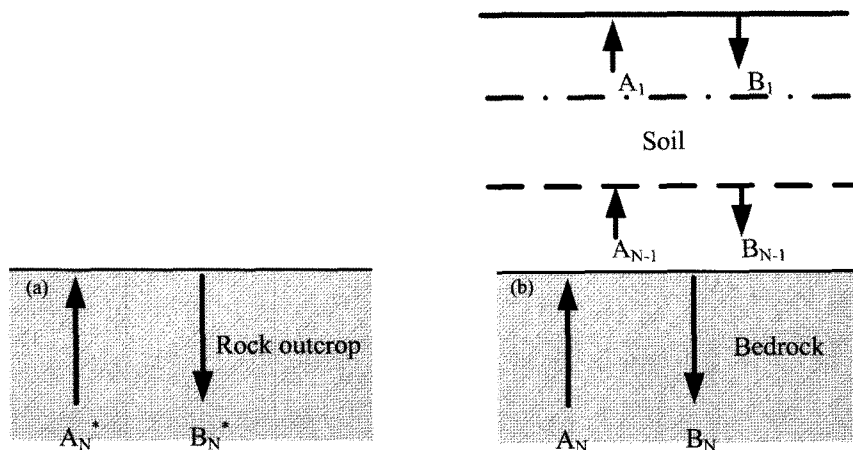


그림 3. 암반노두 운동과 기반암 운동 비교

암반 노두에서의 진동 $2A_n^*$ 을 재하하면 실제 지반진동을 과대예측하게 된다. 이와 같이 모델링 하는 해석경계를 Rigid 기반암이라고도 부른다. 이는 기반암이 Rigid 하여 높은 임피던스 비로 인하여 반사파의 크기가 B_n^* 이 되는 경우와 동일하기 때문이다. 또한, 하부경계를 Rigid로 모사하게 되면 재하하는 진동이 클 뿐 아니라 상부 토층에서 반사되어 하향으로 전파되는 진동을 흡수하는 것이 아니라 다시 해석영역 내부로 반사시켜서 결과적으로 진동이 해석영역 내부에서 Trap될 수 있다.

두번째 방법은 1차원 지반응답해석으로부터 Deconvolution된 지진파를 추출하여 2차원 동적해석 하부에 재하한다. 즉, Deconvolution을 통하여 해석영역 저부에서의 진동 $A_n^* + B_n^*$ 을 추출하여 이를 입력지진파로 작용한다. 이는 첫번째 방법과는 다르게 진동을 과대예측하지 않는다. 이 방법은 첫번째 방법과 마찬가지로 하부경계를 Rigid하게 모델링 하므로, 진동을 해석영역 내에서 진동을 Trap할 수 있으므로 주의하여야 한다.

세번째 방법은 하부경계에 점성댐퍼를 적용하는 것이다. 점성댐퍼에는 다양한 모델이 개발되었다(Lysmer 등, 1969; Lysmer 등, 1972; White 등, 1977). 이중 가장 널리 사용되는 모델은 Lysmer 등(1972)이 개발한 댐퍼이며 이는 입사각이 30° 이상인 진동은 매우 효과적으로 흡수하는 것으로 알려졌다. 이 제안한 댐퍼의 식은 다음과 같다.

$$C_N = \rho_N V_N \quad (1)$$

여기서 C_N 은 운동방정식의 점성계수이며 ρ_N 과 V_N 은 각각 최하부층의 밀도와 전단파속도이다. 점성댐퍼는 상부층으로부터 반사되어 하향으로 전파되는 진동을 모두 흡수하며 이를 Quiet 경계 또는 무한경계라고 부르기도 한다. 이와 같은 무한경계를 해석영역 하부에 적용할 경우, 점성댐퍼는 입력진동 자체도 일부 흡수하게 된다. 입력지진파로 암반 노두 값을 적용한다면, 점성댐퍼는 $2A_n^*$ 을 $A_n + B_n$ 로 감쇠시켜주는 역할을 하게 되어 Deconvolution의 기능을 수행하게 된다(Joyner 등, 1975; Kwok 등, 2007). 즉, Deconvolution이 자동적으로 모델링 되므로 이를 추가적으로 고려해 줄 필요가 없어진다.

하부경계 조건에 따른 해석결과를 비교해보기 위하여 각각의 경계조건과 Ofunato 지진기록을 입력지진파로 적용하여 선형해석을 수행하였으며 결과는 그림 4에 도시하였다. 2차원 동적해석은 연산시간을 최소화하기 위하여 단일열로 모델링하였다. 해석결과의 정확성을 검증하기 위해서 결과는 1차원 주파수영역 해석과 비교하였다(위의 조건에 대한 1차원 주파수영역 해석은 정해이다). 그림 4(a)는 계산된 5% 감쇠된 지표면 가속도 응답스펙트럼이며 그림 4(b)-(d)는 지표면 가속도 시간 이력이다. 먼저, 기반암 하부경계에 암반노두 운동을 적용한 결과는 그림 4(b)와 같다. 전술한 바와 같이, 첫번째 방법은 응답을 크게 과대예측함을 확인할 수 있다. 물

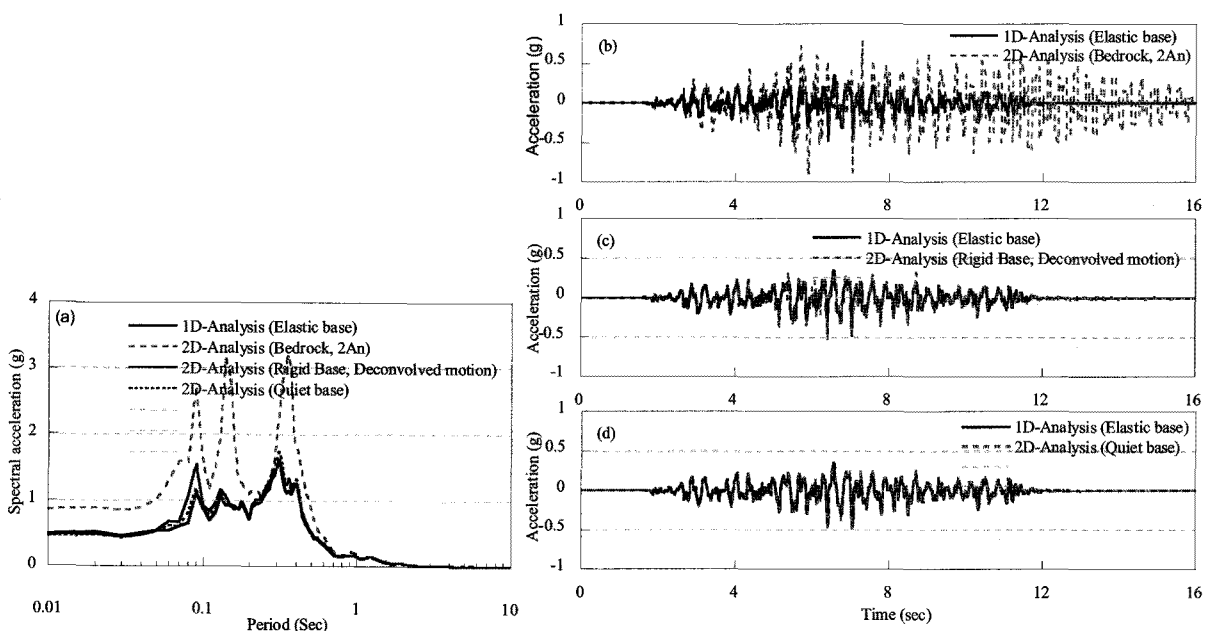


그림 4. 하부경계조건에 따른 응답비교

론, 선형해석이기는 하지만, 정해에 비하여 계산된 응답을 최대 2배까지 증폭시키는 것을 볼 수 있다. 그림 4(c)는 Deconvolution된 지진파를 적용한 해석이다. 해석영역은 기반암 위의 토층만을 모델링하였다. Decovolution 지진파는 1차원 주파수영역으로부터 기반암 바로 위 지점에서의 운동을 추출하였으며 이를 해석영역 하부에 적용하였다. 비교결과, Deconvolution 지진파를 Rigid 경계에 재하하는 방법은 상당히 정확하게 지반응답을 예측하는 것으로 나타났다. 물론 그림 4(c)의 12초 이후의 진동을 보면, 운동이 멈춘 후에도 작은 크기의 미진동이 지속되는 것을 확인할 수 있다. 이는 전술한 Rigid 경계조건을 적용함에 따라 해석영역에 진동이 Trap 되었기 때문이다. 하지만, 해석결과에 미치는 영향은 매우 미미한 것으로 나타났다. 마지막으로 그림 4(d)는 무한경계를 적용한 결과이다. 마찬가지로, 정해와 거의 일치하는 결과를 계산하였으며 하부경계에서 발생하는 반사파를 완벽하게 흡수하여 가장 정확하게 응답을 예측하였다. 물론, 그림 4(c)와의 차이는 크지는 않다. 결론적으로, 2차원 동적해석 시 가장 이상적인 하부 경계조건은 무한경계조건이다. 단, 경우에 따라서는 Deconvolution된 지진파와 Rigid 경계조건으로 대체할 수 있다.

2.2 측면경계조건

측면경계조건은 그림 5와 같이 세가지 종류로 분류할 수 있다. 첫번째 타입은 수평롤러를 적용한 경계이다. 수평롤러 측면경계는 1차원 지반응답해석과 마찬가지로 수직방향운동은 구속하며 수평방향 운동만을 허용한다. 수평롤러 경계는 측면경계에 평행한 방향(수직방향)으로 전파되는 진동을 모사하기에는 적절하다. 하지만 지층의 경계가 수평이 아니거나 지반-구조물 상호작용으로 인하여 측면경계에 평행하지 않은 방향으로 전

파되는 진동을 흡수하지 못하고 다시 해석영역 내부로 반사하는 경우에는 적용할 수 없다. 측면경계의 두번째 타입은 수평롤러에 수직 및 전단방향 점성댐퍼가 연결된 형태이다. 점성댐퍼는 측면경계방향으로 전파되는 진동을 흡수할 수 있어 실제 무한한 경계를 효과적으로 모사할 수 있으며 이의 특성은 전술한 하부경계와 동일하다. Quiet 경계조건은 진동이 해석영역 내부에서 발생하는 경우(예: 터널 발파)에는 적합하지만 지진해석과 같이 진동원을 상부나 하부 경계에 적용하는 경우에는 적합하지 않다. 이는 Quiet 경계가 진동을 흡수해버리기 때문이다. 지진해석을 수행하며 동시에 반사되는 진동을 흡수하는 경계조건을 적용하기 위해서는 세번째 타입의 경계조건을 적용해야 한다. 이는 점성댐퍼가 연결된 측면경계에 자유장 운동으로 계산된 동적 응답을 강제적으로 적용하는 방식으로 자유장 경계(Free Field)로 불리기도 한다. FLAC^{2D}(Itasca, 2008)에서는 단일열 - 수평롤러 측면경계를 적용하여 1차원 지반응답해석과 동일한 조건으로 해석을 수행하여 자유장 운동을 계산한 후, 계산된 응답을 Quiet 경계 양측면에 이를 강제적으로 재하한다. 터널과 같은 지하구조물은 지진동을 반사하기 때문에 위와 같은 자유장 경계를 적용하거나 수평영역을 충분히 크게 모델링하여 반사파가 내부로 다시 재입사하는 것을 방지해야 한다.

측면경계의 영향을 평가하고자 Ofunato 지진기록을 적용한 일련의 해석을 수행하였으며 계산된 지표면 응답은 그림 6에 비교하였다. 1차원해석과 수평롤러, Free Field 경계의 결과가 유사하며 점성경계만을 사용하였을 경우는 작게 계산된 것을 확인할 수 있다. 수평롤러를 적용한 경우, 지반 내에 구조물이 없기에 반사된 지진파가 없었으며 따라서 FF 경계를 적용한 경우와 해석 결과가 동일하게 계산되었다. 점성경계를 적용한 경우는 경계면에서 지진파를 모두 흡수하기 때문에 응답값

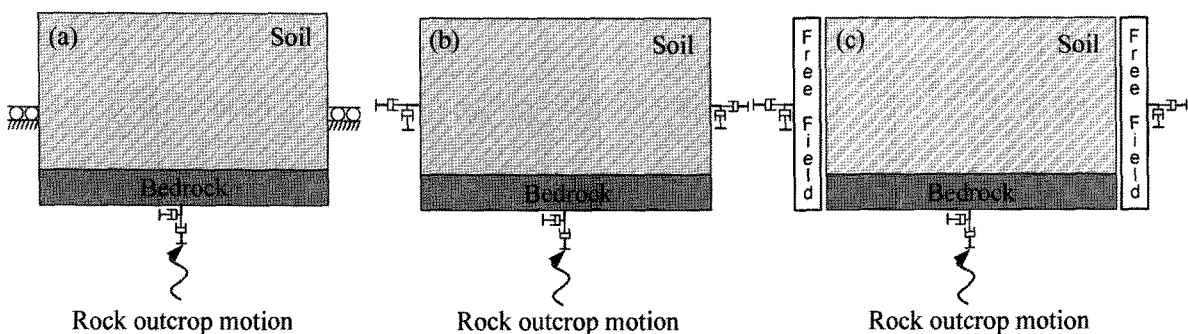


그림 5. 측면경계조건 종류

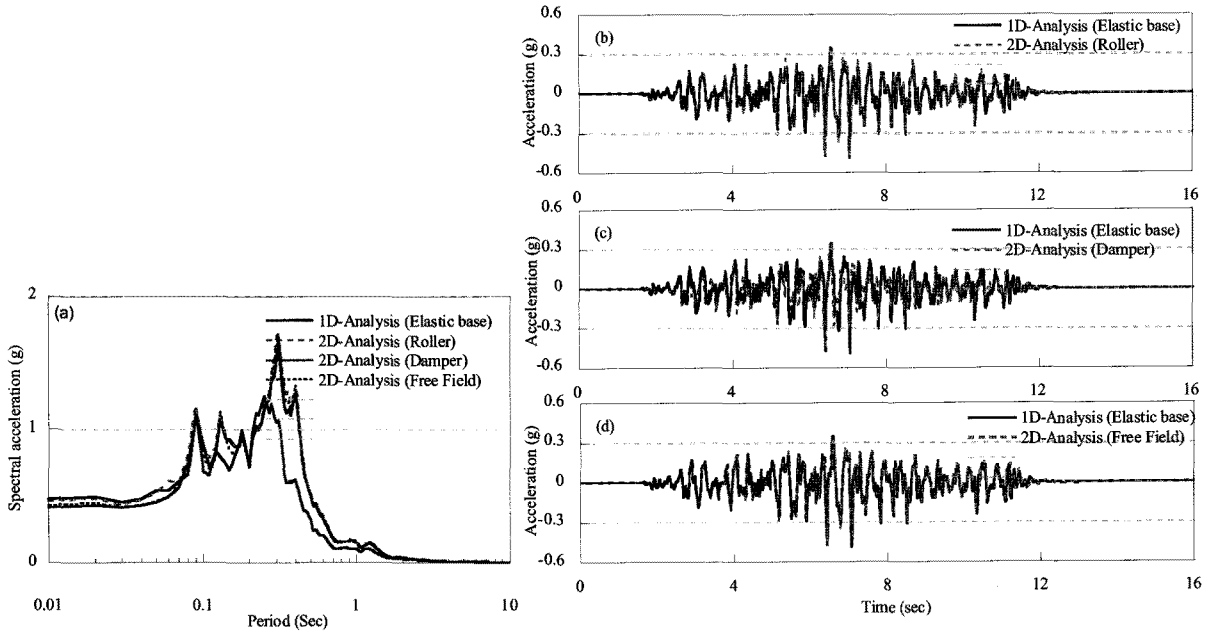


그림 6. 측면경계조건에 따른 응답비교

을 작게 예측하게 된다.

2.3 구성모형

국내 연속체 지진해석에서 가장 널리 사용되는 구성모형은 정적해석과 마찬가지로 Mohr-Coulomb 모델(MC)이다(한국지반공학회, 2006). MC 모델 사용시 일반적으로 감쇠비는 적용하지 않거나 매우 작은 값을 사용한다. 반복하중에 대한 MC 모델의 응답(응력-변형률 관계)은 그림 7에 도시하였다.

그림 7에서 γ_r 은 전단강도(τ_m)에 도달할 때의 전단변형률이라 정의하였으며 이는 전단탄성계수에 전단강도를 나누어서 계산된다. MC 모델은 전단변형률이 γ_r 보다 작을 경우에는 그림과 같이 선형거동한다. γ_r 보다 큰

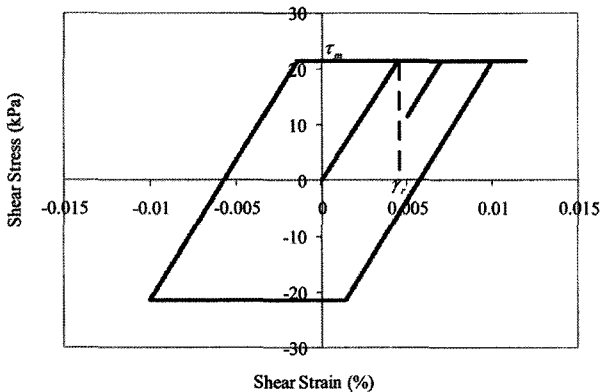


그림 7. Mohr-Coulomb 모델의 응력-변형률 곡선

전단변형률이 발생할 경우에는 그림과 같이 소성거동을 보인다. MC 모델을 사용하기 위해서는 전단강도를 정의하기 위한 점착력과 마찰각, 전단탄성계수(G_m), 그리고 감쇠비를 적용해야 한다. MC 모델의 점착력과 마찰각은 일반적으로 정적해석과 동일하게 적용한다.

전단탄성계수(G_m)을 계산하는 방법은 매우 다양하다. 탄성과 시험결과가 주어진 경우, 다음의 식으로부터 계산할 수 있다.

$$G_m = \rho V_s^2 \quad (2)$$

여기서 ρ = 밀도, V_s = 전단파 속도이다. 탄성과 시험결과가 없고 SPT 또는 CPT 시험결과만 주어졌을 경우에는 $N - V_s$ 또는 $q_c - V_s$ 경험식으로부터 V_s 를 예측해야 한다. 대표적으로 사용되는 공식은 Imai와 Tonouchi(1982)과 일본도로협회(1996)가 있다. 이에 대한 상세한 정보는 한국지반공학회(2010)을 참고하기 바란다.

지반진동이 클 경우, 비선형 거동이 시작되며 이로 인하여 전단탄성계수는 감소하게 되므로 이를 MC 모델에서도 고려해주어야 한다. 국내에서는 다음의 식을 이용해서 V_s 수치를 감소시켜서 적용하기도 한다.

$$V_{s,design} = C V_s \quad (3)$$

여기서 $V_{s,design}$ 은 설계 시 적용해야 할 전단파속도, V_s 은 동적전단파속도, C 는 보정계수로써 붕괴방지 지진에

대해서는 0.5, 기능수행 지진에 대해서는 0.8을 적용하는 것이 일반적이다(한국지반공학회, 2006). 또한, 변형계수로부터 전단탄성계수를 구하는 방법도 있다. SPT 시험의 N 값으로부터 다음의 식으로부터 변형계수를 먼저 구한다(한국도로교통협회, 2000).

$$E_0 = 28N \quad (4)$$

식 (4)로 계산된 E_0 에 2를 곱하여 동적탄성계수 E_D 를 계산한 후 동적 포아슨 비로부터 이에 상응하는 G_m 을 계산한다.

이와 같이 전단탄성계수를 적용하는 방법은 각각 다르다. 적용에 대한 명확한 기준이 없으며 모든 방법들은 상당한 불확실성을 가지고 있으며 방법간에도 큰 차이가 있다. 또한, 위의 방법으로 전단탄성계수를 산정할 수는 있지만 동적해석을 수행하기 위한 또 다른 입력치인 감쇠비를 산정할 수 없다.

MC 모델의 전단탄성계수를 가장 정확하게 산정하는 방법은 탄성과 시험으로 측정된 V_s 와 포아슨 비, 그리고 지층별 전단탄성계수 감소곡선과 감쇠비 곡선을 이용한 1차원 등가선형 또는 비선형 지반응답해석을 수행하여 유효 전단변형률 주상도를 계산한 후, 이에 상응하는 깊이별 전단탄성계수와 감쇠비를 추출하여 해석에 적용하는 것이다.

지진 해석 시 발생하는 흙의 변형은 정적의 경우에 비하여 일반적으로 현저히 작기 때문에 소성상태에 도달하지 않는 경우가 대부분이다(그림 7에서 전단변형률이 γ_r 보다 작은 경우이다). 이와 같은 경우에는 MC 모델을 사용할 필요가 없으며 앞에서 설명한 1차원 지반

응답해석으로부터 선정된 전단탄성계수와 감쇠비를 적용한 선형 점탄성 해석으로도 충분하다. 오히려 정확하지 않은 전단탄성계수와 감쇠비와 MC 모델을 이용한 해석에 비하여 진보된 해석으로 볼 수 있다.

대부분의 해석에서 점탄성 해석으로도 충분하지만 매우 큰 변형이 발생하는 경우에는 적절하지 않으며 또한 유효응력해석을 수행할 수 없다는 단점을 가지고 있다. 이와 같은 경우에는 비선형해석을 수행해야 한다. 현재 국외에서는 많은 수의 진보된 소성모델들이 이미 개발되었다(Borja 등, 2002; Mazzoni 등, 2005; Prevost, 1998). 하지만 이들은 매우 많은 수의 입력변수를 정의 해주어야 하며, 상용프로그램 용으로 개발되지 않아서 개발자 이외에는 사용할 수 없다. 소성모델에 대한 대안으로 Hyperbolic(Konder 등, 1963), Modified hyperbolic(Matasic 등, 1995), Ramsberg-Osgood 모델 등의 단순화된 모델이 있다. 이들은 Yield surface와 Flow rule 등을 정의할 필요가 없으며 사용하기 편리하다는 장점을 가지고 있다.

비선형 곡선은 기준이 되는 전단탄성계수 감소와 감쇠비 곡선을 각각 맞추는 수는 있지만 이 둘을 동시에 완벽하게 맞추기는 어렵다. 일반적으로 설계곡선을 매칭하는 방법은 세가지이다. 첫번째 방법은 전단탄성계수 감소 곡선만을 맞추며 두번째 방법은 감쇠비 곡선만을 맞춘다. 세번째 방법은 어느 한 곡선을 맞추는 것이 아니라 두 곡선을 평균적으로 맞춘다. 세가지 방법을 본 논문에서는 각각 G-fit, D-fit, G&D-fit라고 명하였다. 그림 8은 Seed 와 Idriss(1970) 평균곡선과 세가지 방법을 적용해서 도출된 전단탄성계수 감소곡선과 감쇠비 곡

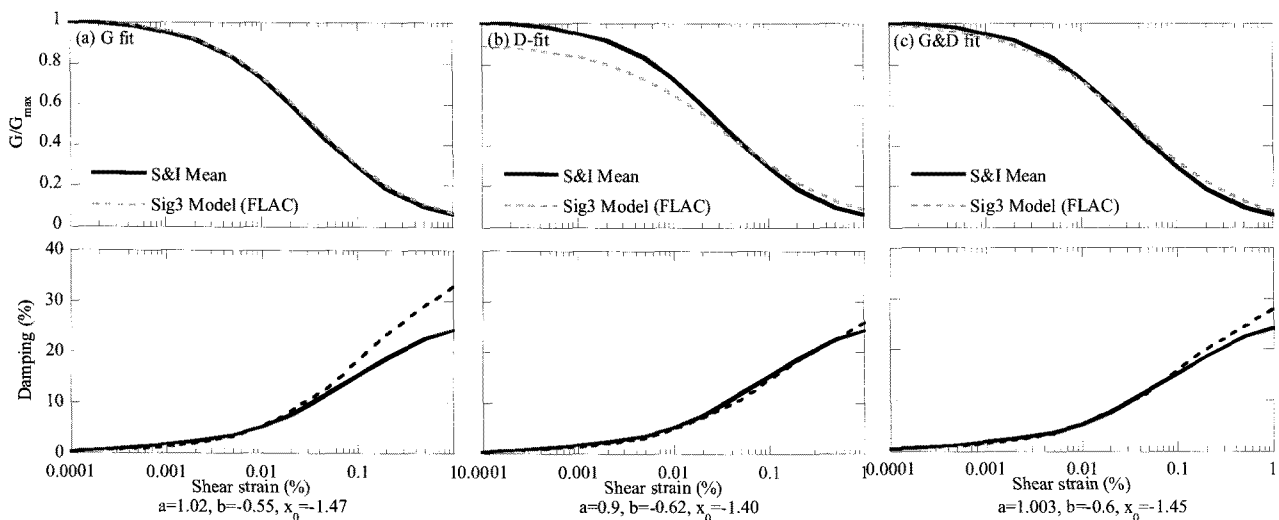


그림 8. 동적곡선 맞춤방법(G-fit, D-fit, G&D-fit)

선을 비교하고 있다. 사용된 비선형 모델은 FLAC의 Sig3 모델이며 이는 다음과 같이 정의된다.

$$G_{tan} = \frac{a}{1 + \exp(-(L - x_0)/b)} \quad (5)$$

여기서 G_{tan} = 접선전단탄성계수, $L = \log(\gamma)$, x_0 , a , b = 피팅 계수이다. 각각의 경우에 적용된 sig3 모델의 변수들은 그림 8에 정리하였다. Sig3 모델은 모델 변수가 3개이어서 Hyperbolic, Modified hyperbolic, Ramsberg-Osgood 모델에 비하여 정확하다. 비선형 구성모형의 영향을 평가하기 위해서 세가지 방법으로 산정한 입력변수를 적용한 동적해석을 수행하였으며 해석결과를 그림 9에 비교하였다. 입력지진파는 Hachinohe 지진기록을 사용한 결과이다. 비교 결과, 비선형 모형의 입력변수는 해석결과에 상당한 영향을 줄 수 있는 것으로 나타났다. 그림 8에서 전단탄성계수 감소곡선을 맞춘 경우에는 0.1% 이상의 변형률에서의 감쇠비를 크게 과대예측하는 것을 볼 수 있다. 이로 인하여 G-fit의 결과가 가장 작게 계산되었다. 본 사례에서는 D-fit가 G-fit와 유사하게 계산되었다. 세가지 Fit 중에서 G&D Fit가 가장 이상적이며 입력변수 산정 시 G&D Fit를 목표로 하는 것이 이상적이며 반드시 목표 곡선과 비교하여 변수의 적절성을 평가해야 한다.

2.4 Rayleigh 감쇠

시간영역에서 수행되는 동적 해석에서 지반의 감쇠는 일반적으로 Rayleigh 공식으로 묘사된다. 여기서 지반 감쇠는 비선형 해석을 수행할 경우에는 저변형률 감쇠비를 의미한다. 저변형률 감쇠비는 구성모형이 선형

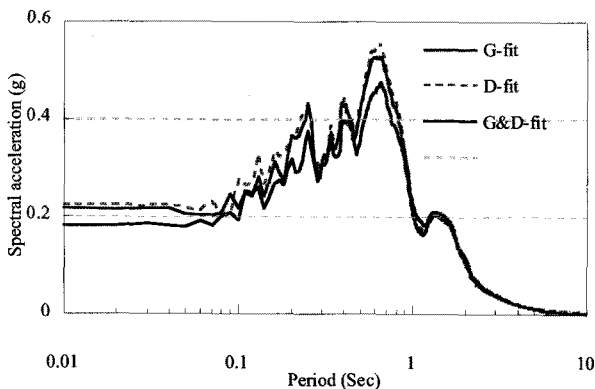


그림 9. 동적곡선 맞춤방법에 따른 결과비교

거동을 하는 저변형률에서 발생하는 감쇠를 묘사하기 위해서 사용된다(Hashash 등, 2002). 선형해석이나 MC 모델을 적용한 선형 점탄성 해석에서의 지반감쇠는 전절에서 설명하였다시피 1차원 지반응답해석으로부터 계산된 전단변형률에 상응하는 감쇠비를 나타낸다.

Rayleigh 공식은 PLAXIS(PLAXIS-B.V., 2002), FLAC^{2D} (Itasca, 2008), Opensees 등 대부분의 유한요소-차분해석 프로그램에 사용되고 있으며 이는 다음과 같다.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6)$$

여기서 [C]=감쇠행렬, [M]=질량행렬, [K]=강성행렬이며 α 와 β 는 다음과 같이 계산되는 계수이다.

$$\alpha = 4\pi\xi \frac{f_m f_n}{f_m + f_n} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{\xi}{\pi} \frac{1}{f_m + f_n} \quad (8)$$

여기서 ξ = 감쇠비, f_m 과 f_n 은 Rayleigh 공식의 주파수 의존성을 결정하는 주파수이다. 실제 지반의 감쇠는 진동 주파수의 영향을 받지 않지만 Rayleigh 공식은 진동 주파수의 영향을 받게 된다. 따라서 Rayleigh 공식 적용시, 진동 주파수의 영향을 최소화하는 f_m 과 f_n 조합을 결정해야 한다. f_m 과 f_n 이 지반진동해석에 미치는 영향에 대해서는 많은 연구가 수행된 바 있다(Hashash 등, 2002; Kwok 등, 2007; Park 등, 2004; 이홍성 등, 2008). 특히 시간영역 지반응답해석 프로그램에 대한 비교연구를 수행한 연구(Kwok 등, 2007)에서 f_m 과 f_n 으로 토층의 1차와 5차 모우드를 사용할 것을 권장하였다. 토층의 부지 고유주파수를 f_{site} 이라고 한다면 1차와 5차 모우드에 상응하는 주파수는 f_{site} 와 $9f_{site}$ 가 되며 이를 식 (7)와 (8)에 대입하면 α 와 β 는 다음과 같이 계산된다.

$$\alpha = 3.6\pi f_{site}\xi \quad (9)$$

$$\beta = \frac{\xi}{10\pi f_{site}} \quad (10)$$

해석프로그램 별로 실질적으로 Rayleigh 공식을 정의하는 방법이 다르다. 예를 들어 PLAXIS는 α 와 β 를 직접 입력하게 되어있으므로 식 (9)-(10)을 사용하면 된다. FLAC^{2D} (Itasca, 2008)은 f_{min} 과 ξ_{min} 을 입력해야 하며 이들은 각각 다음과 같이 계산된다.

$$\xi_{\min} = (\alpha\beta)^{1/2} = 0.6\xi \quad (11)$$

$$f_{\min} = (\alpha/\beta)^{1/2} = 3f_{\text{site}} \quad (12)$$

2.5 요소의 크기

정적해석에서 요소의 크기는 해석의 정확성을 결정한다. 단, 요소의 크기가 감소할수록 총 요소의 개수가 늘어나면 연산시간이 급격하게 증가할 수 있으므로 주의해야 한다. 동적해석에서도 정적해석과 마찬가지로 요소의 크기는 해석결과에 큰 영향을 미칠 수 있다. 여기에 더불어서 요소의 크기는 전파되는 최대 주파수를 결정한다. 수직방향으로 전파되는 전단파의 경우, 요소의 높이가 H 일 경우, 이 요소가 전파할 수 있는 최대 주파수는 $f_{\max} = \frac{V_s}{4H}$ 이다. 즉, 요소의 크기가 과도하게 크다면 f_{\max} 이상의 주파수를 모두 필터링하게 되어 해석결과가 크게 과소예측될 수 있다.

2.6 동적해석 가이드라인 결론

본 절에서는 2차원 동적해석을 올바르게 수행하기 위한 가이드라인을 제시하였다. 가이드라인은 총 5가지 요소들의 정의방법과 영향 정도를 설명하였다. 2차원 동적해석은 이들을 모두 정확하게 적용해야만 의미있는 결과를 얻을 수 있다. 2차원동적해석 수행 시 오류를 범할 확률이 매우 높으므로 반드시 자유장 해석결과를 1차원 지반응답해석과의 비교를 통하여 검증한 후 사용

해야 한다.

3. 터널의 동적해석

국내에서 2차원(또는 3차원) 동적해석은 터널의 내진 설계에 널리 수행되고 있다. 하지만, 동적해석은 반드시 필요해서 수행되기 보다는 맹목적으로 수행되는 경우가 대부분이다. 본 절에서는 응답변위법과 동적해석과의 해석결과를 심층분석하여 동적해석의 필요성을 규명하였다. 본 연구에서는 정확한 2차원 동적해석을 수행하기 위하여 전절에서 제시한 가이드라인을 엄격하게 준수하였다.

주상도 1 - 5는 지반강성이 균일한 균질 지반이며 심도는 모두 50m이다. 터널의 직경은 10m이며 중심은 심도 25m에 위치하였다. 나머지 3개 지반(주상도 6 - 8)은 비균질 지반이며 국내에서 실측된 지반이다. 비균질 지반에 적용된 터널의 직경은 8m이며 심도는 주상도 6, 7, 8은 각각 15m, 19m, 11m이다. 터널의 위치는 그림 10에 표시하였다. 전단파속도 이외에 지반에 적용된 물성치와 동적곡선 표 1에 정리하였으며 터널에 적용된 물성치는 표 2에 정리하였다. 입력운동은 Ofunato, Hachinohe 지진파(그림 1)를 사용하였으며 PGA는 재현주기 1000년 지진에 상응하는 0.154g로 스케일링하였다.

해석결과는 식 (13)과 같이 정의되는 유연도비에 대하여 정리하였다.

$$F = \frac{E_m(1-\nu_i^2)R^3}{6E_sI(1+\nu_m)} \quad (13)$$

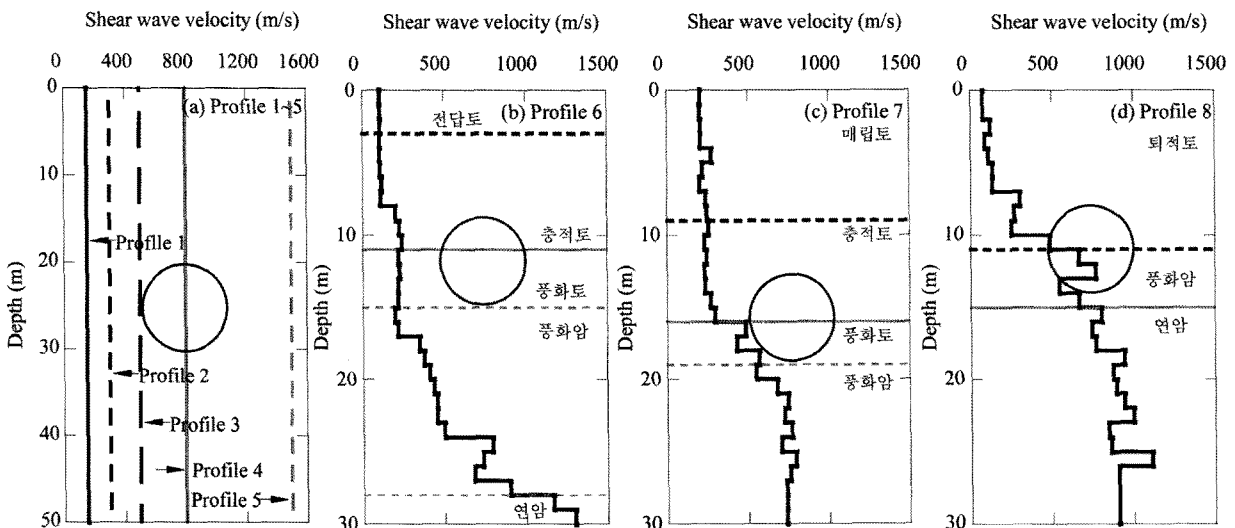


그림 10. 해석에 적용된 지반의 전단파속도 주상도와 터널의 위치 및 형상

표 1. 지반에 적용된 물성과 동적곡선

	단위중량 (kN/m ³)	포아슨비	동적곡선
주상도 1	20	0.30	Seed와 Idriss, 1970 (Lower)
주상도 2	20	0.30	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
주상도 3	22	0.30	Seed와 Idriss, 1970 (Upper)
주상도 4	25	0.20	Schnabel, 1973 (Rock)
주상도 5	25	0.20	Schnabel, 1973 (Rock)
전답토	16	0.497	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
충적층	17	0.497	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
풍화토	19	0.489	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
매립토	16	0.486 ~ 0.490	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
충적토	17	0.479 ~ 0.487	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
풍화토	19	0.417 ~ 0.456	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)
퇴적토	17~19	0.442 ~ 0.498	Seed와 Idriss, 1970 (Mean)

여기서, E_m = 지반의 탄성계수, E_l = 라이닝의 탄성계수, I = 터널라이닝의 관성모멘트, R = 터널 반경, ν_m =

지반의 포아슨비, ν_l = 라이닝의 포아슨비이다. 유연도비가 1보다 작다는 것은 지반강성이 라이닝 강성보다 작다는 의미이고 1보다 크다면 지반강성이 라이닝 강성보다 큰 경우다. 터널의 응답에 가장 큰 영향을 미치는 것은 유연도비라는 기존의 연구결과가 발표된 바 있다 (Wang, 1993). 본 연구에서는 먼저 각각의 지반 주상도와 터널에 대한 유연도비를 계산하였으며 결과는 표 3에 정리하였다. 비균질 지반에서는 위치 별로 강성이 다르므로 터널 전체에 대한 평균값을 적용하였다. 해석에 적용된 모든 지반의 유연도비가 1보다 큰 것을 알 수 있다. 실질적으로 유연도비가 1보다 작은 경우는 드물다.

자유장 운동과 지반에 터널이 위치한 경우의 상대 변위는 그림 12와 같이 천정부와 인버트 위치에서의 변위차를 계산하여 비교하였다(그림 13). 입력지진파는 Ofunato이며 주상도 1 - 8에 대하여 모두 계산하였다. 본 논문에서는 자유장 해석을 FF, 터널을 모델링한 해석을 SSI 해석으로 명하겠다. 그림 14는 FF, SSI, 그리고 FF / SSI 비율을 유연도비에 대한 함수로 표현한 것이다. 주상도 1 - 5의 균질지반에서는 유연도비가 모두 1 이상이므로 터널에서의 상대변위가 자유장에 비하여 큰 것을 확인할 수 있다(그림 13, 그림 14). 두 해석방법의 차이는 유연도비가 커질수록 점차적으로 증가한다(FF/SSI 비율, 그

표 2. 터널 라이닝의 물성치

	탄성계수 (kN/m ²)	포아슨비	단위중량 (kN/m ³)	두께 (m)	단면 2차모멘트 (m ⁴)
Lining	24,800,000	0.2	20	0.3	0.00225

표 3. 해석지반의 유연도비

	주상도 1	주상도 2	주상도 3	주상도 4	주상도 5	주상도 6	주상도 7	주상도 8
유연도비	32	131	401	1169	4439	28	70	129

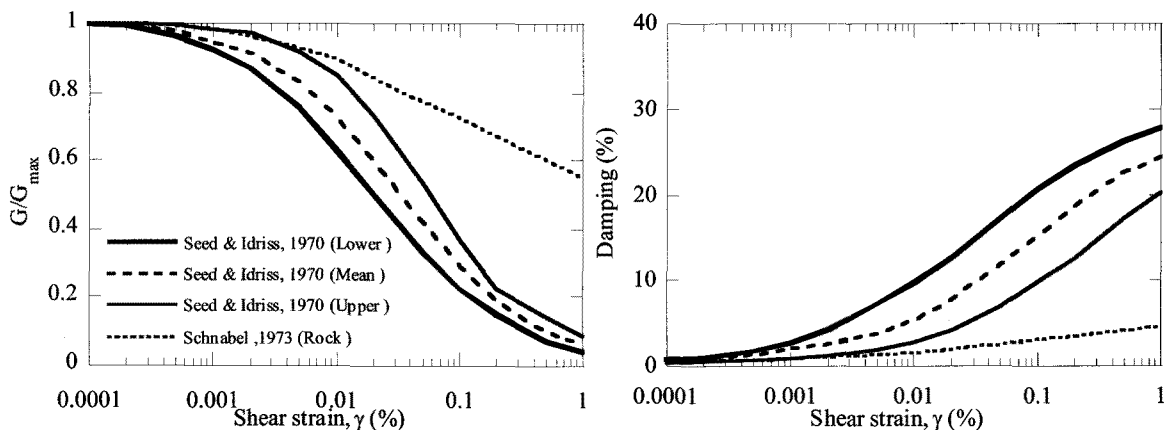


그림 11. 해석에 적용된 동적곡선

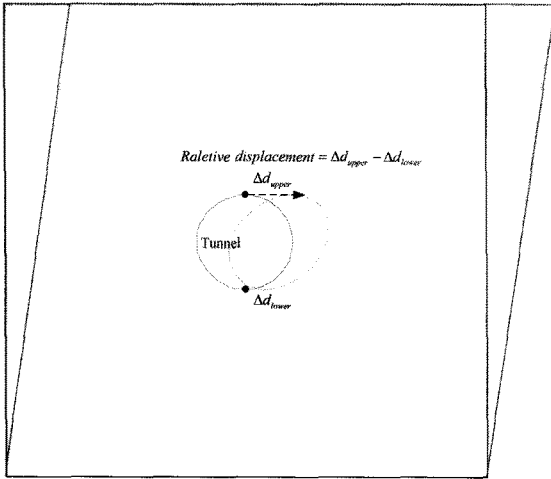


그림 12. 터널에서의 상대변위

림 14(e)-(f). 하지만 유연도비가 크다는 것은 지반의 강성이 크다는 의미이며 이러한 경우에는 지반의 절대변위는 작아지므로 터널에 미치는 영향을 작을 수 있음을 유의해야 한다.

그림 15에는 자유장 해석에서 계산된 변위를 응답변위법에 적용한 힘응력과 동적해석으로 계산된 최대 힘응력을 비교하였다. 그림 15(a)-(b)는 응답변위법, (c)-(d)는 동적해석, (e)-(f)는 동적해석/응답변위법의 비율, (g)-(h)는 동적해석과 응답변위법의 차를 나타낸다. 비율을 보면 그림 14와 같이 모두 1에 가까운 것을 확인할 수 있다. 즉, 그림 14에서 설명하였다시피 유연도비가 커질수록 상대변위는 커질 수 있지만, 워낙 작은 변위가 발생하여 계

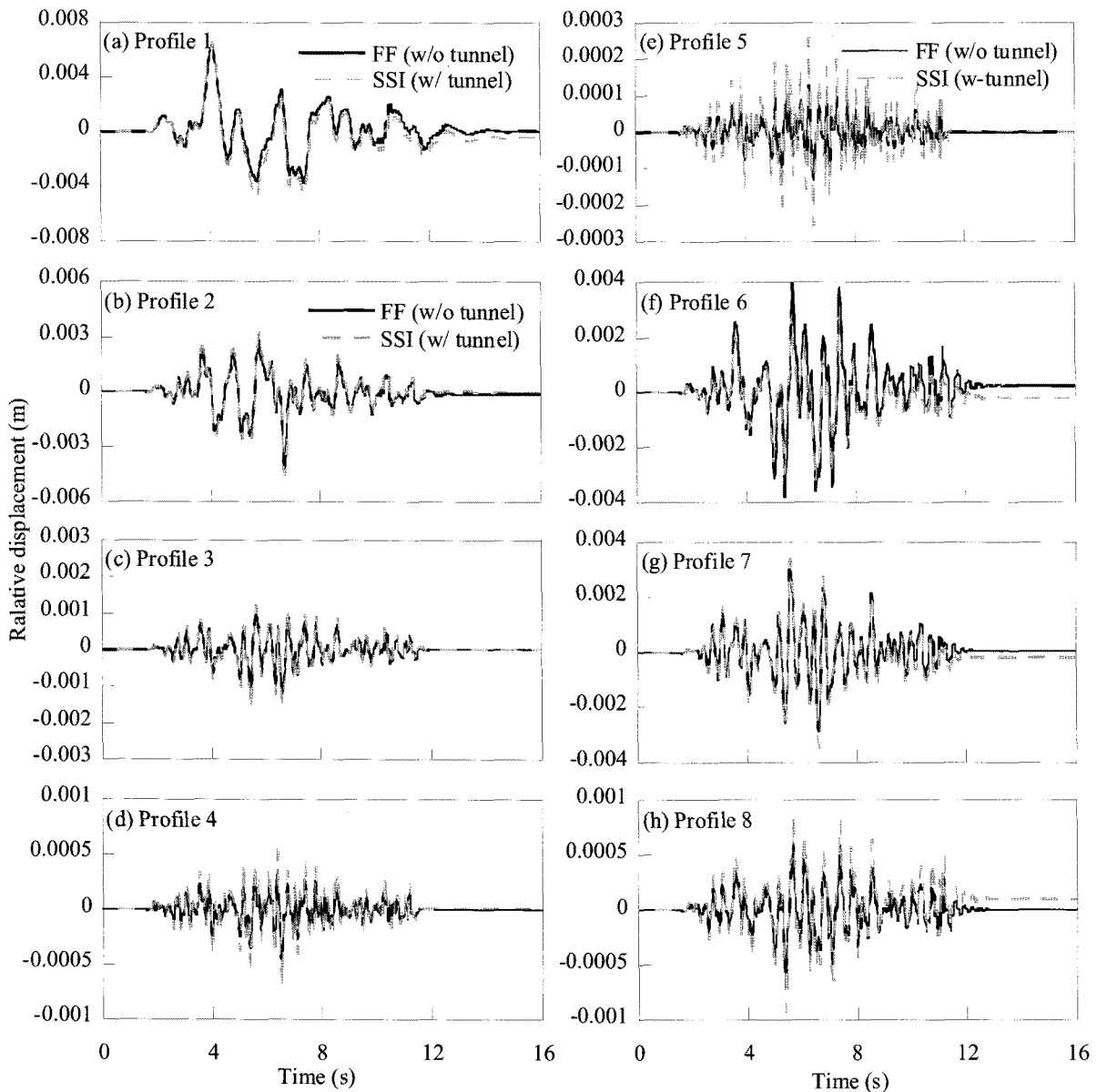


그림 13. 터널에서의 상대변위 시간이력

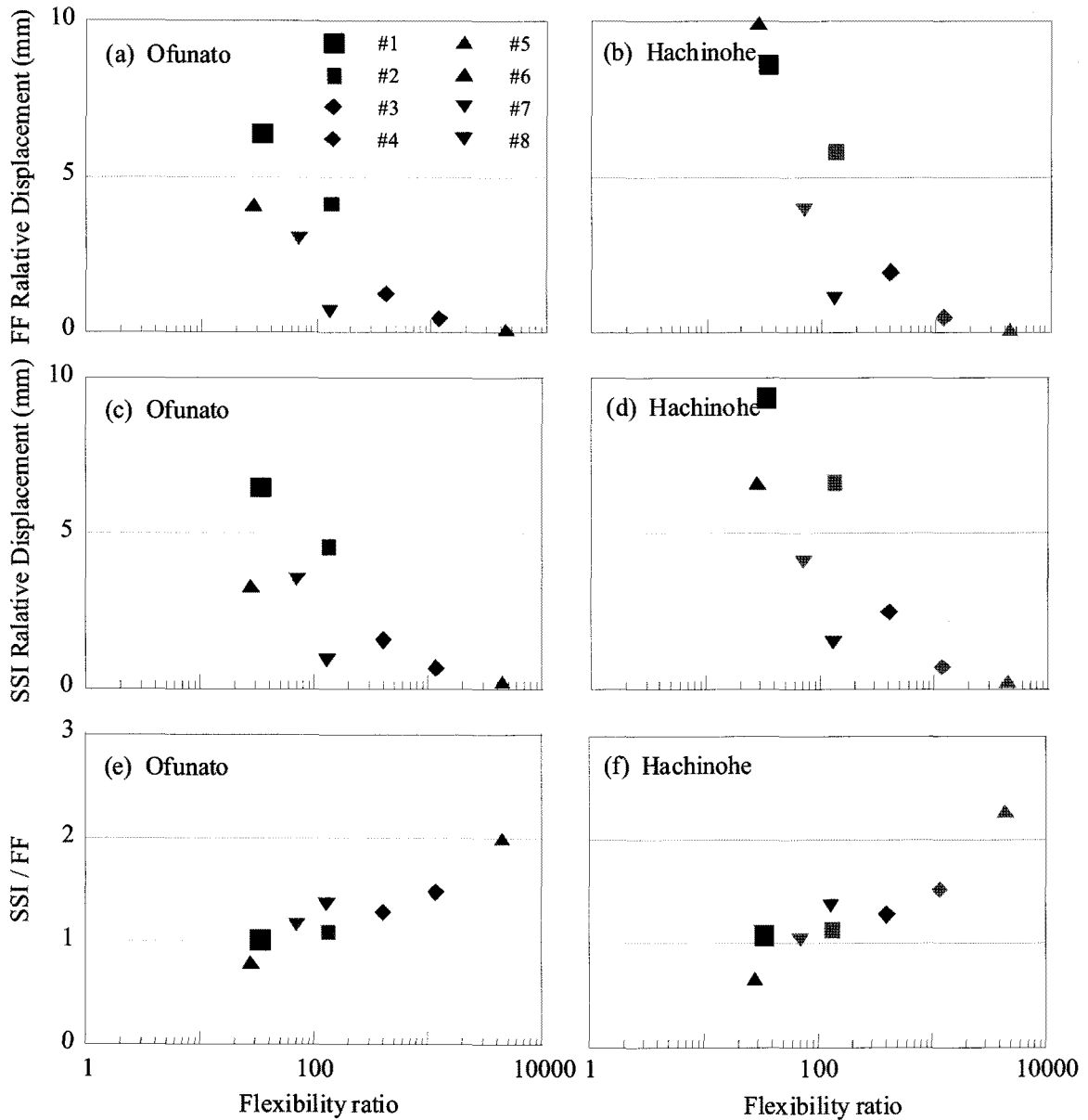


그림 14. 자유장 운동(FF)과 SSI의 상대변위 비교

산된 응력에는 큰 영향을 미치지 않은 것으로 나타났다. 해석결과의 차이를 보다 명확하게 규명하기 위하여 동적 해석과 응답변위법의 차이를 계산하였다(그림 15(g)-(f)). 계산된 휨응력 차이는 모두 900KPa 이내로 콘크리트의 허용응력(일반적으로 9.6MPa를 적용함)에 크게 못 미치는 것으로 나타났다. 즉, 본 논문에서 사용된 모든 주상도에서, 동적해석과 응답변위법은 큰 차이가 나지 않는 것으로 나타났다.

4. 결론

본 논문에서는 터널의 동적해석을 수행하여 응답변

위법과의 차이를 비교하였으며 동적해석 수행의 당위성을 평가하였다. 단, 올바른 2차원 동적해석을 수행하기 위한 가이드라인을 먼저 제시하였으며, 이를 준수하여 터널에 대한 동적해석을 수행하였다. 본 논문에서 도출한 결론은 다음과 같다.

- (1) 총 5가지 요소로 구성된 2차원 동적해석 가이드라인을 제시하였다. 이들은 1) 하부경계 및 입력지진파, 2) 측면경계, 3) 구성모형, 4) Rayleigh 감쇠, 5) 요소의 크기 등이다.
- (2) 하부 경계는 해석에 절대적인 영향을 미치는 것으로 나타났다. 올바른 하부경계는 Deconvolution을

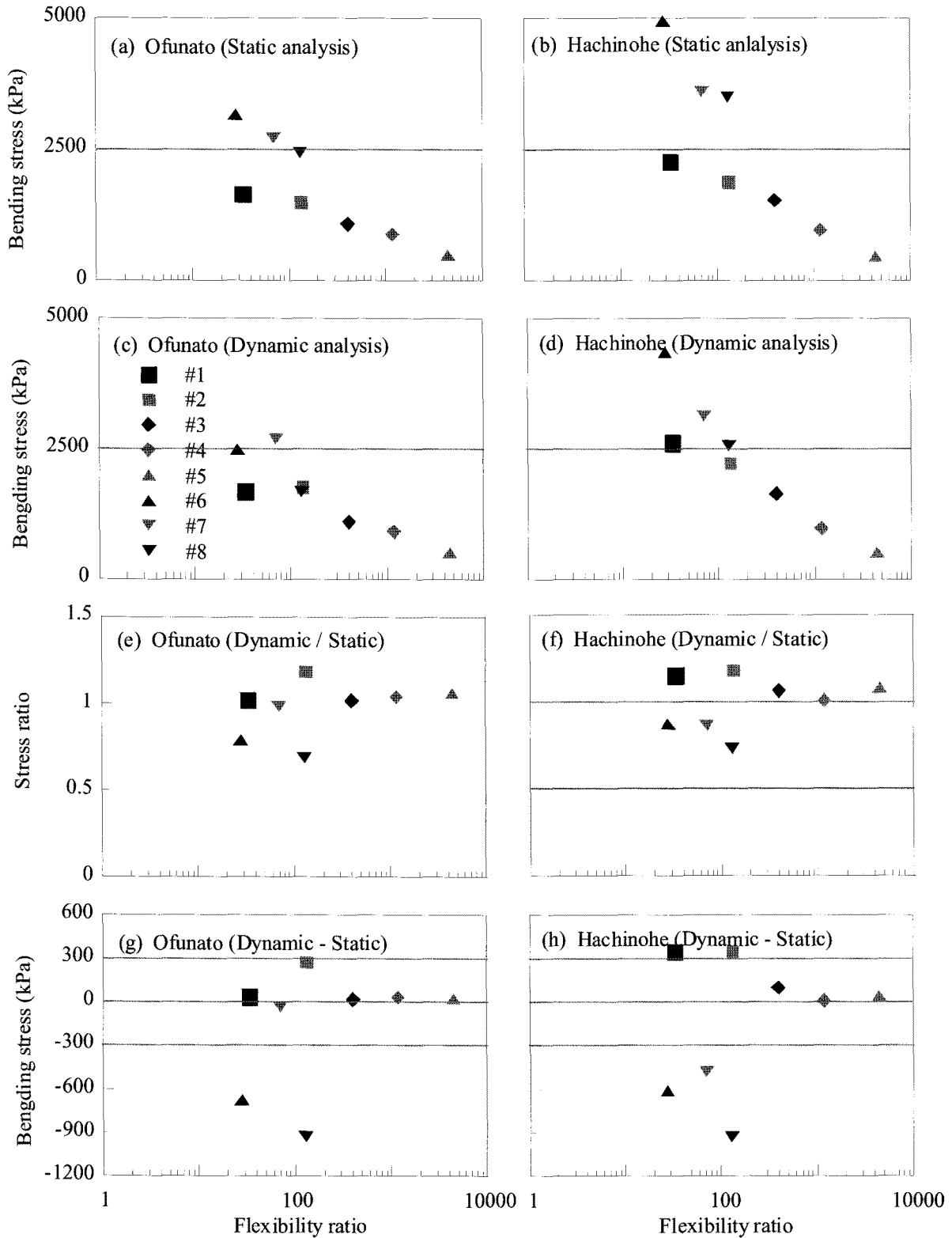


그림 15. 응답변위법과 동적해석법의 터널의 휨압축응력 비교

고려해 주어야 하며 하향파를 다시 해석영역 내부로 반사하지 않아야 한다. 가장 적절한 하부 경계는 점성댐퍼를 사용하는 무한요소인 것으로 나타났다. 경우에 따라서는 Deconvolved 지진파형을 1차원 지

반응답해석으로부터 추출하여 적용하는 것도 가능한 것으로 나타났다.

(3) 측면경계는 점성경계에 1차원 지반응답해석에서 계산된 결과를 강제로 재하하는 Free-Field 경계

조건이 가장 적절한 것으로 나타났다.

- (4) 구성모형은 점탄성, Mohr-Coulomb, 비선형모형 등을 사용할 수 있다. 단, 점탄성, Mohr-Coulomb 모델 사용 시, 전단탄성계수와 감쇠비를 적절하게 선정하는 것이 매우 중요하다. 이들은 1차원 지반응답해석을 수행하여 유효전단변형률을 계산한 후 이에 상응하는 값을 적용해야 한다.
- (5) Rayleigh 계수는 1차와 5차 모드에 상응하는 값을 적용하는 것이 적절하다. 이에 대한 공식은 논문에서 제시하였다.
- (6) 요소의 크기는 충분히 작게 적용하여 지진파의 최대 주파수를 전파할 수 있어야 한다.
- (7) 자유장 운동(FF)와 터널을 모델링하는 SSI 해석을 비교한 결과 유연도비가 해석결과의 차이를 결정하는 것을 확인할 수 있었다. 즉, 유연도비가 커질수록 FF와 SSI의 결과의 차이는 증가한다. 단, 동시에 절대 변위 크기는 감소하여 터널의 안정성에 미치는 영향은 감소한다.
- (8) 응답변위법과 동적해석 결과를 비교한 결과, 두 해석기법간의 차이는 매우 작은 것으로 나타났다. 터널 내진설계 시 일반적으로 동적해석을 수행하는 현 관행은 매우 보수적인 것으로 나타났으며 대부분의 경우에는 응답변위법으로 충분할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 건설핵심기술연구개발사업(과제번호: 05-건설핵심 D10, 과제명: 해저시설물 차폐기술연구)에 의하여 연구비가 지원되었으며 이에 감사 드립니다.

참고 문헌

1. 이홍성, 윤세용, 박두희, 김인태 (2008), "Estimation of Nonlinear Site Effects of Soil Profiles in Korea", *한국지반공학회 논문집*, 제24권, 3호, pp.1-11.
2. 일본도로협회 (1996), *도로교시방서*.
3. 한국도로교통협회 (2000), *도로교설계기준*, 건설정보사, p.1-474.
4. 한국지반공학회 (2006), *지반구조물의 내진설계*, 한국지반공학회, p.1-655.
5. 한국지반공학회 (2010), *상호검증을 통한 지진 지반응답해석 이해*.
6. Amorosi, A., and Boldini, D. (2009), "Numerical modelling of the transverse dynamic behaviour of circular tunnels in clayey soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.29, No.6, pp. 1059-1072.
7. Borja, R.D., Duvernay, B.G., and Lin, C.H. (2002), "Ground response in Lotung: Total stress analyses and parametric studies", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.1, pp.54-63.
8. Gil, L., Hernandez, E., and De la Fuente, P. (2001), "Simplified transverse seismic analysis of buried structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.21, No.8, pp.735-740.
9. Hashash, Y.M.A., and Park, D. (2002), "Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.22, No.7, pp.611-624.
10. Hashash, Y.M.A., Tseng, W.S., and Krimotat, A. (1998), "Seismic soil-structure interaction analysis for immersed tube tunnels retrofit", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics III*, Vol.2, pp.1380-1391.
11. Hibbitt, K. (2001), *ABAQUS/Standard: User's manual*, Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
12. Hudson, M., Idriss, I.M., and Beikae, M. (1994), "QUAD4M - A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base", Davis, CA: Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.
13. Imai, T., and Tonouchi, K. (1982), "Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus", Vol., pp.24-27.
14. Itasca (2008), "FLAC (Fast Lagrangian Analyses of Continua) v. 6.0", Ontario, Canada.
15. Joyner, W.B., and Chen, A.T.F. (1975), "Calculation of non-linear ground response in earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.65, pp.1315-1336.
16. Konder, R.L., and Zelasko, J.S. (1963), "Hyperbolic stress-strain formulation of sands", *Second pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sao Paulo, Brazil, Vol., pp.289-324.
17. Kwok, A.O.L., Asce, M., Stewart, J.P., Hashash, Y.M.A., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., and Yang, Z. (2007), "Use of Exact Solutions of Wave Propagation Problems to Guide Implementation of Nonlinear Seismic Ground Response Analysis Procedures", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, p.1385.
18. Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R. (1969), "Finite element model for infinite media", *Journal of Engineering Mechanics Division. ASCE*, Vol.95, pp.859-877.
19. Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., and Seed, H.B. (1975), *FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems*, EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center.
20. Lysmer, J., and Waas, G. (1972), "Shear waves in plane infinite structures", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.98, No.1, pp.85-105.
21. Matasovic, N., and Vucetic, M. (1995), "Seismic response of soil deposits composed of fully-saturated clay and sand layers", *First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Japan: JGS, Vol.1, pp.611-616.
22. Mazzoni, S., McKenna, F., and Fenves, G. (2005), "OpenSees command language manual", *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*.
23. Park, D., and Hashash, Y.M.A. (2004), "Soil damping formulation

- in nonlinear time domain site response analysis”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.8, No.2, pp.249-274.
24. Park, D., Sagong, M., Kwak, D.-Y., and Jeong, C.-G. (2009), “Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.29, No.11-12, pp.1417-1424.
 25. PLAXIS-B.V. (2002), “PLAXIS: Finite element Package for analysis of geotechnical structures”, Delft, Netherland.
 26. Prevost, J.H. (1998), *DYNFLOW User's Manual*, Department of Civil Engineering and Operations Research, Princeton University.
 27. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970), *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*, College of Engineering University of California Berkeley., Berkeley, pp.41.
 28. Wang, J.N. (1993), “Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach”, *Monograph 7*. New York, NY: Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc.
 29. White, W., Lee, I., and Valliappan, S. (1977), “Unified boundary for finite dynamic models”, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.103, No.5, pp.949-964.
 30. Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P., Adalier, K., and Abdoun, T. (2004), “Numerical model verification and calibration of George Massey Tunnel using centrifuge models”, *Canadian geotechnical journal*, Vol.41, No.5, pp.921-942.

(접수일자 2010. 5. 10, 심사완료일 2010. 6. 28)