

비탄성 지반 스프링을 이용한 지하 구조물의 해석

Analysis of Underground Box Structures with Inelastic Soil Spring

오 치 응*

정 재 훈**

임 성 순***

Oh, Chi-Woong

Chung, Jae-Hoon

Yhim, Sung-Soon

Abstract

There are many methods for analyzing underground box structures. One is the method of Iterative removal of tensional spring. The other is the method of modeling of ground to 8-node elastic-plastic planar element. In this study, We use inelastic soil spring element for analyzing underground box structures. First, if N-value is over 50, the results of inelastic soil spring method is the same as the method of 8-node planar element in last stage. Second, as N is increasing, element forces in two methods are generally decreasing. Third, as N-value is increasing, element forces in two method are generally decreasing and displacement has decreasing incline. This is the same as the force-displacement curve of general underground structures.

keywords : Underground Box Structures, Tensional Spring, Inelastic Soil Spring N-value

1. 서 론

지하구조물은 구조계의 주변에 위치한 지반의 작용 하중과 지지조건으로 작용하는 구조물로서 일반 토목 구조물과는 다른 해석방법을 적용하고 있다. 지하구조물은 지반거동과 구조물 거동의 합성작용을 나타내는 즉, 지반-구조 상호작용을 고려한 구조해석을 수행하

여야 한다. 이와 같은 지반-구조 상호작용에 대한 연구는 지반특성의 불확실성으로 인해 해석적 방법으로 제시되지 못하고 있으며 실험적 방법으로 지반의 다짐 정도에 따른 지반 강도의 관계가 소개되고 있다.

지반-구조물의 상호작용에 대한 일반적인 해석방법은 크게 2가지 형태로 구별된다. 첫째, 탄성기초 위에 위치한 들보 개념으로 지반의 강도를 탄성 스프링으로

* (주)삼안건설기술공사 구조1부

** 학생회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정

*** 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 부교수

E-mail : kchungjh@dreamwiz.com 011-9925-2953

• 본 논문에 대한 토의를 2002년 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 2003년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

환산한 후 이를 구조물의 경계조건으로 적용 해석하는 Winkler모델이 이에 해당한다. 이 방법은 정확한 하중-지반 강도의 관계식이 주어졌을 때 사용할 수 있는 간단한 방법이다. 둘째, 구조물 주변 특히 지하구조물의 바닥 슬래브 밑의 지반을 적당한 거리까지를 유한 요소로 분할하여 지반의 재료적 비선형성을 나타내는 방법이 있다. 이 방법은 주변의 지반을 유한요소로 모델링 함으로서 많은 양의 자료가 요구되며 계산량과 계산시간이 많이 소요되는 방법이다. 이러한 이유로 지반-구조물의 해석은 지반을 탄성 스프링으로 가정하고 초기 해석을 수행한 결과로부터 인장력을 받는 탄성 스프링을 제거한 후 재해석을 반복적으로 수행하는 방법을 실무에서 널리 적용하고 있다. 그러나 이러한 방법은 모든 지반조건이 탄성범위에 있으며 인장력에 대한 저항능력이 없다는 가정하에서 적용할 수 있는 방법이다. 이때 탄성 스프링 계수는 평판 재하시험 등에 의한 N값으로부터 환산하여 결정하거나 공내 재하시험 등에 의해 지반의 탄성계수를 측정하여 결정한다.

지반 반력계수를 적용할 때 실제 구조물의 크기에 따른 효과가 다르므로 적절한 보정계수를 선택하여야 한다. 그러나 구조물의 강도에 비해 비교적 연성이 큰 지반조건을 가진 구조물의 해석에는 적당한 방법이 될 수 없는 단점이 있다. 탄소성 스프링을 이용한 지반-구조물 상호작용에 대한 구조해석 방법은 구조물 주변 지반을 유한요소로 이상화하는 해석모델에 비해 비교적 간단하게 적용할수 있는 방법이다.

본 연구는 보다 현실적인 지반 특성치를 고려하기 위하여 지반을 탄소성체로 가정하고 하중-지반강도 관계식을 이용한 탄소성 스프링으로 모델링한 지하 구조물의 합리적인 해석방법을 제시함을 목적으로 하였으며 탄소성 해석이 가능한 Pentagon 2D프로그램을 사용하여 해석을 수행하여 결과를 비교분석하였다.

2. 역학적 모델

본 연구는 지반을 탄소성 스프링으로 모델링하여 지하 박스 구조물을 해석하고자 하였다. 지반을 탄소성 스프링으로 모델링하면 인장력을 받는 스프링을 인위

적으로 삭제하는 반복단계가 불필요하며 탄성조건을 받는 지반모델이 탄소성으로 변환되는 한계상태에 대한 이론이 요구된다.

2.1 선형 탄성 모델

선형 탄성모델은 응력과 변형률의 관계에 Hooke의 법칙이 적용되는 되는 모델로서 유한요소법을 적용하기에 간단하며 일반적인 역학문제는 선형 탄성 모델을 근거로 하고 있고 식으로 표시하면 식(1)과 같다.

$$\sigma_{ij} = B_{ij} + C_{ijkl}\epsilon_{kl} \quad (1)$$

여기서, B_{ij} 는 초기 변형률이 없는 상태의 초기 응력텐서의 성분이고, C_{ijkl} 은 재료의 탄성계수를 나타내는 텐서이다. 만일 초기 변형률이 0인 상태와 초기의 응력이 0인 상태가 일치하는 것으로 가정하면, $B_{ij} = 0$ 이 되므로 식(1)은 식(2)과 같이 된다.

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\epsilon_{kl} \quad (2)$$

여기서, σ_{ij} 와 ϵ_{kl} 은 응력과 변형률에 대한 2차 텐서, C_{ijkl} 은 공학상수를 나타내며 4차 텐서이다.

2.2 완전 탄소성 모델

응력과 변형해석의 기본이 되는 연속체 이론의 범주 내에서 구성방정식을 공식화하기 위해서 사용되는 소성이론은 크게 2가지로 대별된다. 첫째는 변형이론이고 두 번째는 증분이론으로 소성변형률과 응력의 관계를 규정하는 방법에 차이가 있다.⁴⁾

변형이론에서는 응력의 순간적인 상태와 소성변형률간의 관계가 일정하게 결정되는 것으로 가정하는 반면에 증분이론에서는 소성변형률과 응력의 변화율 및 현재 상태의 응력에 따라 그 관계식이 정해진다. 두 이론 모두 응력이 항복기준에 도달할 때까지는 탄성으로 가정하며 그 이후는 소성으로 가정한다.

변형이론은 특수한 응력 경로를 제외하고는 수학적으로 모순되는 문제점을 가지고 있으므로 소성의 증분 이론이 일반적이다. 완전 소성 재료에 대해서 항복함수 또는 항복기준은 식(3)과 같다.

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (3)$$

여기서, σ_{ij} 는 응력텐서로서 대칭이다. 만약 소성변형률이 발생되면 그 재료에는 변형경화가 생기고 항복함수는 식(4)와 같다.

$$f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) = 0 \quad (4)$$

여기서, ϵ_{ij}^p 는 소성변형률 텐서의 성분이다. Drucker는 재하와 제하의 한 사이클동안 한 쌍의 응력증분이 양(+)또는 0의 일을 한다는 안정성 재료의 일반 개념을 기술하였다. 이 개념은 다음과 같은 의미를 내포하고 있다.

첫째, 항복곡면은 응력 공간에서 볼록한 형상이다. 둘째, 항복곡면과 소성 포텐셜은 서로 일치한다. 즉 소성변형률 증분은 항복곡면에 수직인 벡터이다. 셋째, 변형연화는 일어나지 않는다. 즉, 재료는 항복이 되어도 붕괴되지 않거나 또는 파괴 후에도 하중증가시 강도가 감소되지 않는다는 것이다. 이러한 개념을 정리하면 식(5)와 같다.

$$d\sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p \geq 0 \quad (5)$$

2.3 Mohr-Coulomb 항복기준

Mohr의 기준에 의한 파괴기준은 식(6)과 같다.

$$|\tau| = f(\sigma) \quad (6)$$

여기서, 임의평면에서의 한계 전단응력 τ 는 동일 평면상의 수직응력 σ 에만 관계되며 파괴포락선 $f(\sigma)$ 는 실험으로 결정되는 함수이다.

Mohr의 기준에 의하면 재료의 파괴는 가장 큰 Mohr 원이 파괴포락선에 접하는 응력 상태로 될 때 발생된다. 이것은 중간 주응력 σ_2 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)가 파괴조건에 영향을 미치지 않는다는 것을 의미한다.

Mohr의 파괴포락선을 식으로 표시하면 식(7)과 같다.

$$|\tau| = C + \sigma \tan \phi \quad (7)$$

여기서, C와 ϕ 는 재료의 강도 파라미터로서 C는 점착력 그리고 ϕ 는 내부 마찰각이다. 여기서 압축을 (+)로 채택하였다.

3. 유한요소해석

유한요소법은 연속체로서의 구조계를 특정 점들의 물리량 예를 들어, 특정 점의 변위나 기울기 또는 이에 대응하는 단면력들만으로 구조 특성을 나타내는 이산화 구조계를 해석모델로 선정하는 기본 개념에서 출발하였다. 기존의 매트릭스 구조해석법은 뼈대구조물에만 적용하였으나 유한요소법은 연속체로서의 구조물뿐만 아니라 생활 속의 다양한 물리문제를 해결할 수 있는 방법이다. 토목구조물에 있어서 지반이나 유체와 같이 재료적 특성이 불명확한 경우는 반복적인 방법으로 적절한 해를 얻을 수 있다.³⁾

본 연구는 이와 같은 지반의 비선형 문제를 부분적인 선형문제로 이상화하여 반복 계산함으로써 적절한 결과를 도출하는 비선형 기법을 적용하며 현 상태의 단면력들을 정확하게 계산할 수 있도록 예견하는 기법을 적용하였다.

4. 수치해석

본 연구에서 선택한 해석모델은 2연 2층 박스단면을 가진 지하 구조물로서 벽체는 지반의 횡토압이 작용하며 바다 슬래브 밑은 기초지반이 지지하고 있는 구조물이다. 해석구조계의 단면형상은 Fig. 1과 같고 해석에 사용된 유한요소절점 및 요소번호도는 Fig. 2, 단위폭에 대한 단면제원은 Table 1과 같다.⁵⁾

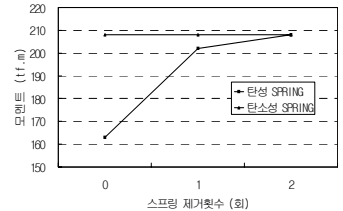
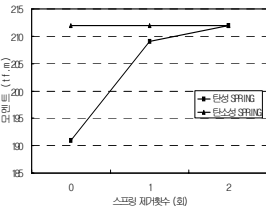
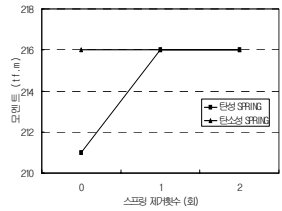
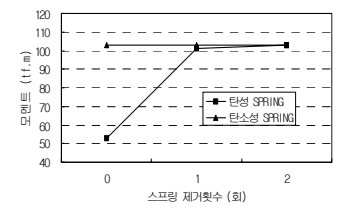
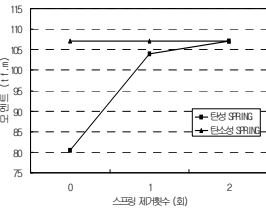
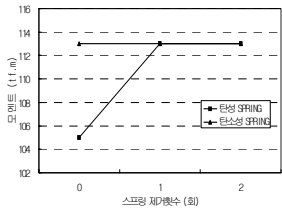
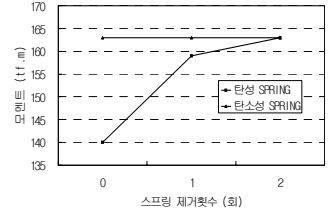
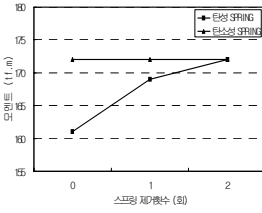
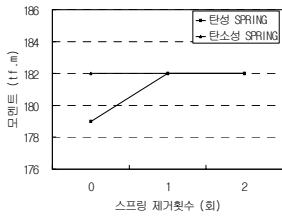
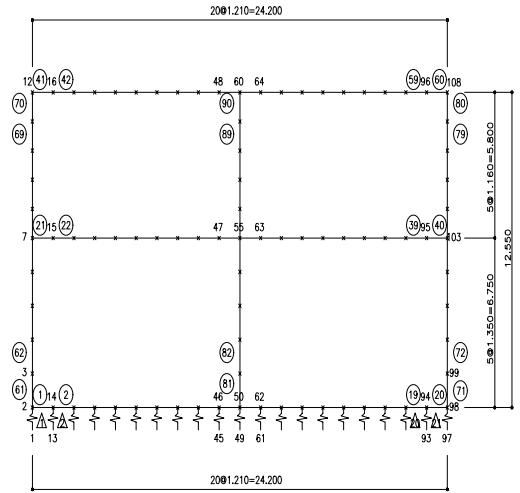
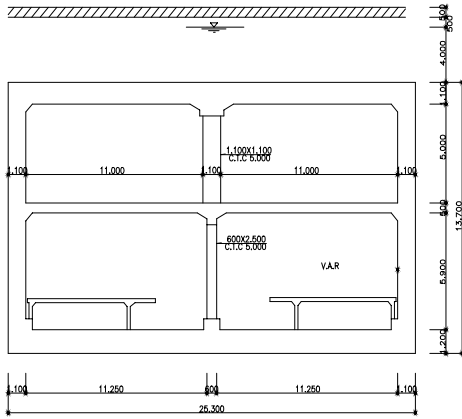


Fig. 3 N값의 변화량에 따른 하부슬래브의 모멘트변화량

본 연구는 해석모델에 대해서 첫째 평면뼈대구조와 탄성스프링으로 구성된 해석계로 이상화하여 인장스프링이 발생할 경우 인장스프링을 제거하면서 해석을 수행하였다.

탄성스프링해석에서 사용된 연직 지반 반력계수는 도로교 설계기준에 의해 충적토, 매립토, 풍화토, 풍화암, 연암, 경암일 때 각각의 경우에 대한 K_v 를 산정하였다. 둘째 탄소성스프링해석에서는 평면뼈대구조와 탄소성스프링으로 구성된 해석계로 이상화하였고 기초치

Table 1 해석단면제원

단면	B(m)	H(m)	A(m ²)	부재
1	1.000	1.200	1.200	1~20
2	1.000	1.100	1.100	41~80
3	1.000	0.500	0.500	21~40
4	□ 600×2.500 C.T.C 5.000			81~85
5	□ 1.100×1.100 C.T.C 5.000			86~90

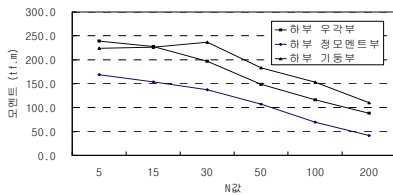
반요소는 탄성스프링의 길이와 동일하게 1m 두께를 갖는 단일지층으로 모델링하여 N값에 따라 지반반력계수에 해당하는 값을 입력하여 해석을 수행하였다.

4.1 스프링 제거횟수에 따른 비교

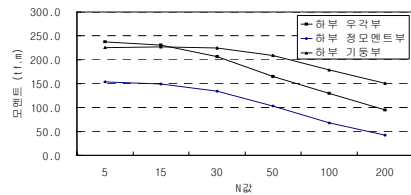
N값의 변화량에 따른 하부슬래브의 모멘트변화량을 표시하면 Fig. 3와 같다. 해석결과 N값이 50이상인 경우 탄성스프링해석이 탄소성스프링해석에 비해 초기단계에서 작은값을 보이다가 반복에 의해서 최종단계에서 탄소성해석결과와 일치함을 볼수 있다.

4.2 N값에 따른 하부슬래브 모멘트 변화

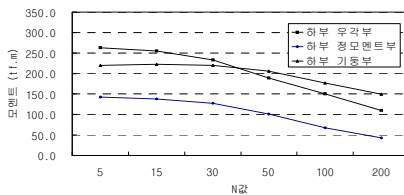
N값의 증가에 따른 하부슬래브의 모멘트는 음의 기울기를 갖으면서 감소하는 경향을 나타내며 이를 표시하면 Fig. 4와 같다.



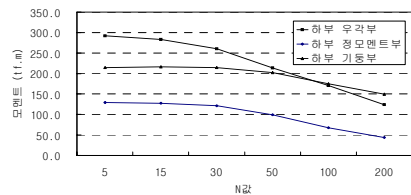
(a) $K_o=0$ 인 경우 모멘트변화



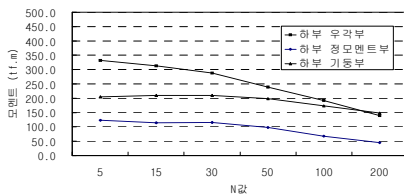
(b) $K_o=0.5$ 인 경우 모멘트변화



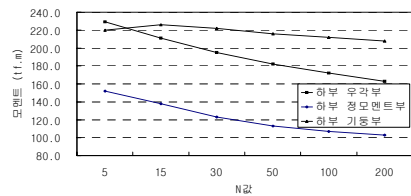
(c) $K_o=1.0$ 인 경우 모멘트변화



(d) $K_o=1.5$ 인 경우 모멘트변화



(e) $K_o=2.0$ 인 경우 모멘트변화

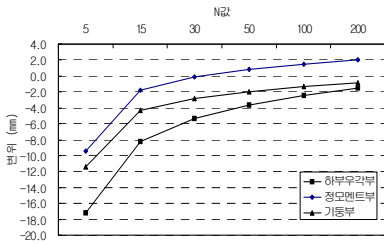


(f) 탄소성 스프링 해석시 모멘트변화

Fig. 4 N값의 증가에 따른 하부슬래브의 모멘트는 음의 기울기를 갖으면서 감소하는 경향

4.3 N값과 변위 관계도

N값의 변화에 따라 평면요소방법과 탄소성스프링요소방법으로 하부슬래브 위치별로 변위량을 표시하면 Fig. 5와 같다. 해석결과 N값이 증가함에 따라 두가지 방법 모두 변위값이 감소하였는데 이러한 현상은 지반강성증가에 따른 변위량 감소의 원리와 일치하였다.



(a) 탄소성스프링해석 N-변위($K_o=0$)

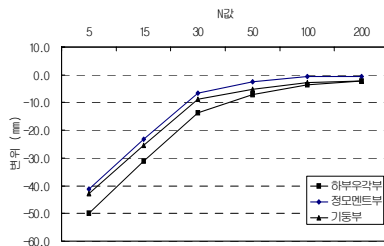


Fig. 5(b) 평면요소탄소성해석 N-변위($K_o=0$)

5. 결론

본 연구의 해석결과 다음과 같은 거동특성을 나타냈다. 첫째, 인장스프링을 제거하는 해석에서 N값이 30이 하인 경우에는 인장스프링이 발생하지 않았고, 탄소성스프링해석과 일치하였다. 그러나 N값이 50이상인 경우 인장스프링이 발생하였고 인장스프링을 제거하면서 해석을 반복수행한 결과 최종단계에서는 탄소성스프링해석결과와 일치하였다. 따라서 실무적으로 탄성스프링해석을 반복수행하는것보다 탄소성스프링해석을 수

행하는것이 해석수행상 간편하다고 판단된다.

둘째, N값의 증가에 따른 하부슬래브의 모멘트는 음의 기울기를 갖으면서 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 현상은 지반강성증가에 따라 지하구조물에 작용하는 부재력의 일부를 지반이 저항하는 현상으로 판단된다.

셋째, 탄소성 스프링요소 해석과 평면요소의 해석결과 모두 N값이 증가함에 따라 변위의 양이 감소하는데 이러한 현상은 지반강도증가에 따른 변위량감소의 일반적인 현상과 일치함을 알 수 있다.

참고문헌

1. "도로교설계기준", 한국도로교통협회, 2000.
2. "구조물 기초설계기준" 건설교통부, 1998.
3. 장찬수, "지반공학에 대한 유한요소해석," 1989.
4. 이병수, 박정일, "흙의 탄소성해석," 1998.
5. "서울 지하철9호선 설계기준" 서울특별시 지하철건설본부, pp. 63~65.
6. 손호웅, "지반공학에 대한 유한요소해석," 1989.
7. J. Chakrabarty, "Theory of Plasticity 2nd ed.", McGraw-Hill, 1987.
8. William Weaver, Jr., James M.Gere, "Matrix Analysis of Framed Structure 2nd ED.", D.Van Nostrand Company, 1990.
9. A. C. Ugural, S. K. Fenster, "ADVANCED STRENGTH AND APPLIED ELASTICITY 3rd ED.", Prentice Hall, 1995.
10. O. C. Zienkiewicz, "The Finite Element Method 4th ED. Volume 1,2", McGRAW Hill International Editions, 1991.
11. T.J. Chung, "Applied Continuum Mechanics," Cambridge, 1996.
12. D.S. Chandrasekharaiah, "Continuum Mechanics," Academic Press, 1994.
13. R. Hill, "The Mathematical Theory of Plasticity,", Oxford Press, 1956.
14. Y.C. Fung, "A First Course in Continuum Mechanics - 2nd", Prentice-Hall, 1977.
15. S.P. Timoshenko, "Theory of Elasticity-3rd", MaGRAW Hill, 1970.

(접수일자 : 2002년 3월 22일)