

대규모 굴착공사에 따른 지중연속벽체의 변형특성(II)

- 수치해석 -

Deformation Characteristics of Diaphragm Wall Induced by Deep Excavation(II)

- Numerical Analysis -

| | | | |
|---------------------|----------------|---------------------|-------------------|
| 김 동 준 ^{*1} | Kim, Dong-Joon | 이 병 철 ^{*2} | Lee, Byoung-Cheol |
| 김 동 수 ^{*3} | Kim, Dong-Soo | 양 구 승 ^{*4} | Yang, Gu-Seung |

Abstract

The numerical analysis is performed to predict the lateral deflection of cylindrical diaphragm wall induced by the deep excavation in the coastal area. The results determined by numerical analysis and site instrumentation are compared, and the applicabilities of numerical analysis methods are assessed. The numerical analysis methods including subgrade reaction method, linear FEM and nonlinear FEM are employed. The effects of small strain nonlinearity and confining pressure are considered in the analysis and the numerical results with and without these consideration are compared. As the results of this study, the nonlinear FEM considering both the effects of small strain nonlinearity and confining pressure reduction by excavation provides the reliable results that predict the lateral deflection of diaphragm wall.

요 지

해성토층 위에 준설매립된 수도권 해안매립지역에서 원형의 대심도 굴착공사로 인하여 발생하는 지중연속벽의 수평변위를 예측하기 위하여 수치해석을 수행하였고, 이러한 수치해석결과와 현장측정값을 비교하여 각각의 수치해석방법의 적용성을 평가하였다. 수치해석법으로는 지반반력해석, 선형 유한요소법 그리고 비선형 유한요소법이 수행되었다. 각각의 방법들에서는 미소변형률에서의 지반거동특성인 비선형성과 굴착으로 인한 구속압감소효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우에 대하여 수치해석을 수행하여 각각 그 결과들을 비교·분석하였다. 이러한 분석결과 미소변형률에서의 비선형성과 굴착으로 인한 구속압감소 효과를 고려한 비선형 유한요소해석법이 가장 정확하게 수평변위를 예측할 수 있는 방법임을 알 수 있었다.

Keywords : Confining pressure effect, Deep excavation, Diaphragm wall, Lateral wall deflection, Linear FEM, Nonlinear FEM, Small strain nonlinearity, Subgrade reaction method

1. 서 론

최근들어 공용하중상태(working stress condition)의 계측을 통하여 지반구조물 시공시 실제 지반이 거동하는

변형률은 0.1~1% 이하이며, 이 미소변형률 영역에서는 지반이 비선형 거동을 함이 밝혀지고 있다(Burland, 1989). 그러므로 공용하중상태하에서 지반의 변형해석을 위해서는 미소변형률하에서 지반의 비선형 탄성계

*1 정회원, 현대건설기술연구소 연구원
*2 정회원, 신구대학 토목공학과 조교수
*3 정회원, 한국과학기술원 토목공학과 부교수
*4 정회원, (주)삼성물산기술연구소 책임연구원

수를 정확하게 결정하는 것이 매우 중요하다.

현재 굴착시 흙막이 벽체 거동을 예측하기 위해서는 지반반력계수를 사용한 해석법이 보편적으로 사용되고 있으며, 지반반력계수는 N치에 근거한 경험식으로 결정되고 있다. 이 방법은 간편하게 사용할 수 있는 장점이 있으나, 제안식들간의 결과값이 서로 일치되지 않고, 지반을 서로 독립적으로 작용하는 스프링으로 가정하므로 인접한 지반간의 상호작용을 고려하기가 어려우며, 해석이 벽체 자체에 대해서만 이루어지므로 굴착면지반이나 굴착배면부 지반 등 전체적인 지반의 거동을 예측할 수 없다는 단점이 있다.

흙막이 벽체의 거동과 지반의 거동을 함께 고려하기 위한 유한요소해석 기법도 사용되고 있으나, 이 기법 역시 입력치의 산정이 N치에 근거한 경험식에 의존하거나 공용하중상태가 아닌 지반변형률 1% 이상의 고변형률영역의 지반정수를 사용하여 해석을 수행함으로써 안전측의 해석 결과를 얻는데 만족하고 있을 뿐 실제 지반의 거동을 정확하게 예측하는 것과는 거리가 먼 실정이다. 또한, 사용되는 지반물성치들이 굴착전에 조사된 값으로서 굴착에 따라 변화하는 구속압과 투수에 의한 변화 등을 고려하기가 힘들다.

따라서, 본 논문은 지반의 미소변형특성과 굴착에 따른 구속압변화를 고려하여 도심도 굴착시 지반의 변형 거동을 정확히 예측할 수 있는 기법을 제안하는데 목표를 두고, 현장시험기법과 실내시험기법을 결합하여 현장지반의 변형률에 따른 변형특성을 추정하고 이를 지반반력 해석, 선형 유한요소 해석, 비선형 유한요소 해석 등 다양한 수치해석기술을 활용하여 그 결과를 검토하였다.

2. 현장 및 지반조건

본 연구의 대상은 서해안 00지역에 위치한 지하식 LNG 저장탱크시설 건설을 위한 지중연속벽 공사현장으로 연안을 매립하여 인공섬으로 조성된 부지이다. 전반적인 지층의 현황은 해성퇴적층이 상부 준설 매립토의 하부에 위치하며, 분포토층은 준설매립토를 포함하여 모래층이 지표로부터 약 50.0m 이상 분포하고, 이들 중간에는 점성토층이 불규칙하게 협재되어 있으며, 모래층 하부에는 자갈층이 약 3~4m의 두께로 분포하고 있다. 풍화대층은 퇴적층의 하부에 약 12.0m 이상의 층 두께로 분포하며, 그 하부로는 기반암이 위치한다. 지하

수위는 지표하 심도 1.96m~4.61m의 범위에 분포하는 것으로 조사되었다.

3. 굴착공사 개요 및 계측결과

지중연속벽은 직경 80m의 원형으로, 벽체는 연암층에 3m 관입되도록 EL -66.8m 깊이까지 설치되었으며 26개의 패널로 나누어 타설되었다. 굴착은 지중연속벽 타설후 시작되어 약 50일 동안 EL -46.0m 까지 굴착이 이루어 졌다.

계측은 원주방향으로 8방향에서 실시되었으며 인접한 탱크와 굴착에 의한 영향여부에 따라 주 계측라인이 정해지고, 이에 따른 보조단면들에 대해서도 계측이 실시되었다. 계측항목은 벽체변위, 수압, 토압, 철근응력, 콘크리트 응력, 온도 등이며 자세한 사항은 동반논문에 소개되어 있다.

4. 미소변형률의 개념 및 시험기법

그림1은 지반의 대표적인 응력-변형률 관계로 지반의 변형률 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보인다. 그림1에 나타난 응력-변형률 관계를 미소변형률 영역에서 효과적으로 살펴보기 위하여 그림2와 같이 전단탄성계수-대수변형률의 관계로 나타낼 수 있다. 그림2에서 전단탄성계수가 변형률 크기에 무관한 선형 영역과 탄성계수가 변형률 증가에 따라 감소하는 비선형 영역으로 구분된다.

지반의 전단탄성계수 변형률의 관계는 다양한 조건에 따라서 매우 상이하게 나타나게 되나 전단탄성계수

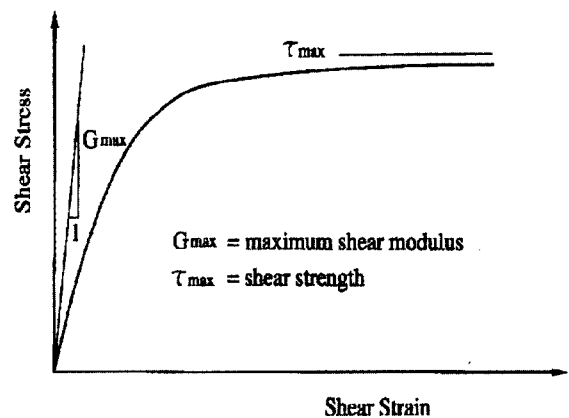


그림 1. 전형적인 지반의 응력-변형률 관계

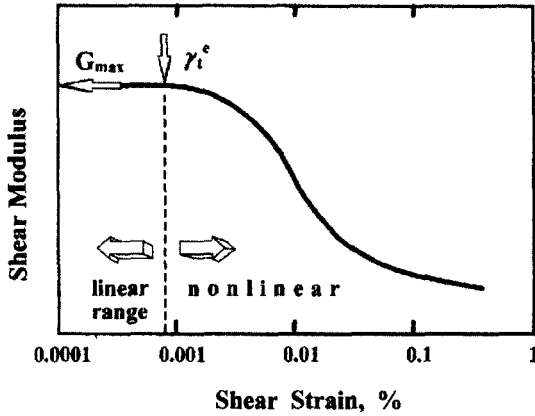


그림 2. 지반의 전단탄성계수-대수변형률($G-\log \gamma$) 관계

를 최대전단탄성계수로 정규화한 정규화전단탄성계수 (G/G_{max})와 전단변형률 크기(γ)로 나타내면 영향요소에 비교적 무관하여 시료의 종류에 따라서 일정한 범위에서 결정되는 것으로 알려져 있다(Vucetic 과 Dobry, 1991).

공용하중 상태에서 지반이 경험하는 변형량은 매우 작다는 것이 실제 계측과 수치해석에 의해서 증명되었으며(Burland, 1989), 이때 지반의 변형률은 대부분 0.1%를 초과하지 않아서 미소변형률 영역에서 거동합이 밝혀졌다. 따라서, 지반의 거동을 정확히 예측하기 위해서는 0.1% 이하의 미소변형률 영역에서 지반의 탄성계수를 신뢰성 있게 계측할 수 있는 시험기법과 이를 모델링할 수 있는 수치해석 기법이 필요하다.

미소변형률 영역에서의 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 시험법은 크게 현장시험법과 실내시험법으로 나눌 수 있다. 현장시험으로는 크로스홀, 다운홀, 표면파 시험과 같은 탄성파를 이용한 방법이 대표적이며, 실내시험으로는 내부 및 국부변형측정을 이용한 삼축시험, 공진주 시험, 비틀전단시험, 벤더엘리먼트 시험 등이 있다. 현장시험의 경우 전 변형률 영역에서 탄성계수 변화를 측정하지 못하고, 하중주파수의 영향, 구속압의 영향 등을 엄밀히 평가하지 못하는 단점이 있으며, 실내시험은 저변형률 및 중간변형률을 포함하는 전변형률 영역에서의 탄성계수 측정이 가능하나 불교란 시료의 채취와 시료의 대표성 확보가 매우 어려운 단점이 있다. 따라서 보다 엄밀한 현장지반의 변형률 크기에 따른 탄성계수 결정을 위해서는 각각의 실내시험과 현장시험에서의 신뢰성 있는 변형률 측정범위, 작용되는 응력의 크기, 시험이 수행되는 하중주파수 차이 등을 고려하여 각

시험결과를 효과적으로 결합하여 사용하여야 한다(김동수 등, 1997).

5. 지반거동해석기법

5.1 지반반력해석

벽체의 변형에 따라 인접지반이 벽체에 가하는 반력을 선형 혹은 비선형 스프링으로 단순화하여 해석 및 설계에 이용할 수 있다.

5.1.1 지반반력계수

지반반력계수는 벽체와 지반사이 접촉면의 임의의 한 점에서의 압력과 그 압력으로 인하여 발생하는 변형사이의 비로서 식1과 같이 정의된다.

$$k_s = \frac{p}{y} \quad (1)$$

여기서, p 는 재하 접촉면과 지반 사이의 단위면적당 압력이고, y 는 작용하중에 의하여 발생하는 침하량이다.

지반반력계수는 하중의 작용방향에 따라, 수평과 수직 지반반력계수로 나누어 볼 수 있으며, 지반구조물 해석시 선형과 비선형으로 나누어 적용한다.

지반반력계수를 구하는 방법으로는 선형인 경우는 Terzaghi법, Chen법, Hukuoka법, 일본토질공학회, Vesic법, 일본도로교 시방서 방법, 국내도로교 시방서 방법(한국도로교시방서, 1996) 등이 있고, 비선형인 경우에는 대만의 YUNG-An LNG 인수기지 설계시 사용된 일본도로협회 기준식이 있으며, $p-y$ 곡선의 비선형성을 연구한 많은 방법들이 있어 왔다(Chen과 Chen, 1997).

본 논문에서는 국내 도로교시방서(1996)에 의한 방법을 사용하였다. 국내 도로교시방서에 의하면 수평방향 지반반력계수(k_h)는 식2와 같이 구할 수 있다.

$$k_h = k_{h0} \left(\frac{B_h}{30} \right)^{-3/4} \quad (2)$$

여기서, k_h 는 수평방향 지반반력계수(kg/cm^3), k_{h0} 는 지름 30cm의 강제원판에 의한 평판재하시험의 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수로서 각종 토질시험·조사에 의해 구한 변형계수로부터 추정하는 경우는 식3에 의해서 구한다. B_h 는 기초의 환산재하폭(cm)으로, 저면형상이 원형일 경우에는 지름으로 한다.

표 1. 도로교 시방서에 의한 E_0 와 α 값

| 시험방법에 따른 변형계수 E_0 (kg/cm^2) | 평상시 | 지진시 |
|--|-----|-----|
| 지름 30cm의 강채원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2 | 1 | 2 |
| 보링 공내에서 측정한 변형계수 (PMT, Menard법) | 4 | 8 |
| 공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수 | 4 | 8 |
| 표준관입시험의 N값에서 $E_0=28N$ 으로 추정된 변형계수 | 1 | 2 |

$$k_h = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (3)$$

E_0 는 표1에 표시된 방법으로 측정 또는 추정된 설계의 대상이 되는 위치에서의 지반의 변형계수(kg/cm^2)이고, α 는 지반반력계수의 추정에 쓰이는 계수로서 표1에 주어졌다.

5.1.2 지반반력계수를 이용한 벽체변위해석

지반반력계수를 사용한 벽체 변위해석은 벽체를 보로 모델링하고 지반을 스프링으로 단순화하여 해석하므로 간편하게 이용할 수 있다는 점에서 널리 사용되고 있다(그림3). 벽체의 변위를 산정할 수는 있으나 지반을 스프링으로 단순화하여 해석하므로 주위지반의 거동을 예측할 수 없는 단점이 있다. 본 논문에서는 상용프로그램인 ABAQUS의 축대칭 2차원모델을 사용하여 지반반력해석을 수행하였다.

(1) 지반반력 스프링강성의 산정

본 논문에서는 지반반력계수를 사용한 해석을 위해 2차원 축대칭 모델을 사용하였으므로 인접하는 두개의 절점까지 거리의 1/2에 해당하는 만큼의 각각의 영역의 지반반력을 하나의 스프링이 나타내도록 모델링 하였

다. 또한, 축대칭 모델을 사용하였으므로 하나의 스프링은 벽체 둘레 전체에 해당하는 지반반력을 나타내야 하므로 벽체의 내측반지름 $R=39.3\text{m}$ 를 사용하여 면적을 구하였다.

한편 지반의 탄성계수 E_0 는 표준관입시험의 N값에서 $E_0=28N$ 으로 추정한다.

만약 스프링이 부착되는 노드의 위쪽 지반이 k_{h1} 의 지반반력계수를 가지고 있고, 아래쪽 지반이 k_{h2} 의 지반반력계수를 가지고 있다면 스프링은 식4와 같은 강성을 갖는다(김동준,2000).

$$K = (k_{h1} \times \frac{H}{2} + k_{h2} \times \frac{H}{2}) \times 2\pi R \quad (4)$$

(2) 하중의 입력

벽체에 작용하는 하중은 지하수압과 수평토압에 의하여 발생되며 본 연구에서는 이들을 각각 벽체요소에 분포하중으로 입력하였다. 하중은 굴착면과 굴착배면에 발생하는 하중을 따로 입력하였으나, 하중을 단순화하여 가정한 설계시에는 굴착배면의 하중에서 굴착면의 하중을 뺀 순압력만을 작용하여도 무방하다. 하중은 설계시 사용한 값과 계측결과를 기초로 한 하중 등을 사용하였다.

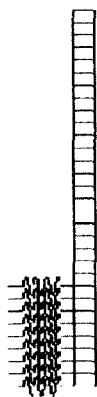


그림 3. 지반반력해석 개념도

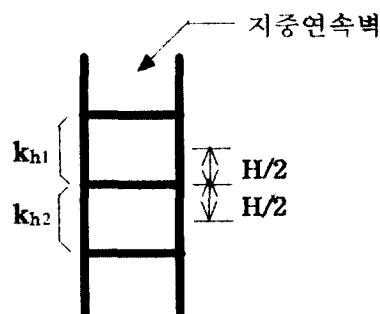


그림 4. 지반반력계수의 작용면적의 고려

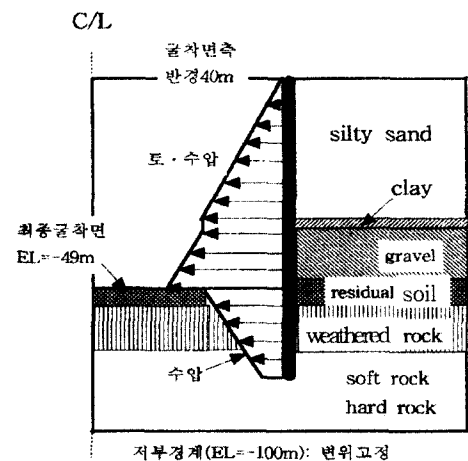


그림 5. 2차원축대칭해석모델 개념도

본 논문에서 최종굴착시 사용된 수압과 토압은 동반 논문인 김동수등(2001)에서 자세히 정리되었으며, 본 논문의 그림5에 나타내었다.

(3) 굴착단계의 구현

굴착단계의 진행을 표현하기 위해서는 굴착면측 지반의 반력을 모델링하여 벽체에 부착된 스프링을 제거 시키면서 해석을 수행하였으며, 굴착에 따른 하중 변화를 해당하는 단계에 대하여 계산한 후 입력하여 해석하였다.

5.2 유한요소해석

5.2.1 유한요소해석 개요

지반반력계수를 사용한 해석이 벽체와 지반을 단순화한 스프링 요소만을 사용하여 해석을 수행하는 반면 유한요소해석은 지반 자체를 적절한 요소로 모델링하여 해석을 수행한다. 따라서, 유한요소해석에서는 지반과 벽체의 탄성계수가 중요한 입력변수가 된다. 지반의 탄성계수를 수치해석에 구현하는 방법에 따라서 선형과 비선형 유한요소해석으로 구분할 수 있으며, 단계별 굴착과정은 굴착깊이에 따라서 굴착면측 지반을 제거하고, 각 단계에 해당하는 수압과 토압하중을 입력함으로써 구현할 수 있다. 이때 지반의 물성이 굴착에 따라 변화되는 것을 고려할 때 좀 더 실제와 가까운 해석결과를 얻을 수 있다.

이와 같은 유한요소해석을 위해 사용할 수 있는 수치해석 모델은 그림6과 같다.

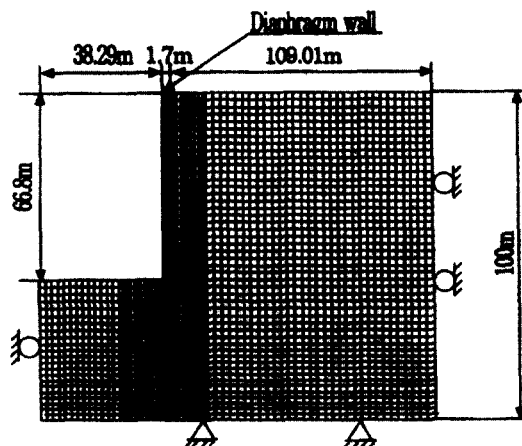


그림 6. 유한요소해석 mesh

5.2.2 선형유한요소 해석

선형 유한요소해석에서는 지반의 탄성계수를 선형으로 가정하여 해석을 수행한다. 탄성계수를 추정하는 방법에는 평판재하시험 등 현장시험을 이용하는 방법과 실내시험을 이용하는 방법, 또는 도로교시방서의 제안식 $E_{soil}=28N$ 등과 같이 다양한 시험결과에 대한 상관식을 이용하는 방법이 있다. 본 논문에서는 $E_{soil}=28N$ 식을 사용하여 탄성계수를 구하고 다른 방법을 사용한 결과와 비교하였다.

5.2.3 비선형유한요소 해석

비선형 유한요소해석은 지반의 탄성계수를 변형률에 따른 강성의 변화를 고려할 수 있도록 재료적 비선형성을 수치해석에 구현한다는 점에서 선형유한요소해석과 구별된다.

최근의 연구에 의하면 지반재료는 매우 작은 변형률 범위에서도 비선형거동을 함이 밝혀지고 있다(Tatsuoka 등,1995; 김동수 등,1997). 또한 공용하중상태의 계측을 통하여 실제구조물에서 지반이 거동하는 변형률 범위가 1.0% 이하임이 밝혀지고 있다(Burland,1989; Jardine 등,1986). 이러한 미소변형률 거동을 고려할 수 있는 비선형 구성모델로는 쌍곡선 모델(Hardin과 Drenevich,1972), Seed-Idriss(1970)의 경험적 모델, Jardine등(1986)이 제안한 주기함수 형태의 모델, Ramberg-Osgood 모델(1943) 등이 있다(오세봉 등,1999).

본논문에서 사용된 지반 탄성계수는 현장 및 실내시험 방법을 사용하여 동반 논문인 김동수등(2001)에서 설명한 것과 같이 구할 수 있으며 시험결과는 전단변형률에 따른 전단탄성계수의 변화를 나타내기 때문에 이를 수치해석프로그램에 사용할 수 있도록 식5와 식6을 이용하여 축변형률에 따른 영계수의 변화로 바꾸어 주었다.

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (5)$$

$$e_a = \frac{\gamma}{1 + \nu} \quad (6)$$

여기서, E는 영계수, G는 전단탄성계수, ν 는 포와송비, e_a 는 축방향 변형률, γ 는 전단변형률이다. 수치해석 프로그램(ABAQUS 5.7)내에서는 변형률에 대한 탄성계수의 변화를 고려하기 위해 기준이 되는 변형률을 산정해야 한다. 이를 위해서 본 연구에서는 식7을 이용하여 해석을 수행하였다.

$$\epsilon_a = \sqrt{\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}[(\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 + \epsilon_z^2) + \frac{2\nu}{(1-\nu)}(\epsilon_x\epsilon_y + \epsilon_y\epsilon_z + \epsilon_z\epsilon_x) + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}(\epsilon_{xy}^2 + \epsilon_{yz}^2 + \epsilon_{zx}^2)]} \quad (7)$$

여기서, $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 는 각각 x,y,z 방향 변형률이고, $\epsilon_{xy}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}$ 는 각각 xy, yz, zx 방향 변형률이다.

6. 수치해석 결과 및 고찰

굴착시 지반과 벽체의 거동을 신뢰성 있게 예측할 수 있는 방법을 결정하기 위하여 본 연구에서는 다음과 같은 방법을 사용하여 수치해석을 수행하였다.

먼저, 수치해석모델은 LNG 저장탱크 흙막이 벽체의 설계에 사용된 지반반력해석과 지반을 선형탄성체로 모델링한 선형유한요소해석, 그리고 변형률에 따른 지반의 탄성계수의 비선형적 변화를 고려한 비선형 유한요소해석을 시행하였다.

지반반력해석의 경우 지반의 탄성계수 산정을 위해서는 선형 탄성계수는 28N을 사용하여 구하였고, 다운홀 시험결과를 통해 얻어진 E_{max} 의 50%에 해당하는 탄성계수를 사용한 결과와 비교하였다.

유한요소해석의 경우는 설계에 사용된 $E_{soil}=28N$ 을 사용한 도로교시방서의 방법과 일반적인 지반의 탄성계수 산정식인 $E_{soil}=7N$ 을 이용한 방법에 대해서 해석결과의 차이를 비교하였다. 비선형 탄성계수를 사용한 해석도 수행하여 계측결과와 비교함으로써 가장 신뢰성 있는 지반탄성계수 결정방법을 비교·검증하였다. 또한 유한요소해석에서 동반논문에서 설명된 바와 같이 굴착으로 인한 구속압 감소로 굴착면측 지반의 강성이 약해지는 것을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 차이에 대해서도 비교하였다.

6.1 지반반력해석에서 탄성계수 산정방법의 영향

도로교 시방서의 제안식은 지반의 탄성계수에 근거하여 지반반력계수를 산정한다. 따라서, 지반의 탄성계수를 어떻게 산정하느냐에 따라 해석결과에 차이가 있을 수 있다. 이를 고려하기 위해서 본 연구에서는 28N을 사용하여 탄성계수를 산정한 경우와 다운홀 시험결과를 토대로한 최대탄성계수의 50%를 사용하여 지반반력계수를 구한 경우, 또 구속압의 변화에 따라 최대탄성계수를 30%(이 값은 동반논문에서 정리하였듯이 굴착

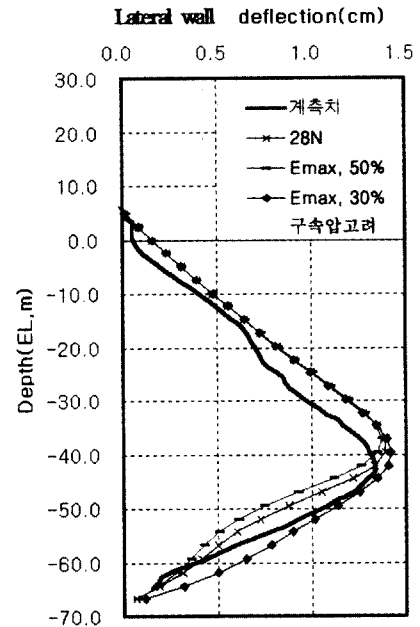


그림 7. 지반반력계수 산정시 사용된 탄성계수의 영향

전후의 현장실험결과 감소된 정도이다)로 감소시킨 경우에 대하여 해석결과를 비교해 보았다.

그림 7에 나타난 바와 같이 28N을 사용한 경우와 다운홀 시험결과를 토대로 구한 탄성계수의 50%를 사용한 경우의 해석결과는 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타나 결과적으로 두 방법이 지반의 탄성계수를 비슷한 값으로 평가하는 것으로 볼 수 있다. 해석결과가 벽체 저면부에서 실제의 변위보다 작은 값을 예측하는 것은 굴착저면부 지반의 강성이 저하된 것을 적절히 고려하지 못하였기 때문으로 생각되며, 이에 반해서 구속압의 변화를 고려하여 지반의 강성을 감소시킨 경우는 실제보다 큰 변위를 예측하는 것을 볼 수 있다.

유한요소해석을 사용한 경우에 비해서(그림8) 지반반력해석을 사용한 경우가 최대변위가 일어나는 지점의 위쪽에서 실제와 차이가 큰 경향을 보인다. 이것은 지반을 서로 독립적인 스프링으로 단순화 함으로써 인접지반의 영향을 고려하지 못하고, 하단부 부근의 경계조건이 실제와 달라짐으로 인해서 전체적인 변형형상에 차이가 생긴 것으로 생각된다. 또한 지반반력해석의 경우에는 변형률에 따른 지반강성의 변화를 고려하기가 어려운 단점이 있기 때문에 정확한 지반거동 예측을 위해서는 유한요소해석기법을 사용하는 것이 타당하다고 생각된다.

6.2 선형 유한요소해석에서 탄성계수 산정 방법의 영향

표준관입시험 결과에 의하여 지반의 탄성계수를 산정하는 방법의 타당성을 검토하기 위하여, N치와 지반의 탄성계수에 대한 일반적인 관계식인 7N을 사용하여 탄성계수를 구한 경우와 도로교 시방서에 제시된 28N을 사용한 경우에 대해 선형유한요소해석을 수행하고 결과를 비교하였다.

해석 결과 28N을 사용한 경우가 7N을 사용한 경우보다 예측결과와 잘 일치하였으며 7N을 사용한 경우에는 벽체 하단부에서 실제보다 큰 변형이 나타나는 것으로 예상되었다. 따라서 7N을 사용하여 지반의 강성을 추정할 경우에는 실제 지반을 현저하게 과소평가하고 있는 것으로 볼 수 있다.

28N을 사용한 해석결과는 예측결과와 잘 일치하는 것으로 나타났지만 표준관입시험이 시행된 시점이 굴착이 진행되기 이전이었고, 굴착이 진행됨에 따라 상재하중이 제거되고 바닥면으로부터의 침투수로 인해 유효응력이 감소되는 등 굴착면측 지반이 많이 약화되었으므로 현재의 N값은 지반조사 당시 보다 상당히 작은 값을 보일 것이다. 따라서, 28N을 사용한 지반의 강성 추정결과도 실제 지반의 강성을 상대적으로 높게 평가하는 경향이 있는 것으로 생각되며, 정확한 거동 예측을 위해서는 굴착에 의한 지반물성 변화를 고려한 해석이 필요함을 알 수 있다. 그러므로 굴착후의 강성도 감소를

고려한 28N을 적용한 해석결과가 예측치에 더 근접함을 볼 수 있다.

6.3 비선형 유한요소해석시 구속압 감소에 의한 강성 변화 고려

굴착이 진행됨에 따라 굴착면측 지반에 작용하는 구속압은 점차 감소하게 되며 바닥면으로부터의 투수가 발생할 경우 침투수압에 의해서 유효응력은 감소하게 된다. 이럴 경우 굴착면측의 지반은 지반조사가 이루어진 시점과는 다른 성질을 갖게 된다. 이처럼 굴착에 의한 지반물성의 변화를 고려하기 위한 방법으로서 본 연구에서는 구속압에 따라 강성을 변화시키는 방법을 사용하였다.

굴착저면부의 구속압의 변화를 검토한 결과 굴착완료시의 구속압은 굴착이 이루어지기전의 약 12~17% 정도의 구속압 수준으로서 굴착 후의 굴착저면의 강성은 굴착전에 비해서 약 30% 수준인 것으로 나타났다.

이처럼 구속압 변화에 따른 지반의 강성변화를 고려한 경우와 고려하지 않고 지반조사 당시의 물성을 이용하여 비선형 유한요소해석을 수행한 결과를 그림9에서 비교하였다.

해석결과, 굴착에 따른 구속압 변화를 고려한 경우가 예측결과와 잘 일치하는 결과를 나타내었으며, 초기의 구속압상태에 대한 지반물성을 사용한 경우에는 벽체

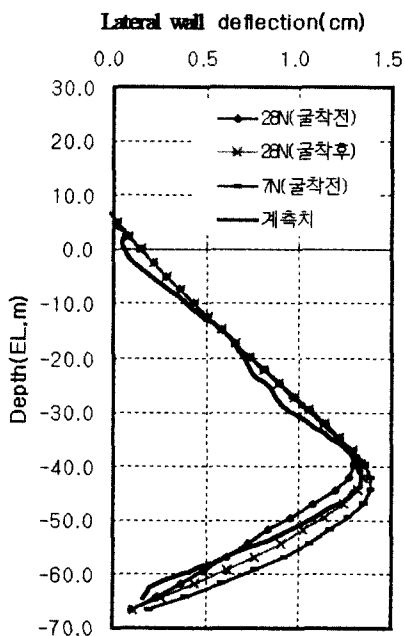


그림 8. 선형 유한요소해석시 탄성계수 산정방법의 영향

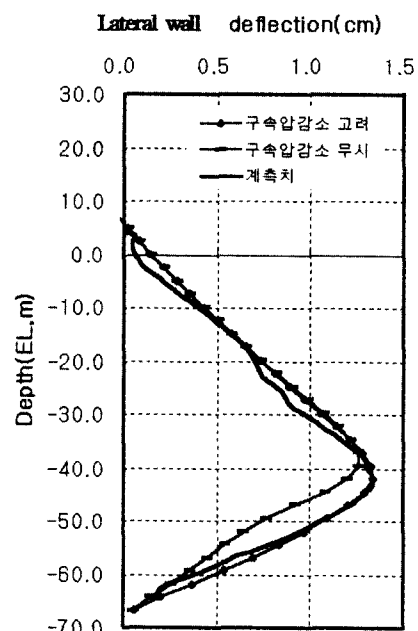


그림 9. 구속압 감소 고려의 영향(비선형 유한요소해석)

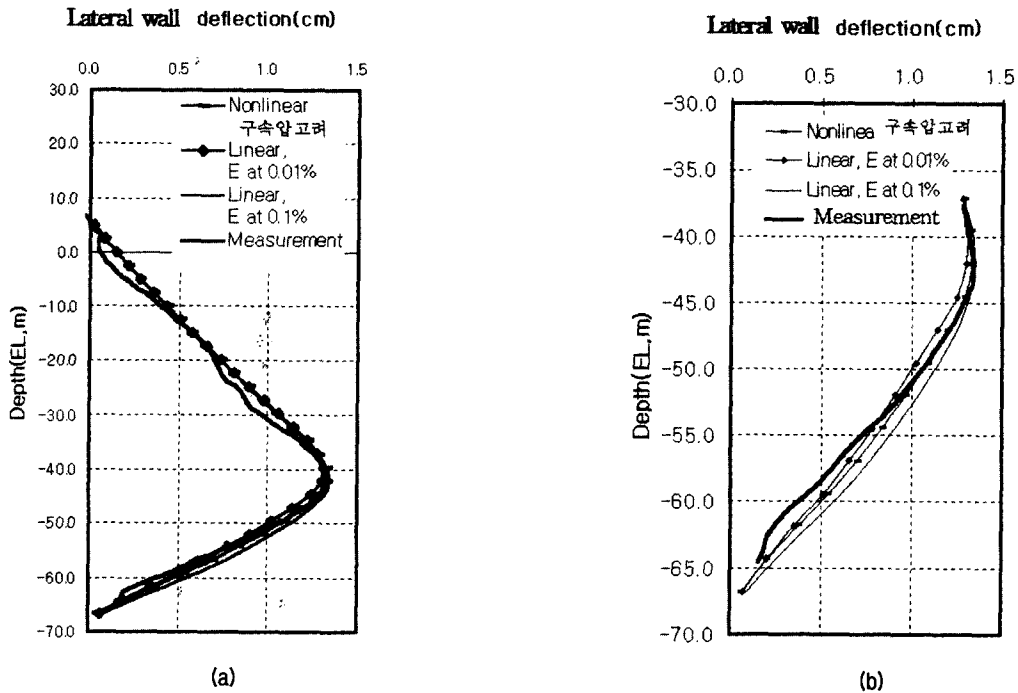


그림 10. 선형과 비선형 유한요소해석의 비교

저면부의 변위를 상대적으로 작게 평가하는 것으로 나타났다. 따라서, 정확한 거동의 예측을 위해서는 구속압 변화에 의한 지반의 강성변화를 고려하여야 할 것으로 생각되며, 그렇지 않을 경우 지반의 변위를 과소평가할 가능성이 큰 것으로 예상된다.

6.4 유한요소 해석시 선형과 비선형 해석의 비교

비록 비선형 유한요소해석기법이 실제의 지반탄성계수를 합리적으로 구현할지라도, 그것을 쉽게 사용하기에는 어느정도 어려움이 따른다. 그래서, 비선형 탄성계수에 대한 대체 방법으로서 공용하중상태에서 지반의

변형률범위에 상응하는 일정한 값을 탄성계수로 선택하여 사용할 수 있다. 그림10(a)에서는 지반의 변형률범위 0.1%와 0.01%에서의 지반탄성계수를 사용하여 선형 해석으로 구한 지중연속벽체의 수평변위와 비선형 해석으로 구한 수평변위가 비교되었다. 두가지 경우에 대한 수치해석 값들은 계측결과와 잘 일치된다. 그림10(b)에서는 그림10(a)의 EL-40m 아래 부분을 확대하여 보았다. 비선형 해석결과가 지반변형률 범위 0.1%와 0.01%에서의 지반탄성계수를 사용하여 선형해석으로 구한 벽체변위들 사이에 위치하고 있음을 알 수 있다. 따라서 지반의 평균변형률 범위는 이 범위에 있다고 생각할 수 있다. 이러한 사실은 그림11에서의 전단변형률 분포도에서도 확인된다. 그림11에서 보면 지반굴착으로 인한 최대전단변형률은 0.12%를 초과하지 않음을 알 수 있다.

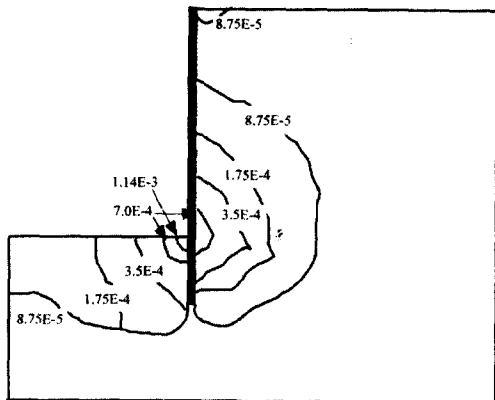


그림 11. 최대전단변형률 분포도

7. 결론

본 논문에서는 변형률에 따른 지반의 강성의 변화를 고려한 비선형 유한요소해석법을 제안하였다. 그리고 동반논문에서 제안된 현장시험과 실내시험을 결합하여 현장지반의 변형률에 따른 탄성계수의 변화를 추정할 수 있는 방법을 수치해석에 적용하였다.

참 고 문 헌

- (1) 기존의 수치해석방법은 공용하중상태에서 실제지반이 경험하는 미소변형률 영역에서의 지반물성을 사용하지 않고 또한, 굴착에 따른 지반물성의 변화를 효과적으로 고려할 수 있는 방법이 제안되지 않아 해석결과와 실제계측 결과가 차이를 보였다.
- (2) 표준관입시험에 의한 지반의 탄성계수 추정방법을 사용하여 해석을 수행한 결과 28N을 사용한 경우는 계측결과에 가까운 것으로 나타났고, 일반적인 탄성계수 추정식인 7N을 사용할 경우 오차는 더욱 커지게 된다. 또한, 표준관입시험 결과를 이용하여 지반의 강성을 추정할 경우에는 구속압에 의한 지반의 강성변화를 효과적으로 평가하기가 힘든 단점이 있다.
- (3) 본 연구결과를 종합해 볼 때 굴착시 지반거동을 정확하게 예측하기 위해서는 현장시험과 실내시험을 결합하여 미소변형률에서의 지반강성변화를 고려한 지반물성을 사용하고, 굴착에 의한 지반물성의 변화를 고려하며, 굴착배면측지반을 제거하고 벽체에 직접 하중을 가하여 비선형 유한요소해석을 수행할 때 실제와 가장 근접하는 결과를 얻는 것으로 나타났다.
- (4) 그러나 본연구의 대상인 지하식 LNG 저장탱크의 경우 벽체의 강성은 일반적인 경우의 콘크리트 강성보다 훨씬 더 크고 벽체두께 또한 1.7m에 달하여 벽체의 수평변위가 지중연속벽체의 강성도에 너무 지배되었다. 따라서 미소변형률에서의 지반의 비선형성과 구속압감소에 따른 지반강성도의 감소효과를 확실하게 규명하기 위해서는 지중연속벽체의 두께가 적절하고 벽체강성도가 보통인 현장을 선정해서 향후 연구를 진행할 계획이다.

1. 김동수, 이병철, 김동준 양구승, "대규모 굴착공사에 따른 지중연속벽체의 변형특성(I)", *한국지반공학회*, 제17권, 제4호, pp.89-101.
2. 김동수, 권기철, 정순용, 박재영(1997), "실내시험 및 현장시험을 통한 지반의 비선형 변형특성 평가", *한국지반공학회*, 제13권, 제5호, pp.89-100.
3. 오세봉, 권기철, 정순용, 김동수(1999), "미소변형률 및 대변형률 조건의 거동에 대한 비등 방경화와 탄소성 구성모델", *한국지반공학회*, 99년 가을학술발표논문집, pp.351-356.
4. *한국도로교시방서*(1996), 한국도로공사.
5. 김동준(2000), *지반의 미소변형률 비선형성을 고려한 굴착시 지반거동 해석법 연구*, 한국과학기술원 석사논문.
6. Burland, J.B.(1989), "Ninth Lauritis Bjerrum Memorial Lecture: 'Small is Beautiful' -the Stiffness of Soils at Small Strains", *Canadian Geotech. Journal*, 26. pp.499-516.
7. Chen, F.C. and Chen, Y.F.(1997), "The deep excavation of 50m depth cylindrical inground storage tank", *Proceedings of 3YGEC*, Singapore 1997. pp.141-150.
8. Hardin, B.O. and Drenevlch, V.P.(1972), "Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves", *Journal of SMF Div.*, ASCE, Vol.98, No.5M7, pp.667-692.
9. Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B., and Burland, J.B.(1986), "Studies of the Influence of Non-linear Stress-strain Characteristics in Soil-Structure Interaction" *Geotechnique* 36, N0.3, pp.377-396.
10. C.W.W.Ng et al.(1998), "Numerical analysis of a multipropped excavation in stiff clay", *Canadian Geotechnique Journal*. 35, pp. 115-130.
11. Ramberg, W. and Osgood, W.R.(1943), "Description of stress-strain curves by the three parameters", *Technical Note 902*, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
12. Tatsuoka, F. and Kohata, Y.(1995), "*Report the institute of industrial science*", The Univ. of Tokyo.
13. Vucetic and Dobry(1991), "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response" *Journal of Geotechnical engineering*, ASCE, Vol.117, No.1, pp.89-107.

(접수일자 2001. 1. 8)