

Estimation Of Footing Settlement In Sand

¹⁾, Jun-Hwan Lee , ²⁾, Dong-Gyu Park

¹⁾ , Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

²⁾ , Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

SYNOPSIS The settlements of footings in sand are often estimated based on the results of in-situ tests, particularly the standard penetration test (SPT) and the cone penetration test (CPT). In this paper, we analyze the load-settlement response of vertically loaded footings placed in sands using both the finite element method with a non-linear stress-strain model and the conventional elastic approach. Calculations are made for both normally consolidated and heavily overconsolidated sands with various relative densities. For each case, the cone penetration resistance q_c is calculated using CONPOINT, a widely tested program that allows computation of q_c based on cavity expansion analysis. Based on these analyses, we propose a procedure for the estimation of footing settlement in sands based on CPT results.

Key words : Footings, cone penetration test, constitutive modeling, foundation design, sand, Schmertmann's method, settlement

1. 서 론

침하량 해석 등을 포함한 기초의 해석 및 설계에 사용되는 대표적 현장시험으로는 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT)등이 있다. SPT의 경우 지금까지 가장 광범위하게 사용되어 왔으나, 자동화된 장비 및 시험오차의 최소화등에 기인하여 CPT의 사용이 점차로 증가되고 있는 추세이다. CPT 결과를 이용한 기초 침하량 추정 방법은 여러학자들에 의해 제안되어 왔으며, 이런 방법들은 대부분 콘저항력로부터 흙의 압축성과 탄성계수를 추정하고 있다(Schmertmann 1970, Berardi et al. 1991). Schmertmann(1970)의 기초 침하량 산정식은 간편성으로 인해 널리 사용되고 있는 식으로써, 기초하단으로부터의 깊이에 따른 가중치가 고려된 변형률 영향계수를 사용하여 침하량을 추정하는 방법이다. 이때 사용되는 각각의 깊이에서의 탄성계수는 콘저항력 q_c 에 경험적인 영향계수를 곱하여 산정하게 된다.

본 논문에서는 지반의 비선형 응력-변형률 모델을 사용한 수치해석적 실험을 통해 사질토 지반에 놓인 얇은기초의 하중-침하량 해석을 수행하였으며, 이를 근거로 상대밀도 및 기초의 크기가 침하량에 미치는 영향에 대해 분석하였다. 또한 해석적 방법에 의해 얻어진 비선형 하중-침하량 관계는 실제 현장 실험 및 Schmertmann 방법에 의한 결과와 비교하였으며, 산출된 결과에 근거하여 사질토 지반에서의 얇은기초 침하량 추정을 위한 새로운 접근방법을 제안하였다. 본 연구를 통해 도출된 침하량 추정법은 Schmertmann의 침하량 산정법을 기반으로 하고 있으며 기초구조물의 크기, 지반의 상대밀도 및 설계하중 등과 같은 영향인자들을 고려할 수 있도록 하였다.

2. CPT에 의한 얽은기초의 침하량추정

Schmertmann 방법(Schmertmann 1970)은 콘관입시험(CPT) 결과를 이용한 기초침하량 산출방법 중 가장 대표적인 방법으로 기초하부의 지반을 여러 개의 층으로 분할한 후, 각 층에서 산출된 콘저항력 q_c 을 바탕으로 흙의 강성을 결정한다. 기초구조물이 놓인 지반에 있어서 흙은 깊이가 깊어짐에 따라 강성은 증가하고, 작용하중에 의한 응력 발생은 감소하는 경향을 보이고 있다. 이로 인해 기초구조물의 침하하는 하부 지층에 의한 영향보다 상부 지층에 의한 영향을 많이 받게 된다. 이와 같은 특성은 깊이에 따른 가중치가 고려된 Schmertmann방법의 변형률 영향계수를 통해 잘 나타나고 있다. Schmertmann방법에 의한 얽은기초의 침하량 산정식은 다음과 같다.

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q_b - \sigma_v' |_d) \cdot \sum \left(\frac{I_z \cdot \Delta z_i}{E_i} \right) \quad (1)$$

여기서 s =침하량, C_1 =깊이계수, C_2 =시간계수, q_b =기초저면에서의 단위하중, I_z =각 층의 영향계수, $\sigma_v' |_d$ =기초 저면부에 작용하는 유효수직응력, Δz_i =각 지층의 두께, E_i =각층의 탄성계수이다.

Beradi et al. (1991)은 CPT 결과를 이용하여 또 다른 기초침하량 산정식을 제안하였다. 이 산정방법은 탄성론에 근간을 두고있으며 다음과 같은 식으로 나타난다.

$$s = I_s \cdot \frac{q_b \cdot B}{E'} \quad (2)$$

여기서, s =기초의 형상 및 강성에 따른 영향계수, q_b =기초 저면부에서의 단위하중, B = 기초폭, E_i =배수상태의 탄성계수로써 콘저항력 q_c 로부터 상대밀도 D_R 과 변형률의 함수로 추정한다. 위 식에 적용된 콘저항력 q_c 의 대표값은 기초 저면으로부터 $B/2$ 깊이에서의 값이다.

3. 수치해석에 의한 비선형 침하량

3.1 응력-변형률 관계

일반적으로 흙은 하중재하의 초기단계에서부터 비선형 응력-변형률 거동을 보이고 있으며, 이와 같은 지반 거동을 설명하기 위하여 많은 지반 모델들이 제안되어 왔다. 이들 중 Hyperbolic모델은 가장 널리 사용되어온 지반모델 중 하나이다(Kondner 1963, Duncan and Chang 1970). Hyperbolic모델은 비교적 간단하며 수치해석에 적합하여 다양한 흙의 비선형 거동 해석에 대해 사용되어 왔다. 이는 수치해석을 통한 지반거동 분석에 있어 모델의 적용이 용이하며, 실제 실험에 의해 관찰되어지는 흙의 비선형 응력-변형률의 관계를 지반조건에 따른 매개변수를 통해 명확히 나타낼 수 있는 장점에 기인한 것이다(Chen and Mizuno 1990).

사질토 지반에서는 하중단계가 증가함에 따라 탄성계수가 감소하는 현상을 실험적으로 관찰할 수 있다. 이와 같은 실험적 결과에 근거하여 Lee and Salgado(1999, 2000)는 일반적 응력상태의 고려가 가능한 3차원 비선형 응력-변형률모델을 제안하였으며, 본 논문에서는 Lee and Salgado모델을 사용하여 수치해석적 실험을 수행하였다. Lee and Salgado (1999, 2000)의 3차원 비선형 응력-변형률 모델은 다음과 같다.

$$\frac{G}{G_o} = \left[1 - f \left(\frac{\sqrt{J_2} - \sqrt{J_{2o}}}{\sqrt{J_{2max}} - \sqrt{J_{2o}}} \right)^g \right] \left(\frac{I_1}{I_{1o}} \right)^{n_g} \quad (3)$$

여기서, G =할선 전단계수, G_0 =초기 전단계수, J_2 =축차응력텐서의 2차 불변량, I_1 =현재 응력상태에서의 텐서의 1차 불변량, I_{10} =초기 응력텐서의 일차 불변량, f , g 및 n_g 는 물질의 고유변수들이다.

본 연구에서는 파괴점 및 파괴후 거동 또한 포함하기 위해 Drucker-Prager 파괴기준을 사용하였으며, Drucker-Prager 파괴기준은 다음과 같다.

$$F = \sqrt{J_2} - (\alpha I_1 + k) = 0 \quad (4)$$

여기서, k =Drucker-Prager 점착력의 매개변수, α =Drucker-Prager 마찰각 매개변수이다. 사질토 지반에서의 최대내부마찰각은 극한상태에서의 내부마찰각(ϕ_c)과 다일러턴시(dilatancy)각(ψ_p)의 항목으로 나타낼 수 있다(Bolton 1986, Salgado et al. 2000). 흙의 최대 내부마찰각은 응력 및 밀도상태에 따라 달라지며, 이는 다일러턴시각의 변화에 기인한다.

3.2 사질토지반에서의 얇은기초 수치해석 모델링

사질토지반에 놓인 얇은기초의 하중-침하량 관계를 분석하기 위해 앞서 언급된 비선형 응력-변형률 관계를 이용한 수치해석을 수행하였다. 수치해석에 사용된 얇은기초는 직경 1, 2 및 3m 의 원형기초로 가정하였으며, 각각의 경우 지반은 상대밀도(D_R)가 30, 50, 70, 90%로 정규압밀된 상태로 가정하였다(표 1 참조). 지반모델링에서 경계면의 설정은 측면의 경우 원형기초 중심에서 수평방향으로 12m, 하단의 경우 기초 저면부에서 15m로 하였다. 본 연구에서 사용된 지반모델은 수평으로는 기초폭의 4배, 수직으로는 5배에 해당하는 것으로, 다양한 크기의 지반모델링을 통해 경계조건의 영향을 받지 않는 충분한 크기임을 입증하였다. 지반요소와 기초요소가 인접하는 접합면에서는 경계면 요소를 사용하였으며, 경계면 요소의 물성은 기초와 지반의 마찰각 35° 에 상응하는 Coulomb의 마찰계수 0.7을 적용하였다. 본 연구에 사용된 수치해석 모델은 그림 1과 같다.

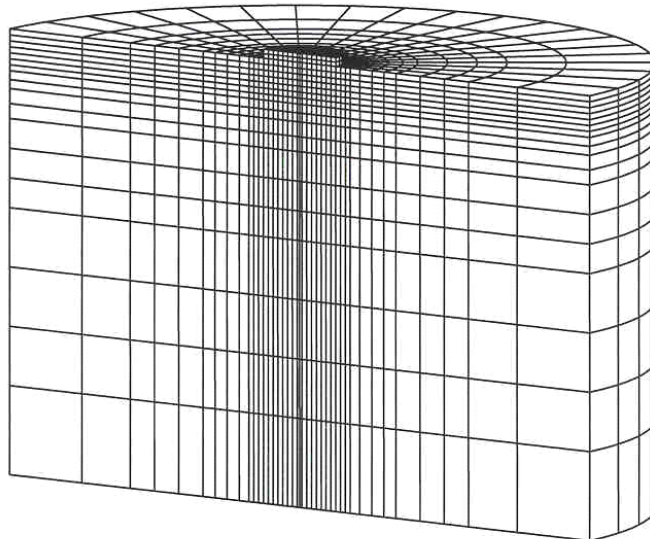


그림 1. 수직하중을 받는 얇은기초의 FEM 모델

표 1. 수치해석에 사용된 모래의 물성치

D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	G_S^a	U^b	ϕ_c (°)	e_{max}	e_{min}	γ_{max} (kN/m ³)	γ_{min} (kN/m ³)	C_g	n_g	e_g
0.36	0.54	2.623	1.5	34.8	0.922	0.573	16.68	13.65	647	0.44	2.27

4. 콘저항력에 근거한 얇은기초의 설계

Schmertmann의 침하량 추정법은 대상 지반의 깊이별 가중치가 고려된 탄성계수를 근간으로 한 의사 탄성해석방법이다. 따라서 도출된 하중-침하량 곡선은 기본적으로 선형이며, 이러한 결과는 특정 하중 또는 변형을 범위 이외에서는 비선형성의 미고려로 인해 신뢰성이 떨어진다. Schmertmann의 침하량 산정법에 사용되는 탄성계수E값은 다음과 같이 산정된다.

$$E_i = \xi_i \cdot q_{ci} \quad (5)$$

여기서, E_i =층 i에서의 대표 탄성계수, ξ_i =층 i에서의 콘저항력에 대한 탄성계수 비, q_{ci} =층 i의 대표 콘저항력이다. Schmertmann방법에 있어서 지반은 young NC, aged NC, OC 모래지반 등으로 구분하여 각각 2.5, 3.5, 6.0 의 고정된 ξ 값을 사용하고 있다. 그러나 동일한 조건의 지반에 놓인 같은 크기의 얇은기초라 할지라도, 하중크기에 따라 하부지반에 발생하는 응력증가량 또한 달라지며, 그로인한 흙의 탄성계수 감소정도도 달라지게 된다. 또한 동일한 하중하에서도 지반의 상대밀도 및 기초 크기에 따라 상이한 응력-변형률 상태를 나타나게 된다. 즉 지반의 대표강성 추정시 응력 및 지반 조건의 영향을 고려한 비선형성이 포함되어야 한다.

그림 2는 비선형 응력-변형률 모델을 사용한 수치해석과, Schmertmann방법에 의해 추산된 1m, 3m 원형기초의 하중-침하량 곡선을 나타내고 있다. Schmertmann방법의 적용을 위해 기초저면으로부터 영향깊이에 해당하는 기초폭 2배깊이까지의 지반을 4개의 층으로 구분하였다. 각 층의 대표탄성계수는 정규압밀사질토에 해당하는 $E_i = 2.5 q_{ci}$ 를 통해 산정하였으며, 각 층에서의 콘저항력 q_c 를 산출하기 위해 콘저항력 해석 프로그램인 CONPOINT(Salgado et al. 1997)를 사용하였다.

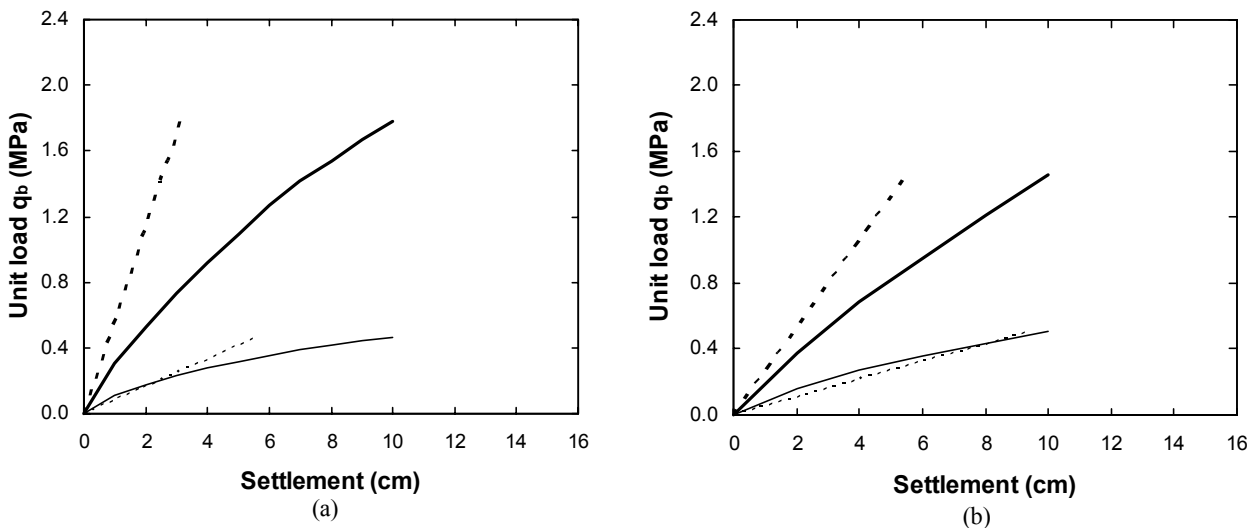


그림 2. $D_R=30\%$ 와 90% 일 경우 하중-침하량 곡선 (a) 1-m footing, (b) 3-m footing

그림 2에서 볼 수 있듯이, 1m, 3m 두 기초의 경우 모두 비선형 탄소성모델의 수치해석 결과에 의한 단위하중 값은 Schmertmann방법에 의해 얻어진 단위하중의 값보다 적게 추산되었다. 이러한 경향은 상대밀도가 증가함에 따라 더욱 두드러지며, Schmertmann방법이 지반강성을 과다 추정함을 나타내고 있다. 사질토지반에 놓인 얇은기초 구조물의 설계시 일반적인 허용침하량은 25mm(≈ 1 in)로 간주되고 있다. 본 연구에서는 비선형 수치해석을 통해 25mm 침하량 기준에서의 ξ_{25} 값을 산정하였으며 기초 크기 및 상대밀도의 함수로 그림 3에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 기초의 크기가 증가할수록 ξ_{25} 값은 증가하였으며, 상대밀도가 증가할수록 ξ_{25} 은 감소하는 경향을 나타내었다. 상대밀도 D_R 이 30%인 경우 ξ_{25} 값은 정규압밀 사질토에서 일반적인 값 2.5 보다 크게 나타났으며, 상대밀도 D_R 이 90%인 경우 ξ_{25} 값은 1.1-1.7범위의 값을 나타내고 있다.

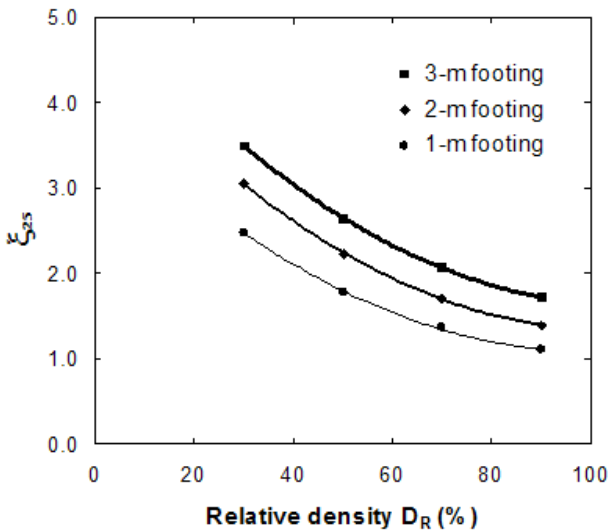


그림 3. ξ_{25} 와 상대밀도와의 상관관계

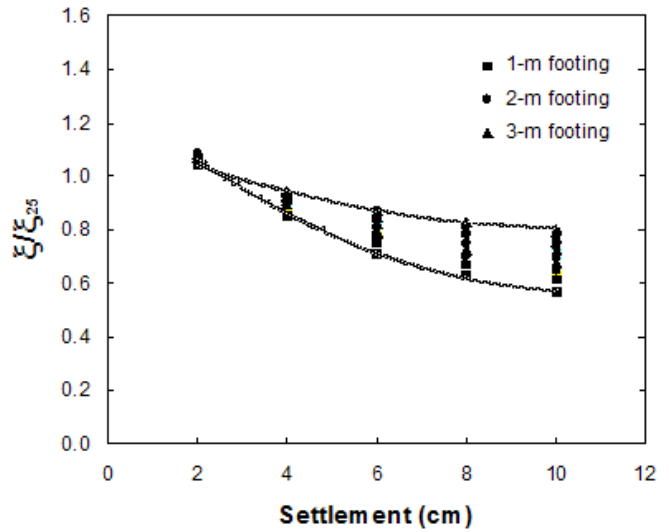


그림 4. 다양한 침하량 범위에서의 ξ/ξ_{25} 의 값

허용침하량 25mm는 얇은기초에 있어서 일반적으로 사용되는 침하량 기준이나, 구조물의 규모, 중요도 등에 따라 달라질 수 있다. 따라서 본 연구에서는 다양한 범위의 침하량을 고려한 ξ 값 또한 산정하였다. 그림 4는 다양한 침하량의 함수로 표현된 ξ 값을 나타내고 있으며, 그림에서 나타난 침하량 범위는 실제구조물 설계시 고려될 수 있는 다양한 침하량의 범위를 포함할 것으로 사료된다. 그림에서 침하량에 따른 ξ 값은 그림 3에서 나타난 ξ_{25} 를 이용해 일반화 된 결과를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 ξ 값은 기준 침하량이 증가할수록 감소되는 경향을 나타내고 있으며, 이는 기초의 침하량이 증가함에 따라 지반의 탄성계수가 감소하는 현상에 의한 것으로 사료된다. 또한 동일한 조건의 허용침하량 및 상대밀도에서 ξ 값은 얇은기초의 크기가 증가함에 따라 크게 추산되었으며, 기준 침하량이 증가할수록 상대밀도의 ξ 에 대한 영향은 감소하는 추세를 나타내고 있다.

그림 3, 4를 이용하여 기초구조물의 허용침하량, 지반조건 및 기초의 크기등의 영향을 고려한 지반의 대표강성도를 결정할 수있으며, 이를 이용한 기초의 침하량의 추정 과정은 다음과 같다.

- (a) 허용 침하량 결정;
- (b) 영향구역내 하부지반의 분할 및 각 층의 대표 콘저항력 q_{ci} 의 결정;
- (c) 각 층에서의 평균 상대밀도값 추정;
- (d) 그림 3과 4를 이용하여 각 층의 ξ_i 값 결정;
- (e) (d)과정에서 얻은 ξ_i 값 이용하여 식(5)을 통해 탄성계수 E_i 산정;
- (f) 식(1)을 이용하여 기초의 허용 침하량에 상응하는 허용 설계하중 계산.

6. 결론

본 연구에서는 사질토지반에 놓인 얇은기초의 하중-침하량 관계를 전통적인 탄성론에 근거한 방법과 지반의 비선형 응력-변형률 모델을 사용한 수치해석적 접근을 통해 분석하였다. 본 연구에서 수행된 수치해석 결과 및 기존 방법과의 비교 분석을 통해 다양한 영향인자들을 포함하여 CPT 콘저항력 q_c 를 이용한 얇은기초의 침하량 해석법을 제안하였다.

다양한 사질토지반에서의 얇은기초 하중-침하 관계를 분석하기위해 직경이 다른 원형기초(1, 2 및 3m)를 모델링 하였으며, 지반은 상대밀도(D_R)가 30, 50, 70, 90%의 정규압밀된 사질토지반으로 가정하였다.

전통적인 얇은기초 침하량 산정법에 있어서 가장 중요한 단계는 기초지반의 대표 탄성계수를 결정하는 단계이다. Schmertmann방법에서 지반의 대표 탄성계수는 콘저항력 q_c 에 경험적인 영향계수 ξ 를 곱하여 산정하게 된다. 본 논문에서는 지반의 대표강성 추정시 응력 및 지반조건의 영향에 따른 비선형성을 포함한 ξ 값을 제안하였다. 본 연구에 제안된 기초구조물에 작용하는 하중조건과 지반의 비선형성 및 기초구조물의 규모, 중요도 등에 따라 달라지는 허용침하량을 고려한 보다 실질적인 침하량 추정방법으로 사료된다.

참고문헌

1. Berardi, R., Jamiolkowski, M., & Lancellotta, R. 1991. Settlement of shallow foundations in sands selection of stiffness on the basis of penetration resistance. *ASCE Geotechnical Special Publication 27*: 185 - 200.
2. Bolton, M. D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36(1): 65 - 78.
3. Chen, W. F. and Mizuno, E. (1990). *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation*, Elsevier, New York, NY.
4. Duncan, M. & Chang, Y. 1970. Nonlinear analysis of stress-strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 96(SM5): 1629 - 1653.
5. Kondner, R. L. 1963. Hyperbolic stress-strain response: Cohesive Soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, 189(SM1): 115 - 143.
6. Lee, J. H. & Salgado, R. 1999. Determination of pile base resistance in sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125 (8): 673 - 683.
7. Lee, J. H. & Salgado, R. 2000. Analysis of calibration chamber plate load tests”, *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (1): 14 - 25.
8. Salgado, R., Bandini, P. & Karim, A. (2000). Stiffness and Strength of Silty Sand , *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(5), 451 - 462.
9. Salgado, R., Mitchell, J. K. and Jamiolkowski, M. (1997a). Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sands , *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(4), 344 - 354.
10. Schmertmann, J. H. 1970. Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 96(SM3): 1011 - 1042.