

강성지반위 사질토층에 위치한 얇은기초의 침하량특성분석

Analysis of Settlement Characteristics of Shallow Foundation on Sandy Soil Overlain by Rigid Ground

황 희 석* 김 동 건** 유 남 재***
Hwang, Hui-Seok Kim, Dong-Geon Yoo, Nam-Jae

Abstract

In this paper the settlement characteristic of shallow foundation on sandy soil overlain by rigid ground was investigated by analyzing results of model tests. For model experiments, model tests were performed with sandy soils sampled from the field, changing the relative density of sandy soil and the ratio of thickness of sandy layer(H) to the width of model strip footing(B). As result of tests, settlement of sandy soils increases as the value of H/B increases, whereas it increases with relative density of soil. Bearing capacity decreases as the thickness of the sand layer relative to the footing width increases. In order to analyze the settlement characteristics of sandy ground, the results of model tests were compared with the predicted values using the empirical formulas proposed by Terzaghi, De Beer and Schmertmann. The method by De Beer was found to be in good agreements with test results.

키워드 : 모형실험, 강성지반위 모래층, 침하특성, 지지력

Keywords : *model test, sandy soil overlain by rigid ground,, settlement characteristics, bearing capacity*

1. 서론

최근 항만공사의 집안시설 기초구조물의 대형화로 인해 기초저면의 폭이 30m이상인 얇은기초의 시공이 증가하고 있다. 얇은기초의 저면폭이 커짐에 따라 지지력의 영향범위 내 기초지반이 여러 지층으로 나타나는 경우가 많아지게 된다. 그러나 현재 국내에서 일반적으로 설계에 적용되는 Terzaghi(1943)나 Meyerhof(1951)의 지지력 산정식은 기초지반이 무한한 균질층이란 가정하에 제안되어 이질층 조건의 지반에 적용하기에 제한적이다(한국지반공학회, 2009).

또한, 모래, 자갈, 입상의 성토재료와 같은 비점성토지반의 침하는 대형화된 기초 구조물의 하중이 기초지반에 즉시침하가 크게 일어난다. 사질토의 침하량은 원지반의 두께가 두껍고, 큰 하중이 작용하는 경우 전체침하량에서 사질토층의 침하량이 차지하는 비중을 간과할 수 없다.

사질토지반의 즉시침하량을 산정하는 방법으로 Terzaghi & Peck(1967) 지지력 도표(bearing capacity charts)에 근거하여 침하량 예측법을 제안하였다. 이 방법은 Meyerhof(1965)에 의해 개발되었으며 최대 침하량이 1 in을 초과하지 않고 부등침하량이 3/4 in을 초과하지 않을 조건을 전제로 기초 폭과 SPT의 N치의 영역에 대한 허용지지력을 결정하는데 사용된다.

이후, Schmertmann & Hartmann(1978)가 경험적인 변형률 영향계수를 사용하여, 장기 크리프현상을 보이는 경우의 인자를 고려하여 사질토에서의 탄성침하 경험식을 제안하였다.

* 강원대학교 대학원 토목공학과 박사과정

** 강원대학교 토목공학과 박사과정

*** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사 교신저자

De Beer(1967)가 Dutch Cone 지수 q_c 와 C_s 의 관계로부터 사질토지반의 침하량 산정식을 제안하였다. 대부분의 경험식들은 기초의 폭과 길이 조건에서는 사용이 제한적이며, 여러 종류의 실내시험의 결과가 동반되어야 한다. 현재 국내에서는 사질토층의 침하량 산정에 Schmertmann(1978), De Beer(1967), Terzaghi & Peck(1967)의 방법이 일반적으로 설계에 적용되고 있다, 하지만, 각각의 방법에 따라 침하량 산정 결과는 상이하게 나타난다. Schmertmann(1970), Bowles(1996), De Beer(1967) 등에 의하여 SPT N치와 콘지수를 이용하여 사질토의 탄성계수를 산정하는 경험식을 제안하는 등 일반적으로 사질토지반의 침하량은 SPT N치, 정적콘관입저항치 q_c 등을 침하량 산정식에 적용하거나, 실험을 통한 지반의 변형계수를 이용하게 된다.

본 연구에서는 위와 같은 기존의 연구를 바탕으로 국내 모래지반에 적용할 수 있는 사질토층의 침하량 산정방법을 모형실험을 수행하고 실험결과를 기존의 경험식에 의한 사질토의 침하량과 비교하여 분석하였다. 침하량 산정실험은 현장에서 채취한 모래시료를 사용하여 1g 모형실험을 수행하였다. 실험결과를 분석하여 대상지역의 사질토층의 침하량을 예측할 수 있는 기존의 경험식을 제안하고자 한다.

2. 기본물성 및 역학시험

2.1 대상 시료의 공학적 특성

본 연구에 사용한 시료는 울산 사동항에서 채취한 시료로 그림 1과 표 1에 정리된바와 같이 USCS에 대해 SP로 분류되었다. 모래의 상대밀도를 구하기 위해 최대 및 최소 단위중량시험(KS F 2346, ASTM 4254)을 수행한 결과, 최대 건조단위중량은 $1.625gf/cm^3$, 최소 건조단위중량은 $1.366gf/cm^3$ 으로 분석되었다.

또한, 모래의 탄성계수를 평가하기 위하여 다음과 같이 2종류의 Oedometer 압축시험을 수행하였다. 최소·최대 단위중량 시험에서 얻은 단위중량을 이용하여 상대밀도 30%, 75%에 해당하는 충분한 양의 시료를 준비하여, 모래의 즉시침하만을 파악하기 위하여 각 단계별 압축시간을 1시간 조건으로 설정하여 수행하였으며, 즉시침하 이후의 거동을 함께 파악하기 위하여 각 단계별로 24시간 압축을 관찰할 수 있도록 시험을 수행하여 상대밀도에 따른 탄성계수를 산정하였다. 시험결과, 상대밀도 30%의 경우 $1556.86tf/cm^2$ 을, 75%의 경우 $1726.09tf/cm^2$ 으로 분석되었다.

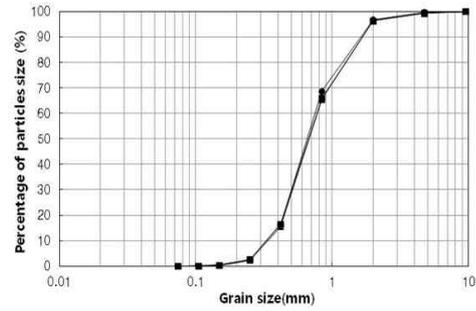


그림 1. 대상 시료의 입도분포곡선

표 1. 연구대상 모래의 공학적 특성

특성	결과	
비중	2.75	
No.200체 통과율	0.3%	
균등계수	2.017	
곡률계수	0.973	
통일분류	SP	
탄성계수	30%	$1556.86tf/cm^2$
	75%	$1726.09tf/cm^2$

3. 침하량 산정 실험방법 및 결과

3.1 시험조건

상대밀도 조건에 따른 모래지반의 압축침하특성을 분석하고자 1g 조건에서 파괴 도달 시까지 하중재하시험을 수행하였으며, 상대밀도 30%, 75% 조건에 따라 모래층을 조성하여 기초폭에 대한 모래층 두께(H/B)를 변화시켜면서 실험을 수행하여 얻은 하중-침하 관계 곡선을 통해 하부지반의 침하량을 검토하고자 하였다.

실험은 그림 2에서 보인바와 같이 폭 0.2m, 길이 0.45m, 높이 0.48m의 모형토조를 사용하였으며, 전면은 모형확인을 위하여 투명한 plaxiglass로 제작하였다. 나머지 벽면은 알루미늄으로 제작되었다. 모형기초는 모형토조의 폭과 같은 0.2m의 길이이며, 상대밀도에 따라 30%의 경우는 0.3m, 75%의 경우는 0.1m의 폭으로 적용하였다. 모래의 침하량 산정 시험은 다음과 같이 상대밀도 및 모래층 두

계를 변화하면서 총 6개의 조건으로 수행하였다. 1g 실험에서 H/B를 0.5, 1.0, 1.5 가 되도록 조성하였다.

모래층의 침하량 산정시험은 다음과 같은 과정으로 수행하였다. 모형토조에 상대밀도와 두께를 조건에 맞게 그림 2와 같이 모래지반을 조성하고, 재하판과 하중재하장치를 거치와 동시에 LVDT를 설치하였다. 실험 준비 완료 후 1.00mm/min의 재하속도 재하장치를 가동함과 동시에 하중 및 침하량을 측정하였다, 실험진행은 지지력파괴에 도달하거나 기초폭의 10%이상 침하가 발생할 때까지 하중을 재하였다.

표 2. 침하량 산정실험 조건

상대밀도 (Dr, %)	모래층 두께 (H, cm)	H/B (=모래층두께/기초폭)
30	5.0	0.5
	10.0	1.0
	15.0	1.5
75	1.5	0.5
	3.0	1.0
	4.5	1.5

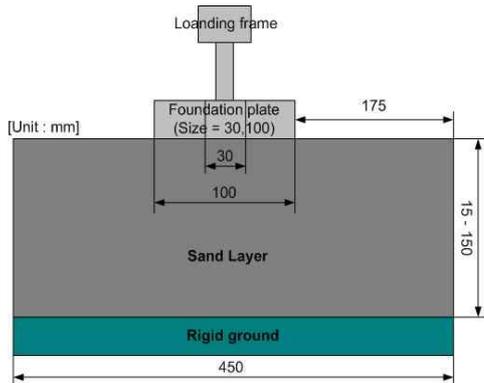


그림 2. 모형실험 모식도

3.2 모형시험결과

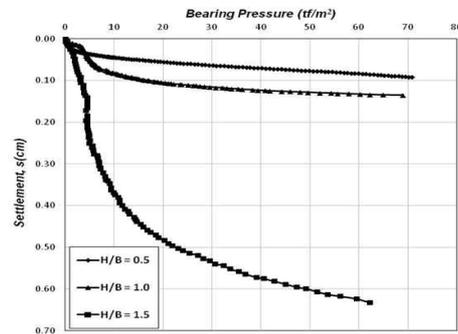
모형기초실험은 사질토 기초지반의 상대밀도가 30%, 75% 각각에 대하여 기초폭에 대한 모래층층비(H/B)를 0.5, 1.0, 1.5로 변화시키면서 수행하여 그림 3과 같은 하중-침하관계를 구할 수 있었다.

그림의 30%와 75% 조건의 결과에서 보는 바와

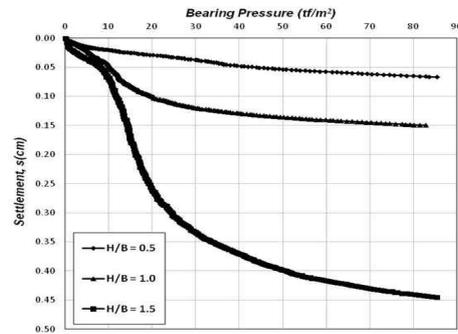
같이 H/B가 증가함에 따라 하중-침하 관계의 기울기가 증가하였으며, H/B가 증가함에 따라 침하량이 크게 발생하고, 그에 따른 하중은 감소하여 기초폭에 대한 모래층 높이가 커질수록 지지력이 감소하는 경향을 보이고 있다.

극한지지력의 판정은 하중-침하관계에서 급격하게 침하가 발생하는 하중으로 하였고, 극한하중에 도달하지 못한 경우에는 Vesic(1973)이 제안한 방법에 따라 기초폭의 10%가 침하를 보일 때의 하중을 극한지지력으로 산정하였다.

그림 3에서 보는 바와 같이 상대밀도 30% 조건의 H/B=0.5, 1.0, 1.5에 대하여 각각 0.035cm, 0.135cm, 0.262cm를 보이며, 이때의 최대하중은 70.80tf/m², 68.96tf/m², 62.20tf/m²으로 나타났다. 또한, 상대밀도 75%의 조건의 경우, 실험을 통한 침하량은 H/B=0.5, 1.0, 1.5에 대하여 각각 0.067cm, 0.150cm, 0.45cm로 나타났고, 이때의 최대하중은 85.36tf/m², 82.76tf/m², 85.34tf/m²으로 분석되었다.



(a) 상대밀도 30%



(b) 상대밀도 75%

그림 3. 하중-침하량곡선

4. 모래 침하량에 따른 경험식 비교분석

N : 현장 표준관입시험의 N치
 q : 순접지압
 B : 기초폭

4.1 개요

모래 기초지반에서 사질토 침하량 산정의 경험식 가운데 사질토의 탄성침하는 Schmertmann&Hartmann(1978)에 의해 제안된 반경험적인 변형을 영향계수를 사용하여 산정될 수 있으며, 이 방법에 따르면 침하는 다음의 식 (1)로 나타낼 수 있다. 사질토에서의 침하는 즉시침하로 간주되지만 때로는 장기 크리프현상을 보이는 경우의 인자를 고려하였다. 또한, De Beer의 경험식은 N치와 흙의 크리프에 대한 보정계수의 관계로부터 식 (2)를 제안하였다.

Terzaghi와 Peck의 침하량 예측법은 지지력 도표(bearing capacity charts)에 근거하여 작성되었다. 이 방법은 Meyerhof(1965)에 의해 개발되었으며 최대침하량이 1 in을 초과하지 않고 부등침하량이 3/4 in을 초과하지 않을 조건을 전제로 기초 폭과 SPT의 N치의 영역에 대한 허용지지력을 결정하는데 사용되며, 식 (3)과 같이 제시하였다.

$$S_i = C_1 \times C_2 \times \Delta P \times \Sigma \frac{I_z}{E_s} \Delta Z \quad (1)$$

여기서, $C_1 : 1 - 0.5[q'/(q - q')]$
 =기초가 문헌 깊이에 대한 보정계수
 $C_2 : 1 + 0.2 \log(t/0.1)$ (t: 년수)
 =흙의 creep에 대한 보정계수
 I_z : 변형영향계수
 E_s : 지반의 탄성계수

$$S = 0.004 \times \frac{P_0}{N} \times H \times \log\left(\frac{P_0 + \Delta P_0}{P_0}\right) \quad (2)$$

여기서, P_0 : 유효상재하중
 N : 현장 표준관입시험의 N치
 ΔP : 재하에 의한 응력증분
 H : 모래토층의 두께

$$S = C_w \times C_d \times \frac{3q}{N} \left(\frac{2B}{1+B}\right)^2 \quad (3)$$

여기서, $C_w : 2 - \frac{W}{2B} \leq 2.0$
 =얕은기초의 지하수위 보정계수
 $2 - 0.5\left(\frac{D}{B}\right) \leq 2.0$
 =포화상태의 깊은기초
 $C_d : 1 - 0.25\left(\frac{D}{B}\right)$
 =깊이에 대한 보정계수

4.2 탄성계수 검토

모형실험을 수행한 실험결과를 경험식에 의한 사질토지반의 침하량과 비교하여 분석하기 위해서 Schmertmann&Hartmann(1978) 방법에 적용되는 탄성계수를 산정하고자 문헌고찰 및 N치를 이용한 제안식 검토, 그리고 앞서 수행된 Oedometer 압축시험 결과를 활용하였다.

문헌자료를 참고한 결과, Hunt(1986)는 느슨한 모래의 경우 $1,000 \sim 3,000 \text{ tf/m}^2$, 중간조밀은 $3,000 \sim 5,000 \text{ tf/m}^2$, 조밀한 경우는 $5,000 \sim 8,000 \text{ tf/m}^2$ 로 제안하였다. Bowles(1996)는 느슨한 모래의 경우 $1,000 \sim 2,500 \text{ tf/m}^2$, 조밀한 모래의 경우 $5,000 \sim 8,100 \text{ tf/m}^2$ 으로 제시하였고, Braja M. Das(2010)는 느슨한 모래의 경우 $1,000 \sim 2,400 \text{ tf/m}^2$, 조밀한 모래의 경우는 $1,700 \sim 2,800 \text{ tf/m}^2$ 으로 제시하고 있다.

본 연구에는 문헌자료를 종합적으로 평가하여 $Dr=30\%$ (느슨한 모래) 조건에 대하여 $1,500 \text{ tf/m}^2$, $Dr=75\%$ (조밀한 모래) 조건에 대하여 $2,500 \text{ tf/m}^2$ 을 선정하였으며, Oedometer 압축시험 결과를 분석하여 $Dr=30\%$ (느슨한 모래) 조건에 대하여 $1,557 \text{ tf/m}^2$, $Dr=75\%$ (조밀한 모래) 조건에 대하여 $1,726 \text{ tf/m}^2$ 을 선정하게 되었다.

문헌자료와 실험결과를 종합하여 75%조건에 대하여 다소 작은 값이 산정되었으나, 전반적인 경향성을 고려하여 실험결과에 의한 탄성계수값을 최종적으로 선정하고 침하량 산정 시 이를 적용하였다.

표 3. 문헌자료-Hunt(Geotechnical Engineering Analysis & Evaluation, p.134)

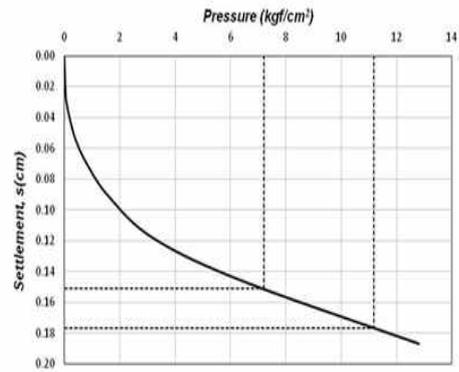
구분		탄성계수 (tf/m^2)	포아송비 (ν)
모래	느슨	1,000 ~ 3,000	0.20 ~ 0.35
	중간조밀	3,000 ~ 5,000	
	조밀	5,000 ~ 8,000	

표 4. 문헌자료-Bowles(Foundation Analysis & Design 5th, p.123~125)

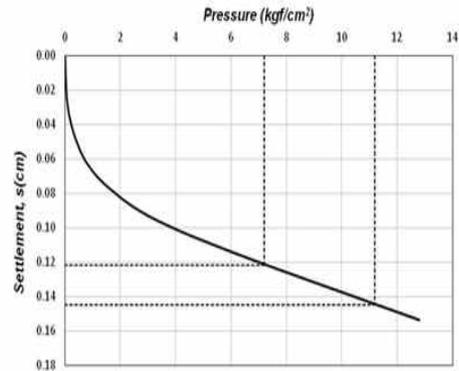
구분	탄성계수 (tf/m^2)	포아송비 (ν)
느슨한 모래	1,000~2,500	0.20 ~ 0.35
조밀한 모래	5,000~8,100	0.30 ~ 0.40
실트질 모래	500~2,000	-
연약한 점토	200~2,500	0.40 ~ 0.50
중 간 점토	1,500~5,000	
견고한 점토	5,000~10,000	
느슨한 모래섞인 자갈	500~1,500	0.30 ~ 0.40
조밀한 모래섞인 자갈	1,000~2,000	

표 5. 문헌자료-Braja M. Das(Principles of Foundation Engineering, p.179)

구분	탄성계수 (tf/m^2)	포아송비 (ν)
느슨한 모래	1,000~2,400	0.20 ~ 0.40
조밀한 모래	1,700~2,800	0.25 ~ 0.40
실트질 모래	3,500~5,500	0.30 ~ 0.45
연약한 점토	1,000~1,700	0.20 ~ 0.40
중 간 점토	6,900~17,200	0.15 ~ 0.35
견고한 점토	400~2,100	0.20 ~ 0.50
느슨한 모래섞인 자갈	2,100~4,100	
조밀한 모래섞인 자갈	4,100~9,700	



(a) 상대밀도 30%



(b) 상대밀도 75%

그림 4. Oedometer 압축시험 결과

표 6. 최종적용 탄성계수

구분	상대밀도 ($D_r = 30\%$)	상대밀도 ($D_r = 75\%$)
문헌 자료	$1,500tf/m^2$	$2,500tf/m^2$
Oedometer 실험값	$1,557tf/m^2$	$1,726tf/m^2$

4.3 침하량 분석

$D_r=30\%$ 조건의 경우, 실험을 통한 침하량은 $H/B=0.5/1.0/1.5$ 에 대하여 각각 0.035cm, 0.135cm, 0.262cm로 나타났으며, 시료 높이가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 것으로 나타났다.

각 이론식에 적용할 하중 증분값은 실험결과를 토대로 얻어진 $H/B=1.5$ 단계에서 변곡점에 해당되는 하중인 $4.13tf/m^2$ 으로 공통적으로 적용하여 등

일한 하중에 대한 각각의 침하량을 검토하였으며, Terzaghi 방법은 기초폭 0.03m에 대하여 H/B에 따라 하중(q)은 $4.13tf/m^2$ 을 적용, 평균 N값은 상대밀도 30%에 대응하는 N=6 적용하였고, De Beer 방법은 응력증분(ΔP) 및 평균N값은 위 Terzaghi에서 적용된 조건과 동일하게 적용하였으며, 각 토층에 대하여 삼등분을 하여 각 층별 침하량을 산출한 후 이를 합산하여 총 침하량 산정, H/B=1.0과 1.5에 대해서는 토층을 5등분하여 층별 침하량 산출하였다.

또한, Schmertmann 방법의 적용 탄성계수는 $1.557tf/m^2$, 응력증분(ΔP)은 위와 동일하게 적용, 변형 영향계수(I_z)는 도표를 참조하여 $z/B=1$ 조건에 대한 영향계수 산출, 각 토층에 대하여 삼등분을 하여 각 층별 영향계수를 산출한 후 탄성계수와와의 관계식을 적용해 합산하여 침하량 산정하여 아래의 표 7과 같이 정리하였다.

표 7. 경험식 및 실험을 통한 최종침하량

H/B		0.5	1.0	1.5
30%	실험결과 (cm)	0.035	0.135	0.262
	De Beer (cm)	0.043	0.135	0.155
	Schmertmann & Hartmann (cm)	0.001	0.010	0.020
	Terzaghi & Peck (cm)	0.023	0.023	0.023
75%	실험결과 (cm)	0.005	0.039	0.055
	De Beer (cm)	0.009	0.031	0.063
	Schmertmann & Hartmann (cm)	0.010	0.020	0.010
	Terzaghi & Peck (cm)	0.009	0.009	0.009

그림 5(a)의 $D_r = 30\%$ 조건의 H/B에 따른 침하량 비교에서 보는바와 같이 경험식을 이용하여 각각의 조건에 대한 침하량은 산정한 결과, Terzaghi 방법은 0.023cm, De Beer 방법은 0.043cm~0.155cm, Schmertmann 방법은 0.001cm~0.020cm의 범위로 나타났다.

실험결과와 비교해 볼 때, 실험값보다 전반적으로 작은 침하량 값으로 나타났고, H/B가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보이고 있으며, De Beer 방법의 경우 실험결과와 유사한 경향을 보이고 있어 De Beer 방법이 적용 가능한 것으로 나타났다.

$D_r=75\%$ 조건의 경우, 실험을 통한 침하량은 H/B=0.5/1.0/1.5에 대하여 각각 0.005cm, 0.039cm, 0.055cm로 나타났고, 시료 높이가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 것으로 나타났다.

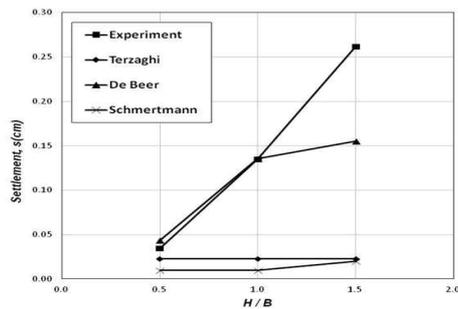
각 이론식에 적용할 하중 증분값은 실험결과를 토대로 얻어진 H/B=1.5 단계에서 변곡점에 해당되는 하중인 $8.72tf/m^2$ 으로 공통적으로 적용하여 동일한 하중에 대한 각각의 침하량을 검토하였다.

상대밀도 30%와 마찬가지로 Terzaghi 방법은 기초폭 0.03m에 대하여 H/B에 따라 하중(q)은 $8.72tf/m^2$ 을 적용하였고, 평균 N값은 상대밀도 75%에 대응하는 N=34 적용하였다. Schmertmann 방법의 적용 탄성계수는 $1.726tf/m^2$ 이며, 응력증분(ΔP)은 위와 동일하게 적용하였다. 변형 영향계수(I_z)는 도표를 참조하여 $z/B>10$ 조건에 대한 영향계수 산출하여 각 토층에 대하여 삼등분을 하여 각 층별 영향계수를 산출한 후 탄성계수와와의 관계식을 적용해 합산하여 침하량 산정하였다.

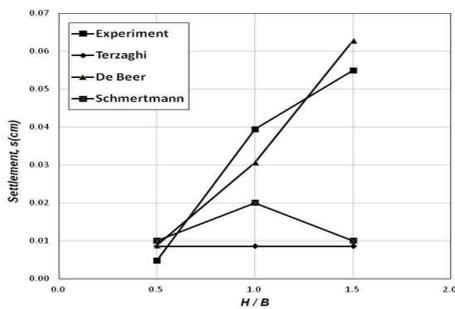
그림 5(b)의 H/B에 따른 침하량비교에서 보는 바와 같이 경험식을 이용하여 각각의 조건에 대한 침하량은 산정한 결과, Terzaghi 방법은 0.009cm, De Beer 방법은 0.009cm~0.063cm, Schmertmann 방법은 0.01cm~0.03cm의 범위로 나타났다.

앞서와 마찬가지로 실험결과와 비교해 볼 때, 실험값보다 전반적으로 작은 침하량 값으로 나타났고, De Beer 방법의 경우 실험결과와 유사한 경향을 보이고 있으며, Schmertmann 방법은 침하량이 증가되었다가 다시 감소되는 것으로 나타났다.

두 조건에 대하여 모래지반의 침하량을 종합적으로 분석한 결과, 실험을 통한 침하량이 전반적으로 크게 나타났으며, 상대밀도가 작을수록 큰 침하량을 보이고 있다. 또한 경험식을 통한 침하량을 산출하여 그 값을 비교해 본 결과 De Beer 방법을 이용한 결과가 실험값과 유사한 경향을 보이고 있는 것으로 나타났다.



(a) 상대밀도 30%



(b) 상대밀도 75%

그림 5. H/B에 따른 모래층의 침하량

5. 결론

본 연구는 강성지반위 사질토지반에 위치한 방파제의 연직하중에 의한 침하량의 특성을 구하기 위하여 모형실험을 수행하였다.

첫째, 상대밀도 30% 조건에서는 H/B에 따라 최종침하량이 각각 0.0917cm, 0.135cm, 0.632cm로 나타났고, 전반적으로 하중이 증가함에 따라 침하량이 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 75%의 경우 H/B에 따른 침하량이 각각 0.067cm, 0.150cm, 0.45cm로 나타났고, 전반적으로 하중이 증가함에 따라 침하량이 초기에 크게 발생되다가 서서히 감소하는 경향을 보이고 있다. H/B가 증가함에 따라 침하량이 증가하였고, 상대밀도가 커짐에 따라 작은 침하량 값을 나타내고 있다.

둘째, 원 지반 모래의 침하 특성을 분석하기 위하여 상기 실험결과와 경험식을 이용한 예측값을 비교분석한 결과, Dr=30% 조건의 경우는 실험값보다 전반적으로 작은 침하량 값으로 나타났고, H/B가 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보이고 있으며, De Beer 방법의 경우 실험결과와 유사한 경향을 보이고 있어 De Beer 방법이 적용 가능한 것으로 나타났다. Dr=75% 조건의 경우, 실험값

보다 전반적으로 작은 침하량 값으로 나타났고, De Beer 방법의 경우 실험결과와 유사하게 높이가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보이고 있으며, Schmertmann 방법은 침하량이 증가되었다가 다시 감소되는 것으로 나타나 De Beer 방법이 적용 가능한 것으로 나타났다.

셋째, 두 조건에 대하여 모래지반의 침하량을 종합적으로 분석한 결과, 실험을 통한 침하량이 전반적으로 크게 나타났으며, 상대밀도가 작을수록 큰 침하량을 보이고 있다. 또한 경험식을 통한 침하량을 산출하여 그 값을 비교해 본 결과 De Beer 방법을 이용한 결과가 실험값과 유사한 경향을 보이고 있는 것으로 나타났다.

참고 문헌

- [1] 한국지반공학회, 구조물 기초 설계기준 해설, 구미서관, pp.161-170, 2009.
- [2] 한국표준협회, 비점성토의 상대밀도 시험 방법, KS F 2345, 2004.
- [3] Braja Das, *Principles of Foundation Engineering*, Cengage Learning, 2010.
- [4] De beer, E. E., "Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal", *Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie*, No.6, 1967.
- [5] Hunt R. E., *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation*, New York: McGraw-Hill Book Company, 1986.
- [6] Joseph E. Bowles, *Foundation Analysis and Design bowles*, 5th edition, McGraw-Hill, 1996.
- [7] Meyerhof, G. G. "Ultimate bearing capacity of Footings on sand layer overlying clay", *canadian Geotechnical Journa*, vol.11, pp.223-229, 1974.
- [8] Meyerhof, G.G. "Shallow foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 91(2): pp.21-31, 1965.
- [9] Meyerhof, G. G., "The bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, 2(4), 1965.
- [10] Schmertmann, J.H., "Static cone to compute static settlement over sand." *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 96(SM3), pp.1011-1043, 1970.
- [11] Schmertmann, J.H., Hartmann, J.P. and Brown, P.R. "Improved strain influence factor diagrams", *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104

산업기술연구(강원대학교 산업기술연구소 논문집), 제34권, 2014.
황 회 석, 김 동 건, 유 남 재

(GT8), pp.1131-1135, 1978.

- [12] Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1943.
- [13] Terzaghi, K. & Peck, R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 1967.
- [14] Vesic, A. S. "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers*, Vol.99, No.SM2, pp.45-73, 1973.