

## 준설매립지반에 대한 $\phi=0$ 해석의 적용성

### Application of the $\phi=0$ Analysis for Dredged and Reclaimed Ground

김 주 현<sup>1</sup> Kim, Ju-Hyun

정 상 국<sup>2</sup> Jeong, Sang-Kug

심 민 보<sup>3</sup> Shim, Min-Bo

이 송<sup>4</sup> Lee, Song

#### Abstract

In this test, there was two-dimensional model loading test implemented for analysis with respect to the problem of evaluating bearing capacity and the application range on the dredged and reclaimed ground, so it was possible to get the following result by comparing a result of loading test and an equation proposed previously. When the difference between average undrained shear strength by  $\frac{2}{3}B$  of loading board width and the strength under  $\frac{2}{3}B$  is more than  $\pm 50\%$ , the applicability of  $N_c$ (coefficient of bearing capacity where  $\phi=0$  analysis is considered in the single layer) was declined. As well, using  $N_c=5.7, 5.14$ (coefficient of bearing capacity where  $\phi=0$  analysis is applicable to saturated clay without special limit) for evaluating bearing capacity on the dredged and reclaimed ground causes poor applicability, therefore that seem to be applicable when water content is less than about 75% which makes the unconfined compression test possible.

#### 요 지

본 연구에서는  $\phi=0$  조건에서 준설매립지반에 대한 지지력 산정의 문제점과 적용범위를 파악하기 위하여 2차원모형재하시험을 실시하였고 기존의 제안식과 재하시험결과를 비교분석하여 다음과 같은 결과를 얻었다. 재하판폭의에 해당되는 깊이까지의 평균비배수전단강도와 깊이 이내의 임의의 깊이에서 측정된 전단강도 값의 차이가  $\pm 50\%$  이상 일 경우에는  $\phi=0$  해석을 단일층으로 고려할 경우 사용되는 지지력계수,  $N_c$ 는 적용성이 떨어지는 것으로 나타났다. 또한, 특별한 제안사항없이 포화된 점토에 적용하는 것으로 되어있는  $\phi=0$  해석에 이용되는 지지력 계수,  $N_c=5.7, 5.14$ 에 의한 준설매립지반의 지지력 산정은 불안전층의 값을 도출하여 적용성이 떨어지므로, 일축압축시험이 가능한 약 75% 이하의 함수비에서 적용이 가능할 것으로 판단된다.

**Keywords :** Bearing capacity, Two dimensional model loading test, Dredged and reclaimed ground

#### 1. 서 론

준설매립이후 일정기간의 방치기간을 거친 후 시공에 필요한 장비들의 투입이 가능할 수 있는 주행성과 지지력을 필요수준까지 확보하기 위해서 지반 상부에 산토

와 모래를 포설하여 포설두께를 고려한 허용지지력을 계산하여 습지도저의 접지압 이상의 허용지지력이 확보될 경우 장비의 주행성이 확보되는 것으로 간주하여 설계가 이루어지고 있다. 그러나, 실제 현장에서는 이러한 계산결과와는 다르게 장비의 주행성이 확보되지 못하는

1 정희원, 서울시립대학교 도시과학대학 토목공학과 박사 후 연구원 (Member, Post Doctoral Researcher, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul, compaction@sidae.uos.ac.kr)  
2 정희원, 송원대학 철도시설토목과 교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil & railroad, Engrg., Songwon College)  
3 정희원, 평원엔지니어링 기술연구소 선임연구원, 공학박사 (Member, Research Fellow, Civ. of Pyeongwon Enc.)  
4 정희원, 서울시립대학교 도시과학대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul)

경우가 대부분이므로, 설계변경을 통하여 복토두께를 대폭 증가시켜서 건설장비의 투입이 이루어지고 있는 실정이다. 이와 같은 이유는, 건조수축으로 인해 생성되는 고결층은 상부의 시공장비를 투입할 수 있는 정도의 지지력이 확보되기에는 두께가 미소하며, 더욱이 하부지반이 불투수층으로써 일면배수 조건인 경우에는 고결층의 투수계수가 작기 때문에 오히려 하부에서 지반상부로 유출되는 물이 원활하게 공급되지 못하는 불투수층의 역할을 하게된다. 그러므로, 준설패립지반은 지표의 불투수층과 하부 불투수층 사이에 슬러리상태로 계속 존재하게되며, 2년 이상의 방치기간이 경과한 후에도 상부에 형성되는 고결층의 두께는 30~50cm에 불과하게 되며 하부의 준설패립지반은 100% 이상의 고함수비 상태로 존재하게 된다. 따라서, 본 연구에서는 특별한 제한사항없이 포화된 점토에 적용하는 것으로 되어있는  $\phi=0$  조건에서 산정하는 지지력의 문제점과 적용범위를 파악하기 위하여 수평진공배수시험을 실시하여 상부의 고결층을 형성한 후 2차원 모형재하시험을 실시하였고, 실내시험결과와 제안식을 비교검토하여 적용성을 검증하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 점토지반의 $\phi=0$ 해석의 적용성

$\phi=0$  해석은 Fellenius(1927)에 의해 최초로 제안된 이래 지금까지 점성토 지반의 안정성 해석에 폭넓게 사용되어왔고, 실질적으로  $\phi=0$  조건을 적용하여 최초로

실시한 안정해석은 Skempton(1945)에 의해서 실시되었다.  $\phi=0$  해석의 원리는 Skempton(1948c)에 의해 개략적인 내용이 소개된 이후, Golder and Skempton(1948)에 의해  $\phi=0$  해석의 가정조건에 대해 실험적으로 접근하여 적용성을 파악하였다. 국내의 경우  $\phi=0$  해석에 대해 언급된 내용을 살펴보면 한국지반공학회에서는 “소성한계 30% 이상, OCR이 4이하인 포화된 점토에 적용”하는 것으로 되어있고, 물성값이나 적용범위에 대한 구체적인 언급이나 특별한 제한사항이 제시되어있지 않다. 따라서,  $\phi=0$  해석이 초기에 제안되었던 당시의 가정조건과 해석에 적용되었던 물성값을 비교분석하여 적용범위를 파악할 필요성이 있다. Skempton(1948c)에 의해 언급된  $\phi=0$  해석이 초기에 도입될 당시의 해석조건의 가정사항과 문제점을 살펴보면 다음과 같다. 첫째, 매우 연약한 상태부터 매우 단단한 상태에 이르기까지 완전포화된 점토는 적용된 응력에 대해 파괴시 함수비의 변화가 발생하지 않는 완전점성토로서 내부마찰각은 0이며, 따라서 전단강도는 압축강도의 1/2과 같다. 둘째, 파괴시 함수비의 변화가 발생하지 않는다는 조건은 시공기간이 짧은 경우 시공직후의 안정성을 평가할 때 함수비의 변화가 매우 작으므로 비교적 실제에 가까운 해석이 가능하다고 할 수 있지만, 시간의 경과에 따라 강도가 감소하는 경우에 이와같은 조건을 적용하게 되면 안정성을 과대평가하는 문제점을 지니고 있다. 셋째, 전단파괴면의 위치는 내부마찰각에 의해서 결정되지만, 대부분의 경우 완전포화된 점토라도 내부마찰각은 0보다 상당히 크게 나타나므로,  $\phi=0$  해석은 이론적으로 정확한

표 1.  $\phi=0$  해석이 적용된 파괴사례(Skempton 1948b)

	Location	Approximate average properties of clay			Factor of safety	Remarks
		wn(%)	LL(%)	c(kg/cm <sup>2</sup> )		
Foundation Failures	Model Footings	40~60	74	0.13	1.00	Laboratory tests
	Kippen	40~60	70	0.17	0.95	Adhesion on sides of footing neglected
	Newport	50	60	0.18	1.08	Deep slip surface
	Gosport	40~102	80	0.12	0.93	Strength too low owing to slight sample disturbance
Critical height test		42	80	0.13	1.05	slip plane at 51°, not 45°
Failures of clay slopes	Chingford	90	145	0.14	1.05	Analysis based on observed slip surface
	Eau Brink Cut	-	45&100	0.23	1.02	$\phi=0$ slip surface different from observed
	Brightling sea	-	90	0.12	0.99	Average shear strength not known with accuracy
	Waltham Abbey	-	80	0.31	1.06	Partly clay fill, but with very small air voids
	Huntspill River	-	75	0.15	0.90	
	Belfast	-	67	0.14	1.15	
Greenock	-	40	0.12	0.95	Only approximate analysis possible ; not a critical check	

표 2. 점토지반의 극한지지력에 대한 현장 데이터(Skempton, 1951)

Location and structure	Dimensions of Foundation			Approx. average settlement at failure $\rho_f$ (cm)	$\frac{\rho_f}{B}$ percent	Net foundation pressure at failure $q_{nf}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Average shear strength of clay beneath foundation $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Value of $N_c$		Reference for original data
	B (cm)	L (cm)	D (cm)					actual $\frac{q_{nf}}{c}$	equation $\frac{q_{nf}}{c}$	
Hagalund loading tests	39.6	198.1	0 (lower limit) 30.48 (upper limit)	1.27	3	0.464	0.080 (vane) 0.067 (compr)	5.8 6.4	5.4 6.5	Odenstad (1948) Cadling and Odenstad (1950)
Kippen spread footing	243.8	274.3	167.6	25.4	10	1.026 (with side friction) 1.242 (no side friction)	0.173	6.0 7.2	7.2	Skempton (1942)
Loch Ryan screw cylinder	243.8	243.8	1524	27.9	12	2.052	0.238	8.6	9.0	Morgan (1944) Skempton (1950)
Newport screw cylinder	243.8	243.8	182.9 (in clay) 609.6 (total depth)	35.6	15	3.132	0.389	8.0	7.4 8.6	Wilson (1950)
Shellhaven oil tank A oil tank B	762	762	0	-	-	0.907	0.146	6.2	6.2	Nixon (1949)
	1585	1585	0	76.2	12.7	0.896	0.151	5.9	6.2	Nixon (personal comm.)
Tunis warehouse	1524	3810	304.8	101.6	7	-	-	-	-	Fountain (1907)
Transcona grain elevator	2316.5	5943.6	365.8	355.6	15	2.376	-	-	-	Allaire (1916)

파괴면을 도출해내지 못한다. 넷째, 액성한계 35% 미만의 부분포화된 점토와 실트는 함수비의 변화가 발생하지 않는 상태에서도 파괴시 0보다 큰 내부마찰각이 발생하므로 이러한 재료에 대해서는  $\phi=0$  해석을 적용할 수 없다. 세 번째와 네 번째에 나타난 것과 같이 실제 파괴시 내부마찰각이 0보다 크게 발견되는 경우의 점착력은 내부마찰각이 0인 경우의 점착력보다 상당히 작아지게 되므로 실제값보다 전단강도를 과대평가하는 문제점을 지니게 된다. 다음에 나타난 표 1은 Skempton(1948b)이 12개 현장에서  $\phi=0$  해석에 적용되었던 데이터를 수집하여 나타낸 결과이다. 여기에서 적용되었던 평균점착력의 범위는  $0.12 \sim 0.31 \text{kg/cm}^2$ 이고, 함수비의 분포도 전형적인 점성토에서의 값을 나타내고 있음을 알 수 있다. 또한, Skempton(1951)은 점토의 극한지지력을 산정하기 위하여 여러 현장에서 실시된 현장시험데이터를 수집하여 표 2에 나타냈다. 여기에서 적용된 평균점착력의 범위는  $0.067 \sim 0.389 \text{kg/cm}^2$ 이고, 실측된 지지력계수,  $N_c$ 값은 5.8~8.6, 제안식으로 산정된  $N_c$ 값은 5.4~9.0

으로 실측값과 지지력식에 의해 산정된 값이 거의 일치한다는 것을 보여주었다. 여기에서 적용된 평균점착력으로부터 함수비를 추정해 볼 때 일축압축강도시험이 가능한 대략 함수비 70% 이하에서 얻어진 강도라는 것을 추정할 수 있다.

### 3. 실험방법

#### 3.1 이중매트 수평진공배수시험

2차원모형재하시험이 실시될 대상지반을 형성하기 위하여 수평진공배수시험을 수행하였으며 세부적인 실험조건은 표 3에 나타내었다. 그림 1, 표 3에서와 같이 폭 20cm×높이 50cm×길이 120cm의 토조에 각각 높이 20, 30, 40cm까지 준설토를 투기하고 이중매트가 부착된 원형배수재를 시료의 상부에 각각 설치한 후 높이 50cm까지 준설토를 투기한 후 수평진공배수시험을 실시하였다.

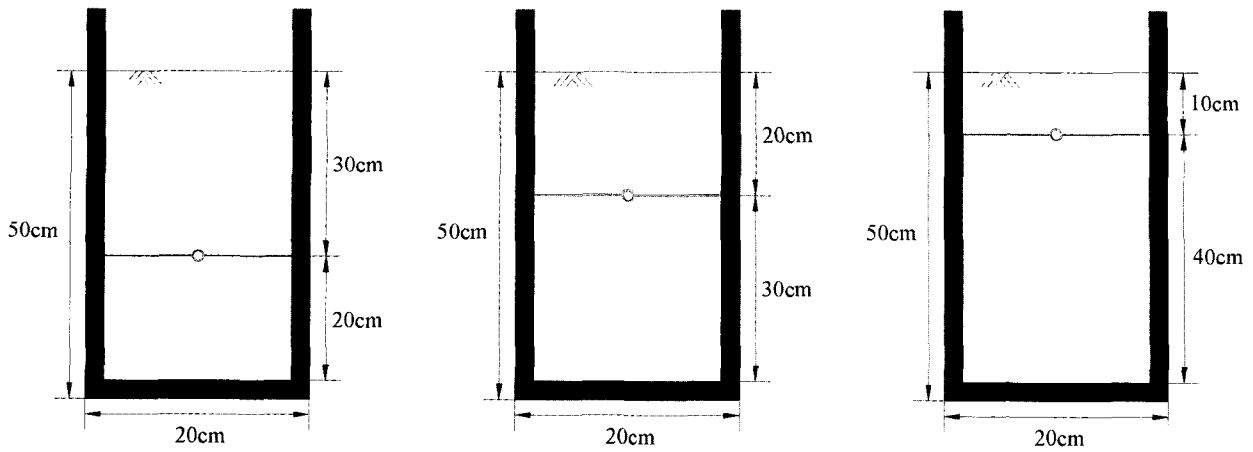


그림 1. 수평배수재의 위치

표 3. 실내모형실험의 조건

초기 함수비 (%)	진공압 (kg/cm <sup>2</sup> )	모형토조의 크기 (D×L×H, m)	배수재			
			설치심도 (cm)	직경 (cm)	이중매트 크기 (D×L, m)	
Case I	190	0.8	0.2×1.2×0.5	10	0.8	0.18×1.15
	190	0.8	0.2×1.2×0.5	20	0.8	0.18×1.15
	190	0.8	0.2×1.2×0.5	30	0.8	0.18×1.15
Case II	190	0.16	0.2×1.2×0.5	10	0.8	0.18×1.15
	190	0.16	0.2×1.2×0.5	20	0.8	0.18×1.15
	190	0.16	0.2×1.2×0.5	30	0.8	0.18×1.15

### 3.2 2차원 모형재하시험

#### 3.2.1 재하판

연약지반상에 성토하중이 재하되었을 때 일어나는 지반의 파괴형상 및 변형양상을 파악하는데 주로 사용되는 재하판의 형상은 연성기초에 가까운 형태가 대부분이다. 그러나, 본 논문에서는 수평진공배수공법과 같은 표층처리공법을 적용한 후 장비의 주행성을 확보하는데 주목적이 있으므로 실제현장에서 이용되는 장비와 유사한 형태

인 강성기초에 가까운 형태로 재하시험을 실시하였고, 재하판의 폭과 길이는 각각 10cm, 19.5cm이다.

#### 3.2.2 재하장치

실험에 사용된 재하장치는 그림 2에 나타난 것과 같이 변형률 제어방식으로 시험을 실시하였고, 재하판의 상승 및 하강장치와 변형률 속도를 조절하는 장치로 구성되어 있으며, 본 연구에서는 재하시험장치의 민감도를 고려하여 5mm/min의 속도로 재하를 실시하였다. 본

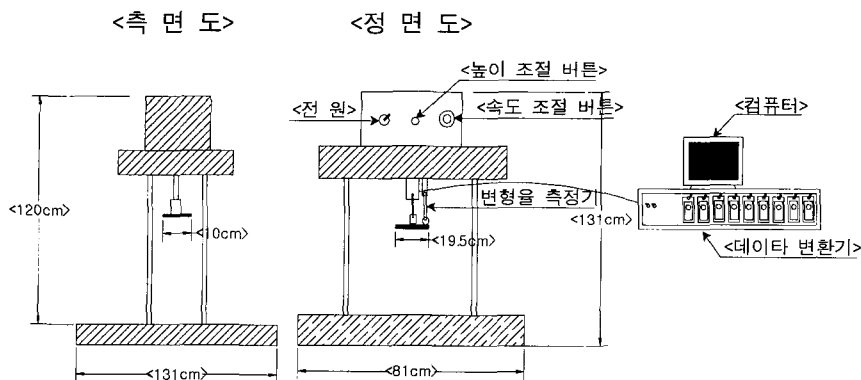


그림 2. 2차원 모형재하시험장치

연구에서 사용한 데이터 수집장치는 총 12개 채널에서 동시에 신호를 받아들일 수 있도록 설계되어 있다. 따라서, 실험이 진행되는 동안에 하중과 변위를 실시간으로 PC에 저장하여 기록하였다.

#### 4. 실험결과 및 분석

##### 4.1 수평진공배수시험

###### 4.1.1 함수비

수평진공배수시험이 완료된 후 심도별 함수비 분포를 측정하여 그림 3에 나타냈다. 그림 3에 나타낸 것과 같이 Case I, II의 배수재 주변에서 측정된 함수비는 각각 60~70%, 65~80%를 나타내고 있으며 배수재의 위치에서 상·하방향으로 대략 2~2.5cm 떨어진 깊이에서는 함수비가 급격히 증가하는 것으로 나타났다.

###### 4.1.2 비배수 전단강도

심도별 비배수전단강도의 경우 그림 4에 나타낸 것과 같이 배수재가 인접한 부분의 5cm 이내에서 급격히 감소하는 경향을 보이며 이후 10cm까지 완만하게 감소하

다가 10cm 이후에는  $0.01\text{kg/cm}^2$  이하의 비배수전단강도의 분포를 보이는 것으로 나타났다. 그리고 배수재와 준설토 경계면에서의 비배수전단강도는 Case I, II에서 각각  $0.07\sim 0.09\text{kg/cm}^2$ ,  $0.06\sim 0.075\text{kg/cm}^2$  값의 분포를 보이는 것으로 나타났다.

##### 4.2 2차원 모형재하시험

###### 4.2.1 Case I

수평진공배수시험의 완료 후 2차원 모형재하시험을 실시하여 응력-변위의 관계 곡선을 그림 5에, 시험결과를 표 4에 나타냈다. 배수재 설치심도 10, 20, 30cm의 항복점의 강도는 각각 0.21, 0.28,  $0.20\text{kg/cm}^2$ 로 나타났고, 그에 대응되는 침하량은 11, 12, 3mm로 측정되었으며, 항복강도는 침하가 급격히 증가되는 시점을 기준으로 산정하였다. 또한, 시험종료후 재하시험이 실시된 지반의 평균함수비를 측정하기 위하여 전체 시료를 재교반하여 측정한 평균함수비는 배수재 설치심도 10, 20, 30cm에 대하여 각각 117, 93, 81%로 측정되었지만, 배수재 설치심도 20cm인 경우가 항복강도는 가장 크게 산정되었고, 배수재 설치심도 10, 30cm에서 측정된 항복강도는 비슷

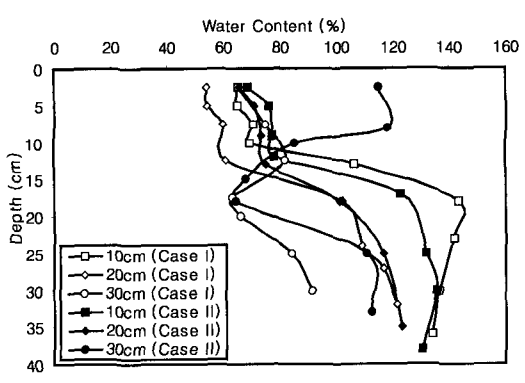


그림 3. 심도에 따른 함수비 분포

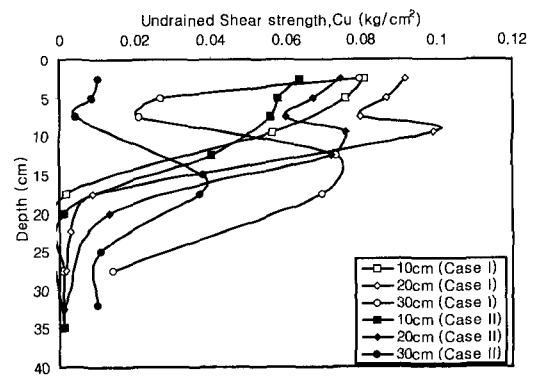


그림 4. 심도에 따른 비배수 전단강도 분포

표 4. 시험조건에 따른 지반의 파괴 형태

배수재 설치심도 (cm)	항복강도 ( $\text{kg/cm}^2$ )	침하량 (mm)	평균 함수비 (%)	2/3B 이내의 평균함수비	
Case I	10	0.21	11	117	66
	20	0.28	12	93	57
	30	0.20	3	81	70
Case II	10	0.15	8	125	74
	20	0.20	6	113	65
	30	0.03	3	105	116

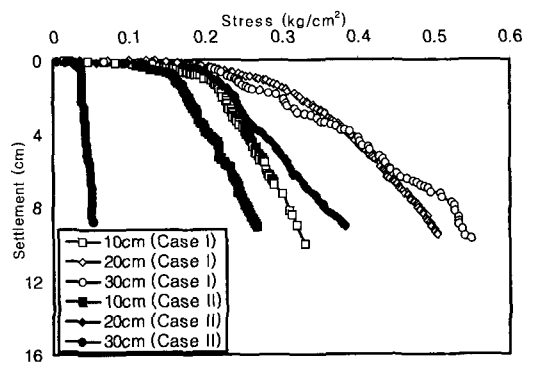


그림 5. 지지력-침하 관계

한 결과를 도출하였다. 한편, Skempton(1951)은 기초폭의  $\frac{2}{3}B$ 에 해당되는 깊이까지의 평균전단강도와  $\frac{2}{3}B$  깊이 이내의 임의의 위치에서 측정된 전단강도의 차이가  $\pm 50\%$  이상일 경우에는  $\phi=0$  해석을 단일층으로 고려할 경우 사용되는 지지력계수,  $N_c$ 를 적용할 수 없다는 것을 제시하였다. 이와같은 연구결과는 재하판 쪽의 70% 이내의 강도분포가 지지력값에 결정적인 영향을 끼치고, 지지력의 증가를 도모하기 위해서는  $\frac{2}{3}B$ 까지의 소요전단강도의 확보가 중요한 요소라는 것을 알 수 있다. 따라서, 이와 같은 연구결과를 토대로 배수재 설치심도 10, 20, 30cm의 재하판쪽의 70% 이내의 평균함수비를 측정된 결과 배수재 설치심도 10, 20, 30cm에 대하여 각각 66, 57, 70%로 측정되었고, 배수재 설치심도 20cm의 경우가 가장 낮은 함수비 분포를, 배수재 설치심도 10, 30cm는 비슷한 함수비분포를 나타내고 있어 재하시험결과와 좋은 일치를 나타냈다.

#### 4.2.2 Case II

2차원모형재하시험결과 배수재 설치심도 10, 20, 30cm의 항복점의 강도는 각각 0.15, 0.20, 0.03kg/cm<sup>2</sup>로 산정되었고, 그에 대응되는 침하량은 8, 6, 3mm로 측정되었으며, Case I에서와 같이 항복강도는 침하량이 급격히 증가되는 시점을 기준으로 산정하였다. 또한, 시험종료후 재하시험이 실시된 지반의 평균함수비를 측정하기 위하여 전체 시료를 재교반하여 측정된 평균함수비는 배수재 설치심도 10, 20, 30cm에 대하여 각각 125, 113, 105%로 측정되었지만, Case I의 경우와 마찬가지로 배수재 설치심도 20cm에서 측정된 지지력이 가장 크게 평가되었다. 그러나, Case I의 경우와는 달리 배수재 설치심도 10cm에서 측정된 지지력이 배수재 설치심도 30cm에서 측정된 지지력보다 약 5배 크게 평가되었다. 배수재 설치심도가 30cm의 경우는 표층부에서 상당히 높은 함수비 상태로 유지되어 이와 같은 결과가 도출되었다고 판단된다. 한편, Case I의 경우와 같이, 배수재

설치심도 10, 20, 30cm의 재하판쪽의 70% 이내의 평균함수비를 측정된 결과 각각 74, 65, 116%로 측정되었고, 배수재 설치심도 20cm의 경우가 가장 낮은 함수비 분포를, 배수재 설치심도 10, 30cm는 평균함수비의 차이가 크게 나타나 재하시험결과와 좋은 일치를 나타냈다.

#### 4.3 기존의 제안식과 실험결과와의 비교

Meyerhof식의  $\phi=0$ 인 조건에서 지지력 계수,  $N_c=5.14$ 를 이용하여 지지력을 산정한 결과와 재하시험결과를 비교하여 표 5에 나타냈다. Case II의 배수재 설치심도 30cm의 경우를 제외하고 전체적으로 2차원모형재하시험결과와 제안식을 이용하여 산정한 지지력을 비교할 때 제안식이 다소 크게 평가되었지만 2차원모형재하시험결과와 좋은 일치를 나타냈다. 그러나, Case II의 배수재 설치심도 30cm의 경우는 제안식과 비교할 때 재하시험결과가 대략 3배 정도 작게 평가되는 것으로 나타났는데, 이와같은 이유는 Case II의 배수재 설치심도 30cm인 경우는 재하시험이 실시될 때에도 평균함수비 100% 이상이었으며, 지지력값에 결정적인 영향을 끼치는 재하판쪽 70% 이내의 평균함수비도 116%로서 고함수비 상태에 놓여있었으므로 제안식을 이용하여 산정한 지지력보다 실제 재하시험결과가 상당히 작게 나타났다고 판단된다. 따라서, 이와같은 결과는 앞의 2절에서 언급한 바와 같이  $\phi=0$  조건이 적용가능한 한계물성값의 범위가 존재한다는 것을 시사하고 있다. 그러므로, 준설패립지반과 같이 초연약지반에 Terzaghi와 Meyerhof가 제안한 지지력 계수,  $N_c=5.7, 5.14$ 를 적용하여 지지력을 산정하는 것은 지지력을 과다하게 산정하는 것으로 실제 현장여건을 고려할 때 불합리함을 알 수 있다. 바꾸어 말하면, 특별한 제안사항없이 포화된 점토에 적용하는 것으로 되어있는  $\phi=0$  해석에 이용되는 지지력 계수,  $N_c=5.7, 5.14$ 에 의한 준설패립지반의 지지력 산정은 불안전측으로 과대산정되어 적용성이 떨어지므로, 일축압

표 5. Meyerhof의 제안식으로 추정된 극한지지력과 실험결과와의 비교

배수재 설치심도 (cm)		평균비배수전단강도 (kg/cm <sup>2</sup> )	$N_c$	제안식 (kg/cm <sup>2</sup> )	실험값 (kg/cm <sup>2</sup> )
Case I	10	0.0361	5.14	0.229	0.21
	20	0.0550	5.14	0.282	0.28
	30	0.0441	5.14	0.227	0.20
Case II	10	0.0330	5.14	0.169	0.15
	20	0.0450	5.14	0.231	0.20
	30	0.0170	5.14	0.087	0.03

측시험이 가능한 약 75% 이하의 함수비에 적용이 가능할 것으로 판단된다.

## 5. 결론

$\phi=0$  조건에서 준설매립지반에 대한 지지력 산정의 문제점과 적용범위를 파악하기 위하여 2차원모형재하시험을 실시하였고 기존의 제안식과 재하시험결과를 비교분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 재하판폭의  $\frac{2}{3}B$ 에 해당되는 깊이까지의 평균비배수전단강도와  $\frac{2}{3}B$  깊이 이내의 임의의 깊이에서 측정된 전단강도 값의 차이가  $\pm 50\%$  이상일 경우에는  $\phi=0$  해석을 단일층으로 고려할 경우 사용되는 지지력계수,  $N_c$ 는 적용성이 떨어지는 것으로 나타났다.
- (2) 초연약지반의 지지력을 산정하기 위하여 대상지반을 단일층으로 고려할 경우 적용되는 지지력 계수에 의해 산정된 초연약지반의 지지력은 불안전층의 값을 도출하여 적용성이 떨어지는 것으로 나타났지만,

이와 같은 지반의 함수비가 약 75% 이하일 경우에는 대상지반을 단일층으로 고려하여 지지력 산정이 가능할 것으로 판단된다.

## 참고 문헌

1. Fellenius, W (1927), "Erdstatische Berechnungen", Berlin(W. Ernst).
2. Golder, H. Q. and Skempton, A, W (1948), "The Angle of Shearing Resistance in Cohesive Soils for Tests at Constant Water Content", *Proceedings the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, the Netherlands.
3. Skempton, A. W. (1945), "A Slip in the West Bank of the Eau Brink Cut", *Journal of Industrial Civil Engineers*, Vol.24, pp.267.
4. Skempton, A. W. (1948a), "A Study of the Geotechnical Properties of Some Post-Glacial Clays", Vol.1, No.1, *Geotechnique*, pp.7-22.
5. Skempton, A. W. and Golder, H. Q. (1948b), "Practical Examples of the  $\phi=0$  Analysis of Stability of Clays", *Proceedings the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, the Netherlands, pp.63-70
6. Skempton, A. W. (1948c), "The  $\phi=0$  Analysis of Stability and Its Theoretical Basis", *Proceedings the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, the Netherlands, pp.72-78.
7. Skempton, A. W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays", *proceeding, Building Research Congress*, London, pp.180-189.

(접수일자 2003. 6. 9, 심사완료일 2004. 2. 3)