

# 모래로 치환된 점토지반의 지지력비에 따른 얇은 기초의 지지력 특성

## Characteristic of Bearing Capacity of Shallow Foundation upon Clay Ground Replaced by Sands Depending on Bearing Capacity Ratio

하 영 민<sup>1</sup> Ha, Young-Min

정 민 형<sup>2</sup> Jung, Min-Hyung

신 효 희<sup>3</sup> Sin, Hyo-Hee

이 송<sup>4</sup> Lee, Song

### Abstract

In this study, we considered the bearing capacity of strip footing over clay layers partially replaced by sand. The FEM analysis is performed to calculate the ultimate bearing capacity. Partial replacement is defined by multiples of footing width(B) and inclination of sides. The cases( $B'=inf.$ ) of sand layers equal to clay layers are preferentially conducted. The bearing capacity of  $B'=inf.$  is comparative value for bearing capacity of partial replacement layers.  $\beta$  is the ratio of ultimate bearing capacity of  $B'=inf.$  and partial ultimate bearing capacity replacement.  $\beta$  is used to analyze the characteristic of bearing capacity of clay layers partially replaced by sand. Each of the three undrained shear strengths of clay and friction angles of sand is considered. The result of this analysis shows that  $\beta$  depends on sand depth.

### 요 지

본 연구는 모래로 부분치환된 점토지반 위의 줄기초의 지지력 특성에 대한 것이다. 극한 지지력을 구하기 위해 FEM해석을 사용하였으며 부분치환은 기초의 폭의 비와 양단의 경사로 정의 하였다.  $B'=inf$ 인 경우는 모래층이 점토층과 같은 반무한체인 경우로 이 때의 극한 지지력이 부분치환된 지반에서의 극한 지지력과 비교를 위해 사용하였다. 지지력 효율  $\beta$ 는  $B'=inf$ 인 경우의 극한 지지력과 부분치환에 의한 극한 지지력의 비로 모래로 부분치환된 점토지반의 지지력 특성을 파악하기 위해 사용하였다. 각각 3가지의 점토의 비배수 전단강도와 모래의 내부마찰각을 고려하였다. 분석결과 부분치환 시의 지지력효율  $\beta$ 에 가장 큰 요인은 치환깊이이다.

**Keywords :** Critical depth, FEM, Partial replacement, Soft clay layer, Undrained shear strengths ratio

## 1. 서 론

사회 경제적 발전은 주거단지, 공단부지, 도로, 공항 및 항만 등의 기간시설 증대를 가져왔으나 한정된 국토 사정으로 연약지반과 같은 공학적으로 불리한 지반에 대한 활용이 꾸준히 증대되고 있다. 연약점토지반 위 구조물의 하중이 상대적으로 작거나 큰 안전율을 요구하

지 않는다면 대규모 치환공법이나 선형하중공법 등과 같은 개량 공법은 오히려 경제적으로 불리한 결과를 불러 올 수도 있다. 그러나, 부분굴착치환의 경우는 필요한 지지력과 허용범위의 이내의 침하량을 만족하는 범위에서 연약층을 치환하는 공법으로서, 시공적인 측면과 공기단축적인 면에서 손쉽게 사용할 수 있는 방법이라 할 수 있다.

1 정희원, 에스코 컨설턴트 에스코 부설 기술연구소 사원 (Engineer, ESCO Research & Development Institute, ESCO Consultant & Engineers company)

2 정희원, 현대건설 연구개발실 사원 (Hyundai E&C, R&D Group, Research Engineer)

3 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정 (Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engineering, University of Seoul)

4 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, University of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

표 1. 유한요소해석 시의 입력 데이터

Soil	$E$ (kPa)	$\nu$	$\frac{c_u}{rB}$	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	$k$ (m/day)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Clay	5000	0.35	0.62	0	0	$1 \times 10^{-4}$	17.00
	8750	0.35	1.08	0	0	$1 \times 10^{-4}$	17.00
	$1.25 \times 10^4$	0.35	1.54	0	0	$1 \times 10^{-4}$	17.00
Sand	$1.0 \times 10^4$	0.25	-	30	0	$1 \times 100$	16.50
	$1.5 \times 10^4$	0.25	-	35	6.25	$1 \times 100$	16.5
	$2 \times 10^4$	0.25	-	40	12.5	$1 \times 100$	16.5

점토지반 위에 모래층이 위치한 경우의 얇은기초 지지력해석은 한계평형해석, 운동학적 상한해석, FEM을 이용한 탄소성해석들이 이루어졌다. 한계평형해석을 이용한 Meyerhof, G. G.(1974), Okamura, M.(1997), Yamaguchi, H.(1963) 등의 연구가 있는데 한계평형식 산정을 위한 가정 사항들은 서로 다르나 치환층이 점토지반과 같은 반무한체로 가정하는 조건을 기본으로 한다. 운동학적 상한해석을 이용한 Michalowski, R. L., Shi, L.(1995), 김대현., 야마모토 켄타로(2004)의 연구 또한 파괴형상에 대한 조건은 다르지만 치환층이 반무한체임을 가정하며 유한요소법을 이용한 Burd, H. J., Frydman, S.(1997) 등의 연구 또한 그러하다. 이와 같이 종래의 연구는 재하폭에 비해 모래 지반이 무척 넓은, 반무한체를 가정한 연구가 대부분이며 점토와 모래의 지반강도 정수와 모래의 치환 깊이에 따른 극한지지력의 산정과 이를 위한 파괴깊이와 한계깊이에 대한 연구가 진행되었을 뿐 재하폭에 비해 모래치환층이 제한적인 부분치환된 지반의 지지력에 대한 연구는 많이 진행 되지 않았다.

본 연구는 모래로 부분치환된 점토지반의 극한지지력 산정을 위해 FEM을 이용한 탄소성해석을 하였으며 비교적 다양한 모래와 점토의 강도정수에 따라 해석하여 보다 일반적인 경향과 특성을 파악하려 하였다.

## 2. 연구방법

### 2.1 수치해석 및 입력데이터

지반공학 유한요소 해석 프로그램인 PLAXIS2D 8.2 version을 이용하여 2차원 평면변형 조건으로 해석을 진행하였다. 여러 차례의 시행착오를 걸쳐 하중작용면에 대해 영향을 받지 않는 충분한 무한매체를 묘사하였다. 적용된 무한매체의 크기는 20B×30B로 정하였고 B'=inf인 경우가 기존의 연구방식과 같은 치환층이 무한히 넓

표 2. 부분치환 형상에 대한 변수

side inclination( $\alpha$ )	replaced width(B')	replaced depth(H)
1:1.2	B,3B,5B	B,2B,3B
1:1.5	B,3B,5B	B,2B,3B
1:1.8	B,3B,5B	B,2B,3B

은 경우이다. 해석 수행에 필요한 물성값을 표 1에 정리하였다. 극한지지력 산정에 가장 중요한 요소인 모래의 내부마찰각( $\phi$ )과 점토의 비배수전단강도( $c_u$ )는 모래층의 지지력이 어떤 경우에도 점토층만의 지지력보다 큰 경우를 고려하여 다음과 같은 각각 3가지의 강도정수를 정하였고 비배수전단강도는 Michalowski, R. L., Shi, L.(1995), 김대현&야마모토켄타로(2004), Burd, H. J., Frydman, S.(1997)등의 대부분의 연구와 같이 모래의 단위중량과 재하폭에 대해 무차원화하여 비배수전단강도비( $c_u/\gamma B$ )로 나타내었다. 유효응력 해석이며 지하수위의 영향은 고려하지 않았다. 탄성영역에서의 변형과 관련된 탄성계수와 포아송비는 일반적인 범위 내에서 정하였다. 모래의 부피팽창각( $\psi$ )은 한계상태의 내부마찰각을 30°로 가정하고 Bolton(1986)의 연구결과를 이용하여 선정하였다. 투수계수는 극한지지력 산정에 영향이 없음에도 지반정수로 나타낸 것은 프로그램의 입력정수 중 하나이기 때문에 같이 나타내었다. 공통된 부분치환의 형상을 나타내는 양단경사와 치환폭, 치환깊이는 표 2와 같다.

그림 1은 치환된 모래층이 재하폭에 비해 상당히 넓은 경우(B'=inf)에 대한 FEM해석의 모식도이며 표 1에서 주어진 지반의 강도정수와 치환깊이 H에 대해 산정되는 극한 지지력은 그림 2와 같이 부분치환이 된 지반의 극한지지력과의 비교를 위해 사용된다.

파괴모델은 이층지반 지지력에 대한 FDM이나 FEM 해석에서 주로 사용되는 Mohr-Coulomb 파괴모델을 적용하였다. 상한해석의 Michalowski, R. L., Shi, L.(1995),

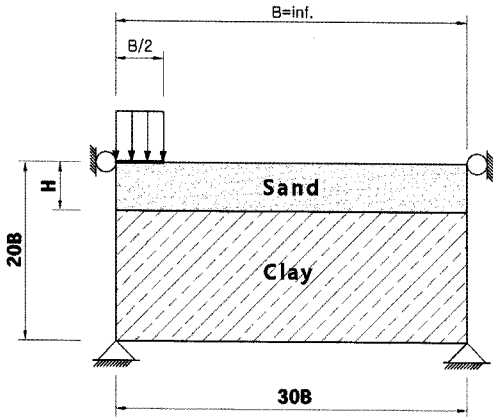


그림 1. 모래층이 반무한체인 경우의 유한요소해석

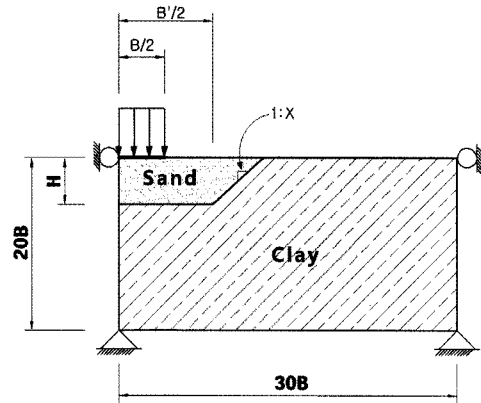


그림 2. 부분치환시의 유한요소

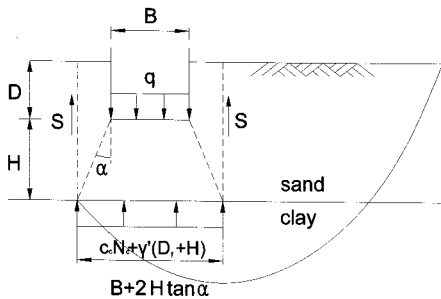


그림 3. Yamaguchi의 하중확산 매커니즘(1963)

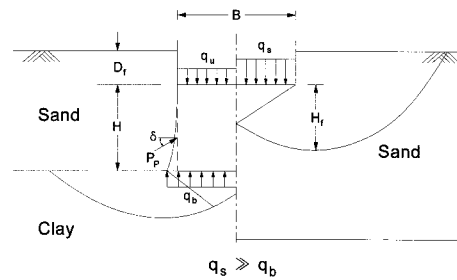


그림 4. Meyerhof의 관입전단매커니즘(1974)

김대현, 야마모토켄타로(2004)나 탄소성해석의 Burd, H. J., Frydman, S.(1997) 등 대부분의 연구에서 파괴 모델로 Mohr-Coulomb 파괴모델을 사용하였다. soft-soil 모델이나 cam-clay 모델을 사용하여 실제와 같은 거동 특징과 같이 하는 것이 보다 필요할 수도 있겠지만 본 연구와 위의 언급된 연구 모두 이층지반의 극한 지지력에 대한 것이므로 단순 강도만으로 파괴모형을 만들어 낼 수 있는 Mohr-Coulomb 파괴모델이 사용하기 편리하며 모래와 점토의 변형특징과 강도 특징이 서로 상이하기 때문에 점토에 비교적 잘 통용이 되는 cam-clay 모델이나 soft-soil 모델의 사용이 이층지반의 해석에서는 잘 이용되지 않는 것으로 판단된다. 하중재하방식은 일정한 변형을 지반에 가하여 그 힘을 얻는 방식의 변형제어 하중재하 방법을 선택하였다. 바닥면이 거친 기초로서 해석이 되었다. 극한 지지력의 경우 재하면 바로 아래의 요소들의 응력-변형률 관계에서의 극한지지력들을 산정하고 그것들의 평균값을 극한지지력으로 사용하였다.

## 2.2 수치해석 결과 분석방법

수치해석에 의한 극한지지력은 비배수전단강도비와

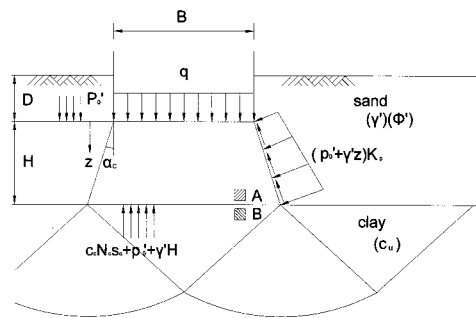


그림 5. Okamura의 파괴매커니즘(1998)

같이 극한지지력비( $q_u/\gamma B$ )로 나타내었으며 수치해석을 통한 지지력해석 결과는 크게 2가지로 나눌 수 있다. 치환폭이 경계조건까지인  $B'=\text{inf}$ 인 경우와 표 2와 같이 부분치환을 통한 지지력의 결과이다.  $B'=\text{inf}$ 인 경우를 해석하는데에는 3가지 이유가 있다.

첫 번째로 무한매체 크기의 타당성을 검토하기 위해서이다. 무한매체의 타당성 검토를 위해, 실무에서 많이 사용되는 하중확산 매커니즘에 의한 Yamaguchi(1963)의 연구결과, 관입전단매커니즘에 의한 Meyerhof(1974)의 연구결과, 그 중간 형태를 띄며 가장 최근의 연구결과인 Okamura et al.(1998)의 연구결과와 같은 한계평행

해석과의 비교를 하였다.

Yamaguchi(1963)

$$q_u = c_u N_c \left( 1 + \frac{2H}{B} \tan \alpha \right) + \gamma D_f + \gamma K_0 \tan \phi \frac{(H+D_f)^2}{B} \quad (1)$$

Meyerhof(1974)

$$q_u = c_u N_c + \gamma H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\tan \phi'}{B} + \gamma D_f \quad (2)$$

Okamura et al.(1998)

$$q_u = \left( 1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha_c \right) (c_u N_c + p_o' + \gamma' H) + \frac{K_p \sin(\phi' - \alpha_c)}{\cos \phi' \cos \alpha_c} \times \frac{H}{B} (p_o' + \gamma H) - \gamma' \left( 1 + \frac{H}{B} \tan \alpha_c \right) \quad (3)$$

B'=inf의 FEM해석 결과가 위와 같은 한계평형해석 결과와 큰 차이가 없다면 무한매체의 크기가 타당하며 부분치환해석의 신뢰도를 확보할 수 있다고 판단하였다.

두 번째로는 한계깊이비의 파악을 위해서이다. 한계 깊이비란 재하폭에 대해 파괴를 일으키는 깊이비가 모래층에 국한 될 때의 깊이비를 한계깊이비라고 한다. 지지력 효율의 분석 있어서 중요한 인자가 되는 한계깊이비의 경우는 기존 한계평형해석 보다는 모래의 내부마찰각과 점토의 비배수전단강도비에 대해 한계깊이비를 정리한 Michalowski 와 Shi(1995)의 운동학적 상한해석의 결과를 이용하는 것이 보다 용이하다고 판단하였다. 한계평형해석의 경우 연구자마다의 가정조건과 실험조건이 다르기 때문에 적용의 어려움이 있다.

Michalowski & Shi(1995)

$$\bar{p} = \frac{2}{BV_0} \left[ \int_v \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dv - \int_s q_i V_i dS - \int_v \gamma_i V_i dv \right] \quad (4)$$

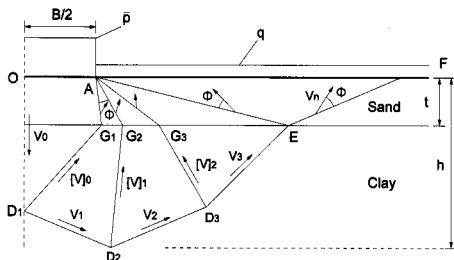


그림 6. Michalowski & Shi의 운동학적 상한해석(1995)

여기서,  $\dot{\epsilon}_{ij}$  : 변형률 텐서

$V_i$  : 운동학적인 파괴메커니즘에서의 속도 벡터

$\sigma_{ij}$  : 응력 텐서

$q_i$  : 상재하중에 대한 벡터

$\gamma_i$  : 단위중량 벡터

$v$  : 파괴체의 체적

세 번째는 부분치환 결과와 비해 얼마나 지지력이 감소했는지를 알아보기 위해서이다. 부분치환된 극한지지력의 특성을 나타내기 위해 부분치환에 의한 극한 지지력( $q_u'$ )을 구한 뒤 같은 지반강도정수와 치환깊이비를 가지는 B'=inf의 극한 지지력 대한 지지력 효율을  $q_u'/q_u = \beta$ 라 하며 백분율로 나타내 부분치환의 극한지지력의 특성을 파악하였다.

한계평형해석, 운동학적 상한해석, 탄소성론을 이용한 FEM해석 모두 접근하는 방법이 다르지만 B'=inf의 해석에서 공통적인 경향성을 찾을 수 있다면 특별한 비교군이 없는 FEM을 이용한 부분치환의 경우에 있어서의 지지력 특징을 보다 명확히 분석할 수 있다고 판단하였다. B'=inf인 경우의 지지력 특징이 기존의 한계평형해석 결과들과 큰 차이가 없다면 부분치환의 결과의 비교군으로 사용될 수 있을 것이며, FEM을 통해 정해진 한계깊이비가 운동학적 상한해석의 결과와 그 경향성이 일치한다면 부분치환의 지지력 특징의 경향성을 해석하는데 이용이 되는 것도 충분한 근거가 될 것이다.

### 3. 결과해석

#### 3.1 B'=inf인 경우의 지지력해석 결과

수치해석결과를 통해 극한지지력을 산정하고 비배수전단강도비와 같이 극한지지력비( $q_u/\gamma B$ )를 이용해 치환깊이비(H/B)에 대해 나타내었다. 내부마찰각이 30°인 경우 비배수전단강도비가 증가함에 따라 극한 지지력비가 크게 증가하지 않는 것을 알 수 있는데 이는 모래층의 지지력이 상대적으로 크지 않기 때문에 모래층에서 대부분의 파괴가 일어나기 때문이다. 그림 7에서 비배수전단강도비가 0.62~1.54이며 내부마찰각이 30°인 경우 한계깊이비(t/B)가 대략 1~2사이인데 그림 8의 내부마찰각이 30°인 경우 H/B가 2 이상에서는 극한지지

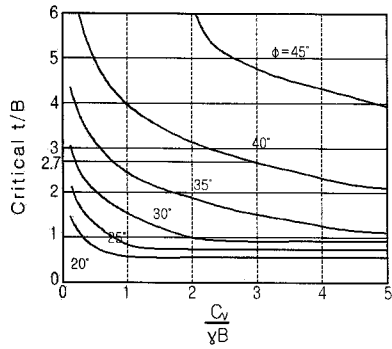


그림 7. Michalowski & Shi가 제안한 한계깊이비(1995)

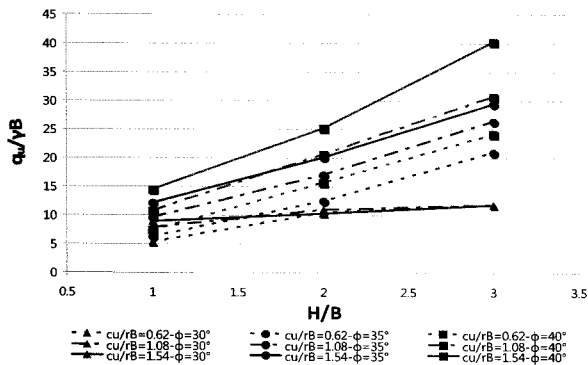


그림 8. 극한지지력(B'=inf.)

력의 차이가 생기지 않음으로 Michalowski & Shi(1995)의 결과와 정확히 일치하지는 않지만 유사한 범위내에서 한계깊이비가 존재함을 알 수 있다. 내부마찰각이 35°, 40°인 경우는 해석된 극한지지력비가 일정한 깊이비가 보이지 않고 계속해서 극한지지력비가 증가하는 경향성을 보여주는데 그 극한지지력비의 크기는 당연히 내부마찰각이 클수록 비배수전단강도비가 클수록 크다. 모래의 내부마찰각이 30°인 경우와 같이 한계깊이비가 보이지 않는 것은 모래의 내부마찰각이 커짐에 따라 모래층의 지지력이 상승하여 파괴깊이가 점토층까지 확장되기 때문이다. 이러한 결과는 Burd, H. J., Frydman, S.(1997)의 결과에서도 동일하게 나타난다. 또한 이 결과를 그림 7의 Michalowski & Shi(1995)의 운동학적 상한해석을 통한 한계깊이비와 비교를 해보면 내부마찰각이 35°일 때  $t/B$ 가 2~3사이, 즉 한계깊이비가 2~3사이에 나타나야하는데 FEM해석 결과 그렇지 못한 것은 운동학적 상한해석과 FEM해석의 차이에 의해 기인되는 것으로 판단된다. 하지만 FEM해석의 결과 내부마찰각이 작은 경우( $\phi=30^\circ$ )에 있어서 한계깊이비를 묘사한 것은 운동학적 상한해석의 결과인 그림 7의 모래의 내부마찰각이 작을수록 점토의 비배수전단강도비가

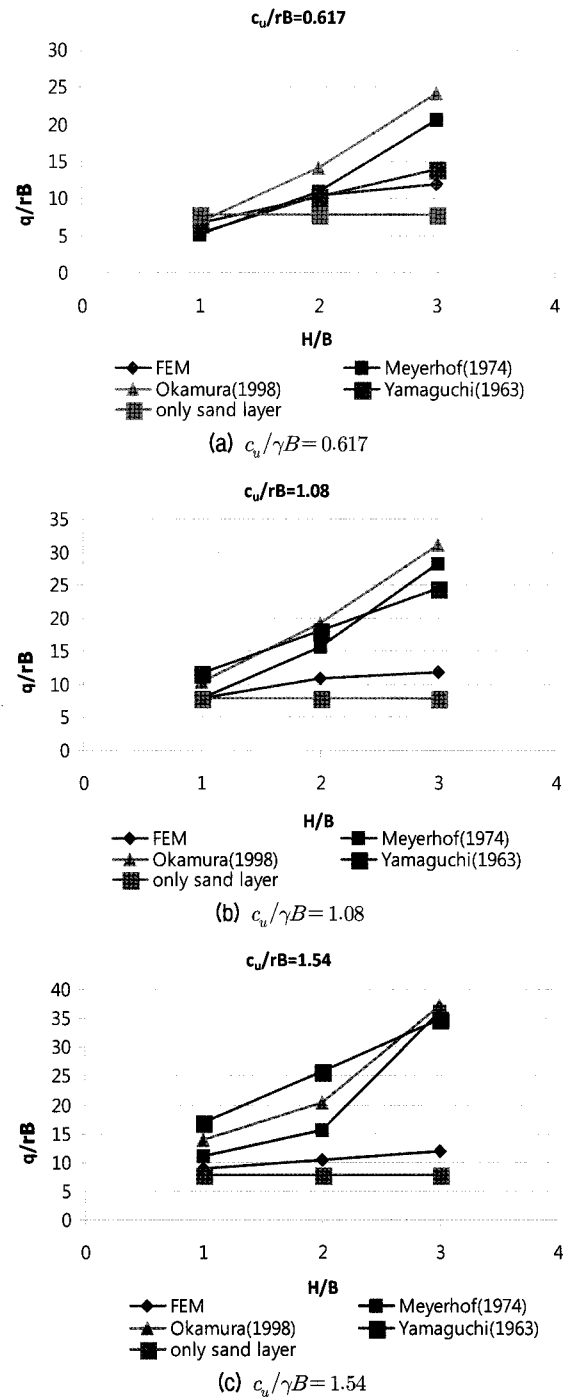


그림 9. 한계평형식과의 비교( $\phi = 30^\circ$ )

클수록 한계깊이비가 작아지는 경향성을 충분히 인용할 수 있을 만큼의 유사한 경향성을 보였다고 판단한다.

### 3.2 B'=inf인 경우의 수치해석결과와 한계평형해석의 비교

#### 3.2.1 내부마찰각이 30°인 경우

내부마찰각이 30°인 경우는 FEM해석 시 앞서 설명

하였듯이 극한지지력비가 점토의 비배수전단강도비가 증가 할수록 극한지지력비가 커지지 않고 수렴하는 경향성을 찾아 볼 수 있다. 하지만 이층지반에 대한 한계 평형식의 경우 식의 특성상 비배수전단강도비가 커질 수록 치환깊이비가 커질수록 극한지지력비가 커진다. 이를 위해 Meyerhof(1965)의 지지력식을 이용하여 모래 단일층만의 극한 지지력을 나타내어 상한값을 정하였다. 한계평형식마다 가정 조건과 실험 조건들이 다양하기 때문에 특정한 공식을 이용하여 상한값을 정하는 것은 정량적인 해석 보다는 정성적인 해석에 무게를 두기 위함이다. 그래프 상에서는 FEM해석과 한계평형해석에서 차이가 크다고 판단할 수 있으나 특정값 이상에서 이층지반의 극한 지지력식이 적용되지 않는 사실이라면 비배수전단강도비가 커질수록 FEM해석 결과와 한계평형해석의 모래층만의 지지력이 유사한 경향성을 보이는 것을 알 수 있다.

### 3.2.2 내부마찰각이 35°인 경우

내부마찰각이 35°인 경우는 모래층만의 극한지지력비를 상한선으로 생각했을 때 점토의 비배수전단강도비가 커질수록 FEM해석결과가 한계평형식의 결과보다 극한지지력비를 크게 산정함을 알 수 있다. 비배수전단강도비가 작은 경우나 상한선 아래에서는 비교적 한계평형식과의 경향성이 잘 일치됨을 알 수 있다.

### 3.2.3 내부마찰각이 40°인 경우

내부마찰각이 40°인 경우에는 대부분의 결과값들이 한계평형해석의 모래층만의 극한 지지력비값보다 작은 것을 알 수 있다. 또한 FEM 해석과 이층지반에 대한 한계평형해석 식들이 비교적 그 값과 경향성이 유사하게 나타났다. Okamura et al.(1998)의 식은 대부분의 경우에서 지지력을 다른 방법보다 크게 평가하는 경향이 있고 Yamaguchi(1967)식의 경우 점토의 비배수 전단강도비가 가장 작은  $c_u/\gamma B=0.62$  경우에 FEM보다 극한지지력비값이 작게 평가 되었다. 대부분의 경우에 있어서 Meyerhof(1974)의 식이 비교적 잘 맞는 것으로 판단된다.

### 3.3 $B^*=inf$ 인 경우의 해석의 종합분석

앞선 결과들을 통해 살펴보면 한계평형식과 FEM해석의 값의 차이는 있으나 경향성의 비교적 유사성을 보이는 경우가 많다. 하지만 FEM으로 해석한 모래층만의

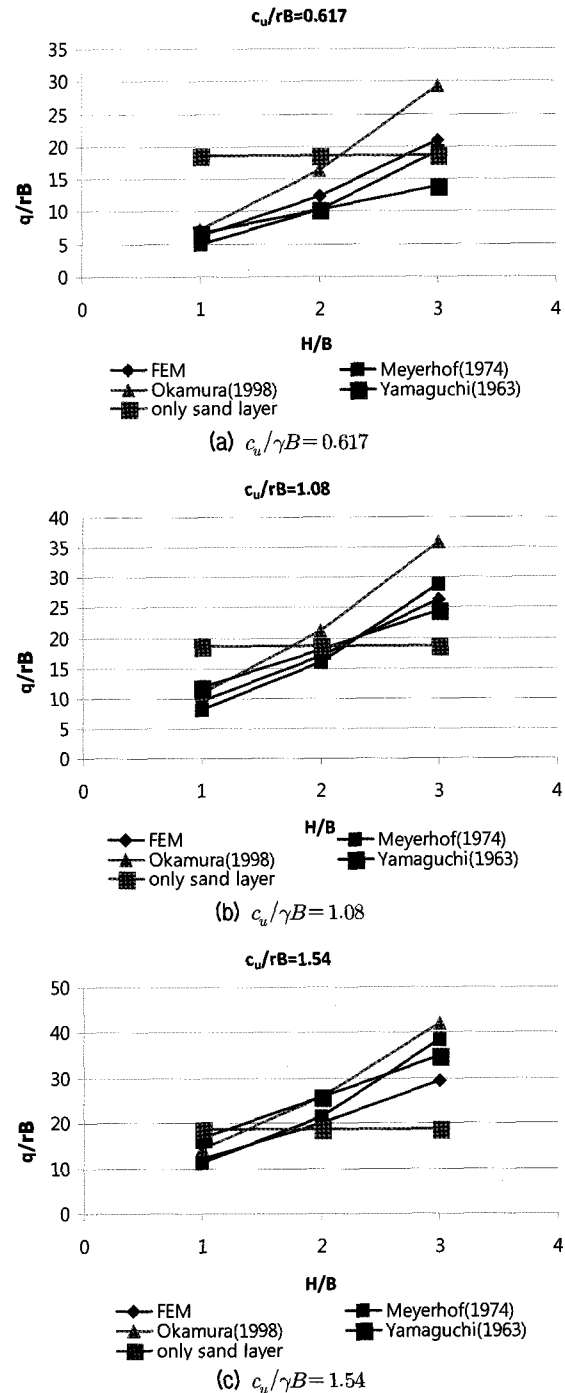
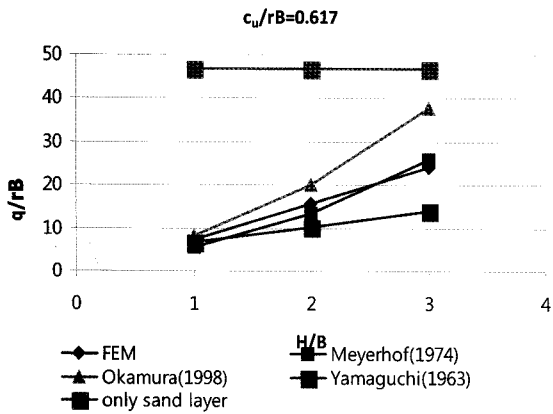
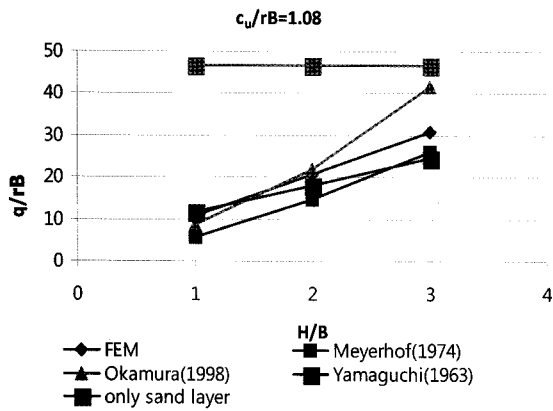


그림 10. 한계평형식과의 비교( $\phi = 35^\circ$ )

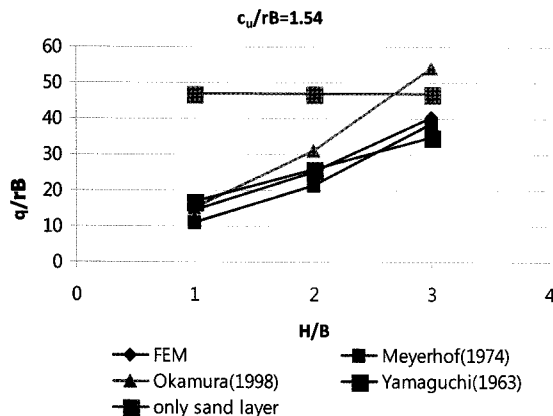
극한지지력은 보통 한계평형식으로 구한 극한지지력보다 다소 크게 나오는 경향이 있고 한계평형식을 이용한 모래층의 지지력 공식도 제안자마다 다소 차이가 있기 때문에 어느 것이 정확하다고 판단하기 어렵다. 내부마찰각이 30°인 경우 정확히 일치하지 않지만 Michalowski & Shi(1995)의 한계해석 시 한계깊이비의 개념과 같이 FEM해석의 극한 지지력비가 모래층만의 극한 지지력비에 수렴하는 깊이비가 존재함을 알 수 있었고 이를



(a)  $c_u/\gamma B = 0.617$



(b)  $c_u/\gamma B = 1.08$



(c)  $c_u/\gamma B = 1.54$

그림 11. 한계평형식과의 비교( $\phi = 40^\circ$ )

통해 점토의 비배수전단강도비가 클수록 모래의 내부마찰각이 작을수록 한계깊이비가 작음을 알 수도 있었다. 내부마찰각이 35°인 경우 FEM 해석에서 모래층의 지지력이 다소 크게 산정되어 극한지지력비의 수렴점을 보이지 않지만 한계평형식을 이용한 상한값 이하로는 한계평형식과의 경향성 관계가 좋은 편이다. 내부마찰각이 40°인 경우 Meyerhof(1974)의 연구와 FEM 해석의 결과가 비교적 잘 일치한다.

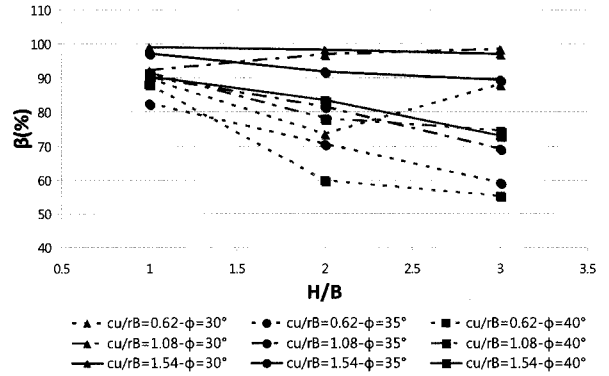


그림 12.  $\beta(\alpha = 1:1.2 \ B/B = 1)$

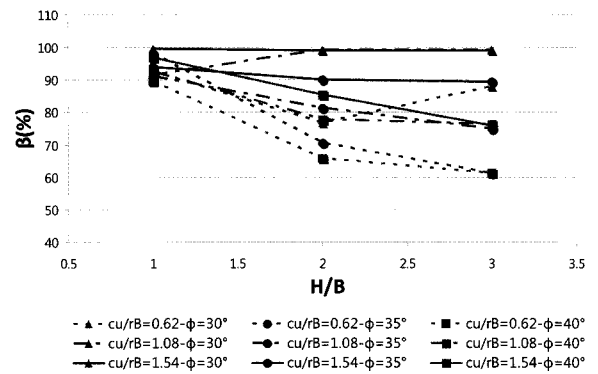


그림 13.  $\beta(\alpha = 1:1.8 \ B/B = 5)$

이러한 결과를 바탕으로 본장의 해석 목표를 알아 보면 반무한매체의 크기(20B×30B)가 적절히 선정되었고 내부마찰각이 30°인 경우에는 한계깊이비를 어느 정도 파악할 수 있었으며 부분치환에 의한 극한지지력과 비교를 위한 결과로써도 신뢰도가 있다고 판단된다.

### 3.4 부분치환된 지반에서의 극한 지지력과 지지력 효율

치환깊이비와 치환폭비 그리고 양단의 경사를 고려하여 모든 강도정수를 생각하면 부분치환해석 결과는 총 273의 경우가 있다. 분석 결과 지반강도정수에 따른 지지력 효율이 서로 상이 했으며 양단의 경사와 치환폭비의 크기는 지지력의 상승을 가져 오지만 그 영향이 미비한 편이다. 치환형상이 가장 작은 그림 12와 가장 큰 그림 13을 살펴 보면 치환깊이비가 같을 때 치환폭비와 양단의 경사가 커질수록 지지력효율 값이 커지는 것을 알 수 있으나 그 증감의 크기가 치환깊이비가 달라짐에 따른 증감의 크기보다 상당히 작다. 그렇기 때문에 치환형상에 따른 지지력효율의 특성에서 가장 큰 요인은 치환깊이비를 알 수 있다.

내부마찰각이 30°인 경우에 비배수전단강도비가 0.62

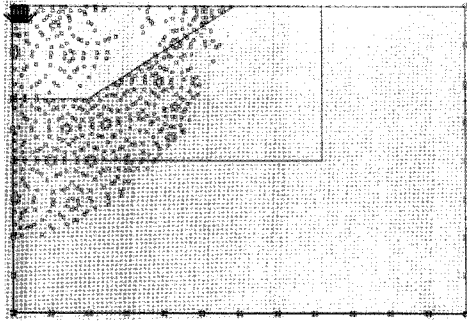


그림 14. FEM 소성영역( $c_u/\gamma B=1.08$ ,  $\phi=35^\circ$   $H/B=3$ ,  $B/B=5$ ,  $\alpha=1:1.8$ )

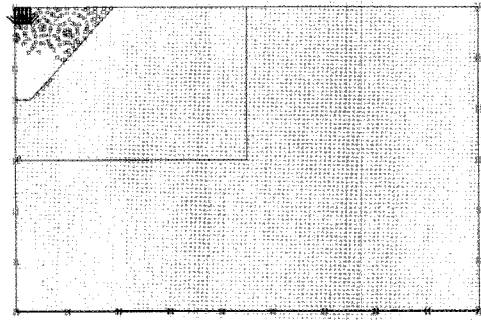


그림 15. FEM 소성영역( $c_u/\gamma B=1.08$ ,  $\phi=30^\circ$   $H/B=3$ ,  $B/B=1$ ,  $\alpha=1:1.2$ )

일 때  $H/B$ 가 1인 경우 지지력 효율이 높았다가 2가 되면서 감소하여 3이 되었을 때 다시 증가하는 경향성을 보여준다.  $H/B$ 가 1인 경우 극한 지지력이 점토층의 영향을 많이 받으므로 부분치환시의 극한지지력과  $B'=inf$ 인 경우의 극한지지력이 큰 차이를 보이지 않는다. 이 점은 지반강도 정수가 다를 때도 마찬가지이다.  $H/B$ 가 2인 경우와 3인 경우의  $B'=inf$ 의 극한 지지력비의 차이는 크지 않은데 비해 지지력효율은 비교적 큰 차이가 난다. 이 점은 한계깊이비에 접근하고 있는 상태에서  $H/B$ 가 2인 경우는 한계깊이비에 도달하지 못해 상대적으로 파괴면이 점토면으로 확장되면서 부분치환시 점토의 영향을 받는 부분이 생기지만  $H/B$ 가 3인 경우는 한계깊이비에 도달하여 모래층의 영향을 많이 받게 되므로 지지력효율 자체는 커지는 것으로 판단된다. 비배수전단강도비가 커지면서 한계깊이비가 감소하여 파괴범위가 모래층으로 더 국한되어 지지력 효율이 크게 나타난다.

모래의 내부마찰각이  $35^\circ$ 인 경우  $H/B$ 가 커질수록 효율이 계속해서 떨어지는 점을 알 수 있다. 모래층의 지지력이 점토층에 비해 상당히 커지고 한계깊이비에 도달하지 못하기 때문에  $H/B$ 가 커짐에 따라 파괴면이 모래층에 많이 걸쳐 있는 것이 아니라 지지력이 약한 점토층에 많이 걸쳐 있게 되므로 지지력 효율이 계속해서 감소하는 경향을 보인다. 비배수전단강도비가 큰 경우에 지지력효율의 감소가 조금 작은 것을 알 수 있는데 이는 한계깊이가 감소하면서 파괴깊이도 감소하기 때문이라고 판단된다. 지지력의 크기는 더 크면서 지지력 효율은 더 크게 되는 것이다.

그림 14와 그림 15의 결과 비교 시 모두 소성영역의 분포를 나타낸 것인데 점토의 비배수전단강도비와 치환 깊이비는 같으나 내부마찰각과 치환폭비와 양단 경

사는 다르다. 이미 한계깊이비에 도달한 지반 조건인 그림 15의 경우 그림 14의 치환형상보다 그 치환 형상이 작음에도 소성영역이 대부분 치환된 모래층에 국한 되면서  $B'=inf$ 인 경우의 지지력과 차이가 없다. 그림 14의 경우 지반 조건이 한계깊이비에 도달하지 못한 경우로 파괴영역이 점토층으로 더욱 확산되어 지지력 효율의 감소의 원인이 된다.

모래의 내부마찰각이  $40^\circ$ 인 경우  $35^\circ$ 인 경우보다 더 지지력 효율이 감소하는 것을 알 수 있다. 이는 내부마찰각이 커지면서 한계깊이비가 커지기 때문이다. 한계깊이비가 증가한다는 것은 극한하중과 평형상태에 있기 위한 파괴깊이비가 커진다는 것을 의미하며 부분치환시  $B'=inf$ 인 경우보다 파괴영역에 점토층이 많이 걸쳐 있게 되므로 지지력의 감소가 크며 효율이 작아진다는 것을 의미한다.

지반의 물성치와 여러 단면을 통해서 찾을 수 있는 또 하나의 경향성은  $H/B=1$ 인 경우의 지지력효율이 다른 깊이비의 경우보다 큰 것을 알 수 있다. 물론 이 또한 내부마찰각이 작을수록 비배수전단강도가 클수록 단면이 클수록 지지력효율이 큰 경향성이 있지만  $B'=inf$ 인 경우나 부분치환의 경우 모두가 점토층의 영향을 많이 받기 때문에  $H/B=1$ 인 경우의 지지력 효율이 큰 것으로 판단된다.

모래의 치환깊이비가 크지 않은 경우( $H/B=1$ )인 경우와 한계깊이비가 작은, 즉 상대적으로 점토지반의 비배수 전단강도비가 크고 모래지반의 내부마찰각이 작은 경우 지지력효율이 크게 나타났다. 전자는 모든 강도정수에서 극한지지력 값이 점토층의 영향을 많이 받기 때문에  $q_u$ 와  $q_u'$ 가 큰 차이를 보이지 않아 지지력효율이 크게 나타났다. 후자는 한계깊이비가 작은 경우 파괴깊이 또한 작기 때문에 부분치환 시 파괴영역이 모래층에



보다 더 국한되므로 지지력효율이 좋은 것으로 판단된다. 치환폭비와 양단의 경사가 커질수록 지지력효율이 증가하지만 그 증감이 크지는 않다.

#### 4. 결론

- (1)  $B'=\text{inf}$  해석 시 내부마찰각이  $30^\circ$ 인 경우 한계해석을 통한 한계깊이비의 개념과 같이 모래층만의 지지력으로 수렴하는 것을 알 수 있었고 이는 내부마찰각이  $30^\circ$ 인 경우에 있어서 부분치환 시의 지지력 효율이 크게 나오는 근거가 된다.
- (2) 한계깊이비에 도달한 경우( $\phi=30^\circ-c/\gamma B=0.62-H/B=3$ ,  $\phi=30^\circ-c/\gamma B=0.62-c/\gamma B=1.08$ ,  $\phi=30^\circ-c/\gamma B=0.62-1.54$ )에서는 지지력 효율이 크게 나타나는데 이는 한계깊이비가 작은 경우 파괴깊이가 점토층까지 형성되지 않고 부분치환된 모래층에서 대부분 파괴가 일어나기 때문이다.
- (3) 한계깊이비에 근접, 수렴하지 못한 경우에는  $H/B$ 가 증가하면서 지지력효율이 감소하는데 이는 부분치환시의 파괴영역이 점토층까지 넓어지면서  $B'=\text{inf}$ 의 지지력과의 차이가 커지기 때문이다.
- (4) 치환깊이비가 한계깊이비에 도달한 경우는 지지력효율이 크며 치환폭이 커질수록 지지력 효율은 증가하나 그 영향이 미비하고 치환깊이비가 한계깊이비에 도달하지 못한 경우도 치환폭이 커질수록 지지력효율이 커지지만 영향이 크지 않고 정성적인 영향은 보이지 않는다.
- (5) 이를 통해 치환깊이비가 부분치환시의 지지력 효율에 가장 큰 인자임을 확인하였고 치환 깊이비

가 크지 않고 모래층과 점토층의 지지력 차이가 크지 않은, 즉 한계깊이비가 크지 않은 경우에는 기존의 한계평형식이나 한계해석상의 제안된 도표를 이용하는 것이 큰 무리는 없겠지만 한계깊이비가 큰 경우에 있어서 치환폭이 제한되었을 때 기존의 방법으로 이층지반의 지지력을 구한다면 지지력을 과대평가하게 된다.

#### 참고 문헌

1. 김대현, 야마모토켄타로 (2004), “점토층 위의 모래지반에 위치한 얇은 기초의 지지력에 대한 상한 한계해석”, 한국지반공학회 논문집, 제20권 제3호, pp.85-96.
2. Burd, H. J., Frydman, S. (1997), “Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, No.2, pp.241-253.
3. Bolton, M. D. (1986), “The strength and dilatancy of sands”, Geotechnique, 36(1), pp.65-78.
4. Meyerhof, G. G. (1965), “Shallow foundations”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.91, No.SM2, pp.21-31.
5. Meyerhof, G. G. (1974), “Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, pp.223-229.
6. Michalowski, R. L., Shi, L. (1995), “Bearing capacity of footing over two-layer foundation soils”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(5), pp.421-428.
7. Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. (1998), “Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods”, Soils and Foundation, Vol.38, No.1, pp.181-194.
8. Yamaguchi, H. (1963), “Practical formula of bearing value for two layered ground”, Proceedings of 2nd Asian Regional Conference on SMFE, Vol.1, pp.176-180.

(접수일자 2011. 3. 30, 심사완료일 2011. 11. 14)