

수치해석방법에 의한 연약지반위의 보강띠기초의 지지력거동해석

The Analysis of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand over a Soft Clay by Numerical Method

김 영 민^{1*} Kim, Young-Min

강 성 귀² Kang, Seong-Gwi

ABSTRACT

Earth reinforcement by using geogrids as reinforcing materials are widely applied to several earth structures. The bearing capacity of geogrid reinforced foundation soils is usually examined on based on the rigid plasticity theory or Limit Equilibrium Method. Method of analysis such Limit Equilibrium Method provide no detail information about failure behaviour or strain which develop in the reinforcement or foundation. In this paper the analysis of failure behaviour of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft caly was investigated by using a numerical method. A series of finite element analyses were performed on a geogrid-reinforced strip footing over a soft clay including number of geogrid layers, length, depth. We effectively investigated the failure behaviour and improvement of bearing capacity on the reinforced foundation soil by using FEM program.

요 지

지오그리드 보강재는 여러 토구조물에 널리 적용되어진다. 일반적으로 보강토 기초의 극한지지력은 강소성이론이나 한계평형이론에 의하여 설명된다. 강소성이론이나 한계평형이론에서는 보강재 또는 기초지반에 발생하는 파괴변형이나 변형율에 대하여 정확한 해석을 얻을 수 없다. 본 논문에서는 연약층위의 보강토 기초지반에 대하여 수치해석방법을 이용하여 자세한 파괴변형거동에 대하여 조사하였다. 보강재의 개수, 길이, 깊이 등을 포함하여 연약층위의 보강토 기초에 대하여 일련의 수치해석을 수행하였다. 유한요소프로그램을 사용하여 보강토기초에 대한 파괴거동 및 지지력의 향상효과에 대한 유효성이 조사되었다.

Keywords : Bearing capacity, Reinforced foundation soil, Failure behaviour, Finite element analysis, Strip footing

1. 서 론

일반적으로 연약지반에서 토질공학적으로 문제가 되는 것은 지지력과 침하이다. 토목섬유 또는 지오그리드는 시트적 연속성과 강한 인장력을 이용하여 지반을 보강하고 필요한 지지력을 확보하거나 부등침하 등을 경감시키는 목적으로 이용되어진다. 연약지반의 보강재료로서 지오그리드, 토목섬유를 사용하면 분리기능에 의하여 성토재 또는 모래층과 연약지반의 혼합을 방지하고, 또한 배수기능

에 의하여 연약층의 압밀축진효과를 동시에 기대할 수 있다. 토목섬유의 강도특성은 일반적으로 압축 및 휨강도를 무시하고 기본적으로 인장강도만을 고려하고, 다른 토목재료에 비하여 인장파괴에 이르는 변형량이 매우 큰 것이 특징이다. 과거 수년 동안에 연약지반위에 보강재를 포설하고 연약지반의 지지력증진효과에 대한 실험적 연구가 많이 진행되어 왔다(Giroud, J. P. and Noirray, L., 1981; Bender, D. A. and Barenberg, E. J., 1978; Meyerhof, G. G., 1974).

1* 정회원, 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil & Envir. Engrg., Jeonju Univ., E-mail: youngmk@jj.ac.kr)

2 비회원, 전주대학교 공과대학 토목환경공학과 석사과정 (Non-Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Envir. Engrg., Jeonju Univ.)

Haliburton 등(1983)은 토목섬유의 존재에 의하여 지반의 파괴면 위치가 변화하는 것을 실험결과로 보여주었고, 토목섬유의 보강토 기초지반을 다층구조로 간주하면 연약층에 응력전달의 경감효과가 있는 것으로 설명할 수 있다. Barenberg(1980)는 실내모형실험의 결과로부터 토목섬유의 효과는 연약지반의 변형을 구속하는 것에 의해, 기초지반의 파괴형태를 국부파괴로부터 전반전단파괴로 변화시키는 것에 의한 것으로 설명하였다. 또한, Terzaghi의 지지력공식을 기본으로 한 山内豊繼등(1979)의 연구에서는 토목섬유의 인장력효과와 재하부 주변의 변형을 억제하는 연약층지반의 변형구속효과를 고려하여 정량적인 형태로 지지력공식을 제안하였다. 이러한 모형실험과 한계평형법을 이용한 해석적 방법에서는 자세한 보강토 기초의 지지력과 파괴형태 등을 조사할 수 없다. 컴퓨터를 활용한 수치해석방법의 발달로 오늘날에는 기존의 한계평형법을 대체하여 유한요소법으로 지반의 파괴거동을 해석하는 것이 가능하다(San, K.C 등, 1994; Griffith 등, 1999). 연속체이론의 유한요소법(Finite Element Method)은 힘평형조건뿐만 아니라 응력-변형을 관계를 만족시키며 여러 가지 경계조건을 고려할 수 있어 지반의 안정성을 정밀하게 분석할 수 있는 방법이다. 비선형 탄소성 이론을 이용한 유한요소법은 도구조물에 대한 파괴거동뿐만 아니라 지반의 변형, 앵커, 토목섬유 같은 보강재의 하중 분포에 대해서도 분석할 수 있다(Mostafa A. E., 2007). 이러한 보강재의 하중 분포 및 지반변형에 대한 분석방법은 지반구조물 설계에 있어서 매우 강력한 해석도구가 된다. 따라서 수치해석방법을 이용한 보강토기초에 대한 지지력 및 파괴거동에 대한 보다 활발한 연구검토가 필요한 실정이다

본 연구에서는 토목섬유를 이용한 연약지반의 지지력 및 침하 개선효과에 대한 기초적 연구로서 보강토 기초지반의 파괴거동 및 설계변수인 보강재 길이, 보강재 개수, 설치깊이 등에 대하여 수치해석적 방법을 이용하여 자세히 조사하였다.

2. 보강토 기초의 파괴거동

연약지반에서 보강재는 지반에 인장강도를 증가시켜 지반-보강재의 합성구조체로 기초지반을 지탱하게 되며, 작용하는 응력을 흙-보강재의 마찰력, 저항력의 상호작용을 통하여 감소된 지중응력을 기초지반에 전달하여 기초 지지력을 증가시킨다.

이 분야의 선구자로서는 Binquet과 Lee(1975)의 연구에 의한 결과로 그림 1과 같이 가정한 파괴기구가 있다. 이 파괴형태를 살펴보면 가정된 파괴면을 횡단한 보강재의 연직방향의 인장력이 기초지반의 지지력을 증가시키는 것으로 설명한다. 그러나 이러한 파괴기구는 아직도 확실히 밝혀져 있지 않다. 또한 Huang과 Tatsuoka(1990)이 지적하였듯이 이 파괴모델의 또하나의 단점은 보강재의 길이가 기초폭의 길이와 같을 경우에는 적용할 수 없게 된다(그림 2참조). Schlosser등(1983)이 제안한 보강토 기초의 파괴형태는 그림 3과 같이 표현된다. 이 파괴기구에서는 보강재의 보강효과가 보강재위치에서 전달되어 오는 가상 기초폭의 증가(ΔB)량에 의하여 설명한다. 일반적으로 얇은 기초의 보강토 공법은 설치깊이가 약 $2/3B$ 보다 작고, 보강재길이 $L=4B$, 보강재 개수가 4이상 7이하일 때 가장 효과적으로 알려져 있다.

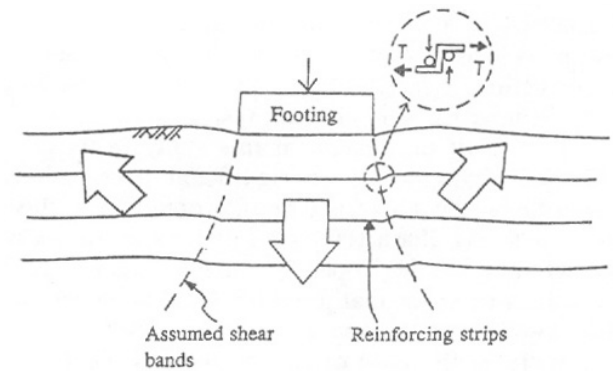


그림 1. Binquet and Lee(1975)의 보강토기초의 파괴 모형

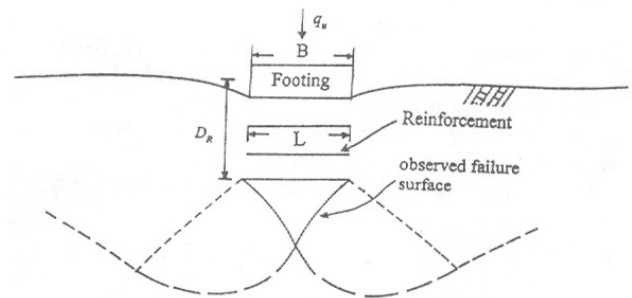


그림 2. Huang and Tatsuoka(1988)의 보강토 기초의 파괴모형

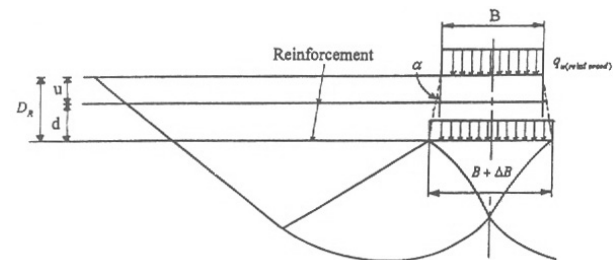


그림 3. Schlosser et al.(1983)의 보강토 기초의 파괴모형

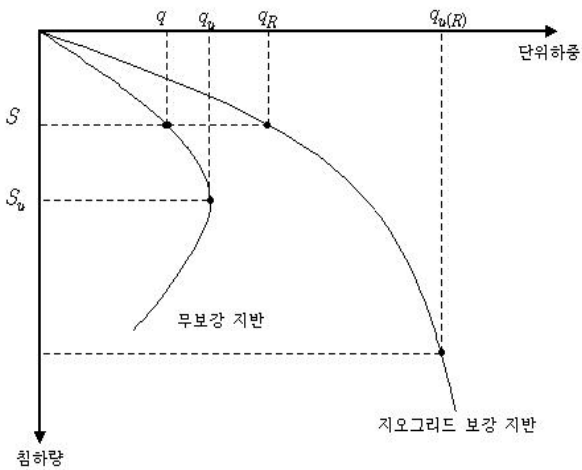


그림 4. 보강토기초 및 무보강기초의 하중-침하관계

또한, 기초지지력에 대한 평가지수로서 그림 4와 같은 하중-침하곡선으로부터 지오그리드 보강에 따른 지지력 증가를 다음과 같은 무차원 형태로 표시할 수 있다(Braja, M.D., 1995).

$$BCR_u = \frac{q_u(R)}{q_u}, BCR_s = \frac{q_R}{q} \quad (1)$$

여기서, BCR_u 는 극한지지력에 대한 지지력비
 BCR_s 는 기초의 임의 침하량 s 에 대한 지지력 비
 q_R q 는 $s \leq s_u$ 일 때, 동일한 침하에 대한 지오그리드 보강 및 무보강시 기초의 단위면적당 하중
 $q_u(R), q_u$ 는 지오그리드 보강 및 무보강시 기초의 극한지지력

모형실험을 통하여, 얇은 띠기초일때, 모래지반의 경우에는 $BCR_u \approx (1.7 \sim 1.8)BCR_s$, 점토지반의 경우에는 $BCR_u \approx BCR_s$ 로 알려져 있다(Shin, E.C. 등, 1993).

3. 보강토 기초 지지력에 대한 해석모델

보강토 기초의 지지력 기본 해석모델로는 재하판을 $B=1m$ 로 가정하였으며, 현장 시공을 고려하여 연약지반 위에 0.5m의 모래층을 두었으며 해석을 위하여 연약지반의 폭은 $20B$ (B 는 재하판 폭), 깊이는 $10B$ (모래층 0.5m 포함)으로 설정하여 해석을 실시하였다. 기본 해석모델을 바탕으로 일련의 수치실험을 통하여 지오그리드에 포설층수 N ,

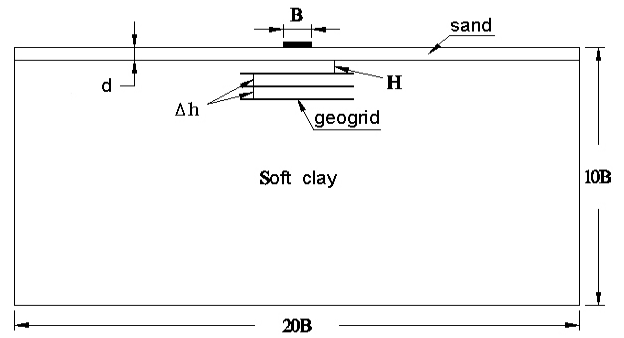


그림 5. 보강토 기초 기본 모델링

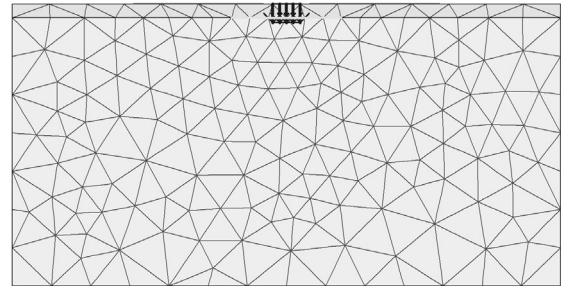


그림 6. 해석 메쉬도

길이 L , 설치깊이 H , 성토층 두께 d 에 따른 기초지반의 파괴거동 및 지지력 변화에 대하여 자세히 조사하였다(그림 5참조).

유한요소해석 프로그램으로는 네덜란드 델프트공대에서 개발한 PLAXIS 8.0(Bringgreve, R. 등, 2002)을 사용하여 해석과정에서 성토단계를 고려하여 총 2단계로 모사하여 1단계에서는 보강재설치 및 성토시공을 가정하고, 2단계에서는 기초의 재하하중을 강제변위를 주어 기초지반이 파괴될 때까지 FEM해석을 실시하였다. 해석 메쉬는 파괴해석에 적합한 16절점의 삼각형요소를 사용하여 그림 6과 같이 자동메쉬기능을 이용하여 생성하였고, 보강재의 지오그리드는 인장력만 받는 5절점 탄성 토목섬유요소로 모델링하였다.

3.1 수치해석에 적용한 물성치

지반의 재료의 항복모델로서는 성토재의 모래의 경우는 배수조건에 관한 흐름법칙의 Mohr-Coulomb 함수를 적용하였고, 연약지반의 점토의 경우에는 비배수조건에 Tresca 항복함수를 적용하였다. Tresca 항복함수는 Mohr-Coulomb 항복함수에 마찰각(ϕ)에 0를 적용함으로써 항복함수를 구하면 된다. 보강재로서는 인장력만 받을 수 있는 탄성재료로 간주하였고 축강성(EA)은 2000kN/m로 가정하였다.

표 1. 입력값

구 분	탄성계수 E (kN/m^2)	단위중량 γ (kN/m^3)	포아송비 ν	내부 마찰각 ϕ ($^\circ$)	점착력 c (kN/m^2)	배수조건
sand	40000	19	0.3	40	0	배수
Soft clay	1000	16	0.30	0	25	비배수
Reinforcement	EA = 2000 (kN/m)					

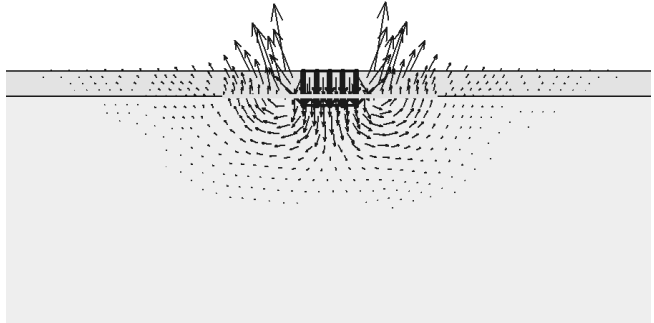
4. 해석결과 분석

우선, 무보강 기초와 보강토기초의 파괴형태를 비교 분석하기 위하여 최종파괴시 변위벡터도와 전단변형율도로 해석결과를 표시하였다. 무보강의 경우에는 일반적인 전반전단파괴 형태에 가까운 파괴형태를 나타내었다(그림 7(a), (b)참조). 보강재가 1개(층) 있는 경우($L=4B$)는 그림 7(c),

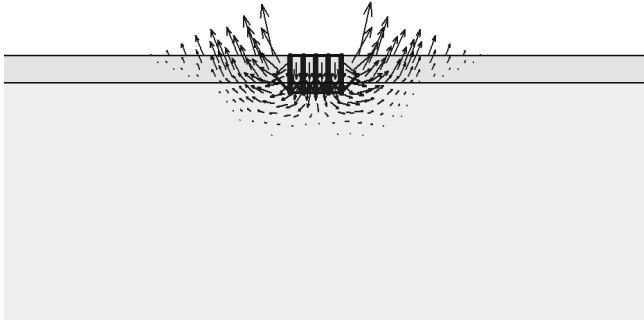
(d)에서 보듯이 기초 바로 밑 성토층에서 지반의 전반전단 파괴가 억제되고, 보강재 바닥으로 파괴영역이 전이되어, 보강재 밑에서의 국부전단파괴가 발생되는 형태를 나타내었다. 보강재가 3개 있는 경우($L=4B$)에는 성토층의 전반전단파괴가 억제되고, 국부전단파괴가 보강재 2,3층에 전달되는 형태의 파괴가 발생되었다(그림 7(e), (f) 참조). 또한 무보강 경우와 보강재 1개를 설치한 경우의 하중과 변



(a) 파괴시 최대전단변형율도(무보강인 경우)



(d) 파괴시 증분변위도 (보강재 N=1)



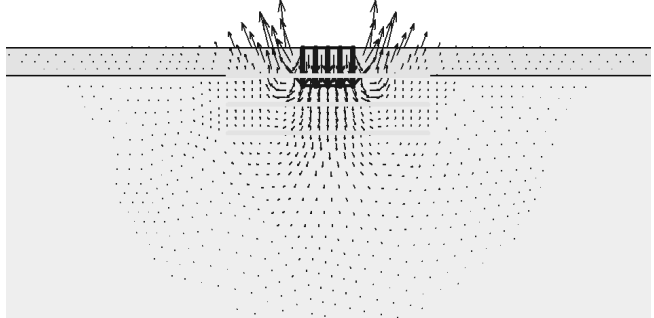
(b) 파괴시 증분변위도 (무보강인 경우)



(e) 파괴시 최대전단변형율도(보강재 N=3)



(c) 파괴시 최대전단변형율도(보강재 N=1)



(f) 파괴시 증분변위도 (보강재 N=3)

그림 7. 수치해석에 의한 파괴변형도

위 곡선을 살펴보면 그림 8과 같다. 보강토기초의 지지력 보강효과는 기초침하가 현저히 발생하는 경우에는 보강 효과가 크게 발생되지만, 침하량이 비교적 적게 발생하는 경우($s/B \leq 0.1$)에는 거의 보강효과가 발생되지 않는 것을 알 수 있다. 바꿔 말하면, 토목섬유에 의한 보강토기초의 지지력 보강효과는 지반의 변형량과 밀접한 관계를 갖고 있는 것으로 파악된다. 이점은 기존 연구에서부터 지적되어져 온 것으로 보강재의 지지력효과는 큰 변형을 허용하지 않는 일반도로에 대하여 토목섬유의 역학적 보강효과를 기대하는 것은 다소 의문이다. 이러한 경우에 보강토기초를 적용하는 것은 토목섬유의 분리, 배수기능이 우선되는 것으로 생각되어 질 수 있다. 아울러 같은 침하량에 대한 보강효과를 표시하는 지지력비 BCR_s 값과 BCR_u 값을 분석하여 각 침하량에 대한 지지력비값을 그림 9에 표시하였다. 침하량이 증가하면 다소 지지력비 BCR_s 값이 증가하는 경향을 나타낸다. 대략 $BCR_u \approx 1.09BCR_s$ 관계를 보인다.

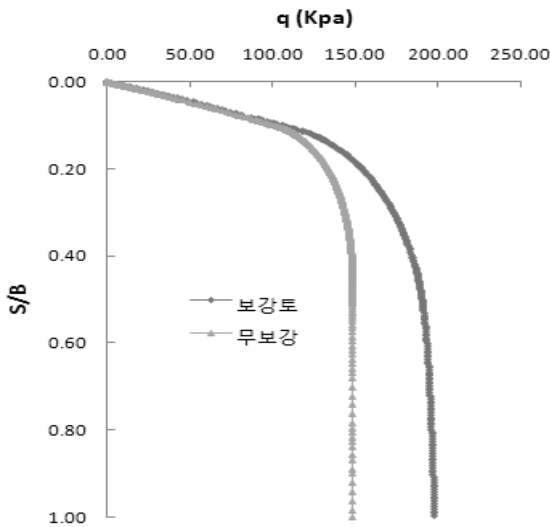


그림 8. 하중-변위 관계 곡선

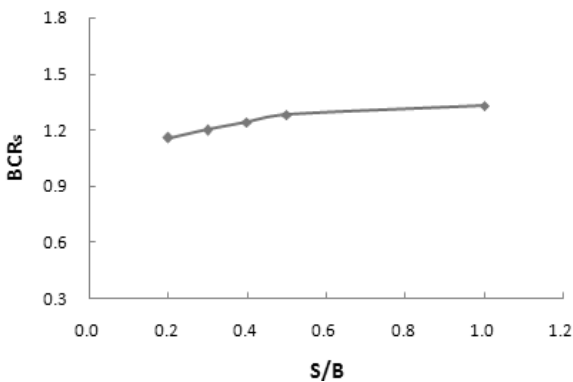


그림 9. 지지력증가비와 침하관계 곡선

4.1 보강재 길이에 따른 분석

보강재 길이에 따른 보강효과를 검토하기 위하여 보강재 위치 $H=0$ 로 고정하고, 보강재길이를 $L/B=1\sim 10$ 으로 변화시켜 기본 모델을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 각 경우에 따른 하중-변위곡선으로부터 BCR_u (극한지지력비)값을 계산하여 표시하면 그림 10과 같다. 해석결과에서 알 수 있듯이 보강효과는 보강재길이가 $L=3B$ 까지는 선형적으로 증가하지만, $L=3B$ 이상에서는 BCR_u 값이 수치해석상 굴곡이 발생되나 거의 증가 없이 일정한 값으로 수렴된다.

4.2 보강재 개수에 따른 분석

보강재 개수(층수)에 따른 보강효과를 분석하기 위해서 보강재 간격 Δh 을 모래층 포설두께와 같은 $0.5m$ 간격으로 포설되는 것으로 간주하였다. 보강재 길이는 $L=4B$ 로 고정하고, 보강재 개수 $N=1\sim 7$ 개로 증가시켜가면서 기초모델을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 해석결과를 극한 지지력비로 표시하여 정리하면 그림 11과 같다. 보강재 개수 $N=4$ 까지는 점진적으로 극한지지력비가 증가하지만,

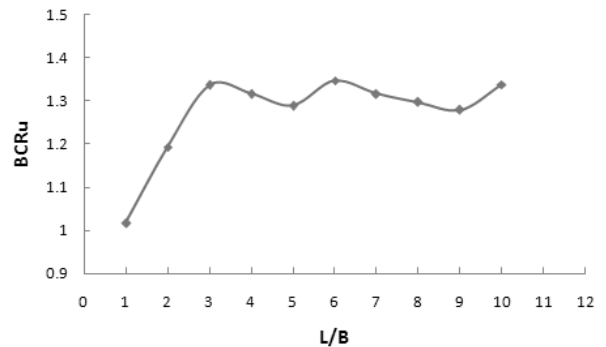


그림 10. 보강재길이에 따른 BCR_u

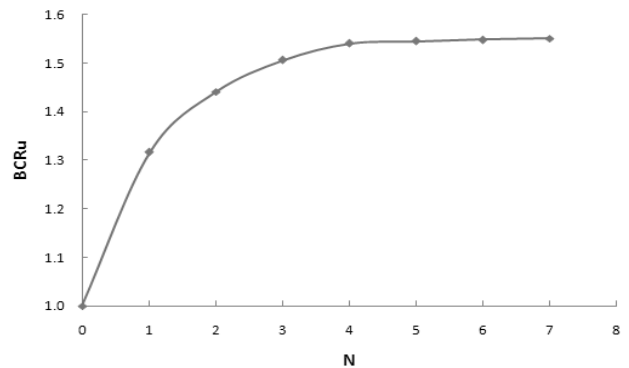


그림 11. 보강재 개수에 따른 BCR_u

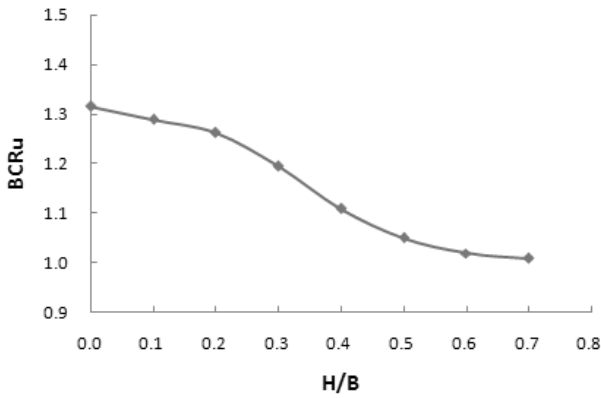


그림 12. 보강재 깊이에 따른 BCR_u

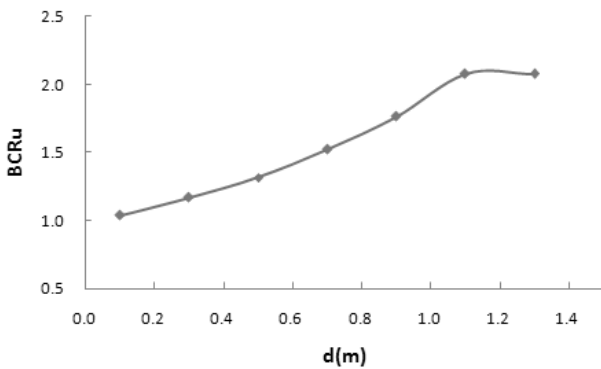


그림 13. 성토높이에 따른 BCR_u

그 이상에 경우에는 극한지지력비가 거의 일정한 값을 나타내었다.

4.3 보강재 깊이에 따른 분석

본 절에서는 보강재 깊이에 따른 보강토의 지지력효과를 검토하기 위해서 기본 해석모델에 대하여 보강재길이 $L=4B$ 로 고정하고, 보강재 설치깊이 $H=0\sim 0.7B$ 까지 변화시키고 수치해석을 실시하여 BCR_u 를 분석하였다. 해석결과를 분석하여 보면 보강재 깊이 $H=0.6B$ 이상 되면 거의 보강효과가 없는 것으로 나타났다.

4.4 성토재 높이에 따른 분석

본 절에서는 보강재가 연약층에 포설되고, 성토재 높이에 따른 보강토의 지지력효과를 검토하기 위해서 기본 해석모델에 대하여 보강재 깊이 $H=0$, 보강재길이 $L=4B$ 로 고정하고, 성토재 설치높이를 $d=0.1\sim 1.3B$ 까지 변화시키고 수치해석을 실시하여 BCR_u 를 분석하였다. 해석결과를 분석하여 보면 성토재 높이 $d=0.1\sim 1.1B$ 범위에서는 직선적으

로 성토재 높이에 따라 BCR_u 값이 증가되고, 성토재 높이 $d=1.1B$ 이상 되면 극한지지력비는 더 이상 증가하지 않고, 거의 일정한 보강효과를 나타내는 것으로 분석되었다.

5. 결론

본 논문에서는 연약지반의 지지력 보강을 위하여 설치되는 보강재의 보강효과를 분석하기 위하여 유한요소법 해석법을 이용하여 연약지반위의 보강띠기초에 대한 수치시뮬레이션을 실시하여 보강기초의 파괴형태 및 보강재의 길이, 개수, 깊이, 성토층의 두께 효과에 대하여 검토하였다. 분석결과에 대하여 정리하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 보강토기초의 파괴형태는 기초 바로 밑에서의 전반전단파괴가 억제되고, 보강재로 파괴영역이 전이되어, 보강재 밑에서의 국부전단파괴가 발생하는 형태를 나타내었다. 침하량이 증가하면 다소 지지력비 BCR_u 값이 증가하는 경향을 나타내며 대략 $BCR_u \approx 1.09BCR_s$ 관계를 보인다.
2. 보강토기초에서 보강재길이에 의한 지지력증가 양상은 $L=3B$ 까지는 선형적으로 증가하지만, $L=3B$ 이상에서는 BCR_u 값이 거의 증가 없는 일정한 보강효과를 나타낸다.
3. 보강토기초에서 보강재 개수(층수) $N=4$ 까지는 선형적으로 극한지지력비가 증가하지만, 그 이상에 경우에는 BCR_u 값이 거의 일정한 값을 나타낸다.
4. 보강재의 위치에 대한 보강효과를 검토하여보면, 보강재 깊이 $H=0.6B$ 이상 경우 거의 보강효과가 없는 것으로 분석되었다.
5. 성토재 높이에 따른 지지력보강효과를 검토하여보면, 성토재의 높이에 따라서 직선적으로 BCR_u 값은 증가하지만, 성토재 높이 $d=1.1B$ 이상 되면 더 이상의 보강증가효과는 나타나지 않는 것으로 분석되었다.

감사의 글

본 논문은 전주대학교 학술연구 조성비에 의하여 연구되었음을 밝히며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 山内豊総, 後藤惠之輔(1979), “數網工の实用支持公式の一

- 提案”, *九大工學集報*, Vol.52, No.3, pp.201-207.
2. Barenberg, E.J. (1980), *Design procedures for soil-fabric aggregate systems with Mirafi 500X fabric*, University of Illinois at Urbana Champaign.
 3. Braja, M.D. (1995), *Principles of Foundation Engineering*, 3rd Edition, PWS.
 4. Bender, D.A. and Barenberg, E.J. (1978), *Design and behavior of soil fabric aggregate systems*, Transportation Research Record 671, pp.64-75.
 5. Binquet, J. and Lee, K.L. (1975), “Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.101, No.12, pp.1257-1276.
 6. Bringkgreve, R. and Vermeer, P. (2002), *PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 8*, Plaxis B.V., The Netherlands.
 7. Giroud, J.P. and Noirray, L. (1981), “Geotextile-reinforced unpaved road design”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.107, No.9, pp.1233-1254.
 8. Griffith, D.V. and Lane, P.A. (1999), “Slope stability analysis by finite elements”, *Geotechnique*, Vol.49, No.3, pp.387-403.
 9. Haliburton, T.A. and Barron, J.V. (1983), *Optimum depth method for design of fabric reinforced unsurfaced roads*, Transportation Research Record 916, pp.26-32.
 10. Huang, C.C., and Tatsuoka, F. (1988), “Prediction of bearing capacity in level sand ground reinforced with strip reinforcement”, *Proc., Int. Geotech. Symp. Theory and Pract. of Earth Reinforcement*, Balkema, Fukuoka, Kyushu, Japan, pp.191-196.
 11. Meyerhof, G.G. (1974), “Ultimate bearing capacity of footing on sand layer overlying clay”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, No.2, pp.223-229.
 12. Mostafa A. E. (2007) “Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.25, pp.50-60.
 13. San, K.C, Leshchinsky, D. and Matsui, T (1994), “Geosynthetic reinforced slope: Limit equilibrium and finite element analyses”, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.2, pp.79-85.
 14. Schlosser, F., Jacobsen, H. M., and Juran, I. (1983), “Soil reinforcement”, *General Rep., 8th Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Balkema, Helsinki, pp.83-103.
 15. Shin, E.C., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., and Cook, E.E. (1993), “Bearing capacity of strip foundation on geogrid reinforced clay”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 17, No.4, pp.534-541.

(논문접수일 2009. 8. 25, 심사완료일 2009. 9. 2)