

토목섬유 보강사면에 인접한 연속기초의 지지력

Bearing Capacity of Strip Footing Adjacent on Geosynthetics-Reinforced Slopes

손순중¹⁾, Soon-Jong Son, 주재우¹⁾, Jae-Woo Ju, 박종범²⁾, Jong-Beom Park, 최경호²⁾, Kyung-Ho Choi

¹⁾ 순천대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Univ. of Suncheon

²⁾ 순천대학교 대학원 토목공학과 석사과정, M.S. Student, Dept. of Civil Eng., Univ. of Suncheon

SYNOPSIS : This paper presents results of model loading tests on the bearing capacity of strip footing adjacent on geosynthetics-reinforced slopes. These loading tests were taken by the loading equipment of model ground. For the model tests, the reinforced slopes were artificially created by the multiple sieving pluviation method. The loading tests under plain strain condition were performed by changing the length of reinforcement(L), the distance from the foundation to the first layer of reinforcement(u) and the distance from the crest of a slope to the foundation(d). From the results of model loading tests, this paper proposes experimental formulas for estimating the bearing capacity of strip footing adjacent on slopes.

KEYWORDS : Bearing capacity, Geogrid, Model loading test, Slope, Strip footing.

1. 서론

1.1 연구목적

본 논문은 토목섬유로 보강된 사질토 사면에 인접한 연속기초의 극한지지력에 관한 연구로서 하중재 하모형실험을 실시하였다. 모형실험은 다중체낙하법으로 기초지반을 상대밀도 70%로 균일하게 제작하였으며, 보강길이(L), 기초에서부터 첫 번째 포설깊이까지의 거리(u), 사면에서부터 보강재 기초까지의 거리(d) 즉 재하위치 등을 변화시켜 지지력 변화경향을 고찰하였다. 이와 같이 재하위치에 따른 매개변수(L, u, d)를 달리하여 경제적인 설계조건인 최적포설조건을 제시하며, 아울러 사면에 인접한 기초설계의 경우 향후 현장에서 유용하게 사용될 수 있는 실험식을 제안하고자 한다.

1.2 연구내용

본 연구에서는 사면경사(1:1.5)와 상대밀도(70%)를 고정시켰으며, 사면의 정점으로부터 기초까지의 거리(d)가 0.5B, 1.5B, 2.5B, 3.5B, 4.5B로 재하위치를 변화시켜 무보강의 경우와 1층보강한 경우로 재하실험을 실시하여 기초지반의 거동 및 지지력 그리고 파괴메카니즘의 영향을 조사하였다. 모형지반제작에는 주문진 표준사를 사용하여 지반의 균일성을 확보하고자 하였으며, 포설깊이는 재하판의 폭 B의 0.5B, 0.7B, 1.0B로 하였고, 보강길이는 재하판폭 B에 따라 3.0B에서 8.5B까지 길이를 증가시켜 재하실험을 실시하였다. 또한, 시험 데이터(Data)를 표현 및 비교하기 위해 지반의 보강효과를 판단하는 방법으로서 BCR, BCR₀, BCR_p, BCR_q, BCR_t 등을 사용하였으며, 그림 1.과 같이 나타낼 수 있다.

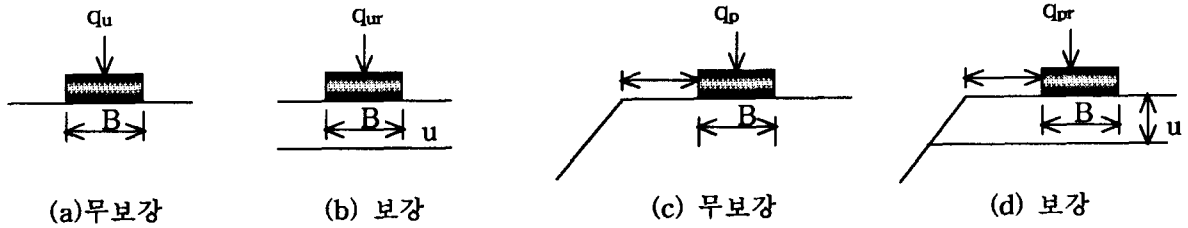


그림 1. 보강 및 무보강 기초지반의 극한지지력 종류

그림 1.의 기초지반의 종류에 따라 BCR를 다음과 같이 여러 가지 식으로 표현할 수 있다.

$$BCR = q_{ur} / q_u \quad (1)$$

$$BCR_o = q_{pr} / q_p \quad (2)$$

$$BCR_p = q_p / q_u \quad (3)$$

$$BCR_q = q_{pr} / q_{ur} \quad (4)$$

$$BCR_t = q_{pr} / q_u \quad (5)$$

여기서, q_{ur} 및 q_u 는 각각 사질토 기초지반의 보강 및 무보강의 극한지지력을 나타내며, q_{pr} , q_p 는 사면에 위치한 기초지반의 보강 및 무보강의 극한지지력을 나타낸다. 보강지반의 경우, 보강효과에 미치는 인자들을 고려하면 BCR , BCR_o , BCR_p , BCR_q , BCR_t 등은 아래와 같이 식으로 나타낼 수 있다.

$$BCR = f(u/B, L/B, Dr, Tg, Ft) \quad (6)$$

$$BCR_o, BCR_p, BCR_q, BCR_t = f(d, u/B, L/B, Dr, Tg, Ft) \quad (7)$$

여기서, d 는 사면의 정점에서 기초까지의 거리이며, B 는 재하중의 폭을 나타낸다. 또한, u , L 은 각각 포설깊이 및 포설길이에 해당되며, Dr 은 지반의 상대밀도를 나타낸다. Tg 는 보강재의 인장강도를 말하며, Ft 는 보강재의 인발저항 특성치를 나타낸다.

2. 지반보강메카니즘

2.1 사면에서의 보강메카니즘

기초적인 보강메카니즘조사에 의하면 사면의 지반은 뚜렷한 두 개의 영역으로 구분되는데, 이들 두 개영역은 주동영역과 저항영역으로 구분할 수 있다. 그림 2.는 보강재가 1층으로 주동영역과 저항영역에 매설된 모습을 나타낸 것으로 기초적인 보강메카니즘을 설명하기에 매우 적합할 것이며, 보강메카니즘은 보강재의 특성에 따라 영향을 받을 것이다.

보강재는 주동영역에서 저항영역으로 불안정한 힘을 전달하여 흡수시킴으로써 보강토체가 안정을 유지시킨다. 이 과정에서 축인장력은 보강재에 의해 흡수되거나 소산된다. 보강재가 적절한 인장강성을 가질 때 주동영역에 있는 지반에서 생성된 인장변형을 흡수할 있을 것이다.

이들 인장변형은 흙/보강재의 마찰이라는 메카니즘에 근거하여 흙에서 보강재로 전달되고, 주동영역에 있는 보강재에서 발생하는 인장변형은 주동영역에서의 보강재의 인장력을 유발시킨다.

만약 보강재의 전길이가 주동영역 보강재길이(L_{wi})로 제한된다면, 주동영역의 흙에서 보강재로 하중을 전달한다 하더라도 주동영역의 붕괴를 방지하지 못할 것이다. 이러한 붕괴를 막기 위해서 보강재가 주

동영역으로부터 흡수된 인장력에 저항하는 충분한 인장강도를 갖는다면 이 인장하중은 저항영역에 있는 흙속으로 흡수될 것이다.

저항영역에서는 주동영역에서처럼 하중은 흙/보강재 마찰 메카니즘에 의해 보강재에서 흙으로 전달된다. 저항영역 보강재길이(L_{ej})에 걸쳐 발생하는 보강재의 인장하중은 일정하지 않고, 경사면에서 먼 거리에 있는 지점으로 갈수록 작아진다. 저항영역에 있는 보강재의 끝에서의 인장력은 0이다.

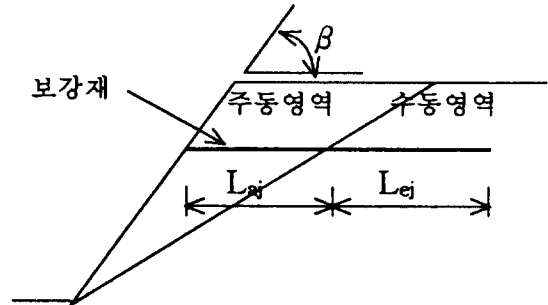
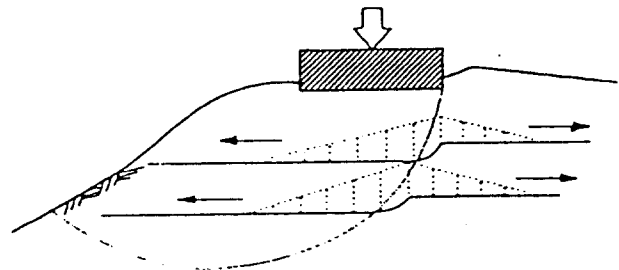


그림 2. 사면에서의 보강메카니즘⁽³⁾

2.2 보강된 모래 사면에서의 파괴메카니즘

사면에서의 시험결과로부터 사질토 기초지반의 파괴형태⁴⁾는 그림 3.과 같이 기초폭에 비하여 충분한 보강길이를 갖는 보강재의 경우에는 최대하중을 초과하여 매우 큰 침하를 유발시키면서 “Anchor effect” 를 발휘하게 된다.

그림 3.은 보강층의 인장강도는 주동영역과 수동영역의 접점에서 인장강도가 가장 크게 나타났으며, 기초폭에서 거리가 멀어질수록 아주 작게 나타났다. 다시말하면 “Anchor effect” 의 경우 인장변형을 억제시키는 효과는 수동영역과 주동영역이 접촉하는 곳에서 가장 크기 때문에 기초폭을 넘어서는 보강재 길이의 여분은 단지 2차적인 효과로써 지지력의 증가에 역할을 할 것이다.



Anchor effect

그림 3 보강된 사질토 모형사면에서의 관찰된 파괴메카니즘⁽⁵⁾

3. 하중재하 모형실험

3.1. 모형지반

본 연구에서는 주문진 표준사를 사용하여 다중체위로 모래를 낙하시켜서 균일한 밀도를 갖는 지반을 제작하는 방법인 다중체낙하법으로 조성하였다. 본 실험에서는 표 1.과 같이 상대밀도 70%를 재현하기 위하여 체의 층수 5층, 체눈의 크기 5.3mm, 낙하고 70cm, 유출구의 직경 40mm로 하였고, 제작소요시간은 보강여부에 따라 약간차이는 있으나 약 40분이 소요되었다. 또한, 모형지반은 주문진 표준사를 사용하였으며, 표 2.와 같이 물리적인 성질을 요약하였다.

표 1. 모형지반 제작조건

사면경사	상대밀도 (%)	체의 층수	체눈의크기 (mm)	낙하고 (cm)	유출구의 직경(mm)	제작소요 시간	사용모래
1:1.5	70	5	5.3	70	40	약 40min	주문진 표준사

표 2. 주문진표준사의 물리적 특성

시료종류	물리적 성질	비 중	최대밀도 $\gamma_{dmax}(g/cm^3)$	최소밀도 $\gamma_{dmin}(g/cm^3)$	모델지반의 밀도
주문진 표준사		2.67	1.654	1.398	1.569

3.2 모형재하실험장치

본 연구에서 사용된 모형지반 재하장치는 그림 4.에 나타낸 것과 같이 크기는 폭 120cm, 길이 30cm, 최대높이 70cm이며, 평면변형조건으로 실험할 수 있는 장치이다. 토조의 양 측벽은 2cm두께의 투명아크릴을 사용하여 제작하였고, 실험도중 측면에서 발생하는 마찰저항을 없애기 위하여 실리콘 그리이스 및 rubber membrane을 사용하였다. 또한, 아크릴 면과 rubber membrane상에 각각 5cm크기의 격자를 다른 색깔로 그려 넣어, 하중재하시 모델지반이 rubber membrane과 같이 침하할 때 아크릴상의 격자점과 비교를 통해 지반의 침하 및 파괴형상을 관찰할 수 있도록 하였다.

재하실험은 먼저 다중체 낙하장치를 이용하여 바닥에서 1층 포설높이까지 모형지반을 제작하고 소정의 위치에 지오그리드 보강재를 1층으로 부설한 후 다시 최상부층까지 모래층을 포설하였다. 그리고, 폭 10cm, 길이 30cm의 재하판을 재하위치에 따라 설치한 후 재하실험을 실시하였다. 모형실험은 재하하중 및 침하를 동시에 측정하였으며, 하중 재하속도는 약 1mm/min으로 하였다.⁽¹⁾

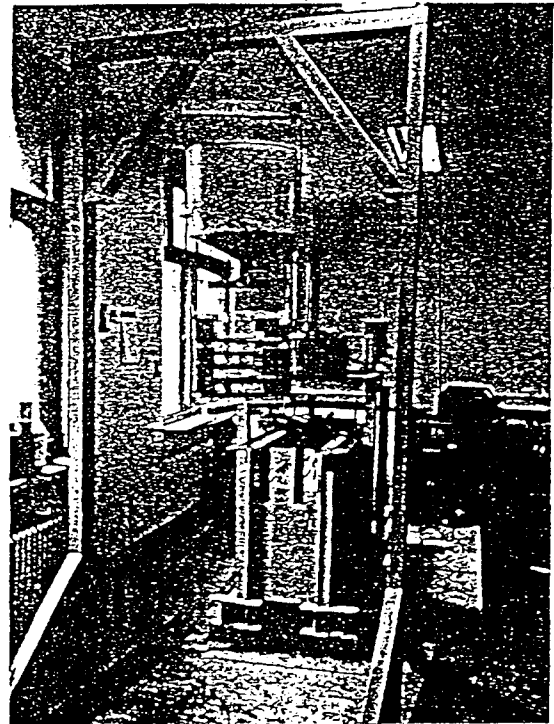


그림 4. 모형실험 재하장치

3.3 보강재료

본 연구에 사용된 보강재료는 Fotrac사의 제품인 지오그리드(55/30-20)로써 보강재료의 형태는 그림 5.와 같으며, 물리적인 특성은 표 3.과 같이 요약하였다.

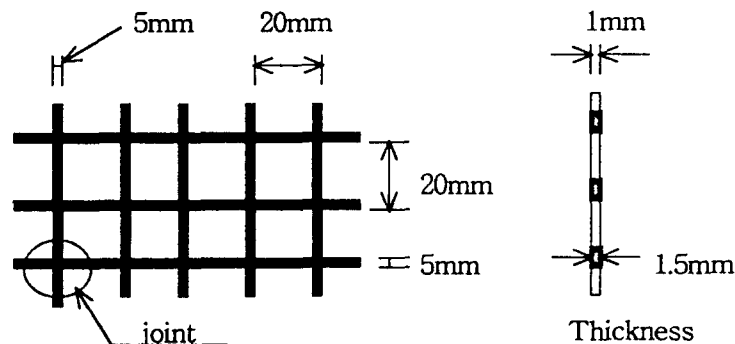


그림 5 Fortrac 지오그리드의 크기

표 3. Fotrac geogrid의 물리적 특성 및 실험내용

제품 종류	보강재 종류	최대인장강도 (tonf/m)	최대하중 신율(%)	망눈크기 (mm)	유출구 직경(mm)	보강재 포설깊이(B)	보강재 포설깊이(B)	비 고
55/20-20	geogrid (fortrac)	5.5	12.5	20×20	40	0.5B 0.7B 1.0B	3.0B ~8.5B	B=기초폭

4. 실험결과 및 고찰

4.1 무보강 지반의 하중-침하거동

그림 6.은 재하위치에 따른 무보강지반의 하중-침하곡선이며, 그림 7.은 재하위치와 지지력관계를 나타낸 것이다. 하중에 따른 침하의 거동에 있어서는 0.5B,1.5B,2.5B일 때는 극한지지력이 뚜렷하게 피크(peak)를 보이며 잔류하중은 극한하중에 비해 아주 작지만, 3.5B,4.5B일 때는 피크(peak)는 보이나 잔류하중이 극한하중에 비해 크게 나타나고 있다. 이는 기초가 일단 상당깊이까지 재하되면 상재하중 효과 때문에 저항은 다시 증가되는 파괴형태를 보이고 있다. 또한, 무보강의 경우 재하위치가 4.5B일때 극한 지지력($q_p=1.31\text{kg/cm}^2$)은 사질토 기초지반일때의 극한지지력($q_u=1.65\text{kg/cm}^2$)⁽¹⁾ 보다 작은 이유는 사면의 영향이 지지력에 영향을 미치는 것으로 판단된다.

특히, 사면으로부터 거리(d)가 사면과 먼 거리일수록 지지력과 침하량이 증가하는 경향을 가지고 있으며, 그림 6.에서와 같이 0.7B이하에서는 하중 및 침하에 영향을 미치지 않았다.

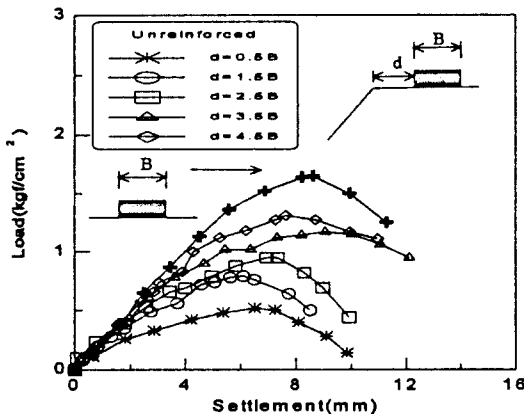


그림 6. 무보강지반의 하중-침하곡선

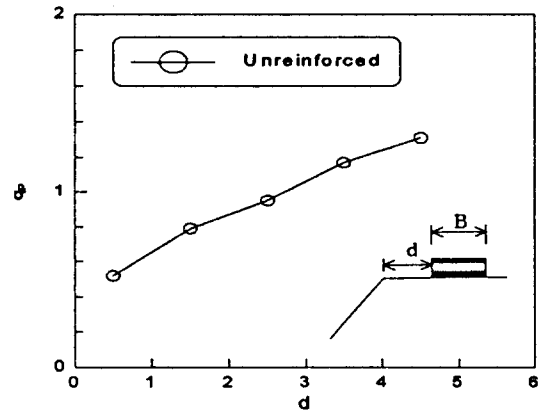


그림 7. $q_p - d$

4.2 보강지반의 지지력 및 침하고찰

4.2.1 보강깊이에 따른 지지력 변화경향

지오그리드 보강재는 첫 번째 포설깊이를 각각 $u=0.5B, 0.7B, 1.0B$ 로 하였으며, 보강깊이를 기초중심에 5.5B로 포설하여 보강깊이에 따른 지지력 경향을 고찰하기 위하여 재하실험을 실시하였다. 그리고, 사면의 정점으로부터 기초까지의 거리(d)를 0.5B,1.5B,2.5B,3.5B,4.5B 등으로 달리하였으며, 지오그리드를 수평으로 포설하여 재하실험을 실시하였다.

그림 8.은 포설깊이(u)에 따른 BCR_0 과 d와의 관계를 나타낸 그림이다. 특히, $u=0.5B, 1.0B$ 에 비하여 $u=0.7B$ 에서 뚜렷하게 지지력비(BCR_0)가 증가하고 있으며, 실험결과 1층보강의 최적깊이는 재하위치와

상관없이 $u=0.7B$ 로 같았다. 또한, 재하위치(d)가 사면과 먼 거리일수록 최적보강깊이에 따른 지지력증가 현상이 둔화됨을 알 수 있었다.

그림 9는 포설깊이(u)에 따른 q_{pr} 와 d 의 관계를 나타낸 그림으로 재하위치가 사면과 멀어질수록 지지력이 직선적으로 증가하는 형태를 보이고 있다. 그림 8과 비교하여 보면 재하위치가 사면과 멀어짐에 따라 지지력증가는 직선적으로 증가하나 지지력비(BCR_0)는 반대로 직선적으로 감소하는 형태를 보이고 있다.

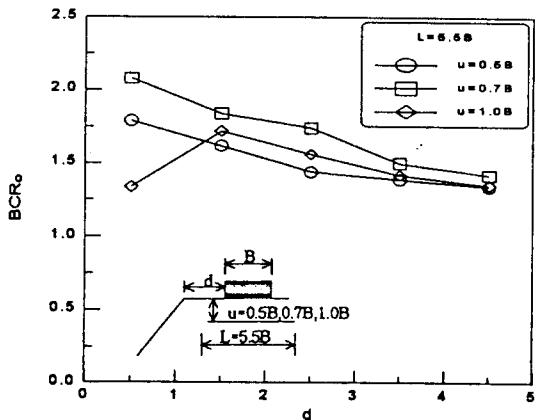


그림 8. BCR_0-d

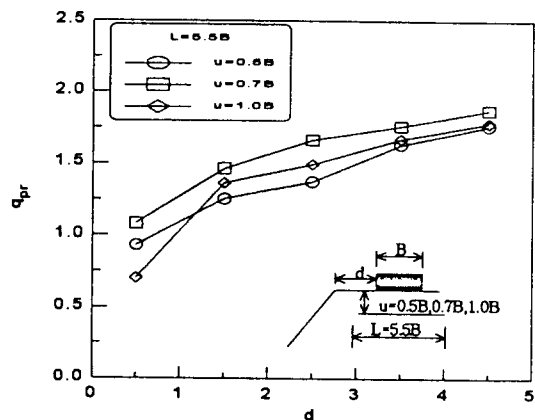


그림 9. $q_{pr} - d$

그림 10은 재하위치(d)에 따른 BCR_0 과 u 의 관계를 나타낸 그림이고, 그림 11은 재하위치에 따른 침하(settlement)와 d 의 관계를 나타낸 것이다. 위의 그림과 같이 최적보강깊이인 $u=0.7B$ 에서 뚜렷하게 지지력비가 증가하였고, 재하위치가 사면으로부터 거리(d)가 증가할수록 지지력증가와 함께 침하량도 증가하는 경향을 가지고 있다. 또한, 1층 보강깊이 $u=0.5B$ 와 $u=1.0B$ 를 비교하여 보면 $u=1.0B$ 의 경우가 보강깊이 $u=0.5B$ 보다 지지력과 침하량이 다소 크게 나타났다.

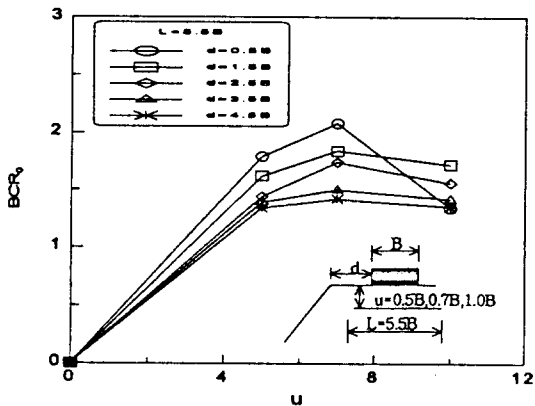


그림 10. $BCR_0 - u$

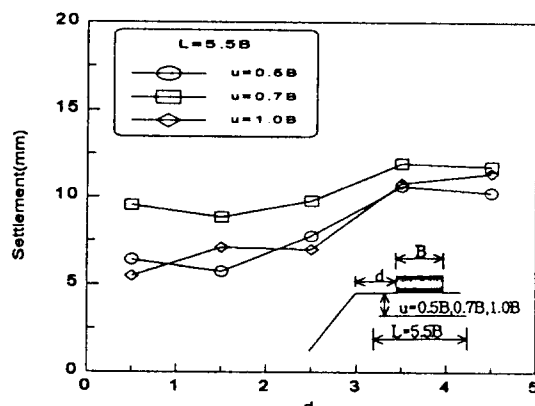


그림 11. Settlement - d

이상에서 보강깊이에 따른 지지력 변화경향을 살펴본 바와 같이 재하위치와 상관없이 1층보강의 최적 포설깊이는 $u=0.7B$ 이었으며, 재하위치가 사면으로부터 거리(d)가 멀어질수록 지지력비(BCR_0)는 감소되었다.

4.2.2 포설방법에 따른 지지력 변화경향

보강층의 인장강도는 중앙에서 가장 크고 기초폭을 벗어나는 경우에는 아주 작게 나타나기 때문에 사면에서부터 기초폭을 벗어난 $0.5B$ 까지 보강재를 포설하여 실험을 실시한 결과와 보강재를 중앙에 포

설(기초폭에서 1.5B까지)하여 실험을 실시한 결과를 비교하여 포설방법에 따른 지지력 변화경향을 고찰하고자 하였다.

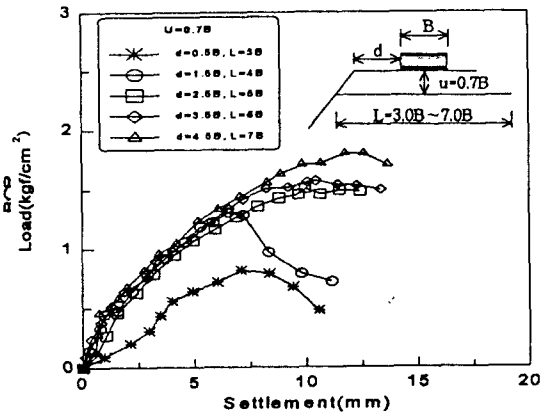


그림 12. 포설방법에 따른 하중-침하 곡선(L=3.0B~7.0B)

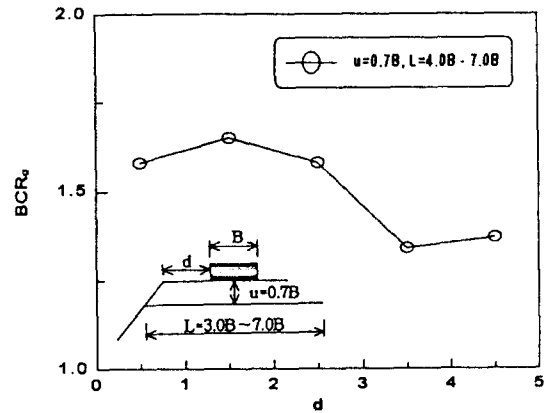


그림 13. BCR₀ - d

그림 12.는 재하위치에 따라 보강재길이를 달리하여 실험을 실시한 결과이며, 그림 13.는 재하위치에 따른 BCR₀과 d의 관계를 나타낸 것이다. 재하위치가 증가할수록 지지력과 침하량은 증가하고 있으나, 지력비(BCR₀)는 감소하는 경향을 보이고 있다.

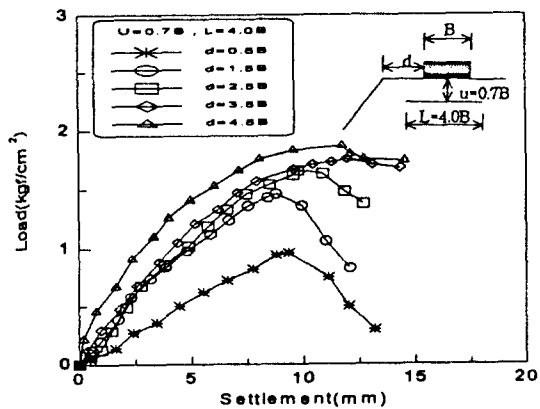


그림 14. 포설방법에 따른 하중-침하곡선(L=4.0B)

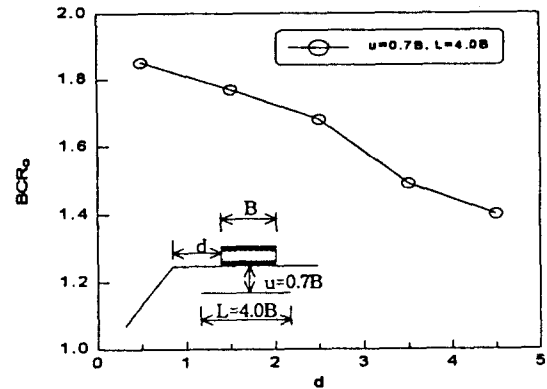


그림 15. BCR₀ - d

위의 포설방법과는 달리 지오그리드를 재하위치에 따라 재하판 즉 기초중양에 4.0B로 포설하여 재하실험을 실시하였다. 그림 14.는 u=0.7B경우에 보강길이가 4.0B인 보강재를 재하판 중앙에 1층으로 보강하여 재하실험한 결과를 나타낸 하중-침하곡선이다. 재하위치가 1.5B인 경우에 대하여 보강재를 사면으로부터 포설한 경우(L=4.0B)와 재하판 중앙에 포설한 경우(L=4.0B)를 비교하여보면 극한지지력(q_{pr})이 1.31kg/cm²에서 1.40kg/cm²으로 지지력이 증가됨을 알 수 있었다. 또한, 다른 재하위치의 경우에도 보강재를 재하판 중앙에 포설하여 재하실험한 지지력 값이 증가되었음을 알 수 있었다. 이것은 1층보강의 경우 기초중심에 포설하는 조건에서 더욱 큰 구속응력이 발휘되기 때문이라고 판단되며, 특히 보강재의 포설방법에 따른 지지력의 영향이 다르게 나타났듯이 재하위치에 따라서 보강재를 중앙에 포설하는 것이 지지력을 증가시킨다고 볼 수 있다.

그림 15.는 재하위치에 따른 BCR₀과 d와의 관계를 나타낸 것으로서 재하위치가 사면으로부터 거리(d)가 증가할수록 지지력비(BCR₀)가 직선적으로 감소하는 경향을 가지고 있었다.

이상에서 지오그리드의 포설방법에 따른 지지력 경향을 살펴보기 위해 보강재길이를 재하위치에 따라 달리한 경우와 보강재를 재하판 중앙에 포설한 경우에 대하여 재하실험을 실시하였다. 따라서, 포설

방법을 달리한 실험결과 사면의 영향을 받는 전단영역의 충분한 보강이 이루어 질 수 있는 거리가 $d=1.5B$ 인 경우 최소한 사면으로부터 $5.5B$ 의 길이로 보강되어야 한다는 것을 알 수 있다. 따라서, $1.5B$ 이상의 사면에서는 보강영향이 적으므로 보강재를 중앙에 포설하는 것이 효과적인 방법이라 할 수 있다.

4.2.3 보강길이에 따른 지지력 변화 경향

재하위치에 따른 최적보강길이를 구하고자 보강길이를 달리하여 재하실험을 실시하였다.

그림 16은 재하위치(d)와 보강길이(L)에 따른 지지력비(BCR_0)를 나타낸 그림이다. 실험결과를 통해서 알 수 있듯이 1층보강의 최적포설길이는 $d=0.5B$ 의 경우에는 $L=4.5B$ 이었고, $d=1.5B, 2.5B, 3.5B, 4.5B$ 의 경우에는 각각 $L=5.5B, 6.5B, 7.5B, 8.5B$ 이었다. 즉, 재하위치에 따라 최적보강길이는 $1.0B$ 만큼 증가한 것이다.

이러한 실험결과는 Haung과 Tastuoka⁽⁴⁾의 연구에서도 비슷한 경향을 나타내고 있으며, 어떤 보강재의 경우에는 기초중심에서 $1.25B$ 지점에서 압축이 발생하였다고 발표하였다. 이러한 결과는 인장변형을 억제시키는 효과는 기초하부에서 크게 나타나고 있으며, 기초폭을 넘어서는 단지 2차적인 효과로서 지지력증대에 역할을 하기 때문이다. 다시말하면, 재하판의 기초폭에서 $2.0B$ 이상에서는 뚜렷한 지지력 증가현상을 찾아볼 수 없었으며, 그 이상의 포설길이는 지지력증가에 별다른 도움이 되지 못한다는 것이다. 여기서, 재하위치가 $d=0.5B$ 와 $1.5B, 2.5B$ 의 경우 사면의 영향을 많이 받기 때문에 보강재를 사면에서부터 수평으로 포설해야 하지만, 비교적 사면의 영향이 적은 재하위치 $d=3.5B$ 와 $4.5B$ 의 경우는 경제적인 보강재 포설방법 즉 기초중심에 포설하는 방법을 이용하여 소요지지력에 따라 보강재길이를 산출해야 할 것이다.

그림 17은 재하위치(d) 따른 극한지지력(q_{pr})과 L 과의 관계를 나타낸 그림이며, 사면으로부터 거리(d)가 증가할수록 지지력이 직선적으로 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그림 18은 최적보강길이에 따른 지지력비를 나타낸 그림이다. 특히, 사면으로부터 거리(d)가 증가할수록 지지력은 증가하나 지지력비(BCR_0)는 급격히 감소되는 경향을 나타내고 있다.

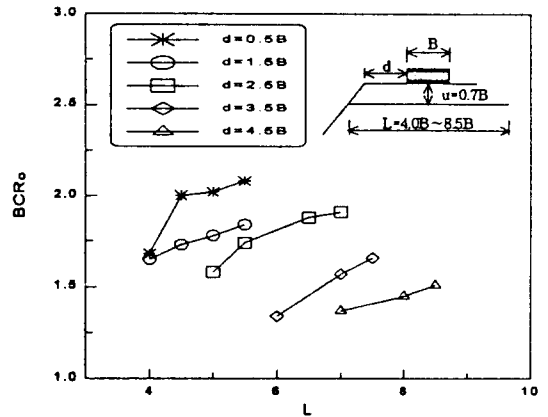


그림. 16. $BCR_0 - L$

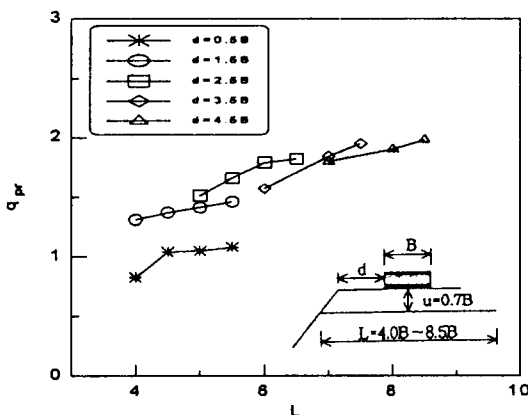


그림. 17. $q_{pr} - L$

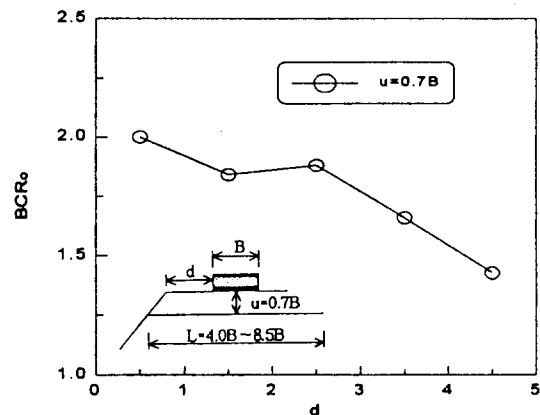


그림. 18. $BCR_0 - d$

4.2.4 해석방법의 이론적 고찰

본 연구에서는 지오그리드로 보강된 사면에서의 모형실험을 기초로 하여 현장에서 적용할 수 있도록 BCR_p 과 BCR_q , BCR_t 를 제안하고자 한다. 따라서, 사질토 기초지반과 사면에 위치한 기초지반의 보강 및 무보강의 극한지지력을 구하여 사면에 위치한 기초지반의 극한지지력을 산출할 수 있다.

사질토 기초지반은 무보강의 경우 Terzaghi(1943)⁽⁶⁾의 극한지지력공식으로부터 구할 수 있으며, 본 연구에서는 $c=0$, $D_f=0$ 이므로 다음(8)식으로 구할 수 있다.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma BN_r \quad (8)$$

여기서, 재하실험결과 무보강의 경우 사질토지반의 극한지지력은 q_u 는 1.65kgf/cm^2 이다. 또한, 주문진 표준사의 단위중량은 $\gamma=1.569\text{g/cm}^3$ 이며, 기초폭은 $B=10\text{cm}$ 이다. 그러므로, (8)식으로부터 Vesic(1973)이 제안한 지지력계수 N_r 를 이용하여 ψ 를 구할 수 있다. 그 결과 내부마찰각은 $\psi=44^\circ$ 이었다.

따라서, 1:1.5인 사면에 내부마찰각이 $\psi=44^\circ$ 일 때 사면이 존재하는 경우 기초설계에 있어서 사질토 기초지반의 극한지지력과 사면에 위치한 기초지반의 극한지지력을 비교한 BCR_p 과 BCR_q , BCR_t 를 표 4와 같이 요약할 수 있으며, 그림 19와 같이 나타낼 수 있다. 그러므로, 사면에 위치한 기초지반의 극한지지력을 식(9)과 (10)(11)로부터 구할 수 있다. 여기서, 1층보강($u=0.7B$, $L=4.0B$)의 경우 극한지지력은 q_{ur} 는 2.27kgf/cm^2 이다.

표 4. BCR_p and BCR_q , BCR_t 의 비교표

d	BCR_p	BCR_q	BCR_t	비 고
0.5B	0.32	0.46	0.63	$BCR_q=q_p/q_u$ $BCR_p=q_{pw}/q_{ur}$ $BCR_t=q_{tw}/q_u$
1.5B	0.48	0.64	0.88	
2.5B	0.57	0.79	1.10	
3.5B	0.71	0.86	1.18	
4.5B	0.79	0.87	1.20	

그림 19.는 BCR 과 재하위치의 관계를 나타낸 그림으로서 무보강의 경우 다음 1차방정식으로 표현할 수 있다.

$$BCR_p = 0.117d + 0.281 \quad (9)$$

무보강의 경우에 대하여 위의 식(9)으로부터 재하위치 따라 사면에 위치한 극한지지력을 구할 수 있으며, 사질토 기초지반과 같은 극한지지력을 나타내는 사면에서의 재하위치는 $d=6.14B$ 이다.

또한, 1층보강의 경우 BCR_q 와 BCR_t 는 다음 식(10)과(11)로 표현할 수 있다.

$$BCR_q = 0.104d + 0.464 \quad (10)$$

$$BCR_t = 0.144d + 0.638 \quad (11)$$

1층보강의 경우에 있어서 위의 (10)와 (11)식으로부터 사면에 위치한 기초지반의 극한지지력을 구할 수 있으며, 사질토 기초지반과 같은 극한지지력을 나타내는 사면에서의 재하위치는 각각 $d=5.14B$ 와 $2.51B$ 이다. 따라서, 표 4와 그림 19.에서 나타나듯이 재하위치가 사면과 먼거리일수록 보강효과는 감소하는 경향을 가지고 있으며, 위의 식으로부터 내부마찰각이 $\psi=44^\circ$, 사면경사 1:1.5일 때 재하위치에 따라 필요한 극한지지력을 산출할 수 있을 것이다.

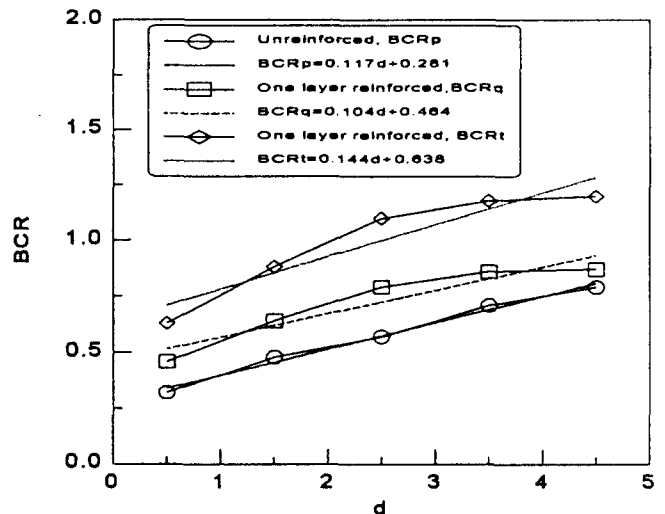


그림. 19. $BCR_{(p,q,t)} - d$

5. 결 론

지금까지 모형재하실험을 통해 얻은 결과들을 정리해보면,

- 1) 1층보강 재하실험을 실시한 경우 최적부설깊이는 $u=0.7B$ 였으며, 최적포설깊이는 $d=0.5B$ 의 경우 $L=4.5B$ 였다. 또한, 다른 재하위치의 경우는 재하위치에 따라 최적포설깊이는 $1.0B$ 만 큼증가하였다.
- 2) 보강효과에 따른 극한지지력이 증가함에 따라 침하량도 증가하였다.
- 3) 보강된 기초지반의 경우 지반의 파괴요인을 살펴보면 재하위치가 $d=1.5B$ 인 경우 뚜렷한 피크(peak)를 나타내는 것은 마찰에 의한 인발파괴라 볼 수 있으며, $d=0.5B$ 와 $d=2.5B$ 의 경우도 뚜렷한 피크를 보이고 있지 않지만 $d=1.5B$ 경우와 비슷하였다. 또한, 재하위치가 $d=3.5B$, $4.5B$ 의 경우에는 잔류용력이 존재함으로써 보강지반이 보강재의 인장에 의한 파괴라 볼 수 있을 것이다.
- 4) 보강시험의 경우 침하가 $0.7B$ 이하에서는 기초의 하중 침하곡선에 아무런 영향을 미치지 않았다.
- 5) 지지력비(BCR_o)는 재하위치(d)가 사면과 먼거리 일수록 감소되는 경향을 가지고 있다.
- 6) 사면에 위치한 기초설계의 경우 재하위치(d)에 따라 다음과 같은 실험식을 이용하여 지지력을 구할 수 있다.

무보강의 경우

$$BCR_p = 0.117d + 0.281 \quad (9)$$

1층보강의 경우

$$BCR_d = 0.104d + 0.464 \quad (10)$$

$$BCR_t = 0.144d + 0.638 \quad (11)$$

참고문헌

1. 주재우, 심재범, 손순중, 김재영, 최경호, 최혁남, 1996, 상대밀도가 토목섬유 보강지반의 지지력에 미치는 영향, '96토목섬유학술발표회, pp15~27.
2. 유충식, 이대영, 1996, 지오그리드로 보강된 사면위에 위치한 연속기초의 지지력, '96토목섬유학술발표회, pp.31~42
3. British Standard, Strengthened/reinforced soils and other fills, 1995, pp.6~17
4. Haung, C., Tasuoka, F. "Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground" Geotextile and Geomembranes, Vol. 9, 1990, pp. 51~82
5. Haung, C., Tasuoka, F. and Sato, Y. "Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing", Soil and Foundations, Vol. 34, No 2, 1994, pp.27~40
6. Terzaghi, K., 1943, Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons.