

등간격의 매트로 보강된 모래지반의 보강층수에 따른 지지력에 관한 연구

A Study on Bearing Capacity according to the Number of Reinforcement Layers in Sandy Ground Reinforced by Mats of Equal-intervals

임 종 철*¹
Im, Jong-Chul

박 성 재*²
Park, Sung-Zae

주 인 곤*³
Joo, In-Gon

이 재 열*⁴
Lee, Jae-Yeoul

이 민 희*⁴
Lee, Min-Hee

Abstract

Bearing capacity of soil can be improved by several conventional ground improvement techniques like stabilization and compaction. In recent time, the use of reinforced soil has become popular due to the availability of durable strong geosynthetic materials.

In this papers, through the laboratory model tests on sandy ground reinforced by mats about the strip footing under plane strain condition, the effects of bearing capacity improvement and behaviour of sandy ground were observed. And bearing capacities calculated by proposed method and measured by tests were compared.

요 지

성토지반의 지지력을 향상시키기 위하여 지반개량이나 다짐과 같은 일반적인 방법들이 많이 이용되고 있다. 하지만, 최근에는 내구성이 크고 강한 합성수지와 같은 재료들이 개발되어 실용화됨으로서, 보강토 공법이 널리 적용되고 있는 실정이다.

본 연구에서는, 매트로 보강된 모래지반상의 대상기초에 대한 모형실험을 평면변형률 상태에서 실시하여, 지지력의 증대효과와 지반의 거동을 관찰하였다. 그리고 지지력의 산정식을 개발하여 실험결과와 비교 검토 하였다.

*1 정회원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*2 정회원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 교수

*3 정회원, 부산정보대학 건설계열 전임강사(부산대학교 박사과정수료)

*4 정회원, 부산대학교 대학원 토목공학과 박사과정

1. 서론

보강토 공법이란 흙을 주체로 한 성토층 속에 인장력이 큰 보강재를 일정한 간격으로 매설하여 하나의 새로운 복합 구조물을 형성시키는 공법으로, 옹벽은 물론 교대, 제방, 댐, 기초슬래브, 압벽 등과 같은 구조물에 사용할 수 있는 효율적인 공법이다. 이 공법을 이용한 건설구조물은 종래의 구조물에 비하여 안정성과 경제성이 뛰어나 입증되어 전세계적으로 그 사용량이 늘어가고 있는 실정이다.

최근에는 보강토 공법을 적용함에 있어서, 합성수지 재료를 이용한 많은 연구와 실제적인 사용이 되어져 왔다. 합성수지로 된 보강재의 실제적인 이용은 세 가지 부류로 나누어진다.

- (1) 굴착된 사면의 보강(절토 사면에 대한 보강)
- (2) 급한 사면 제방의 보강(성토 사면에 대한 보강)
- (3) 기초 하부 지반의 보강

본 연구에서는 이 세가지 중 기초의 하부 지반에 대한 보강에 있어서 기초의 지지력 증대효과에 중점을 두고 있다.

외국에서는 기초의 지지력을 증가시킬 목적으로 모래지반 및 점토지반에 있어서, 토목섬유에 대한 연구가 지오텍스타일을 대상으로 수행되어 왔으며, 최근에 들어 지오그리드를 대상으로 한 연구도 활발히 진행되고 있다. 그러나 국내에서는 지반보강용 토목섬유에 대한 연구가 극히 부진하며 설계지침 또한 제대로 제시되어 있지 않고 있어 과다설계 또는 위험한 설계가 될 소지가 다분하며 향후 건설시장이 개방될 경우 이에 따른 경

쟁력저하가 우려되므로 이에 대한 체계적인 연구가 필요한 실정이다.

본 연구의 목적은, 성토지반의 보강시 등배치 간격 및 층수의 변화에 따른 지반 거동의 경향을 파악하고, 이에 대한 효과적인 극한 지지력의 계산 방법을 제안하는 것이다.

그래서, 본 연구에서는 모래지반에 보강재를 수평으로 등간격 배치하여, 그 배치간격 및 배치층수의 변화에 따른 극한 지지력을 평가하기 위해, 평면 변형률 상태의 실내모형실험을 실시하였다. 이 때 보강재의 길이는 $0.5B$ ($B =$ 재하판의 폭 10cm) (임종철, 1997; 이민희, 1997)로 일정하게 하였으며, 보강재의 층수는 1~4층으로 하여, 보강재의 배치간격을 변화시키면서 극한 지지력을 측정하였다. 또한, 무보강지반의 극한 지지력을 측정하고, 이 결과를 참고하여, 보강재의 배치간격 및 배치층수의 변화에 따른 극한 지지력과 비교 분석하였다.

2. 요소 시험

2.1 구포사의 입도분포

모형지반은 낙동강 하구에서 채취한 구포사를 이용하여 제작하였다. 먼저 세립분을 제거하기 위해 물로 씻고 #200체를 통과시켰다. 그리고, 최종적으로 #20체를 통과하는 모래를 공기건조상태에서 이용하였다. Table 2.1은 구포사의 특성을 나타내고 있다.

본 연구에서는 평면변형률 상태의 모형실험을 실시하였기 때문에 이와 같은 조건인 평면변형률 압축시험을 실시하여 내부마찰각(ϕ_{ps})을 구한 결

Table 2.1 Physical properties of Gupo sand

Property	Symbol	Value
Max. void ratio	e_{max}	1.065
Min. void ratio	e_{min}	0.751
Min. dry density	$\gamma_{dmin} (g/cm^3)$	1.293
Max. dry density	$\gamma_{dmax} (g/cm^3)$	1.508
Specific gravity	G_s	2.64
Water content	$w (%)$	0.342
Average particle-size	$D_{50} (mm)$	0.325
Effective particle-size	$D_{10} (mm)$	0.185
Uniformity coefficient	C_u	1.95
Coefficient of curvature	C_g	1.10
Internal friction degree	ϕ_{ps}	54.1

과, 동일한 상대밀도에서 54.1°였다. 이 때 압밀 배수시험(CD)을 실시하였다.

Fig. 2.1은 구포사의 입도분포곡선을 나타내고 있으며, 분포를 보면 입자의 크기가 0.1~0.9mm 사이에 집중된 것을 알 수 있다.

2.2 보강재의 인장시험

본 실험에 사용한 보강재는 폴리에스테르로서 길이가 10cm, 폭이 2cm인 시편을 제작하여 인장강도에 대한 실험을 실시하였으며, 그 결과는 Table

Table 2.3 Result of friction test for polyester-textile

Description	Area(cm ²)	Vertical stress (gf/cm ²)	Shear stress (gf/cm ²)	Coefficient of friction(tan μ)
★FW1	400	1.55	1.54	0.99
FW2	400	3.11	3.28	1.05
FW3	400	4.65	4.98	1.07
FW4	400	6.22	7.09	1.14
FW5	400	7.78	9.41	1.21
FW6	400	24.22	28.47	1.18
FW7	400	34.03	35.68	1.05

★ F : Friction, W : Woven goods, 1~7: Stress step

Table 2.2 Properties of reinforcing material

Description	Tensile strength(tf/m)	Tensile strain(%)
Polyester-textile	0.278	26.46

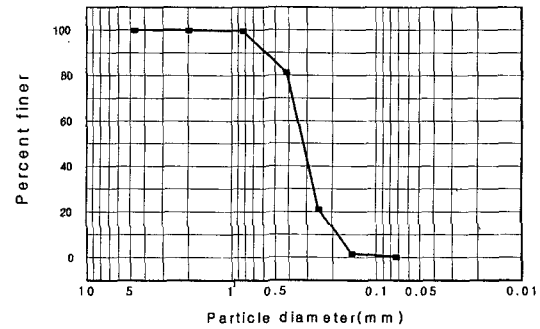


Fig. 2.1 Particle-size distribution curves of Gupo sand

2.2와 같다.

2.3 보강재 마찰시험

보강재와 시료의 마찰계수를 구하기 위해 시험을 실시하였고, 인발시 생기는 마찰을 최소로 하기 위해 마찰이 작은 베어링을 장치하여 아래로 인발하였다. 하중에 따라 7단계로 나누어지며 양면마찰로 실시하였다.

시험방법은 Fig. 2.2와 같이 크게 두가지 방법으로 나누어진다. 보강재의 인발시 하중이 작은

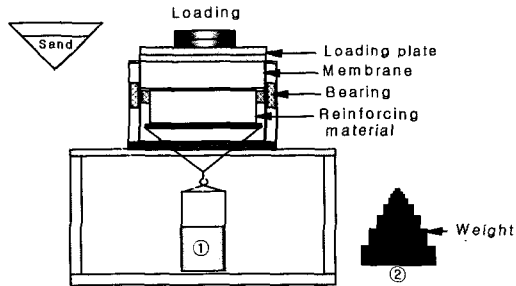


Fig. 2.2 Friction apparatus

경우는 모래가 담긴 깔대기를 이용하여 일정한 인발하중을 가하는 방법 ①과 하중이 클 경우 추를 이용하는 방법 ②로 실시하였다(임종철, 1999).

Fig. 2.2에서 벽면에 멤브레인을 실리콘으로 부착하여 마찰을 줄이고 캔을 지반에 넣어 밀도를 측정하였다. 마찰시험 결과는 Table 2.3에 나타내었다.

Table 2.3의 공기건조밀도는 $1.551g/cm^3$ 이며, 함수비 w 는 0.223%, 건조밀도는 $1.548g/cm^3$, 간극비 e 는 0.705이다.

3. 실내 모형 실험

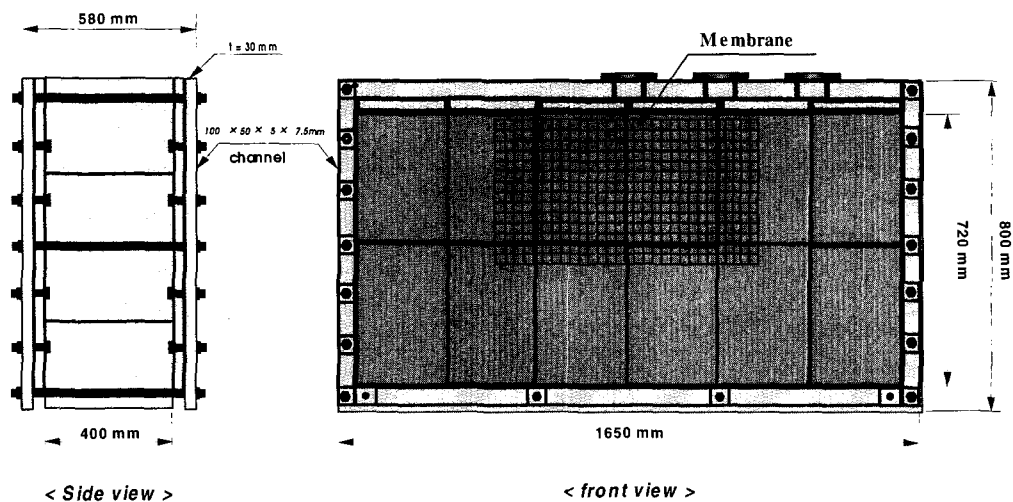


Fig. 3.1 Soil tank

3.1 실험장치

본 실험에서 사용된 평면 변형률 토조는 지반의 거동을 관찰할 수 있게 아크릴로 제작되었고, 관찰할 면에는 실리콘 그리스를 0.2mm 두께로 바르고 1cm간격으로 격자를 그은 라테스 멤브레인을 부착시켰다. 그리고 이 면을 통하여 사진법으로 실험을 실시하였다. 크기는 720(H)×1650(L)×400(W)mm($V=0.475m^3$)이고 Fig. 3.1과 같다.

본 실험에서 하중제하를 위해 Fig. 3.2와 같은 재하장치를 제작하여 실험을 실시하였다. 하중제하장치는 크게 6개의 부분으로 나눌 수 있으며 각각의 명칭은 다음과 같다. 동력의 발생시키는 서브모터, 서브모터의 회전속도를 줄여주는 감속기, 동력을 전달하는 볼스크루, 회전운동을 직선운동으로 바꾸어주는 엘엠 가이드, 지반에 하중을 가하고 로드셀이 부착되어 있어 하중을 측정할 수 있게 제작된 재하판, 재하판을 고정하는 프레임 그리고, 하중을 제어하는 컨트롤 패널로 나누어진다. 이 실험장치는 응력제어와 변위제어를 할 수 있으며 최대출력은 4.4KW이다. 제어속도는 0.1mm/min이다.

Table 3.1 The type of tests

Test name	Reinforcement area (cm^2)	Interval z	The number of reinforced layers
U0			
RW151	$39.5 \times 50 = 1975$	0.1B	1
RW2511			2
RW35111			3
RW451111			4
RW152		0.2B	1
RW2522			2
RW35222			3
RW452222			4
RW153		0.3B	1
RW2533			2
RW35333			3
RW453333			4
RW154		0.4B	1
RW2544			2
RW35444			3
RW454444			4
RW155		0.5B	1
RW2555			2
RW35555			3
RW455555			4

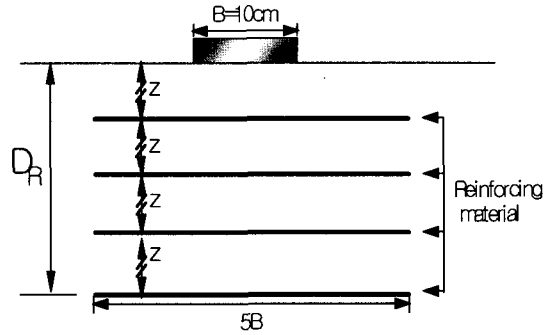


Fig. 3.3 Interval and depth of reinforcing materials

3.2 모형지반제작

토조를 이용한 실험에서 모래지반을 제작하는데 있어서의 가장 중요한 것중에 하나가 지반을 균일하게 하는 것이다. 이를 위하여, 본 실험에서는, 슬롯형 모래 뿌리기를 이용하여 지반을 제작하였다. 모형지반제작 순서는 주인곤 등(1996), 이민희 등(1997)의 문헌을 참조하기 바란다.

3.3 실험의 종류

본 연구에서는 보강재를 등간격으로 설치했을 경우 보강재의 층수에 따른 최대 극한지지력 및 변형률 분포를 연구하고자 한다. Table 3.1은 시험의 종류를 나타낸 것이며, Fig. 3.3는 보강재 설치간격 및 심도의 개략도를 나타낸 것이다.

4. 실험결과

보강재의 길이는 $5B$ (B =재하판의 폭, 10cm)로 일정하게 하여, 보강재의 배치간격을 변화시키면서 보강 층수에 따른 극한 지지력을 측정하고 그 결과치를 분석하였다. 이때 모형지반의 건조밀도의 측정 결과를 보면, $1.518 \sim 1.556 g/cm^3$ 범위에 있으며, 아주 조밀한 상태의 모래지반이었다.

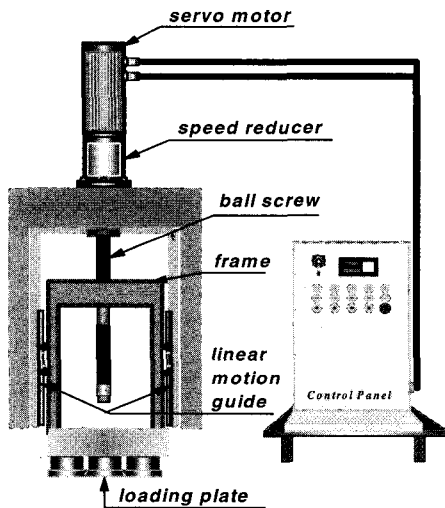


Fig. 3.2 Schematic showing the loading equipment

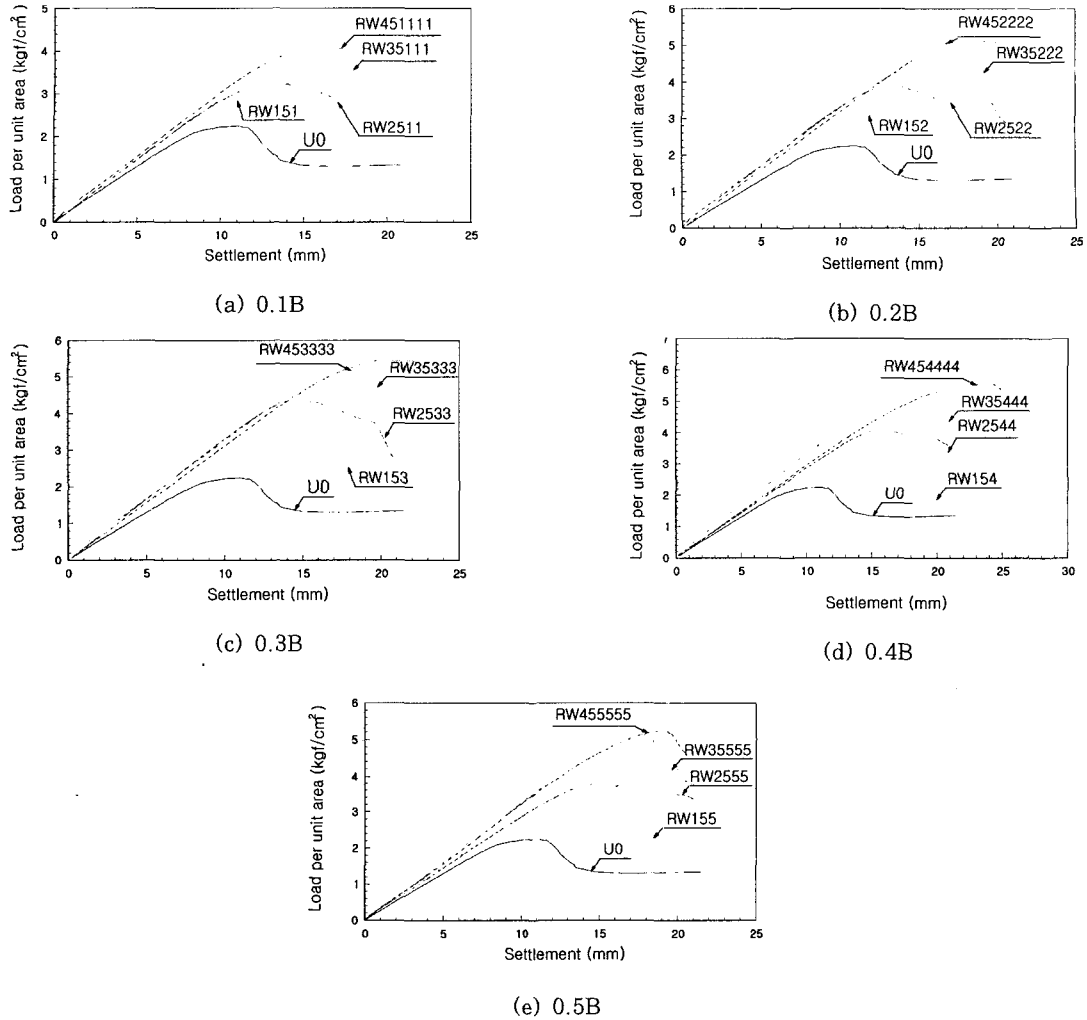


Fig. 4.1 Variation of load per unit area with settlement

4.1 등간격 배치시 보강 층수에 따른 극한 지지력의 변화

보강재를 등간격으로 설치할 경우 보강재의 층수에 따른 하중-침하량의 그래프는 Fig. 4.1과 같다.

이상의 결과를 보면 보강재 층수가 늘어남에 따라 극한 지지력은 증가하는 경향을 보이며, 이것을 극한 지지력비(UBCR : Ultimate Bearing Capacity Ratio)(식 4.1 참조)와 보강재 층수

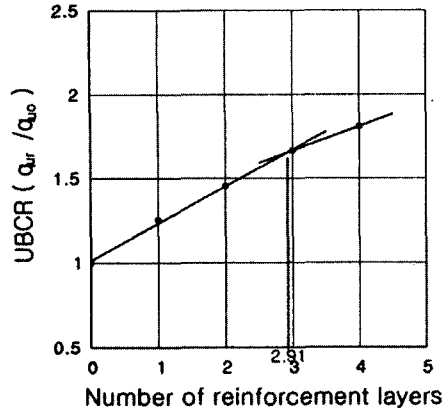
(N)와의 관계를 그래프로 나타내면 Fig. 4.2와 같다.

$$UBCR = \frac{q_{ur}}{q_{u0}} \quad (4.1)$$

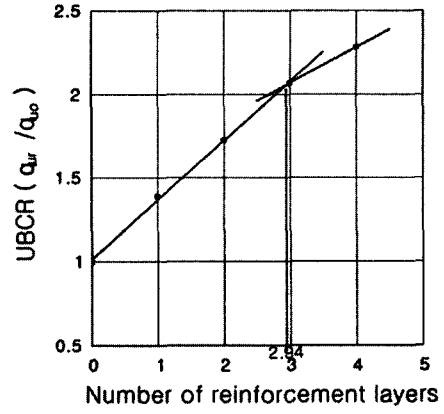
여기서, q_{ur} : 보강지반의 극한 지지력

q_{u0} : 무보강지반의 극한 지지력

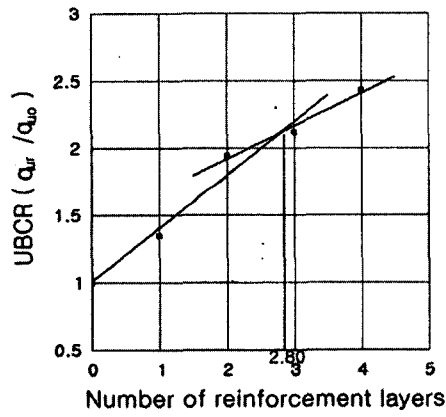
Fig. 4.2를 보면 보강재 층수가 1~3에서는 극



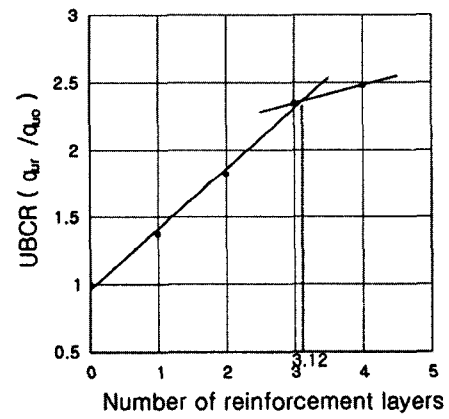
(a) 0.1B



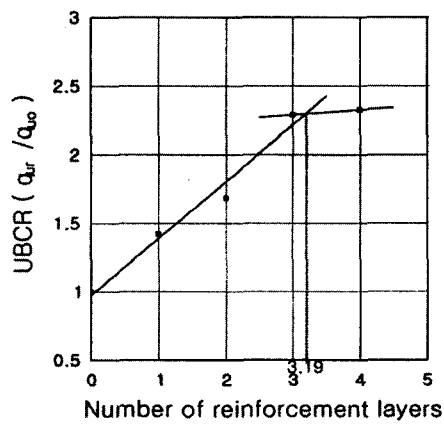
(b) 0.2B



(c) 0.3B



(d) 0.4B



(e) 0.5B

Fig. 4.2 Variation of UBCR with number of reinforcement

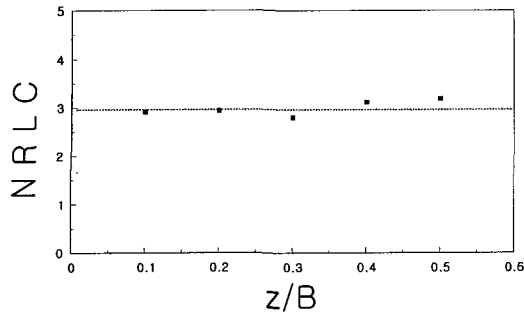


Fig. 4.3 Variation of NRLC with z/B

한 지지력비가 거의 직선적으로 증가하지만 3층 부근부터는 증가의 양이 감소함을 알 수 있다. 여기에서 최소자승법으로 구한 두 직선을 나타내고 그 교점을 구한 결과, 극한 지지력비의 변곡점에 대한 보강재 층수(NRLC : Number of Reinforcement Layers on Changing point of ultimate bearing capacity ratio)는, 보강재의 간격이 0.1B, 0.2B, 0.3B, 0.4B, 0.5B 일 때, 각각 2.91, 2.94, 2.80, 3.12, 3.19 이었다.

이상의 결과를 정리해 보면, 극한 지지력비의 변곡점에 대한 보강재 층수(NRLC)와 보강재 간격비(z/B : z=보강재의 간격, B=재하판의 폭)의 관계는 Fig. 4.3과 같다.

Fig. 4.3 에서 보면, 보강재의 간격비에 따른 NRLC의 평균값은 2.99로서, 약 3의 값을 나타내고 있다. 이 것으로부터, 보강재를 등간격으로 배치할 때, 보강재의 간격에 관계없이 보강재의 층수가 3을 초과하게 되면, 보강재 층수에 따라서 극한 지지력이 비례적으로 증가하지 않고 그 증가량이 점점 줄어든다는 것을 알 수 있으므로, 최적의 보강재 층수는 3층이라는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 보강재의 최하단의 설치위치(D_R)가 깊어짐으로 인하여 파괴형상이 더욱더 깊은 심도까지 진행되는 진행성 파괴의 영향으로 생각된다.

한편, Akinmusuru와 Akinbolade(1981)는 보강재 층수(N)가 3층이 될 때까지는 지지력이

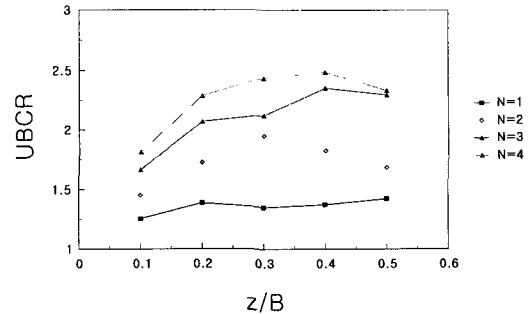


Fig. 4.4 Relation between UBCR and z/B according to N

급속히 증가하다가 $N > 3$ 에 대해서는 지지력의 변화는 거의 없었다고 발표하였으며, 신방웅 등(1994)은 지오그리드가 4층이상 설치될 때는 극한 지지력의 증분이 현저히 감소하였다고 한다. 그러나, 본 실험의 결과를 보면, 보강재의 간격을 등간격(0.1B, 0.2B, 0.3B, 0.4B)으로 배치시 보강재의 층수가 3층 이후에도 지지력의 증가량은 줄어들지만, 지속적인 지지력의 증가를 나타내고 있으므로, Akinmusuru와 Akinbolade의 결과와는 차이가 있으나, 간격이 0.5B일 때는 일치하는 경향을 나타내고 있다. 이러한 결과의 차이는 보강재의 강성 및 모래와 마찰계수, 그리고 모래의 내부마찰각의 영향으로 생각된다.

4.2 보강재의 층수에 따른 지지력의 변화

보강재의 층수에 따른 지지력의 변화를 알아보기 위하여, 보강 층수에 따른 극한 지지력비(UBCR)와 간격계수(z/B)의 그래프를 Fig. 4.4에 나타내었다.

이 그래프에서 보면, 보강층수가 1일 때(N=1), 최대 극한지지력은 보강재 간격이 0.5B에서 발생하였으며, 극한 지지력비의 증가량은 상대적으로 낮은 편이다. 그러나, 보강재의 층수가 2, 3, 4으로 증가함에 따라, 각각 0.3B, 0.4B, 0.4B에서 최대 극한 지지력이 발생하였으며, 극한 지지력비

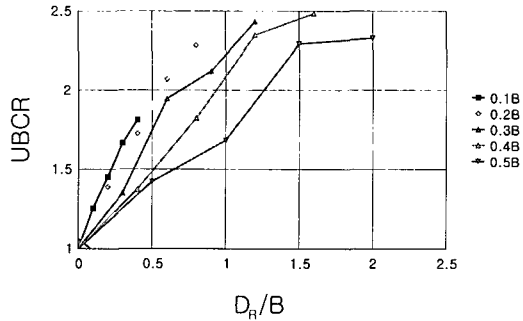
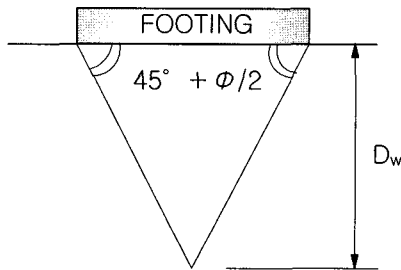
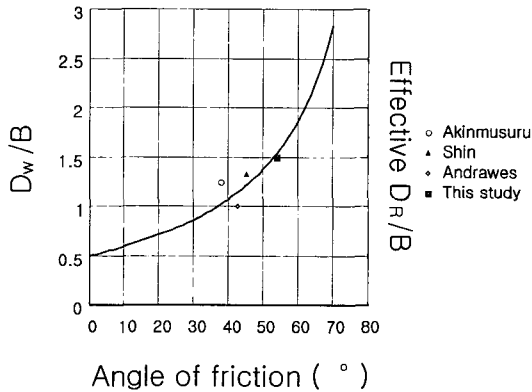


Fig. 4.5 Relation between UBCR and D_R/B according to z/B



(a) Depth of wedge



(b) Results of tests

Fig. 4.6 Relation between D_w/B and Effective D_R/B

의 증가량은 상대적으로 높게 발생하였다. 이 결과로부터 다층의 보강층수에서, 극한 지지력 증대효과에 대한 최적의 보강재 등배치간격은 $0.3 \sim 0.4B$ 라는 것을 알 수 있다.

보강재의 최대심도계수($D_R/B : D_R = \text{보강재의}$

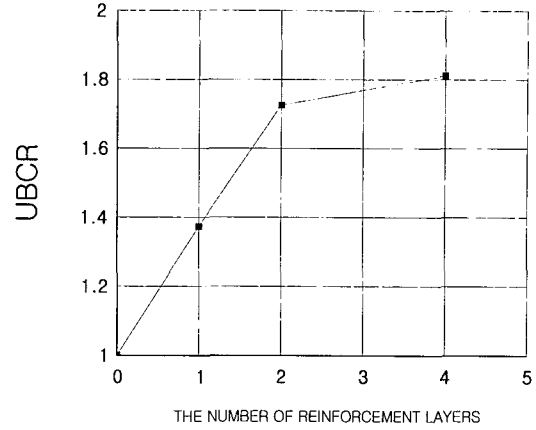


Fig. 4.7 Variation of UBCR with N at $D_R/B = 0.4$

최하단의 설치위치(Fig. 3.3 참조), $B = \text{재하판의 폭}$ 와 극한 지지력비와 관계 그래프는 Fig. 4.5와 같다. 여기서 보면, 보강재의 최대 심도계수가 증가함에 따라 보강지반의 극한 지지력은 증가하는 경향을 나타내며, 특히, 최대 심도계수가 1.5를 초과하게 되면, 극한 지지력의 증가량이 급격히 감소하게 된다. 이러한 현상으로부터, 일정한 심도 이하에 설치된 보강재는 지지력의 증대효과에 크게 영향을 미치지 못한다는 것을 알 수 있다.

Andrawes 등은 한 층의 지오테스타일로 보강된 모래지반의 거동에 대한 연구에서 보강재의 심도가 1.0B 이상이 되면 극한 지지력의 증대효과가 없어진다고 하였으며, Akinmusuru와 Akinbolade (1981)의 연구에서는 보강재의 최대심도가 1.25B를 초과하게 되면 극한 지지력의 증대효과가 거의 없었다. 또한, Shin 등(1994)의 연구에 의하면, 보강재의 깊이가 1.33B를 초과했을 때는 더 이상 보강재의 유용한 효과를 얻을 수 없다고 하였다. 그리고 본 연구에서는 보강재의 최대심도가 1.5B 이상이 되면, 극한 지지력의 증가량이 급격히 감소하였다.

이상의 결과로부터, 모래의 내부마찰각에 따른 무보강지반의 파괴형상(쐐기형상)의 심도(D_w : Fig. 4.6(a) 참조)와 관련시켜 나타내면, Fig. 4.6(b)와 같다.

이 결과로부터, 보강재의 설치심도가 D_w 부근 이하에 위치해 있을 때는 보강지반의 극한 지지력 증대에 효과적으로 영향을 미치지 못한다는 것을 알 수 있다.

보강재의 최대심도계수가 0.4일 때 보강층수에 따른 지지력비의 변화를 Fig. 4.7에 나타내었다. 이 그래프에서 보면, 보강재의 층수를 증가시킨다고 하여 비례적으로 지지력이 증가하는 것이 아니라 최적의 보강재 층수가 존재한다는 것을 알 수 있다. 물론, 최적의 보강재 층수는 보강재의 최대심도계수에 따라 다르게 나타날 것으로 예상되며, 이러한 부분에 대한 연구는 앞으로 계속되어야 할 것이다.

4.3 지반반력계수

지반반력계수비(K_r)란 식 (4.2)와 같다.

$$K_r = \frac{K_{rw}}{K_u} \quad (4.2)$$

여기서, K_{rw} 는 보강지반의 지반반력계수, K_u 는 무보강 지반의 지반반력계수이다.

보강재 간격별 보강층수에 따른 지반반력계수비의 변화는 Fig. 4.8과 같으며, 무보강 지반에 비하여 보강지반이 지반반력계수가 크므로 기초하부의 침하 억제 효과가 높다는 것을 알 수 있다. 이 그래프를 보면, 보강재의 간격이 0.1B인 경우, 보강층수가 4일 때 최대 지반반력계수를 나타내며, 보강재의 간격이 0.2B, 0.3B인 경우는 보강재의 층수가 2, 보강재의 간격이 0.4B, 0.5B인 경우는 보강재의 층수가 3일 때 각각 최대의 지반반력계수를 나타내고 있다.

이 그래프로부터, 무보강 지반에 비하여 보강지반의 지반반력계수는 최대 약 1.29배의 증가를 나타내고 있다는 것을 알 수 있다. 또한, 각 층별 평균값을 나타낸 그래프를 보면, 보강재의 층수가

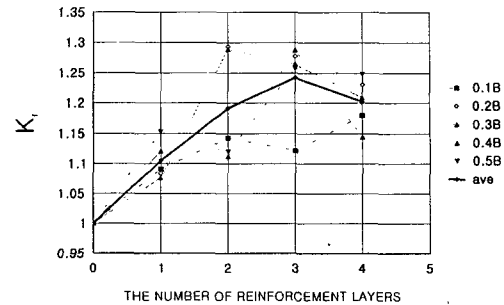


Fig. 4.8 Variation of K_r with number of reinforcement layers

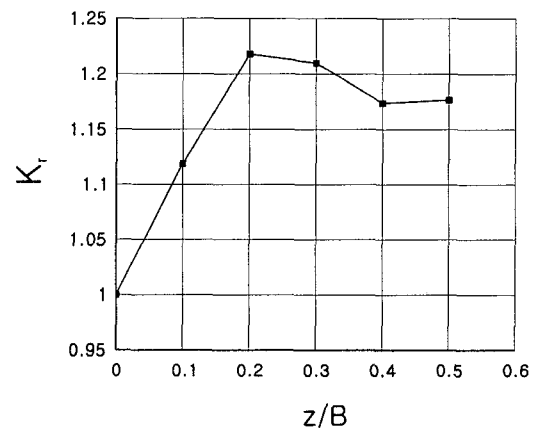
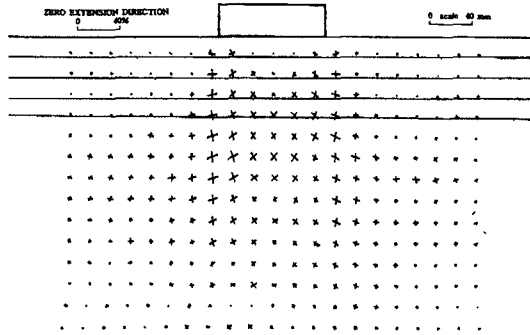


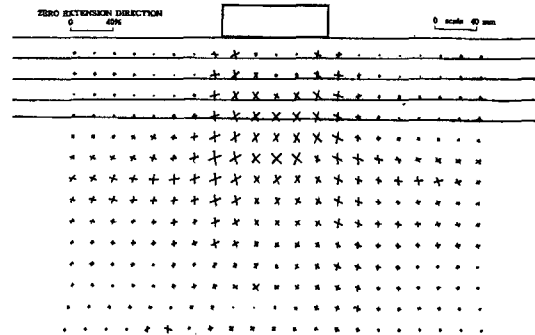
Fig. 4.9 Variation of average K_r With z/B in case of $N \leq 3$

3 이하에서는 거의 직선적으로 증가하다가 그 이후는 약간 감소하는 경향을 나타낸다. 즉, 보강층수가 3이하($N \leq 3$)인 경우, 보강층수가 늘어남에 따라 지반반력계수가 증가하기 때문에 기초지반의 침하억제효과는 증대하지만, 보강층수가 3을 초과($N > 3$)하는 경우, 지반반력계수는 감소하므로, 침하억제효과는 감소하게 된다. 이 것으로부터 침하억제에 효과적인 보강재 층수는 3이라는 것을 알 수 있다.

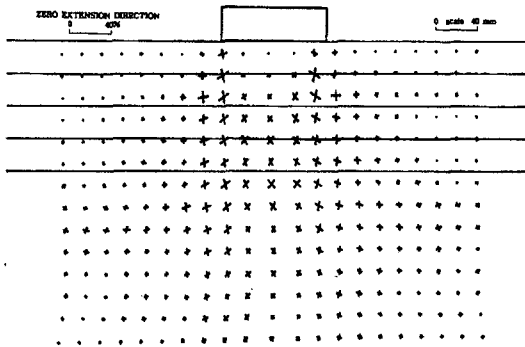
보강재의 층수가 3층 이하인 경우, 보강재의 간격비에 따른 지반반력계수비의 평균값을 나타내면, Fig. 4.9와 같다. 이 그래프를 보면, 지반반력계수비가 간격비 0.2 이하에서는 급격한 증



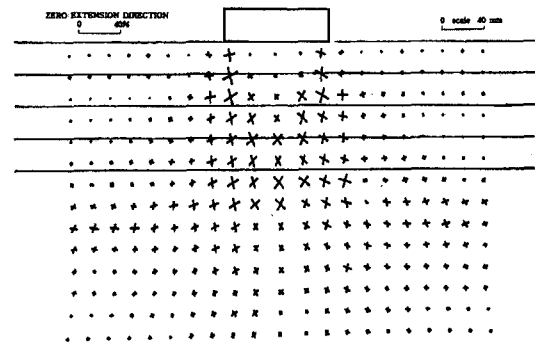
(a) At peak ($z=0.2B$: RW452222)



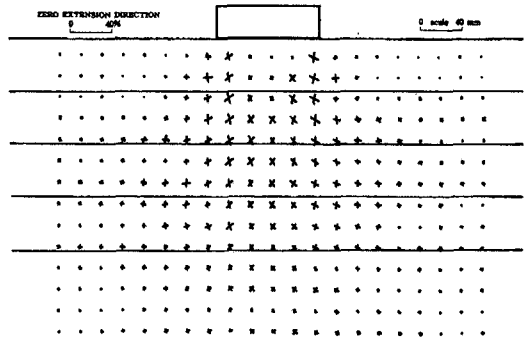
(b) After peak ($z=0.2B$: RW452222)



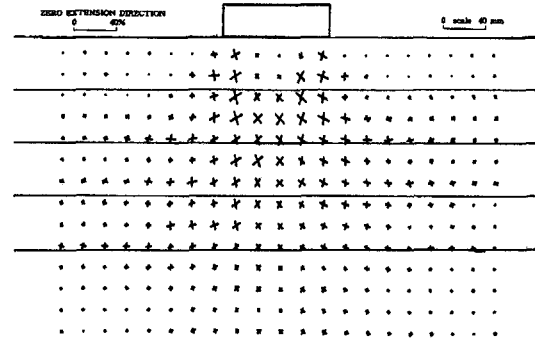
(c) At peak ($z=0.3B$: RW453333)



(d) After peak ($z=0.3B$: RW453333)



(e) At peak ($z=0.5B$: RW455555)



(f) After peak ($z=0.5B$: RW455555)

Fig. 4.10 Zero-extension direction of ground

가를 나타내다가 0.3 이상에서는 약간 감소하는 경향을 나타낸다. 그러므로 보강재의 간격비가 0.2~0.3일 때 침하억제효과가 높다는 것을 알 수 있다.

4.4 지반의 변형률 분포

본 실험에서는 지반의 변형률분포를 구하기 위해 평면변형률 모형토조에 ϵ_2 가 작용하는 면을

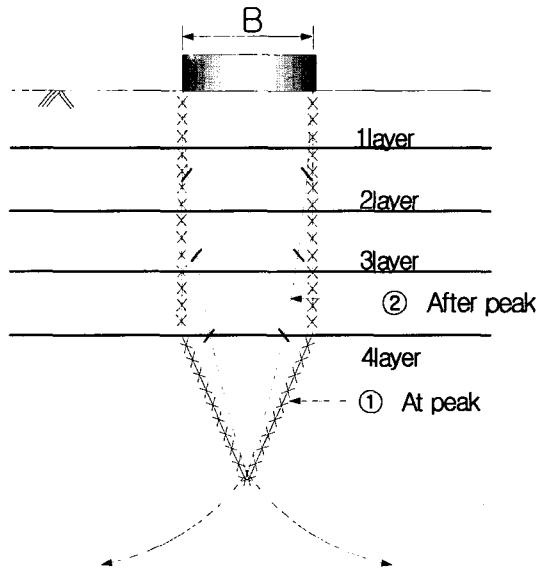


Fig. 4.11 Comparison between peak failure and after peak

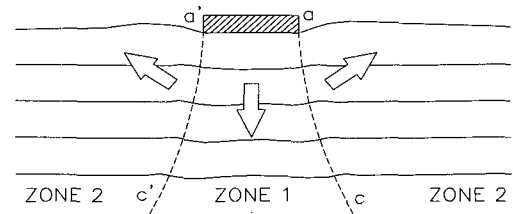


Fig. 4.12 Assumed failure mechanism

투명한 아크릴판으로 제작하여 이를 통해 사진 촬영을 한 후 분석한 결과를 무신축 방향의 분포로 나타내었다. 무신축 방향은 수직변형률이 0인 방향인데 한 요소에서 두 개의 방향이 정의된다. 이 방향은 지반에서 파괴면의 방향과 거의 일치하는 경우가 많고, 직접전단시험이나 단순전단시험에서의 전단방향과도 일치해서 전단면의 위치를 찾는 데 대단히 중요한 의미를 갖는다.

4층의 보강재를 0.2B와 0.3B, 0.5B의 등간격

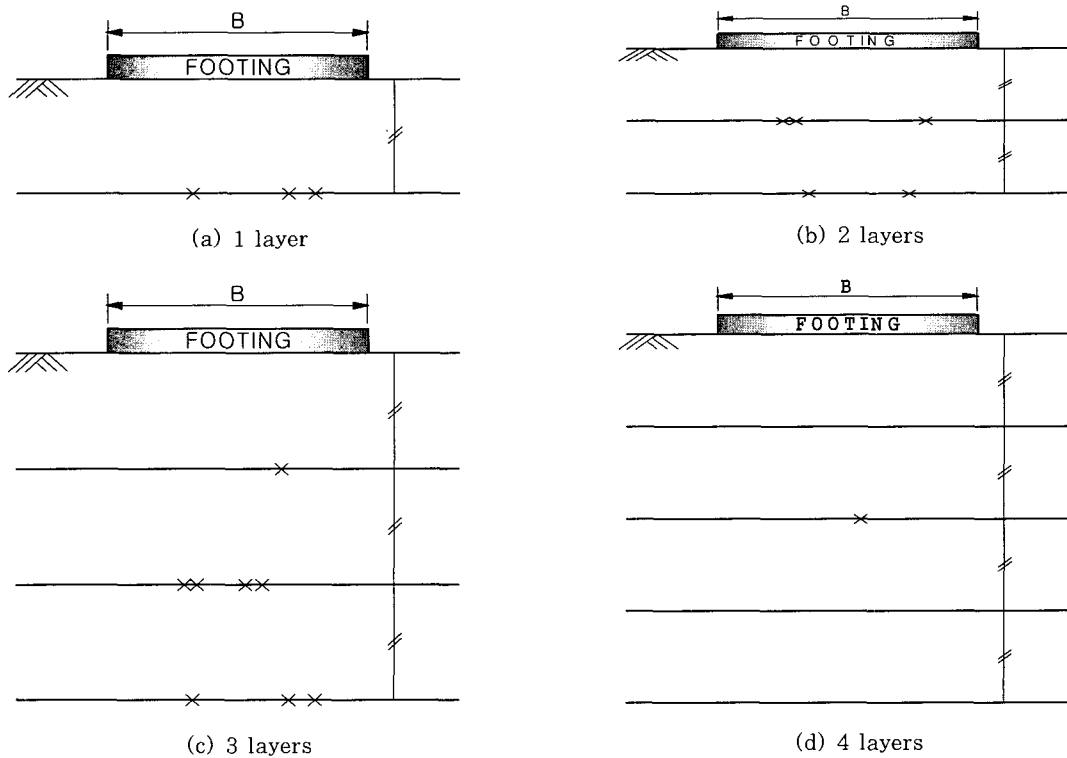


Fig. 4.13 Location of reinforcing material ruptures of 0.5B equal interval tests

으로 배치하였을 때, 보강지반에 대한 극한 지지력 발생시 및 최종 파괴시의 무신축 방향은 Fig. 4.10과 같다. 0.2B와 0.3B의 피크시를 보면, 재하판의 모서리로부터 최하단에 있는 보강재의 설치위치까지는 거의 수직에 가까운 파괴면을 나타내며 그 내부는 변형이 거의 없는 상태의 강체로서의 거동을 하고 있음을 알 수 있다. 그리고, 보강재의 설치위치 이하부터는 썩기형의 파괴면을 나타내고 있다. 그러나, 0.5B의 피크시를 보면, 앞의 시험결과와는 달리, 재하판의 모서리로부터 최하단에 있는 보강재의 설치위치까지는 거의 수직에 가까운 파괴면이 나타나지 않고, 재하판 하부로부터 썩기형상이 형성되고 있음을 알 수 있다. 이러한 현상은 보강재의 간격이 커서 보강재와 보강재 사이의 흙을 일체화 시키지 못함으로서 일어나는 현상으로 생각된다.

이상의 결과를 정리하면, 보강지반의 파괴형상은 피크시와 피크를 지난후에는 변화한다는 것을 알 수 있다. 특히, 0.5B의 등간격 배치시를 제외하고는, 지반 내부의 파괴형상은 피크시 Fig. 4.11의 ①과 같이 재하판 모서리로부터 최하단의 보강재위치까지 연직으로 파괴면이 형성되고 그 내부의 흙은 강체 변형을 하였으며, 최하단 보강재 아래에서 썩기의 파괴면이 나타났다. 그러나 최종 파괴시는 Fig. 4.11의 ②와 같이 재하판 하부에 썩기형상의 파괴면이 관측되었다.

Binquet과 Lee(1975)는 Fig. 4.12와 같이 깊이가 깊어질수록 최대전단응력이 후딩 밖으로 멀어진다고 가정하였으나, 본 연구의 결과는, 보강재의 간격이 0.1B에서 0.4B인 경우의 피크시는 보강재의 최하단까지 재하판의 모서리로부터 연직으로 파괴면이 발생하였으며, 보강재의 간격이 0.5B인 경우의 피크시는 재하판 하부에 긴 썩기형상의 파괴면이 형성되었다.

4.5 보강재의 파단위치

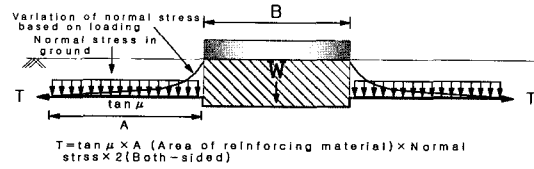


Fig. 5.1 Pressure induced on the surface of a buried reinforcing material.

보강재는 상재하중에 의한 연직응력에 의해 인발저항과 보강재 자체의 인장강도에 따라 인발파괴 또는 파단파괴가 일어난다. 여기서는 이러한 보강재의 파괴형태를 알아보고 파단파괴의 경우, 그 위치를 관찰하여 지반의 거동에 대하여 알아보 고자 한다.

0.5B 등간격 배치시의 보강재의 파단위치는 Fig. 4.13과 같이 나타나 있다. 1층과 2층, 3층, 4층 모두 보강재의 파단위치는 재하판 폭의 내부에 발생하였으며, 4층의 경우 한 층에서만 파단이 일어나고 다른 층에서는 파단위치를 발견할 수 없었다.

그러나, 보강재의 파단위치에 대한 Huang과 Tatsuoka(1990)의 연구에 의하면, 본 연구결과와는 달리, 금속스트립의 파괴 위치는 거의 기초 중심에서 파단되었다. 이러한 것은 모래와 보강재 사이의 마찰계수의 영향으로 생각된다.

5. 보강된 모래 지반의 지지력 계산

5.1 보강재 설치에 의한 지지력 증가기구

지중연직응력에 의해 지반과 후딩폭 만큼을 제외한 보강재가 마찰에 의해 저항하므로, 이 때의 저항력을 T 라고 하고, 이것을 상향력으로 전환시킨 것을 재하판의 면적으로 나누어서 지지력의 증가량 dF 를 계산한다. 이 보강재에 의한 상향력을 F 라고 정의하고 Terzaghi식에 적용하면 식 (5.1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + dF - W/B \quad (5.1)$$

여기서, dF 는 보강재의 인발저항에 의한 지지력의 증가량이며, $dF = F/B$ 이다. 그리고, W 는 후딩 하부에 발생하는 흙 블록의 연직하중이다.

Fig. 5.1은 보강재에 작용하는 지중연직응력과 마찰저항력 T 를 나타낸다. 여기서, 연직응력은 후딩에 작용하는 재하중에 의한 연직응력과 상부지반의 모래 자중에 의해 작용하는 연직응력으로 나누어진다.

5.2 지지력 계산 방법

5.2.1 진행성 파괴를 고려한 지지력 계수의 계산

일반적인 지지력 공식에 있어서 사용되는 지지력계수는 진행성 파괴가 아닌 동시파괴의 조건에서 유도되었다. 본 실험에서 무보강 지반의 변형을 분포를 살펴보면, 재하판 아래에 썩기형상의 파괴면이 보일 뿐 조밀한 모래에서 발생한다고 하는 동시파괴(전반전단파괴)의 형상을 찾아볼 수 없었다. 그러므로 진행성파괴를 고려해야하고 이를 고려한 지지력 계수는 기존의 Terzaghi의 지지력 계수보다 훨씬 작은 값을 가지게 된다. Fig. 5.2는 Terzaghi와 Meyerhof의 지지력 계수 (N_γ , N_q)와 진행성파괴를 고려할 때의 지지력 계수 ($N_{\gamma p}$, $N_{q p}$, 여기서서는 각각 293.47, 80.01 이다)를 지반의 내부마찰각에 따라 나타내었다. 자

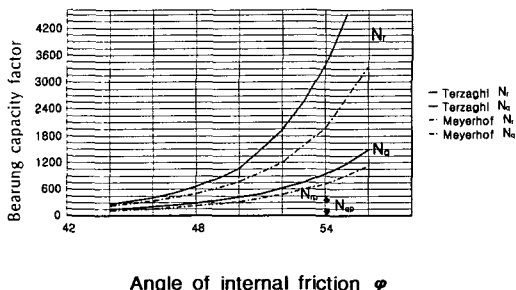


Fig. 5.2 Bearing capacity factor

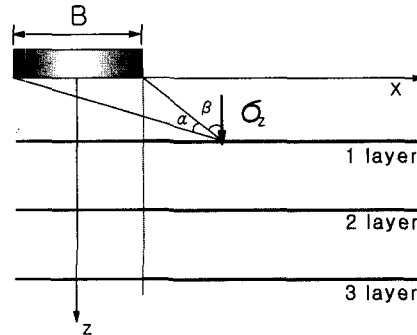


Fig. 5.3 Schematic figure of elastic solution for semi-infinite soil mass

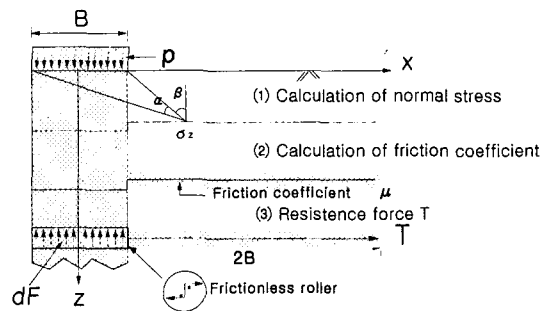


Fig. 5.4 Roller concept's method

세한 것은 임종철 등(1999)의 문헌을 참조하기 바란다.

이 수정된 지지력계수를 식 (5.1)에 다시 대입하면, 식 (5.2)와 같이 된다.

$$q_u = D_f \cdot \gamma \cdot N_{q p} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma p} + dF - W/B \quad (5.2)$$

여기서, $N_{q p}$, $N_{\gamma p}$ 은 진행성 파괴를 고려한 지지력계수.

5.2.2 보강재 인발저항에 의한 지지력의 증가량 (dF) 계산

보강재 인발저항에 의한 지지력의 증가량 dF 를 구하기 위하여 보강재에 작용하는 지중 연직응력을 구한다. 보강재에 작용하는 지중연직응력은

Table 5.1 Method of calculating F

Type of failure	Method of calculation	Calculated value
① Pull-out	$\frac{[\text{Normal stress} \times \tan \mu \times \text{Area}^* \times 2(\text{Both faces}) \times 2(\text{Both sides})]}{(\text{Area of footing})}$	According to normal stress
② Rupture	$[110^* \times 2 (\text{Both sides})] / (\text{Area of footing})$	0.557 kgf/cm ²

※ 보강재면적은 Fig. 5.4의 2B 길이에 대한 값을 의미.

★ 보강재의 인장강도가 278.48kgf/m이므로 실제 보강재의 길이 39.5cm로 계산한 값임.

후딩에 작용하는 재하중에 의한 지중연직응력과 보강재 상부 모래의 자중에 의해 작용하는 연직응력으로 나누어진다.

후딩에 작용하는 재하중에 의해 보강재에 작용하는 연직응력 σ_z 는 식(5.3)에서 구한다(Fig. 5.3 참조).

$$\sigma_z = p(\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)) / \pi. \quad (5.3)$$

그리고 보강재 상부 모래의 자중에 의해 발생하는 연직응력은 식 (5.4)와 같다.

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (5.4)$$

여기서 γ 는 흙의 단위중량이고, h 는 상부 모래의 토피고이다.

식 (5.3)과 (5.4)에서 구한 지중연직응력에 마찰계수(μ)를 곱한 값이 보강재의 인장강도보다 크면 Table 5.1의 ②를 사용하고, 적을 경우 인발되므로 ①의 방법으로 지지력 증가량을 구한다.

Fig. 5.4는 보강재의 인발저항값과 F 의 값이 같은 차이가 없는 로울러로 가정한 것이다. Fig. 5.4에서 구한 보강재의 인발저항에 의한 지지력의 증가량 dF , 진행성이 고려된 지지력계수, 각 실험에서 구한 모래의 단위중량 등을 식(5.2)에 대입하여 지지력을 계산한다.

5.3 지지력 계산 결과

보강재를 0.1B의 등간격으로 배치한 경우, 보

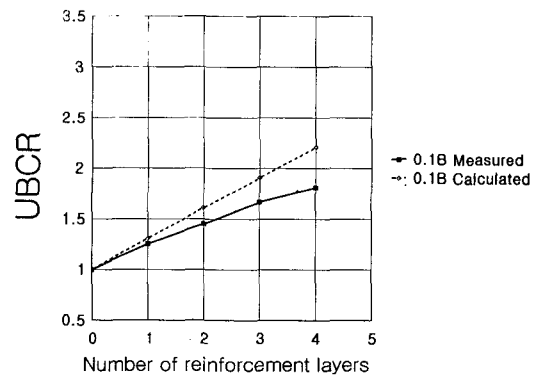


Fig. 5.5 Comparison between measured UBCR and calculated UBCR at 0.1B

강 층수에 따른 극한 지지력비에 대한 측정치와 계산치를 비교한 것은 Fig. 5.5 와 같다. 이 그래프에서 보면, 보강층수가 증가함에 따라 측정치와 계산치의 오차가 증가함을 알 수 있다. 이러한 현상은 보강층 사이의 간격이 좁은 관계로, 군효과에 의해 보강재의 인발에 대한 저항력이 계산치와 같이 발휘되지 못하고 낮은 값에서 인발되기 때문이다.

보강재의 등간격이 0.2B, 0.3B, 0.4B일 때의 보강층수에 따른 극한 지지력비의 측정치와 계산치는 각각 Fig. 5.6, 5.7, 5.8과 같다. 이 그래프들에서는 보강재의 층수가 3 이하에서는 측정치와 계산치가 대체적으로 잘 일치하고 있으나, 보강재의 층수가 3을 초과하게 되면, 대체적으로 오차가 커짐을 알 수 있다. 이러한 현상은, 피크하중 시, 후딩 하부지반의 파괴형상이 동시에 발생(동시파괴)하지않는 진행성파괴의 영향으로 인하여

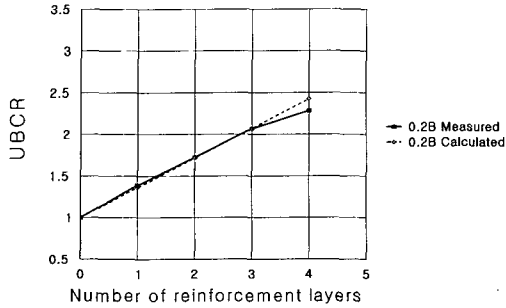


Fig. 5.6 Comparison between measured UBCR and calculated UBCR at 0.2B

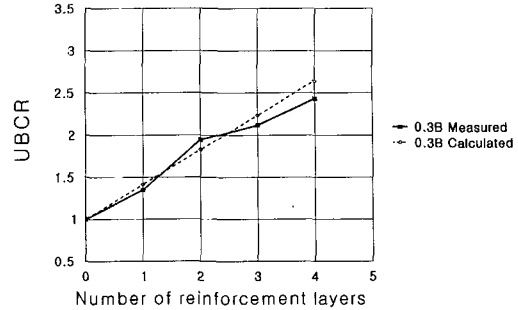


Fig. 5.7 Comparison between measured UBCR and calculated UBCR at 0.3B

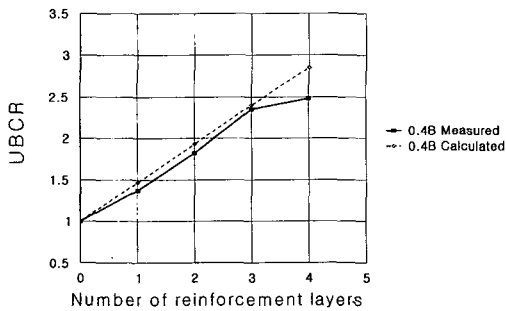


Fig. 5.8 Comparison between measured UBCR and calculated UBCR at 0.4B

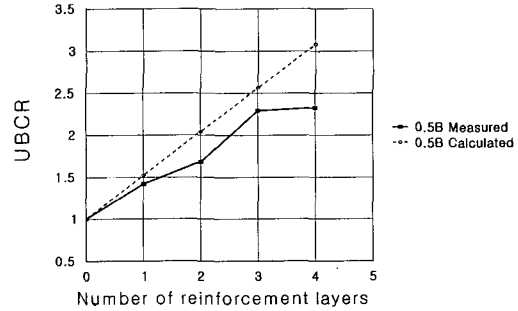


Fig. 5.9 Comparison between measured UBCR and calculated UBCR at 0.5B

파괴면에서 발휘되는 내부마찰각의 값(ϕ_{mob})이 위치별로 다르고, 또한 보강재의 인발저항력이 동시에 최대치를 발휘하지 않기 때문이다.

보강재의 등간격이 0.5B일 때, 보강층수에 따른 극한 지지력비의 측정치와 계산치는 Fig. 5.9와 같다. 이 그래프를 보면, 보강재의 층수가 1일 때는 오차가 적으나 2층 이상이 되면, 점점 오차가 커지며, 4층에서는 대단히 큰 차이를 나타내고 있다. 이러한 현상은, 후텁하부지반의 파괴면이 후텁의 모서리로부터 연직으로 형성되는 흩블록을 형성하는 것이 아니라, 보강재의 간격비가 커짐으로 인하여 썩기형상을 이루기 때문이다. 그리고 보강재의 최대심도계수가 1.5B를 초과하게 되면, 이 심도이하의 보강재는 지지력 증대에 크게 효과를 미치지 못하므로, 4층의 경우는 오차가 대단히 크게 발생하였다.

그러므로, 본 장에서 제안한 극한 지지력 계산 방법은, 보강재를 0.2~0.4B의 등간격으로 배치하여 3층 이하의 보강재를 배치하는 경우에 적용할 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 보강재를 등간격으로 보강층수를 변화시키면서 지지력의 변화 및 지반의 거동을 파악하여, 효과적인 배치간격 및 층수를 알아보았으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 보강재를 등간격으로 배치할 때, 보강재의 간격에 관계없이 보강재의 층수가 3을 초과하게 되면, 보강재 층수에 따라서 극한 지지력이 비례적으로 증가하지 않고 그 증가량이 점점 작

아지므로, 최적의 보강재 층수는 3층이라는 것을 알 수 있었다.

- 2) 보강재의 층수가 2, 3, 4으로 증가함에 따라, 각각 0.3B, 0.4B, 0.4B의 등간격에서 최대 극한 지지력이 발생하였으며, 이 결과로부터 다층의 보강층수에서, 극한 지지력 증대효과에 대한 최적의 보강재 등배치간격은 0.3~0.4B라는 것을 알 수 있었다.
- 3) 보강재의 최대심도계수(D_R/B)가 1.5를 초과하게 되면, 극한 지지력의 증가량이 급격히 감소하게 되었다. 이러한 현상으로부터, 일정한 심도 이하에 설치된 보강재는 지지력의 증대효과에 크게 영향을 미치지 못한다는 것을 알 수 있으며, 종래의 연구와 비교해 본 결과, 보강재의 설치심도가 D_w 부근 이하에 위치해 있을 때는 보강지반의 극한 지지력 증대에 효과적으로 영향을 미치지 못한다는 것을 알 수 있었다.
- 4) 보강재 간격별 보강층수에 따른 지반반력계수의 변화는, 무보강 지반에 비하여 보강지반이 지반반력계수가 크므로 기초 하부의 침하 억제 효과가 높다는 것을 알 수 있으며, 무보강 지반에 비하여 보강지반의 지반반력계수는 최대 약 1.29배의 증가를 나타내었다. 그리고, 침하 억제에 효과적인 보강재 층수는 3이었으며, 보강재의 간격비가 0.2~0.3일 때 침하억제효과가 높았다.
- 5) 보강지반의 파괴형상은 피크시와 피크를 지난 후에는 변화하였다. 특히, 0.5B의 등간격 배치를 제외하고는, 지반 내부의 파괴형상은 피크시는, 재하판 모서리로부터 최하단의 보강재위치까지 연직으로 파괴면이 형성되고 그

내부의 높은 강체 변형을 하였으며, 최하단 보강재 아래에서 썩기의 파괴면이 나타났다. 그러나 최종 파괴시는, 재하판 하부에 썩기형상의 파괴면이 관측되었다.

- 6) 본 연구에서는 극한지지력 계산방법을 제안하였으며, 특히, 보강재를 0.2~0.4B의 등간격으로 배치하여 3층 이하의 보강재를 배치하는 경우에 적용할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 신방용, 여병철, 김수삼, Das, Braja M.(1994), "Geogrid 보강 여부에 따른 정방형 얇은 기초의 지지력에 관한 연구", 한국지반공학회지 제 10권 제3호, pp.5-16
2. 이민희, 임종철, 주인곤, 장지건(1997. 10), "지반의 지지력 증가를 위한 보강토 공법의 적용에 관한 실험적 연구", 대한 토목학회 학술발표회 논문집, pp. 509~512
3. 임종철, 이민희, 주인곤, 오재택(1997. 12), "모래 지반의 지지력증가를 위한 보강토공법의 효과", 부산대학교 생산기술연구소 논문집, 제 53집, pp.13~22.
4. 임종철, 이재열, 주인곤, 이민희, 강낙안(1999. 3.), "매트로 보강된 모래지반의 지지력에 관한 연구", 대한 토목학회논문집, 제19권, 제Ⅲ-2호, pp.349~359
5. 주인곤, 임종철, 박성재, 이민희(1996. 11), "한 층의 매트로 보강된 모래 지반상의 대상 기초에 있어서 보강재의 위치에 따른 거동에 관한 연구", 대한 토목학회 학술발표회 논문집, pp. 305~308
6. Ching-Chun Huang and Fumio Tatsuoka(1990), "Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground", Geotextiles and Geomembranes 9, pp.51~82
7. Jean Binquet and Kenneth L. Lee(1975), "Bearing Capacity Analysis of sReinforced Earth Slabs", ASCE Vol. 101, No. GT12, pp.1257~1276
8. Joe O. Akinmusuru and Jones A. Akinbolade (1981), "Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil", ASCE, No. GT6, pp.819~828

(접수일자 1999. 8. 30)