T00320579

GOVP1201010080

건설기술혁신사업 제3차년도 최종보고서

R&D/06건설핵심-C16

초연약지반 표층처리를 위한 최적 설계기법 연구(Ⅲ)

2009. 12

주관연구기관 / (주)한국항만기술단
협동연구기관 / 한국건설기술연구원
위탁연구기관 / 명지전문대

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

Construction & Transportation R&D Report

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 "초연약지반 표층처리를 위한 최적설계기법 연구"과제의 최종보고서로 제출합니다.

2009 . 12 .

주관연구기관명 :(주)한국항만기술단
주관연구책임자 : 양 기 석
연 구 원 : 송 문 수
연 구 원 : 김 병 규
연 구 원 : 박 경 백
협동연구기관명:한국건설기술연구원
협동연구책임자 : 김 주 형

3. 보고서 요약서

보고서 요약서

과제고유번호	06건설핵심-C16	해당단계연구기간	2006.12.20~2009.12.16	단 계 구 분	(3단계)/(총 3 단 계)
연 구 사 업 명	중 사 업 명	건설기술혁신사업			
	세부사업명				
연 구 과 제 명	대 과 제 명	초연약지반 표층처리를 위한 최적 설계기법 연구			
	세부과제명				
연 구 책 임 자	양 기 석	해당단계 참 여 연구원수	총 : 4명 내부 : 4 명 외부 : 명	해당단계 연 구 비	정부: 521,000천원 기업: 239,000천원 계 : 760,000천원
		총연구기간참 여 연구원수	총 : 6 명 내부 : 6 명 외부 : 명	총연구비	정부: 844,000천원 기업: 449,000천원 계 : 1,293,000천원
연구기관명 및 소 속 부 서 명	(주)한국항만기술단 기술연구소		참여기업명	일양산업(주), (주)신성엔지니어링	
국제공동연구	상대국명 : 일본		상대국연구기관명 :야마구치대학교		
위 탁 연 구	연구기관명 : 명지전문대		연구책임자 : 유승경		
요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)				보고서면 수	330

초연약지반 표층처리시 실제 현장에서는 강성재와 비강성보강재가 모두 사용되고 있으나 국내의 설계실정은 일부 비강성 보강재에서 유도된 지지력 공식을 사용하면서 강성보강재의 경우는 경험적인 안전성을 고려하는 설계패턴으로 설계방법이 미정립된 상태였다. 따라서 실내 및 현장시험을 통하여 표층처리시에 사용되는 보강재의 역학적 특성분석과 경험적 설계방법 보완으로 강성보강재와 비강성보강재에 공통적인 적용이 가능한 새로운 지지력 공식을 제안하고 이를 바탕으로 연약지반 표층처리공법 설계소프트웨어를 개발하였다. 실내시험결과로 도출된 새로운 지지력 공식은 현장재하시험 평가결과로 검증한 결과 사용시 최적의 표층처리공법으로 설계가 가능할 것으로 평가되었다. 또한 기존의 수치해석기법 상용프로그램으로는 초연약 표층처리지반의 거동이 실제의 현장조건을 모사 할 수 없어 새로운 수치해석기법을 개발하였다. 현장 반복재하시험을 수행하여 표층처리시의 장비의 반복적인 운행으로 인한 영향요소를 평가하여 안전사고를 사전에 예방하고자 하였다. 아울러 연약지반 표층처리공법의 설계/시공지침서(안)을 제안하여 과다·과소한 설계를 방지함으로써 공사비를 절감하고, 장비 전도사고 등 안전저해 요인을 최소화 및 공기단축이 되도록 하여 국가적이익과 사회적비용을 절감하는데 기여코자 하였다.

색 인 어 (각 5개 이상)	한 글	초연약지반, 표층처리, 보강재, 반복재하시험,설계소프트웨어, 장비전도
	영 어	Soft clay, Surface improvement, Reinforcement material, Repetitive loading test, Construction design software, Equipment toppling

요 약 문

Ⅰ. 제 목

초연약지반 표층처리를 위한 최적 설계기법 연구(Ⅲ)

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 연약 또는 초연약지반상에 모래나 점토 등을 준설하여 대규모 항만, 공항, 신도시, 공업단지 및 농업용지를 확보하기 위한 해안매립 공사가 활발하게 이루어지고 있다. 과거에는 공사 현장 인근지역의 육상토사를 이용하여 매립공사를 수행하였으나, 최근에는 토취장 건설로 인한 주변환경오염 유발과 공사비용 증가 등의 경제적인 이유로 육상 매립토 확보가 매우 어려워져, 대수심 항로 확보 및 항만의 표사 매몰 방지를 위한 준설 공사시 발생하는 잉여토를 매립에 이용하고 있는 실정이다. 준설 공사시에 발생하는 잉여토는 함수비가 매우 높아 해성퇴적층 보다 더 연약한 초연약점토로 구성되는 경우가 많으며, 초연약점토를 이용해 조성된 지반에는 공사에 필요한 장비는 물론 사람의 진입조차 어려운 경우가 대부분이다.

이와 같은 초연약지반을 개량하는 공법에 대한 연구는 상당히 많은 진전이 있었으나, 정작 초연약지반을 개량하기 위해 사용하는 중장비의 안전한 진입을 위한 표층처리공법에 대한 연구는 상당히 뒤쳐져 있는 것이 현실이다. 초연약지반을 자연건조시키는 데에는 10년 이상의 오랜 방치기간이 필요하지만, 대부분의 경우에는 Geotextile 보강재를 이용하거나 Belt conveyor를 이용한 모래 살포방법(FBC공법), 수평진공압밀공법, 초습지용 트렌치를 이용한 PTM 공법 및 대나무매트 공법 등을 사용하여 초연약지반의 표층처리를 수행하고 있다. 그러나 표층 처리된 지반의 공학적인 거동, 설계법 그리고 시방기준 등이 확고하게 마련되어 있지 않아, 현장에 매우 많은 애로사항이 있는 것이 사실이다. 현재는 불가피하게 외국의 설계 사례나 설계자의 판단에 의해 경험적으로 시공하고 있는 실정이다. 따라서 현장에서 실무적으로 가장 문제가 되고 있는 표층처리설계 방법을 체계적으로 수립하고, 이 기술

을 준설매립 지역에 널리 사용할 수 있도록 하는 활성화 방안이 필요하다.

국내의 초연약지반에 맞는 표층처리공법의 설계법이 정립된다면 안정적인 복토 시공으로 지반개량의 품질을 향상시킬 수 있고 심층지반 개량시 장비의 안정시공을 극대화시킬 수 있다. 또한 준설매립지반에서 적용되어오던 재래경험기술과 현장 착안기술의 실용화로 기술자는 누구나 경험기술을 이론화시킬 수 있다는 동기를 유발시킬 수 있다. 또한 경제성과 시공의 안정성을 제고시킴으로서 관련분야의 기술 발전을 이룩할 수 있으며 해당 부지를 조기에 개발 할 수 있는 준설매립기술의 발전이 기대된다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구의 대상범위는 국내 연약지반에 맞는 연약지반 표층처리공법의 설계기법을 정립하고 표층처리공법 설계 소프트웨어의 개발 및 설계/시공/유지관리 지침서(안)를 제안하는데 있다.

본 연구는 총 2년10개월로 추진하였으며 연구내용은 크게 다음과 같이 3가지 세부과제로 나눌 수 있다.

① 연약지반 표층처리공법의 설계기법 분석

② 실내 및 현장시험결과 분석을 통한 연약지반 표층처리설계 공법 정립

③ 연약지반 표층처리공법 설계소프트웨어(S/W) 개발 및 설계/시공/유지관리 지침서(안) 제안

3가지 세부연구과제의 연구내용은 다음과 같다.

① 제 1 세부과제

제 1세부과제의 목표는 연약지반 표층처리공법 설계기법을 분석하는데 있다.

- 본 과제에서는 먼저 연약지반 표층처리에 관한 자료 분석을 통해 국내외 표층처리공법의 활용기법을 분석하고 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리 공법에 사용되는 설계정수를 구한다.
- 또한 문헌연구를 통한 표층처리 공법의 장단점을 분석하고 국내외 사용되는 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리 공법의 해석

및 설계방법을 정립시킨다.

- 실내 모형시험을 실시해 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리 공법의 정성적인 거동을 분석하여 다양한 연약지반 조건에 적합한 합리적인 설계기법을 제시한다.
- 수치해석을 이용하기 위하여 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리공법의 수치해석 방법을 분석한다.

② 제 2 세부과제

제 2세부과제의 목표는 현장시험결과 분석을 통해 연약지반 표층처리설계 공법을 정립하는데 있다.

- 본 과제에서는 먼저 기존 설계법의 문제성을 분석하기 위하여 현장에서 발생할 수 있는 다양한 조건의 모형실험을 실시해 각 설계법의 적정성을 분석한다.
- 또한 대표적인 초연약지반 (초연약 준설매립지반, 초연약 점성토지반) 현장에 대한 정재하시험과 수치해석을 통해 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리공법의 침하 및 지지력을 평가 분석하여 합리적인 설계기법을 제시한다.
- 반복평판재하 시험 등의 현장시험을 통해 장비주행으로 인한 지반교란에 의한 강도저하를 특성을 평가하고 이를 고려한 지반의 설계정수를 평가한다.
- 수치해석을 이용한 표층처리공법의 설계이론과 현장시험 결과를 비교 분석하여 제시한 연약지반 표층처리공법의 설계기법을 정립시킨다.

③ 제 3 세부과제

제 3세부과제의 목표는 연약지반 표층처리공법 설계소프트웨어(S/W) 개발 및 설계/시공 지침서(안)를 제안하는 것에 있다.

- 먼저 표층처리공법 설계 소프트웨어를 개발하기 위해 실내모형실험과 다양한 조건의 수치해석을 실시한다.
- 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 표층개발처리 공법 최적설계를 위한 소프트웨어를 개발하고, 개발된 소프트웨어를 이용하여 현장시험시공 결과와 비교 검증한다.
- 또한 시험시공 지역의 준설매립이후 시간경과에 따른 지반의 물리적 특성에

대한 연구성과를 정리하여 평가한다.

- 마지막으로 국내의 연약지반에 적합한 표층처리 공법 설계/시공/유지관리 지침서(안)를 제안한다.

Ⅳ. 연구개발결과

본 연구를 통해 도출된 결과는 다음과 같다.

가. 초연약 준설매립지반 현장 시험시공 및 대형평판재하시험 결과분석

■ 초연약 준설매립지반 표층처리현장 시험시공을 실시 후 시간이 경과함에 따라 복토구간은 침하가 지속적으로 일어나며 주변구역은 융기 및 교란영역이 증가하는 경향이 나타났다.

■ 침하판 및 변위계를 이용하여 하중단계별 침하거동 분석결과, 강성 보강재의 하중분산효과가 더 큰 것으로 조사되었다.

■ IFF와 침하관계에 대한 검토결과, 강성도 및 복토두께가 증가할수록 보강효과가 큰 것으로 조사되었다.

■ 보강재별 BCR 평가결과, Geotextile(15tf/m) 2겹구간에 비해 대나무 망 구간의 경우 평균 2.8배, 지오그리드(20tf/m)는 2.3배, Geotextile(30tf/m)는 2.1배, Geotextile3장 구간의 경우 평균 2.1배, 지오그리드(10tf/m)는 1.9배의 지지력비(BCR)을 나타내는 것으로 확인되었다.

■ Yamanouchi 제안식의 변형각에 대한 평가결과, 비강성 보강재의 경우 일본 시공사례와 유사한 값을 나타내고 있으나, 강성 보강재의 경우 11~15°로 다소 적은 값을 나타내는 결과를 얻었다.

나. 반복재하시험 결과분석

■ 표층보강된 초연약지반에서 건설중장비의 반복재하 조건시 지반거동에 영향을 크게 미치는 주요요인은 장비의 접지압이 클경우, 운행속도가 느릴 경우 정지작업을 할수록, 비강성보강재로 표층보강을 할 경우로서, 이러한 경우에는 영구변형량이 증가하여 건설 중장비의 전도 및 매몰사고에 취약한 것으로 평가되었다.

다. 표층처리 재료분석

- Geotextile, 지오그리드에 대한 내후성시험을 실시한 결과, 30일 간의 시간경과에 따라 지오텍스타일, 지오그리드 모두 원시료에 비해 3.0% 미만으로 감소되었고, 이러한 미미한 감소율은 제품편차, 실험오차범위에 포함되므로 강도감소계수에는 반영시키지 않아도 무방할 것으로 판단되었다.
- 반면 60일 경과 후에 지오텍스타일, 지오그리드 모두 인장강도 저하율이 16%에 달하는 결과를 얻었고, 표층처리 보강재를 30일 방치이후 사용할 경우 강도감소계수를 고려하여야 할 것으로 판단된다.
- 인발시험에 의한 모래/Geotextile/점토의 마찰강도는 $c=0.03kg/cm^2$, $\phi=26.5°$이고, 모래/지오그리드/점토의 마찰강도는 $c=0.02kg/cm^2$, $\phi=22.0°$ 인 것으로 평가되었으며, Geotextile은 지오그리드에 비해 1.2~1.5배의 마찰강도를 보이는 것으로 확인되었다.

라. 실내모형실험을 이용한 표층처리공법 설계이론 분석

- 강성(강봉) 및 비강성(Geotextile, 지오그리드) 보강재를 이용한 모형실험 결과, 하중재하시 200초 경과 후부터 모든 시료에 있어 중앙부를 포함한 표층부분 전체의 침하량은 일정한 값으로 수렴되는 것으로 밝혀졌고, 실제현장에서의 급속시공(비배수조건)을 모사하기 위한 급속하중을 기본으로 하는 모형실험의 정적재하는 각 하중단계 당 15분을 기준으로 하는 것은 적정하다고 평가되었다.
- 비접촉 변형율게이지를 사용하여 실내모형실험지반 거동을 측정한 결과, 지반침하 및 지반융기량이 LVDT의 측정결과와 동일한 결과를 얻었고, 이로써 본 연구에서 사용한 비접촉 변형률게이지의 공학적인 적용성이 확인되었다.
- 복토를 실시한 모형실험에서의 하중재하로 인한 표층보강재의 거동을 명확히 평가하기 위하여 화상해석(PIV-입자화상유속측정법)을 수행한 결과, Geotextile, 지오그리드는 재하하중 증가에 따라 낮은 하중에서부터 서서히 침하량이 증가되는 거의 동일한 거동특성을 나타내는 반면, 강봉은 $2.44tf/m^2$ 까지는 거의 침하가 발생되지 않는 반면 $3.26tf/m^2$ 부터 급격히 침하가 발생되는 것으로 확인되었다. 또한 이러한 특징은 본 연구에서 실시한 실험에서 거의 동일한 거동특성을 나타내는 것으로 확인되었다.

- 완전구속상태에서의 지지력개선효과는 보강재의 인장강도에 크게 의존하는데 비해, 부분구속조건에서는 인장강도 이외의 영양인자, 즉 마찰특성 및 강성도에 의존하는 것으로 확인되었으며, 현장에서 보강재 단부 구속이 부절할 경우 보강재의 인장강도가 충분히 발휘되지 못하여 지지력개선효과에 미치는 보강재의인장강도의 효과를 약 40% 밖에 기대하지 못하는 것으로 평가되었다.
- 재하응력의 증가에 따른 경사각 θ 의 증가정도는 Geotextile, 지오그리드와 같은 연성재료는 보강재 구속조건에 크게 의존하며, 강성도가 큰 재료는 구속조건에 의존하지 않는 것으로 평가되었다.
- 완전구속상태에서는 보강재 종류에 관계없이 지지력 개량효과에 미치는 점착력으로 인한 지지력증대효과가 현저히 발생되는 반면, 보강재 단부 구속이 부적절할 경우 연성 보강재에서는 점착력으로 인한 지지력 효과가 거의 발생되지 않는 것으로 확인되었다.
- 표층처리공법 보강재의 강성도의 증가에 따라 BCR이 증가되며, 그 증가 정도는 양대수 관계에서 $BCR=4.8\times(T_{max}/T_{max(Geotextile)})^{0.12}$로 평가되었다.
- 지오텍스타일, 지오그리드, 강봉 모두 복토두께의 증가로 인해 보강재에 발생되는 인장강도 T_i 가 감소되는 것이 확인되었고 이는 복토로 인한 하중분산 효과가 원인이다.
- 지오텍스타일, 지오그리드, 강봉 모두 H/B가 3 까지는 H/B의 증가에 따라 BCR이 증가되는 반면, H/B가 3이상에서는 하중분산 효과가 거의 동일한 값을 나타내는 것으로 확인되었고, 이러한 결과는 Vito A 등(1986)이 Geotextile과 지오그리드를 가지고 수행한 모형실험결과와 동일하며, 강성도가 큰 재료에서도 동일한 결과를 나타내는 것이 증명되었다.
- Terzaghi의 지지력이론($q_{ult}=\alpha cN_c$)을 통하여 무보강지반의 극한지지력을 산정한 결과 함수비 w=94.7%의 원지반의 극한지지력은 q_{ult}=0.90tf/m^2, 함수비 w=124% 지반은 q_{ult}=0.53tf/m^2 인 것으로 확인되었고, 이 값은 실내모형실험결과의 각각 3.7배 및 2.6배에 해당되는 것으로 평가되었다.
- Geotextile의 경우, 실내모형실험결과의 응력-변형률 곡선의 초기기울기는 광폭인장시험결과보다 크게 나타났고, 지오그리드의 실내모형실험으로부터 얻은 파단강도(4.0tf/m)는 광폭인장시험으로부터 얻은 파단강도(4.8tf/m)의 0.8배에 해당되는 것으로 평가되었는데, 이러한 결과는 변형률속도, 클램프구속방법 등의

실험조건의 차이로 인해 발생된 것으로 판단된다.

- 실내모형실험 중 strain gage로 조사한 하중증가에 따른 변형률 증가 정도를 평가한 결과, Geotextile, 지오그리드, 강봉 모두 하중증가에 따라 변형률이 증가되고 있으며, Geotextile은 재하판의 양 끝단, 지오그리드는 재하판 끝단에서 10cm 위치, 강봉에서는 재하판 정 중앙에서 최대의 변형률이 발생되는 경향이 있는 것으로 평가되었다.
- Geotextile의 보강재가 수평면과 이루는 경사각 θ 는 20°~34°에 해당하며 지오그리드는 10°~28°, 강봉은 6°~8° 인 것으로 평가되었고, 지오텍스타일의 융기망의 반경 r 은 0.7~1.1m 에 해당하며, 지오그리드는 0.87~3.1m, 강봉은 5.4~7.0m 인 것으로 평가되었다. 이로써 본 연구에서 사용한 지오텍스타일과 지오그리드의 θ, r 은 西林(1980) 에 의해 제안된 범위안에 포함되는데 비해 강봉의 θ 는 제안된 범위보다 작은 값을 나타내고, r 은 제안된 범위보다 큰 값을 나타내는 것으로 평가되었다.
- 西林(1980)가 제안한 θ, r 의 범위는 연성재료를 사용한 일본의 시공사례를 이용해 제안되었으며 θ, r 은 점토지반의 비배수전단강도에 의존하는 것을 고려하여 그 범위를 정하였다. 본 연구에서 사용된 Geotextile과 지오그리드는 연성재료로 θ, r 은 점토지반의 비배수전단강도에 의존하며 西林(1980)가 제안한 범위에 포함되는 것으로 평가되었다. 그러나 강성재료인 강봉 망은 西林(1980)가 제안한 비배수 전단강도가 약 0.8 tf/m^2 이하에서는 점토지반의 비배수전단강도에 의존하지 않으며, 西林(1980)가 제안한 θ, r 의 범위는 연성보강재에 적용가능하며 강성도가 큰 대나무 망과 같은 강성보강재는 적용할 수 없는 것으로 평가되었다.
- 지오텍스타일은 인장력에 의한 전단저항효과가 차지하는 비율 q_2/q가 78%, 지오그리드A는 81%, 강봉 망은 91%로, q_2/q 는 강성도에 의존하는 것으로 평가되었다.
- 실내모형실험결과로부터 얻은 파라미터(T_i, θ, r)로부터 기존의 Yamanouchi 제안식을 이용해 지지력을 평가한 결과, 연성보강재가 지지력효과에 미치는 영향을 명확히 평가하는데 비해 강성도가 큰 재료의 지지력 효과에 미치는 강성도의 영향을 적정히 평가하지 못하는 것이 확인되었다.

■ 본 연구에서는 보강재의 강성도 효과를 평가할 수 있는 강성도계수 β_s 를 제안하였고, 제안한 강성도계수 β_s 는 실험정수로써 지오텍스타일은 1.0, 지오그리드는 1.1, 강봉은 1.5가 적당하다는 것이 실험을 통해 확인되었다.

■ 보강재 개량효과에 미치는 강성도 효과는 복토두께의 증가에 의해 감소되며, 이러한 강성효과 감소계수 RFe는 H/B와 좋은 상관관계 특성을 나타내는 것으로 평가되었다.

■ 본 연구에서 제안한 지지력 산정방법을 통해 얻은 제안지지력은 현장시험결과로부터 얻은 지지력을 거의 명확히 추정하고 있으며 제안한 지지력 산정방법의 적정성이 확인되었다.

마. 수치해석을 이용한 설계이론 비교분석

■ 상용프로그램을 이용한 파라메트릭 스터디를 실시하여 원지반의 강도 및 보강재의 인장강도, 복토두께에 따른 초연약지반의 거동을 평가하였고, 비강성 및 강성재료의 표층보강효과를 모사할 수 있는 새로운 수치해석방법을 개발하였다. 개발된 수치해석 방법의 신뢰성은 실내모형실험 결과와의 비교를 통해 검증하였으며 파라메트릭 스터디를 통하여 표층 보강된 초연약지반의 거동에 미치는 영향인자를 분석하였다.

바. 연약지반 표층처리공법 설계소프트웨어(S/W) 개발

■ 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 표층처리공법 최적설계를 위한 소프트웨어를 개발하였고, 개발된 소프트웨어를 이용하여 현장시험시공 결과와 비교 검증한 결과 표층처리 설계에 유용하게 사용할 수 있는 것으로 확인되었다.

사. 연약지반 표층처리공법의 설계/시공 지침서(안) 제안

■ 실내모형실험 및 현장재하시험, 수치해석 결과를 토대로 연약지반 표층처리공법의 합리적인 설계기법(안)을 제안하였다.

V. 연구개발결과의 활용계획

- 본 3차년도까지 실시한 강성재(대나무 망), 비강성재 재료(지오그리드, Geotextile)를 이용하여 실시한 실내모형시험 결과를 이용하여 보강재의 재료적 특성 및 복토가 지지력증대 효과에 미치는 영향을 조사하여 국내 초연약지반에 적합한 표층처리공법의 설계기법의 정립을 위한 기본자료로 활용할 계획이다.
- 초연약 준설매립지반 현장시험 시공 및 현장계측 분석결과를 이용하여 설계기법의 검증을 위한 기본자료로 활용하고, 3차년도에 실시한 장비 주행으로 인한 원지반 교란 및 그에 따른 지지력 특성분석을 위한 현장 반복재하 시험결과도 건설장비의 안전사고 방지를 위한 자료로 활용할 계획이다.
- 제작한 모형실험장치를 이용하여 실시한 다양한 케이스의 실내모형시험을 실시하여 표층보강재의 정성적인 거동 및 지지력 개량효과를 분석함으로써 합리적인 설계변수의 평가가 규명된 것으로 판단된다.
- 상용 수치해석 프로그램과 일본의 기존 실내모형실험 결과를 활용한 연약지반과 보강재에 대한 합리적 모델 특성 값을 이용하여 보강재의 특성별 연약지반의 거동분석을 실시하고, 실내 및 현장시험 결과를 활용한 합리적인 표층처리 설계기법에 대하여 국토해양부에서 2010년 발행되는 도로설계편람에 설계/시공 지침(안)을 수록할 계획이다.
- 초연약지반 표층처리공법 설계자나 시공자들의 인식제고를 위해 학술발표회나 세미나 등을 통해 본 연구결과를 지속적으로 발표할 계획이다.

Summary

Ⅰ. Title

Research on the Optimum Design Method for soft Ground Surface reinforcement (Ⅲ)

Ⅱ. Objectives and Necessities of Research

Reclamation is recently being conducted actively in coastal regions to expand large scale ports, air ports, new towns, industrial complexes and agricultural fields by spreading sand or clay on the soft or very soft ground. In the past, general soil in adjacent areas of the construction site was used for reclamation, but because of environmental pollution occurrence caused by construction of borrow pit and the increase of construction costs, it is getting more and more difficult to find ground soil for reclamation these days, so residual soil produced in dredging for securing deep seaway or preventing surface soil from being buried is used for reclamation. Having very high water content, residual soil from dredging construction often consists of very soft clay, which is softer than the marine sediments, and it is usually impossible for even people, let alone construction equipment, to enter the ground area built with such very soft clay.

There has been significant progress in research on the method of soil improvement, however, in reality, the research on the ground surface reinforcement for the safety of heavy equipment used to improve the very soft ground is still very behind. It takes more than 10 years the very soft

ground to desiccate naturally, so the surface reinforcement method for the very soft ground is mostly treated with a geosynthetics reinforcement or by the FBC method of using the belt conveyer, horizontal vacuum consolidation method, PTM method using a trench for very wet ground or bamboo matting method. Because the engineering behavior of the surface reinforced ground, design method and specifications standard not established yet, there is still a lot of trouble in the construction fields and the surface reinforcement construction is carried out on the basis of foreign cases or the designer's judgment or experience. Therefore, it is necessary to systematically establish the ground surface reinforcement method, which is one of the most serious problems on site and promote the technology so that it can be widely used in dredging or reclamation constructions.

If the design method of ground surface reinforcement suitable for Korea's very soft ground is established, the quality of the ground improvement can be enhanced by stable covering and the stability of construction can be maximized in improvement of deep ground improvement. Moreover, with spread of old experience and technology that have been applied to dredging and reclamation so far, the engineers can be encouraged to try to make a theory of their experience and techniques. In addition, enhancement of profitability and stability of the construction can lead to development of technology of other related fields and we can also expect a reclamation and dredging technology to grow which can develop very soft grounds earlier.

Ⅲ. Contents and Scope of Research

The scope of this research is establishment of a design method of soft ground surface reinforcement suitable for Korea's soft grounds and suggestion of a guideline(draft) for design, construction and maintenance of

ground surface reinforcement and design software.

This research was completed in two years and 10 months and the contents of the research can be roughly divided into the following three subjects.

① Analysis of a surface reinforcement design method for soft ground

② Establishment of a ground surface reinforcement method by analysis of laboratory and on-site test results

③ suggestion of a guideline(draft) for design, construction and maintenance of ground surface reinforcement and design software.

The details of the three subjects are as follows.

① Subject 1

The first subject is aimed at analyzing the soft ground surface reinforcement design method for soft ground.

- Analyzing domestic and foreign design methods and theory of surface reinforcement and obtaining the design factor used for analysis of surface reinforcement using ductile materials(geogrid, geotextile) or rigid material(bamboo).
- Analyzing the merits and demerits of the ground surface reinfrcement methods through research on the literature and establishing the method of interpreting and designing surface reinforcement using ductile materials(geogrid, geotextile) or rigid material(bamboo).
- Analyzing the behavior of the ground reinfoced by the rigid material and ductile materials from the laboratory simulation result and suggesting a reasonable design method suitable for various conditions of soft ground.
- Analyzing the numerical interpretative method of stiff materials(bamboo net) and non-stiff materials(geogrid, geotextile) ground surface reinforcement in order to use the numerical analysis.

② Subject 2

The second subject is aimed at establishing a soft ground surface reinforcement design method through analysis of the on-site test results.

- Carrying out simulations under various conditions which might occur on site in order to analyze problems with the existing design methods and then analyzing the appropriateness of each design method.
- Assessing and analyzing the subsidence and bearing capacity of the method of rigid materials(bamboo net) and ductile materials(geogrid, geotextile) ground surface reinforcement through plate load tests and numerical analysis on the representative very soft ground sites(dredged and reclaimed very soft ground, very soft clay ground) to suggest a reasonable design method.
- Assessing the characteristics of strength reduction caused by ground disturbance due to operation of heavy equipment by conducting on-site tests such as a cyclic load test and with the results taken into consideration, assessing the design integer of the ground.
- Analyzing comparatively the design theory of the ground surface reinforcement method and on-site test results by using numerical analysis and establishing the design method of the suggested soft ground surface reinforcement method.

③ Subject 3

The third subject is aimed at suggesting a guideline(draft) for design and construction of soft ground surface reinforcement and design software.

- Carrying out numerical analysis under various conditions and laboratory simulations in order to develop ground surface design software.
- Developing software for optimum design of ground surface reinforcement which can be conveniently applied on site and verifying

the software in comparison with the on-site test construction results.

- Assessing the results of research on the physical characteristics of the ground with passage of time after dredging and reclamation of a test construction area.
- Lastly, suggesting a guideline(draft) for design, construction and maintenance of soft ground surface reinforcement suitable for Korea's soft grounds.

Ⅳ. Results of the Research

The results of this research are as follows.

A. Results of very soft ground test construction and large plate load test

- The test construction area continued to be settled and the surrounding areas tended to have more uplift and disturbance section as time went on after ultra soft ground surface reinforcement.
- As a result of analyzing the settlement behavior by loads using settlement plate and displacement sensor, it was found that rigid reinforcement had more effective for reduction of displacement.
- The analysis on the correlation between IFF and settlement showed that more rigidity and thicker embeded depth are closely related with more reinforcement effect.
- The BCR evaluation by reinforcement materials showed that comparing to two-folded geotextile(15tf/m), bamboo network was 2.8 times of BCR, geogrid(20tf/m) was 2.3 times of BCR, geotextile(30tf/m) was 2.1 times of BCR, triple geotextile was 2.1 times of BCR and geogrid(10tf/m) was 1.9 times of BCR.

- According to the evaluation on the deformation angle of the Yamanouchi Equation, ductile materials showed similar values to those of Japanese cases but rigid materials showed 11~15° which was a little smaller.

B. Results of Cyclic load test

- Regarding the primary factor affecting the ground behavior in the repetitive loading of heavy construction equipment on surface-reinforced ultra soft ground, it was evaluated that in case of surface reinforcement with ductile members in large contact pressure, slow operation speed and more static works, permanent deformation would increase, inducing overturn of heavy equipments and burying accidents

C. Analysis of Surface treatment materials

- The results of weathering test with geotextile and geogrid showed both geotextile and geogrid were reduced about 3.0% and lower than each of the initial test materials in 30 days; it was considered that such a slight reduction would not have to be reflected to strength reduction factor because it is within the range of product variation and test tolerance.
- In case of 60 days later, both geotextile and geogrid showed 16% of tensile strength reduction. so, it was also found to necessarily consider the strength reduction factor even in case of using the reinforcement members after they were left for 30 days.
- The abrasion resistances of sand/geotextile/clay and sand/geogrid/clay measured in drawing test were c=0.03kg/cm2, φ =26.5° , and c=0.02kg/cm2, φ =22.0° respectively. Geotextile showed higher abrasion resistance than geogrid by 1.2~1.5 times.

D. Results of the design theory analysis on the surface reinforcement method using laboratory model testing

- According to the model test using rigid(steel bar) and ductile(geotextile, geogrid), in 200 seconds after loading, the overall settlement of the surface layer including central part converged to a constant value. The appropriated time for the static loading in the model testing on the basis of rapid loading intended to simulate fast construction(undrained condition) in actual site was estimated to be 15 minutes per loading step.
- The behavior of laboratory model ground was measured using non-contacting type strain gauges. It was shown that the ground settlement and heaving were same as those measured with LVDT, which verified the engineering applicability of the non-contacting strain gauge used in this study.
- As a result of PIV(particle image velocimetry) to accurately evaluate the behavior of surface reinforcement materials, which are subject to load, in the model test, it was found that both geotextile and geogrid showed almost same behavioral characteristics that their settlement increased from low load as load increases while steel pipe's settlement was little changed up to 2.44tf/m^2 but rapidly increased from 3.26tf/m^2. In addition, it was found that the characteristic would show almost similar behavioral characteristics in the tests conducted in the study.
- It was found that while the bearing capacity improvement effect under complete restraint would largely rely on the tensile strength, that under partial restraint would rely on other factors such as friction characteristics and rigidity as well as the tensile strength, and it was evaluated that the tensile strength effect of reinforcement material, affecting the bearing capacity improvement effect, would be expected only about 40% in case of inappropriate reinforcement material on site.

- It was also evaluated that regarding θ, the increase of angle according to the increase of loading stress, ductile materials such as geotextile and geogrid would largely rely on the constraint conditions of reinforcement materials while the materials with high rigidity would not rely on the constraint conditions.
- It was found that the support improvement effect would be significantly increased by the cohesion affecting the bearing capacity improvement effect in the complete constraint state, would not be in partial restraint.
- It was evaluated that BCR would increase as the rigidity of surface reinforcement members increases; incremental would be BCR=4.8×$(T_{max}/T_{max(Geotextile)})^{0.12}$ in the correlation.
- It was found that all of geotextile, geogrid and steel pipe has lower T_i, tensile strength, which would occur on the reinforcement materials as the thickness of soil covering would increase, which resulted from load distribution of embeded depth.
- In addition, it was found that all of geotextile, geogrid and steel pipe showed BCR would increase according to the increase of H/B up to H/B 3 while the load distribution effect of them would have the almost same value in H/B 3 and over; such results were as same as the results of model test with geotextile and geogrid by Vito A et al(1986), demonstrating that the results would be same even in high rigid materials.
- As a result of estimating the ultimate bearing capacity of non-reinforced ground, based on Terzaghi's bearing capacity theory($q_{ult}=\alpha cN_c$), the ultimate bearing capacity of in-situ ground with w=94.7% water content was q_{ult}=0.90tf/m^2, while the ground with w=124% water content was q_{ult}=0.53tf/m^2 , which were 3.7 and 2.6 times of the laboratory model test respectively.
- In case of geotextile, it was evaluated that the initial inclination of

stress-strain curve of laboratory model test was larger than wide tensile test results and that the breaking strength(4.0tf/m) gained from geogrid's laboratory model test was about 0.8 times of breaking strength from wide tensile testing(4.8tf/m); it would be determined that such results were owing to the difference of strain rate and clamp constraint method.

- As a result of evaluating the strain rate increase according to load increase, which was measured by strain gage during the laboratory model test, it was evaluated that all of geotextile, geogrid and steel pipe showed higher strain rate according to load increase and that geotextile tended to have the max. strain rate on both ends, geogrid have it on 10cm from the end of load plate and steel pipe have it on the center of the plate.
- It was evaluated that the angle which geotextile reinforcement member is placed at to the horizontal plane, θ was $20^\circ \sim 34^\circ$, geogrid's angle was $10^\circ \sim 28^\circ$, and steel pipe was $6^\circ \sim 8^\circ$ while the radius of heaval network of geotextile, geogrid and steel pipe, r were 0.7~1.1m, 0.87~3.1m and 5.4~7.0m respectively. Thus, it was evaluated that θ, and r of geotextile and geogrid used in the study were within the ranges suggested by Seorim(1980); on the contrary, θ of steel pipe had lower value than the range while r had larger value than the range.
- The ranges of θ and r suggested by Seorim(1980) had utilized the Japanese cases using ductile materials while they were defined by considering that θ and r rely on the undrained shear strength of clay ground. The geotextile and geogrid used in the study were ductile materials, and θ and r of them relied on the undrained shear strength of clay ground and were within the ranges suggested by Seorim(1980). However, for steel pipe, a stiff material, its undrained shear strength suggested by Seorim(1980) did not rely on the undrained shear strength of clay ground at 0.8 tf/m^2 and lower, and it was also evaluated that

the stiff materials like bamboo net with high stiffness were not applicable.

- Regarding q_2/q, the ratio for which shear resistance effect by tensile strength accounts, geotextile, geogrid and steel pipe net were 78%, 81% and 91% respectively, suggesting that q_2/q relies on stiffness.
- As a result of evaluating the bearing capacity from the parameters(T_i, θ, r) of the indoor model testing by using Yamanouuchi Equation, it was found that it might clearly evaluate the bearing capacity effect of soft reinforcement materials; however, it might not that of high stiff materials.
- The study suggested β_s, the stiffness coefficient to evaluate the stiffness effect of reinforcement materials. Then, it was also found that the stiffness coefficient, β_s as the testing constant would be appropriate as high as 1.0, 1.1 and 1.5 for geotextile, geogrid and steel pipe, respectively.
- It was evaluated that the stiffness effect affecting reinforcement improvement effect would be reduced as the thickness of embeded depth increases and that *RFe*, the stiffness effect reduction coefficient would have positive correlation with H/B.
- Finally, it was confirmed that the bearing capacity gained from the method to calculate bearing capacity, which was suggested in the study, would almost correctly estimate the capacity, demonstrating the appropriateness of the proposed bearing capacity calculation method.

E. Results of the comparison analysis on the design theories using numerical method

- Numerical analysis with varied parameters (parametric study) was conducted to estimate the settlement behavior by the tensile strengths of reinforcing materials and embeded depth. A new concept of numerical

analysis methodology that can estimate the settlement behavior and stress distribution of ultra soft grounds, by comparing the results of indoor experiments and on-site loading tests.

F. Development of software for the surface reinforcement of soft ground

- Software for the optimal design of surface reinforcement, which may be easily applicable to sites, was developed, and after comparing with and verifying the on-site trial construction using the developed software, it was found that it could be usefully used for surface reinforcement design.

G. Proposal of a design methodology for the surface reinforcement of soft ground

- On the basis of the results obtained from indoor model test, on-site loading tests, and numerical analysis, a reasonable design methodology (draft) for the surface reinforcement of soft grounds is proposed.

V. Application plan of the Research Results

- Using the results obtained from the indoor model tests until the third year using rigid material (steel bar) and non-rigid materials (geogrid, geotextile), the influence of the material properties of the reinforcement and covering earth on the increase of bearing force will be examined, which will be used as basic data for the establishment of design methodology for the surface reinforcement of ultra soft grounds.
- The results obtained from the site construction and analysis on the measurements of very soft ground will be utilized as the basic data for the verification of the new design methodology. On-site repetitive loading tests will be carried out in the third year to analyze the disturbance of original ground and resultant changes in the bearing force characteristics by operation of heavy equipments, in order to be used as the material protecting any safety accident of such equipments.
- Indoor testings for various cases using the fabricated model testing apparatus will be carried out to find out reasonable design parameters by analyzing the qualitative behaviors and improvement of bearing forces of surface reinforcing materials.
- Using the reasonable characteristic properties of the soft grounds and reinforcing materials obtained with commercial numerical analysis software program and results of the indoor tests of Japan, the behavior of soft grounds by the characteristics of reinforcing materials will be analyzed. Using the indoor and on-site test results, a reasonable design methodology for surface reinforcement and pertinent design/construction/maintenance guide (draft) will be included in the road design handbook of 2010.
- The results obtained through this study will be continuously published in scientific seminars to share the findings with the designers and constructor of ultra soft ground reinforcement.

목 차

제1장 서론 ····· 1
제1절 연구개발의 목적 및 필요성 ····· 1
제2절 연구개발의 내용 및 범위 ····· 4

제2장 국내외 기술개발현황 ····· 8
제1절 연약지반 표층처리공법 개발동향 ····· 8
1. 국내외 기술 및 산업동향 ····· 8
2. 국내외 연구개발 동향 ····· 19

제2절 연약지반 표층처리공법 현장적용사례 ····· 26
1. 서론 ····· 26
2. 표층처리공법 적용현황 ····· 27
3. 분석결과 ····· 31

제3장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 32
제1절 연약지반 표층처리공법 활용기법 분석 ····· 32
1. 연약지반 표층처리공법의 종류 및 특징 ····· 33
2. 기존 연약지반 표층처리 설계기법 ····· 59
3. 연약지반 표층처리 설계변수 특성분석 ····· 69

제2절 표층처리 보강재의 공학적 특성 분석 ····· 72
1. 시험목적 및 재료 ····· 72
2. 표층처리 보강재의 공학적 특성 평가 방법 ····· 73
3. 시험결과 및 분석 ····· 81

제3절 강성보강재의 현장부재력시험 및 분석 ····· 92
1. 시험목적 ····· 92

2. 시험종류 및 방법 ····· 92
3. 대나무 망의 부재력 특성평가 ····· 95

제4절 실내모형시험 및 결과분석 ····· 104
1. 시험목적 및 계획 ····· 104
2. 실험재료의 공학적 특성 ····· 106
3. 실내모형시험장치 ····· 110
4. 실내모형시험 방법 및 순서 ····· 114
5. 실내모형시험 결과 및 분석 ····· 116

제5절 수치해석을 이용한 설계이론 분석 ····· 177
1. 상용 수치해석 프로그램을 이용한 영향인자 분석 ····· 178
2. 수치해석 프로그램의 개발 ····· 192

제6절 현장재하시험 결과 ····· 229
1. 시험목적 ····· 229
2. 시험조건 및 방법 ····· 230
3. 현장재하시험 결과 ····· 240
4. 보강재의 지지력 개선효과 ····· 249
5. 반복재하시험결과 ····· 254

제7절 연약지반 표층처리 설계소프트웨어(S/W) 개발 ····· 266
1. 개요 ····· 266
2. 설계소프트웨어 개발 배경 및 목적 ····· 266
3. 설계소프트웨어의 특징 및 구성 ····· 267
4. 설계소프트웨어의 사용법 ····· 269
5. 종합분석 및 요약 ····· 277

제8절 연약지반 표층처리 설계/시공/유지관리 지침서(안) ····· 278
1. 개요 ····· 278

2. 연약지반 표층처리공법의 분류 및 특징 ····· 280
3. 표층처리 공법 설계방법 ····· 302
4. 시공방법 ····· 313

제4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 322
제1절 연구개발목표 달성도 ····· 322
제2절 관련분야에의 기여도 ····· 323
1. 기술적 측면 ····· 323
2. 경제·산업적 측면 ····· 323

제5장 연구개발결과의 활용 계획 ····· 324
제1절 추가연구 필요성 ····· 324
제2절 타 연구에의 응용 ····· 324
제3절 기업화 추진방안 ····· 324
1. 시장규모 및 실 수요자 예측 ····· 325
2. 정부 정책과의 연계방안 ····· 326
3. 실용화 및 기업화 방안 ····· 326

제6장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 327
제7장 참고문헌 ····· 328

Contents

Chapter 1 Introduction ····· 1
1. Objective and Necessity of the Research and Development ····· 1
2. Contents and Scope of the Research and Development ····· 4

Chapter 2 Domestic and Foreign Technology Development ····· 8
1. Trend of the Soft Ground Surface reinforcement Technologies ····· 8
2. Cases of Applying Soft Ground Surface reinforcement Technologies On-Site ····· 26

Chapter 3 Details and Results of the Research ····· 32
1. Analysis of the Method of Applying Soft Ground Surface reinforcement Technologies ····· 32
2. Analysis of Mechanical Characteristics of Ground Surface Reinforcements · 72
3. Assessment of Mechanical Characteristics of Stiff Reinforcements ····· 92
4. Analysis of Ground Surface reinforcement Design Theories by Indoor Simulation ····· 104
5. Analysis of Design Theories Using Numerical Analysis ····· 177
6. On-Site Test ····· 229
7. Development of Software for Surface Reinforcement ····· 266
8. Suggesting for Design of Soft Ground Surface Reinforcement ····· 278

Chapter 4 Accomplishment of Research Objective and Contribution to Related Fields ····· 322

Chapter 5 Plan of Applying the Research Results ····· 324

Chapter 6 Foreign Science and Technology Information Collected during Research ····· 327

Chapter 7 References ····· 328

표 목 차

표 2.1.1 각 공법별 공사기간 비교 ····· 13
표 2.1.2 각 공법별 공사비 비교 ····· 13
표 2.1.3 시트 및 네트를 이용한 표층처리공법 설계방법 종류 ····· 20
표 2.2.1 지반강도별 표층처리공법 ····· 31
표 3.1.1 개량원리에 의한 표층안정처리공법의 분류 예 ····· 33
표 3.1.2 표층안정처리공법의 분류예 ····· 35
표 3.1.3재료별 공학적 특성 ····· 41
표 3.1.4 직조방법별 공학적 특징 ····· 41
표 3.1.5 Geotextile의 일반적인 부설방법 ····· 42
표 3.1.6 Geotextile의 부분 안전율 ····· 43
표 3.1.7 대나무 망 공법의 특징 ····· 49
표 3.1.8 복토 두께별 장비의 충격계수 ····· 63
표 3.1.9 허용인장강도 산정을 위한 안전율 ····· 65
표 3.1.10 설계정수의 적용 ····· 71
표 3.2.1 광폭인장강도시험(ISO 10319)의 개요 ····· 74
표 3.2.2 강성도시험(ASTM D 1388 ; 캔틸레버 시험)의 개요 ····· 76
표 3.2.3 캔틸레버시험에 사용한 철망재료특성 ····· 76
표 3.2.4 굴곡시험에 사용한 재료특성 ····· 78
표 3.2.5 직포 광폭인장강도시험 결과 ····· 83
표 3.2.7 보강재의 최대인장강도 및 인장변형률 ····· 84
표 3.2.8 직포 내후성 시험결과 ····· 85
표 3.2.9 지오그리드A 내후성 시험결과 ····· 85
표 3.2.10 캔틸레버 시험결과 ····· 86
표 3.2.11 강성도 시험결과 ····· 89
표 3.2.12 비강성 보강재(직포, 지오그리드)의 강성도 ····· 90
표 3.3.1 시험조건 ····· 92
표 3.3.2 시험 조건별 최대하중-변위 ····· 95

표 3.3.3 시험조건별 최대응력-변위 ····· 101
표 3.4.1 표층처리공법 설계이론 분석을 위한 모형실험 종류 및 실험조건 ····· 105
표 3.4.2 광양점토시료의 물리적 특성 ····· 106
표 3.4.3 인장강도시험 결과 ····· 108
표 3.4.4 강성도 시험결과 ····· 109
표 3.4.5 베인전단시험기 규격 ····· 116
표 3.4.6 보강재 표층거동특성(완전구속, 복토 d=10cm) ····· 121
표 3.4.7 지오텍스타일 (완전구속, 복토d=10cm) ····· 123
표 3.4.8 지오그리드 A (완전구속, 복토d=10cm) ····· 125
표 3.4.9 강봉 (완전구속, 복토d=10cm) ····· 128
표 3.4.10 보강재의 구속응력에 따른 지지력비 ····· 137
표 3.4.11 함수비 변화에 따른 지지력비 BCR ····· 144
표 3.4.12 보강재의 복토두께에 따른 지지력비 (완전구속) ····· 150
표 3.4.13 항복응력에서의 지지력 qa 평가 결과 ····· 169
표 3.5.1 광양항 준설 점토의 물리적 특성 ····· 180
표 3.5.2 초연약지반에 대한 수치해석 조건 및 입력정수 ····· 181
표 3.5.3 표층보강재에 대한 수치해석 조건 및 입력정수 ····· 182
표 3.5.4 복토재에 대한 수치해석 조건 및 입력정수 ····· 183
표 3.5.5 무보강 초연약지반에 대한 수치해석 조건 ····· 186
표 3.5.6 표층 보강된 초연약지반에 대한 수치해석 조건 ····· 188
표 3.5.7 복토 포설된 초연약지반에 대한 수치해석 조건 ····· 190
표 3.5.8 수치해석 조건 ····· 204
표 3.5.9 각 케이스에 대한 결과 ····· 218
표 3.5.10 강성 재료에 대한 수치해석 조건 ····· 220
표 3.6.1 시험조건 ····· 231
표 3.6.2 시험구간별 비배수 전단강도 ····· 240
표 3.6.3 허용지지력 산정기준 ····· 241
표 3.6.4 지반의 평판재하시험방법 · 동해설(일본 토질공학회, 1993) ····· 241
표 3.6.5 보강재별 복토두께별 단기 허용지지력 산정결과 ····· 243
표 3.6.6 보강재별 복토두께별 BCR(지지력비)산정결과 ····· 251

표 3.6.7 보강재별 변형각 역산결과 ····· 252
표 3.6.8 45회 반복재하시험결과 ····· 258
표 3.6.9 3회반복재하 시험결과 ····· 260
표 3.8.1 구조물 종류에 의한 연약지반의 대략적인 판정규정 ····· 278
표 3.8.2 표층안정처리공법의 분류 예 ····· 281
표3.8.3 재료별 공학적 특성 ····· 286
표 3.8.4 직조방법별 공학적 특징 ····· 286
표 3.8.6 Geotextile의 부분 안전율 ····· 288
표 3.8.7 대나무 망 공법의 특징 ····· 292
표 3.8.8 복토 두께별 장비의 충격계수 ····· 306
표 3.8.9 허용인장강도 산정을 위한 안전율 ····· 308
표 4.1.1 3차년도 연구개발 목표 달성도 ····· 322

그림목차

그림 1.1.1 연약지반 상 건설장비의 전도 ····· 1
그림 1.1.2 연약지반 표층처리공법 ····· 3
그림 2.1.1 국내의 출원연도별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 9
그림 2.1.2 국내의 기술별 특허출원동향 (특허청, 2001) ····· 9
그림 2.1.3 대나무 매트 ····· 10
그림 2.1.4 대나무망 ····· 11
그림 2.1.5 모래포설기에 의한 중앙부 Sand Spreading 방법 ····· 12
그림 2.1.6 크레인 중개방식에 의한 중앙부 Sand Spreading 방법 ····· 12
그림 2.1.7 국가별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 14
그림 2.1.8 기술별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 14
그림 2.1.9 기술별 출원비율 (특허청, 2001) ····· 15
그림 2.1.10 일본의 기술별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 16
그림 2.1.11 일본의 기술별 출원비율 (특허청, 2001) ····· 16
그림 2.1.12 미국의 기술별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 17
그림 2.1.14 유럽의 기술별 출원동향 (특허청, 2001) ····· 18
그림 2.1.15 유럽의 기술별 출원비율 (특허청, 2001) ····· 18
그림 2.1.16 지오텍스타일 인장강도의 경시변화 ····· 23
그림 2.1.17 지지력 성분의 시간적인 변화 (단부를 구속한 경우) ····· 23
그림 2.1.18 안정시의 변형형상 ····· 24
그림 2.1.19 안정시의 파라메타 (r,,)의 계측예 (坂井1990) ····· 25
그림 2.2.1 전국주요 항만위치도 ····· 26
그림 3.1.1 준설매립 ····· 32
그림 3.1.2 준설매립공사 ····· 32
그림 3.1.3 표층처리공법의 종류 ····· 36
그림 3.1.4 표층처리 공법의 선정흐름도 ····· 37
그림 3.1.5 보강재별 인장강도와 점성토 표층강도의 관계 ····· 38
그림 3.1.6 Geotextile공법 ····· 38

그림 3.1.7 Geotextile 보강에 의한 표층처리 ····· 40
그림 3.1.8 지반강도와 인장강도의 관계 ····· 40
그림 3.1.9 Geotextile의 부설 ····· 42
그림 3.1.10 Geotextile의 접합 (현장 기계접합) ····· 43
그림 3.1.11 지오그리드 종류 ····· 45
그림 3.1.12 지오그리드 인장강도 특성 ····· 45
그림 3.1.13 지오그리드 포설 ····· 46
그림 3.1.14 대나무 망 공법의 시공모식도 ····· 47
그림 3.1.15 대나무 망 포설 전경(수상) ····· 50
그림 3.1.16 대나무 망 수상 조립 ····· 50
그림 3.1.17 대나무 망 육상 조립 ····· 50
그림 3.1.18 분리매트(Geotextile) 포설 광경 ····· 51
그림 3.1.19 단계성토의 층간거리를 짧게 하였을 때 소성유동 ····· 53
그림 3.1.20 1단계 포설두께가 클때의 국부적 침하와 소성유동 ····· 53
그림 3.1.21 (습지도져+덤프트럭)에 의한 포설 ····· 54
그림 3.1.22 (습지도져+소형덤프트럭)에 의한 포설 ····· 54
그림 3.1.23 벨트컨베이어에 의한 복토포설 ····· 55
그림 3.1.24 강압건식방법에 의한 복토포설 ····· 56
그림 3.1.25 크레인을 이용한 포설 방법 ····· 57
그림 3.1.26 AMJP에 의한 복토포설 ····· 58
그림 3.1.27 시트공법의 설계 ····· 59
그림 3.1.28 복토완료 후 네트의 지지력 ····· 60
그림 3.1.29 표층처리 공법의 설계흐름도 ····· 62
그림 3.1.30 시공장비에 의한 접지응력 모식도 ····· 63
그림 3.1.31 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델 ····· 64
그림 3.1.32 수평면에 대한 보강재와 극한 저항시 인장력이 작용하는 각도 ····· 64
그림 3.1.33 케이블 이론 설계그림 ····· 66
그림 3.1.34 판 이론 설계그림 ····· 67
그림 3.1.35 막 이론 설계그림 ····· 68
그림 3.1.36 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델 ····· 69

그림 3.1.37 안정시의 파라메타 (r,,)의 계측예 ····· 70
그림 3.2.1 직포 및 강봉 시료 ····· 72
그림 3.2.2 지오그리드시료 ····· 73
그림 3.2.3 광폭인장강도시험 모습 ····· 74
그림 3.2.4 내후성시험 모습 ····· 75
그림 3.2.5 강성도시험 장치 ····· 76
그림 3.2.6 철망시료 ····· 77
그림 3.2.7 대표적인 Stress-Strain curve ····· 77
그림 3.2.8 3접점굽힘(Three point bending) 시험의 개요도 ····· 78
그림 3.2.10 인발시험장비의 모형도 ····· 80
그림 3.2.11 인발시험 모습 ····· 81
그림 3.2.12 광폭인장강도와 인장변형률 곡선 (경사방향) ····· 83
그림 3.2.13 일별 최고기온분포 ····· 84
그림 3.2.14 내후성 시험결과 ····· 86
그림 3.2.15 굴곡시험 전경 ····· 87
그림 3.2.16 대나무시료의 변위와 시험력 관계 ····· 88
그림 3.2.17 변위와 시험력 관계 ····· 89
그림 3.2.18 인발시험에 사용한 표준사/직포 또는 지오그리드A/점토의 마찰강도 특성 ····· 91
그림 3.3.1 대나무 망(결속재:철선) 제작전경 ····· 93
그림 3.3.2 대나무 망(결속재:Cable Tie) 제작전경 ····· 93
그림 3.3.3 대나무망 거치전경 ····· 93
그림 3.3.4 재하판 및 로드셀(좌측), 하부Plate(우측) 설치전경 ····· 94
그림 3.3.5 재하시험장치 개념도 ····· 94
그림 3.3.6 구동모터 및 하중전달장치(좌측), Control Box(우측) ····· 94
그림 3.3.7 Control Box(좌측), 변위측정Gauge(우측) ····· 95
그림 3.3.8 대나무 망 변형 양상 ····· 96
그림 3.3.9 대나무 망 파괴 양상 ····· 96
그림 3.3.10 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.4×0.4m,철선결속) ····· 97
그림 3.3.11 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m, 철선결속) ····· 97

그림 3.3.12 대나무 망의 하중-변위곡선(0.7×0.7m, 철선결속) ····· 97
그림 3.3.13 나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, 철선결속) ····· 98
그림 3.3.14 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m, Tie cable) ····· 98
그림 3.3.15 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, Tie cable) ····· 98
그림 3.3.16 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, PP Band) ····· 99
그림 3.3.17 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, 철선결속) ····· 99
그림 3.3.18 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, Tie cable) ····· 100
그림 3.3.19 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, PP Band) ····· 100
그림 3.3.20 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.4×0.4m) ····· 102
그림 3.3.21 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m) ····· 102
그림 3.3.22 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.7×0.7m) ····· 103
그림 3.3.23 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m) ····· 103
그림 3.4.1 광양점토시료의 입도분포 ····· 106
그림 3.4.2 사용한 시료의 입도분포 ····· 107
그림 3.4.3 인장강도와 인장변형률 곡선 ····· 108
그림 3.4.4 강봉 망 배열도 ····· 109
그림 3.4.5 실험모형시험장치 전경 ····· 111
그림 3.4.6 LVDT 및 strain gage 설치위치 ····· 111
그림 3.4.7 실험모형시험장치 계통도 ····· 112
그림 3.4.8 계측방법 개요 ····· 113
그림 3.4.9 화상을 사용한 계측 프로차트 ····· 113
그림 3.4.10 입자마크 상관법을 사용한 표점 화상좌표의 자동산출 예 ····· 114
그림 3.4.11 보강재 부분구속 ····· 115
그림 3.4.12 보강재 완전구속 ····· 115
그림 3.4.13 본 시험에서 제작한 점토교반기 ····· 116
그림 3.4.14 베인전단시험기 전경 및 시험에 사용한 케이싱 ····· 117
그림 3.4.15 베인전단시험 결과 ····· 117
그림 3.4.16 재하시간과 침하량과의 관계 (지오텍스타일, 연직응력 0.02kgf/cm2) 118
그림 3.4.17 지표면 변형정도 ····· 119
그림 3.4.18 무보강지반의 실내모형실험 전경 ····· 119

그림 3.4.19 무보강지반의 침하량과 시간과의 관계 ····· 120
그림 3.4.20 무보강 시료의 침하량과 재하응력과의 관계 ····· 120
그림 3.4.21 표준압밀 시험 ····· 121
그림 3.4.22 표층처리 보강재의 변형도 ····· 131
그림 3.4.23 실내모형실험으로부터 측정된 표층처리 보강재의 변형도 ····· 132
그림 3.4.24 실내모형실험으로부터 측정된 표층처리 보강재의 변형도 ····· 134
그림 3.4.25 재하하중 2.0tf/m2 에서의 표층보강재의 변형도 사진으로부터 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 산정방법 개요도 ····· 135
그림 3.4.26 PIV해석 결과 및 계산결과 ····· 135
그림 3.4.27 재하응력과 침하량과의 관계 (복토두께 d=0cm) ····· 136
그림 3.4.28 보강재의 강성도에 따른 지지력비의 변화형태 ····· 138
그림 3.4.29 보강재의 단부구속응력에 따른 지지력비의 변화형태 ····· 139
그림 3.4.30 보강재의 인장강도에 따른 지지력비의 변화형태 ····· 139
그림 3.4.31 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 과의 관계 ····· 141
그림 3.4.32 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 과의 관계(지오그리드) ····· 142
그림 3.4.33 재하응력과 침하량과의 관계(완전구속, 함수비 95%) ····· 143
그림 3.4.34 재하응력과 침하량과의 관계(부분구속 T=23kgf, 함수비 95%) ····· 143
그림 3.4.35 함수비와 BCR 관계 ····· 145
그림 3.4.36 항복응력에서의 침하량과 강성도비와의 관계 ····· 146
그림 3.4.37 항복응력에서의 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 와 강성도비와의 관계 ····· 147
그림 3.4.38 항복응력에서의 융기망의 반경 r 과 강성도비와의 관계 ····· 147
그림 3.4.39 항복응력에서의 BCR과 강성도비()와의 관계 ····· 148
그림 3.4.40 침하량과 재하응력과의 관계 (완전구속) ····· 149
그림 3.4.41 재하응력과 인장강도와의 관계 (완전구속) ····· 151
그림 3.4.42 복토두께를 재하폭으로 정규화시킨 H/B 와 지지력비 관계 ····· 152
그림 3.4.43 Geotextile 부설지반의 변형과 응력(Geotextile를 이용한 보강토의 설계·시공메뉴얼, 1998) ····· 153
그림 3.4.44 Terzaghi의 지지력산정식 개념도 ····· 154

그림 3.4.45 표층거동 특성 ····· 155
그림 3.4.46 무보강 재하시험에 사용한 재하판 전경 ····· 155
그림 3.4.47 무보강지반의 재하응력과 침하량과의 관계 ····· 156
그림 3.4.48 재하응력과 지지력과의 관계 ····· 158
그림 3.4.49 재하응력과 지지력과의 관계(강도저감계수 고려) ····· 158
그림 3.4.50 무보강 시료의 침하량과 재하응력과의 관계 ····· 159
그림 3.4.51 재하응력과 지지력과의 관계 ····· 159
그림 3.4.52 점토를 제거하고 보강재만을 거치시킨 실험전경 ····· 160
그림 3.4.53 실내모형실험 및 광폭인장시험으로부터 얻은 응력-변형률 관계 ····· 161
그림 3.4.54 하중증가에 따른 변형률 증가 정도 ····· 163
그림 3.4.55 보강재가 수평면과 이루는 경사각Θ 와 점토지반의 비배수전단강도와의 관계 ····· 164
그림 3.4.56 융기망의 반경 r 과 점토지반의 비배수전단강도와의 관계 ····· 164
그림 3.4.57 지오텍스타일을 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시한 실내모형실험 결과 ····· 165
그림 3.4.58 지오그리드A를 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시한 실내모형실험 결과 ····· 166
그림 3.4.59 강봉 망을 선행하중 23.0kgf로 부분 구속하여 실시한 실내모형실험 결과 ····· 166
그림 3.4.60 재하응력과 인장력으로 인한 지지력 항 q2/q 과의 관계 ····· 167
그림 3.4.61 qa/py와 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계(기존식 사용) ····· 168
그림 3.4.62 qa/py와 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계 (기존식 사용) ····· 170
그림 3.4.63 qa/py와 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계 ····· 171
그림 3.4.64 강성도계수 βs와 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계 ····· 172
그림 3.4.65 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수 RFe와 H/B의 관계 ·· 173
그림 3.4.66 완전식 및 간편식을 이용한 지지력 산정결과 관계 ····· 174
그림 3.4.67 복토완료 후 보강재의 지지력 모식도 ····· 175
그림 3.4.68 현장시험 지지력과 제안지지력과의 관계 ····· 176
그림 3.5.1 실내모형실험장치 개요 및 수치해석 영역(함태규 등, 2008) ····· 180
그림 3.5.2 수치해석 모델 ····· 180

그림 3.5.3 무보강 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동 ····· 181
그림 3.5.4 표층 보강된 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동 ····· 183
그림 3.5.5 복토된 표층보강 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동 ····· 184
그림 3.5.6 보강 조건에 따른 수직응력 분포 ····· 185
그림 3.5.7 광양항 점토의 함수비에 따른 전단강도 ····· 186
그림 3.5.8 무보강 초연약지반의 비배수전단강도 차이에 따른 상재하중과 침하량 관계 ····· 187
그림 3.5.9 표층보강재 강성의 차이에 따른 상재하중과 초연약지반의 침하량 관계 ····· 188
그림 3.5.10 표층보강재 강성과 침하량의 관계(상재하중 20kPa) ····· 189
그림 3.5.11 상재하중 증가에 따른 복토된 초연약지반의 침하거동 ····· 190
그림 3.5.12 복토 두께와 침하량의 관계(상재하중 20kPa) ····· 190
그림 3.5.13 케이블 구조의 모델 ····· 199
그림 3.5.14 하중증분과 변위증분 ····· 200
그림 3.5.15 빔 요소 모델 ····· 201
그림 3.5.16 실내모형실험 장치의 개요(함태규 등, 2008) ····· 203
그림 3.5.17 수치해석 모델의 개요 ····· 203
그림 3.5.18 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 205
그림 3.5.19 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 연약지반 점착력의 영향 ····· 205
그림 3.5.20 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 206
그림 3.5.21 연약지반의 국소 안전률 분포 ····· 210
그림 3.5.22 지표면의 연직응력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 211
그림 3.5.23 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 211
그림 3.5.24 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 212
그림 3.5.25 보강재의 장력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 212
그림 3.5.26 보강재의 장력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 213
그림 3.5.27 보강재의 장력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 213
그림 3.5.28 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 214
그림 3.5.29 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 214
그림 3.5.30 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 215
그림 3.5.31 케이스 RE-1에 대한 재하압력에 따른 지반 변형도 ····· 216

그림 3.5.32 보강재의 변형 모델 개념도 ····· 216
그림 3.5.33 보강재의 변형 상세도 ····· 217
그림 3.5.34 각 케이스에 대한 결과 비교 ····· 218
그림 3.5.35 西林에 의해 제시된 파라메터와 해석 결과의 비교 ····· 219
그림 3.5.36 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 221
그림 3.5.37 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 221
그림 3.5.38 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 222
그림 3.5.39 연약지반의 국소 안전율 분포 ····· 224
그림 3.5.40 지표면의 연직응력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 224
그림 3.5.41 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 225
그림 3.5.42 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 225
그림 3.5.43 보강재의 모멘트 분포에 미치는 보강재 강성의 영향 ····· 226
그림 3.5.44 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 점착력의 영향 ····· 226
그림 3.5.45 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향 ····· 227
그림 3.6.1 재하시험 위치도 ····· 230
그림 3.6.2 부지조성 및 계측기설치전경 ····· 231
그림 3.6.3 계측기 설치전경 ····· 231
그림 3.6.4 침하판 설치 및 초기값 측정 ····· 232
그림 3.6.5 재하시험 전경 ····· 232
그림 3.6.6 Data Logger 및 계측용 노트북 ····· 232
그림 3.6.7 재하시험 완료 후 부지복구 전경 ····· 233
그림 3.6.8 시험시공 계획부지 위치확인 ····· 233
그림 3.6.9 Geotextile포설 및 현장봉합 ····· 234
그림 3.6.10 지오그리드 포설 및 현장이음 ····· 234
그림 3.6.11 대나무망 시공과 이음부시공 ····· 234
그림 3.6.12 보강재 상단에 복토재 포설 ····· 235
그림 3.6.13 보강재부설 및 시험시공 완료전경 ····· 235
그림 3.6.14 시험시공으로 인한 융기 및 교란영역 발생 ····· 236
그림 3.6.15 크롤러드릴을 이용한 천공작업 ····· 236
그림 3.6.16 U형 앵커시공 전경 ····· 237

그림 3.6.17 그라우팅교반 및 주입시공 ····· 237
그림 3.6.18 몰드양생 및 압축강도시험 ····· 237
그림 3.6.19 재하시험 및 변위계측 ····· 238
그림 3.6.20 U형 앵커의 강선제거 작업 ····· 238
그림 3.6.21 재하시험후 Geotextile와 대나무망의 표층상태 ····· 239
그림 3.6.22 재하시험후 지오그리드의 규격별 표층상태 ····· 239
그림 3.6.23 심도별 비배수 전단강도 ····· 240
그림 3.6.24 구간별 하중-침하 곡선 ····· 245
그림 3.6.25 구간별 하중단계별 표고 측정 현황 ····· 247
그림 3.6.26 구간별 하중단계별 토압계 측정 현황 ····· 248
그림 3.6.27 보강재별 하중침하 곡선 ····· 249
그림 3.6.28 보강재별 IFF-침하 관계 ····· 249
그림 3.6.29 복토두께별 BCR 산정결과 ····· 250
그림 3.6.30 원지반 강도별 보강재별 변형각 분포 ····· 252
그림 3.6.31 표층처리시 장비의 반복하중조건 모식도 ····· 256
그림 3.6.32 PBD접지압을 고려한 반복재하시험<45회 ····· 258
그림 3.6.33 PBD접지압의 2배를 고려한 반복재하시험<3회> ····· 260
그림 3.6.34 45회 반복재하시 영구변형 ····· 262
그림 3.6.35 3회 반복재하시 영구변형 ····· 262
그림 3.6.36 45회반복재하시험 Geogrid(20tf/m)과Geogrid(10tf/m) 비교 ····· 263
그림 3.6.37 표층보강재별 반복재하시험 3회와 45회의 비교 ····· 264
그림 3.7.1 프로그램 순서도 ····· 267
그림 3.7.2 프로그램 메인화면 ····· 270
그림 3.7.3 프로젝트관리 ····· 270
그림 3.7.4 데이터입력 화면 ····· 271
그림 3.7.5 장비 주행성 검토결과 ····· 272
그림 3.7.6 보고서출력 화면 ····· 273
그림 3.7.7 해석단면 화면 ····· 274
그림 3.7.8 해석단면 제어창 ····· 274
그림 3.7.9 장비 데이터베이스 입력창 ····· 275

그림 3.7.10 보강재 데이터베이스 입력창 ····· 276
그림 3.8.1 연약지반 표층처리에 활용 ····· 279
그림 3.8.2 성토체 안정성 확보에 활용 ····· 279
그림 3.8.3 표층처리공법의 종류 ····· 282
그림 3.8.4 표층처리 공법의 선정흐름도 ····· 283
그림 3.8.5 Geotextile공법 ····· 284
그림 3.8.6 Geotextile 보강에 의한 표층처리 ····· 285
그림 3.8.7 지반강도와 인장강도의 관계 ····· 286
그림 3.8.8 Geotextile의 부설 ····· 287
그림 3.8.9 Geotextile의 접합 (현장 기계접합) ····· 288
그림 3.8.10 지오그리드 종류 ····· 289
그림 3.8.11 지오그리드 인장강도 특성 ····· 290
그림 3.8.12 지오그리드 포설 ····· 290
그림 3.8.13 대나무 망 공법의 시공모식도 ····· 291
그림 3.8.14 대나무 망 포설 전경(수상) ····· 293
그림 3.8.15 대나무 망 수상 조립 ····· 293
그림 3.8.16 대나무 망 육상 조립 ····· 293
그림 3.8.17 분리매트(Geotextile) 포설 광경 ····· 294
그림 3.8.18 단계성토의 층간거리를 짧게 하였을 때 소성유동 ····· 295
그림 3.8.19 1단계 포설두께가 클때의 국부적 침하와 소성유동 ····· 296
그림 3.8.20 (습지도저+덤프트럭)에 의한 포설 ····· 297
그림 3.8.21 (습지도저+소형덤프트럭)에 의한 포설 ····· 297
그림 3.8.22 벨트컨베이어에 의한 복토포설 ····· 298
그림 3.8.23 강압건식방법에 의한 복토포설 ····· 299
그림 3.8.24 크레인을 이용한 포설 방법 ····· 300
그림 3.8.25 AMJP에 의한 복토포설 ····· 301
그림 3.8.26 시트공법의 설계 ····· 302
그림 3.8.27 복토완료 후 네트의 지지력 ····· 303
그림 3.8.28 표층처리 공법의 설계흐름도 ····· 305
그림 3.8.29 시공장비에 의한 접지응력 모식도 ····· 306

그림 3.8.30 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델 ····· 307
그림 3.8.31 수평면에 대한 보강재와 극한 저항시 인장력이 작용하는 각도 ····· 307
그림 3.8.32 표층처리 공법의 설계흐름도 ····· 309
그림 3.8.33 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델 ····· 310
그림 3.8.34 보강재가 수평면과 이루는 경사각Θ와 점토지반의 비배수전단강도와의 관계 ····· 312
그림 3.8.35 융기망의 반경 r 과 점토지반의 비배수전단강도와의 관계 ····· 312

제1장 서론

제1절 연구개발의 목적 및 필요성

우리나라에서는 국토의 효율적 이용을 목표로 최근 연약 또는 초연약 지반상에 모래나 점토 등을 준설하여 대규모 항만, 공항, 신도시, 공업단지 및 농업용지를 확보하기 위한 해안매립공사가 활발하게 이루어지고 있다. 과거에는 공사 현장 인근 지역의 육상토사를 이용하여 매립공사를 수행하였으나, 최근에는 토취장 건설로 인한 주변 환경오염 유발과 공사비용 증가 등의 경제적인 이유로 육상 매립토 확보가 매우 어려워져, 대수심 항로 확보 및 항만의 표사 매몰 방지를 위한 준설 공사 시 발생하는 잉여토를 매립에 이용하고 있는 추세다. 그러나 준설 공사 시에 발생하는 잉여토는 함수비가 매우 높고 해성퇴적층 보다 더 연약한 초연약점토로 구성되는 경우가 많아, 초연약점토를 이용해 조성된 지반에는 공사에 필요한 장비는 물론 사람의 진입조차 어려운 경우가 대부분이다.

이와 같은 초연약지반을 개량하는 공법에 대한 연구는 현재에 이르기까지 많이 이루어져 왔고 상당히 진전되어 있다고 할 수 있다. 그러나 정작 초연약지반을 개량하기 위해 사용되는 중장비의 안전한 진입을 위한 표층처리공법에 대한 연구는 상당히 뒤쳐져 있는 것이 현실이다. <그림 1.1.1>은 표층처리 단계인 복토시공 시 연약지반 상 건설장비가 전도된 사례를 나타낸 것이다.



그림 1.1.1 연약지반 상 건설장비의 전도

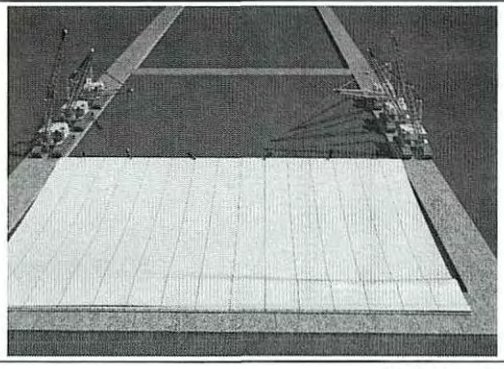
초연약지반을 자연 건조시키는 데는 10년 이상의 오랜 방치기간이 필요하므로, 현재 국내에서는 지반보강재로서 Geotextile 및 대나무 망 등을 이용하여 지반을 보강하고, Belt conveyor, 도져 및 강압건식 모래포설 공법을 이용하여 모래 및 복토 포설을 실시하는 방법, 수평진공압밀공법, 초습지용 트렌치를 이용한 PTM 공법 및 대나무매트 공법 등을 사용하여 초연약지반의 표층처리를 수행하고 있다 (<그림 1.1.2> 참조). 그러나 표층 처리된 지반의 공학적인 거동, 설계법 그리고 시방기준 등이 확고하게 마련되어 있지 않아, 현장에 많은 애로 사항이 있는 것이 현실이다. 현재는 불가피하게 외국의 설계사례나 설계자의 판단에 의해 경험적으로 시공을 하고 있으나 인적, 물적 피해가 잠재하고 있는 것은 엔지니어로써 시급히 보완해야 할 중대한 과제라고 할 수 있다. 따라서 현장에서 실무적으로 가장 문제가 되고 있는 표층처리 설계 방법을 체계적으로 수립하고 이 기술을 준설매립 지역에 널리 사용할 수 있도록 하는 활성화 방안이 필요하다.

본 연구는 연약지반을 개량하기 위하여 강성재(대나무 망) 및 비강성재(지오그리드(Geogrid), 지오텍스타일(Geotextile))로 지반을 보강하고 복토를 시행하는 표층처리공법을 국내 연약지반에 적합하게 체계적으로 정립시켜 안정적인 침하관리로 지반개량의 품질을 향상시키고 심층지반 개량 시 장비의 안정시공을 극대화하는데 그 목적이 있다.

또한, 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 연약지반 표층처리공법의 해석 및 설계소프트웨어(S/W)를 개발하여 경제성과 시공의 안정성을 제고시킴으로써 관련분야의 기술 발전을 도모하고자 한다.

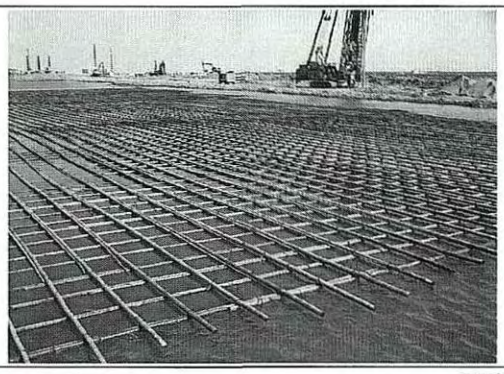
특히 연약지반 표층처리공법의 설계/시공 지침서(안)를 제안함으로써 과다/과소한 설계로 인한 불필요한 공사비를 절약하고, 장비 전도 등의 안전시공 저해요인을 최소화시켜 신속한 표층처리 시공에 따른 공기 단축으로 국가적인 이익효과와 투자효율을 증대시키는데 그 목적이 있다.

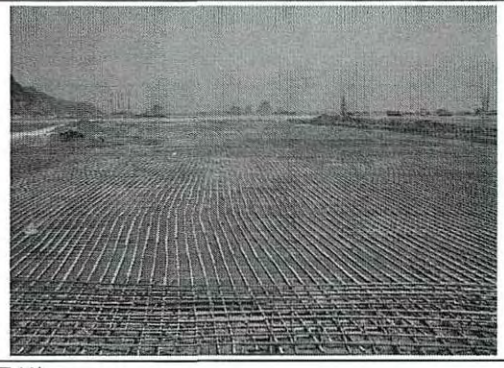
Geotextile 공법(보강재)





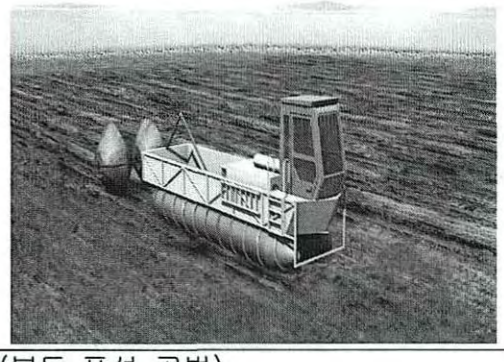
대나무 망 공법(보강재)



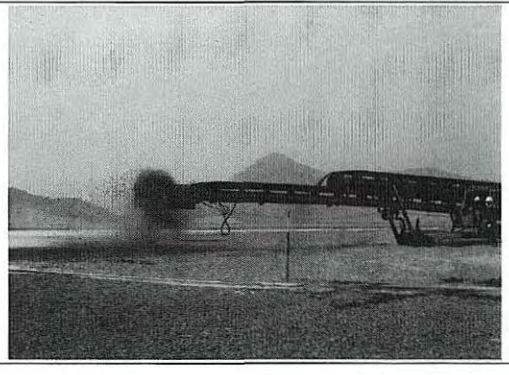


PTM 공법





벨트 컨베이어 공법(복토 포설 공법)



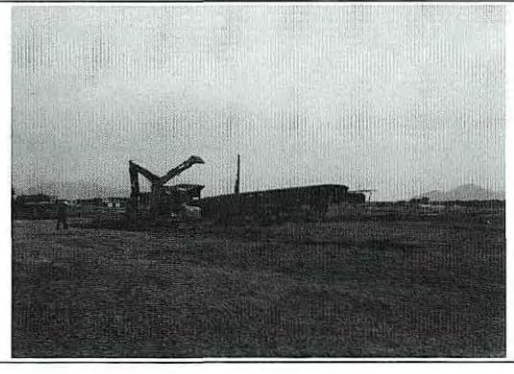


그림 1.1.2 연약지반 표층처리공법

제2절 연구개발의 내용 및 범위

본 연구는 국내 초연약지반에 맞는 표층처리공법의 설계기법을 정립하고 표층처리공법 설계 소프트웨어의 개발 및 설계/시공/유지관리 지침서(안)를 제안하는데 목적이 있으며, 연약지반 표층처리공법의 설계방법 분석, 실내 및 현장시험결과 분석을 통한 연약지반 표층처리 설계기법 정립, 연약지반 표층처리공법 설계소프트웨어(S/W) 개발 및 설계/시공/유지관리 지침서(안) 제안 등을 각각 단계별로 나누어 연차별로 수행한다.

본 과업의 연차별 주요 연구내용을 살펴보면 1차년도에는 연약지반 표층처리공법 활용기법을 조사하고, 실내 모형시험 토조를 제작하여 모형시험을 수행함으로써 표층처리공법 설계 이론을 분석하며, 보강재 결속재료 및 방법에 따른 역학적 특성을 분석한다. 또한 수치해석을 통하여 설계이론을 비교 분석하고, 현장시험시공 계획을 수립하고자 한다.

2차년도에는 보다 다양한 실내 모형시험을 통해 표층보강재의 정성적 거동을 분석하고, 파라미터를 변화시킨 수치해석을 통해 다양한 조건에 대한 보강재 효과를 분석한다. 또한 초연약 준설매립지반 현장시험 시공 및 현장 계측분석을 통하여 표층처리공법의 침하 및 지지력을 평가 분석하고 표층처리재료와 지반의 거동을 분석하여, 모형시험, 현장시험 및 수치해석 결과를 통한 합리적인 설계기법을 제시하고자 한다.

3차년도에는 초연약 점성토지반에 대한 현장시험 시공 및 현장 계측을 수행하고, 현장시험 및 모형시험 결과를 이용하여 표층처리공법의 설계 적용성을 평가한다. 또한 수치해석을 이용하여 표층처리공법의 설계이론과 현장결과를 비교 분석하고, 이를 토대로 국내 연약지반에 적합한 표층처리공법 설계 소프트웨어를 개발한다. 종합적인 분석을 통하여 표층처리공법의 설계/시공/유지관리 지침(안)을 제안하고자 한다.

본 연구는 2006년 12월부터 2009년 10월까지 2년 10개월에 걸쳐 수행되며, 각 연도별 주요 연구수행내용 및 범위를 요약하면 다음과 같다.

년도	연구개발내용	세부추진계획 및 방법
1차년도 (2006. 12 - 2007. 6)	○연약지반 표층처리공법 활용기법 분석	• 자료 분석을 통한 국내외 표층처리공법의 활용기법 분석 - 사고사례를 통한 현 설계기법의 문제점 분석 • 표층처리공법에 사용되는 설계정수 분석 • 문헌 연구를 통한 표층처리공법 장단점 분석 • 국내외 사용되는 각 표층처리공법의 해석 및 설계 방법 정립 • 표층처리공법의 시공방법 분석
	○실내 모형시험을 이용한 표층처리공법 설계이론 분석(1)	• 국내외 표층처리공법 활용기법 분석 • 모형시험 계획수립 • 모형시험장치 개발 및 제작 • 예비실험 수행 및 시험장치 보완 • 실내 모형시험을 이용한 비강성재(지오텍스타일) 표층처리공법의 정성적 거동 분석
	○보강재 결속재료 및 방법에 따른 역학적 특성분석	• 다양한 연결재료를 이용한 연결부재의 인장시험결과 분석 • 현장 부재력시험을 통한 강성재(대나무망)의 결속부위의 특성 평가 • 시공속도를 고려한 부재연결방법 개선방안 제시
	○수치해석을 이용한 설계이론 비교분석(1)	• 기존 수치해석기법 비교분석 • 보강재를 고려한 수치해석방법 검토분석
	○현장시험 시공계획 수립	• 초연약 준설매립지반과 점성토지반에 대한 현장시험시공 계획 수립

년도	연구개발내용	세부추진계획 및 방법
2차년도 (2007. 8 - 2008. 6)	○초연약 준설매립지반 현장시험 시공 및 현장 계측분석	• 초연약 준설매립지반에서의 현장 정재하시험을 통한 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리공법의 침하 및 지지력 평가 분석 • 하중증가에 따른 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층 보강재료와 지반의 거동 분석 • 초연약 준설매립지반 현장 반복재하시험 계획수립
	○수치해석을 이용한 설계이론 비교분석(2)	• 수치해석기법 개발 • 수치해석방법별 특성 분석 • 파라미터를 변화시킨 수치해석실시 (파라메트릭 스터디)
	○실내 모형시험을 이용한 표층처리공법 설계이론 분석(2)	• 다양한 실내 모형시험을 수행하여 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리공법의 정성적 거동 비교분석
	○연약지반 표층처리공법의 설계기법 정립	• 수치해석을 이용한 표층처리공법의 설계이론 비교분석 • 모형시험, 현장시험, 수치해석 결과를 통한 합리적인 설계기법 제시

년도	연구개발내용	세부추진계획 및 방법
3차년도 (2008. 7 - 2009. 12)	○초연약 점성토지반 현장 시험 시공 및 현장 계측 분석	• 현장 정재하시험을 통한 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층처리공법의 침하 및 지지력 평가 분석 • 하중증가에 따른 강성재(대나무 망), 비강성재(지오그리드, 지오텍스타일) 표층 보강재료와 지반의 거동 분석 • 초연약 점성토지반 현장에서의 반복재하시험을 통해 장비주행으로 인한 지반 교란에 따른 강도저하를 고려한 설계정수 평가 • 시험시공 지역의 준설매립 이후 시간경과에 따른 지반의 물리적 특성에 대한 연구성과 정리, 분석
	○실내 모형시험을 이용한 표층처리공법 설계이론 분석(3)	• 추가 보완실험 • 현장시험 조건을 모사한 실내 모형시험 결과 분석 • 모형시험 결과를 이용한 표층처리공법 설계 적용성 평가
	○수치해석을 이용한 설계이론 비교분석(3)	• 수치해석을 이용한 표층처리공법의 설계이론과 현장결과 비교 분석
	○표층처리공법 설계 소프트웨어 개발	• 표층처리공법 최적 설계를 위한 소프트웨어 개발 • 실내 모형실험 및 현장시험시공 결과를 이용한 개발 소프트웨어의 검증
	○표층처리공법의 설계/시공/유지관리 지침(안) 제안	• 현장시험 및 결과 분석을 통한 표층처리공법 설계기법 평가 • 국내의 연약지반에 적합한 표층처리 공법 설계/시공/유지관리 지침(안)제시

제2장 국내외 기술개발현황

제1절 연약지반 표층처리공법 개발동향

1. 국내외 기술 및 산업동향

가. 국내

최근 해안 인접지역에서는 준설토 투기장을 조성하고 항로 및 박지준설시 발생되는 준설토를 투기하여 부지를 조성하는 사업이 많이 시행됨에 따라 연약한 준설점토의 개량방안이 중요 문제로 부각되고 있다. 준설매립지반을 개량하기 위해서는 인력 및 장비의 진입이 필수적이나, 준설점토로 이루어진 지반은 매우 연약하여 진입이 자유롭지 못한 상태이므로 반드시 부지조성을 위해서는 표층처리공법의 적용이 필수적이다. 현재 국내에서 사용하고 있는 표층개량공법으로는 지반보강재로서 Geotextile 및 대나무 망 등을 이용하여 지반을 보강하고, Belt conveyor 및 강압건식 모래포설 공법 등을 이용하여 모래 및 복토포설을 실시하는 방법, 수평진공압밀공법, 초습지용 트렌치를 이용한 PTM 공법 등을 사용하여 초연약지반의 표층처리를 수행하고 있으나, 표층 처리된 지반의 공학적인 거동, 설계법 그리고 시방기준 등이 확고하게 마련되어 있지 않아, 현장에 매우 많은 애로사항이 있는 것이 사실이며, 현재는 불가피하게 외국의 설계 사례나 설계자의 판단에 의해 경험적으로 시공하고 있는 실정이다.

국내의 지반안정화기술 관련 특허의 출원연도별 출원동향은 <그림 2.1.1>과 같다. 지반보강기술의 경우 1950년대부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 서서히 증가하다가 90년대 중반 이후 급격히 증가함을 알 수 있다. 연약지반개량기술의 경우 70년 말부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 꾸준한 증가 추세를 보이고 있다. 현장조사 및 실내시험기술의 경우는 1990년부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 점차 증가되는 경향을 나타내고 있다. 이렇듯 지반안정화 관련 특허는 90년대 이후 계속 증가추세에 있음을 알 수 있으며 이러한 경향은 앞으로도 지속될 것으로 판단할 수 있다.

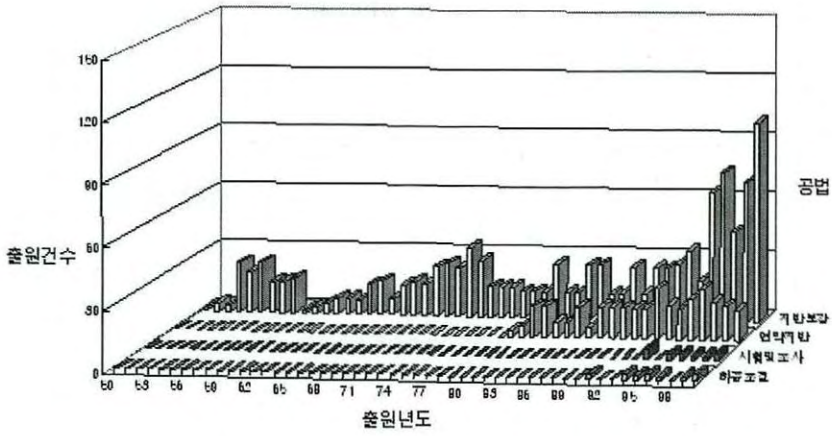


그림 2.1.1 국내의 출원연도별 출원동향 (특허청, 2001)

또한 국내의 지반안정화기술 관련 특허의 기술별 출원동향은 <그림 2.1.2>과 같다. 총 1,618건 중 지반보강기술이 1,334건으로 81%, 연약지반개량기술이 258건으로 16%를 차지하고 있으며, 현장조사 및 실내실험기술은 26건으로 2%를 차지하고 있다. 지반보강기술의 출원비율이 가장 높은 이유로는 연약지반개량기술의 경우에는 그 적용대상이 해안 연약지반에 한정되어 있는 반면 지반보강기술의 옹벽, 앵커 등의 공법들은 토목 및 건축공사 전반에 걸쳐 널리 사용되고 있기 때문이라고 판단된다.

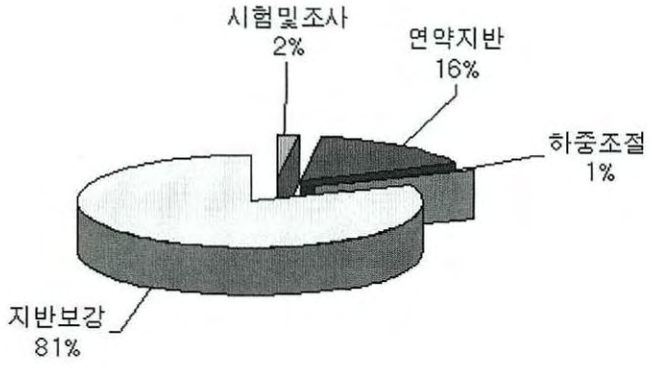


그림 2.1.2 국내의 기술별 특허출원동향 (특허청, 2001)

국내에서 준설매립공법이 적용된 1970년대 후반부터 현재까지 연약지반 표층처리 공법에 대한 연구는 끊임없이 진행되어 왔다. 초기에는 모래를 두껍게 포설하는 방

법을 이용하였으나, 점차 모래채취가 어려워져 모래의 두께를 최소화할 수 있는 대나무 망 공법이나 PTM 공법 등 여러 가지 공법이 개발되어 신기술로 지정된 바 있다.

율촌 제1 지방산업단지 조성공사 현장에서는 당초 설계시 준설적층공법 (일명 Sandwich 공법)을 적용하기로 되어 있었으나 "준설매립연약지반의 표층건조처리공법(PTM)"을 적용하여 1997년 4월에 건설교통부의 중앙건설심의 위원회에서 개선제안공법으로 승인을 얻어 설계변경을 실시한 결과, 약 346억 원의 공사비를 절감하고, 6.5개월의 공기를 단축하였다.

대나무매트 공법은 <그림 2.1.3>에 나타낸 것과 같이 대나무를 매트 형식으로 엮어 지반 보강을 주목적으로 하는 공법으로 침하저감과 측방유동 감소는 물론 장비의 주행성 확보가 필요한 지역에 시공한다. 그러나 본 연구의 실용화 대상인 대나무 망 공법은 <그림 2.1.4>에 나타낸 것과 같이 대나무를 격자 형태로 엮어 설치하는 것으로 초연약매립층의 압밀침하는 그대로 발생하는 대신 지반개량이나 매립에 필요한 중장비의 주행성을 일시적으로 확보하는 것을 주목적으로 하는 표층처리공법이다. 대나무 망 공법은 공사비가 저렴하고 매립에 필요한 공기를 단축시킬 수 있어 실용화가 반드시 필요한 표층처리공법이라 할 수 있다.

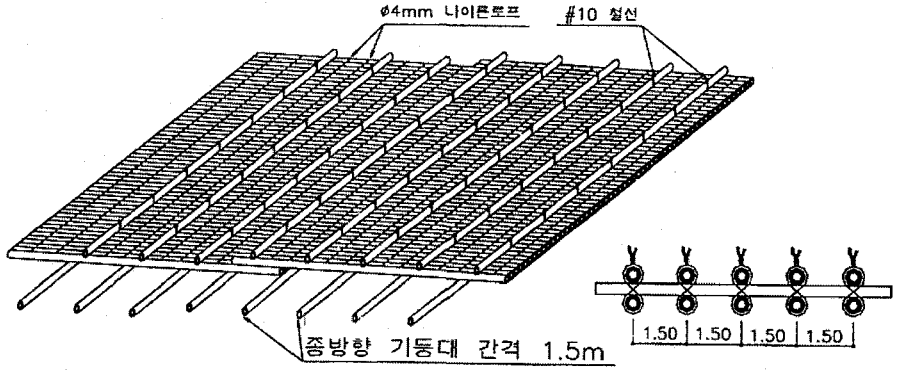


그림 2.1.3 대나무 매트

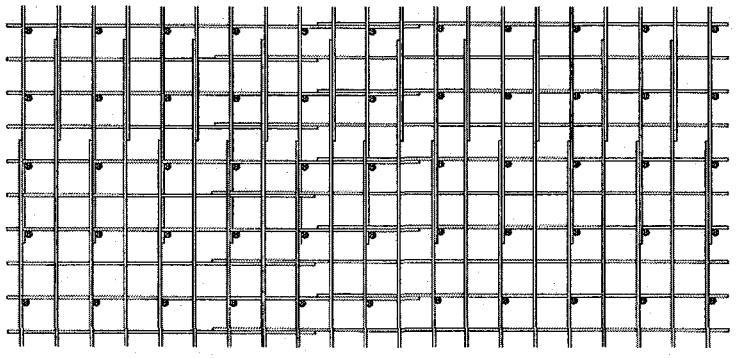


그림 2.1.4 대나무망

최근 부산, 광양, 평택 등지의 항만 배후부지조성 공사에서 대나무 망을 이용한 표층처리공법이 적용된 실적이 있다. 구체적인 실적으로는 최근에는 "부산신항 북컨배후부지 표층안정처리공사", "광양항 업무지원시설 부지조성공사", "평택(아산)항 동부두 (6,7,8번선석) 축조공사"에서 대나무 망과 분리매트용인 Geotextile를 지반보강재로 사용한 복토방법으로 초연약준설매립토 지반의 표층처리공법을 시공한 바 있다.

또한, 최근 크레인과 호퍼를 이용하여 모래를 균등·균일하게 포설하는 방법이 신기술로 발표되었다. 이 기술에는 크레인과 호퍼를 이용하여 외곽부분에 1차로 모래 또는 토사를 포설하고, 모래포설기롤 중앙부분에 모래 또는 토사를 포설한 후, 습식도저나 크레인의 중개방식으로 산토복토하는 방법<그림 2.1.5>과 크레인과 호퍼를 이용하여 외곽부분에 1차로 모래 또는 토사를 포설하고, 크레인과 호퍼의 중개방식으로 중앙부분에 모래 또는 토사를 포설한 후, 습식 도저나 크레인의 중개방식으로 산토복토하는 방법<그림 2.1.6>이 있다. 이 공법은 Mat 상부에 모래 또는 토사를 공중에서 포설하므로 지반조건에 영향을 거의 받지 않아 모래나 토사를 균등·균질하게 포설함으로써 연약지반의 융기를 방지 할 수 있는 장점이 있다. 또한 준설토를 매립한 후 준설토 지반의 표층이 굳기 전에 시공할 수 있으므로 기존의 방법들과 비교하여 공사기간이 상당히 단축되는 효과가 있으며, 모래 Pumping 시의 압력이나 준설토지반의 측방유동으로 인한 저면 Mat의 파손 때문에 발생되는 중복작업이나 재시공 등이 발생하지 않으므로 공사기간이 단축되며 그 효과는 <표 2.1.1>과 같다. 또한 경제적인 측면에서도 다른 공법에 비해 본 공법은 모래 또

는 토사 등의 재료를 현장여건에 맞게 선택하여 적용할 수 있으므로 경제적으로 유리하다고 할 수 있다. <표 2.1.2>에 각 공법별 공사비 비교안을 나타내고 있다.

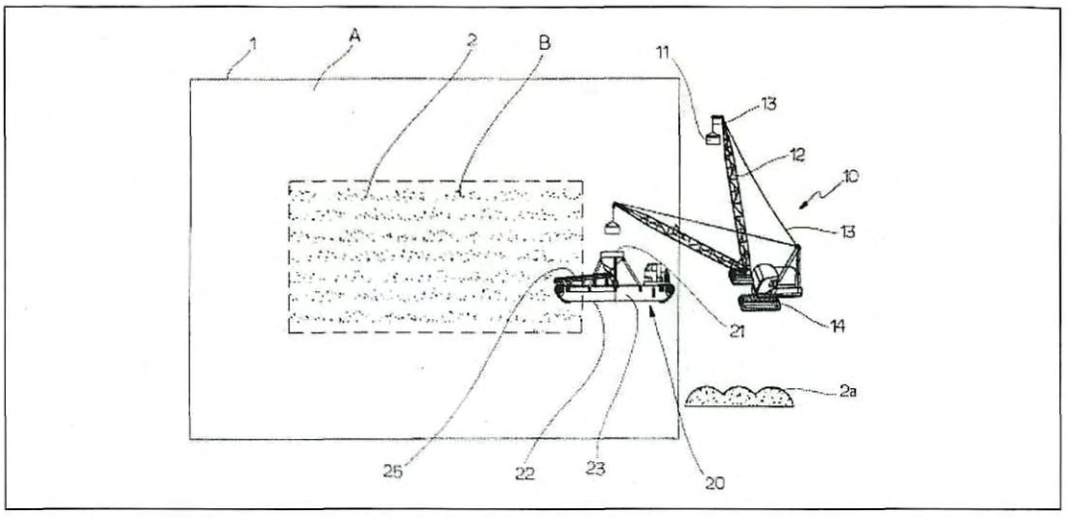


그림 2.1.5 모래포설기에 의한 중앙부 Sand Spreading 방법

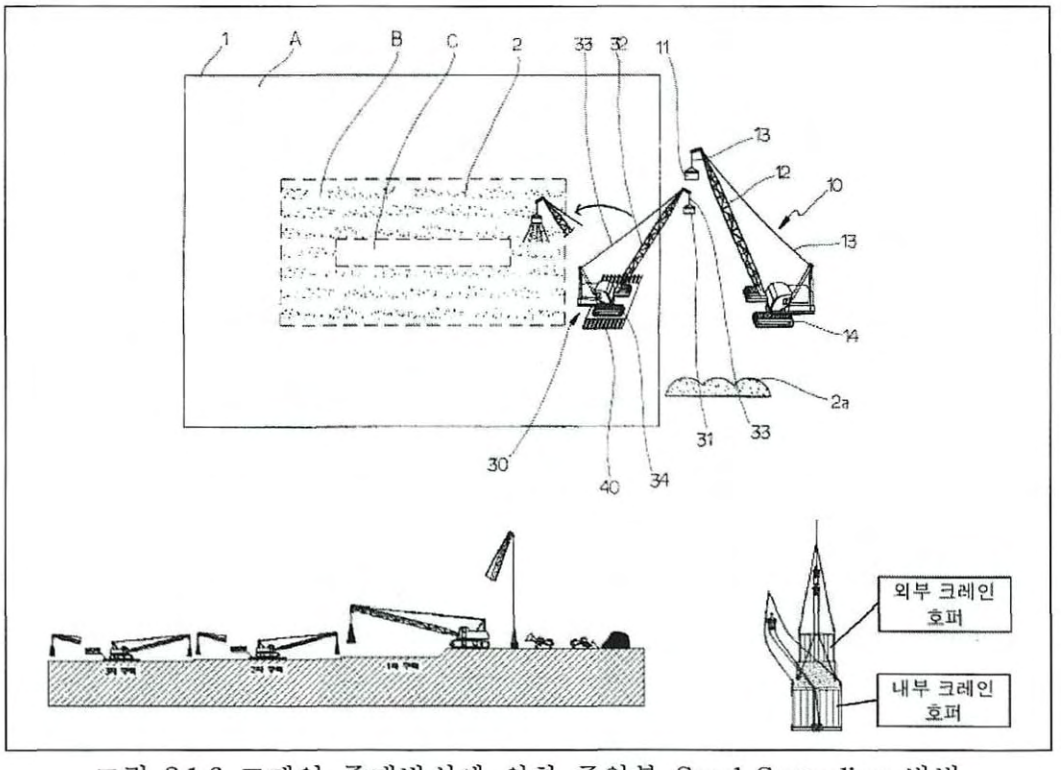


그림 2.1.6 크레인 중개방식에 의한 중앙부 Sand Spreading 방법

표 2.1.1 각 공법별 공사기간 비교

구분		사용장비	준설후 방치기간	시공능력	비고
크레인과 호퍼를 이용한 공중 모래 살포방식의 초연약지반 표층개량공법	크레인+크레인	크레인, 로우더, 습지도저, 호퍼	필요없음	314m3/day	8시간 기준
	크레인+모래포설기	크레인, 로우더, 습지도저, 호퍼		183m3/day	
Pumping Sand		펌프준설선, 배사관, 부함, 죠인트, 습지도저	6~12개월	150m3/day	8시간 기준
경량 트럭 및 습지도저		경량 트럭 및 습지도저, 로우터타이어	10~24개월	70m3/day	8시간 기준

표 2.1.2 각 공법별 공사비 비교

구분		사용장비	공사비	비고
크레인과 호퍼를 이용한 공중 모래 살포방식의 초연약지반 표층개량공법	크레인+크레인	크레인, 로우더, 습지도저, 호퍼	9.546W/m3 (평균단가)	5,751W/m3
	크레인+모래포설기	크레인, 로우더, 습지도저, 호퍼		13,342W/m3
Pumping Sand		펌프준설선, 배사관, 부함, 죠인트, 습지도저	10,283W/m3	
경량 트럭 및 습지도저		경량 트럭 및 습지도저, 로우터타이어	14,010W/m3	

최근 국내 연약지반 표층처리면적이 연평균 약 162만m2이며, 향후 개발예정인 준설매립지반 면적이 연평균 약 200만m2임을 감안할 때 각 공법의 특·장점을 고려할 수 있는 표층처리설계 방법을 체계적으로 수립하고, 이 기술을 준설매립 지역에 널리 사용할 수 있도록 하는 활성화 방안이 필요하다.

나. 국외

지반 안정화기술에 있어서의 국가별 출원동향은 <그림 2.1.7>과 같다. 전체 16,531건의 출원건수 중 일본이 13,008건으로 79%를 차지하고 있으며, 한국이 1,629건으로 10%, 유럽이 1,023건으로 6%, 미국이 872건으로 5%를 차지하고 있는 것으로 나타났다. 이는 전 세계 건설시장의 25%를 차지하는 일본 건설시장의 규모와 지리적 특성에 의한 결과로 판단된다.

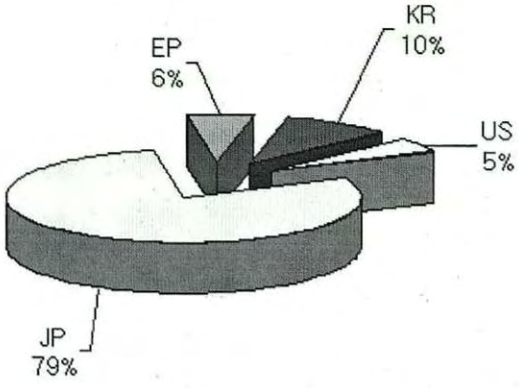


그림 2.1.7 국가별 출원동향 (특허청, 2001)

기술적 출원동향으로는 지반 안정화기술을 4가지 기술 (현장조사 및 실내실험기술, 연약지반개량기술, 하중조절기술, 지반보강기술)로 분류하여 기술별 출원동향을 <그림 2.1.8>과 <그림 2.1.9>에 제시하였다. 전체 16,531건 중 지반보강기술이 9,734건으로 59%, 연약지반 개량기술이 5,393건으로 36%를 차지하고 있으며, 현장조사 및 실내실험기술이 766건으로 5%, 하중조절 기술이 38건으로 다른 분야에 비해 매우 낮은 비율을 차지하고 있다.

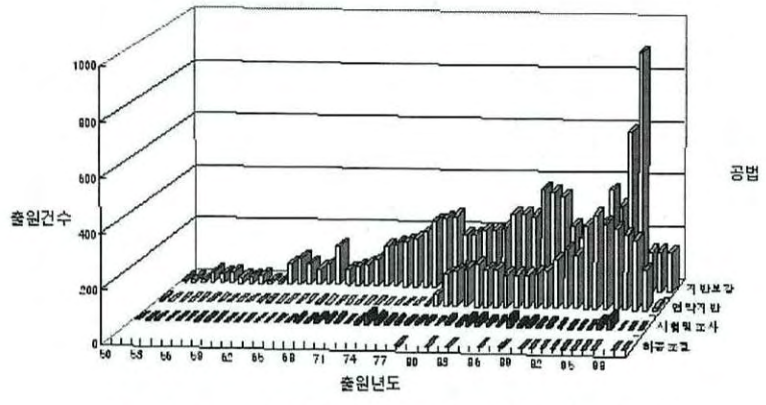


그림 2.1.8 기술별 출원동향 (특허청, 2001)

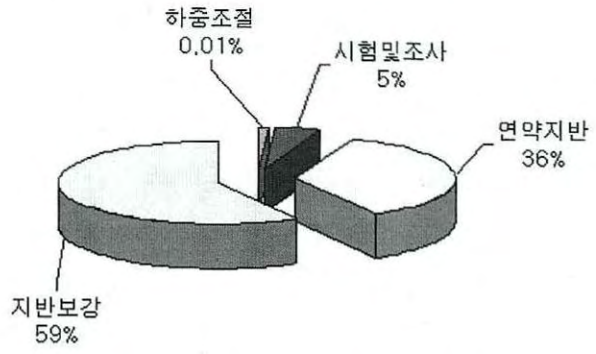


그림 2.1.9 기술별 출원비율 (특허청, 2001)

(1) 일본의 출원현황

일본의 지반안정화기술 관련 특허의 출원연도별 출원동향은 <그림 2.1.10>과 같다. 지반보강기술의 경우 1950년대부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 서서히 증가하다가 90년대 중반 이후 급격히 증가함을 알 수 있다. 연약지반개량기술의 경우 70년대 말부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 80년대, 90년대를 지나면서 계속적으로 출원건수가 증가한다.

일본의 지반안정화기술 관련 특허의 기술별 출원동향은 <그림 2.1.11>과 같다. 총 12,983건 중 지반보강기술이 7,044건으로 55%, 연약지반개량기술이 5,356건으로 41%를 차지하고 있으며, 현장조사 및 실내실험기술은 583건으로 4%를 차지하고 있다. 한국 및 미국과 비교하여 연약지반개량기술의 출원비율이 높은 것을 알 수 있고, 이는 일본의 특성상 연약지반개량기술에 관한 기술이 많이 발전되어 있기 때문이라고 할 수 있다.

대나무를 이용한 연약지반 표층처리기술은 대나무가 많이 자생하는 일본에서 개발되었으며 1970년대 말에 개발된 후에 동남아 등지에서 일부 사용한 실적이 있다. 대부분이 매우 연약한 지반에 연약지반 개량공법인 팩드레인이나 샌드드레인 공법을 적용하기 위한 시공 장비 투입을 위한 표층처리공법으로 사용하고 있다. 구체적인 시공 예로는 일본 후쿠오까 발전소 용지 매립공사(1979), 칠미대전 화력발전소 비축매립지 복토공사(1986), 가스미가우라 개발사업 연약지반 표층처리공사(1985), 아끼다현 석유비축기지(1994), 치바현 택지조성공사 (1994) 등에서 Geotextile와 함께 지반개량시 중장비 진입을 위한 표층처리공사로 사용하였다.

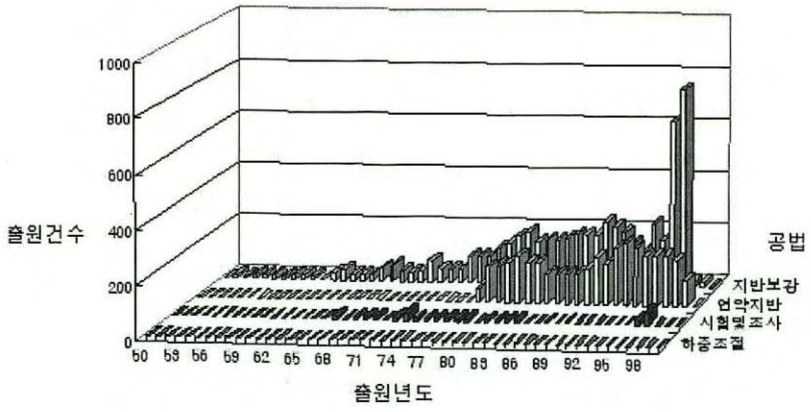


그림 2.1.10 일본의 기술별 출원동향 (특허청, 2001)

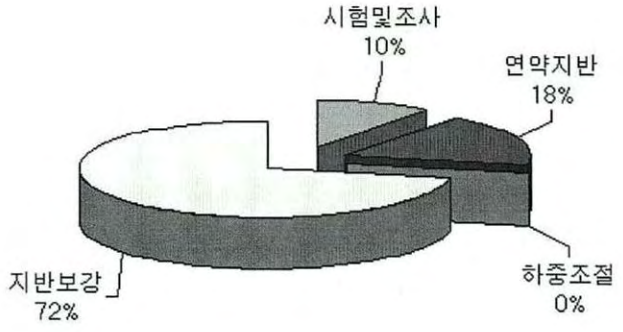


그림 2.1.11 일본의 기술별 출원비율 (특허청, 2001)

(2) 미국의 출원현황

미국의 지반안정화기술 관련 특허의 출원연도별 출원동향은 <그림 2.1.12>와 같다. 지반보강기술의 경우 1970년대 중반부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 점차적으로 증가하는 경향이고 , 연약지반개량기술의 경우 70년대 말부터 특허가 출원되기 시작하여 꾸준한 출원건수를 유지하고 있다.

미국의 지반안정화기술 관련 특허의 기술별 출원동향은 <그림 2.1.13>과 같다. 총 870건 중 지반보강기술이 626건으로 72%, 연약지반개량기술이 190건으로 22%를 차지하고 있으며, 현장조사 및 실내실험기술은 54건으로 6%를 차지하고 있다. 지반보강기술의 출원비율이 가장 높은 이유는 한국과 마찬가지로 공법 적용대상의 차이 때문이라고 판단된다.

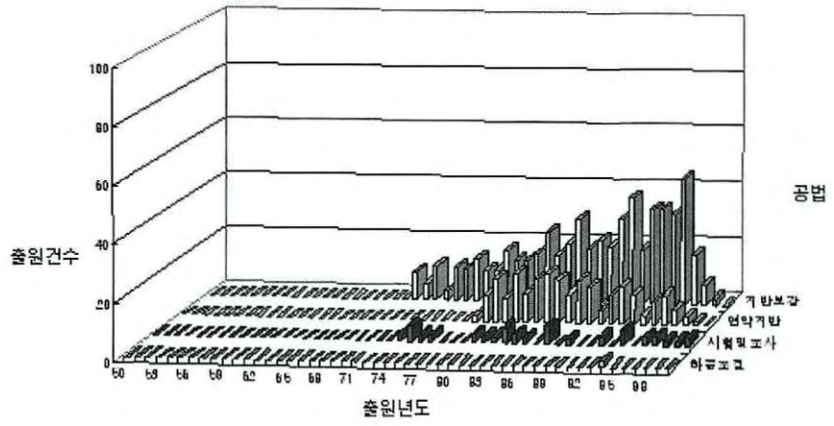


그림 2.1.12 미국의 기술별 출원동향 (특허청, 2001)

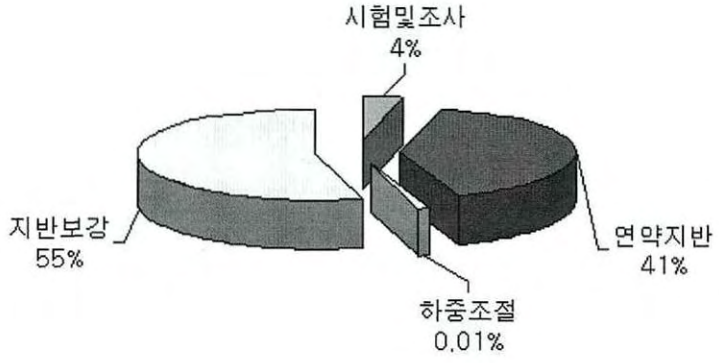


그림 2.1.13 미국의 기술별 출원비율 (특허청, 2001)

(3) 유럽의 출원현황

유럽의 지반안정화기술 관련 특허의 출원연도별 출원동향은 <그림 2.1.14>와 같다. 지반보강기술의 경우 1970년대 중반부터 특허가 출원되기 시작하여 80년대 이후 급격히 증가하는 경향을 나타내고 있다. 연약지반개량기술의 경우 80년대부터 특허가 출원되기 시작하여 이후 80년대, 90년대를 지나면서 계속적으로 출원건수가 증가하고 있으며 특히, 90년대 중반 이후 출원건수가 급격히 증가하고 있다.

유럽의 지반안정화기술 관련 특허의 기술별 출원동향은 <그림 2.1.15>와 같다. 총 1,022건 중 지반보강기술이 730건으로 72%, 연약지반개량기술이 189건으로 18%를 차지하고 있으며, 현장조사 및 실내실험기술은 109건으로 10%를 차지하고

있다. 한국, 미국, 일본과 비교하여 연약지반개량기술의 출원비율이 낮고 현장조사 및 실내실험기술의 출원비율이 높은 것을 알 수 있는데, 이는 기계공학분야가 발달하였기 때문으로 판단되며, 유럽의 연약지반개량기술 관련 특허 중에서도 다짐기기 등의 장비에 관련된 특허가 많이 출원되는 것으로 나타났다.

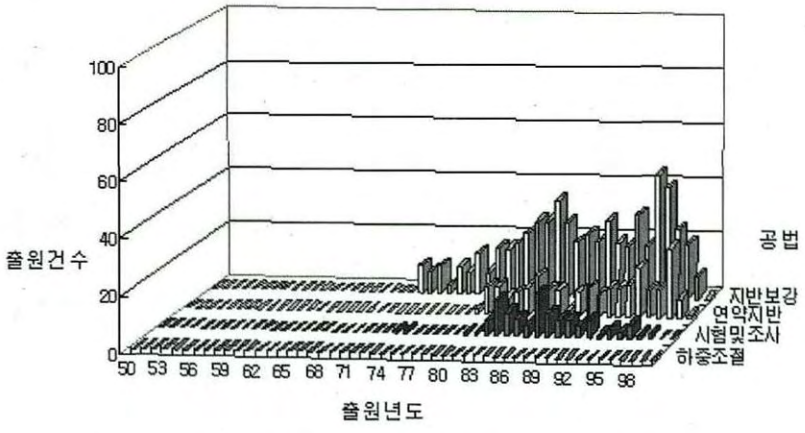


그림 2.1.14 유럽의 기술별 출원동향 (특허청, 2001)

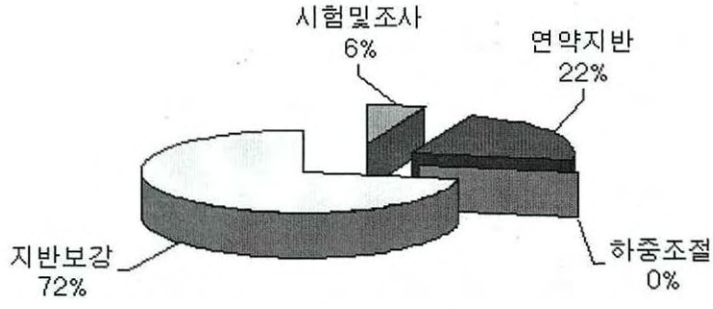


그림 2.1.15 유럽의 기술별 출원비율 (특허청, 2001)

2. 국내외 연구개발 동향

가. 시트 및 네트를 이용한 표층처리공법에 관한 종래의 연구

표층처리공법으로 최초로 시트가 사용된 사례가 보고된 것은 1969년 제 25회 일본토목공학회 학술발표회에서 보고된 福住의 "비닐시트에 의한 연약지반 표층처리공법"이다. 이후 1978년 淸水가 "네트공법의 기본원리와 실시 예"를 보고했고, 1979년 山內가 네트공법의 실용지지력공식을 제안하였다. 또한 1979년 山內는 판이론을 사용한 침하량 산정식을 제안하였고, 1985년에 渡는 공기막이론을 이용하여 침하의 산정식을 제안하였다. 그리고, 棚橋(1972)는 유한요소법을 이용한 변형해석과 지지력해석을 실시했다.

대표적인 시트와 네트공법에 대한 연구는 다음과 같다. <표 2.1.3 참조>

(1) 지반의 지지력이론에 근거한 방법

(가) 福住 · 西林 (1969年)

(나) 山內 · 後藤 (1979年)

(2) 케이블이론에 근거한 방법: 淸水 (1978年)

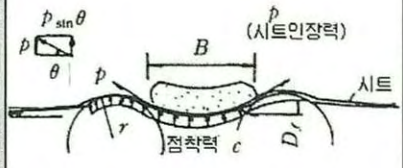
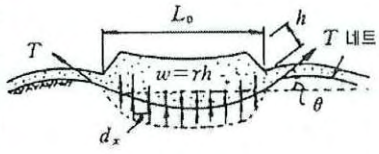
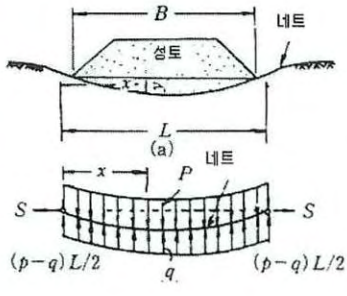
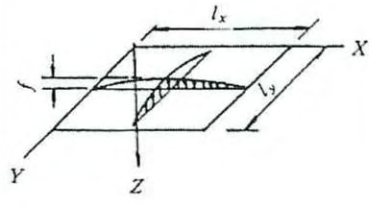
(3) 판이론에 근거한 방법 : 山內 · 後藤 · 案浦 (1979年)

(4) 막이론에 근거한 방법 : 渡 (1985年)

(5) 포물선 근입법 : 大北 · 中澤 (1982年)

(6) 유한요소법에 의한 방법 : 棚林, 平尾, 安原 (1992年)

표 2.1.3 시트 및 네트를 이용한 표층처리공법 설계방법 종류

원리	이론설계그림	제안식	파라미터
(1)Terzaghi의 지지력 산정식에 근거		$q = cN_e + \frac{2P\sin\theta}{B} + \frac{P}{r} + r_t D_f$ q: 지지력 c: 점착력 Ne: 지지력 계수 P: 시트 인장력 Θ: 시트 인장각도 B: 재하폭 r: 시트의 인장형상 r_t: 점토의 단위체적중량 D_f :근입 깊이	Θ: 시트의 인장각도 r :시트의 인장형상 D_f :근입 깊이
(2)지반계수법과 케이블이론에 근거		$y=\frac{W}{k}\left\{1-\frac{0.5}{\sin h\beta}\left[(1-e^{-\beta})e^{\beta k}L_0+(e^{\beta}-1)\times e^{-\beta k}L_0\right]\right\}$ $P=ky$ $\beta=\sqrt{\frac{C_2L_0^2}{T_0\cos\theta_0}}$ $w=\gamma abh/(a+d)(b+d)$ $L_0=2B=2(b+d)$ k: Winckler의 지반계수법에 근거한 지반반력계수 t_e: 네트상에 작용하는 지반하중강도 2_a: 성토하중의 단면폭 2_b: 성토하중의 장면폭 d: 부설두께 h: 성토고 r: 성토의 단위체적중량 T: 네트에 발생하는 최대인장력 Θ :네트의 경사각	k: 지반반력계수 y: 허용침하량
(3)판이론에 근거		$y=\frac{(p-q)}{S^2}\ \frac{D\sinh\sqrt{S/Dx}\times\sin h\sqrt{S/D(L-x)}}{\sin h\sqrt{S/DL}}$ $-(\frac{(p-q)}{2S})(x^2-Lx+\frac{2D}{S})$ y: 네트 침하량 x: 단부 거리 D: 네트의 휨강성 p: 성토의 하중강도 q: 지반반력 S: 네트와 흙사이의 전단강도 L: 네트를 단순지지력으로 상정할 수 있는 지지간거리	q: 지반반력 L: 지지간거리
(4)막이론에 근거		$H_x\frac{\partial^2}{\partial x^2}(z+w)+H_y\frac{\partial^2}{\partial y^2}(z+w)-p=0$ $H_x=\frac{E_x\bullet t_x}{2S_x-i_x}\{-\int_0^{l_x}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}w\,d_x+\frac{1}{2}\int_0^{l_x}(\frac{\partial w}{\partial x})^2 d_x\}$ $H_x=\frac{E_y\bullet t_y}{2S_y-l_y}\{-\int_0^{l_y}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}w\,d_y+\frac{1}{2}\int_0^{l_y}(\frac{\partial w}{\partial y})^2 d_y\}$ w: 막의 연직변위 H_x, H_y: x방향, y방향의 막장력의 수평성분 E: 막재료의 탄성계수 t: 막재료의 두께 s: 막재료의 초기길이	

또한, 시트 및 네트를 이용한 표층처리공법의 특징인 보강재를 일체화시킬 수 있는 점을 이용하여 安原(1985), 今西(1999) 등에 의해 지오네트 치환공법에 관련된 연구가 진행되었고, 지오네트 치환공법이 처음으로 적용된 현장은 1975년부터 1979년 일본 후쿠오카현 키타큐슈시 마쯔야마지구 매립지이다. 이 방법은 네트를 로프로 보강하고 그 위에 성토를 실시하는 방법으로 치환토를 이상적인 형상으로 설계하였으며, 시공 후 보링조사 등으로 현장의 형상을 계측한 결과와 실내시험결과 등을 가설적으로 보고하였다.

지오네트를 이용한 치환공법은 강제적으로 점토를 배출시켜 지지력지반을 조성하는 강제치환공법과 시트를 이용한 시트공법으로 나누어진다. 종래의 강제치환공법의 연구는 다음과 같다.

(1) 시공보고

(가) 堤 · 內河 · 半澤 · 島 (1975年)

(나) 箕輪 · 後藤 (1979年)

(2) 전류를 가정한 소성유동이론에 관한 연구 : 松井(1976年)

나. 시트 및 네트를 이용한 표층처리공법의 메커니즘에 관한 연구

(1) 인장력의 경시적인 변화

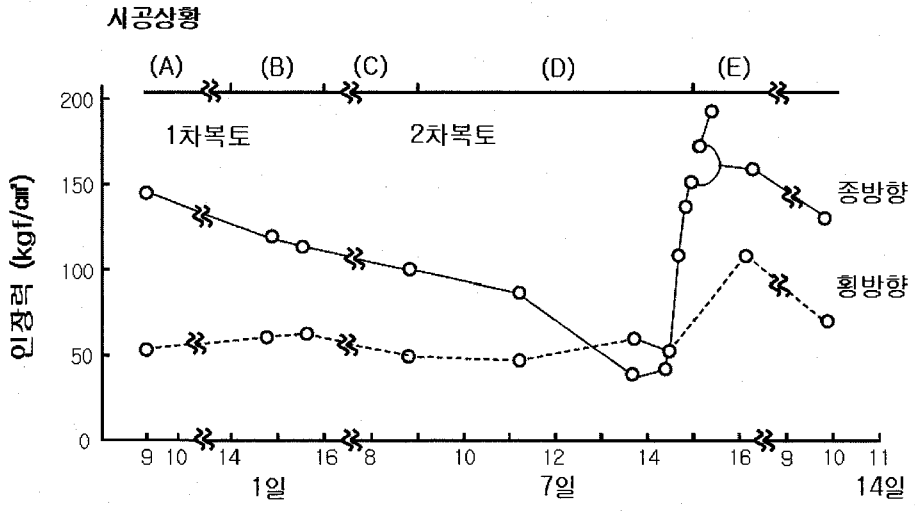
<그림 2.1.16>에는 복토공법을 적용한 현장에서 성토를 실시할 경우 시트나 네트의 시간에 대한 인장력 변화정도를 나타내고 있다. <그림 2.1.16>으로부터 성토완료시 그 주변에서 인장력은 최대치에 달하고 그 후 감소하는 것을 알 수 있다. 또한 다른 현장에서의 관측결과에서도 복토 재하 후에 가장 큰 인장력이 측정되었고, 그 후 1~2일간은 인장력이 서서히 감소하며, 현장에 따라서 인장력은 거의 소산되는 것이 관측되었다.

<그림 2.1.17>은 성토하중을 지지하고 있는 각 지지력 성분의 시간에 대한 변화를 모식적으로 나타낸 것이다. 성토가 시트나 네트위에 재하 될 경우 지반이 파괴되고 침하가 일어나게 되면 다음과 같은 지지력이 발생하여 성토하중을 지지하게 된다.

(가) 시트나 네트의 인장력에 의한 지지력
(나) 성토가 지반중에 침하됨으로써 발생하는 부력적 효과
(다) 지반의 소성유동의 구속효과에 의한 지지력
(라) 잔류점착력에 의한 지지력

하중과 지지력은 평형을 이루고 있으므로 현장에서 관측된 것과 같이 시트나 네트의 인장강도는 감소되는 것을 전제로 하면, 저감되는 지지력은 다른 요인에 의한 지지력으로 전환되어야 한다. 상기의 (다)성분은 시간과 함께 저감되는 성질을 갖고 있으며 (라)성분은 단기일에 압밀이 완료되므로 강도회복을 크게 기대할 수 없다. 결국 (나)성분의 부력적인 효과로 인한 지지력이 주류를 이룬다고 할 수 있다.

전술한 내용은 복토공사에 있어서 시트나 네트를 부설하고 단부에 구속하지 않는 경우를 나타내고 있으며, 통상의 시공에 있어 시트나 네트의 단부를 구속하는 경우는 시트와 네트의 응력완화가 발생하지 않으므로 침하가 억제되어, <그림 2.1.17>과 같이 시트와 네트에 발생하는 인장력은 증대되는 것을 예상할 수 있다. 시트와 네트에 발생되는 최대인장강도의 발생시점은 성토완료시라는 것을 알 수 있으며, 이것으로 시트나 네트의 인장강도는, 재하조건인 성토의 두께로부터 설정할 수 있으나, <표 2.1.3>에 나타내고 있는 설계방법 중 (가)식의 Df, (나)식, (다)식의 침하량 y는 물론, 다른 정수도 최종값이라고 할 수 없으며 신중히 검토되어야 한다.



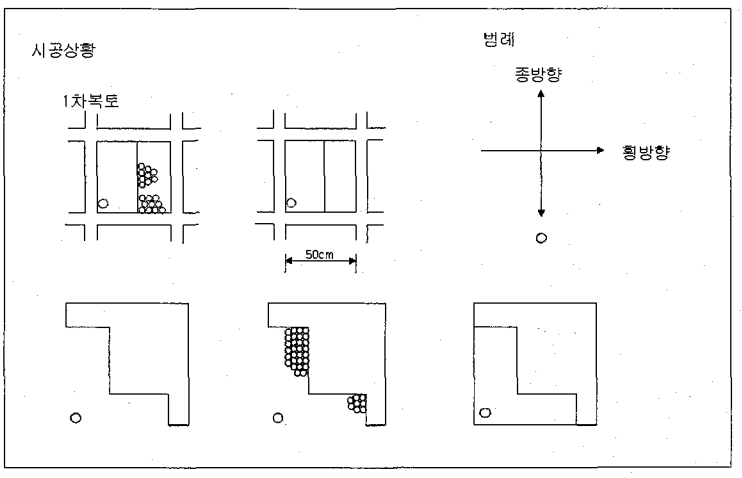


그림 2.1.16 지오텍스타일 인장강도의 경시변화

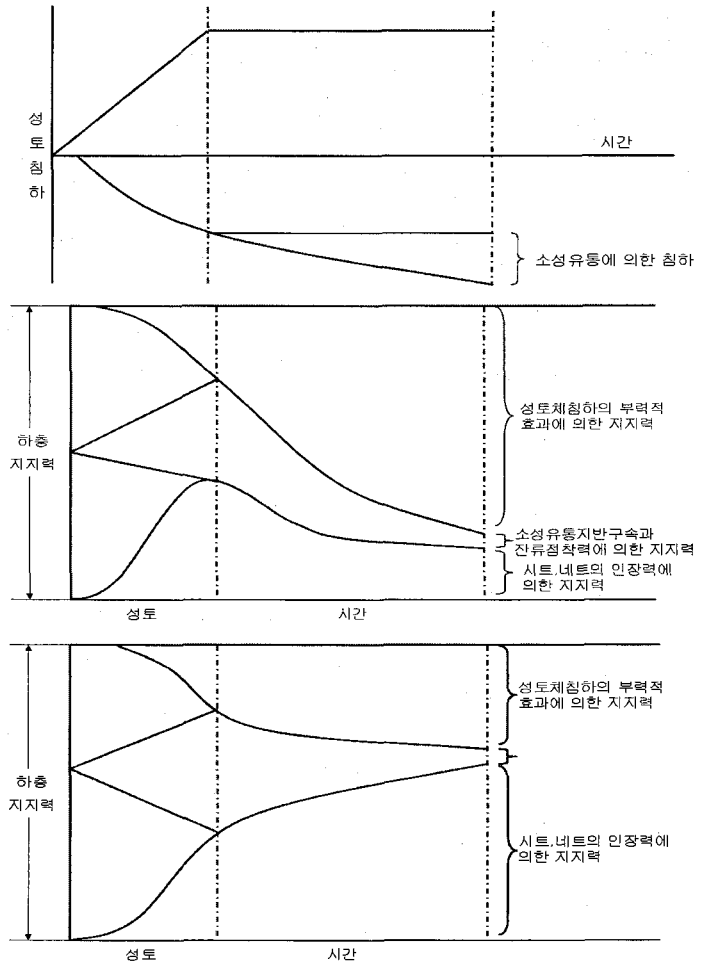


그림 2.1.17 지지력 성분의 시간적인 변화 (단부를 구속한 경우)

(2) 안정시의 실측값

<그림 2.1.18>은 변형전단의 관측예를 나타내고 있다. 성토의 재하폭이 작을 경우 시트나 네트는 원호상으로 변형하고 성토폭이 클 경우는 성토중앙부에서 평탄한 침하를 보이는 것을 알 수 있다. 이러한 관측결과로부터 변형형상을 나타내는 정수를 구한 것이 <그림 2.1.19>이다. 지반강도와 그 분토 그리고 재하조건 등에 의해 지반정수는 크게 변화는 것을 알 수 있다. 단 여기에서 특별히 주의해야 할 것은 지반변형 수치의 계산결과가 복토하중과 지반변형이 평형을 이루어 지반변형이 거의 발생하지 않을 때의 관측결과라는 것이다.

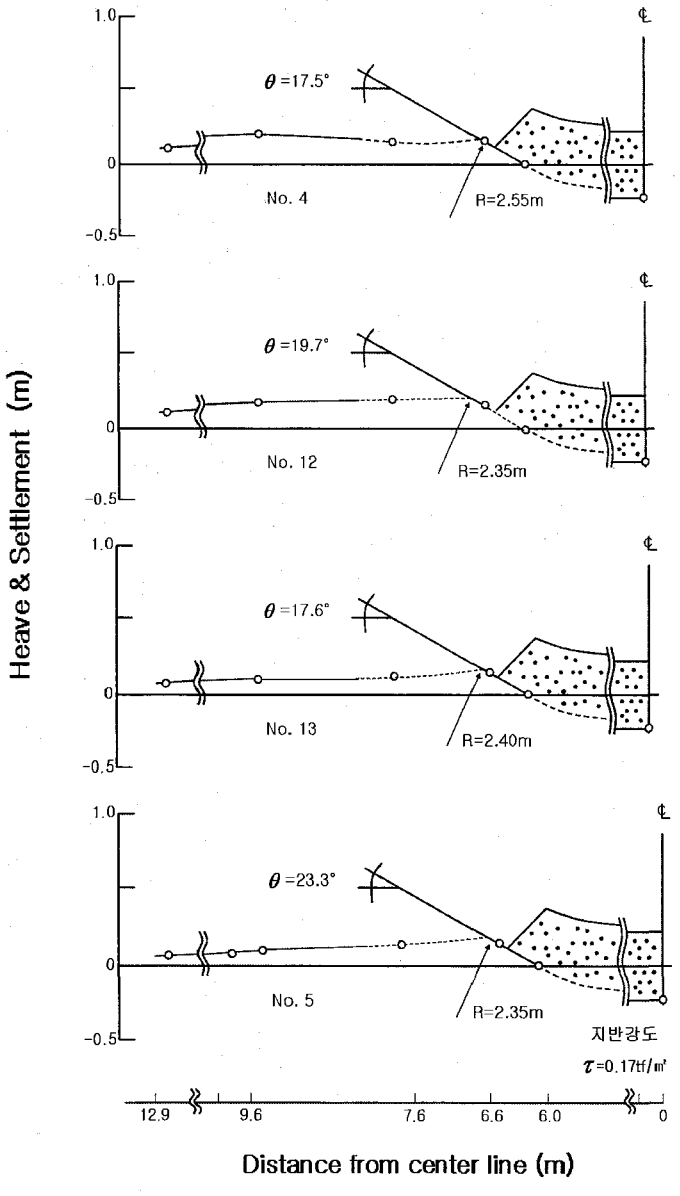


그림 2.1.18 안정시의 변형형상

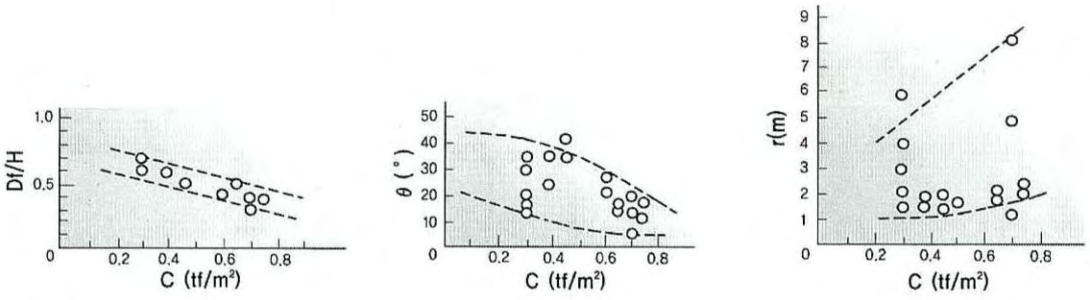


그림 2.1.19 안정시의 파라메타 (r, Θ, D_f)의 계측예 (坂井1990)

다. 표층처리공법상의 새로운 경향

표층처리공법상의 새로운 경향으로는 이용재료의 확장과 시공기계의 개발로 나눌 수 있다.

(1) 이용재료의 확장

표층처리공법에 사용되는 대표적인 수지재료로는 시트와 네트를 들 수 있고, 시공시 로프를 사용하므로 "로프 시트공법", "로프 네트공법"이라고도 불려지기도 한다. 시트공법의 설계 산정법은 福住와 西林(1970)에 의해 처음으로 제안되었다. Binquet와 Lee(1975) 는 Vidal의 보강토에 사용한 알루미늄호일을 표층에 부설하여 보강판으로 지지력의 증가정도를 조사하는 실험을 실시해 네트와 동일한 결과를 얻고 있다. 또한 대나무의 휨강성과 네트의 인장력을 조합한 대나무 네트공법이 기존의 표층처리 공법의 문제점을 개선하고 경제적이며 시공의 안정성을 확보할 수 있도록 고안되었다.

Ingles(1972) 는 타르를 바른 합성수지 시트로 노반을 감싼 도로를 고려하여 현장시험을 한 결과 홍수시에도 저항력을 유지하는 것을 확인하였다.

(2) 시공기계의 개발

연약지반의 표층고화를 위한 시공기계로는 TBS공법이 사용되어 왔고, 최근에는 TST 표층처리기 등 독자적인 고화처리기가 개발되고 있다.

제2절 연약지반 표층처리공법 현장적용사례

1. 서론

지반개량공법 적용 전 Trafficability 확보를 위해 실시되는 표층처리공법의 특성상 <그림 2.2.1>과 같이 전국 주요항만(무역항 28개, 연안항 24개, 신항만 8개)에 대하여 설계 및 시험시공사례를 조사하였다. 조사결과 표층처리공법은 인천, 평택, 여수, 광양, 진해, 부산지역에 주로 적용되었으며, 이는 지역적 지반특성에 따른 것으로 판단된다.

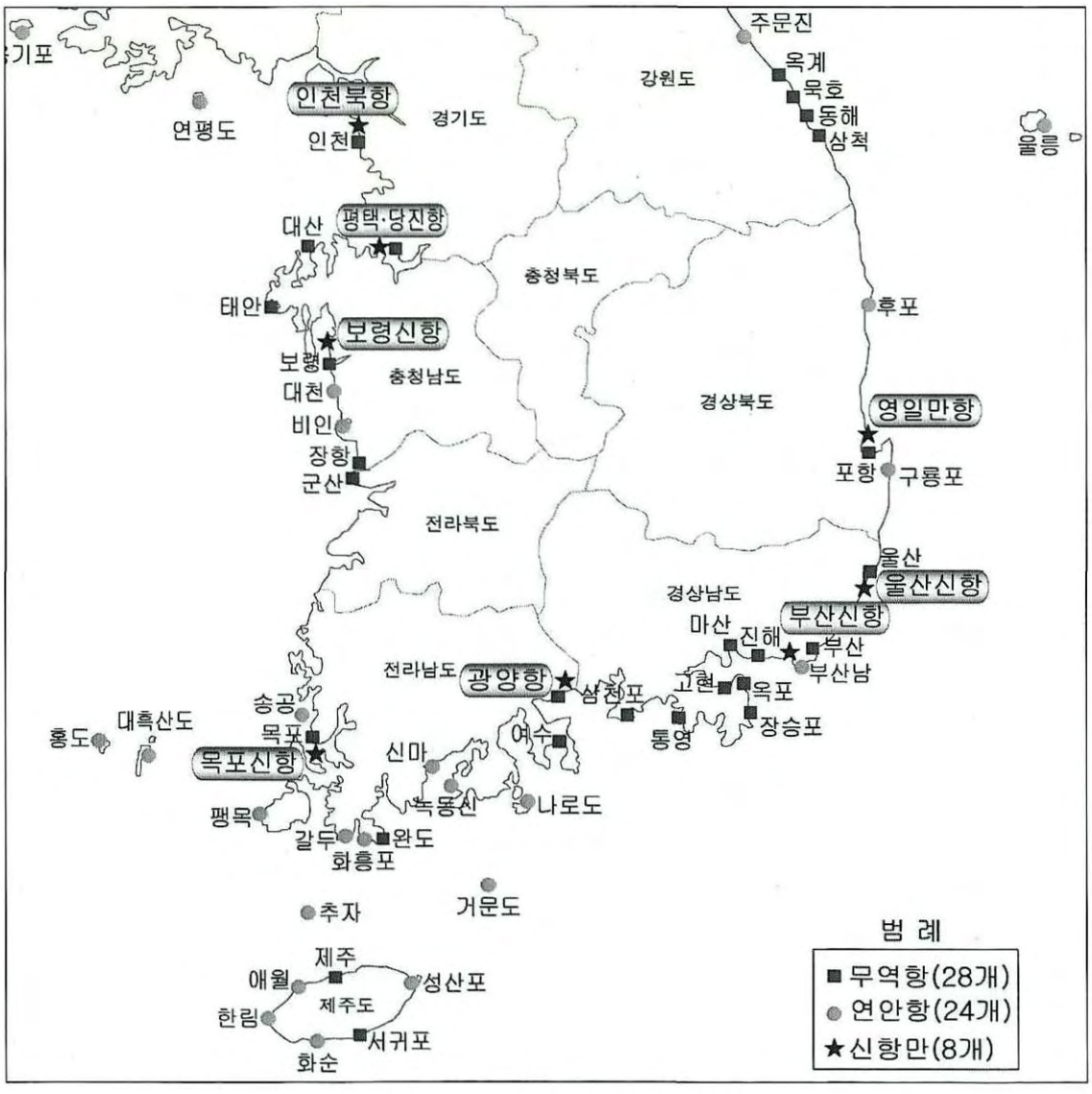


그림 2.2.1 전국주요 항만위치도

2. 표층처리공법 적용현황

가. 지역별 적용현황

(1) 인천

(가) 포스코파워 LNG 복합화력발전소 부지조성공사

인천시 북항투기장에 위치한 포스코파워 LNG 복합화력발전소 부지조성을 위한 지반은 준설매립에 의해 조성된 관계로 지반강도는 약 0.1t/tf/㎡인 것으로 조사되었다. 따라서, 본 공사(개량면적은 약 200,000㎡)를 위한 표층처리는 대나무망(0.4m 간격)과 지오텍스타일(15tf/m)을 적용하여 표층보강을 실시하였으며, 습지도져를 이용하여 2.0m 두께로 복토를 실시하였다.

(2) 평택

(가) 평택(아산)항 동부두(6,7,8번선석)축조공사

경기도 평택시 포승면 만호리에 위치한 동부두(6,7,8번선석) 배후부지 조성을 위하여 인근 항로/박지 준설을 통해 점토를 매립하여 부지를 조성하였다. 조성된 지반(Cu=0.054 tf/㎡, 면적=약 33만㎡)에 대해 대나무 망(0.7m 간격)과 지오텍스타일(5tf/m)를 적용하여 표층처리를 실시하고, 기계식 균등포설과 도져를 이용하여 2.5m 두께로 복토를 실시한 후 지반개량을 실시하였다.

(나) 평택(당진)항 항만배후단지 부지조성사업

경기도 평택시 포승면 신영리 일원의 준설토 투기장을 부지로 활용하기 위한 지반개량구역 중 점토매립구역(약 30만㎡, Cu=0.1 tf/㎡)에 대해 표층처리를 실시하도록 계획하였다. 표층처리를 위해 지오텍스타일(15 tf/m)을 이용하였으며, 강압건식포설 및 7tf 도져를 이용하여 1.0m 두께로 복토를 실시하도록 계획하였다.

(3) 여수

(가) 7B/L 시험시공

전남 여수시에 위치한 여수 국간산업단지 확장단지 2공구 조성공사 구간에 대하여 시공전 시험시공을 실시하였으며, 시험시공결과에 따라 수평배수층의 기능유지를 위하여 당초 '대나무 망+Geomat(15t/m)'을 '대나무 망+Geomat(25t/m)'으로 변경하였다. 복토는 주행식 컨베어벨트와 덤프트럭(4.5톤)이 이용되었다.

(4) 광양

(가) 광양항 2단계 2차

광양항 2단계 2차 컨테이너터미널 축조공사를 위하여 준설매립 후 지반개량을 통해 부지를 조성하였으며, 강도 Cu=0.133 tf/㎡인 지반 개량을 위해 당초 Geotextile(15tf/m)로 표층처리공법이 설계되었다. 그러나 지반융기(1.4m) 및 시공기간을 고려하여 (대나무 망(0.5m 간격)+분리매트)로 공법이 변경되어 공기단축 및 공사비를 절감할 수 있었다. 복토는 초습지 불도저와 덤프트럭(15tf)이 이용되었다.

(나) 광양항 업무지원시설

전남 광양시 성황동 광양항 2단계 2차 컨테이너부두 개발사업 배후부지 중 업무지원시설 부지조성공사를 위해 지반강도에 따라 3개 구역(A구역=0.1 tf/㎡, B-1구역=0.19tf/㎡, B-2구역=0.51tf/㎡)으로 분할하고, 구역에 따라 대나무 망(A구역)와 Geotextile(B-1,2구역)를 적용하여 시공하였다. 복토는 A구역에는 기계식균등포설과 19ton 도저를 적용하였으며, B구역은 7ton 도져와 19ton 도져를 적용하였다.

(다) 광양항 3단계 1차

광양시 황금동 지선해상에 컨테이너부두 개발을 위해 준설매립(지반강도 Cu=0.25tf/㎡)을 실시하고, PET매트(15t/m)를 이용하여 표층처리를 실시하였다. 복토는 동측과 서측으로 나누어, 동측에는 벨트컨베이어를 이용하여 Slag(0.4m)와 모래(0.6m)를 포설하고, 서측에는 모래(1.0m)를 포설하였다.

(라) 광양항 3단계 2차

광양항 3단계 2차 컨테이너터미널 축조공사를 위해 준설매립된 지반의 강도는 Cu=0.1 tf/㎡로 나타났으며, Geotextile(15 tf/m)를 이용하여 표층처리를 실시하고, 준설선에 의해 수중모래포설 및 중형도져 12t을 이용하여 총 2.5m 두께로 복토를 실시하였다.

(마) 율촌 제1지방산단 시험시공

율촌 제1지방산단 조성공사 Block RA-2 시험시공구간에 대해 지반강도는 0.1tf/㎡으로 조사되었으며, 대나무 망(1.0m 간격)와 지오텍스타일(10t/m)를 적용하여 시험시공을 실시하였다.

(바) 광양항 동측배후부지(2단계)

광양항 컨테이너부두 동측배후단지 조성공사 구역에 대해 준설매립으로 부지를 조성하고, 저면매트(15t/m)와 벨트컨베이어, 도져를 이용하여 115만㎡에 표층처리를 실시하였다.

(5) 진해

(가) 진해 00시설 공사

경상남도 진해 해군기지 건설을 위해 조성된 부지의 지반강도는 0.1 tf/㎡으로 조사되었으며, 약 4만7천㎡에 대해 Geomat(15t/m, 2장)을 이용하여 표층처리를 실시하고, 2.0m 두께로 복토를 실시하였다.

(6) 부산

(가) 부산신항 북"컨"배후부지 시험시공

부산신항 북"컨" 배후부지에 대한 합리적인 표층처리공법을 적용하기 위하여, 시험시공을 실시하였으며, 시험시공구간의 지반강도는 0.05 tf/㎡으로 조사되었다. 시험시공결과 대나무 망(0.4m 간격)와 고압모래살포를 적용함으로써 효율적인 시공이 가능한 것으로 나타났으며, 이를 고려하여 배후부지 시공시 활용토록 하였다.

(나) 신선대부두(4번선석)

부산항 신선대 부두 확장구역 배면부지 CY조성공사를 위해 대나무 망(0.5m 간격)와 저면매트(5t/m)를 적용하였으며, 본 부지의 지반강도는 0.13 tf/㎡으로 조사되었다. 또한, 일부구역의 표층이 매우 연약하여(Cu=0.01 tf/㎡), P.P Mat 1매(T=10t/m)를 추가 포설하여 표층처리공사를 실시하였으며, 초습지도져와 19ton 도져를 이용하여 복토를 실시하였다.

(다) 신선대부두(5번선석)

본 과업부지는 신선대 컨테이너 터미널 확장구역 배후부지로 사토 후 준설매립 및 융기된 구역 약 2만㎡에 대해 표층처리를 실시하였다. 대나무 망(0.5m 간격)와 저면매트(10 t/m)를 이용하여, 표층처리를 실시하고, 1.5m 두께로 복토를 실시하였다.

(라) 부산항 감만부두

부산항 감만부두 확장구역내 매립지(감만부두서측)의 표층처리는 산토매립시 원지반이 깊은 구역에 대해 저면매트(15tf/m+10tf/m)를 이용하였으며, 2.5m 두께로 복토를 실시하였다. 본 구역은 시공순서에 있어서 특이한 점을 보이고 있는데 원지반에 저면매트(15t/m)를 포설하고, 2.0m 두께의 복토를 실시한 후 저면매트(10t/m)위에 샌드매트를 포설하였다.

(마) 웅동투기장내 석재 가적치장 조성

욕망산 개발물량 중 남 '컨'배후부지 부두개발사업 소요 석재 약 200만(토사 약 60만㎥)의 야적장이 필요한 실정이나 북 '컨' 부지조성공사와 공사 및 재하시점이 맞지 않아 대체 적치장 개발을 검토하였다. 따라서, 운반거리 및 적치소요면적을 고려한 검토결과 웅동 투기장의 일부구역이 적치장으로 선정됨에 따라 연약한 준설매립지반 특성을 고려하여 표층처리를 실시함. 본 과업에 적용된 표층처리공법은 대나무망(0.4×0.4)과 PET Mat(30tf/m) 부설 후 0.8m 복토를 실시하고 2단계 PET Mat(15tf/m)를 부설하고 1.2m 복토를 실시하였다. 또한, 원지반 강도는 지반조사결과 0.1tf/㎡으로 나타남.

나. 지반강도별 적용현황

앞에서 조사된 내용을 바탕으로 지반강도에 따른 표층처리공법은 <표 2.2.1>와 같다. 조사결과, 복토두께는 1.0m~2.5m가 일반적인 것으로 나타났으며, 지반강도 0.1tf/㎡ 미만인 경우에는 대나무 망이 이용되었고, 그 이상인 경우에는 Geotextile가 주로 이용된 것으로 나타났다. 또한, 시공여건에 따라 차이는 있으나, 지반강도 0.1~0.133 tf/㎡인 경우를 살펴볼 때 강성재(대나무 망)를 이용함으로써 약 0.5~1.0m의 복토두께를 절감시키는 효과가 있는 것으로 조사되었다.

표 2.2.1 지반강도별 표층처리공법

지반강도(tf/㎡)	표층처리방법	복토두께	적용현장
0.050	대나무 망(0.4m 간격)		부산신항 북컨
0.054	대나무 망(0.7m 간격)	2.5m	평택 동부두 6~8
0.069	대나무 망(0.5m 간격)	1.5m	신선대 5번선석
0.100	대나무 망(0.4m 간격)	2.0m	인천 포스코파워
0.100	대나무 망(0.4m 간격) +Geotextile(30tf/m+15tf/m)	2.0m	웅동투기장내 가적치장
0.100	Geotextile(15t/m)	1.0m	평택 배후부지
0.100	Geotextile(15t/m)	2.5m	광양 3-2
0.100	대나무 망(1.0m 간격)	2.0m	광양 업무지원
0.100	Geotextile(15t/m, 2장)	2.0m	진해 00부두
0.130	대나무 망(0.5m 간격)	1.2m	신선대 4번선석
0.133	대나무 망(0.5m간격)		광양 2-2
0.190	Geotextile(20t/m)	1.2m	광양 업무지원
0.250	Geotextile(15t/m)	1.0m	광양항 3-1
0.400	Geotextile(15t/m+10t/m)	2.5m	부산 감만부두
0.510	Geotextile(20t/m)	1.2m	광양 업무지원

3. 분석결과

지역별/지반강도별 표층처리공법 적용사례에 대한 조사결과, 지역에 따른 구분은 명확하지 않는 것으로 나타났으나, 지반강도에 따라 비배수 전단강도가 0.1tf/㎡ 미만인 지역에서는 주로 강성보강재가 이용되었으며, 그 이상에서는 비강성보강재가 이용된 것으로 조사되었다. 또한, 지반강도(0.1~0.14 tf/㎡)에 대한 검토결과 강성보강재를 활용하는 경우 복토두께가 약 0.5~1.0m 절감시키는 것으로 조사되었다.

제3장 연구개발수행 내용 및 결과

제1절 연약지반 표층처리공법 활용기법 분석

최근 해안 인접지역에서는 준설토 투기장을 조성하고 항로 및 박지준설시 발생되는 준설점토를 투기하여 부지를 조성하는 사업이 많이 시행됨에 따라 연약한 준설점토의 개량방안이 중요문제로 부각되고 있다.

준설매립지반을 개량하기 위해서는 인력 및 장비의 진입이 필수적이나, 일반적으로 준설점토로 이루어진 지반은 매우 연약하여 진입이 자유롭지 못한 상태이며, 장기간 방치하더라도 표면의 일부만 건조되어 지반개량공사를 위한 장비의 주행성이 확보되지 못하는 경우가 일반적이다. 시간적인 여유가 많은 경우에는 장비의 주행성을 확보할 수 있는 두께까지 표층부가 건조되도록 방치하면 되나 일반적인 경우는 공기상의 제약으로 인해 방치기간을 길게 할 수 없게 된다. 따라서 준설토 투기 후 부지를 조성하기 위해서는 표층처리공법의 적용이 필수적이다.

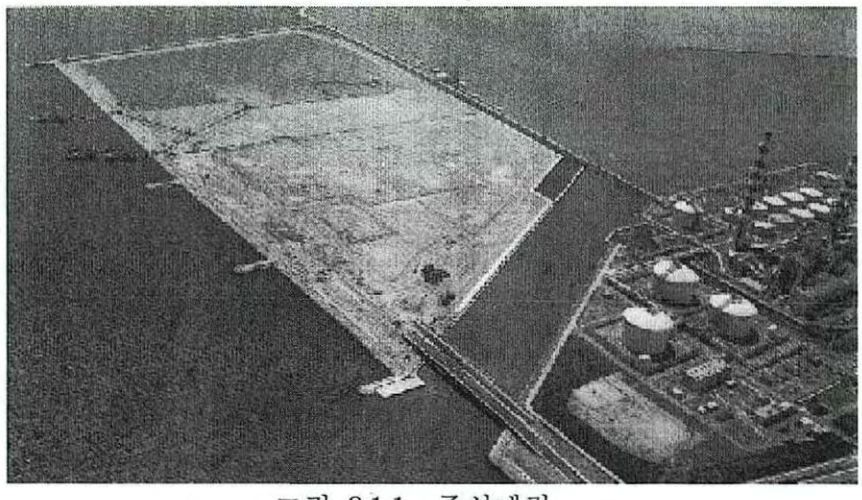


그림 3.1.1 준설매립

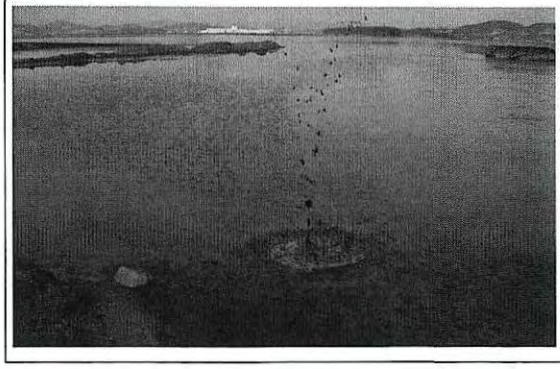
(a) 슬러리 상태의 준설점토	(b) 표면건조층(Crust)이 형성된 준설점토
	

그림 3.1.2 준설매립공사

1. 연약지반 표층처리공법의 종류 및 특징

표층처리공법은, 천층안정처리 또는 토질안정처리로도 불리며, 대상이 되는 공사는 도로, 활주로, 성토, 제방, 호안, Earth Dam, 얕은 Trench 등의 기초지반표층 및 사면보호공이며 광범위하게 여러 분야에 걸쳐있다. 또, Sand Mat처럼 연약지반개량공법의 일부로서 조합되어 사용하는 예도 많다.

일반적으로 표층처리공법은 처리대상 구조물에 따라 크게 두가지로 분류된다. 첫째는, 매립지반 등으로 대표되는 연약점성토의 표층처리이고 둘째는 도로, 철도 공항 등의 노상·노반의 안정처리로 분류된다.

매립지반 등에 적용되는 표층처리공법은 초연약지반의 장비(PBD 타설장비, 덤프트럭, 불도져 등) 주행성(Trafficabilty)확보를 위한 가설 목적으로 적용되며, 도로, 철도, 공항 등의 노상·노반의 안정처리는 영구구조물로서 이용된다.

본 장에서는 준설매립된 초연약 지반에서 광범위하게 적용되고 있는 가설구조물로 이용되는 매립지반의 표층처리공법에 대하여 기술하고자 한다.

<표 3.1.1>은 개량원리에 따른 분류 예로서, 크게 보강재(시트, 로프, 대나무 등)에 의해 지반을 보강하고 모래, 토사 등으로 복토하는 표층 피복공법과 원지반을 물리적(배수, 건조 등), 화학적 처리(안정재에 의한 고화처리)에 의해 개량하는 공법 등으로 분류할 수 있다.

표 3.1.1 개량원리에 의한 표층안정처리공법의 분류 예

대 분 류	개 량 원 리	공 법
표층 피복	하 중 분 산	▪ 대나무 망 공법 ▪ 시트공법 ▪ 부설그물공법 ▪ 로프Net공법
	하 중 균 형	▪ 압성토공법
	구 속 보 강	▪ 시트파일 구속공법
흙의 개량	화학적 고결	▪ 표층고화처리공법
	함수비 저하 (밀 도 증 대)	▪ 대기압재하공법 ▪ Sand Mat 공법 ▪ 자연건조, Trench 배수 ▪ 수평진공배수공법

또한, 표층처리공법은 개량원리 및 시공방법 등에 따라 <표 3.1.2>와 같이 표층배수·건조(乾燥)공법, 피복공법, 치환공법, 표층혼합처리공법 및 진공압공법(Suction Device, 수평진공배수 공법) 등으로 분류할 수 있다.

① 표층배수, 건조공법은 비교적 적은 인원과 장비로 간단히 적용할 수 있는 반면, 지반개량에 많은 시간이 소요된다. 강제배수, 암거배수, 모세관건조 등을 병용하여 기간 단축을 도모할 수 있으나 실시된 예는 적다.

② 표층피복공법은 모래, 토사 등의 복토에 따른 국부적인 함몰을 경감시키기 위해 사전에 초연약지반의 표층을 시트, Rope Net, 대나무 망 등에 의해 피복하는 물리적인 표층처리 공법이다. 표층처리에 범용되고 있는 공법으로써 특히 Geotextile, 네트 등의 재료 개발이 진보함에 따라 그 적용이 더욱 활성화되고 있다.

③ 치환공법은 연약토의 일부 또는 전부를 양질의 재료로 치환하는 공법으로써 지반개량의 기본적인 방법이다. 치환방법에 따라 연약층을 제거하고 치환하는 굴착치환공법, 성토하중에 의해 연약층을 측방 또는 전방으로 밀어내고 치환하는 강제치환공법, 폭발에 의해 연약층을 제거하고 치환하는 폭파치환공법이 있다.

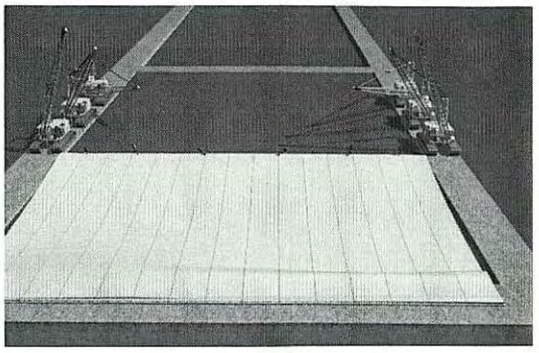
④ 표층혼합처리공법은 석회, 시멘트 등 화학적인 안정재를 표층의 연약토와 혼합하여, 포졸란 반응 등 화학적 고결작용에 의해 표층을 고화처리하는 방법이다. 예전부터 Soil Cement공법 등의 명칭으로 도로의 노상·노반 안정처리에 많이 이용되어 왔으며, 고함수비 점성토, 고유기질토 등에도 효과가 있는 토질개량용 시멘트가 개발되어 이용되고 있는 공법이다. 개량재의 종류에 따라 시멘트계, 석회계, 산업부산물(슬래그, 석탄회 등)을 이용한 공법으로 분류된다.

⑤ 진공압공법(Suction Device, 수평진공배수 공법)은 포화된 초연약지반 표층에 진공압을 가함으로써 강제로 탈수시켜 지반의 강도를 증가시키는 공법이다. 공법 적용후 개량효과의 확인이 즉시 가능하고, 표층처리 후 단기간 내에 장비의 진입이 가능하다.

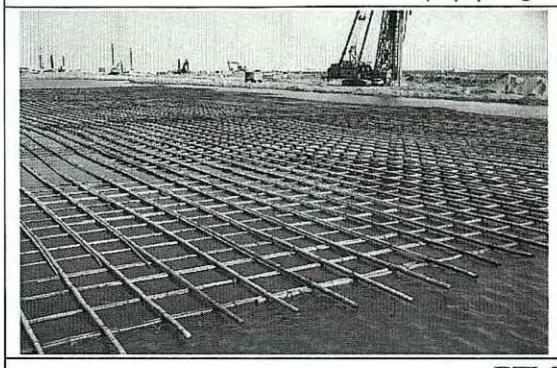
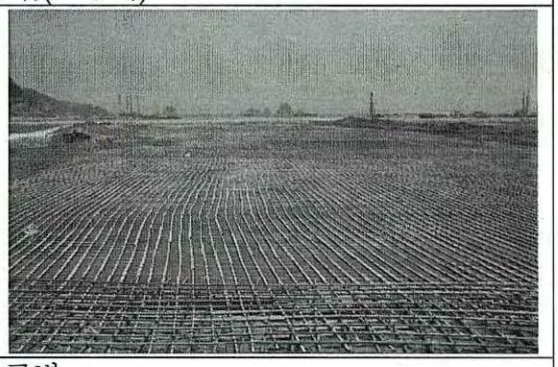
표 3.1.2 표층안정처리공법의 분류예

분류	공 법	공법의 개요	장 점	단 점	시공성·적용성
배수 및 건조	PTM 공 법	◦ 표층에 점진적인 트렌치망을 구성하여 배수를 촉진 및 건조층(Crust)을 형성시키는 공법	◦ 공기가 긴 경우에 효과적인 개량공법이다.	◦ 단기간에 충분한 개량효과를 기대하기가 어렵다.	◦ 공기가 긴 경우에 적용성이 크다.
피복	Sheet /Net	◦ 연약토표층에 Sheet 또는 Net를 포설하여 진입로, 인력진입을 확보하는 공법	◦ Sheet 및 Net는 수급이 용이하며 표층처리에 유효한 공법이다.	◦ 연약지반이 대규모인 경우 혼합처리와의 병용이 필요한 경우 가 있다.	◦ 연약토위에 직접 샌드매트를 포설할 수 없는 경우 적용성이 있다.
	Sand Mat	◦ 연약토표층에 모래를 포설하여 양질의 지반을 확보하는 공법	◦ Vertical Drain과 병용하여 배수층으로 역할 수행	◦ 최근 양질의 모래 수급이 어려워지고 있다.	◦ 표층피복을 행하는 경우 배수층 확보를 위해 Sand Mat공을 행하는 것이 좋다.
	대나무 네 트	◦ 대나무의 휨강성과 네트의 인장력을 조합 ◦ 대나무Net 설치후 토사 복토	◦ 기존공법에 비해 공기 단축 가능 ◦ 소성변형에 따른 전단파괴 최소화	◦ 대나무 망 포설 시공성 증대를 위한 수심확보 필요	◦ 대나무의 휨강성에 의해 균등복토 포설 가능 ◦ 준설매립이후 방치기간이 부족할 경우 적용성 큼.
치환	치 환	◦ 연약토의 일부 또는 전부를 양질토로 치환함으로써 개량	◦ 양질토로 치환하므로 개량효과 확실	◦ 치환량이 크게 되므로 연약토의 처리/처분이 문제가 될 수 있다.	◦ 전통적인 개량공법으로서 개량효과가 가장 확실하다.
혼합처리	석회계	◦ 생석회, 소석회등을 연약토와 첨가/혼합하여 개량하는 방법	◦ 화산회질 점성토등의 안정처리에 개량효과 우수	◦ 타공법에 비하여 고가의 공법	◦ 시공방법/시공기계에 따라 적용성이 커진다.
	시멘트계	◦ 보통포틀랜드 시멘트, 특수시멘트 등을 연약토와 첨가/혼합하여 개량하는 방법	◦ 고함수비 연약토에 대해서도 고강도의 개량효과를 기대할 수 있다.	◦ 일반적으로 공사비가 고가이다.	◦ 시공방법/시공기계에 따라 적용성이 커진다
진공압	수 평 진공배수	◦ 지반내 부(負)의 과잉간극수압을 유발시킴으로서 유효응력의 증대를 유도해내는 방법	◦ 개량 가능 구역이 큼 ◦ 단기간내에 압밀을 촉진시켜 작업성과 시공성 확보	◦ 수평배수재 매설선 필요 ◦ 시공관리 및 배수재의 품질관리 필요	◦ 개량구간이 넓은 지역에 활용가능

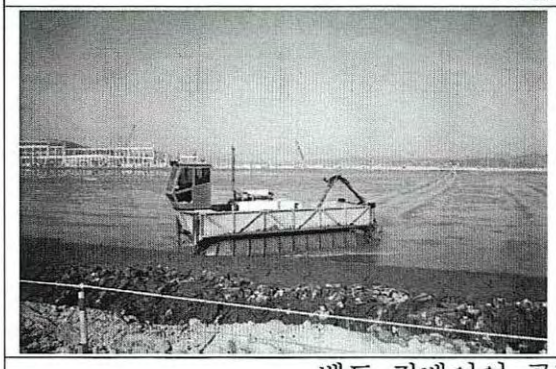
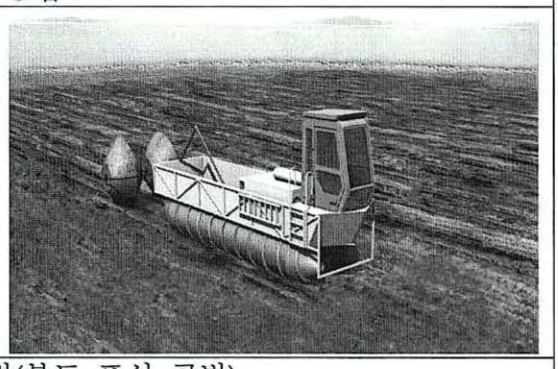
Geotextile 공법(보강재)




대나무 망 공법(보강재)

PTM 공법

벨트 컨베이어 공법(복토 포설 공법)

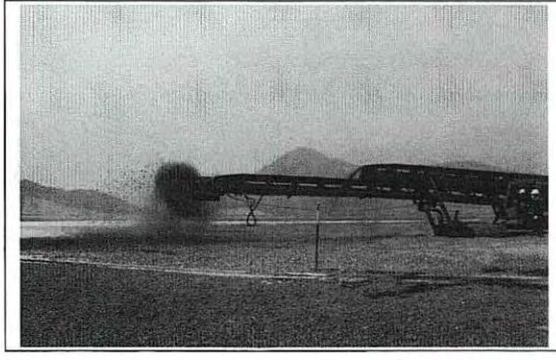
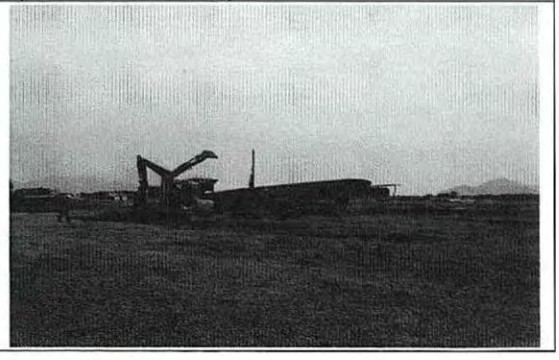



그림 3.1.3 표층처리공법의 종류

가. 표층처리공법의 선정

표층처리공법의 선정에 있어서 처리대상지반의 토질, 지반의 상태, 현지주변환경, 공기(工期), 공사비 등이 종합적으로 검토·평가된 후에야 구체적인 공법의 선정이 이루어진다.

(1) 표층처리공법의 선정흐름

<그림 3.1.4>의 표층처리공법의 적용 및 선정 Flow를 따르면 적절한 표층처리공법의 선정이 가능하며, 특히, 인력진입 및 장비의 주행성 확보가 어렵고 공기가 촉박한 경우 표층처리공법의 선정에 있어서는 공사규모, 요구품질, 재료의 수급 및 현지주변환경 등이 충분히 고려되어야 한다.

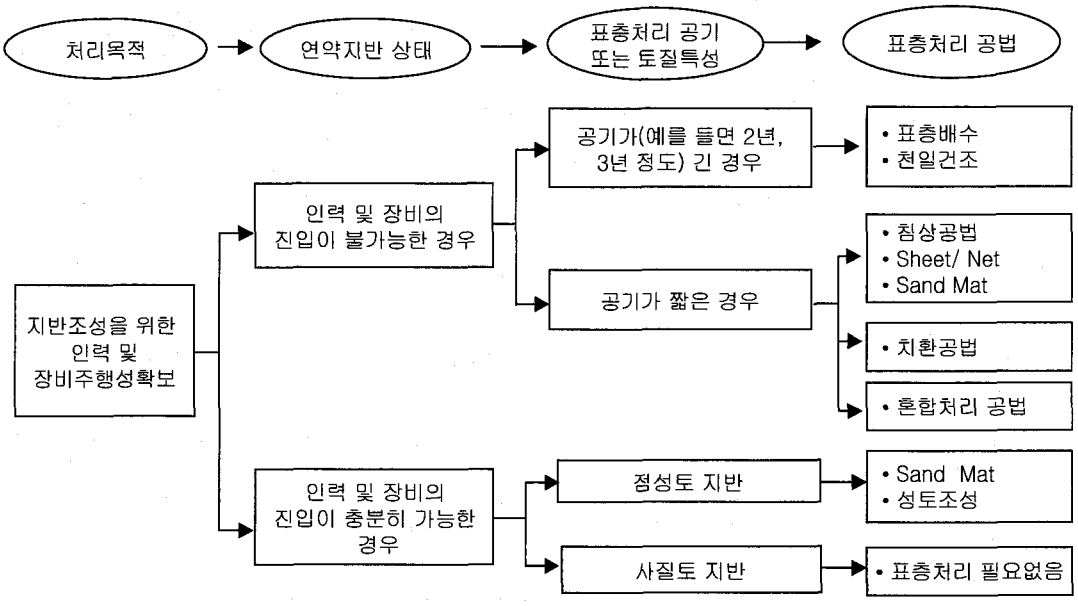


그림 3.1.4 표층처리 공법의 선정흐름도

(2) 표층처리공법과 준설점토의 전단강도

준설토를 투기한 후 방치기간에 따라 전단강도는 증가하지만 중요한 것은 표층처리 실시 시점의 강도와 그에 따른 적절한 표층처리공법을 선택하는 것이다. 표층처리공법의 종류에 대하여 지반상태에 대한 적용을 살펴보면 다음과 같다. 2000년 9월 일본 Koichi시에서 열린 ISGK 2000(International Seminars on Geotechnics in Koichi)의 Masashi Kamon이 발표한 논문에 의하면 연약지반의 강도가 약하고 인장강도가 크게 요구되는 경우 기존의 표층처리용으로 사용되고 있는 보강재는 Geotextile, 지오그리드외에 대나무망의 사용이 가능하다.

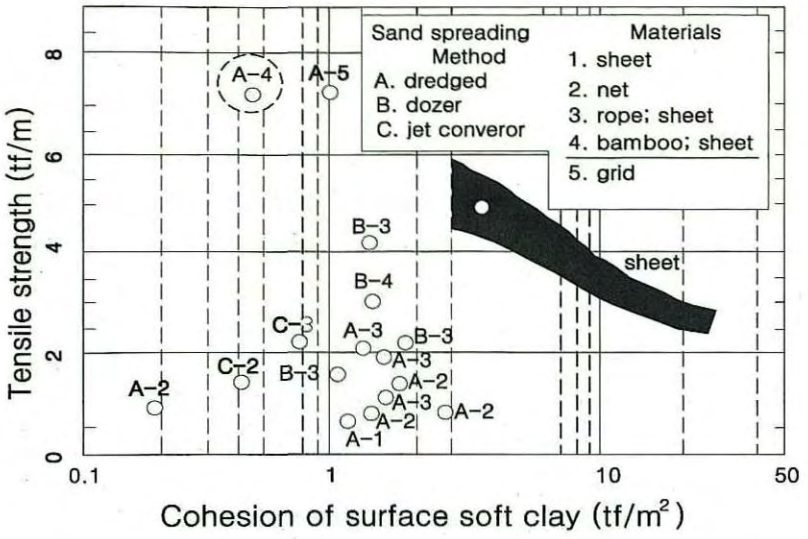


그림 3.1.5 보강재별 인장강도와 점성토 표층강도의 관계

(International Seminars on Geotechnics in Kochi, 2000. 9)

나. Geotextile공법

(1) Geotextile공법의 개요

Geotextile공법은 보강재를 연약지반의 표면에 직접 깔고 그 위에 양질의 토사를 성토하는 공법으로 하부에 부설된 Geotextile가 상부토사의 함몰을 방지하여 건설장비의 주행을 가능하게 하고 단시간 내에 시공이 가능하도록 하는 초연약지반의 표층처리공법중 하나이다.

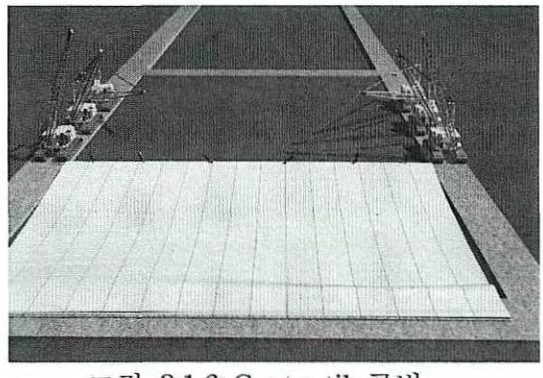


그림 3.1.6 Geotextile공법

현재 Geotextile공법의 설계를 위하여 점성토지반을 대상으로 성토하중과 지지력을 평형적인 조건으로 간주한 Terzaghi 지지력공식을 이용한 식, 지반반력계수법과 케이블 이론의 조합에 의한 식, 액체위에 놓인 막구조 이론에 의한 식 등이 제

안되어 있으나, 아직 확립되지 못하고 시공실적에 기초한 경험적 방법이 보급되어 왔다. 이것은 대상지반이 연약한 점토이기 때문에 토사 부설시 파괴 및 소성유동 거동에 의해 시공중은 물론 시공후에도 토성이 변화하기 때문이다. 토성변화에 대응한 Geotextile와 복토하중의 관계를 잘 나타내는 관계식과 입력자료의 파악이 사실상 곤란하므로 공법을 성공적으로 적용하기 위해서는 공법의 지지원리를 충분히 이해하는 것이 필요하다.

(2) 공법의 원리

성토시 Geotextile에 작용하는 인장력과 경과시간에 따른 변화는 성토 종료시 또는 그 근방에서 최대치에 도달한 후 차차 감소하며 현장여건에 따라 인장력이 거의 없어지는 경우도 있다. 성토하중을 지지하고 있는 성분은 Terzaghi지지력 공식으로 부터 다음과 같이 4개의 성분으로 나타낼 수 있다. 성토가 Geotextile위에 재하되어 지반이 파괴되어 침하가 시작되면, 다음과 같은 지지력들이 발생하여 성토하중 및 차량하중을 지지한다.

① Geotextile의 인장력에 의한 지지력

② 성토가 지반속으로 침하함에 따라 발생하는 부력효과

③ 지반의 역학적 성상에 따라 소성유동의 전파가 시간적으로 지연되며 이로 인한 구속효과에 의한 지지력

④ 잔류 점착력에 의한 지지력

하중과 지지력의 평형관계에서 복토공사시 Geotextile를 넓게 부설하고 단부가 구속되지 않은 조건에서는 Geotextile의 인장력이 감소함을 전제로 하고 감소된 지지력은 다른 요인에 의한 지지력으로 전환된다. 상기 ③의 성분은 시간과 함께 감소하며 ④의 성분도 짧은 시간에는 압밀에 의한 강도회복을 크게 기대할 수 없으며, ②의 성분으로 지지력을 기대할 수 있다. 이와 같은 현상은 복토공사시 Geotextile가 넓게 부설되고 단부가 구속되지 않은 상태인 경우이므로 Geotextile의 단부가 구속되어 있는 경우에는 Geotextile에 발생하는 인장력은 증대한다. 단부 고정조건을 고려하면 Geotextile에 생기는 최대인장력의 발생시점은 성토 종료후가 아니고 구조물이 전체적으로 안정된 후이다. 이는 Geotextile 인장력 계산시 입력정수의 중요성을 시사하며 재하조건인 성토두께는 최대두께로 설정되며 계산식에서 침하량은 물론 다른 정수도 반드시 최종치는 아니므로 설계시 신중을 기해야 한다.



그림 3.1.7 Geotextile 보강에 의한 표층처리

(3) Geotextile의 특성

Geotextile의 인장강도는 대상지반의 점착력에 크게 영향을 미치므로 지반강도에 따른 Geotextile의 적용실적을 참고로 하여 개략적인 Geotextile 재질 선정을 행한다. Geotextile 재료의 선정에 영향을 주는 인자는 성토형태, 연약층후, 성토재료, 수중시공 여부, 성토시공 기계, 성토층후 등이 있으며 이들을 고려한 재료의 선정이 요구된다. 한편, Geotextile에 요구되는 재료적인 성능은 인장강도, 인렬(引裂)강도, 흙과의 마찰력, 투수성 그리고 각종 내구성(내후성, 내산·알칼리성 등)이 있다.

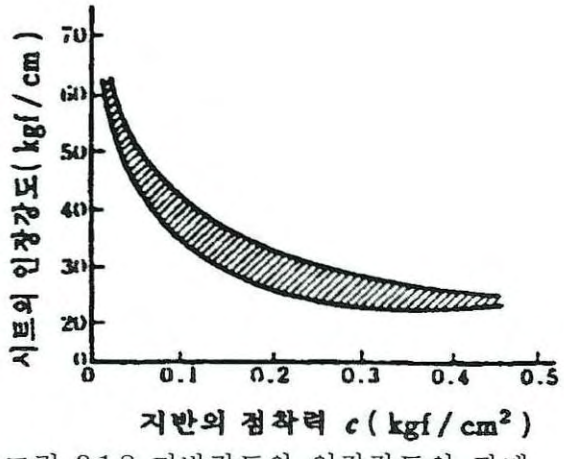


그림 3.1.8 지반강도와 인장강도의 관계

표 3.1.3재료별 공학적 특성

구 분	PET (Polyester)	PE (Polyethylen)	PP (Polypropylen)
특 징	• 무거움 • 신율이 작음	• 무게보통 • 신율이 작음	• PE보다 가볍고 신율이 큼 • PE보다 강도가 낮음
장 점	• 강도가 큼 • UV에 대해 내구성이 가장 우수 • 내열성, 내한성 큼	• 강도가 큼 • 생물학적, 화학적 저항 큼 • 내한성이 큼 • UV에 의한 열화가 큼	• 강도가 큼 • 생물학적, 화학적 저항 큼 • PE보다 장기적 안정
단 점	• 내알칼리성 작음	• PP보다 중량 큼 • 국내 시판이 거의 안됨	• UV에 대해 약함

표 3.1.4 직조방법별 공학적 특징

구 분	직포(Woven)	부직포(Non-Woven)
특 징	• 날줄과 씨줄로 교차하여 엮어 만듬 • 주로 보강재, 분리재로 사용	• 섬유를 불규칙하게 배열 결합시킴 • 공극이 풍부하여 필터재, 보강재, 분리재 등에 광범위하게 사용
장 점	• 인장강도가 부직포 보다 매우 큼 • 신율이 작음	• 꿰뚫림이나 파열에 강함 • 성토재 투하시 충격흡수성이 좋음
단 점	• 필터기능이 좋지 않음	• 인장강도가 직포보다 작음 • 신율이 크므로 지반변형이 큼

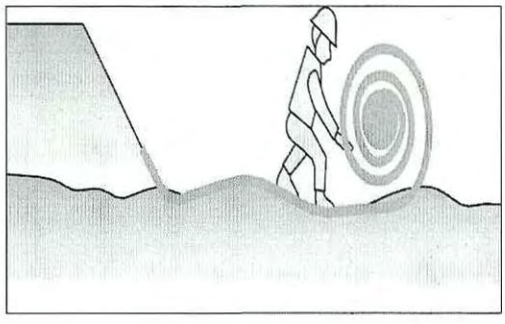
(4) Geotextile의 부설방법

PET Mat의 포설은 연약지반 개량장비(PBD, PSD, SD 등) 진입시 장비의 접지압에 대한 지반강도 확보를 위하여 필수적으로 시공해야 한다. Geotextile의 일반적인 부설방법은 인력포설, 크레인, Back Hoe, 윈치 등 장비에 의한 포설, 바지선을 이용한 포설방법 등이 있으며 <표 3.1.5>와 같다.

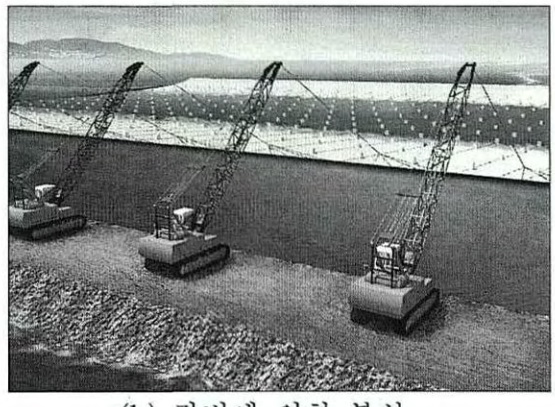
표 3.1.5 Geotextile의 일반적인 부설방법

구 분	지반의 상태	부 설 방 법	사용기계 및 기구
토목섬유	연약(사람보행 가능)	인력부설	발판/로프
	매우 연약(표층 Crust 존재)	인력 및 기계부설	발판/로프/가설도/윈치
	초연약(표면 슬러리 상태)	기계/Skid에 의해 부설	Skid/윈치/로프/가설로(고화)
	수중	배에 의한 부설	배/윈치/로프

가장 간단하고 많이 쓰이는 방법은 인력에 의한 방법이다. 이 경우도 발판을 확보하기 위하여 목재, 판재 또는 스티로폴 판 등을 사용하고 있다. 발판을 확보할 수 없는 초연약지반에서는 배 또는 간단한 뗏목을 만들어 사용하고 이들에 윈치를 병용하여 부설한다.



(a) 인력부설



(b) 장비에 의한 부설

그림 3.1.9 Geotextile의 부설

(5) Geotextile의 접합방법

Geotextile 한 장의 폭은 제한되어 있기 때문에 여러장을 접합하여 사용하게 된다. 접합이 불완전하여 파손되는 경우가 발생할 수 있다.

접합부는 응력집중이 생기지 않도록 접합하여야 한다. 접합형태는 Z접합, 目 접합등이 있으며 봉합사는 가급적 동일 강도 및 재료적 특성을 가진 것으로 한다.



그림 3.1.10 Geotextile의 접합 (현장 기계접합)

(6) Geotextile의 인장강도 및 안전율

Geotextile 설계인장강도는 최대인장강도에 설치시, Creep, 화학적 영향, 생물학적 영향 등을 고려하여 허용인장강도를 적용한다.

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{FS_{설치} \times FS_{크리프} \times FS_{화학적손상} \times FS_{생물학적손상}} \quad (3.1)$$

여기서, Tallow : 허용인장강도

Tult : 극한인장강도

FS설치 : 포설시 손상에 대한 안전율

FS크리프 : Creep에 대한 안전율

FS화학적손상 : 화학적 분해에 대한 안전율

FS생물학적손상 : 생물학적 분해에 대한 안전율

Geotextile의 부분 안전율은 <표 3.1.6>과 같다.

표 3.1.6 Geotextile의 부분 안전율

구 분	설치시 손상	크리프	화학적 손상	생물학적 손상
분 리 재	1.1~2.5	1.0~1.2	1.0~1.5	1.0~1.2
완 충 재	1.1~2.0	1.2~1.5	1.0~2.0	1.0~1.2
비포장도로	1.1~2.0	1.5~2.5	1.0~1.5	1.0~1.2
벽 체	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
성 토 부	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
지 지 력	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
사면 안정	1.1~1.5	1.5~2.0	1.0~1.5	1.0~1.3
포 장 재	1.1~3.0	1.0~1.2	1.0~1.5	1.0~1.1
철 도	1.1~3.0	1.0~1.5	1.5~2.0	1.0~1.2
Silt Fence	1.1~1.5	1.5~2.5	1.0~2.5	1.0~1.1

표층처리공법에 사용되는 Geotextile의 인장력에 대한 안전율은 단기적으로 Drain 장비에 대한 지지력을 확보하여야 하므로 장기적인 크리프 화학적 및 생물학적 안전율은 무시하고 설치시 손상에 대한 안전율을 적용한다.

다. 지오그리드 공법

(1) 개요

지오그리드를 사용하여 재래공법에서 해결할 수 없었던 기술적인 문제를 해결함으로써 각종 토목공사의 시공영역이 확대되고 공기단축, 공사비절감 등의 효과를 기대 할 수 있다. 지오그리드는 고밀도, 고감도의 폴리머 중합체로써 용접부나 연결취약부가 없는 구조로서 격자상 구조는 성토재료를 상호결속(Interlocking)하는 효과를 가지며 아래와 같은 기능과 효과가 있다.

(가) 인장보강 기능

토사의 소성파괴 방지, 수평전단저항강화, 기층의 강성증대

(나) 상호결속기능

마찰력 증대로 활동파괴에 대한 저항증대, 하중의 균등분포로 부등침하 방지

(다) 분리기능

상호관입방지에 의한 기층의 연약화 방지

(라) 여과 및 배수기능

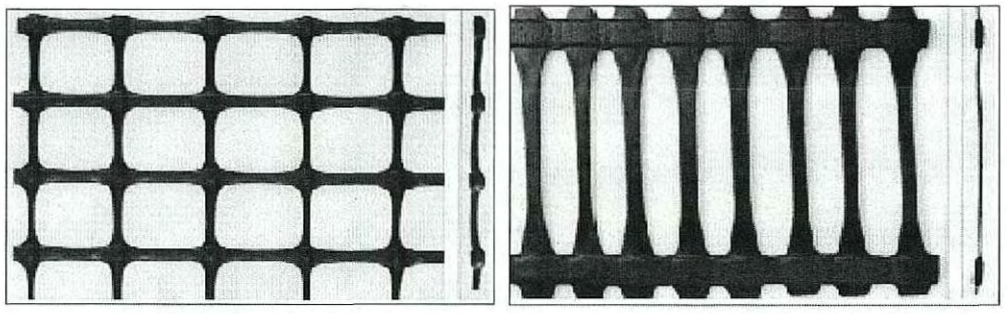
지오그리드로 보강된 복토층은 세립토의 이동을 감소시키고 안정된 여과 배수층을 형성하여 과잉간극수압을 신속히 소산시킨다.

(2) 제조방법

지오그리드는 합성 고분자 재질로 만들어진 인장부재를 격자형태로 구성한 평면구조의 Geotextile(geosynthetics) 제품으로, 제조방법에 따라 일체형 지오그리드와 결합형 지오그리드로 구분된다. 일체형 지오그리드는 폴리에틸렌, 폴리프로필렌 등의 고분자 폴리머를 판상으로 압출시킨 후 격자형태로 구멍을 내고, 1방향 또는 직교하는 2방향으로 연신하여 제조하며, 결합형 지오그리드는 폴리에스테르 등의 고강도 섬유를 격자형으로 교차시켜 제직/편직한 후 PVC 등으로 코팅하여 제조한다. 전세계적으로 생산되는 지오그리드의 종류는 10여 종이 있으며, 이 중 일체형 지오그리드는 2종이고 나머지는 모두 결합형 지오그리드이다. 일반적으로

강성도를 기준으로, 일체형 지오그리드는 강성 지오그리드로, 결합형 지오그리드는 연성 지오그리드로 불리운다.

지오그리드의 강도특성을 연강, 부직포, 미연신 플라스틱제품과 비교한 결과 <그림 3.1.12>과 같으며, 강성이나 인장강도가 매우 큰 것을 알 수 있다.



(a) SR-55 지오그리드 (b) SS-2 지오그리드

그림 3.1.11 지오그리드 종류

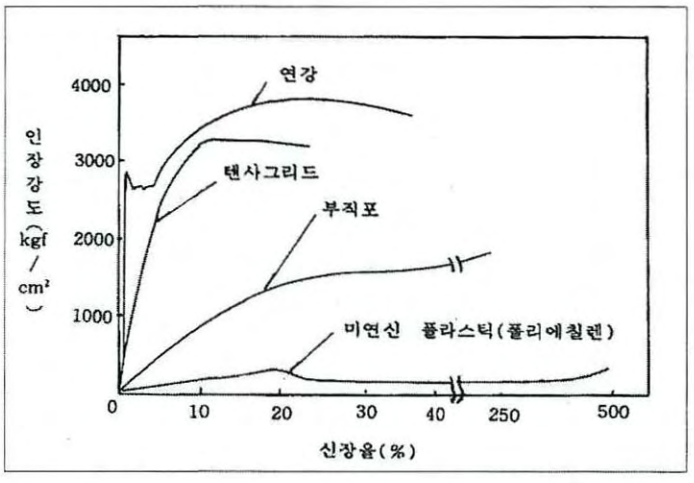


그림 3.1.12 지오그리드 인장강도 특성

(3) 포설 방법

준설매립점토층 상부에 2방향 지오그리드를 인력 포설한 후, 소규모 장비로 토공을 하지만, 국내의 습지 도져는 다소 커서 무리가 따를 수도 있다. 바지를 이용한 지오그리드 포설은 준설토를 해상 특수장비로 평탄작업을 한 후에, 지오그리드를 포설하고 초소형 습지 Dozer등으로 복토하여 표층부를 안정시킨 후, 대형장비로 토공을 한다.

(가) 지오그리드의 인력 포설 :

준설토 상부에 2방향 지오그리드를 인력 포설한 후, 소규모 장비로 토공을 하지만, 국내의 습지 도져는 다소 커서 무리가 따를 수도 있다.

(나) 바지를 이용한 지오그리드 포설 :

준설토를 해상 특수장비로 평탄작업을 한 후에, 지오그리드를 포설하고 초소형 습지 Dozer등으로 복토하여 표층부를 안정시킨 후, 대형장비로 토공을 한다.

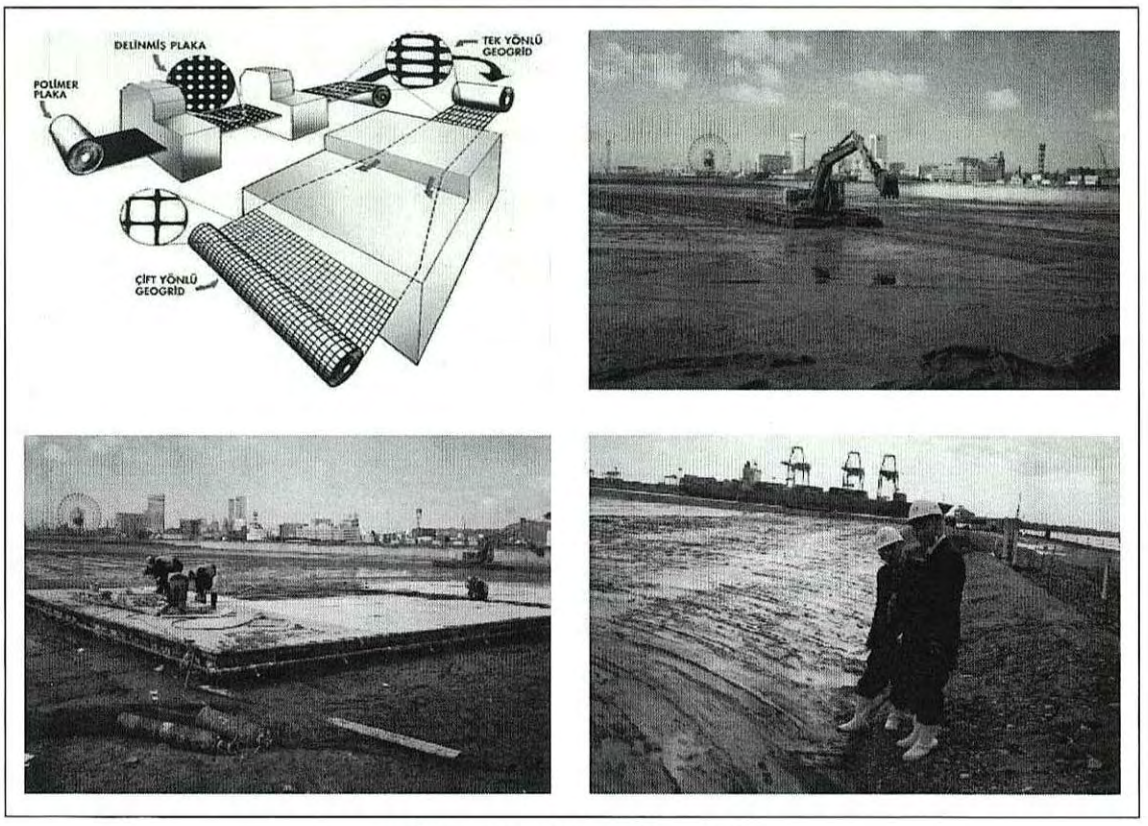


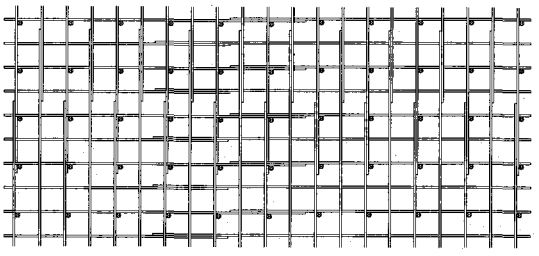
그림 3.1.13 지오그리드 포설

라. 대나무 망 공법

(1) 개요

대나무 망 공법은 휨강성이 크고 인장과 비틀림 저항성이 강한 대나무의 역학적, 재료적인 장점을 이용하여 연약지반 개량시 지반의 국부파괴 및 불규칙 침하를 억제하는 방법이다. 본 공법은 준설토 투기장 등의 준설매립지반 개량에 선행하여 시공하고 있는 기존의 표층처리공법의 문제점을 개선하고 경제적이며 시공의 안정성을 확보할 수 있도록 <그림 3.1.14> 와 같이 대나무 망과 분리용인 Geotextile를 포설하여 균등한 복토용 모래 포설이 가능하도록 고안된 공법이다.

대나무망 배열도



복토포설 개요도

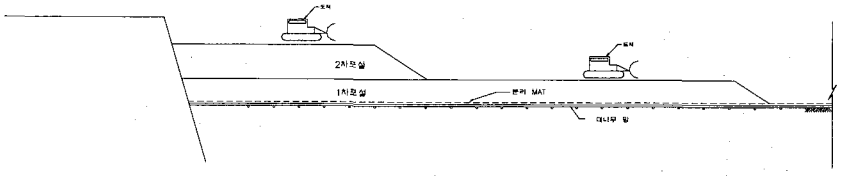


그림 3.1.14 대나무 망 공법의 시공모식도

(2) 대나무 망 공법의 특징

넓은 부지를 몇 장의 Geotextile로 효과적으로 보강하는 것은 상당한 어려움을 내포하고 있다. 대나무는 우리나라 남부지방에 다량으로 재배되고 있거나 자생하고 있어 구득이 쉽고, 건설재로서의 재료적 특성도 우수하다. 표층처리공법 본래의 목적을 효과적으로 달성하기 위한 대나무 망 공법의 특성은 다음과 같다.

(가) 지반개량 품질성능의 향상

대나무 망 시공으로 기존의 Geotextile 단독으로 적용하는 공법보다 지반의 소성유동을 최소화 할 수 있으므로 장비의 안정탑재에 필요한 복토 두께를 최소화할 수 있다. 또한 대나무 망 포설 후 인원이 직접 진입할 수 있으므로 실무적으로 어려웠던 준설매립지반의 초기 값에 대한 조사가 가능하여 효율적인 시공관리, 심층개량시공 관리기준 값 설정 및 고품질의 지반개량이 가능하다. 한편 복토시에는 기존의 공법에 비하여 일률적으로 균등하게 포설할 수 있으므로 균등한 수평배수층의 형성이 가능하여 불필요한 복토 단면을 줄일 수 있다. 지반개량전의 지반고와 초기의 지반특성을 측정할 수 있으므로 계측관리의 신뢰성을 제고할 수 있어 지반개량의 품질 향상이 가능하다.

(나) 시공성 향상

복토포설에 따른 측방유동을 최소화시킬 수 있으므로 준설매립 후 표면건조를 위한 방치기간을 단축시킬 수 있다. 또한 대나무 망의 제작이 단순하고, 복토 포설시 육안 관찰시공이 가능하므로 시공관리가 용이하다. 복토 포설시 포설 두께(1회 최소 10~20cm)와 면적의 조정이 가능하고, 기존공법에서와 같이 복토가 한 방향으로 집중되는 현상을 방지할 수 있으며 균등 포설이 가능하므로 연약층의 유동을 최소화할 수 있다.

보강재 포설 후 장비의 진입이 불가능한 지역에도 인력의 진출입은 가능하므로 초연약 지반에서도 교란의 주 요인이 되는 장비의 진입이 없이도 경량의 고압 배사관을 이용한 복토 포설이 가능하다. 장비의 설치·철거가 용이하고, 복토재 공급장치도 현장여건에 따라 조정이 가능하다.

(다) 경제성 제고

대나무의 강성을 최대한 활용하기 때문에 복토 두께가 기존의 공법보다 얇아지며, 준설점토 매립 후 방치기간을 최소화하여 곧바로 표층처리 시공이 가능하다. 따라서 복토두께 및 모래포설 두께의 감소 및 방치기간 최소화에 따른 공사기간의 단축 등으로 인해기존의 표층처리공법에 비해 경제적인 시공이 가능하다.

(라) 친환경적

토목재료는 생산과정에서 많은 환경오염 물질을 배출하고 있으나 대나무 망 공법은 대체 재료인 자연재료를 사용하므로 환경친화적이다. 또한 많은 재료와 에너지를 사용하고 제작과정에서 환경오염 유발물질을 배출하는 공산품 재료에 비하여 자연재배로서 확보되는 자재를 사용하므로 오염부하량 저감의 방안이 되는 자재사용과 오염물질을 발생시키지 않는 친환경적 공법이다.

표 3.1.7 대나무 망 공법의 특징

구 분	내 용
품질 향상	· 소성유동 감소 : 지반의 소성유동을 감소시킴 · 균등한 수평배수재 포설 : 복토시공시 비교적 균등하게 포설 · 계측관리 용이 : 초기의 지반특성 측정가능
시공성	· 표층처리 시공기간 단축 : 고속의 시공속도, 시공직후 장비진입 가능 · 시공관리 용이 : 제작이 단순하고 육안 관찰 시공이 가능 · 초연약층의 복토포설 가능 : 장비의 진입이 없이도 복토포설이 가능
경제성	· 공사기간의 단축 : 재료적인 특성(중공단면, 경량재료, 강성 등)을 최대한 활용하여 공사기간이 단축 · 재료의 경제성 : 비교적 저가의 재료이며 구득이 용이
친환경성	· 자연재료 : 생산과정에서 환경오염 물질이 배출되지 않음

(3) 대나무 망 공법의 시공

대나무Net공법의 시공순서는 다음과 같다.

(가) 대나무Net 포설

대나무Net 포설은 다음과 같은 방법으로 포설한다.

① 대나무Net의 제작은 호칭직경 2.6cm이상의 대나무를 기준으로 하고, 표층의 비배수 전단강도 등에 따라 적절한 간격으로 #10 소철선이나 이에 상응하는 결속재로 결속하여 준설매립지반에 포설하며, 필요시 작업발판을 이용하여 작업한다.

② 겹이음 최소길이는 1.5m로 하고 #10 소철선을 사용하여 3개소 이상을 단단히 결속한다.

③ 대나무Net의 포설은 복토시공보다 최소 50m 이상 선행되어야 하며, 자재를 충분히 확보하여 공사진행에 차질이 없도록 한다.

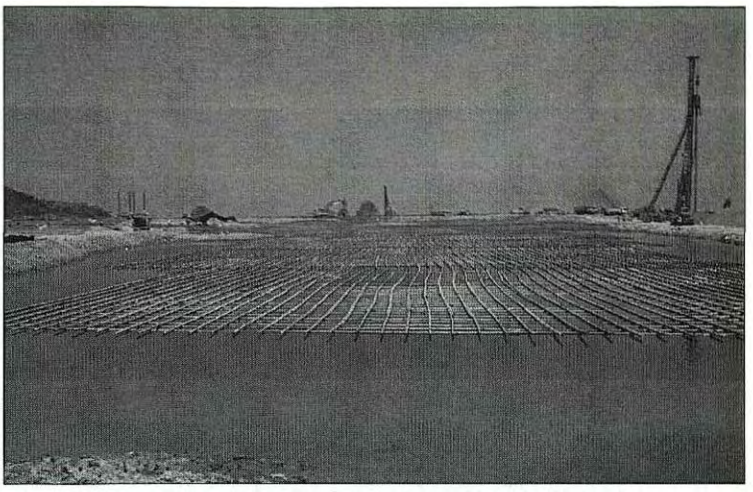


그림 3.1.15 대나무 망 포설 전경(수상)



그림 3.1.16 대나무 망 수상 조립



그림 3.1.17 대나무 망 육상 조립

(나) 분리매트(Geotextile) 포설

완성된 대나무Net 위에서 분리매트를 쉽게 포설할 수 있으며 포설공정 및 유의사항은 다음과 같다.

① 봉합

공장봉합은 봉제사의 강도가 충분한 Nylon사(1200D 이상)를 사용하여 줄(땀수 :5본/in 이상)로 봉제하고 겹침부위는 50cm이상, 4줄 이상 견고하게 봉합되도록 하며, 봉합 후 봉합부위의 강도는 원래의 강도 이상이어야 한다.

② 운반 및 보관

- 반입된 Geotextile는 적재 및 운반시 직사광선에 노출되는 일이 없도록 주의한다.
- 소요치수대로 제작, 포장된 Geotextile(분리매트)를 적재 운반하는 경우에는 재질에 손상이 없도록 적절한 장비를 사용한다.

③ 포설

- Geotextile는 분리매트 포설을 원칙으로 하며 재질에 손상을 입히는 일이 없도록 한다.
- Geotextile의 포설공정은 후속공정인 50cm 두께의 복토공 보다 최소한 50cm 이상 선행되어야 한다.
- Geotextile 포설은 대나무Net의 결속상태와 지반의 상태를 수시로 점검하면서 작업을 진행하도록 하며, Geotextile 포설시 단부는 압성토를 행하여 고정시킨다.



그림 3.1.18 분리매트(Geotextile) 포설 광경

(다) 복토 및 성토

포설이 완료된 대나무 망 상부에 토사 또는 모래를 포설할 때에 과다한 성토의 실시로 지반파괴를 야기시키는 일이 없도록 이에 대한 주의가 필요하며, 특히 준설매립지에서는 벨트컨베이어, 고압식 살포방식등 기계적인 방법을 이용한 단계별 균등포설이 되도록 하여야 강성을 가진 보강재의 특성을 충분히 살릴 수 있다.

마. 복토포설공법

(1) 개요

복토에 의한 표층처리공법은 양질의 성토재를 연약한 준설매립토층의 상부에 포설하여 시공장비에서 전달되는 하중을 분산시켜 지반의 지지력을 확보하는 공법이다. 일반적으로 사용되는 성토재료는 모래가 주로 사용되며 최근 양질의 모래수급이 곤란하여 산토나 쇄석 등이 사용되기도 한다.

본 공법은 단독으로 사용되기도 하나 Geotextile나 보강재를 이용한 표층처리공법과 병행하여 사용되는 것이 일반적이다. 특히 최근에는 모래수급이 곤란한 현장여건을 감안하여 고강도의 Geotextile나 보강재를 복토층 하부에 부설하여 복토층의 두께를 감소시키는 복합공법이 일반적으로 시행되고 있다.

모래를 이용하여 만들어진 복토층은 시공장비의 주행능력 확보뿐만 아니라 원지반층의 지반개량시 방출되는 간극수의 수평배수 통로인 Sand Mat로 이용이 가능하나 산토나 쇄석을 사용하여 복토층을 시공할 경우 수평배수에 대한 별도의 검토를 수행한 후 수평배수층으로의 사용여부를 결정하여야 한다.

(2) 복토포설시의 문제점

보강재의 인장강도가 크다고 하더라도 1단계 토사포설두께가 너무 두꺼우면 전방으로 소성유동이 심하게 발생하여 토사의 포설이 갈수록 어려워지게 된다. 또한번 발생한 소성유동은 성토를 시공해 나가는 방향으로 계속 전파되어 나가기 때문에 가능한 소성유동이 발생하지 않도록 50cm 정도의 얇은 두께로 포설하는 것이 필요하며, 이를 위해서는 시공장비 또한 경량 소형장비의 사용이 요구된다. 얇은 층으로 토사를 포설해 나간다고 하여도 다음층 포설장비와 간격이 충분히 확보되지 않을 경우 <그림 3.1.19>와 같이 상당히 큰 면적의 소성유동이 발생하여 공사에 어려움을 겪게 된다.

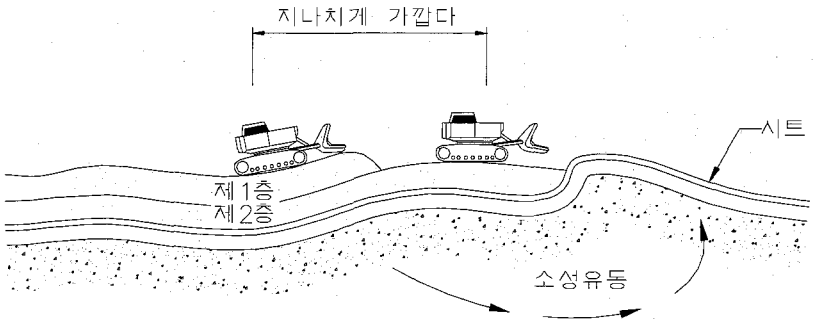


그림 3.1.19 단계성토의 층간거리를 짧게 하였을 때 소성유동

소성유동이외에 성토시공시 문제는 불균등 포설이다. <그림 3.1.20>과 같이 국부적으로 토사가 두껍게 포설되는 곳이 있으면 그 곳은 침하하게 된다. 그 부분은 외견상 다른 곳보다 낮게 보이고 확인하지 않을 경우 그 부분의 두께는 알 수가 없으므로 오히려 흙이 얇게 깔린 것이라고 착각하게 한다. 이것을 균등히 맞추기 위해 낮게 보이는 곳에 추가 성토를 하거나 다음층 시공시 그 부분을 다른 곳보다 더 두껍게 성토하면, 그 부분에서는 침하가 계속 진행되고 보강재에 응력이 집중되어 결국 파괴가 발생하게 된다.

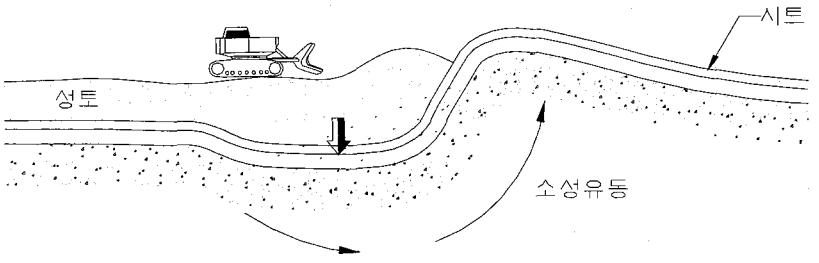


그림 3.1.20 1단계 포설두께가 클때의 국부적 침하와 소성유동

(3) 복토포설 공법의 종류 및 특징

복토에 있어서 가장 중요한 단계가 제1층이다. 제1층에서 층두께를 두껍게 하면 불균일 침하의 원인이 되어 다음의 제2, 제3층에서는 불균일한 상태를 바로잡기가 어려워지고 대개의 경우 활모양으로 휘기 때문에 주의가 필요하다.

제1층의 복토단계에서는 대상지반이 연약하더라도 얇은 층을 다단계에 걸쳐 겹쳐 쌓는 것이 필요하다.

(가) 습지토져+ 덤프트럭에 의한 포설

습지도져와 덤프트럭을 이용한 포설공법은 재료원에서 공급된 모래를 덤프에 의해 현장까지 운반한후 접지압이 비교적 작은 습지도져를 이용하여 30~50cm 두께로 얇게 포설하는 방법이다. 본 공법은 비교적 전단강도가 크게 나타나는 육상 육상부의 연약점성토층의 표층처리공법으로 일반적으로 사용되며 전단강도가 거의 "0"에 가까운 초연약 준설매립지반의 경우에는 사용이 곤란한 방법이다.

본 공법은 비교적 전단강도가 큰 점성토를 대상으로 시공되므로 덤프트럭에 의해 공사부지내 적치장으로 운반되어진 복토재를 습지도져를 이용하여 층상으로 포설하게 된다. 이 때 각 층별 포설두께는 30~50cm 정도 현장여건에 따라 조정이 가능하다. 1차로 포설된 복토층은 2차 포설시 berm의 역할을 하며 2차 포설에 따는 활동파괴의 가능성을 방지하게 되므로 1차포설과 2차포설은 안정검토를 수행하여 안정에 무리가 없도록 최대한 이격하며 포설되어야 한다. 일반적으로 20~30m 정도의 간격을 두고 층별 포설을 실시하면 활동에 대한 피해를 최대한 방지할 수 있다.



그림 3.1.21 (습지도져+덤프트럭)에 의한 포설



그림 3.1.22 (습지도져+소형덤프트럭)에 의한 포설

(2) 벨트컨베이어에 의한 포설

본 포설 방법은 도져포설 방법의 문제점인 장비주행 전방의 융기토 발생을 억제시키기 위하여 포설장비 주행 하중으로부터 일정거리(약 20여m) 전방까지 복토재를 뿌려 융기현상을 최소화시키는 공법으로써 특수하게 제작된 벨트 컨베이어를 이용하여 복토재를 포설하는 공법이다.

벨트 컨베이어를 이용한 포설장비들은 일반적으로 벨트연장을 장비의 전방주행궤도 보다 약 5~6m까지 켄틸레버식으로 돌출시키고 벨트컨베이어를 회전시켜 복토재를 포설하여 장비에 따라 선단부에 회전체를 부착시켜 주행하면서 복토재를 넓게 분산시키며 포설하는 방법도 사용된다.

벨트컨베이어를 사용하면 포설두께의 조절이 용이하므로 현장여건에 따라 적정 포설두께를 결정하여 포설하고 1회 포설후 전방으로 이동하면서 포설하면 포설두께가 10cm에서부터 계획두께까지 다단계 포설이 가능하여 연약토층 교란을 최소화 할 수 있다.

본 공법은 벨트 컨베이어에 의해 포설되므로 복토재의 종류에 구분없이 모래 및 슬래그를 포설한 경험이 있다. 본 공법은 초연약 준설 매립토층을 주대상으로 적용되고 포설재로 일반적으로 사용되는 모래의 수급에 문제가 있으므로 주로 보강재에 의한 지반보강 후 복토재를 포설하여 복토층의 두께를 줄이는 방향으로 설계와 시공이 진행되고 있다.

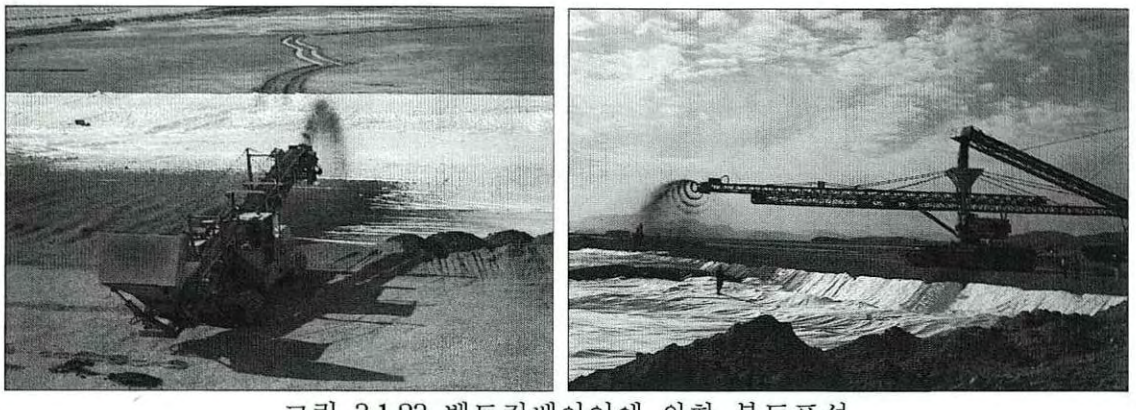


그림 3.1.23 벨트컨베이어에 의한 복토포설

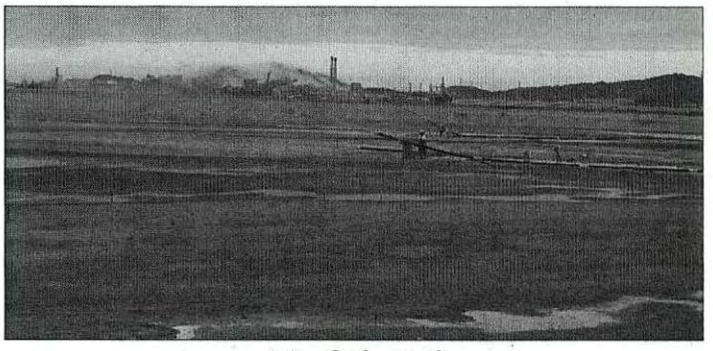
(3) 강압건식 포설공법

본 공법은 초경량 장비를 이용한 포설이 불가능한 경우 고압의 Compressor와 크레인 및 배사관을 이용하여 매립지내에 장비진입 없이 모래를 포설하는 공법으로 장비의 진입이 어려운 매립구간을 손쉽게 포설할 수 있고 포설면적 및 두께 등을 조정하여 포설시 연약한 원지반의 유동을 최소화 할 수 있는 공법이다.

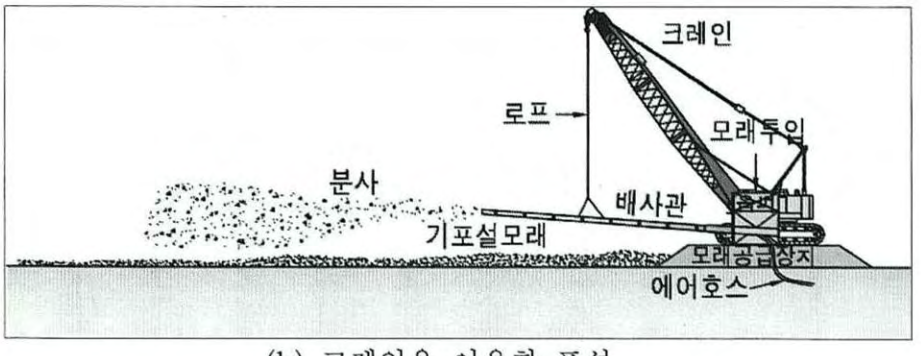
본 공법은 고압에 의해 배송되므로 크레인을 이용하여 시공되며 크레인의 붐을 조정하여 최소포설두께 10cm 정도로 포설이 가능한 공법으로, 지름 150mm의 배사관을 사용하며 크레인의 용량에 따라 포설거리 조정이 가능하므로 연약한 매립층에 장비진입 없이 가능한 최대 포설거리는 150m정도이다.

인력진입이 가능할 경우에는 사람이 배사관을 들고 이동하여 모래를 포설할 수 있으며, 이때에는 거리의 큰 제약 없이 모래를 포설할 수 있다.

강압건식 모래포설 공법은 모래공급장치를 제외한 모든 부분의 분해가 가능하며 경량이므로 운반, 이동, 설치 및 철거가 용이하고 공사여건에따라 모래공급장치의 용량 조정이 가능하다.



(a) 인력 포설



(b) 크레인을 이용한 포설

그림 3.1.24 강압건식방법에 의한 복토포설

(4) 크레인을 이용한 포설방법(CRS공법)

크레인을 이용한 포설공법은 매립대상구간의 외곽지역에 크롤러 크레인과 호퍼에 의한 공중포설 방식으로 모래층을 형성시키고 중앙지역에는 크롤러 크레인의 중개방식에 의해 모래를 운송, 포설하여 모래의 편중포설에 따른 초연약 매립지의 침하와 융기를 방지하고 시공장비의 Trafficability를 확보하여 초연약 매립지반의 복토층을 형성하는 공법으로 약 40cm ~ 100cm 까지 포설두께를 조절하여 과도한 지반의 침하 및 융기현상을 방지할 수 있다.

본 공법은 크레인의 중개방식으로 포설되므로 기 포설된 복토층의 크레인 진입시 필요한 보강판을 이용하면 포설면적에 관계없이 포설이 가능한 공법으로 비교적 경제적인 시공이 가능하다.

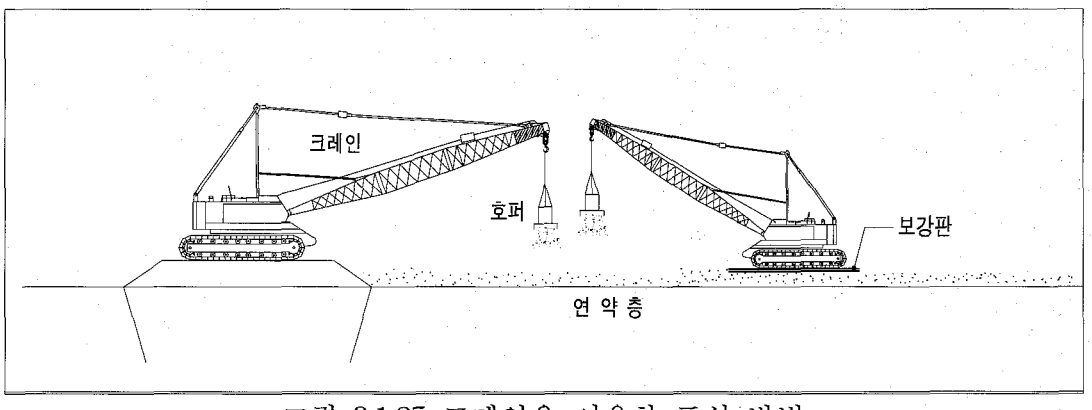


그림 3.1.25 크레인을 이용한 포설 방법

(5) 고압습식 모래포설(AMJP: Air Mixed Jet Pump)

고압습식 모래포설공법은 초연약 준설매립층을 대상으로 고압의 펌프를 이용하여 물과 포설재료를 동시에 흡입하고 노즐선단부로부터 공기를 자연흡입하여 배사관을 통해 배송시켜 포설하는 공법으로 비교적 간단한 구조의 공법으로 작업효율이 상당히 높은 것이 장점이다.

본 공법은 일본에서 개발된 고압의 혼기식 Jet Pump(Air Mixed Jet Pump, AMJP)를 이용한 것으로 원래 AMJP공법은 하천이나 댐, 저수지등에 퇴적된 세립의 퇴적토를 준설할 목적으로 개발된 공법으로 일본에서는 준설공사, 항만매립공사, 해상에서의 Sand Dike 축조등의 목적으로 많이 사용되고 있으며 최근에는 연약지반에서의 복토용으로도 사용되고 있다.

준설을 목적으로 개발된 공법이므로 본 공법은 일반적인 복토용 재료인 모래뿐만 아니라 댐이하 저수지 바닥에 퇴적된 나무조각, 유리파편, 비닐 등의 이물질도 준설할 수 있으므로 복토재로 모래뿐만 아니라 배사관경의 90% 미만의 입경을 갖는 복토재는 AMJP를 통해 배송할 수 있는 장점이 있고 또한 펌프의 용량이 부족할 경우 펌프를 교체하지 않고 부족한 용량만큼의 펌프를 추가 투입시켜 사용이 가능한 편리한 공법이다.

물과 같이 복토재가 포설되는 공법의 원리상 모래를 포설할 경우 배사관 토출구에서의 거리에 따라 균일한 입경의 모래가 포설되고 토출구에서의 거리가 멀어질수록 세립의 모래가 쌓이게 되므로 가능한한 배사관의 위치를 자주 이동시켜 포설면적에 균등한 두께로 모래가 포설될 수 있도록 하고 균등한 입경의 모래가 일정지역에 집중되는 현상을 방지하도록 하여야 한다.

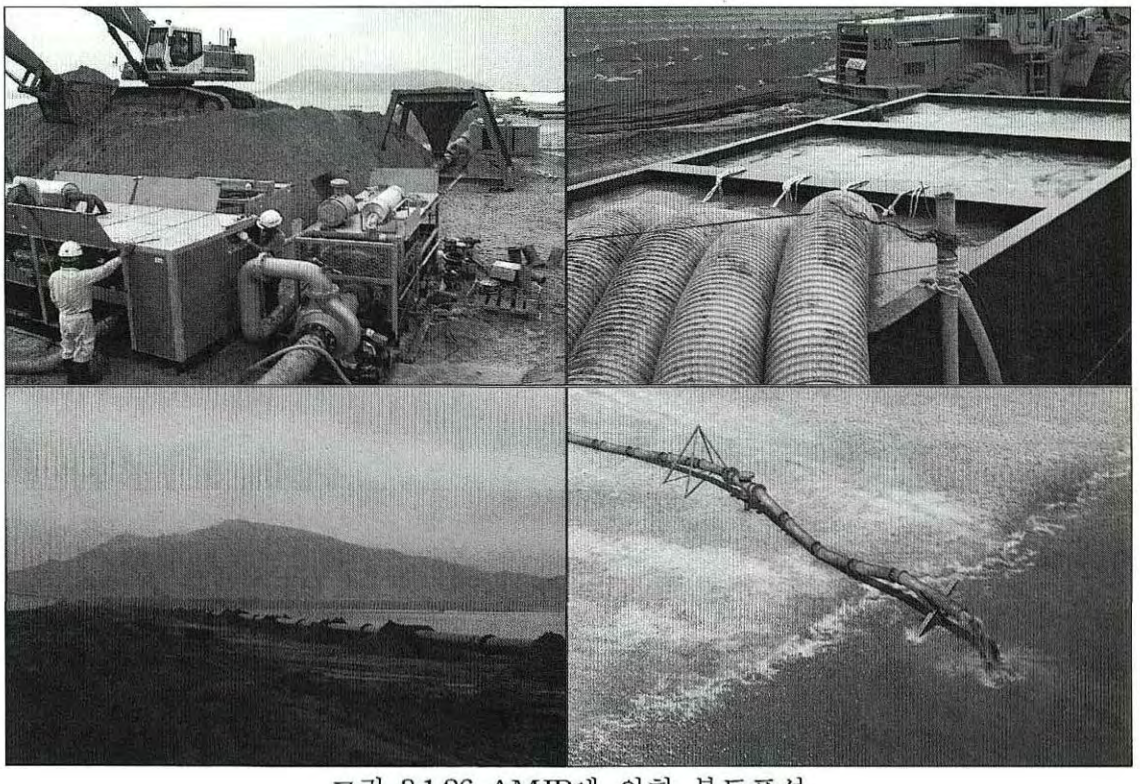


그림 3.1.26 AMJP에 의한 복토포설

2. 기존 연약지반 표층처리 설계기법

현재까지 보강재를 사용한 연약지반 표층처리공법의 설계를 위해 제안되어 있는 해석기법으로는, 기존 지지력이론 활용기법과 케이블이론에 의한 해석기법, 판 이론에 의한 해석기법, 막 이론에 의한 해석기법 등이 있다. 여기서는 이러한 해석기법들의 개념과 특징을 검토, 분석하였다.

가. 기존 지지력이론 활용기법

보강재를 사용한 연약지반 표층처리공법의 메커니즘을 쉽게 설명할 수 있는 모델적인 해석기법으로서, Terzaghi 등의 지지력이론에 보강재에 유발되는 인장응력효과와 보강재의 측방융기 억제효과, 성토침하/측방융기에 의한 근입효과 등을 포함시켜 보강된 연약지반의 지지력을 평가하는 해석기법이다.

연약지반위에 Geotextile로 보강한 경우의 지지력은 Terzaghi의 지지력 이론과 시트 인장력의 연직성분, 연약지반 융기력에 의한 지지력과 시트측방의 묻힘량 D_f에 의한 근입효과를 도입하여 식 (3.1)과 같이 나타낼 수 있다.

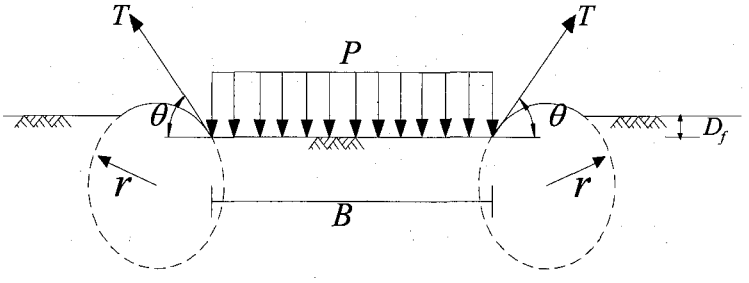


그림 3.1.27 시트공법의 설계

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left[c \cdot N_c + T \cdot \left(\frac{2\sin\theta}{B} + \frac{N_q}{r}\right) + \gamma \cdot D_f N_q\right] \quad (3.1)$$

여기서, 점토층의 $\phi = 0$ 조건시, Nq =1이 되며 막효과와 Df에 의한 상재압 효과를 무시한 다음의 식 (3.2)를 적용한다.

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left[cN_c + \frac{2T \cdot \sin\Theta}{B}\right] \quad (3.2)$$

여기서 Fs :안전율(=2.0)

Nc :지지력계수

c :점토층의 비배수전단강도(tf/m2)

B :장비폭(m)

T :보강재의 허용인장력(tf/m)

θ :인장력이 작용하는 각도(°)

Yamanouchi(1985)는 연약지반 위에 Geo-net 포설 및 복토완료 후, 복토 상단에서 재하시험시의 하중강도와 침하량과의 관계에서 어느 하중강도에서 변곡점이 나타나 지지력이 재 발현됨을 발견하였다. 즉 Prandtl류의 지지력이론에 따르면, 하중직하의 쐐기대가 네트에 닿고 네트를 통해서 새로운 형태의 쐐기대가 형성되는 것을 의미한다. 이것을 이용하여 네트공법을 상층이 복토, 하층이 연약지반인 2층계 지반으로 모델화하여 지지력식을 제안하였다.

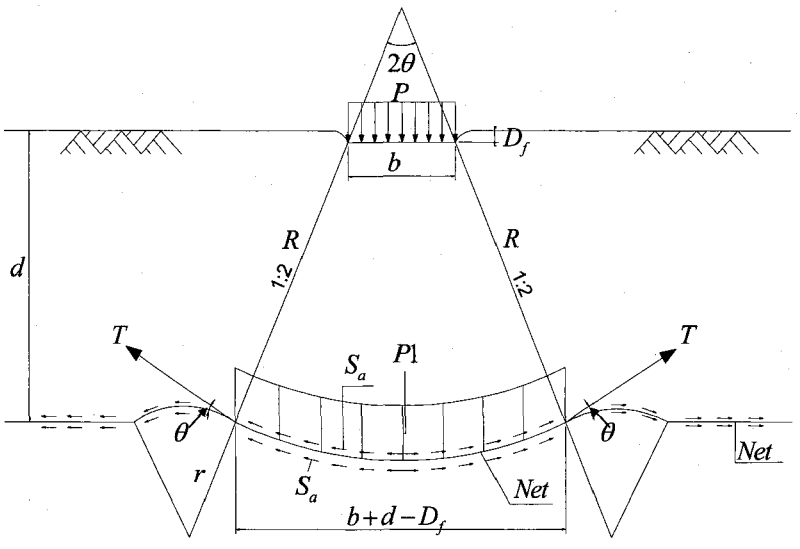


그림 3.1.28 복토완료 후 네트의 지지력

상층에서 파괴가 발생할 때의 허용 지지력은 식 (3.3)으로, 하층에서 파괴가 발생할 때의 허용지지력은 식 (3.4)로 표현되며, 식 (3.4)에서 보강재의 전단저항력(Sa), 융기막의 반경(r),장비의 근입심도(Df)를 무시하고 간략화하면 식 (3.5)와 같다. 2층계 지반의 허용지지력은 식 (3.3)과 식 (3.5)를 비교해서 작은 값으로 적용한다.

$$q_a = \frac{1}{F_s}\{\beta \gamma_1 b N_r + \gamma_1 D_f N_q\} \quad (3.3)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left(1+\frac{d-D_f}{b}\right)\cdot \left[\left\{5.3c + T\cdot\left(\frac{2\sin\Theta}{b}+\frac{1}{r}\right) + \frac{4S_a\cdot R(1-\cos\Theta)}{b+d-D_f}\right\} + \gamma_1 \cdot D_f\right] \quad (3.4)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}\cdot\left(1+\frac{d}{b}\right)\cdot\left(5.3c+\frac{2T_a\cdot\sin\Theta}{b}\right) \quad (3.5)$$

여기서, FS : 안전율(=2.0)

β : 기초의 형상계수

Nr, Nq : 지지력계수

c : 준설매립층의 비배수 전단강도(tf/㎡)

d : 복토층 두께

Df : 장비의 근입심도

R : 가상원의 반경

γ_1 : 복토층 단위중량

r : 융기막의 반경

b : 시공장비의 접지폭(m)

T_a:보강재의 허용인장력

Θ : 보강재가 수평면과 이루는 각도(°)

대나무 망을 보강재로 활용한 표층처리공법의 설계는 보강재로 보강된 2층계 지반의 지지력 산정방법인 야마노우치의 제안식을 적용하며, 표층처리공법의 설계순서는 <그림 3.1.29>와 같다.

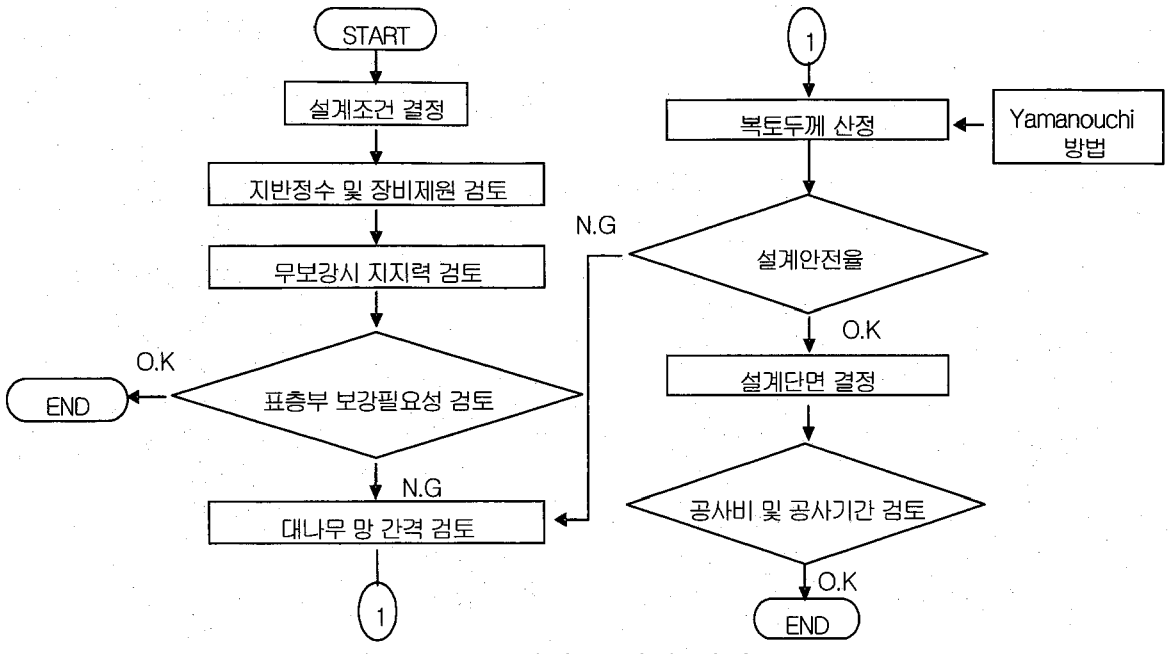


그림 3.1.29 표층처리 공법의 설계흐름도

(1) 표층부 보강여부 판단

준설매립된 지반은 연약한 지반특성 때문에 보강의 필요성을 우선적으로 검토하여야 하며, 검토방법은 Terzaghi의 지지력식에 의한 무보강시의 지지력과 장비의 접지응력을 비교하여 보강 여부를 결정한다.

(가) Terzaghi의 지지력 산정식

$$q_u = cN_C + \gamma BN_r + qN_q \quad (3.6)$$

준설 점토층($\Phi = 0$)이고 지표면($D_f = 0$)이므로 $N_r = 0, N_q = 1$

$$q_a = \frac{1}{F_s} \times c \times N_c \quad (3.7)$$

여기서, q_a : 허용지지력(tf/m2)

c : 점착력

N_c : $\Phi = 0$ 일때 지지력계수(= 5.3)

F_s : 안전율(= 2.0)

(나) 시공장비의 접지응력

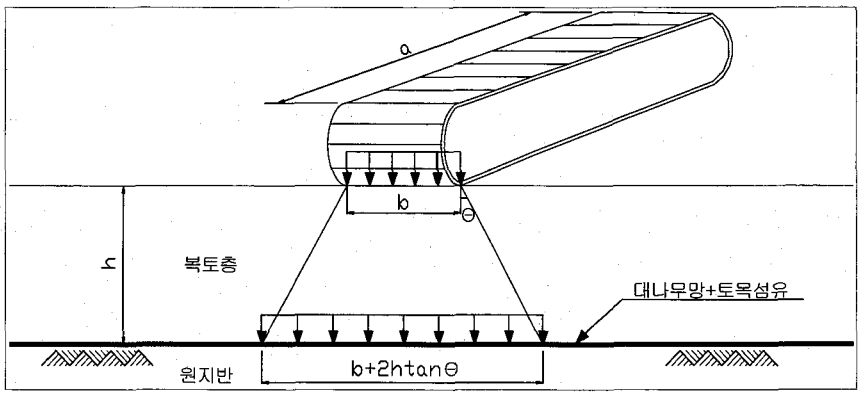


그림 3.1.30 시공장비에 의한 접지응력 모식도

$$\sigma = \frac{W(1+\alpha)}{2(B+2h\cdot\tan\Theta)(L+2h\cdot\tan\Theta)} + \gamma_t \cdot h \qquad (3.8)$$

여기서, σ : 접지응력(tf/㎡)

W : 장비의 중량(tonf)

B : 접지폭(m)

L : 접지길이(m)

h : 포설두께(m)

γ_t : 포설되는 복토재의 단위중량(tf/㎥)

Θ : 응력분산각(30°)

α : 충격계수

표 3.1.8 복토 두께별 장비의 충격계수

복토두께(cm)	충격계수(α)
30 이하	0.3
30 ~ 60	0.2
60 ~ 90	0.1
90 이상	0

(다) 보강 유무의 판단

$q_a \leq \sigma$: 보강 필요

$q_a > \sigma$: 보강 불필요

(2) 복토 완료 후 시공장비의 진입시 안정성 검토

보강재의 보강효과를 고려하였을 경우 연약지반의 지지력은 야마노우치의 제안식으로 평가한다.

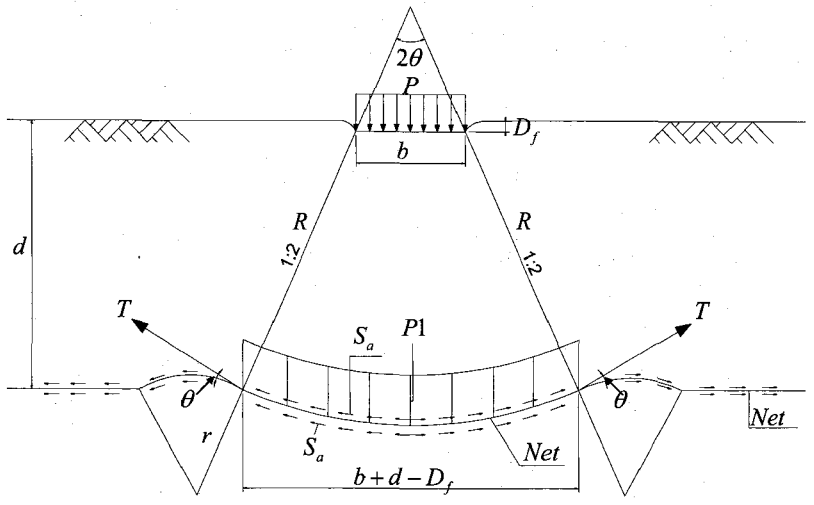


그림 3.1.31 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델

식 (3.4)에서 S_a, r, D_f의 영향은 미소하므로 무시하면 식 (3.5)가 된다.

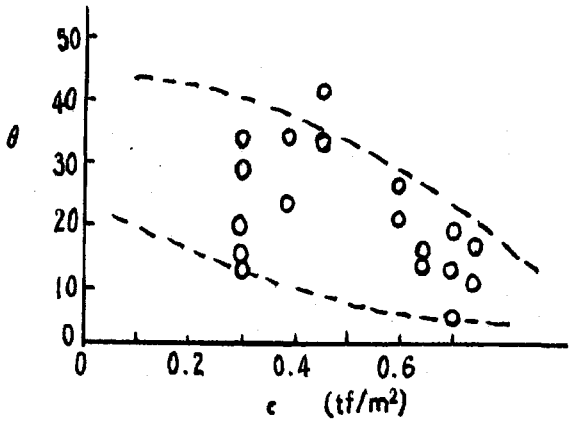


그림 3.1.32 수평면에 대한 보강재와 극한 저항시 인장력이 작용하는 각도

○ 보강재의 설계인장강도는 허용인장강도로 하고 허용인장강도는 보강재의 극한 인장강도에 손상 등에 의한 강도 감소를 고려한 안전율을 적용함.

○ 본 검토에서는 보강재별 허용인장력은 <표 3.1.9>와 같이 결정하여 사용하였음. Koerner는 <표 3.1.9>와 같이 Mat 인장강도에 안전율을 두도록 하고 있으나 드레인 타입시 천공에 의한 Mat의 인장강도 감소 효과 및 봉합부위의 강도감소는 고려하지 않았음.

표 3.1.9 허용인장강도 산정을 위한 안전율

적용대상	여러부분의 안전율(Various Partial Factors of Safety)			
	설치시 손상	크리프 영향	화화적 손상	생물학적 손상
분리기능	1.1 ~ 2.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.2
Cushioning	1.1 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2
비포장도로	1.1 ~ 2.0	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.2
벽	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
성 토	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 3.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
지 지 력	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
사면안정	1.1 ~ 1.5	2.0 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
덧씌우기포장	1.1 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1
철 도	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2
Flexible forms	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1
실트장막	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1

(Designing with Geosynthetics, Koerner, 1997)

이 해석기법은 보강재의 지지 메커니즘을 쉽게 표현하고 있으나, 미지의 파라미터(r, θ, D_f, T) 에 대한 설계값 제시가 어렵고, 보강재의 강성도 효과를 고려하지 않았으며, 지지력이 연약지반의 점착력(Cu) 값에 큰 영향을 받는 등의 문제점을 갖고 있다.

나. 케이블 이론에 의한 해석기법

이 해석기법은 보강재를 Winckler 모델 지반상의 케이블로 보아 보강재의 강성을 무시하고 , 침하곡선식과 하중강도의 관계를 지반계수 (Cz)에 포함시켜 보강된 연약지반의 지지력을 평가한다.

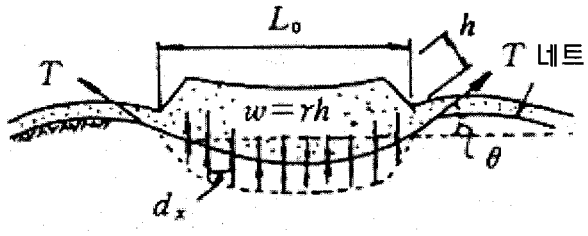


그림 3.1.33 케이블 이론 설계그림

$$y=\frac{W}{k}\left\{1-\frac{0.5}{\sinh\beta}\left[(1-e^{-\beta})e^{\beta x}L_o+(e^{\beta}-1)\times e^{-\beta x}L_o\right]\right\}$$

$$P=ky$$

$$\beta=\sqrt{\frac{C_2L_o^2}{T_o\cos\theta_o}}$$

$$w=\gamma abh/(a+d)(b+d)$$

$$L_o=2B=2(b+d) \qquad (3.9)$$

k: Winckler의 지반계수법에 근거한 지반반력계수

te: 네트상에 작용하는 지반하중강도

2a: 성토하중의 단면폭

2b: 성토하중의 장면폭

d: 부설두께

h: 성토고

r: 성토의 단위체적중량

T: 네트에 발생하는 최대인장력

Θ :네트의 경사각

케이블 이론에 의한 해석기법은 보강재의 인장강도와 전단저항을 모두 고려할 수 있는 장점이 있으나, 보강재의 강성을 무시하였고, 지반계수를 얻기 위한 현장 실험을 필요로 하는 등의 문제점을 갖고 있다.

다. 판 이론에 의한 해석기법

이 해석기법은 성토 완성시에 보강재와 주위의 흙이 일체화되어 강성을 갖는 하나의 판상구조를 형성한다고 고려하여, 보강된 연약지반의 지지력을 평가한다.

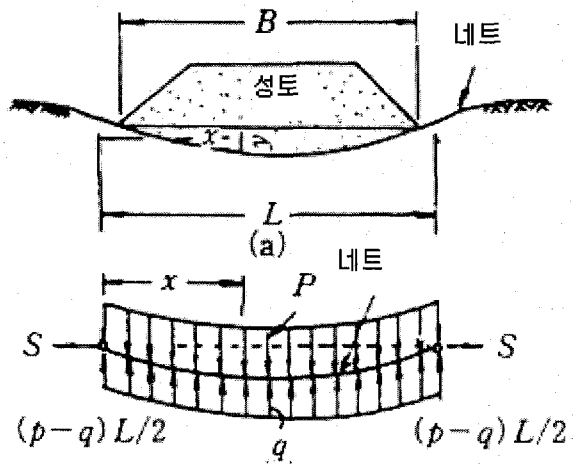


그림 3.1.34 판 이론 설계그림

$$y=\frac{(p-q)}{S^2}\ \frac{D\sinh\sqrt{S/Dx}\times\sin h\sqrt{S/D(L-x)}}{\sin h\sqrt{S/DL}}$$
$$-(\frac{(p-q)}{2S})(x^2-Lx+\frac{2D}{S}) \qquad (3.10)$$

여기서, y : 네트 침하량

x : 단부 거리

D : 네트의 휨강성

p : 성토의 하중강도

q : 지반반력

S : 네트와 흙사이의 전단강도

L : 네트를 단순지지력으로 상정할 수 있는 지지간거리

판 이론에 의한 해석기법은 보강재의 휨강성과 전단저항력을 고려할 수 있는 장점이 있으나, 보강재의 인장강도를 무시하였고 성토흙과 연약지반이 섞여지는 경우에는 적용할 수 없는 문제점을 갖고 있다.

라. 막 이론에 의한 해석기법

이 해석기법은 보강재를 불투수성 탄성막으로 가정하여, 간극수압을 고려하고 있으며, 비배수 변형($\triangle V=0$)을 가정하여 미지의 파라미터(r, θ, D_f)항을 없앤 지지력 평가기법이다.

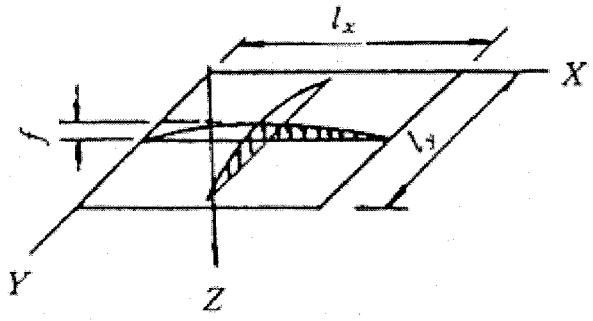


그림 3.1.35 막 이론 설계그림

$$
\begin{aligned}
&H_x \frac{\partial^2}{\partial x^2}(z+w)+H_y \frac{\partial^2}{\partial y^2}(z+w)-p=0 \\
&H_x=\frac{E_x \bullet t_x}{2S_x-i_x}\{-\int_0^{l_x}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}w d_x+\frac{1}{2}\int_0^{l_x}(\frac{\partial w}{\partial x})^2 d_x\} \\
&H_x=\frac{E_y \bullet t_y}{2S_y-l_y}\{-\int_0^{l_y}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}w d_y+\frac{1}{2}\int_0^{l_x}(\frac{\partial w}{\partial y})^2 d_y\}
\end{aligned}
\qquad (3.11)
$$

여기서, w: 막의 연직변위

Hx, Hy: x방향, y방향의 막장력의 수평성분

E: 막재료의 탄성계수

t: 막재료의 두께

s: 막재료의 초기길이

막 이론에 의한 해석기법은 미지의 파라미터가 들어가 있지 않아 설계가 간편한 장점이 있으나, 연약지반의 점착력을 무시하고 보강재를 불투수성으로 보았으며, 보강재의 종류별로 간극수압의 거동이 상이할 수 있다는 등의 문제점을 갖고 있다.

3. 연약지반 표층처리 설계변수 특성분석

가. 개요

표층처리공법은 기본적으로, 매설된 보강재 상의 소형시공기계 및 복토와 같은 상재하중과 지반 지지력의 평형을 유지하는 공법이다. 따라서, 설계는 사전에 매립지반의지지력을 적절히 평가하는 것이 요구되어진다.

이와 같이 표층처리공법의 설계법으로서 테르자기의 지지력식에 기초한 탄성론을 채용한 변형을 고려한 설계법이 몇 개 제안되어 있다. 하지만, 초연약지반에 있어서 그 변형은 탄성변형의 범위를 넘어선 대변형이 발생하므로, 시공중에 지반조건과 보강재에 작용하는 장력 등 지지력식에 포함된 미지 파라메터가 변화하는 등 많은 문제점을 포함하고 있기 때문에 모두가 고려된 설계법은 언급하기가 어렵다. 그 때문에 현재는 시공실적에 기초한 경험적인 설계가 행해지고 있다.

따라서, 현행 설계법에서 경험적으로 사용되고 있는 설계변수의 범위 및 설계시의 유의사항을 분석・고찰한다.

나. 설계시의 문제점

보강재의 보강효과를 고려하였을 경우 연약지반의 지지력은 야마노우치의 제안식으로 평가한다.

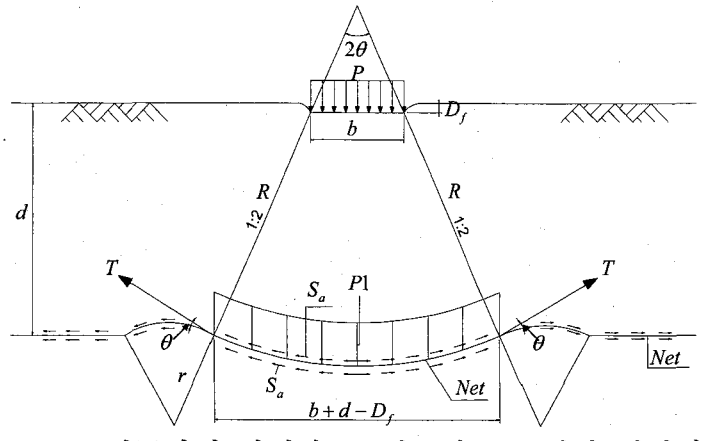


그림 3.1.36 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left(1+\frac{d-D_f}{b}\right)\cdot\left[\left\{5.3c+T\cdot\left(\frac{2\sin\Theta}{b}+\frac{1}{r}\right)+\frac{4S_a\cdot R(1-\cos\Theta)}{b+d-D_f}\right\}+\gamma_1\cdot D_f\right] \quad (3.12)$$

상기 식에서, 인장강도(T)는 보강재의 인장강도 그 자체를 사용하나, 변형에 관계되는 r, θ, D_f 가 미지량으로서 남아 있다. 이 변수들의 추정방법으로 아래의 2개 방법이 고려된다.

① 현장실험 계측예에서 유추하는 방법

② 모형실험에 의한 방법

① 의 계측예에 관련해서는 渡등, 松長등, 西林 등에 의한 17건의 보고가 있으며, 西林에 의해 제시된 안정시 파라미터와 현지반의 점착력과의 관계도가 <그림 3.1.37>에 정리되어 있다.

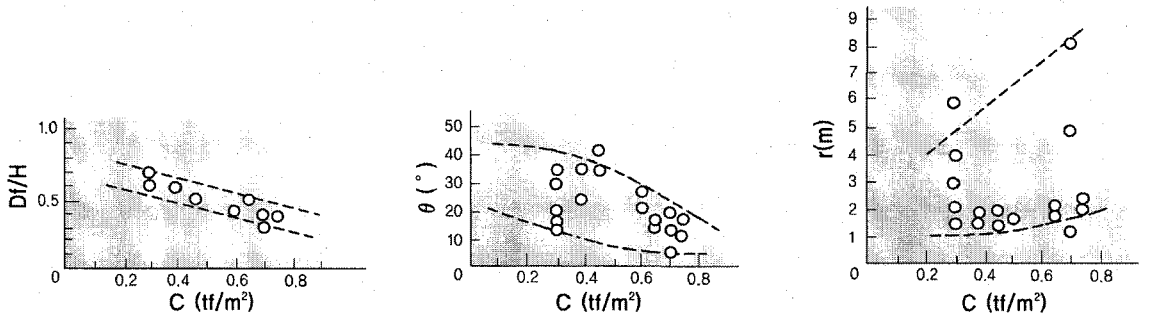


그림 3.1.37 안정시의 파라메타 (r, θ, D_f)의 계측예

②와 관련해서는, 失島 등은 몇몇의 실내시험 데이터를 토대로 점착력을 파라미터로 하여 재하판 침하량과 변형각(θ) 관계로 정리해, 보강된 연약지반의 비배수 변형모드을 가정하여 r을 결정하는 방법을 보고하였다.

그러나, 이들의 값은 지반조건, 복토포설시의 시공조건에 따라 복잡하게 변화한다. 따라서, 변형에 수반되는 파라미터의 추정은 매우 어려운 문제로 있다. 이 일이 실무에서는 과거의 시공실적에 근거하여 <표 3.10>과 같이 경험적인 설계가 행해지고 이유이다. 또한 현재까지 주로 표층보강재로 사용되는 강성재(대나무 망), 비강성재(Geotextile, Geogrid)의 재료적 특성과 무관하게 동일한 지지력식을 사용하고 있다.

그러므로, 지지력 산정식에는 보강재 종류별로 보강재와 지반간의 상호작용에 기초한 역학적 정수를 추가할 필요가 있다.

표 3.1.10 설계정수의 적용

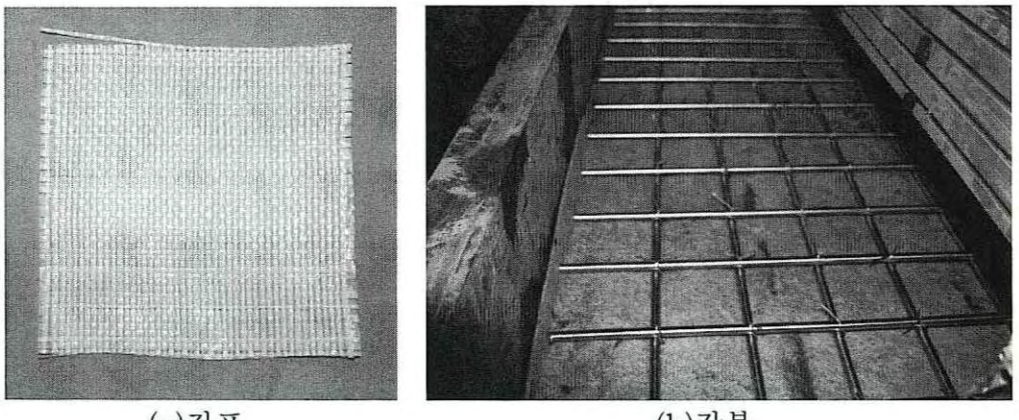
구 분	설 계 정 수 의 적 용
Df/H에 관하여	• 지반강도가 극히 작은 경우에는 변형 모드가 커져, Df의 효과가 발휘되기 전에 시트에 최대장력이 발생할 것으로 추정된다. 따라서, Df의 효과를 고려하면 위험측 설계가 된다고 생각되므로 통상 Df = 0으로 설정한다.
Θ에 관하여	• 계측치에서, Θ는 10°~40°의 범위 내에 있으며 분산성이 크다. 평균적인 값은 약 20o정도가 된다.
r에 관하여	• 계측치에서, r은 2m~8m로 나타나 역시 분산성이 크다. 평균적인 값은 약 3m정도가 된다.

제2절 표층처리 보강재의 공학적 특성 분석

1. 시험목적 및 재료

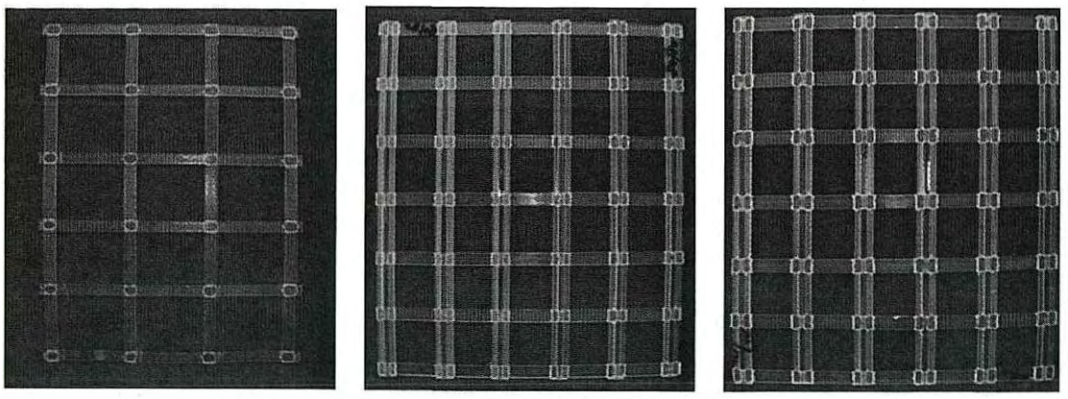
보강재 표층처리공법의 지지력개선효과에 미치는 재료특성으로는 보강재 단독의 재료특성과 점토와 보강재와의 상호효과에 의한 재료특성으로 구분할 수 있다. 본 연구에서 실시하는 실내모형시험에서는 보강재의 강성도와 인장강도에 따른 효과를 검토해 보기 위해 PP직포<그림 3.2.1(a)>와 지오그리드<그림 3.32.2> 및 강봉<그림 3.2.1(b)>을 사용할 예정으로, 보강재 단독의 재료특성을 평가하기 위하여 인장강도시험 및 강성도시험을 실시하였고, 보강재와 점토시료 사이에서 발생하는 마찰특성을 평가하기 위하여 인발시험을 실시하였다. 사용된 지오그리드는 토목용으로 사용하기 위하여 개발된, 폴리에스테르 레진(resin)을 압출실린더에 통과시켜 편평한 바(bar) 형태로 추출한 후 냉각, 연신 공정을 통하여 고강도의 스트립(strip) 형태로 만들고, 이를 격자형으로 교차시켜 레이저 기법으로 용접하여 제조한 결합형 지오그리드로서 인장강도(T) 별로 6.26ton, 9.71ton, 12.32ton 의 3종류를 선택하였다.

또한, 강봉은 실제 현장에서 적용되는 대나무 망(강성 보강재)을 고려할 수 있는 실험 대체재료로서 선택하였다.



(a)직포 (b)강봉

그림 3.2.1 직포 및 강봉 시료



(a)지오그리드A (b)지오그리드B (c)지오그리드C

그림 3.2.2 지오그리드시료

2. 표층처리 보강재의 공학적 특성 평가 방법

가. 광폭인장강도시험

광폭인장강도시험(Wide-Width Strip Tensile Strength Test)은 성토 및 지반 보강공법의 설계 시 필요한 Geotextile 보강재의 설계인장강도를 산정하는데 기초가 되는 최대인장강도와 인장변형 등의 인장특성을 평가하기 위해 광폭시료를 사용하여 수행하는 인장시험이다. 이 시험은 ISO 10619에 규격화되어 있다. 표준시험방법은 변형제어식(CRE type; Constant Rate Extension type) 인장시험기의 상·하에 붙어 있는 클램프(clamp)사이의 거리를 1개 이상의 접점(junction)을 포함하여 최소 10cm 이상 되도록 조절한 후 최소폭 20cm(5개 이상의 리브 포함)의 Geotextile 시료를 장착하고 시험기를 가동, 시료가 파단 될 때까지 20±5%/min의 속도로 인장하여 인장변형에 따른 인장응력을 측정한다. 이때 시료가 클램프에서 미끄러지는 영향을 최소화하기 위해 시료 중심부에 LVDT 등의 변위측정장치를 설치하여 인장변형을 측정할 수 있다. <표 3.2.1>은 ISO 10319에서 규정한 광폭인장강도시험의 개요를 보여주고 있다.

본 연구에서는 한국의류시험연구원(KATRI)의 27t 용량의 인장시험기(United SFM-60)를 사용하여 광폭인장강도시험을 수행하였다. <그림 3.2.3>

본 실험에서 사용하는 보강재 시료는 고강도의 재료이므로 본 시험에서는 어느 정도의 미끄러짐을 허용하면서 안정된 시료장착이 이루어지는 롤 타입의 클램프를 사용하였다. 또한, 보강재 시료가 클램프 내에서 손상되는 것을 방지하기 위해 고강도 섬유재 등의 충전재를 삽입하였다. 클램프 사이의 시료 파지길이를 30cm로

하고 보강재 시료 중심부 12cm(1개의 접점 포함)를 대상으로 인장변형을 측정하였으며, 인장변형 측정용으로 Laser - Extensometer를 이용하였다. 또한, 시료 폭은 20cm로 하였으며, 시험시에 클램프의 물림부분(Jaw) 내부에서 미끄러짐이 발생하거나 물림부분이나 가장자리에서 시료파괴가 일어나는 시험결과는 버리고 재시험을 실시하였다.

표 3.2.1 광폭인장강도시험(ISO 10319)의 개요

항목	내용
시험기	변형제어식(CRE type) 인장시험기
시험온도	21±2℃
시험습도	50~70% (상대습도)
인장속도	20±5%/min
시료 폭	20cm(Geotextile 시료의 가장자리는 절점에서 1cm 이상 남기고 절단)
시료 수	신뢰성 평가를 통해 결정하나, 그렇지 않은 경우에는 5개로 함 (단, 클램프에서의 미끄러짐이 크거나, 편심이 크게 걸려 실패한 시료는 제외함)
평가항목	최대인장강도 및 인장변형, 인장탄성계수, 인장-변형 곡선

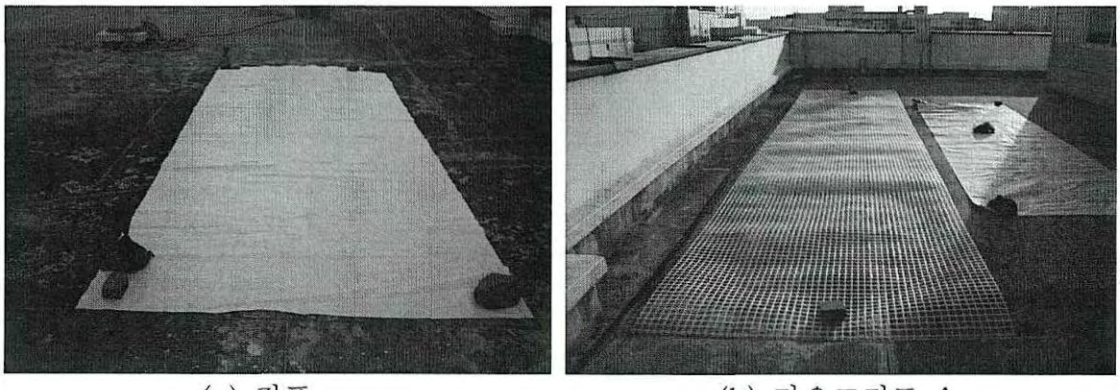


그림 3.2.3 광폭인장강도시험 모습

나. 내후성시험

내후성시험(Outdoor Exposure Resistance Test)은 표층처리 보강재가 대기 중에 노출되어 있는 경우에 대한 인장특성 변화정도를 평가하기 위한 시험이다. 내후성은 태양광선, 바람, 강우 등의 대기 중 노출영향에 대한 내구성을 의미하는 것으로 아직까지 합리적인 시험방법이 규격화되어 있지 않다.

본 연구에서는 건물 옥상에 직포, 지오그리드A 시료를 방치한 후, 일정 시간(10일, 30일, 60일, 100일) 경과에 따라 시료를 채취하여 광폭인장강도시험을 수행하여 원 시료의 인장강도와 비교하였다. 그림 3.41에서는 내후성시험용 시료의 모습을 보여준다.



(a) 직포 (b) 지오그리드 A

그림 3.2.4 내후성시험 모습

다. 강성도시험

강성도시험(Stiffness Test)은 보강재의 강성도를 측정하기 위하여 실시하는 시험으로, ASTM D1388에 규격화되어 있다. 시험으로는 휨길이를 측정하여 휨강도를 평가하는 캔틸레버 방법과 굴곡시험방법<그림 3.2.5>이 있다.

본 연구에서는 비강성시료의 강성도를 조사하기 위하여 캔틸레버 방법을 실시하였고, 강성시료의 강성도 평가와 대나무 망 대체재료의 선정을 위하여 굴곡시험(KS M 3830)을 수행하였다.



(a) 캔틸레버 시험



(b)굴곡시험

그림 3.2.5 강성도시험 장치

(1) 캔틸레버시험(Centilever Test)

캔틸레버시험은 최소 3.8cm×20cm의 면적을 지닌 수평 플랫폼위에 시료를 장착하고 그 위를 이동 슬라이드로 밀착시켜, 슬라이드를 12cm/min±5%의 속도로 41±0.5°의 각 지시기에 시료가 접할 때까지 이동시킨다. 이때의 시료 돌출길이를 측정하여 휨강도를 계산한다. <표 3.2.2>에서는 강성도시험의 개요를 나타내고 있다. 본 연구에서는 비강성시료인 직포와 지오그리드 및 대나무 대체재료를 선정하기 위하여 3종의 철망<표 3.2.3> 및 <그림 3.2.6>을 사용하여 시험을 실시하였다.

표 3.2.2 강성도시험(ASTM D 1388 ; 캔틸레버 시험)의 개요

항목	내용
시험기	강성도 시험기
시험온도	21±1℃
시험습도	65±2%
돌출 속도	12cm/min±5%
시료 크기	2.5cm×20cm
시료 수	기계방향 4개, 기계횡단방향 4개
평가항목	휨강도

표 3.2.3 캔틸레버시험에 사용한 철망재료특성

	철망A	철망B	철망C
철사재질	흑선	스테인리스	스테인리스
철사사각내경	7mm × 7mm	7mm × 7mm	11.5mm × 11.5mm
철사직경	1Φ (1mm)	1Φ (1mm)	1.4Φ (1.4mm)
하부지점간 거리	1,000mm	1,000mm	1,000mm

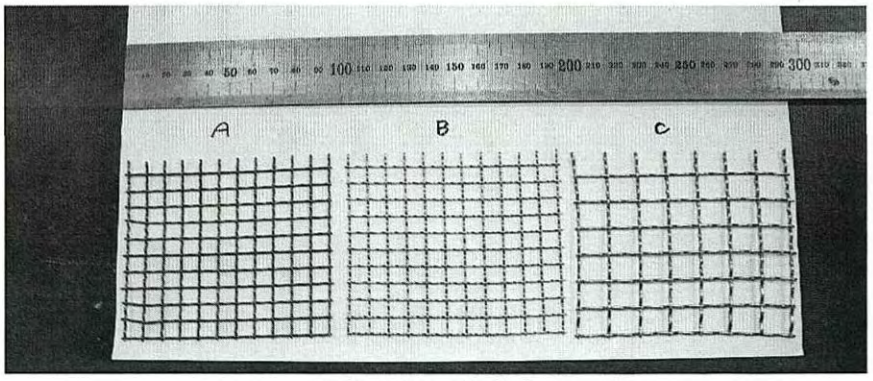


그림 3.2.6 철망시료

(2) 굴곡시험

굴곡시험은 시편을 일정한 거리만큼 떨어져 있는 두개의 지점에 올려놓고 시편의 파괴가 발생할 때까지 일정한 속도로 시편이 놓인 수직방향으로 하중을 가해 눌러서 응력과 왜곡을 측정하는 실험법이다. 이러한 시험은 3접점과 4접점 굽힘시험의 2가지 방식이 있으며 고분자의 특성에 따라 <그림 3.2.7>과 같이 3개 Type의 Stress-strain curve가 있다.

곡선 A: 항복이 일어나기 전에 파단 발생

곡선 B: 5% Strain limit 이전에 항복과 파단 발생

곡선 C: 5% Strain limit 이전에도 항복과 파단이 발생하지 않는 경우

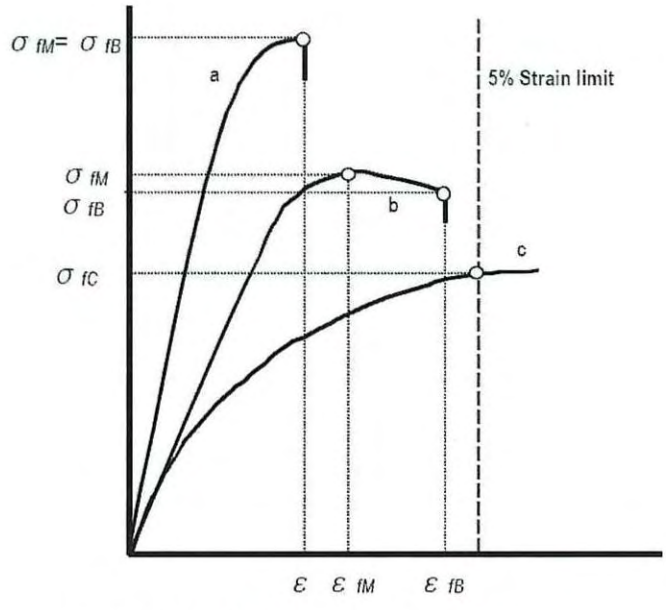


그림 3.2.7 대표적인 Stress-Strain curve

일정한 속도로 시편을 누르는 경우 시편으로부터 발생되는 최대의 강도를 굴곡강도라고 하고 <그림 3.2.7>의 C와 같은 경향을 보이는 경우에는 5% Strain limit에서의 강도를 굴곡강도로 정한다.

본 연구에서는 대나무의 강성도를 조사하기 위하여 3접점굽힘(Three point bending) 시험을 실시하였다. 3접점굽힘시험은 <그림 3.2.8>와 같이 시편을 두개의 지점으로 지지하고 그 중간 지점에 하중을 가하여 구부리는 시험으로 변형이 작은 재질이나 파단시까지의 응력-변형 관계가 Hook의 법칙을 따르는 재료에 적용된다. 이 방법의 경우 지점간의 거리와 시편 두께의 비는 약 16:1 정도가 된다.

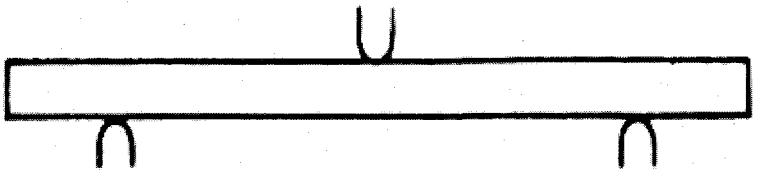


그림 3.2.8 3접점굽힘(Three point bending) 시험의 개요도

대나무 망의 강성도를 측정하기 위하여 다음과 같은 4종류의 대나무 시료와 대나무 망 대체재료의 선정을 위하여 철망A와 강봉을 사용하여 시험을 실시하였다.

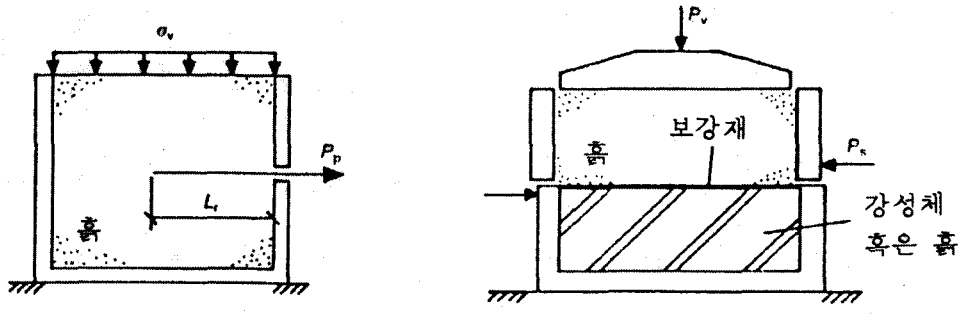
표 3.2.4 굴곡시험에 사용한 재료특성

	대나무A	대나무B	대나무C	대나무D	강봉
외경	50mm	50mm	50mm	50mm	10mm
내경	40mm	40mm	40mm	40mm	8.5mm
시험 폭	50mm	50mm	50mm	50mm	50mm
하부지점간 거리	1,000mm	1,000mm	1,000mm	1,000mm	1,000mm
접지부 시료개수	1	2	1	3	1

라. 보강재와 점토의 마찰특성 평가

흙과 보강재의 마찰특성은 하중조건, 보강재 특성(폭, 길이 등)과 흙의 특성(점착력, 내부마찰각, 입자의 형상, 입도분포) 등의 영향을 받는다. 흙 표면에 있는 보강

재의 마찰저항은 크게 흙의 변형방향에 평행한 보강재 표면에 대한 흙의 전단저항(표면마찰저항)과 흙의 변형방향에 대체로 수직인 보강재의 지지부재에 대한 흙의 저항(수동저항) 등으로 구분된다. 현재 실내에서 실시되는 보강재의 표면 마찰저항과 수동저항을 규명하기 위한 방법으로는 직접전단시험과 인발시험을 들 수 있다. <그림 3.2.9> 에서는 두 시험방법에 대한 개략적인 개요를 보여준다. 본 절에서는 보강재와 점토의 마찰특성을 평가하기 위하여 인발시험을 수행하였다.



(a) 인발시험 (b) 직접전단시험

그림 3.2.9 마찰특성 평가를 위한 시험방법 개요도

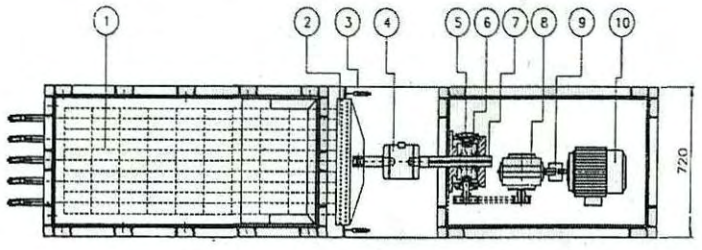
인발시험(Pull-Out Test)은 다양한 형태의 보강재에 대한 흙/보강재 사이의 마찰특성을 평가하여 최종적으로 흙/보강재 사이의 마찰특성을 결정하는 시험이다. 이 시험은 ASTM 6706에 의해서 규격화되어 있으나, 본 시험수행은 ASTM 6706과 일본 토질공학회 인발시험 권고안을 참조하여 수행하였다.

본 시험에 사용된 인발시험 장비는 <그림 3.2.10> 에서 보듯이 흙과 보강재 시료가 포설되는 토조(soil box)와 인발장치 및 보강재와 인발장치를 연결하는 보강재 고정장치 등 크게 3부분으로 구성되어 있다. 토조 내부의 크기는 길이 60cm × 폭 40cm × 높이 30cm이며, 인발방향의 전면벽 중앙에는 간격 10cm 정도의 슬리트(slit)가 있어 보강재가 자유롭게 인발될 수 있도록 설계되어 있다. 또한 토조의 상부에는 고무 멤브레인을 설치하여 공기압에 의해 토조 내에 균등한 수직하중을 가압할 수 있도록 하였다.

한편, 인발장치는 유도 전동기(induction motor), chain coupling, worm reducer, 스크류 잭(screw jack), worm gear 및 하중계(load cell) 등으로 구성되어 있어, 토조내 보강재를 일정한 변위속도로 인발하고, 인발시의 인발력을 측정할 수 있도록

되어 있다. 이 인발장치의 최대 인발변위는 15cm이다.

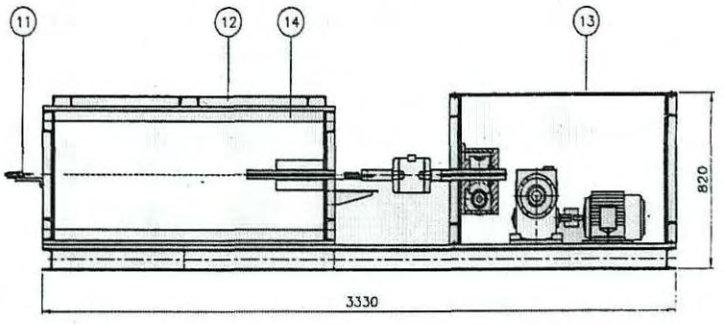
실험을 위해 토조하부에는 실내모형시험과 동일한 초기함수비 wi =120% 로 조절한 광양점토를 높이 15cm로 채우고, 그 위에 보강재(직포, 지오그리드A, 강봉)를 포설한 후, 토조상부에는 주문진표준사를 상대밀도 70%로 포설하였다. 비압밀, 등체적조건에서 4가지 종류의 수직하중을 재하한 상태에서 전단속도 1.0mm/min로 수평변위 75mm까지 인발시험을 실시하였다.<그림 3.2.11>. 인발시험에 사용한 주문진표준사의 상대밀도는 실내 모형시험에 사용되는 복토의 상대밀도와 동일하게 하였다. 수직응력은 0.05kg/㎠, 0.3g/㎠, 0.6kg/㎠, 1.2kg/㎠ 등 4가지 조건으로 변화시켜, 인발하중에 의해 보강재 시료가 파괴되거나, 인발변위 증가에 따른 인발력의 변화정도가 미미할 때까지 시험을 수행하였고, 최대 인발력 작용 시 보강재 시료내 각 부분에서의 인발변위를 분석하여 점토/보강재 사이의 마찰특성을 평가하였다.



① 토목섬유 시료
② 토목섬유 고정장치
③ 변위계
④ 로드 셀 (load cell)
⑤ worm gear
⑥ worm wheel
⑦ 스크류 (screw)
⑧ worm reducer
⑨ chain coupling
⑩ induction motor

(단위 : ㎜)

(a) 평면도

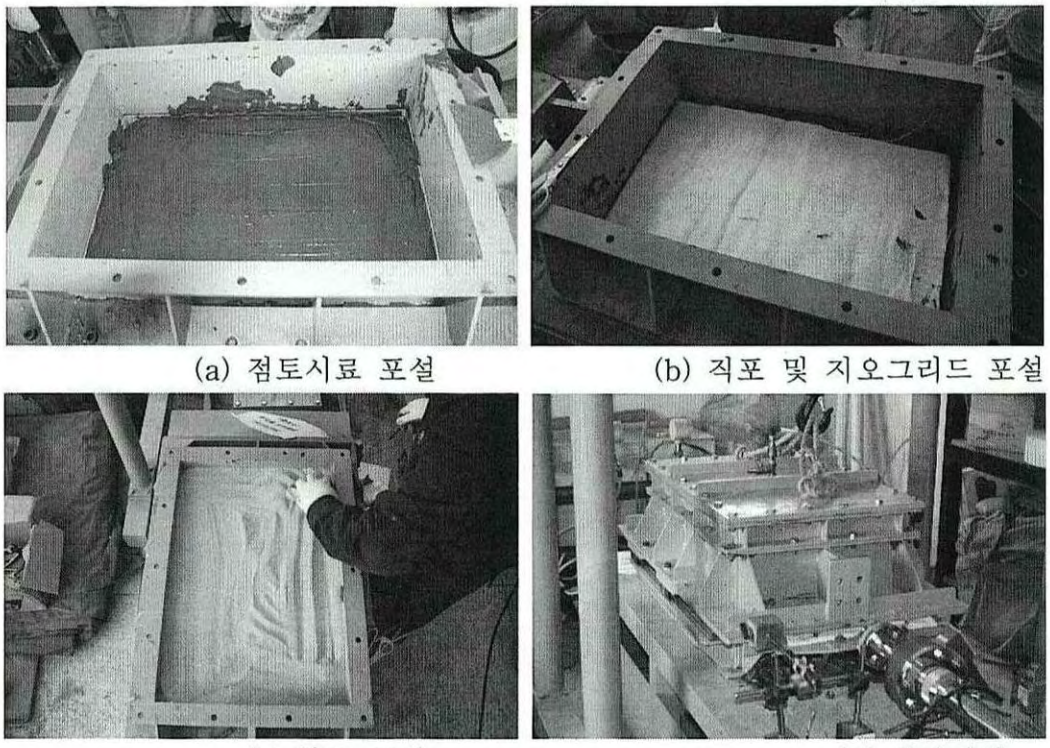


⑪ 변위계
⑫ 토조 상부덮게
⑬ 인발구동시스템
⑭ 고무 멤브레인

(단위 : ㎜)

(b) 정면도

그림 3.2.10 인발시험장비의 모형도



(a) 점토시료 포설 (b) 직포 및 지오그리드 포설

(c) 복토 포설 (d) 인발시험

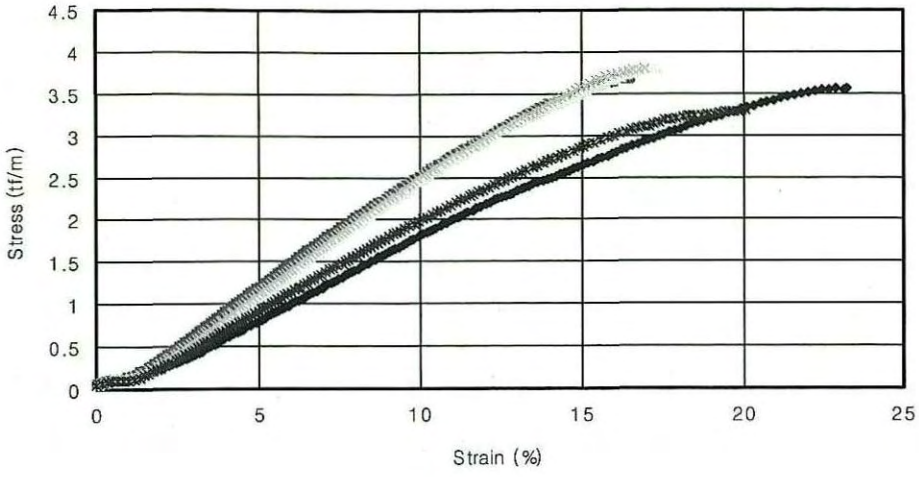
그림 3.2.11 인발시험 모습

3. 시험결과 및 분석

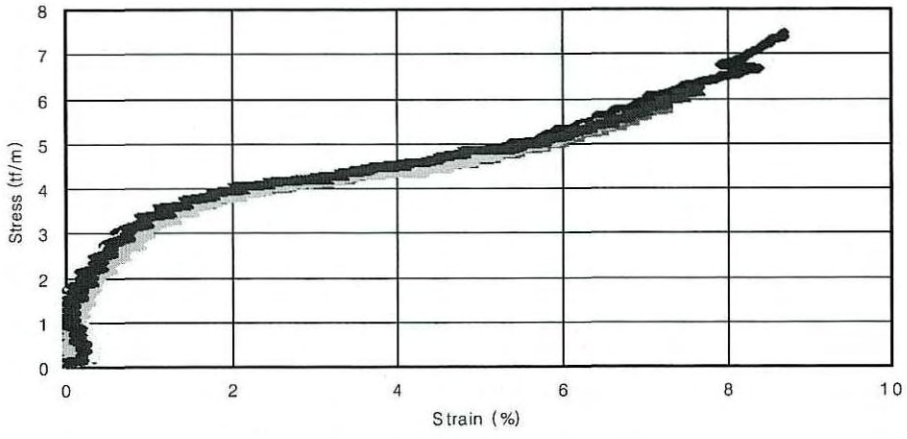
가. 표층처리재의 인장특성

보강재의 설계인장강도를 산정하는데 기초가 되는 최대인장강도와 인장변형률을 평가하기 위해, 직포, 지오그리드A, 지오그리드B, 지오그리드C를 대상으로 광폭인장강도시험을 실시하였다. <그림 3.2.12>는 직포, 지오그리드A, 지오그리드B, 지오그리드C의 경사방향의 광폭인장강도와 인장변형률 곡선을 보여주고 있고, <표 3.2.5> 및 <표 3.2.6>은 최대광폭인장강도와 그 때의 인장변형률을 나타내고 있다.

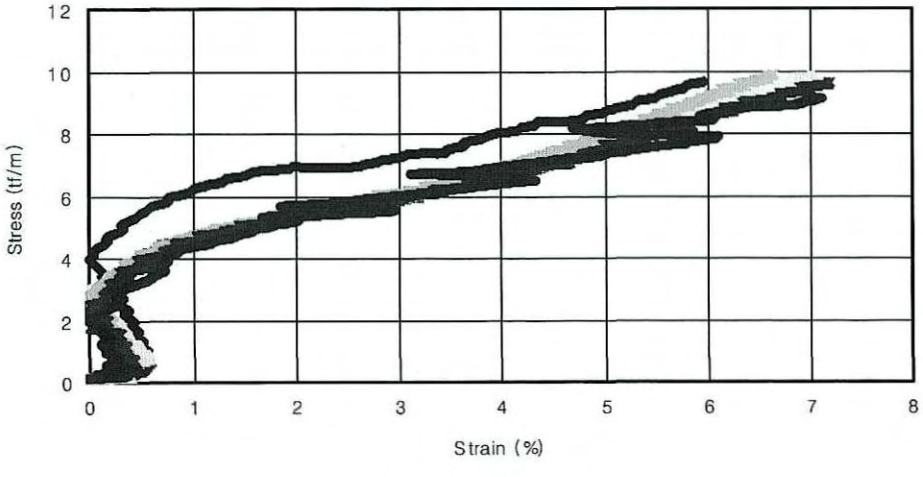
광폭인장시험 결과는 시험시 사용한 20cm폭 시료의 리브수에 대한 단위 폭(1m)당 리브수의 비율을 고려하여 단위폭당 인장강도로 환산한 값이다.



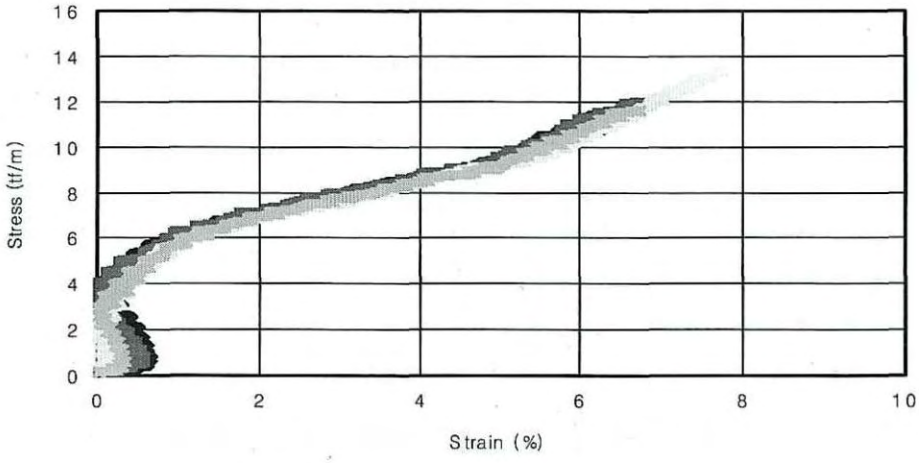
(a) 직포



(b) 지오그리드A



(c) 지오그리드B



(c) 지오그리드C

그림 3.2.12 광폭인장강도와 인장변형률 곡선 (경사방향)

표 3.2.5 직포 광폭인장강도시험 결과

시험횟수 및 항목	직포	
	경사방향	
	광폭인장강도 (t/m)	인장변형률 (%)
1	3.46	21.1
2	3.68	16.5
3	3.80	16.9
4	3.30	20.7
5	3.81	17.3
평균	3.61	16.0

표 3.2.6 지오그리드 광폭인장강도시험 결과

시험횟수 및 항목	경사방향					
	지오그리드A		지오그리드B		지오그리드C	
	광폭인장강도 (t/m)	인장변형률 (%)	광폭인장강도 (t/m)	인장변형률 (%)	광폭인장강도 (t/m)	인장변형률 (%)
1	7.46	8.69	9.66	5.96		
2	5.83	7.12	9.48	6.80	11.98	6.77
3	4.47	4.22	9.87	7.03	13.35	7.75
4	5.52	6.74	9.87	6.64	11.63	6.73
5	6.23	7.54	9.65	7.20		
평균	5.90	6.86	9.71	6.73	12.32	7.08

표 3.2.7 보강재의 최대인장강도 및 인장변형률

보강재종류	경사	
	최대 인장강도 (tf/m)	인장변형률 (%)
직포	3.61	16.0
지오그리드 A	5.90	6.86
지오그리드 B	9.71	6.73
지오그리드 C	11.37	6.26

<표 3.2.7>은 직포, 지오그리드A, 지오그리드B, 지오그리드C 의 경사방향의 최대광폭인장강도와 그 때의 인장변형률을 나타내고 있다. <표 3.2.7>로부터 직포와 지오그리드A는 최대인장강도가 비슷한 값을 보이는 반면 최대인장강도를 나타내는 인장변형률은 직포 16%, 지오그리드A 6.86%로 지오그리드A에 비해 직포는 큰 변형률에서 최대인장강도를 나타내는 것을 알 수 있다.

나. 표층처리재의 내후성특성

본 연구에서는 표층처리 보강재가 대기 중에 노출되어 있는 경우에 대한 인장특성 변화정도를 평가하기 위한 시험으로 건물 옥상에 직포, 지오그리드A를 대기 중에 방치한 후, 일정기간경과에 따라 시료를 채취하여 광폭인장강도 시험을 수행하였다.

시험은 <표 3.2.8> 및 <표 3.2.9>와 같이 시료 당 5가지 방치조건(노출시간)의 시료를 대상으로 5회 씩 실시하여 평균값과 강도감소율을 조사하였다.

<그림 3.2.13>은 보강재를 방치시켜 놓은 지역의 일별 최고기온분포를 나타내고 있다.

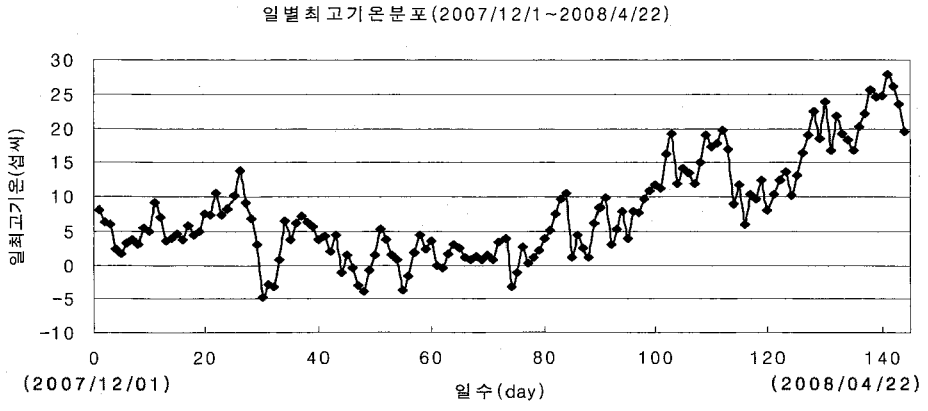


그림 3.2.13 일별 최고기온분포

<그림 3.2.14>은 직포, 지오그리드A의 내후성시험 결과를 나타낸 것으로, 30일 간의 시간경과에 따라 직포, 지오그리드A 모두 원시료에 비해 3.0% 미만으로 감소된 것을 알 수 있으며, 이러한 미미한 감소율은 제품편차, 실험오차범위에 포함될 수 있을 것으로 판단된다. 반면 60일 경과 후에 직포, 지오그리드A 모두 인장강도 저하율이 16%에 달하는 결과를 얻었고, 이로써 표층처리 보강재를 30일 방치이후 사용할 경우 강도감소계수를 고려하여야 할 것으로 판단된다.

표 3.2.8 직포 내후성 시험결과

시험 조건	시험횟수	방치기간			
		원시료	10일	30일	60일
옥외 방치	1	3.46 (21.1%)	3.83 (22.8%)	3.47 (18.03%)	2.98 (15.51%)
	2	3.68 (16.5%)	3.75 (17.2%)	3.61 (13.64%)	3.10 (13.12%)
	3	3.80 (16.9%)	3.52 (16.9%)	3.42 (14.46%)	2.96 (12.91%)
	4	3.30 (20.67%)	3.73 (18.5%)	3.54 (14.89%)	3.05 (15.72%)
	5	3.81 (17.3%)	3.76 (19.9%)	3.57 (14.03%)	3.14 (17.0%)
	평균(ton)	3.61 (16.0%)	3.72 (20.8%)	3.52 (15.01%)	3.05 (14.85%)
	강도감소율(%)		0.5	2.4	16.0

표 3.2.9 지오그리드A 내후성 시험결과

시험 조건	시험횟수	방치기간			
		원시료	10일	30일	60일
옥외 방치	1	7.46 (8.69%)	7.34 (8.69%)	5.49 (7.38%)	4.93 (4.21%)
	2	5.83 (7.12%)	6.18 (7.48%)	6.44 (7.73%)	6.33 (6.67%)
	3	4.47 (4.22%)	5.95 (7.84%)	6.67 (8.41%)	4.78 (5.68%)
	4	5.52 (6.74%)	6.34 (7.83%)	4.96 (5.41%)	4.47 (5.55%)
	5	6.23 (7.54%)	5.86 (7.79%)	6.33 (8.10%)	4.71 (5.36%)
	평균(ton)	5.59 (6.86%)	6.33 (7.93%)	5.98 (7.41%)	5.04 (5.49%)
	강도감소율(%)		0.5	2.0	17.7

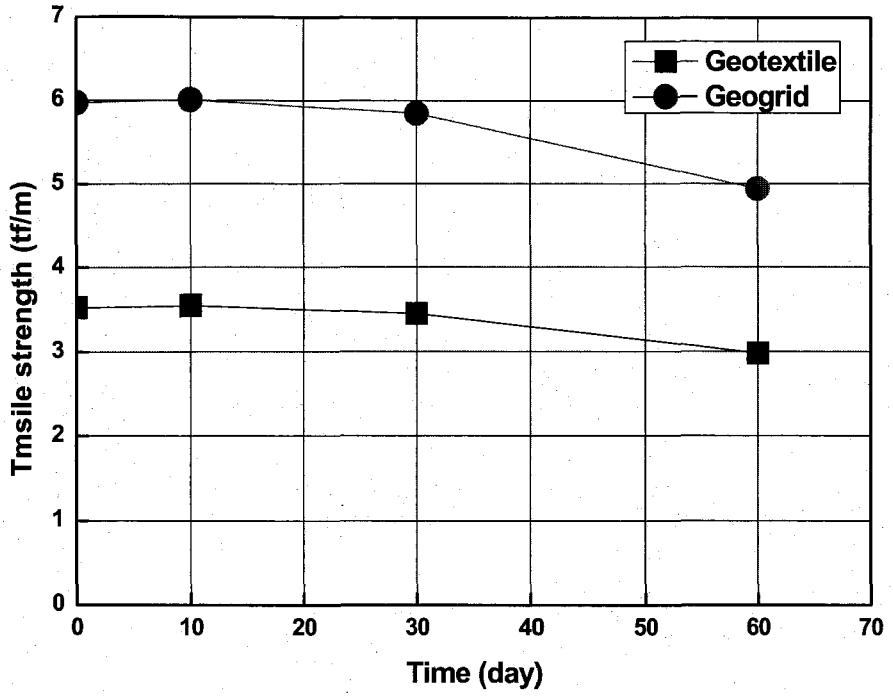


그림 3.2.14 내후성 시험결과

다. 표층처리재의 강성도특성

(1) 캔틸레버시험결과

식(3.13)은 측정된 시료의 돌출길이를 이용하여 휨강도(G)를 산정하는 식을 나타내고 있다.

$$G = W \times Ic3 \tag{3.13}$$

여기서, G : 휨강도(mg · cm), W : 단위면적당 중량(mg/cm2), Ic : 돌출길이(cm)

<표 3.2.10>은 캔틸레버 시험결과를 나타내고 있다.

표 3.2.10 캔틸레버 시험결과

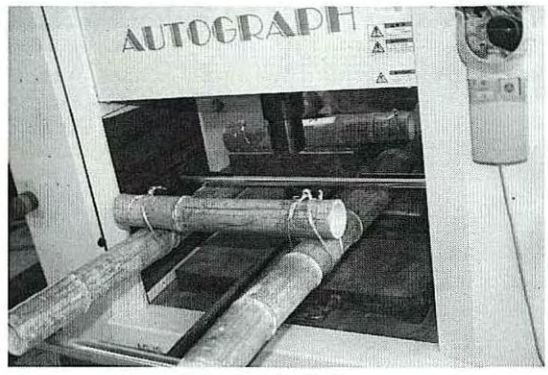
	직포	지오그리드A	지오그리드B	지오그리드C	철망A	철망B	철망C
강성도 (mg · cm)	3.0×105	1.6×107	1.9×108	3.5×108	1.0×108	8.7×107	2.1×108

(2) 굴곡시험 결과

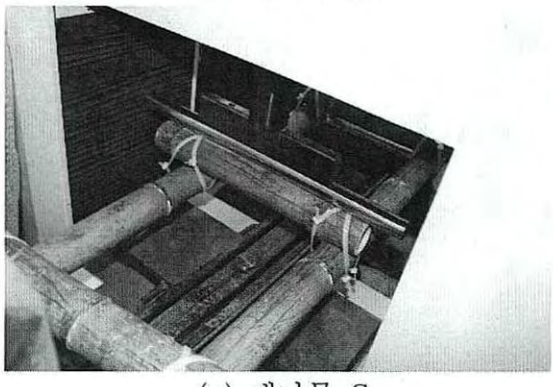
굴곡시험은 시편을 일정한 거리만큼 떨어져 있는 두개의 지점에 올려놓고 시편의 파괴가 발생할 때까지 시험속도 10mm/min 로 시편이 놓인 수직방향으로 하중을 가해 눌러서 응력과 굴곡을 측정하였다. 본 연구에서 실시한 굴곡시험은 3접점 굽힘시험으로 대나무 망 및 강봉의 강성도를 평가하였다. <그림 3.2.15>는 각 시료의 시험 전경을 나타내고 있다.



(a) 대나무 A



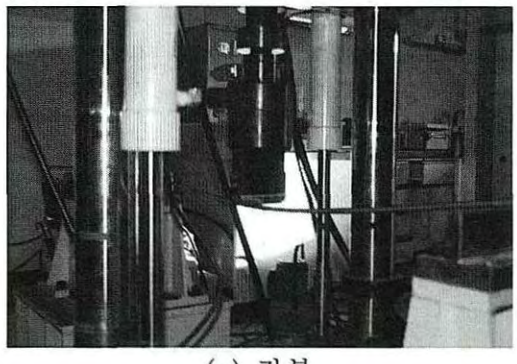
(b) 대나무 B



(c) 대나무 C



(d) 대나무 D



(e) 강봉

그림 3.2.15 굴곡시험 전경

<그림 3.2.16>은 접지부 대나무 개수를 조절하여 시험한 굴곡시험 결과를 변위와 시험력과의 관계로 나타내고 있다. <그림 3.2.16>으로부터 접지부 대나무 개수가 증가함에 따라 최대시험력이 증가하고 있는 것을 알 수 있다. 이로써 접지부의 대나무 개수가 증가함에 따라 최대하중이 증가하는 좋은 상관관계 특성을 얻었다. 접지부의 대나무 개수와 최대하중과의 정량적인 관계를 조사하기 위해서는 추후 실험횟수를 추가하여 얻은 시험결과를 토대로 상세분석 하여야 할 것으로 사료된다.

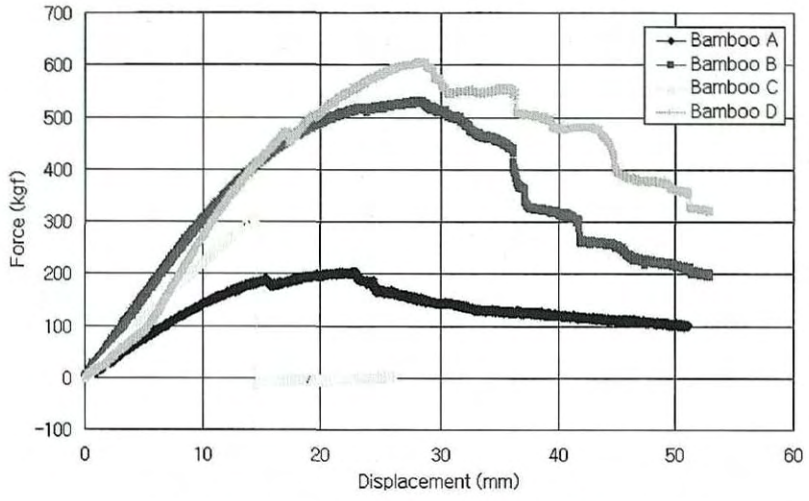
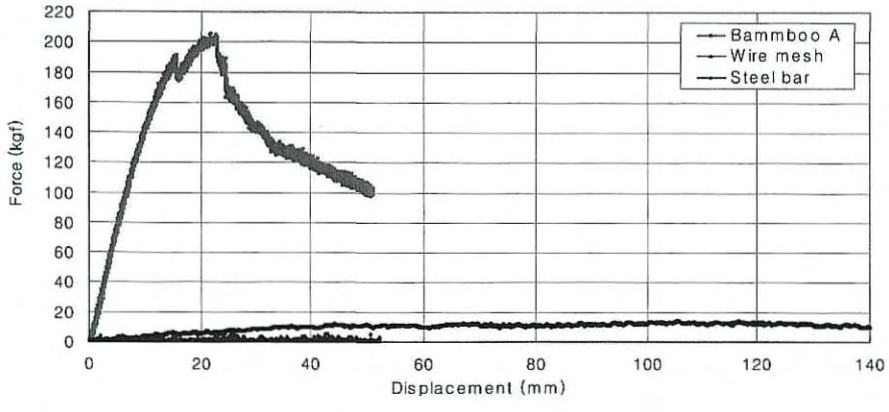


그림 3.2.16 대나무시료의 변위와 시험력 관계

<그림 3.2.17>는 철망A와 강봉의 굴곡시험 결과를 변위와 시험력과의 관계로 나타내고 있다. <그림 3.2.1>7로부터 철망의 최대하중은 0.7kgf로 매우 미소한데 비해, 강봉은 변위 105mm에서 최대하중 14kgf를 나타내는 것을 알 수 있다.



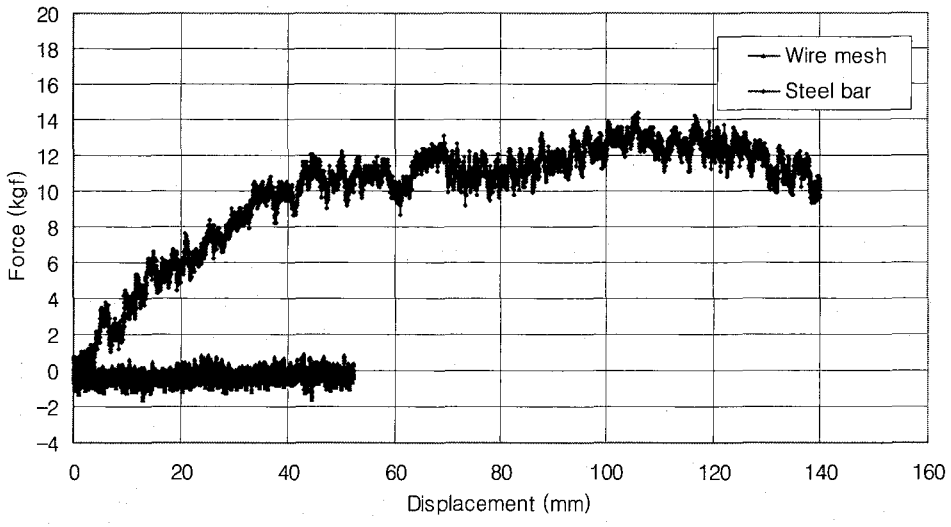


그림 3.2.17 변위와 시험력 관계

식(3.14)는 측정된 시료의 강성도를 산정하는 식을 나타내고 있다.

$$D = \frac{P\ell^3}{48\delta} \tag{3.14}$$

여기서, D : 강성도(kgf · m2), P : 최대하중(kgf), 1 : 하부지점간 거리(m), δ : 최대하중 발생시의 변위량(m)

대나무 및 강봉의 강성도를 평가한 결과를 <표 3.2.11>에 나타내고 있다. 대나무의 강성도는 184.18kgf · m2, 철망은 0.48kgf · m2, 강봉은 2.76kgf · m2 인 것을 알 수 있으며, 실내모형실험장치에서 적용가능하고 품질이 균질한 실험재료로서, 현장에서 사용하는 대나무 보다는 강성도가 많이 작지만 철망보다는 강성도가 우수한 강봉을 선정하였다.

표 3.2.11 강성도 시험결과

강도	재료		
	대나무A	철망	강봉
최대점 응력(kgf)	203.90	0.08	14.03
최대점 변위량(mm)	23.06	28.38	105.92
강성도D(kgf · m2)실험치	184.18	0.06	2.76

본 연구에서는 실내모형시험에 사용하는 강성 및 비강성보강재의 강성도를 비교하기 위하여 비강성 보강재(직포, 지오그리드)를 이용하여 실시한 캔틸레버시험 결과를 외팔보의 처짐으로 가정하고 비강성 보강재의 자중을 등분포하중으로 가정함으로 식 (3.15)로부터 강성도를 평가하였다.

$$D = \frac{P\ell^3}{3\delta} \tag{3.15}$$

여기서, D : 강성도(kgf · m2), P : 등분포하중(kgf), l : 하부지점간 거리(m), δ : 최대하중 발생시의 변위량(m)

<표 3.2.12>은 식 (3.15)로 평가한 비강성 보강재의 강성도를 나타내고 있다.

표 3.2.12 비강성 보강재(직포, 지오그리드)의 강성도

강도	재료			
	직포	지오그리드A	지오그리드B	지오그리드C
등분포하중(kgf)	0.03	1.06	0.94	1.46
보의 처짐량(mm)	179	584	564	705
강성도D(kgf · m2)실험치	0.01	0.35	0.31	0.48

라. 보강재와 점토와의 마찰특성

본 연구에서는 최대 인발력상태에서의 Geotextile에 유발된 인장력 분포곡선으로부터 인발 유효저항길이를 사용하여 점토/보강재 마찰강도를 선정하는 대표적인 방법(조삼덕 등, 1995) 을 사용하여 인발마찰정수(Cp, δp)를 구하였다.

흙 속에 묻혀진 보강재의 인발 마찰강도는 식(3.16)을 통해 산정된다.

$$\tau_{pmax} = C_p + \sigma_v \cdot \tan\delta_p \qquad (3.16)$$

여기서, Cp, 와 δp는 각각 흙과 보강재 사이의 겉보기 점착력(t/m2)과 전단저항각(°)이다.

<그림 3.2.18>는 직포와 지오그리드A를 이용해 실시한 인발시험결과로서 표준사(상부층), 점토(하부층)/직포, 지오그리드A의 마찰강도특성을 전단응력과 수평변위의 관계로 나타내고 있다. 그림 3.40으로부터 인발시험에 의한 표준사/직포/점토의 마찰강도는 Cp=0.03kg/cm2, δp=26.5°, 표준사/지오그리드/점토의 마찰강도는 Cp=0.02kg/cm2, δp=22.0° 인 것으로 평가되었으며, 직포는 지오그리드A에 비해 1.2~1.5배의 마찰강도를 나타내는 것으로 밝혀졌다.

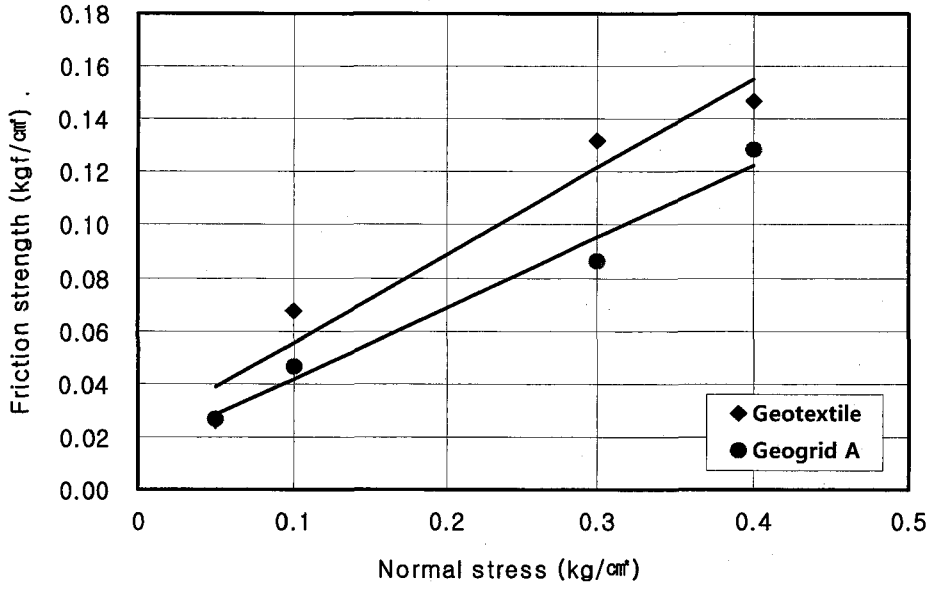


그림 3.2.18 인발시험에 사용한 표준사/직포 또는 지오그리드A/점토의 마찰강도특성

제3절 강성보강재의 현장부재력시험 및 분석

1. 시험목적

현행 표층처리공법에 활용되는 보강재의 경우 강성재인 대나무 망과 비강성재인 지오텍스타일, 지오그리드 등이 주로 활용되고 있다.

이러한 보강재중 지오텍스타일, 지오그리드 등은 기성제품으로 그 재료적 특성이 명확한 반면, 최근 강성보강재로 사용되는 대나무 망의 경우 자연재료를 연결· 제작하여 사용하고 있으며, 제작된 대나무 망 시스템의 역학적 특성에 대한 연구결과가 전무한 상태로서 대나무 망 시스템 자체의 응력-변형 거동측정을 통한 역학적 특성에 대한 연구가 필요한 실정이다. 따라서 이를 위하여 현장에서 결속재료 및 대나무 망의 간격을 달리한 대나무 망에 대한 현장 부재력시험을 실시하여 각 조건별 응력-변형 거동의 측정·평가를 통한 대나무 망의 역학적 특성에 대한 규명 및 설계기법 개발의 기초자료로 활용하고자 한다.

2. 시험종류 및 방법

가. 시험종류

대나무망의 역학적 특성을 파악하기 위해 <표 3.3.1>과 같이 현장여건을 감안하여 겹이음부가 중앙에 위치한 경우와 외곽에 위치한 경우로 나누고, 결속재료는 철선, PP밴드, Tie cable 등 3가지 종류에 대해 시험을 실시하였다.

표 3.3.1 시험조건

구분	대나무망 간격	결속재료	비고
Case 1	0.4m×0.4m	철선	겹이음부 중앙
Case 2	0.5m×0.5m	철선	
Case 3	0.7m×0.7m	철선	
Case 4	1.0m×1.0m	철선	
Case 5	0.5m×0.5m	Tie Cable	
Case 6	1.0m×1.0m	Tie Cable	
Case 7	1.0m×1.0m	PP 밴드	
Case 8	0.4m×0.4m	철선	겹이음부 외곽
Case 9	0.5m×0.5m	철선	
Case 10	0.7m×0.7m	철선	
Case 11	1.0m×1.0m	철선	

나. 시험방법

(1) 시험 준비

(가) 결속재료로 철선을 이용하여 대나무 망을 0.4m×0.4m, 0.5m×0.5m, 0.7m×0.7m, 1.0m×1.0m(겹이음부 중앙위치, 겹이음 외곽위치)로 총 8set를 제작한다.

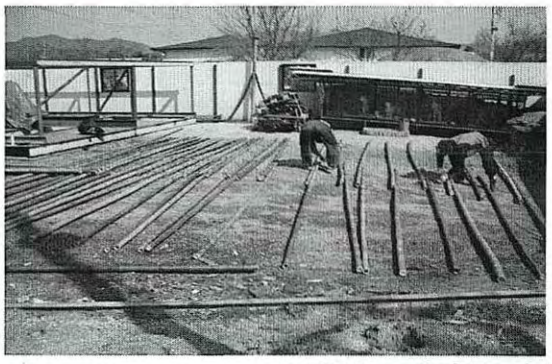
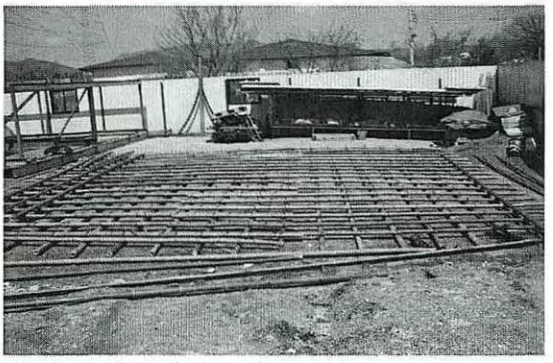



그림3.3.1 대나무 망(결속재:철선) 제작전경

(나) 결속재료 PP밴드(1.0m×1.0m, 겹이음부 중앙위치) 1set와 Cable Tie(0.5m×0.5m, 1.0m×1.0m : 겹이음부 중앙위치) 2set를 제작한다.




그림 3.3.2 대나무 망(결속재:Cable Tie) 제작전경

(2) 대나무망 거치

제작된 대나무 망을 거치대 위에 거치시킨다.

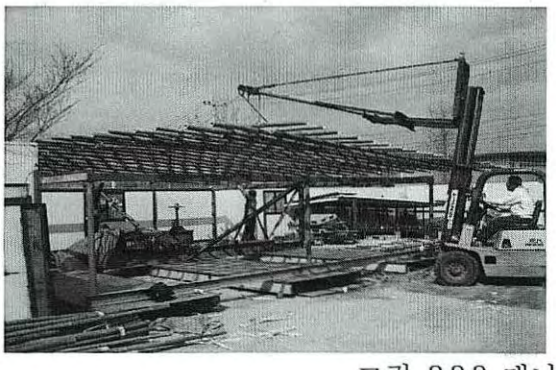



그림 3.3.3 대나무망 거치전경

(3) 재하판 및 로드셀, 하부Plate를 설치하고, 하중전달장치를 Setting 한다.

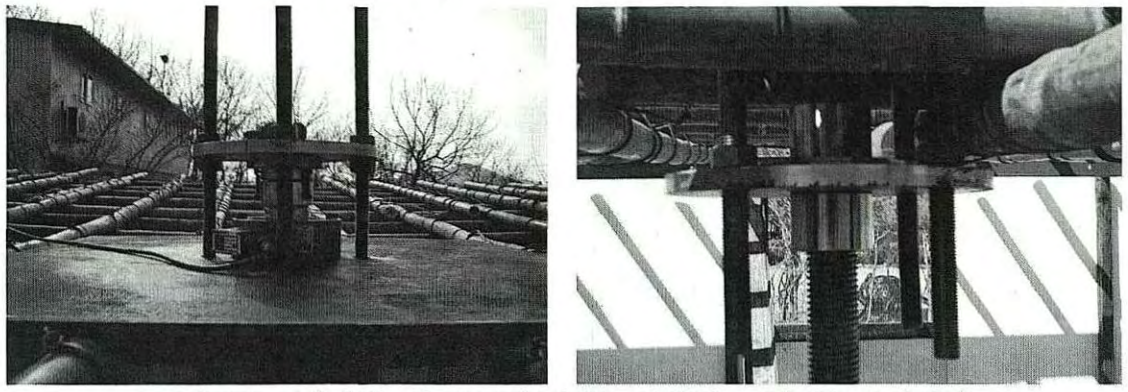


그림 3.3.4 재하판 및 로드셀(좌측), 하부Plate(우측) 설치전경

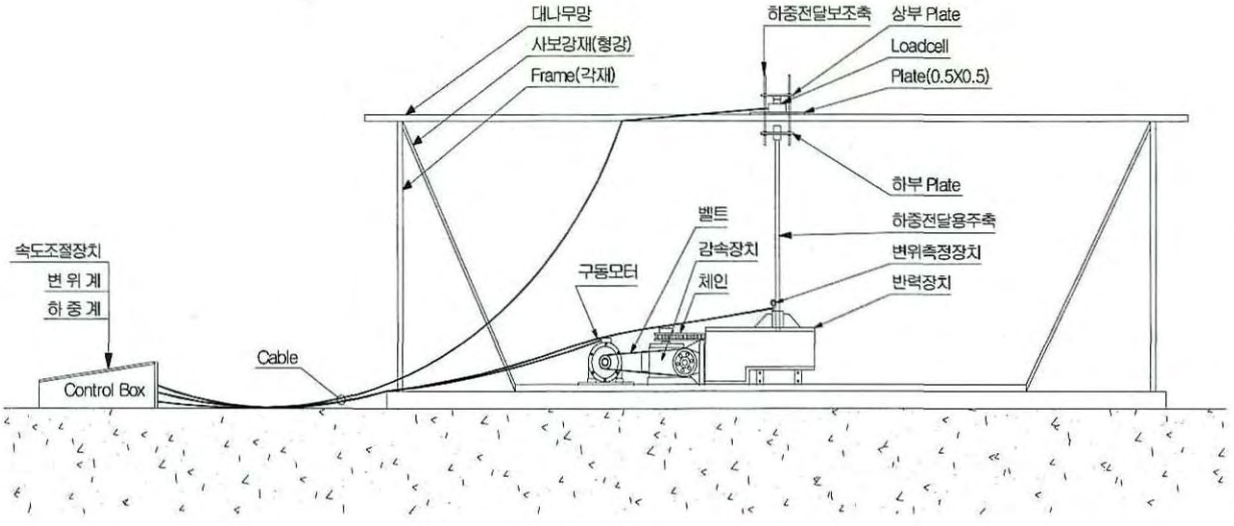


그림 3.3.5 재하시험장치 개념도

(4) 구동모터, 감속장치 등을 이용하여 하중전달 주축을 2cm/min의 속도가 되도록 하중을 가한다.

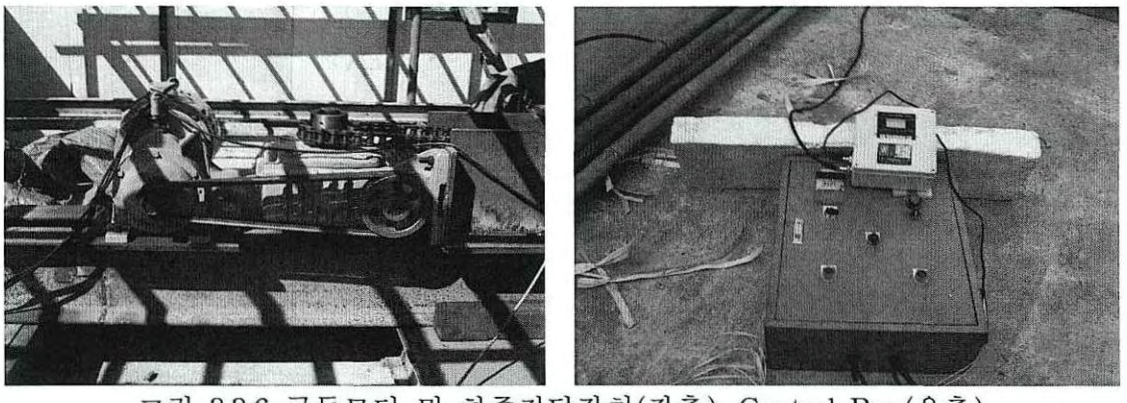


그림 3.3.6 구동모터 및 하중전달장치(좌측), Control Box(우측)

(5) 하중이 가해짐과 동시에 1분 간격으로 변위, 작용하중을 측정한다.

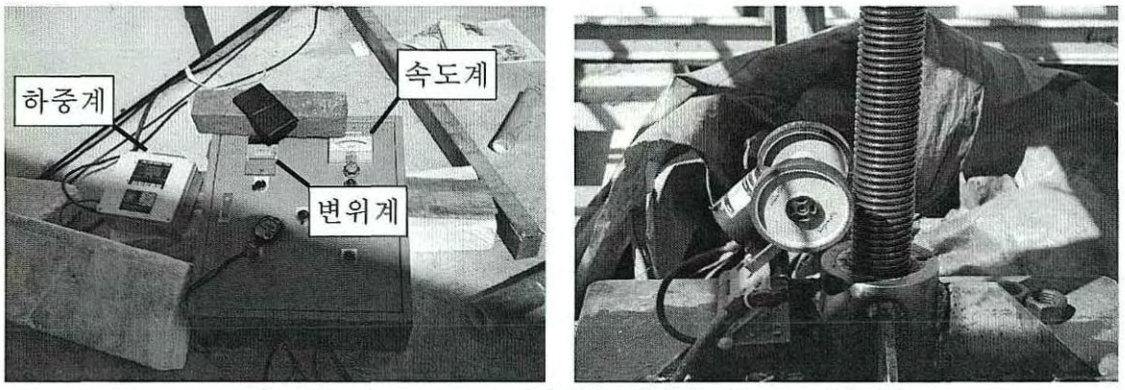


그림 3.3.7 Control Box(좌측), 변위측정Gauge(우측)

3. 대나무 망의 부재력 특성평가

가. 하중-변위 특성

대나무 망의 간격과 결속재료를 달리하여 실시한 총 11Case에 대한 하중-변위 특성 결과는 <표 3.3.2>와 같다. 이 중 현장에서 주로 시공되고 있는 중앙결속의 경우에 대한 실험결과는 <그림 3.3.10>~<그림 3.3.16>과 같다.

표 3.3.2 시험 조건별 최대하중-변위

구분	결속재	최대하중(KN)		변위(mm)		비고
		압축	재압축	압축	재압축	
0.4×0.4	철선	11.02	10.46	599	595	중앙부결속
0.4×0.4		5.94	5.06	500	358	외곽부결속
0.5×0.5		7.47	6.79	604	424	중앙부결속
0.5×0.5		5.67	4.15	430	464	외곽부결속
0.7×0.7		4.48	4.60	453	409	중앙부결속
0.7×0.7		3.32		342		외곽부결속
1.0×1.0		3.66		498		중앙부결속
1.0×1.0		3.32		477		외곽부결속
0.5×0.5	tie cable	4.21		346		중앙부결속
1.0×1.0		2.68		481		중앙부결속
1.0×1.0	PP밴드	2.10		181		중앙부결속

실험결과 대나무 망의 최대하중은 간격에 따라 2.10kN~11.02kN의 범위로 나타났다. 간격이 좁을수록 최대하중은 크게 나타났고, 간격이 넓어질수록 작게 평가되어 일반적인 경향을 나타냈으며 이때의 변위는 181mm~604mm의 범위로 나타났다.

최대하중 측정이후 재 압축을 실시한 결과 간격별로 4.60kN~10.46kN의 범위로 나타났고, 이는 초기압축시 최대하중의 73%~95%까지의 하중을 나타냈다.

이러한 경향은 대나무 망의 최대하중 도달시 재하부근의 대나무 부재의 파괴는 일반 구조용 재료에서 나타나는 절단이나 인장파괴가 아닌 할열파괴가 발생함으로 인해 파괴 이후에도 중앙부 부재의 휨저항 및 파괴되지 않은 인접부재의 저항에 의한 것으로 판단된다.



그림 3.3.8 대나무 망 변형 양상

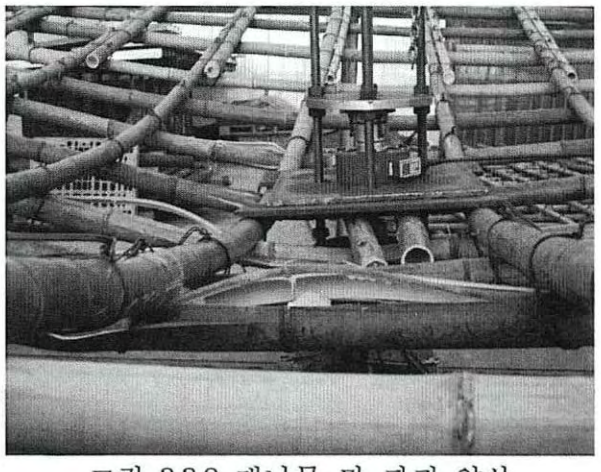


그림 3.3.9 대나무 망 파괴 양상

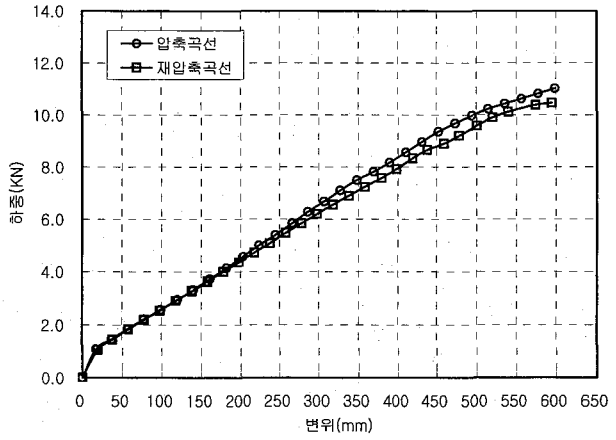


그림 3.3.10 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.4×0.4m,철선결속)

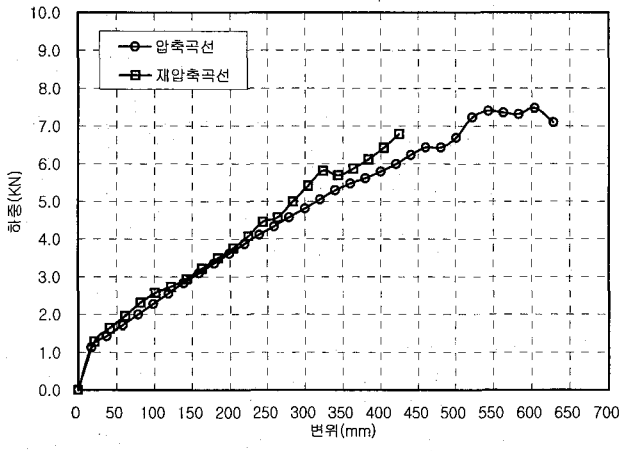


그림 3.3.11 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m, 철선결속)

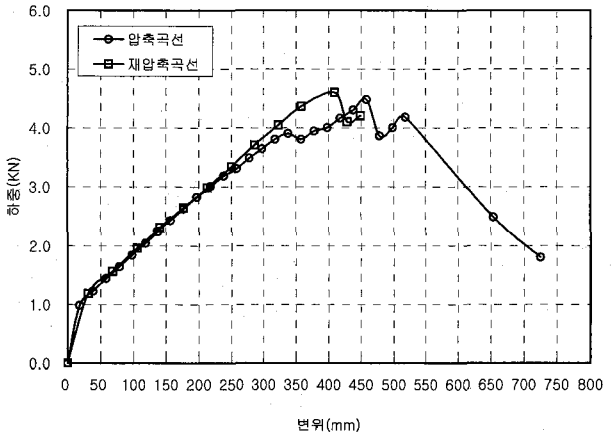


그림 3.3.12 대나무 망의 하중-변위곡선(0.7×0.7m, 철선결속)

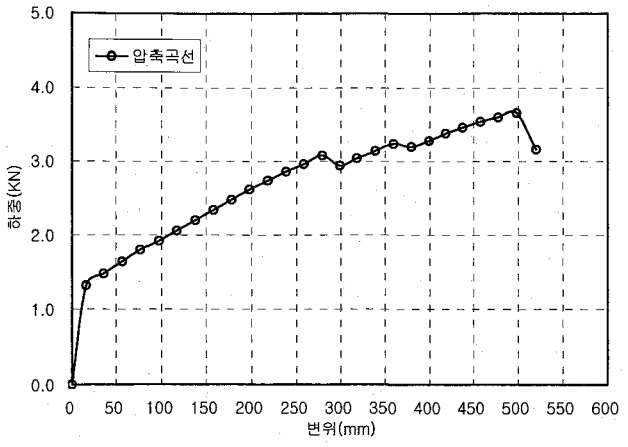


그림 3.3.13 나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, 철선결속)

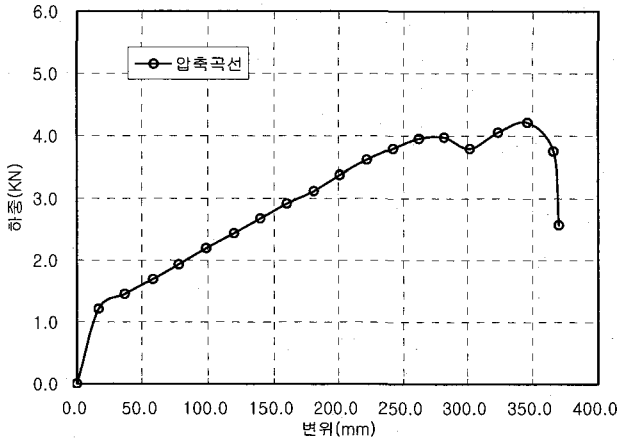


그림 3.3.14 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m, Tie cable)

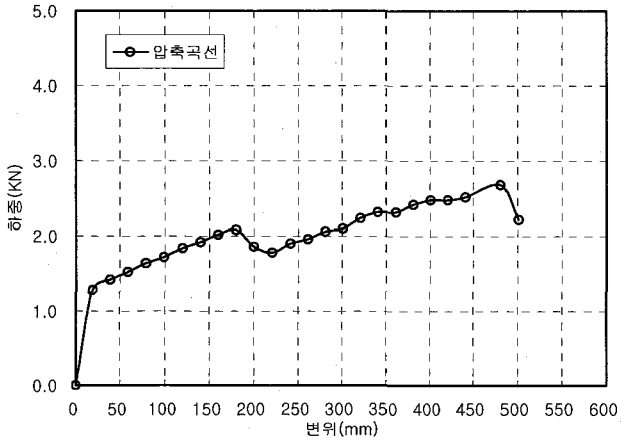


그림 3.3.15 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, Tie cable)

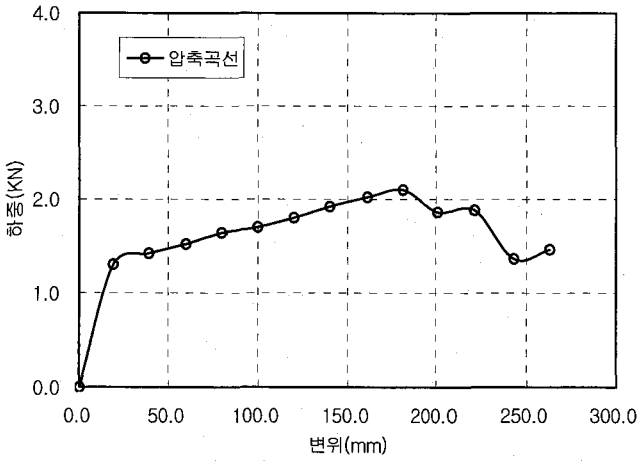


그림 3.3.16 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, PP Band)

나. 결속재료에 따른 하중-변위 특성

대나무 망의 간격을 동일하게 하고, 연결부에 사용되는 결속재료를 달리한 실험결과는 <그림 3.3.17> ~ <그림 3.3.19>와 같다. 동일한 1.0×1.0m 간격 배치시, 철선결속의 경우3.66kN, Tie cable 의 경우 2.68kN, PP밴드의 경우 2.10kN으로 철선의 경우가 가장 크게 측정되었다. 이는 사용된 대나무 망의 부재가 완전 동일할 수는 없지만 이에 대한 영향을 무시할 경우를 고려해 보면, 철선 결속의 경우 대나무 연결부에 대한 결속력이 가장 뛰어나고, Tie Cable 및 PP밴드의 경우 연결부에 대한 결속력이 철선에 비해 작게 결속되어, 하중 재하시 대나무 부재 연결부위가 다소 느슨해지므로서 전체 대나무 망 시스템으로의 하중분산역할이 미흡했던 것으로 평가된다.

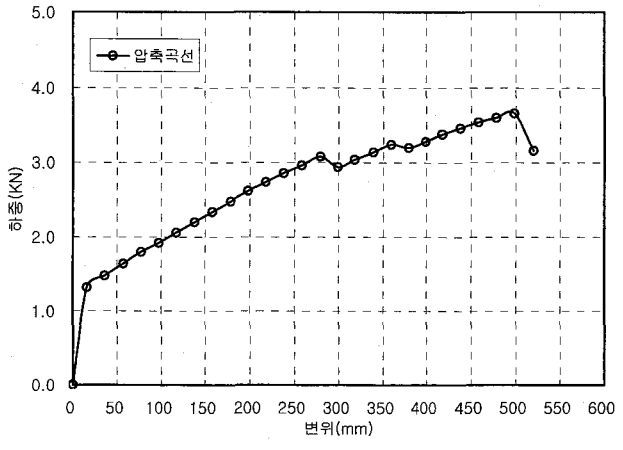


그림 3.3.17 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, 철선결속)

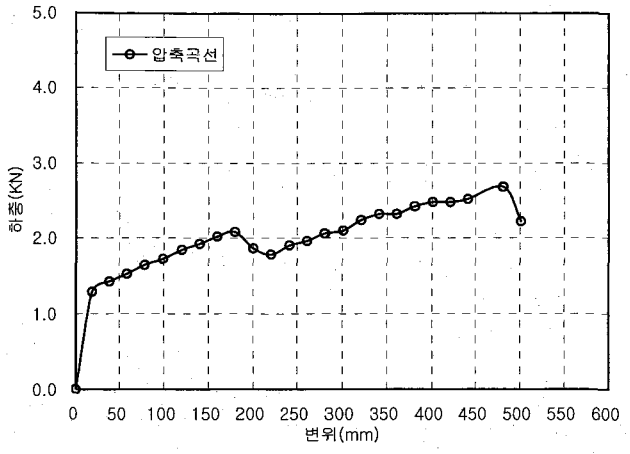


그림 3.3.18 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, Tie cable)

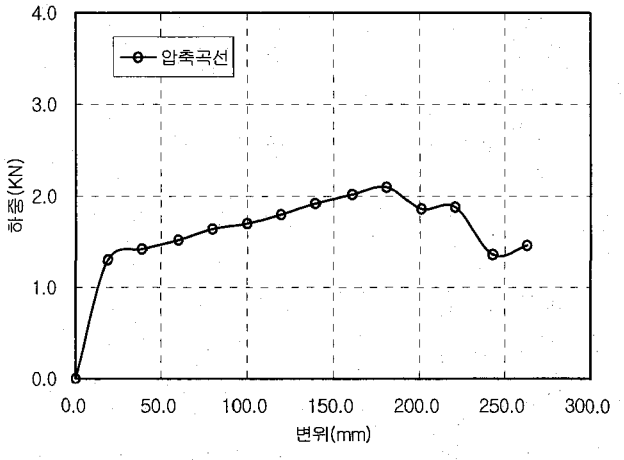


그림 3.3.19 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m, PP Band)

다. 부재력 특성분석

대나무 망을 활용한 표층처리 공법에 있어서, 대나무 망은 상부에 탑재되는 시공장비의 하중을 점토지반과 함께 저항하여 시공장비의 Trafficability를 확보시켜 준다. 이러한 시공장비의 Trafficability확보 여부는 복토층을 통해 전달된 장비의 접지압과 대나무 망과 지반의 저항력을 비교하여 평가하게 된다.

따라서 상기의 시험결과를 통해 지반의 저항력이 제외된 대나무망 자체의 저항력의 평가를 위해서는 상기의 하중-변위특성을 응력-변위특성으로 평가해야 한다.

이를 위해 본 특성분석에서는 대나무 망 시스템에 하중시 사용된 재하판의 면적을 활용하여 각 시험 조건별 최대응력을 평가하였고, 그 결과는 <표 3.3.3>와 같으며, 이중 철선결속에 의한 결과는 <그림 3.3.20> ~<그림 3.3.23>과 같다.

철선 결속의 경우 각 간격별로 대나무를 중앙부에 결속시킨 경우의 최대 압축응력은 1.46~4.41(tf/m2)으로 평가되었고, 1단계 복토시 주로 사용되는 Dozer(4t,9t)장비의 접지압이 각각 2.0(tf/m2), 2.78(tf/m2)임을 감안할 때 대나무 간격 0.5×0.5m이하의 경우 복토없이 탑재가 가능한 수준으로 평가되고, 그 이외의 간격(0.7×0.7m, 1.0×1.0m)의 경우 복토에 의한 응력분산 및 지반의 저항을 고려하여 탑재 가능여부가 평가되어야 할 것으로 판단된다.

표 3.3.3 시험조건별 최대응력-변위

구분	결속재	최대응력(tf/m2)		변위(mm)		비고
		압축	재압축	압축	재압축	
0.4×0.4	철선	4.41	4.18	599	595	중앙부결속
0.4×0.4		2.37	2.02	500	358	외곽부결속
0.5×0.5		2.99	2.72	604	424	중앙부결속
0.5×0.5		2.27	1.66	430	464	외곽부결속
0.7×0.7		1.79	1.84	453	409	중앙부결속
0.7×0.7		1.33		342		외곽부결속
1.0×1.0		1.46		498		중앙부결속
1.0×1.0		1.33		477		외곽부결속
0.5×0.5	tie cable	1.69		346		중앙부결속
1.0×1.0		1.07		481		중앙부결속
1.0×1.0	PP밴드	0.84		181		중앙부결속

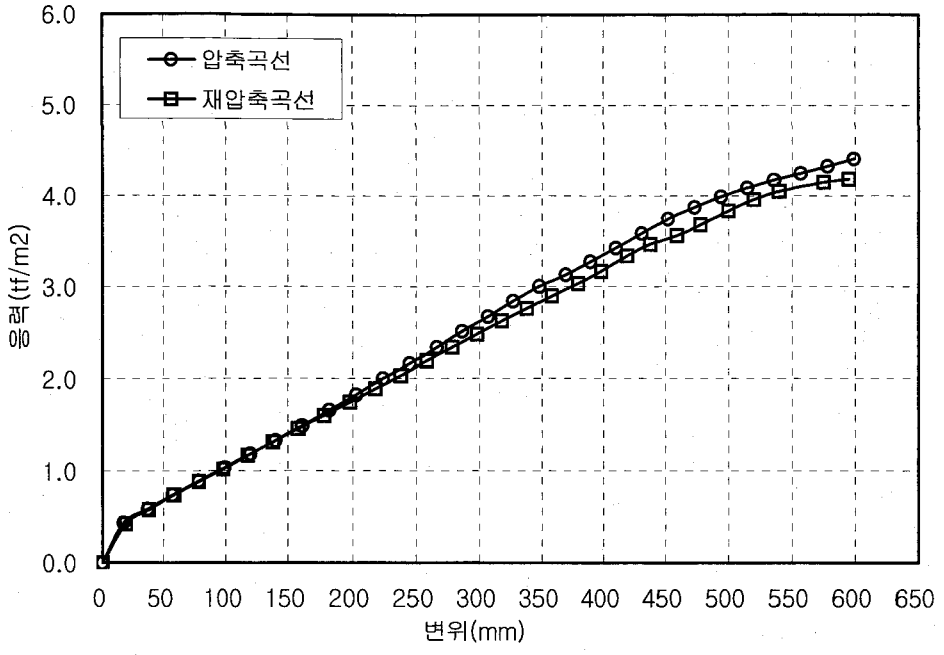


그림 3.3.20 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.4×0.4m)

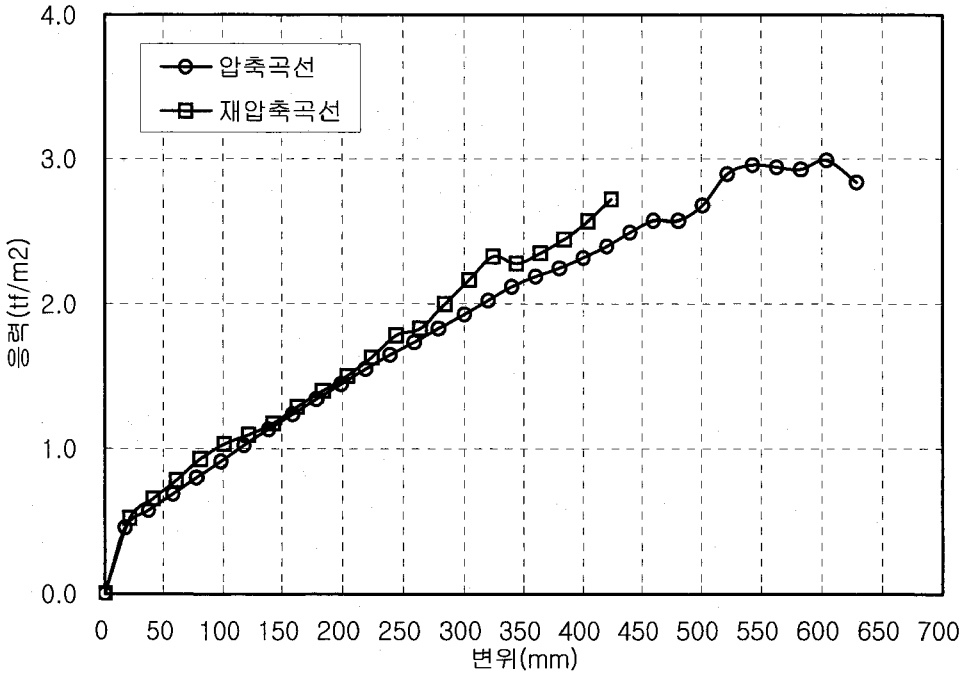


그림 3.3.21 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.5×0.5m)

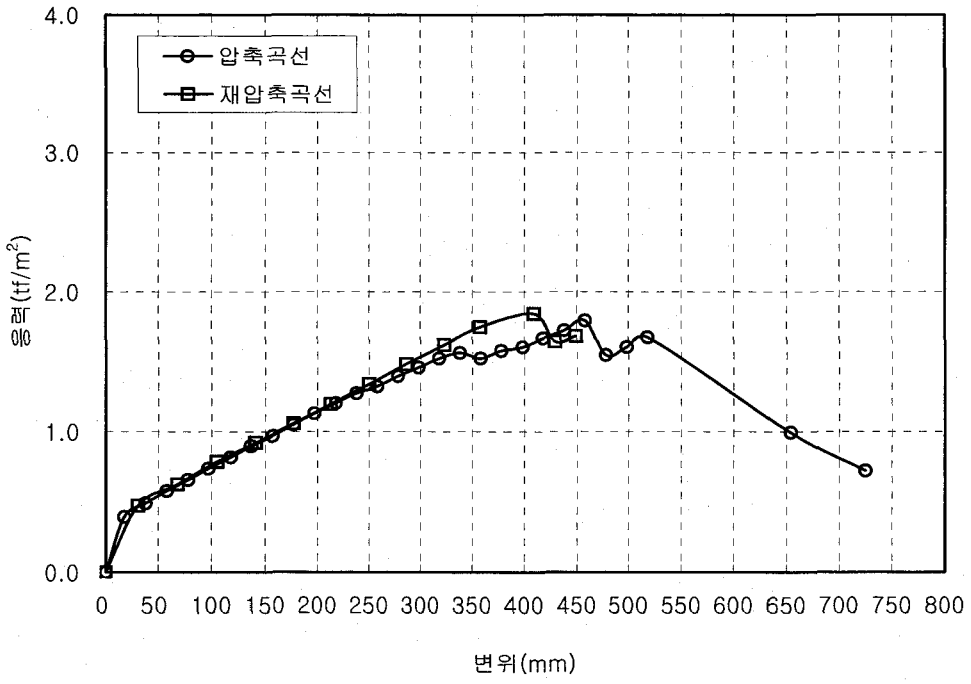


그림 3.3.22 대나무 망의 하중-변위곡선 (0.7×0.7m)

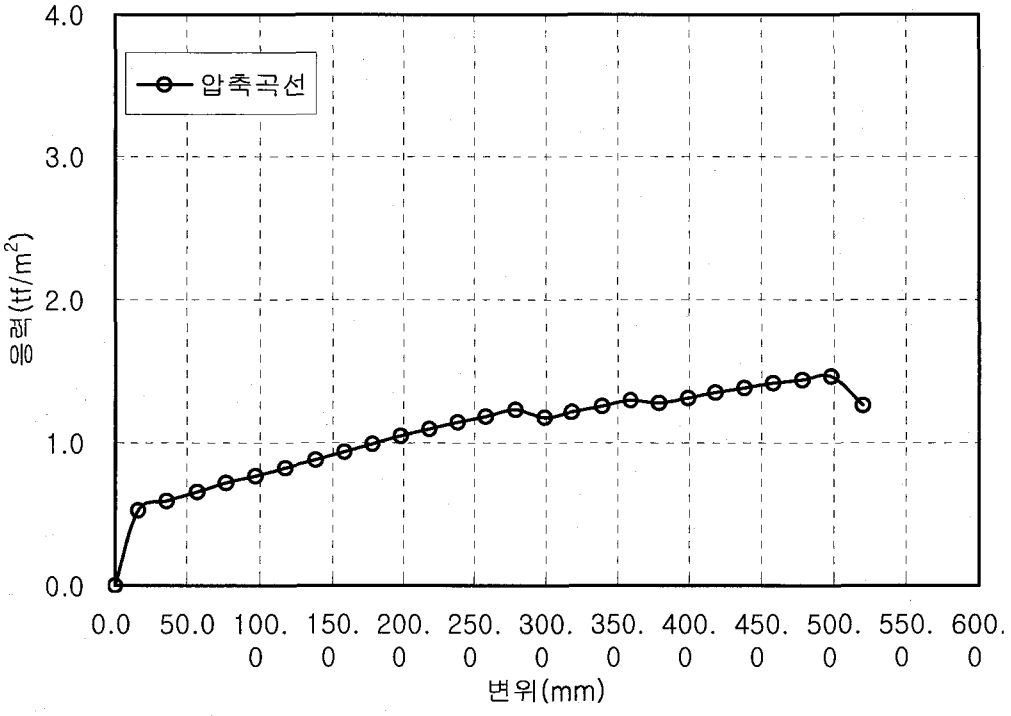


그림 3.3.23 대나무 망의 하중-변위곡선 (1.0×1.0m)

제4절 실내모형시험 및 결과분석

본 연구에서는 표층보강재를 이용한 연약지반 표층처리공법의 기초적인 연구로서 표층보강재로 보강된 초연약지반의 지지력 개량효과의 메커니즘을 조사하고 표층처리보강재의 정성적인 거동 및 지지력 개량 효과에 미치는 영향인자를 분석하기 위하여 실내 모형시험을 실시하였다. 실내모형시험에 적합한 토조 및 재하장치를 개발하였고, 지오텍스타일 및 지오그리드, 강봉(대나무 대체재료)으로 보강된 초연약지반의 변형거동을 분석하여 보강재의 보강효과 및 지지력 특성을 평가하였다.

1. 시험목적 및 계획

현재 국내에서 사용되는 표층처리공법에 의한 지지력 산정식으로는 Yamanouchi 제안식(1985)이 주로 사용되고 있으나, 이 식에는 보강재의 강성도가 지지력 개량효과에 미치는 영향에 대한 설계변수가 제시되어 있지 않고 추정방법 또한 명확히 제시되어 있지 않다. 더욱이 현재 국내에서는 표층보강재로 사용되는 강성재(대나무 망), 비강성재(지오텍스타일, 지오그리드)의 재료적 특성과 무관하게 동일한 지지력식을 사용하고 있는 실정으로 지지력 산정식에는 보강재 종류별로 보강재와 지반간의 상호작용에 기초한 역학적 정수를 추가할 필요가 있다.

본 연구에서는 연약지반 표층처리를 통한 연약지반의 지지력 개량효과의 메커니즘을 조사하고, 강성 및 비강성 보강재의 정성적인 거동 및 지지력 개량 효과에 미치는 영향인자를 분석하여 국내 연약지반에 적합한 표층처리공법 설계이론을 체계적으로 정립시키는데 목적이 있다.

연약지반의 연약정도에 따른 보강재의 지지력 개선효과를 평가하기 위하여 광양점토의 함수비를 95%(약 2LL), 125%(약 3LL)로 조절하여 실내모형실험에 사용하였으며, 보강재의 재료특성에 따른 지지력 개량효과를 평가하기 위하여 강성도가 서로 다른 지오텍스타일, 지오그리드, 강봉(대나무 대체재료)을 사용한 일련의 실내모형시험을 실시하였다. 실내모형실험의 종류 및 조건을 정리하면 <표 3.4.1>과 같다.

표 3.4.1 표층처리공법 설계이론 분석을 위한 모형실험 종류 및 실험조건

실험 종류	원지반 함수비 (%)	보강재종류	보강재 인장강도 (tf/m)	인장변형율 (%)	보강재 강성도 (kgf · m2)	복토 두께 d (cm)	보강재 고정방법
Case 1	125% (3LL)	무보강	-		-	0	-
Case 2		지오텍스타일	3.6	16.0	0.004	0	완전구속
Case 3						5	
Case 4						10	
Case 5						20	
Case 6						30	
Case 7						40	
Case 8						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 9						5	
Case 10						10	
Case 11						20	
Case 12						40	
Case 13						0	부분구속 (T=55.6kgf)
Case 14						0	부분구속 (T=85.6kgf)
Case 15		지오그리드A	5.90	6.86	0.133	0	완전구속
Case 16						5	
Case 17						10	
Case 18						20	
Case 19						30	
Case 20						40	
Case 21						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 22							부분구속 (T=55.6kgf)
Case 23							부분구속 (T=85.6kgf)
Case 24		지오그리드B	9.71	6.73	0.118	0	완전구속
Case 25						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 26		지오그리드C	12.32	7.08	0.183	0	완전구속
Case 27						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 28		강봉	13.01	0.4	2.760	0	완전구속
Case 29						5	
Case 30						10	
Case 31						20	
Case 32						30	
Case 33						40	
Case 34						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 35							부분구속 (T=55.6kgf)
Case 36							부분구속 (T=85.6kgf)
Case 37	95% (2LL)	무보강	-		-	0	-
Case 38		지오텍스타일	3.6	16.0	0.004	0	완전구속
Case 39						5	
Case 40						40	
Case 41						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 42		지오그리드A	5.90	6.86	0.133	0	완전구속
Case 43						5	
Case 44						40	
Case 45						0	부분구속 (T=23.0kgf)
Case 46		강봉	13.01	0.4	2.760	0	완전구속
Case 47						5	
Case 48						40	
Case 49						0	부분구속 (T=23.0kgf)

2. 실험재료의 공학적 특성

가. 점토시료

본 연구에서는 전라남도 광양항 3단계 3차 예정지구현장에서 채취한 준설점토를 실내모형실험의 모형지반에 사용하였다. 채취된 시료는 불순물을 제거한 후 재성형하여 실험에 사용하였다. 채취된 시료를 대상으로 물리적 특성과 역학적 특성을 조사하기 위해 각종 토질시험을 실시한 결과, 광양점토시료는 비중 2.65, 액성한계(LL) 45.9% 및 소성지수(PI) 24.2%이며, 통일분류법의 분류기준에 의하면 CL로 분류되는 것으로 확인되었다. <표 3.4.2>에 물성시험결과 및 <그림 3.4.1>에 입도분포를 나타내었다.

표 3.4.2 광양점토시료의 물리적 특성

시료	Gs	LL (%)	PI (%)	흙 분류 (소성도표)	γ_t (kN/m3)	No.200 통과량(%)
광양	2.65	45.9	21.7	CL	16.82	98

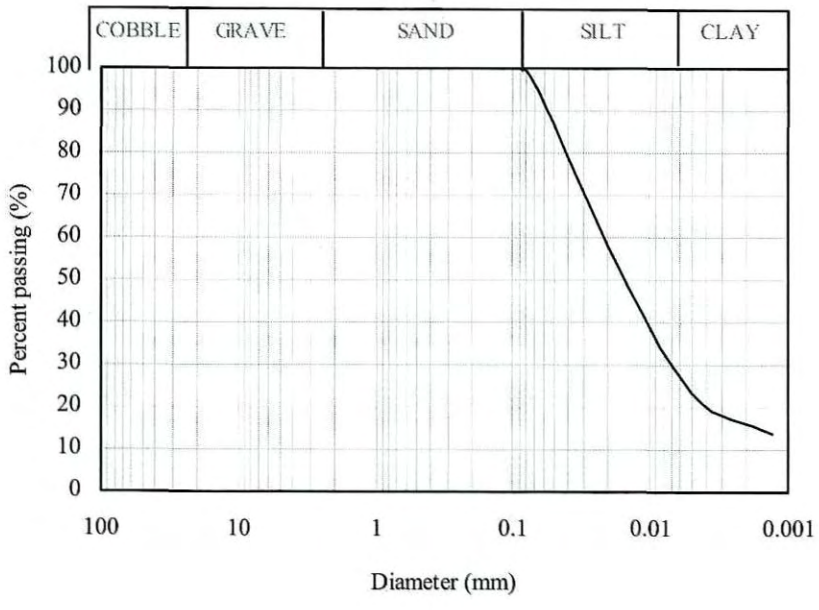


그림 3.4.1 광양점토시료의 입도분포

나. 복토시료

지지력 특성에 미치는 복토의 영향을 조사하기 위하여 복토두께를 0cm, 5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm 로 조절한 실내모형시험을 실시하였다. 복토재료로는 주문진 표준사를 사용하였고, 최대/최소밀도시험을 실시한 결과 최소밀도 γdmin= 1.39g/cm3, 최대밀도 γdmax=1.62g/cm3 인 것으로 확인되었다. <그림 3.4.2>에 실험에 사용한 주문진 표준사의 입도분포를 나타내고 있다.

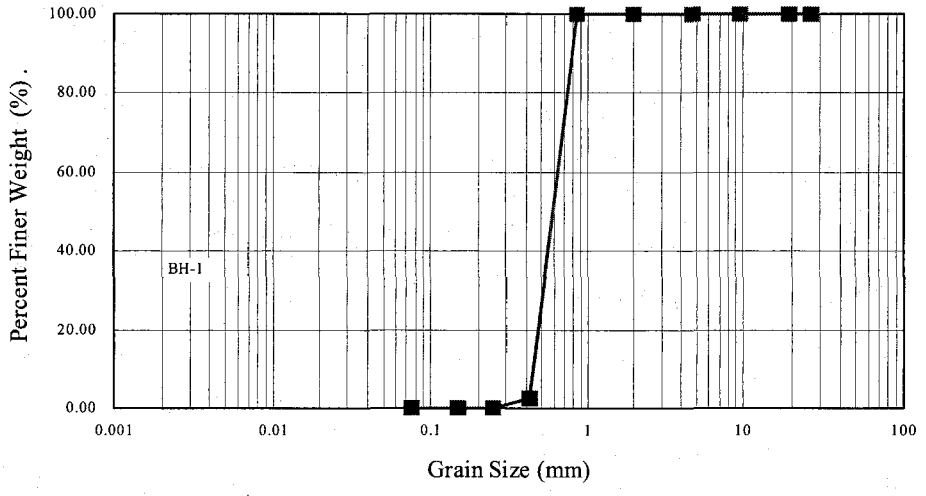


그림 3.4.2 사용한 시료의 입도분포

다. 표층처리 보강재

실내모형실험에서 표층보강재로는 PP지오텍스타일과 지오그리드, 강봉을 사용하였으며, 지오그리드시료는 폴리에스테르 레진(resin)을 압출실린더에 통과시켜 편평한 바(bar) 형태로 추출한 후 냉각, 연신 공정을 통하여 고강도의 스트립(strip) 형태로 만들고, 이를 격자형으로 교차시켜 레이저 기법으로 용접하여 제조한 결합형 지오그리드이다. 또한 대나무 망 대체재료 선정을 위하여 강성도시험(캔틸레버시험과 굴곡시험)을 실시하였다(3장 2절 참조).

<그림 3.4.3>은 지오텍스타일, 지오그리드A, 지오그리드B, 지오그리드C 의 경사방향의 최대광폭인장강도시험과 강봉을 사용하여 실시한 인장시험결과를 나타내고 있다. <표 3.4.3>에는 그 측정값을 나타내고 있다. 시험결과는 시험 시 사용한 시료의 리브수와 강봉 수에 대한 단위 폭(1m)당의 비율을 고려하여 인장강도를 환산

한 값이다. 강봉은 7톤 습지도저의 무한궤도(폭 0.55m, 길이 3.0m)와 대나무 망 현장타설 폭 0.5m×0.5m을 상정하여 강봉 망을 0.1m×0.1m 로 제작하였다.<그림 3.4.4>

<표 3.4.3>에 본 연구에서 사용한 보강재의 강성도를 나타내고 있다. <표 3.4.3>로부터 지오그리드A의 강성도는 지오텍스타일의 33배, 강봉 망은 지오텍스타일의 690배 인 것을 알 수 있다.

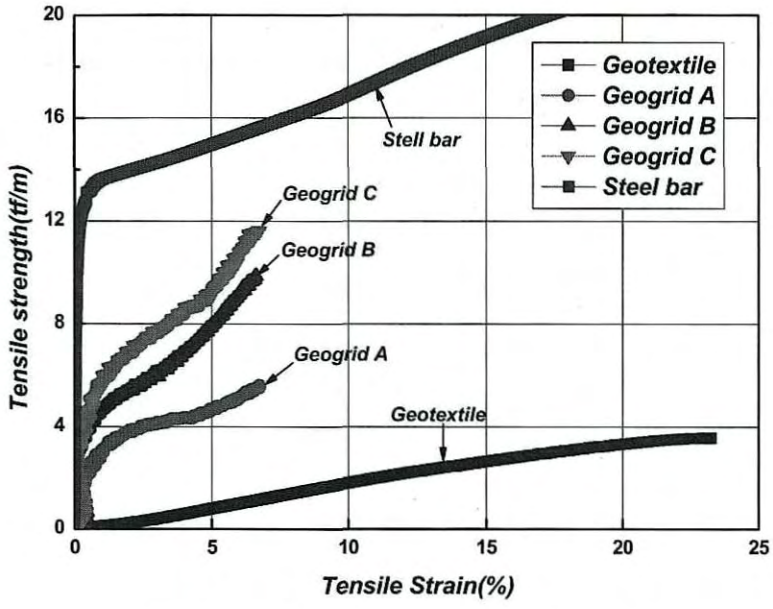
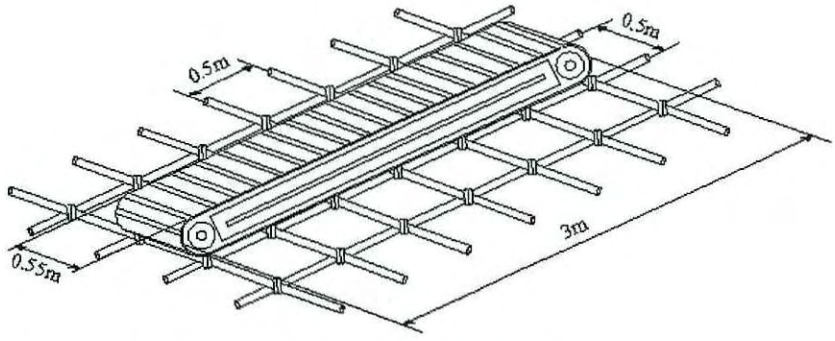


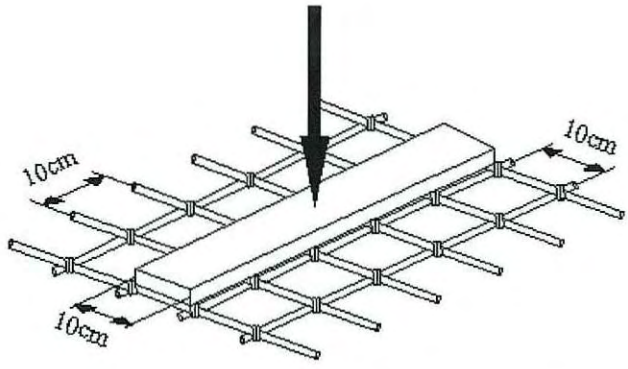
그림 3.4.3 인장강도와 인장변형률 곡선

표 3.4.3 인장강도시험 결과

시험 횟수 및 항목	지오텍스타일		지오그리드A		지오그리드B		지오그리드C		강봉	
	최대 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대 인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)
1	3.46	21.1	7.46	8.69	9.66	5.96			13.01	0.4
2	3.68	16.5	5.83	7.12	9.48	6.80	11.98	6.77	-	-
3	3.80	16.9	4.47	4.22	9.87	7.03	13.35	7.75	-	-
4	3.30	20.7	5.52	6.74	9.87	6.64	11.63	6.73	-	-
5	3.81	17.3	6.23	7.54	9.65	7.20			-	-
평균	3.61	16.0	5.90	6.86	9.71	6.73	12.32	7.08	13.01	0.4



(a)대나무 망과 7t습지도저 무한궤도



(b)강봉 망과 실내모형실험 재하판

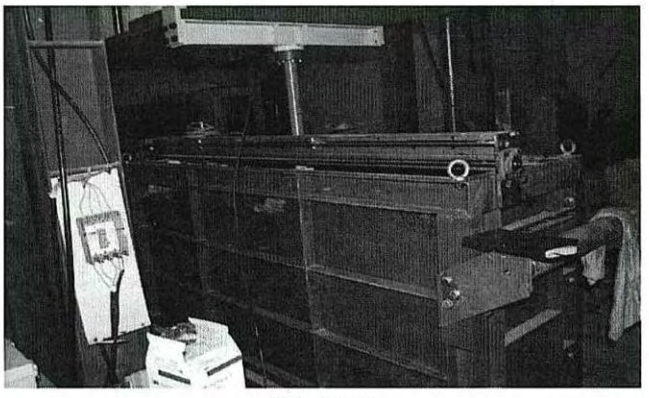
그림 3.4.4 강봉 망 배열도

표 3.4.4 강성도 시험결과

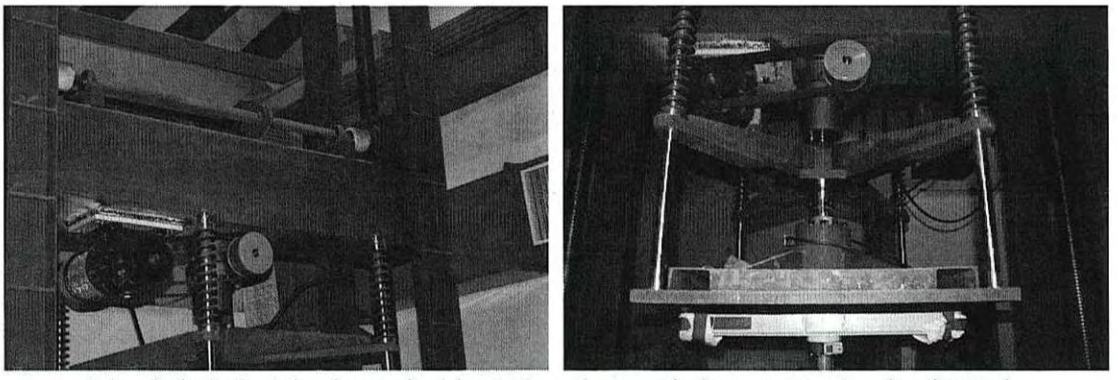
보강재	강성도 ($kgf \cdot m^2$)
지오텍스타일	0.004
지오그리드A	0.133
지오그리드B	0.118
지오그리드C	0.183
강봉 망	2.76

3. 실내모형시험장치

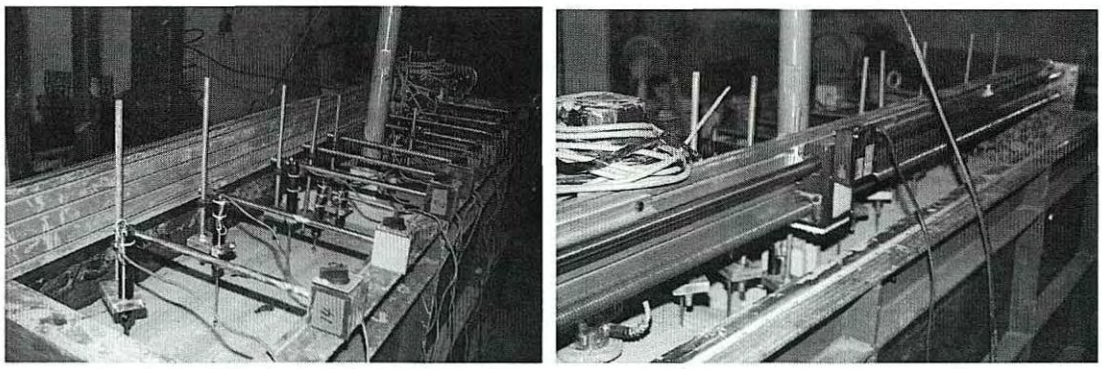
본 연구에서 제작한 실내모형시험기는 모형토조<그림 3.4.5(a)>, 단계하중 재하장치<그림 3.4.5(b)>, 계측장치<그림 3.4.5(c)>로 구성되어 있다. 모형토조의 크기는 길이 2,000mm, 높이 1,000mm, 폭 500mm이며, 수치해석을 통한 경계조건을 조사하여 결정하였다. 본 실내모형실험에서는 최대 100mm까지 측정가능하며 오차범위 1/100mm변위를 측정할 수 있는 자기저항식 변위계(LVDT)와 연약지반 표층처리재의 정성적인 거동을 실시간으로 측정하기 위하여 최대측정범위 200mm, 오차범위 1/100mm인 비접촉 변형률게이지(Laser Displacement Transducer)를 이용하였다. 변위계 설치 간격은 예비실험을 통해 결정하였으며, 이를 이용하여 성토체 중앙부의 침하와 인접지반의 연직변위를 측정하였다. 또한 8개의 Strain gage를 사용하여 표층보강재의 인장변형율을 측정하였다.<그림 3.4.6> 계측자료는 KYOWA사의 U-CAM60A를 계측용 컴퓨터와 연결하여 수집하였다. <그림 3.4.7>에 제작한 실내모형시험 장치의 계통도를 나타내고 있다.



(a) 토조



(b) 재하장치 (좌:제1모터 (속도40cm/min, 정밀도±1.0kgf), 우:제2모터 (속도0.1mm/min, 정밀도±0.01kgf))



(c) 계측장치 (좌:LVDT, 우:Laser Displacement Transducer)

그림 3.4.5 실험모형시험장치 전경

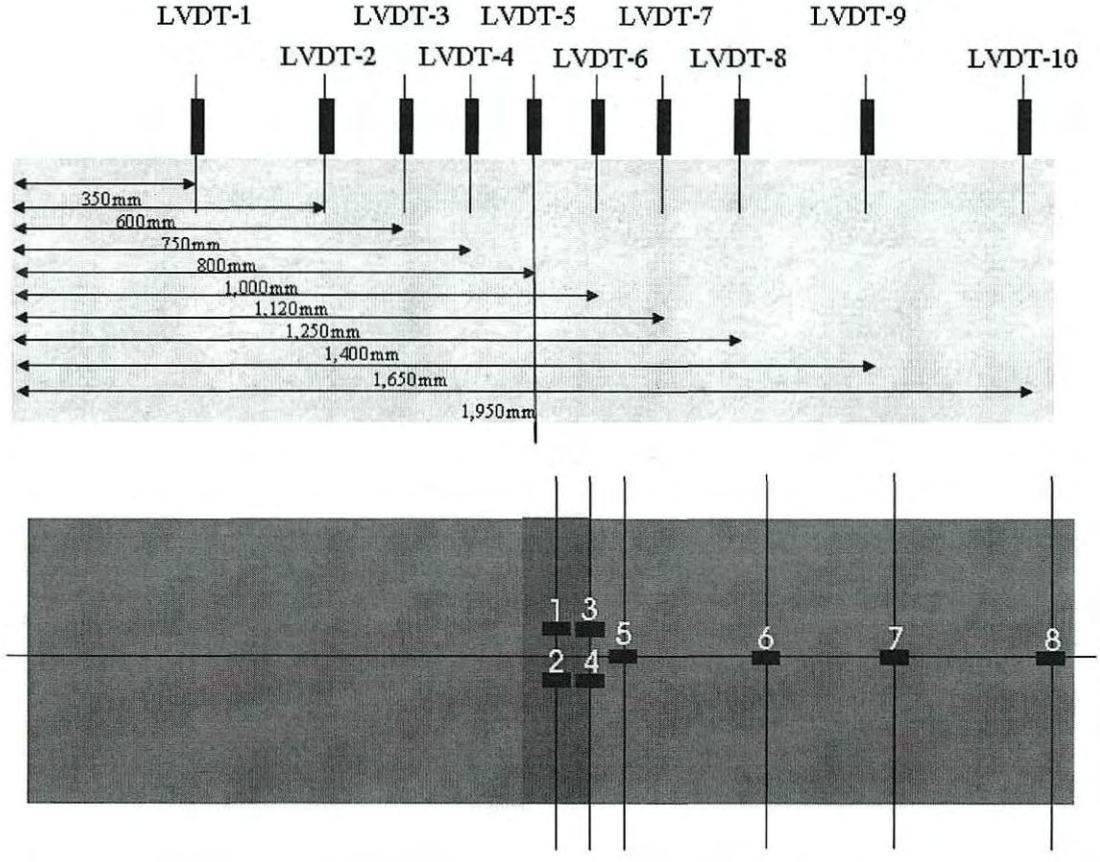


그림 3.4.6 LVDT 및 strain gage 설치위치

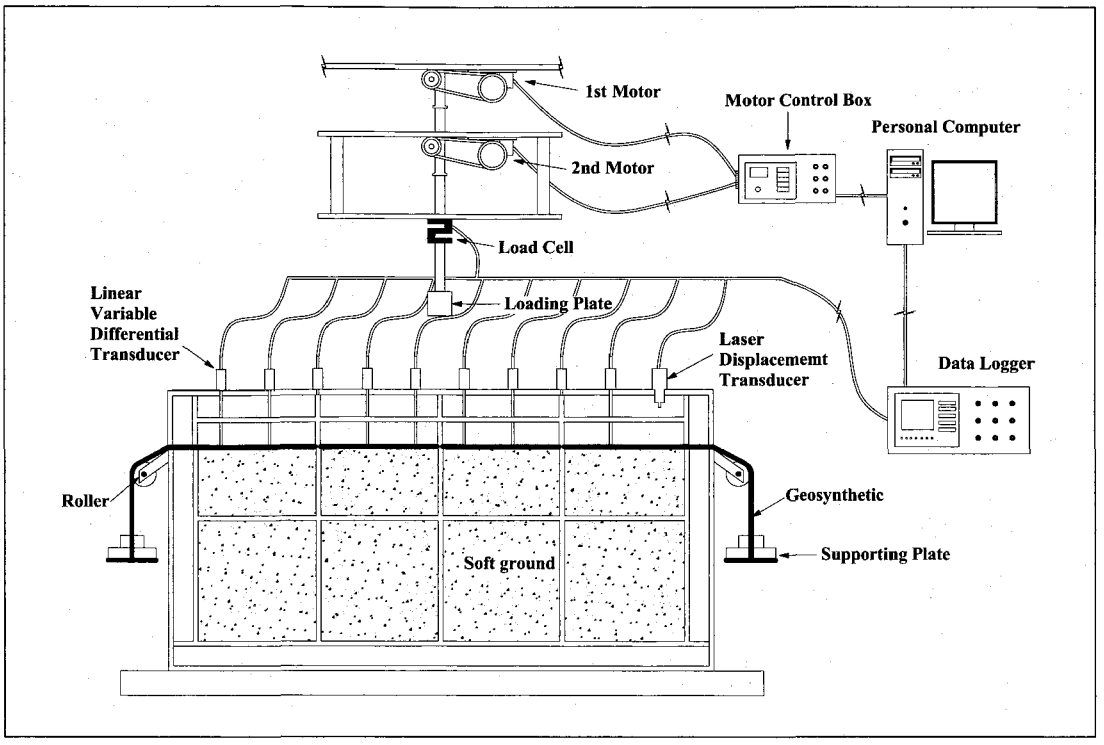


그림 3.4.7 실험모형시험장치 계통도

또한, 본 연구에서는 화상해석(PIV-입자화상유속측정법) 을 이용하여 하중재하로 인한 표층처리재의 미소 변위특성을 평가하였다. 화상해석(PIV-입자화상유속측정법)은 일본야마구치대학에서 개발한 해석방법으로 <그림 3.4.8>에 계측방법의 개요 및 <그림 3.4.9>에 계측프로차트를 나타내고 있다.

PIV계측 원리는 초기상태(변위를 주지 않은 상태)에서 디지털카메라 혹은 CCD 카메라 등을 이용해 화상을 촬영하고, 공시체에 하중을 가해 변위를 발생시킨 후 디지털카메라를 고정한 상태에서 연차적으로 화상을 촬영한다. 이와 같이 변위가 발생된 상태에서 촬영한 후 변위 발생 전후의 화상을 이용해 변위(pixel)를 구하고 이것을 실제 값(mm)으로 전환한다. 목표점은 공시체의 부분적인 움직임에 주목하고 있으며 개개의 움직임이므로 이것을 화상상에서 추적하면 부분적 및 국소적인 변위를 얻을 수 있다. <그림 3.4.10>

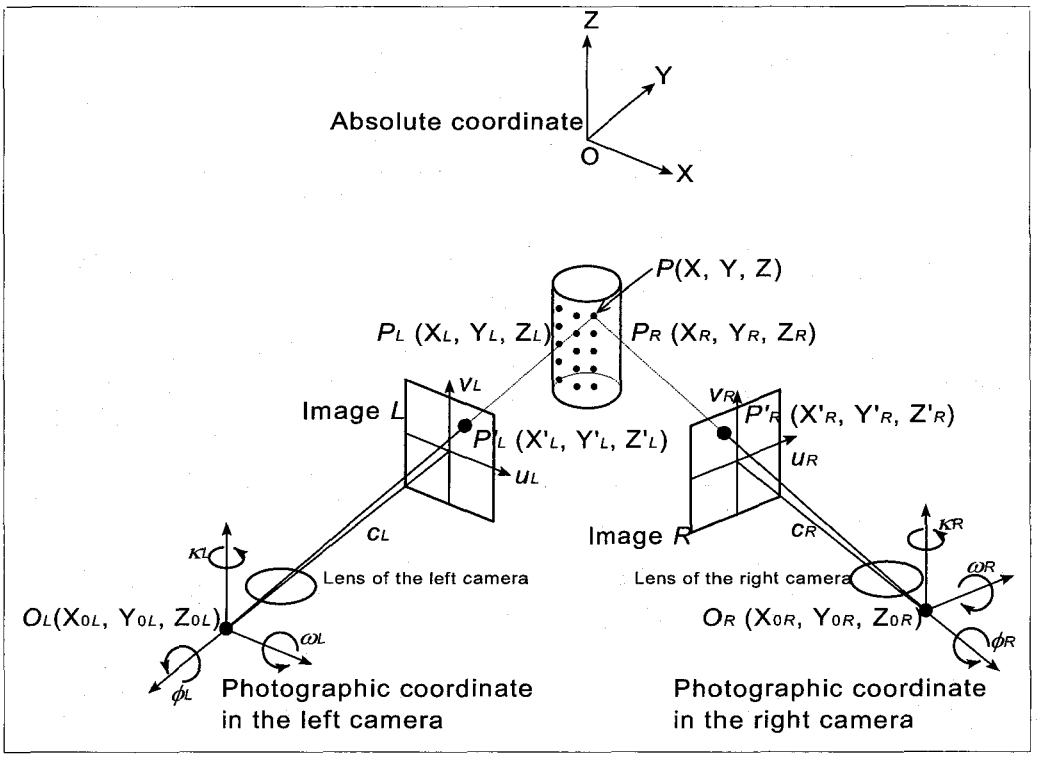


그림 3.4.8 계측방법 개요

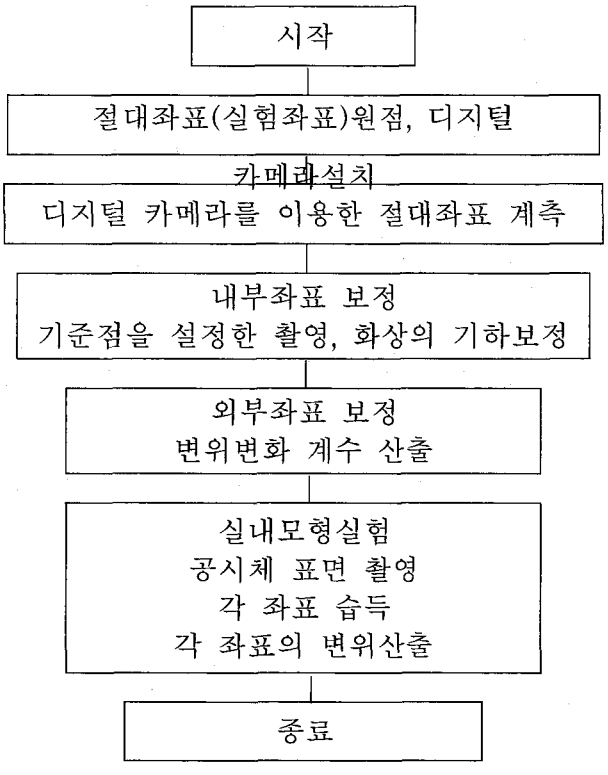
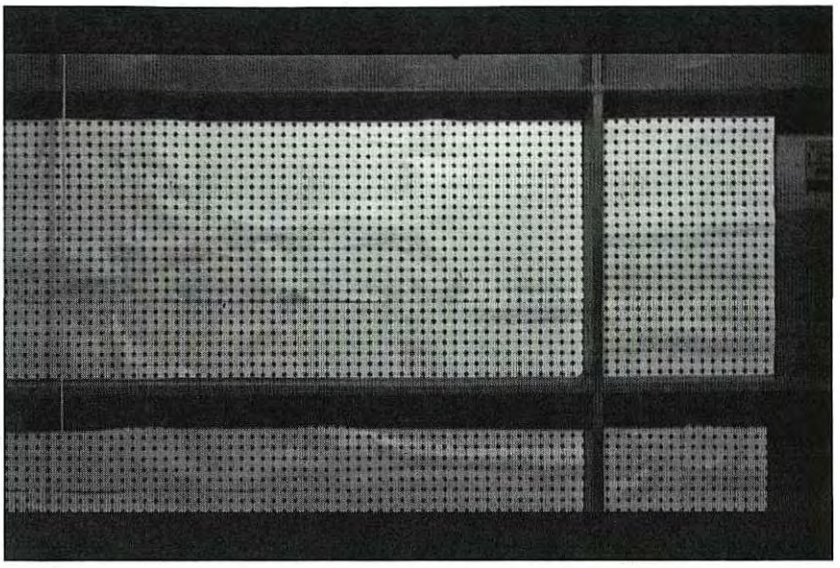
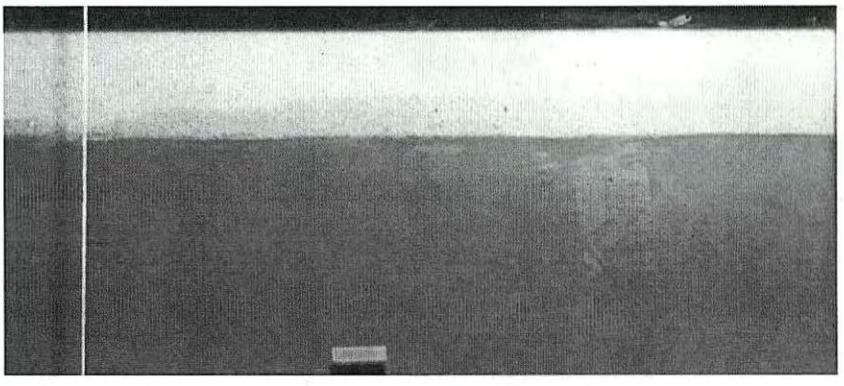


그림 3.4.9 화상을 사용한 계측 프로차트

(a) 표준템플릿으로 사용하는 화상 (60×60pixel)



(b) 내부좌표 보정을 위한 기준점 설정 (11000×2500 pixel)



(c) 실제 모형지반

그림 3.4.10 입자마크 상관법을 사용한 표점 화상좌표의 자동산출 예

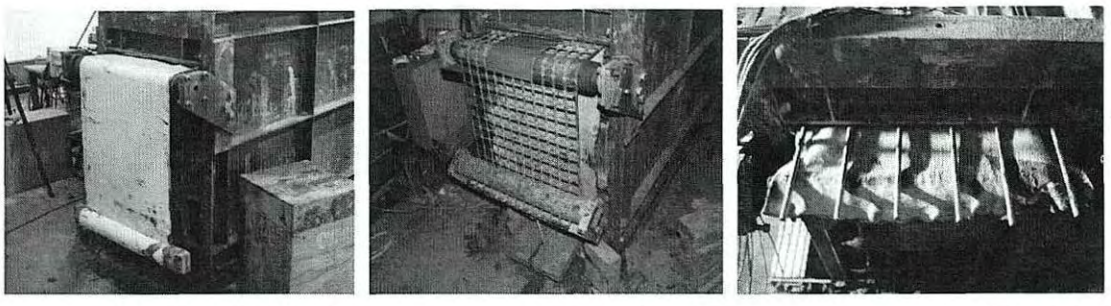
4. 실내모형시험 방법 및 순서

본 연구에서는 점토지반의 함수비를 95%(2LL)와 125%(3LL)로 조절하여 목표높이(80cm)까지 타설하고, 표층보강재를 거치시킨 후 주문진 표준사를 상대밀도 70%가 되도록 살포하여 모형시험을 실시하였다.

표층보강재의 구속방법은 완전구속, 부분구속조건의 2가지 조건으로 실시하였다. 보강재의 단부에 T=23.0kgf 의 선행하중을 가하여 보강재의 느즈러짐을 펴고, 본 연구에서 제작한 클램프를 이용하여 보강재 양 단부를 고정시키는 것을 완전구속

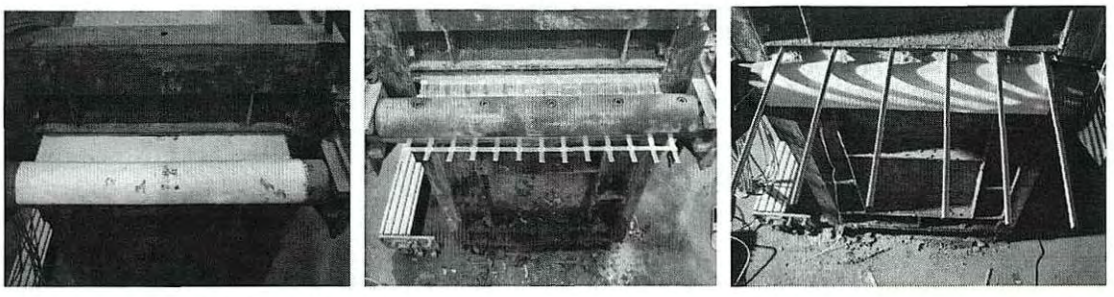
조건<그림 3.4.12>, 보강재의 단부에 추를 이용하여 선행하중을 가하는 것을 부분구속조건이라고 정의하였다. 부분구속의 선행하중은 23.0kgf, 55.6kgf, 85.6kg의 3종류로 실시하였다<그림 3.4.11>.

하중재하는 실제 현장에서의 급속시공(비배수조건)을 모사하기 위하여 급속하중재하를 기본으로 하며, 2개의 모터를 이용하였다. 먼저 제1모터<그림 3.4.5(b)좌>를 이용하여 재하속도 400mm/min로 각 단계별 하중의 ±1.0kgf까지 재하시킨 후, 제2모터<그림 3.4.5(b)우>를 이용하여 재하속도 0.1mm/min 로 각 단계별 하중의 ±0.01kgf 까지 재하를 실시하였다. 각 단계의 재하가 완료된 후 15분경과 시에 차기 하중을 증가시키는 방법으로 점토지반의 중앙에서 단계적으로 하중을 재하시켰다. 각 단계별의 재하시간은 예비모형실험을 통해 결정하였고, 하중 증가 없이 침하가 지속적으로 진행되는 하중을 극한하중(Ultimate load)으로 정의하여 극한하중에서 각각의 실험을 종료하였다. 실험 종료 후에는 본 연구에서 제작한 교반기<그림 3.4.13>를 이용하여 토조안에서 직접 교반시킨 후 차기 시험을 실시하였다.



(a) 지오텍스타일 (b) 지오그리드 (c) 강봉

그림 3.4.11 보강재 부분구속



(a) 지오텍스타일 (b) 지오그리드 (c) 강봉

그림 3.4.12 보강재 완전구속

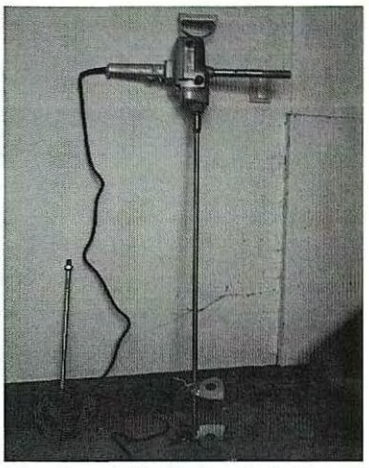


그림 3.4.13 본 시험에서 제작한 점토교반기

5. 실내모형시험 결과 및 분석

가. 베인전단시험에 의한 점토지반의 전단강도 측정결과

실내모형시험에 사용한 점토지반의 전단특성을 조사하기 위하여 전동식 디지털 베인전단시험기를 이용한 전단시험을 실시하였다. 베인전단시험은 네 개의 날개가 있는 베인을 점토지반에 삽입하여 표면으로부터 회전시킴으로 베인에 의한 원주형 표면의 전단파괴를 야기시키는데 소요되는 회전력을 측정하는 것으로, 이 힘으로부터 원주형 표면의 단위전단저항을 산정한다. 기계상의 문제점은 베인의 롯드와 기계의 마찰력이 동시에 계상될 수 있어, 이러한 마찰력이 흙의 전단강도에 포함될 수 있다는 것이다. 본 시험기는 이러한 마찰력을 제거시키기 위하여 회전력을 가하기 전 상태에서 측면으로 밀리지 않도록 균형모멘트를 가하는 시스템으로 제작되었다. 본 연구에서 사용된 베인전단시험기의 규격을 <표 3.4.5> 에 나타내었다.

표 3.4.5 베인전단시험기 규격

본체	3column Screw Type
최대용량	50kgf .㎝
표시기	Digital 4unit
베인속도	0.6~6㎜/min 무단 변속식
모터	15w Motor
베인크기	Ø30 , Ø12.7 ㎜
롯드	Ø16×500㎜ 10ea
회전각도	0~360°
크기	W300㎜×D400㎜×H400㎜

본 연구에서 사용한 베인전단시험기는 연약 지반용으로 실내 및 현장시험 겸용으로 사용가능하고, Torvane은 3개의 날로 구성이 되어 있으며, 0~1.0 kgf/cm^2의 범위 내에서 강도를 측정할 수 있다. 3개의 날 <그림 3.4.14>은 크기가 서로 다르며 본 실험에서는 KS F 2342의 BX 크기의 케이싱 (지름 50.8mm, 높이 101.6mm, 날의 두께 1.6mm, 베인롯드지름 12.7mm)을 사용하였다. 실험은 시료의 표면에 베인 날을 삽입하고 베인의 다이얼게이지를 0으로 조정한 후 1회전에 5~10 sec의 속도로 시계방향으로 시료의 파괴가 발생할 때까지 회전을 시킨다. 최대로 받았던 비배수전단강도는 디지털로 표시된다. <그림 3.4.14>에 베인전단시험기의 전경을 나타내고 있다.

<그림 3.4.15>에 함수비를 83%~140%로 조절하여 실시한 베인시험결과를 나타내고 있다. 시험결과 함수비가 증가됨에 따라 전단강도가 급격히 감소되는 것으로 확인되었고, 실내모형실험에 사용되는 함수비 124%의 지반의 전단강도는 0.11tf/m2, 함수비 94.7% 지반의 전단강도는 0.17tf/m2인 것으로 평가되었다.

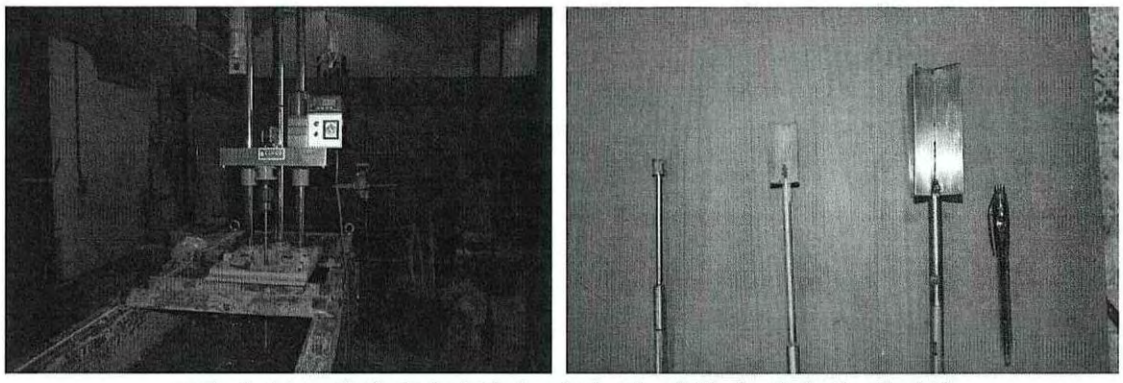


그림 3.4.14 베인전단시험기 전경 및 시험에 사용한 케이싱

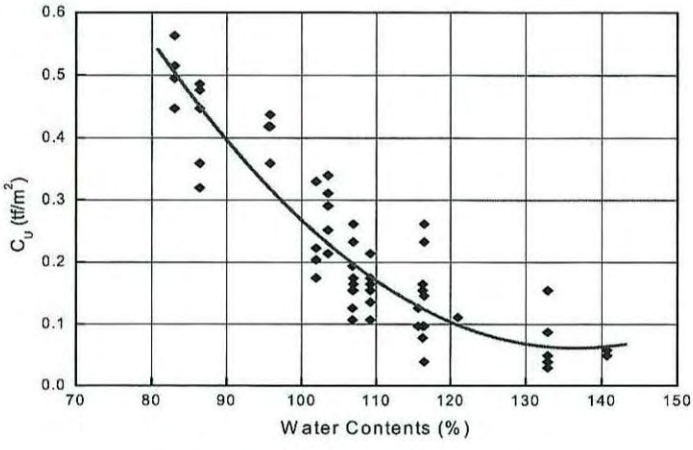


그림 3.4.15 베인전단시험 결과

나. 표층보강재의 거동특성 분석방법

(1) LVDT 및 비접촉 변형률게이지를 이용한 분석

<그림 3.4.16>에서는 완전구속 조건으로 실시한 모형시험결과를 그림 3.84와 같이 설치한 LVDT-1~LVDT-10의 측정결과를 토대로 재하시간과 침하량과의 관계로 나타내고 있다.

<그림 3.4.16>로부터 모든 시료에 있어 하중재하 후 800초 경과시부터 중앙부를 포함한 모든 부분의 침하량 및 융기량은 일정한 값으로 수렴되고 있는 것을 확인할 수 있다. 이 결과로부터 실제현장에서의 급속시공(비배수조건)을 모사하기 위하여 급속하중을 기본으로 하는 모형시험의 정적재하는 1단계 당 15분을 기준으로 하는 것은 적정하다고 평가하였다.

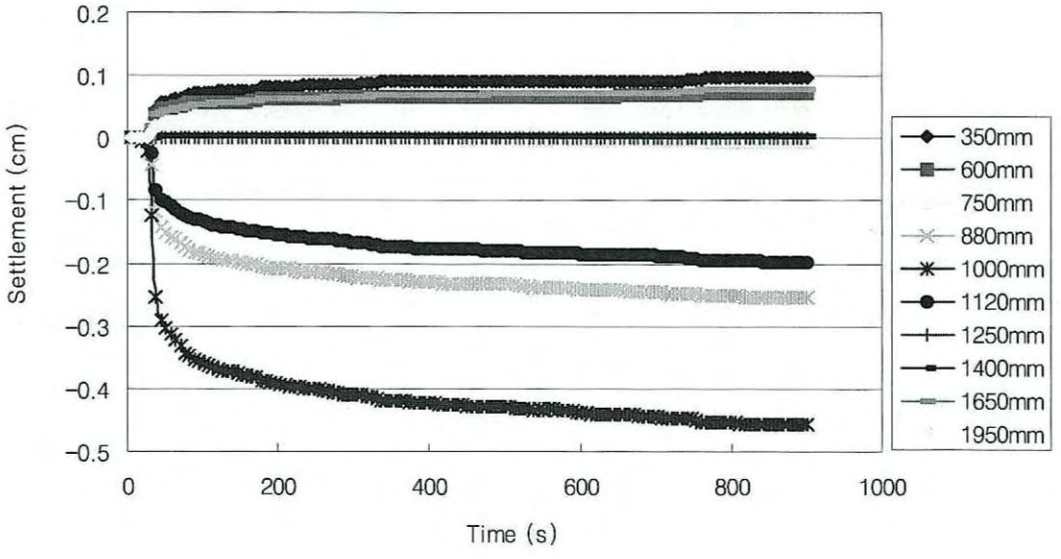


그림 3.4.16 재하시간과 침하량과의 관계 (지오텍스타일, 연직응력 0.02kgf/cm^2)

<그림 3.4.17>에서는 LVDT와 비접촉 변형률게이지로 측정한 모형시험지반 표층의 거동을 나타내고 있다. 모든 보강재에 있어 단계하중에 의해 지반침하 및 지반융기가 발생하는 전형적인 지반거동특성을 나타내고 있고, LVDT와 비접촉 변형률게이지의 변형거동 특성은 동일한 것을 알 수 있다. 이로써 비접촉 변형률게이지를 이용하여 지반거동특성을 연속적으로 평가가능하다는 것이 확인되었다.

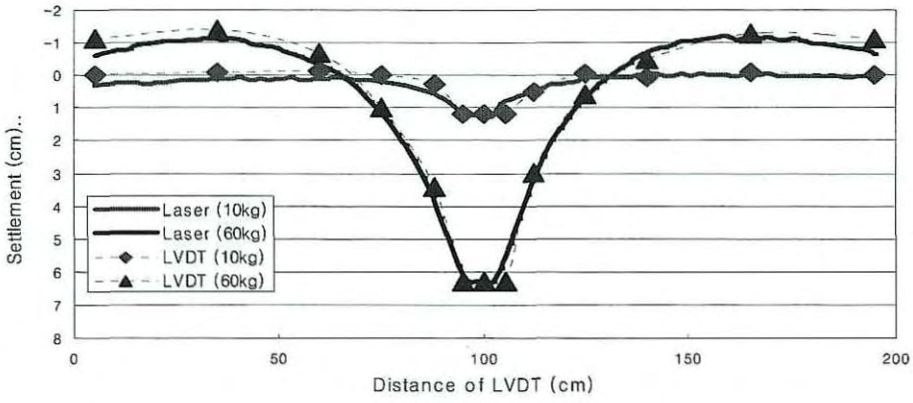


그림 3.4.17 지표면 변형정도

<그림 3.4.18>에 함수비를 125%로 조절하여 실시한 무보강지반의 실내모형실험 전경을 나타내고 있다. 또한 <그림 3.4.19>에 실험결과를 재하판의 침하량과 재하시간과의 관계로 나타내고 있다. <그림 3.4.19>로부터 재하하중 0.02tf/m2 ~ 0.1tf/m2 까지는 하중재하와 함께 급속히 침하량이 증가하고 재하시간 800초 경과 후 침하량은 차차 수렴 되는 것을 알 수 있다. 반면 재하하중 0.2tf/m2 에서는 재하시간 증가와 함께 침하량이 지속적으로 증가되는 것을 알 수 있다. 이것은 平尾(1997)에 의해 수행된 연구결과와 동일하다. 이러한 결과로부터 본 연구에서는 무보강지반에서는 각 단계의 재하가 완료된 후 15분경과 시에 차기 하중을 증가시키는 방법으로 제2모터를 이용하여 재하속도 0.1mm/min 로 점토지반의 중앙에서 단계적으로 하중을 재하 하였고, 하중 증가 없이 침하가 지속적으로 진행되는 하중을 극한하중(Ultimate load)으로 정의하여 극한하중에서 각각의 실험을 종료하였다.

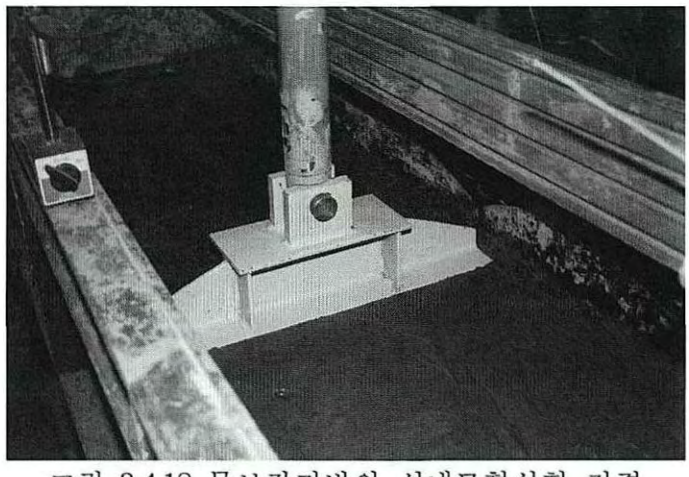


그림 3.4.18 무보강지반의 실내모형실험 전경

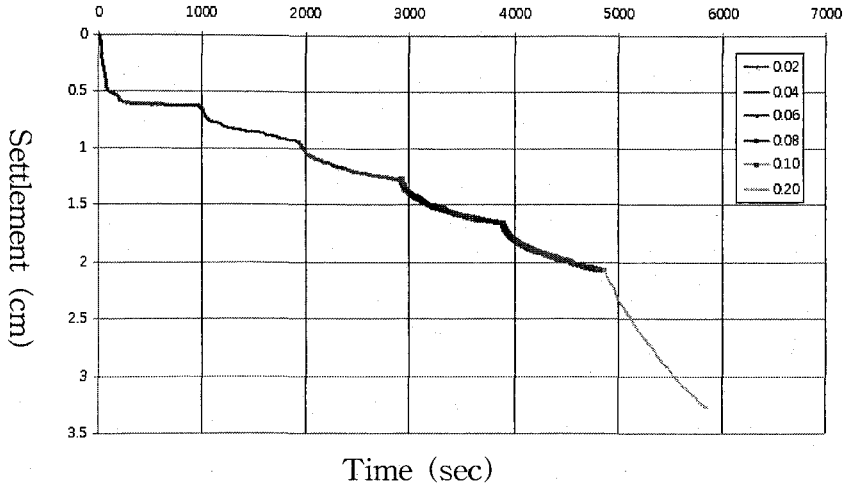


그림 3.4.19 무보강지반의 침하량과 시간과의 관계

<그림 3.4.20>에 함수비를 94.7%, 124%로 조절하여 실시한 무보강지반의 실내모형 실험결과를 재하하중과 침하량과의 관계로 나타내고 있다. <그림 3.4.20>로부터 S-P 곡선법을 이용하여 산정한 무보강지반의 항복응력(p_{yn})은 함수비 w=94.7% 의 무보강 지반에서 0.125tf/m^2, 함수비 w=124% 지반에서 0.115tf/m^{2}인 것을 알 수 있다.

또한, 수중단위체적중량 γ_{sub} 은 실내모형실험에 사용된 점토(초기함수비w=124%)를 이용하여 실시한 표준압밀시험결과 0.424tf/m^{3}인 것으로 확인되었다.<그림 3.4.21>

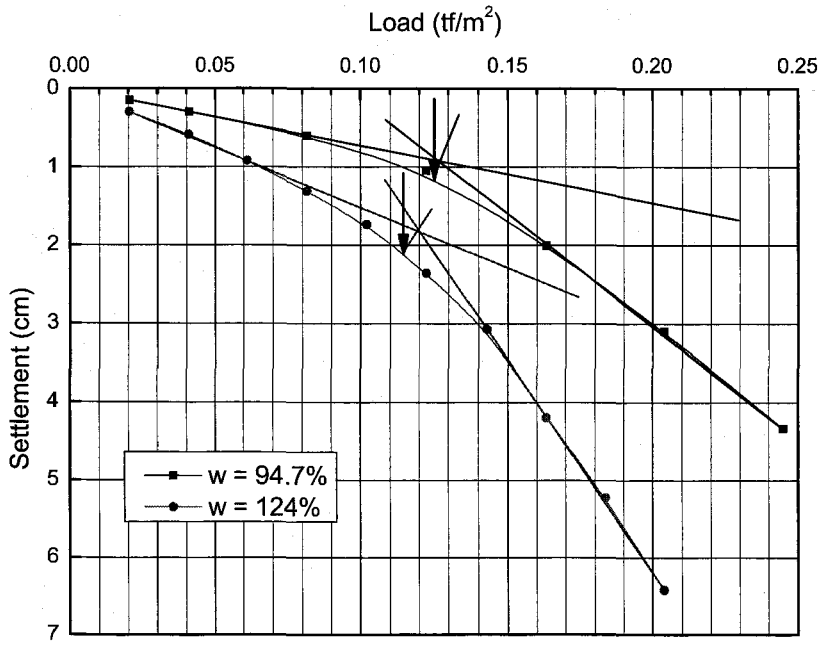


그림 3.4.20 무보강 시료의 침하량과 재하응력과의 관계

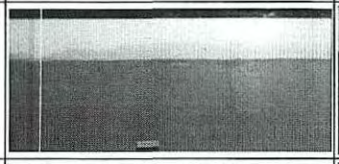
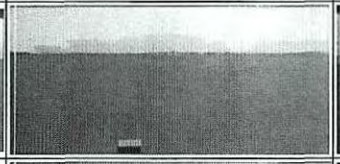
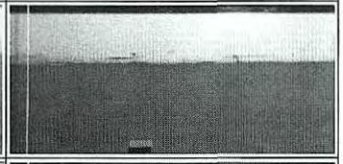
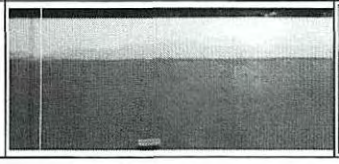
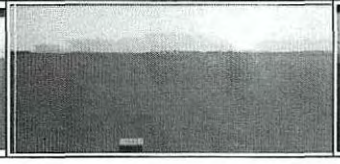


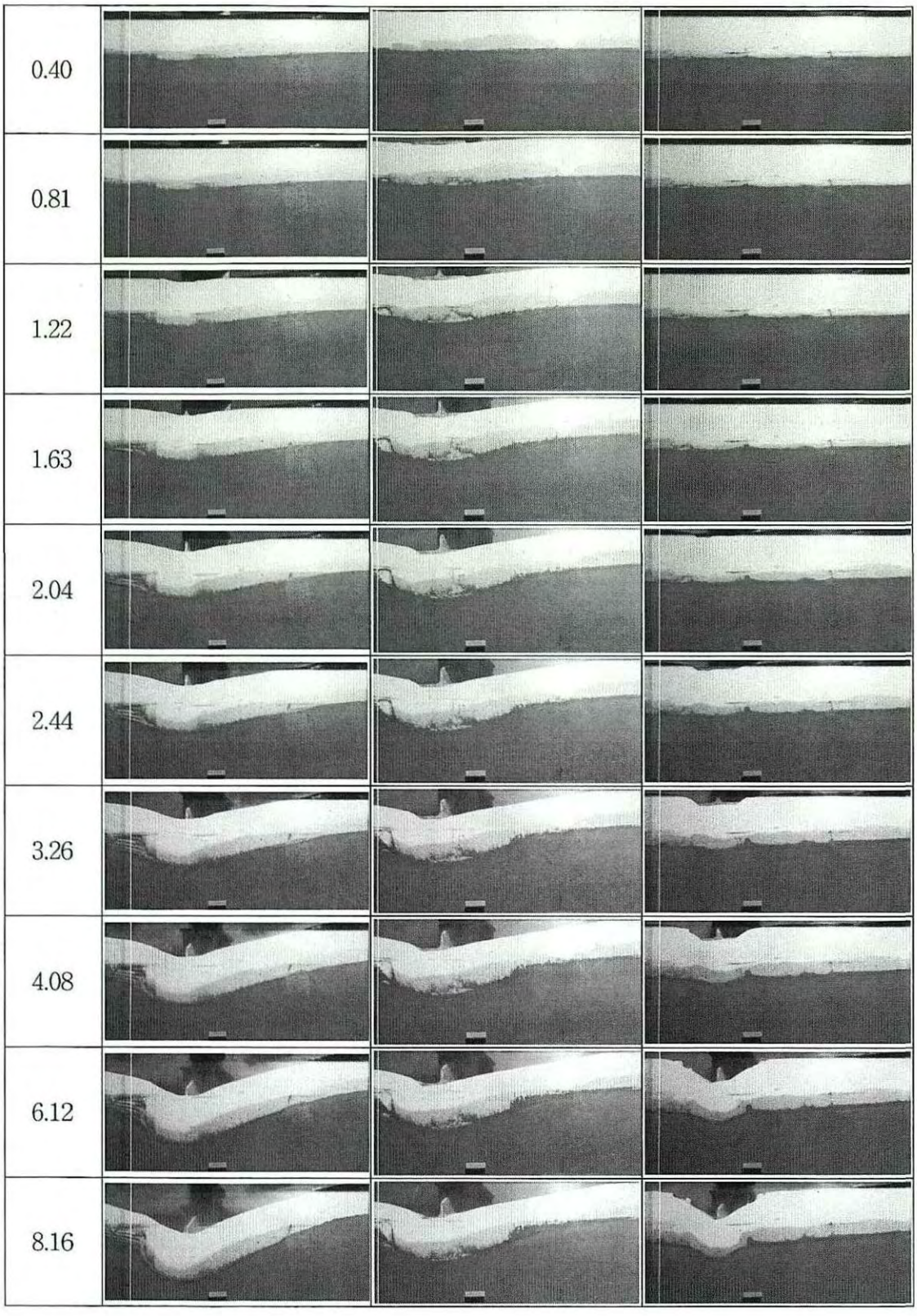
그림 3.4.21 표준압밀 시험

(2) 화상해석(PIV-입자화상유속측정법)을 이용한 분석

본 연구에서는 하중재하로 인한 표층보강재의 거동을 명확히 평가하기 위하여 화상해석(PIV-입자화상유속측정법)을 수행하였다. <표 3.4.6>은 완전구속 조건에서 복토 10cm 로 수행된 실험 결과를 PIV 해석에 사용된 디지털카메라로 촬영된 사진을 나타내고 있다. 그림으로부터 지오텍스타일, 지오그리드는 재하하중 증가에 따라 침하가 발생되는 거의 동일한 거동특성을 나타내는 반면, 강봉은 2.44tf/m2 까지는 거의 침하가 발생되지 않았고 3.26tf/m2 부터 급격히 침하가 발생되는 것으로 확인되었다.

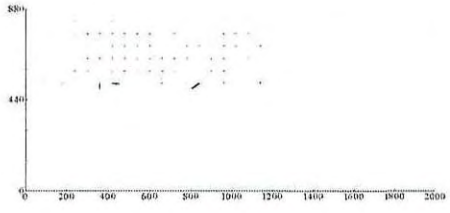
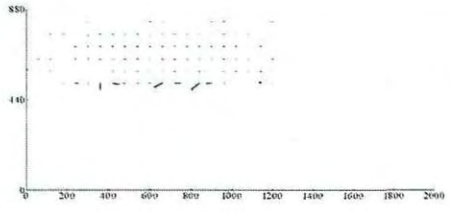
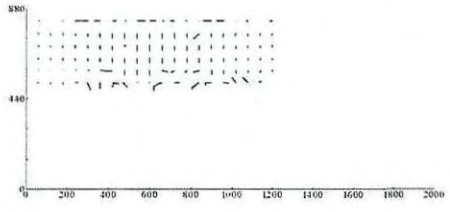
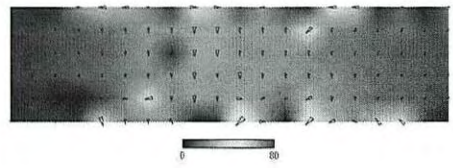
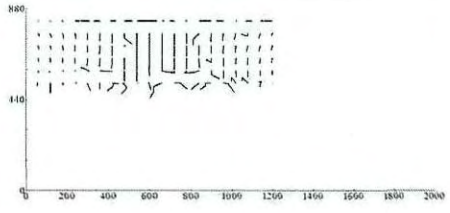
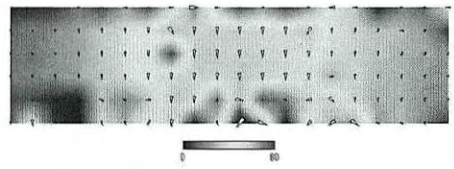
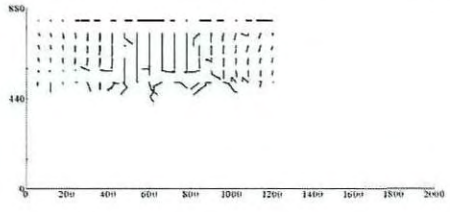
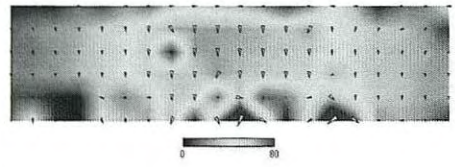
표 3.4.6 보강재 표층거동특성(완전구속, 복토 d=10cm)

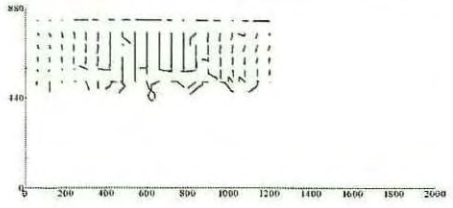
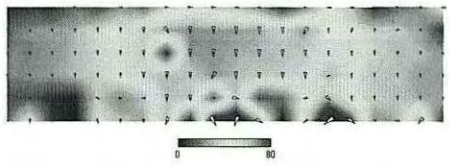
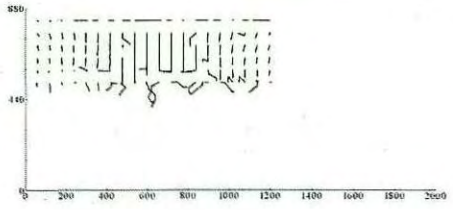
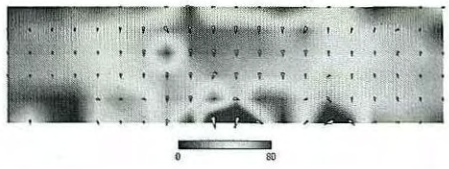
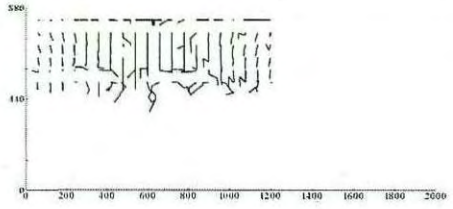
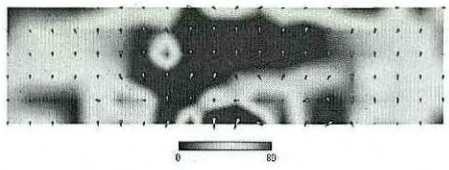
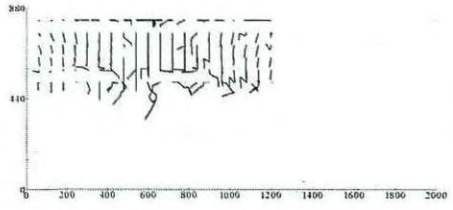
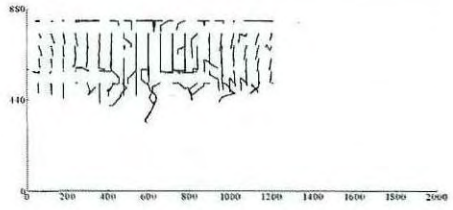
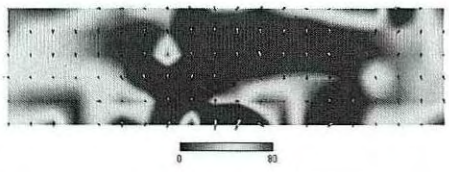
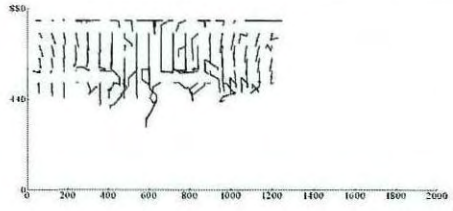
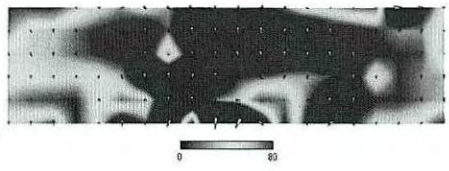
재하하중 (tf/m2)	지오텍스타일	지오그리드A	강봉
0.10			
0.20			


0.40
0.81
1.22
1.63
2.04
2.44
3.26
4.08
6.12
8.16

<표 3.4.7>~<표 3.4.9>에 화상해석(PIV-입자화상유속측정법)을 수행한 결과를 나타내고 있다.

표 3.4.7 지오텍스타일 (완전구속, 복토d=10cm)

재하 하중 (tf/m2)	좌표 추적 결과	전 화면과의 변위벡터
0.10		
0.20		
0.40		
0.81		
1.22		

1.63		
2.04		
2.44		
3.26		
4.08		
6.12		

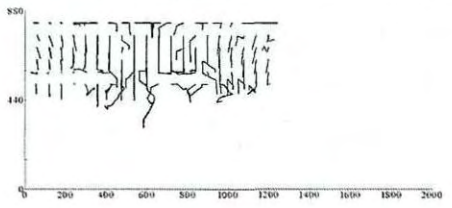
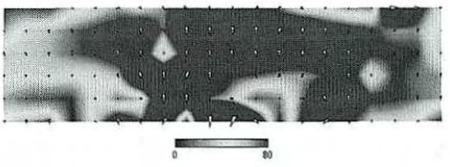
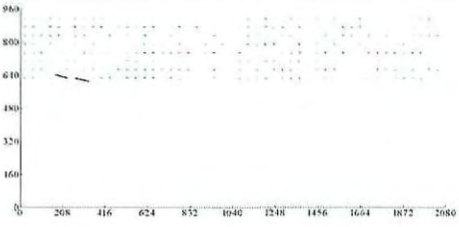
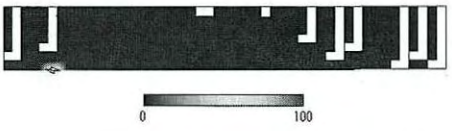
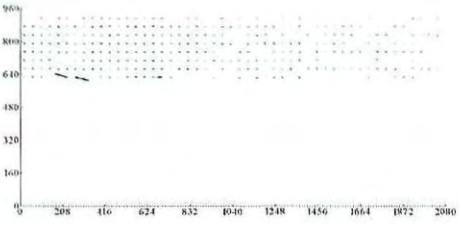
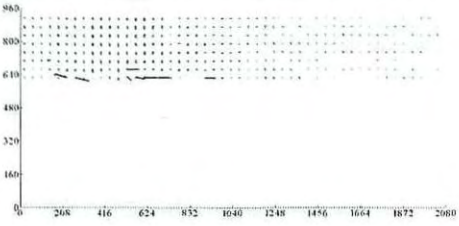
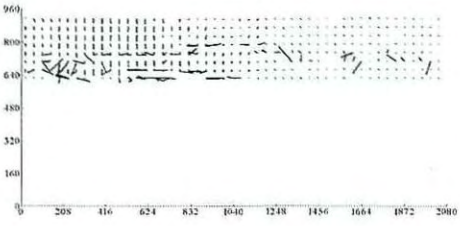
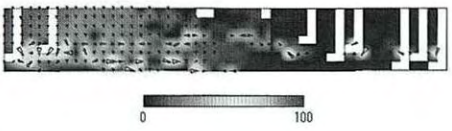
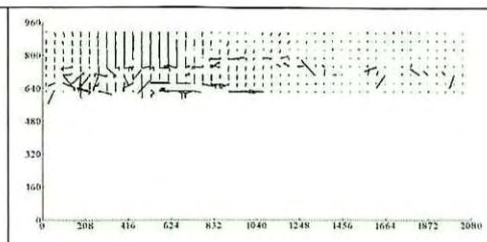
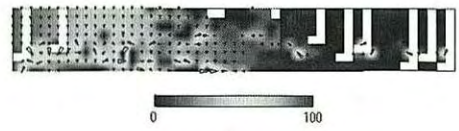
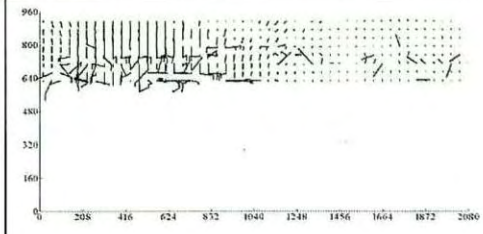
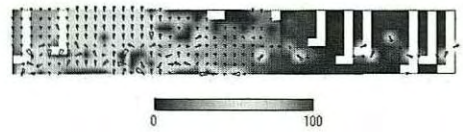
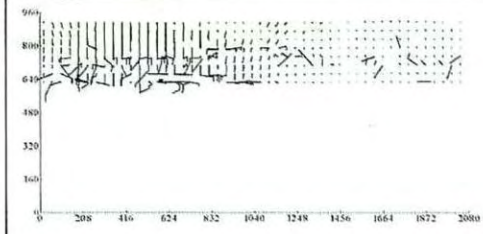
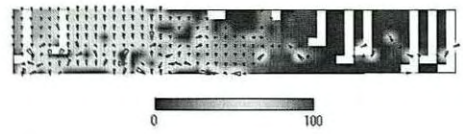
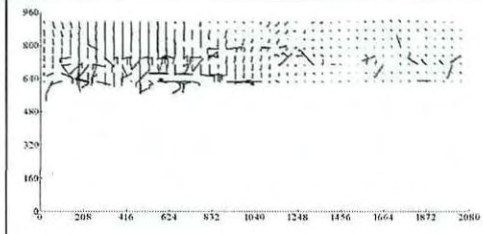
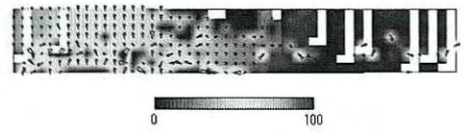
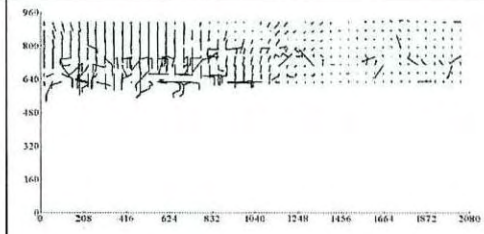
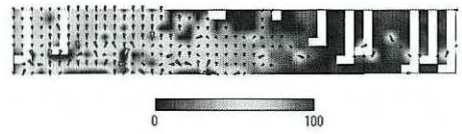
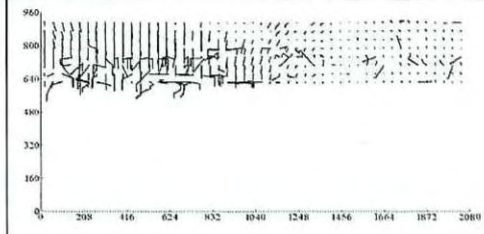
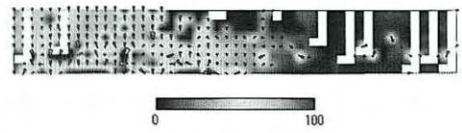
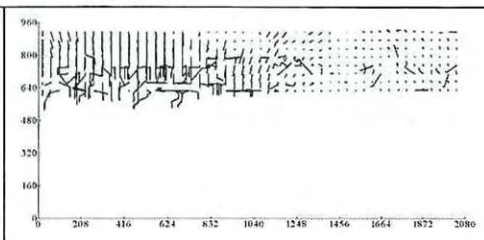
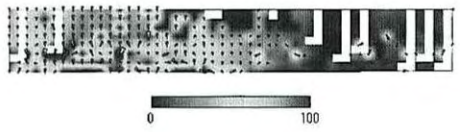
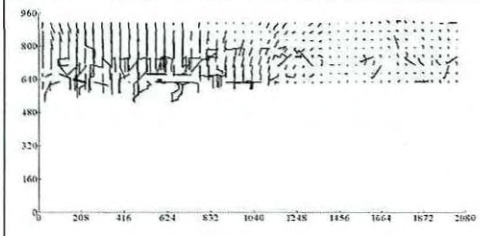
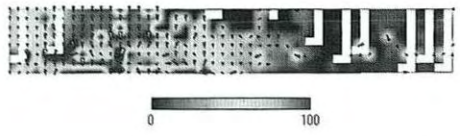
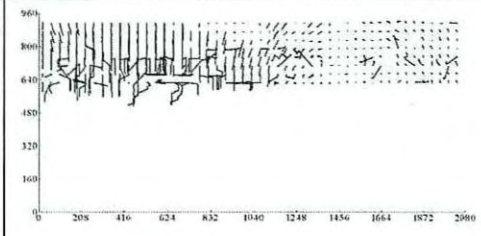
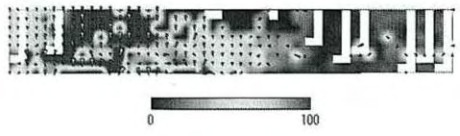
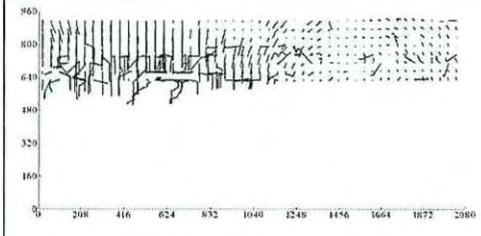
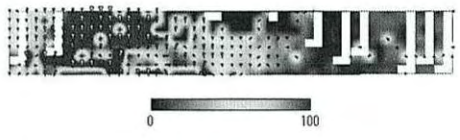
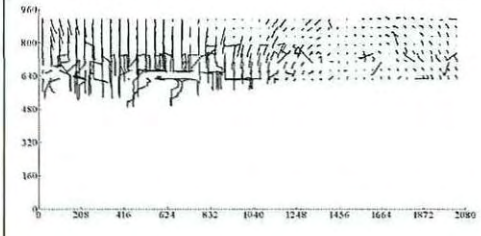
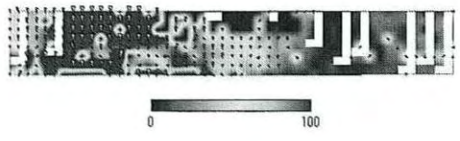
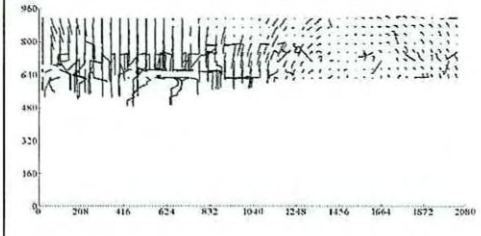
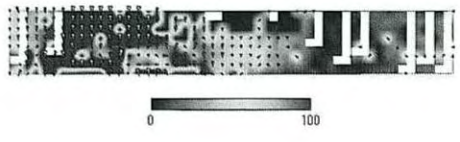
8.16		

표 3.4.8 지오그리드 A (완전구속, 복토d=10cm)

재하 하중 (tf/m^2)	좌표 추적 결과	전 화면과의 변위벡터
0.10		
0.20		
0.40		
0.81		

1.22		
1.63		
2.04		
2.44		
3.26		
4.08		

6.12		
8.16		
		
		
		
		

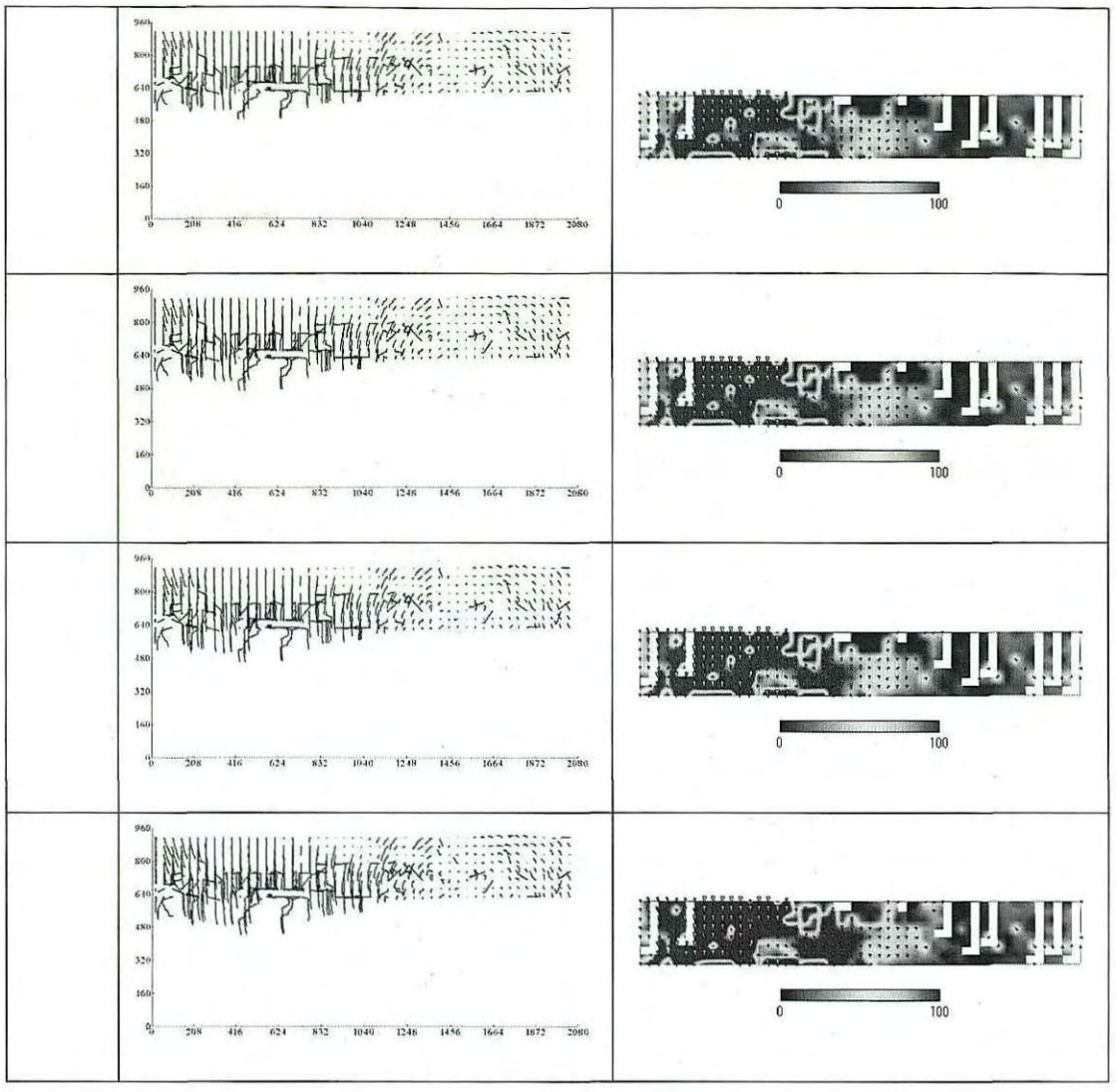
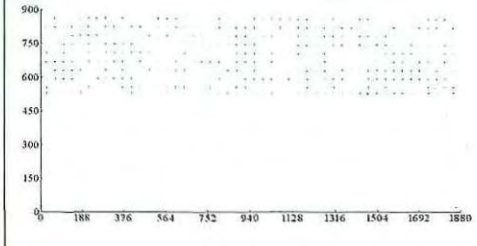
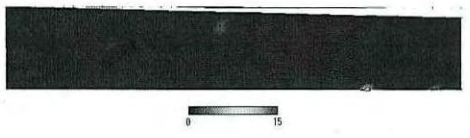
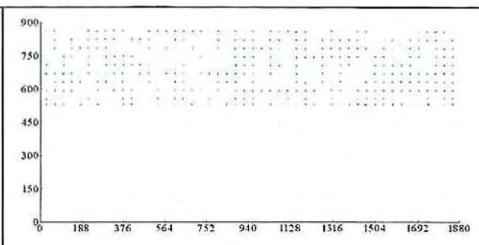
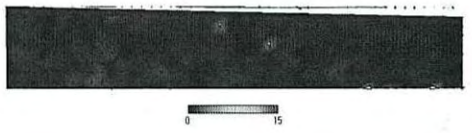
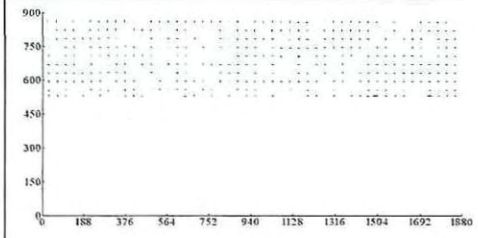
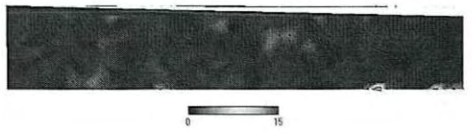
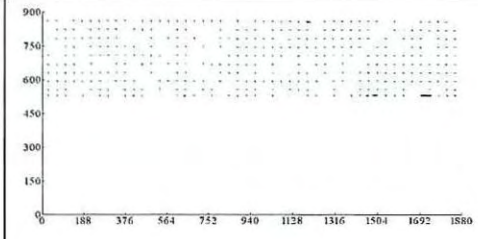
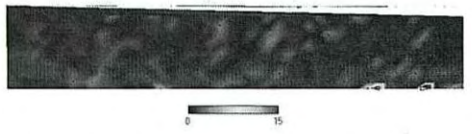
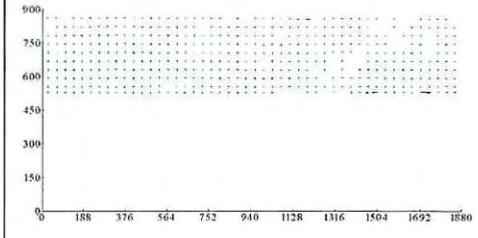
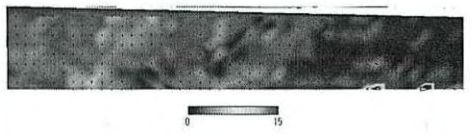
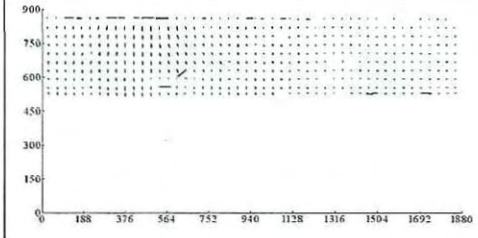
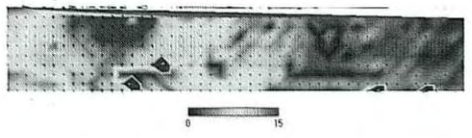
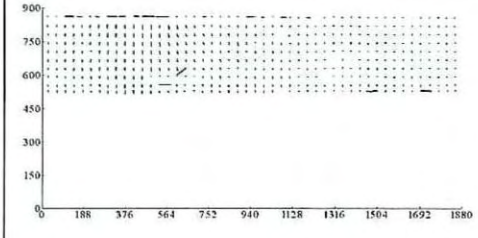
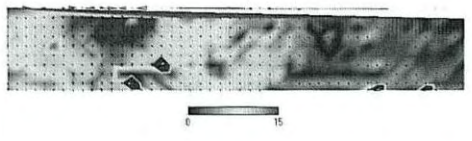
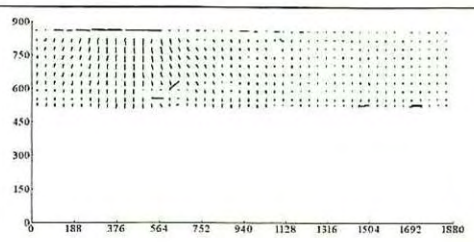
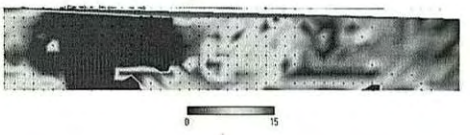
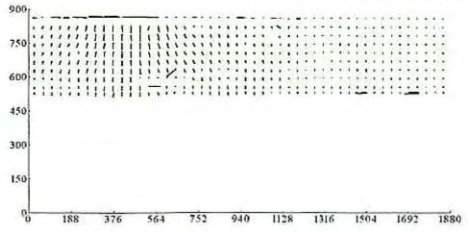
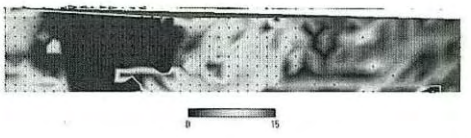
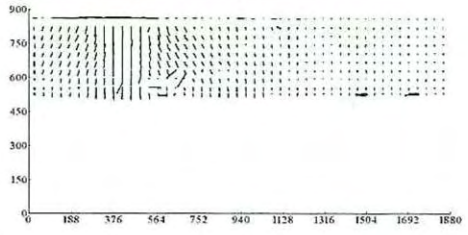
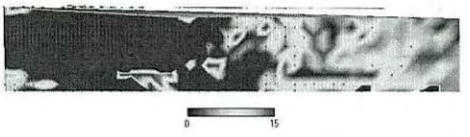
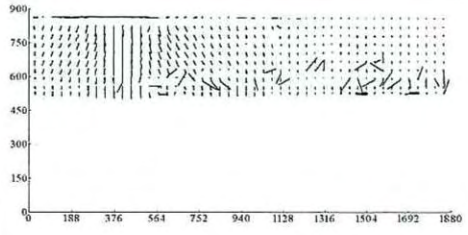
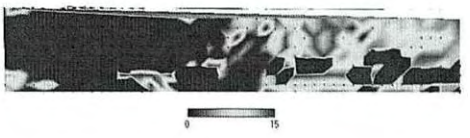
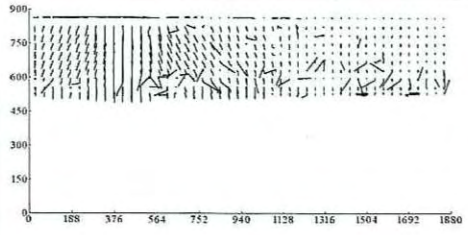
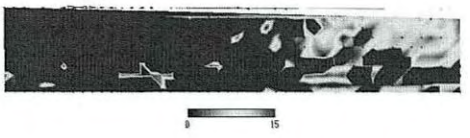


표 3.4.9 강봉 (완전구속, 복토d=10cm)

재하 하중 (tf/m^2)	좌표 추적 결과	전 화면과의 변위벡터
0.10		

0.20		
0.40		
0.81		
1.22		
1.63		
2.04		

2.44		
3.26		
4.08		
6.12		
8.16		

(3) 설계 파라미터 산정방법

본 연구에서는 실내모형실험으로부터 얻어진 결과를 이용하여 지지력 기본식에 포함되어 있는 미지의 파라미터를 산정하여 矢島 등(1988)에 의해 산정된 기존의 연구결과와 비교 분석하였다. 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 는 그림 3.100에 나타내는 것과 같이 재하판의 단부 A점에서 보강재에 접하는 접선이 수평면과 이루는 각도로 정의하였다. 또한 가상원은 矢島 등(1988)과 같이 재하판 단부A점과 점토지반의 변형이 발생하는 C점을 연결하는 가상의 원으로 상정하였다. 그러나 <그림 3.4.22>과 같이 본 연구에서 실시한 실내모형실험 결과로부터 상기 제시된 방법으로는 융기막의 원을 상정하기 어려운 것을 알 수 있다. 이로써 본 연구에서는 재하판의 단부와 최대융기위치를 연결하는 가상원을 상정하여, 현의 길이 L(m), 현과 수평면과 이루는 각을 φ(deg), 점토지반의 최대융기량을 △Hmax(m), 재하판단부와 최대융기량이 발생하는 위치까지의 수평거리를 H(m)로 하여 기하학적으로 식 (3.17)과 식(3.18)을 이용하여 현의 길이 L(m)과 융기망의 반경 r(m)을 구하였다.

$$L = \sqrt{(\Delta H_{\max} + D_f)^2 + H^2} \tag{3.17}$$

$$r = L/2 \cdot \sin(\theta - \phi) \tag{3.18}$$

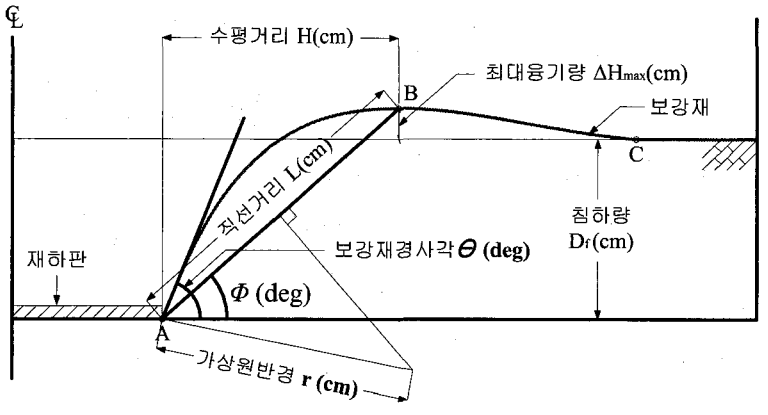


그림 3.4.22 표층처리 보강재의 변형도

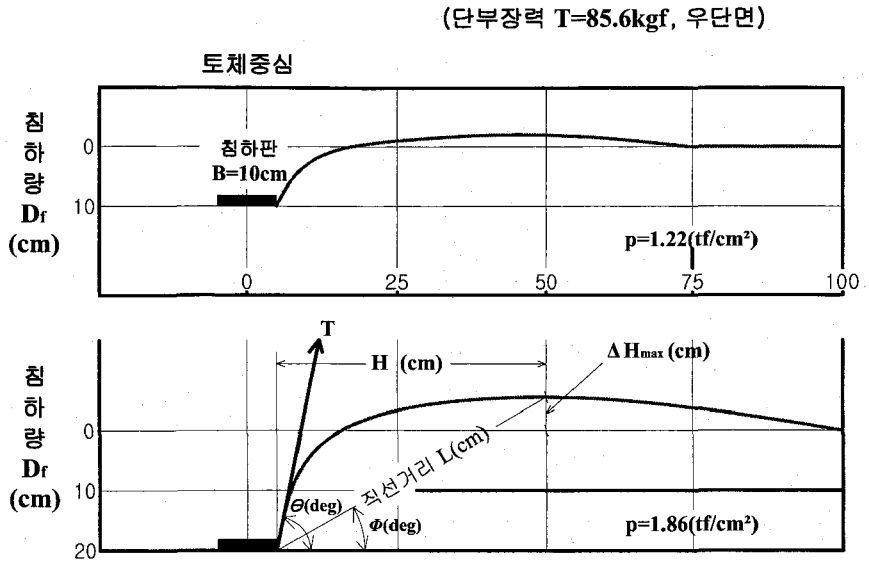
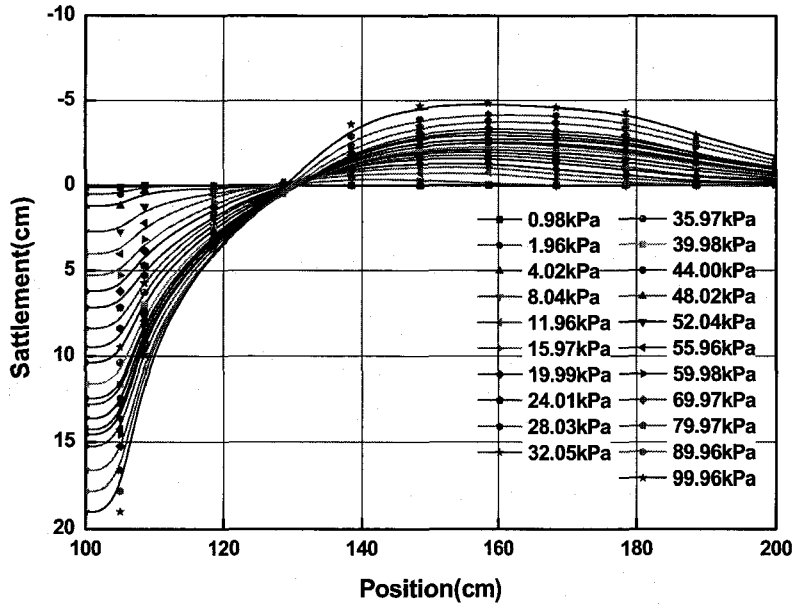
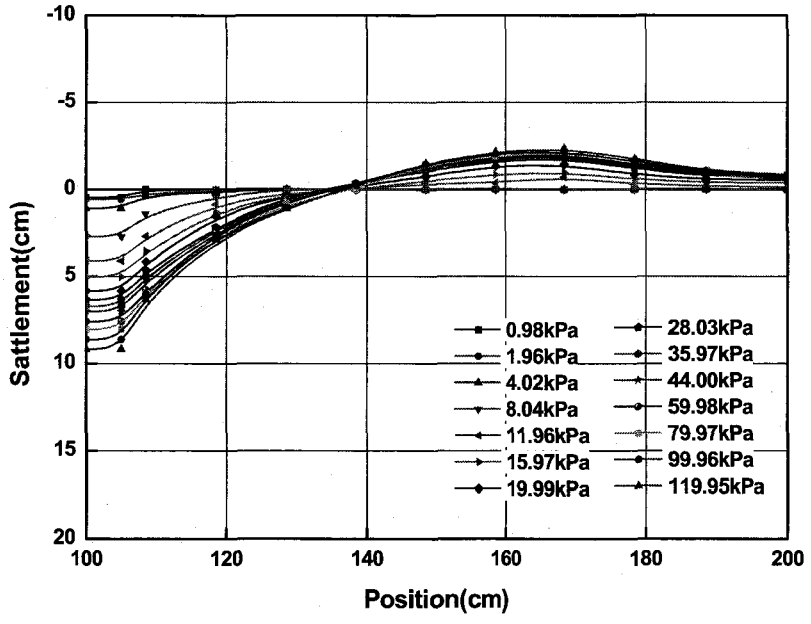


그림 3.4.23 실내모형실험으로부터 측정된 표층처리 보강재의 변형도

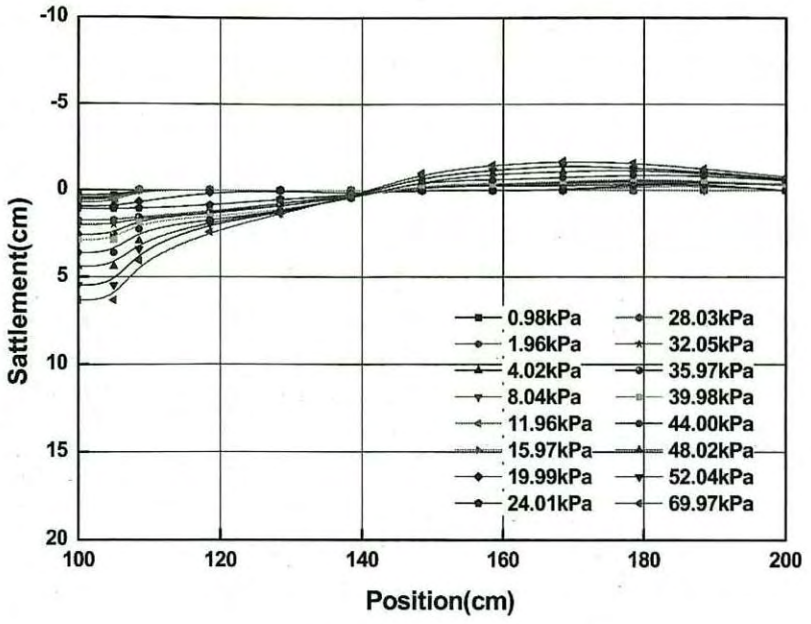
<그림 3.4.24(a)~(c)>는 복토 두께를 10cm로 조절한 실내모형실험으로부터 얻은 각각의 표층처리 보강재의 변형도를 나타내고 있다. 본 연구에서는 이러한 변형도와 식(3.17), (3.18)을 이용해 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 및 융기망의 반경 r(m)을 산정하였다. 또한 식을 통해 얻은 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 값의 정확도를 확인하기 위하여 <그림 3.4.25 (a)~(c)>와 같이 실험시 디지털 카메라를 이용해 촬영된 표층처리 보강재의 변형도 사진으로부터 설계파라미터인 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 비교 평가하였다. 그 결과를 그림 3.104에 나타내고 있다. 그림으로부터 식(3.17), (3.18)을 이용해 추정한 값과 사진촬영을 통해 얻은 값은 거의 동일한 값을 나타내고 있으며, 이로써 식 (3.17), (3.18)을 통해 추정하는 경사각 Θ 는 거의 정확히 평가되는 것으로 확인되었다.



(a) 지오텍스타일, d=10cm

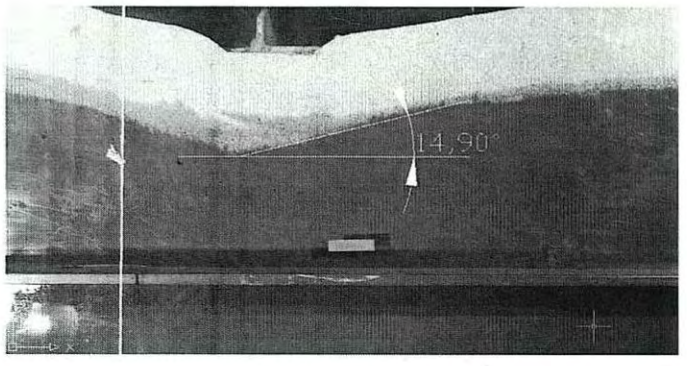


(b) 지오그리드A, d=10cm

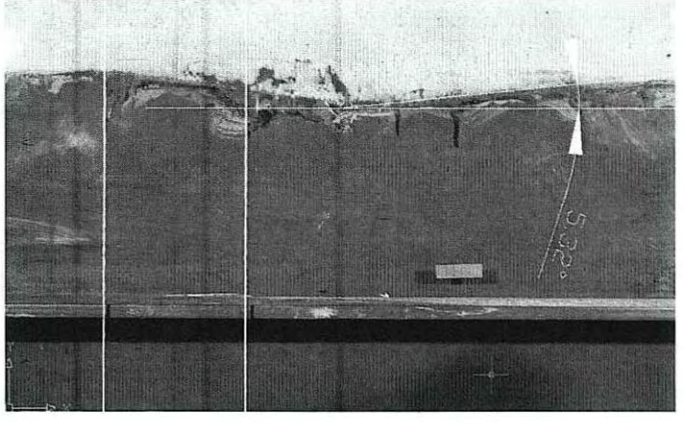


(c) 강봉, d=10cm

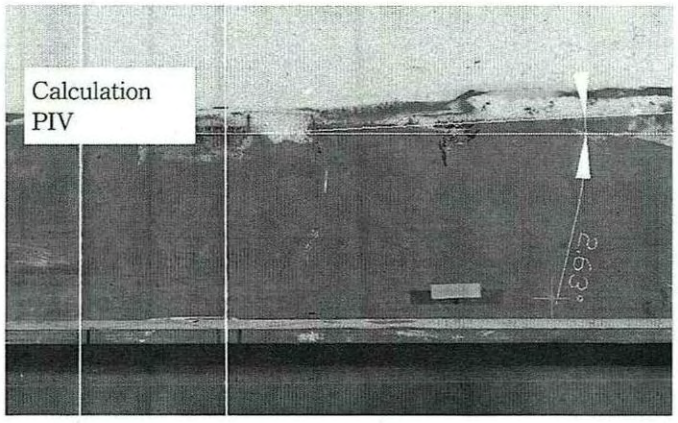
그림 3.4.24 실내모형실험으로부터 측정된 표층처리 보강재의 변형도



(a) 지오텍스타일, d=10cm



(b) 지오그리드, d=10cm



(c) 강봉, d=10cm

그림 3.4.25 재하하중 2.0tf/m^2 에서의 표층보강재의 변형도 사진으로부터 보강재가 수평면과 이루는 경사각 θ 산정방법 개요도

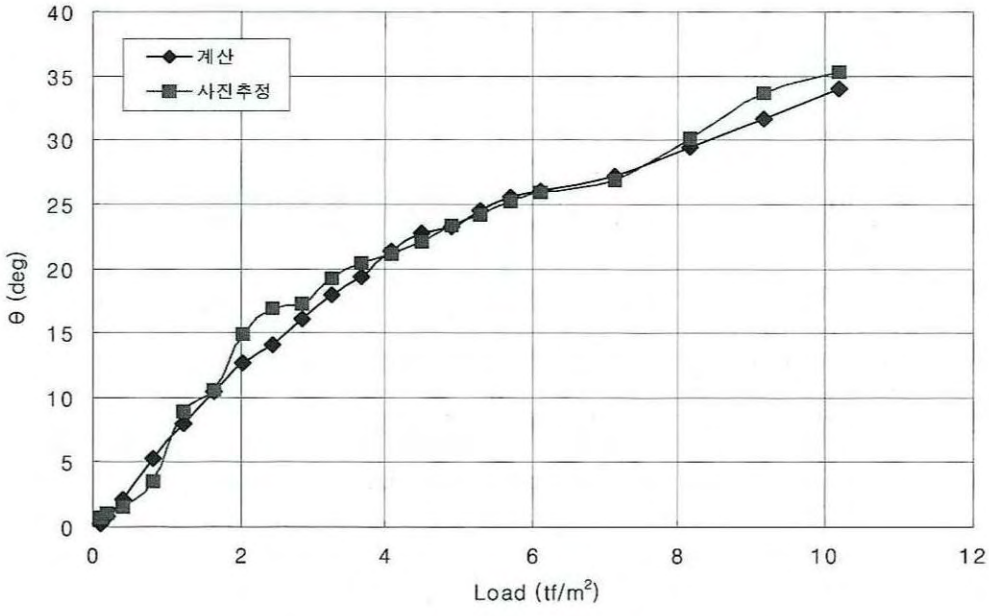


그림 3.4.26 PIV해석 결과 및 계산결과

다. 표층처리 보강재 지지력 개량 효과에 미치는 영향인자

(1) 보강재 구속방법 및 인장강도가 지지력 개량 효과에 미치는 영향

<그림 3.4.27>은 함수비를 125%로 조절하여 보강재를 이용해 표층보강하고 복토를 실시하지 않은(복토두께=0) 실내모형실험 결과를 재하응력과 침하량과의 관계로 나타낸 것이다. 보강재로 보강된 지반의 항복응력(pyr)은 S-P 곡선법을 이용하여 평가하였다. 또한 보강재의 지지력 증대 효과를 평가하기 위하여 보강 전 원지반의 항복응력(pyn)과 보강 후 재하시험으로부터 얻어진 항복응력(pyr)의 비로 정의되는 지지력 비(Bearing Capacity Ratio)를 산정하여 평가하였다. 그 결과를 <표 3.4.10>에 나타내고 있다.

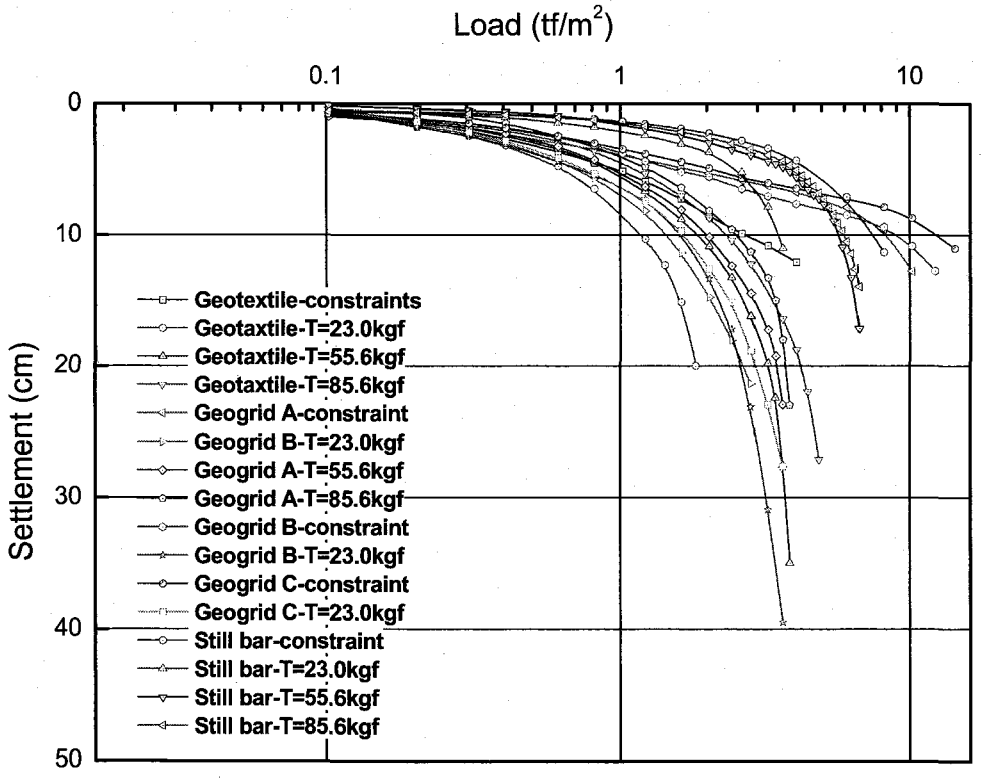


그림 3.4.27 재하응력과 침하량과의 관계 (복토두께 d=0cm)

표 3.4.10 보강재의 구속응력에 따른 지지력비

보강재종류	보강재 인장강도 (tf/m)	보강재 강성도 (kgf · m2)	보강전 항복응력 pyn(tf/m2)	보강재 단부 구속응력 T(kgf)	보강후 항복응력 pyr(tf/m2)	지지력비 BCR
지오텍스타일	3.6	0.01	0.115	완전구속	3.26	28.34
				23.0	1.23	10.69
				55.6	3.26	28.34
				85.6	3.67	31.91
지오그리드A	6.26	0.35		완전구속	3.56	30.95
				23.0	2.448	21.28
				55.6	3.25	28.26
				85.6	3.26	28.34
지오그리드B	9.71	0.31		완전구속	4.08	35.47
				23.0	2.448	21.28
지오그리드C	12.31	0.48		완전구속	4.08	35.47
				23.0	2.25	19.56
강봉	-	2.76		완전구속	5.0	43.47
				23.0	2.8	24.34
				55.6	4.89	42.52
				85.6	5.00	43.47

<그림 3.4.28>에 항복응력에서의 보강재의 강성도에 따른 지지력비의 변화형태를 나타내고 있다. 그림으로부터 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉 모두 강성도의 증가에 따라 BCR값도 함께 증가되는 선형적인 관계가 확인되었다. 또한 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉 모두 보강재 단부 구속응력이 55.6kgf, 85.6kgf, 완전구속 조건에서는 거의 동일한 BCR값을 나타내며, 강성도의 증가에 대한 BCR값의 증가정도는 보강재 단부 구속응력에 관계없이 거의 동일하다.

<그림 3.4.29>에 단부구속응력에 따른 지지력비의 변화형태를 나타내고 있다.

<그림 3.4.29>로부터 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉 모두 보강재의 단부 구속응력이 증가하면 BCR값도 함께 증가되었고, 단부 구속응력 T=85.6kgf 와 완전구속 상태의 BCR값은 거의 동일한 값을 나타내고 있다. 이상의 결과는 平尾(1997)에 의해 수행된 연구결과와 동일한 결과로 소정의 단부 구속응력까지는 단부 구속응력의 증가에 따라 보강재와 점토지반사이의 마찰력의 증가로 인해 BCR값이

증가되는 반면, 어느 단부 구속응력 이후에서는 완전구속조건과 동일한 효과를 나타내며 지지력개선효과에 미치는 마찰력의 영향이 감소되는 것을 의미한다. 이를 명확히 평가하기 위하여 항복응력에서의 인장강도에 따른 지지력비의 변화형태를 <그림 3.4.30>에 나타내었다. 완전구속조건에서 실시된 실험결과에서는 보강재의 인장강도가 증가함에 따라 BCR값이 함께 증가되고 있으며, 부분구속(T=23kgf) 조건에서는 인장강도에 관계없이 거의 동일한 BCR을 나타내고 있다. 이러한 결과는 완전구속상태에서의 지지력개선효과는 보강재의 인장강도에 크게 의존하는데 비해, 부분구속조건에서는 인장강도 이외의 영양인자, 즉 마찰특성 및 강성도에 의존하는 것을 의미한다.

이상의 결과를 정리하면 소정의 단부 구속응력까지는 단부 구속응력의 증가에 따라 보강재와 점토지반사이의 마찰력의 증가로 인해 BCR값이 증가되고, 소정의 구속응력 부터는 완전구속조건과 동일한 효과를 나타내며 지지력개선효과에 미치는 마찰력의 영향은 감소되어 보강재의 인장강도가 지지력 개량효과에 크게 기여하는 것으로 평가할 수 있다. 본 연구에서 실시한 결과에서는 지오텍스타일의 단부 구속응력 T=23kgf(불구속상태)의 BCR값은 완전구속의 0.37배, 지오그리드A는 0.68배, 강봉은 0.55배에 해당되는 것으로 평가 되었으며, 현장에서 보강재 단부 구속이 부절할 경우 보강재의 인장강도가 충분히 발휘되지 못하여 지지력개선효과에 미치는 보강재의 인장강도의 효과를 약 40% 밖에 기대하지 못하는 것을 의미한다.

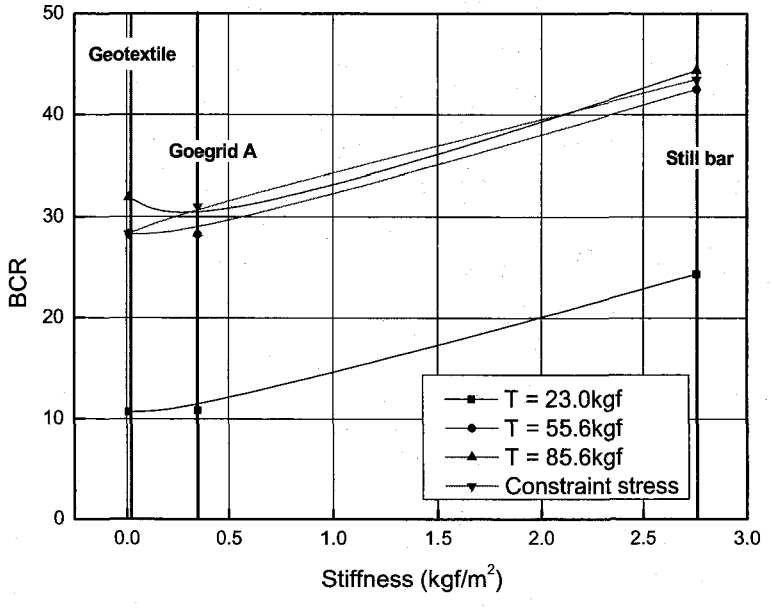


그림 3.4.28 보강재의 강성도에 따른 지지력비의 변화형태

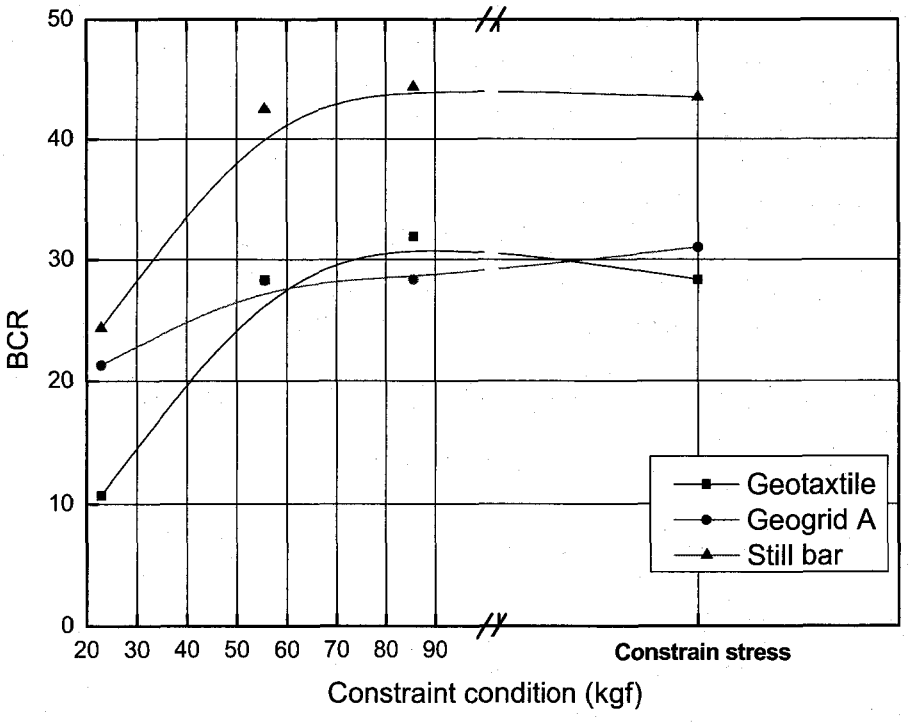


그림 3.4.29 보강재의 단부구속응력에 따른 지지력비의 변화형태

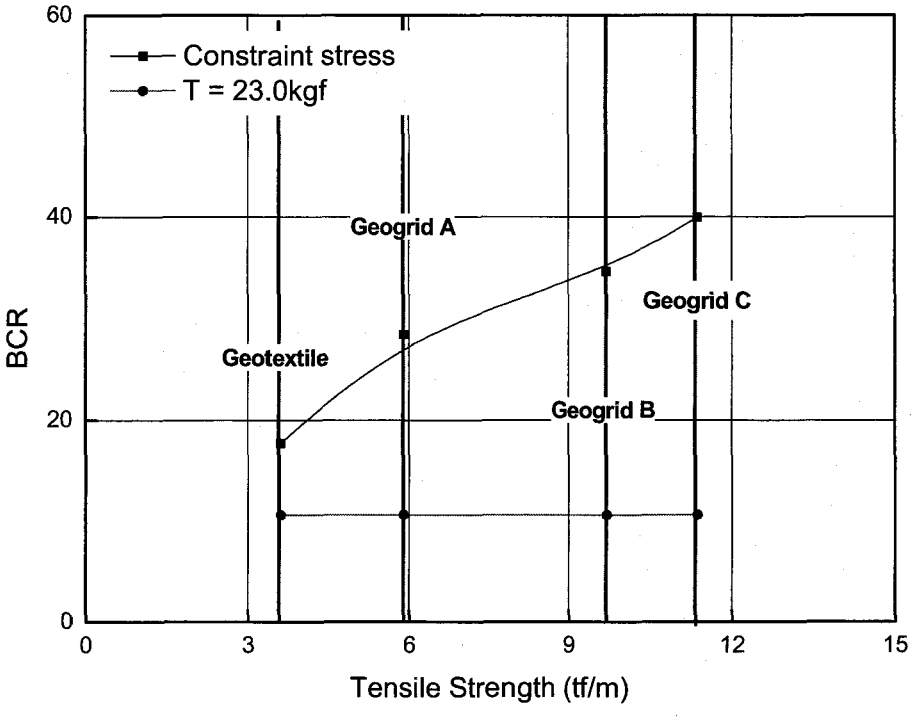
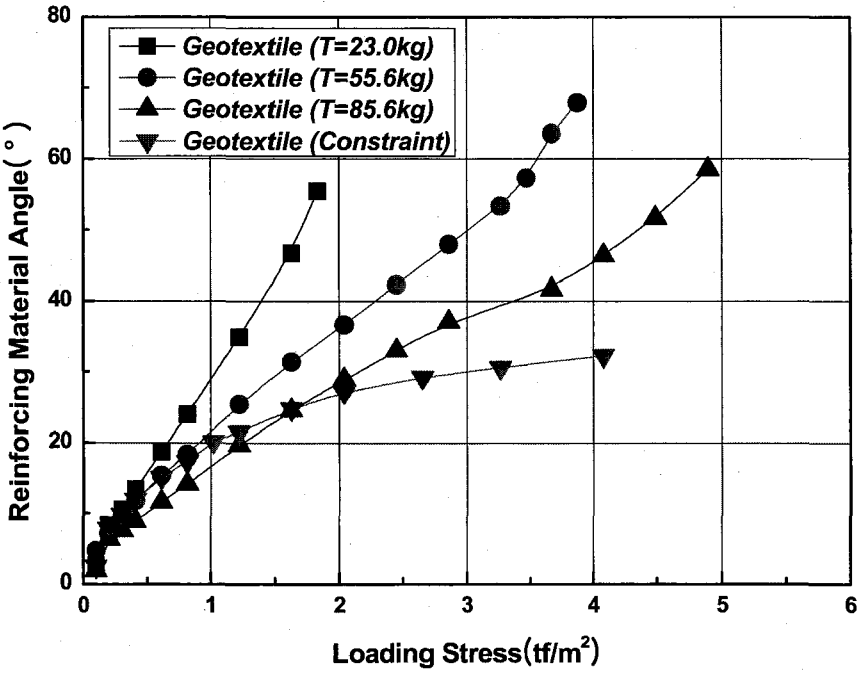


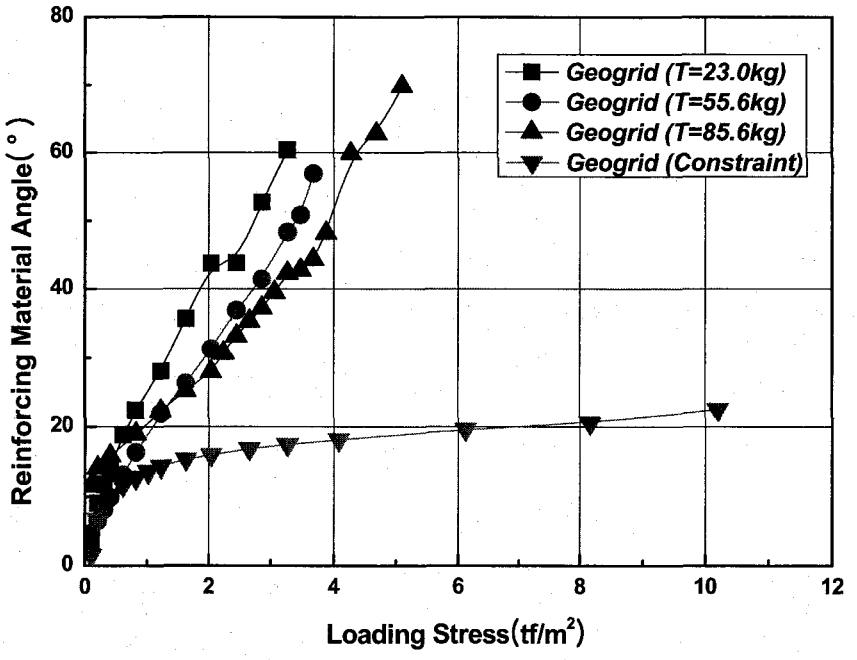
그림 3.4.30 보강재의 인장강도에 따른 지지력비의 변화형태

보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 를 산출한 결과를 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 과의 관계로 <그림 3.4.31>에 나타내고 있다. 그림으로부터 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉 망 모두 재하응력의 증가에 따라 경사각 Θ 도 함께 증가하고 있으며 그 증가 정도는 구속조건에 따라 서로 다른 것을 알 수 있다. 지오텍스타일과 지오그리드A는 단부 구속응력이 증가하면 재하응력의 증가에 따른 경사각 Θ 의 증가 정도가 감소하는데 비해 강봉은 구속조건에 따른 차이가 확인되지 않았다. 이로써 재하응력의 증가에 따른 경사각 Θ 의 증가정도는 지오텍스타일과 같은 연성재료는 보강재 구속조건에 크게 의존하며, 강성도가 큰 강봉은 구속조건에 의존하지 않는 것을 알 수 있다.

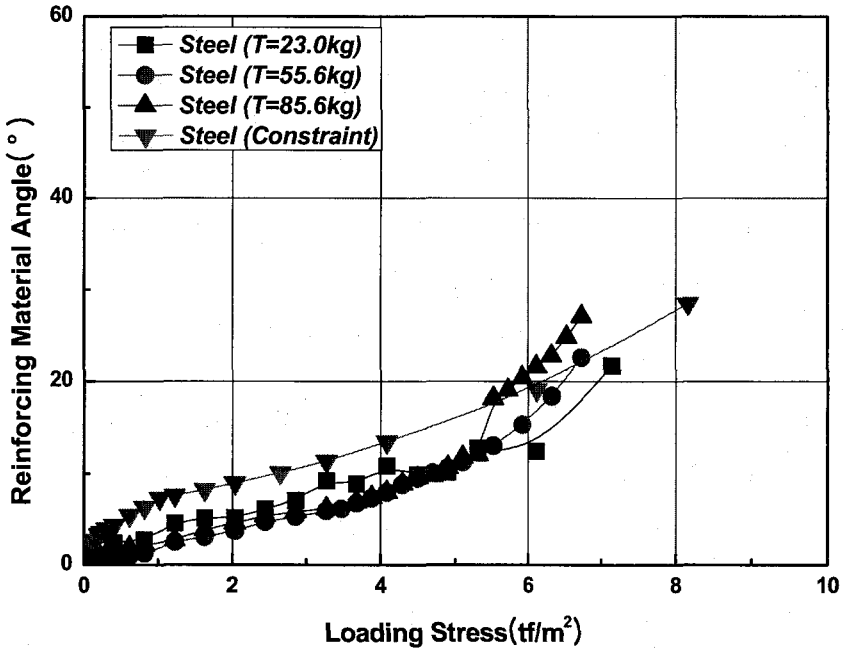
<그림 3.4.32>에 강성도는 거의 동일한 값을 나타내고 인장강도가 서로 다른 지오그리드A, B, C를 이용해 실시한 실험결과를 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 과의 관계로 나타내고 있다. 그림으로부터 지오그리드A, B, C 모두 재하응력의 증가에 따른 경사각 Θ 의 증가정도는 거의 동일한 것을 알 수 있으며, 본 연구에서 실시한 재하응력 14tf/m2 까지는 경사각 Θ 의 증가정도는 인장강도에 의존하지 않는 것으로 평가되었다.



(a) 지오텍스타일



(b) 지오그리드A



(c) 강봉

그림 3.4.31 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 θ 과의 관계

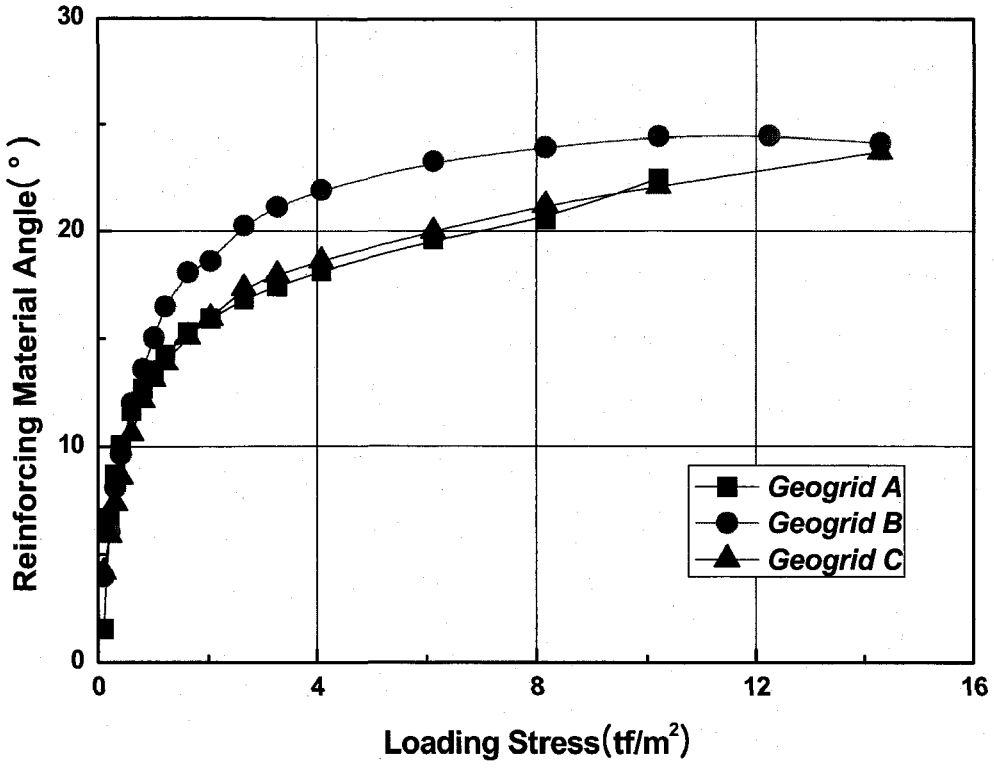


그림 3.4.32 재하응력과 보강재가 수평면과 이루는 경사각 θ 과의 관계(지오그리드)

(2) 점토지반 함수비가 지지력 개량 효과에 미치는 영향

지지력 개량 효과에 미치는 함수비의 영향을 평가하기 위하여 함수비를 95%, 125%로 조절하여 실시한 실내실험결과를 실시하였다. <그림 3.4.33>, <그림 3.4.34> 는 함수비를 95%로 조절하여 실시한 실험 결과를 재하응력과 침하량과의 관계로 나타낸 것이다. 또한 보강 전 원지반의 항복응력(pyn)과 보강 후 재하시험으로부터 얻어진 항복응력(pyr)의 비로 정의되는 지지력 비(Bearing Capacity Ratio)를 산정하여 평가하였다. 그 결과를 <표 3.4.11>에 나타내고 있다.

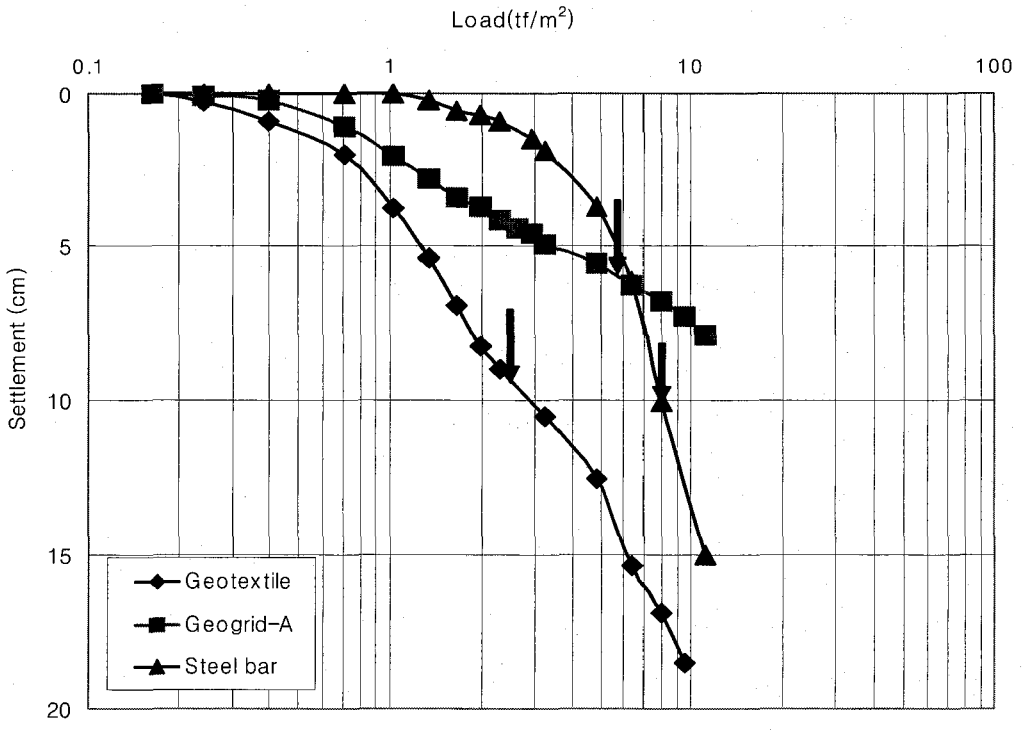


그림 3.4.33 재하응력과 침하량과의 관계(완전구속, 함수비 95%)

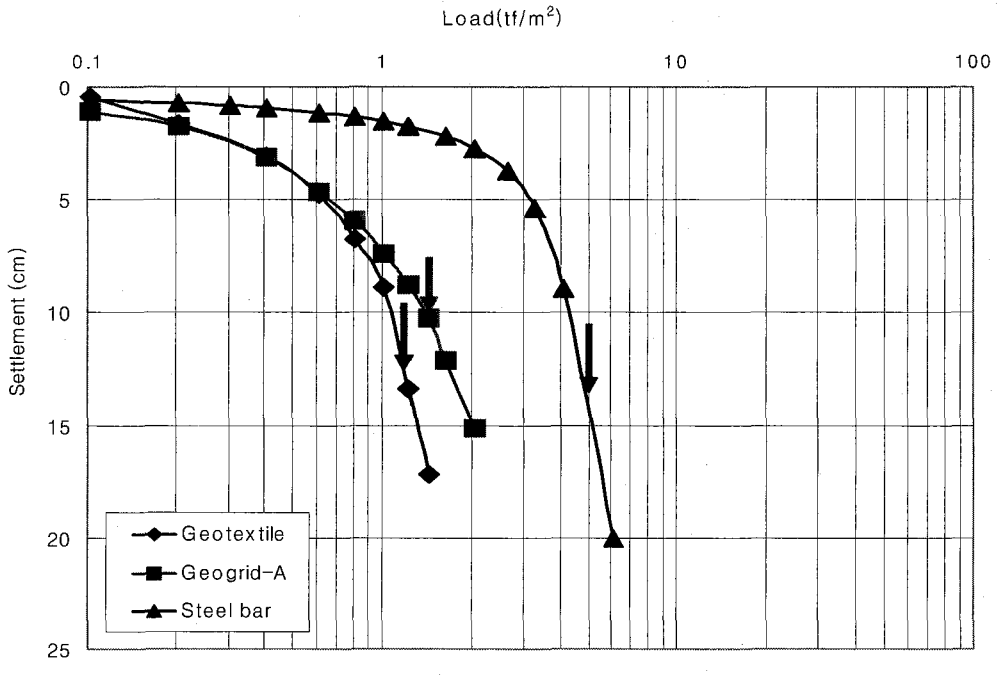
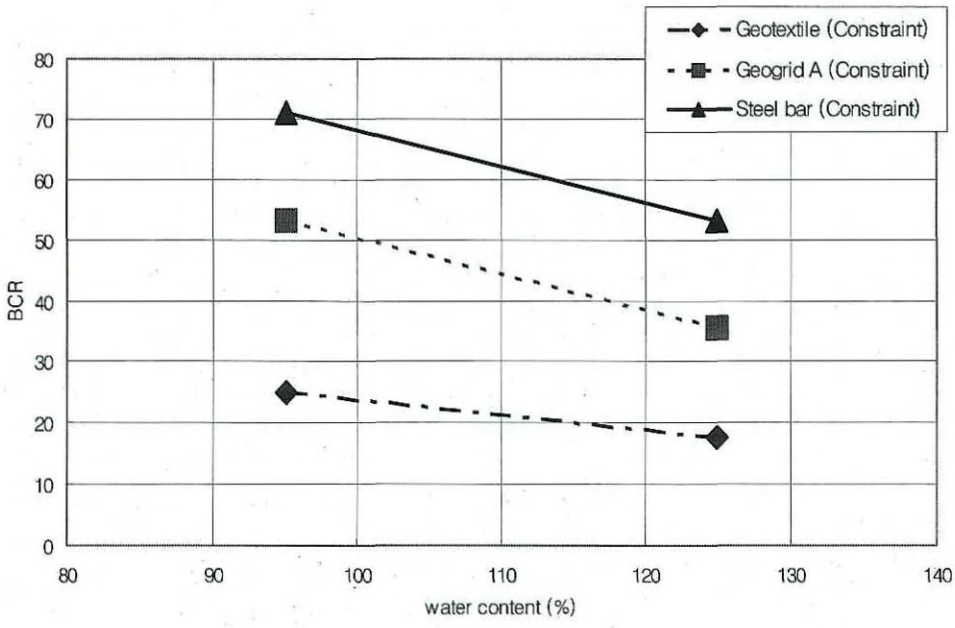


그림 3.4.34 재하응력과 침하량과의 관계(부분구속 T=23kgf, 함수비 95%)

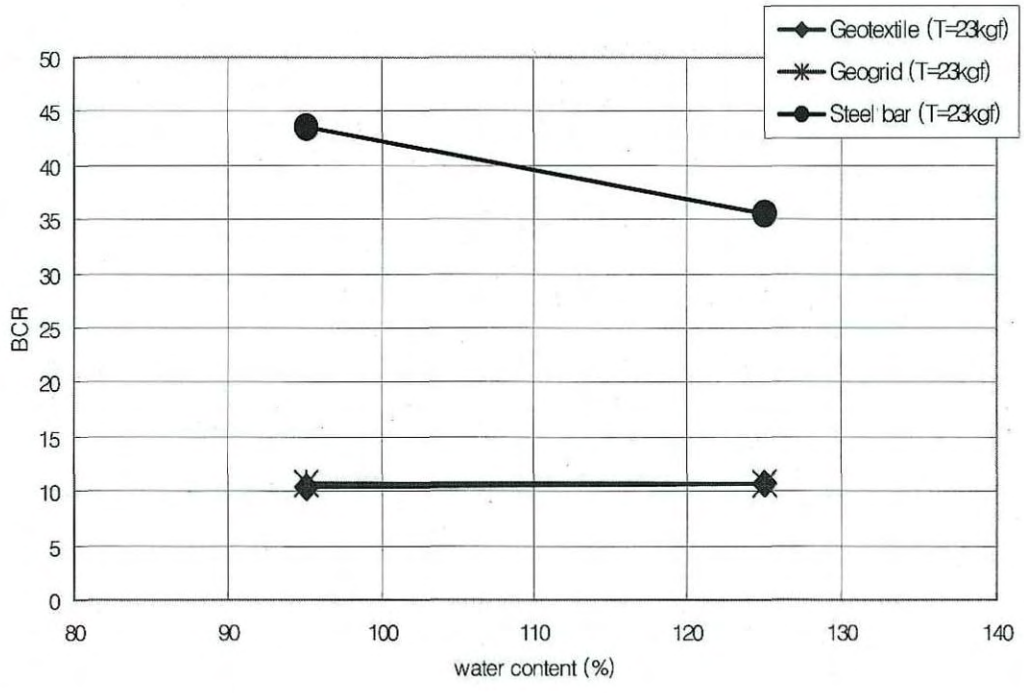
표 3.4.11 함수비 변화에 따른 지지력비 BCR

보강재 종류	보강재 인장강도 (tf/m)	보강재 강성도 (kgf · m2)	함수비 w(%)	보강전 항복응력 pyn(tf/m2)	보강재 단부 구속응력 T(kgf)	보강후 항복응력 pyr(tf/m2)	지지력비 BCR
지오텍스타일	3.6	0.01	95	0.125	완전구속	2.85	22.8
					23.0	1.20	9.6
			125	0.115	완전구속	2.04	17.7
					23.0	1.20	10.4
지오그리드A	6.26	0.35	95	0.125	완전구속	6.12	48.9
					23.0	1.24	9.9
			125	0.115	완전구속	4.08	35.2
					23.0	1.22	10.6
강봉	-	2.76	95	0.125	완전구속	8.16	65.2
					23.0	5.0	40.0
			125	0.115	완전구속	6.12	53.2
					23.0	4.08	35.4

<그림 3.4.35>에 함수비와 BCR 과의 관계를 나타내고 있다. 그림으로부터 (a) 완전구속 상태에서는 함수비의 증가(지반강도 감소)로 인해 BCR이 감소되고 있으며, 그 감소정도는 보강재의 종류에 관계없이 거의 동일한 값을 나타내는 것으로 확인되었다. 또한 부분구속(T=23kgf) 상태에서는 강성도가 큰 강봉에서는 완전구속과 동일하게 함수비의 증가에 따라 BCR이 감소되는 반면, 지오텍스타일, 지오그리드에서는 함수비에 관계없이 동일한 BCR값을 나타내는 것으로 확인되었다. 이것은 완전구속상태에서는 보강재 종류에 관계없이 지지력 개량효과에 미치는 점착력으로 인한 지지력증대효과가 현저히 발생되는 반면, 보강재 단부 구속이 부절할 경우 연성 보강재에서는 점착력으로 인한 지지력 효과가 거의 발생되지 않는 것을 의미한다.



(a) 완전구속



(b) 부분구속 T=23kgf

그림 3.4.35 함수비와 BCR 관계

(3) 표층처리 보강재 강성도가 지지력 개량효과에 미치는 영향

<그림 3.4.36~3.4.38> 에는 지지력 개량효과에 미치는 강성도의 영향을 평가하기 위하여 각각의 보강재의 강성도를 지오텍스타일의 강성도로 정규화시킨 D/DGeotextile 와 항복응력에서의 침하량 Df, 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ , 융기망의 반경 r 과의 관계를 나타내고 있다. 그림으로부터 강성도비의 증가에 따 항복응력에서의 침하량 Df, 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 은 감소되고, 융기망의 반경 r 은 증가되는 것을 알 수 있다. 또한 보강재의 구속방법에 관계없이 그 경향은 거의 동일한 것으로 평가되었다.

이러한 강성도의 증가로 인한 BCR 증가 정도를 평가하기 위하여 그림 3.117에 항복응력에서의 BCR과 강성도비와의 관계를 나타내고 있다. 그림 중에는 현장시험 결과를 함께 나타내고 있다. <그림 3.4.39>로부터 실내모형실험 결과는 강성도의 증가에 따라 BCR이 증가되는 것을 확인할 수 있으며 그 증가 정도는 양대수 관계에서 BCR=4.8×(D/DGeotextile)0.12로 평가되었다. 또한 현장시험 결과에서도 실내실험결과로부터 추정되는 강성도비와 BCR 관계선상에 존재는 것으로 확인되었다. 이로써 실내모형실험결과는 현장시험결과를 명확히 재현할 수 있는 것이 확인되었다.

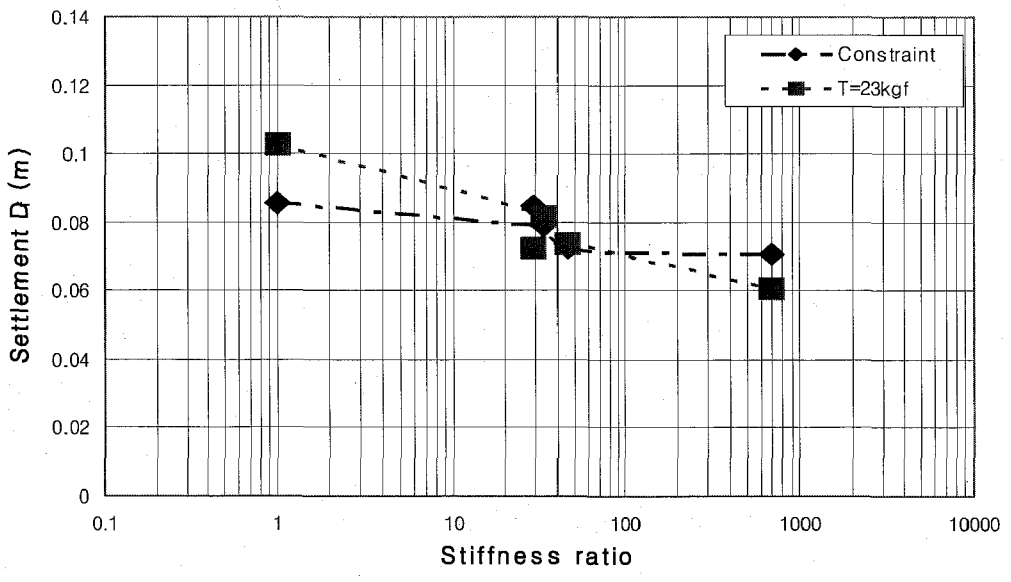


그림 3.4.36 항복응력에서의 침하량과 강성도비와의 관계

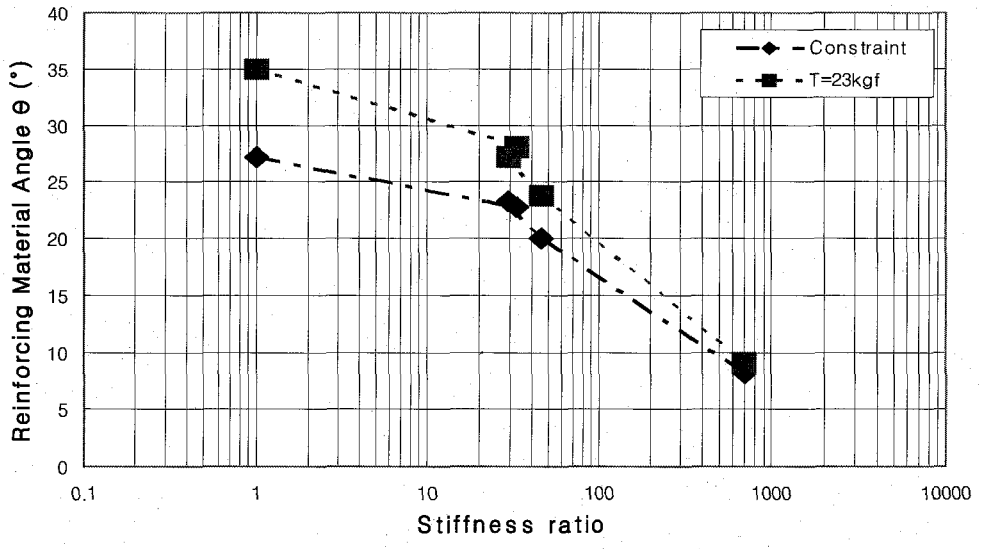


그림 3.4.37 항복응력에서의 보강재가 수평면과 이루는 경사각 θ 와 강성도비와의 관계

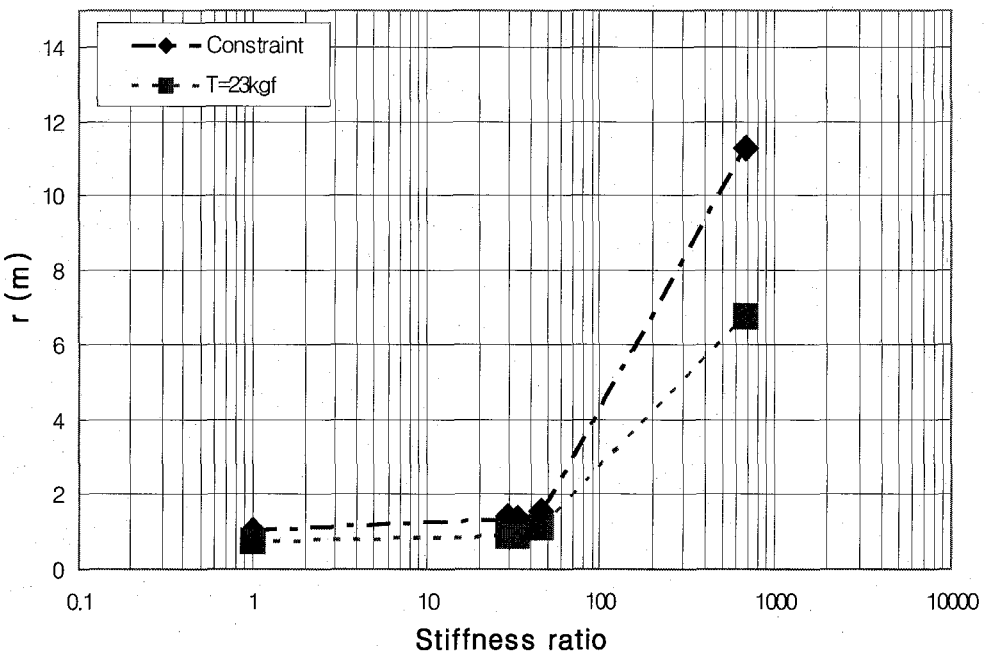


그림 3.4.38 항복응력에서의 융기망의 반경 r 과 강성도비와의 관계

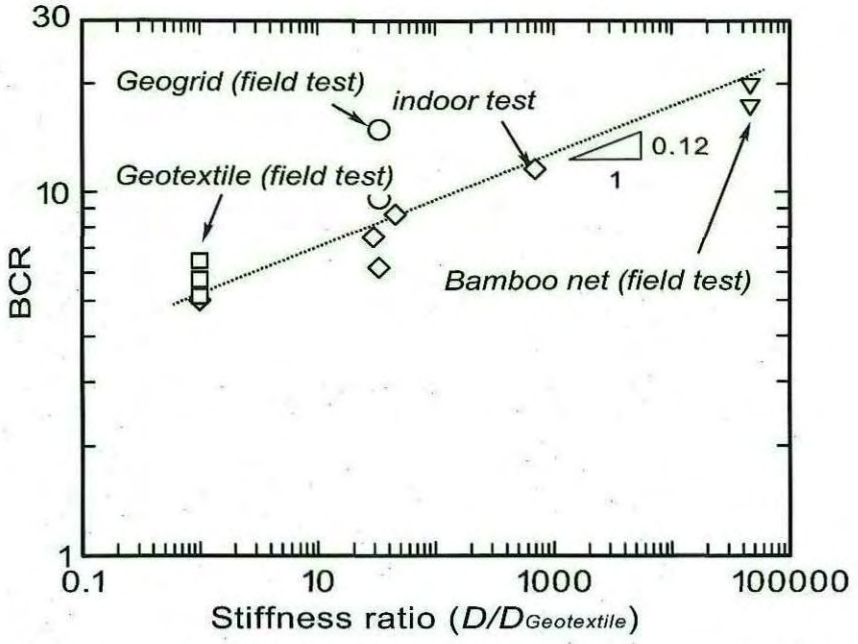
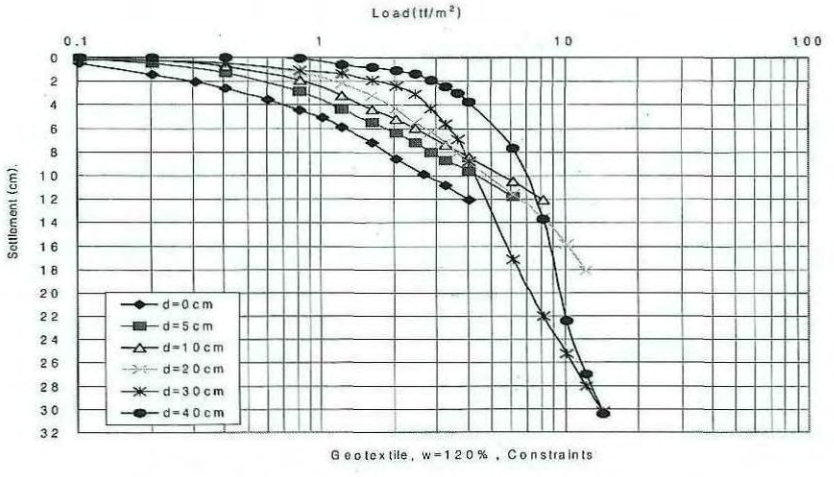


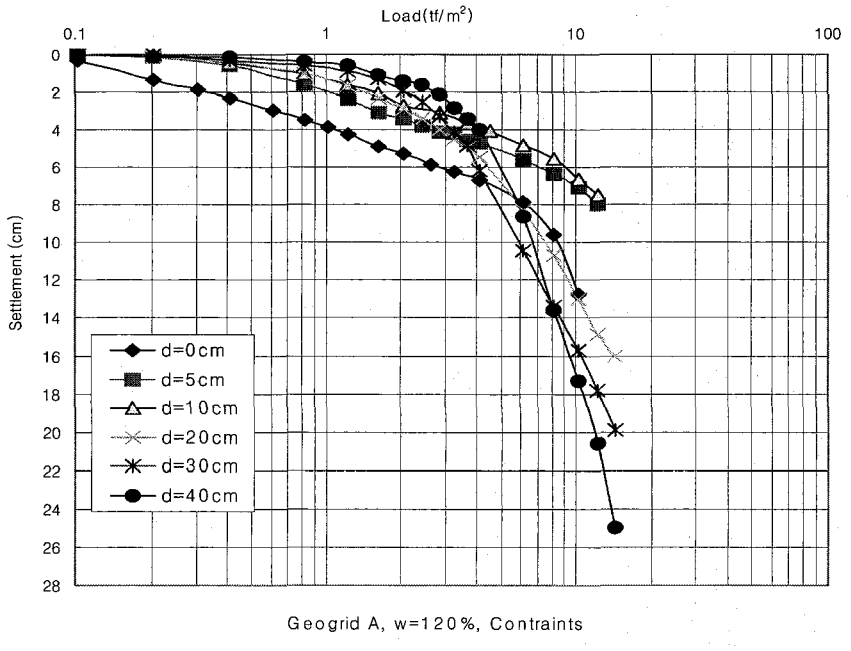
그림 3.4.39 항복응력에서의 BCR과 강성도비($D/D_{Gotextile}$)와의 관계

(4) 복토두께가 지지력 개량효과에 미치는 영향

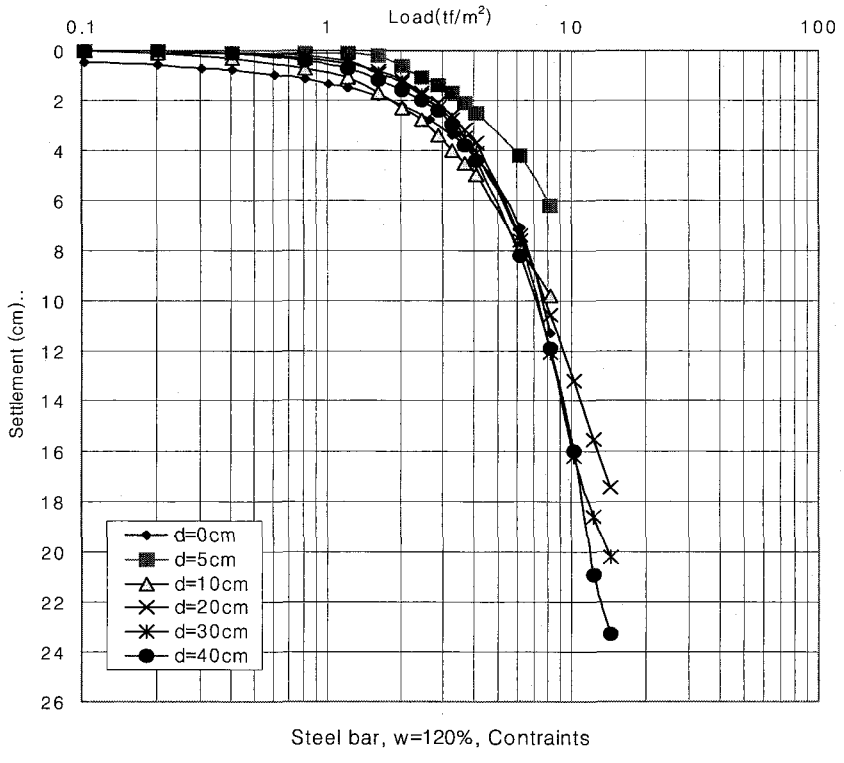
<그림 3.4.40>은 지지력 개량효과에 미치는 복토의 영향을 평가하기 위하여 보강재로 보강 후 복토두께를 0cm, 5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm 로 포설하여 실시한 실내모형시험 결과를 재하응력과 침하량 관계로 나타내고 있다. 또한 보강 전 원지반의 항복응력(pyn)과 보강 후 재하시험으로부터 얻어진 항복응력(pyr)의 비로 정의되는 지지력 비(Bearing Capacity Ratio)를 산정하여 평가하였다. 그 결과를 <표 3.4.12>에 나타내고 있다.



(a) 지오텍스타일 (완전구속)



(b) 지오그리드 A (완전구속)



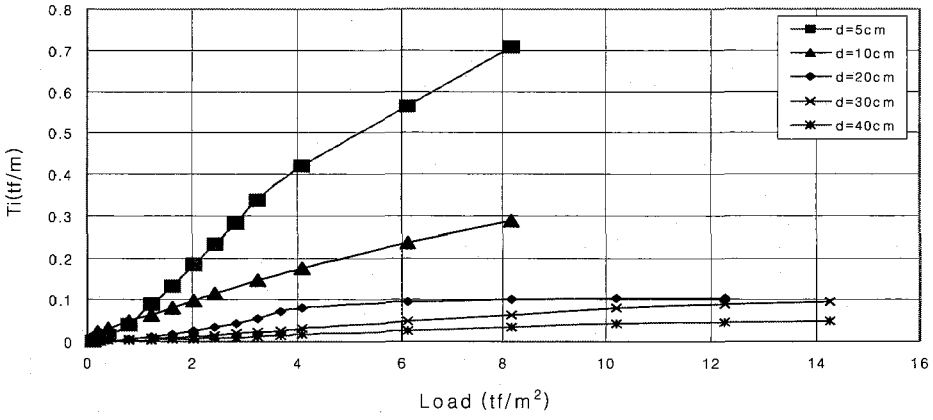
(c) 강봉 (완전구속)

그림 3.4.40 침하량과 재하응력과의 관계 (완전구속)

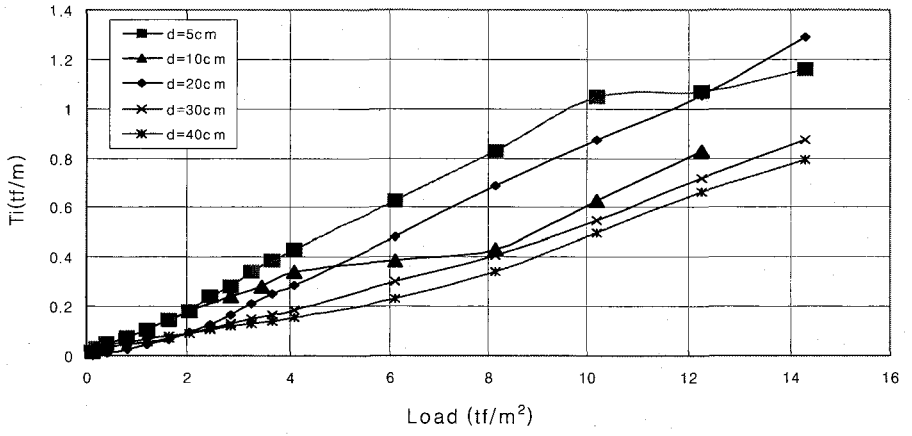
표 3.4.12 보강재의 복토두께에 따른 지지력비 (완전구속)

보강재종류	보강재 인장강도 (tf/m)	보강재 강성도 (kgf · m2)	함수비 w(%)	보강전 항복응력 pyn(tf/m2)	복토 두께 (m)	보강후 항복응력 pyr(tf/m2)	지지력비 BCR
지오텍스타일	3.6	0.01	95	0.125	0.05	2.85	24.84
					0.4	10.20	88.73
			125	0.115	0.05	2.85	24.84
					0.1	4.08	35.49
					0.2	6.12	53.24
					0.3	9.18	79.86
					0.4	9.59	83.41
지오그리드A	6.26	0.35	95	0.125	0.05	4.08	35.49
					0.4	11.22	97.6
			125	0.115	0.05	4.08	35.49
					0.1	4.28	37.27
					0.2	8.16	70.98
					0.3	9.79	85.18
					0.4	9.79	85.18
강봉	-	2.76	95	0.125	0.05	6.12	53.24
					0.4	16.32	142
			125	0.115	0.05	6.53	56.79
					0.1	8.16	70.98
					0.2	12.24	106.5
					0.3	16.32	142.0
					0.4	16.32	142.0

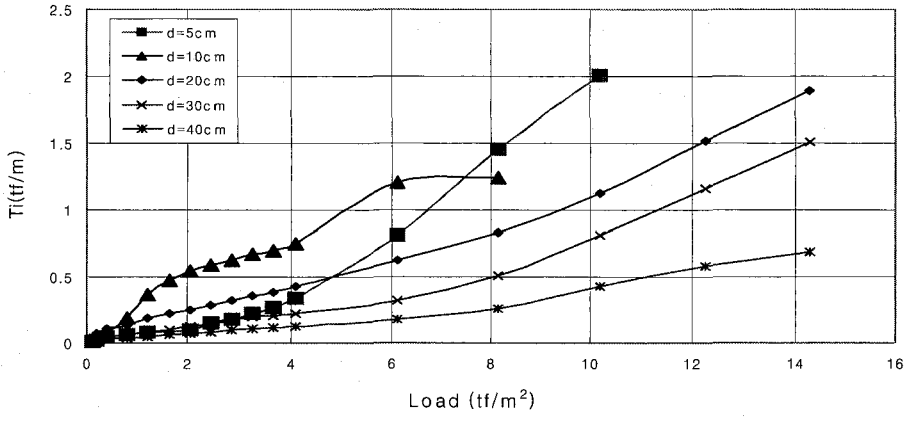
<그림 3.4.41>에 복토두께에 따른 재하응력과 인장강도의 관계를 나타내고 있다. <그림 3.4.41>로부터 지오텍스타일, 지오그리드 A, 강봉 모두 복토두께의 증가로 인해 보강재에 발생되는 인장강도 Ti 가 감소되는 것이 확인되었고 이는 복토로 인한 하중분산 효과가 원인인 것으로 사료된다. 이러한 복토두께에 따른 하중분산효과의 정도를 정밀히 조사하기 위하여 <그림 3.4.42>에 복토두께를 재하폭으로 정규화시킨 H/B 와 지지력비 관계를 나타내고 있다.



(a) 지오텍스타일



(b) 지오그리드 A



(c) 강봉

그림 3.4.41 재하응력과 인장강도와의 관계 (완전구속)

<그림 3.4.42>에 완전구속 상태에서 복토두께를 재하폭으로 정규화시킨 H/B 와 지지력비 관계를 나타내고 있다. 그림으로부터 지오텍스타일, 지오그리드 A, 강봉 모두 H/B가 3 까지는 H/B의 증가에 따라 BCR이 증가되는 반면, H/B가 3과 4에서 동일한 값을 나타내고 있다. 이 결과는 Vito A 등(1986)이 지오텍스타일과 지오그리드를 가지고 수행한 모형실험결과와 동일하며, 강성도가 큰 재료에서도 동일한 결과를 나타내는 것으로 평가 되었다.

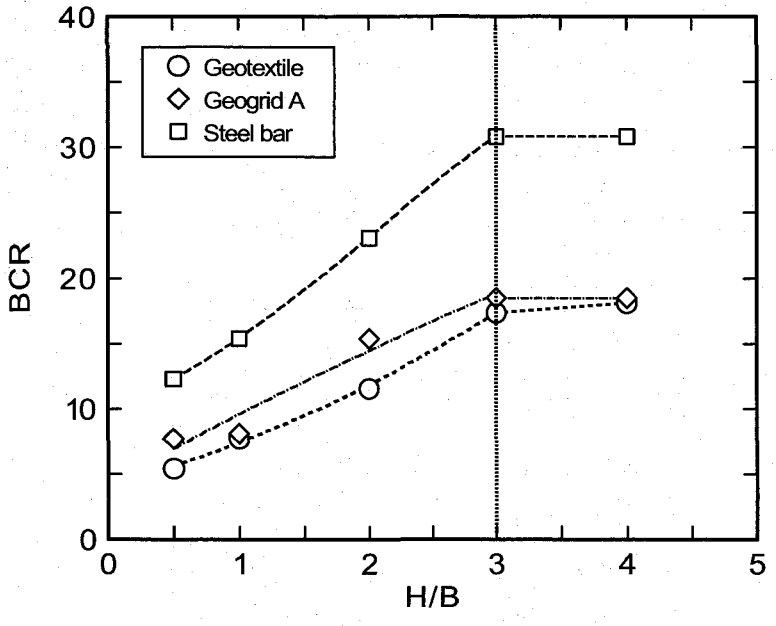


그림 3.4.42 복토두께를 재하폭으로 정규화시킨 H/B 와 지지력비 관계

라. 표층처리 공법 지지력 산정방법

본 연구에서는 실내모형실험을 통해 국내에서 일반적으로 사용되는 표층처리공법 지지력산정방법인 Yamanouchi제안식(1985)의 적용성을 평가하고, 기존식의 문제점을 해결할 수 있는 새로운 지지력 산정방법을 제안하였다.

(1) 표층보강재에 의한 지지력 증가개념

표층처리공법으로 처리된 연약지반의 성토하중으로 인한 공학적인 거동분석에 관한 연구는 福往・西林(1967), 山內・後藤(1979), Watari 등(1986), 平尾(1997), 矢島 등(1988), 西林(1980) 등을 시작으로 여러 연구자들에 의해 시도되었으며, 특히 Watari 등(1986)은 표층처리공법 현장시험을 통하여 보강재가 성토완료시 최대

인장력이 발휘된 후 점차로 감소되고, 지반변수는 지반강도, 하중조건 등에 의해 크게 변화된다는 결과를 발표하는 등 유익한 정보를 제공하고 있다.

보강재를 부설한 지반의 지지력 증가개념은 <그림 3.4.43>과 같으며, 보강재 포설로 인하여 ①해먹(Hammock)효과, ②융기억제효과, ③침하효과, ④지반과 보강재간의 마찰력효과, ⑤인장력에 의한 전단저항효과, ⑥복토로 인한 하중분산효과 등을 기대할 수 있다.

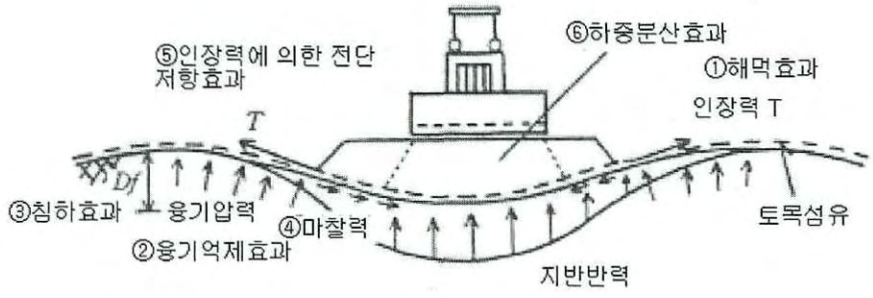


그림 3.4.43 Geotextile 부설지반의 변형과 응력

(Geotextile를 이용한 보강토의 설계·시공메뉴얼, 1998)

지반과 보강재가 일체가 되는 지지력 산정방법으로는 ①Terzaghi 의 지지력이론에 의한 방법, ②지반계수법·케이블이론에 의한 방법, ③판이론에 의한 방법 등이 제안되어 있으며, 국내에서는 일반적으로 Terzaghi 의 지지력이론을 기본으로 한 야마노우치 제안식 (식 (3.19))이 사용되고 있다. 이 식은 그림 3.121의 ①해먹효과, ②지반융기억제효과, ③침하효과를 고려한 것이다.

$$q_d = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = cN_c + \frac{2Tsin\theta}{B} + \frac{T}{r}N_q + \gamma D_f N_q \qquad (3.19)$$

여기에서, q_d :극한지지력 c :점착력

N_c, N_q :지지력형상계수 T :보강재의 인장강도

B :재하폭 θ :보강재와 수평면이 이루는 각도

r :재하중근방의 융기망의 반경 γ : 지반의 단위체적중량

D_f : 연약지반의 침하량을 나타내고 있다.

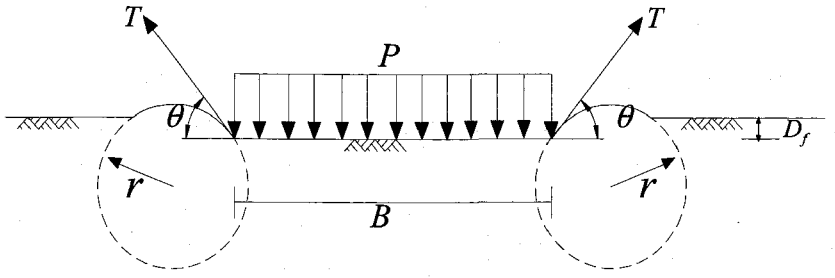
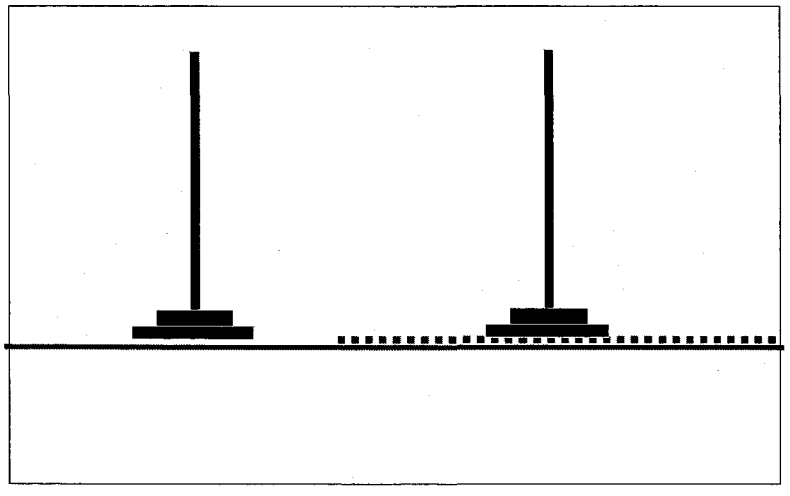
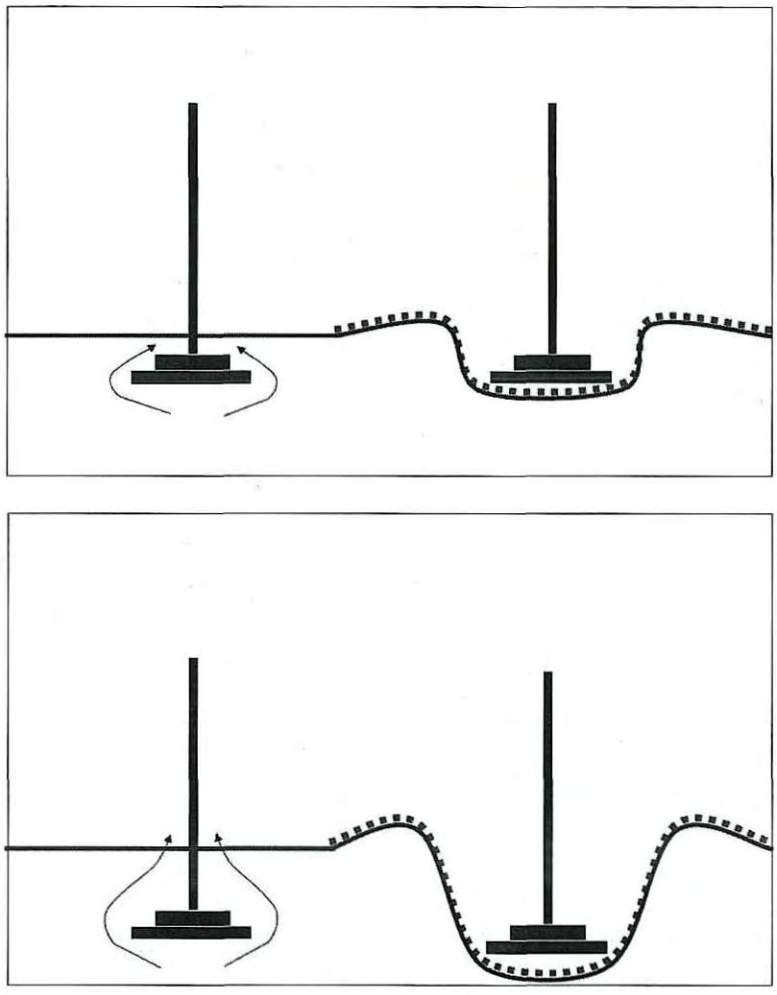


그림 3.4.44 Terzaghi의 지지력산정식 개념도

(2) Terzaghi(1943)의 지지력계수 N_c

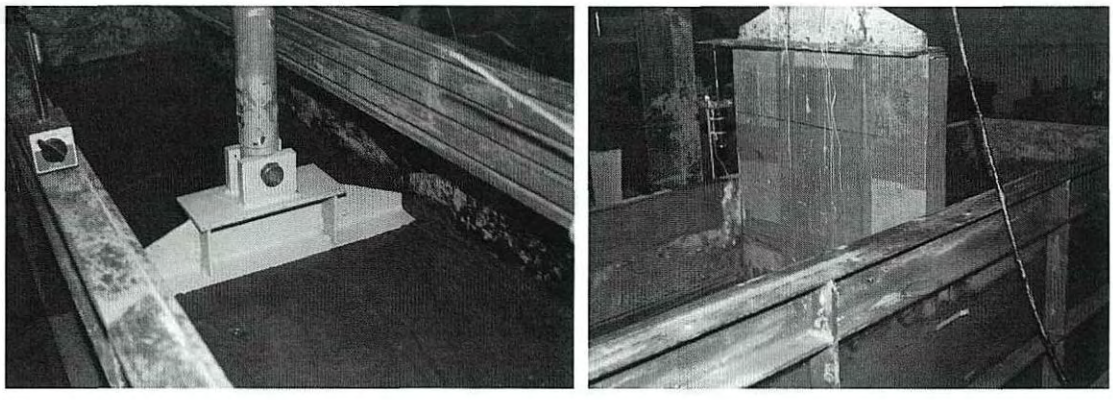
본 연구에서는 Yamanouchi제안식(1985)에 사용되는 지지력계수 Nc 의 준설점토와 같은 초연약지반에서의 적용성을 확인하기 위하여 무보강 재하시험을 수행하였다. 본 연구에서 수행한 무보강 시험은 나(2)에서 서술한 시험과 동일하다. <그림 3.4.45>에서 알 수 있듯이 무보강 상태에서의 표층지반거동과 보강재 포설후의 표층지반거동에는 서로 다른 거동특성을 나타내며, Yamanouchi제안식(1985)에 사용되는 지지력계수 Nc 는 무보강시와 표층보강재 보강시에는 다른 값을 적용해야 한다. 본 연구에서는 무보강시의 지지력계수 Nc 산정에는 <그림 3.4.46>의 (a)식 재하판을 이용하였고, 표층보강재 보강시의 지지력계수 Nc 산정에는 <그림 3.4.46>의 (b)식 재하판을 이용하여 실내모형시험을 수행하였다.





(a) 무보강 시　　(b) 표층보강재 포설시

그림 3.4.45 표층거동 특성



a식 재하판　　b식 재하판

그림 3.4.46 무보강 재하시험에 사용한 재하판 전경

<그림 3.4.47>에는 <그림 3.4.46>의 a식 재하판을 사용한 시험의 결과를 나타내고 있다. 그림으로부터 무보강지반의 극한응력(pult)은 함수비 w=94.7%의 무보강지반에서 0.24tf/m2, 함수비 w=124% 지반에서 0.20tf/m2인 것을 알 수 있다. Terzaghi의 지지력이론(qult=αcNc)을 통하여 무보강지반의 극한지지력을 산정한 결과 함수비 w=94.7%의 원지반의 극한지지력은 qult=0.90tf/m2, 함수비 w=124% 지반은 qult=0.53tf/m2 인 것으로 확인되었고, 이 값은 실제 실내모형실험결과의 각각 3.7배 및 2.6배에 해당되는 것으로 평가되었다.

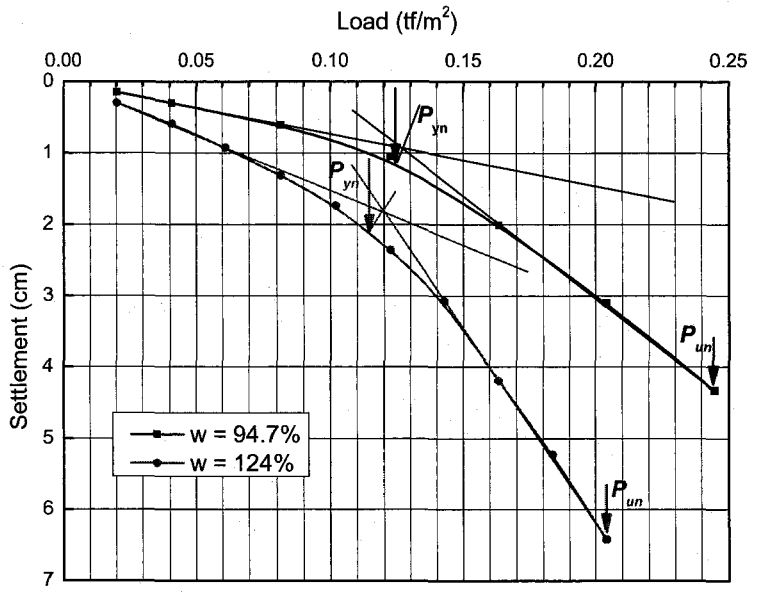


그림 3.4.47 무보강지반의 재하응력과 침하량과의 관계

落合 등(1996)에 의하면 Terzaghi의 지지력이론의 제1항(q1)은 지반의 점착력으로 인한 지지력 항으로 초연약지반의 경우는 제1항의 지지력효과는 매우 작고 제4항(q4)은 성토침하에 따른 성토침하부분의 부력효과로 인한 지지력 항으로 지반침하가 크게 발생될수록 이 효과가 크게 발현되는 것으로 보고되어 있다. 본 연구에서는 무보강지반의 실내모형실험에 있어 발생되는 지지력 q는 점토지반의 점착력으로 인한 지지력 항(q1)과 성토침하에 따른 성토침하부분의 부력효과로 인한 지지력 항(q4)에 의한 것을 상정하여 분석을 진행하였다.

<그림 3.4.47>에 함수비를 94.7%, 124%로 조절하여 실시한 실내모형실험 결과를 재하응력과 지지력과의 관계로 나타내고 있다. 그림 중 지지력은 식(3.20)을 이용하여 계산되었다.

$$q_1(tf/m^2) = cN_c \tag{3.20}$$

여기서, q1 : 점토시료의 점착력으로 인한 지지력(tf/m2), c : 점착력(tf/m2) , Nc :지지력 계수(5.3)를 의미한다.

<그림 3.4.47> 로부터 함수비 94.7%, 124%의 지반 모두 재하응력의 증가에 따라 지지력q 도 함께 증가되고 있으며 극한하중에 있어 재하응력에 가장 근접되는 것을 알 수 있다. 그러나 실내모형실험에서는 극한하중까지 실험을 수행한 반면 <그림 3.4.47>에서는 식(3.20)을 이용해 얻은 지지력은 극한하중에 도달되지 않은 결과를 나타내고 있다. 이것은 Terzaghi 의 지지력이론식을 이용하여 얻은 지지력은 준설매립지반과 같은 초연약지반의 지지력을 과대평가하는 것으로 판단할 수 있으며, 초연약지반의 경우에는 강도저감계수를 고려하여야 하는 것을 의미한다. 본 연구에서는 실험모형실험으로부터 얻은 준설점토의 극한지지력을 얻기 위하여 식(3.21)과 같이 강도저감계수α를 0.37을 상정하여 지지력을 산정하였다.

$$q_1(tf/m^2) = \alpha cN_c = 0.37 \times 0.1 \times 5.3 = 0.2(tf/m^2) \tag{3.21}$$

<그림 3.4.48>은 강도저감 계수를 고려하여 얻은 지지력과 재하응력과의 관계를 나타낸 것이다. 그림으로부터 함수비 94.7%의 지반에서는 재하응력 0.24tf/m^2 에서 극한응력이 발생되고, 124%의 지반에서는 재하응력 0.20tf/m^2 에서 극한응력이 발생되는 실험결과를 강도저감 계수를 고려하여 얻은 지지력이 명확히 평가하는 것을 알 수 있다. 이로써 본 연구에서 사용한 준설매립점토의 지지력을 평가할 경우 강도저감 계수를 0.37로 고려하여야 하는 결론을 도출하였다.

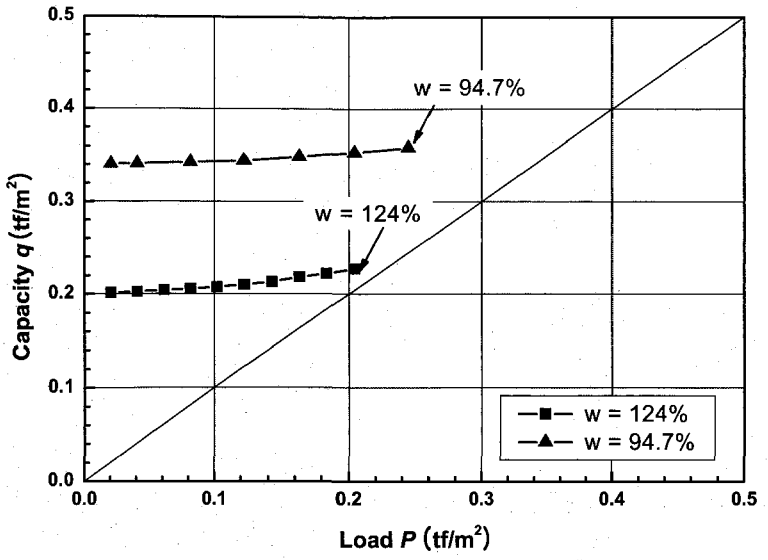


그림 3.4.48 재하응력과 지지력과의 관계

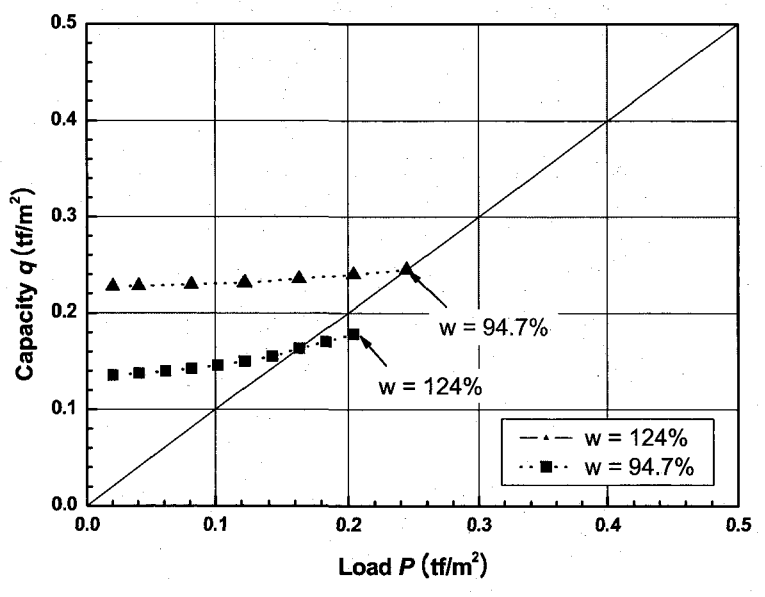


그림 3.4.49 재하응력과 지지력과의 관계(강도저감계수 고려)

<그림 3.4.49>에는 <그림 3.4.46>의 b식 재하판을 사용한 시험의 결과를 나타내고 있다. 무보강지반의 극한응력(pult)은 함수비 w=124% 무보강 지반에서 0.57tf/m2인 것으로 평가되었다. Terzaghi의 지지력이론(qult=cNc)을 통하여 무보강지반의 극한지지력을 산정한 결과 함수비 w=124%의 원지반의 극한지지력은 qult=0.53kPa인 것으로 확인되었고, 이 값은 실제 실내모형실험결과와 거의 동일한 것을 알 수 있다.

<그림 3.4.49>에 함수비를 124%로 조절하여 실시한 실내모형실험 결과를 재하응력과 지지력과의 관계로 나타내고 있다. 그림으로부터 재하응력의 증가에 따라 지지력q 도 함께 증가되고 있으며 극한하중에 있어 재하응력에 가장 근접되는 것을 알 수 있다. 이로써 보강재를 사용할 경우 Terzaghi 의 지지력이론식에 사용되는 지지력계수 Nc 는 5.3, 강도저감계수 α는 1이 적당한 것으로 평가되었다.

$$q_1(tf/m^2) = \alpha c N_c = 1 \times 0.1 \times 5.3 = 0.53(tf/m^2) \tag{3.22}$$

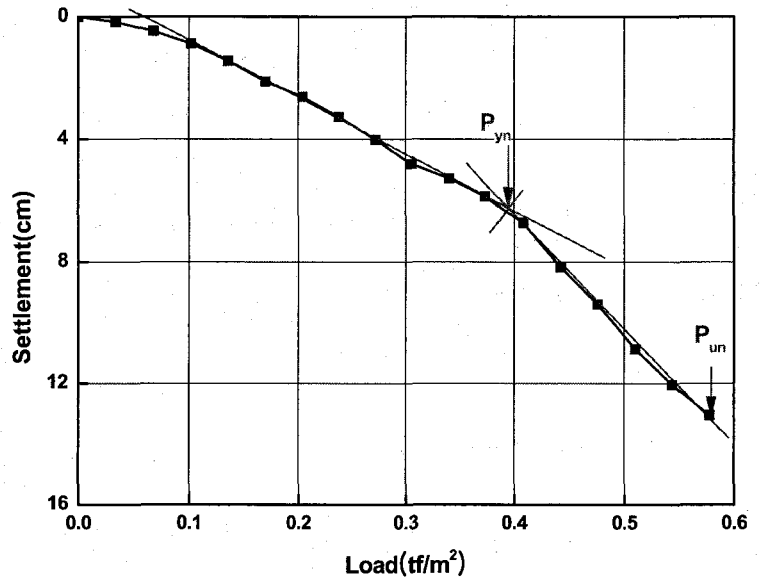


그림 3.4.50 무보강 시료의 침하량과 재하응력과의 관계

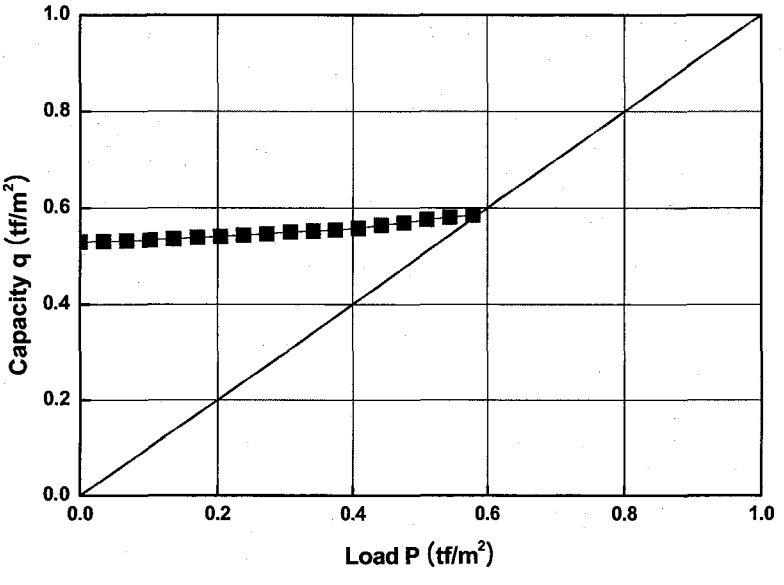


그림 3.4.51 재하응력과 지지력과의 관계

(3) 보강재에 발생되는 인장력 T_i

표층보강처리에 사용되는 보강재의 인장강도 평가는 일반적으로 광폭인장시험으로부터 얻은 최대인장강도를 사용하고 있다. 그러나 광폭인장시험에서의 보강재의 인장강도는 <그림 3.4.52>에서 상정하는 보강재의 상향방향의 인장력으로 인한 지지력 항 q_2 에서 사용되는 Ti 와는 다른 거동특성을 보일 수 있으므로 현장을 상정한 표층보강재의 정확한 인장강도를 얻기 위하여 실내인장시험을 실시하였다. 실내인장시험은 <그림 3.4.52>과 같이 본 연구에서 제작한 모형토조에 점토를 제거하고 보강재만을 완전구속 상태로 거치시킨 후 중앙에서 단계적으로 급속하중을 제하하여, 보강재의 인장력 Ti 를 평가하였다. 이때의 지지력은 보강재의 인장력 만에 의해 발생되는 것으로 가정할 수 있으며 식 (3.24)을 통해 Ti 를 얻을 수 있다.

$$p = q_2 = \frac{2T_i \sin\theta}{B} \tag{3.23}$$

$$T_i = \frac{pB}{2\sin\theta} \tag{3.24}$$

여기서, p : 재하응력 (kN/m2), q2 : 상향방향의 인장력으로 인한 지지력(kN/m2),
B : 재하폭, Ti :보강재의 인장강도, Θ :보강재와 수평면이 이루는 각도

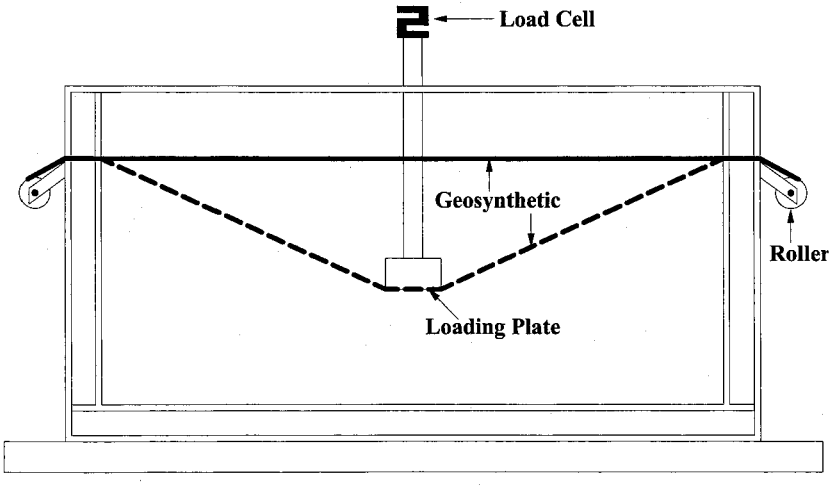
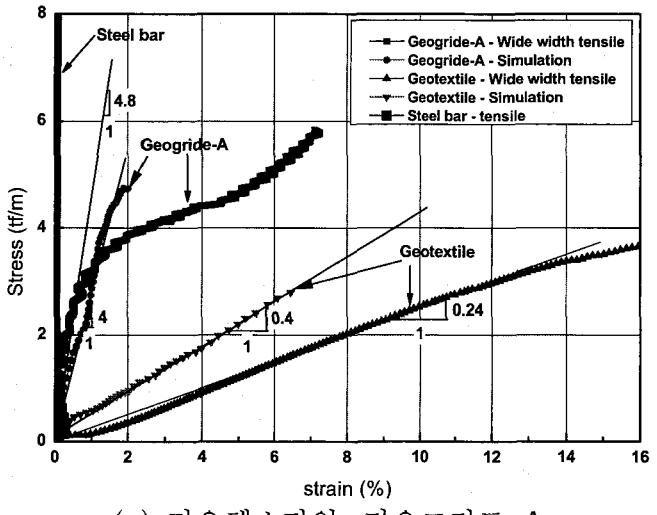
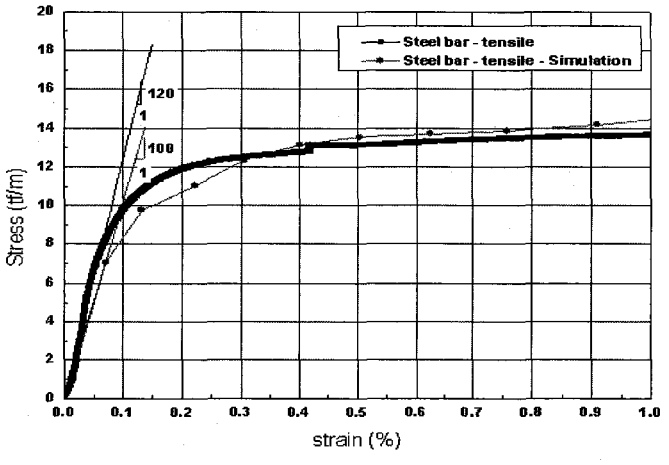


그림 3.4.52 점토를 제거하고 보강재만을 거치시킨 실험전경

<그림 3.4.53>에 점토를 제거하고 지오텍스타일, 지오그리드 A, 강봉을 완전구속 상태로 거치시킨 후 실시한 실내인장시험 결과를 나타내고 있다. 그림 중에는 광폭인장시험결과를 함께 표시하였다. <그림 3.4.53>로부터 지오텍스타일의 경우, 실내인장시험결과의 응력-변형률 곡선의 초기기울기는 광폭인장시험결과보다 조금 큰 값을 나타내고, 지오그리드와 강봉은 거의 동일한 초기기울기를 나타내는 것을 알 수 있다. 지오그리드의 실내인장시험으로부터 얻은 파단강도(4.0tf/m)는 광폭인장시험으로부터 얻은 파단강도(4.8tf/m)의 0.8배에 해당되는 것으로 평가되었고, 지오텍스타일과 강봉은 실내모형실험에서는 파단강도를 확인하지 못하였다. 이러한 결과는 변형률 속도, 클램프 구속방법 등의 실험조건의 차이로 인해 발생된 것으로 판단된다.



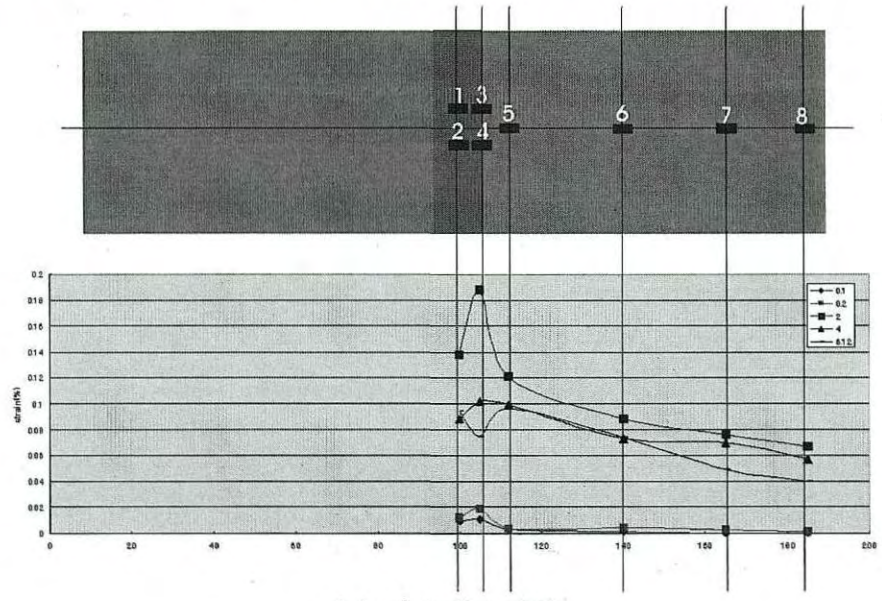
(a) 지오텍스타일, 지오그리드 A



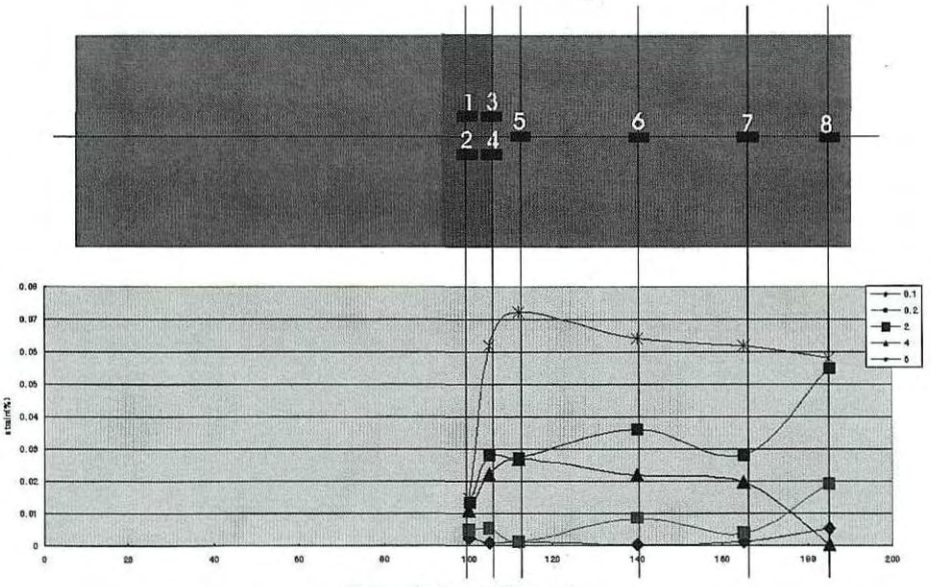
(b) 강봉

그림 3.4.53 실내모형실험 및 광폭인장시험으로부터 얻은 응력-변형률 관계

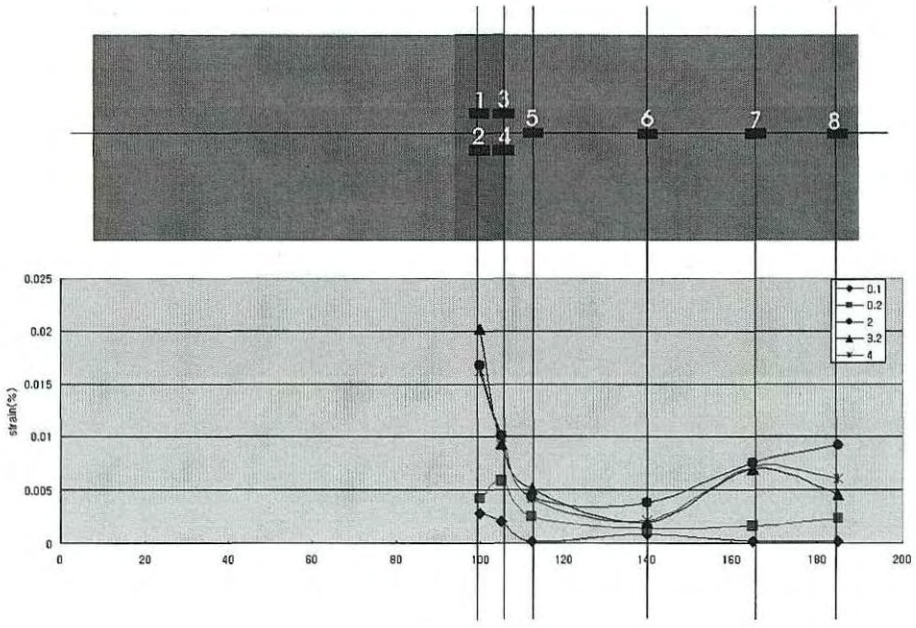
<그림 3.4.54>에는 실내모형실험 중 strain gage로 조사한 하중증가에 따른 대표적인 변형률 증가 정도를 나타내고 있다. 지오텍스타일, 지오그리드 A, 강봉 모두 하중증가에 따라 변형률이 증가 되고 있으며, 재하판 하부에서 가장 큰 변형률이 발생되는 것을 알 수 있다. 또한 지오텍스타일은 재하판의 양 끝단, 지오그리드는 재하판 끝단에서 10cm 위치, 강봉에서는 재하판 정 중앙에서 최대의 변형률이 발생되는 경향이 있는 것으로 확인되었다. 본 연구에서는 실내모형실험에서 재하응력으로 인해 발생되는 보강재의 인장강도 Ti 는 strain gage 로 평가된 변형률 값을 이용하여 <그림 3.4.53>의 응력-변형률 관계로부터 산출하였다.



(a) 지오텍스타일



(b) 지오그리드 A



(c) 강봉

그림 3.4.54 하중증가에 따른 변형률 증가 정도

(4) 보강재에 발생되는 설계정수 θ 와 r

<그림 3.4.55>에 본 연구에서 수행한 전 실내모형실험결과를 항복응력에서 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 와 점토지반의 비배수전단강도와의 관계로 나타낸 것이다. 또한 <그림 3.4.56>에 융기망의 반경 r 과 점토지반의 비배수전단강도와의 관계로 나타내고 있다. <그림 3.4.55>, <그림3.4.56> 중에는 西林 (1980)에 의해 산정된 기존의 설계정수를 함께 표시하였다. <그림 3.4.55>으로부터 지오텍스타일의 보강재가 수평면과 이루는 경사각 Θ 는 20°~34°에 해당하며 지오그리드는 10°~28°, 강봉은 6°~8° 인 것으로 평가되었다. 또한 <그림 3.4.56>로부터 지오텍스타일의 융기망의 반경 r 은 0.7~1.1m 에 해당하며, 지오그리드는 0.87~3.1m, 강봉은 5.4~7.0m 인 것으로 평가되었다. 이로써 본 연구에서 사용한 지오텍스타일과 지오그리드의 Θ, r 은 西林(1980) 에 의해 제안된 범위안에 포함되는데 비해 강봉의 Θ 는 제안된 범위보다 작은 값을 나타내고, r 은 제안된 범위보다 큰 값을 나타내는 것으로 평가되었다. 西林(1980)가 제안한 Θ, r 의 범위는 연성재료를 사용한 일본의 시공사례를 이용해 제안되었으며 Θ, r 은 점토지반의 비배수전단강도에 의존하는 것을 고려하여 그 범위를 정하였다. 본 연구에서 사용된 지오텍스타일과 지오그리드는 연성재료로 Θ, r 은 점토지반의 비배수전단강도에

의존하며 西林(1980)가 제안한 범위에 포함되는 것으로 평가되었다. 그러나 강성재료인 강봉은 西林(1980)가 제안한 비배수 전단강도가 약 0.8 tf/m2 이하에서는 점토지반의 비배수전단강도에 의존하지 않으며, 西林(1980)가 제안한 Θ, r 의 범위는 연성보강재에 적용가능하며 강성도가 큰 대나무 망과 같은 보강재는 적용할 수 없는 것으로 평가할 수 있다.

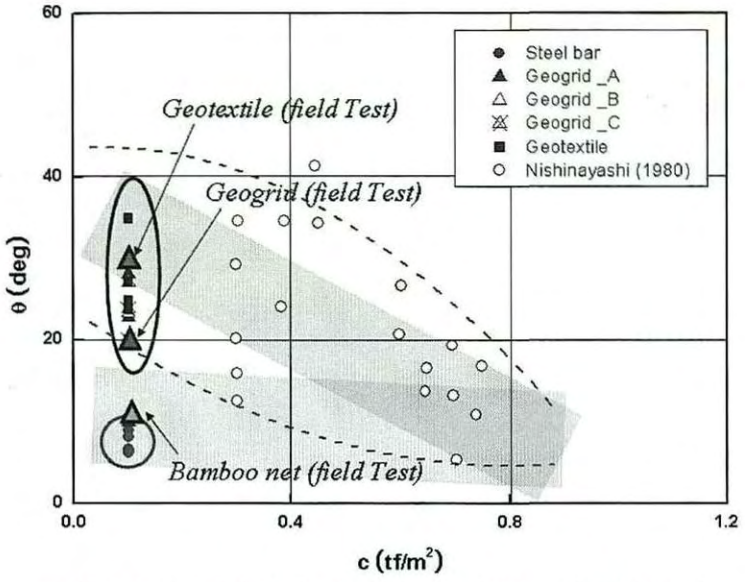


그림 3.4.55 보강재가 수평면과 이루는 경사각θ 와 점토지반의 비배수전단강도와의 관계

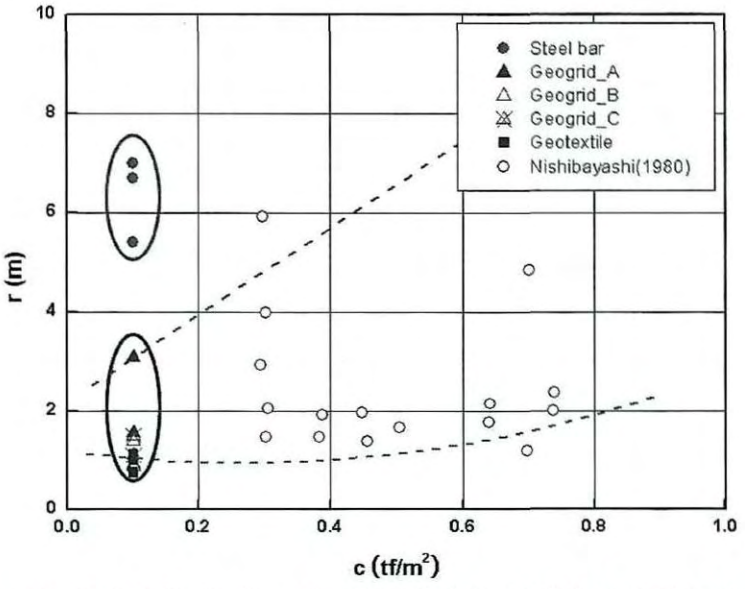
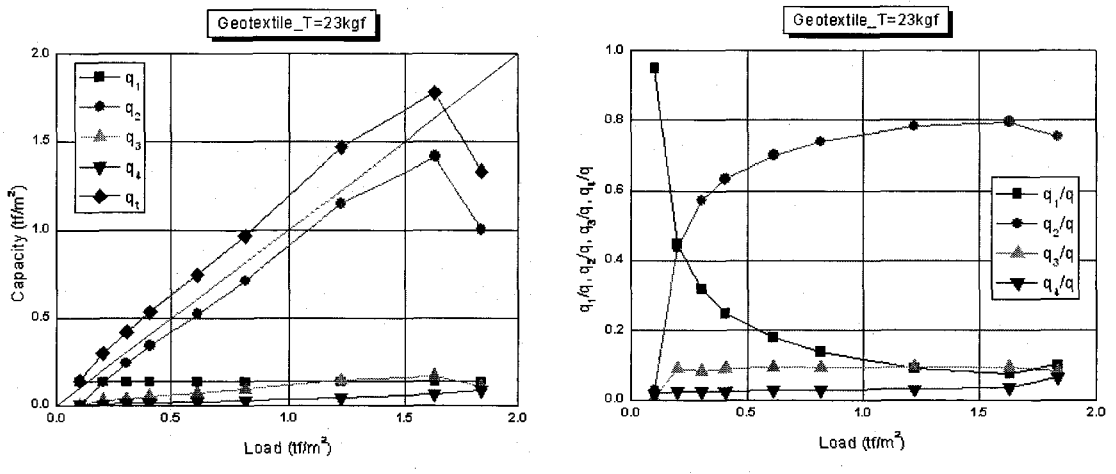


그림 3.4.56 융기망의 반경 r 과 점토지반의 비배수전단강도와의 관계

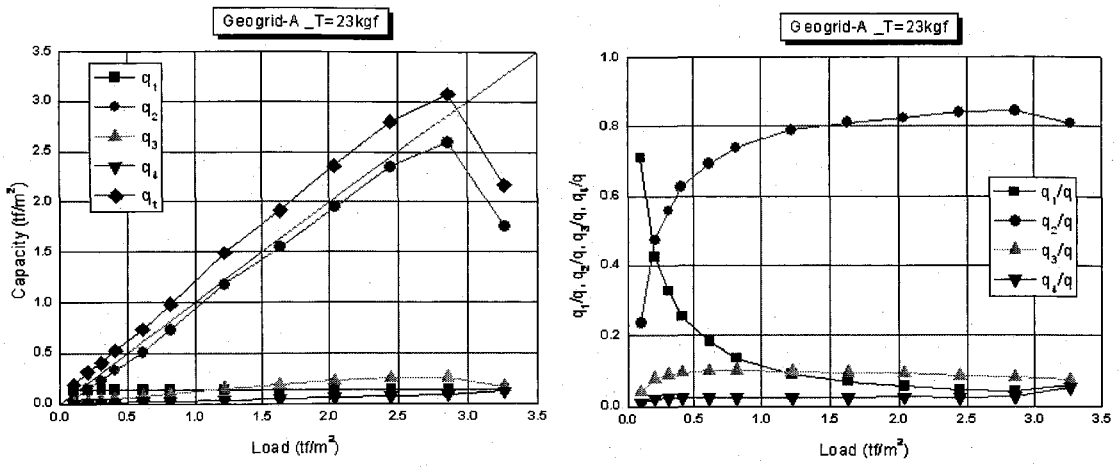
(5) 지지력기본식의 설계정수 감도분석

<그림 3.4.57(a), 3.4.58(a), 3.4.59(a)>은 함수비를 124%의 점토지반위에 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉을 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시된 실내모형실험결과를 재하응력과 식(3)을 통해 산출한 지지력과의 관계로 나타낸 것이다. 또한 <그림 3.4.57(b), 3.4.58(b), 3.4.59(b)>는 지지력에 미치는 각각의 지지력 항의 감도정도를 분석하기 위하여 재하응력과 q1/q, q2/q, q3/q, q4/q 와의 관계를 나타낸 것이다. <그림 3.4.57(a), 3.4.58(a), 3.4.59(a)>로부터 Yamanouchi 제안식으로 산정한 지지력q 는 재하응력의 증가와 함께 거의 같은 값의 증가 정도를 보이다가 극한하중에 이르렀을 때 재하응력보다 작은 지지력 값을 나타내며 파괴에 이르는 모형실험 결과를 거의 정확히 표현하고 있는 것을 알 수 있다. 또한 <그림 3.4.57(b), 3.4.58(b), 3.4.59(c)>로부터 지오텍스타일, 지오그리드A, 강봉 모두 재하응력 0.4tf/m2 까지는 지지력 항 중 점착력으로 인한 지지력 항(q1)의 효과가 가장 크고, 재하응력 0.4tf/m2 이후부터 성토하중에 의한 지반 침하 또는 융기시 보강재로 인한 경사방향의 인장력으로 인해 발생되는 지지력 항(q2)의 효과가 급격히 증가되어 지지력의 약 70%이상을 차지하는 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 보강재의 종류(지오그리드, 강봉) 및 구속조건(완전구속, 부분구속)에 무관하게 거의 동일한 경향을 나타내는 것으로 확인되었다.



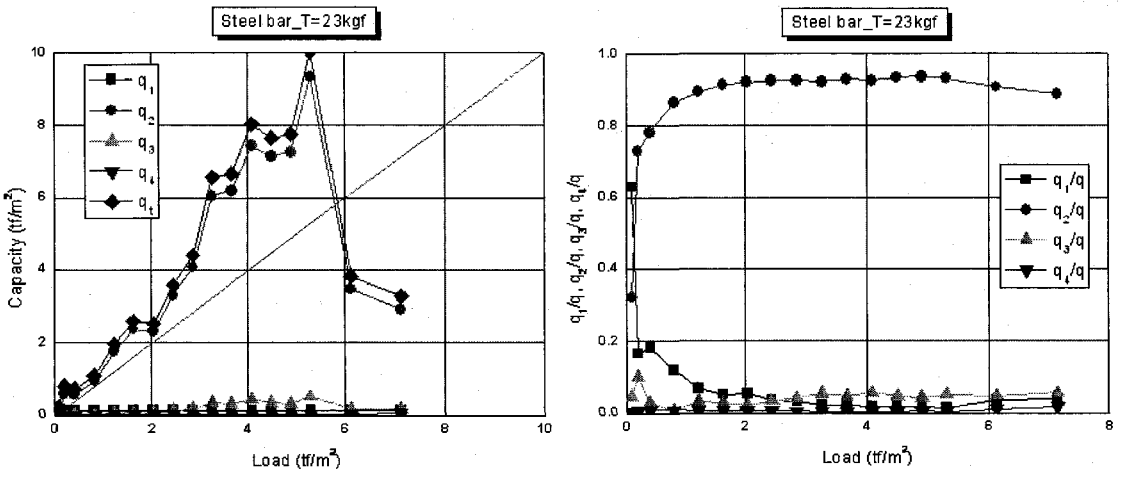
(a) 재하응력과 지지력과의 관계 (b) 재하응력과 q_1/q, q_2/q, q_3/q, q_4/q 와의 관계

그림 3.4.57 지오텍스타일을 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시한 실내모형실험결과



(a) 재하응력과 지지력과의 관계 (b) 재하응력과 q_1/q, q_2/q, q_3/q, q_4/q 와의 관계

그림 3.4.58 지오그리드A를 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시한 실내모형실험결과



(a) 재하응력과 지지력과의 관계 (b) 재하응력과 q_1/q, q_2/q, q_3/q, q_4/q 와의 관계

그림 3.4.59 강봉 망을 선행하중 23.0kgf로 부분 구속하여 실시한 실내모형실험결과

<그림 3.4.60>에 선행하중 23.0kgf로 부분구속하여 실시된 실내모형실험결과를 재하응력과 q2/q의 관계를 나타내고 있다. 그림 중 각 시료의 항복응력을 화살표로 나타내고 있다. 그림으로부터 지오텍스타일은 인장력에 의한 전단저항효과가 지지력에 차지하는 비율 q2/q가 78%, 지오그리드A는 81%, 강봉 망은 91%로, q2/q 는 강성도에 의존하는 것으로 평가되었고, 이로써 보강재의 강성도가 클수록 인장력이 전단저항효과가 차지하는 비율은 증가하는 것이 정량적으로 확인되었다.

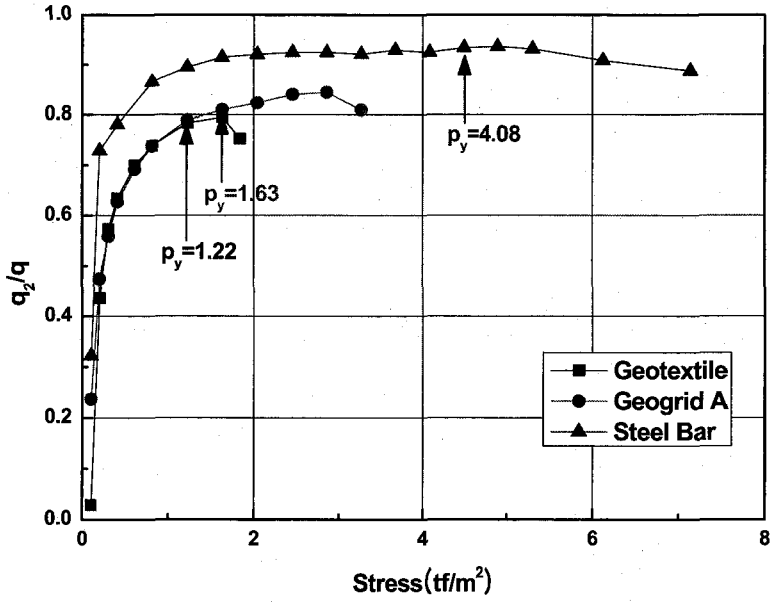


그림 3.4.60 재하응력과 인장력으로 인한 지지력 항 q_2/q 과의 관계

(5) 강성도를 고려한 지지력 산정방법 제안

본 연구에서는 강성도를 고려할 수 있는 지지력 산정방법을 제안하였다. 우선, 현장조건을 상정하기 위하여 실내모형실험에서 사용된 재하응력은 식(3.5)을 이용해 시공장비의 접지응력으로 환산하였다.

먼저, 현재 일반적으로 사용되고 있는 설계방법의 문제점을 평가하기 위하여 무보토시험 결과를 이용해 Df=0, Θ=20o로 가정하고, 식 (3.4)에서 보강재의 전단저항력(Sa), 융기막의 반경(r), 장비의 근입심도(Df)를 무시하고 간략화 시킨 식(3.5)을 이용하여 지지력을 산출하였다. 보강재의 허용인장강도는 보강재의 극한인장강도에 손상 등에 의한 강도감소를 고려하여 $T_a = T_{max}/Fs_{Reinforcement}$ 으로 계산하였으며 $Fs_{Reinforcement}$=4 를 이용하였다. <그림 3.4.61>는 상기 방법을 이용해 산출한 지지력 qa을 항복상태에서의 허용지지력으로 정규화 시킨 qa/py와 각각의 보강재의 강성도를 지오텍스타일의 강서도로 정규화시킨 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계로 나타낸 것이다. 여기에서 qa/py 가 1에 가까울수록 식을 통해 얻은 지지력은 실내실험으로부터 얻은 지지력을 명확히 산정한다는 것을 의미한다. <그림 3.4.61>로부터 일반적으로 사용되고 있는 기존방법을 통해 얻은 지오텍스타일의 지지력은 실내실험을 통해 얻은 지지력의 1.3배, 지오그리드는 1.6~2.2배, 강봉은

1.9배에 해당되는 결과를 얻었으며, 이로써 기존방법(Yamanouchi 제안식)은 연성, 강성재료 모두 지지력을 과대평가 하는 것으로 평가되었다.

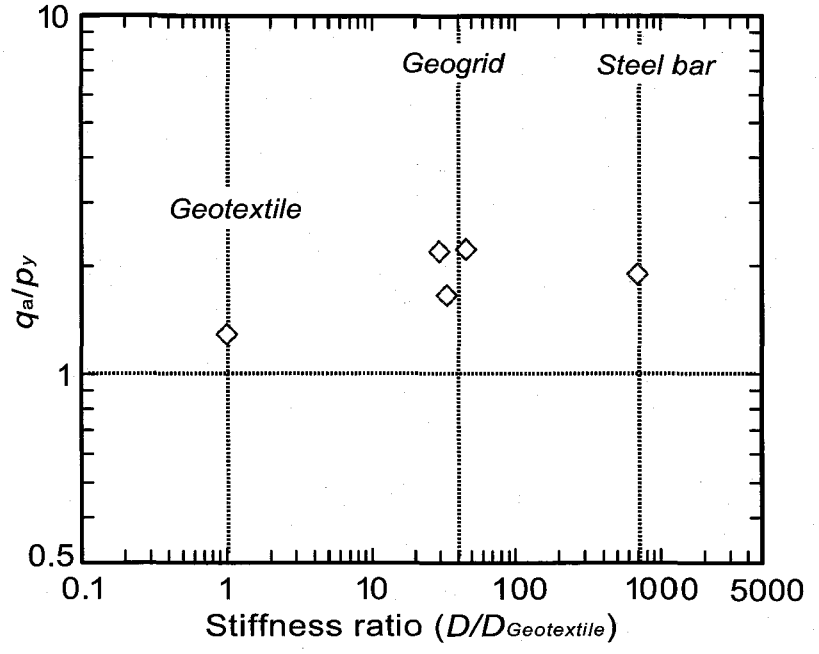


그림 3.4.61 q_a/p_y와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와의 관계(기존식 사용)

다음으로 실내모형실험결과로부터 얻은 파라미터(T_i, θ, r)로부터 식 (3.5)을 이용해 지지력 q_a을 평가하였다. 그 결과를 <표 3.4.13>에 나타내고 있다. 또한 그 결과를 <그림 3.4.62>에 q_a/p_y와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)의 관계로 나타내고 있다. <표 3.4.13>로부터 지오텍스타일의 q_a/p_y 는 1.2, 지오그리드는 1.1~1.3인 결과를 얻었으며 실내모형실험에서 얻은 파라미터를 통해 기존식을 이용해 평가한 지지력은 실내실험으로부터 얻은 지지력을 거의 명확히 평가하는 것이 확인되었다. 반면, 강봉의 q_a/p_y 는 0.8로 식을 이용해 평가한 지지력은 실제 실험을 통해 얻은 지지력을 과소평가하는 것으로 확인되었다. 이것은 전술한 것과 같이 Yamanouchi 제안식(1985)은 연성보강재가 지지력효과에 미치는 영향을 명확히 평가하는데 비해 강성도가 큰 재료의 지지력 효과에 미치는 강성도의 영향을 적정히 평가하지 못하는 것에 원인이 있다고 할 수 있다. 본 연구에서는 보강재의 강성도 효과를 평가할 수 있는 강성도계수 β_s 를 제안하여 식 (3.5)의 보강재의 인장력으로 인해 발생되는 지지력 항에 대입함으로 식 (3.25)와 같이 보강재의 강성도효과를 평가하였다. 본 연구에서 제안한 강성도계수 β_s 는 실험정수로써 지오텍스타일은 1.0, 지오그리드는 1.1, 강봉은 1.5가 적당하다는 것이 실험을 통해 확인되었다.

$$q_a = \frac{1}{F_s} \cdot \left(1 + \frac{d}{b}\right) \cdot \left(5.3c + \frac{2\beta_s \cdot T_a \cdot \sin\theta}{b}\right) \quad (3.25)$$

여기서, F_s : 안전율(=2.0)

c : 준설매립층의 비배수 전단강도(tf/㎡)

d : 복토층 두께

D_f : 장비의 근입심도

b : 시공장비의 접지폭(m)

T_a: 보강재의 허용인장력

θ: 보강재가 수평면과 이루는 각도(°)

β_s : 강성도 계수

표 3.4.13 항복응력에서의 지지력 q_a 평가 결과

보강재 종류	인장강도 (tf/m)	강성도 (kgf · m2)	함수비 (%)	구속상태	Df (m)	Θ	r	Ti (tf/m)	q_a (tf/m2)	p_y (tf/m2)	q_a/p
지오텍스타일	3.6	0.01	125	완전구속	0.085	30.6	1.0	0.56	3.12	2.6	1.2
지오그리드A	6.26	0.35			0.078	22.8	1.3	1.01	4.21	3.2	1.3
지오그리드B	9.71	0.31			0.084	23.3	1.3	1.01	4.29	3.9	1.1
지오그리드C	12.31	0.48			0.072	20.0	1.5	1.34	4.86	4.5	1.1
강봉	13.01	2.76			0.070	8.1	11.2	3.34	5.02	6.0	0.8

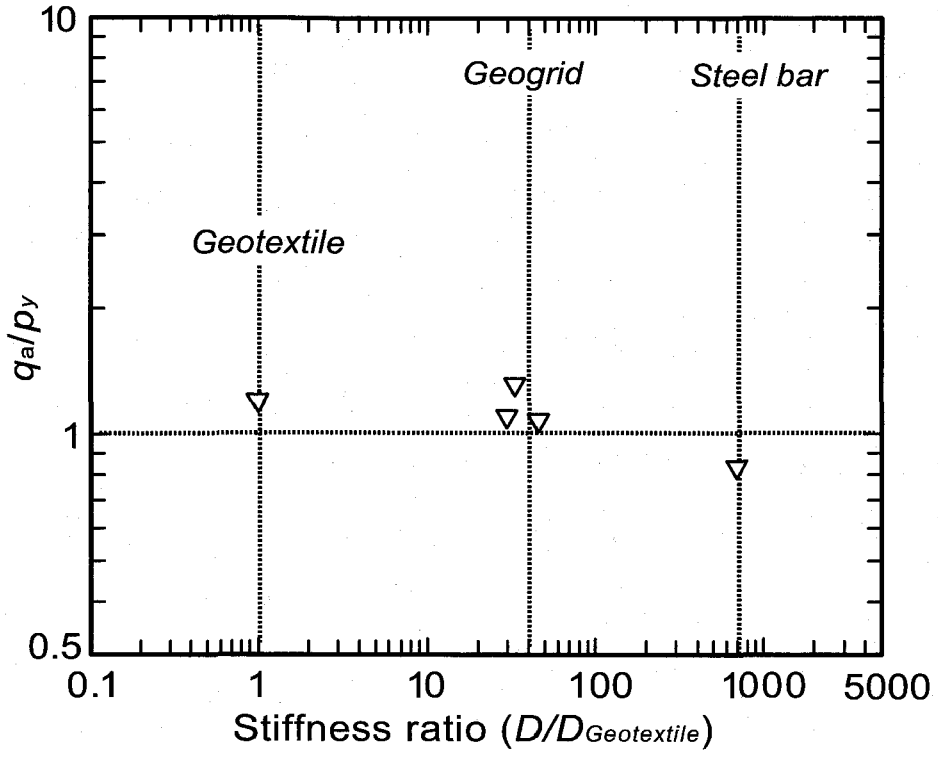


그림 3.4.62 q_a/p_y와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와의 관계 (기존식 사용)

<그림 3.4.62>에 본 연구에서 제안한 식 (3.25)을 이용하여 평가한 지지력 qa을 항복상태에서의 허용지지력으로 정규화 시킨 qa/py와 강성도비(D/DGeotextile)와의 관계를 나타내고 있다. <그림 3.4.62>로부터 지오텍스타일의 qa/py 는 1.2, 지오그리드는 1.2~1.3, 강봉은 1.2 로 제안한 식을 이용해 평가한 지지력과 실내실험으로부터 얻은 지지력 값이 거의 동일한 값을 나타내며, 본 연구에서 제안한 강성도계수 βs 를 이용하여 지지력효과에 미치는 보강재의 강성도효과를 명확히 평가할 수 있는 것으로 확인되었다.

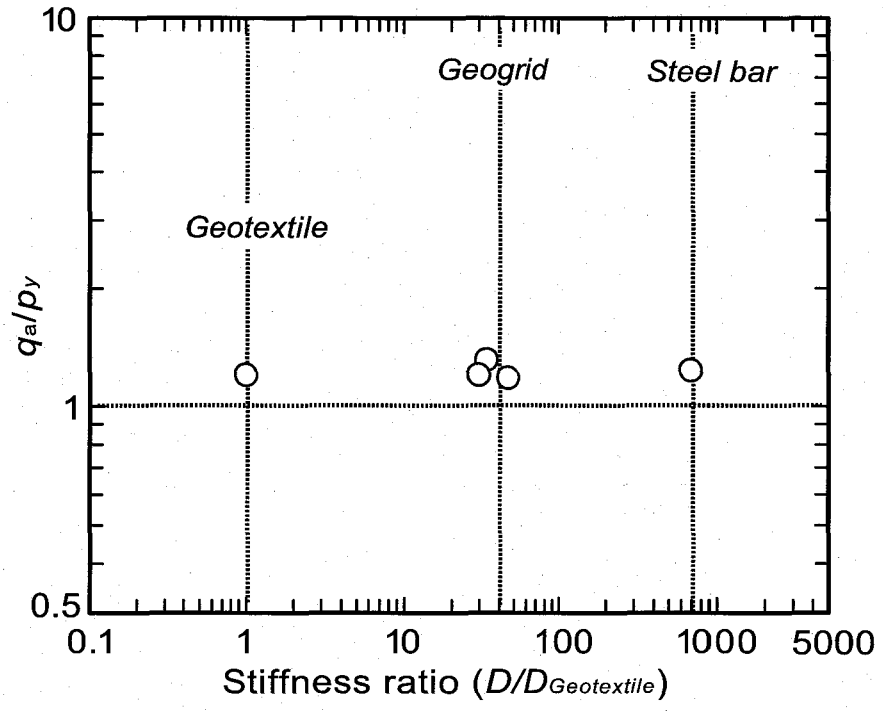


그림 3.4.63 q_a/p_y와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와의 관계

<그림 3.4.63>는 실내모형실험으로부터 얻은 강성도계수 β_s 와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와의 관계를 나타내고 있다. <그림 3.4.63>로부터 본 연구에서 제안한 강성도계수 β_s 는 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와 좋은 상관관계 특성을 나타내고 그 관계는 식 (3.26)과 같다. 또한 현장에서 사용되는 대나무 망의 강성도계수 β_s 는 식 (3.26)을 통해 2.5인 것으로 추정할 수 있다.

$$\beta_s = 0.82 \cdot (D/D_{\geq otextile})^{0.095} \quad (3.26)$$

여기서, β_s 는 강성도 계수, $D/D_{Geotextile}$: 강성도비를 의미한다.

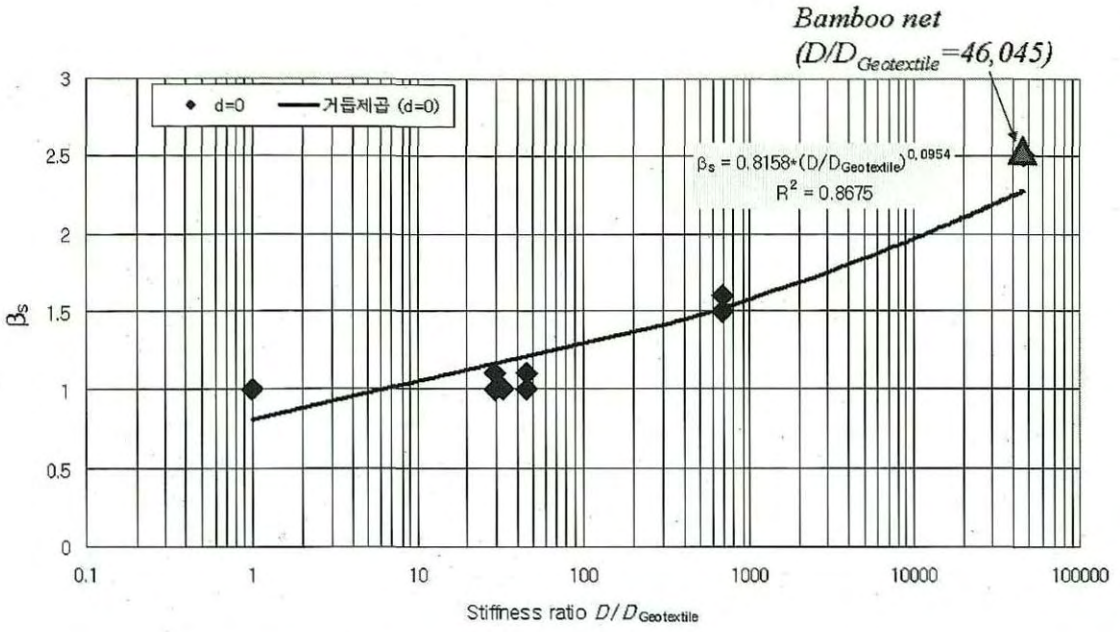


그림 3.4.64 강성도계수 β_s와 강성도비($D/D_{Geotextile}$)와의 관계

본 연구에서 제안한 강성도계수 βs 는 실험정수로서 복토두께의 증가에 따라 보강재의 강성도 효과는 감소되는 것으로 사료된다. 본 연구에서는 이러한 복토두께 증가에 의한 보강재 강성효과의 감소경향을 평가하기 위하여 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수 RFe를 제안하였다.

<그림 3.4.64>은 현장 및 실내모형실험 자료를 토대로 복토두께에 따른 보강재의 강성효과 감소계수 변화형태를 보여주고 있다. 연약지반에서의 현장시험 특성상 실험자료의 분산이 심하나, 실내모형실험의 결과는 거의 분산이 없는 관계곡선을 나타내고 있으며 현장시험결과를 만족할 수 있는 보다 안전한 지지력 제안식을 제시할 수 있으므로 실내모형실험 결과를 이용해 관계곡선을 설정하였다. <그림 3.4.65>으로부터 RFe과 H/B는 좋은 상관관계 특성을 나타내는 것으로 확인되었고 그 관계곡선도는 식 (3.27)과 같다.

$$RFe = EXP(-1.25 \cdot (H/B) - 0.1) + 0.06 \qquad (3.27)$$

여기에서, RFe 는 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수, H는 복토두께, B는 시공장비의 접지폭(m)을 의미한다.

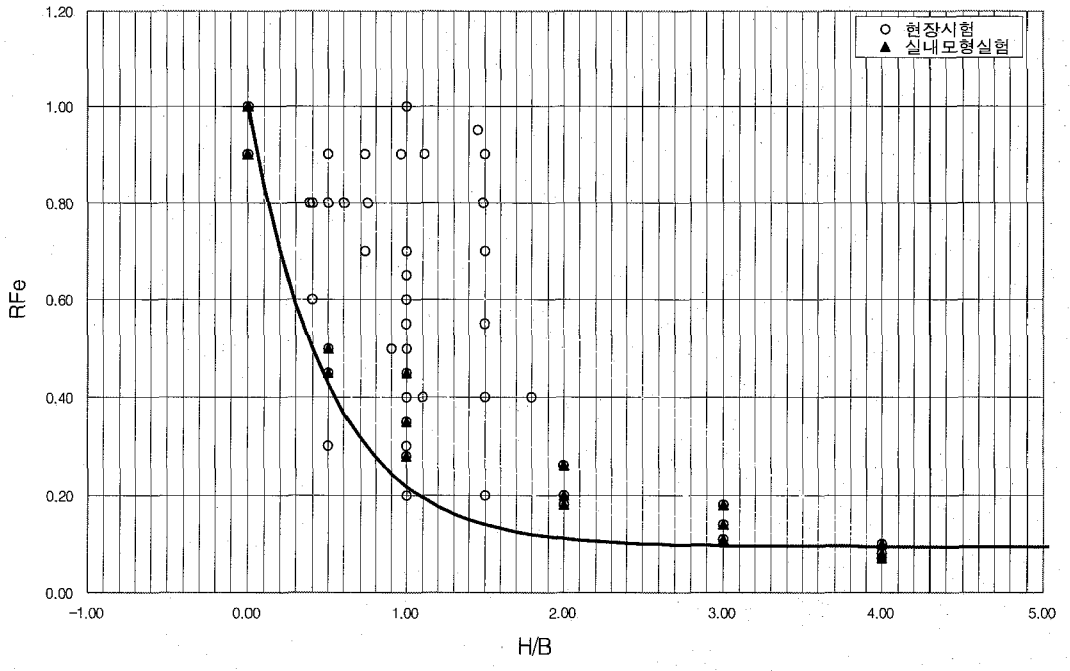


그림 3.4.65 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수 *RFe*와 H/B의 관계

보강재의 설계인장강도는 제3장 1절에서 기술한 것과 같이 허용인장강도로 보강재의 극한인장강도에 손상 등에 의한 강도감소를 고려한 안전율을 적용하는 것이 일반적이다. 그러나 안전율에 대한 명확한 근거가 없으며 설계자의 판단에 의해 경험적으로 사용되는 것이 일반적이다. 본 연구에서는 현장에서 사용이 간편하고 근거에 입각한 허용인장강도 Ta 를 식 (3.28)과 같이 제안하였다. 식 (3.28)의 RFr 은 시공시 유발되는 보강재 감소계수(복토재 포설시 보강재 손상, 연직배수재 타설시 손상, 화학적, 미생물적 손상 등)로 일반적으로 0.5를 추천하며, 특수환경의 경우는 기술자 판단에 의해 결정하여야 한다. 초연약지반인 경우에는 0.25 이하(복토하중에 의한 소성유동, 응력집중 등)를 추천하며, 초연약지반이란 일반적으로 지반강도 1.0tf/m2이하의 지반으로 기술자의 판단에 의해 결정할 수 있다.

$$T_a = \beta_s \cdot RFr \cdot RFe \cdot T_{max} \qquad (3.28)$$

여기에서,

· βs 는 강성도 계수로 Geotextile는 1, 대나무 망은 2.5

· T_{max} 는 보강재의 극한인장강도

· RFr 은 시공시 유발되는 보강재 감소계수

· RFe 는 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수를 의미한다.

원지반 상단 허용지지력은 식 (3.29)를 이용해 산정한다. 여기에서 Sa, r, Df 의 영향은 미소하므로 이를 무시하면 식(3.30)과 같다. 본 연구에서는 실내모형실험 결과를 이용해 식 (3.29)와 식 (3.30)으로부터 지지력을 산정 비교 분석하였다. <그림 3.4.66>에 그 결과를 나타내고 있다. <그림 3.4.66>로부터 간편식인 식 (3.30)으로 산정한 지지력은 완전식인 식 (3.29)로 산정한 지지력의 90% 이상의 안전측에 해당하며, 이로써 간편식인 식 (3.30)을 이용하여도 무방한 것으로 확인되었다.

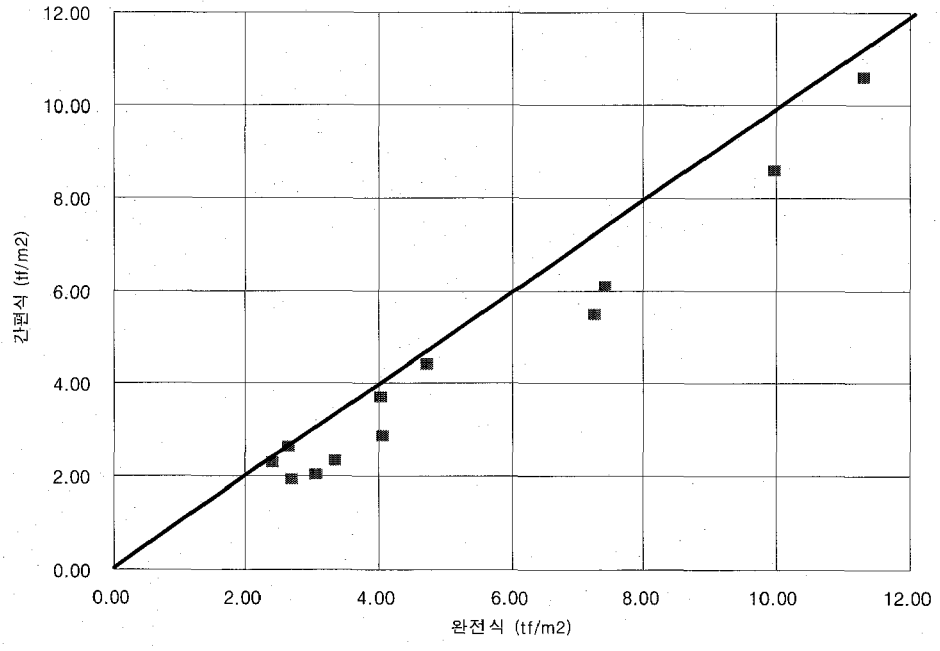


그림 3.4.66 완전식 및 간편식을 이용한 지지력 산정결과 관계

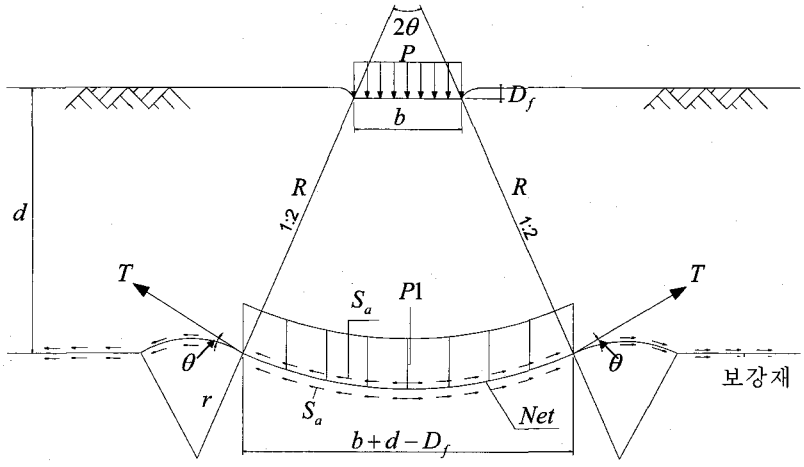


그림 3.4.67 복토완료 후 보강재의 지지력 모식도

$$q_a = \frac{1}{F_s}(1+\frac{H-D_f}{b})\cdot\left[\left\{5.3\cdot c_u + \beta_s \cdot RFr\cdot RFe\cdot T_{\max}\cdot(\frac{2\sin\theta}{b}+\frac{1}{r})+\frac{4\cdot S_a\cdot R(1-\cos\theta)}{b+H-D_f}\right\}+\gamma_t\cdot D_f\right] \quad (3.29)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}(1+\frac{H}{b})\cdot\left\{5.3\cdot c_u + \beta_s \cdot RFr\cdot RFe\cdot T_{\max}\cdot\frac{2\sin\theta}{b}\right\} \quad (3.30)$$

여기에서,

F_s는 항복지지력에 대한 안전율로 일반적으로 2.0을 추천,

H는 복토층 두께,

D_f는 장비의 근입심도,

b는 시공장비의 접지폭(m),

c는 준설매립층의 비배수 전단강도(tf/㎡),

N_c는 지지력계수로서 5.3 추천,

r은 융기망의 반경으로 Geotextile는 2m, 대나무 망은 6m 를 추천,

β_s 는 강성도 계수로 Geotextile는 1, 대나무 망은 2.5를 추천,

RFr 은 시공시 유발되는 보강재 감소계수,

RFe 는 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수,

$T_{\max}$ 는 보강재의 극한인장강도,

θ는 보강재가 수평면과 이루는 각도(°)로 Geotextile는 20°,대나무 망은 10°추천,

R 은 가상원의 반경,

S_a 는 보강재의 전단저항력,

γ_t 는 복도층의 단위중량을 의미한다.

<그림 3.4.68>는 본 연구에서 제안한 지지력 산정법을 이용하여 산정한 제안지지력과 현장시험 결과로부터 얻은 지지력과의 관계를 나타내고 있다. <그림 3.4.68>로부터 Geotextile, 대나무 망 모두 본 연구에서 제안한 지지력 산정법을 통해 얻은 제안지지력은 현장시험결과로부터 얻은 지지력보다 안전측임을 보여주고 있으며, 이로부터 본 연구에서 제안한 지지력 산정법의 적정성이 확인되었다.

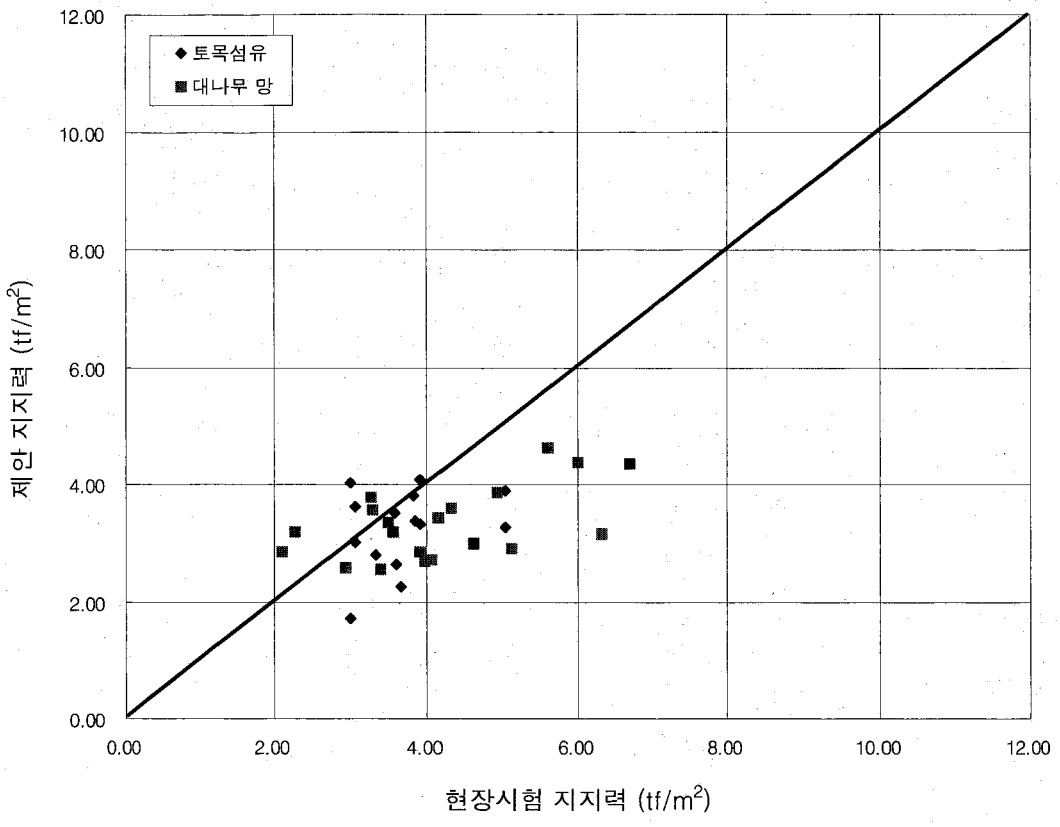


그림 3.4.68 현장시험 지지력과 제안지지력과의 관계

제5절 수치해석을 이용한 설계이론 분석

본 연구의 목적은 표층 보강재로 처리된 초연약지반의 거동을 수치해석적 방법으로 재현하고 개량된 연약지반의 변형특성을 정량적으로 제시하여 초연약지반 표층처리를 위한 최적 설계법 확립을 달성하는데 정보를 제공하는 것이다. 이를 달성하기 위해서는 초연약지반의 변형 문제와 표층 보강재에 의한 보강효과 등을 합리적으로 재현하고 분석할 수 있는 수치해석 프로그램이 필요하다. 그러나 현재 일반적으로 상용되고 있는 수치해석 프로그램들은 상기와 같은 낮은 응력수준에서의 대변형 문제나 주로 인장 강성에 의해 변형거동이 지배되는 지반 상에 설치된 표층보강재의 보강효과에 대한 시뮬레이션을 합리적으로 나타내기에는 한계성이 있다. 따라서 실무에서 손쉽게 사용하고 있는 상용 프로그램을 이용하여 본 연구 대상인 표층보강재가 설치된 초연약지반의 거동을 적절히 모사하기 위해서는 이러한 프로그램들의 적용성을 면밀히 검토하고 그 한계성을 극복하기 위한 수치해석적 방법을 결정할 필요가 있다. 이에 본 연구에서는 1차년도 연구로써 협동기관에서 수행하는 실내모형실험의 범위를 검토하기 위하여 상용프로그램을 이용한 수치해석 적용성을 검토한 바 있으며 2차년도 연구로써 1차년도와 2차년도에 수행한 실내모형실험의 결과를 이용하여 수행한 파라메트릭 스터디의 결과를 설명하였다. 즉, 실내모형실험에서 사용한 광양항 준설 점토와 표층보강재에 대한 수치모델에 필요한 제반 사항을 설명하고, 수치해석 결과로부터 얻은 재료의 역학 물성치를 제시하였다. 금번 3차년도 연구에서는 이러한 기존의 연구 성과를 바탕으로 표층 보강된 초연약지반의 거동에 미치는 다양한 영향 인자에 대하여 검토하였다.

한편, 본 연구에서는 연구 대상에 대한 상용프로그램의 한계성을 극복하기 위한 또 다른 노력의 일환으로 새로운 수치해석 방법과 이를 이용한 수치해석 프로그램 개발을 수행하였다. 2차년도에서는 상기 연구 목적을 달성하기 위한 기초적 연구로써 초연약지반의 변형 문제와 표층 보강재에 의한 보강효과 등을 합리적으로 재현할 수 있는 유한변위 해석프로그램의 개발을 실시한 바 있다. 금년도(3차년도)에는 2차년도의 연구 성과를 바탕으로 하여 표층 보강재의 항복을 가능하게 하는 수치해석적 방법을 도입함으로써 보다 합리적인 모델링이 가능하도록 시도하였으며 그 결과를 설명하고자 한다.

1. 상용 수치해석 프로그램을 이용한 영향인자 분석

가. 개요

준설매립에 의해 조성된 초연약지반은 일반적으로 고함수비, 고압축성의 특성을 가지므로 사용 목적에 맞는 소정의 강도를 갖는 지반으로 개량하는 것이 필수적이다. 이를 위해 초연약지반의 심층개량이 요구되고 있으며 심층개량장비의 주행성을 확보하기 위해 표층처리공법을 실시하게 된다. 최근 국내에서는 준설매립에 의한 부지조성 공사가 활발히 이루어지고 있으며 이에 따라 표층처리에 대한 공법도 다양하게 발전되고 있다. 일반적으로 표층처리공법에는 geotextile 등을 이용한 시트공법이 주로 이용되고 있으나 이를 적용할 수 있는 명확한 설계지침이 전무하며 Yamanouchi(1985)가 제안한 지반의 지지력공식을 참고하여 경험적인 설계가 이루어지고 있는 실정이다. 시트에 의해 보강된 초연약지반에 대한 Yamanouchi의 지반지지력 산정식은 Terzaghi의 지지력 이론을 기본으로 하고 있으며 여기에 시트의 인장력 및 소성유동에 인한 근입효과를 도입한 것으로써 사용되는 입력정수의 결정이 어려워 적합한 설계기준으로 제시하기 어렵다. 따라서 현재 표층처리공법에는 경험적인 설계가 주를 이루고 있으며 그에 대한 연구 또한 미흡한 실정이므로 초연약지반에 작용하는 단기하중에 대한 역학적 거동 및 보강재의 보강효과를 적절히 반영할 수 있는 합리적인 설계법 개발이 필요한 실정이다.

초연약지반의 거동 및 표층보강재에 의한 보강효과를 적절히 표현할 수 있는 수치해석방법의 개발은 합리적인 설계법의 기초를 세우고 표층보강재로 개량된 초연약지반의 거동을 예측하는데 있어 매우 중요하다. 현재 일반적인 상용 수치해석 프로그램은 구조적인 해석을 바탕으로 지반 및 토질문제에 적용하여 발전하고 있는 단계이며, 초연약지반과 같은 저응력 상태에서 대변형이 발생하는 문제나 재료의 인장강성에 의해 연직하중을 지지하는 표층보강재의 거동에 대한 문제를 적절히 표현하는데 어려움이 있다. 따라서 본 연구에서는 상용 수치해석방법으로 표현할 수 없는 초연약지반의 거동을 모사하기 위하여 적절한 수치해석 모델 및 물성치를 설정하고 실내모형실험의 결과와 비교·분석을 통하여 그 타당성을 확인하였다. 또한 다양한 경우에 대한 수치해석을 실시하여 초연약지반의 강도 및 표층보강재의 강성, 복토의 두께가 초연약지반의 침하거동에 미치는 영향을 살펴보았다.

나. 수치해석 방법

(1) 수치해석 개요

본 연구에서 수행한 수치해석 방법의 타당성을 검증하기 위하여 기존에 수행한 연약지반 표층보강재의 인장강도와 복토두께의 지지력개선효과에 관한 실험(함태규 등, 2008)의 결과를 이용하여 수치해석결과를 비교, 평가하였다. <그림 3.5.1>은 모형실험의 개요도를 나타내고 있다. 모형실험에서는 초연약지반을 광양항 준설점토를 사용하여 조성하였으며 무보강 및 표층보강에 대한 하중재하시험을 실시하였다. <표 3.5.1>은 광양항 준설점토의 물리적 특성을 나타낸 것이다. 본 연구의 수치해석에서는 상용 유한요소해석 프로그램인 Midas GTS (ver 2.5.0)를 사용하였으며 초연약지반 및 표층보강재의 변형거동을 파악하기 위해 실내모형실험에 기초한 3단계의 수치해석을 실시하였다. 1단계 수치해석에서는 무보강 실내모형실험을 통한 하중-변위 관계와 수치해석의 결과를 비교, 검토하여 초연약지반의 적합한 물성치를 결정하였다. 수치해석 2단계에서는 1단계에서 결정한 초연약지반의 모델링에 추가하여 표층보강재를 모델링하였으며 지오텍스타일로 보강된 초연약지반에 대한 실내모형실험 결과와의 비교를 통해 수치해석의 표층보강재에 대한 물성치를 결정하였다. 마지막으로 수치해석 3단계에서는 1단계와 2단계에서 결정된 초연약지반과 표층보강재에 대한 수치해석 모델에 대하여 현장과 같이 복토포설이 완료된 상태를 추가적으로 모델링 하였다. 수치해석에 사용한 복토재의 물성치는 1, 2단계에서와 마찬가지로 동일한 조건에서 수행된 실내모형실험 결과와의 비교를 통하여 결정하였다. 수치해석 모델은 실내모형실험에서 모형지반의 대칭적 거동을 고려하여 <그림 3.5.1>과 <그림 3.5.2>에 나타낸 바와 같이 모형지반의 반단면을 평면변형률조건으로 설정하였다.

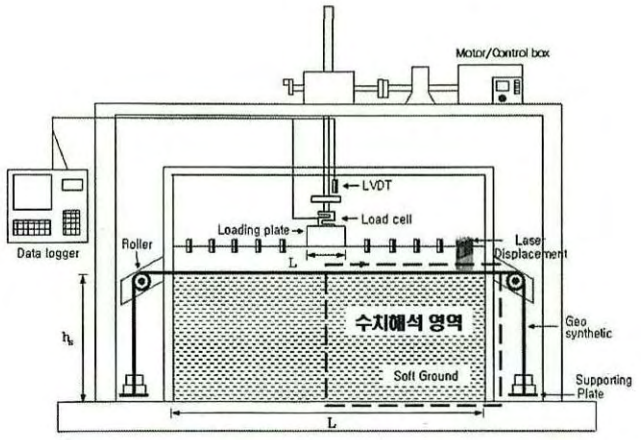


그림 3.5.1 실내모형실험장치 개요 및 수치해석 영역(함태규 등, 2008)

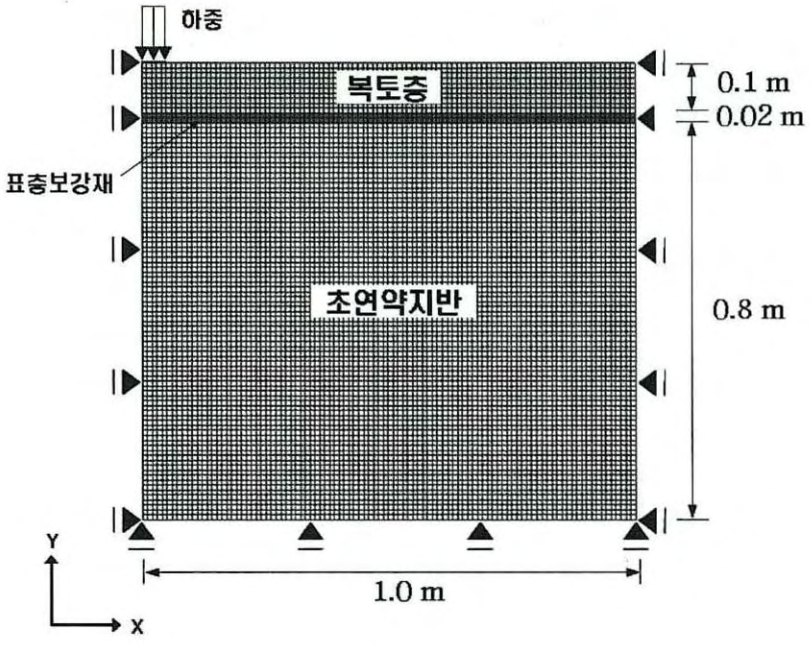


그림 3.5.2 수치해석 모델

표 3.5.1 광양항 준설 점토의 물리적 특성

시 료	비 중	단위중량 (kN/m^3)	액성한계 (%)	소성한계 (%)	흙 분류 (통일분류법)	초기 함수비 (%)
광양항 준설 점토	2.65	16.82	45.9	21.7	CL	126
						95

(2) 해석재료의 모델화 및 검증

1) 무보강된 초연약지반

본 수치해석에서는 초연약지반의 비배수 상태에서의 단기 변형거동을 확인하기 위해 초연약지반을 탄소성체로 가정한 von-mises 모델을 사용하였다. <표 3.5.2>는 무보강 초연약지반의 수치해석에 적용된 입력정수를 나타낸 것이다. <그림 3.5.3>은 무보강 초연약지반의 수치해석 결과 및 실내시험결과를 나타낸 것이다. 2.5kPa 이내의 하중에서 실내모형실험에 의한 하중-침하량 관계와 유사함을 확인하였으며 하중이 증가할수록 급격한 침하가 이루어짐을 나타내고 있다. 이는 고함수비의 초연약지반의 특성을 잘 표현하고 있는 것으로 판단되며 수치해석에 적용한 초연약지반의 구성모델 및 물성치가 적합함을 확인할 수 있다.

표 3.5.2 초연약지반에 대한 수치해석 조건 및 입력정수

해석 케이스	구성모델	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν	w (%)
NR-95	von-mises	17	20	0.45	95
NR-126		17	11	0.45	126

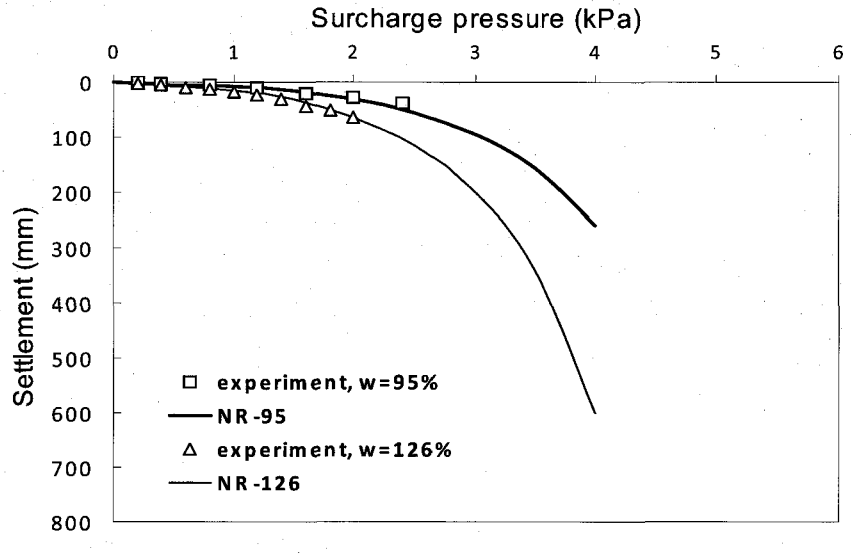


그림 3.5.3 무보강 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동

2) 표층 보강된 초연약지반

표층보강재로 사용된 geotextile에 대한 해석모델은 일반적으로 geogrid 요소를 적용할 수 있다. 그러나 이러한 요소는 축강성을 가진 탄성체로 인장력을 계산할 수 있으나 연직하중에 의한 변형 및 응력계산에 한계가 있으므로 본 연구에서는 표층보강재를 소정의 두께를 가진 유한 요소로 가정하고 Strain -Softening 구성모델을 적용하였다. 이 구성모델은 재료가 파괴 후 잔류강도 상태에 도달하는 연화거동을 나타내리라 생각되는 표층보강재를 모사하기 적합하며 모형지반 전체 거동에 대한 하중-변형관계의 비선형성을 표현하기 용이하다. 수치해석모델에서는 실내모형실험에서 보강재의 양 단부를 고정시켜 수행한 케이스를 모사하기 위하여 보강재 우측면의 수직 및 수평 변위를 고정하였으며 좌측면은 수평 변위를 고정시켰다. <표 3.5.3>은 2단계 수치해석에 사용된 입력정수를 나타낸 것으로 SR-GT는 geotextile에 의해 보강된 경우에 대한 입력정수이며 SR-SB는 대나무를 모사한 강봉에 의해 보강된 경우에 대한 수치해석 입력정수이다. 기존에 실시한 표층 보강된 초연약지반의 실내모형실험은 함수비 126%인 시료를 사용하였으므로 수치해석에서도 초연약지반의 물성치는 그에 따른 수치해석조건(NR-126)을 적용하였다.

<그림 3.5.4>는 표층 보강된 초연약지반에 대한 수치해석 및 실내모형실험 결과를 나타낸 것이다. SR-GT의 경우 수치해석 결과는 실내모형실험의 범위 내에서 유사한 선형관계를 보이고 있으며 상재하중이 10kPa 이상에서 비선형 거동을 나타내고 있다. 또한 SR-SB의 경우도 실내시험결과를 잘 모사하고 있음을 알 수 있으며 따라서 본 수치해석에서 사용한 각 표층보강재의 물성치는 그 거동을 모사하기에 적절하다고 생각할 수 있다.

표 3.5.3 표층보강재에 대한 수치해석 조건 및 입력정수

해석 케이스	구성모델	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν
SR-GT	Strain-Softening	17	8×10^4	0.1
SR-SB		17	3×10^6	0.1

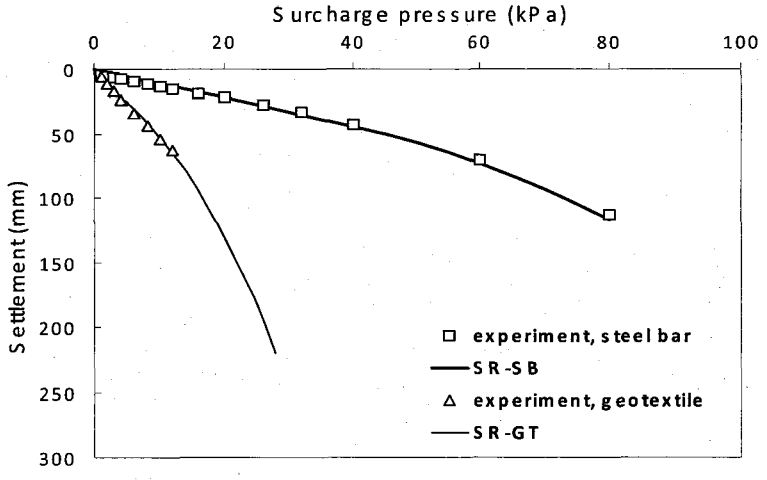


그림 3.5.4 표층 보강된 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동

3) 복토 보강된 초연약지반

표층 처리된 초연약지반 상에 복토재가 포설된 경우에 대한 모델링에서는 복토재(모래)에 대하여 입상재료의 역학거동을 적절히 모사할 수 있는 Drucker-Prager타입의 구성모델을 적용하였다. 복토재는 기존의 실내모형실험과 같은 조건으로 표층보강재 상부에 두께 0.1m로 설치되도록 설정하였고 양측면의 수평 변위를 고정시켰다. <표 3.5.4>는 3단계 수치해석에 사용된 입력정수를 나타낸 것이다. 실내모형실험에서는 초연약지반의 함수비가 126%인 경우에 대하여 geotextile로 표층 보강된 조건으로 실험을 수행하였으므로 초연약지반에 대한 물성치는 NR-126, 표층보강재는 SR-GT에 의해 결정된 값을 사용하였다. <그림 3.5.5>는 복토 포설된 모델의 수치해석 및 실내모형실험의 결과를 나타낸 것이다. 3kPa 이상의 하중에서 하중-변위관계의 비선형성 거동을 잘 모사하고 있음을 알 수 있다. 종합적으로 본 수치해석 결과들은 표층 보강재 및 복토가 설치된 실내모형실험의 초연약지반 변형거동을 적절히 모사하고 있으므로 수치해석의 각 단계별로 결정된 초연약지반 및 표층보강재, 복토재의 물성치가 합리적이라고 판단할 수 있다.

표 3.5.4 복토재에 대한 수치해석 조건 및 입력정수

해석 케이스	구성모델	복토두께 (cm)	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
ER-10	Drucker-Prager	10	17	2.5×10^4	0.3	0	30

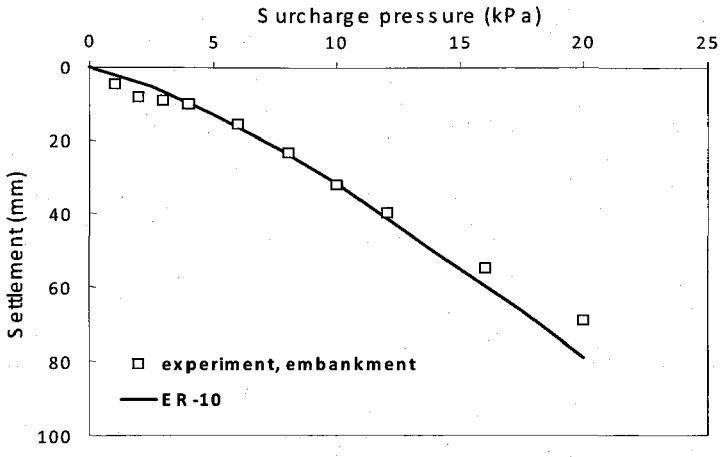
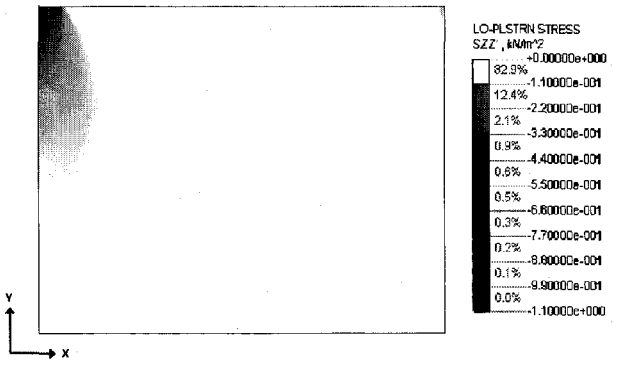


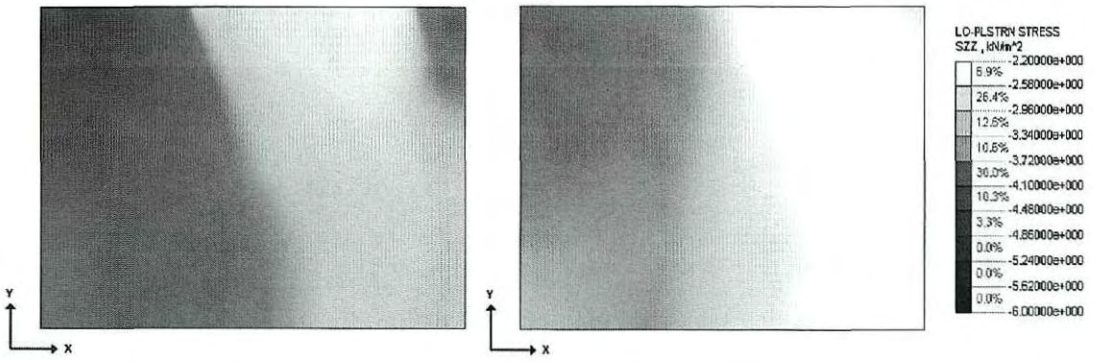
그림 3.5.5 복토된 표층보강 초연약지반의 상재하중에 따른 침하거동

(3) 초연약지반의 응력분포 특성

<그림 3.5.6>은 초연약지반에 대한 각각의 보강 조건에 따른 모델지반의 수직응력 분포를 나타내고 있다. 무보강 초연약지반은 NR-126, 표층보강 초연약지반은 SR-GT, 복토포설 표층보강 초연약지반은 ER-10에 대한 수치해석 결과이다. 또한 무보강 초연약지반은 1kPa 하중에 의한 응력분포를 나타내고 있으며 표층보강재 및 복토는 50kPa의 상재하중에 대한 응력분포를 나타내고 있다. 무보강 초연약지반의 경우 하중 재하부에 응력집중이 발생함을 알 수 있으며 표층이 보강된 경우에는 연직응력이 초연약지반의 수평 방향으로 분산되어 발생됨을 알 수 있다. 또한 복토를 포설하였을 때 초연약지반에서 발생하는 연직응력이 가장 작음을 알 수 있다.



(a) 무보강 초연약지반



(b) 표층 보강 초연약지반 (c) 복토된 표층 보강 초연약지반

그림 3.5.6 보강 조건에 따른 수직응력 분포

다. 초연약지반 거동에 미치는 영향인자 분석

(1) 초연약지반 강도의 영향

<그림 3.5.7>은 광양항 점토의 함수비에 따른 비배수전단강도를 나타내고 있다. 여기서 비배수전단강도는 함수비를 변화시킨 점토시료에 대한 베인전단시험의 결과를 나타내고 있다. 그림으로부터 비배수전단강도와 함수비의 관계를 도출하면 식 (1)과 같다.

$$C_u = 177.5e^{-0.043w} \quad (1)$$

여기서 C_u는 비배수전단강도, w는 함수비(%)를 나타낸다. 상기 수치해석에서 이용한 실내모형실험의 함수비를 식 (1)에 대입하여 얻은 비배수전단강도와 수치해석에 의해 결정된 탄성계수의 관계를 나타내면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$E = 4.1C_u + 7.76 \quad (2)$$

식 (1), (2)를 이용하여 초연약지반의 탄성계수와 함수비의 관계를 나타내면 식 (3)과 같다.

$$E = 727.5e^{-0.043w} + 7.76 \quad (3)$$

<표 3.5.5>는 식 (3)을 이용하여 초연약지반의 각 함수비에 따른 탄성계수를 산정한 것을 나타낸 것이며 이를 이용하여 초연약지반의 비배수전단강도에 따른 초연약지반의 침하량 변화를 검토하였다. <그림 3.5.8>은 무보강 초연약지반의 비배수전단강도의 차이에 따른 상재하중과 침하량의 관계를 나타낸 것이다. 초연약지반의 비배수전단강도가 감소함에 따라 침하량이 급격하게 증가함을 확인할 수 있다. 본 연구에서는 수치해석을 통하여 초연약지반의 함수비에 따른 탄성계수를 파악하고, 이에 따른 침하량 관계를 확인할 수 있었으며 전단강도-함수비 관계 및 탄성계수-전단강도 관계에 대한 다양한 실험 및 수치해석을 실시하여 추후에 더욱 정확한 함수비-탄성계수 관계를 파악하는 것이 필요할 것이다.

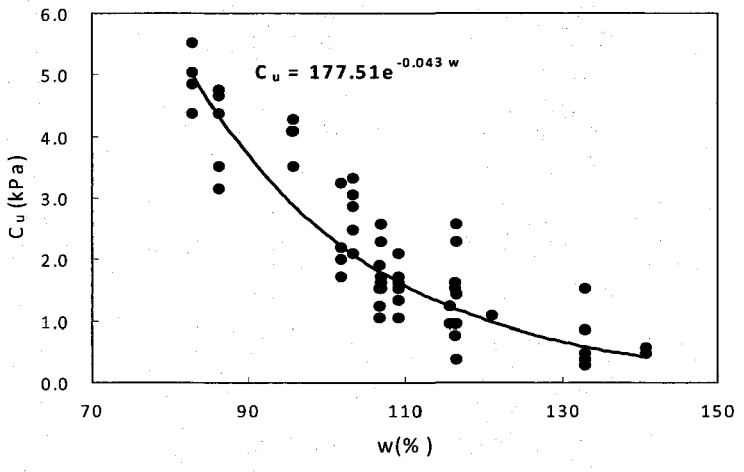


그림 3.5.7 광양항 점토의 함수비에 따른 전단강도

표 3.5.5 무보강 초연약지반에 대한 수치해석 조건

해석 케이스	구성모델	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν	함수비 (%)	Cu (kPa)
NR-80	von-mises	17	31	0.45	80	5.7
NR-95		17	20	0.45	95	3
NR-110		17	14	0.45	110	1.6
NR-126		17	11	0.45	126	0.8
NR-140		17	10	0.45	140	0.4

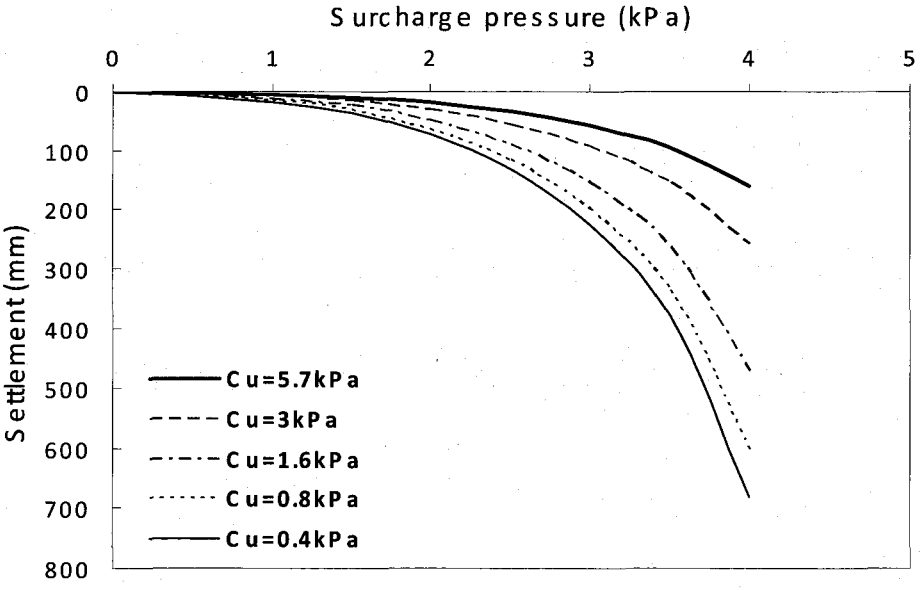


그림 3.5.8 무보강 초연약지반의 비배수전단강도 차이에 따른 상재하중과 침하량 관계

(2) 표층보강재 강성의 영향

본 연구에서 결정한 표층보강재의 물성치를 기초로 하여 다양한 강성을 지닌 표층보강재를 상정하여 수치해석을 실시하였다. <표 3.5.6>은 수치해석에 사용한 표층보강재의 물성치를 나타낸 것이다. <그림 3.5.9>는 표층보강재 강성에 따른 하중별 표층보강 초연약지반의 침하거동을 나타낸 것으로 초연약지반의 물성치는 <표 3.5.5>의 NR-126을 사용하였다. 그림으로부터 상재하중의 증가에 따른 침하량의 변화는 표층보강재의 강성에 관계없이 비선형성을 나타냄을 확인할 수 있으며 표층보강재의 강성이 증가함에 따라 침하량이 감소하며 강성이 약 600MPa 이하일 경우 침하량이 급격히 증가함을 알 수 있다. <그림 3.5.10>은 상재하중이 20kPa인 경우에 대한 초연약지반의 강도 및 표층보강재의 강성에 따른 침하량을 나타낸 것으로 초연약지반의 강도와 표층보강재의 강성이 클수록 침하량이 작게 나타나고 있다. 또한 그림으로부터 표층보강재의 강성이 증가할수록 초연약지반의 강도가 침하량의 변화에 미치는 영향은 미비하나, 표층보강재의 강성이 작은 경우 침하량 변화에 상당한 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

표 3.5.6 표층 보강된 초연약지반에 대한 수치해석 조건

해석 케이스	구성모델	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν
SR-SB	Strain-Softening	17	3×10^6	0.1
SR-1		17	2.2×10^6	0.1
SR-2		17	1.4×10^6	0.1
SR-3		17	6×10^5	0.1
SR-GT		17	8×10^4	0.1

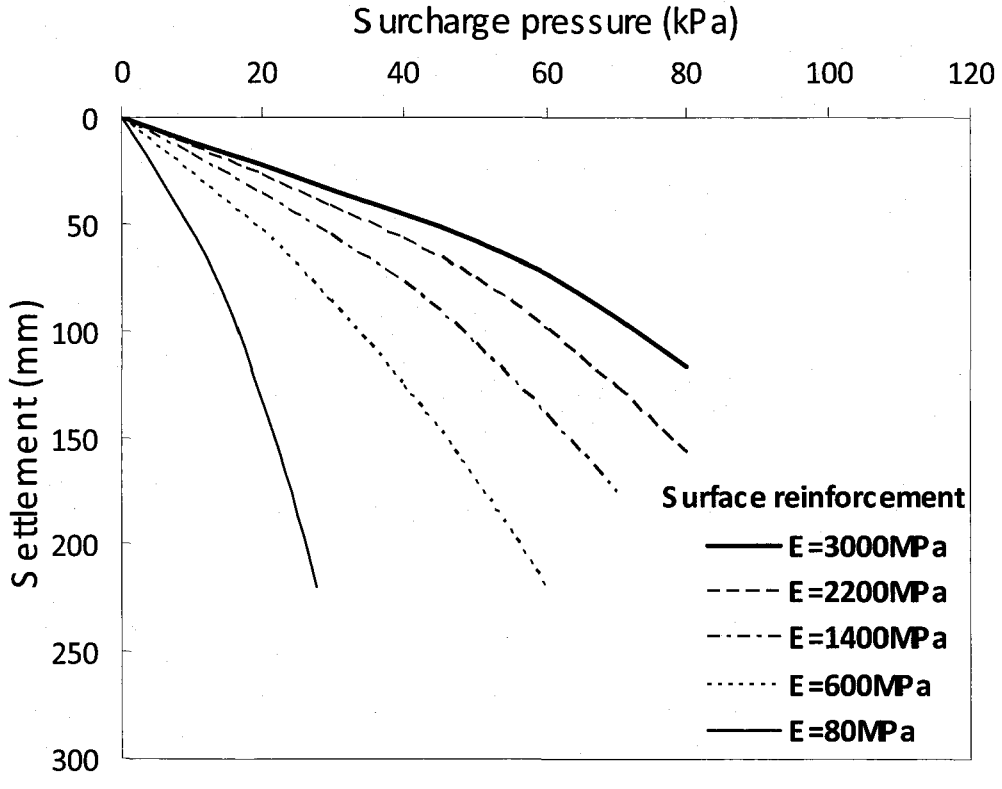


그림 3.5.9 표층보강재 강성의 차이에 따른 상재하중과 초연약지반의 침하량 관계

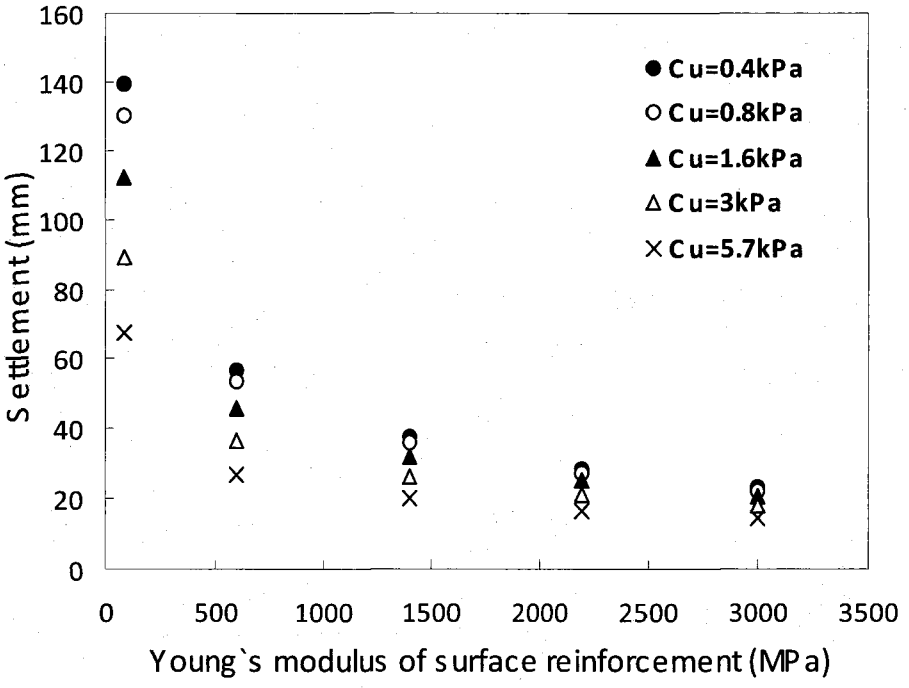


그림 3.5.10 표층보강재 강성과 침하량의 관계(상재하중 20kPa)

(3) 복토 두께의 영향

본 연구에서 결정한 복토재의 물성치를 기초로 하여 복토 두께의 변화에 따른 표층 보강된 초연약지반의 거동을 살펴보았다. <표 3.5.7>은 복토 두께의 영향을 검토하기 위하여 수행한 수치해석 조건을 나타내고 있다. <그림 3.5.11>은 상재하중 증가에 따른 복토 된 초연약지반의 침하거동을 나타낸 것으로 초연약지반 및 표층보강재의 물성치는 각각 NR-126, SR-GT를 사용하였다. 모든 경우에 대하여 상재하중이 증가함에 따라서 침하량이 증가하고 있으나 복토 두께가 두꺼워질수록 침하량은 적게 나타나고 있다. <그림 3.5.12>는 20kPa의 상재하중에서 표층보강재의 강성에 따른 복토 두께와 침하량의 관계를 나타낸 것이다. 그림으로부터 표층보강재의 강성이 작은 경우에 복토 두께의 증가에 따라 침하량의 감소효과는 급격히 나타나고 있으나 표층보강재의 강성이 클수록 복토 두께의 증가에 따른 침하량의 변화는 작게 나타나고 있다.

표 3.5.7 복토 포설된 초연약지반에 대한 수치해석 조건

해석 케이스	구성모델	복토두께 (mm)	γ_t (kN/m^3)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
ER-50	Drucker -Prager	50	17	2.5×10^4	0.3	0	30
ER-75		75					
ER-100		100					
ER-125		125					
ER-150		150					

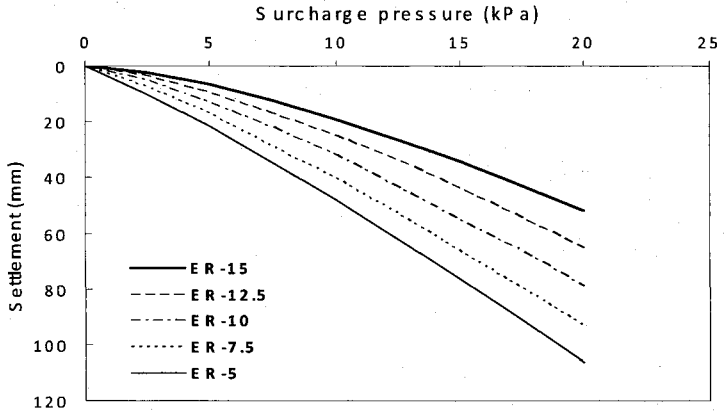


그림 3.5.11 상재하중 증가에 따른 복토된 초연약지반의 침하거동

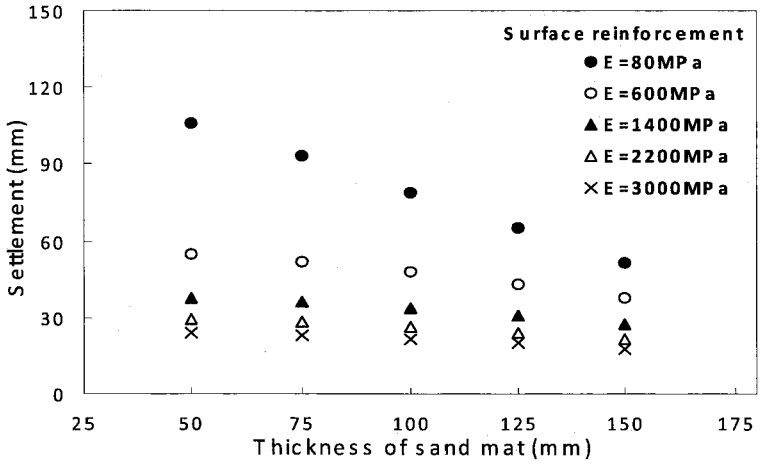


그림 3.5.12 복토 두께와 침하량의 관계(상재하중 20kPa)

라. 결론 및 고찰

본 연구에서는 광양항 준설점토를 이용한 실내모형실험 결과를 근거로 하여 표층처리공법에 적용할 수 있는 초연약지반 및 표층보강재와 복토재료에 대한 수치해석적 모델 및 공학적 물성치를 결정하고 표층보강에 의한 초연약지반의 거동을 확인하였으며 결론을 요약하면 다음과 같다.

1) 본 연구를 통해 초연약지반 함수비에 따른 비배수 전단강도를 이용하여 탄성계수-함수비 관계를 확인할 수 있었다. 향후 다양한 실험 및 수치해석방법을 통하여 보다 정량적인 탄성계수-함수비 관계를 파악한다면 표층처리공법의 합리적 설계법 확립에 기여할 수 있으리라 판단된다.

2) 본 수치해석방법에 의해 초연약지반의 강도가 감소할수록 침하량 변화는 하중증가에 따라 비선형적으로 증가하고 표층보강재의 강성이 증가할수록 표층 보강된 초연약지반의 침하량은 하중증가에 따라 비선형적으로 감소함을 정성적으로 확인할 수 있었다. 또한 복토의 두께증가에 따라 침하량은 비례적으로 감소함을 확인하였다.

3) 본 수치해석에 의해 표층 처리된 초연약지반의 침하 거동에 대하여 표층보강재의 강성이 크게 영향을 미치고 있음을 확인할 수 있었으며 표층보강재의 강성이 클 경우 초연약지반의 침하거동은 복토 두께에 큰 영향을 받지 않음을 확인하였다.

4) 표층 보강된 초연약지반의 거동을 모사하기 위하여 본 논문의 수치해석에서 적용한 구성모델 및 물성치가 타당함을 확인할 수 있었으며 본 연구결과로부터 얻은 표층보강재의 강성 및 복토의 두께에 따른 초연약지반의 거동특성을 이용하여 초연약지반 표층처리 공법의 합리적 설계법 확립을 기대할 수 있다고 판단된다.

2. 수치해석 프로그램의 개발

본 연구의 목적 중의 하나는 초연약지반의 변형 문제와 표층 보강재에 의한 보강 효과 등을 합리적으로 재현하고 분석할 수 있는 수치해석 프로그램 개발에 있다. 이하에서는 2차년도에 이어 3차년도에 수행한 수치해석 프로그램의 개발에 대한 내용을 서술한다.

가. 개요

본 연구과제의 목적에 부합하는 수치해석 프로그램의 개발을 위해서는 초연약지반의 변형과 표층 보강재의 보강효과를 합리적으로 재현할 수 있는 모델링이 필수적이다. 그러나 현재 상용 프로그램에서 사용되고 있는 지반의 변형에 대한 구성식과 이산화 방법으로는 고함수비와 저응력 상태를 나타내는 초연약지반의 비선형적 거동을 엄밀히 재현함에 있어서 한계가 있으며, 초연약지반의 표층에 설치된 수평보강재의 모델링에 있어서도 연약지반 상부에 작용하는 연직하중에 대한 보강재의 수평 거동, 연약지반의 지지력 증가와 연직변형 감소 등의 보강효과를 재현함에 있어서 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 이러한 제반 역학적 문제를 재현할 수 있는 수치해석 방법을 고안하였다.

본 연구에서의 해석 대상 공법인 표층처리공법은 강도가 매우 작은 초연약지반의 영구적인 개량 즉, 심층개량의 전 단계에서 지반의 표층을 보강하여 심층개량을 위한 장비의 하중을 비교적 짧은 기간 동안 지지할 수 있도록 하는데 목적이 있다. 따라서 본 연구에서 수행하는 수치해석에서는 상재하중 증가에 따른 비배수 상태에서의 초연약지반의 변형 상태를 조사하기 위하여 압밀현상을 고려하지 않는 탄소성 변형 해석을 실시하였다. 또한, 지반표층에 설치되는 표층보강재는 비교적 휨강성과 압축성이 매우 작고 변위량이 큰 재료이기 때문에 유한변위를 고려한 멤브레인 요소로써 모델링 하였다. 단, 본 연구의 해석은 개량된 지반을 상재하중에 대한 평면변형률 조건으로 가정하고 있기 때문에 멤브레인 요소는 선(Line)의 형상이 되며, 이는 수학적으로 케이블 요소와 동일하게 된다. 한편, 본 연구에서의 수치해석은 지반의 응력상태가 극한상태에 도달 될 때까지의 변형거동을 해석 대상으로 하였다. 극한상태의 경우는 재하하중에 대한 변위량의 관계가 일정하지 않다. 따라서 본 수치해석에서는 안정된 수치해석을 실시하기 위한 해석법으로써 변형 증분법을 적용하였다. 이하에 수치해석 방법에 대하여 설명 한다.

나. 개발 프로그램의 구성

(1) 지반재료의 구성모델

본 연구에서는 이하의 지반재료에 대한 구성모델에 의하여 역학거동을 재현하였다. 지반의 강성은 구속압의 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 식 (1)에 의해 지반의 탄성계수를 산정하였다.

$$E = E_0\left(\frac{p'}{p_0'}\right)^m \tag{1}$$

여기서, p'는 평균유효응력, p_0'는 기준상태에서의 평균유효응력, E_0는 기준상태에서의 탄성계수, m은 재료정수를 나타낸다. $m=0$의 경우는 선형탄성의 상태가 된다.

파괴기준은 다음과 같은 식으로 표현되는 Drucker-Prager 타입의 파괴기준을 적용하였다.

$$f = q - c - \eta_f P' \tag{2}$$

여기서, q는 일반화전단응력, c는 점착력, η_f는 파괴시의 응력비, ϕ는 η_f로부터 얻을 수 있는 내부마찰각이다. 단, 변형경화거동을 나타내는 재료에 대해서도 적용시키기 위해서 점착력과 파괴응력비는 변형경화를 나타낼 수 있는 다음과 같은 식을 사용하여 산정하였다.

$$c = c_r - (c_p - c_r)\exp\left\{-\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_c}\right)^2\right\} \tag{3}$$

$$\eta = \eta_r - (\eta_p - \eta_r)\exp\left\{-\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_f}\right)^2\right\} \tag{4}$$

여기서, γ_p는 소성전단변형률, η_p는 피크시의 파괴응력비, η_r는 잔류상태의 파괴응력비, c_p는 피크시의 점착력, c_r는 잔류상태의 점착력, γ_f와 γ_c는 변형률경화에 대한 재료정수이다.

지반재료의 다일러턴시 특성을 표현하기 위하여 응력상태가 파괴상태에 도달한 후

에 발생하는 소성변형률증분은 다음과 같은 소성포텐셜 함수에 의해 나타내었다.

$$g = q - \eta_d P' \tag{5}$$

$$\eta_d = \eta_{dr} + (\eta_{dp} - \eta_{dr}) \exp\left\{-\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_d}\right)^2\right\} \tag{6}$$

$$d\varepsilon^P = \lambda \frac{\delta g}{\delta \sigma} \tag{7}$$

여기서, η_d는 소성변형률증분비, η_{dp}는 피크시의 소성변형률 증분비, η_{dr}는 잔류시의 소성변형률 증분비,γ_d는 다일러턴시에 관한 재료정수이다. 또한 λ는 양의 정수이다.

(2) 리턴맵핑 방법

응력상태가 항복기준에 도달했을 경우 탄소성응력증분과 변형률증분관계의 행렬를 작성하여 증분법에 의해 해를 구하는 것이 일반적이다. 그러나. 변형률경화를 표현하지 않는 구성식을 사용하는 경우에는 강성 행렬를 계산하는 경우 결과가 불안정하거나 일관적 결과를 얻지 못하는 것이 지적되고 있다. 따라서 본 연구에서는 Ortiz & Simo에 의해 제안된 리턴맵핑 방법을 개량하여 적용함으로 인해 탄소성상태에 대한 해를 구하였다. 이 방법은 탄성상태에 대한 응력과 변형률관계 행렬만을 사용하여 반복계산에 의해 응력상태를 결정하기 때문에 변형률경화특성을 나타내는 구성식을 사용하여도 안정된 해를 얻을 수 있다. 이하에 그 개요를 설명한다.

현재, 응력상태가 항복기준을 만족하고 있다고 가정하고 그 응력상태를 소성변형률과 경화 및 연화 정수로 나타낸다. 여기서 새로운 변형률증분이 주워질 때 변형률증분이 모두 탄성상태라고 가정 한다면 그 때의 응력증분은 다음과 같이 된다.

$$\delta\sigma_{n+1}^{(0)} = D_e \delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)} \tag{8}$$

여기서, $\delta\sigma_{n+1}^{(0)}$는 응력증분, D_e는 탄성상태의 응력과 변형률관계행렬, $\delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)}$는 탄성변형률증분이다. 따라서 새로운 응력상태는 다음의 식으로 나타내는 것이 가능하다.

$$\delta\sigma_{n+1}^{(0)} = \sigma_n + \delta_{n+1}^{e(0)} \tag{9}$$

여기서, $\delta\sigma_{n+1}^{(0)}$는 새로운 응력상태이다. 이때 이 응력상태는 항복기준을 만족하여야 하기 때문에 응력을 저감시킬 필요가 있다. 여기서 전체변형률증분의 변화가 없다고 가정한다면 소성변형률증분과 저감응력증분은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta\varepsilon_{n+1} = \delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)} + \delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \tag{10-a}$$

$$\delta\sigma_{n+1}^{b(0)} = -D_e\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \tag{10-b}$$

$$\delta\varepsilon_{n+1}^{P(i)} = \lambda_0\frac{\delta g}{\delta\sigma} \tag{10-c}$$

여기서, $\delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)}$는 탄성변형률증분, $\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)}$는 소성변형률증분, $\delta\sigma_{n+1}^{b(0)}$는 저감응력증분, λ_0는 양의 정수, g는 소성포텐셜이다.

또한, 소성변형률과 경화 및 연화 파라메터도 다음 식들로부터 얻어진다.

$$\delta\varepsilon_{n+1}^{P(0)} = \varepsilon_n^P + d\varepsilon_{n+1}^{P(0)} = \varepsilon_n^P + \lambda_0\frac{\delta\xi}{\delta\sigma} \tag{11}$$

$$\kappa_{n+1} = \kappa_n + \delta\kappa_{n+1}^{(0)} \tag{12}$$

여기서, $\delta\kappa_{n+1}^{(0)}$는 경화 및 연화 파라메터의 증분이다.

경화 및 연화 파라메터로써 대응소성변형률을 사용하고, 소성포텐셜에 Drucker-Prager타입을 적용하면 경화 및 연화 파라메터는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta\kappa = \left(\frac{2}{3}\delta\varepsilon^p\delta\varepsilon^p\right)^{\frac{1}{2}} \tag{13-a}$$

$$\kappa = \int\overline{\delta\varepsilon^P} \tag{13-b}$$

$$\delta\kappa = \lambda \tag{13-c}$$

여기서, $\delta\epsilon^p$는 대응소성변형률증분이다.

한편, 항복함수의 테일러전개를 사용하여 고차항을 무시한다면 다음과 같이 표현된다.

$$f(\sigma,\kappa)=f(\sigma_{n+1}^{(0)},\kappa_{n+1}^{(0)})+\frac{\partial f(\sigma_{n+1}^{(0)},\kappa_{n+1}^{(0)})}{\partial\sigma}(\sigma-\sigma_{n+1}^{(0)})+\frac{\partial f(\sigma_{n+1}^{(0)},\kappa_{n+1}^{(0)})}{\partial\sigma}(\kappa-\kappa_{n+1}^{(0)}) \tag{14}$$

따라서 응력을 저감시킴으로 인해 발생되는 응력증분과 효과파라메터의 증분은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{n+1}^{(1)}-\sigma_{n+1}^{(0)}=\delta\sigma_{n+1}^{b(0)}=-D_e\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \tag{15}$$

$$\kappa_{n+1}^{(1)}-\kappa_{n+1}^{(0)}=\delta\kappa=\lambda \tag{16}$$

이것을 항복함수의 테일러전개에 대입하고 $f=0$의 조건을 주면 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\lambda_0=\frac{f(\sigma_{n+1}^{(0)},\kappa_{n+1}^{(0)})}{\frac{\delta f}{\delta\sigma}D_e\frac{\delta g}{\delta\sigma}\frac{\delta f}{\delta\kappa}} \tag{17}$$

따라서 소성변형률증분과 새로운 응력상태가 확정된다.

본 해석에서는 소성변형률증분으로부터 계산되는 요소 각점의 절점력을 불균형력으로 계산하고 이것이 무시될 수 있을 정도까지 반복계산을 수행하여 해를 얻는다.

(3) 호장증분법

비선형 유한요소 방정식의 해법에는 변위증분법을 사용하는 경우가 일반적이다. 그러나 일반적인 변위증분법을 사용할 경우 Snap-through 또는 Snap-bucking의 변위 증분을 포함하여 하중이 감소하는 특성을 갖는 구조계를 계산하는 것은 어려운 일이다. 더욱이 제어할 변위를 선택할 때 대상의 붕괴모드에 대한 예비지식이 필요하게 되기 때문이다. 호장증분법은 변위증분법의 일종이며 해석과정을 보다 범용적으로 처리한 방법이다. 본 해석에서는 Crisfield에 의해 제안된 호장증분법을 사용하였다. 이하에 그 개요를 설명한다.

해석 대상의 구조계에 작용하는 하중 F는 기본분포형상 q가 변화하지 않는 상태에서 그 크기 λ가 증가 또는 감소한다. 따라서 다음과 같은 식으로 그 관계를 나타낼 수 있다.

$$F = \lambda \cdot q \tag{18}$$

따라서, 수렴 계산중의 증분방정식은 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$K\triangle u_{i+1} = \triangle\lambda_i q - g_i(\lambda_i) \tag{19}$$

여기서, K는 강성행렬, $\triangle u$는 절점변위증분, g는 불균형력이다.

또한, g는 다음과 같은 관계로 나타낼 수 있다.

$$g(\lambda+\delta\lambda) = g(\lambda) - \delta\lambda q \tag{20}$$

따라서 수정 계산중의 변위증분 δ_i는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\delta_i = -K^{-1}g(\lambda_i+\delta\lambda_i) = \delta_i(\lambda_i) - \delta\lambda_i q_T \tag{21}$$

$\delta_i(\lambda_i)$는 이미 알고 있는 λ에 의한 불균형력 $g_i(\lambda_i)$에 의해 구할 수 있는 표준적인 수정변위증분이다. 따라서 다음과 같은 식이 성립된다.

$$\delta_i(\lambda_i) = -K^{-1} g_i(\lambda_i) \tag{22}$$

한편, δ_T는 기본분포하중에 의한 절점변위증분을 나타낸다. 따라서 다음 식이 성립된다.

$$\delta_T = K^{-1} q \tag{23}$$

따라서 최초의 증분에 대해서는 다음의 관계가 성립된다.

$$\Delta u_0 = \Delta \lambda_o \delta_T \tag{24}$$

절점변위증분은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_{i+} \delta_i \tag{25}$$

여기서 변위증분을 제어하는 조건식으로 다음과 같은 식을 도입한다.

$$\Delta u_i^T \Delta u_i = \Delta l^2 \tag{26}$$

이 식은 N차원의 변위공간에서 그 제곱합이 일정치를 나타낸다는 의미를 나타내고 있다. 여기서 식(3-4)와 식(3-8)를 식(3-9)에 대입하면 하중증분 파라메터 $\delta\lambda_i$에 대한 2차방정식을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$a_1 \delta\lambda_i^2 + a_2 \delta\lambda_i + a_3 = 0 \tag{27-a}$$

$$a_1 = \delta_T^T \delta_T \tag{27-b}$$

$$a_2 = 2\{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\}^T \delta_T \tag{27-c}$$

$$a_3 = \{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\}^T \{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\} - \Delta l^2 \tag{27-d}$$

여기서 식 (3-10)은 두 개의 해가 존재한다. 하중과 변위 경로에 대한 Doublingback을 피하기 위해 Δu_i와 Δu_{1+2} 사이의 각도는 양(+)의 값이 되어야 한다. 그 각도는 다음의 식으로 표현된다.

$$\theta_1 = \Delta u_{i+1,1}^T \Delta u_i \qquad (28\text{-a})$$

$$\theta_2 = \Delta u_{i+1,2}^T \Delta u_i \qquad (28\text{-b})$$

따라서, θ_1과 θ_2를 구할 때는 양의 값을 나타내는 해를 선택하면 된다. 이 순서를 충분한 정도가 얻어질 때 까지 반복 계산함으로써 해를 얻을 수 있다.

(4) 케이블 구조의 유한변위해석

<그림 3.5.13>은 본 수치해석에서 적용한 케이블 구조물이 핀으로 연결된 상태의 형상을 나타내고 있으며 그림 2는 이 구조물에 연직하중 P가 재하 된 후 기지의 평형상태를 나타내고 있다. 이 상태에 대한 요소의 축력을 N, 하중증분 Δp를 적용한 상태의 변위증분을 $\Delta\delta$으로 표현한다. 여기서, 요소의 접선강성매트릭스는 식(1)과 같이 표현할 수 있다.

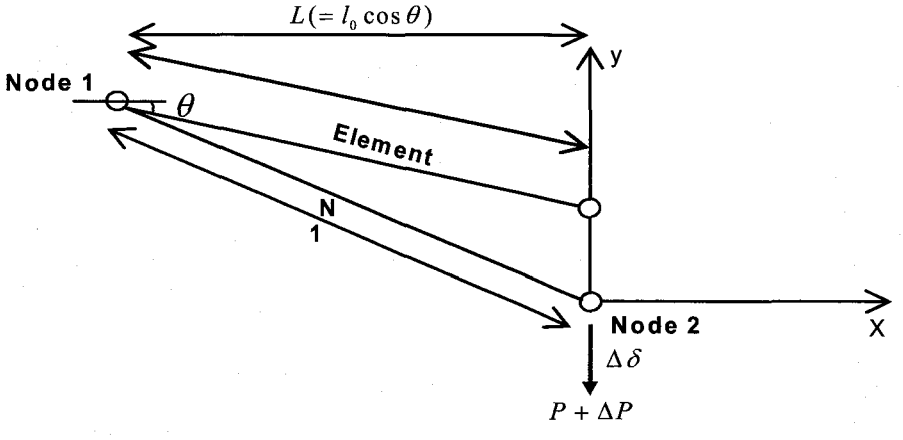


그림 3.5.13 케이블 구조의 모델

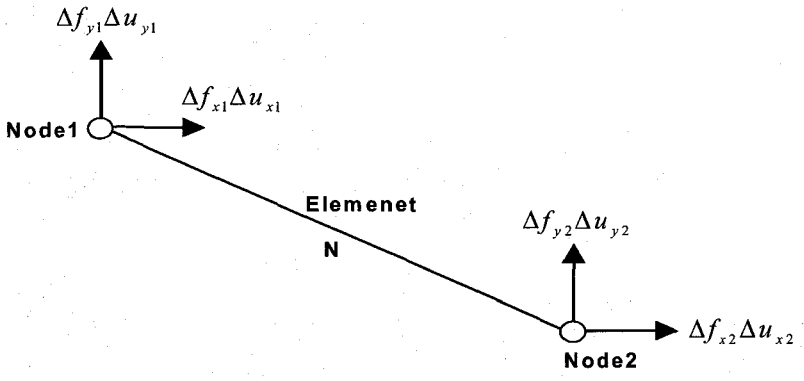


그림 3.5.14 하중증분과 변위증분

$$K=\frac{EA}{l_0}\begin{bmatrix}\cos^2\theta & -\sin\theta\cos\theta & -\cos^2\theta & \sin\theta\cos\theta\\ & \sin^2\theta & \sin\theta\cos\theta & -\sin^2\theta\\ & & \cos^2\theta & -\sin\theta\cos\theta\\ sym. & & & \sin^2\theta\end{bmatrix}+\frac{N}{l}\begin{bmatrix}1-\cos^2\theta & \sin\theta\cos\theta & 1+\cos^2\theta & -\sin\theta\cos\theta\\ & 1-\sin^2\theta & -\sin\theta\cos\theta & 1+\sin^2\theta\\ & & 1-\cos^2\theta & \sin\theta\cos\theta\\ sym. & & & 1-\sin^2\theta\end{bmatrix} \tag{29}$$

케이블 요소가 한계 인장강도를 넘게 되면, 축력 N의 증분이 0에 가깝게 되고, 케이블 요소가 강성 EA도 0에 근접하게 된다. 그러므로 케이블 요소가 항복한 후의 요소의 강성 행렬은 EA와 N에 0를 대입하여 구하였다.

또한 각 요소에 대한 식 (1)의 접선강성매트릭스는 다음과 같은 관계를 만족한다.

$$\triangle f = K\triangle u \tag{30}$$

여기서, $\triangle f$ 및 $\triangle u$는 각각의 절점에 대한 하중증분벡터와 변위증분백터를 나타낸다.

(5) 보(Beam) 요소의 유한변위해석

<그림 35.15>은 대표적인 보(Beam) 요소를 나타내고 있다. 보 요소는 모멘트 m이 발생하기 때문에 절점력은 세 개의 성분, 다시 말해서 축방향 축력 P_x와 이에 직각인 전단력 P_y, 모멘트 m이 발생하게 된다.

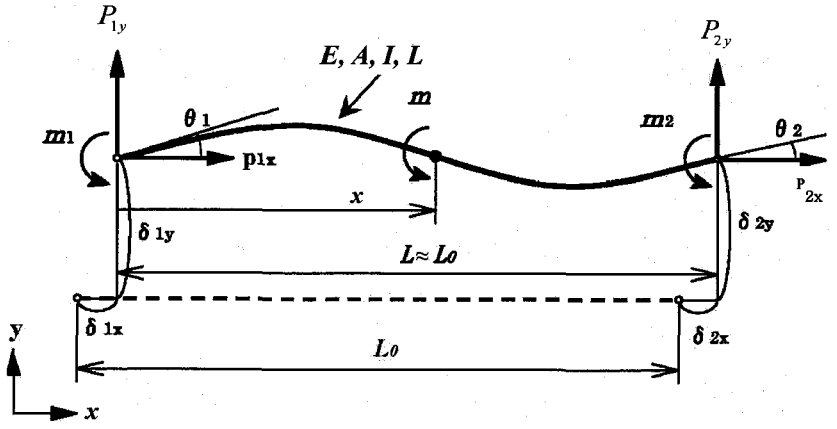


그림 3.5.15 빔 요소 모델

모멘트에 관해서는, 각 절점에 외부로부터 작용하는 반시계 방향의 모멘트를 양수로 한다. 우선, 보 요소의 길이 L의 중간에 집중력이나 분포하중이 없는 것으로 한다. 그러면 절점력들의 사이에는 식(1)이 성립하다.

$$\begin{aligned} &P_{1x} + P_{2x} = 0 \\ &P_{1y} + P_{2y} = 0 \\ &m_1 + P_{2y}L + m_2 = 0 \end{aligned} \tag{31}$$

행렬로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ m_1 \end{Bmatrix} + [H] \begin{Bmatrix} P_{2x} \\ P_{2y} \\ m_2 \end{Bmatrix} = 0 \quad , \quad [H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & L & 1 \end{bmatrix} \tag{32}$$

여기서, [H]는 평형 행렬이다.

식(1)를 이용해서, 식 (2)를 절점에서의 모멘트만을 포함한 관계로 나타내면,

$$EI\frac{dv}{dx} = -m_1 + (m_1 + m_2)\frac{x}{L} \tag{33}$$

이하에 있어서 보 요소 내에서 종탄성계수 E 및 단면2차모멘트 I를 일정하다고 가정한다. 그러면 식(3)의 해는

$$m_1 = \frac{6EI}{L^2}\delta_{1y} + \frac{4EI}{L}\theta_1 - \frac{6EI}{L^2}\delta_{2y} + \frac{2EI}{L}\theta_2$$
$$m_2 = \frac{6EI}{L^2}\delta_{1y} + \frac{2EI}{L}\theta_1 - \frac{6EI}{L^2}\delta_{2y} + \frac{4EI}{L}\theta_2 \tag{34}$$
$$P_{1y} = P_{2y} = \frac{12EI}{L^2}\delta_{1y} + \frac{6EI}{L}\theta_1 - \frac{12EI}{L^2}\delta_{2y} + \frac{6EI}{L}\theta_2$$

또한 축방향의 절점력 P_{1x} 및 P_{2x}와 절점변위 δ_{1x} 및 δ_{2x}의 사이에는 다음의 관계가 성립한다.

$$P_{1x} = -P_{2x} = \frac{EA}{L}(\delta_{1x} - \delta_{2x}) \tag{35}$$

식(5)를 행렬로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ m_1 \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11}\, K_{22} \\ K_{21}\, K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \theta_1 \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \tag{36}$$

단, 보요소의 강성행렬 $[k]$는 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \tag{37}$$

다. 개발 프로그램의 적용성 검토

(1) 수치해석 개요

본 연구에서의 수치해석은 그림 4와 같은 실내모형실험을 대상으로 실시하였다. 수치해석에서는 모형지반의 거동에 대한 대칭성을 고려하여 재하판의 중앙을 대칭면으로 한 반단면을 해석영역으로 했다. <그림 3.5.17>는 해석모델을 나타내고 있다. 여기서 해석영역은 길이 1m, 깊이 0.8m이다. 경계조건을 좌우측면을 수평변위를 구속하고, 저면은 수직변위를 구속하였다. 지반 표면에는 표층 보강재를 모사한 케이블 요소(비강성)와 보 요소(강성)를 적용하였다.

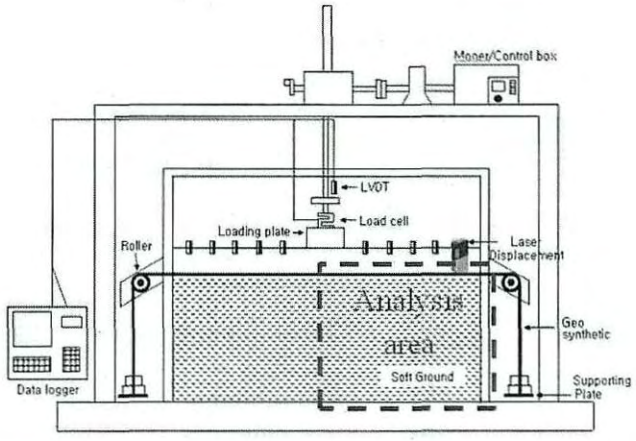


그림 3.5.16 실내모형실험 장치의 개요(함태규 등, 2008)

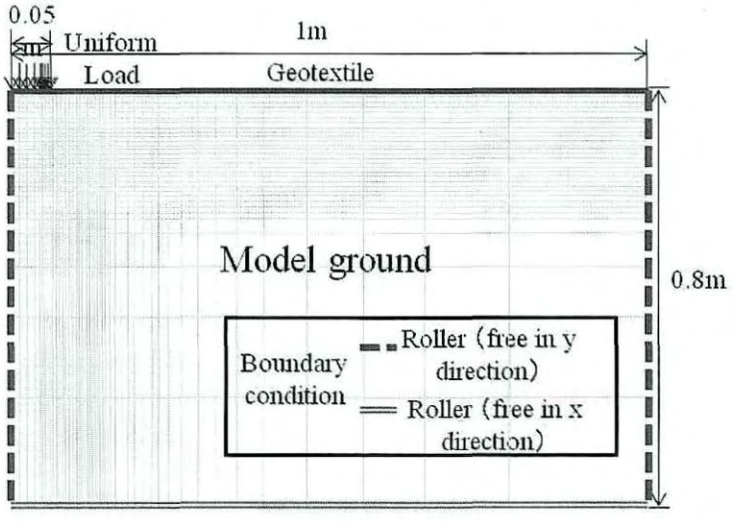


그림 3.5.17 수치해석 모델의 개요

(2) 비강성 재료에 대한 수치해석

1) 수치해석 조건

<표 3.5.8>은 본 연구에서 수행한 수치해석 조건을 나타내고 있다. 수치해석에서는 RE-1을 기준으로 하고, 지반의 점착력과 탄성계수 및 보강재의 인장강성에 대한 파라메트릭 스터디를 수행하였다. 또한, 수치해석에 적용한 지오텍스타일의 최대 인장강도는 기존에 수행된 광폭인장강도시험의 결과를 이용하였다.

표 3.5.8 수치해석 조건

해석 케이스	모델 지반		보강재	보강재 최대 인장강도(kN/m)
	c(kN/m^2)	E(kN/m^2)	EA(kN/m)	
RE-1	0.981	11	800	35
RE-2			100	
RE-3			400	
RE-4			1600	
RE-5			12000	
해석 케이스	모델 지반		보강재	보강재
	c(kN/m^2)	E(kN/m^2)	EA(kN/m)	최대인장강도(kN)
RC-1	0.3	11	800	35
RC-2	0.6			
RC-3	1.6			
RC-4	3			
해석 케이스	모델 지반		보강재	보강재
	c(kN/m^2)	E(kN/m^2)	EA(kN/m)	최대인장강도(kN)
REE-1	0.981	3	800	35
REE-2		7		
REE-3		20		
REE-4		50		

2) 수치해석 결과 및 분석

<그림 3.5.18>은 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석 결과를 점은 실험결과를 나타낸다. 모형실험의 결과와 비교해보면, 지오텍스타일은 RE-1와, 지오그리드는 RE-5와 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 보강재의 강성이 커질수록 재하압력과 침하량의 관계 곡선의 기울기가 작아지는 것을 알 수 있다. 한편 RE-1의 경우 보강재의 항복이 발생하여 개량지반의 극한지지력이 약 218 kN/m2으로 나타나고 있다.

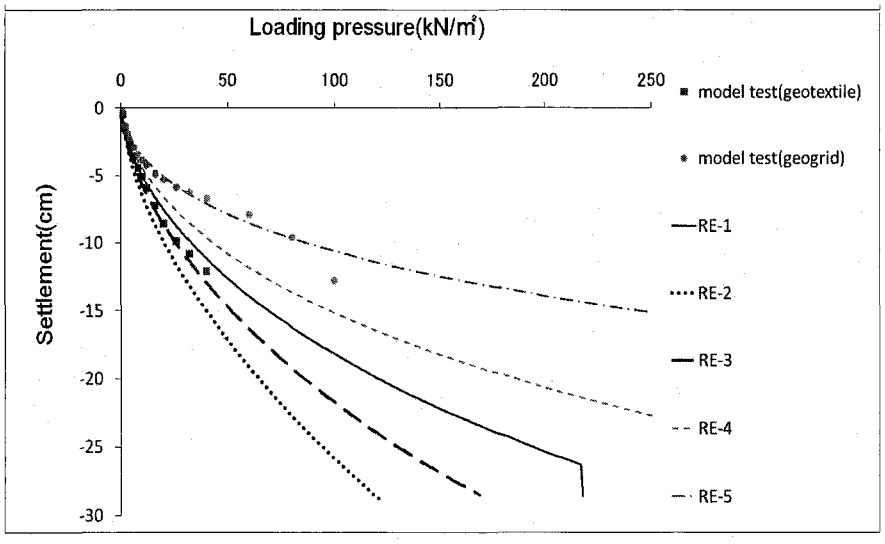


그림 3.5.18 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.19>은 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 점착력의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석결과를, 점은 실험결과를 나타낸다. 점착력이 작아지면, 재하압력과 침하량의 관계의 기울기가 약간 커지지만 그 차이는 매우 작게 나타났다. 따라서 재하압력과 침하량의 관계는 지반의 점착력에 큰 영향을 받고 있지 않음을 알 수 있다.

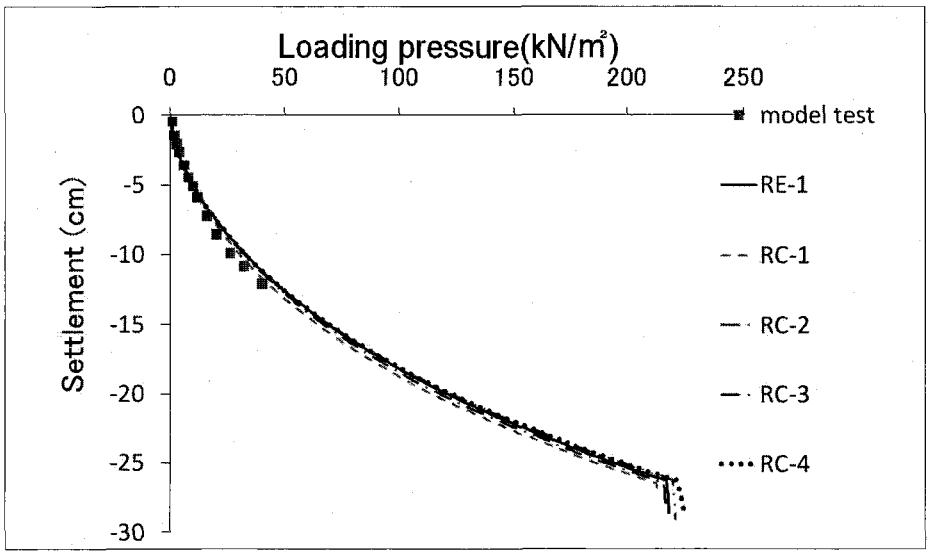


그림 3.5.19 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 연약지반 점착력의 영향

<그림 3.5.20>은 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반의 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석결과를, 점은 실험결과를 나타낸다. 지반의 탄성계수가 감소할수록 재하압력과 침하량 관계의 기울기가 증가함을 알 수 있으며 특히 REE-4는 지반의 탄성계수가 가장 크기 때문에 등분포하중이 약 27kN/m2까지는 재하압력과 침하량의 관계의 기울기가 RE-1과 비교해서 크지만 보강재의 장력이 증가함에 따라서 항복이 발생함을 알 수 있다.

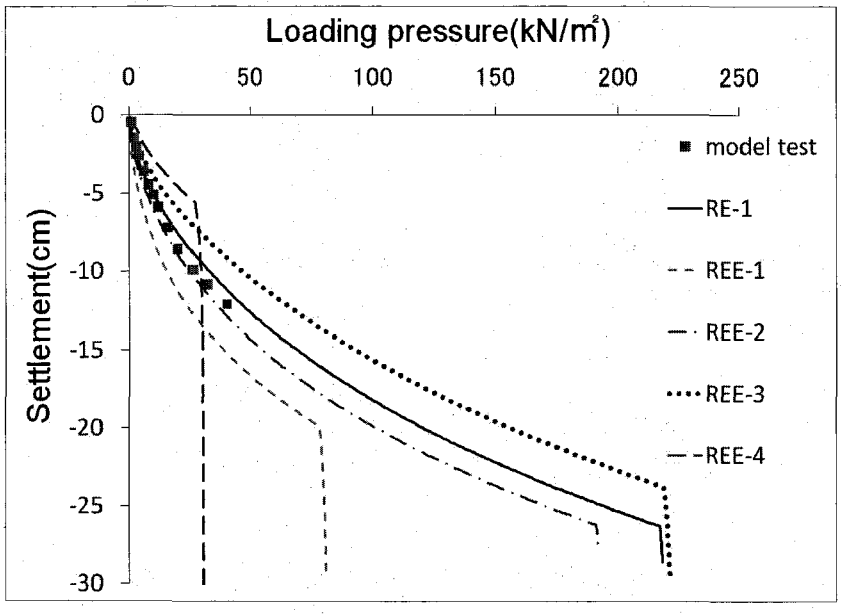


그림 3.5.20 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향

<그림 3.5.20>의 (a)~(e)는 대표적인 해석 케이스의 국소 안전율 분포를 나타내고 있다. 그림에서는 재하압력이 50 kN/m2, 100 kN/m2, 150 kN/m2, 그리고 극한상태의 시점에서의 분포를 나타내고 있다. 단, RE-2의 경우는 재하압력이 150 kN/m2에 도달하지 않았기 때문에, 재하압력 50 kN/m2과 100 kN/m2의 시점에서 분포를 나타내었다. 여기서 국소 안전률(F.S.)은 다음의 식으로 구하였다.

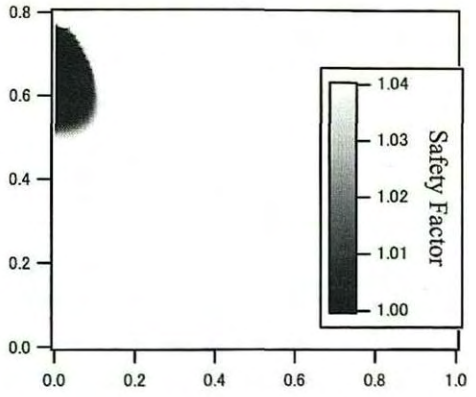
$$F.S. = \frac{q_f}{q} \geq 1.0 \tag{38}$$

여기서 q_f는 지반파괴시의 전단응력, q는 전단응력이다.

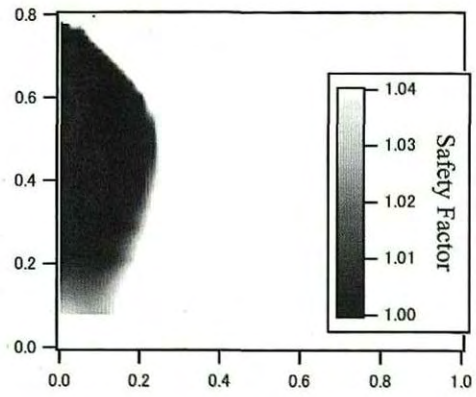
RE-1에 있어서 재하압력이 50kN/m2이 되면 지반 중에 파괴상태에 도달한 영역이 물방울 모양으로 발생되며 재하압력이 100kN/m2일 경우 파괴에 도달한 영역은 물방울 모양으로 확대되어 나간다. 또한 재하압력이 150kN/m2을 넘어 항복에 도달하게 되면 파괴영역은 연직하방 뿐만 아니라 측방으로 확대되어 나아간다. 보강재의 강성이 작은 RE-2에서는 재하압력이 50kN/m2에 도도달하는 시점에 있어서, RE-1의 재하압력이 100kN/m2의 시점과 거의 흡사한 영역에서 파괴가 일어나고 있으며 그 후 파괴영역은 측방으로 확대되어 감을 알 수 있다.

한편, 연약지반의 점착력이 RE-1보다 작은 RC-1에서는, 재하압력이 50kN/m2에 도도달하는 시점에서 이미 모델의 저면에 도도달하는 영역에서 파괴가 발생되고 있으며 재하압력의 증가에 따라서 파괴영역은 측방에 확대되어 감을 알 수 있다. 그러나 점착력이 RE-1보다 큰 RC-3와 RE-4는 파괴가 거의 일어나지 않고 있다. 또한 <그림 3.5.18>로부터 RE-1의 재하압력과 침하량의 관계는 RC-3 및 RC-4의 경우와 거의 일치하고 있다. 이러한 사실로부터 RE-1과 같은 조건에서 연약지반의 점착력의 크기는 재하압력과 침하량의 관계에 거의 영향을 끼치지 않는다고 생각할 수 있다.

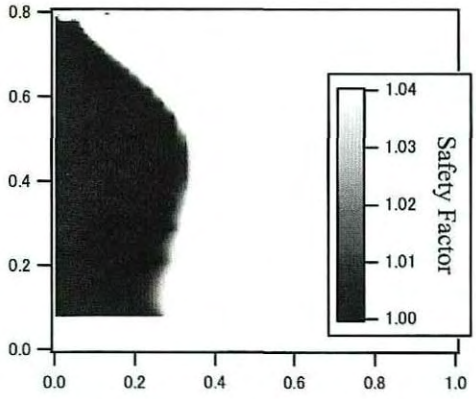
REE-2는, 100kN/m2에 도도달하는 시점에서도 지반 중에 파괴상태에 도달한 영역이 거의 나타나지 않았으며 파괴영역은 물방울 모양을 유지한 채 확대되어 감을 알 수 있다. 또한 REE-3는 재하압력이 50kN/m2에 도도달하는 시점에서의 파괴영역이 REE-2가 100kN/m2에 도도달하는 시점의 파괴영역과 거의 흡사하게 나타나고 있다. 그리고 재하압력이 증가함에 따라서 파괴영역이 확대되어 나가는 것을 알 수 있다.



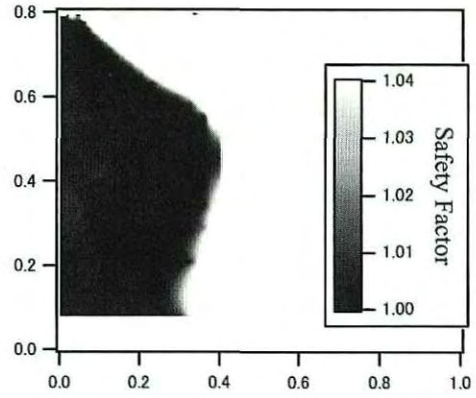
재하압력 50kN/m^2



재하압력 100kN/m^2

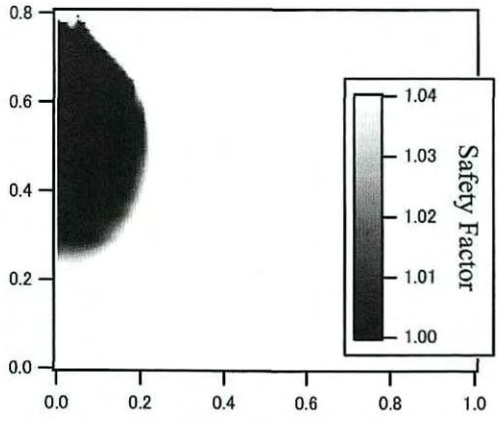


재하압력 150kN/m^2

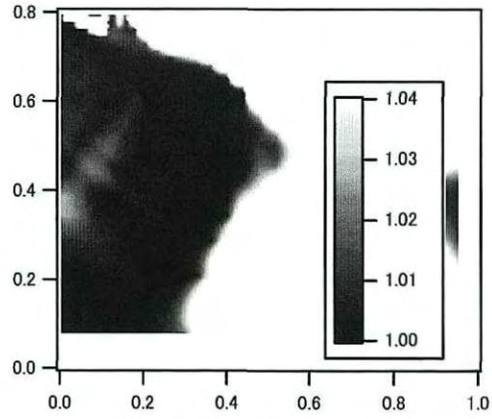


재하압력 217kN/m^2

(a) RE-1

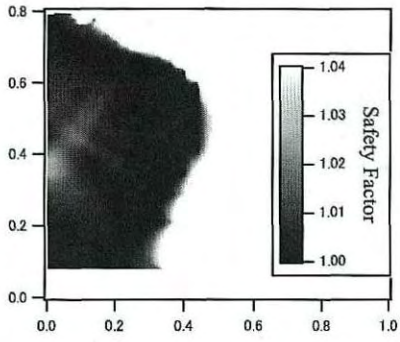


재하압력 150kN/m^2

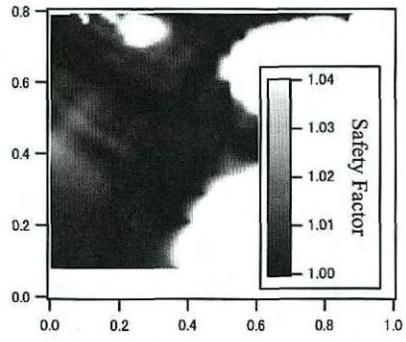


재하압력 217kN/m^2

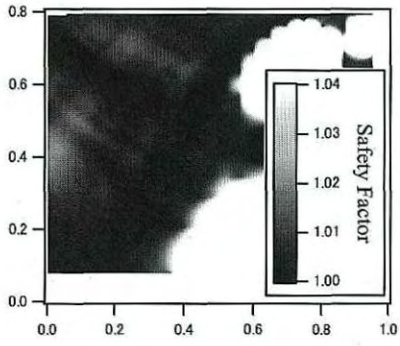
(b) RE-2



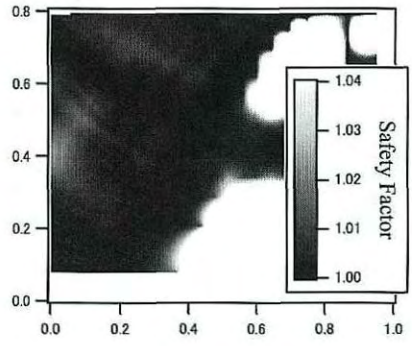
재하압력 50kN/m^2



재하압력 100kN/m^2

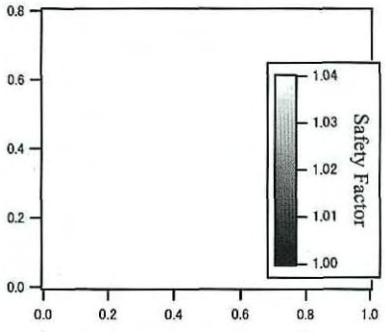


재하압력 150kN/m^2

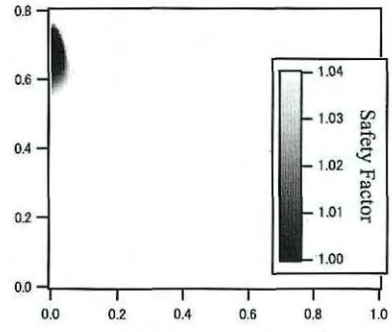


재하압력 213kN/m^2

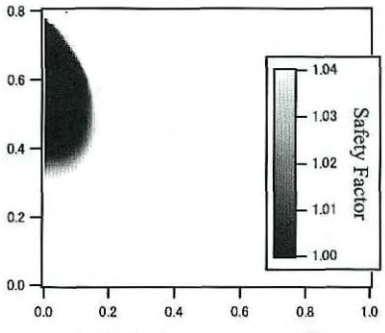
(c) RC-1



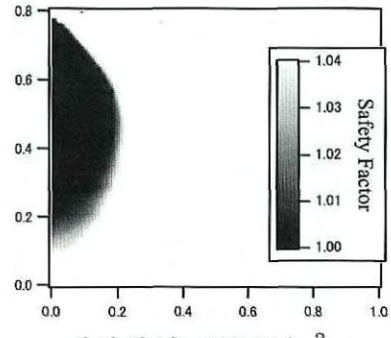
재하압력 50kN/m^2



재하압력 100kN/m^2

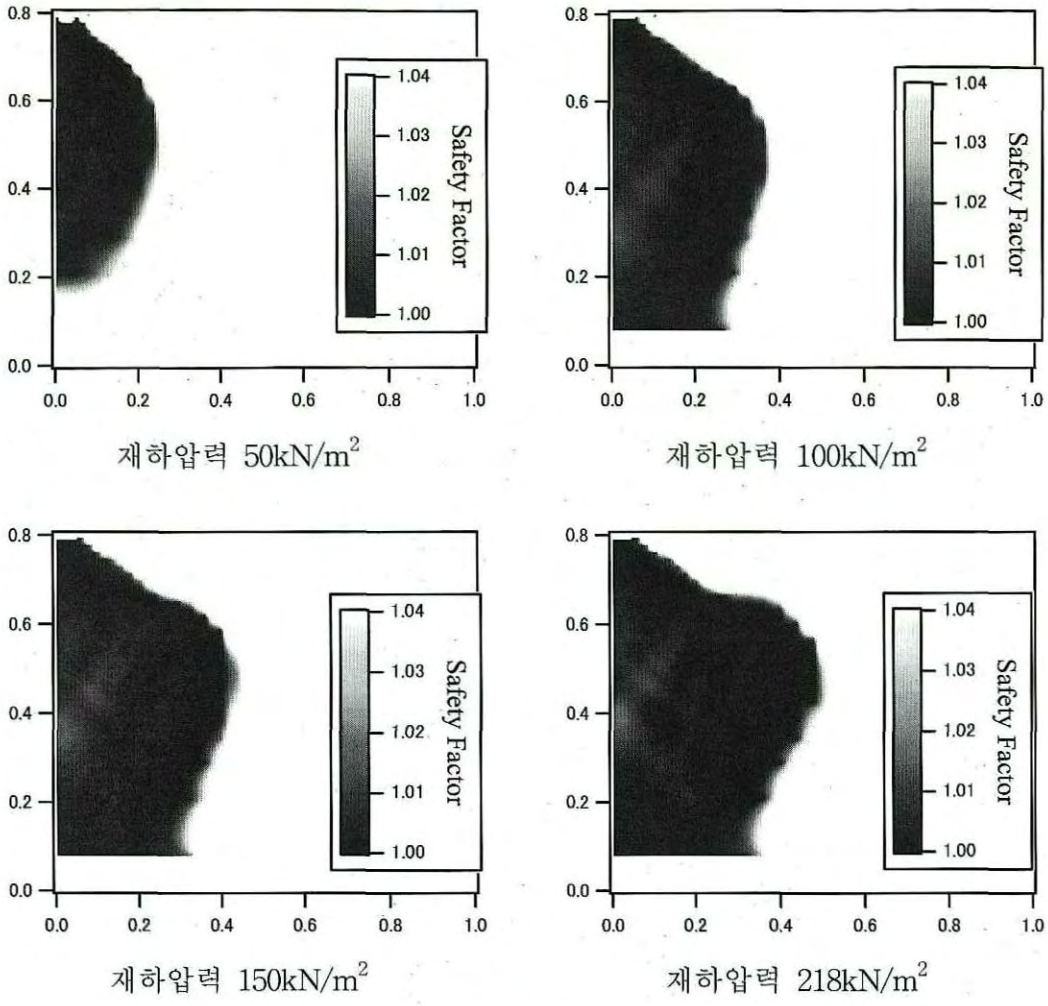


재하압력 150kN/m^2



재하압력 191kN/m^2

(d) REE-2



재하압력 50kN/m^2 재하압력 100kN/m^2

재하압력 150kN/m^2 재하압력 218kN/m^2

(e) REE-3

그림 3.5.21 연약지반의 국소 안전률 분포

<그림 3.5.22>은 지표면의 연직응력분포에 미치는 보강재의 강성의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이 100kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 모든 케이스에 있어서, 연직응력은 모델의 좌단, 즉 재하영역의 중앙부분에서 최대가 된다. 그리고 그 값은 보강재의 강성이 작을수록 커진다. 해석 케이스의 기준이 되는 RE-1의 경우는 발생하는 연직응력의 최대값은 약 7kN/m2으로 재하압력의 약 7%이다. 또한, 연직응력은 모델의 좌단으로 부터 측방으로 멀어짐에 따라 감소하고 있다. 재하압력을 받지 않는 부분에도 현저한 연직응력이 발생하는데, 그것은 보강재에 의한 분산효과에 의한 것으로 판단된다. 한편, 보강재의 강성이 작을수록, 하중분산효과는 커짐을 알 수 있다.

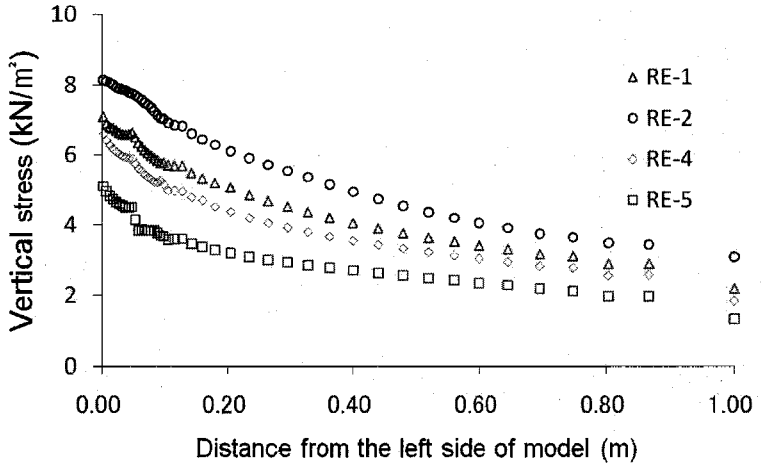


그림 3.5.22 지표면의 연직응력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.23>은 지표면의 연직응력분포에 미치는 점착력의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이 100kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 점착력이 RE-1보다 작은 RC-1과 RC-2에서 연직응력의 최대값은 RE-1의 최대값보다 작아진다. 특히, RC-1에서는 연직응력의 분포는 거의 일정한 값을 가진다. 그리고 모델의 좌단으로부터 0.3m 이상 멀어지면 RC-1 및 RC-2의 연직응력 분포는 RE-1의 연직응력보다 커진다. 이러한 사실로부터 지오텍스타일의 하중 분산효과는 지반의 강도가 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 한편, RE-1보다 점착력이 큰 RC-3의 경우 연직응력의 최대값이 RE-1보다 커지는 것을 알 수 있다.

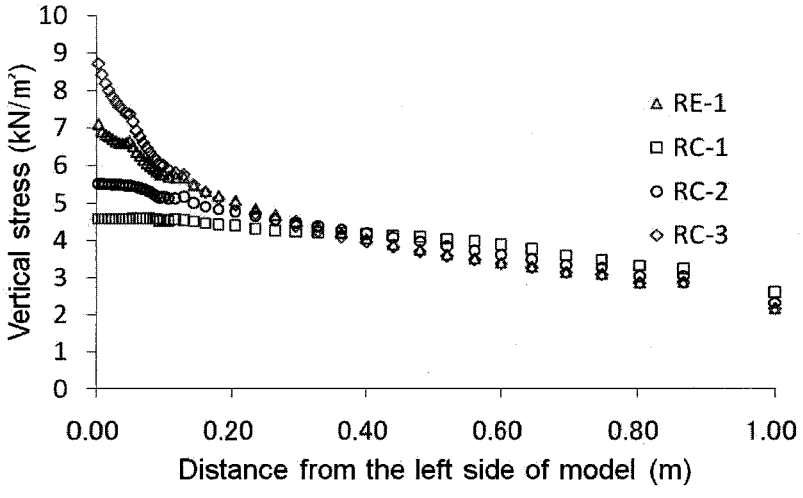


그림 3.5.23 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.24>는 지표면의 연직응력분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이 100kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 지반의 탄성계수가 작아지면, 발생하는 지표면의 연직응력의 최대값이 작아진다. 또한, 연직응력은 모델의 좌단으로 부터 측방으로 멀어짐에 따라 감소하고 있다.

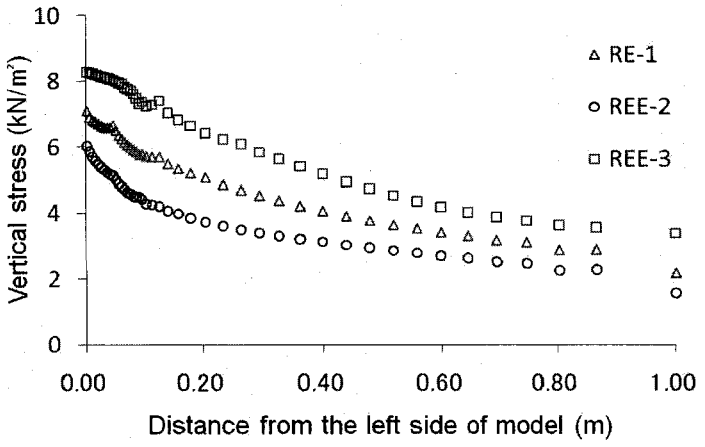


그림 3.5.24 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향

<그림 3.5.25>은 보강재의 장력분포에 미치는 보강재 강성의 영향을 나타내고 있다. 여기서, 장력은 재해압력이 100kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 모든 경우에 대하여 재하압력의 단부 근처에서 큰 장력이 발생하고 있으며 보강재의 강성이 클수록 큰 장력이 발생하고 있음을 알 수 있다.

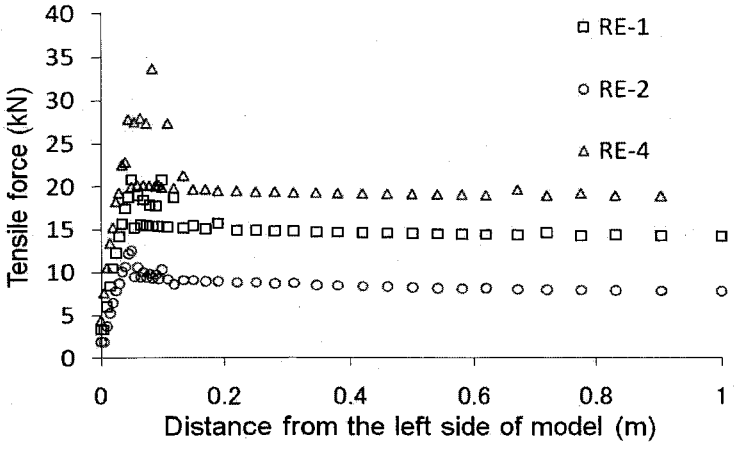


그림 3.5.25 보강재의 장력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.26>는 보강재의 장력분포에 미치는 지반 점착력의 영향을 나타내고 있다. 장력은 재하압력이 100 kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 모든 해석 케이스에서 거의 같은 장력분포를 나타내고 있다. 이러한 사실로부터 지반 점착력의 크기는 보강재의 장력 발생 양상에 미치는 영향이 미미하다고 생각할 수 있다.

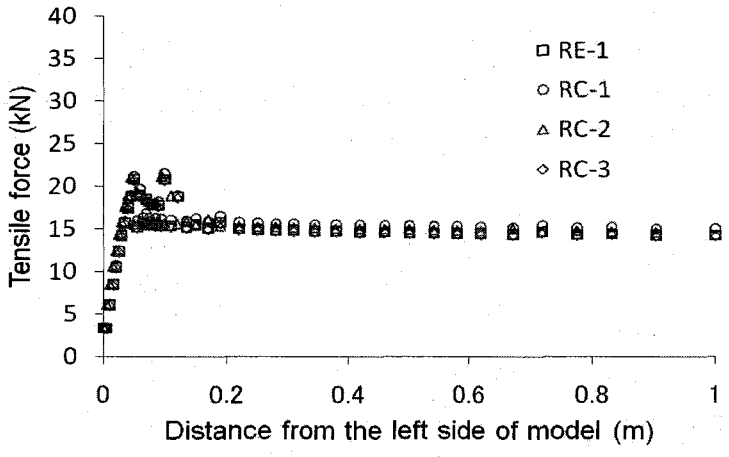


그림 3.5.26 보강재의 장력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.27>는 보강재의 장력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 장력은 재하압력이 100 kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 지반의 탄성계수가 작아질수록, 보강재의 장력은 크게 나타나고 있는데 이것은 지반의 탄성계수가 작을수록 탄성적인 저항이 작아지기 때문이라고 볼 수 있다.

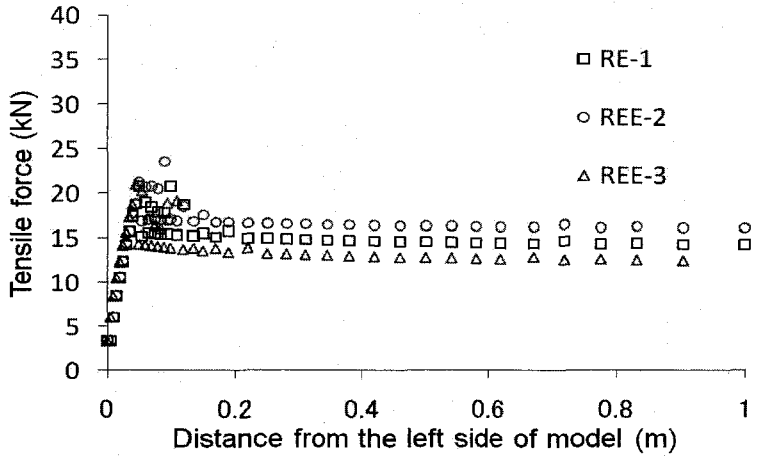


그림 3.5.27 보강재의 장력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향

<그림 3.5.28>은 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향을 나타내고 있다. 여기서 지반 융기점은 재하에 의해서 지표면이 원래의 위치보다 높아지는 지점을 말한다. 모든 경우에 있어서 재하압력과 보강재의 강성이 증가할수록 지반 융기점의 위치가 모델의 좌단으로부터 멀어지고 있으나 소정의 재하압력 이상이 되면 지반의 융기는 발생되고 있지 않음을 알 수 있다.

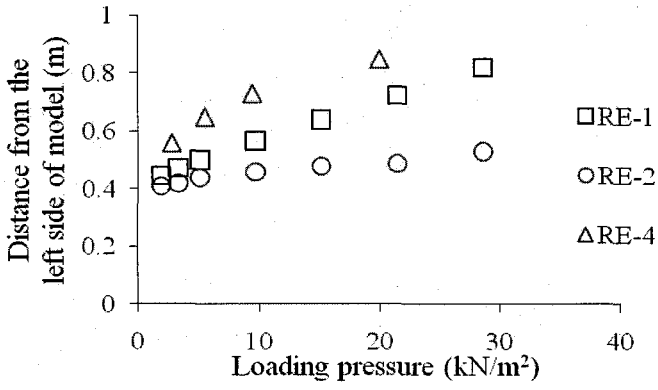


그림 3.5.28 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.29>은 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 점착력의 영향을 나타내고 있다. 지반의 점착력의 변화에도 불구하고 거의 동일한 결과를 나타내고 있으며 이러한 사실로부터 지반 융기점에 미치는 지반 점착력의 영향은 거의 없다고 생각할 수 있다.

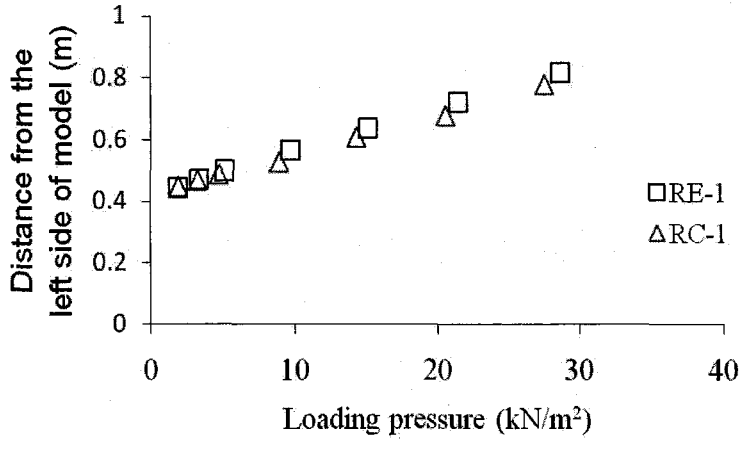


그림 3.5.29 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.30>은 재하압력과 지반융기점의 관계에 미치는 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 지반의 탄성계수가 작아지면 같은 재하압력에서의 지반 융기점은 모델의 좌단으로부터 멀어지고 있음을 알 수 있다.

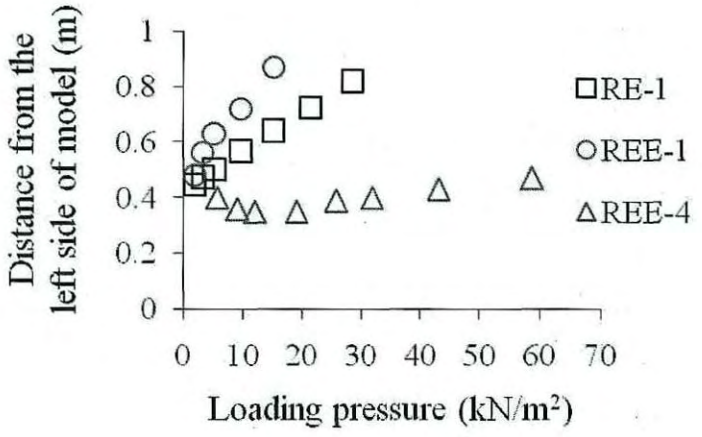
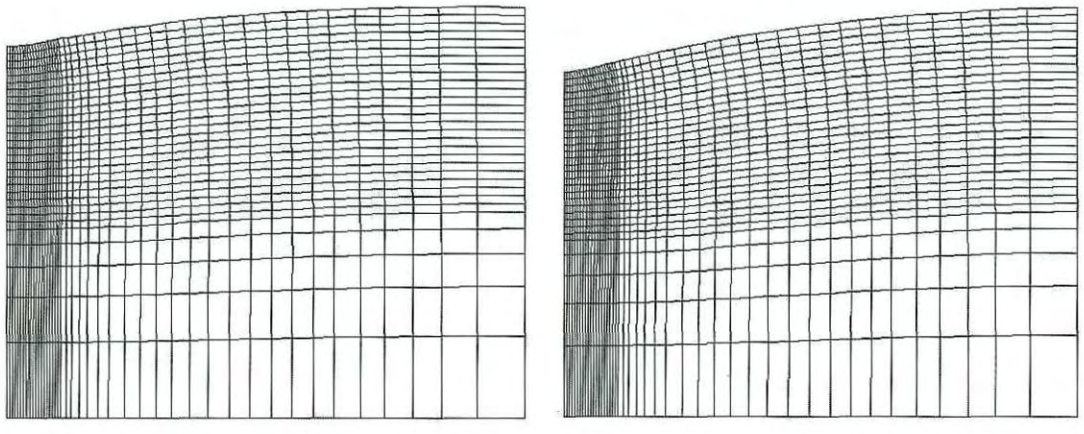
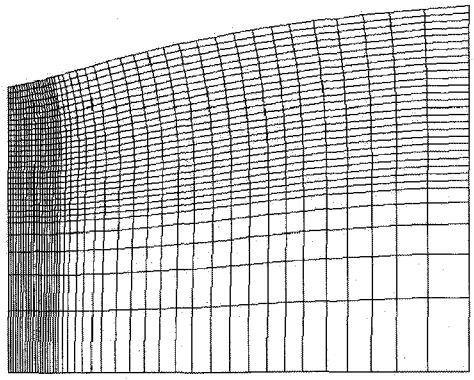


그림 3.5.30 재하압력과 지반 융기점의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향

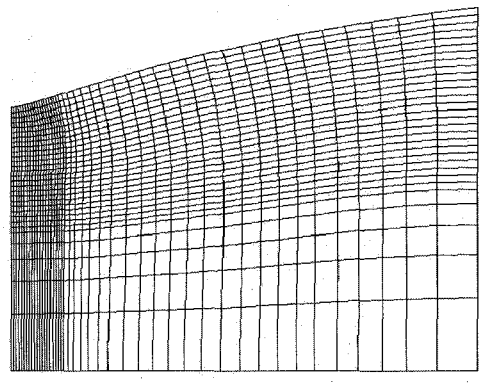
<그림 3.5.31>는 RE-1에 대한 재하압력에 따른 지반 변형도를 나타내고 있다. 재하압력이 증가하더라도 지반의 단차가 발생하지 않고, 침하가 수평적으로 완만하게 일어나는 것을 알 수 있다. 그리고 재하압력이 증가함에 따라서 모델 중앙부에 급격한 침하가 발생하고 있다.



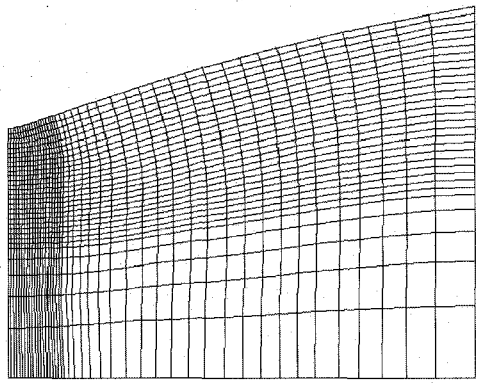
(a) 재하압력 20kN/m^2 (b) 재하압력 50kN/m^2



(c) 재하압력 100kN/m^2



(d) 재하압력 150kN/m^2



(e) 재하압력 217kN/m^2 (항복시)

그림 3.5.31 케이스 RE-1에 대한 재하압력에 따른 지반 변형도

(3) 기존 설계법과의 비교

<그림 3.5.32>과 <그림 3.5.33>은 각각 보강재의 변형 모델 개념과 보강재의 변형 상세도를 나타내고 있다.

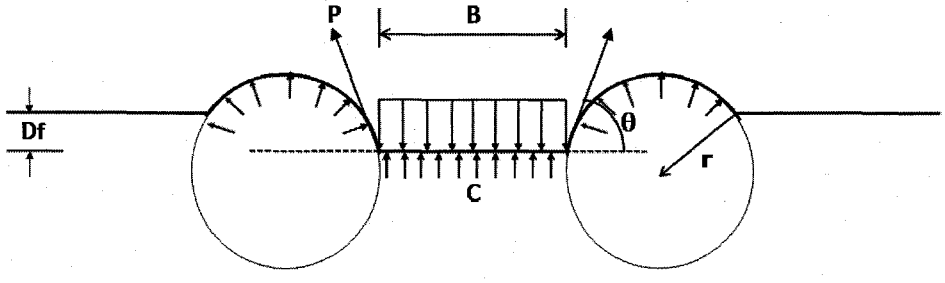


그림 3.5.32 보강재의 변형 모델 개념도

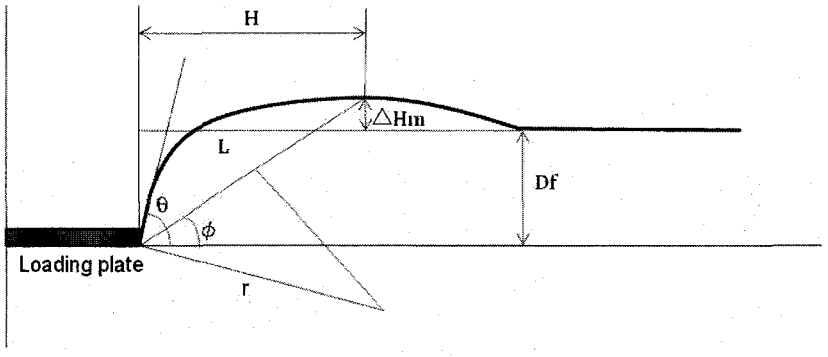


그림 3.5.33 보강재의 변형 상세도

식(8)과 같은 Terzaghi의 지지력이론에 기초한 대표적인 지지력 계산식은, 간단하기 때문에 실무에서도 널리 쓰이고 있다. 이 공식은 다음과 같이 4개로 나누어 생각할 수 있다.

① 원지반의 지지력
② 보강재의 인장력에 의한 지지력
③ 보강재의 압입성토 효과
④ 성토가 지반 중에 침하한 부분의 부력적인 효과

$$q = cN_c + T\left(\frac{2\sin\theta}{B} + \frac{N_q}{r}\right) + \gamma_t D_f N_q \tag{39}$$

여기에서, q는 극한지지력, c는 지반의 점착력, N_c와 N_q는 지지력계수, γ_t는 지반의 단위체적중량, T는 보강재의 인장강도이다. 보강재의 경사각인 θ는 재하판의 오른쪽 단부 절점과 단부로 부터 5cm 떨어진 절점 간의 각도로 정하였으며 지반 내의 가상원 반경인 r은 그림-21과 식(9), 식(10)으로 구하였다.

$$L = \sqrt{(\Delta H_{\max} + D_f)^2 + H^2} \tag{40}$$

$$r = \frac{L}{2}(\sin(\theta - \phi)) \tag{41}$$

표 2와 그림 22는 각 케이스에 대한 해석값과 계산식에 의한 결과를 나타내고 있다.

표 3.5.9 각 케이스에 대한 결과

해석 케이스	해석에 의한 극한지지력 (kN/m2)	r (m)	θ (°)	계산식에 의한 극한지지력 (kN/m2)	압입성토효과를 뺀 계산결과 (kN/m2)
RE-1	217	0.173	19.59	445.9	244.1
RC-1	213	0.171	19.50	443.3	239.5
RC-2	216	0.172	19.47	443.7	240.7
RC-3	219	0.174	19.68	449.3	248.2
RC-4	222	0.174	19.68	456.5	255.4
REE-1	78.4	0.118	13.35	467.3	169.9
REE-2	191	0.160	17.98	444.7	225.3
REE-3	218	0.187	21.30	450.6	263.1

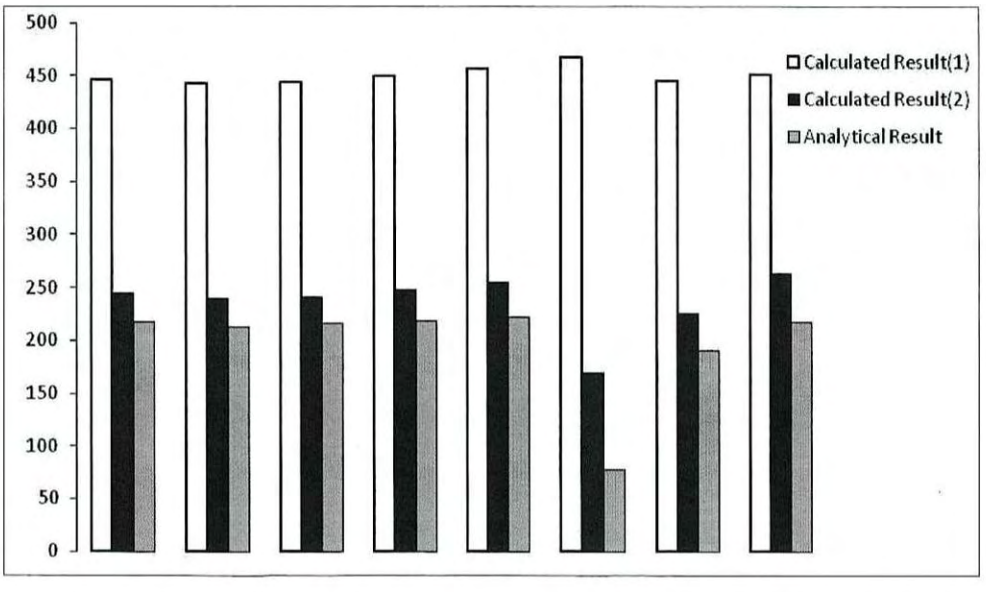


그림 3.5.34 각 케이스에 대한 결과 비교

<그림 3.5.34>에서 Calculated Result(1),(2)는 각각 Terzaghi의 지지력이론에 기초한 대표적인 지지력 계산식에 의한 계산결과와 그것에 압입성토 효과를 뺀 결과를 뜻한다. 모든 해석 케이스에 있어서 해석결과는 계산결과와 큰 차이를 보이고 있다. 그리고 그 차이는 약100%를 넘고 있다. 하지만 계산결과에서 압입성토 효과를 뺀 값과 비교하면 해석결과와의 오차가 크게 감소하고 있는 것을 알 수 있다.

<표 3.5.9>에서 알 수 있듯이 지오텍스타일을 상정한 모든 케이스의 r의 범위는 0.062~0.174, θ의 범위는 13.35~19.68° 이다. 이 결과를 西林에 의해 제시된 안정시 파라메터와 지반의 점착력과의 관계와 비교하여 <그림 3.5.35>에 도시하였다. 해석 결과는 사각형의 도형 안에 나타내었다. 본 연구에서 수행한 지반의 점착력의 범위는 西林에 의해 제시된 범위에 상응하지 못하고 매우 작은 값이지만 경향성에 있어서 파라메터와 점착력의 관계가 차이가 남을 알 수 있다.

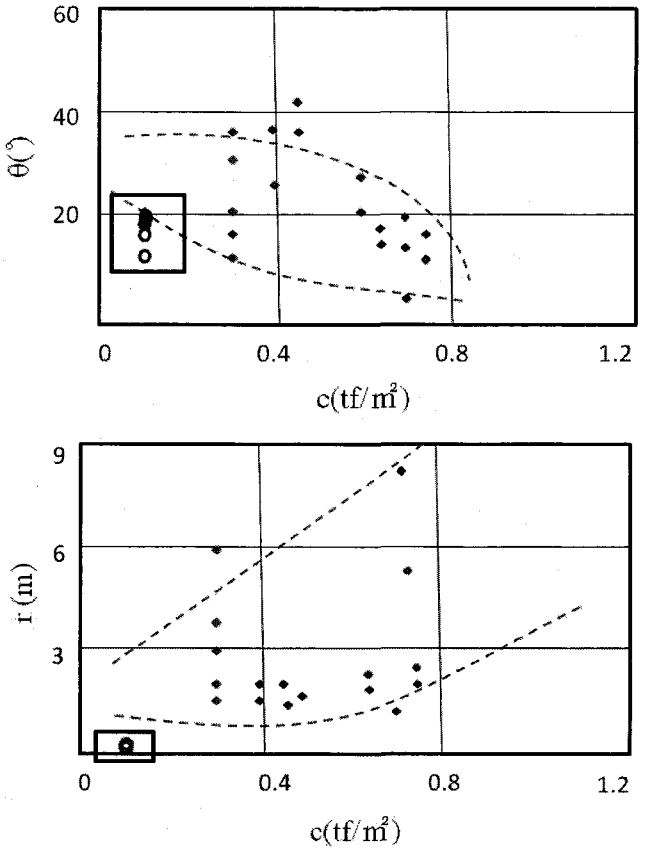


그림 3.5.35 西林에 의해 제시된 파라메터와 해석 결과의 비교

라. 강성 재료에 대한 수치해석

(1) 수치해석 조건

<표 3.5.10>은 강성 재료에 대한 수치해석 조건을 나타내고 있다. 수치해석에서는 RE-1을 기준으로 하고, 지반의 점착력과 탄성계수 및 보강재의 강성을 파라메트릭 스터디를 수행하였다.

표 3.5.10 강성 재료에 대한 수치해석 조건

해석 케이스	모델 지반		보강재	
	c (kN/m^2)	E (kN/m^2)	EA (kN/m)	I (m^4)
RE-1	0.981	11	40000000	7.85×10^{-9}
RE-2			6000000	
RE-3			10000000	
RE-4			80000000	
RE-5			160000000	
해석 케이스	모델 지반		보강재	
	c(kN/m^2)	E(kN/m^2)	EA(kN/m)	I ($m^{4)}$
RC-1	0.3	11	40000000	7.85×10^{-9}
RC-2	0.6			
RC-3	1.6			
RC-4	3			
해석 케이스	모델 지반		보강재	
	c(kN/m^2)	E(kN/m^2)	EA(kN/m)	I ($m^{4)}$
REE-1	0.981	3	40000000	7.85×10^{-9}
REE-2		7		
REE-3		20		
REE-4		50		

(2) 해석 결과 및 분석

<그림 3.5.36>는 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재의 강성의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석결과를, 점은 실험결과를 나타낸다. 모형실험의 결과와 비교해보면, RE-1과 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 보강재의 강성이 커질수록 재하압력과 침하량의 기울기가 작아지는 것을 알 수 있다. 여기에서, 지오텍스타일의 거동을 잘 모사하고 있는 RE-1을 기준으로 하여, 파라메트릭 스터디를 진행하였다.

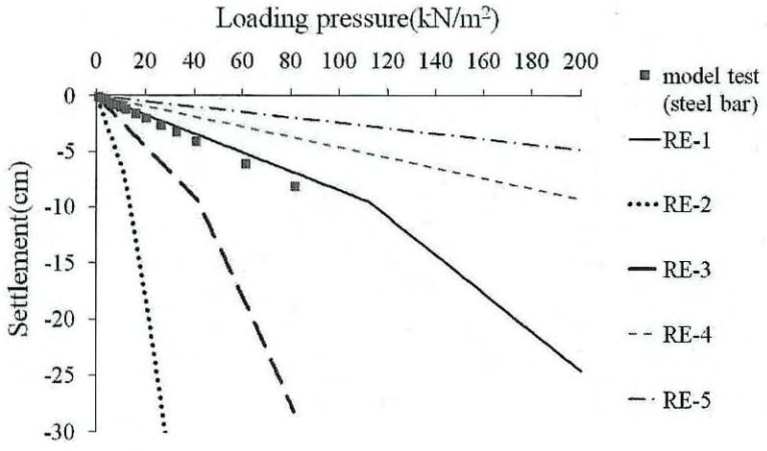


그림 3.5.36 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.37>는 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 점착력의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석결과를, 점은 실험결과를 나타낸다. 점착력이 작아지면, 재하압력과 침하량의 관계의 기울기는 변하지 않으나, 기울기가 변하는 지점이 RE-1보다 작은 재하압력에서 일어나는 것을 알 수 있다.

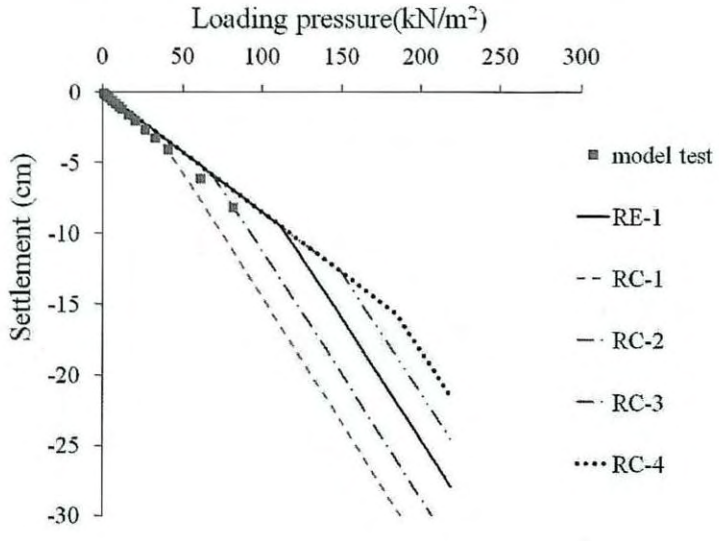


그림 3.5.37 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.38>은 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반의 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 그림 중 선은 해석결과를, 점은 실험결과를 나타낸다. 지반의 탄성계수가 작아지면, 재하압력과 침하량의 관계의 기울기가 커진다. 그렇지만 기울기가 변화하는 지점은 탄성계수가 작아질수록 큰 하중에서 생기는 것을 알 수 있다. 특히 REE-4는, 지반의 탄성계수가 가장 크기 때문에, 등분포하중이 약 40kN/m2까지는 재하압력과 침하량의 관계의 기울기가 RE-1과 비교해서 꽤 작지만 기울기가 급격히 증가하는 것을 알 수 있다.

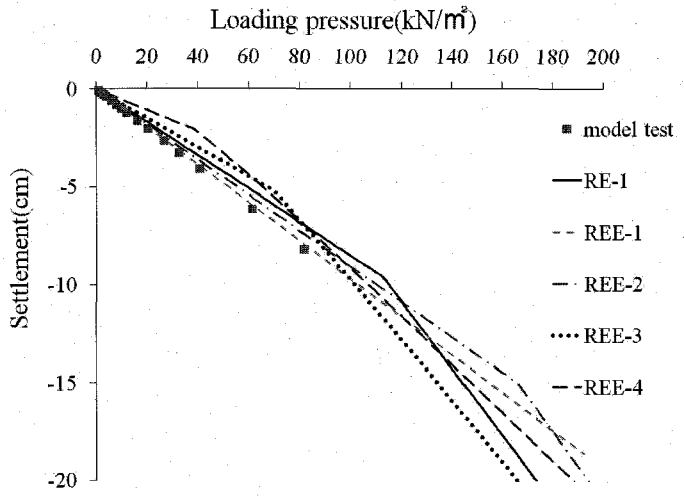
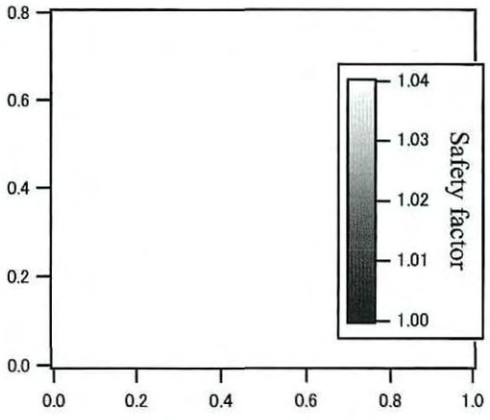


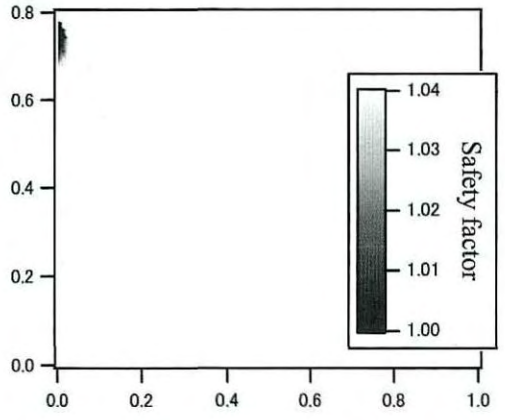
그림 3.5.38 재하압력과 침하량의 관계에 미치는 지반 탄성계수의 영향

<그림 3.5.39>은 대표적인 해석 케이스의 국소 안전율 분포를 나타내고 있다. 여기서 국소 안전율은 재하압력이 80kN/m2과 130kN/m2의 시점에서의 분포를 나타내고 있다. 단, RE-2의 경우는 재하압력이 130kN/m2에 도달하지 않았기 때문에, 재하압력 80kN/m2의 시점의 분포만을 나타내고 있다. RE-1에 있어서, 재하압력이 130kN/m2이 되어도, 지반 중에 파괴상태에 달한 영역이 없다. 재하압력이 50kN/m2에 달한 시점에서도, 파괴에 도달하는 영역은 거의 없다. RE-1에 비해서, 보강재의 강성이 작은 RE-2에서는, 재하압력이 130kN/m2에 도달하는 시점에 있어서, 비교적 큰 물방울 모양의 영역에서 파괴가 일어나고 있다. 점착력이 RE-1보다 작은 RC-1에서는, 재하압력이 130kN/m2에 도달하는 시점에서, 벌써 모델의 저면에 도달하는 영역에서 파괴가 일어나고 있다. 재하압력의 증가에 따라서 파괴영역은 측방에 확대되어 나간다. REE-4는, 재하압력이 80kN/m2에 도달하는 시점에서 비교적 넓은 범위에서 파괴가 일어나고 있다 그리고 그 파괴 영역은 RE-1

의 그것과 거의 비슷한 모양을 하고 있다. 재하압력이 130kN/m2이 되면 파괴영역은 연직하방 뿐만 아니라 측방으로도 확대되어 나간다.

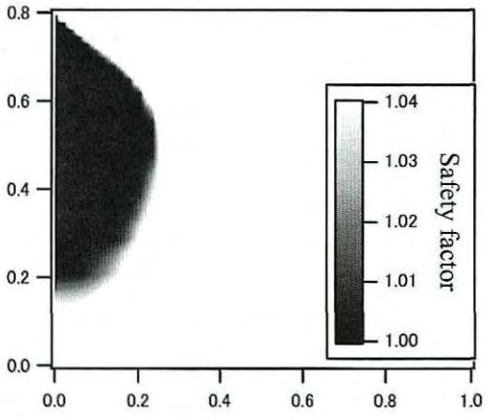


재하압력 80kN/m^2



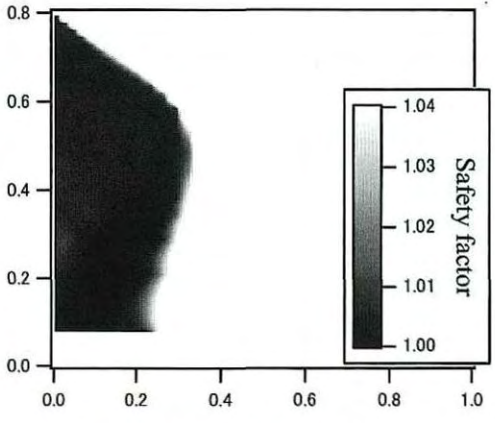
재하압력 130kN/m^2

(a) RE-1

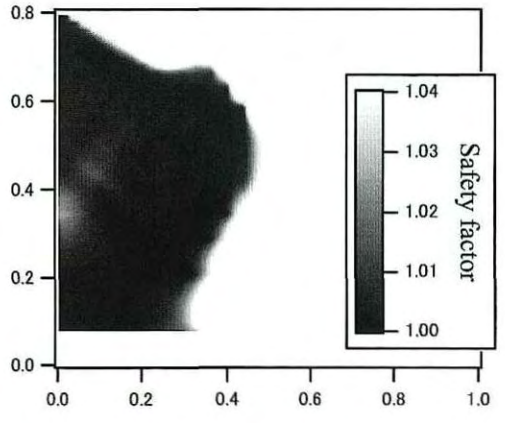


재하압력 80kN/m^2

(b) RE-2

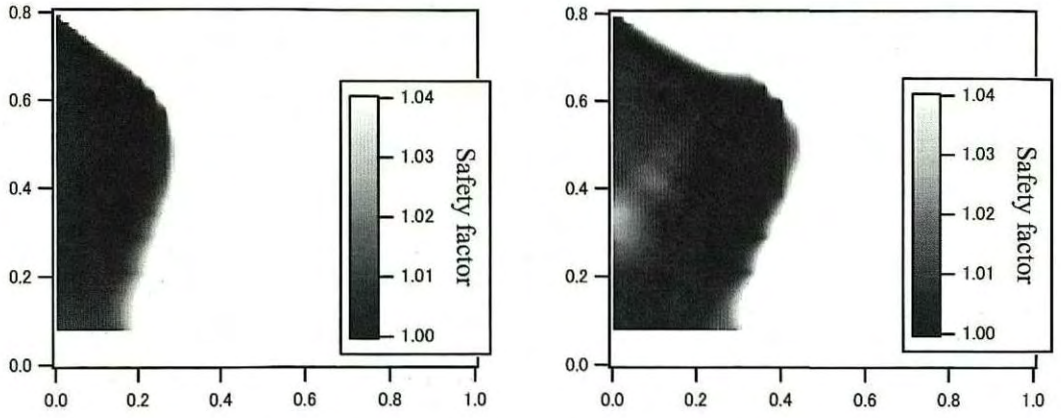


재하압력 80kN/m^2



재하압력 130kN/m^2

(c) RC-1



재하압력 80kN/m^2 재하압력 130kN/m^2

(d) REE-4

그림 3.5.39 연약지반의 국소 안전율 분포

<그림 3.5.40>은 지표면의 연직응력분포에 미치는 보강재 강성의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이 80kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 모든 케이스에 있어서, 연직응력은 모델의 좌단, 즉 재하영역의 중앙부분에서 최대가 된다. 그리고 그 최대값은 보강재의 강성이 작을수록 커지는 것을 알 수 있다. 그리고 연직응력은 모델의 좌단으로 부터 측방으로 멀어짐에 따라 감소하고 있지만, 그 감소폭은 크지 않다. 보강재의 강성이 작을수록 지반의 연직응력이 크게 발생하는 것으로 볼 때, 강성이 작을수록 지반이 지지하는 하중이 커지는 것을 알 수 있다.

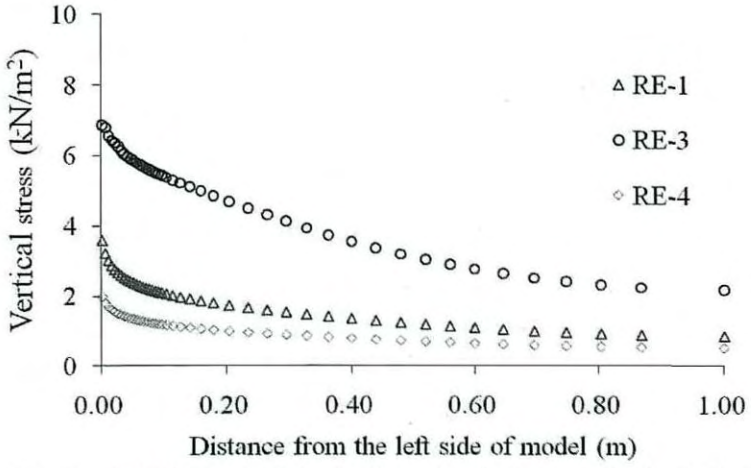


그림 3.5.40 지표면의 연직응력 분포에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.41>는 지표면의 연직응력분포에 미치는 지반 점착력의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이 130kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 점착력이 RE-1보다 작은 RC-1, RC-2의 결과는 연직응력이 최대값이 RE-1보다 작아진다. 특히 RC-1에서는 연직응력의 분포가 약 3 kN/m2으로 거의 변함없이 일정한 값을 보인다. 그리고 모델 좌단으로 부터 약 0.3m 떨어진 지점부터는 RE-1의 연직응력보다 커짐을 알 수 있다.

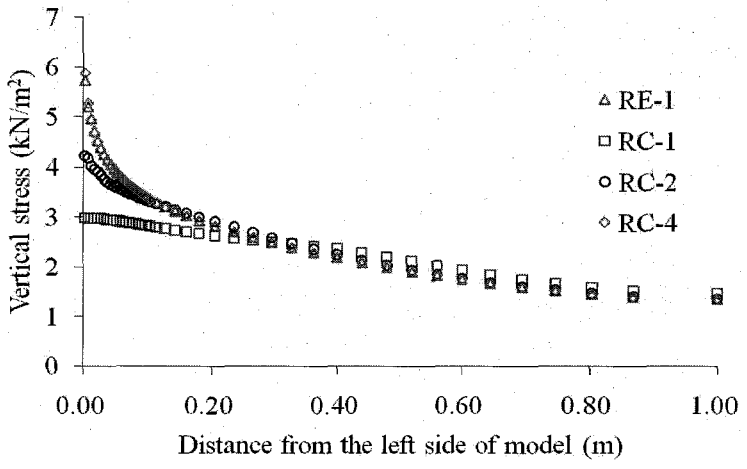


그림 3.5.41 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.42>은 지표면의 연직응력분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 여기서 연직응력은 재하압력이80kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 지반의 탄성계수가 작아질수록 연직응력의 최대값이 작아진다. 그리고 모델의 좌단으로부터 멀어질수록 연직응력은 작아지고 있다.

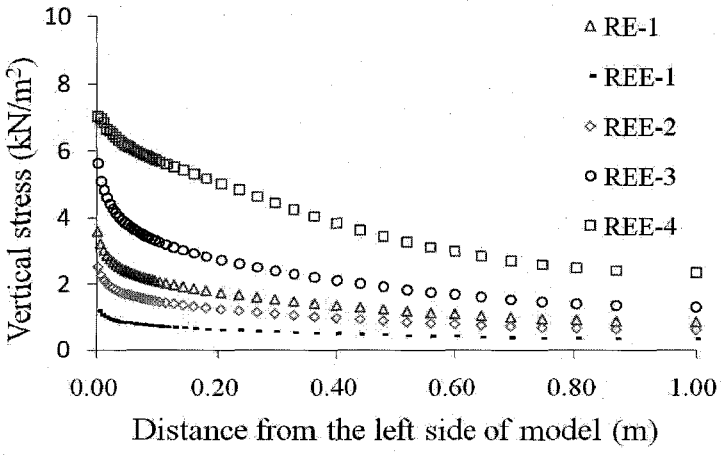


그림 3.5.42 지표면의 연직응력 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향

<그림 3.5.43>은 보강재의 모멘트 분포에 미치는 보강재 강성의 영향을 나타내고 있다. 여기서 모멘트는 재하압력이 80kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 보강재의 모멘트는 모델의 좌단으로부터 멀어질수록 증가한다. 그리고 보강재의 강성이 커질수록 모멘트는 커진다.

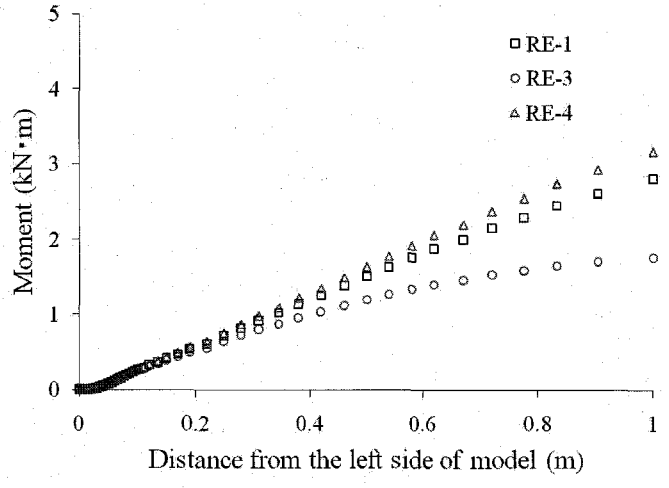


그림 3.5.43 보강재의 모멘트 분포에 미치는 보강재 강성의 영향

<그림 3.5.44>는 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 점착력의 영향을 나타내고 있다. 여기서 모멘트는 재하압력이 130kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 점착력이 변화 함에도 불구하고 모든 경우의 모멘트는 거의 같은 값을 나타내고 있다.

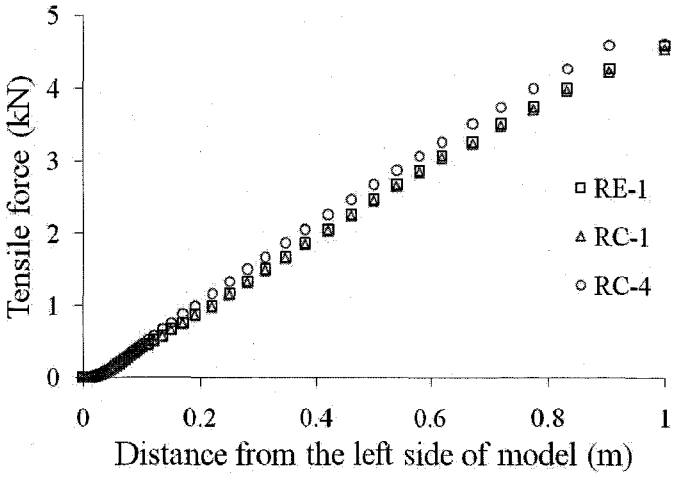


그림 3.5.44 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 점착력의 영향

<그림 3.5.45>은 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향을 나타내고 있다. 여기서 모멘트는 재하압력이 80kN/m2에 도달하는 시점의 값이다. 지반의 탄성계수가 커질수록 모멘트는 커지고 있음을 알 수 있다.

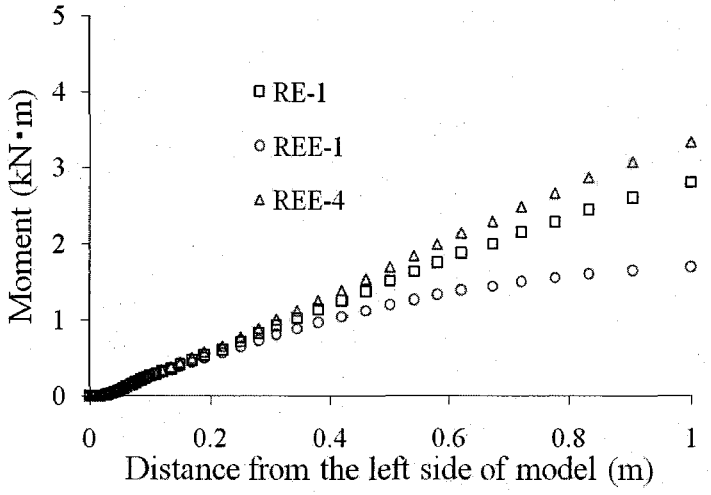


그림 3.5.45 보강재의 모멘트 분포에 미치는 지반 탄성계수의 영향

마. 결론 및 고찰

본 연구에서는 비강성 및 강성 보강재에 의해 표층 개량된 초연약지반의 변형거동을 적절히 모사하기 위해 새로운 수치해석방법을 개발하고 그 신뢰성 및 적용성을 검토하였다. 개발된 수치해석 프로그램의 신뢰성은 실내모형실험 결과를 이용하여 입증할 수 있었으며 추가적인 수치해석을 통하여 다양한 경우에 대한 초연약지반의 거동을 예측하여 보았다. 본 절에서의 결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 비강성 보강재에 대한 해석

개발된 수치해석 결과와 실내모형실험의 결과를 비교 분석함으로써 케이블 요소를 적용한 본 수치해석 프로그램으로 비강성 보강재로 표층 보강된 초연약지반의 거동을 재현함에 있어서 그 신뢰성을 검증할 수 있었다.

수치해석 결과로부터 재하압력과 침하량의 관계에 있어서 표층 보강재의 강성계수가 증가함에 따라 관계 곡선의 기울기가 작아지며 연약지반의 점착력과 탄성계수가 감소할수록 재하압력과 침하량의 관계 곡선의 기울기는 커짐을 알 수 있었다.

한편, 본 수치해석 결과 연약지반의 강도가 감소할수록 보강재에 의한 상재하중의 분산효과는 증가함을 알 수 있었으며 보강재의 강성이 증가하고 연약지반의 탄성계수가 감소할수록 표층 보강재에서 발생하는 인장응력은 증가함을 알 수 있었다.

다양한 조건으로의 수치해석 결과로부터 비강성 보강재로 보강된 연약지반에 대하여 상재하중이 증가할수록 지반의 최대 융기점은 재하 중심으로부터 선형적으로 멀어짐을 알 수 있었다. 또한 표층 보강재의 강성이 커지고 연약지반의 탄성계수가 감소할수록 지반의 최대 융기점은 재하 중심으로부터 멀게 발생되었지만 연약지반의 강도의 차이에 의한 지반의 최대 융기점은 큰 차이를 보이지 않았다.

Terzaghi의 지지력이론에 기초한 대표적인 지지력 이론식과 본 수치해석의 결과는 큰 차이를 보였다. 하지만 이론식에서의 부력적인 효과를 뺀 계산결과와 수치해석 결과를 비교하면 그 차이는 크게 줄어들었다. 또한 수치해석 결과로부터 역계산한 r과 θ값은 西林에 의해 제안된 범위와 차이를 보였다.

(2) 강성 보강재에 대한 해석

개발된 수치해석 결과와 실내모형실험의 결과를 비교 분석함으로써 보 요소를 적용한 본 수치해석 프로그램으로 강성 보강재로 표층 보강된 초연약지반의 거동을 재현함에 있어서 그 신뢰성을 검증할 수 있었다.

수치해석 결과로부터 재하압력과 침하량의 관계에 있어서 보강재의 강성이 커질수록, 지반의 탄성계수가 작아질수록 그 관계 곡선의 기울기가 작아짐을 알 수 있었다. 또한, 연약지반의 점착력이 감소할수록 재하압력과 침하량의 관계 곡선의 기울기는 변화하지 않으나 작은 재하압력 수준에서 관계의 변곡점이 발생함을 알 수 있었다.

표층 보강재의 강성이 작아질수록 연약지반에서 발생하는 최대 연직응력값은 증가함을 알 수 있었으며 연약지반의 점착력과 탄성계수가 감소할수록 최대 연직응력값이 감소함을 알 수 있었다.

강성 보강재의 강성과 연약지반의 탄성계수가 증가할수록 보강재에서 발생하는 모멘트는 증가하였으나 연약 지반의 점착력의 영향은 거의 나타나지 않았다.

제6절 현장재하시험 결과

1. 시험목적

가. 시험목적

초연약지반의 지반개량을 목적으로 투입되는 장비의 주행성 확보를 위하여는 초연약지반의 표층처리부를 각종 보강재로 보강하고 있으며, 일반적으로 비강성재인 지오텍스타일, 지오그리드 및 강성재인 대나무 망 등이 사용되고 있다. 그러나, 초연약지반에 있어서 그 변형은 탄성변형의 범위를 넘어서 소성변형을 포함한 대변형이 발생하므로, 시공중에 지반조건과 보강재 사이의 상호작용, 보강재의 인장력 및 보강재의 강성 등 지지력식에 포함된 미지 파라미터가 제반조건에 따라 변화하는 등 많은 문제점을 포함하고 있기 때문에 이러한 모든 조건이 고려된 설계법을 정립하기 어렵다. 따라서 그동안 시공실적에 기초한 경험적인 설계가 행해지고 있어 최적설계와는 다소 거리가 있다. 다만, 현재 표층보강재로 이용되고 있는 강성재(대나무망), 비강성재(지오텍스타일, 지오그리드)의 재료적 특성은 고려하지 않고 비강성재의 재료적 특성으로 유도된 지지력식을 사용하였다. 따라서 표층보강재의 강성과 비강성이 정량적으로 고려된 표층보강시의 종합적 사용이 가능한 새로운 지지력 공식이 필요한 실정이다.

초연약지반에서 표층처리공법에 사용되는 보강재 설치시의 지지력 평가는 지반의 파괴메커니즘을 바탕으로 평가될 수 있다. 그동안 현장의 계측사례 및 연구사례를 종합하고 표층처리 보강재로 사용되는 강성 및 비강성 재료에 대한 현장 지지력 시험 등을 실시하여 보강재 종류별, 보강재와 지반간의 상호작용에 기초한 역학적 정수를 추가로 고려할 수 있는 지지력 공식을 제안할 필요가 있다. 본 연구는 현장 대형평판재하시험을 통해 보강재 및 복토두께에 따른 지지력 특성을 파악하고 새롭게 제안된 지지력공식을 현장에서 의 적용성 여부를 검증하는데 목적이 있다. 아울러, 표층보강 후 지반개량용 중장비의 반복적인 운행으로 인한 지반의 연약화 현상이 나타나 중장비의 전도 및 함몰사고 등을 초래하는 사례가 있어 장비의 반복주해에 따른 지반과 보강재의 거동 특성을 파악하기 위한 현장반복재하시험을 수행하였다.

2. 시험조건 및 방법

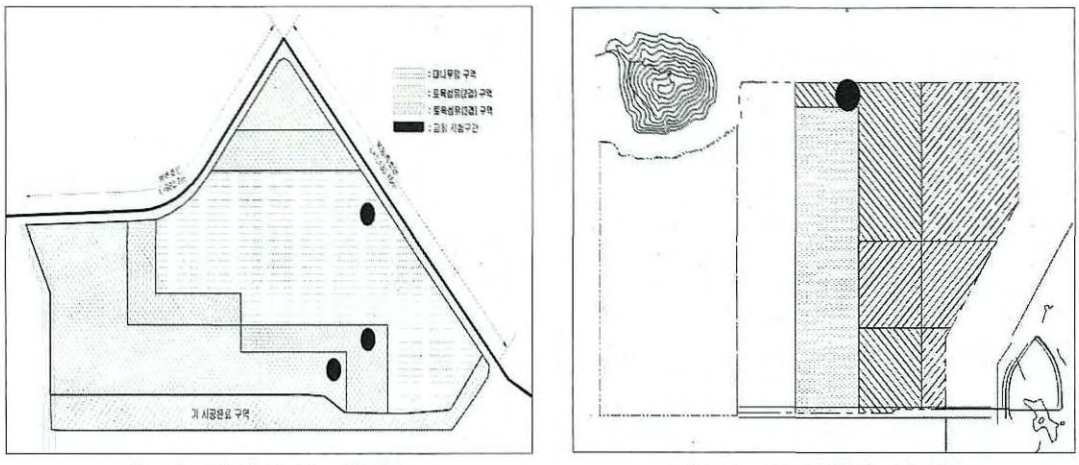
가. 시험조건

(1) 재하시험 위치: 부산 신항만 ○○부지 일원 2개소

(2) 시험개요

현장시험은 1차년도 부터 3차년도 까지 매년 1회씩 총3회가 실시되었다. 1차년도 현장시험은 강성부재(보강재)를 실물조건으로 제작하여 부재력을 평가하는 시험으로 본 보고서 제3장 3절에서 기술하였다.

2차년도 제1차 현장재하시험은 시공중인 현장에서의 현장재하시험을 계획하여 초연약지반에 대하여 비강성재(지오텍스타일(직포), 지오그리드)와 강성재(대나무망)에 대하여 대형 평판재하시험(적층식)을 실시하려 하였으나, 그 당시 지오그리드를 사용하는 초연약지반 건설 현장이 국내에는 없어 같은 비강성재인 지오텍스타일 중에서 규격을 달리하여 시공하는 현장에서 재하시험을 수행하였다.



제1차 재하시험 위치도　　제2차 재하시험 위치도

그림 3.6.1 재하시험 위치도

3차년도 제2차 현장재하시험은 현장에서 시공이 진행되지 않은 곳을 선정하여 현장시험 시공수행 및 현장재하시험을 기존의 사하중 적층식이 아닌 앵커반력을 이용하는 유압식 재하방법으로 계획하고, 비강성보강재와 강성보강재에 대한 재하시험을 실시하였으며, 지반개량용 주행장비의 반복적인 재하조건을 모사하기 위하여 반복재하시험을 수행하였다. 시험조건은 다음 <표 3.6.1>과 같다.

표 3.6.1 시험조건

구 간		A	B	C	D	E	F	G	H	I
1차	보강재	Geotextile(15tf/m) 2겹			Geotextile(15tf/m) 3겹			대나무 망(0.4×0.4)		
	복토고	0.5m	1.0m	1.5m	0.5m	1.0m	1.5m	0.5m	0.75m	1.0m
2차	구 간	J		K		L		M		
	보강재	Geotextile(30tf/m)		대나무망(0.4×0.4)		Grid(20tf/m)		Grid(10tf/m)		
	복토고	1.0m		1.0m		1.0m		1.0m		

나. 시험방법

(1) 적층식 재하시험(제1차 현장시험)

1) 시험준비

현장재하시험시 복토두께별로 하중재하 영향범위를 고려하여 15m×15m 규모의 부지를 조성하고, 계측기 매설을 위해 중앙부에 터파기를 실시한 후 재하판 하단에 토압계 및 액상침하계 설치하였다.



시험용 부지조성



계측기 설치준비

그림 3.6.2 부지조성 및 계측기설치전경



토압계 및 층별침하계 설치



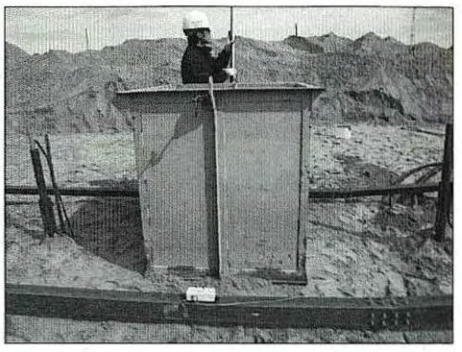
되메우기

그림 3.6.3 계측기 설치전경

단계별 변위 및 영향범위 측정을 위하여 침하판(1.0m 간격), 기준틀 등을 설치 후 초기값을 측정하였다.



침하판 및 기준틀 설치



재하틀 설치 및 초기값 측정

그림 3.6.4 침하판 설치 및 초기값 측정

2) 단계별 재하

단계별로 크레인을 이용하여 재하물(0.5ton/EA) 이동 및 거치를 실시하였다.



재하물 이동

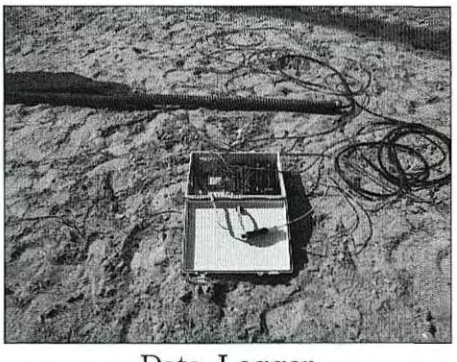


재하물 거치

그림 3.6.5 재하시험 전경

3) Data 수집 및 마무리

Data Logger와 노트북을 이용하여 실시간 토압 및 변위 측정하였다.



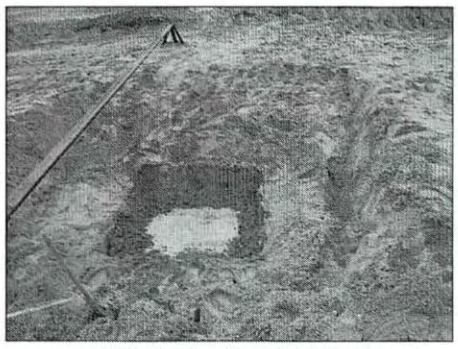
Data Logger



계측용 노트북

그림 3.6.6 Data Logger 및 계측용 노트북

최종단계 시험완료 후 굴삭기를 이용하여 시험부지를 복구하였다.



재하시험 후 침하양상



시험부지 복구 전경

그림 3.6.7 재하시험 완료 후 부지복구 전경

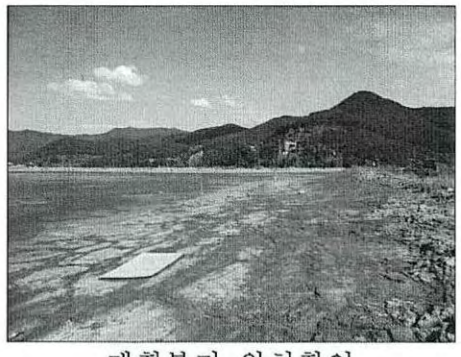
다. 시험시공(제2차현장시험)

(1) 위치확인

시험시공 부지를 측량장비 등을 이용하여 계획위치를 확인하였다.



초연약지반 부지선정

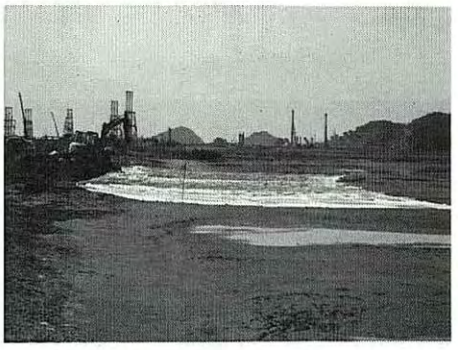


계획부지 위치확인

그림 3.6.8 시험시공 계획부지 위치확인

(2)보강재부설

시험계획에 의거하여 표층보강재를 공장에서 주문제작하여 현장에 반입하고 진입로구간과 시험부지 연결부는 현장봉합을 실시하였다(J구역(15m X 15m)과 진입로 구간(10m X 20m)은 30tf/m의 직포를 부설하고 K, L, M구역은 15tf/m의 직포를 15m X 45m로 포설함)



Geotextile 포설



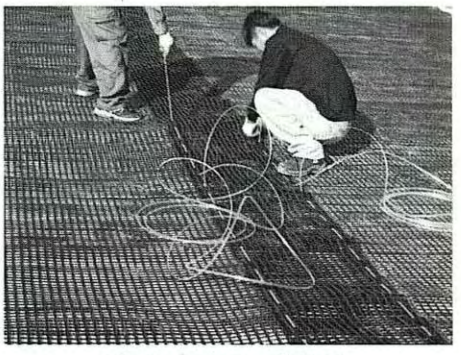
현장봉합 확인

그림 3.6.9 Geotextile포설 및 현장봉합

지오그리드는 L, M구역에 Geotextile(직포,15tf/m) 상단에 각각 20tf/m과 10tf/m를 포설하고 이음부는 응력이 집중되지 않도록 동등이상의 강도가 확보되도록 조치하였다.



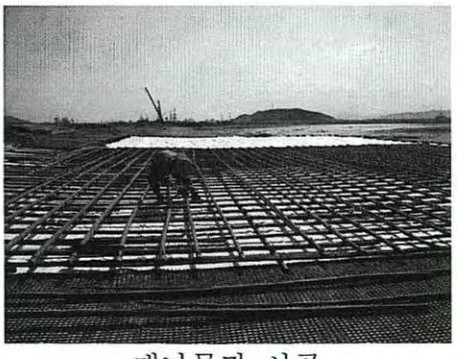
지오그리드 포설



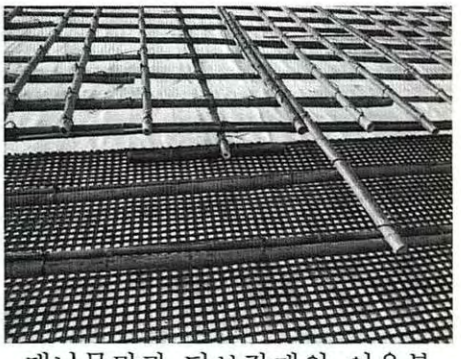
지오그리드 이음부

그림 3.6.10 지오그리드 포설 및 현장이음

대나무망은 K구역에 Geotextile(직포,15tf/m) 상단에 포설하고 인접구역에 대나무망 접촉부에서 Geotextile와 지오그리드의 응력집중과 찢어짐이 방지되도록 조치하였다.



대나무망 시공



대나무망과 타보강재의 이음부

그림 3.6.11 대나무망 시공과 이음부시공

(3) 복토시공

복토재로는 양질의 모래를 1m 높이로 두께관리 규준틀에 맞추어 습지도져(7ton 급) 및 굴삭기(0.15m^{3}급)를 이용하여 시공하였다.



복토시공



원거리 전경

그림 3.6.12 보강재 상단에 복토재 포설

(4) 보강재부설 및 시험시공 완료

표층보강재 상단으로 계획두께 만큼의 복토가 되도록 시공 완료하였다.



보강재부설 완료



시험시공 완료

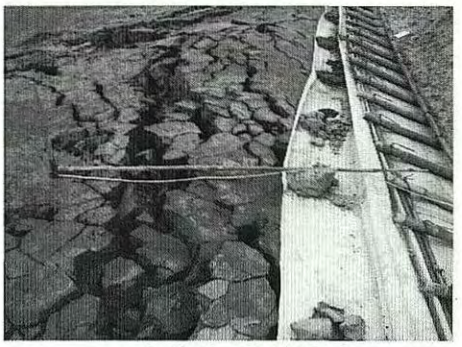
그림 3.6.13 보강재부설 및 시험시공 완료전경

(5) 주변지반교란

복토재 부설에 따른 하중증가로 주변지반이 교란되며 시간이 경과함에 따라 점차 교란영역이 확대되는 경향을 나타내었다.



전면부 융기 및 교란영역 발생



교란영향 범위확대

그림 3.6.14 시험시공으로 인한 융기 및 교란영역 발생

라. 앵커식 재하시험

(1) 천공

크롤러드릴을 이용하여 천공작업을 수행한 결과, 지층은 상부에서 아래로 모래층, 점토층, 풍화암(황색), 연암층(회색)이 나타났다.



천공장비 정치



풍화암 지반확인

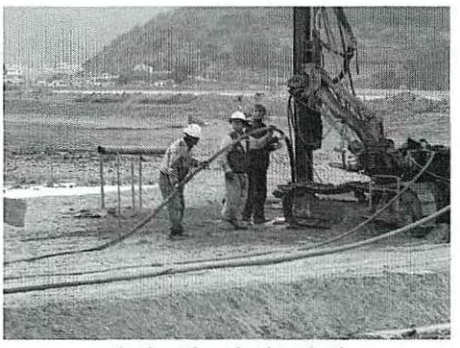
그림 3.6.15 크롤러드릴을 이용한 천공작업

(2) 앵커시공

공사용 부지에 후속공종의 영향을 최소화 하기위하여 U형 제거식 앵커를 사용하여 앵커체를 시공하였다.



U형앵커 자재반입



앵커 및 강선 삽입

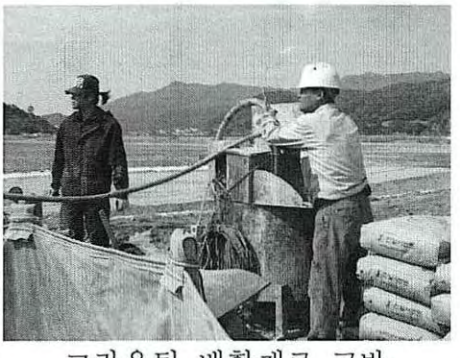
그림 3.6.16 U형 앵커시공 전경

(3) 그라우팅배합 및 주입

시멘트, 팽창재, 조강재 등 배합비에 맞추어 교반기에서 교반된 그라우트를 주입 호스를 사용하여 앵커체 하부에 주입 완료하였다.



그라우팅 주입시공



그라우팅 배합재료 교반

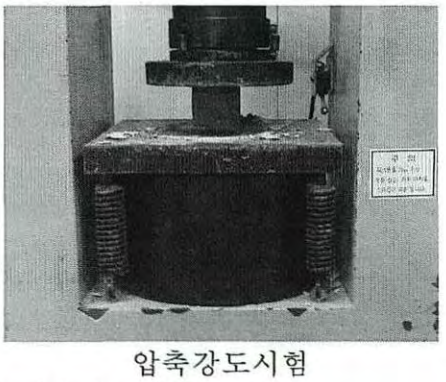
그림 3.6.17 그라우팅교반 및 주입시공

(4) 양생 및 압축강도

그라우팅 주입시에 몰드롤 제작하여 현장조건과 동일하게 3일간 수중양생 후 압축강도를 확인한 결과 계획강도를 2배이상 만족하였다.



몰드제작 및 양생

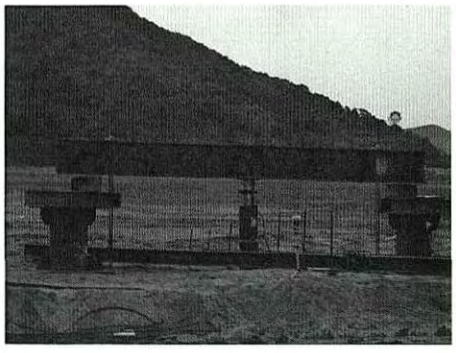


압축강도시험

그림 3.6.18 몰드양생 및 압축강도시험

(5) 재하시험

H빔과 유압잭을 이용하여 재하판(1m X 1m X 0.03m)에 하중을 재하하는 방식으로 재하시험(정적재하 및 반복재하)을 실시하고, Load Cell, 와이어식변위계(LVDT 등), Data Logger와 노트북을 이용하여 실시간 현장계측을 수행하였다.



재하시험수행



실시간 현장계측

그림 3.6.19 재하시험 및 변위계측

(6)강선제거 및 마무리

재하시험 완료 후 후속공종에 영향 요인을 사전에 제거하기 위하여 앵커체의 강선을 한쪽만 크레인으로 잡아당겨 완전히 제거하였다.



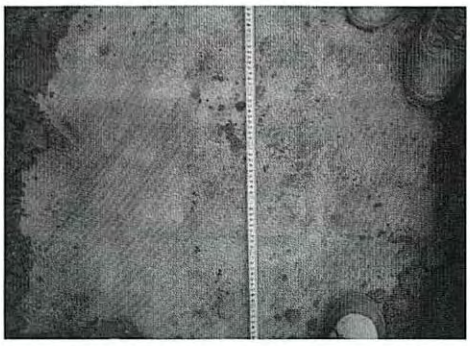
U형 앵커의 강선제거 전



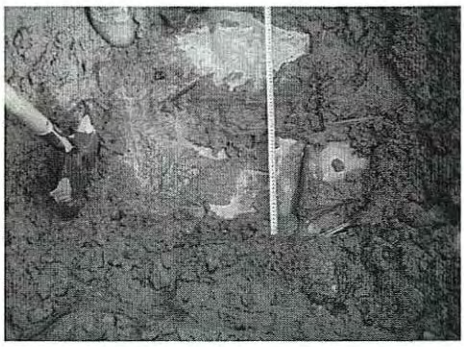
크레인이용한 강선제거

그림 3.6.20 U형 앵커의 강선제거 작업

반복재하시험 완료 후 표층보강재의 상태 및 원지반상태의 간극수압의 증가 경향 여부를 파악하기 위하여 재하판 하부 복토재를 제거하여 확인하였다.



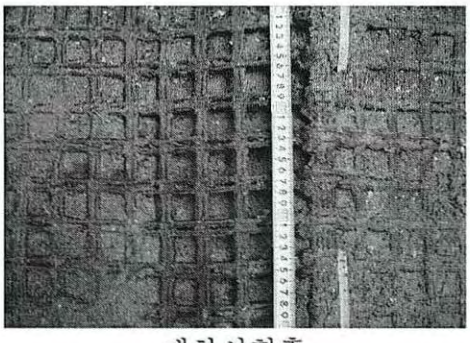
재하시험후 Geotextile의 표층상태



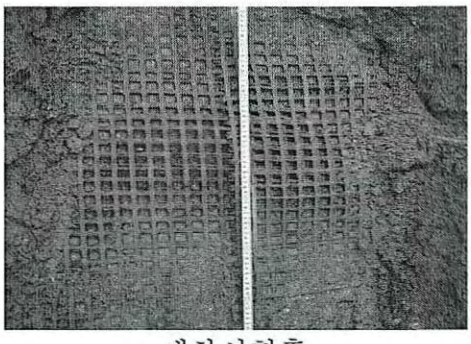
재하시험후 대나무망의 표층상태

그림 3.6.21 재하시험후 Geotextile와 대나무망의 표층상태

재하시험이후에도 보강재는 규격별로 큰 변형 없이 지중에서 약간의 늘음량이 발생된 상태를 유지하고 있었다.



재하시험후
지오그리드(20tf/m)의표층상태



재하시험후
지오그리드(10tf/m)의표층상태

그림 3.6.22 재하시험후 지오그리드의 규격별 표층상태

3. 현장재하시험 결과

가. 원지반 비배수 전단강도

- 제2차년도 제1차 현장재하시험은 각 시험 위치별 현장 베인시험 결과를 바탕으로 비배수 전단강도를 평가한 결과, 본 과업 구간의 경우 0.2(tf/㎡) 미만인 곳에는 대나무 망을 적용하고, 원지반 강도가 0.2(tf/㎡) 이상인 곳은 Geotextile 2겹과 3겹 구간으로 구분되어 있었다.
- 제3차년도 제2차 현장재하시험 부지는 준설매립 후 약 2년 이상 경과한 상태로 지반조사결과 자중압밀이 발생하여 지반심도가 깊어짐에 따라 전단강도가 증가하는 경향(Cu=0.062z+0.052)으로 조사되었다.

표 3.6.2 시험구간별 비배수 전단강도

구 간	A, B, C	D, E, F	G, H, I	J, K, L, M
시 기	제1차 현장재하시험			제2차현장재하시험
보강재	Geotextile 2겹	Geotextile 3겹	대나무 망	Geotextile ,대나무,Grid
C_u(tf/㎡)	0.54	0.22	0.17	0.22

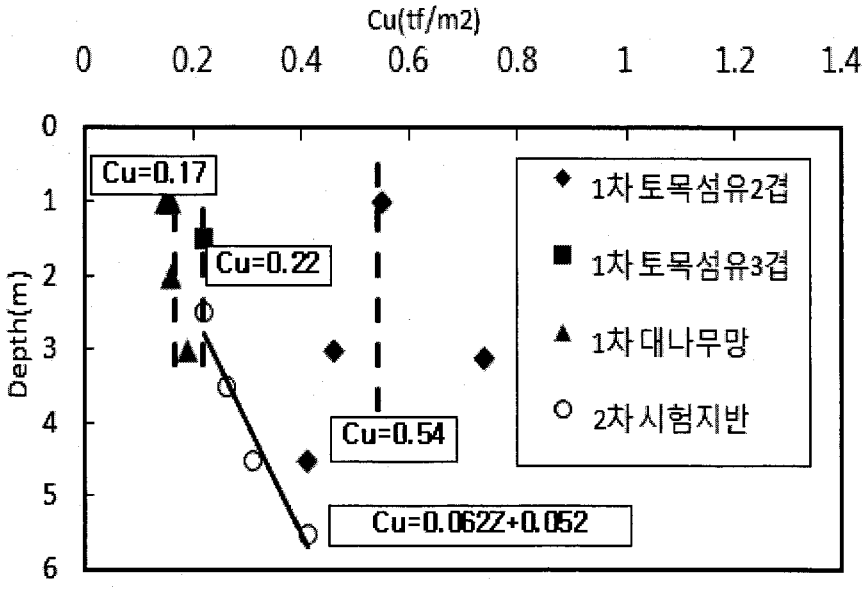


그림 3.6.23 심도별 비배수 전단강도

표 3.6.3 허용지지력 산정기준

출 처	장기 허용지지력	단기 허용지지력
토질시험 원리와 방법 (이상덕, 1998)	항복하중강도/2 극한하중강도/3 이 중 작은 값 채택	항복하중 강도 채택
건설감리 기술논단 (김석근, 2001)	항복하중강도/2 극한하중강도/3 이 중 작은 값 채택	항복하중 강도 극한하중강도×2/3 이 중 작은 값 채택

표 3.6.4 지반의 평판재하시험방법・동해설(일본 토질공학회, 1993)

지 반	장기 허용응력(tf/㎡)	단기 허용응력(tf/㎡)
암반	100	
고결된 모래	50	
붉은 암반	30	
조밀한 자갈층	30	
조밀한 모래질지반	20	장기 허용응력 각각의
모래질 지반	5	수치에 2배를 한다.
단단한 점토질 지반	10	
점토질 지반	2	
단단한 Roam층	10	
Roam층	5	

나. 허용지지력 산정방법

일반적으로 허용지지력은 설계자가 하중조건, 지반조건 등을 종합적으로 판단하여 정역학적인 지지력 계산방법에 의해 지지력을 추정하나, 재하시험 결과에 의해 허용지지력을 산정할 때는 시험에서 구한 항복하중 또는 극한하중에 안전율을 고려하여 산정한다. 또한, 현장여건에 따라 장기 허용지지력과 단기 허용지지력으로 구분할 수 있으며, 각각의 산정 방법은 다음과 같다.

이상에서 제시된 바와 같이, 단기 허용지지력은 장기 허용지지력의 두 배로 보는 방법이 가장 일반적인 방법이다. 본 연구에서 대상으로 하는 표층처리 공법의 경우 현장 여건을 고려해 볼 때 구조물 기초 등의 장기 허용지지력 개념이 아닌, 지반개량 공법 적용을 위한 장비의 주행성(Trafficability) 확보를 통한 안전시공이 주목적이므로 단기 허용지지력 개념으로 보는 것이 타당할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 지반의 허용지지력 산정시 단기 개념의 허용지지력을 적용하였다.

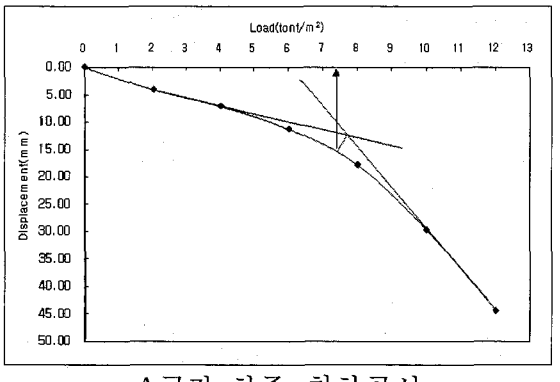
다. 단기허용지지력 산정

대형 평판재하시험 수행 결과를 이용하여, 단기 허용지지력을 산정한 결과는 다음의 표와 같으며, 허용지지력 산정시 하중침하곡선을 이용하여 항복하중 산정 후 복토두께를 고려하여 원지반 상단의 허용지지력을 산정하였다. 그러나 D구간(5단계), E구간 (4단계) 및 M구간(6단계)의 경우 시험 중 다음단계의 하중재하와 동시에 대변형이 발생하여 그 때의 하중을 극한하중으로 하여 원지반 상단의 허용지지력을 산정하였다.

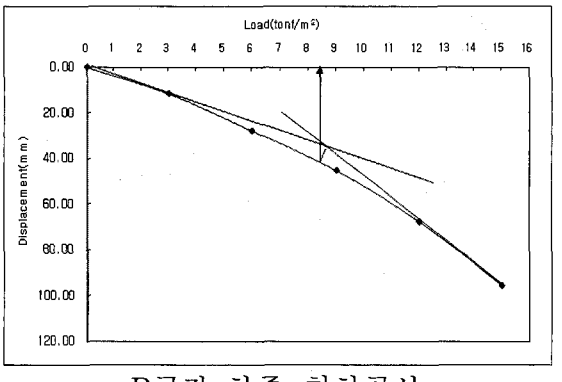
보강재별 복토두께별 허용지지력 산정결과는 아래 표에서 보는 바와 같이 2.99 ~ 4.32 tonf/㎡의 범위를 나타났으며, 제1차 재하시험의 경우 원지반 비배수 전단강도의 영향으로 보강재별 차이는 크지 않았다. 그이유는 원지반의 강도가 다르지만 보강재별 표층보강을 적절하게 설계하여 소요의 접지압이 확보되도록 시공한 결과로 평가된다. 또한, 제2차 재하시험의 경우 동일한 지반강도 조건에서 이질 보강재 조건으로 재하시험을 수행한 결과 대나무망 > Geogrid(20tf/m) > Geotextile(30tf/m) > Geogrid(10tf/m) 순서로 지반의 단기 허용지지력이 큰 것으로 평가되었다.

표 3.6.5 보강재별 복토두께별 단기 허용지지력 산정결과

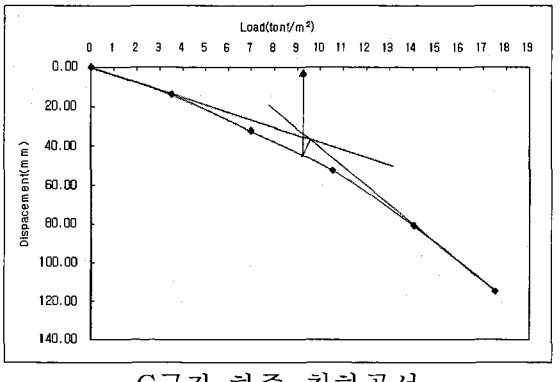
구간명	보강재	복토두께 (m)	허용지지력 산정결과(tonf/㎡))			비 고
			항복하중	극한하중	허용지지력	
A	Geotextile (15tf/m) 2겹	0.50	7.300	-	3.834	
B		1.00	8.300	-	3.588	
C		1.50	9.200	-	3.933	
D	Geotextile (15tf/m) 3겹	0.50	-	7.800	2.990	
E		1.00	-	8.800	3.064	
F		1.50	8.600	-	3.852	
G	대나무망 (0.4X0.4)	0.50	5.900	-	3.271	
H		0.75	6.800	-	3.303	
I		1.00	7.900	-	3.502	
J	Geotextile (30tf/m) 1겹	1.00	7.100	-	3.329	
K	대나무망 (0.4X0.4)	1.00	11.700	-	4.320	
L	Geogrid (20tf/m)	1.00	8.700	-	3.674	
M	Geogrid (10tf/m)	1.00	-	8.400	3.006	



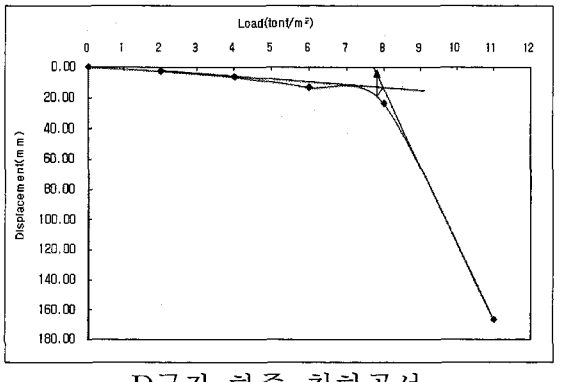
A구간 하중-침하곡선



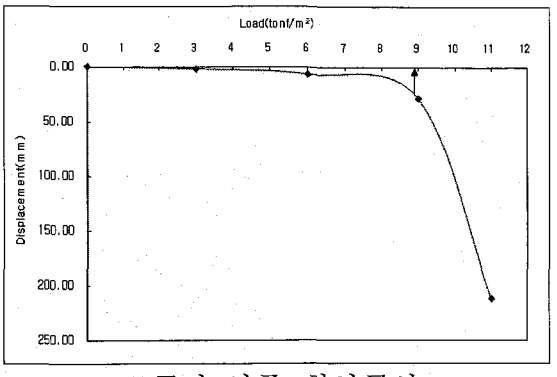
B구간 하중-침하곡선



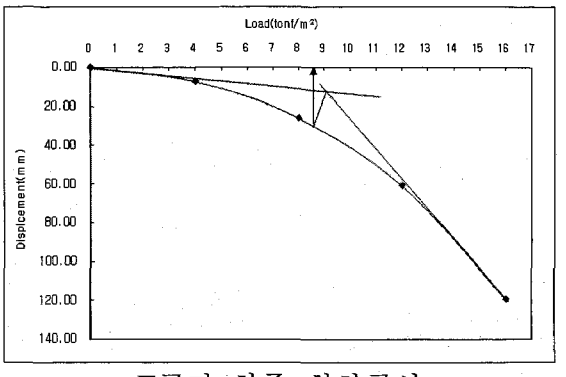
C구간 하중-침하곡선



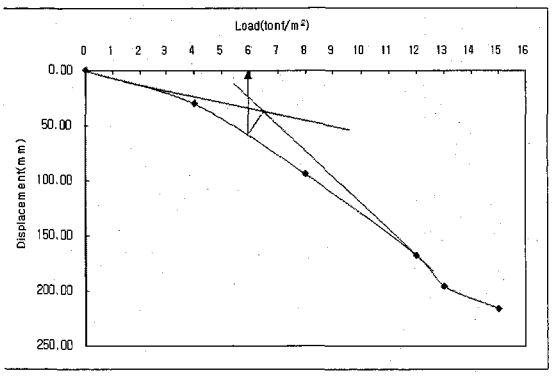
D구간 하중-침하곡선



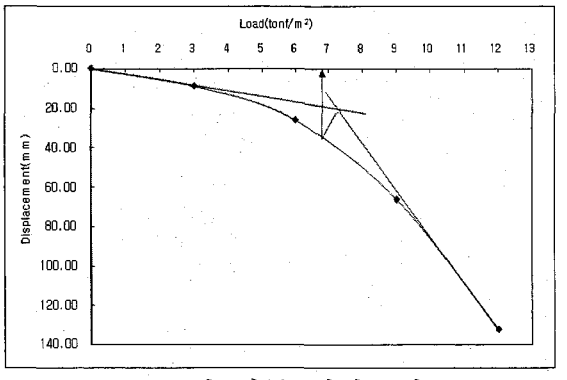
E구간 하중-침하곡선



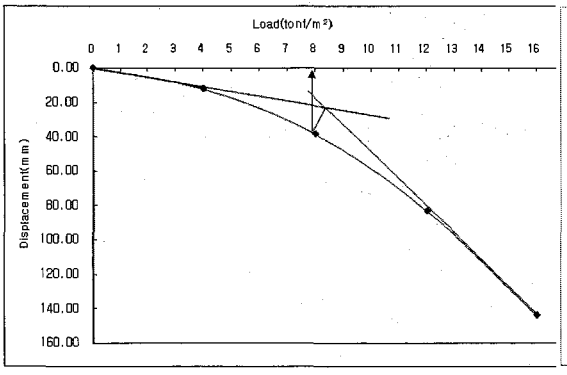
F구간 하중-침하곡선



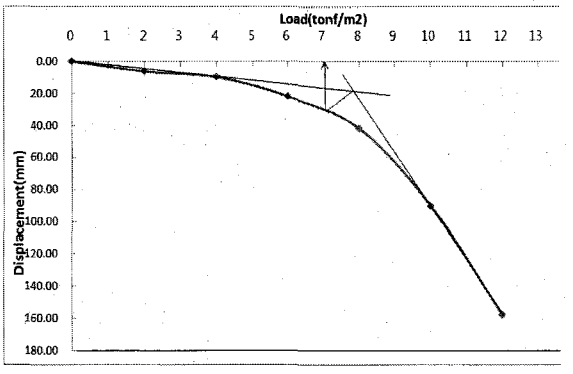
G구간 하중-침하곡선



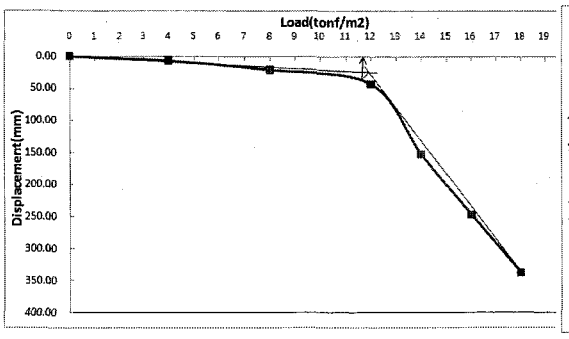
H구간 하중-침하곡선



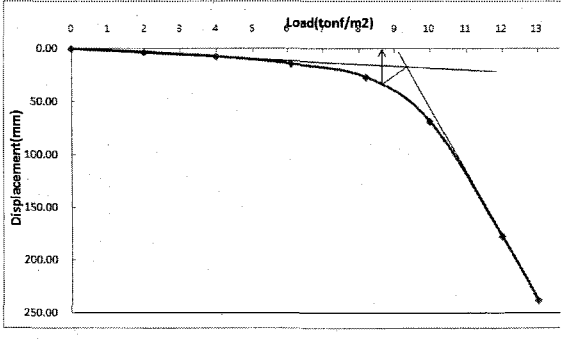
I구간 하중-침하곡선



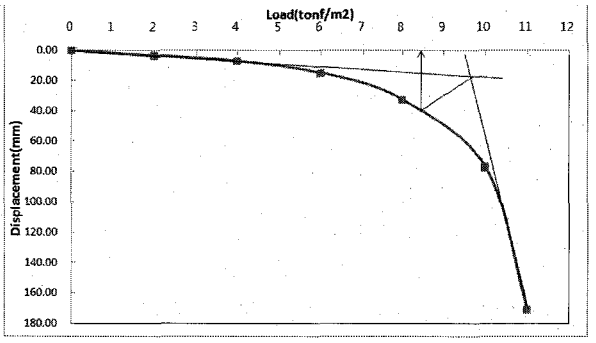
J구간 하중-침하곡선



K구간 하중-침하곡선



L구간 하중-침하곡선

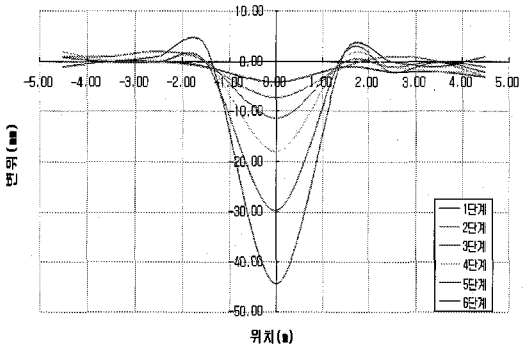


M구간 하중-침하곡선

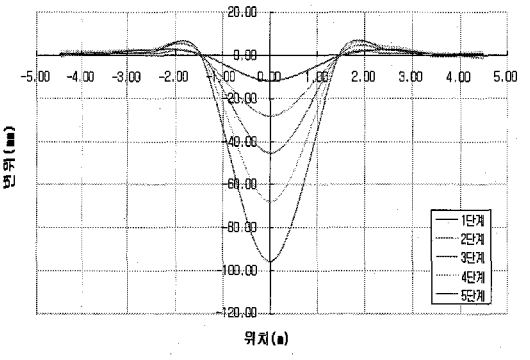
그림 3.6.24 구간별 하중-침하 곡선

라. 단계별 침하양상

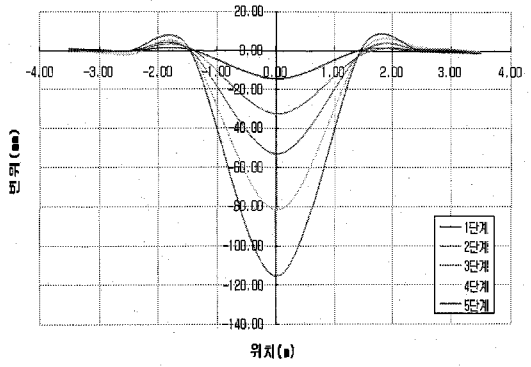
1.0~1.5m 간격으로 설치된 침하판 및 변위계를 이용하여 측정한 하중단계별 침하양상을 분석한 결과, 지반변위에 대한 변곡점 위치는 보강재 종류에 따라 비강성 보강재의 경우 중앙부에서 1.5m 떨어진 곳에서 나타났으며, 강성보강재의 경우 2.0m 지점에서 나타났다. 또한, 연직변위가 수렴되는 위치는 보강재의 강성에 따라 약 2.5m(Geotextile, 비강성 보강재), 약 6.0m(대나무망, 강성보강재) 떨어진 곳에서 나타났다. 따라서, 강성보강재(대나무망)의 경우 강성효과로 인해 상부하중에 대한 하중분산효과가 더 뛰어나기 때문인 것으로 판단된다.



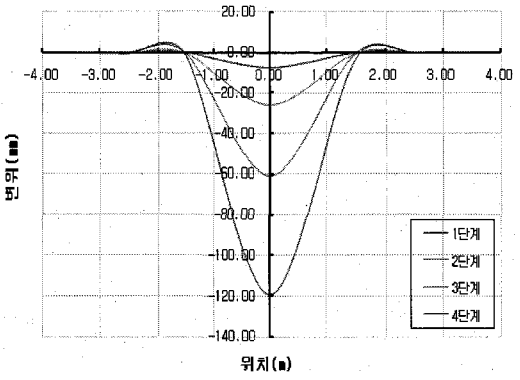
A구간 하중 단계별 주변영향



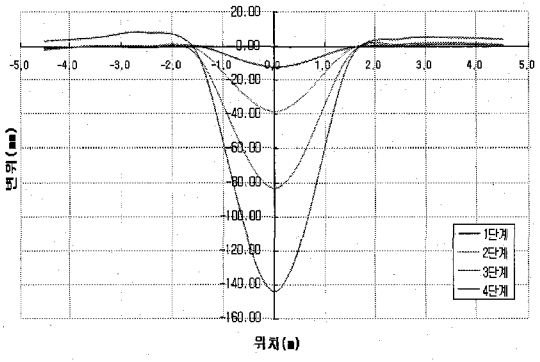
B구간 하중 단계별 주변영향



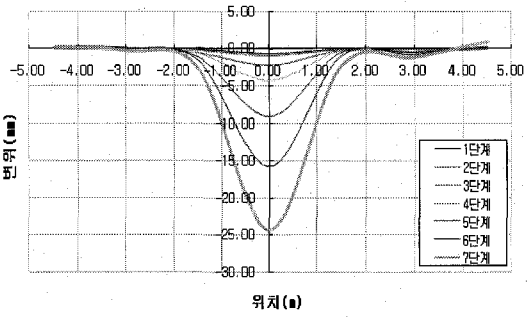
C구간 하중 단계별 주변영향



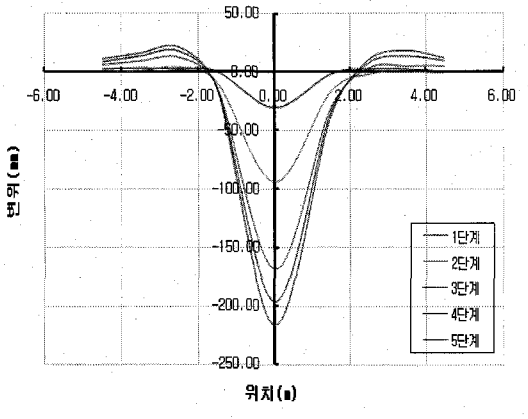
F구간 하중 단계별 주변영향



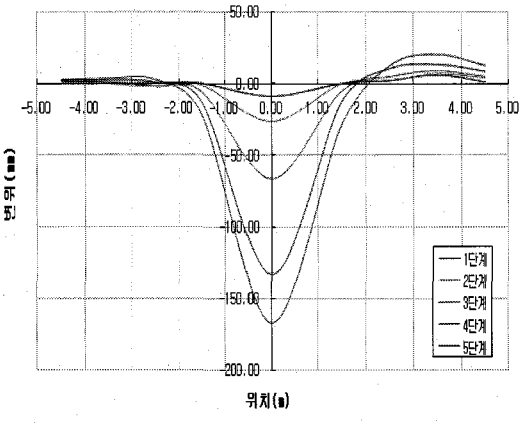
I구간 하중 단계별 주변영향



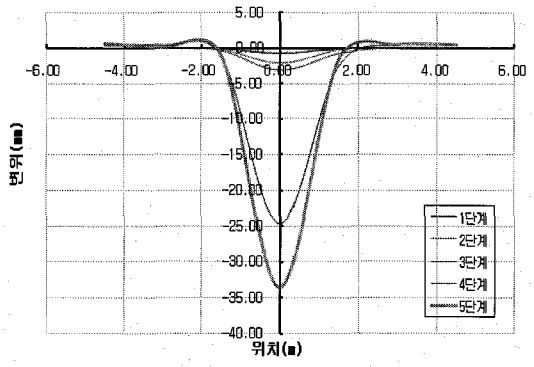
J구간 하중 단계별 주변영향



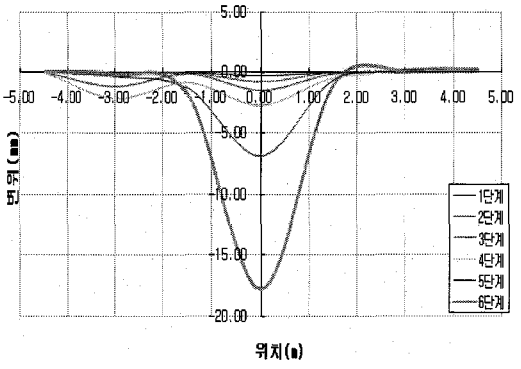
G구간 하중 단계별 주변영향



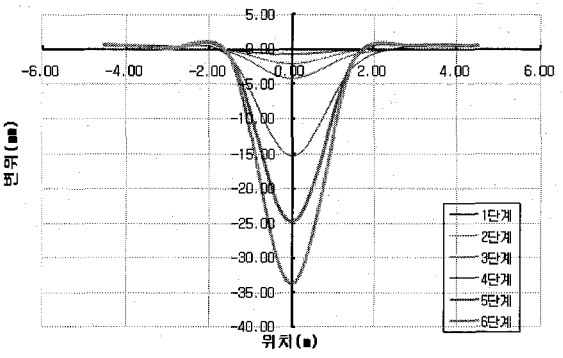
H구간 하중 단계별 주변영향



K구간 하중 단계별 주변영향



L구간 하중 단계별 주변영향

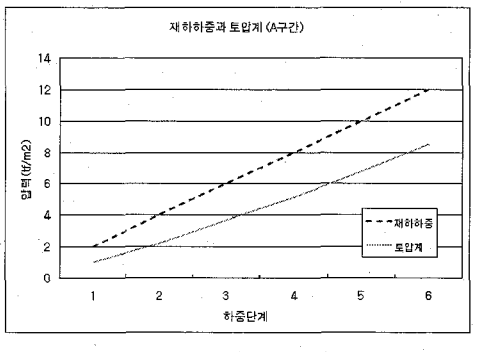


M구간 하중 단계별 주변영향

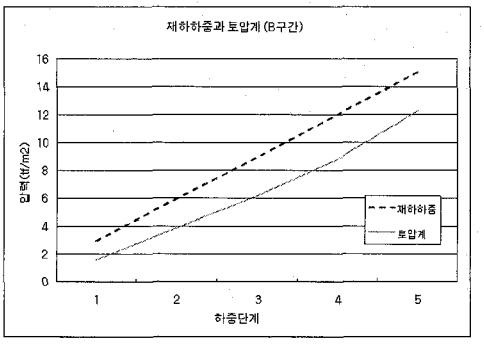
그림 3.6.25 구간별 하중단계별 표고 측정 현황

마. 단계별 토압측정결과

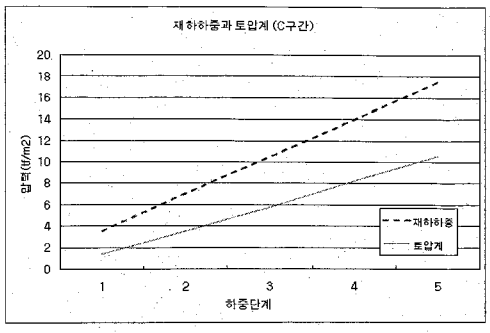
토압계를 이용하여 재하단계별 상부하중에 대한 지중응력을 측정한 결과, 토목섬유 2장 구간에 비해 3장 및 대나무 망 구간에서 상부하중에 비해 토압이 작게 측정되는 것으로 나타났으나, 원지반 조건을 고려한 초연약지반에서의 응력전달에 대한 연구가 필요한 것으로 판단된다.



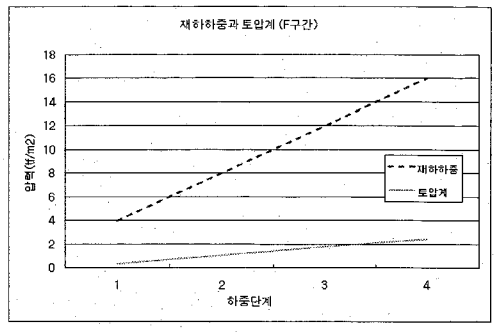
A구간(매트상단)



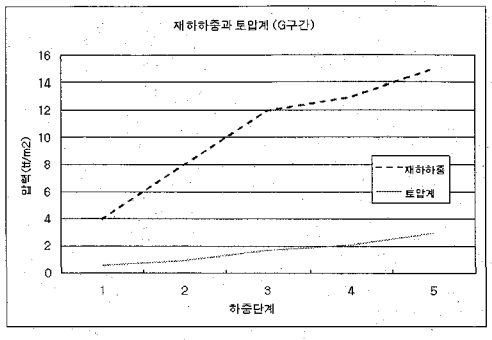
B구간(매트상단)



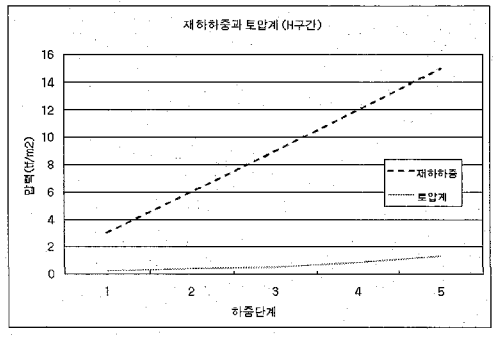
C구간(매트하단)



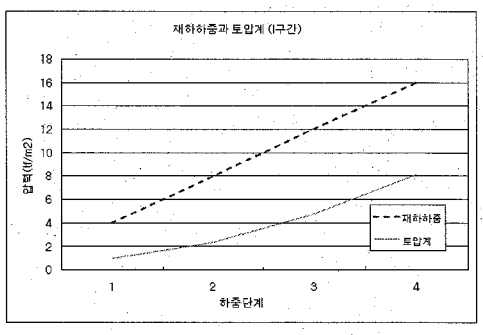
F구간(매트상단)



G구간(대나무망하단)



H구간(대나무망하단)



I구간(대나무망하단)

그림 3.6.26 구간별 하중단계별 토압계 측정 현황

4. 보강재의 지지력 개선효과

가. 보강재별 하중-변위 특성

보강재별 하중-침하곡선에 대한 검토결과, 항복/극한하중은 5.9~11.7(tonf/㎡)의 범위로 그 때의 침하량은 15~60mm 인 것으로 나타났다. 보강재별 보강효과를 평가하기 위해 IF(Improvement factor, S S Salem 등)를 참고로 한 IFF(Improvement factor at the field)와 침하관계를 검토하였다.

IFF와 침하관계에 대한 검토결과, 보강재의 강성 및 복토두께가 증가할수록 원지반에 대한 보강효과(IFF)값은 증가하는 것으로 나타났다.

단, $IFF = q_s/q_0$로 정의됨.

여기서, q_s : 보강된 지반에 대한 현장 재하시험시 어떤 침하에서의 작용응력
q_0 : 무보강시 원지반 지지력($= CN_c$)

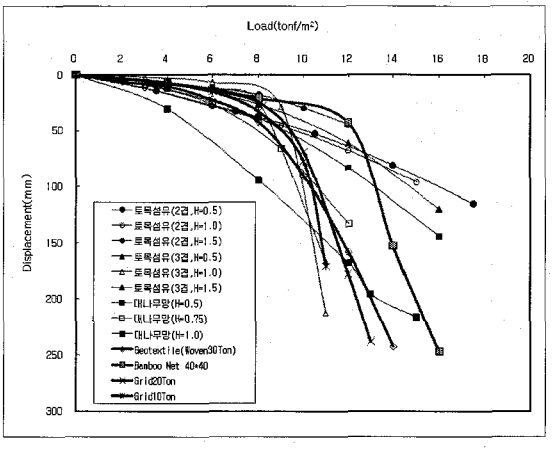


그림 3.6.27 보강재별 하중침하 곡선

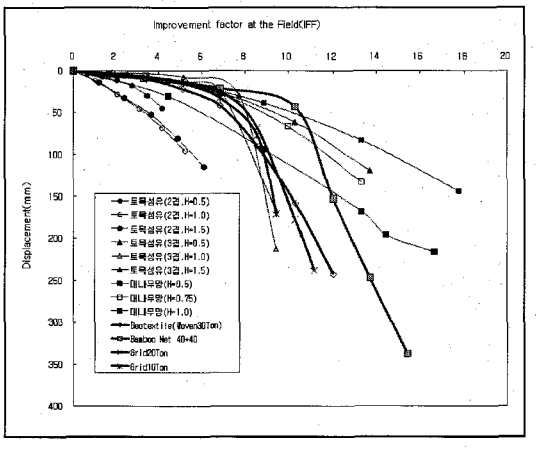


그림 3.6.28 보강재별 IFF-침하 관계

나. 보강재별 지지력비

보강재 및 복토두께에 따른 보강효과를 파악하기 위해 지지력비(BCR)을 평가하였다. 지지력비란 보강전 원지반의 허용지지력에 대한 보강된 지반에 대한 지지력의 비율로서 지지력비가 클수록 보강재 및 복토로 인한 보강효과가 크게 작용함을 의미한다.

$$BCR = \frac{q_{re}}{q_a} \tag{3.76}$$

여기서, BCR : 지지력비(Bearing Capacity Ratio)

q_{re} : 보강된 지반에 대한 허용지지력(재하시험을 통해 산정)

q_a : 보강전 원지반의 허용지지력을 의미한다.

보강재별 복토두께에 따른 지지력비(BCR)에 대한 평가결과, 2.51~7.77로 나타났다. 또한, Geotextile 2장 구간이 지지력비(BCR)가 가장 작으므로 이를 기준으로 비교하면, 대나무망 구간의 경우 평균 2.8배, 지오그리드(20tf/m)는 2.3배,Geotextile(30tf/m)는 2.1배, Geotextile3장 구간의 경우 평균 2.1배, 지오그리드(10tf/m)는 1.9배의 지지력비(BCR)를 보였다. 따라서, 보강재의 강성과 인장력이 증가할수록 지지력 증대 효과는 증가하는 것으로 나타났다.

복토두께에 따른 지지력비에 대한 검토결과, 보강재 종류별로 차이는 있으나, 복토두께에 비례하여 지지력비(BCR)가 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 설계시 적용되는 인장강도는 Geotextile 3장(Ta=11.3tonf/m), 대나무 망(Ta=12.06tonf/m)인 점을 고려할 때, 정확한 수치를 확인할 수는 없으나 대나무망 구간의 강성효과로 인해 대나무망 구간의 지지력비(BCR)가 다소 크게 나타난 것으로 판단된다.

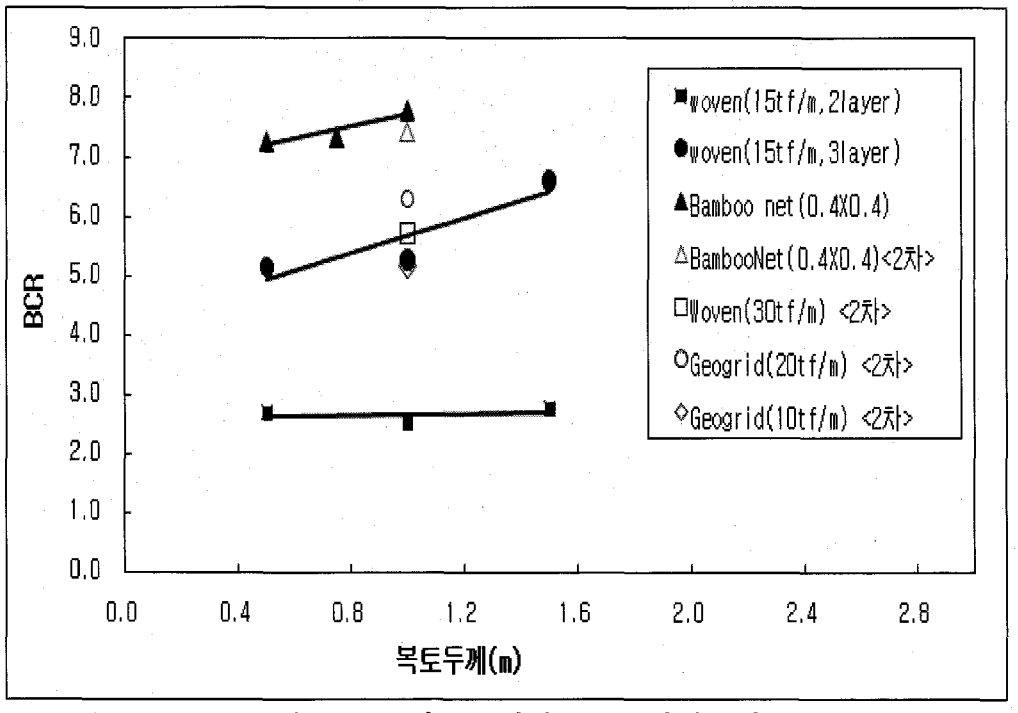


그림 3.6.29 복토두께별 BCR 산정결과

표 3.6.6 보강재별 복토두께별 BCR(지지력비)산정결과

구분	구간명	보강재	복토두께	Cu	Nc	보강전 허용지지력	보강후 허용지지력	BCR
1차	A	Geotextile (15tf/m) 2겹	0.50	0.540	5.300	1.431	3.834	2.679
	B		1.00	0.540	5.300	1.431	3.588	2.507
	C		1.50	0.540	5.300	1.431	3.933	2.748
	D	Geotextile (15tf/m) 3겹	0.50	0.220	5.300	0.583	2.990	5.129
	E		1.00	0.220	5.300	0.583	3.064	5.255
	F		1.50	0.220	5.300	0.583	3.852	6.608
	G	대나무망 (0.4X0.4)	0.50	0.170	5.300	0.451	3.271	7.262
	H		1.00	0.170	5.300	0.451	3.303	7.332
	I		1.50	0.170	5.300	0.451	3.502	7.773
2차	J	Geotextile (30tf/m) 1겹	1.00	0.220	5.300	0.583	3.329	5.711
	K	대나무망 (0.4X0.4)	1.00	0.220	5.300	0.583	4.320	7.410
	L	Geogrid (20tf/m)	1.00	0.220	5.300	0.583	3.674	6.302
	M	Geogrid (10tf/m)	1.00	0.220	5.300	0.583	3.006	5.156

라. 변형각 특성

현재 보강재로 보강되고 복토를 실시한 지반에 대한 지지력은 Yamanouchi의 제안식을 주로 사용하고 있다. 하지만, Yamanouchi의 제안식의 설계변수 특히 변형각(Θ) 선정시 지반조건을 고려한 적용이 필요하나 다양한 국내 현장에서의 연구결과가 제시되어 있지 못하다. 따라서, 금회 시험결과를 바탕으로 Yamanouchi의 제안식을 역산하여 변형각을 산정하였으며 산정결과는 다음과 같다.

표 3.6.7 보강재별 변형각 역산결과

구분	보강재	복토고	인장력	Fs	지지력qa	비배수 전단강도	변형각(Θ)
1차	Geotextile (15tf/m) 2겹	0.50	7.50	2	5.75	0.54	39.85
		1.00	7.50	2	5.38	0.54	19.63
		1.50	7.50	2	5.90	0.54	14.34
	Geotextile (15tf/m) 3겹	0.50	11.25	2	4.49	0.22	25.34
		1.00	11.25	2	4.60	0.22	17.75
		1.50	11.25	2	5.78	0.22	17.89
	대나무망 (0.4X0.4)	0.50	22.08	2	4.91	0.17	14.81
		0.75	22.08	2	4.95	0.17	12.45
		1.00	22.08	2	5.25	0.17	11.37
2차	Geotextile (30tf/m) 1겹	1.00	7.50	2	5.33	0.22	33.75
	대나무망 (0.4X0.4)	1.00	22.08	2	6.58	0.22	14.19
	Geogrid (20tf/m)	1.00	8.75	2	5.63	0.22	30.68
	Geogrid (10tf/m)	1.00	6.25	2	5.00	0.22	37.88

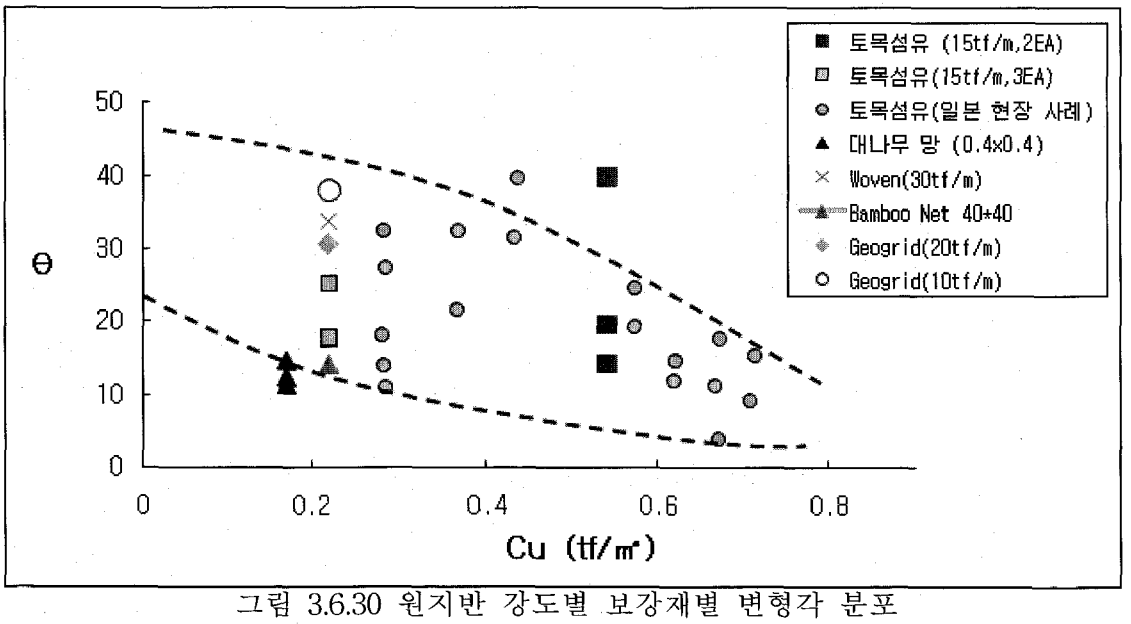


그림 3.6.30 원지반 강도별 보강재별 변형각 분포

변형각에 대한 검토결과, 비강성재인 Geotextile(직포 및 지오그리드)의 경우 14~39° 로 일본현장에서 Geotextile에 대한 시공사례로부터 西林에 의해 제안된 범위를 크게 벗어나지 않는 것으로 나타났으나, 강성재인 대나무망의 경우 11~15°의 분포로서 일본의 현장사례보다 전반적으로 작은 결과를 나타냈다. 또한, 일본의 시공사례의 경우 비배수 전단강도 약 0.28tonf/㎡ 이하의 값이 존재하지 않는 점을 고려할 때 연약한 지반에 대한 변형각 선정에 유의해야 할 것으로 사료된다.

강성 및 비강성 보강재로 보강하고 복토를 실시한 지반에 대한 지지력 특성을 평가하기 위해 현장 대형평판재하시험을 실시한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 침하판 및 변위계를 이용하여 하중단계별 침하양상에 대한 분석결과, 변곡점 및 연직변위 수렴위치가 강성보강재에서 더 넓은 것으로 나타났으며 이는 강성효과로 인해 하중분산효과가 더 뛰어나기 때문인 것으로 판단된다.
2) IFF(Improvement factor at the field)와 침하관계에 대한 검토결과, 보강재의 강성 및 복토두께가 증가할수록 보강효과(IFF)는 증가하는 것으로 나타났다.
3) 보강재별 복토두께에 따른 지지력비(BCR)에 대한 평가결과, Geotextile 2장구간을 기준으로 비교할때 대나무망 구간의 경우 평균 2.8배, 지오그리드(20tf/m)는 2.3배,Geotextile(30tf/m)는 2.1배, Geotextile3장 구간의 경우 평균 2.1배, 지오그리드(10tf/m)는 1.9배의 지지력비(BCR)를 가지는 것으로 나타났으며, 전반적으로 비강성보강재와 강성보강재의 지지력비는 대나무망과 같은 강성보강재의 인장강도와 강성이 큰이유로 인하여 비강성보강재의 지지력비보다 다소 크게 나타난 것으로 판단된다.
4) 현재 표층처리공법 설계시 주로 이용되고 있는 Yamanouchi 제안식의 설계변수(변형각, Θ)에 대한 검토결과 비강성보강재로 보강된 지반의 경우 西林에 의해 제안된 범위를 만족하는 것으로 나타났으나 강성보강재의 경우 11~15°로서 전반적으로 작은 값을 나타내었다. 또한, 일본의 시공사례의 경우 비배수 전단강도가 약 0.28tonf/㎡ 이상인 점을 고려할 때, 초연약지반의 표층처리 설계시 변형각 선정에 유의해야 할 것으로 판단된다.

5. 반복재하시험결과

반복재하시험은 사질토의 액상화 평가를 위하여 많이 이용되는 반복삼축시험과는 별개의 시험으로 연약지반 표층처리시 반복적인 주행장비 운행으로 인한 지반의 연약화 현상이 나타날 수 있어 이를 모사하는 시험을 말한다. 연약지반 표층처리시 반복적인 하중재하 조건으로 인한 하부지반의 소성연화 현상이 촉진 될 수 있으며 이때 지반개량용 건설장비가 지속적으로 운행되어 현장에서 장비의 전도 및 함몰사고를 초래할 수 있다. 따라서 이러한 현장의 안전사고를 일으키는 요인과 영향요소를 평가하여 반복재하조건에 따른 안전사고의 사전예방을 목적으로 본시험을 수행하였다.

가. 초연약지반 표층처리시 건설장비 안전사고의 유형

1) 원지반점토가 국부적으로 연약한 경우
2) 표층보강재의 인장강도가 국부적으로 취약한 경우
3) 복토재의 불균등포설로 인한 지지력저하가 발생하는 경우
4) 표층보강재의 이음부가 취약한 경우
5) 호안부와 매립지반 접속부에서 단부고정이 취약한 경우
6) 장비의 반복운행으로 과잉간극수압 상승 등 연약화가 진행되는 경우

나. 장비 안전사고의 요인

초연약지반에서의 보강재 부설 후 장비주행성을 평가할 경우 원지반 점토에서는 반복하중에 의한 탄성변형과 소성변형이 동시에 발생한다. 탄성변형은 복토재와 원지반 점토에서의 하중분산 능력을 분석하는 중요한 요소가 될 수 있다. 또한, 소성변형은 반복하중에 의한 회복될 수 없는 소성변형량으로 장비의 주행성에 큰 영향을 끼치며 장비안전사고의 주요원인이 된다. 초연약지반의 표층처리된 상태에서 장비진입시 응력이 분산되어 발생하는 탄성변형은 일반적으로 균등하게 발생하지만 소성변형은 국부적으로 불균등하게 발생하므로 장비전도 사고에 직접적인 원인이 된다. 따라서 반복재하시험시에는 각각의 영향을 나누어 평가하는 것이 중요하다.

다. 주행장비의 운행조건

반복재하시험에 사용되는 운행장비의 특성과 운행횟수는 실제 현장에서 빈번하게 사용되는 제반장비의 조건을 사용하는 것이 바람직하다. 연약지반의 표층처리시 운행되는 장비는 소규모일수록 안전하지만 이때는 공사기간이 길어 공사비 등을 감안 할 경우 비경제적일 수 있다. 반대로 대규모 장비일수록 공사기간이나 공사비에서는 유리하지만 소요장비 접지압이 커져서 안전사고에 취약하기 때문에 검토시에는 실질적으로 사용되는 장비조건이 검토되어야 한다. 따라서 일반적으로 국내의 표층처리시 많이 사용되는 습지도저(4ton)의 경우 건설표준품셈에 의한 산출이 가능하며, 실질적으로 가장 빈번하게 반복적으로 표층처리시 운행되는 장비이므로 이를 기준으로 검토하였다. 따라서 습지도저(4ton)의 싸이클타임(cm)은 아래와 같이 산출할 수 있다.

$$cm = \frac{L}{V_1} + \frac{L}{V_2} + t = \frac{25}{57} + \frac{25}{85} + 0.25 = 0.98(\text{min/회}) = 58(\text{sec/회})$$

여기서, cm : 1회싸이클시간(min 또는 sec)

L : 운반거리(m)

V_1 : 전진속도(m/분)

V_2 : 후진속도(m/분)

t : 기어변속시간(0.25분)

습지도저(4ton)의 1회싸이클시간은 왕복시를 기준으로 산출하였으므로 재하시험의 싸이클타임도 약 58초 정도로 운영하는 것이 합리적일 것으로 예상된다.

라. PBD 타입장비의 접지압

싸이클타임을 습지도저로 적용하였으나 실제 습지도저의 자중은 매우 작아서 실제 현장에서 전도 및 매몰사고가 발생하는 경우는 드물다. 따라서 실제 현장에서 전도 및 매몰사고가 주로 발생하는 PBD 타입장비의 접지압 7~12t/m^2을 고려하는 것이 바람직하다.

또한, 초연약지반의 변형조건은 탄성변형 범위를 벗어나 소성변형의 거동을 나타내며 대변형을 초래하므로, 반복재하시의 하중조건도 소성변형이 일어날 수 있는

정적재하시험에서 구한 항복하중 이상의 값을 이용하는 것과 PBD 타입장비의 접지압7~12t/m^{2}의 약 2배 이상되는 재하하중 22Ton을 기준으로 하는 방안이 계획되었다.

따라서 본시험에서의 반복재하시의 하중조건은 계획된 4단면에서 PBD 타입장비(접지압7~12t/m^2)과 각단면의 항복하중 이상의 재하하중을 고려하여 1차적으로 반복재하시험을 실시하고, 2차적으로 PBD 타입장비의 접지압 7~12t/m^{2}의 약 2배 이상되는 재하하중 22Ton에서 재차 반복재하시험을 수행하였다.

아래 그림과 같이 표층처리시 습지도저등에 의한 복토작업시 반복적인 작업장비 하중을 받는 현장조건에서 Y점은 초기 재하조건이 되며 X점은 복토작업중 왕복작업조건에 따라 중간정도 횟수가 재하되며 W점의 경우 가장 많은 재하횟수가 현장에서 발생한다.

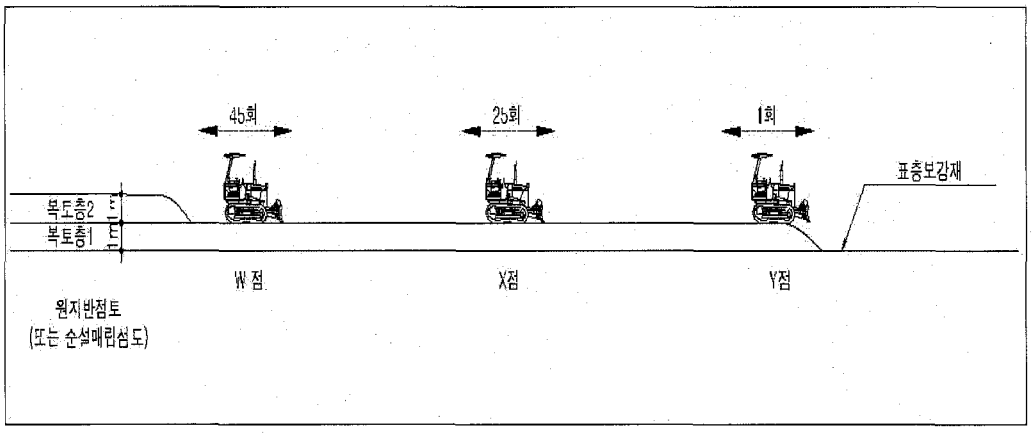


그림 3.6.31 표층처리시 장비의 반복하중조건 모식도

마. 반복재하시험의 평가항목

탄성변형량은 재하후 제하시에 회복되는 회복변형량이 되고, 소성변형량은 재하시에 발생된 영구변형량으로 제하시에도 남아있는 잔류변형량을 말한다. 따라서 금회의 반복재하시험의 경우 동일한 원지반 조건에서 시험시공 수행 후 실시하는 시험이므로 소성변형량에 영향을 미치는 영향요소로는 응력수준, 하중반복횟수, 하중재하속도를 중점적으로 평가하는 것으로 한다.

바. 반복재하시험 결과

(1) 반복재하시험에서의 하중-변위특성

가) 소성변형의 발생유형

안전사고의 주요원인이 되는 소성변형의 발생원인은 크게 세가지로 분류할 수 있다. 첫째, 작용하중에 비하여 보강재가 상대적으로 취약하여 소성변형이 발생하는 경우이다. 둘째, 원지반 점토가 취약하여 소성변형이 발생하는 경우이다. 셋째, 원지반점토와 보강재가 복합적으로 취약하여 소성변형을 일으키는 경우이다. 일반적으로 표층처리지반에서는 복토재의 자중에 의한 표층보강재가 구속되는 조건과 경험적인 안전성이 확보된 표층보강재를 사용하는 경우는 원지반점토가 취약하여 변형이 발생하는 경우가 많다.

나) 반복재하시험의 침하량평가

반복재하시험의 결과로 탄성변형이 큰 경우는 작용력 대비 표층보강재로 보강된 이층계 지반의 지지력이 커서 하중분산 능력이 우수하여 하중 제하시 원상태로 회복되는 경우로 일반적으로 지반지지력이 큰 경우이다. 즉 원지반 점토, 표층보강재 및 복토재가 이상적으로 시공되어 하중분산이 고르게 분포되어 작용응력을 적절하게 분산한 결과로 평가되며 전체침하량도 비교적 작게 발생한다.

그러나 소성변형이 큰 경우는 작용응력이 상대적으로 크거나 원지반점토의 전단강도가 상대적으로 작은 경우에 발생하며, 하중분산 능력이 취약하여 파괴형태가 관입전단파괴 경향을 띠며 일반적으로 지반지지력이 작은 경우이다. 즉, 원지반 점토, 표층보강재 및 복토재가 적절한 하중분산을 일으키지 못하고 파괴되는 과정으로 평가되며 전체침하량도 비교적 크게 발생한다.

따라서 반복재하시험 결과는 응력분산을 적절하게 일으키는지, 파괴형태로 발전하는 과정인지의 평가가 중요하므로 전체침하량, 소성침하량 및 탄성침하량으로 나누어 평가하였다.

다) 45회반복재하 시험결과

각 구역별로 정적재하시험에서 구한 항복하중을 구하여 반복재하시험을 수행 하였으며, 재하하중의 크기에 따라 초기침하량은 L구역(Geogrid(20tf/m)), K구역(대나무망),J구역(Geotextile(30tf/m)), M구역(Geogrid(10tf/m)) 순서로 각각 전체침하량은 4.74cm > 4.23cm > 2.30cm >1.50cm으로 나타났다. 소성침하량과 탄성침

하량도 다음의 표와 같이 동일한 순서로 나타났다. 동일한 원지반강도 조건에서

표 3.6.8 45회 반복재하시험결과

구 역		J	K	L	M	비고
표층보강재		Geotextile (30tf/m,1겹)	대나무망 (0.4X0.4)	Geogrid (20tf/m)	Geogrid (10tf/m)	
항복하중(Ton)		7.1	11.7	8.7	5.6	
재하하중(Ton)		9	12	9.2	8	
싸이클타임(Sec)		58	58	35	56	
초기침하량 (cm)	전체	2.30	4.23	4.74	1.50	
	소성	1.04	1.35	1.50	0.20	
	탄성	1.26	2.88	3.24	1.30	
	절대	2.30	4.23	4.74	1.50	
25회침하량 (cm)	전체	0.88	1.80	2.42	1.24	
	소성	0.12	0.30	0.10	0.13	
	탄성	0.76	1.50	2.32	1.11	
	절대	3.20	6.13	8.02	3.98	
45회침하량 (cm)	전체	0.88	1.29	2.30	1.09	
	소성	0.05	0.01	0.06	0.02	
	탄성	0.83	1.28	2.24	1.07	
	절대	3.60	6.98	9.08	4.73	

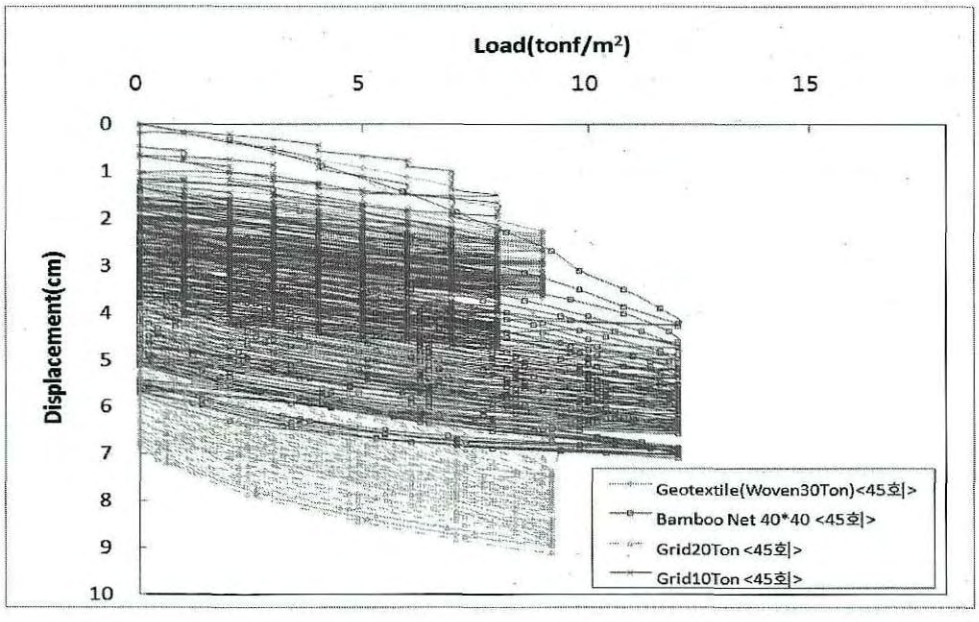


그림 3.6.32 PBD접지압을 고려한 반복재하시험<45회>

재하하중이 가장 큰 K구역보다 L구역이 전체침하량, 소성침하량 및 탄성침하량이 크게 나타난 것은 K구역의 강성보강재인 대나무망의 강성영향이 주요한 원인으로 판단된다. 또한, 25회 반복재하시에는 소성침하량의 수렴경향이 두드러지게 나타났으며, 탄성침하량도 점차 수렴되는 경향을 나타내었다. 45회 재하조건에서 강성보강재인 대나무망의 경우 소성침하량(0.01cm)이 가장 작게 나타났으며, 비강성보강재의 소성침하량(0.02~0.06cm)은 다소 크게 나타났다. 이러한 결과의 이유는 강성보강재가 재하하중이 가장 큰 K구역이 동일 항복조건에서도 외부의 작용하중을 잘 분산시켜 건설장비의 안전사고에 중요한 원인이 되는 소성침하를 최대한 억제하는 효과가 있는 것으로 평가되었다.

라) 3회반복재하 시험결과

각 구역별로 정적재하시험에서 구한 항복하중을 넘어서 약22Ton(M구역:20Ton 적용)으로 반복재하시험을 수행 하였으며, 재하속도의 크기에 따라 초기침하량은 M구역, J구역, L구역, K구역 순서로 각각 전체침하량은 13.33cm > 7.64cm > 7.30cm > 5.86cm으로 나타났다. 소성침하량과 탄성침하량도 다음의 표와 같이 동일한 순서로 나타났다.

동일한 원지반강도 조건에서 재하시간(싸이클타임)이 큰 순서로는 M구역, J구역, K구역, L구역 순으로 나타났다. 여기서, L구역보다 K구역이 전체침하량, 소성침하량 및 탄성침하량이 작게 나타난 것은 K구역의 강성보강재인 대나무망의 강성영향이 주요한 원인으로 판단된다.

또한, 2회 반복재하시에는 소성침하량의 수렴경향이 약간 나타났으며, 탄성침하량도 점차로 수렴되는 경향을 다소 나타내었다. 3회 재하조건에서강성보강재인 대나무망의 경우 소성침하량(0.61cm)이 가장 작게 나타났으며, 비강성보강재의 소성침하량(1.10~2.00cm)은 다소 크게 나타났다. 이러한 결과의 이유는 강성보강재가 재하하중이 거의 동일한 조건에서도 외부의 작용하중을 잘 분산시켜 건설장비의 안전사고에 중요한 원인이 되는 소성침하를 최대한 억제하는 효과가 있는 것으로 평가되었다.

표 3.6.9 3회반복재하 시험결과

구 역		J	K	L	M	비고
표층보강재		Geotextile (30tf/m,1겹)	대나무망 (0.4X0.4)	Geogrid (20tf/m)	Geogrid (10tf/m)	
재하하중(Ton)		22	22	22	20	
싸이클타임(Sec)		234	196	111	380	
초기침하량 (cm)	전체	7.64	5.86	7.30	13.33	
	소성	3.52	1.27	2.36	6.15	
	탄성	4.12	4.59	4.94	7.18	
	절대	7.64	5.86	7.30	13.33	
2회침하량 (cm)	전체	7.21	5.61	5.49	12.98	
	소성	2.78	0.99	1.41	7.37	
	탄성	4.43	4.62	4.08	5.61	
	절대	10.73	6.95	7.85	19.10	
3회침하량 (cm)	전체	5.77	5.60	5.07	7.36	
	소성	1.45	0.61	1.10	2.00	
	탄성	4.32	4.99	3.97	5.36	
	절대	12.07	7.93	9.86	20.88	

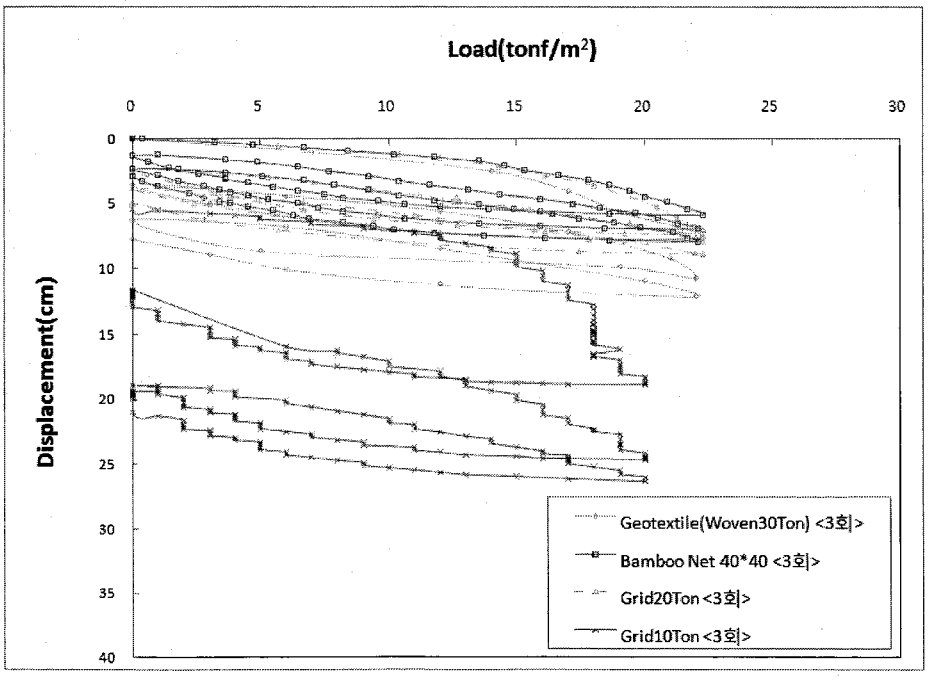


그림 3.6.33 PBD접지압의 2배를 고려한 반복재하시험<3회>

(2) 응력수준의 영향

반복재하시험시 재하하중 조건에 따라 원지반에서 발생하는 응력수준도 작용응력에 비례하여 지반반력으로 나타난다. 일반적으로 재하로 인한 응력조건이 증가할수록 영구변형량은 증가하는 경향을 나타내고 있다. 45회 반복재하 시험결과에서는 초기의 변형량 크기를 보면 항복하중 재하시 하중조건이 큰 K구역(대나무망) > L구역(Geogrid(20tf/m)) > J구역(Geotextile(30tf/m)) > M구역(Geogrid(10tf/m)) 순서로 영구변형량이 나타날 것으로 예상하였으나, 영구변형량은 구역별로 1.35cm < 1.50cm > 1.04cm > 0.20cm 순서로 나타났다. 여기서 동등한 지반조건에서 K구역(대나무망)과 L구역(Geogrid(20tf/m))에서 영구변형량이 차이가 뒤바뀐 것은 K구역(대나무망)이 대나무망의 강성에 의한 응력분산 능력이 L구역(Geogrid(20tf/m))보다 상대적으로 커서 나타난 결과로 판단된다. PBD 타입장비의 접지압의 약2배 조건인 3회 반복재하 시험결과에서는 M구역(Geogrid(10tf/m))에서 재하하중 조건을 22Ton으로 반복재하시험을 실시하려 하였으나 현장에서 재하시험 중 변형이 커서 20Ton으로 재하하중을 줄여서 반복재하시험을 실시하였다. 따라서 재하하중 조건을 약 22Ton으로 3회 반복재하시험을 실시한 결과 강성보강재인 대나무망의 영구변형량이 비교적 하중강도가 큰 상태에서 가장 작은값으로 수렴하는 결과가 나타났으며, 비교적 하중강도가 작은 PBD 타입장비의 접지압 조건으로 45회 실시한 결과에서는 대나무망의 경우가 응력분산을 효율적으로 하여 가장 늦게 수렴되는 경향이 나타났다. 3회 반복재하 시험 결과에서 M구역(Geogrid(10tf/m))의 경우 영구변형이 1회 재하시보다 2회시 과대하게 커지는 이유는 이미 표층보강재가 항복점을 벗어나 소성영역에서 불규칙하게 파괴하는 거동 영역에 있음을 나타내고 있다.

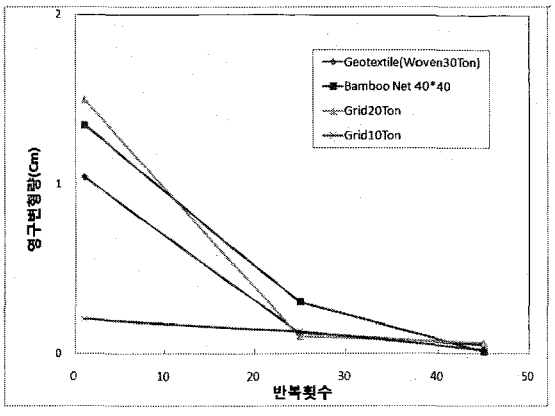


그림 3.6.34 45회 반복재하시 영구변형

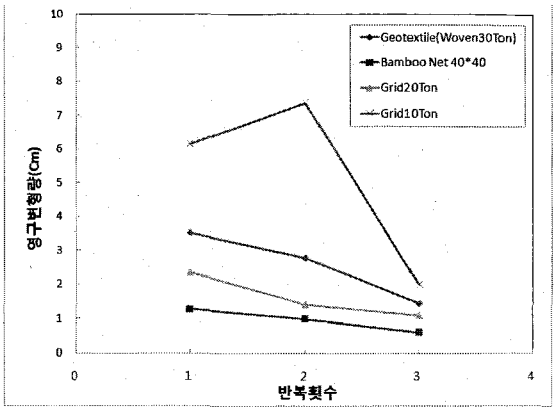


그림 3.6.35 3회 반복재하시 영구변형

(3) 재하속도의 영향

각 구역별로 약22Ton(M구역:20Ton적용)으로 반복재하시험을 수행한 결과, 하중재하속도에 따라 초기침하량은 M구역(Geogrid(10tf/m)), J구역(Geotextile(30tf/m)), L구역(Geogrid(20tf/m)), K구역(대나무망) 순서로 나타났다. 또한, 소성침하량과 탄성침하량도 동일한 순서로 나타났다. 동일한 원지반강도 조건에서 재하시간(싸이클타임)이 가장 큰 M구역(Geogrid(10tf/m)), J구역(Geotextile(30tf/m)), L구역(Geogrid(20tf/m)), K구역(대나무망) 순으로 나타났다. 여기서, L구역보다 K구역이 전체침하량이 작게 나타난 것은 K구역의 강성보강재인 대나무망의 강성영향이 주요한 원인으로 판단된다.

항복하중에 의한 반복재하시험 조건에서 L구역(Geogrid(20tf/m))과 M구역(Geogrid(10tf/m))은 재하시의 싸이클타임은 35초와 56초로 차이가 난다. 이러한 하중재하 속도의 차이로 인하여 전체침하량과 소성침하량의 크기가 많은 차이가 나타났다. 즉, 동일한 지반조건과 같은 재질의 Geogrid로 보강된 표층지반에서 M구역(Geogrid(10tf/m))과 L구역(Geogrid(20tf/m))의 경우 동일하중의 재하하중 범위에서 조차도 재하속도가 느리다는 이유 때문에 전체침하량, 소성침하량 및 탄성침하량이 크게 나타나는 것으로 확인되었다.

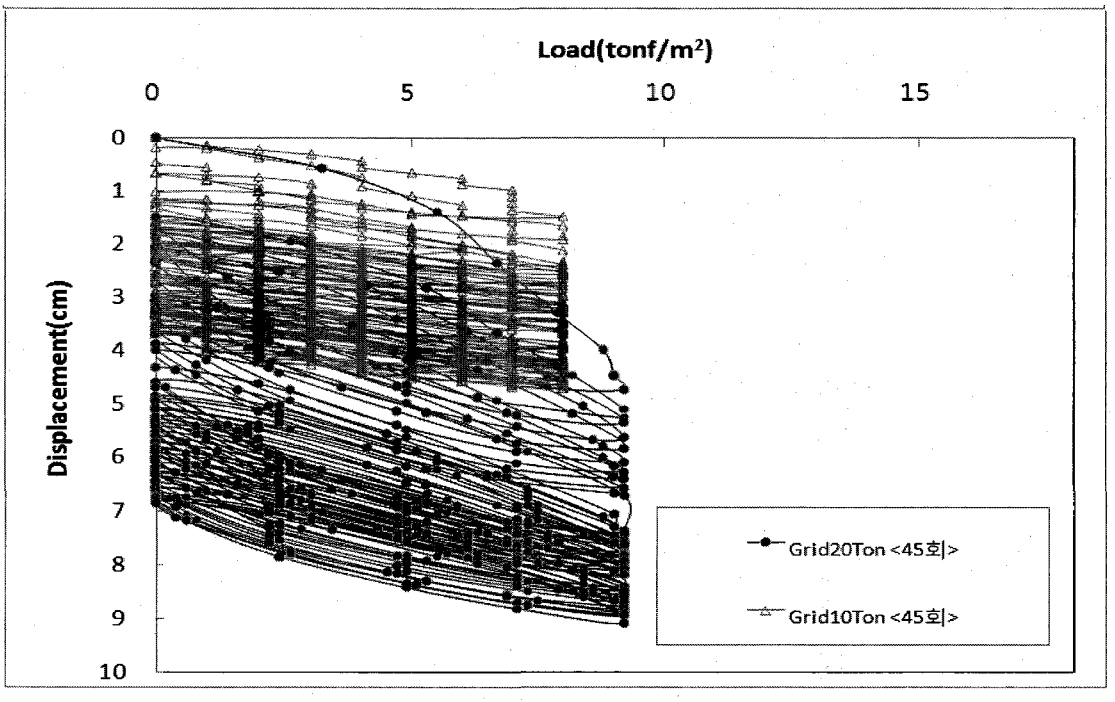


그림 3.6.36 45회반복재하시험 Geogrid(20tf/m)과Geogrid(10tf/m) 비교

(4) 표층보강 재료별 비교

반복재하시험시 각 구역에서 표층보강 재료별 PBD 타입장비의 접지압 조건과 약22Ton으로 시험한 결과를 도시하면 다음과 같다. 반복재하시의 하중조건은 각각의 4단면에서 45회 반복재하시의 J구역(Geotextile(30tf/m))보다 M구역(Geogrid(10tf/m))이 초기에 탄성거동에 가까운 경향성을 나타내며 재하속도도 빠르고 재하하중도 작아서 소성침하가 가장 작게 나타나는 경우이다. 또한, 3회 반복재하시의 경우는 J구역보다 M구역이 재하속도가 느리고 재하하중은 작아서 소성침하가 가장 크게 나타나는 경우이다.

45회 반복재하시 K구역(대나무망)과 L구역(Geogrid(20tf/m))은 초기 및 절대침하량에서 K구역이 소성침하량이 작은 조건인 것처럼 보이지만 실제로는 재하하중도 130%크고, 재하속도도 165% 느리므로 이러한 결과는 강성보강재의 강성에 의한 영향으로 밖에 설명할 방법이 없다. 또한, 3회 반복재하시 K구역(대나무망)과 L구역(Geogrid(20tf/m))에서 K구역은 재하하중은 같고 재하속도 176% 느리므로 이것도 일반적인 경향과는 상반되므로 강성보강재의 강성영향으로 판단된다.

전반적으로 반복재하시 재하속도가 느릴수록, 재하하중이 클수록 소성침하가 가장 크게 나타나는 것이 일반적인 경향이지만 강성보강재의 경우는 비강성보강재

와 비교시 재하속도와 재하하중 영향보다 강성효과를 더 크게 나타내고 있다.

아울러 비교적 작은 재하하중 범위에서는 하중반복횟수가 증가할수록 소성침하량은 수렴되어가는 경향성을 강성보강재와 비강성보강재에서 공통적으로 나타났다. 그리고 비교적 큰 재하하중 범위에서의 소성침하량은 보강재의 종류별 특성에 따라 다르게 거동하였다.

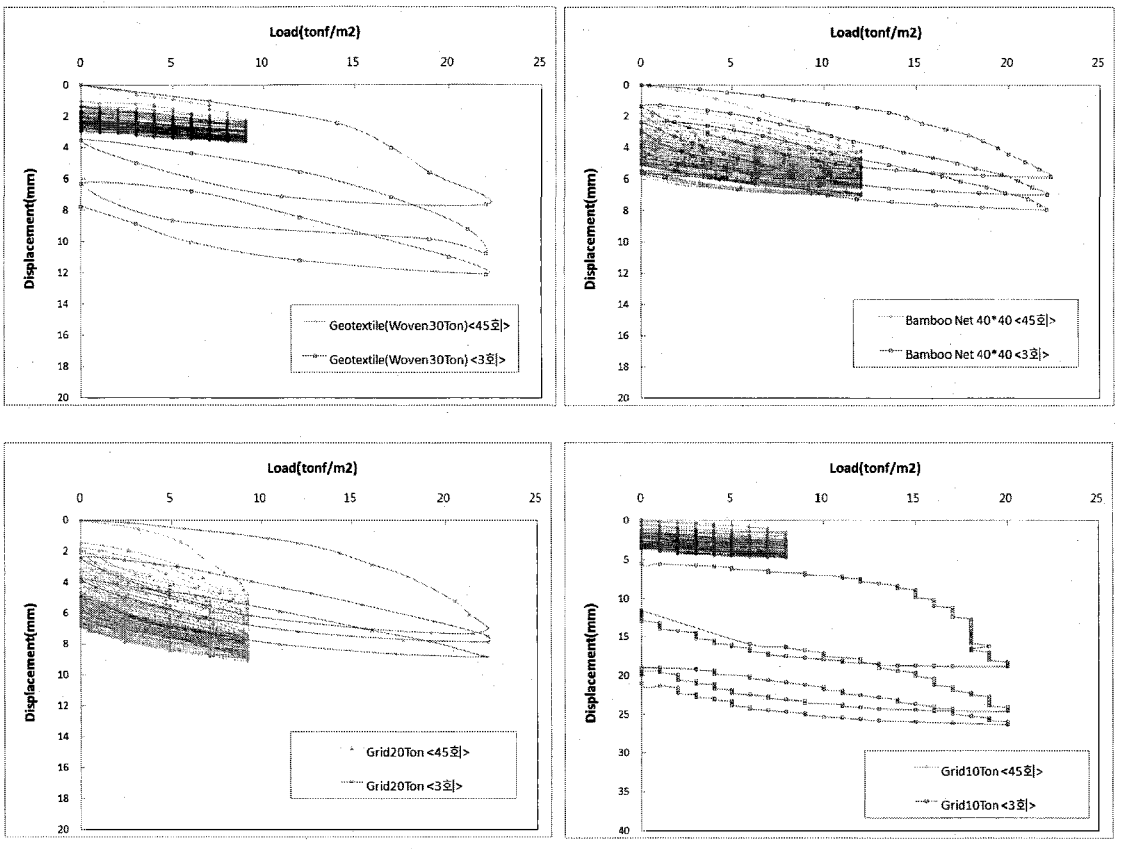


그림 3.6.37 표층보강재별 반복재하시험 3회와 45회의 비교

강성 및 비강성 보강재로 보강하고 복토로 시험시공한 지반에 대한 지지력 특성을 평가하기 위해 현장에서 반복재하시험을 실시한 결과를 요약하면 다음과 같다.

가) 반복재하시험결과 비강성보강재가 보강된 경우는 응력수준이 클수록 재하속도가 느릴수록 영구변형량이 증가하는 경향을 나타내며, 강성보강재가 보강된 경우는 대나무망의 강성 영향으로 인하여 응력수준과 재하속도의 영향보다 강성보강재의 재료적 영향이 더 크게 나타나는 결과가 나타났다.

나) 동일한 지반조건에서 PBD 타입장비의 접지압을 고려하는 비교적 작은 하중의 45회 반복재하시험시 강성보강재의 경우 영구변형량이 가장 늦게 수렴하는 경향을 나타내며, 이러한 결과는 비강성보강재에 비하여 강성보강재(대나무망)의 강성 영향으로 응력분산이 효율적으로 일어난 결과로 판단된다.

다) 동일한 지반조건에서 약 22Ton으로 극한강도 이상의 하중을 3회 반복재하시험한 결과 비강성보강재는 일부에서 파괴시의 소성변형의 경향을 나타내고, 강성보강재는 재하횟수별로 영구변형량으로 수렴하는 경향이 뚜렷하였으며, 전반적으로 K구역(대나무망) > L구역(Geogrid(20tf/m)) > J구역(Geotextile(30tf/m)) > M구역(Geogrid(10tf/m)) 순서로 보강효과를 발휘하면서 침하량이 수렴하는 과정을 나타내고 있다.

라) 표층보강된 초연약지반에서 건설중장비의 반복재하 조건시 주요 영향으로는 장비의 접지압이 클수록, 운행속도가 느리거나 정지작업을 할수록, 비강성보강재로 표층보강을 실시할수록 영구변형량이 증가하여 건설 중장비의 전도 및 매몰사고에 취약한 것으로 평가되었다.

제7절 연약지반 표층처리 설계소프트웨어(S/W) 개발

1. 개요

연약지반 처리를 위하여 연약 또는 초연약지반상에 모래나 점토재료를 준설하여 매립을 할 경우 함수비가 높고 전단력이 매우 작아 사람의 보행조차도 불가능하게 된다. 연약지반 처리 후, 몇 년이 경과하면 표면이 건조되어 보행이 가능하게 되지만 이 경우에도 건조된 표면층 밑에는 초기 상태와 동일하게 매우 연약한 지반조건을 유지하게 된다. 이라한 연약지반을 이용하기 위해서 지반개량이 불가피하지만 지반개량을 실시하기 위한 시공 장비의 주행이나 성토 등이 불가능해 진다. 따라서 표층처리공법은 이와 같은 연약지반의 장비주행성(Trafficability)를 확보하여 연약지반 개량공법을 적용 가능하게 하거나 성토재의 운반 및 성토가 가능토록 하는 것이다. 일반적으로 연약 또는 초연약지반에 적용하는 표층처리공법에는 Geotextile, 대나무망 등의 보강재를 이용하는 방법과 표층을 고화제로 혼합시켜 고결처리하는 혼합처리공법이 가장 널리 사용되고 있다.

이러한 표층처리공법 중 Geotextile, 대나무망 등의 보강재를 연약지반의 표면에 직접 깔고 그 위에 양질토를 성토하는 공법으로서, 하부에 부설된 보강재가 상부 토사의 함몰을 방지하여 중장비의 주행을 가능하게 하는 공법이다. 현재 설계를 위한 기본 이론으로는 점성토 지반을 대상으로 성토하중과 지지력의 평형적인 조건으로 간주하여 만든 여러 식이 제안되어 있다. 연약지반 표층처리 설계 프로그램(xTD Ver 1.0 For Windows!)은 이러한 제안식을 이용하여 연약지반의 장비주행성(Trafficability)을 확보할 수 있는 보강재의 종류 및 강도, 복토두께, 사용장비를 선정하고 연약지반의 안정성을 판단할 수 있는 연약지반 표층처리 설계 프로그램이다.

2. 설계소프트웨어 개발 배경 및 목적

최근 연약 또는 초연약지반상에 모래나 점토 등을 준설하여 대규모 항만, 공항, 신도시, 공업단지 및 농업용지를 확보하기 위한 해안매립 공사가 활발하게 이루어지고 있으며, 과거에는 공사 현장 인근지역의 육상토사를 이용하여 매립공사를 수행하였으나, 최근에는 토취장 건설로 인한 주변환경오염 유발과 공사비용 증가 등의 경제적인 이유로 육상 매립토 확보가 매우 어려워져, 대수심 항로 확보 및 항만의 표사매몰 방지를 위한 준설 공사 시 발생하는 잉여토를 매립에 이용하고 있는 실정이다.

준설 공사 시에 발생하는 잉여토는 함수비가 매우 높아 해성퇴적층 보다 더 연약한 초연약점토로 구성되는 경우가 많으며, 초연약점토를 이용해 조성된 지반에는 공사에 필요한 장비는 물론 사람의 진입조차 어려운 경우가 대부분이다. 이와 같은 초연약지반을 개량하는 공법에 대한 연구는 상당히 많은 진전이 있었으나, 정작 초연약지반을 개량하기 위해 사용하는 중장비의 안전한 진전이 있었으나, 정작 초연약지반을 개량하기 위해 사용하는 중장비의 안전한 진입을 위한 표층처리공법에 대한 연구는 상당히 뒤쳐져 있는 것이 현실이다.

현재 국내에서는 표층 처리된 지반의 공학적인 거동, 설계법 그리고 시방기준 등이 확고하게 마련되어 있지 않아, 현장에 매우 많은 애로사항이 있으며, 현재는 불가피하게 외국의 설계 사례나 설계자의 판단에 의해 경험적으로 시공하고 있는 실정이다. 따라서, 현장에서 실무적으로 가장 문제가 되고 있는 표층처리설계 방법을 체계적으로 수립하고 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 표층처리설계 방법을 체계적으로 수립하고 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 연약지반 표층처리 공법의 설계 소프트웨어(S/W)를 개발하는 것을 그 목적으로 하고 있다.

3. 설계소프트웨어의 특징 및 구성

가. 프로그램 순서도

연약지반 표층처리 설계 프로그램(xTD Ver 1.0 For Windows!)의 설계를 위한 데이터입력 방법과 안정성 여부 판단 등 연약지반 표층처리 설계 프로그램 순서도는 다음과 같다

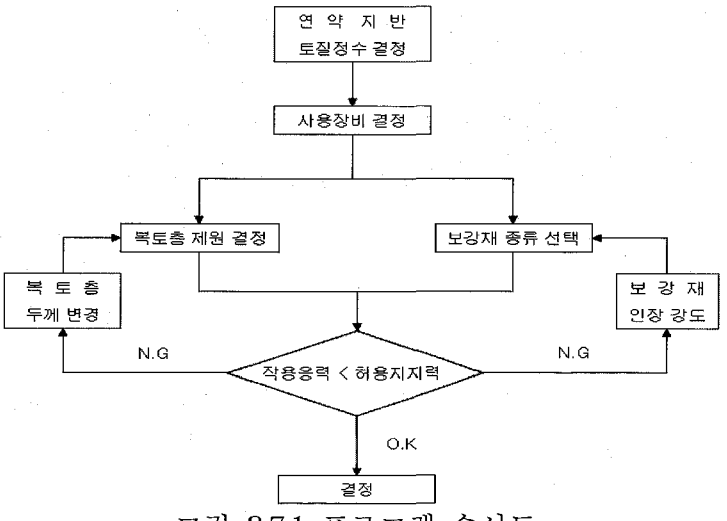


그림 3.7.1 프로그램 순서도

나. 프로그램 주요기능

연약지반 표층처리 설계 프로그램은 크게 해석단면 생성기능, 입력 및 해석결과 출력기능, 각종 설계데이터 입력, 프로젝트관리, 장비 및 보강재데이터베이스 항목으로 구성되어 있으며 각 항목이 수행하는 주요기능은 다음과 같다.

(1) 해석단면 생성기능

입력된 설계데이터를 이용하여 해석단면의 기본 형상을 생성해 주는 기능을 수행한다.

가. 해석단면 확대, 축소 기능
나. 해석단면 결과물 이미지 저장기능
다. 도면영역 확대 및 축소 기능

(2) 입력 및 해석결과 출력기능

연약지반 및 복토층의 토질정수, 보강재의 종류, 사용장비의 제원 등을 입력하여 해석한 결과를 화면에 직접 출력하는 기능으로 실시간으로 해석결과를 보고서 형태로 바로 확인하고 출력 및 저장할 수 있는 기능을 수행한다.

가. 입력 및 해석데이터 저장기능
나. 입력 및 해석데이터 인쇄기능

(3) 설계데이터 입력 기능

설계에 필요한 설계조건, 사용장비, 복토층 제원, 보강재 종류 등 입력항목을 항목별로 정리해서 사용자가 편리하게 입력할 수 있도록 하는 기능을 수행한다.

가. 적용단위
나. 사용장비
다. 복토층 제원
라. 보강재 종류
마. 점토층 전단강도
바. 단기안전율
사. 기타 설정

(4) 데이터베이스 기능

기존 설계한 데이터를 저장하고 관리할 수 있는 프로젝트관리 데이터베이스 및 장비와 보강재에 대한 특성값을 저장하고 관리할 수 있는 데이터베이스 기능을 구현하여 사용자가 반복적으로 사용하는 장비, 보강재를 입력데이터 작성시 쉽게 적용할 수 있도록 하는 기능을 수행한다.

가. 프로젝트 관리(ProjectData.xml)

나. 장비 데이터베이스(MachineData.xml)

다. 보강재 데이터베이스(ReinData.xml)

다. 프로그램 사용환경

연약지반 표층처리 설계 프로그램 개발에 사용한 개발언어, 운영체제, 권장 운영체제 및 그래픽 해상도 등 설계 프로그램을 원활하게 수행하기 위한 사용환경에 대한 자세한 내용은 다음과 같다.

가. 개발언어 : Delphi 2007

나. 개발운영체제 : Windows XP

다. 개발 그래픽 해상도 : 1280 X 1024

라. 사용가능 운영체제 : Windows 호환운영체제
(NT, 2000, XP, Vist, Windows7)

마. 사용가능 그래픽 해상도 : 최소 1024 X 768 이상, 권장 1280 X 1024

4. 설계소프트웨어의 사용법

가. 프로그램 초기화면

연약지반 표층처리 설계 프로그램(xTD Ver 1.0 For Windows!)이 실행되면 다음과 같은 초기화면이 생성되며 초기화면에서 기본적으로 좌측에 프로젝트관리창과 우측에 데이터입력창으로 구성되어 있다.

연약지반 표층처리 설계 프로그램의 좌측에는 프로젝트관리, 검토단면, 보고서출력, 해석단면 항목으로 구성되어 있으며 우측에는 데이터입력, 장비DB, 보강재DB로 구성되어 있다.

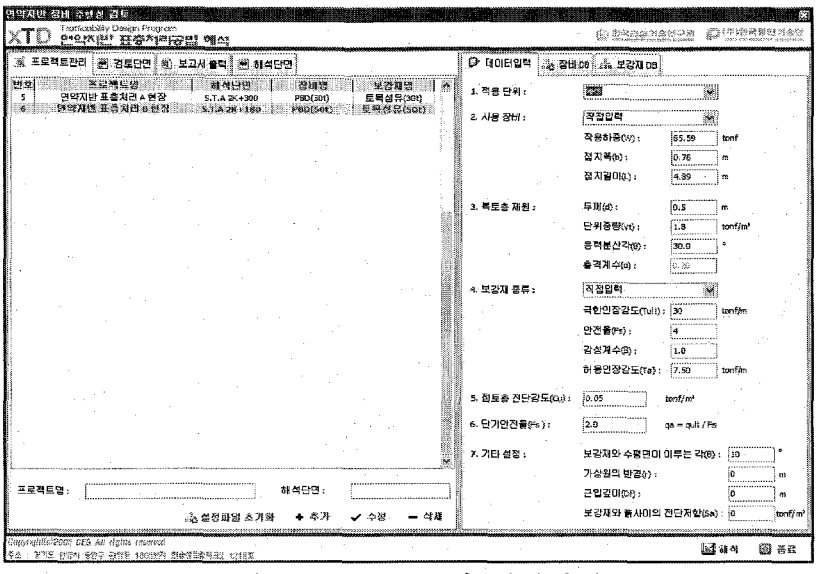


그림 3.7.2 프로그램 메인화면

나. 프로젝트관리

프로젝트관리 항목에서는 기존 작업내용 또는 현재 작업내용을 데이터베이스 형태로 저장하고 관리하는 기능을 수행하며 자세한 내용은 다음과 같다.

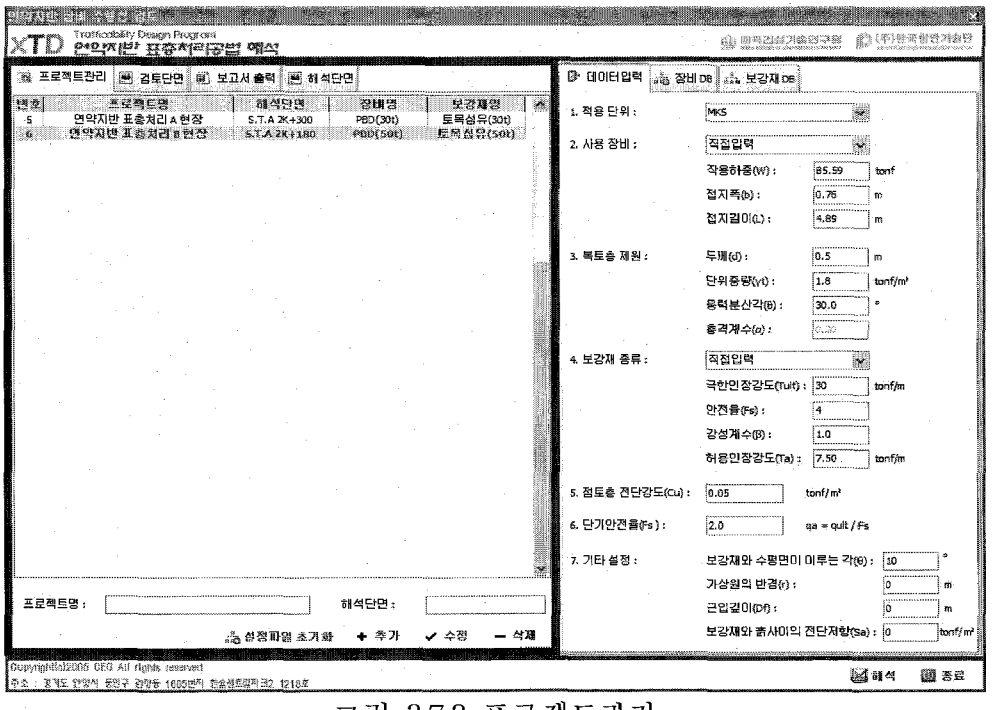


그림 3.7.3 프로젝트관리

프로젝트관리에는 프로젝트명, 해석단면과 데이터입력에서 입력한 장비명, 보강재명이 목록으로 생성된다. 프로젝트관리에서 입력되는 일반적인 항목은 프로젝트명, 해석단면 등으로 자세한 입력사항은 다음과 같다.

가. 프로젝트명 : 현재 수행현장에 대한 명칭이나 구분할 수 있는 내용을 입력

나. 해석단면 : 동일 수행 프로젝트 내에서 구분할 수 있는 내용을 입력

다. 설정파일 초기화 : 현재 목록에 나타나 있는 모든 항목을 제거하고 프로젝트 데이터베이스를 초기화 한다. 모든 작업내용이 삭제되므로 주의를 요한다. 프로젝트관리 데이터베이스는 ProjectData.xml 파일로 저장되며 기존 데이터베이스를 백업을 원하시면 ProjectData.xml 파일을 다른 이름으로 변경하여 저장하면 된다.

라. 추가 : 프로젝트 목록에 새로운 항목을 추가한다.

마. 수정 : 현재 프로젝트 목록에서 선택된 항목의 내용을 수정한다.

바. 삭제 : 현재 프로젝트 목록에서 선택된 항목의 내용을 삭제한다.

다. 데이터입력

데이터입력 항목에서는 좌측에 입력에 대한 기본적인 검토단면과 우측에 데이터입력 창이 생성되며 자세한 기능과 입력항목은 다음과 같다.

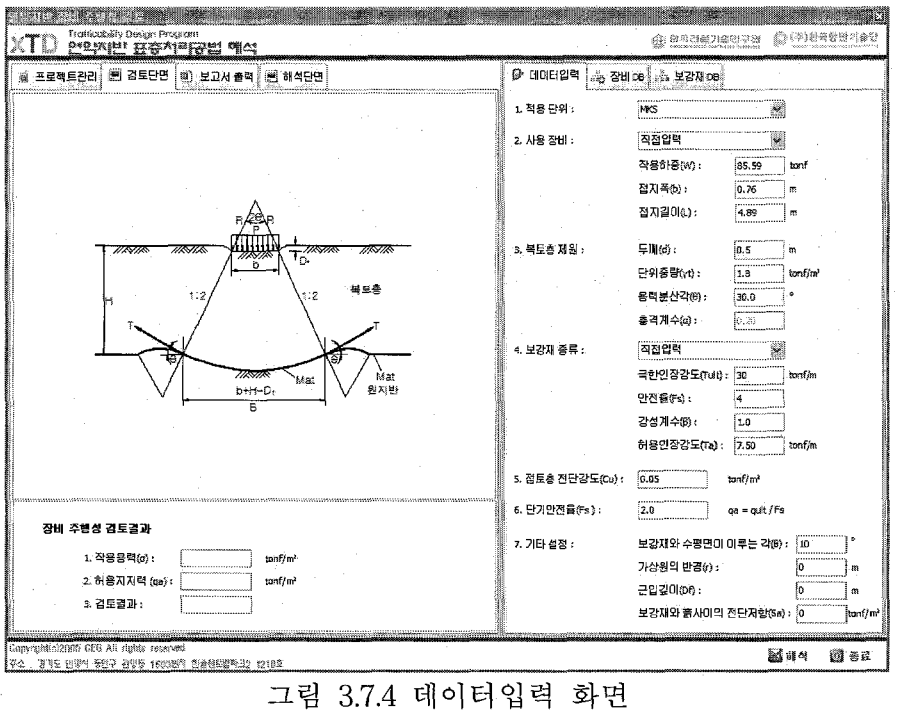


그림 3.7.4 데이터입력 화면

데이터입력에서는 연약지반 표층처리공법의 설계를 위한 기본적인 설계요소를 입력하는 항목으로 적용단위, 사용장비, 복토층 제원, 보강재 종류, 점토층 전단강도, 단기안전율 등을 입력하며 자세한 입력사항에 대한 설명은 다음과 같다.

가. 적용단위 : 해석에 사용될 단위를 선택한다. MSK 또는 SI단위계를 선택한다. 적용단위는 사용장비, 보강재DB의 단위와 연동하여 단위환산을 수행한다.

나. 사용장비 : 작용하중, 접지폭, 접지길이를 직접입력 또는 장비DB에서 이미 저장해 놓은 DB내용을 선택하여 입력할 수 있다.

다. 복토층 제원 : 복토층 두께, 단위중량, 응력분산각, 충격계수를 입력한다.

라. 보강재 종류 : 보강재의 극한인장강도, 안전율, 강성계수, 허용인장강도를 직접입력 또는 보강재 DB에서 이미 저장해 놓은 DB내용을 선택하여 입력할 수 있다.

마. 점토층 전단강도 : 점토층에 대한 전단강도를 입력한다.

바. 단기안전율 : 장비 주행성 검토결과에 사용될 안전율을 입력한다.

사. 기타설정 : 장비 주행성검토에 사용되는 기타 입력사항을 입력한다. 보강재와 수평면이 이루는 각 Θ, 가상원의 반경 r, 근입깊이 Df, 보강재와 흙사이의 전단저항 등을 입력한다.

라. 해석 및 보고서 출력

해석 및 보고서 출력에서는 데이터입력 완료 후 해석버튼을 클릭하면 입력된 데이터를 사용하여 연약지반 표층처리공법 설계를 수행한 결과를 출력한다.

해석결과는 검토단면 항목 하부에 있는 장비 주행성 검토결과에서 최종적인 검토결과를 출력하며 자세한 내용은 보고서 출력 항목에서 입력데이터와 자세한 계산결과를 출력한다. 자세한 내용은 다음과 같다.

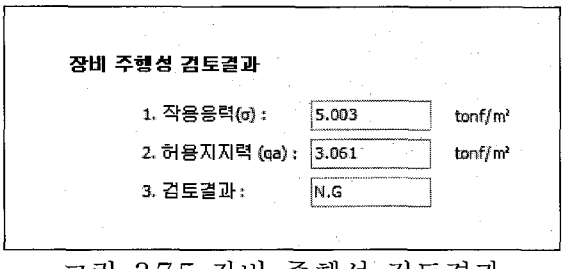


그림 3.7.5 장비 주행성 검토결과

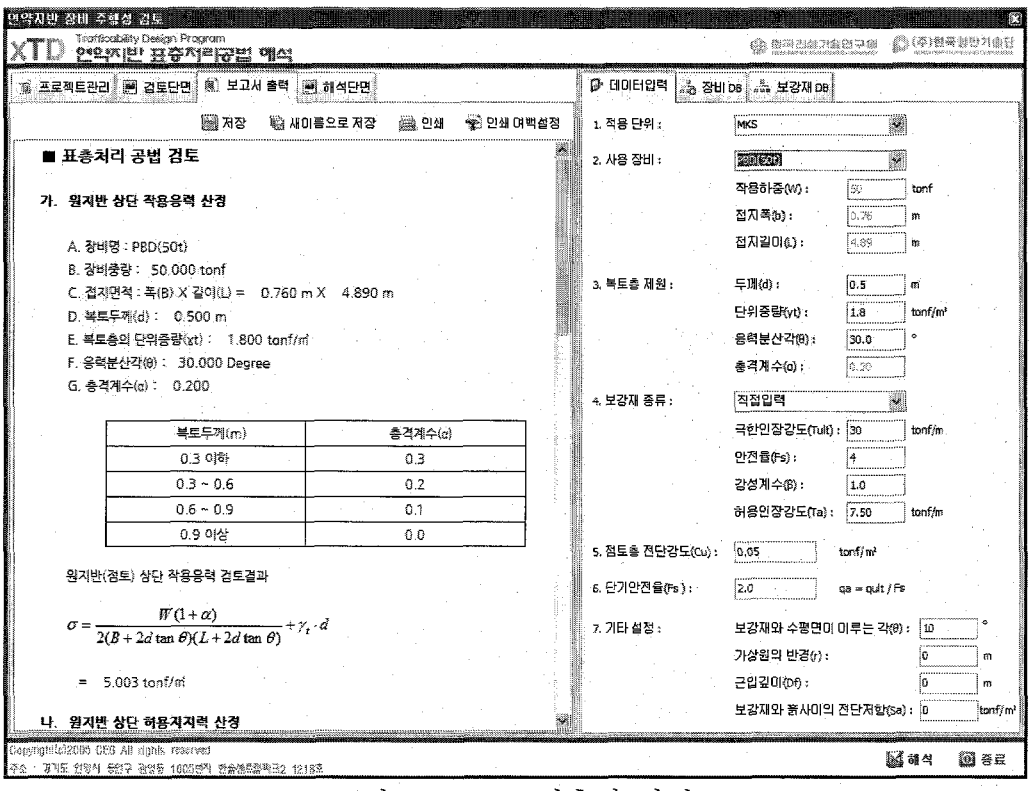


그림 3.7.6 보고서출력 화면

보고서 출력 항목에서는 표층처리 공법 검토 결과를 출력하는 기능을 수행하며 여기서는 계산된 결과를 저장, 새이름으로 저장, 인쇄, 인쇄 여백설정과 같은 기능이 있으며 자세한 사용방법은 다음과 같다.

가. 저장 : 현재 출력된 내용을 파일로 저장한다.

나. 새이름으로 저장 : 현재 출력된 내용을 새이름으로 저장한다.

다. 인쇄 : 직접 프린트 또는 출력장치로 출력한다.

라. 인쇄 여백 설정 : 인쇄를 위한 여백을 설정한다.

참고로 저장된 데이터는 서식 있는 텍스트 형식(RTF)으로 저장되며 이 파일은 MS Word 응용프로그램으로 사용이 가능하며 필요시 편집이 가능한 파일형식으로 저장된다. 또한 출력되는 보고서의 양식을 변경하고자 한다면 ReportData.rtf 파일을 편집하여 새로운 보고서양식을 생성할 수도 있다.

마. 해석단면

지금까지 해석단면에 대한 데이터를 입력하고 해석을 수행하는 것에 대한 설명을 하였고 지금 부터는 해석을 수행한 각 단면에 대한 해석단면를 보고 이 해석단면도를 변경하여 원하는 결과를 출력하는 방법에 대해 설명한다.

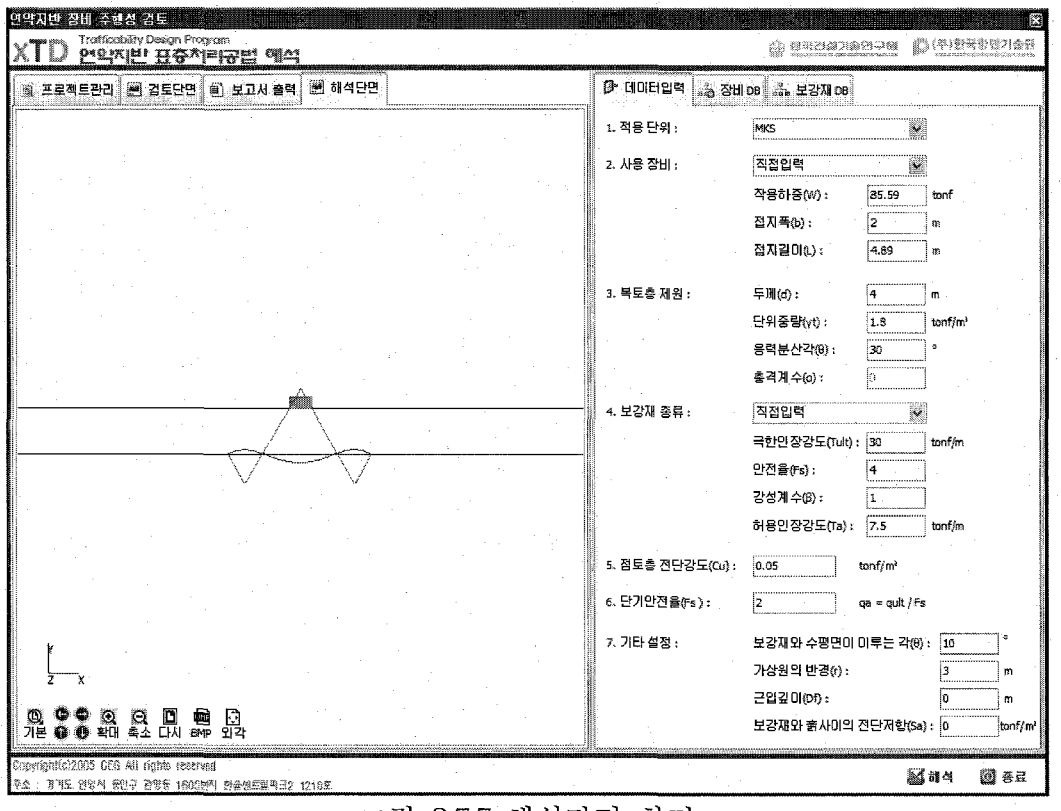


그림 3.7.7 해석단면 화면

해석단면 제어 창에서는 복토층의 두께, 응력분산각, 가상원의 반경, 근입깊이 등 각 종 입력된 결과를 이용하여 각 항목을 변경하는 즉시 실시간으로 적용된 단면에 대한 정보를 화면에 표시해주는 기능을 수행한다. 또한 이 화면에 대한 각 종 아이콘을 이용하여 확대, 축소, 이동 및 BMP 파일 생성 등의 기능을 수행한다. 각 아이콘에 대한 기본적인 설명은 다음과 같다.

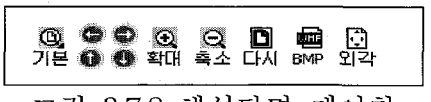


그림 3.7.8 해석단면 제어창

가. 기본 : 기본으로 설정된 화면 크기로 도면생성, 최초 작업 시 기본으로 선택

나. 축소/확대 세부지정 상하좌우 영역을 맞추어 축소/확대 한다.

다. 확대 : 현재 기준점에서 단면을 확대

라. 축소 : 현재 기준점에서 단면을 축소

마. 다시 : 도면을 다시 생성한다.

바. BMP : 현재 해석단면을 그림파일(BMP)로 저장한다.

사. 외각 : 해석단면의 외각영역을 그린다.

바. 장비 데이터베이스

장비 데이터베이스 창에서는 일반적으로 사용하는 장비에 대한 기본적인 제원을 입력하는 항목으로 반복적으로 사용하는 장비의 제원을 사전에 입력하여 저장하여 데이터 입력 시 사용자의 편의를 위해서 데이터베이스를 구축한다. 자세한 기능과 입력항목은 다음과 같다.

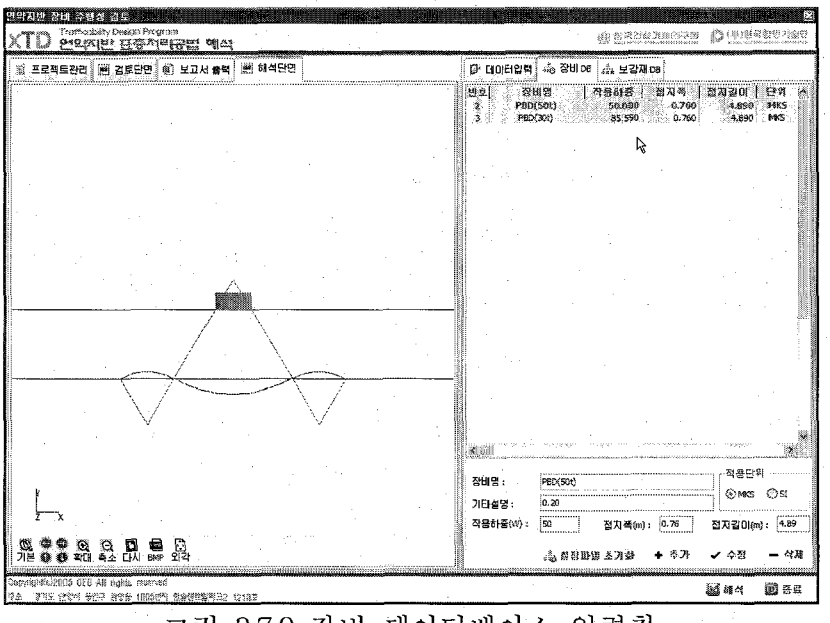


그림 3.7.9 장비 데이터베이스 입력창

장비 데이터베이스 목록에서는 장비명, 작용하중, 접지폭, 접지길이, 단위를 표시하며 장비 데이터베이스 입력항목은 다음과 같다.

가. 장비명 : 데이터베이스에 저장할 장비의 명칭을 입력한다.

나. 기타설명 : 부가적인 장비에 대한 내용을 입력한다.

다. 적용단위 : 작용하중, 접지폭, 접지길이에 대한 단위를 설정한다.

라. 작용하중 : 장비의 하중을 입력한다.

마. 접지폭 : 장비의 접지폭을 입력한다.

바. 접지길이 : 장비의 접지길이를 입력한다.

사. 설정파일 초기화 : 장비 데이터베이스를 전체 내용을 삭제하고 초기화한다. 데이터베이스는 MachineData.xml 파일로 저장된다.

아. 추가 : 장비 데이터를 추가한다.

자. 수정 : 목록에서 선택한 장비의 제원을 수정한다.

차. 삭제 : 목록에서 선택한 장비항목을 삭제한다.

사. 보강재 데이터베이스

보강재 데이터베이스 창에서는 일반적으로 사용하는 보강재에 대한 기본적인 제원을 입력하는 항목으로 보강재의 제원을 사전에 입력하여 저장하여 데이터 입력 시 사용자의 편의를 위해서 데이터베이스를 구축한다. 자세한 기능과 입력항목은 다음과 같다.

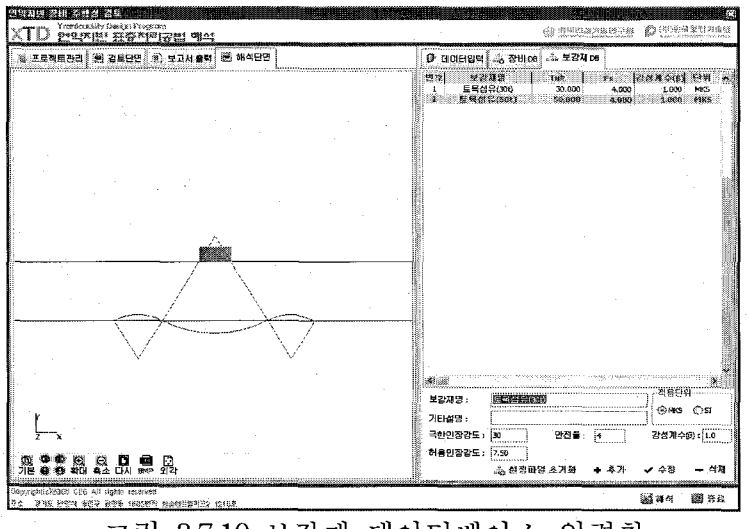


그림 3.7.10 보강재 데이터베이스 입력창

보강재 데이터베이스 목록에서는 보강재명, 극한인장강도, 안전율, 강성계수, 단위를 표시하며 보강재 데이터베이스 입력항목은 다음과 같다.

가. 보강재명 : 데이터베이스에 저장할 보강재의 명칭을 입력한다.

나. 기타설명 : 부가적인 보강재에 대한 내용을 입력한다.

다. 적용단위 : 극한인장강도, 허용인장강도에 대한 단위를 설정한다.

라. 극한인장강도 : 보강재에 대한 극한인장강도를 입력한다.

마. 안전율 : 보강재에 적용할 안전율을 입력한다.

바. 강성계수 : 보강재의 고유특성인 강성계수를 입력한다.

사. 허용인장강도 : 보강재에 대한 허용인장강도를 입력한다.

아. 설정파일 초기화 : 보강재 데이터베이스를 전체 내용을 삭제하고 초기화한다. 데이터베이스는 ReinData.xml 파일로 저장된다.

자. 추가 : 보강재 데이터를 추가한다.

차. 수정 : 목록에서 선택한 보강재의 제원을 수정한다.

카. 삭제 : 목록에서 선택한 보강재항목을 삭제한다.

5. 종합분석 및 요약

본 연구에서는 기존의 표층보강처리 공법 적용현장을 설계하는 과정에서 발생하는 문제점을 보완하여 최적의 표층처리공법 설계 프로그램인 xTD Ver 1.0 For Windows! 를 자체 개발하였다. xTD Ver 1.0 For Windows! 프로그램은 현장에서 실무적으로 가장 문제가 되고 있는 표층처리설계 방법을 체계적으로 수립하고 현장에서도 쉽게 사용할 수 있는 연약지반 표층처리 공법의 설계소프트웨어(S/W)이다. 본 설계프로그램은 Yamanouchi 제안식과 본 연구에서 개발한 제안식(2009)을 채용하여 다양한 영향인자에 대한 민감도 분석을 실시하였고 현장시험시공 계측결과 비교를 통해 프로그램의 적용성이 인정된다고 판단된다. 따라서 본 연구에서 개발된 프로그램은 현장에서도 매우 유용하게 사용되고 높은 적용성을 가질 것으로 기대된다.

제8절 연약지반 표층처리 설계/시공/유지관리 지침서(안)

1. 개요

일반적으로 연약지반이란 강도가 약하고 압축성이 높은 지반을 가리키나, 엄밀한 의미에서 상부구조물의 규모나 하중강도에 따라 상대적인 의미로 해석 평가하는 것이 바람직하다. 필댐, 고속도로, 건축, 철도 등에서 개략적으로 제시하고 있는 연약지반의 판정기준은 <표 3.8.1>과 같다.

표 3.8.1 구조물 종류에 의한 연약지반의 대략적인 판정규정

구분	고속도로			철도		건축	필댐
	함수비 (%)	일반압축강도 (kgf/cm2)	N치	N치	층두께	장기허용 지지력 (tf/m2)	N치
유기질토층	100이상	0.5이하	4이하	0	2이상	10이하	20이하
점성토층	50이상	0.5이하	4이하	2	5이상	(N치 약10이하)	
사질토층	30이상	=0	10이하	4	10이상		

이러한 연약지반에서 성토고가 너무 낮을 경우 응력집중에 따른 국부적인 침하문제나 건설장비의 주행성이 문제가 되고, 성토고가 너무 높을 경우 원지반의 낮은 전단강도로 인한 성토체 자체의 관입이나 활동파괴가 발생할 수 있다. 이러한 문제를 해결하기 위해 표층고화처리, 수평진공압밀, PTM공법 등이 개발되었으나, 최근에는 경제성과 시공성 문제로 인해 Geotextile나 대나무망 등이 표층보강재로 주로 이용되고 있다.

표층처리공법은 천층안정처리 또는 토질안정처리로도 불리며, 대상이 되는 공사는 도로, 활주로, 성토, 제방, 호안, Earth Dam, 얕은 Trench 등의 기초지반표층 및 사면보호공이며 광범위하게 여러 분야에 걸쳐있다. 또한 Sand Mat처럼 연약지반개량공법의 일부로서 조합되어 사용하는 예도 많다.

일반적으로 표층처리공법은 처리대상 구조물에 따라 크게 두 가지로 분류된다. 첫째는 매립지반 등으로 대표되는 연약점성토의 표층처리이고 둘째는 도로, 철도 공

항 등의 노상·노반의 안정처리로 분류된다. 매립지반 등에 적용되는 표층처리공법 <그림 3.8.1>은 초연약지반의 장비(PBD 타설장비, 덤프트럭, 불도저 등) 주행성(Trafficabilty)확보를 위한 가설 목적으로 적용되며, 도로, 철도, 공항 등의 노상·노반의 안정처리<그림 3.8.2>는 영구구조물로서 이용된다.

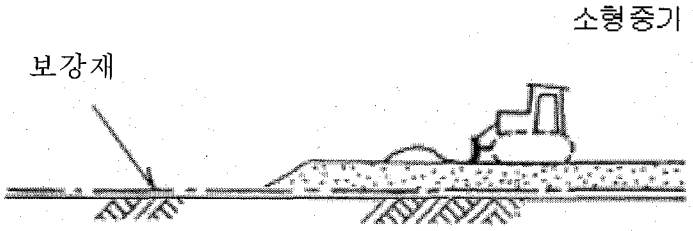


그림 3.8.1 연약지반 표층처리에 활용

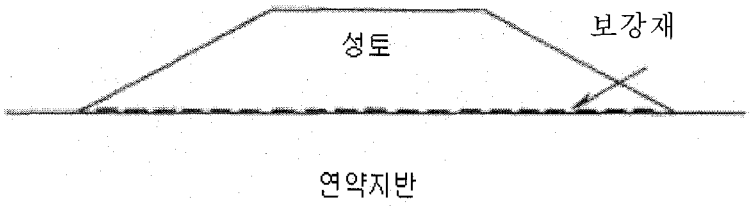


그림 3.8.2 성토체 안정성 확보에 활용

2. 연약지반 표층처리공법의 분류 및 특징

연약지반에서 장비주행성(Trafficabilty) 확보를 주 목적으로 하는 표층처리공법은 개량원리 및 시공방법 등에 따라 표 8.2와 같이 표층배수·건조(乾燥)공법, 피복공법, 치환공법, 표층혼합처리공법 및 진공압공법(Suction Device, 수평진공배수 공법) 등으로 분류할 수 있다.

① 표층배수, 건조공법은 비교적 적은 인원과 장비로 간단히 적용할 수 있는 반면, 지반개량에 많은 시간이 소요된다. 강제배수, 암거배수, 모세관건조 등을 병용하여 기간 단축을 도모할 수 있으나 실시된 예는 적다.

② 표층피복공법은 모래, 토사 등의 복토에 따른 국부적인 함몰을 경감시키기 위해 사전에 초연약지반의 표층을 시트, Rope Net, 대나무 망 등에 의해 피복하는 물리적인 표층처리 공법이다. 표층처리에 범용되고 있는 공법으로써 특히 Geotextile, 네트 등의 재료 개발이 진보함에 따라 그 적용이 더욱 활성화되고 있다.

③ 치환공법은 연약토의 일부 또는 전부를 양질의 재료로 치환하는 공법으로써 지반개량의 기본적인 방법이다. 치환방법에 따라 연약층을 제거하고 치환하는 굴착치환공법, 성토하중에 의해 연약층을 측방 또는 전방으로 밀어내고 치환하는 강제치환공법, 폭발에 의해 연약층을 제거하고 치환하는 폭파치환공법이 있다.

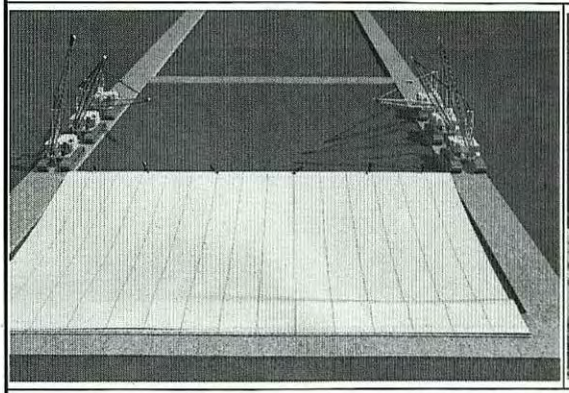
④ 표층혼합처리공법은 석회, 시멘트 등 화학적인 안정재를 표층의 연약토와 혼합하여, 포졸란 반응 등 화학적 고결작용에 의해 표층을 고화처리하는 방법이다. 예전부터 Soil Cement공법 등의 명칭으로 도로의 노상·노반 안정처리에 많이 이용되어 왔으며, 고함수비 점성토, 고유기질토 등에도 효과가 있는 토질개량용 시멘트가 개발되어 이용되고 있는 공법이다. 개량재의 종류에 따라 시멘트계, 석회계, 산업부산물(슬래그, 석탄회 등)을 이용한 공법으로 분류된다.

⑤ 진공압밀공법(Suction Device, 수평진공배수 공법)은 포화된 초연약지반 표층에 진공압을 가함으로써 강제로 탈수시켜 지반의 강도를 증가시키는 공법이다. 공법적용 후 개량효과의 확인이 즉시 가능하고, 표층처리 후 단기간 내에 장비의 진입이 가능하다.

표 3.8.2 표층안정처리공법의 분류 예

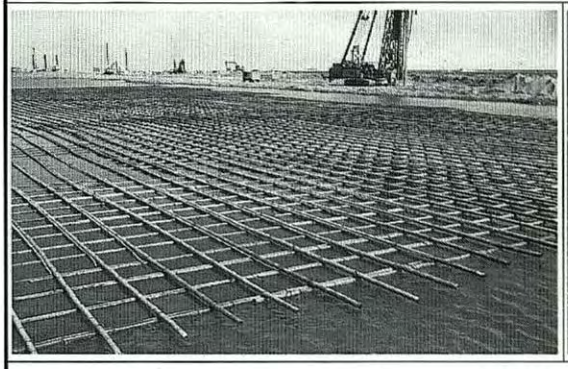
분류	공 법	공법의 개요	장 점	단 점	시공성·적용성
배수 및 건조	PTM 공 법	◦표층에 점진적인 트렌치망을 구성하여 배수를 촉진 및 건조층(Crust)을 형성시키는 공법	◦공기가 긴 경우에 효과적인 개량공법이다.	◦단기간에 충분한 개량효과를 기대하기가 어렵다.	◦공기가 긴 경우에 적용성이 크다.
피복	Sheet /Net	◦연약토표층에 Sheet 또는 Net를 포설하여 진입로, 인력진입을 확보하는 공법	◦Sheet 및 Net는 수급이 용이하며 표층처리에 유효한 공법이다.	◦연약지반이 대규모인 경우 혼합처리와의 병용이 필요한 경우 가 있다.	◦연약토위에 직접 샌드매트를 포설할 수 없는 경우 적용성이 있다.
	Sand Mat	◦연약토표층에 모래를 포설하여 양질의 지반을 확보하는 공법	◦Vertical Drain과 병용하여 배수층으로 역할 수행	◦최근 양질의 모래 수급이 어려워지고 있다.	◦표층피복을 행하는 경우 배수층 확보를 위해 Sand Mat공을 행하는 것이 좋다.
	대나무 네 트	◦대나무의 강성도와 네트의 인장력을 조합 ◦대나무Net 설치후 토사 복토	◦기존공법에 비해 공기 단축 가능 ◦소성변형에 따른 전단파괴 최소화	◦대나무 망 포설 시공성 증대를 위한 수심확보 필요	◦대나무의 휨강성에 의해 균등복토 포설 가능 ◦준설매립이후 방치기간이 부족할 경우 적용성 큼.
치환	치 환	◦연약토의 일부 또는 전부를 양질토로 치환함으로써 개량	◦양질토로 치환하므로 개량효과 확실	◦치환량이 크게 되므로 연약토의 처리/처분이 문제가 될 수 있다.	◦전통적인 개량공법으로서 개량효과가 가장 확실하다.
혼합처리	석회계	◦생석회, 소석회등을 연약토와 첨가/혼합하여 개량하는 방법	◦화산회질 점성토 등의 안정처리에 개량효과 우수	◦타공법에 비하여 고가의 공법	◦시공방법/시공기계에 따라 적용성이 커진다.
	시멘트계	◦보통포틀랜드 시멘트, 특수시멘트 등을 연약토와 첨가/혼합하여 개량하는 방법	◦고함수비 연약토에 대해서도 고강도의 개량효과를 기대할 수 있다.	◦일반적으로 공사비가 고가이다.	◦시공방법/시공기계에 따라 적용성이 커진다
진공압	수 평 진공배수	◦지반내 부(負)의 과잉간극수압을 유발시킴으로서 유효응력의 증대를 유도해내는 방법	◦개량 가능 구역이 큼 ◦단기간내에 압밀을 촉진시켜 작업성과 시공성 확보	◦수평배수재 매설선 필요 ◦시공관리 및 배수재의 품질관리 필요	◦개량구간이 넓은 지역에 활용 가능

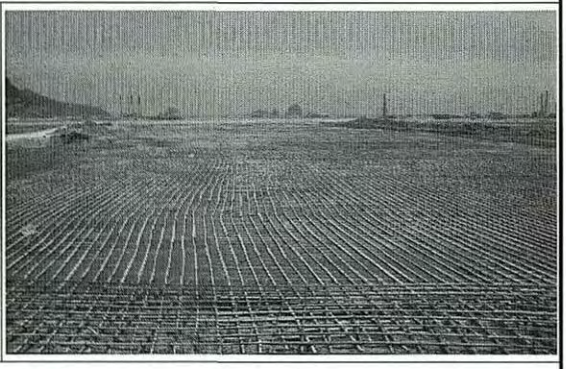
토목 섬유 공법(보강재)





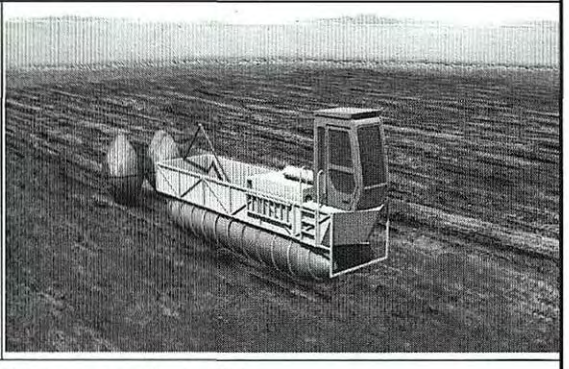
대나무 망 공법(보강재)



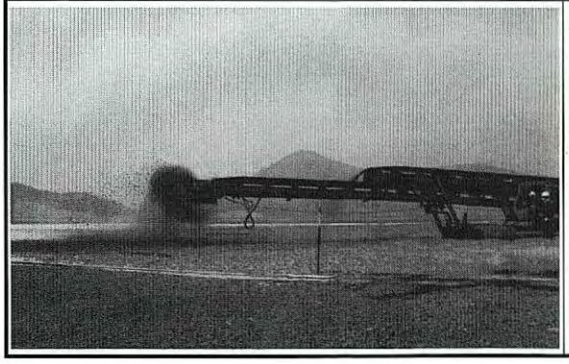


PTM 공법





벨트 컨베이어 공법(복토 포설 공법)



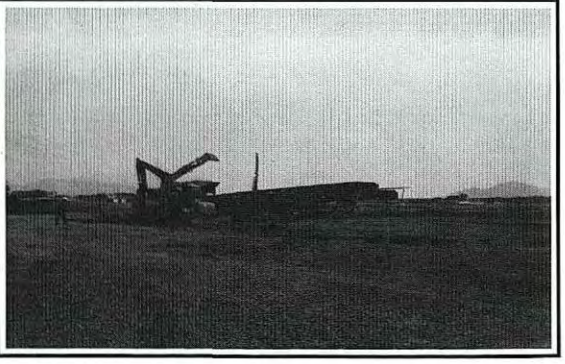


그림 3.8.3 표층처리공법의 종류

가. 표층처리공법 선정 방법

표층처리공법의 선정을 위해서는 처리대상지반의 토질, 지반의 상태, 현지 주변환경, 공기(工期), 공사비 등이 종합적으로 검토·평가가 필요하다.

일반적인 표층처리공법의 선정흐름도는 그림 3.340과 같으며, 특히 인력진입 및 장비의 주행성 확보가 어렵고 공기가 촉박한 경우 표층처리공법의 선정을 위해서는 공사규모, 품질관리 방안, 재료의 수급 및 현지 주변환경 등이 충분히 고려되어야 한다.

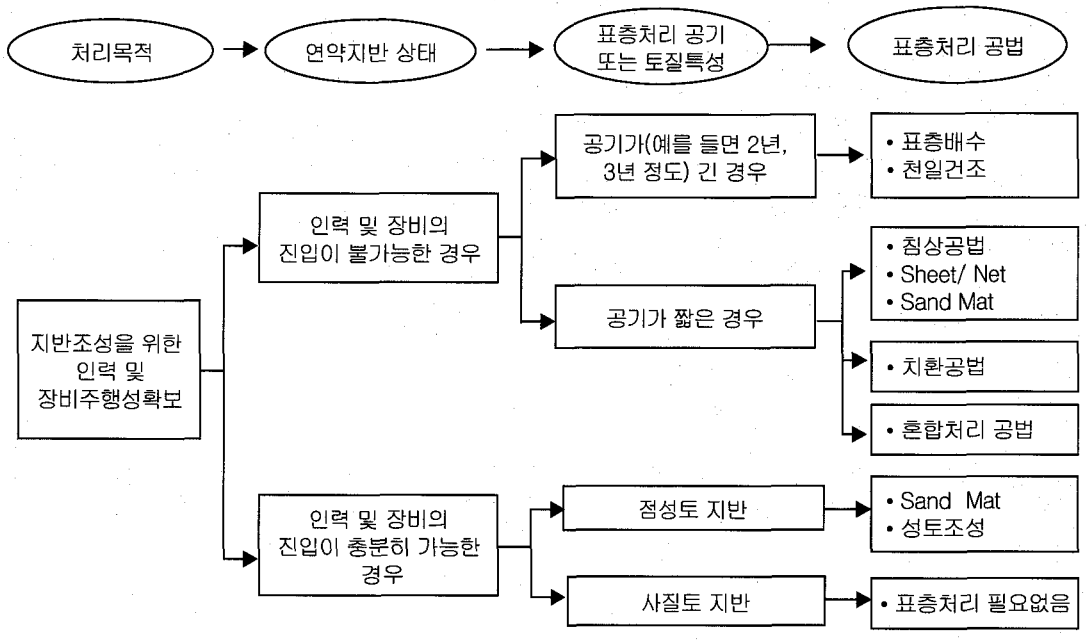


그림 3.8.4 표층처리 공법의 선정흐름도

나. 재료선정

(1) 보강재

표층처리공법에 이용되는 보강재에는 부직포, 직포, 지오네트, 지오그리드, 복합제품, 대나무 등이 있으며,

표층처리를 위한 보강재는 원지반 강도 및 유사 현장에 대한 시공실적을 참고로 하여 선정하는 개략적인 방법과 지반조건, 표층처리 시공방법, 보강재 강성, 적용장비조건을 고려한 상세검토를 통해 선정하는 방법이 있다.

1) Geotextile

Geotextile공법은 보강재를 연약지반의 표면에 직접 깔고 그 위에 양질의 토사를 성토하는 공법으로 하부에 부설된 Geotextile가 상부토사의 함몰을 방지하여 건설장비의 주행을 가능하게 하고 단시간 내에 시공이 가능하도록 하는 초연약지반의 표층처리공법중 하나이다.

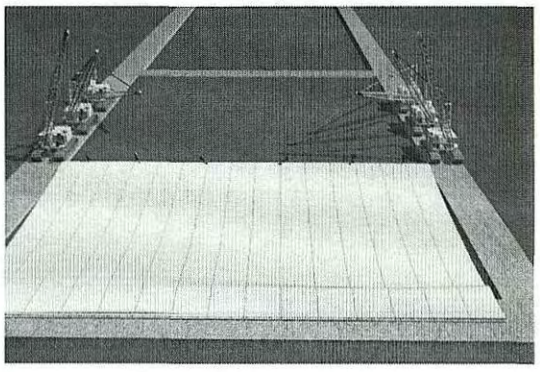


그림 3.8.5 Geotextile공법

성토시 Geotextile에 작용하는 인장력과 경과시간에 따른 변화는 성토 종료시 또는 그 근방에서 최대치에 도달한 후 차차 감소하며 현장여건에 따라 인장력이 거의 없어지는 경우도 있다. 성토하중을 지지하고 있는 성분은 Terzaghi지지력 공식으로 부터 다음과 같이 4개의 성분으로 나타낼 수 있다. 성토가 Geotextile위에 재하되어 지반이 파괴되어 침하가 시작되면, 다음과 같은 지지력들이 발생하여 성토하중 및 차량하중을 지지한다.

① Geotextile의 인장력에 의한 지지력
② 성토가 지반속으로 침하함에 따라 발생하는 근입효과
③ 지반의 역학적 성상에 따라 소성유동의 전파가 시간적으로 지연되며 이로 인한 구속효과에 의한 지지력
④ 잔류 점착력에 의한 지지력

하중과 지지력의 평형관계에서 복토공사시 Geotextile를 넓게 부설하고 단부가 구속되지 않은 조건에서는 Geotextile의 인장력이 감소함을 전제로 하고 감소된

지지력은 다른 요인에 의한 지지력으로 전환된다. 상기 ③의 성분은 시간과 함께 감소하며 ④의 성분도 짧은 시간에는 압밀에 의한 강도회복을 크게 기대할 수 없으며, ②의 성분으로 지지력을 기대할 수 있다. 이와 같은 현상은 복토공사시 Geotextile가 넓게 부설되고 단부가 구속되지 않은 상태인 경우이므로 Geotextile의 단부가 구속되어 있는 경우에는 Geotextile에 발생하는 인장력은 증대한다. 단부 고정조건을 고려하면 Geotextile에 생기는 최대인장력의 발생시점은 성토 종료후가 아니고 구조물이 전체적으로 안정된 후이다. 이는 Geotextile 인장력 계산시 입력정수의 중요성을 시사하며 재하조건인 성토두께는 최대두께로 설정되며 계산식에서 침하량은 물론 다른 정수도 반드시 최종치는 아니므로 설계시 신중을 기해야 한다.



그림 3.8.6 Geotextile 보강에 의한 표층처리

Geotextile의 인장강도는 대상지반의 점착력에 크게 영향을 받으므로 지반강도에 따른 Geotextile의 적용실적을 참고로 하여 개략적인 Geotextile 재질 선정을 행한다. Geotextile 재료의 선정에 영향을 주는 인자는 성토형태, 연약층후, 성토재료, 수중시공 여부, 성토시공 기계, 성토층후 등이 있으며 이들을 고려한 재료의 선정이 요구된다. 한편, Geotextile에 요구되는 재료적인 성능은 인장강도, 인열강도, 흙과의 마찰력, 투수성 그리고 각종 내구성(내후성, 내산·알칼리성 등)이 있다.

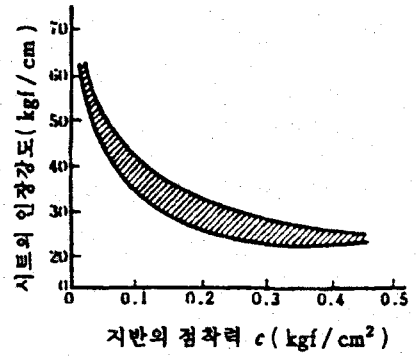


그림 3.8.7 지반강도와 인장강도의 관계

표3.8.3 재료별 공학적 특성

구 분	PET (Polyester)	PE (Polyethylen)	PP (Polypropylen)
특 징	• 무거움 • 신율이 작음	• 무게보통 • 신율이 작음	• PE보다 가볍고 신율이 큼 • PE보다 강도가 낮음
장 점	• 강도가 큼 • UV에 대해 내구성이 가장 우수 • 내열성, 내한성 큼	• 강도가 큼 • 생물학적, 화학적 저항 큼 • 내한성이 큼 • UV에 의한 열화가 큼	• 강도가 큼 • 생물학적, 화학적 저항 큼 • PE보다 장기적 안정
단 점	• 내알칼리성 작음	• PP보다 중량 큼 • 국내 시판이 거의 안됨	• UV에 대해 약함

표 3.8.4 직조방법별 공학적 특징

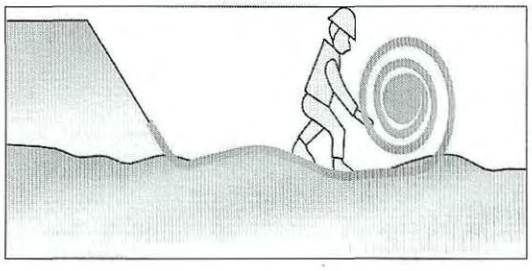
구 분	직포(Woven)	부직포(Non-Woven)
특 징	• 날줄과 씨줄로 교차하여 엮어 만듬 • 주로 보강재, 분리재로 사용	• 섬유를 불규칙하게 배열 결합시킴 • 공극이 풍부하여 필터재, 보강재, 분리재 등에 광범위하게 사용
장 점	• 인장강도가 부직포 보다 매우 큼 • 신율이 작음	• 꿰뚫림이나 파열에 강함 • 성토재 투하시 충격흡수성이 좋음
단 점	• 필터기능이 좋지 않음	• 인장강도가 직포보다 작음 • 신율이 크므로 지반변형이 큼

Geotextile의 포설은 연약지반 개량장비(PBD, PSD, SD 등) 진입시 장비의 접지압에 대한 지반강도 확보를 위하여 필수적으로 시공해야 한다. Geotextile의 일반적인 부설방법은 인력포설, 크레인, Back Hoe, 윈치 등 장비에 의한 포설, 바지선을 이용한 포설방법 등이 있으며 <표 3.8.5>와 같다.

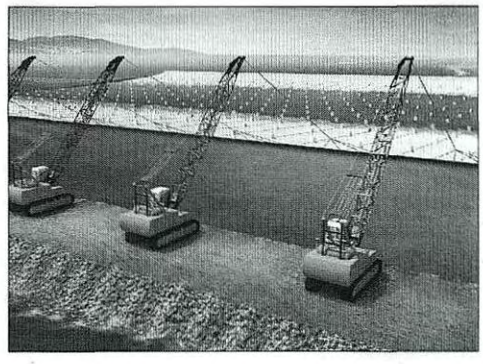
표 3.8.5 Geotextile의 일반적인 부설방법

구 분	지반의 상태	부 설 방 법	사용기계 및 기구
토목섬유	연약(사람보행 가능)	인력부설	발판/로프
	매우 연약(표층 Crust 존재)	인력 및 기계부설	발판/로프/가설도/윈치
	초연약(표면 슬러리 상태)	기계/Skid에 의해 부설	Skid/윈치/로프/가설로(고화)
	수중	배에 의한 부설	배/윈치/로프

가장 간단하고 많이 쓰이는 방법은 인력에 의한 방법이다. 이 경우도 발판을 확보하기 위하여 목재, 판재 또는 스티로폴 판 등을 사용하고 있다. 발판을 확보할 수 없는 초연약지반에서는 배 또는 간단한 뗏목을 만들어 사용하고 이들에 윈치를 병용하여 부설한다.



(a) 인력부설



(b) 장비에 의한 부설

그림 3.8.8 Geotextile의 부설

Geotextile 한 장의 폭은 제한되어 있기 때문에 여러장을 접합하여 사용하게 된다. 접합이 불완전하여 파손되는 경우가 발생할 수 있다.

접합부는 응력집중이 생기지 않도록 접합하여야 한다. 접합형태는 Z접합, 目 접합등이 있으며 봉합사는 가급적 동일 강도 및 재료적 특성을 가진 것으로 한다.

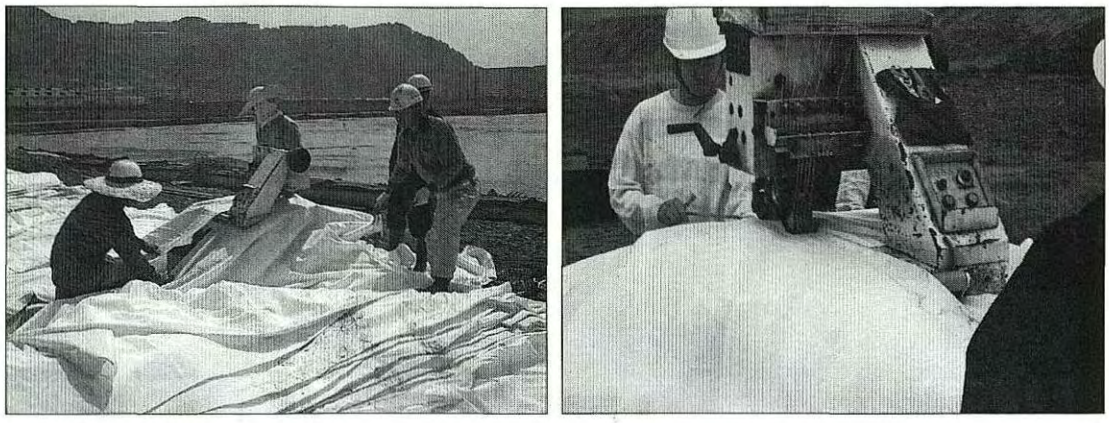


그림 3.8.9 Geotextile의 접합 (현장 기계접합)

Geotextile 설계인장강도는 최대인장강도에 설치시, Creep, 화학적 영향, 생물학적 영향 등을 고려하여 허용인장강도를 적용한다.

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{FS_{설치} \times FS_{크리프} \times FS_{화학적손상} \times FS_{생물학적손상}} \quad (8.10)$$

여기서, Tallow : 허용인장강도

Tult : 극한인장강도

FS설치 : 포설시 손상에 대한 안전율

FS크리프 : Creep에 대한 안전율

FS화학적손상 : 화학적 분해에 대한 안전율

FS생물학적손상 : 생물학적 분해에 대한 안전율

Geotextile의 부분 안전율은 <표 3.8.6>과 같다.

표 3.8.6 Geotextile의 부분 안전율

구 분	설치시 손상	크리프	화학적 손상	생물학적 손상
분 리 재	1.1~2.5	1.0~1.2	1.0~1.5	1.0~1.2
완 충 재	1.1~2.0	1.2~1.5	1.0~2.0	1.0~1.2
비포장도로	1.1~2.0	1.5~2.5	1.0~1.5	1.0~1.2
벽 체	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
성 토 부	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
지 지 력	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5	1.0~1.3
사면 안정	1.1~1.5	1.5~2.0	1.0~1.5	1.0~1.3
포 장 재	1.1~3.0	1.0~1.2	1.0~1.5	1.0~1.1
철 도	1.1~3.0	1.0~1.5	1.5~2.0	1.0~1.2
Silt Fence	1.1~1.5	1.5~2.5	1.0~2.5	1.0~1.1

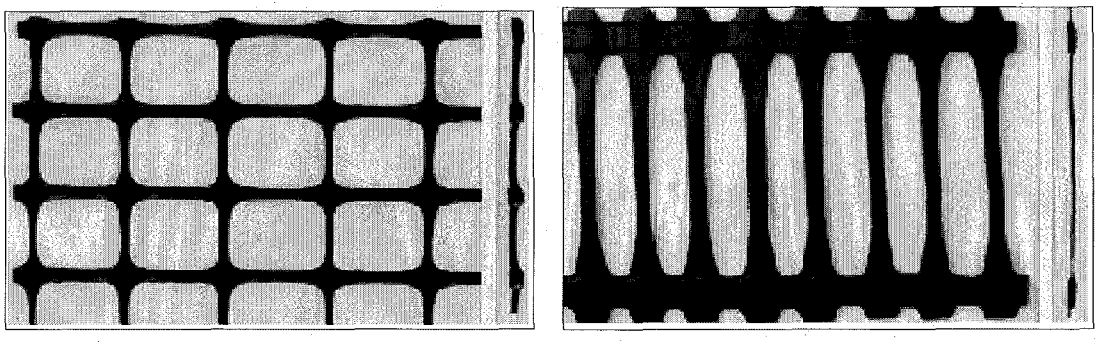
표층처리공법에 사용되는 Geotextile의 인장력에 대한 안전율은 단기적으로 Drain 장비에 대한 지지력을 확보하여야 하므로 장기적인 크리프 화학적 및 생물학적 안전율은 무시하고 설치시 손상에 대한 안전율을 적용한다.

2) 지오그리드

지오그리드를 사용하여 재래공법에서 해결할 수 없었던 기술적인 문제를 해결함으로써 각종 토목공사의 시공영역이 확대되고 공기단축, 공사비절감 등의 효과를 기대 할 수 있다.

지오그리드는 합성 고분자 재질로 만들어진 인장부재를 격자형태로 구성한 평면구조의 Geotextile(geosynthetics) 제품으로, 제조방법에 따라 일체형 지오그리드와 결합형 지오그리드로 구분된다. 일체형 지오그리드는 폴리에틸렌, 폴리프로필렌 등의 고분자 폴리머를 판상으로 압출시킨 후 격자형태로 구멍을 내고, 1방향 또는 직교하는 2방향으로 연신하여 제조하며, 결합형 지오그리드는 폴리에스테르 등의 고강도 섬유를 격자형으로 교차시켜 제직/편직한 후 PVC 등으로 코팅하여 제조한다. 전세계적으로 생산되는 지오그리드의 종류는 10여 종이 있으며, 이 중 일체형 지오그리드는 2종이고 나머지는 모두 결합형 지오그리드이다. 일반적으로 강성도를 기준으로, 일체형 지오그리드는 강성 지오그리드로, 결합형 지오그리드는 연성 지오그리드로 불린다.

지오그리드의 강도특성을 연강, 부직포, 미연신 플라스틱제품과 비교한 결과 그림 8.17과 같으며, 강성이나 인장강도가 매우 큰 것을 알 수 있다.



(a) SR-55 지오그리드 (b) SS-2 지오그리드

그림 3.8.10 지오그리드 종류

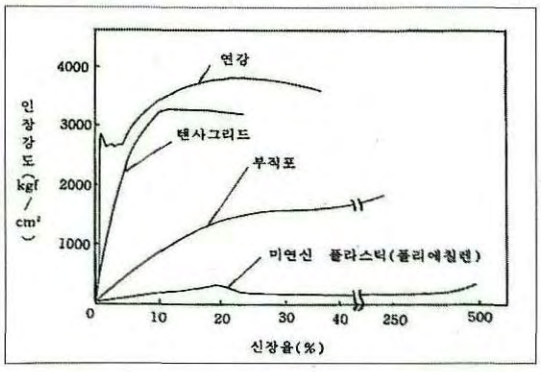


그림 3.8.11 지오그리드 인장강도 특성

준설매립점토층 상부에 2방향 지오그리드를 인력 포설한 후, 소규모 장비로 토공을 하지만, 국내의 습지 도져는 다소 커서 무리가 따를 수도 있다. 바지를 이용한 지오그리드 포설은 준설토를 해상 특수장비로 평탄작업을 한 후에, 지오그리드를 포설하고 초소형 습지 Dozer등으로 복토하여 표층부를 안정시킨 후, 대형장비로 토공을 한다.

지오그리드 포설 방법으로는 인력포설과 바지를 이용한 포설로 분류할 수 있다.

- 인력 포설 : 준설토 상부에 2방향 지오그리드를 인력 포설한 후, 소규모 장비로 토공을 하지만, 국내의 습지 도져는 다소 커서 무리가 따를 수도 있다.
- 바지를 이용한 지오그리드 포설 : 준설토를 해상 특수장비로 평탄작업을 한 후에, 지오그리드를 포설하고 초소형 습지 Dozer등으로 복토하여 표층부를 안정시킨 후, 대형장비로 토공을 한다.

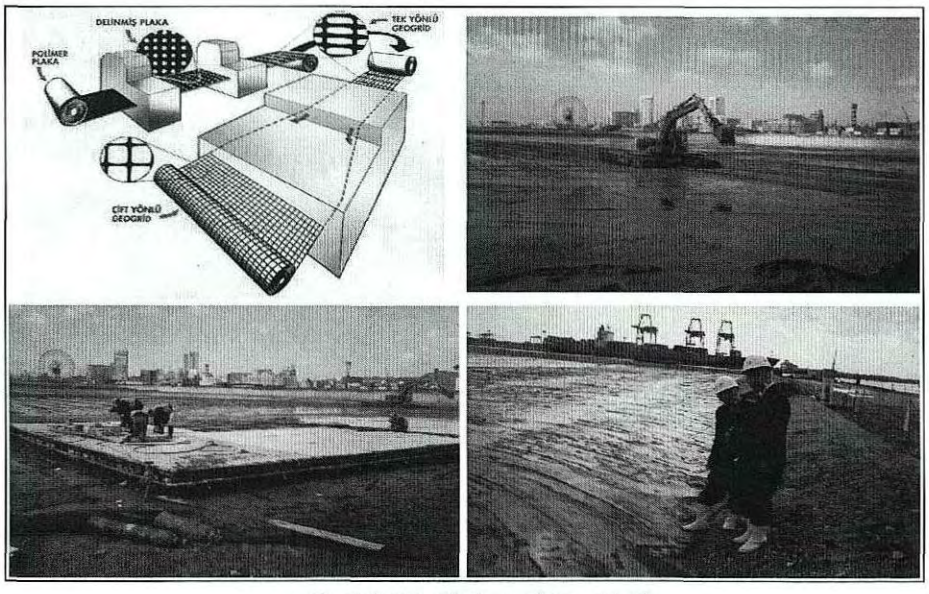
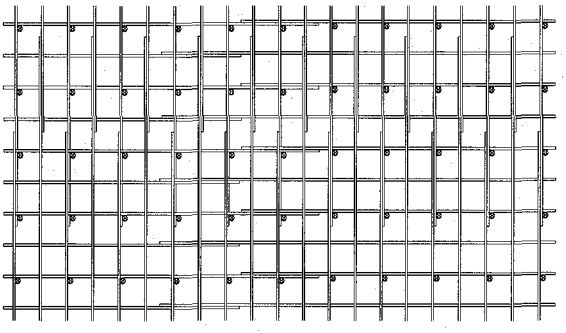


그림 3.8.12 지오그리드 포설

3) 대나무 망

대나무 망 공법은 휨강성이 크고 인장과 비틀림 저항성이 강한 대나무의 역학적, 재료적인 장점을 이용하여 연약지반 개량시 지반의 국부파괴 및 불규칙 침하를 억제하는 방법이다. 본 공법은 준설토 투기장 등의 준설매립지반 개량에 선행하여 시공하고 있는 기존의 표층처리공법의 문제점을 개선하고 경제적이며 시공의 안정성을 확보할 수 있도록 그림 3.14 와 같이 대나무 망과 분리용인 Geotextile를 포설하여 균등한 복토용 모래 포설이 가능하도록 고안된 공법이다.

대나무망 배열도



복토포설 개요도

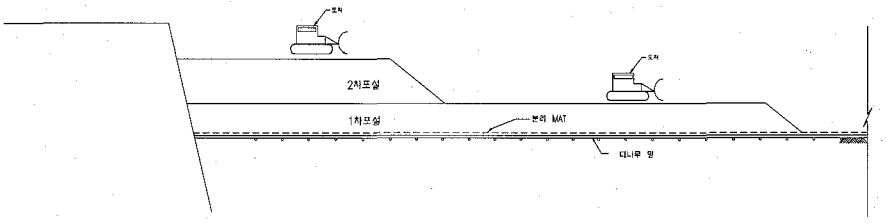


그림 3.8.13 대나무 망 공법의 시공모식도

넓은 부지를 몇 장의 Geotextile로 효과적으로 보강하는 것은 상당한 어려움을 내포하고 있다. 대나무는 우리나라 남부지방에 다량으로 재배되고 있거나 자생하고 있어 구득이 쉽고, 건설재로서의 재료적 특성도 우수하다.

표 3.8.7 대나무 망 공법의 특징

구 분	내 용
품질 향상	· 소성유동 감소 : 지반의 소성유동을 감소시킴 · 균등한 수평배수재 포설 : 복토시공시 비교적 균등하게 포설 · 계측관리 용이 : 초기의 지반특성 측정가능
시공성	· 표층처리 시공기간 단축 : 고속의 시공속도, 시공직후 장비진입 가능 · 시공관리 용이 : 제작이 단순하고 육안 관찰 시공이 가능 · 초연약층의 복토포설 가능 : 장비의 진입이 없이도 복토포설이 가능
경제성	· 공사기간의 단축 : 재료적인 특성(중공단면, 경량재료, 강성 등)을 최대한 활용하여 공사기간이 단축 · 재료의 경제성 : 비교적 저가의 재료이며 구득이 용이
친환경성	· 자연재료 : 생산과정에서 환경오염 물질이 배출되지 않음

가) 대나무 망 공법의 시공

대나무 망 공법의 시공순서는 다음과 같다.

○ 대나무 망 포설

대나무 망 포설은 다음과 같은 방법으로 포설한다.

① 대나무 망의 제작은 호칭직경 2.6cm이상의 대나무를 기준으로 하고, 표층의 비배수 전단강도 등에 따라 적절한 간격으로 #10 소철선이나 이에 상응하는 결속재로 결속하여 준설매립지반에 포설하며, 필요시 작업발판을 이용하여 작업한다.

② 겹이음 최소길이는 1.5m로 하고 #10 소철선을 사용하여 2겹으로 3개소 이상을 단단히 결속한다.

③ 대나무망의 포설과 복토시공과의 이격거리는 최소 50m이상으로 하며, 자재를 충분히 확보하여 공사진행에 차질이 없도록 한다.

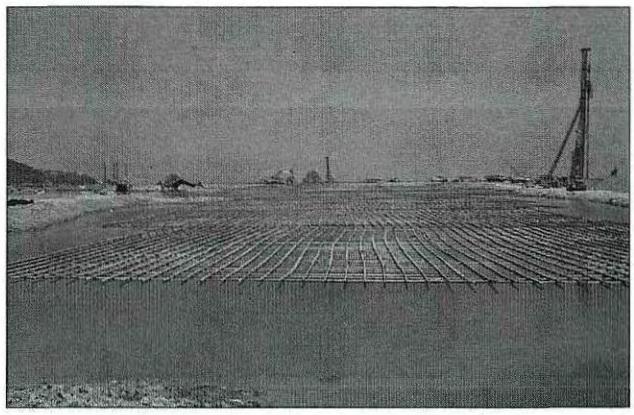


그림 3.8.14 대나무 망 포설 전경(수상)



그림 3.8.15 대나무 망 수상 조립



그림 3.8.16 대나무 망 육상 조립

○ 분리매트(Geotextile) 포설

분리매트의 위치는 현장여건을 고려하여 결정하며 포설공정 및 유의 사항은 다음과 같다.

① 봉합

공장봉합은 봉제사의 강도가 충분한 Nylon사(1200D 이상)를 사용하여 줄(땀수 :5본/in 이상)로 봉제하고 겹침부위는 50cm이상, 4줄 이상 견고하게 봉합되도록 하며, 봉합 후 봉합부위의 강도는 원래의 강도 이상이어야 한다.

② 운반 및 보관

- 반입된 Geotextile는 적재 및 운반시 직사광선에 노출되는 일이 없도록 주의한다.
- 소요치수대로 제작, 포장된 Geotextile(분리매트)를 적재 운반하는 경우에는 재질에 손상이 없도록 적절한 장비를 사용한다.

③ 포설

- Geotextile는 분리매트 포설을 원칙으로 하며 재질에 손상을 입히는 일이 없도록 한다.
- Geotextile의 포설공정은 후속공정인 복토공보다 최소한 50m 이상 선행되어야 한다.
- Geotextile 포설은 대나무Net의 결속상태와 지반의 상태를 수시로 점검하면서 작업을 진행하도록 하며, Geotextile 포설시 단부는 압성토를 하거나 앵커 등을 이용하여 고정시킨다.

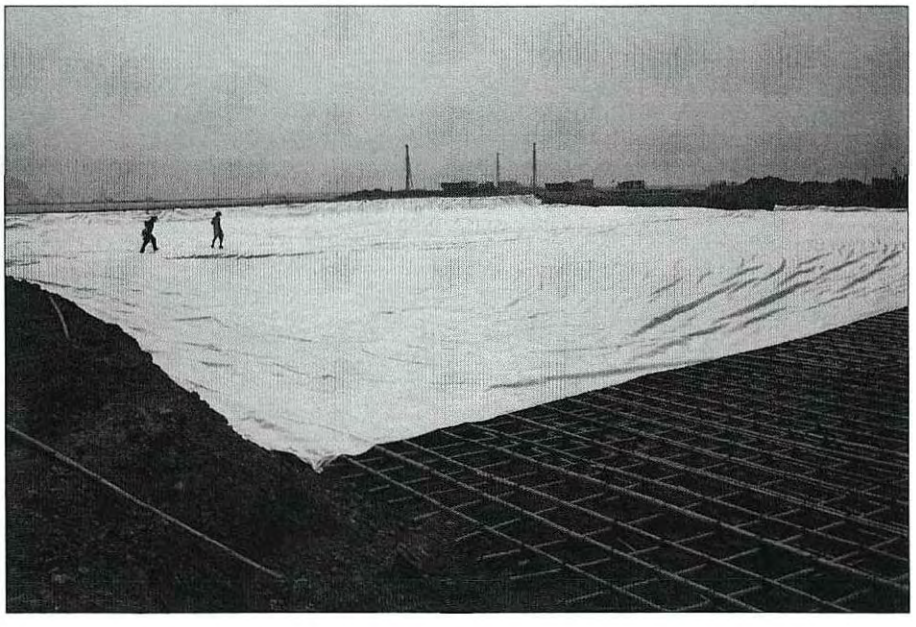


그림 3.8.17 분리매트(Geotextile) 포설 광경

(2) 복토

복토에 의한 표층처리공법은 양질의 성토재를 연약한 준설매립토층의 상부에 포설하여 시공장비에서 전달되는 하중을 분산시켜 지반의 지지력을 확보하는 공법이다. 일반적으로 사용되는 성토재료는 모래가 주로 사용되며 최근 양질의 모래수급이 곤란하여 산토나 쇄석 등이 사용되기도 한다.

최근에는 모래수급이 곤란한 현장여건을 감안하여 고강도의 Geotextile나 보강재를 복토층 하부에 부설하여 복토층의 두께를 감소시키는 복합공법이 일반적으로 시행되고 있다.

모래를 이용하여 만들어진 복토층은 시공장비의 주행능력 확보뿐만 아니라 원지반층의 지반개량시 방출되는 간극수의 수평배수 통로인 Sand Mat로 이용이 가능하나 산토나 쇄석을 사용하여 복토층을 시공할 경우 수평배수에 대한 별도의 검토를 수행한 후 수평배수층으로의 사용여부를 결정하여야 한다.

1) 복토포설시의 문제점

보강재의 인장강도가 크다고 하더라도 1단계 토사포설두께가 너무 두꺼우면 전방으로 소성유동이 심하게 발생하여 토사의 포설이 갈수록 어려워지게 된다. 또한 한번 발생한 소성유동은 성토를 시공해 나가는 방향으로 계속 전파되어 나가기 때문에 가능한 소성유동이 발생하지 않도록 50cm 정도의 얇은 두께로 포설하는 것이 필요하며, 이를 위해서는 시공장비 또한 경량 소형장비의 사용이 요구된다. 얇은 층으로 토사를 포설해 나간다고 하여도 다음층 포설장비와 간격이 충분히 확보되지 않을 경우 그림 8.25와 같이 상당히 큰 면적의 소성유동이 발생하여 공사에 어려움을 겪게 된다.

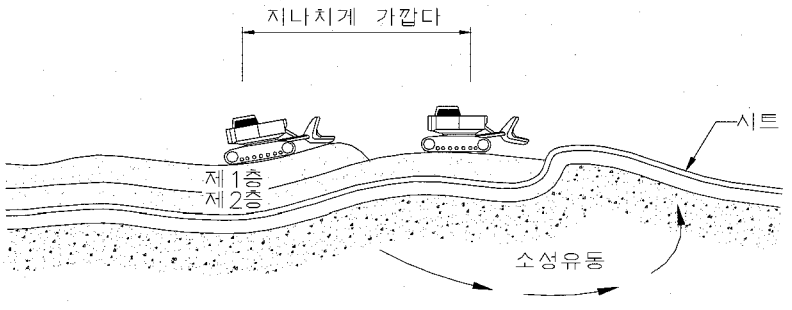


그림 3.8.18 단계성토의 층간거리를 짧게 하였을 때 소성유동

소성유동이외에 성토시공시 문제는 불균등 포설이다. 그림 8.26과 같이 국부적으로 토사가 두껍게 포설되는 곳이 있으면 그 곳은 침하하게 된다. 그 부분은 외견상 다른 곳보다 낮게 보이고 확인하지 않을 경우 그 부분의 두께는 알 수가 없으므로 오히려 흙이 얇게 깔린 것이라고 착각하게 한다. 이것을 균등히 맞추기 위해 낮게 보이는 곳에 추가 성토를 하거나 다음 층 시공시 그 부분을 다른 곳보다 더 두껍게 성토하면, 그 부분에서는 침하가 계속 진행되고 보강재에 응력이 집중되어 결국 파괴가 발생하게 된다.

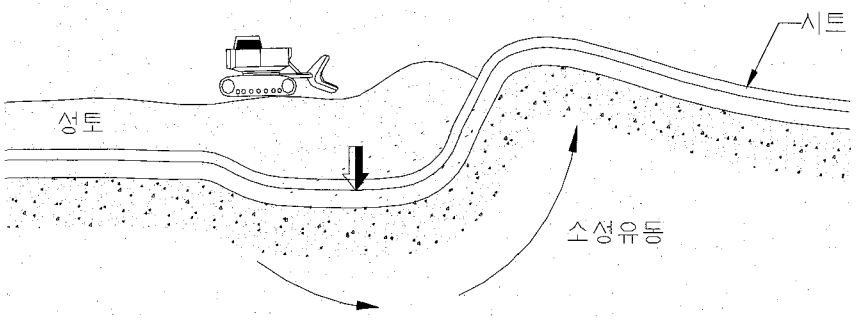


그림 3.8.19 1단계 포설두께가 클때의 국부적 침하와 소성유동

2) 복토포설 공법의 종류 및 특징

복토에 있어서 가장 중요한 단계가 제1층이다. 제1층에서 층두께를 두껍게 하면 불균일 침하의 원인이 되어 다음의 제2, 제3층에서는 불균일한 상태를 바로잡기가 어려워지고 대개의 경우 활모양으로 휘기 때문에 주의가 필요하다.

제1층의 복토단계에서는 대상지반이 연약하더라도 얇은 층을 다단계에 걸쳐 겹쳐 쌓는 것이 필요하다.

가) 습지토져+ 덤프트럭에 의한 포설

습지도져와 덤프트럭을 이용한 포설공법은 재료원에서 공급된 모래를 덤프에 의해 현장까지 운반한 후 접지압이 비교적 작은 습지도져를 이용하여 30~50cm 두께로 얇게 포설하는 방법이다. 본 공법은 비교적 전단강도가 크게 나타나는 육상 육상부의 연약점성토층의 표층처리공법으로 일반적으로 사용되며 전단강도가 거의 "0"에 가까운 초연약 준설매립지반에 적용하기 위해서 기존 사례 및 지반과 보강재의 특성에 대한 심도있는 검토를 필요로 한다.

본 공법은 비교적 전단강도가 큰 점성토를 대상으로 시공되므로 덤프트럭에 의해 공사부지내 적치장으로 운반되어진 복토재를 습지도져를 이용하여 층상으로 포설하게 된다. 이 때 각 층별 포설두께는 30~50cm 정도 현장여건에 따라 조정이 가능하다. 1차로 포설된 복토층은 2차 포설시 berm의 역할을 하며 2차 포설에 따는 활동파괴의 가능성을 방지하게 되므로 1차포설과 2차포설은 안정검토를 수행하여 안정에 무리가 없도록 최대한 이격하며 포설되어야 한다. 일반적으로 20~30m 정도의 간격을 두고 층별 포설을 실시하면 활동에 대한 피해를 최대한 방지할 수 있다.

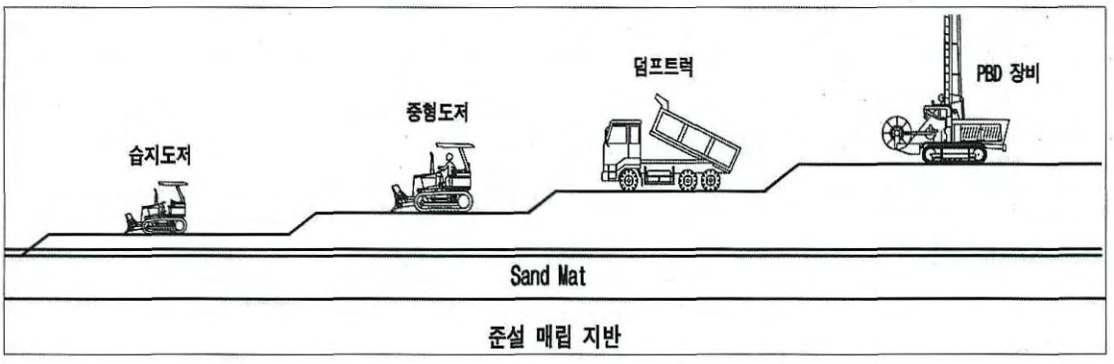


그림 3.8.20 (습지도져+덤프트럭)에 의한 포설



그림 3.8.21 (습지도져+소형덤프트럭)에 의한 포설

나) 벨트컨베이어에 의한 포설

본 포설 방법은 도져포설 방법의 문제점인 장비주행 전방의 융기토 발생을 억제시키기 위하여 포설장비 주행 하중으로부터 일정거리(약 20여m) 전방까지 복토재를 뿌려 융기현상을 최소화시키는 공법으로써 특수하게 제작된 벨트 컨베이어를 이용하여 복토재를 포설하는 공법이다.

벨트 컨베이어를 이용한 포설장비들은 일반적으로 벨트연장을 장비의 전방주행궤도 보다 약 5~6m까지 켄틸레버식으로 돌출시키고 벨트컨베이어를 회전시켜 복토재를 포설하며 장비에 따라 선단부에 회전체를 부착시켜 주행하면서 복토재를 넓게 분산시키며 포설하는 방법도 사용된다.

벨트컨베이어를 사용하면 포설두께의 조절이 용이하므로 현장여건에 따라 적정 포설두께를 결정하여 포설하고 1회 포설후 전방으로 이동하면서 포설하면 포설두께가 10cm에서부터 계획두께까지 다단계 포설이 가능하여 연약토층 교란을 최소화 할 수 있다.

본 공법은 벨트 컨베이어에 의해 포설되므로 복토재의 종류에 구분없이 모래 및 슬래그를 포설한 경험이 있다. 본 공법은 초연약 준설 매립토층을 주대상으로 적용되고 포설재로 일반적으로 사용되는 모래의 수급에 문제가 있으므로 주로 보강재에 의한 지반보강 후 복토재를 포설하여 복토층의 두께를 줄이는 방향으로 설계와 시공이 진행되고 있다.

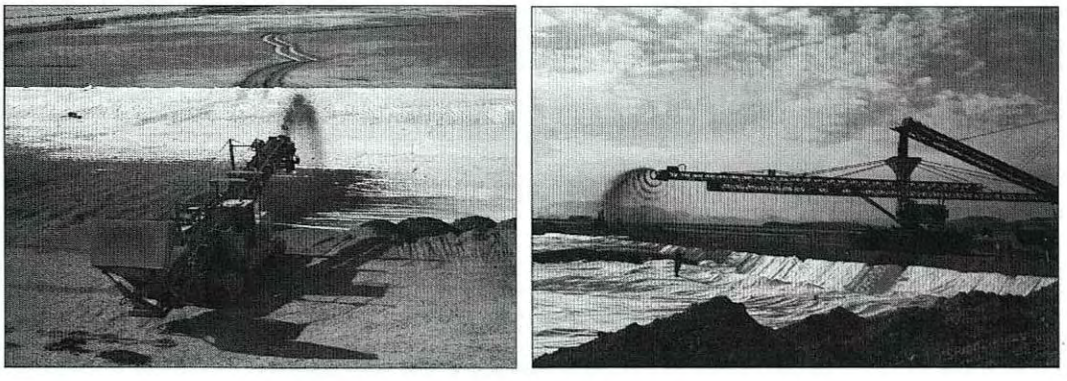


그림 3.8.22 벨트컨베이어에 의한 복토포설

다) 강압건식 포설공법

본 공법은 초경량 장비를 이용한 포설이 불가능한 경우 고압의 Compressor와 크레인 및 배사관을 이용하여 매립지내에 장비진입 없이 모래를 포설하는 공법으로 장비의 진입이 어려운 매립구간을 손쉽게 포설할 수 있고 포설면적 및 두께 등을 조정하여 포설시 연약한 원지반의 유동을 최소화 할 수 있는 공법이다.

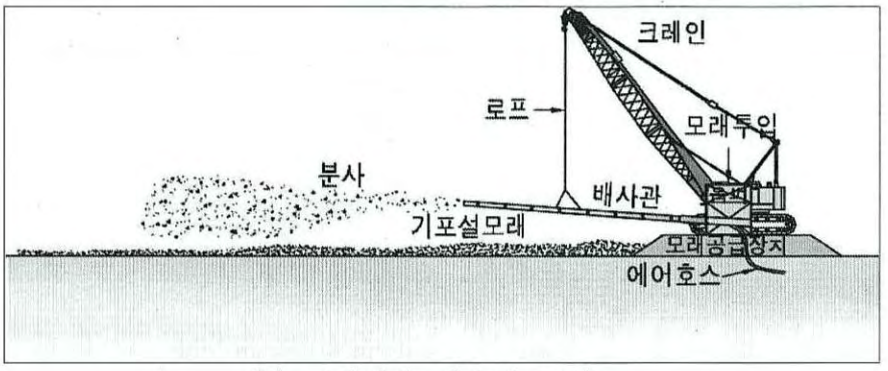
본 공법은 고압에 의해 배송되므로 크레인을 이용하여 시공되며 크레인의 붐을 조정하여 최소포설두께 10cm 정도로 포설이 가능한 공법으로, 지름 150mm의 배사관을 사용하며 크레인의 용량에 따라 포설거리 조정이 가능하므로 연약한 매립층에 장비진입 없이 가능한 최대 포설거리는 150m정도이다.

인력진입이 가능할 경우에는 사람이 배사관을 들고 이동하여 모래를 포설할 수 있으며, 이때에는 거리의 큰 제약 없이 모래를 포설할 수 있다.

강압건식 모래포설 공법은 모래공급장치를 제외한 모든 부분의 분해가 가능하며 경량이므로 운반, 이동, 설치 및 철거가 용이하고 공사여건에따라 모래공급장치의 용량 조정이 가능하다.



(a) 인력 포설



(b) 크레인을 이용한 포설

그림 3.8.23 강압건식방법에 의한 복토포설

라) 크레인을 이용한 포설방법(CRS공법)

크레인을 이용한 포설공법은 매립대상구간의 외곽지역에 크롤러 크레인과 호퍼에 의한 공중포설 방식으로 모래층을 형성시키고 중앙지역에는 크롤러 크레인의 중개방식에 의해 모래를 운송, 포설하여 모래의 편중포설에 따른 초연약 매립지의 침하와 융기를 방지하고 시공장비의 Trafficability를 확보하여 초연약 매립지반의 복토층을 형성하는 공법으로 약 40cm~100cm 까지 포설두께를 조절하여 과도한 지반의 침하 및 융기현상을 방지할 수 있다.

본 공법은 크레인의 중개방식으로 포설되므로 기 포설된 복토층의 크레인 진입시 필요한 보강판을 이용하면 포설면적에 관계없이 포설이 가능한 공법으로 비교적 경제적인 시공이 가능하다.

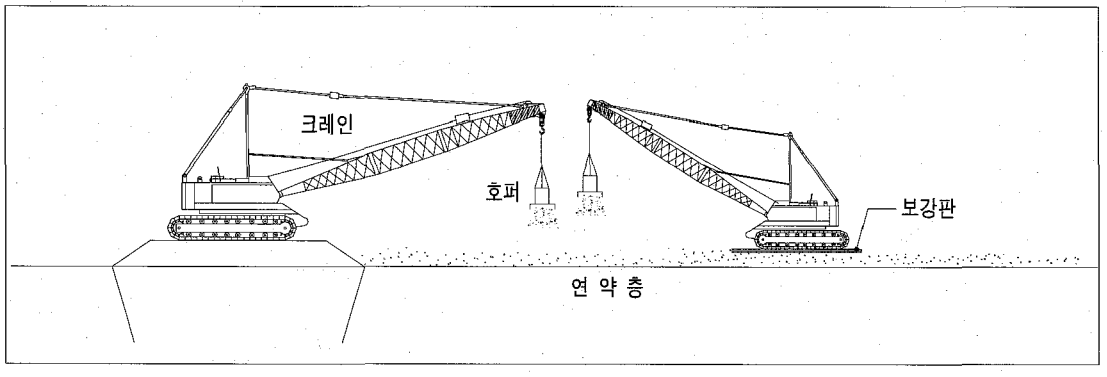


그림 3.8.24 크레인을 이용한 포설 방법

마) 고압습식 모래포설(AMJP: Air Mixed Jet Pump)

고압습식 모래포설공법은 초연약 준설매립층을 대상으로 고압의 펌프를 이용하여 물과 포설재료를 동시에 흡입하고 노즐선단부로부터 공기를 자연흡입하여 배사관을 통해 배송시켜 포설하는 공법으로 비교적 간단한 구조의 공법으로 작업효율이 상당히 높은 것이 장점이다.

본 공법은 일본에서 개발된 고압의 혼기식 Jet Pump(Air Mixed Jet Pump, AMJP)를 이용한 것으로 원래 AMJP공법은 하천이나 댐, 저수지등에 퇴적된 세립의 퇴적토를 준설할 목적으로 개발된 공법으로 일본에서는 준설공사, 항만매립공사, 해상에서의 Sand Dike 축조 등의 목적으로 많이 사용되고 있으며 최근에는 연약지반에서의 복토용으로도 사용되고 있다.

준설을 목적으로 개발된 공법이므로 본 공법은 일반적인 복토용 재료인 모래뿐만 아니라 댐이하 저수지 바닥에 퇴적된 나무조각, 유리파편, 비닐 등의 이물질도 준설할 수 있으므로 복토재로 모래뿐만 아니라 배사관경의 90% 미만의 입경을 갖는 복토재는 AMJP를 통해 배송할 수 있는 장점이 있고 또한 펌프의 용량이 부족할 경우 펌프를 교체하지 않고 부족한 용량만큼의 펌프를 추가 투입시켜 사용이 가능한 편리한 공법이다.

물과 같이 복토재가 포설되는 공법의 원리상 모래를 포설할 경우 배사관 토출구에서의 거리에 따라 균일한 입경의 모래가 포설되고 토출구에서의 거리가 멀어질수록 세립의 모래가 쌓이게 되므로 가능한 배사관의 위치를 자주 이동시켜 포설면적에 균등한 두께로 모래가 포설될 수 있도록 하고 균등한 입경의 모래가 일정지역에 집중되는 현상을 방지하도록 하여야 한다.



그림 3.8.25 AMJP에 의한 복토포설

3. 표층처리 공법 설계방법

적용범위는 보강재로 표층을 보강하고 복토를 실시하는 표층처리공법이 그 대상이 된다. 지반의 침하는 그다지 일어나지 않으나 시공기계의 trafficability 를 확보하고 지반의 국부적인 파괴를 방지하는 것을 목적으로 하고 있다. 그러나 적극적으로 성토체의 안정을 확보하는 것을 목적으로 하지는 않는다. 지반조건은 통상 시공기계의 원활한 작업이 곤란한 연약지반이 대상이 된다.

설계에 있어 지지력의 산정은 지반변형, 부설두께, 보강재에 발생되는 인장력이 시공 중에 변화되므로 시공단계 당 실시하는 것이 바람직하나, 표층처리공법은 성토하중의 밸런스를 학보하며 토사를 부설해 나가므로, 1차 부설 완료 후 하중의 밸런스를 확보하며 시공이 진행되는 동안 지반은 서서히 안정화되어 간다.

본 매뉴얼에서는 시공 중 가장 위험한 상태인 1차부설시의 선단부 안정과 시공중기의 trafficability 확보를 위한 설계에 한정하여 설명한다. 또한 부설방법에도 크게 영향을 미치는 설계에서는 2차원평면변형율 조건을 만족하는 부설방법에 한정하여 설명한다.

가. 기존 지지력이론 활용기법

보강재를 사용한 연약지반 표층처리공법의 메커니즘을 쉽게 설명할 수 있는 모델적인 해석기법으로서, Terzaghi 등의 지지력이론에 보강재에 유발되는 인장응력효과와 보강재의 측방융기 억제효과, 성토침하/측방융기에 의한 근입효과 등을 포함시켜 보강된 연약지반의 지지력을 평가하는 해석기법이다.

연약지반위에 Geotextile로 보강한 경우의 지지력은 Terzaghi의 지지력 이론과 시트 인장력의 연직성분, 연약지반 융기력에 의한 지지력과 시트측방의 침하량 D_f에 의한 근입효과를 도입하여 식 (8.1)과 같이 나타낼 수 있다.

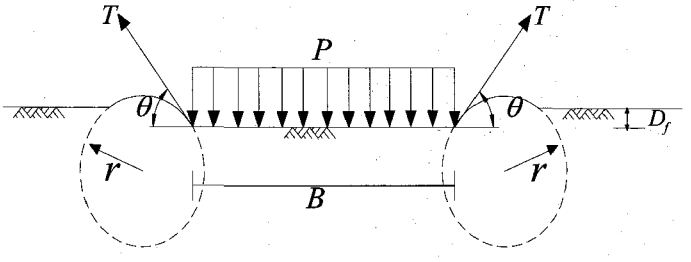


그림 3.8.26 시트공법의 설계

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left[c \cdot N_c + T \cdot \left(\frac{2\sin\theta}{B} + \frac{N_q}{r}\right) + \gamma \cdot D_f N_q\right] \quad (8.1)$$

여기서, 점토층의 $\phi = 0$ 조건시, Nq=1이 되며 막효과와 Df에 의한 상재압 효과를 무시한 다음의 식 (8.2)을 적용한다.

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left[cN_c + \frac{2T \cdot \sin\Theta}{B}\right] \quad (8.2)$$

여기서 Fs :안전율(=2.0)

Nc :지지력계수 (=5.3)

c :점토층의 비배수전단강도(tf/m2)

B :장비폭(m)

T :보강재의 허용인장력(tf/m)

Θ :인장력이 작용하는 각도(°)

Yamanouchi(1985)는 연약지반 위에 Geo-net 포설 및 복토완료 후, 복토 상단에서 재하시험시의 하중강도와 침하량과의 관계에서 어느 하중강도에서 변곡점이 나타나 지지력이 재 발현됨을 발견하였다. 즉 Prandtl류의 지지력이론에 따르면, 하중직하의 쐐기대가 네트에 닿고 네트를 통해서 새로운 형태의 쐐기대가 형성되는 것을 의미한다. 이것을 이용하여 네트공법을 상층이 복토, 하층이 연약지반인 2층계 지반으로 모델화하여 지지력식을 제안하였다.

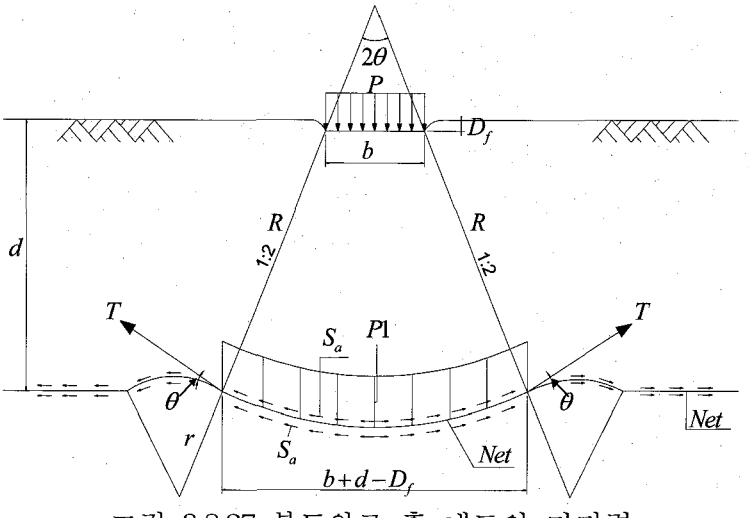


그림 3.8.27 복토완료 후 네트의 지지력

상층에서 파괴가 발생할 때의 허용 지지력은 식 (8.3)으로, 하층에서 파괴가 발생할 때의 허용지지력은 식 (8.4)로 표현되며, 식 (8.4)에서 보강재의 전단저항력(Sa), 융기막의 반경(r),장비의 근입심도(Df)를 무시하고 간략화하면 식 (8.5)와 같다. 2층계 지반의 허용지지력은 식 (8.3)과 식 (8.5)를 비교해서 작은 값으로 적용한다.

$$q_a = \frac{1}{F_s}\{\beta \gamma_1 b N_r + \gamma_1 D_f N_q\} \tag{8.3}$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left(1+\frac{d-D_f}{b}\right)\cdot \left[\left\{5.3c + T\cdot\left(\frac{2\sin\Theta}{b}+\frac{1}{r}\right) + \frac{4S_a\cdot R(1-\cos\Theta)}{b+d-D_f}\right\} + \gamma_1 \cdot D_f\right] \tag{8.4}$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}\cdot\left(1+\frac{d}{b}\right)\cdot\left(5.3c+\frac{2T_a\cdot\sin\Theta}{b}\right) \tag{8.5}$$

여기서, FS : 안전율(=2.0)

β : 기초의 형상계수

Nr, Nq : 지지력계수

c : 준설매립층의 비배수 전단강도(tf/㎡)

d : 복토층 두께

Df : 장비의 근입심도

R : 가상원의 반경

γ_1 : 복토층 단위중량

r : 융기막의 반경

b : 시공장비의 접지폭(m)

T_a:보강재의 허용인장력

Θ : 보강재가 수평면과 이루는 각도(°)

표층처리공법의 설계는 보강재로 보강된 2층계 지반의 지지력 산정방법인 야마노우치의 제안식을 적용하며, 표층처리공법의 설계순서는 그림 3.8.28과 같다.

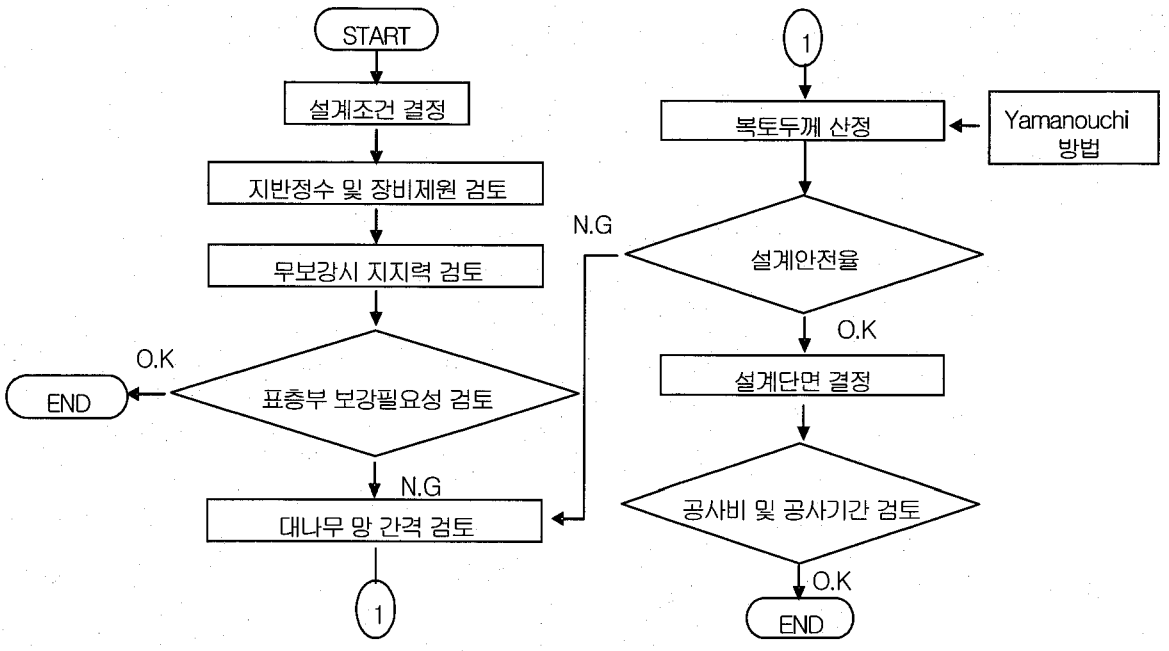


그림 3.8.28 표층처리 공법의 설계흐름도

(1) 표층부 보강여부 판단

준설매립된 지반은 연약한 지반특성 때문에 보강의 필요성을 우선적으로 검토하여야 하며, 검토방법은 Terzaghi의 지지력식에 의한 무보강시의 지지력과 장비의 접지응력을 비교하여 보강 여부를 결정한다.

(가) Terzaghi의 지지력 산정식

$$q_u = cN_C + \gamma BN_r + qN_q \quad (8.6)$$

준설 점토층($\Phi = 0$)이고 지표면($D_f = 0$)이므로 $N_r = 0, N_q = 1$

$$q_a = \frac{1}{F_s} \times c \times N_c \quad (8.7)$$

여기서, q_a : 허용지지력(tf/m2)

c : 점착력

N_c : $\Phi = 0$ 일때 지지력계수(= 5.3)

F_s : 안전율(= 2.0)

(나) 시공장비의 접지응력

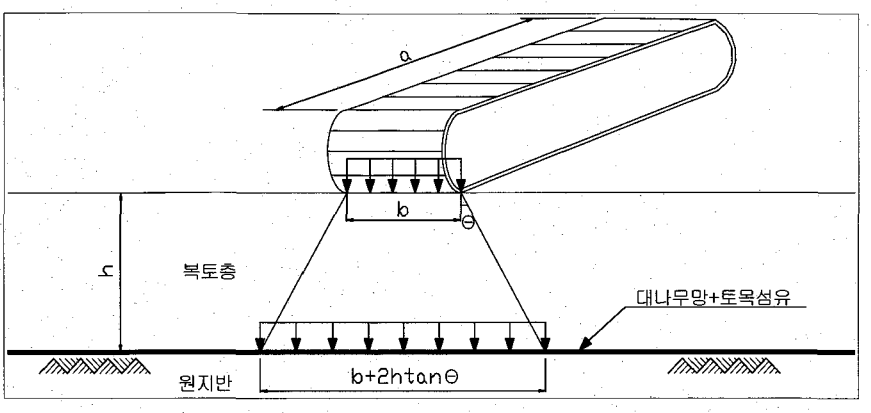


그림 3.8.29 시공장비에 의한 접지응력 모식도

$$\sigma = \frac{W(1+\alpha)}{2(B+2h\cdot\tan\theta)(L+2h\cdot\tan\theta)} + \gamma_t \cdot h \qquad (8.8)$$

여기서, σ : 접지응력(tf/㎡)

W : 장비의 중량(tonf)

B : 접지폭(m)

L : 접지길이(m)

h : 포설두께(m)

γ_t : 포설되는 복토재의 단위중량(tf/㎥)

θ : 응력분산각(30°)

α : 충격계수

표 3.8.8 복토 두께별 장비의 충격계수

복토두께(cm)	충격계수(α)
30 이하	0.3
30 ~ 60	0.2
60 ~ 90	0.1
90 이상	0

(다) 보강 유무의 판단

$q_a \leq \sigma$: 보강 필요

$q_a > \sigma$: 보강 불필요

(2) 복토 완료 후 시공장비의 진입시 안정성 검토

보강재의 보강효과를 고려하였을 경우 연약지반의 지지력은 야마노우치의 제안식으로 평가한다.

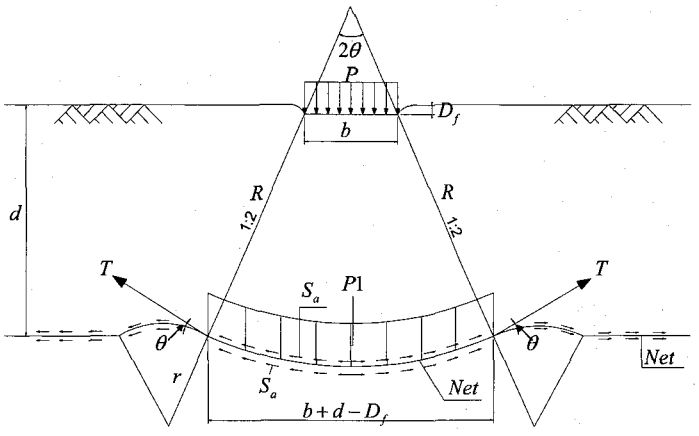


그림 3.8.30 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델

식 (8.4)에서 S_a, r, D_f의 영향은 미소하므로 무시하면 식 (8.5)이 된다.

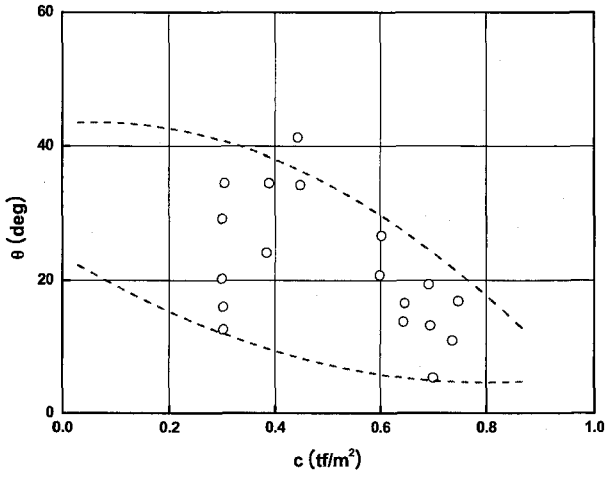


그림 3.8.31 수평면에 대한 보강재와 극한 저항시 인장력이 작용하는 각도

○ 보강재의 설계인장강도는 허용인장강도로 하고 허용인장강도는 보강재의 극한 인장강도에 손상 등에 의한 강도 감소를 고려한 안전율을 적용함.

○ 본 검토에서는 보강재별 허용인장력은 <표 3.8.9>와 같이 결정하여 사용하였음. Koerner는 <표 3.8.9>와 같이 Mat 인장강도에 안전율을 두도록 하고 있으나 드레인 타입시 천공에 의한 Mat의 인장강도 감소 효과 및 봉합부위의 강도감소는 고려하지 않았음.

표 3.8.9 허용인장강도 산정을 위한 안전율

적용대상	여러 부분의 안전율(Various Partial Factors of Safety)			
	설치시 손상	크리프 영향	화화적 손상	생물학적 손상
분리기능	1.1 ~ 2.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.2
Cushioning	1.1 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2
비포장도로	1.1 ~ 2.0	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.2
벽	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
성 토	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 3.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
지 지 력	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
사면안정	1.1 ~ 1.5	2.0 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.3
덧씌우기포장	1.1 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1
철 도	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2
Flexible forms	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1
실트장막	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.1

(Designing with Geosynthetics, Koerner, 1997)

이 해석기법은 보강재의 지지 메커니즘을 쉽게 표현하고 있으나, 미지의 파라미터(r, θ, D_f, T) 에 대한 설계값 제시가 어렵고, 보강재의 강성도 효과를 고려하지 않았으며, 지지력이 연약지반의 점착력(Cu) 값에 큰 영향을 받는 등의 문제점을 갖고 있다.

나. 본 연구팀이 개발한 설계방법

표층처리공법의 설계는 보강재로 보강된 2층계 지반의 지지력 산정방법인 본 연구에서 제안한 제안식을 적용하며, 표층처리공법의 설계순서는 <그림 3.8.32>과 같다.

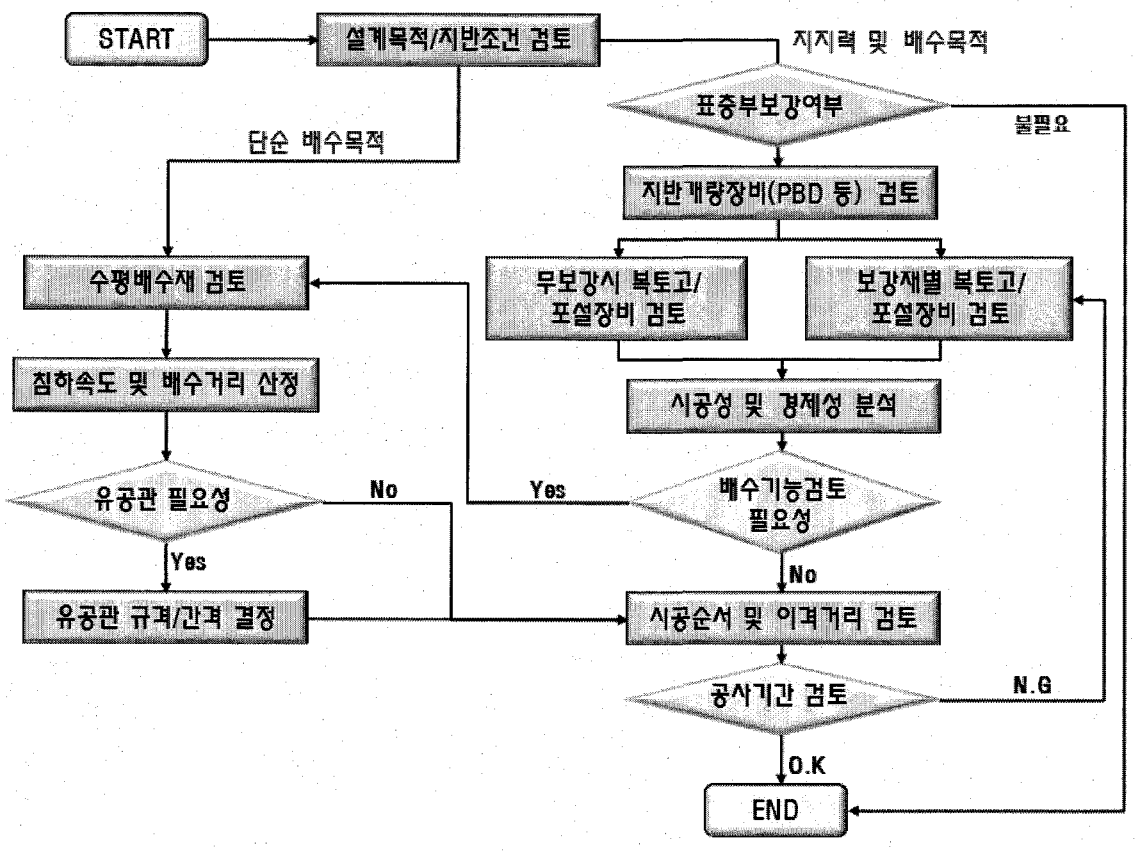


그림 3.8.32 표층처리 공법의 설계흐름도

(1) 표층부 보강여부 판단

준설매립된 지반은 연약한 지반특성 때문에 보강의 필요성을 우선적으로 검토하여야 하며, 검토방법은 Terzaghi의 지지력식에 의한 무보강시의 지지력과 장비의 접지응력을 비교하여 보강 여부를 결정한다.

(가) Terzaghi의 지지력 산정식

가.(1)(가)와 동일

(나) 시공장비의 접지응력

가.(1)(나)와 동일

(다) 보강 유무의 판단

가.(1)(다)와 동일

(2) 복토 완료 후 시공장비의 진입시 안정성 검토

보강재의 보강효과를 고려하였을 경우 연약지반의 지지력은 식 (8.9)을 이용해 산정한다. 여기에서 Sa, r, Df 의 영향은 미소하므로 이를 무시하면 식(8.10)과 같다.

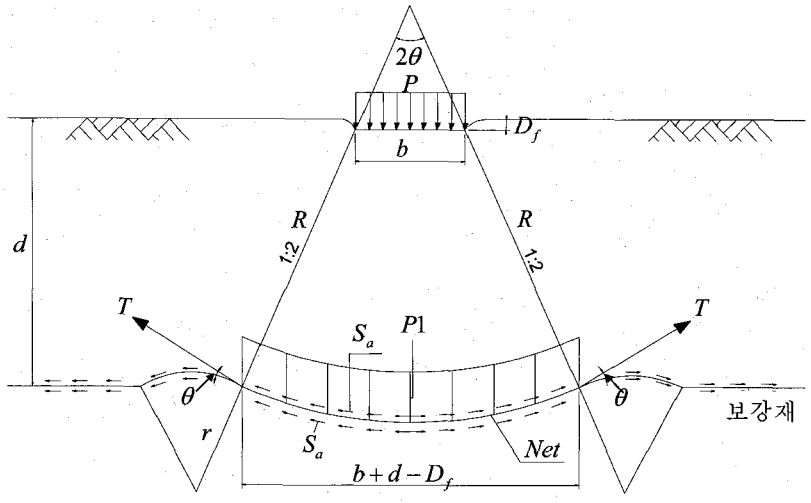


그림 3.8.33 시공장비 탑재시 보강효과를 고려한 지지력 모델

$$q_a = \frac{1}{F_s}(1+\frac{H-D_f}{b})\cdot\left[\left\{5.3\cdot c_u + \beta_s \cdot RFr \cdot RFe \cdot T_{\max}\cdot(\frac{2\sin\theta}{b}+\frac{1}{r})+\frac{4\cdot S_a \cdot R(1-\cos\theta)}{b+H-D_f}\right\}+\gamma_t \cdot D_f\right] \tag{8.9}$$

$$q_a = \frac{1}{F_s}(1+\frac{H}{b})\cdot\left\{5.3\cdot c_u + \beta_s \cdot RFr \cdot RFe \cdot T_{\max}\cdot\frac{2\sin\theta}{b}\right\} \tag{8.10}$$

여기에서,

Fs : 항복지지력에 대한 안전율로 일반적으로 2.0을 추천,

H : 복토층 두께,

Df : 장비의 근입심도,

b : 시공장비의 접지폭(m),

c : 준설매립층의 비배수 전단강도(tf/㎡),

Nc : 지지력계수로서 5.3 추천,

r : 융기망의 반경으로 Geotextile는 2m, 대나무 망은 6m 를 추천,

βs : 강성도 계수로 Geotextile는 1, 대나무 망은 2.5를 추천,

RFr : 시공시 유발되는 보강재 감소계수(복토재 포설시 보강재 손상, 연직배수재 타설시 손상, 화학적, 미생물적 손상 등)로 일반적으로 0.5를 추천하며, 특수환경의 경우는 기술자 판단에 의해 결정하여야 한다. 초연약지반인 경우에는 0.25 이하(복토하중에 의한 소성유동, 응력집중 등)를 추천하며, 초연약지반이란 일반적으로 지반강도 1.0tf/m2이하의 지반으로 기술자의 판단에 의해 결정한다.

RFe : 복토두께에 의한 보강재의 강성효과 감소계수로 H/B로부터 추정한다.

Tmax : 보강재의 극한인장강도,

Θ : 보강재가 수평면과 이루는 각도(°)로 Geotextile는 20°,대나무 망은 10° 추천,

R : 가상원의 반경,

Sa : 보강재의 전단저항력,

γt : 복도층의 단위중량을 의미한다.

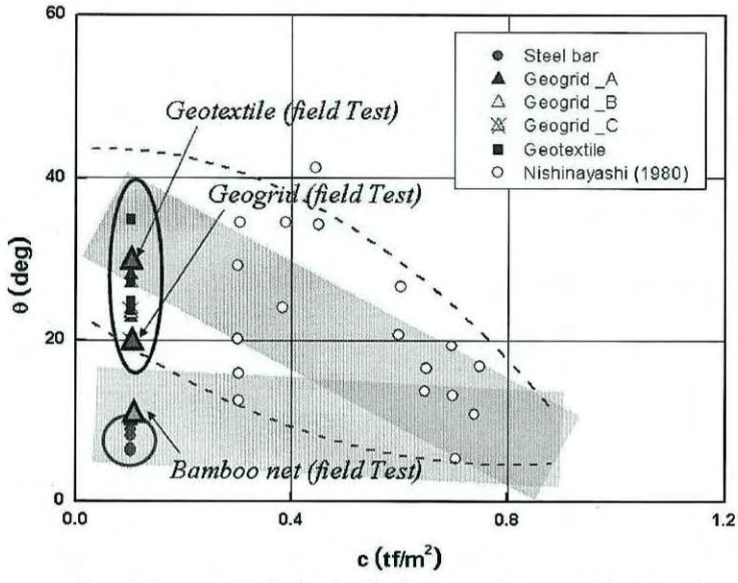


그림 3.8.34 보강재가 수평면과 이루는 경사각Θ 와

점토지반의 비배수전단강도와의 관계

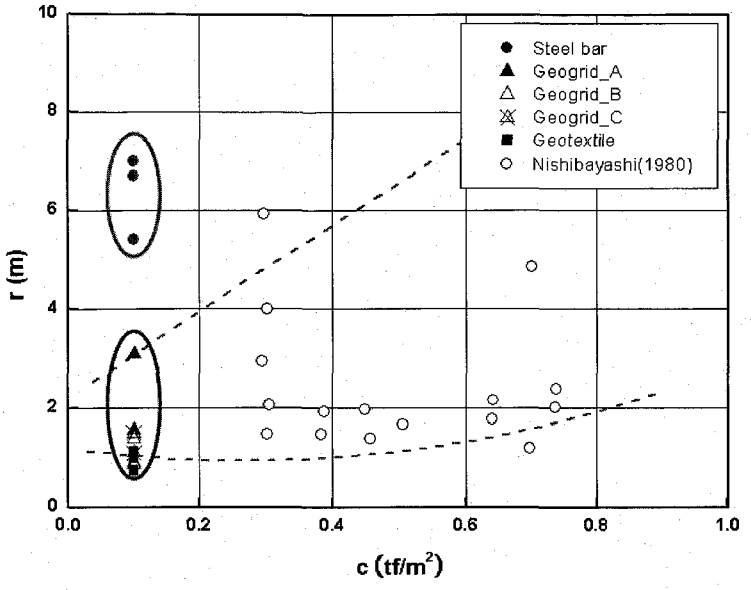


그림 3.8.35 융기망의 반경 r 과 점토지반의 비배수전단강도와의 관계

4. 시공방법

4.1 공법의 종류와 적용범위

표층처리공법은 지표부근에 분포되어 있는 연약지반을 개량하는 공법으로 가시설용과 영구시설용으로 구분할 수 있다. 가 시설용은 장비의 진입이나 작업 중의 장비의 주행성(Trafficability)의 확보를 위하여 한시적으로 적용되며, 영구시설용은 철도, 도로, 활주로 등의 선형구조물에서 노상과 노반 등의 지반개량과 항만의 안벽, 방파제 및 자재적치장 등에서 연약층 심도가 얕은 경우의 지반개량에 적용하여야 한다. 이 공법은 타 공법의 보조수단으로 사용되기도 한다.

(1) 표층보강재 설치공

연약지반의 지표면에 분리 및 보강목적으로 휨강성이나 인장강성을 가진 Geotextile, 지오그리드, 대나무 망 등에 적용된다.

(2) 복토 및 수평배수층 포설공

장비나 구조물 등으로 인한 상부하중을 균등하게 분산시키기 위한 목적이나, 지반개량시 수평배수층 역할을 위해 점토층 상단에 일정 두께로 포설되는 양질의 토사에 적용된다.

4.2 표층보강재 설치공

4.2.1 일반사항

가. 적용범위

본 시방은 연약한 기초지반의 흙이 수평배수층 재료로 혼입되는 것을 방지하고 시공장비의 주행성(Trafficability)을 확보하며, 부등침하 또는 연약지반의 활동방지를 위하여 기초지반 및 성토체에 설치하는 Geotextile나 지오그리드, 대나무 망 등 인장 및 휨강성을 가진 재료를 포설하는 작업에 적용한다.

또한, 본 시방서에서 제시되지 않은 새로 개발된 재료가 표층보강재로 적용될 경우에는 개발된 재료에 대한 실내 및 현장시험 결과를 바탕으로 별도의 시방서가 작성되어야 하며, 본 시공전 시험시공 및 계측분석을 통한 시공성 및 안정성 확인 후 본 시공이 이루어져야 한다.

나. 참조규격

(1) KS K 0102 지오텍스타일 용어

(2) KS K 0746 지오텍스타일의 내후성 시험 방법 : 크세논 아크법

(3) KS K 0747 지오텍스타일 및 관련 제품의 마찰성 시험 방법 : 직접 전단법

(4) KS K 0749 지오텍스타일 배수재의 압축 거동 평가 시험 방법

(5) KS K 0757 지오텍스타일의 온도 안정성 시험 방법

(6) KS K 0768 지오텍스타일의 파열 강도 시험 방법

(7) KS K 0769 지오텍스타일의 인열 강도 시험 방법

(8) KS K 0796 지오텍스타일의 파열 강도 시험 방법 : 트래피조이드법

(9) KS K ISO 9862 지오텍스타일의 샘플링 및 시험편의 준비

(10) KS K ISO 9863 지오텍스타일의 두께 측정 방법

(11) KS K ISO 9864 지오텍스타일의 단위 면적당 무게 시험 방법

(12) KS K ISO 10319 지오텍스타일의 인장 강도 시험 방법

(13) KS K ISO 10320 지오텍스타일 및 관련 제품 - 현장 확인

(14) KS K ISO 10321 지오텍스타일의 접합/봉합 강도 시험 : 광폭 인장 시험법

(15) KS K ISO 11058 지오텍스타일 및 관련 제품 - 수직 투수성 시험 방법

(16) KS K ISO 12236 지오텍스타일 및 관련 제품의 정적 꿰뚫림 시험 방법(CBR 시험)

(17) KS K ISO 12956 지오텍스타일 및 관련 제품 - 유효 구멍 크기 측정 방법 - 습식법

(18) KS F 2206 목재의 압축 시험 방법

(19) KS F 2207 목재의 인장 시험 방법

(20) KS F 2208 목재의 휨 시험 방법

(21) KS F 2209 목재의 전단 시험 방법

다. 제출물

시공전 다음과 같은 내용을 포함하는 시공계획서를 작성/제출 하여야 한다.

(1) 지반용 섬유의 인장강도, 투수시험, 인장신율, 봉합강도 시험 성적서

(2) 보강재의 조립, 접합, 말기 방법

(3) 인력 및 장비투입

(4) 공정 및 품질관리에 관한 사항

(5) 배수계획

라. 일반요건

(1) 이 시방서에 기재되지 않은 사항에 대하여는 공사시방서에 따른다.

(2) 시공 시 지반에 일어나는 침하, 지반의 융기 등을 항상 관찰하여 시공의 안정성이 항상 확보되도록 하여야 한다.

(3) 시공 중 예기치 않은 지반의 변동이 생긴 경우에는 즉시 시공을 중단하고 공사감독자의 지시에 따라야 한다.

4.2.2 재 료

가. Geotextile

(1) Geotextile 매트는 원사가 탄력성이 높고 견고한 합성섬유 재질로 짜여진 제품이어야 한다.

(2) Geotextile 매트의 재료 선택은 성토체의 변형에 따른 최대 인장강도 값을 택한다. 이 때 설계허용 인장강도 값은 성토체와 일체로 보고 변형율 10%이내의 강도 값을 택한다.

(3) 현장에 적용되는 Geotextile 매트는 용도, 설계조건, 시공환경 등을 고려하여 적절한 제품을 선정하여야 하며, 공사시방서에 관련내용이 규정되어 있지 않을 경우 Geotextile의 품질기준은 다음 표와 같다.

시 험 항 목	토 목 섬 유 의 용 도	
	지반보강(활동방지) 지지력 증진용	배수 및 층 분리용
최대인장변형율	30% 이하	-
인 장 강 도	Geotextile의 인장응력-인장변형율 특성은 설계조건에 부합해야 하며, 설계에 명시되지 않은 경우는 인장변형율 10%이내에서 설계 인장강도(계산시 사용한 인장력)가 발휘되어야 함.	30 kN/m 이상
수직투수계수	1×10^{-3} cm/s 이상	1×10^{-3} cm/s 이상
봉 합 강 도	설계허용 인장강도 이상	

비고) 설계 시 별도 명시되었거나, 배수 및 기타, 다른 기능을 병행하고자 할 때에는 공사감독자의 승인을 얻어 조정할 수 있음.

(4) Geotextile 매트의 시험방법 및 품질시험 빈도는 다음 표와 같다.

종별	시험종목	시험방법	시험빈도(측정빈도)
Geotextile (연약지반 매트)	인장강도, 인장변형율	KS K ISO 10319	20,000m^2 마다 제조회사별, 제품규격마다
	수 직 투 수 계 수	KS K ISO 11058	
	봉 합 강 도	KS K ISO 10321	

나. 지오그리드

(1) 표층보강용 지오그리드는 일체형과 결합형 모두 사용이 가능하나, 반드시 2방향 지오그리드가 적용되어야 한다.

(2) 현장 적용되는 재료의 인장응력-인장변형율 특성은 설계조건에 부합해야 하며, 봉합강도는 설계허용 인장강도 이상이어야 한다.

(3) 시험방법 및 품질기준 빈도는 다음 표와 같다.

종별	시험종목	시험방법	시험빈도(측정빈도)
지오그리드	인장강도, 인장변형율	KS K ISO 10321	20,000m^2 마다 제조회사별, 제품규격마다
	봉 합 강 도		

다. 대나무 망

(1) 기초보강용 대나무매트에 사용되는 대나무는 휘지 않고 곧은 것을 사용하여야 한다.

(2) 현장에 적용되는 규격은 구조계산시 사용된 재료를 원칙으로 하되, 재료수급이 곤란한 경우 전문기술자의 의견을 근거로 감독자와의 협의를 통해 변경이 가능하다.

가) 대나무 규격기준

호 칭	평균직경 (㎝)	사용가능 길이(㎝)	묶음당 본 수	생육기간 (년)	비 고
3치대	2.6~3.5	500이상	15	2.5이상	• 사용가능길이는 단구직경이 2.6㎝ 이상 되는 길이로 정의 함
4치대	3.6~4.5	500이상	10	〃	
4.5치대	4.0~5.0	600이상	7	〃	
5치대	4.6~5.5	600이상	6	〃	
6치대	5.6~6.5	700이상	5	〃	

나) 대나무 품질기준

구 분	단 위	기준사항	시험방법	비 고
압축강도	kgf/㎠	400이상	KS F 2206	시험횟수 : 20,000m^2 마다 공급원 변경시 마다
인장강도	kgf/㎠	2,500이상	KS F 2207	
휨 강도	kgf/㎠	1,400이상	KS F 2208	
전단강도	kgf/㎠	160이상	KS F 2209	

4.2.3 시 공

가. Geotextile

(1) 공장제작시 매트는 겹침을 5cm이상으로 하고 4선봉제하며, 필요시 겹침 폭과 봉제선 수를 증감할 수 있다. 이 때 1롤 (Roll)의 제작 크기는 시공에 편리하고 시공의 목적을 달성할 수 있도록 하여야 한다.

(2) 수급인은 공사용 매트를 소요치수로 제작하여 적재 및 운반 시 손상을 입히는 일이 없도록 하여야 하며 취급이 용이하도록 포장하여 납품하여야 한다.

(3) 현장 깔기 시 매트의 접합은 겹침 폭을 40cm 이상으로 하여 고강력 섬제사로 현장에서 꿰매거나 공장제작시와 동일한 현장봉제를 하여 봉합강도가 설계허용 인장강도 이상이어야 한다.

(4) 매트의 깔기는 공사 진행 방향이나 장비의 진행방향과 직각되게 깔아 전단파괴를 방지하여야 한다.

(5) 매트 깔기 후 단계성토를 하여 집중하중이 한 곳에 편중하는 것을 방지하여야 한다.

(6) 수급인은 매트 깔기공에 필요한 현장 연결용 부품 및 기타 작업에 지장이 없도록 사전에 준비하여야 한다.

(7) 매트는 시공 중 자외선에 장시간 노출 시 인장강도를 상실할 우려가 있으므로, 깔기 즉시 초기성토를 하여 자외선으로부터 보호하여야 한다.

(8) 현장여건상 봉합에 의한 매트의 접합이 어려울 경우에는 지반의 강도에 따른 중첩 길이를 계산하여 중첩 포설할 수 있으나, 시공 전 현장시험 및 공사감독자의 승인을 받아야 한다.

나. 지오그리드

(1) 수급인은 공사용 그리드를 소요치수로 제작하여 적재 및 운반시 손상을 입히는 일이 없도록 하여야하며 취급이 용이하도록 포장하여 납품하여야 한다.

(2) 현장 깔기 시 지오그리드의 접합은 겹침 폭을 20cm 이상으로 하며, 접합방법은 지오그리드의 봉합강도 시험결과를 따른다.

(3) 수급인은 깔기공에 필요한 현장 연결용 부품 및 기타 작업에 지장이 없도록 사전에 준비하여야 한다.

(4) 본 제품의 사양은 자외선에 강한 제품이지만, 가능한 한 깔기 즉시 초기복토를 실시하도록 한다.

다. 대나무 망

(1) 대나무 매트의 제작시 대나무 재료의 사용규격 및 간격은 설계조건을 따르며, #10 소선이나 이에 상응하는 결속재로 결속하여 준설매립지반에 포설하며, 필요시 작업발판을 이용하여 작업이 안전하고 원활하게 이루어지도록 한다.

(2) 겹이음은 말구와 단구가 결합되도록하며 단구 직경이 2.6㎝이상 되는 곳에서 100㎝이내에서 #10 소철선을 사용하여 2겹으로 3군데를 단단히 결속한다.

(3) 매트의 포설은 복토시공보다 최소한 50m 이상은 선행되어야 하며, 자재를 충분히 확보하여 공사진행에 차질이 없도록 한다.

4.3 복토 및 수평배수층 포설공

4.3.1 참조규격

(1) KS F 2301 흙의 입도 시험 및 물리 시험용 시료 조제 방법

(2) KS F 2302 흙의 입도 시험 방법

(3) KS F 2303 흙의 액성 한계·소성 한계 시험 방법

(4) KS F 2306 흙의 함수비 시험 방법

(5) KS F 2307 표준 관입 시험 방법

(6) KS F 2308 흙의 밀도 시험 방법

(7) KS F 2319 오거 보링에 의한 토질조사 및 시료채취 방법

(8) KS F 2322 흙의 투수 시험 방법

(9) KS F 2324 흙의 공학적 분류 방법

(10) KS F 2342 점성토의 현장 베인 전단 시험 방법

4.3.2 재료

복토 및 수평배수층에 이용되는 재료의 기준은 지지력 확보 만을 목적으로 한 일반 복토재와 지지력 확보 및 수평 배수기능을 목적으로 하는 모래나 자갈로 구분하여 적용한다. 다만, 시공 목적상 별도의 품질기준이 규정된 경우에는 제시된 기준을 따른다.

가. 공통사항

(1) 복토 및 수평배수층에 사용되는 재료에는 초목, 그루터기, 덤불, 나무뿌리, 쓰레기, 유기질토 등의 유해물질이 함유되지 않아야 한다.

(2) 최대치수 150mm 이상인 암버럭 재료를 이용할 경우에는 시공성 및 후속작업에 대한 영향, 표층보강재의 파손 가능성에 대한 검토를 수행한 후 공사감독자와의 협의를 거쳐야 한다.

(3) 동결된 재료는 복토재로 사용할 수 없다.

(4) 사용 재료는 채취장소가 달라질 때마다 조사 및 시험을 실시하고 채취장소와 그 결과를 공사감독자에게 제출하여 공사감독자의 승인을 받아야 한다. 동일 장소에서 채취된 재료라 하더라도 공사감독자가 품질관리상 필요하다고 판단하여 지시하는 경우에도 재료원에 대한 조사 및 시험을 실시하여야 한다.

나. 일반 복토재

(1) 0.08㎜ (NO. 200) 통과량 : 50% 이하

(2) 액성한계 : 40% 이하

(3) 소성지수 : 15이하

다. 모래

(1) D15 : 0.08~0.9㎜(D15 : 통과중량 백분율이 15%에 해당하는 재료의 입경)

(2) D85 : 0.4~8.0㎜(D85 : 통과중량 백분율이 85%에 해당하는 재료의 입경)

(3) 0.08㎜ (NO. 200) 통과량 : 15% 이하

(4) 투수계수 : 1 × 10E-3 cm/sec 이상

라. 쇄석

(1) 0.08㎜ (NO. 200) 통과량 : 15% 이하

(2) 투수계수 : 1 × 10E-3 cm/sec 이상

(3) 사용쇄석의 골재 최대치수 및 입도분포는 별도의 공사시방 규정에 따라야 한다.

4.3.3 시 공

가. 시공일반

(1) 복토 및 수평배수층 포설은 설계도서에 따라 원지반상에 균일한 두께로 포설한다.

(2) 균일하고 연속된 층을 형성하고 수평배수기능을 필요로 할 경우에는 배수효과를 높이기 위해 진흙이나 이토 등이 혼입되지 않도록 주의하여야 한다.

(3) 복토 및 수평배수층을 포설하는 방법으로는 강압건식에 의한 방법, 벨트 컨베이어에 의한 방법, 분배식 포설기에 의한 방법, 크레인을 이용한 방법 및 도자에 의한 방법 등이 있으며, 장비의 접지압과 표층 지반강도를 고려하여 지반의 전단파괴가 발생하지 않도록 하여야 한다.

(4) 복토 및 수평배수층을 포설한 후 시공장비 하중에 대한 안정성을 검토하여 문제가 있다고 판단될 경우는 수평배수층의 두께를 조정하여 안정성을 재검토하여야 한다.

(5) 수평배수층의 폭은 성토체의 침하를 고려하여 최종 침하 시에도 원활한 배수기능을 수행할 수 있도록 제체 측면으로부터 충분한 여유폭을 제체 양단부에 연결하여 포설하며, 또한 단계별 성토 시와 휴지기간 중에도 배수기능이 저하되지 않도록 지속적으로 유지 관리하여야 한다.

나. 시공관리 및 품질관리

(1) 시공 전 관리사항

가) 시공 장비의 작동상태 확인

나) 1회 시공두께 및 폭 현장표식

다) Geotextile매트에 대한 포설양부 및 이음상태 검측

(2) 시공 중 관리사항

가) 포설에 따른 지반변위 현황

나) 단계별 포설두께 준수확인

다) 포설장비 주행에 따른 지반 변위량 및 저면 Mat의 변위량

라) 재료의 야적높이, 위치 및 야적수량 관리

(3) 시공 후 관리사항

가) 균등포설 여부를 검사한다.(검침봉을 이용하여 포설두께가 균등하게 포설되었는지를 체크한다.)

나) 포설면적, 성토량, 포설두께 등 포설관련 각종 자료정리

다) 시공자는 일일 포설 현황에 대하여 아래 항목에 기록된 내용이 포함된 시공기록지를 매일 감리자 또는 발주자에게 제출하여 승인을 얻어야 한다.

① 작업개시 및 종료시간

② 반입재료량

③ 포설두께, 폭 및 포설량

④ 지반 변위발생 유무 및 특이사항

제4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제1절 연구개발목표 달성도

초연약지반 표층처리를 위한 최적 설계기법 연구의 3차년도 연구개발 목표 달성도는 다음 <표 4.1.1>과 같다.

표 4.1.1 3차년도 연구개발 목표 달성도

목 표	달성도(%)	내 용
○ 현장시험 시공 및 현장계측 분석(2)	100%	▪ 보강재별 하중-변위 특성 평가 ▪ 보강재별 지지력비(BCR) 평가 ▪ Yamanouchi식의 변형각 특성 평가 ▪ 반복재하 상태의 거동특성 평가
○ 실내모형시험을 이용한 표층처리공법 설계이론 분석(3)	100%	▪ 실내모형시험을 이용한 강성재(대나무망), 비강성재(지오그리드, 토목섬유) 표층처리공법의 정성적 거동분석
○ 연약지반 표층처리공법의 설계기법 제시	100%	▪ 실내시험 및 수치해석을 이용한 표층처리공법의 설계이론 비교분석 ▪ 모형시험, 현장시험, 수치해석 결과를 통한 새로운 설계기법 제안
○ 수치해석 특성분석(3)	100%	▪ 새로운 수치해석기법을 이용한 표층보강된 초연약지반의 거동특성
○ 표층처리 설계 소프트웨어 개발	100%	▪ 실내시험을 바탕으로 제안된 새로운 지지력공식으로 설계 소프트웨어개발
○ 표층처리공법의 설계/ 시방서/ 시공지침 제안	100%	▪ 현장시험 및 결과분석을 통한 설계기법/ 시방서/ 시공지침 평가

제2절 관련분야에의 기여도

1. 기술적 측면

- 안정적인 복토시공관리로 지반개량 품질 향상 가능
- 심층지반 개량시 장비의 안정시공 극대화
- 준설매립지반의 표층처리시 적용되어 왔던 재래경험기술과 현장착안기술의 실용화로 기술자는 누구나 경험기술을 이론화시킬 수 있다는 동기유발
- 경제성과 시공의 안정성을 제고시킴으로써 관련분야 기술발전 기대
- 해당부지를 조기에 개발할 수 있는 준설매립기술의 발전기대
- 대나무 등의 환경친화적인 재료의 이용 가능성 확대

2. 경제·산업적 측면

- 최근 늘어나는 준설매립 지역에 표층처리공법 설계기법을 정립하여 정확한 설계가 가능하게 되면 10%정도의 공사비 절감이 가능할 것으로 기대되어 궁극적으로 국가예산 절감에 기여함
- 효율적인 설계 적용으로 인한 공기 단축으로 인해 공사관리비는 물론 조기운영에 따른 국가적인 이익효과와 투자효율 증대가 기대됨
- 효율적인 공법의 선택이 가능해져 과거에는 매우 어려웠던 초연약점성토 지반에 초기 진입으로 인한 안전/정밀시공이 가능해짐
- 준설매립으로 인한 주변 환경오염과 주변지역의 민원 감소로 준설매립공사의 이미지 제고에 이바지 할 것으로 기대됨
- 환경보존 및 경제적인 기준 강화로 인해 준설매립을 서둘러 완공해야할 지역에 대한 2차 환경피해 예방을 위한 기초 안정처리에 설계기법 적용 가능함
- 본 연구 성과는 해양수산부를 비롯해 건설교통부, 토지공사, 철도청, 지방자치단체 등에서 항만구조물 및 단지조성 등 연약지반 공사시에 있어 표층처리 설계시 폭넓게 활용될 수 있음
- 본 연구 성과가 도출되면 국내외의 연약지반 표층안정처리공법에 국내산 자연재료를 이용하므로 외화유출 방지 및 독농가 수입증가가 기대됨
- 천연재료의 부가가치를 향상시킴으로 국가 생산성을 향상시킬 수 있음
- 국내 환경친화형 건설재료 개발의 촉진을 유도할 수 있음

제5장 연구개발결과의 활용 계획

제1절 추가연구 필요성

1, 2, 3차년도 연구 결과 국내 표층처리 설계/시공에 대한 종합적인 검토가 완료되었으며, 국외의 선진기술에 대해서도 향후 일정에 따라 연구현황에 대한 차별성 및 활용성에 대한 분석이 가능할 것으로 판단된다. 또한 현장 부재력시험을 통해 대나무 망에 대한 거동 분석을 수행하였으며, 이와 함께 2, 3차년도에 수행된 실내/현장 재하시험과 수치해석 등의 결과에 대한 분석을 통해 지반-보강재 간의 상호 작용에 대한 평가를 실시하였다. 1차년도 연구를 통해 개발 제작한 모형시험장치를 이용한 다양한 케이스의 실내모형시험을 실시하여 표층보강재의 정성적인 거동 및 지지력 개량효과를 분석함으로써, 합리적인 설계변수평가의 규명이 가능할 것으로 판단된다. 또한, 3차년도에는 현장 중장비에 의한 반복적인재하조건을 평가하기 위하여 반복재하시험을 수행하였다. 1, 2, 3 차년도의 연구 결과로 국내 연약지반에 적합하고 체계적인 표층처리공법을 정립시켰으므로 추가연구의 필요성은 없을 것으로 판단된다.

제2절 타 연구에의 응용

본 연구는 세부적으로 보강재특성에 대한 연구와 2층계지반에서의 지지력 특성연구로 구분할 수 있으며, 이에 추가적으로 보강재를 포함한 2층계 지반에서의 거동특성을 다루고 있다.

따라서, 점성토지반위에 성토나 단지조성을 목적으로 복토를 실시할 경우 경제성과 안정성을 고려한 적정 복토고 산정문제에 대한 연구와 새로운 지반 보강재 개발연구에 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

제3절 기업화 추진방안

본 연구의 주요 목표는 제품이나 공법개발이 아닌 현재까지 경험적으로 이루어져 왔던 초 연약지반 표층처리 설계기법을 정립하고 연구결과를 활용한 설계 소프트웨어를 개발하는데 있다. 따라서, 본 연구결과의 실용화 및 기업화는 크게 연구결과의 적극적인 홍보와 함께 설계 소프트웨어 판매를 통한 수익성을 창출로 구분할 수 있다.

1. 시장규모 및 실 수요자 예측

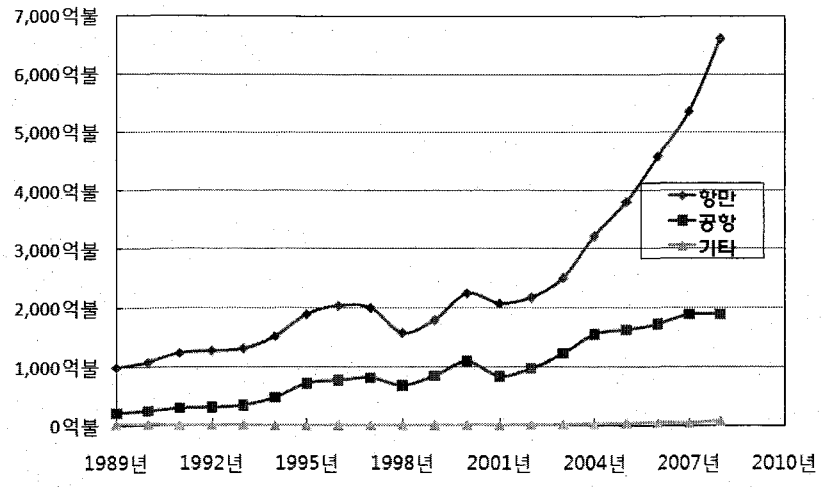
본 연구결과는 주로 준설매립된 초연약지반의 표층처리를 대상으로 한다. 따라서, 개발된 소프트웨어의 실 수요자는 표층처리를 반드시 필요로 하는 현장과 관련된 설계자 및 현장 기술자라고 할 수 있으며, 주요 시장은 부지조성과정에서 초연약지반이 쉽게 형성될 수 있는 항로 및 수로에서 준설된 토사가 투기된 준설토 투기장이라 할 수 있다.

따라서, 각 항만청 내부자료를 근거로 국내 준설점토 투기 및 부지활용 예정인 현장에 대한 조사결과, 약 2,000만 ㎡ 정도의 시장이 확보된 것으로 조사되었다.

투기장명	면적(㎡)	부지활용방안
인천 남항2	495,000	컨테이너야적장, 하수처리장 등
인천 남항3	2,626,000	항만부지
인천 청라	171,000	항만시설 유보지
보령신항	670,000	항만 배후부지
대천항	153,000	항만부지
목포 북항대반동	583,070	수산관련단지
목포 남항	418,402	친수문환공간, 소형선 접안시설
진도 팽목항	440,000	예정지
광양 묘도	2,928,000	해양공원
광양항 2단계	4,919,000	컨테이너용지 및 배후부지
광양 중마동	42,000	20,000DWT, 1선석
부산 신항 1,2공구	6,346,000	항만 배후부지
부산 신선대A	284,000	항만부지, 해군부두
부산 신선대B	135,700	해군부두 이전
계	20,211,172	

또한, 국내 년도별 수출입 규모에 대한 조사결과, 항만을 통한 IMF 시기(1998년~2001년)를 제외하고는 지속적으로 증가하고 있는 것으로 나타났다. 이에, 지속적인 항로준설 및 투기장 건설이 이루어질 것으로 판단되며, 이렇게 조성된 투기장을 일반용지나 산업단지 등의 부지로 활용하기 위해서는 본 연구에서 조사된 것처럼 표층처리를 필요로 하게 된다.

따라서, 개발된 소프트웨어의 시장성은 매우 높다고 할 수 있다.



[년도별 국내 수출입 규모]

2. 정부 정책과의 연계방안

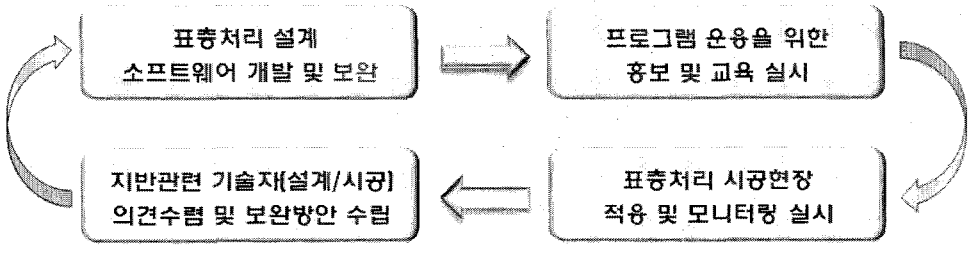
본 연구결과는 궁극적으로 합리적인 표층처리공법에 대한 검토를 가능하게 함으로써 검도자의 경험적 판단에 따른 과소 설계로 인한 안전사고를 방지하고 과다 설계에 따른 공사비 및 국가예산낭비를 방지하는 공익적인 측면에서 의미가 있는 연구라 할 수 있다.

따라서, 본 연구성과 중 설계 및 시공지침(안)은 2010년 발간 예정인 도로설계편람에 반영될 예정이다.

3. 실용화 및 기업화 방안

개발된 표층처리설계 소프트웨어의 실용화 및 수익창출을 위해서는 적극적인 홍보와 사용자의 편리성 및 현장 거동특성을 반영한 지속적인 보완을 필요로 한다.

따라서, 본 연구성과에 대한 홍보 및 기업화는 각종 학술발표회 및 교육 등을 통한 지속적인 홍보를 실시하고, 국내 표층처리현장에 대한 소프트웨어 적용 및 모니터링을 실시함으로써 신뢰성 및 고객 확보를 통한 수익성을 창출할 계획이다.



제6장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

1. 岡本正廣：排水性を付加した棒狀補强材による砂地場の耐震改良効果に關する研究，東京大學博士論文，1995-2
2. ペーパードレインに伴う試驗打ち施行計畵書-新北九州空港（苅田工區）用地造成工事
3. 施行計畵書：響灘西地盤改良（2工區）工事，國土總合建設株式會社九州支店
4. 八尾眞太郎：不織布による路盤補强効果に關する載荷實驗と理論的檢討，1996
5. 國土總合建設寫眞管理及び施行計畵書：響灘西地盤改良（2工區）工事，國土總合·塩見建設工事共同企業体
6. ジオテキスタイルを用いた補强土の設計·施行マニュアル
7. 平尾和年：ジオテキスタイルによる軟弱地場の支持力改良とその評価法に關する研究，九州大學博士論文，2002
8. 片山直樹：超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす不織布の補强効果，山口大學修士論文，2002
9. 地盤工學會：粘土地場における最新の研究と實際-微視的構造の觀察から超軟弱埋立て地盤對策技術まで-に關するシンポジウム發表論文集，2002
10. 地盤工學會：超軟弱粘土地盤に對する調查·地盤改良工法に關する研究委員會報告書，2002
11. CRグリットCR-80T製品仕樣書，新江州株式會社
12. 新北九州空港を支えた地盤技術，國土交通省　九州地方整備局　空港港湾部
13. 今西：ジオネットを利用下强制置換工法におけるネットの変形と応力に關する研究，1999
14. ジオテキスタイルを用いた補强土お設計·施工マニュアル

제7장 참고문헌

1. Tanabashi, Y,. Hirao, K. and Yasuhara, K. : Numerical analysis for bearing capacity improvement of soft fround reinforced with geotextiles, Proceedinfs of IS-Kyushu 92, vol. 1, pp. 701-706, 1992.

2. Yasuhara, K. and Tsukamoto, Y. : A Rapid Banking Method Using the Resinous Mesh on a Soft Reclaimed Land, Proceedings of Second International Conference on Geotexiles, pp.635-640, 1982.

3. Binquet, J. & K. L. Lee : Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, Jour. Geotech. Eng. Div., Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT12, Dec. 1975.

4. Ingles, O.G. & J.B. Metcalf : Soil Stabilization, Butterworths, Sydeny, 1972.

5. 福住降二 · 西林淸茂：ビニロンシートによる軟弱地盤表層處理工法，土木學會第25年次學術講演會講演集，pp. 122.1-122.4, 1970.

6. 山內豊聽，後藤惠之輔：敷網工の實用支持力公式の一提案，九州大學工學週報，vol. 52, No. 3, pp. 201-207, 1979.

7. 山內豊聽，後藤惠之輔，案浦德治：版理論を用いた敷網工の沈下計算，九州大學工學週報，vol. 52, No. 4, pp. 433-440, 1979.

8. 淸水昭男：トリカルネット工法の基本原理と實施例，地盤の表層安定處理工法，總合土木研究所，pp.51-63, 1978.

9. 大北康治，中澤重一，柚木孝治：シート · 敷網工法の最適ゆるませ量と支持効果，第1回ジオテキスタイルシンポジウム，pp.67-70, 1982.

10. 渡義治，樋口洋平：覆土工事におけるジオテキスタイルの設計，第30回土質工學シンポジウム論文集，土質工學會，pp.47-50, 1985.

11. 堤一高，內河榮作，半澤秀郎，島正憲：軟弱地盤上に投下された砂の現況調査，土と基礎，第23券，第11号，pp. 57-63, 1975.

12. 箕輪誠：强制置換（押し出し置換）工法の實施例，第19回土質工學研究發表會概要集, pp. 1547-1548, 1984.

13. 松井　保：超軟弱地盤の流動・変形機構，超軟弱地盤に關するシンポジウム土質工學會，pp.25-34, 1976.

14. 坂井强：覆土のための表層補强における布設材と地場の擧動，土木學會第45回年次學術講演會3，pp. 324-325, 1990.

15. 박성완, 황규영 (2008) "반복재하시험에 의한 도로기초의 변형특성 평가"한국도로학회논문집 pp. 49~62

16. 양기석, 강명찬, 김윤하(2004), "초연약지반의 표층처리를 위한 대나무망 공법", 한국구조물학회지, 제8권 제2호, pp.46~52.

17. 함태규, 조삼덕, 양기석, 유승경(2008), "연약지반 표층보강재의 인장강도와 복토두께의 지지력개선효과에 관한 실험적 연구", 한국토목섬유학회 봄 학술발표회 논문집, pp.77~90.

18. 善　功企、笠間　清伸、深江　良輔、江頭　和彦、東　俊夫(2002), "超軟弱埋立地盤の强制置換による中仕切堤の築造事例-ジオテキスタイルの効果に關する考察-", 粘土地盤における最近の研究と實際に關するシンポジウム, pp.199~206.

19. Tanabasi, Y., Kamuro, K., Hirao, K., Takaoka, K., Nishimura, J. and Yasuhara. K(1992), "Numerical analysis for bearing capacity improvement of soft reinforced with geotextile", proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement, Earth Reinforcement Practice, Vol.1, pp.701~706.

20. Yamanouchi(1970), "Experimental study on the improvement of the bearing capacity of soft ground by laying a resinous net", Proc. Symp. on Interbedded Sands, PP 144~150.

21. 「粘土地盤における最新の研究と實際」－微視的構造の觀察から超軟弱埋立地盤對策技術まで－に關するシンポジウム(2002)，第2卷，pp.105-107.

22. D. H. AHN, S. K. YOU, K. ODA, K. TOKIDA (2008): Effect of Length of Geotextile on Bearing Capacity of Very Soft Clay Ground with Geotextile through Numerical Analysis, Proceedings of Second Japan-Korea Geotechnical Engineering Workshop, pp.13-17.

23. 安 東漢, 柳承庚, 小田和廣, 常田賢一(2008) : ジオテキスタイルが敷設された超軟弱地の 支持力特性に關する數値解析, 第8回 地盤改良シンポジウム論文集, pp.241-244.

24. Oritz, M. and Simo, J. C. (1986) : An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elasoplasic Constitutive Relations, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.23, pp.353-366.

25. Crisfield, M. A (1981) : A Fast Incremental/iterative Solution Procedure that Handles Snap Through, Computer and Structure, Vol.13, pp.55-62.

26. 土木工學ハンドブックI, 第四版, pp.290-291.

27. 함태규, 조삼덕, 양기석, 유승경 (2008) : 보강재의 구속조건에 따른 초연약지반의 지지력개선효과에 관한 연구, 한국토목섬유학회 논문집, 제7권 제3호, pp.41-49.

28. 함태규, 서세관, 조삼덕, 양기석, 유승경 (2009) : 보강재의 강성도 를 고려한 연약지반 표층처리공법 지지력 산정방법에 관한 연구, 한국토목섬유학회 논문집, 제8권 제2호, pp. 11-20.