한국지반공학회논문집 제16권 제5호 2000년 10월 PP. 55 ~ 62

심층혼합처리 연약지반상 사석제의 안정성

Stability of Rubble Mounds on Soft Grounds Improved by Deep Soil Mixing Method

홍 원 표*1 Hong, Won-Pyo
김 균*2 Kim, Gyun
송 영 석*3 Song, Young-Suk

Abstract

An instrumentation observation has been performed during the construction of a rubble mound on soft ground improved by the deep soil mixing method. To establish the design criteria for construction of the rubble mound on improved ground, two kinds of analyses for the soil deformation behavior and the slope stability were performed on various cases for rubble mounds, soft grounds and backfills with application of the finite element method and the Bishop simplified method. The horizontal displacements and settlements at the crest of rubble mounds were analyzed as a function of the safety factor of embankments. The analyzed result shows that the soil movement increases considerably when the safety factor of rubble mounds is lower than 1.3.

요 지

심층혼합처리공법에 의해 개량된 연약지반상에 사석제를 축조한 후 배면매립을 실시할 경우 사석호안의 변형거동을 관찰하기 위해 계측을 실시하였다. 개량지반상에 사석호안을 축조하기 위한 설계기준을 마련하기 위하여 유한요소법을 이용한 지반변형해석과 Bishop의 간편법을 이용한 사면안정해석을 실시하였다. 이들 해석을 사석제부, 연약지반부 그리고 뒷채움성토부의 토질조건 및 형상이 다른 여러 경우에 대하여 실시하여 그 결과를 서로 비교 분석하였다. 즉, 해석결과를 이용하여 사석제 정상부에서의 수평변위량과 침하량을 호안의 사면안전율과 연관지어 검토하였다. 본 연구결과 사석호안의 사면안전율이 1.3보다 낮을 경우 상당히 큰 지반변형이 발생하는 것으로 나타났다.

Keywords : Deep soil mixing method, Slope stability analysis, Safety factor, Finite element method, Horizontal displacement, Settlement

1. 서 론

급속한 산업의 발달과 인구증가에 따라 국토개발이 더욱 필요하게 되었다. 특히 우리 나라와 같이 국토가 좁고 삼면이 바다에 인접한 조건에서는 해안을 개발 활용하여 공업단지, 주거시설, 운송시설(항만, 공항) 등을 건설함으로서 내륙에서의 부지확보 어려움을 해소하는 것이 불가피하다. 이러한 개발과정에서 해안을 따라 분포되어 있는 연약지반의 안정처리를 실시하는 비중이 점차 증대하고 있다. 이러한 국토개발의 과정에서 해안을 매립하여 항만접안시설 및 부대시설을 건설할 목적으로 해안연약지반의 심층부를 개량하는 심층혼합처리공법이 많이 활용되고 있다. 이 공법은 석회, 시멘트 등의 개량재를 연약지반 원위치에서 지중에 공급하여 강제적으로 원위치의 연약지반과 교반혼합하므로 연약지반을 견고하게 안정 처리하는 공법이다.

*1 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수
*2 정회원, 새광엔지니어링 이사 (전 중앙대학교 건설대학원생)
*3 정회원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정

이와 같이 심층혼합처리공법에 의해 해안연약지반을 개량하고 개량 연약지반상에 사석호안을 축조한 후 내륙부 배면을 매립하면 심층혼합처리된 연약지반과 호안부에는 배면성토 및 횡방향 토압에 의해 침하와 수평변위가 발생하게 된다. 일반적으로 심층혼합처리된 지반은 압축에 대해서는 큰 강도를 발휘하지만 휨과 인장에 대해서는 큰 강도를 기대할 수 없으므로 과다한 수평변형은 호안파괴의 주원인이 된다. 따라서 호안구조물을 축조할 경우 호안구조물과 기초지반에 파괴나 과다한 변형이 발생되지 않도록 설계하여야 할 것이다. 그러하기 위하여 사면과 지반의 안정성과 변형은 미리 해석검토하고 그 결과로 종합적인 안정판단을 할 수 있는 기준이 마련되어야 할 것이다. 현재 국내에서는 심층혼합처리공법을 이용한 해안연약지반상에 호안의 시공사례가 증가하고 있으나 이에 따른 판단기준이나 경험자료는 미비한 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 심층혼합처리공법에 의해 개량된 연약지반과 상부 호안 사석제가 설치된 상황에 대한 유한요소해석과 사면안정해석을 수행하여 개량지반상 사석제의 거동과 안전성의 관계를 규명하여 보고자 한다. 즉, 유한요소해석 결과로부터 얻은 사석제의 수평변위와 침하를 사석제의 사면안전율과 연계시켜 이들의 상관관계를 합리적으로 규명하므로서 차후에 시공되는 심층혼합처리 개량지반상 사석제의 설계 및 시공관리에 활용할 수 있는 자료를 마련하고자 한다.

2. 심층혼합처리공법

심층혼합처리공법(deep soil mixing method)은 석회, 시멘트 등의 개량재를 원위치에서 지중에 공급하여 강제적으로 연약지반과 혼합교반함으로써 원지반상에 견고한 안정처리지반을 형성하는 지반개량공법이다(Broms and Boman, 1977). 이렇게 형성된 개량체는 지중에 기둥형태로 존재하며, 이는 일정한 간격으로 시공되거나, 간격이 없이 서로 겹쳐져 벽체의 형태로 시공되기도 한다. 따라서, 시공이 완료된 상태를 위에서 본 평면도는 벌집모양의 형태를 갖게된다.

심층혼합처리공법은 주로 연약 충적토, 해성점토, 유기질토, 혹은 준설매립토 지반의 개량에 적용된다. 본 공법이 적용된 지반에서는 지반의 전단강도와 지지력이 증가하게 되며, 침하가 감소하게 된다(Terashi et al., 1979; 1980; Terashi and Tanaka, 1981).

지금까지 개발 사용된 심층혼합처리공법으로는 DCM (Deep Cement Mixing), SMW(Soil Mixing Wall), CMC (Cement Milk/Mortar Consolidation), DLM(Deep Lime Mixing)등이 있다(Tóth, 1993).

심층혼합처리공법은 안정재의 종류, 안정제의 공급방법, 혼합방법 등에 따라 분류할 수 있으나, 일반적으로 처리방식에 따라 표층혼합처리공법(Hong, Yun and Kim, 1996)을 발전시킨 기계적 혼합처리방식과 약액주입공법을 발전시킨 분사혼합처리방식으로 분류한다. 본 연구에서는 시멘트 밀크를 안정재로 사용하는 기계적 혼합처리방식에 의한 개량지반을 대상으로 하였다(Kawasaki et al., 1981; Kawasaki and Saitoh, 1984).

3. 시공사례

3.1 현장계측

본 연구는 그림 1에 도시된 국내 한 컨테이너 터미널 건설시공현장을 대상으로 하였다. 컨테이너 터미널 부지인 A구간은 간척사업에 의해 마련되었으며, 이 위치의 연약지반을 개량하기 위하여 프리로딩공법을 적용하였다. A

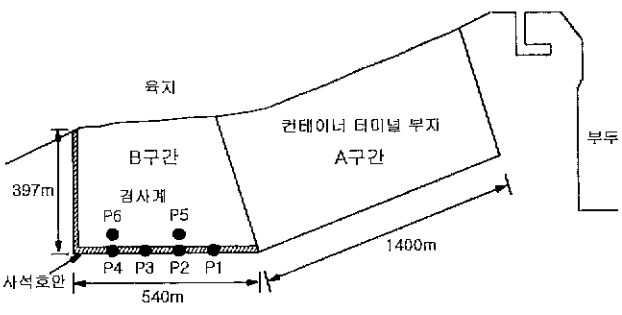


그림 1. 컨테이너 터미널 시공현장

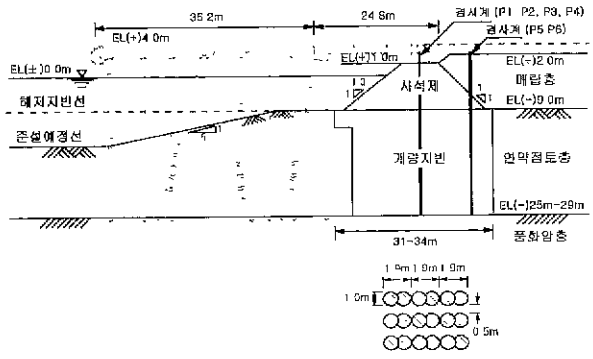


그림 2. 시공단면도 (B구간)

구간에서 프리로딩에 의한 압밀이 완료된 이후 프리로딩용으로 사용된 성토토사는 B구간의 사석호안 배면에 매립재로 다시 사용되었다. B구간에 배면매립을 실시하기 전에 먼저 937m의 사석호안을 축조하였으며, 호안공사가 완료된 이후 A구간의 성토재를 이곳에 옮겨 배면매립을 실시하였다.

본 현장에 대한 호안시공단면은 그림 2에서와 같다. 먼저 해저부 연약점성토층을 심층혼합처리공법에 의하여 지반개량을 실시한 후 사석호안을 축조하였다. A구간에서 사용된 성토토사를 B구간 호안의 배면에 매립한 후 전면 횡잔교부와 연결하는 것으로 하였다.

본 현장의 토질조건은 그림 2에서와 같이 수심 약 EL(-) 9.0m 이하에 퇴적층이 16~20m 정도의 깊이로 분포하고 있으며 상부 연약층(8~13m 두께로 분포)은 실트질점토로써 0.1~0.2kg/cm^2 정도의 대단히 낮은 비배수전단강도를 나타내고 하부 연약층(7~12m 두께로 분포)은 점토 및 실트섞인 모래로 구성되어 연약하거나, 느슨~중간정도의 상대밀도를 보인다. 퇴적층 아래는 풍화암 또는 연암이 지지층으로 존재하며 균열 및 절리가 발달한 양상을 보이고 있다. 한편, 개량지반속 기둥시공형식은 횡방향력이 큰 방파제와 같은 구조물에 가장 많이 쓰이는 벽체식 구조가 채택되었다. 사석제의 하부 지반반력을 지지할 수 있는 견고한 지반까지 지반개량률은 54%로 하였으며, 형상 및 제원은 그림 2에 나타내었다. 지반 개량후 확인보링을 실시한 결과 코아회수율(CR)은 60~90%, N치는 50이상으로 확인되었으며, 일축압축강도는 15kg/cm^{2}이상으로 나타났다.

3.2 계측결과

심층혼합처리공법으로 개량된 연약지반상에 사석제를 축조한 후 배면매립을 실시하는 도중에 호안에 큰 횡방향변위가 발생되었다. 측량을 실시하여 발생된 수평변위량을 측정한 결과는 그림 3에서 보는 바와 같이 최대수평변위량이 750mm~940mm 정도 발생된 것으로 나타났다.

그러므로, 호안의 급작스런 파괴를 방지하기 위하여 배면매립을 즉각 중단하고, 경사계를 설치한 후 계측을 실시하면서 배면매립을 천천히 재실시하였다. 사석제와 배면 매립지반의 수평변위를 측정하기 위하여 경사계는 그림 1 및 그림 2에서 보는 바와 같이 2열로 설치하였다. 첫 번째 열은 사석제의 선단에서 20m 떨어진 사석제의 정상부 중앙에 설치하였고, 두 번째 열은 첫 번째 열에서 내륙쪽으로 12m 떨어진 위치에 설치하였다. 그리고, 경사계는 첫 번째 열과 두 번째 열에 각각 4개와 2개를 설치하였다(그림 2 참조).

그림 3은 각 위치에서 경사계로 측정된 최대수평변위를 나타낸 것으로 아래선은 경사계 설측이전에 발생된 사석제의 선행수평변위이며, 위의 선은 계측된 수평변위를 모두 합한 최대수평변위이다. 이 결과에 의하면 최대수평변위는 825mm~1151mm 정도 발생되었다. 이는 사석제와 매립지반의 상재하중으로 인하여 지반내 파괴가 상당히 진행되고 있음을 의미한다. 따라서, 본 현장에서는 심층혼합처리공법에 의한 지반개량이 효과적으로 이루어지지 않아 큰 수평변위가 발생된 것으로 판단된다.

4. 해석단면 선정 및 해석방법

4.1 해석단면

사석제를 포함한 개량지반의 거동을 분석하기 위해 그림 2에 나타낸 시공단면도를 단순 화하여 그림 4와 같이 대표단면을 선정하였다. 사석제부, 개량지반부, 뒷채움성토부 등 각 부분의 토질조건은 지반조사결과를 토대로 표 1과 같이 결정하였다. 이를 기준으로 단면크기 및 형상, 개

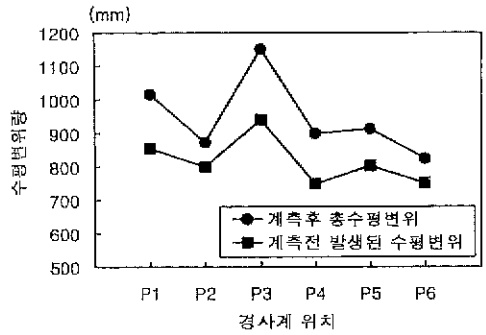


그림 3. 경사계 위치별 최대수평변위

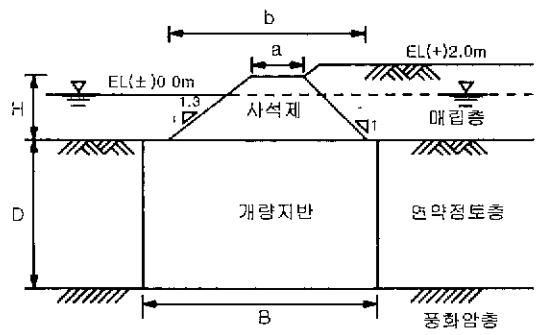


그림 4 해석단면

표 1. 해석단면의 토질조건

구 분	단위	사석제	개량지반	매립층	연약지반	지지층
포화단위중량	t/m^3	2	1.75	1.9	1.6	–
습윤단위중량	t/m^3	1.8	1.65	1 8	1 5	–
비배수전단강도	t/m^2	0	2 5~15	1	1.0	–
내부마찰각	°	40	0	28	0	–
탄성계수	t/m^2	10.000	1~5	3,000	200	100 000
포아송비	–	0.35	0.3	0 3	0 4	0 25

량체의 강도 등을 변화시켜 총 39개 단면에 대한 해석을 실시하였다.

CDM研究會編(1986)에 의하면 개량지반의 허용압축응력(σ_{ca})은 개량지반의 설계기준강도(q_{uck})와 같으며, 복합지반으로서의 응력분담효과를 고려하여 개량지반의 평균전단강도($\bar{\tau}$)는 식 (1)와 같이 구할 수 있다.

$$\bar{\tau} = a_b c_b = a_b (q_{uck}/2) \quad (1)$$

여기서, a_b 는 개량률, c_b 는 개량지반의 전단강도이다.

본 현장의 개량지반에 대한 확인실험결과 일축압축강도는 15 kg/cm^2 이상이고, 상시 안전율 3을 적용하면 허용압축응력은 5 kg/cm^2 이 된다. 식 (1)에 허용압축응력과 현장시험에 의한 개량률 50%를 대입하면 $\bar{\tau} = (0.5)(2.5) = 1.25 kg/cm^2$ 이 된다. 따라서, 허용압축응력과 개량률을 고려한 개량지반의 전단강도를 구할 수 있으며, 이상의 결과를 이용하여 개량지반의 비배수전단강도를 $\bar{\tau} = c_u = 2.5 \sim 15 t/m^2$ 의 범위로 선정하였다.

4.2 해석방법

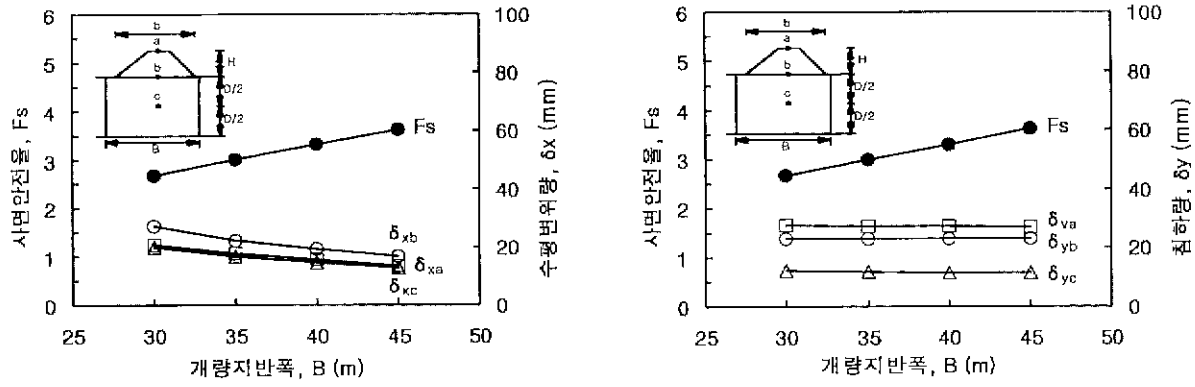
앞에서 설명한 바와 같이 개량지반상 사석제의 수평변위는 사석제의 사면안전율과 관련되어있다. 따라서, 개량지반상 사석제의 안정성에 대한 설계기준은 사석제의 수평변위와 사면안전율로 마련되어야 할것이다. 그러나, 이러한 설계기준은 아직까지 마련되어 있지 않은 상태이다.

본 연구에서는 심층혼합처리 연약지반상 사석제에 대한 설계기준을 마련하기 위하여 개량지반의 규모 및 강도, 사석제의 높이, 그리고 상재하중을 고려한 유한요소해석과 사면안정해석을 동시에 실시하였다. 즉, 개량지반상 사석제의 변형거동을 조사하기 위하여 유한요소해석 프로그램인 SIGMA/W를 이용하였으며, 개량지반상 사석제의 사면안전율을 계산하기 위하여는 사면안정해석 프로그램인 SLOPE/W를 이용하였다.

SIGMA/W는 비선형 유한요소해석 프로그램으로서 연약지반의 배수 및 비배수상태의 응력-변형률 문제를 간편하게 정의할 수 있는 입력방식을 적용하고 있다. 본 해석에서 적용된 지반모델은 비선형 탄소성모델이며, 배수조건은 비배수상태인 전응력 조건이다. 한편, SLOPE/W는 한계평형해석을 이용한 여러 가지 사면안정해석법의 적용이 가능하나 본 해석에서는 Bishop의 간편법이 적용되었다.

5. 개량지반상 사석제의 변형거동에 영향을 미치는 요소

5.1 개량지반 폭



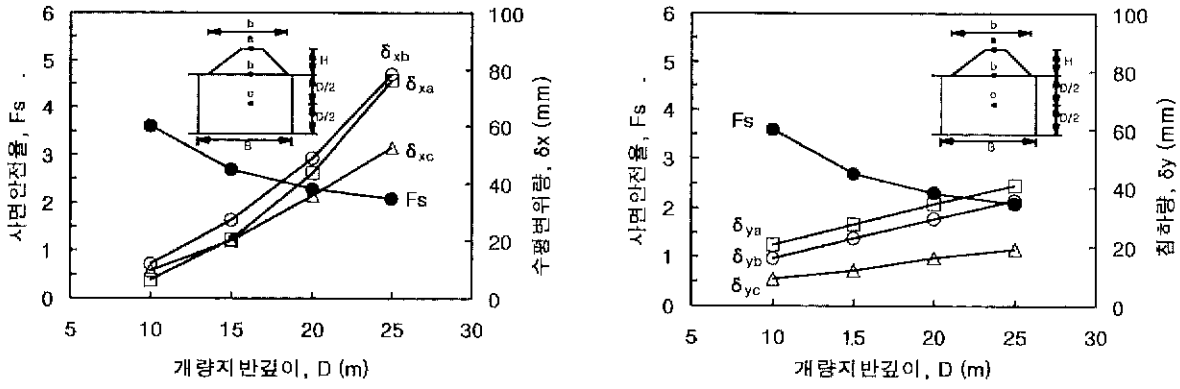
(a) 수평변위량 (b) 침하량

그림 5. 개량지반 폭에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 변형거동

개량지반 폭을 30m에서 45m까지 증가시키면서 사면안정해석과 유한요소해석을 모두 실시하였다. 그림 5는 개량지반 폭(B)의 변화에 따른 사면안전율과 사석제 및 개량지반의 수평변위량 및 침하량을 각각 나타낸 것이다. 개량지반상 사석제의 수평변위량 및 침하량은 사석제 상단의 a점, 사석제 하단과 개량지반의 상단접촉면의 b점, 그리고 개량지반의 중심 c점에서의 값을 각각 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 개량지반상 사석제의 사면안전율은 개량지반 폭이 증가함에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 반면에, 수평변위량은 개량지반 폭이 증가할수록 완만하게 감소하는 경향을 보이며, 침하량은 개량지반 폭의 증가와 관계없이 거의 일정한 것으로 나타났다. 즉, 개량지반폭의 증감에 의해 사면안전율은 선형적으로 변화하지만 사석제 및 개량지반의 변형은 약간씩 감소하고 있음을 알 수 있다.

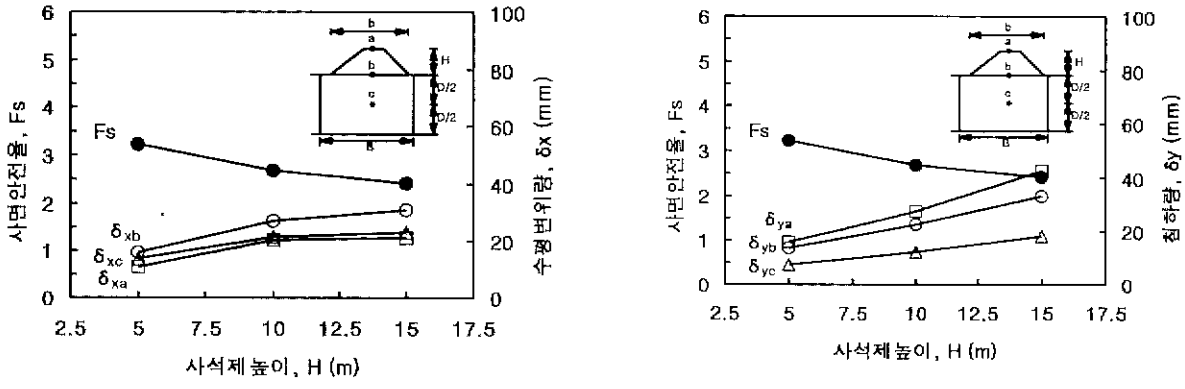
5.2 개량지반 깊이

그림 6은 개량지반 깊이(D)의 증가에 따른 사면안전율과 수평변위량 및 침하량의 변화양상을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 개량지반의 깊이가 증가함에 따라 개량지반상 사석제의 사면안전율은 감소하며, 수평변위량 및 침하량은 증가하는 것으로 나타났다. 특히 수평변위량은 개량깊이가 증가함에 따라 급격히 증가하고 있다. 그리고, 개량지반보다 사석제의 수평변위 증가율이 더 크며, 사석제 하단의 수평변위량이 사석제 상단보다 크게 나타났다. 이것은 수평변위가 사석제 하단과 개량지반 상단에서의 접촉면에서 최대수평변위가 발생되기 때문이다. 한편 침하량은 사석제 및 개량지반의 모든 위치에서 일정하게 증가하고 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량지반상 사석제의 수평변위량은 침하량보다 개량깊이에 따라 크



(a) 수평변위량 (b) 침하량

그림 6. 개량지반 깊이에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 변형거동



(a) 수평변위량 (b) 침하량

그림 7. 사석제 높이에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 변형거동

게 영향을 받는 것을 알 수 있다.

5.3 사석제 높이

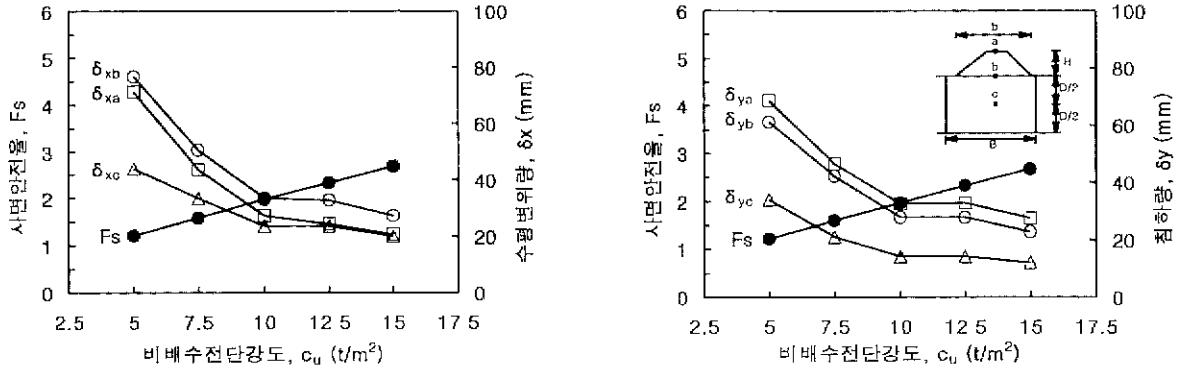
그림 7은 사석제 높이(H)의 변화에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 수평변위 및 침하에 대하여 도시한 것이다. 사석제의 높이는 5m에서 15m까지 증가하였으며, 이에 따라 사석제 저면폭(b)은 18.5m에서 42m까지 증가시켰다. 사석제 높이에 따른 개량지반폭(B)은 사석제 저면폭과 동일하게 변화하도록 하였다. 그림에서 보는 바와 같이 사석제의 높이가 증가함에 따라 사석제 및 개량지반의 수평변위는 증가하며, 사석제의 높이가 10m이상이 되면 수평변위량의 증가율은 감소하는 경향을 나타낸다. 한편, 사석제의 높이가 증가함에 따라 침하량은 서서히 증가하며, 사석제의 상부에서 가장 크게 변화하는 것으로 나타났다. 한편, 사석제 높이의 증가에 따른 사면안전율의 변화는 개량지반 폭에 따른 영향과 유사하며, 서서히 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다.

5.4 개량지반 강도

개량지반의 강도증가에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 수평변위량과 침하량을 그림 8에 나타내었다. 여기서, 강도증가에 따른 영향을 조사하기 위해 개량지반의 비배수전단강도를 5~15t/m^{2}으로 증가시키면서 해석을 실시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 사면안전율은 개량지반의 강도증가에 따라 거의 비례적으로 증가됨을 알 수 있다. 그러나, 사석제와 개량지반의 수평변위량 및 침하량은 개량지반의 강도가 10t/m^{2}이상으로 증가하게 되면 두 변위의 감소가 매우 뚜렷하게 둔화되는 것을 알 수 있다.

6. 개량지반상 사석제의 안정성 평가

개량지반상 사석제의 안정성 평가를 위해서 개량지반상 사석제의 수평변위량과 침하량을 사면안전율과 연계시킨 관계를 검토하고자 한다. 이러한 검토를 통하여 개량지반상 사석제의 설계 및 시공시 안정성 평가기준을 마련



(a) 수평변위량 (b) 침하량

그림 8. 개량지반의 강도에 따른 개량지반상 사석제의 사면안전율과 변형거동

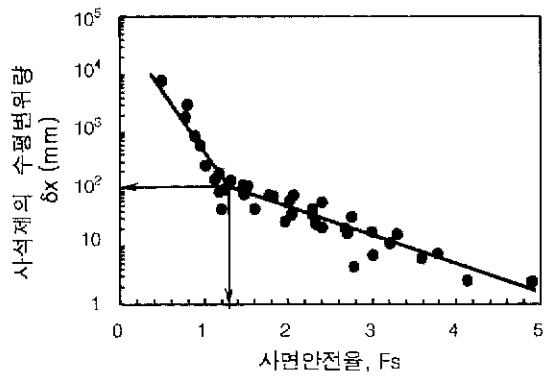


그림 9. 사석제 상부에서의 수평변위량에 따른 사면안전율

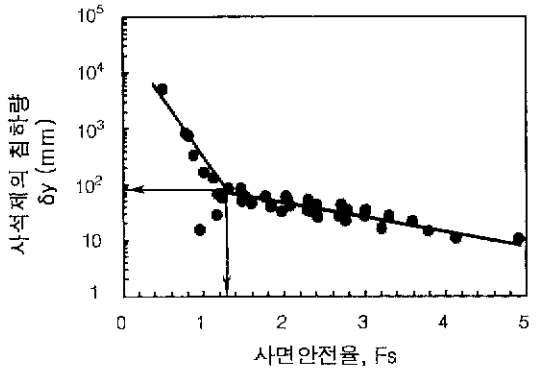


그림 10. 사석제 상부에서의 침하량에 따른 사면안전율

할 수 있을 것이다.

6.1 지반변형과 사면안전율의 관계

그림 9와 그림 10은 각각 사석제의 수평변위량 및 침하량과 사면안전율의 관계를 도시한 것으로 종축에는 사석제의 수평변위량과 침하량를 대수눈금으로 나타내었으며, 횡축은 사면안전율을 나타내었다. 이들 그림에서 보는 바와 같이 사석제의 사면안전율이 감소함에 따라 수평변위량 및 침하량은 점차적으로 증가되는 경향을 보인다. 특히 사면안전율이 1.3이하가 되면 수평변위량 및 침하량의 증가추세가 급격히 커지는 것으로 나타났다. 또한, 사면안전율이 1.3이상에서 수평변위량과 침하량은 완만하게 감소하는 것으로 나타났다. 이것은 사면의 안정성이 떨어지면 지반의 변형이 증가되는 것을 의미하므로 지반의 변형과 사면안정성은 분리취급할 수 없음을 의미한다.

그림 9는 사석제 상부에서의 수평변위와 사면안전율의 관계를 나타낸 것으로 사면안전율 1.3에서의 수평변위량은 사석제 상단에서 100mm정도를 보이고 있다. 따라서 사면안전율과 수평변위량의 관계로부터 급격한 변형을 일으키지 않는 사면안전율인 1.3을 개량지반상 사석제의 안정성 평가시 기준사면안전율로 볼 수 있을 것이다. 따라서, 사석제 상단의 수평변위량이 100mm를 초과하게 되면 사면안전율은 1.3보다 작아지게 되고, 수평변위는 더욱 급증하여 사석제가 불안정한 상태로 될 것임을 의미한다.

한편, 그림 10은 사석제 상부에서의 침하량과 사면안전율의 관계를 나타낸 것이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 침하량도 사석제 상부의 수평변위량과 마찬가지로 사면안전율 1.3을 개량지반상 사석제의 안정성을 평가하는 기준으로 고려할 수 있을 것이다. 즉, 사석제 상단의 침하량이 70mm를 초과하게 되면 사면안전율은 1.3이하가 되고 침하량이 더욱 급증하므로 사석제는 불안정 상태로 될 것이다.

6.2 무차원 변형계수(R)와 사면안전율의 관계

혼합개량된 지반상 사석제의 수평변위량과 침하량에 대한 그림 9 및 그림 10의 결과를 객관적이고 큰 범용성으로 현장에 적용하기 위하여 그림 11 및 그림 12에서는 개량지반의 규모 및 강도에 대응하는 수평변위량과 침하량을 무차원 변형계수(R)로 바꾸어 표시하여 사면안전율(F_s)과의 관계로 나타내었다. 여기서, 사석제의 수평변위량과 침하량에 대하여 무차원화시킨 수평변위계수 R_x와 침하계수 R_y는 다음과 같이 정의한다.

$$R_x = \frac{\gamma H b \delta_x}{c_u B D} \tag{2}$$

$$R_y = \frac{\gamma H b \delta_y}{c_u B D} \tag{3}$$

여기서,

δ_x, δ_y : 각 위치에서의 수평변위량(m)와 침하량(m)

b : 사석제의 저면 폭 (m)

H : 사석제의 높이 (m)

γ : 사석제의 포화단위중량 (t/m^3)

B : 개량지반의 폭 (m)

c_u : 개량지반의 비배수 전단강도 (t/m^2)

D : 개량지반의 깊이 (m)

개량지반상 사석제의 사면안전율과 사석제 상부에서

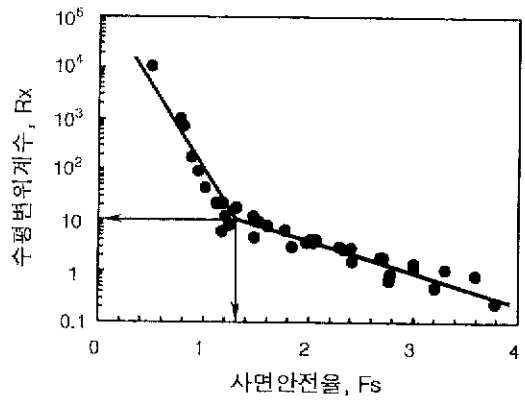


그림 11. 사석제 상부에서의 수평변위계수와 사면안전율의 관계

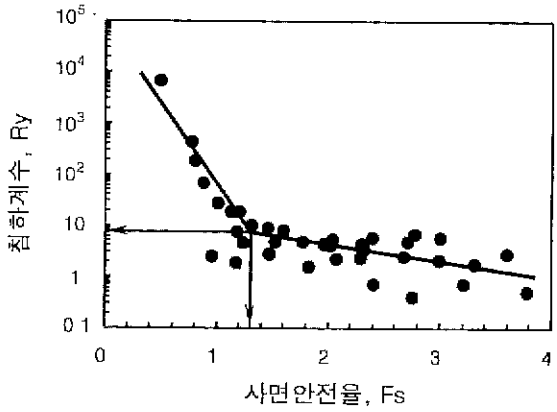


그림 12. 사석제 상부에서의 침하계수와 사면 안전율의 관계

의 수평변위계수 및 침하계수와의 관계를 도시하면 각각 그림 11 및 그림 12와 같이 나타낼 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 개량지반 및 사석제의 규모에 따라 다소 차이가 있으나 개량지반상 사석제의 사면안전율이 1.3이하가 되면 수평변위계수 및 침하계수 값은 급격히 증가됨을 알 수 있다. 따라서, 사석제의 변형을 방지하려면 1.3이상의 사면안전율이 확보되어야 할 것이다. 이것은 6.1절에서 지반변형과 사면안전율의 관계에서 논의되었던 내용과 일치한다.

그림 11에서는 사석제 상부에서의 수평변위계수(R_x)와 사면안전율과의 관계를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 사면안전율 1.3이하가 되면 사석제 상부에서의 수평변위계수 값이 급증하며 이 한계값은 사석제의 상단에서 약 10정도로 나타난다.

그림 12에서는 사석제 상부에서의 침하계수(R_y)와 사면안전율과의 관계를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 침하계수는 수평변위계수와 마찬가지로 사면안전율이 1.3보다 작을 경우 급격히 증가하며 이 한계값은 사석제 상단에서 약 7정도로 나타난다.

이상에서와 같이 본 연구에서 제시한 개량지반상 사석제의 한계수평변위계수 및 한계침하계수는 설계기준으로 활용할 수 있다. 또한 시공중에 현장계측에 의한 값으로 이들 변형계수를 사석제와 개량지반의 제원과 강도에 따른 변형을 예상할 수 있는 기준을 마련할 수 있다.

7. 결론

본 연구에서는 개량지반상 사석제의 안정성을 평가할 수 있는 기준을 마련하기 위하여 여러 경우에 대한 유한요소해석 및 사면안정해석을 실시하였다. 이들 해석을 실시하기 위하여 시공사례를 통한 대표단면을 설정하고, 개량지반 폭, 개량지반 깊이, 사석제 높이 그리고, 개량지반의 강도를 변화시킨 총 39개 단면을 선정하였다. 이러한 해석결과를 분석, 고찰함으로써 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 개량지반상 사석제의 변형 및 사면안전율에 영향을 크게 미치는 요소들로는 개량지반 폭, 개량지반 깊이, 사석제의 높이, 그리고 개량지반 강도 등이 있으며, 이 가운데 가장 큰 영향을 미치는 요소로는 개량지반 강도와 개량지반 깊이를 들 수 있다.

(2) 개량지반상 사석제의 사면안전율이 1.3이하가 되면 지반의 수평변위량 및 침하량은 모두 급격히 증가된다. 이러한 사면안정성의 한계상태에서 사석제 상단부의 한계수평변위량과 한계침하량은 각각 100mm, 70mm 정도가 되며, 한계수평변위량과 한계침하량에 대하여 무차원화시킨 수평변위계수와 침하계수는 각각 10과 7이 된다.

(3) 수평변위계수 R_x와 침하계수 R_y는 각각 사석제의 수평변위량과 침하량을 무차원시킨 값이며, 이 변형계수에는 사석제의 저면폭과 높이, 포화단위중량, 그리고 개량지반의 폭, 비배수전단강도 및 깊이의 항이 포함되어 있다.

(4) 개량지반상 사석 호안을 설계하고 시공할 경우 한계수평변위계수 R_x와 한계침하계수 R_y는 설계 및 시공관리기준으로 활용할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 1999학년도 중앙대학교 학술연구비 지원에 의하여 이루어진 연구이며 동 지원에 감사의 뜻을 표하는 바이다.

참 고 문 헌

1. CDM研究會編(1986) CDM工法と施工マニュアル, CDM研究會.
2. Broms, B. B. and Boman, P (1977) "Lime columns-A new type of vertical drains", Proc 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.427～432
3. Hong, W P., Yun, J M and Kim, D. Y.(1996) "Soil improvement of surface layer in dredge and reclaimed soft ground", Proc. 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, Vol.1, pp 343～352.
4. Kawasaki, T. and Saitoh, S.(1984) "Deep mixing mathod using cement slurry as hardening agent", Seminar on soil improvement and construction techniques in soft ground, pp.17～38.
5. Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S., Suzuki, Y. and Honjyo, Y.(1981) "Deep mixing method using cement hardening agent", Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 3. pp.721～724.
6 Terashi, M and Tanaka. H.(1981) "Ground improved by deep mixing method", Proc 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, pp 777～780.
7. Terashi, M et al (1980) Fundamental properties of lime and cement treated soils (2nd report), Report of the Port & Harbour Res. Inst, Vol.19, No.1. pp.33～62.
8. Terashi, M., Tanaka, H and Okumura, T.(1979) "Engineering properties of lime-treated marine soils and DM method", Proc. 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp 191～194.
9. Tóth, P S.(1993) "In situ soil mixing", Ground Improvement, edited by Moseley, M. P. Blackie, Academic & Professional, pp.193～204.

(접수일자 2000. 2. 28)