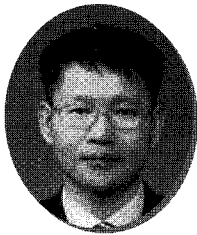
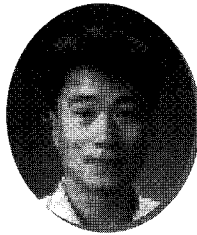


연약지반 성토지반에서의 활동 원인 및 복구 사례

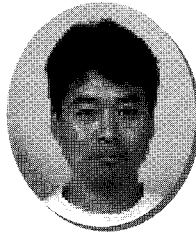
(A close examination of Sliding causes
and Rehabilitation case in the soft embankment ground)



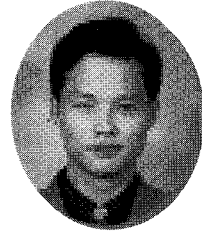
고 화 빈
(주)전남개발공사



이 현 응
(주)전남개발공사



박 성 수
(주)삼안 토질부 이사



강 성
(주)삼안 토질부 부장

1. 서 론

일반적으로 토목공사 중 연약지반상의 절·성토 사면의 시공은 설계, 시공기술의 까다로움으로 인하여 자주 활동 파괴 현상이 발생한다. 이러한 점성토 연약지반공사현장에서 사고로 인한 노동력 손실, 공기지연, 공사비 낭비, 민원야기 등은 지속적인 건설기술자의 자질향상과 사망 감 고취, 설계품질 향상, 시공관리 개선, 연구개발에 의한 설계시공 기준정립 등 설계시공 기술력 제고와 공사비의 현실화를 통한 부실방지가 절실히 요망되고 있다.

국토 토지자원이 부족한 우리나라는 경제발전과 산업화 추세에 따라 부족한 토지자원 확충을 위해 국가적 정

부시책상 대규모단지조성사업을 활발히 추진해 오고 있으며, 특히 서남부 해안에 광활히 분포하는 해안간척지(연약지반)를 대상으로 하는 단지조성사업은 향후 성토공사 안전시공을 위해 더욱더 충분한 기초조사 및 지반조사의 수반을 통한 설계와 건설신기술에 의한 안전성, 신속성, 경제성, 친환경성 등이 요구되고 있는 실정이다.

본 연구에서는 우리나라의 토목공사 중 특히 연약지반 성토공사에서 설계·시공상 성토안정의 기술적인 문제점을 배경으로 하여 연구대상지인 초습지 연약지반상에 성토시 발생한 사면활동사례를 중심으로 그에 대한 원인규명과 대책공법의 제시를 그 목적으로 한다.

2. 배경이론

2.1 사면활동 경향 및 일반적 원인

성토나 절토의 사면과 같이 경사선 면에는 중력의 작용에 의하여 사면이 아래로 활동하려는 힘이 작용한다. 자연의 산비탈이나 절취된 사면, 도로 제방, 흙댐의 성토 사면에는 전단파괴를 일으키려는 힘에 의해서 흙내부에 전단응력이 생기고 이것이 전단강도를 넘지 않는 범위에서는 사면이 안정을 유지하나 전단응력이 전단강도를 초과하게 되면 여러 가지 형태로 사면에는 활동이 일어나서 붕괴하게 된다. 특히 절·성토 사면지반은 강수량, 지표수, 지하수 등 지중 침투수 유입에 의한 지반포화로 연약화된다.

따라서 중력과 침투력은 자연사면과 굴착사면 및 성토 사면에서 불안정성을 일으키는 요인(침투수압, 침출수,

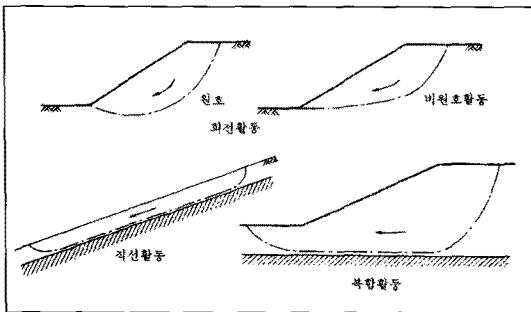


그림 1. 사면파괴 형태

공극수압, 포화수, 침투압, 세굴작용)이 된다. 사면파괴의 가장 중요한 형태를 나타낸 것이 그림 1이다. 회전활동에서는 파괴면 형상이 원호와 비원호곡선으로 나타난다. 일반적으로 균질, 등방성 흙에서는 원호활동으로 그리고 비균질 흙에서는 비원호활동으로 사면이 파괴된다.

사면파괴의 4가지의 유형은 그림 1과 같이 ① 원호 회전활동, ② 비원호 미끄럼활동, ③ 직선 미끄럼활동, ④ 원호 직선 복합활동 등이다. 그러나 균질한 연약지반내 지반의 단순사면의 파괴 유형에는 ① 사면내파괴, ② 사면전단파괴, ③ 사면저부파괴로 활동이 일어난다. 사면전단강도가 매우 다른 지층이 인접해 있을 때는 이 층의 영향을 받아 평면활동과 복합활동으로 사면이 파괴되며 이 때 파괴면은 대부분 강도가 낮은 층을 통과한다.

파괴면의 형태는 균열 및 기존활동면과 같은 불연속면에 의해서도 영향을 받는다. 평면활동은 사면의 지표면 아래 비교적 얇은 깊이에 인접지층이 위치할 때 발생하며 파괴면은 평면 형태이고 대략 사면경사와 평행을 이룬다. 복합활동은 인접 층이 깊은 위치에 있을 때 발생하고 파괴면은 곡선과 평면의 조합으로 이루어진다. 대부분의 경우 사면 안정성은 이차원 문제로 생각하여 평면변형상태로 가정한다.

실무에서는 주로 한계평형법으로 사면안정 해석을 한다. 파괴형상은 가정하거나 또는 알려진 파괴형식의 파괴

표 1. 사면의 파괴를 일으키는 원인

전단강도를 감소시키는 요인(내적요인)	전단응력을 증가시키는 요인(외적요인)
① 흡수에 의한 점토의 팽창	① 건물, 물, 눈 등의 외적하중(외력하중)
② 공극수압의 증가	② 함수량 증가에 의한 단위중량의 증가
③ 느슨한 토립자의 이동	③ 굴착에 의한 흙의 제거
④ 수축, 팽창 또는 인장으로 인하여 생기는 미세한 균열	④ 터널, 지하공의 붕괴, 침투에 의한 침식(침투침식)
⑤ 예민한 흡수의 변형 및 진행성 파괴	⑤ 지진, 발파에 의한 충격(진동)
⑥ 동상 및 융해	⑥ 인장응력에 의한 균열의 발생
⑦ 고결제의 결합력 둔화	⑦ 균열 내에 작용하는 수압
⑧ 건조에 의한 모관력의 감소	

기술기사 1

면을 따라 발생한다고 본다. 한계평형상태를 유지하는데 필요한 전단강도를 가동 전단강도와 비교하여 파괴면의 전체 평균안전율을 구한다. 부분안전율을 사용하여 사면 안정을 해석할 수도 있다. 그러나 전체안전성은 여러 방법으로 고려한 한계상태 중의 하나로 결정된다. 표면침식 가능성, 높은 동수경사에 의한 내부 침식과 빈약한 다짐 상태, 과도한 변형과 기초지반의 지지력 파괴 등의 가능성도 또한 조사해야한다.

사면의 파괴를 일으키는 원인으로는 활동 이외에 침윤수에 의한 흙속의 공극수압이 영향을 미친다. 사면에 파괴가 일어나는 원인을 명확히 밝히기는 곤란하나 일반적으로 흙속의 전단응력을 증대시키는 외적요인과 흙의 강도를 감소시키는 내적요인으로 구분하여 생각해 볼 수 있다.

2.2 사면활동의 원리

단순사면에서 사면파괴와 활동면의 형상은 일반적으로 원호형이다. 사면을 이루는 흙덩이 내부에는 그림 2와 같이 중력작용에 의해 사면을 미끄러지려고 하는 방향으로 전단응력이 작용한다. 사면내 전단응력 분포는 일정하지 않으며 파괴되지 않고 균형이 잡혀 있는 상태(평형상태라고 한다)라고 전단응력은 사면선단에 집중되는 경향이 있다.

그림 2에서 사면이 미끄러지면 우선 사면의 선단부분에 한계상태(전단응력이 전단강도와 같다)가 발생되어 국부적인 파괴가 생기며 그 때까지의 평형이 상실된다. 그리고 그 인접 부분이 다음으로 응력집중을 받아 한계상태가 되어 국부적인 파괴가 상부로 순차적으로 전달되어 최종적으로 하나의 곡면을 이루면서 사면을 형성하는 흙덩이가 이동해서 파괴된다. 여기서 파괴된 곡면을 활동면이라고 하며, 이중 가장 활동가능성이 높은 곡면을 임계활동면, 이 임계활동면이 원을 이룰 때 임계원이라고 한다.

2.3 사면안정 해석이론

사면안정해석은 현재 한계평형방법을 주로 사용하고 있다. 이 해석방법의 기본가정은 직선, 원호, 대수나선으로 가정된 표면이나 불규칙적인 표면을 따라 Coulmb의 파괴표준이 만족된다는 것으로 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안전성을 해석하는 것이다. 또한 문제를 단순화하기 위한 가정을 설정하고 이 방법을 사용하면 간단한 정역학적 이론으로 해를 얻을 수 있게 된다. 한계평형법은 사면의 안정해석에 널리 사용되고 있으며 이 방법의 유용성과 신뢰성은 현재까지 축적된 경험을 통하여 잘 알려져 있다. 한계평형이론에 의한 사면안정 해석방법은 여러 가지가 있으나 그 정확성은 강도정수

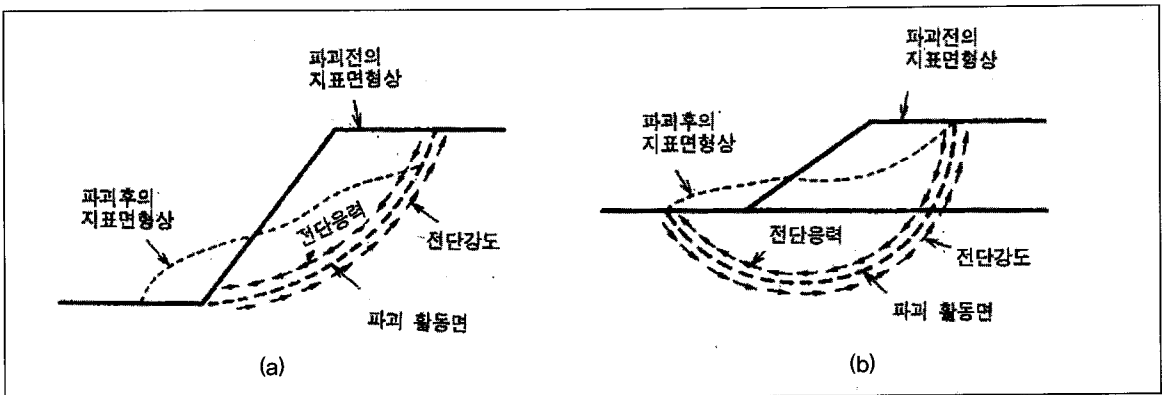


그림 2. 사면의 활동 파괴원리

와 사면의 기하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우된다. 대부분의 경우에 있어서는 강도정수와 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 결과에 더 큰 영향을 미치게 된다.

해석방법으로는 사면안전율이 최소인 임계활동면을 구하기 위한 방법으로 선형 파괴면 형식의 이론식인 $\phi = 0$ 해석법, Fellenius방법과 비선형 파괴형식의 이론식인 Bishop방법, Janbu의 방법, Spencer의 방법, Morgenstern and price 방법과 기타 방법인 일반한계평형(GLE) 방법, 대수나선해석방법, 무한사면해석법, 흙쌓기해석법 등이 있다.

한계평형이론에 의한 사면안전해석법은 다음 4가지 특성을 공통적으로 가지고 있다.(Duncan & Wright, 1980)

- ① 안전율 F의 정의가 동일하다. 즉,

$$F = \frac{S}{\tau} \quad \text{식 (1)}$$

여기서, S: 전단강도(shear strength)

τ : 전단응력(shear stress)

안전율이 전단강도의 힘으로 정의되기 때문에 안전율은 가장 중요한 미지수가 된다.

- ② 흙의 강도-변위 특성은 non-brittle이며, 큰 변위가 일어나는 동안에도 전단강도의 값은 동일하다고 생각한다. 한계평형방법에서는 변위를 전혀 고려하지 않으므로 이러한 가정이 필요하게 된다. 따라서 엄격히 말하자면 이 방법은 잔류강도 (Residual strength)가 최대강도(Peak strength)보다 훨씬 적은 흙 사면 안정해석에는 부적당하다. 실제에서 이러한 난점은 최대강도 보다 적은 강도를 채택함으로써

표 2. 사면안전해석법의 분류

구분	사면안전해석법
선형법 (Linear Method)	무한사면안전해석법
	Sliding block 혹은 Wedge해석법
	$\phi_u = 0$ 법(중량법)
	Fellenius법(절편법(Moment))
비선형법 (Non Linear Method)	일반한계평형해석법(GLE)
	Bishop간편법
	Janbu간편법(절편 힘의 평형법)
	Spencer법
	Morgenstern & Price법

극복하고 있다.

- ③ 전단응력 τ 와 활동면의 수직응력(σ)은 다음과 같이 전단강도 S를 구하는 데 필요하다.

$$S = C + \sigma \cdot \tan \phi \quad \text{식 (2)}$$

- ④ 한계평형법에 의한 사면안전해석은 부정적 문제이다. 즉, 미지수의 수가 방정식의 수 보다 많다. 따라서 해를 구하기 위해서는 미지수의 수와 방정식 수의 차이를 보완할 수 있는 개수만큼의 가정을 도입하고 있다. 즉, 방정식, 미지수 및 가정은 다음과 같이 설정하고 있다. 사면을 n개의 절편으로 나누면 방정식 수는 3n개(연직력, 수평력, 모멘트 평형), 미지수는 (5n-2)개, 힘의 평형식 또는 모멘트 평형식으로 구한다.

3. 활동사면에 대한 고찰

3.1 사면활동 개요

본 검토구간은 전라남도 목포와 무안군에 위치한 남악 신도시 조성현장 중 남악 4-2공구 중로 1-28의 Sta.No. 6~16(L=200m) 구간에 대해 2008년 2월 2일에 발생된

기술기사1

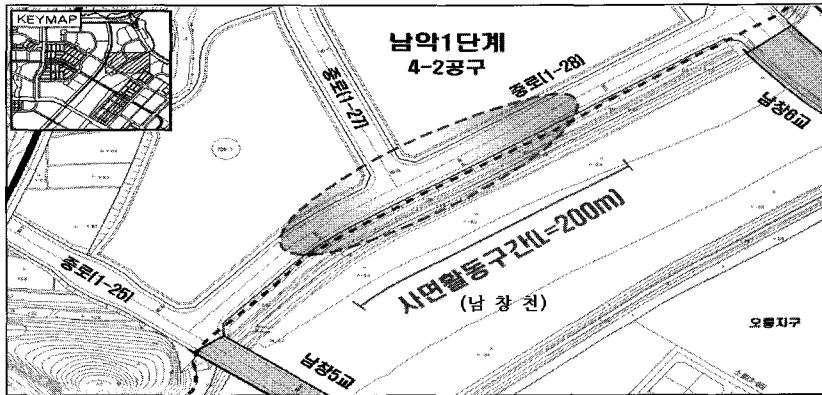


그림 3. 사면활동 현황

표 3. 성토 시공현황

성토일자	성토고(m)		최종성토후 경과일	비고
	총 성토고	추가성토고		
07.06.25	5.800	0.727	77	* 원설계 조건 : 7.0m 성토후 20일 이상 대기
07.10.23	6.458	0.658	120	
08.01.29	7.016	0.558	98	
08.02.02	미확인	미확인	성토중 파괴	
		(설계시 총 성토고 7.868m)		

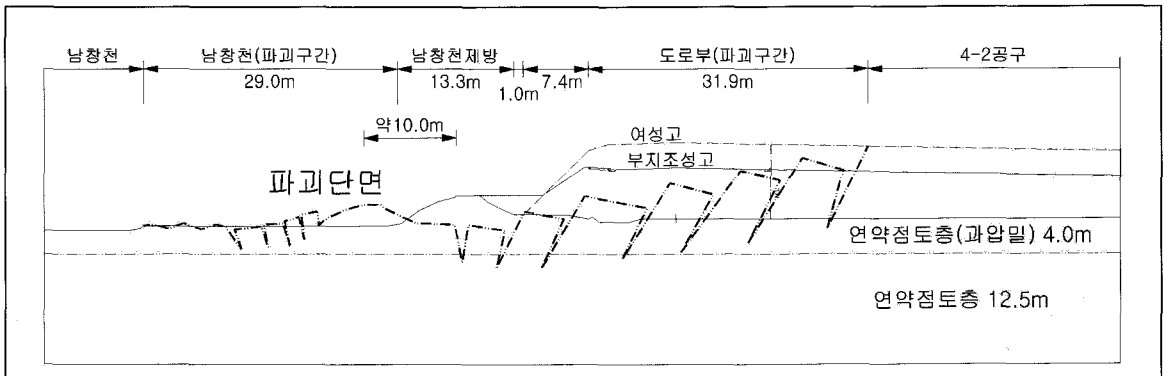


그림 4. 사면활동 단면

사면활동을 대상으로 하고 있다. 사면활동현황 및 시공성 토현황은 그림 10과 같다.

본 대상구간에 있어서 성토시공현황은 표 3과 같으며, 등고면 단계성토 후 다음 성토 단계까지 77~120일의 성 토 및 압밀대기시간이 경과한 것으로 확인되었으며 성토

고 7.016m이후 3일 동안 성토진행 중에 사면활동이 발생 하였다.

사면활동으로 인하여 제외지측 고수부지가 약 2.0~2.5m 용기하였으며, 외측으로 25~30m 이동하였으며, 이에 대 한 활동단면은 그림 4와 사진 1과 같다.

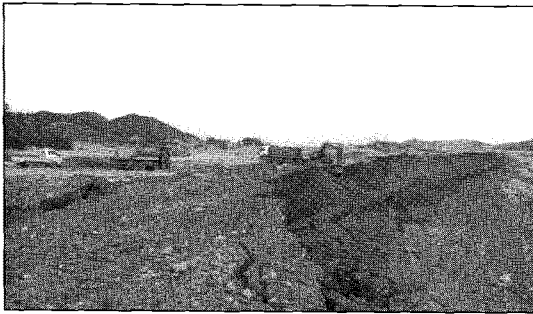


사진 1. 사면활동전경

3.2 지반조사 결과 분석

가. 지반조사 개요

사면활동 발생 후 활동발생구간에 대한 활동면 및 지반 강도파악과 활동인접구간에 대한 안정적인 추가성토시행을 위하여 지반조사를 수행하였다.

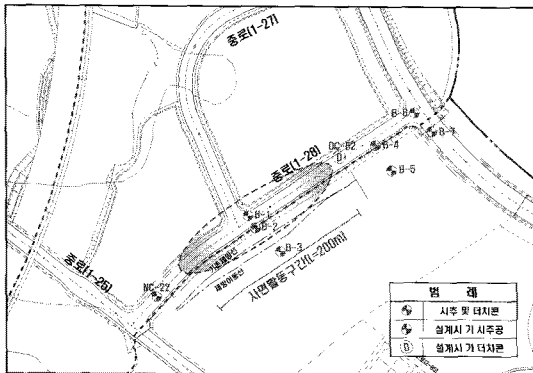


그림 5. 지반조사 위치도

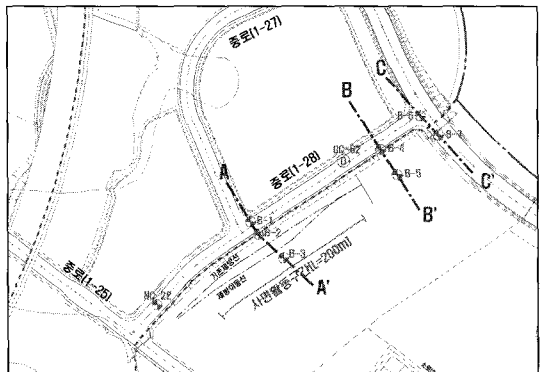


그림 6. 지반조사 위치 및 지층 단면선정

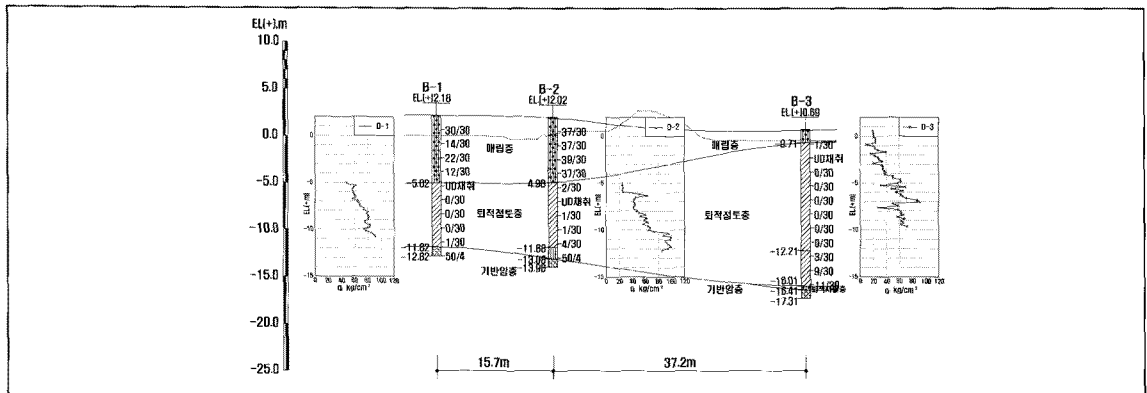


그림 7. 지층 단면도 (A-A')

나. 지반조사 활용방안

① 활동 구간

- Dutch Cone 우선 시행을 통해 원지반 강도 및 활동 교란지반강도 확인
- Dutch Cone 결과를 바탕으로 시추조사를 시행하여 활동지층을 확인하고 자연시료를 채취하여 실내시험 실시

② 비활동 인접구간

- 성토구간 및 사면 선단부 비성토 구간의 원지반 조사를 통해 이후 계획성토로 인한 안정성 확보대책 수립에 활용

기술기사1

다. 지반조사 결과

① 지층현황(사면활동발생 후)

지반조사는 시추조사 및 더치콘관입시험을 각각 7개소에 시행하였으며, 그에 따른 지층단면현황은 그림 6과 같이 나누었으며 그중 대표적인 지점은 그림 7과 같다.

사면활동구간의 중앙부단면(A-A' : 그림 14)을 보면 약 5m정도 성토체가 붕락하여 고수부지층이 1~2m정도 융기한 것으로 나타나며, 나머지 단면에서도 약 2.0m정도의 성토층 붕락과 고수부지층의 융기됨을 알 수 있다.

② 사면활동후의 원지반강도

원지반강도는 실내시험과 현장시험을 비교하여 분석하였다. 실내시험의 경우 일축압축시험과 삼축압축시험(UU)에서 구한 점착력을 통해, 현장시험의 경우 더치콘관입시험에서 구한 qc값을 통해 원지반강도를 추정하였으며, 원설계값과 비교분석하였다.

실내시험에서의 점착력검토결과 원설계값과 유사한 값을 나타내며, B-2의 9.0~9.8m심도에서의 점착력값(C=0.16~0.22tf/m²)은 활동에 의한 교란영향으로 특이값을 나타내었다.

더치콘관입시험에 의한 콘지수(q_c)분석결과는 다음과 같다.

- 사면 활동구간(A-A' 구간, D-1,2,3) : 성토의 영향이 큰 D-1은 EL.(-) 5.0m 기준으로 하부는 강도 증가의 경향을 보이고, 상부는 원설계보다 강도가 낮게 나타나며, D-2는 원 설계 보다 qc가 낮은 것으로 판단되며, D-3은 성토의 영향이 없는 지점으로 EL.(-) 5.0m 하부는 원설계와 유사하게 나타남
- 과거 사면활동 구간(B-B' 구간, D-4,5) : EL. -5.0m 지점을 기준으로 상부 qc는 원설계시 조사 공인 DC-62의 qc와 비교했을 때 저하된 경향을 나타내어 사면 활동에 의한 영향으로 qc가 원지반보다 감소된 것으로

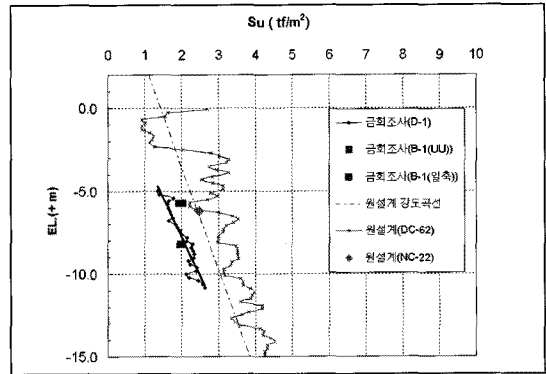


그림 8. Su분석 (B-1, D-1)

로 사료되며, 하부구간은 비슷하거나 약간 증가된 경향을 나타냄

- 사면 비활동 구간(C-C' 구간) : D-6 상부심도 구간의 경우 성토하중에 의한 강도증진을 고려할 때, 원래의 강도가 낮았거나 강도증진 효과가 크지 않은 상황으로 판단할 수 있으며, D-7은 전반적인 경향이 원설계시 D-62와 거의 일치함

실내시험결과(C_{uu})와 더치콘관입시험(qc)결과를 토대로 Su값을 추정할 수 있으며, 각 구간별로 볼 때 활동발생 구간은 활동의 영향으로 당초설계시보다 강도가 저하된 결과를 보이며, 그 외 조사지점에서는 당초설계와 비슷한 강도값을 보였다. 이는 강도 증가의 영향으로 당초 설계시 강도보다 커야 되나 비슷한 범위의 값으로 나타난 것을 감안하면, 본 검토구간의 강도가 일반 설계구간보다 당초부터 국부적으로 강도가 낮게 형성되어 사면활동의 가능성이 큰 구간인 것으로 판단된다. 오른쪽 그림 8은 B-1지점에 대한 Su분석결과로 $Su = -0.212 \times EL(m) + 0.352 (tf/m^2)$ 의 경향성을 나타낸다.

4. 사면활동원인 규명 및 대책공법

4.1 사면활동원인 규명

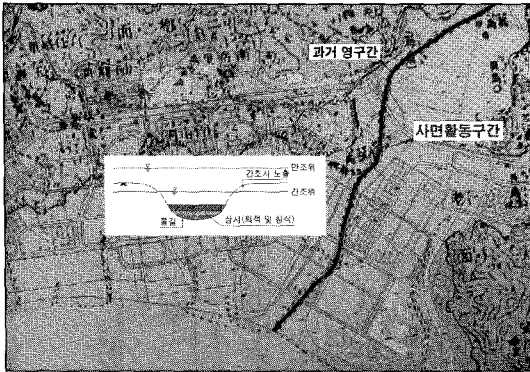


그림 9. 고지형도 분석결과 (영구간분포)

가. 문헌분석

고지형도 및 지역주민 탐문결과 본 활동구간은 과거 조수간만 영향지역으로 물길에 존재했으며, 그로 인하여 다른 지점보다 연약한 특성을 나타낸다.

일반적으로 조수간만 지역은 자중압밀, 건조화 등의 작용으로 유효응력이 증가하지만, 물길(즉 영구간)의 경우 지속적인 퇴적 및 침식, 이동 등의 영향으로 불안정한 해성 점토층을 이루게 되어 공학적으로 안정성이 떨어진다.

나. 지반특성분석

① 더치콘시험에 의한 분석(Nk)

현재 사면 활동이 일어난 D-1, 2, 3와 과거 사면 활동이 일어난 D-4 구간은 Nk값이 30 이상(35~50)으로 크게 나타나며, 이는 사면 활동에 의한 지반 교란의 영향도 있지만 고지형도 분석결과 해당구간이 과거 영구간으로 당초부터 강도가 약한 구간이었을 것으로 추정된다.

나머지 D-5, 6, 7 구간은 Nk가 22~25 정도로 설계시 Nk = 20과 비슷하고 강도값도 비슷하나 해당구간이 성토에 의한 압밀로 강도증진이 되었을 것을 감안할 때 당초 원설계당시 설계값보다 낮았을 것으로 추정된다.

② 실내시험에 의한 분석(예민비)

그림 10에서 보는 바와같이 과업구간의 예민비는 7.2~11.8로 대체로 8.0이상의 Quick Clay에 가까운 점토로 분류되어 교란시 전단강도저하가 크며, 영구간의 퇴적 이력특성으로 인하여 주변지반에 비해 교란시 강도저하가 큰 불안정한 상태로 판단된다.

특히, 사면활동이 발생한 구간(B-1~3)은 예민비 10이상으로 상대적으로 큰 범위를 나타내며, 지반토질이 극미세립의 점토로(#200 통과율 98% 이상) 초연약지반의 고함수비 예민성 토질 및 과잉공극수압의 소산시간이 지연되기 쉬우며 횡토압 적용시 교란되기 쉽고 쉽게 활동현상

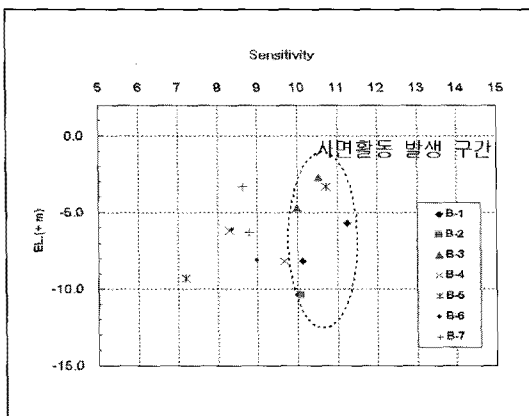


그림 10. 예민비 분석

구 분	심도(m)	EL	예민비
B-1	7.9	-5.7	11.25
B-1	10.4	-8.2	10.13
B-2	12.4	-10.4	10.07
B-3	3.4	-2.7	10.53
B-3	5.4	-4.7	10.00
B-4	12.4	-6.2	8.30
B-4	14.4	-8.2	9.67
B-5	4.4	-3.3	10.71
B-5	10.4	-9.3	7.20
B-6	12.4	-6.1	8.36
B-6	14.4	-8.1	8.98
B-7	5.4	-3.3	8.62
B-7	8.4	-6.3	8.80

기술기사 1

발생가능성이 큰 지반이었다.

③ 분석결과

중로 1-28구간은 과거 영구간의 영향으로 당초 설계시 강도보다 낮게 나타나며, 특히 사면 활동이 있었던 구간에서 크게 저하된 것으로 나타났다.

예민비 분석결과 전반적으로 예민한 점토로 차량주행 등 동적하중이 가해지면 급속하게 강도를 잃어버려 파괴가 일어날 것으로 예상되며, 이는 현장의 파괴양상과도 일치한다.

다. 파괴활동면 추정에 따른 원인검토

① 파괴활동면 추정

파괴활동면에 대한 추정은 활동구간 중앙부의 지반조사결과(B-1, 2, 3)에 의한 지층현황과 더치콘관입시험에 의한 강도변화를 검토하여 추정하였다.

도로중앙부인 B-1의 경우 뚜렷한 강도저하구간이 나타나지 않으므로 원지반에 근입된 성토체와 원지반의 경계부를 파괴면으로 추정할 수 있으며, 길어깨부인 B-2는 EL.(-)6.5~8.0m부근에서 전단에 의한 강도저하가 발생한 것으로 보이며, 고수부지인 B-3은 심도별 강도변화 경향이 다소 불규칙하게 나타남으로 활동시 측방이동에 따른 교란영향으로 보이며, 검토결과는 그림 11과 같다.

따라서, 추정파괴면은 성토부의 지반침하 시작부분, 응기부분, 더치콘관입시험결과(B-2)의 강도저하부분(EL.(-)6.5~8.0m)을 고려할 때, 그림 12와 같으며, 1차 원호파괴와 1차파괴로 인한 성토부의 2차추가파괴가 발생한 것으로 보인다.

1차 원호파괴는 도로부 중앙부에서 시작되어 원호를 따라 원지반이 파괴되면서 성토체가 내려앉고 원호활동원 끝부분에서 응기를 발생시켰으며, 2차 파괴는 1차파괴로

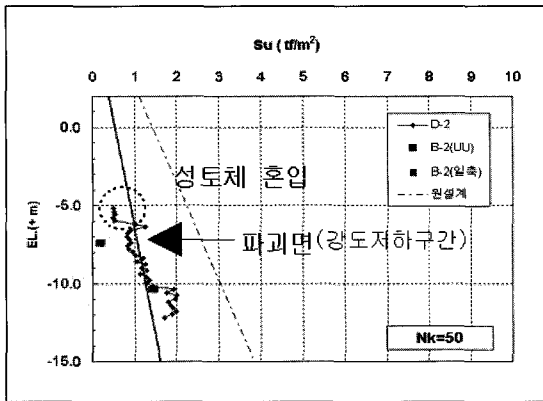


그림 11. 지반조사결과에 의한 파괴활동면 추정 (길어깨부)

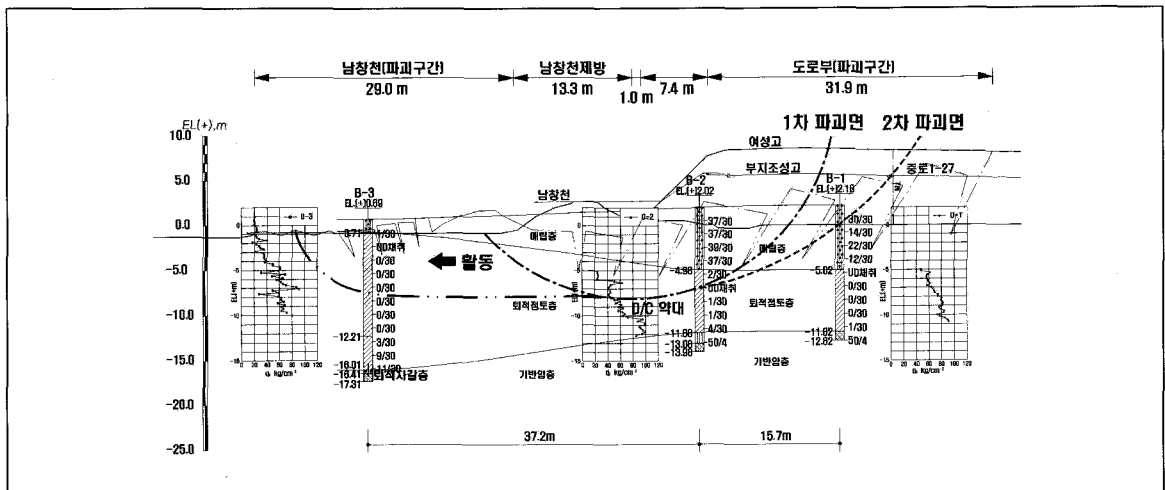


그림 12. 추정파괴활동면

성토체 및 원지반의 강도저하가 생겨 2차 파괴면을 따라 미끄러짐이 발생된 것으로 추정된다.

② 파괴시 전단강도 추정

설계시 초기강도와 강도증가율을 적용하여 설계시 안전율을 파악하고, 이를 통해 사면안정검토를 통한 역해석 결과를 토대로 파괴시 지반의 전단강도를 유추하였다.

또한, EL.(-)8.0m 하부는 사면활동에 의한 영향이 미치지 않았을 것으로 추정하여 급회 조사결과값을 적용하였으며, 상부구간은 기존설계강도를 기초로한 역해석을 수행하였다.

추정결과, 기존 설계시 강도를 적용한 해석시에는 안전율이 1.299로 안정하게 나오지만 영구간 퇴적으로 인한 저강도 구간을 고려하여 역해석을 수행한 결과 안전율이 1.0정도로 기존 설계시 적용된 강도보다 50%감소된 것으로 나타났으며, 이는 영구간의 퇴적이력에 의한 전반적인 강도저하로 판단된다.

4.2 복구대책공법

본 사면활동구간에 대한 복구대책은 시공기간 단축 및

안정성 확보를 위하여 도로 계획고를 하향조정하였으며, 이에 따른 안정 검토를 수행하였다.

가. 계획고 조정에 따른 압밀도검토

- ① 변경된 계획고 EL.(+)4.99m를 성토할 경우 잔류 침하량 10cm를 제외한 목표 침하량은 79cm로 현재 발생 침하량 79cm와 동일함
- ② 따라서, 변경된 계획고 성토시 목표침하량까지 침하가 완료되어 추가 압밀은 필요하지 않은 것으로 판단되므로, 공용허중이나, 침하량을 제외하고 계획고까지만 성토하는 것으로 계획함

나. 사면안정 대책

- ① 미보강시 안정검토
계획고 조정시에는 추가성토에 대한 압밀은 발생하지 않을 것으로 판단되므로 계획고 성토만 고려했으며, 계획고 미조정시에는 추가 압밀침하가 예상되므로 당초 계획고와 이에 따른 공용허중 및 침하토고를 적용한 성토높이를 적용하였다.

보강을 하지 않은 경우 안정검토결과 안전율은 계획고

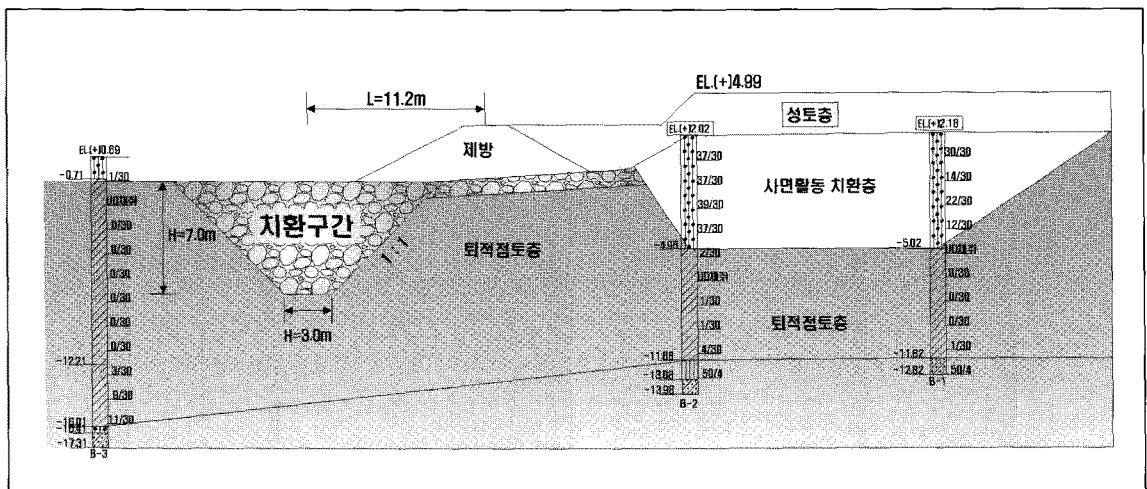


그림 13. 활동파괴구간 복구개략도

기술기사 1

조정시 $F_s=0.917$, 계획고 미조정시 $F_s=0.710$ 으로 기준안전을 만족하지 못하므로 표 6과 같이 보강대책공법을 비교하여 혼합석 치환공법을 적용하였다.

② 보강시 안정검토

계획고 조정 및 미조정시 모두 미보강시 안전율이 확보되지 못하므로 계획고 조정시(혼합석 치환 보강)와 미조정시(G.C.P 보강)에 대해서 안정성을 검토하였다.

계획고 조정시에는 혼합석치환 공법(치환심도 7m) 적용시 기준안전을 이상으로 안정성을 확보되며, 계획고 미조정시에는 G.C.P 보강(2.5×2.5m) 적용시 기준 안전율 확보가 가능한 것으로 검토되었다.

본 활동구간에 대한 대책공법은 시공성(대형장비 여부), 경제성 등을 고려할 때 혼합석치환공법이 적절하며, 혼합석의 자중과 점토지반의 마찰력으로 수평저항력이 커지므로 안정성을 증대시킬 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

5.1 사면활동 원인

가. 단지성토하중에 의한 사면지반내측의 지반토압증대 및 영구간 지반의 지지력부족으로 사면활동은

원호활동과 수평활동이 복합적으로 일어났다.

- 나. 과거의 영구간에 대한 문헌자료부족으로 인한 영구간 파악이 어려웠으며, 이로 인한 지반조사시험의 자료부족으로 영구간에 대한 특성파악이 누락되어 해당구간 활동파괴에 대한 예측검토가 부족하였다.
- 다. 활동파괴 형식은 일반적인 사면활동 파괴형식인 단일원호활동이 아닌 복합식 파괴로 설계시 예측과 상이하였다.
- 라. 인접한 야산에 발달한 기반암이 사고지역과 연결되어 경사진 연약지반에서 원호활동파괴와 동시에 전단된 활동면으로 수평활동력이 작용하여 연쇄적으로 대규모 지반활동으로 확대 전이되었다.

5.2 제언

- 가. 본 사면활동사례를 통해 볼 때, 설계당시부터의 일률적인 기초조사풍토 및 촉박한 설계기간 등의 국내 설계여건과 현장시공절차상의 공기단축압박 및 저가수주로 인한 부실시공 등을 방지할 수 있는 토목문화가 정립이 조금씩이나마 진행되어야 할 것이며,
- 나. 해안매립지에 대한 조사기준의 조정 및 보강을 통하여 시공시에 발생하는 불확실성으로 인한 공사여건악화를 방지할 수 있도록 노력하여야 할 것이다.

[참고문헌]

1. 김상규 저, "토질역학", 비탈의 안정
2. 박남서, 김성환, 이승호, 최용기, 박형동(2005), "사면안정기술", 한국지반공학회, Vol.16 No.5, pp.11~18
3. 이승, 김종수, 강명찬 공저, "토질역학", 사면의 안정
4. 전성기(2001), "사면안정과 설계실무편람", 엔지니어스
5. 한국지반공학회(1997), "사면안정 학술발표회 논문집", P154~163