

사면파괴 하부 점토지반 비배수강도의 평가

이승현¹, 한진태^{2*}

¹선문대학교 토목공학과, ²한국건설기술연구원

Estimation of Undrained Shear Strength of Clay under Failed Slope

Seung-Hyun Lee¹ and Jin-Tae Han^{2*}

¹Dept. of Civil Engineering, Sunmoon University

²Korea Institute of Construction Technology

요약 사면파괴가 발생한 사면의 하부 연약지반에 대한 현장원치시험결과와 실내시험결과 그리고 강도 추정식에 의한 결과를 상호 비교분석해 보았다. 사면 하부연약지반에 대한 콘관입시험결과와 현장베인시험결과를 비교를 통해 결정된 연약지반의 콘계수값은 12였다. 콘관입시험자료로부터 콘계수 추정식을 적용하여 구한 연약지반의 비배수강도는 현장베인시험에 의한 그것보다 보수적인 값을 주었다. 압밀시험결과를 이용한 추정식을 통해 연약지반의 비배수강도를 추정하고 현장베인시험에 의한 비배수강도와 비교해 보았다. 세 가지 방법을 통한 추정결과에 따르면 Jamiolkowsky 방법에 의한 결과가 시험을 통해 구한 결과에 가장 근접하였으며 현장베인시험에 의한 비배수강도에 비해 0.88~1.23 범위의 값을 보였다.

Abstract Results of in-situ test, laboratory test and strength prediction method for the soft soil underlain by failed road embankment were compared each other. Comparing cone penetration test results with the field vane test results it can be seen that cone factor is 12. Undrained shear strengths determined from the cone factor which was predicted by prediction equation were smaller than those obtained from field vane tests. Among the prediction methods Jamiolkowsky's method gave close strengths to the measured undrained shear strengths by field vane tests and strength ratio were 0.88~1.23.

Key Words : In-situ test, Laboratory test, Undrained shear strength, Cone factor, Prediction Method

1. 서론

점토지반에 구조물 설치를 위한 설계시 필요한 지반특성은 기본물성, 압밀특성 그리고 점토지반의 강도라 할 수 있는데 그 중 점토지반의 강도를 신뢰성 있게 결정하는 것이 상당히 중요하다. 점토지반의 강도를 직접적으로 결정할 수 있는 대표적인 방법으로는 현장베인시험(FVT)을 들 수 있고 간접적으로는 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT) 등을 들 수 있다. 본 연구에서는 연약지반의 존재로 인해 사면파괴가 발생한 지역에 대한 콘관입시험

결과와 현장베인시험결과 그리고 실내시험결과를 종합적으로 비교분석하여 점토지반의 강도 및 그와 관련된 설계정수를 신뢰성 있게 결정하고자 하였다.

2. 지반조사 개요

지반조사 대상지역은 경기도 안산 소재 성토현장으로 성토층 성토체 하부 연약지반의 존재로 인해 사면파괴가 발생하였다. 이에 성토사면의 파괴원인규명과 그에 따른

*Corresponding Author : Jin-Tae Han

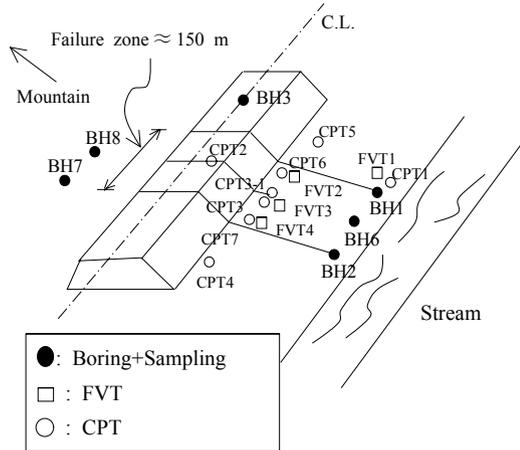
Tel: +82-10-9021-7159 email: jimmyhan@kict.re.kr

접수일 12년 07월 25일

수정일 12년 11월 06일

게재확정일 12년 11월 08일

대책을 수립하기 위한 자료를 얻기 위하여 지반조사를 실시하였는데 그 내용이 그림 1에 나타나 있다. 그림 1에는 성토사면과 인근의 상황이 개략적으로 나타나 있다. 사면파괴 발생영역은 약 150 m에 이르는 구간으로 파괴 발생영역을 중심으로 보링과 샘플링(Boring+Sampling), 콘관입시험(CPT) 그리고 현장베인시험(FVT)을 실시하였다. 그림 1에 나타나 있는 바와 같이 보링과 샘플링은 6 개소에 대하여 실시하였는데 일련번호가 다른 이유는 사면파괴가 발생한 지역과 상당히 떨어져 있는 곳에서도 보링을 실시하였기 때문이다. 콘관입시험은 8개소에 대하여 하였으며 현장베인시험은 4개소에 대해 하였다.



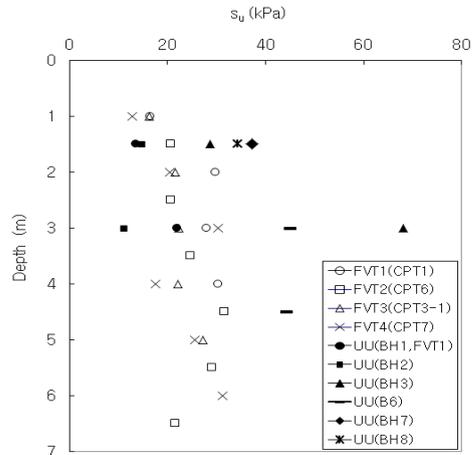
[그림 1] 지반조사
[Fig. 1] Site investigation

보링시 샘플링을 통해 얻은 시료는 실내시험을 통해 흙의 기본물성을 구했고 압밀시험을 실시하였는데 점토 지반은 대체로 통일분류법에 의하면 CH 또는 CL로 분류된다. 보링공번호 BH1, BH2 그리고 BH6은 그림 1에 나타나 있듯이 하천인근 위치를 의미하고 BH3은 사면상단 위치 그리고 BH7, BH8은 하천 반대쪽 위치임을 알 수 있다.

3. 점토지반의 강도 분석

대상지반에 대하여 실시한 보링결과를 통해 볼 때 사면파괴가 발생한 지역의 토질은 지표면으로부터 매립층, 연약층, 풍화토층 그리고 풍화암층의 분포를 보이며 시추공에 따라 차이가 있으나 약 0.5 m 두께의 매립층 아래로 3~6 m 두께의 연약층이 존재한다. 연약지반의 강도결정을 위해서 현장베인시험과 더불어 비압밀비배수 삼축시

험(UU test)을 실시하였는데 강도시험에 의한 강도분포를 그림 2에 나타내었다.



[그림 2] 비배수강도 분포
[Fig. 2] Distribution of undrained shear strength

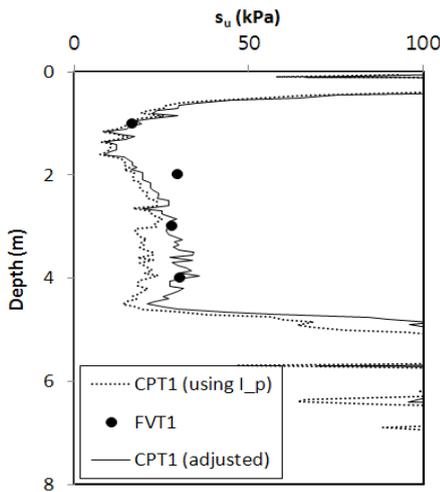
그림 2에 나타난 바와 같이 현장베인강도시험결과에 따르면 깊이별로 비배수강도값은 대략적으로 30kPa 보다 작아 파괴발생구간에 대하여 하천쪽 하부지반이 연약지반임을 보여준다. 또한 깊이 1~2 m에 대하여 비배수 강도가 증가하는 양상을 보이며 2 m 보다 큰 깊이에서 비배수강도에 큰 변화가 없음을 알 수 있다. 비압밀비배수 삼축시험에 의한 비배수강도는 하천 인근위치의 보링공 BH1과 BH2에 대하여 현장베인시험에 의한 강도보다 작은 값을 보이며 BH6에 대해서는 현장베인시험에 의한 강도보다 큰 값을 보인다. 사면 중심선상의 보링공 BH3에 대하여 삼축시험을 통한 비배수강도는 상대적으로 큰 값을 보이며 사면을 중심으로 하천 반대편에 위치한 보링공 BH7,8에 대한 1.5 m 깊이에서의 삼축시험에 의한 비배수강도는 하천쪽의 비배수강도에 비해 약간 큰 값을 보인다. 비록 하천 반대쪽 지반의 강도 자료가 많지는 않으나 하천 반대쪽 및 사면 중심선상 하부지반의 비배수 강도가 하천쪽의 비배수강도보다 크다는 사실이 사면파괴가 하천방향으로 발생한 사실을 뒷받침한다고 볼 수 있다. 설계를 위한 연약지반의 두께 및 강도결정을 위해서 콘관입시험결과를 활용할 수 있는데 콘관입시험결과로부터 연약지반의 강도결정을 위해서는 콘계수(cone factor)값이 필요하다. 콘선단저항(q_c)을 얇은기초의 지지력 형태로 나타내면 식 (1)과 같다.

$$q_c = N_k s_u + p_0 \quad (1)$$

식 (1)에서 p_0 는 전응력으로 표현되는 상재압력을 의미하고 N_k 는 콘계수를 의미한다. 콘계수값은 대체로 10~30 범위의 값을 보이며 일반적으로 15~20 범위의 값이 사용된다[1]. 한편, 소성지수(I_p)를 이용한 콘계수의 추정식은 식 (2)와 같다[2].

$$N_k = 19 - \frac{I_p - 10}{5}, \quad I_p > 10 \quad (2)$$

보링공 BH1에 대하여 콘계수를 적용한 비배수강도 (s_u)분포를 현장배인강도와 함께 나타내면 그림 3과 같다.



[그림 3] 비배수강도 비교 (BH1)
[Fig. 3] Comparison of s_u (BH1)

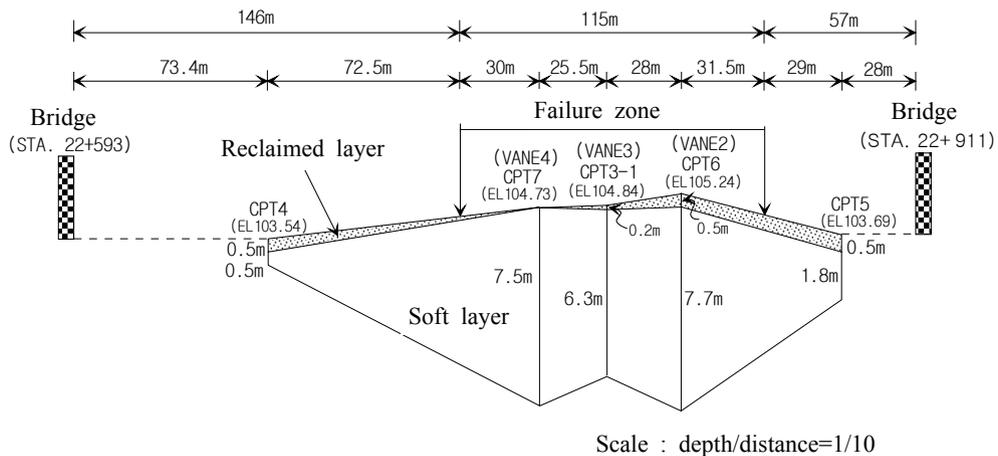
그림 3에서 점선은 식 (2)를 통해 추정된 비배수강도를 나타내며 실선은 현장배인강도분포에 부합되도록 콘계수를 조정한 결과인데 실선으로 나타낸 분포에 적용한 콘계수는 12이다. 식 (1)에서 p_0 의 계산에 적용한 단위중량은 시료채취를 통해 얻은 값을 적용하였고 식 (2)에서의 소성한계는 아터버그한계시험결과로부터 구한 값을 적용하였는데 깊이 1.5m, 3m 그리고 4.5m에 대하여 계산된 콘계수는 각각 13.8, 13.8 그리고 18이다. 그림 3을 통해 알 수 있듯이 소성지수를 이용하여 콘계수를 추정할 경우의 비배수강도는 현장배인시험에 의한 비배수강도보다 작음을 알 수 있다. 하천쪽으로 사면하단부 근처에서 수행된 현장배인강도와 콘계수에 의한 비배수강도를 비교하여 콘계수를 결정해 보았는데 BH1에 대한 콘계수는 표 1과 같다.

[표 1] 콘계수, N_k

[Table 1] Cone factor, N_k

FVT no.	CPT no.	N_k
FVT1	CPT1	12
FVT2	CPT6	11
FVT3	CPT3	10
	CPT3-1	12
FVT4	CPT7	11

표 1을 통해 알 수 있듯이 하천쪽 사면하부지반의 콘계수는 10~12의 값을 보인다. 콘계수를 12로 보아 그림 1의 CPT3-1, CPT6 그리고 CPT7 시험위치의 하부지반에 대하여 콘관입자료로부터 연약지반두께를 결정하였다.



[그림 4] 연약층 두께
[Fig. 4] Thickness of soft layer

연약지반의 판정은 콘계수를 적용하여 결정한 비배수강도가 40kPa 이하가 될 때로 하였는데 결정된 연약지반의 두께는 그림 4에 나타내었다. 그림 4를 통해 알 수 있듯이 사면파괴 발생영역 하부지반은 두께 6.3~7.7m의 분포를 보인다. 그림 4의 양쪽 모서리에 위치한 CPT4와 CPT5의 콘관입자료로부터 결정한 연약지반의 두께를 고려해볼 때 사면파괴 발생영역으로부터 양방향으로의 연약층 두께가 감소될 것으로 추정된다.

한편 그림 1의 CPT2의 시험자료로부터 연약층의 두께를 결정하면 5.2m 이다. 따라서 사면 횡단면에 대하여 그림 1에 나타난 현장 주변 지형을 고려해 볼 때 하천 반대 쪽으로 갈수록 연약층의 두께가 감소될 것으로 생각된다. 압밀시험결과를 이용한 추정식에 의한 점토지반의 비배수강도(s_u)를 현장배인시험에 의한 비배수강도와 비교해 보기 위해 기존의 제안식을 이용해 보았는데 식 (3), 식 (4) 그리고 식 (5)와 같다. 식 (3)은 과압밀점토지반의 선형압밀압력을 이용하여 비배수강도를 추정하는 방법[5]이고 식 (4)는 점토지반의 유효연직응력과 과압밀비를 이용하여 비배수강도를 추정하는 방법[3]이며 식 (5)는 정규압밀 및 과압밀지반에 적용할 수 있는 방법[4]이다. 편의상 식 (3),(4),(5)에 의한 방법을 각각 US NAVY 방법, Jamiolkowski 방법 그리고 Mesri 방법으로 명명한다.

$$s_u = p_c' (0.11 + 0.0037I_p) \quad (3)$$

$$s_u = p_0' (0.23 \pm 0.04) OCR^{0.8} \quad (4)$$

$$s_u = 0.22p_c' \quad (5)$$

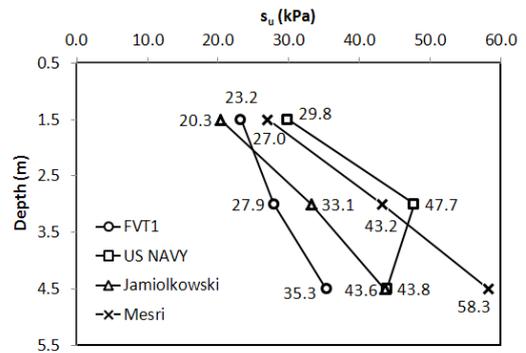
식 (3)~(5)에서 p_0' 은 유효연직응력을 의미하고 p_c' 은 선형압밀압력을 의미한다. 식 (4)는 소성지수가 60보다 작은 점토지반에 적용가능하며 소성지수 높을수록 상한에 가까운 값을 사용하고 소성지수가 낮을수록 하한에 가까운 값을 사용한다. 앞서 언급한 바와 같이 그림 1에서 보링공 BH1, BH2, BH6 그리고 BH8에 대해서는 피스톤샘플링으로 불교란시료를 채취하여 압밀시험을 실시하였는데 강도와 관련된 압밀시험결과가 표 2에 나타나 있다. 표 2의 과압밀비(OCR)를 통해 알 수 있듯이 현장의 점토지반은 대체로 심하게 과압밀(heavily overconsolidated) 되었음을 알 수 있다. 표 2에는 해당 깊이에서의 소성지수(I_p)와 현장배인시험에 의한 비배수강도값도 함께 나타내었다.

[표 2] 압밀시험결과

[Table 2] Results of consolidation tests

BH1			FVT1		
Depth (m)	I_p (%)	p_0' (kPa)	p_c' (kPa)	OCR	s_u (kPa)
1.5	36	14.7	122.6	8.3	23.2
3.0	36	25.8	196.2	7.6	27.9
4.5	15	41.3	264.87	7.1	35.3
BH2			FVT4		
Depth (m)	I_p (%)	p_0' (kPa)	p_c' (kPa)	OCR	s_u (kPa)
1.5	32	12.8	196.2	15.4	16.6
3.0	31	23.3	206.0	8.8	30.4
4.5	18	35.7	206.0	5.8	21.6
BH6			FVT3		
Depth (m)	I_p (%)	p_0' (kPa)	p_c' (kPa)	OCR	s_u (kPa)
3.0	37	25.5	255.1	10	27.3
BH8			FVT3		
Depth (m)	I_p (%)	p_0' (kPa)	p_c' (kPa)	OCR	s_u (kPa)
1.5	21	16.7	186.4	11.2	21.2

표 2에 나타난 압밀자료 등을 이용하여 식 (3)~(5)를 통해 점토지반의 비배수강도를 추정해 보았는데 BH1에 대한 추정 비배수강도와 현장배인시험에 의한 비배수강도는 그림 5와 같다.

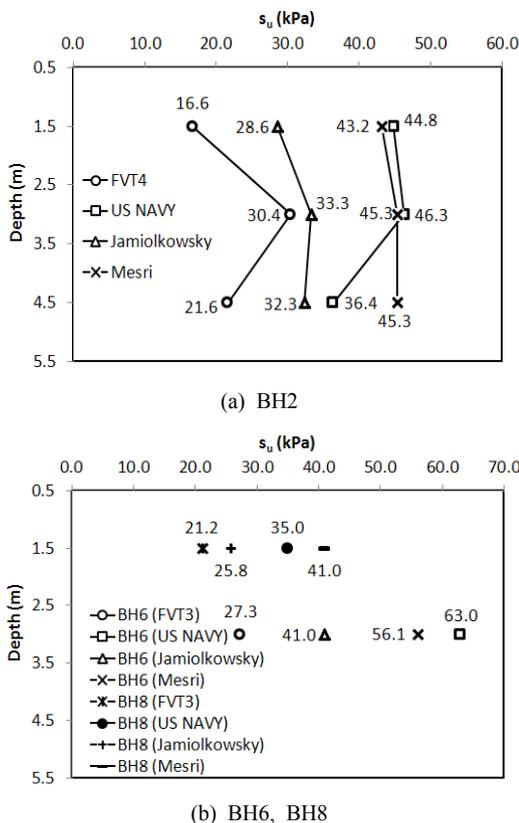


[그림 5] 비배수강도의 비교 (BH1)

[Fig. 5] Comparison of s_u (BH1)

그림 1을 통해 알 수 있듯이 현장배인시험을 BH1 근처에서 수행했으므로 현장배인시험에 의한 비배수강도를 추정식에 의한 비배수강도와 직접 비교가 가능하다. 그림

5를 통해 알 수 있듯이 대체로 추정식에 의한 비배수강도가 현장배인시험에 의한 비배수강도보다 큼을 알 수 있다. 비배수강도의 추정에 적용한 세가지 방법 중 Jamiolkowski 방법에 의한 비배수강도가 현장배인시험에 의한 비배수강도와 가장 근접한 결과를 보여주며 현장배인시험에 대한 강도비는 0.88 ~ 1.23 이다. 표 2에서 BH2, BH6 그리고 BH8에 대해서는 근처에서의 현장배인 시험자료가 없으므로 그림 1을 참조하여 보링공 위치에 가장 가까운 현장배인시험자료를 이용하여 추정식에 의한 비배수강도와 비교해 보았는데 그림 6과 같다.



[그림 6] s_u 의 비교 (BH2, BH6, BH8)
 [Fig. 6] Comparison of s_u (BH2, BH6, BH8)

그림 6a에서 BH2에 대한 비배수강도 비교를 위해 현장배인시험에 의한 비배수강도는 FVT4에 의한 강도값을 이용하였고 그림 6b에서 BH6, BH8에 대한 추정 비배수강도와 비교를 위해 현장배인시험 FVT3에 의한 강도값을 이용하였다. 그림 6을 통해 알 수 있듯이 전체적으로 추정식에 의한 비배수강도는 현장배인시험에 의한 비배수강도보다 큼을 알 수 있으며 Jamiolkowski 방법에 의

한 비배수강도의 추정값이 현장배인시험에 의한 비배수강도와 가장 가까움을 알 수 있다.

4. 결론

사면파괴가 발생한 사면의 하부 연약지반에 대한 현장 원위치시험결과와 실내시험결과 그리고 강도 추정식에 의한 결과를 비교분석해 보았는데 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

- [1] 사면 하부연약지반에 대한 콘관입시험결과와 현장 배인시험에 의한 비배수강도를 비교분석하여 콘계수값을 결정하였는데 해당 사면 하부 점토지반에 대하여 결정된 콘계수값은 12였다.
- [2] 결정된 콘계수값을 적용하여 구한 사면하부 연약층의 두께와 사면주변의 현장지형을 고려해 볼 때 노선 종방향으로의 사면파괴발생위치 및 횡방향으로의 사면파괴발생방향이 분석결과에 부합됨을 알 수 있었다.
- [3] 콘관입시험자료로부터 콘계수 추정식을 적용하여 구한 연약지반의 비배수강도는 현장배인시험에 의한 그것보다 보수적인 값을 주었다.
- [4] 압밀시험결과를 이용한 추정식을 통해 연약지반의 비배수강도를 추정하고 현장배인시험에 의한 비배수강도와 비교해 보았는데 세가지 방법을 통한 추정결과에 따르면 Jamiolkowsky 방법에 의한 결과가 시험을 통해 구한 결과에 가장 근접하였으며 현장배인시험에 의한 비배수강도에 비해 0.88~1.23 범위의 값을 나타내었다.

References

- [1] Bowles, J. E., Foundation analysis and design, McGraw-Hill, Inc., pp. 149, 1988.
- [2] Budhu, M., Soil mechanics and foundations, John Wiley & Sons, Inc., pp. 273, 2007.
- [3] Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R., "New developments in field and laboratory testing of soils", *Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, A.A. Balkeman, Rotterdam, Vol. 1, pp. 57-153, 1985.
- [4] Mesri, G., "Discussion: new design procedure for stability of soft clays." *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*,

100(GT4), pp. 409-412, 1975.

- [5] U.S. NAVY, Soil Mechanics, NAVFAC Design Manual
7.1. Naval Facilities Engineering Command. Arlington,
VA. 1982.

이 승 현(Seung-Hyun Lee)

[정회원]



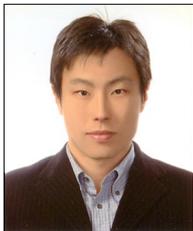
- 1988년 8월 : 서울대학교 토목공학과 (공학사)
- 1991년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학석사)
- 1997년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학박사)
- 2000년 3월 ~ 현재 : 선문대학교 토목공학과 교수

<관심분야>

토질역학, 기초공학

한 진 태(Jin-Tae Han)

[정회원]



- 1999년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학사)
- 2001년 2월 : 서울대학교 지구환경시스템공학부 (공학석사)
- 2006년 8월 : 서울대학교 지구환경시스템공학부 (공학박사)
- 2011년 12월 ~ 현재 : 한국건설기술연구원 Geo-인프라연구실 수석연구원

<관심분야>

지반내진공학, 기초공학