

연약지반상 압성토의 최적단면 및 측구위치 결정을 위한 해석적 연구

An Analytical Study for Determining Optimum Section and Trench Range on Soft Counter Weight Fill

박종철¹, 장용채^{2*}, 백인철³, 정동환⁴

Jongcheol Park¹, Yongchai Chang^{2*}, Incheol Baek³, Donghwan Jung⁴

¹Associate, POSCO E&C. Republic of Korea

²Member, Professor, Dept. of ocean · plant civil Engineering, Mokpo National Maritime University. 91 Haeyangdaehak-ro, Mokpo-si, Jeollanam-do, 530-729, Republic of Korea

³Graduate Student, Dept. of ocean · plant civil Engineering, Mokpo National Maritime University. 91 Haeyangdaehak-ro, Mokpo-si, Jeollanam-do, 530-729, Republic of Korea

⁴Graduate Student, Dept. of ocean · plant civil Engineering, Mokpo National Maritime University. 91 Haeyangdaehak-ro, Mokpo-si, Jeollanam-do, 530-729, Republic of Korea

ABSTRACT

The counter weight filling is a technology to accumulate soils on the side of berm with a proper width and height for improving the stability of the embankment. This study aims to assess a feasibility of the counter weight filling in the construction of pavement roads for recovery of shear failure during the construction. An effective counter weight filling section was suggested using the numerical analysis. The results showed that the effective counter weight filling section is two-fold (x2) higher than the ratio of width in counter weight filling : embankment height and one third (1/3) to the ratio of height in counter weight filling : embankment height. Also a range of effective trench crossing the counter weight filling required when a trench crossing counter weight filling is installed was suggested by supplying a proper distance between the counter weight filling section and cross-sectional trench.

요 지

가 : 2 (2H),
1/3(H/3) 가

Keywords : Counter weight fill method, Numerical analysis, Safety factor, Embankment, Shear failure

1. 서 론

연약지반은 우리나라 서·남해안 지역에 대부분 분포하고 있으며, 충분한 지지력을 갖지 않은 지반으로 표준관입

시험의 N 값이 0~4인 점토질 실트 혹은 실트질 점토로 이루어진 지반을 일컫는다. 이 지반은 강도와 투수성이 낮고, 압축성이 큰 지반으로 장기간에 걸쳐 압밀침하가 발생하고, 지지력이 부족하여 전단활동에 의한 파괴가 발생하기 쉬운 단점이 있다. 연약지반은 전단강도가 낮아 성토하중을 지지할 수 없으면 지중 수평변위가 발생하게 되고, 심하면 전단파괴로 상부 구조물이 붕괴할 수도 있다. 따라

Received 25 Jan. 2015, Revised 9 Mar. 2015, Accepted 10 Mar. 2015

*Corresponding author

Tel: +82-61-240-7311; Fax: +82-61 240 7341

E-mail address: geo@mmu.ac.kr (Yongchai Chang)

서 설계 및 시공 시에는 지반파괴 및 과대변형을 억제하고 안정적인 시공을 도모하기 위해 다양한 종류의 지반개량 공법을 적용하고 있다(Bergado, D.T.,1996).

압성토공법의 효과에 대하여 많은 연구자들의 다양한 연구를 살펴보면 다음과 같다. 교량진입도로 공사구간 중 전단파괴가 발생한 연약지반의 안정성을 검토하고, 지반의 구성상태 및 토질공학적 특성을 파악하여 합리적이고 경제적인 압성토 공법의 설계·시공법 및 그 효과를 연구하였다(E.C., Kwon, 2002). 원지반이 경사져 있는 곳에 흙쌓기를 하고 이와 인접한 연약지반에 압성토공법을 적용할 때 경사각 변화에 따른 압성토 단면크기 결정을 경험적이 아닌 해석적인 방법으로 분석하였다(D.Y., Lee, 2008).

본 연구에서는 연약지반의 안정성을 수치 해석검토하고, 지반의 구성상태 및 토질공학적 특성을 파악하여 연약지반 개량공법 중 손쉽게 적용할 수 있는 압성토 공법의 설계, 시공과 그 효과를 검토하고자 한다(Terzaghi, K. and Peck, R. B.1967).

2. 연구내용 및 방법

본 연구의 대상은 ○○도로 확·포장공사 중 전단파괴가 발생한 Sta 0+00~0+00(L=160m) 지점에 관한 지반조사 결과를 토대로 구한 토질정수 값을 역해석하여 지반의 전단파괴 원인을 찾고, 그에 따른 적절한 대책공법으로 압성토공법을 적용하여 수치해석을 수행하였다(J.S., Baec, 2001).

일반적으로 전단파괴는 지반의 지지력이 매우 약한 점성토층에 급속 과재성토가 이뤄질 경우 발생된다. 전단파괴가 발생한 지역의 하부지반은 강도특성변화가 불균질한 지반으로 연약층 심도는 6.0~9.0m 정도이다. 본 연구대상 현장은 외적인 환경에 의하여 공기가 지연되, 성토체 확보를 위하여 급하게 단기 과재성토를 실시해 하부지반의 원활한 압밀침하가 발생하지 않아 제체사면의 전단파괴가 발생한 현장자료를 중심으로 연구한 것이다.

실내외시험을 통해 얻은 토질정수 값들을 이용하여 다음과 같은 변화를 파악하고자 수치해석을 시행하였다(Y.C., Chang, 1995).

- 제체의 성토고(H=8m, 12m, 16m)와 압성토 높이, 압성토 폭의 변화에 따른 안전율변화
- 연약지반의 깊이(D)변화에 따른 각 성토높이와 안전율변화
- 각 제체 높이에 따른 최적의 압성토 단면(높이(h)와

폭(b))을 선정하여 지반의 강도증가변화에 따른 안전율변화

- 압성토구간을 가로지르는 측구위치변화에 따른 안전율변화
 - 압밀해석을 이용한 지반의 수평변위와 침하량변화
- 본 연구에서는 연약지반 깊이, 제체의 높이, 연약지반의 점착력, 측구의 위치 등 여러 가지 상황에 대하여 합리적이고 경제성 있는 압성토공법의 범위를 제시하고자 수치해석을 시행하였다.

3. 압성토 범위

사면안정의 수치해석은 藤田圭一(1995)의 압성토공법의 높이와 폭, 용기범위에 대한 이론을 중심으로 검토한다. 본 연구에서 제체 높이 H는 8m, 12m, 16m, 압성토 높이 h는 제체높이의 H/6~H/2와 압성토 폭 b는 제체높이의 1.5H, 2.0H, 2.5H로 한다. 연약지반 깊이 D는 4m, 6m, 12m, 18m로 하여 수치해석 범위를 정하여 기존의 자료에 나타내면 Fig. 1~Fig. 3과 같다(Korean Geotechnical Society, 2005).

Fig. 1은 적절한 압성토 높이를 정하는 것으로 실제 주요고속도로 성토사례에서 본성토 높이 H와 압성토 높이 h의 관계를 조사한 것이다. Fig. 중에 ○은 처음부터 시공되었던 사례이고, ●는 본체성토가 파괴된 다음 복구대책으로 지반개량공법이 병용된 압성토공법의 시공사례이다.

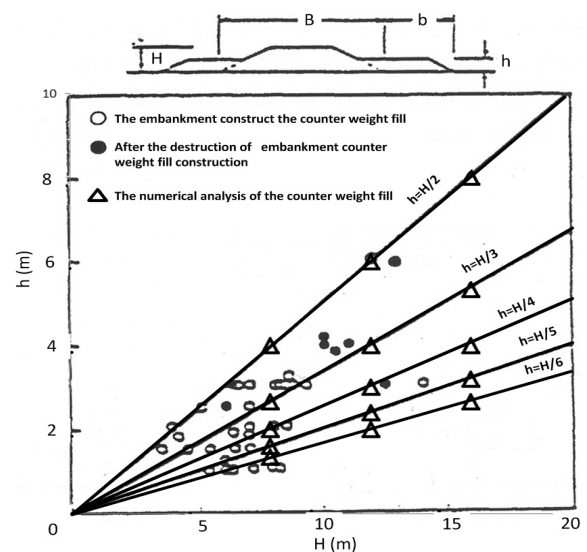


Fig. 1. Relationship between the height of counter weight fill and embankment

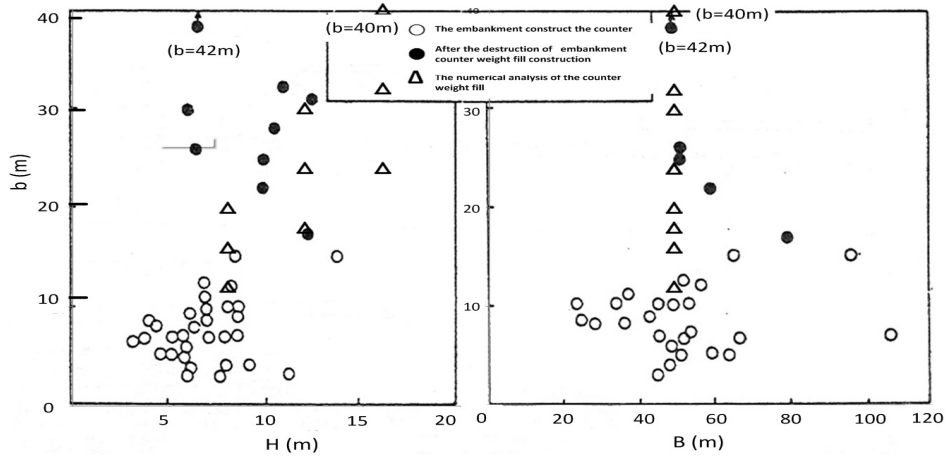


Fig. 2. Relationship between the width of counter weight fill and embankment

△는 본 연구에서 수치해석에 의한 압성토 높이를 나타낸 경우이다. 결과를 분석하면 처음부터 압성토공법을 적용한 경우는 압성토 높이가 $h=1\sim 3\text{m}$ 인 경우가 많으며, 평균 값은 $h=H/3$ 이다.

본체성토고 H변화에 따른 압성토높이 h는 藤田圭一(1995)의 경험적 이론과 수치해석에 의한 압성토 높이의 상호경향이 유사함을 알 수 있다. 처음부터 압성토가 시공된 사례나 본체성토가 파괴된 후 시공된 사례 역시 본 연구에서 검토한 수치해석의 경향과 잘 맞음을 알 수 있다.

Fig. 2는 본체(제체)의 성토높이 H와 압성토 폭 b, 본체의 성토 폭 B와 압성토 폭 b의 관계를 나타낸 것이다. 그림을 분석해보면 압성토 폭 b가 좁은 경우는 처음부터 압성토를 적용한 경우(○)이고, 압성토 폭 b가 넓은 경우는 파괴 후에 압성토를 적용한 경우(●)가 확연히 구별됨을 알 수 있다. 한편 처음부터 시공된 압성토의 폭은 3~15m 정도가 많다.

본 연구의 수치해석상 압성토 폭(b) 변화분포를 보면 본체 폭(B)을 50m로 고정하였기 때문에 압성토 폭에 대하여 수직으로 분포하고 있으며, 본체높이 H를 8m, 12m, 16m로 변화함에 따라 압성토 폭 b는 12~40m의 범위로 나타났다.

Fig. 3은 같은 사례를 $b/D\sim B/D$ 의 관계로 나타낸 것이고, 도로성토의 파괴 예에 관해서 지반의 측방용기범위를 $bf/D\sim B/D$ 의 관계로 나타낸 것이다.

여기서 D는 연약층 두께이고, bf는 파괴 시의 지반의 측방용기범위이다. 그림에서 파괴 후에 시공한 압성토의 폭은 파괴시의 지반의 측방용기범위와 거의 일치한다. 본 수치해석의 경우는 본체 폭을 50m로 고정하였기 때문에

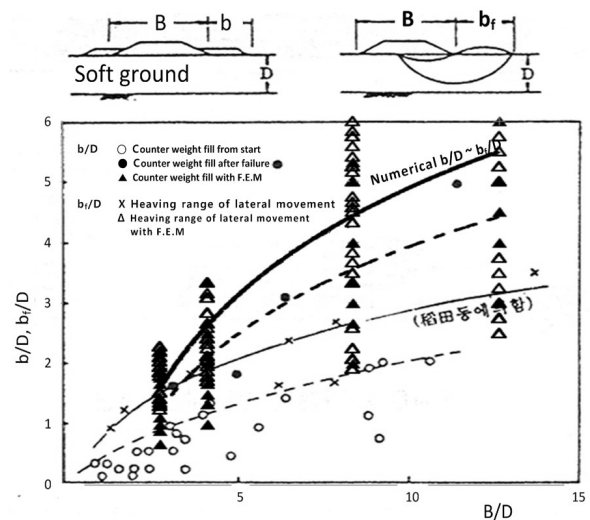


Fig. 3. The width of counter weight fill and heaving range of lateral ground at shear failure

연약지반 깊이(D)를 4m, 6m, 12m, 18m의 범위로 변화시킨 결과 실제사례보다 높은 $bf/D\sim B/D$ 범위를 나타내고 있으나 경향은 유사하게 나타났다.

4. 수치해석

4.1 단면가정 및 시험 종류

4.1.1 수치해석 단면

수치해석에 적용된 압성토공법의 검토단면은 Fig. 4에 나타난 것으로 b는 압성토 폭, h는 압성토 높이, H는 제체 높이, D는 연약지반 깊이이며 B는 제체의 폭으로 하였다. 수치해석에는 앞에서 언급한 것처럼 변수들이 많아 기준을 잡기 어렵기 때문에 제체 폭 B를 50m로 고정하여 수치

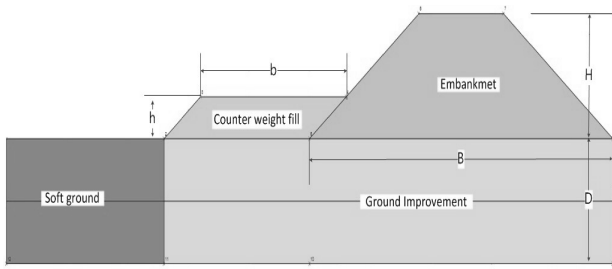


Fig. 4. Section of numerical analysis at berm

Table 1. Conditions of numerical analysis

D = 4 m, 6 m, 12 m, 18 m (B=50 m Fix)					
H = 8 m (H/B = 0,16)		H = 12 m (H/B = 0,24)		H = 16 m (H/B = 0,32)	
b	h	b	h	b	h
1,5H	H/6	1,5H	H/6	1,5H	H/6
	H/5		H/5		H/5
	H/4		H/4		H/4
	H/3		H/3		H/3
	H/2		H/2		H/2
2,0H	H/6	2,0H	H/6	2,0H	H/6
	H/5		H/5		H/5
	H/4		H/4		H/4
	H/3		H/3		H/3
	H/2		H/2		H/2
2,5H	H/6	2,5H	H/6	2,5H	H/6
	H/5		H/5		H/5
	H/4		H/4		H/4
	H/3		H/3		H/3
	H/2		H/2		H/2

해석을 수행하였다.

수치해석은 폭 B를 50m로 고정하고 연약지반 깊이변화를 4m, 6m, 12m, 18m로 변화시켜 본체높이 H를 8m, 12m, 16m(즉 H/B = 0.16, 0.24, 0.32)로 증가시킴에 따른 압성토 폭 b와 압성토 높이 h의 변화를 통해 제체의 안정성을 검토한 것이다. 다음 Table 1은 수치해석 조건을 나타낸 것이다.

4.1.2 수치해석 지반의 토질정수

수치해석은 사면활동에 대한 사면안정해석프로그램인 COSTANAK과 유한요소해석프로그램인 AFIMEX로 나누어 실행하였다.

활동과괴에 의한 사면안정해석을 검토는 일본 FUJITSU사에서 개발한 COSTANAK이라는 Program을 사용하였다. 본 해석 Tool은 임의형상 사면의 안정계상을 원호사면으로 계산하는 Program으로 절토 및 성토사면, 제방, 필댐, 호안 등 광범위하게 사용되고 있다. 연약지반의 침하

량해석 및 거동을 파악하기 위하여 일본 FUJITSU사에서 개발한 AFIMEX프로그램으로 탄성해석과 탄소성해석을 시행하였다. 연약지반상의 성토체는 탄성해석을 하부연약층은 탄소성해석을 하여 전체적인 압밀해석을 수행하였다. 구속조건은 하부 원지반의 양측면은 횡변위 구속, 지반 하부층은 완전구속조건으로 그리고 배수조건은 모두 불투수조건으로 수행하였다.

지반의 토질정수는 ○○도로 확포장공사현장에서 시추한 시료를 실내실험을 실시해 토질정수를 얻었으며, 이 결과를 수치해석프로그램에서 사용하는 매개변수들의 상관관계와 추정 식들을 활용하여 다음 표에 나타낸 각종 정수 값들을 정리하면 Table 2와 Table 3과 같다.

Table 2. Soil parameters at COSTANAK program

No. of parameter	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	Reference
1	16,75	7,0	0	Original ground
2	17,50	10,0	0	Improvement
3	19,00	15,0	25	Embankment / berm

여기서, γ_t : 전체단위체적중량

c : 흙의 점착력

ϕ : 내부마찰각

Table 3. Soil parameter at AFIMEX program

No	D	Λ	KO	ν'	K (m/day)
1	0,0732	0,6043	0,550	0,3550	$7,28 \times 10^{-5}$
2	0,0401	0,6651	0,513	0,3389	$7,28 \times 10^{-5}$
3	0,0418	0,6282	0,535	0,3487	$5,23 \times 10^{-4}$
No	C_c	α	σ_{vo} (kN/m ²)	σ_{vi} (kN/m ²)	Ref.
1	0,330	0,0064	36,95	36,95	original Soil
2	0,190	0,0035	37,25	37,25	berm
3	0,201	0,0036	37,79	37,79	embankment

여기서, D : 다일레이턴시계수, Λ : 비가역비

K_o : 정지토압계수, ν' : 유효포아송비

K : 투수계수, C_c : 압축지수

α : 2차 압밀계수, σ_{vo} : 선행연직응력

σ_{vi} : 원위치의 간극비

4.2 사면안정해석

각종 토질정수들의 변화에 따른 안전율의 변화를 파악하고자 다음과 같이 다양한 방법으로 수치해석을 수행하였다. 본 해석에서는 원지반의 강도정수를 개량된 지반강도 값인 점착력 $c=10\text{kN/m}^2$ 로 고정하여 해석하였으며, 나머지 값들은 조건에 따라 변수로 계산하였다. 연약지반 깊이는 4m, 6m로, 제체 높이(H)는 8m, 12m, 16m로 변화시켜 제체 폭(B)은 50m에 대한 높이(H)의 비 H/B 를 $H/B=0.16$, $H/B=0.24$, $H/B=0.32$ 로 변화시켜 각 압성토의 폭과 높이 변화에 따른 소요안전율을 검토하였다.

4.2.1 제체높이와 연약지반의 깊이변화

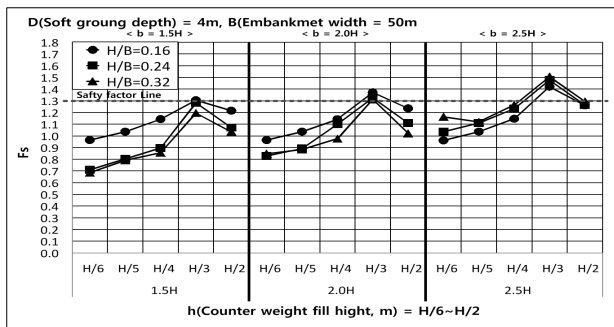
제체높이와 연약지반의 깊이변화는 연약지반의 깊이를 4m, 6m로 하여 비교하면 연약지반 깊이가 깊어짐에 따라 소요안전율은 감소하는 것을 알 수 있었다. 본 연구에서는 연구의 편의상 연약지반 깊이 4m를 중심으로 검토해보면, 제체높이에 대한 안전율은 압성토 폭 $b=2.0H$ 이상인 경우

에 압성토의 높이가 $h=H/3$ 만 충족시키고, 압성토 높이 h 가 너무 낮은 경우(예, $H/6\sim H/4$)와 너무 높은 경우(예, $H/2$)는 소요 안전율을 충족시키지 못하였다. 이 결과 적절한 압성토의 폭은 $b=2.0H$ 와 높이는 $h=H/3$ 임을 알 수 있었다.

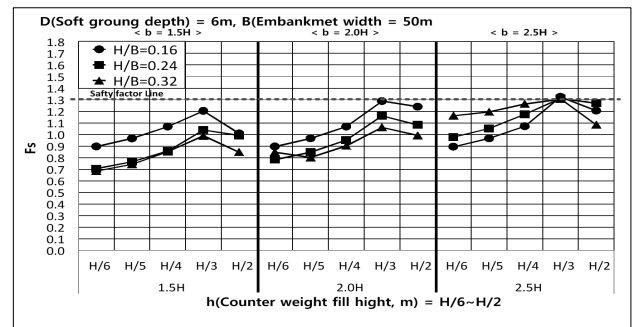
4.2.2 연약지반의 깊이와 강도변화

압성토 높이 h 를 각 제체 높이 $H/3$ 와 압성토 폭 b 는 $2.0H$ 로 고정하고 연약지반 깊이 6m, 12m, 18m로 구분하여 점착력 c 의 증가분에 따른 안전율의 변화를 검토하면 다음 Fig. 6과 같다.

연약지반 깊이와 강도 값의 관계는 제체의 안전성에 매우 민감한 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 제체의 높이와 연약지반의 깊이가 증가할수록 소요안전율 1.3 이상의 값을 얻기 위해서는 상대적으로 강도 값인 점착력 c 값이 증가해야 함을 알 수 있다. 예를 들면 제체높이와 폭의 비 (H/B)가 0.16인 경우 연약지반 깊이 $D=6\text{m}$ 인 경우는 전단 강도 값(c)이 12kN/m^2 이면 소요안전율 1.3을 충족시켰지만, $D=12\text{m}$ 인 경우는 $c=20\text{kN/m}^2$, $D=18\text{m}$ 인 경우는 $c=28$

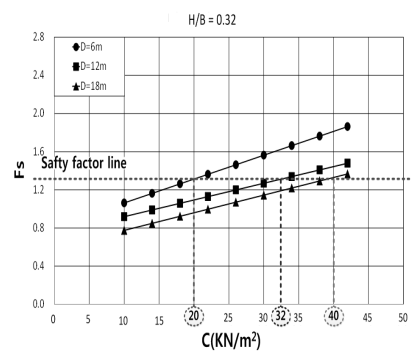
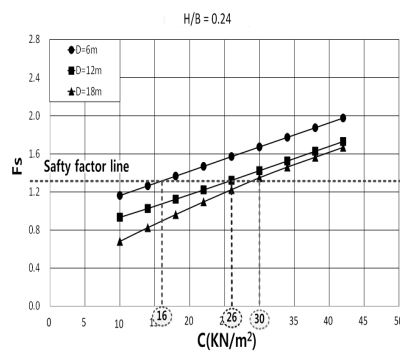
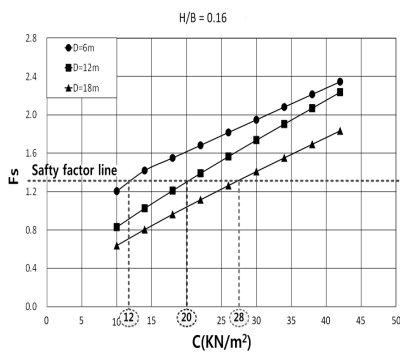


(a) Depth of soft ground 4 m



(b) Depth of soft ground 6 m

Fig. 5. Safety factors between Height and Width of counter weight fill



(a) Embankment H/B (8 m/50 m)=0.16

(b) Embankment H/B (12 m/50 m)=0.24

(c) Embankment H/B (16 m/50 m)=0.32

Fig. 6. Safety factors from increase of shear strength

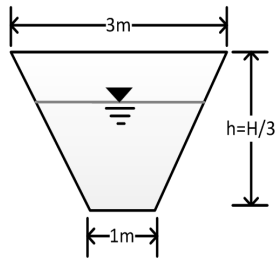


Fig. 7. Section of trench

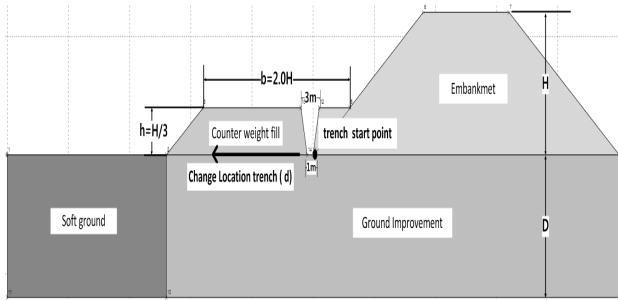


Fig. 8. Section of numerical analysis

kN/m^2 의 강도증가를 요구함을 알 수 있다. 또한, 제체의 폭을 고정하고 제체 높이만 증가한 $H/B=0.16, 0.24, 0.32$ 경우는 성토하중이 증가함에 따라 Fig. 6의 (a), (b), (c)에 나타난 바와 같이 동일조건에서 더 높은 전단강도 값을 요구함을 알 수 있다.

4.2.3 압성토체 측구 위치에 따른 안전율

일반적으로 압성토공법은 제체의 안정을 기하기 위하여 본 제체 가장자리에 일정 범위의 흙을 쌓는 공법을 말한다. 여기서는 압성토체를 건설하였는데 주변 여건상 부득불 압성토체를 가로지르는 수로의 설치가 필요한 경우 적절한 수로의 위치를 파악하고자 검토한 것이다. 즉, 압

성토체에 측구를 설치할 때 측구의 위치 변화에 따른 안전율의 변화를 파악하고자 한다. 본 해석에서 연약지반 깊이 D 는 6m, 12m, 18m로, 제체 높이 H 는 8m, 12m, 16m로, 압성토체의 폭과 높이는 각 제체의 수치해석 결과를 통해 합리적인 크기로 선정하였다. 압성토체 폭 b 는 제체 높이의 $2.0H$, 압성토체 높이 h 는 제체 높이의 $H/3$ 로 고정하였으며, 압성토체에 적용된 측구의 단면은 Fig. 7과 같이 상부 폭 3m, 하부의 폭 1m, 측구의 높이는 압성토의 높이 h 로 고정하여 굴착하였으며 전체적인 압성토체의 측구단면은 Fig. 8에 나타냈다.

지반의 점착력 c 값은 $25kN/m^2$ 로 고정하였으며, 측구의 위치변화(d)는 제체의 가장자리를 시작점으로 2.0m 간격으로 하였으며, 압성토체의 소요 안전율 1.3을 충족시키는 영향범위를 파악하였다. 이상의 조건으로 연약지반의 깊이변화와 측구위치변화에 따른 소요안전율의 변화를 수치해석한 결과 Fig. 9와 같다.

성토체의 폭(B)에 대한 성토고(H)의 비인 H/B 가 증가할수록 소요안전율은 성토체의 가장자리로부터 벗어나면 감소하기 때문에 측구의 설치위치는 성토체 가장자리로부터 멀어져야 한다. 측구의 위치 변화에 따른 안전율 해석은 제체높이, 연약지반깊이의 기준으로 각각 해석할 수 있다. 여기서 공통점은 제체의 높이가 높아짐과 연약지반 깊이가 깊어질수록 소요 안전율은 감소하였다. 제체의 원호 활동 경계선에서는 소요 안전율이 급격하게 감소하고, 경계선 밖으로 벗어나면서 안전율은 다시 증가하였다. 또한, 경계선 내측에서의 측구 설치는 사면안정 해석상 소요 안전율 이상의 결과 값을 얻을 수 있으나, 경계선 밖의 소요 안전율 1.3 이상의 위치에 측구를 설치하는 것이 바람직하다고 생각하며, 소요안전율 1.3을 만족 시키지 못하는 경우는 추가적인 지반개량이 필요하다.

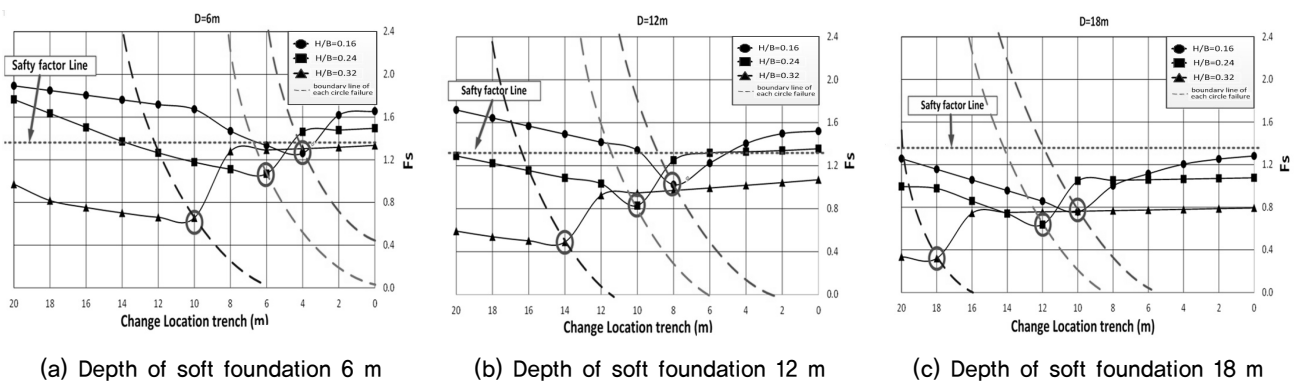


Fig. 9. Relationship of safety factors at position of trench and depth of soft ground

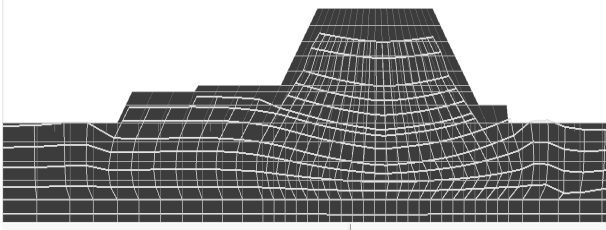


Fig. 10. Displacement of embankment

4.3 유한요소해석

본 연구에서는 연약지반의 침하량을 추정하기 위하여 일본 FUJITSU 社에서 개발한 AFIMEX 프로그램으로 탄성해석과 탄소성해석을 시행하였다. 해석대상지반의 단면은 Fig. 8과 같이 구분되어지며, 이와 같은 연약층 위에 제체의 안전성을 증대시키기 위하여 소단형태를 취하여 두 단계 즉 2.5m, 3.0m의 압성토와 본체성토고 9.1m를 재하할 때 지반의 변위거동을 파악하였다.

본 수치해석에 있어서 단계하중은 크게 2단계로 나누어 해석하였다. 먼저 1단계하중은 압성토 2.5m 성토에 본성토 제체하중 6.5m의 성토가 완료되었을 때에 재하즉시와 90일 후로 나뉘어 계산하였다. 2단계하중은 1단계 하중에 0.5m의 압성토와 본성토 2.6m를 추가하여 2.5m, 3.0m의 압성토와 제체하중 9.1m가 최종적으로 연약지반 위에 재하하중으로 가해진다. 이와 같이 제체하중이 원지반 위에 재하될 때 재하일수에 따른 압성토체와 본성토체의 하부 지표면에서의 침하거동을 파악한다.

최종하중이 재하된 90일 후 침하해석결과를 보면 압성토 영역에서는 18.6cm, 압성토와 제체가 겹치는 부분에서는 26.8cm, 성토체 중앙에서는 58.2cm가 발생할 것으로 추정되었다.

Fig. 10의 하중재하에 따른 성토체의 변위도에서 알 수 있듯이 제체하중이 증가함에 따라 중앙부 침하량과 압성토부근의 침하량도 증가하는데, 제체하중에 의한 측면부의 융기현상이 압성토하중으로 억제되는 현상이 뚜렷하게 나타났다. 수치해석결과 앞 절에서 압성토체의 실제 시공 사례를 중심으로 해석한 압성토 폭과 본성토체간의 침하거동이 Fig. 10의 변위도와 같이 나타남을 알 수 있다. 수치해석결과 침하거동은 전체적으로 제체중앙부에서 최대 변위가 발생하며, 압성토부분을 거쳐 일반토공부분으로 갈수록 감소하는 일반적인 성토체의 변위양상을 나타냈다.

5. 결론

본 연구는 도로 확포장공사 중 전단파괴가 발생한 지점에 관한 지반조사결과를 토대로 구한 토질정수 값을 역해석하여 지반의 전단파괴 원인을 찾고, 그에 따른 적절한 대책공법으로 압성토공법을 적용하였으며, 수치 해석한 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 제체 높이(H)와 연약지반 깊이(D)의 변화에 따른 적절한 압성토 폭과 높이를 추정하기 위하여 사면안정 해석을 시행한 결과, 연약지반 깊이 4m를 중심으로 검토해보면 제체높이에 대한 안전율은 압성토 폭이 2H 이상의 폭과 압성토 높이 H/3에서만 소요 안전율 1.3을 충족시켰다. 압성토 높이가 H/3를 초과한 H/2 경우는 오히려 소요 안전율 1.3을 충족시키지 못하였다. 따라서 효율적인 압성토 폭은 제체높이의 2배인 2H와 압성토 높이는 제체높이의 1/3인 H/3가 효율적임을 알 수 있다.
- (2) 제체의 안전성을 증대시키기 위하여 압성토공법을 적용할 경우, 압성토공법만으로 제체의 소요 안전율 1.3을 충족하지 못할 때는 하부 연약지반을 개량하여 일정이상의 점착력 c 값을 얻도록 해야한다. 또한 제체의 높이와 연약지반 깊이가 깊어짐에 따라 점착력 c 값은 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있었다.
- (3) 배수로나 측구 등의 설치로 인해 압성토체를 가로지르는 구조물인 측구의 설치범위는 제체높이가 높아짐과 연약지반깊이가 깊어질수록 소요안전율은 감소하였다. 제체의 원호활동 경계선에서 소요안전율은 급격하게 감소하였고, 원호활동경계선을 벗어나면 소요 안전율은 증가하였다.
- (4) 압성토체에 있어서 원호활동의 경계선 내측에 측구를 설치하면 사면안정 해석상 소요안전율 이상의 결과 값을 얻을 수 있었으나 공사 진행 등 현장여건을 고려해 경계선 밖 소요안전율 1.3 이상의 위치에 설치하는 것이 바람직하다. 만약 소요안전율 1.3을 충족하지 못할 때에는 추가적인 하부 지반개량이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 산학협력 연구과제인 “나주-동강 도로확장공사 연약지반전단파괴구간에 대한 흙의 역학적 시험을 통

한 파괴원인 및 대책검토”의 지원으로 남진건설(주)에 감사드립니다.

References

1. Bergado. D.T. (1996), “Soft Ground Improvement”, ASCE Press. pp.131-146.
2. Dong-yi Lee (2008), “A study on application of counterweight fill in sloped banking area“, Master thesis, Hankyong National University. pp.1-12.
3. Eun-Chool Kwon (2002), “A study on the effect of the counter balance method for the shear failure”, Master thesis, Miryang National University. pp.13-20.
4. Jong-soon Bae (2001), “Deformation of soft soil due to geometry of berm”, Journal of Korea Society of Civil Engineers. pp.661-669.
5. Korean Geotechnical Society (2005), “Soft Ground”, Goomi Press. pp.238-244.
6. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), “*Soil Mechanics in Engineering Practices*”, John Wiley and Sons, New York, pp.380-382.
7. Yong-chai Chang (1995), “Geotechnical Engineering on Soft Ground”, Seron press. pp.326-342.