

연약지반상 고성토 교대구간의 지반거동 특성

Characteristics of Ground Movement in High Filling Abutment on Soft Ground

허 열[†] · 송 석 철¹⁾ · 안 광 국²⁾ · 오 승 탁³⁾ · 서 상 구⁴⁾

Heo, Yol · Song, Seokcheol · Ahn, Kwangkuk · Oh, Seungtak · Seo, Sanggu

ABSTRACT : In this study, the centrifuge tests and numerical analyses were performed to investigate the lateral flow behavior and stability of abutment when high filling was applied on the soft ground improved by SCP. The centrifuge model tests and numerical analyses were fulfilled in the case of the back of abutment filled by EPS (case 1) and soil (case 2), and the potentiometer was installed on the abutment and fill to measure the vertical and horizontal displacement at the top of abutment. As a result of the centrifugal tests, the horizontal displacement of abutment in the case 1 was 1.4cm that is almost coincide with the results of numerical and satisfy the allowable standard. On the other hand, the horizontal displacement of abutment in the case 2 was 12 cm that is 18% greater than that of numerical analysis and exceed the allowable standard. As a result of analysis, the maximum horizontal displacement of pile was 1.26 cm in case 1 that satisfies the criterion of allowable horizontal displacement (1.5 cm). In contrast, the maximum horizontal displacement of pile was 1.005 m in case 2 that greatly exceeds the allowable horizontal displacement.

Keywords : Centrifuge Model Test, EPS, SCP, Numerical Analysis, Abutment

요 지 : 본 연구에서는 모래다짐말뚝으로 개량된 점성토 지반에 고성토시 발생될 수 있는 측방유동과 교대의 안정성을 파악하기 위하여 원심모형실험과 수치해석을 수행하였다. 원심모형실험과 수치해석은 교대 배면구간을 EPS로 성토한 경우(Case 1)와 토사로 성토한 경우(Case 2)에 대하여 수행하였으며, 모형실험시 교대와 성토체에 potentiometer를 설치하여 교대상부의 수직변위와 수평변위 및 성토체의 수직변위를 측정하였다. 원심모형실험결과 Case 1에서 교대의 수평변위는 1.4cm 정도로 해석결과와 거의 일치하며, 허용기준을 만족하는 것으로 나타났다. 반면, Case 2에서 교대의 수평변위는 12cm 정도로 해석결과에 비해 18% 정도 크게 평가되었으며, 허용기준을 초과하는 것으로 나타났다. 해석결과 Case 1에서 말뚝의 최대수평변위는 1.26cm로 허용 수평변위 기준(1.5cm)을 만족하는 것으로 나타난 반면, Case 2에서 말뚝의 최대 수평변위는 1.005m로 허용기준을 크게 초과하는 것으로 나타났다.

주요어 : 원심모형실험, EPS, 모래다짐말뚝, 수치해석, 교대

1. 서 론

산업발전에 따른 인구증가와 경제 규모의 확대로 지반공학적으로 불리한 해안지대에서의 토목구조물 시공이 증가하고 있는 실정이다. 현재 연약지반 구간을 통과하는 고속도로나 철도 등이 지속적으로 건설되고 있으며, 서해와 남해 연안에서는 바다를 매립하여 부지를 조성해서 항만이나 공항 또는 공업단지를 조성하는 건설공사들이 진행되고 있다.

건설공사에는 연약지반 위에 제방 축조 등이 수반되며 이와 같이 연약지반에 성토를 하거나 교대 등의 구조물을 축조하고 뒷채움을 실시하는 경우 연약지반에 편재하중이 작용하게 되어 측방유동이나 융기 현상 등이 발생하게 된다(Tschebotaroff, 1973). 측방유동의 발생은 지반파괴 등

지반구조물에 많은 문제를 야기시키고 있으며(Ingold, 1977 ; Kimura et al., 1994), 이에 따라 지반파괴 및 과다변형을 억제하고, 안정적 시공을 도모하기 위해 여러 종류의 지반 개량공법을 적용하고 있다. 국내에서도 측방유동에 대한 관심이 증가하고 있으며, 관련 연구도 계속적으로 진행되고 있다(홍원표 등, 1991 ; 조성민, 1998 ; 서정주 등, 2003 ; 홍원표, 송영석, 2006 ; 허열 등, 2007).

본 연구에서는 SCP로 개량된 연약지반 상에 도로 축조를 위한 성토시공시 점성토 지반 및 성토제방의 변형 거동 평가와 더불어 교대와 말뚝의 거동특성을 규명하기 위해 교대배면구간 성토를 EPS로 하는 경우(Case 1)와 토사로 성토하는 경우(Case 2)에 대하여 원심모형실험과 수치해석을 실시하였다.

† 정회원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 교수(E-mail : heoyol@yahoo.co.kr)

1) 정회원, 국토해양부 감사담당관실 시설사무관

2) 정회원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 조교수

3) 정회원, 충북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

4) 비회원, 충남도립 청양대학 토목정보과 부교수

표 1. 점성토의 물리적 특성

Gs	e_o	ω (%)	LL (%)	PI (%)	#200 (%)	USCS	Cc	Cv (cm/sec)	ϕ (°)	γ_t (t/m ³)
2.73	2.38	87.3	94.5	62.5	97.3	CH	1.03	4×10^{-4}	19.1	1.51

표 2. 원심모형실험에서의 상사법칙

Quantity	Prototype	Model	Quantity	Prototype	Model
Length	1	$1/n$	Force	1	$1/n^2$
Area	1	$1/n^2$	Stress	1	1
Volume	1	$1/n^3$	Strain	1	1
Velocity	1	1	Mass density	1	1
Acceleration	1	n	Time(dynamic)	1	$1/n$
Mass	1	$1/n^3$	Time(consolidation)	1	$1/n^2$

2. 실험내용 및 방법

2.1 시료의 물리적 특성

본 연구에 모형실험시 사용된 지반형성 재료로는 울산 지역에 널리 분포하고 있는 점성토를 재성형하여 사용하였다. 시료는 현장에서 채취한 해성점토로 액성한계의 2배의 함수비를 갖도록 물을 첨가하고 교반기로 교반한 후 슬러리 상태에서 0.074mm체를 통과시켜 원지반 내에 함유되어 있는 유기질 및 불순물을 제거하였다. 모형실험에 앞서 실험에 사용된 대상 시료의 물리적 특성을 파악하기 위하여 물성시험을 실시하였으며, 실험에 사용된 대상 시료에 대한 물성시험 결과를 표 1에 나타내었다.

2.2 실험장치 및 기구

2.2.1 원심모형시험기

본 연구에서 사용된 원심모형시험기의 최대 원심가속도는 200g-level, 최대용량은 25g·ton으로 중심축에서 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었다. 원심모형시험기는 기본구조를 이루는 Shaft와 Boom, 2개의 Swing Basket, Slip Ring으로 이루어져 있으며, 주요 장치로 구동장치, 자료 획득 장치, 속도제어 장치, 모니터링 장치로 구성되어 있다(이처근, 2001). 원심모형실험은 실내 축소모형을 가속시켜 현장의 응력상태를 재현하는 효율적인 실험기법으로 원심모형실험의 원리 및 지반공학적 활용에 대해서는 Taylor(1995)의 연구결과에 설명되어 있다. 원심모형실험에서 모형과 현장조건에서의 상사법칙은 표 2와 같다.

2.2.2 계측장치

본 실험에서는 지반의 변위를 측정하기 위하여 Potentiometer

를 사용하였으며, Potentiometer의 측정용량은 50mm이며, 0.01mm까지 측정이 가능하다. Potentiometer로부터의 측정된 자료를 기록하기 위해서 PC에 내장된 UPC 보드와 TDS 601을 사용하여 자료를 획득하였다.

2.3 실험내용 및 방법

연약지반상 고성토 교대구간의 측방유동에 대한 안정성을 평가하기 위하여 표 3에 나타난 바와 같이 2종류의 원심모형실험을 수행하였다. Case 1은 교대배면구간을 EPS로 성토한 경우이고(그림 1), Case 2는 교대 배면구간을 토사로 성토한 경우이다(그림 2). 모형실험은 150g의 중력수준에서 실시하였으며, 단계 성토고 및 방치기간은 표 4와 같다. 표 4에서 성토고 및 시공기간은 현장조건에서의 값으로 모형실험에서는 현장조건을 고려하여 상사법칙을 적용하여 모형실험을 수행하였다.

본 실험에서 점토지반 하부의 풍화암층은 시멘트 몰탈을 이용하여 형성하였으며, 그 후 교반된 점토를 투기한

표 3. 원심모형실험 내역

구분	점토지반높이 (cm)	SCP치환율 (%)	배면성토재
Case 1	19cm	17	EPS
Case 2	19cm	17	토사

표 4. 단계 성토에서 성토기간 및 방치기간

시공단계	성토고 (m)	시공기간 (개월)	압밀기간 (개월)	비고
1단계 성토	4.0	2.7	2.3	
2단계 성토	4.0	2.7	2.3	
3단계 성토	2.86	1.9	0.1	
말뚝 및 교대	-	2.0	-	
뒤채움(성토재)	8.52	6.7	12	4, 5단계 성토
뒤채움(EPS)	8.52	0.7	12	4단계 성토

후 소요의 강도가 얻어질 때까지 자중압밀을 수행하였다. 자중압밀이 완료된 연약점토지반에 SCP 설치를 완료한 후 샌드매트를 포설하였다. 본 실험에서 SCP의 설치에 자중압밀이 완료된 점토지반상에 오거를 이용하여 천공을 한 다음 얇은 황동제 케이싱을 설치하고 케이싱을 인발하면서 천공된 구멍내에 모래를 다짐하여 SCP를 설치하였다. 연약지반 위에 시공되는 프리로딩의 각 단계별 성토는 1단계 성토 후 원심모형실험을 실시하여 개량지반 및 성토체의 변위 양상을 확인한 후 2단계 성토를 실시하였으며, 이와 같은 과정을 반복하여 3단계 성토까지 실험을 실시하였다. 일반 토사를 이용한 3단계 프리로딩공법에 대한 모델실험 완료 후 현장에서 계획된 높이까지 토사 성토부를 제거한 후 교대 설치구간을 굴착하여 현장타설 말뚝 및 교대를 설치하였다.

교대배면의 EPS (또는 토사)성토는 현장에서 실제 이용하고 있는 EPS (또는 토사)성토 재료를 계획 높이까지 쌓은 후 포장층을 모사하였다. 이와 같이 축조한 모델에 대해 각각의 성토 단계별 개량지반과 성토체의 변위와 함께

교대상부의 수직 및 수평 변위를 계측하였다. 또한 지반의 변형양상을 파악하기 위해 개량지반에 정방향 그리드를 설치하여 지반의 전반적인 안정성을 평가하고자 하였다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 단계 성토별 수직변위

3.1.1 EPS 성토 단면의 단계 성토별 수직변위

그림 3은 Case 1(EPS 성토) 단면에 대한 단계별 수직변위를 나타낸 것으로 각 단계별 성토고를 기준으로 수직변위량을 보면 성토고 4m 및 방치기간 5개월인 경우 수직변위 발생율은 1단계는 0.59m~0.62m, 2단계는 0.78m~0.82m, 3단계는 0.45m~0.49m 정도로 나타났다. 동일한 성토고 및 방치기간을 적용한 경우의 수직변위 발생율은 1단계 수직변위 발생율 보다 2단계 수직변위 발생율이 상대적으로 크게 나타났다.

교대 설치 및 배면 EPS 성토공법 적용 후 측정된 EPS

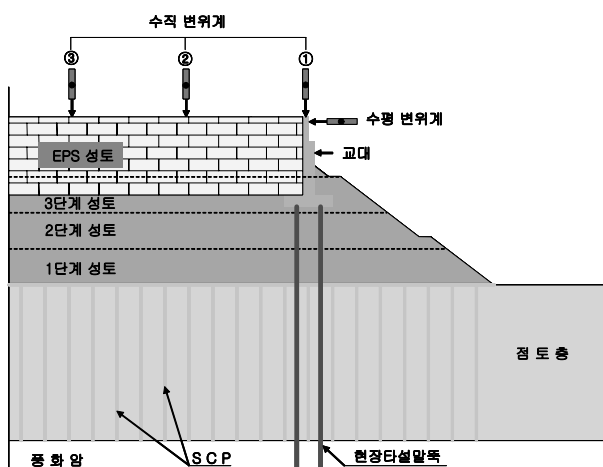


그림 1. EPS 성토단면의 모형지반 단면도

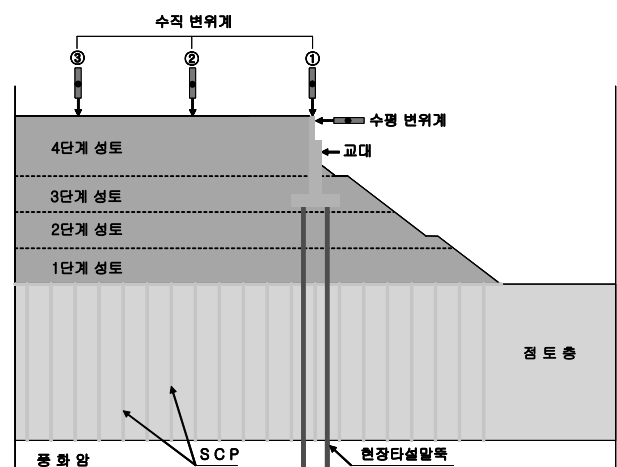


그림 2. 토사 성토단면의 모형지반 단면도

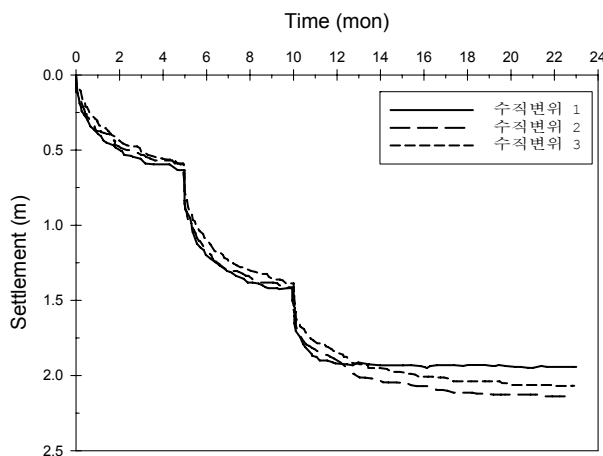


그림 3. EPS 성토단면의 수직변위 양상

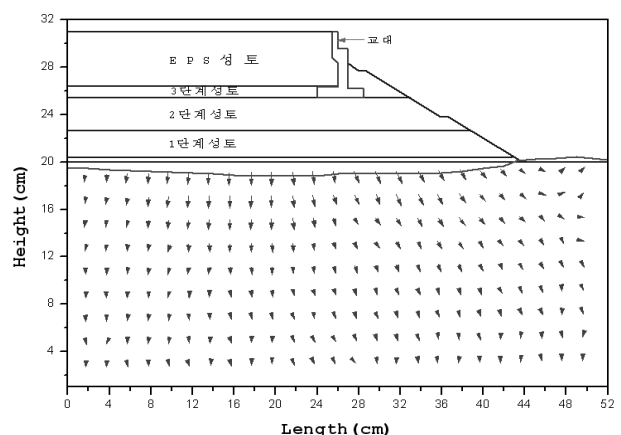


그림 4. 실험 후 측정된 지반의 변위벡터(Case 1)

성토부의 수직 변위량은 0.25m 정도(수직변위 2, 3)로 나타났으며, 교대 배면 EPS 성토 하중을 감안[3단계 성토 및 방치 후 성토 일부(약 1.35m 정도)를 제거한 후 EPS 성토 및 포장층 시공에 따른 하중의 증분]하였을 때 수직변위가 상당히 크게 발생하였다. 이는 3단계 성토후 방치기간이 충분하지 않아 어느 정도의 압밀침하가 발생한 것으로 보인다.

원심모형실험 완료 후 점성토층에 설치한 그리드로부터 측정된 지반의 변위벡터는 그림 4와 같다. 교대 배면 성토체 하부에서는 연직방향의 변위를 일으키고, 교대 하부에서는 수평방향과 60~65°의 각도를 이루면서 발생하고 있으며, 성토체 외부에서는 변위벡터의 방향이 지표면을 향하고 있음을 알 수 있다.

3.1.2 토사성토 단면의 단계 성토별 수직변위

그림 5는 Case 2 단면에 대한 단계별 수직변위를 나타낸 것으로 각 단계별 성토고를 기준으로 수직 변위량을 보면 성토고 4m 및 방치기간 5개월인 경우 수직변위 발생률은 1단계는 0.57m~0.59m, 2단계는 0.75m~0.84m, 3단계는 0.46m~0.50m, 정도로 나타났다. 또한, 교대 설치 후 교

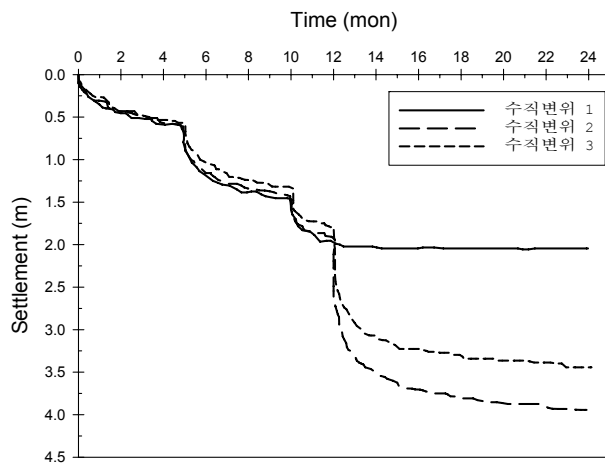


그림 5. 토사 성토단면의 수직변위 양상

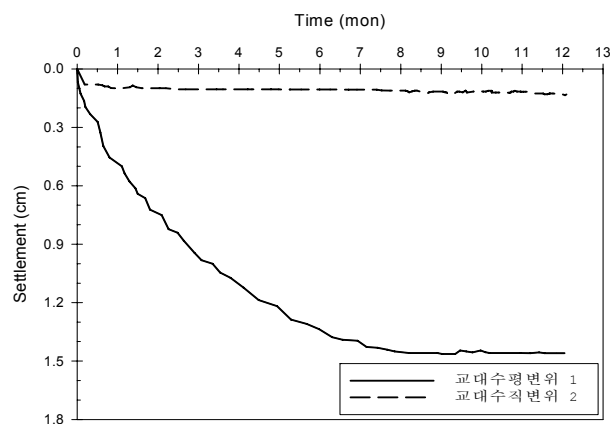


그림 7. 교대의 수직 및 수평변위(Case 1)

대 배면에 실시한 4단계 성토인 8.52m 및 방치기간 12개월 후 발생한 수직 변위는 2.01m로 크게 발생하였다.

EPS 성토공법을 적용한 경우와 같이 동일한 성토고 및 방치기간을 적용한 경우의 수직 변위 발생률은 1단계 수직변위 발생률 보다 2단계 수직변위 발생률이 상대적으로 크게 나타났다. 또한, 교대설치 및 배면 토사 성토를 계획 고까지 수행하여 발생한 수직변위 발생률은 이전의 단계 성토에 비해 더 크게 나타났다. 이는 원심모형실험에서 수행한 1, 2단계 성토 및 방치기간이 2배 이상으로 장기간에 걸쳐 수직변위가 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 교대 배면에 4단계 토사 성토를 실시하여 수행한 원심 모형실험 완료 후 점성토층에 설치한 그리드로부터 측정된 지반의 변위벡터는 그림 6과 같다.

3.2 교대의 변위

그림 7은 교대배면을 EPS로 성토한 후 시간경과에 따른 교대의 수직 및 수평변위 분포를 나타낸 것이다. SCP 성토공법 및 EPS 공법을 적용하여 수행한 실험결과 현장조건으로 환산한 교대의 수직변위는 0.12cm로 거의 발생하

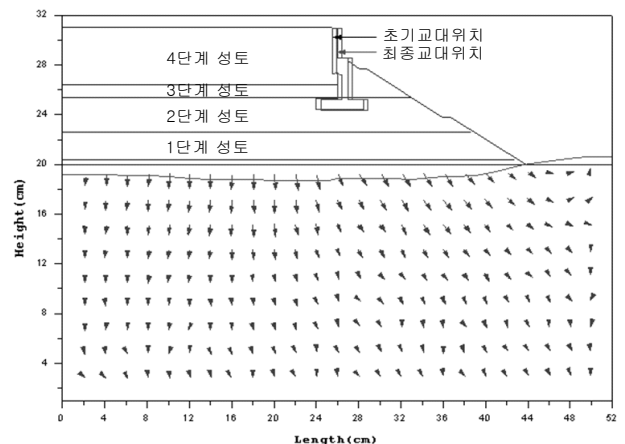


그림 6. 실험후 측정된 지반의 변위벡터(Case 2)

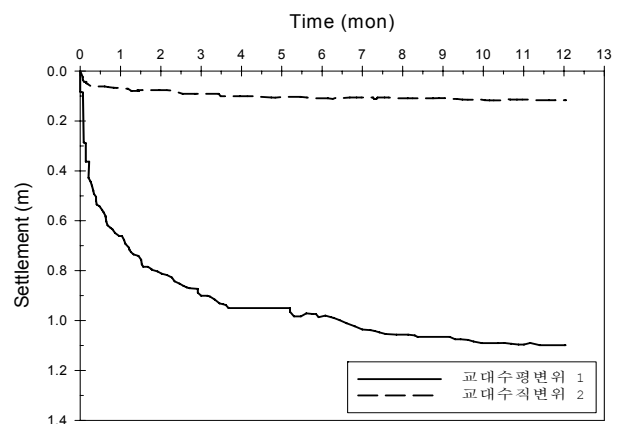


그림 8. 교대의 수직 및 수평변위(Case 2)

지 않는 것으로 나타났으며, 교대의 수평변위는 1.4cm로 나타나 실제 시공에서 허용할 수 있는 범위내에 있음을 알 수 있었고, 성토체 및 교대의 안정성은 확보된 것으로 판단할 수 있다.

그러나, SCP 성토공법 및 교대 배면에 모래 성토공법을 적용하여 수행한 원심모형실험에서 측정된 수직 및 수평변위는 그림 8에 나타난 것과 같이 교대의 수직변위는 12cm, 수평변위는 1.10m 정도로 크게 발생하는 것으로 나타나 실제 시공에서 허용기준을 초과한다는 것을 알 수 있다.

따라서, 연약지반상 도로시공시 성토체의 안정성 확보를 위한 SCP 공법 및 교대의 측방유동을 방지할 목적으로 채택된 SCP 개량 + EPS 성토공법의 효과는 상당히 우수한 것으로 평가할 수 있다.

4. 수치해석

본 해석에서는 연약지반상의 고성토 교대구간의 측방유동 안정성 검토를 분석하기 위하여 유한요소법을 이용하

표 5. 수치해석에 사용한 점토지반의 물성치표

Parameter	Unit	Value
κ	-	0.0252
λ	-	0.248
e_{cs}	-	1.5
M	-	1.014
ν	-	0.4
γ_{bulk}	kN/m^3	17.17
k_x	cm/sec	1.3×10^{-7}
k_y	cm/sec	6.5×10^{-8}

표 7. 수치해석에 사용한 성토재료 등의 물성치

Material type	Parameter	Unit	Value	Material type	Parameter	Unit	Value
Embankment	E_o	kN/m^2	2.94×10^4	Soft Rock	E	kN/m^2	2.19×10^6
	ν	-	0.35		ν	-	0.25
	C	kN/m^2	14.72		γ_{bulk}	kN/m^3	22.56
	ϕ	$^\circ$	25	Weathered Rock	E	kN/m^2	1.47×10^5
	γ_{bulk}	kN/m^3	18.64		ν	-	0.3
Sand Mat	E	kN/m^2	2.94×10^4		γ_{bulk}	kN/m^3	19.62
	ν	-	0.35	Concrete	E	kN/m^2	2.45×10^7
	γ_{bulk}	kN/m^3	18.64		ν	-	0.2
	k_x	cm/sec	1.0×10^{-3}		γ_{bulk}	kN/m^3	23.54
				EPS	E	kN/m^2	6.0×10^3
					ν	-	0.1
					γ_{bulk}	kN/m^3	0.2

여 수치해석을 실시하였다. 수치해석은 대부분의 지반공학 문제에 적용할 수 있는 유한요소 해석 프로그램인 SAGE CRISP(version 4.3)를 이용하였다(CRISP Consortium & SAGE Engineering Ltd., 1999 ; Woods & Rahim, 1999).

4.1 입력 물성치

본 수치해석에서 점토지반은 탄소성 구성모델인 수정 Cam-Clay 모델(Roscoe & Poorshasb, 1963 ; Roscoe 등, 1963)을 이용하였으며, SCP와 성토재료는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였고, 그 이외의 풍화암, 연암, 샌드매트, 교대, EPS는 탄성모델을 적용하였다. 이들 모델에 필요한 매개변수는 현장 및 실내시험에서 얻어진 결과로부터 산정하였으며(표 5~7), 일부 변수는 문헌 값을 참조하였다.

4.2 해석방법

본 수치해석에서는 연약지반을 SCP로 개량한 후 단계 성토에 의하여 지반을 압밀시킨 후 교대축조 후 배면성토 및 EPS 성토에 의한 교대 구조물과 지반의 변형 거동에

표 6. 수치해석에 사용한 SCP 재료의 물성치

Parameter	Unit	Value
E_o	kN/m^2	3.92×10^4
ν	-	0.33
C	kN/m^2	19.62
ϕ	$^\circ$	30
m_E	$kN/m^2/m$	346.6
γ_{bulk}	kN/m^3	18.64
k_x	cm/sec	7×10^{-3}
k_y	cm/sec	7×10^{-3}

대한 특성을 파악하기 위하여 CRISP를 이용하여 평면변형률 조건으로 해석을 실시하였다. 본 해석에서는 두 단면, 즉, Case 1은 교대배면을 EPS로 성토한 단면, Case 2는 교대배면을 토사로 성토한 단면에 대하여 수행하였다.

그림 9는 교대배면을 EPS로 축조한 최종단계의 유한요소망을 나타낸 것이며, 그림 10은 교대 배면을 토사로 축조한 단면에 대한 최종단계의 유한요소망을 나타낸 것으로 EPS 축조 전까지의 단계는 Case 1과 동일하다. 연암층으로 이루어진 점토지반 하부의 바닥면은 한지 경계조건을 적용하여 x, y방향의 변위를 구속하였고, 점토지반 양 측면에서의 경계조건은 롤러로 지정하여 수평방향의 변위만을 구속하였다.

해석에 사용된 전체 요소의 수는 1600여개 정도이며, 해석단계에서 중복요소로 사용되어 제거된 요소를 고려하면 1900개 정도로 모델링하였다. 해석에 사용된 유한요소의 형태는 LSQp, LSQ, LST 요소를 사용하였다. 해석단계는 현장의 시공과정과 거의 동일한 과정을 모델링하기 위하여 초기응력상태설정, 지하수위설정, SCP설치, 샌드매트설치, 단계성토 및 압밀단계, 절토 후 교대말뚝기초 타설 및 교대설치, 뒤택움(성토재, EPS) 및 압밀 단계로 수행하였다. 단, 교대배면의 뒤택움을 토사로 성토하는 경우는 성토단계를 두 단계로 나누었으며, 4단계 성토두께는 2.98m, 5단계 성토두께는 5.54m를 적용하였다. SCP 설치전의 초기응력상태 설정 단계에서는 지반의 단위중량, 지하수위, 수직 및 수평응력 등을 입력하여 초기 지반조건을 설정하였으며, 지반내에 SCP를 설치하는 과정에서 지반상태의 변화는 본 프로그램에서 super imposed 요소를 이용하였으며, 이 요소는 해석과정에서 원 요소의 물성이 다른 물성으로 대체될 때, 즉, 지반내에 말뚝을 시공하는 과정 등을 모델링할 수 있다. 단, SCP 모델링시 SCP의 치환율을 고려하여 말뚝을 등가면적으로 환산하여 모델링하였다. 즉, 실제 SCP를 연약지반에 시공할 때의 배치를 고려하기 위해서 SCP의 지름을 감소시켜 적용하였다. 또한, 본 해석에서 증분수는 동일한 조건에 대해서 증분수를 변화시킨 예

비해석을 수행하여 결과값이 수렴하는 증분수를 선택하여 수치해석에 적용하였으며, 각 단계별 최대 증분수는 2000을 적용하였다.

4.3 해석 결과

4.3.1 지반의 변형 및 변위벡터

연약지반상 고성토 교대구간의 변형거동 분석을 위한 수치해석은 실제 시공과정을 고려하여 Increment Block을 사용하여 단계적으로 해석하였다. 교대의 시공과정은 앞서 기술한 바와 같이 SCP 및 샌드매트 설치, 단계성토(1, 2, 3) 및 압밀, 굴착 후 교대말뚝 및 교대설치, 뒤택움(성토재, EPS)의 순서로 뒤택움 시공 전까지의 과정은 동일하다. 따라서, 본 해석에서 Case 1은 교대배면의 뒤택움을 EPS로 시공하는 단면, Case 2는 교대배면을 토사로 시공하는 단면에 대하여 2차원 평면변형률 조건하에서 유한요소해석을 수행하였으며, 해석결과 지반의 변형형태, 지반의 변위벡터를 그림 11~16에 나타내었다.

그림 11과 12로부터 성토가 진행됨에 따라 지반의 변형 및 변위벡터의 크기가 증가한다는 것을 확인할 수 있다. 3단계 성토시에는 SCP 설치로 인해 물결형태의 침하형태, SCP의 수평방향으로의 팽창으로 인해 점토층 부분에서는 오히려 점토층의 수직변위가 말뚝의 수직변위 보다 작게 발생하는 경향이 더 명확하게 나타났으며, 그림 11로부터 성토하중에 의해 발생하는 SCP의 체적팽창은 지표면에서 약 16m 정도 깊이까지 발생하는 것으로 나타났다. 3단계 성토에 의한 압밀 후의 변위벡터를 나타낸 그림 13으로부터 성토체 좌측부분에서는 주로 연직방향의 변위를 일으키고, 사면부쪽으로 갈수록 변위벡터의 방향이 바뀌면서 사면 선단부 아래 부분에서는 주로 수평방향의 변위가 발생하며, 미개량 지반에서는 융기가 발생하는 전형적인 형태의 변위벡터를 보이고 있다.

그림 13과 14는 Case 1단면에서 EPS로 축조 후 1년 경과시점에서의 지반 및 교대의 변형단면과 변위벡터를 나

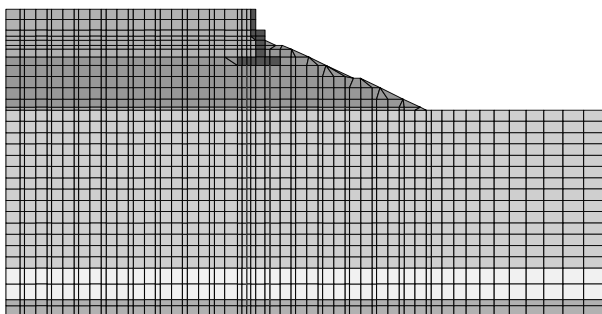


그림 9. EPS 성토단면의 유한요소망

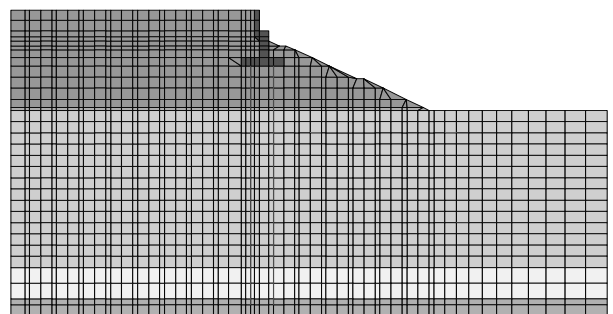


그림 10. 토사 성토단면의 유한요소망

타낸 것이다. 이로부터 Case 1에서 교대의 변위는 거의 발생하지 않음을 알 수 있으며, EPS 성토부분은 거의 침하가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 또한, Case 2에 비교하여 변위가 크게 감소하였다는 것을 확인할 수 있다. 즉, SCP 개량 점토지반의 전반적인 수직 및 수평방향의 변위는 약간의 차이만 있을뿐 3단계 성토하중에 의한 압밀 후와 지반변형 및 변위형태와 거의 동일한 양상을 보인다.

그림 15와 16은 Case 2 단면에서 최종 성토완료 후 1년 경과시점에서의 지반 및 교대의 변형단면과 변위벡터를 보여준다. 그림 15로부터 성토 및 뒤채움 하중에 의하여 풍화암 경계면까지 지반변위가 발생한다는 것을 확인할 수 있으며, 지표면으로부터 약 25m 정도 깊이까지 SCP의

체적팽창이 발생하는 것으로 나타났다. 그림 15의 변형단면으로부터 성토 및 뒤채움 성토 하중에 의해 교대배면 하부지반에서는 요소가 횡방향으로 팽창되어 주동상태를 보이고 있으며, 사면 선단에 인접한 부분에서는 수동상태를 보이고 있다. 또한, 교대 하부의 현장타설말뚝 설치지점을 기준으로 변위양상은 단계성토시의 동일한 경향을 보이며, 교대의 변위가 수평방향으로 크게 발생하고 있음을 알 수 있다. 지반의 변위벡터는 초기상태부터 누적된 값으로 크기만 증가하였을 뿐 전반적인 변위발생 양상은 4단계 뒤채움 성토시의 경우와 동일한 경향을 보이고 있으며, 사면부 아래에서는 사면경사와 거의 같은 각도로 발생한다.

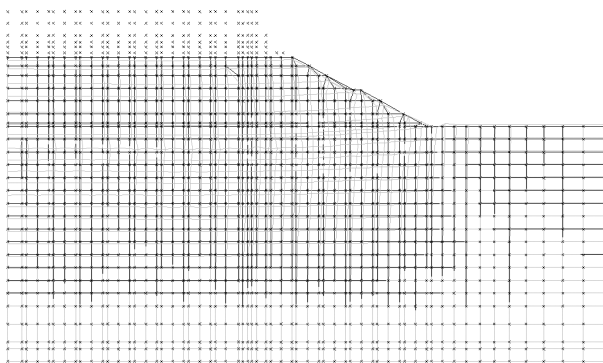


그림 11. 3단계 성토 후의 지반의 변형형태

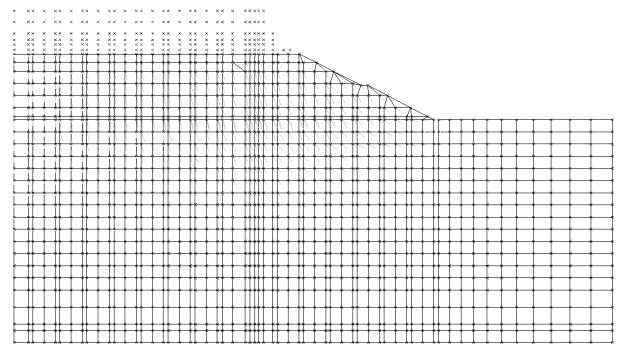


그림 12. 3단계 성토 후의 지반의 변위벡터

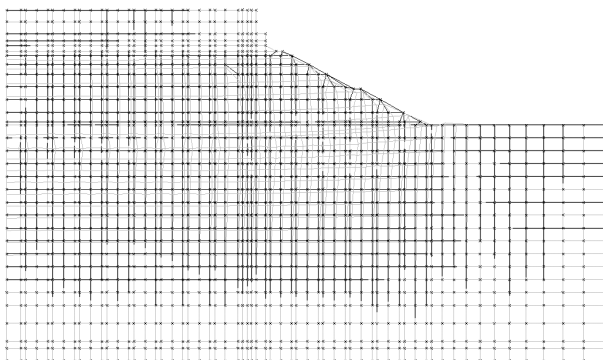


그림 13. 5단계 성토 후 지반의 변형형태(Case 1)

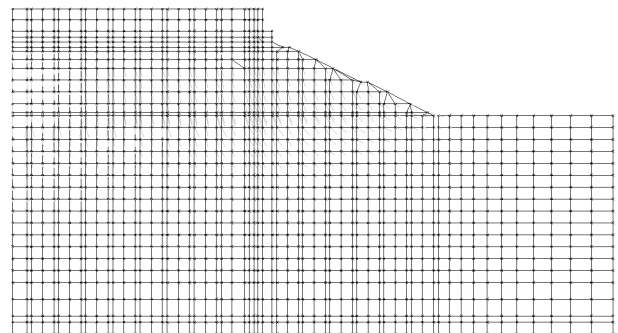


그림 14. 5단계 성토 후 지반의 변위벡터(Case 1)

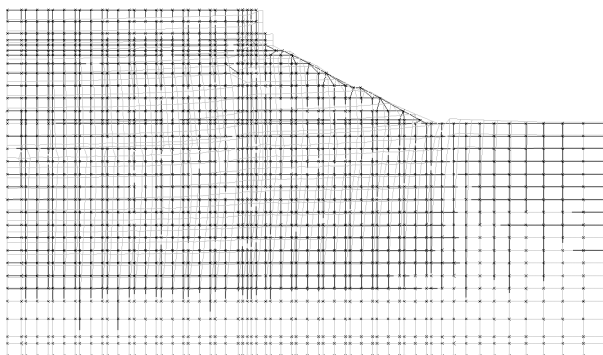


그림 15. 5단계 성토 후 지반의 변형형태(Case 2)

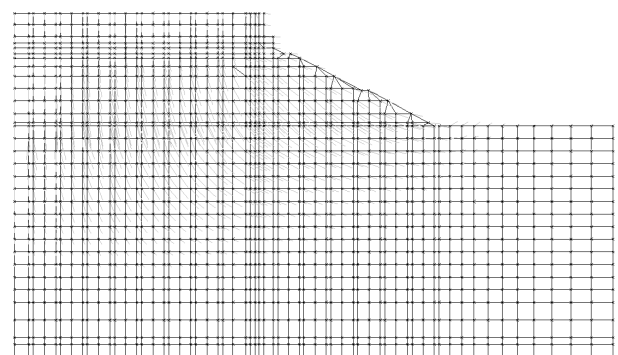


그림 16. 5단계 성토 후 지반의 변위벡터(Case 2)

4.3.2 지표면 침하와 융기

교대단면에 대한 유한요소 해석결과 4.3.1절에 나타난 지반의 변형 및 변위벡터로부터 각 시공 단계별로 지표면의 침하와 융기를 정리하여 나타내면 그림 17 및 18과 같다.

그림 17은 Case 1에 대한 해석결과를 나타낸 것으로 SCP의 타설로 인하여 침하의 형태가 물결형태, 즉, SCP를 설치한 구간은 침하량이 적은 반면 미개량 점토구간은 SCP 구간에 비해 상대적으로 침하가 크게 발생하는 것으로 나타났다. 1단계, 2단계 및 3단계 성토시 최대 융기량은 각각 0.041m, 0.232m와 0.430m 정도 발생하였으며, 최대 침하량은 각각 0.582m, 1.415m, 1.909m 정도 발생하였다. 또한, 성토가 진행됨에 따라 침하와 융기가 증가하며, 성토체 하부의 침하 양상이 직선적인 형태에서 곡선적인 형태로 변한다는 것을 알 수 있다. EPS 축조 후 1년 경과시점에서의 최대 침하량은 2.067m로 3단계 성토시에 비해 8% 정도 큰 것으로 나타났으며, 최대 융기량은 0.353m로 오히려 18% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 이는 교대설치

전의 굴착에 의한 상재하중 감소 및 EPS 뒤채움 후의 1년 동안 시간경과에 따라 점진적으로 압밀이 진행되기 때문인 것으로 판단된다. 교대하부의 현장타설말뚝 설치지점에서 순 침하가 거의 발생하지 않는다는 것을 알 수 있다.

그림 18은 Case 2에 대한 최종단계까지의 해석결과를 나타낸 것으로 4, 5단계 뒤채움 성토에 의한 침하발생 경향이 교대 하부의 말뚝설치지점(수평거리 37.4m)을 기준으로 크게 다르게 발생한다는 것을 알 수 있다. 즉, 말뚝설치지점 좌측부분에서는 성토에 의해 발생하는 침하양상으로 침하가 크게 발생하지만, 말뚝설치지점 우측부분에서는 침하량이 크게 감소할 뿐만 아니라 침하가 비교적 균등하게 나타남을 알 수 있다. 4단계 및 5단계 뒤채움 성토후 1년 경과시점에서의 최대 침하량은 2.689m와 4.074m로 나타났으며, 최대 융기량은 0.493m와 0.775m로 나타났다.

4.3.3 지반의 수평변위

그림 19~21은 유한요소 해석결과 지반의 변형 및 변위

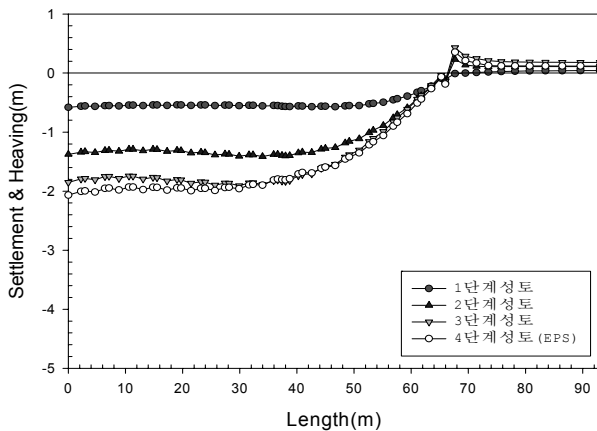


그림 17. 지표면 침하와 융기(Case1, EPS)

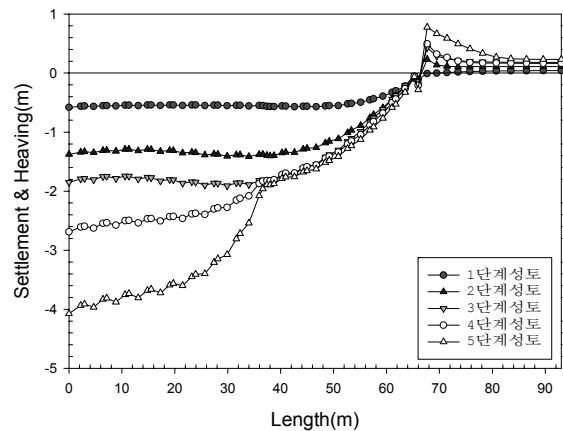


그림 18. 지표면 침하와 융기(Case 2, 토사성토)

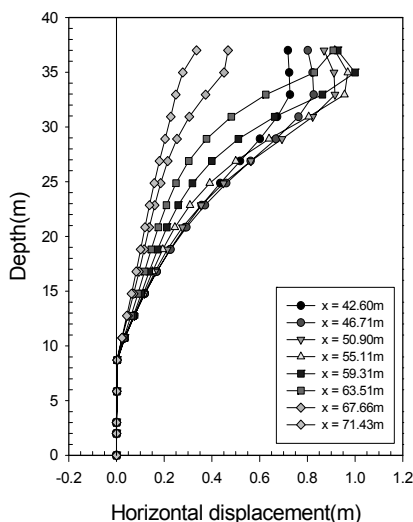


그림 19. 3단계 성토후 수평변위

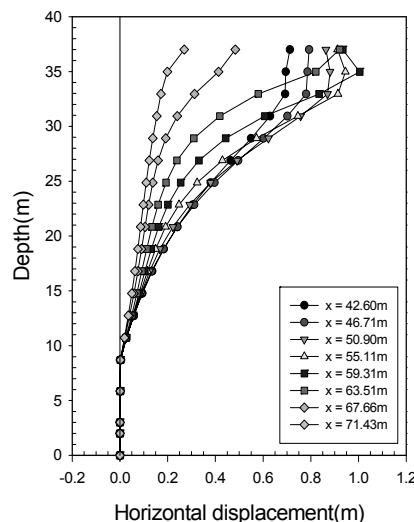


그림 20. EPS 성토후 수평변위

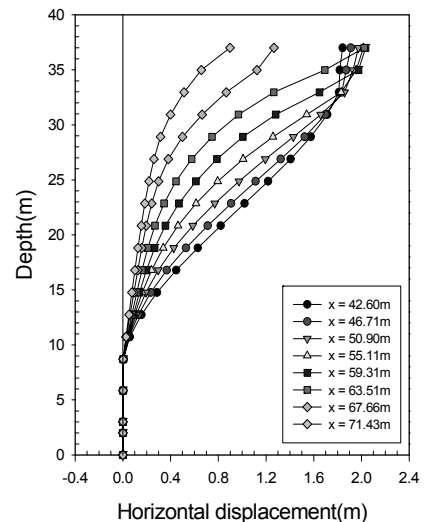


그림 21. 5단계 성토후 수평변위

벡터로부터 각 시공 단계별로 사면부 아래 지반 및 미개량 점토지반에서의 깊이에 따른 수평변위 분포를 도시한 것이다. 이로부터 수평방향의 변위가 발생하는 깊이는 지표면으로부터 28m 정도인 점토층과 풍화암층의 경계까지 발생한다는 것을 확인할 수 있다. 또한, 최대 수평방향의 변위는 지표면으로부터 2m 깊이에서 수평거리 59.31m 지점에서 발생하며, 사면선단부로 갈수록 최대수평변위가 증가하다가 미개량 영역(수평거리 66m 우측부분)에서는 오히려 감소하는 경향을 보이고 있다.

그림 20과 그림 21로부터 Case 1(EPS 성토)과 Case 2(토사 성토)의 최종 단계에서의 최대 수평변위는 각각 0.985m와 2.035m로 최대 침하량의 48%와 50% 정도를 보이고 있다. 즉, 최대침하량(S_m)과 최대수평변위(δ_m)의 관계는 Case 1에서 $\delta_m = 0.48 S_m$, Case 2에서 $\delta_m = 0.5 S_m$ 의 관계를 나타낸다.

4.3.4 교대변위

표 8은 Case 1 및 Case 2에 대한 해석결과 최종단계 성토후 1년 경과시점에서 교대의 수평변위와 수직변위를 나타낸 것이다. 단, 여기에 나타난 값은 교대 최상부에서의 값으로 우측부의 값을 나타내었으며, 수직방향은 하향을

표 8. 교대의 수평변위와 수직변위

구분	수평변위(cm)	수직변위(cm)	비고
Case 1 (EPS 성토)	-1.39	1.21	수직 : 하향(+) 수평 : 사면방향(+)
Case 2 (토사 성토)	106.63	10.20	

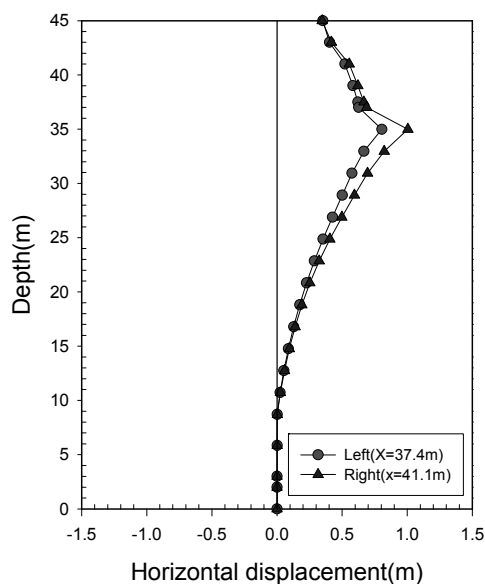


그림 22. 최종단계에서 전 수평변위(Case 1)

정(+)으로, 수평방향변위는 사면부 방향으로 발생하는 것으로 정(+)으로 하였다.

이로부터 Case 1 단면(EPS 성토)에서 교대의 수평변위는 -1.39cm로 허용수평변위 이내로 나타났으며, Case 2(토사 성토)에서 최대수평변위는 106.63cm로 허용 수평변위를 초과하는 것으로 나타났다. 한편, 교대의 수직변위는 Case 1에서 1.21cm로 Case 2에 비해 1/9 정도 작게 발생하는 것으로 나타났다.

4.3.5 말뚝의 수평변위

그림 22와 23은 교대하부 말뚝 설치지점에서의 최종단계에서의 전 수평변위를 나타낸 것으로 최대 수평변위는 앞에서 설명한 바와 같이 지표면에서 2m 깊이(저면기준 35m지점)에서 발생하며, 교대하부의 우측말뚝 설치지점($X=41.1m$)에서의 수평변위가 다소 크게 나타났으며, Case 2(뒤채움 성토)에서의 최대 수평변위가 Case 1(뒤채움 EPS)에 비해 2배 이상 크게 나타났다.

그림 24와 25는 각각 Case 1과 Case 2단면에서 말뚝 설치후 뒤채움 축조 과정동안 발생된 깊이에 따른 말뚝의 수평변위를 나타낸 것으로 좌측부 말뚝의 최대 수평변위가 약간 크게 나타났다. EPS로 뒤채움을 하는 경우 좌우측 말뚝에서의 최대수평변위는 각각 1.26cm와 0.93cm로 허용수평변위 기준(1.5cm) 이내로 나타났으며, 저면기준 20m 이하에서는 거의 수평변위가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 한편, Case 2에서 좌측 및 우측 말뚝에서의 최대 수평변위는 각각 0.805m와 1.005m로 허용기준을 크게 초과하는 것으로 나타났다. 또한, 그림에서 알 수 있는 바와 같이 교대배면을 성토로 축조하는 경우 약 30m 이상의 높이

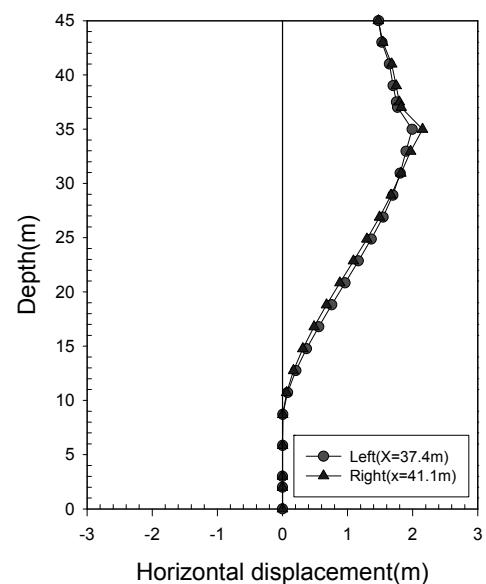


그림 23. 최종단계에서 전 수평변위(Case 2)

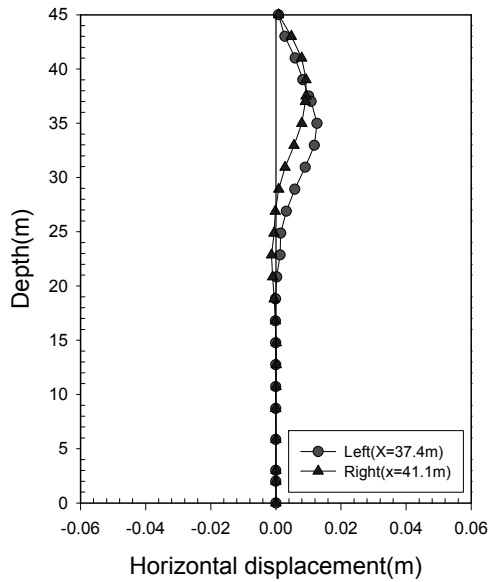


그림 24. 말뚝의 수평변위(Case 1)

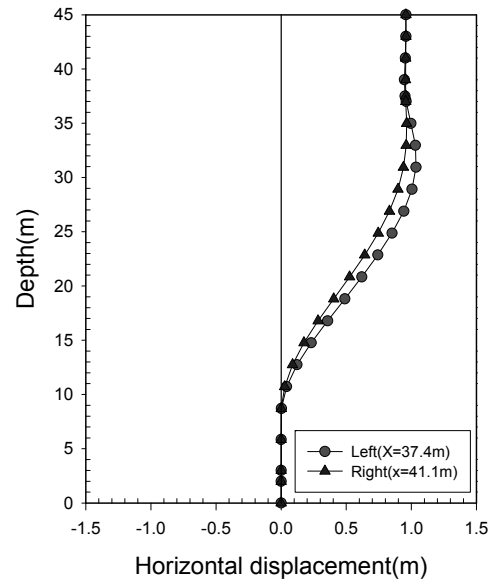


그림 25. 말뚝의 수평변위(Case 2)

에서는 수평변위는 거의 일정한 경향으로 보이며, 그 이하에서는 풍화암층의 경계면까지 거의 직선적으로 감소하는 경향을 보이고 있다.

4.4 실험 결과와의 비교분석

4.4.1 교대 변위

표 9는 원심모형실험과 유한요소해석 결과 교대의 수직변위와 수평변위를 비교하여 나타낸 것이다. 이로부터 교대배면을 토사로 성토한 Case 2에 대한 실험결과와 교대의 수직변위는 12cm로 해석결과에 비해 18%정도 크게 평가되었으며, 수평변위는 거의 일치하는 것으로 나타났다. 한편, 교대배면을 EPS로 성토한 Case 1의 경우 모형실험에

표 9. 실험 및 해석결과와 교대의 수평 및 수직변위 비교

구 분	실 험 결 과		해 석 결 과	
	수직변위	수평변위	수직변위	수평변위
Case 1 (EPS 성토)	0.12cm	1.4cm	1.21cm	1.39cm
Case 2 (토사 성토)	12cm	110cm	10.20cm	106.63cm

표 10. 실험 및 해석결과와 각 단계별 지반침하량 비교

구분	실 험 결 과		해 석 결 과	
	Case 1 (EPS성토)	Case 2 (토사성토)	Case 1 (EPS성토)	Case 2 (토사성토)
1단계 성토	0.62m	0.59m	0.582m	0.582m
2단계 성토	1.44m	1.43m	1.415m	1.415m
3단계 성토	1.93m	1.93m	1.909m	1.909m
최종단계	2.17m	3.94m	2.067m	4.074m

서 교대의 수직변위는 거의 발생하지 않은 반면 해석결과에서는 1.21cm 정도 발생하는 것으로 평가되었으며, 실험결과와 교대의 수평변위는 1.4cm로 해석결과와 거의 일치하였다.

4.4.2 지반 침하

표 10은 원심모형실험과 유한요소해석결과와 각 단계별 지반에서의 침하량을 비교하여 나타낸 것으로 실험 및 해석결과와 지반변위는 거의 일치하는 것으로 나타났다. 최종단계의 변위를 비교하면 Case 1에서 실험결과와 최종단계의 지반변위는 2.17m정도로 해석결과 2.067m에 비해 5%정도 크게 평가되었으며, Case 2에서 실험결과와 최대침하량은 3.94m로 해석결과에 비해 3.3% 정도 작게 평가되었다.

5. 결 론

연약지반상 고성토 교대구간의 뒷채움 시공방법에 따른 측방유동과 관련한 안정성 평가를 위해 교대배면의 뒷채움을 EPS로 성토하는 단면과 토사로 성토하는 단면에 대하여 원심모형실험과 수치해석을 수행하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 연약지반개량공법으로 SCP공법, 단계 성토, 교대 배면 EPS 성토공법을 적용한 고성토 교대구간에 대한 원심 모형실험 결과 교대배면 성토부에서 측정된 수직변위는 최대 2.17m 정도로 해석결과에 비해 5%정도 크게 평가되었다.

- (2) 연약지반개량공법으로 SCP공법 및 단계 성토, 교대 배면 토사성토를 적용한 고성토 교대구간에 대한 원심모형실험 결과, 교대 배면 성토부에서 측정된 최대 수직 변위는 3.94m 정도로 해석결과에 비해 3.3% 정도 작게 평가되었다.
- (3) 원심모형실험결과 Case 1에서 교대의 수평변위는 1.4cm로 해석결과와 거의 일치하며, 허용기준을 만족하는 것으로 나타났다. 한편, Case 2에 대한 실험결과 교대 상부에서의 수평 변위는 12cm 정도로 해석결과에 비해 18%정도 크게 평가되었으며, 허용기준을 크게 초과하는 것으로 나타났다.
- (4) 해석결과 최대 수평방향의 변위는 지표면으로부터 2m 깊이에서 사면선단에서 좌측으로 6m 정도 떨어진 지점에서 발생하였으며, 최종 단계에서 Case 1(EPS)과 Case 2(토사)의 최대 수평변위는 각각 0.985m와 2.035m로 최대침하량(S_m)과 최대수평변위(δ_m)의 관계는 Case 1에서 $\delta_m = 0.48 S_m$, Case 2에서 $\delta_m = 0.5 S_m$ 로 나타났다.
- (5) EPS로 뒤채움을 하는 경우 좌우측 말뚝에서의 최대수평변위는 각각 1.26cm와 0.93cm로 허용 수평변위 기준(1.5cm)을 만족하는 것으로 나타난 반면, Case 2에서 뒤채움 성토과정동안 발생된 말뚝의 최대 수평변위는 0.805~1.005m로 허용기준을 크게 초과하는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. 서정주, 서동희, 정상섭, 김유석 (2003), 측방유동을 받는 교대말뚝 기초의 거동분석(I), *한국지반공학학회논문집*, 제19권,

- 제1호, pp. 5~19.
2. 이처근 (2001), *원심 및 수치모델링에 의한 화강토 지반상 Diaphragm Wall의 거동*, 충북대학교 대학원 박사학위논문, pp. 70~90.
3. 조성민 (1998), *국내 연약 점성토 지반의 성토 재하시 변형특성분석*, 서울대학교 대학원 박사학위논문.
4. 허열, 박성훈, 윤석현, 권선옥 (2007), 복합지반상 교대변위 및 지반 측방유동에 관한 원심모델링, *한국지반환경공학회 논문집*, 제8권, 제5호, pp. 1~8.
5. 홍원표, 송영석 (2006), 측방유동 연약지반상 파일슬래브로 보강된 교대의 안정, *한국지반공학회 논문집*, 제22권, 제8호, pp. 13~24.
6. 홍원표, 이우현, 안종필, 남정만 (1991), 교대기초말뚝의 안정, *대한토질공학회지*, 제7권, 제2호, pp. 67~69.
7. CRISP Consortium and SAGE Engineering Ltd. (1999), "*SAGE-CRISP Geotechnical Finite Element Analysis Program User Manual*", pp. 1~203.
8. Ingold, T.S. (1977), A Field study of Laterally Loaded Piles, *Proc. 9th ICSMFE*, Special Session 10, Tokyo, pp. 77~80.
9. Kimura, T., Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N. and Hiro-Oka, A. (1994), Stability of Piles Bridge Abutments on Soft Clay Deposits, *Proc. 13th ICSMFE*, New Dehli, pp. 721~724.
10. Roscoe, K. H., and Poorshasb, H. B. (1963), "A Theoretical and Experimental Study of Stress-Strain in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays", *Geotechnique*, Vol. 13, No. 1, pp. 12~28.
11. Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Thurairajah, A. (1963), "Yielding of Clays in State Wetter than Critical", *Geotechnique*, Vol. 13, No. 3, pp. 211~240.
12. Taylor, R.N. (1995), *Geotechnical Centrifuge Technology*. Chapman & Hall, London, pp. 1~115.
13. Tschebotarioff, G.P. (1973), Lateral Pressure of Clayey Soils on Structures, *Proc. of the 7th ICSMFE*, Special Session 5, Moscow, pp. 227~280.
14. Woods, R., and Rahim, A. (1999), "*SAGE-CRISP Technical Reference Manual*", CRISP Consortium and SAGE Engineering Ltd., pp. 1~223.

(접수일: 2008. 7. 14 심사일: 2008. 7. 16 심사완료일: 2008. 11. 12)