

# 성토지지말뚝공법의 아치형 응력전달구조 변화에 대한 수치해석적 분석

## Transformation of Load Transfer Soil Arch in Geosynthetics-Reinforced Piled Embankment: A Numerical Approach

이 태 희 <sup>1</sup>	Lee, Taehee	이 수 형 <sup>2</sup>	Lee, Su-Hyung
이 일 화 <sup>3</sup>	Lee, Il-Wha	정 영 훈 <sup>4</sup>	Jung, Young-Hoon

### Abstract

In the geosynthetics-reinforced piled embankment the effects of soft soil stiffness, friction angle of the fill material, tensile stiffness of geosynthetics, and height of the embankment on the load transfer soil arch measured by the critical height were numerically investigated. Results from parametric studies show that the magnitude of the soft soil stiffness is the most influencing factor on the critical height. The contour charts of the critical height with respect to the combination of the soft soil stiffness and other parameters were presented. The charts show that the critical height sensitively varies with the combination of the soft soil stiffness and the height of embankment. Under the sufficiently low stiffness of soft soil, the critical height sensitively varies with the friction angle of the fill material. Once the geosynthetic layer is placed, however, the magnitude of the tensile stiffness of the geosynthetic layer hardly influences the critical height of the soil arch.

### 요 지

성토지지말뚝공법에서 연약지반 강성, 성토체의 내부마찰각, 토목섬유의 인장강성, 성토고의 변화가 한계높이로 표현되는 하중 전이 흙 아치의 형태에 어떠한 영향을 미치는지 수치해석적으로 분석하였다. 매개변수 해석결과에서 연약지반 강성이 한계높이에 가장 큰 영향을 미쳤다. 주 영향요소인 연약지반 강성과 다른 매개변수의 조합에 대해 한계높이가 어떻게 변화하는지 등고선도 형태의 도표를 제시하고 분석하였다. 해석 결과는 연약지반 강성과 성토고의 조합에 대해 한계높이가 매우 민감하게 변함을 보였다. 연약지반 강성이 충분히 낮은 조건에서 성토체의 내부마찰각에 대해 한계높이가 민감하게 변하였다. 토목섬유가 포설된 조건에서는 토목섬유 인장강성의 변화가 한계높이 변화에 큰 영향을 주지 않았다.

**Keywords** : Piled embankment, Critical height, Soft soil stiffness, Geosynthetics, Soil arching effect

1 정희원, 경희대학교 사회기반시스템공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Kyung Hee Univ.)

2 정희원, 한국철도기술연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Korea Railroad Research Institute)

3 비희원, 한국철도기술연구원 책임연구원 (Principal Researcher, Korea Railroad Research Institute)

4 정희원, 경희대학교 사회기반시스템공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Eng., Kyung Hee Univ., Tel: +82-31-201-2574, Fax: +82-31-202-8854, [jyounghoon@khu.ac.kr](mailto:jyounghoon@khu.ac.kr), Corresponding author, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2016년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

서로 다른 강성의 재료로 구성된 수평 지지면에 연직 하중이 가해지면, 강성이 큰 쪽으로 더 많은 하중이 집중되는 것은 일반적인 물리현상이다. 만약 연약지반에 일정한 간격으로 말뚝을 설치한 후 성토체를 축조하면, 연약지반에 비해 상대적으로 큰 강성을 지닌 말뚝으로 성토하중을 집중시킬 수 있다. 이와 함께 말뚝이 설치된 연약지반의 상부면과 성토체 사이에 토목섬유를 포설하여 말뚝을 서로 연결하는 일종의 구조물을 설치하면 연약지반으로 전달되던 하중의 일부가 토목섬유를 통해 다시 말뚝 상단으로 유도될 수 있다. 이처럼 말뚝과 토목섬유를 이용하여 성토하중을 최대한 연약지반 하부의 견고한 지지층으로 직접 전달시키는 공법을 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝공법(*geosynthetics reinforced pile supported embankment*)이라고 하며, Fig. 1과 같다.

기존의 연약지반 처리공법은 연약지반이 가진 본래의 강성을 증진시켜 상부 성토하중을 안정적으로 지지하는데 목적이 있으며, 원하는 지지강성에 도달하기까지 소요되는 시간의 단축과 개량 품질의 균질성 확보가 공법의 핵심이 된다. 반면 성토지지말뚝공법은 말뚝과 토목섬유를 이용하여 연약지반으로 전달되는 성토하중을 최소화시키는데 목적이 있다. 성토지지말뚝공법에서는 일반적으로 대부분의 성토하중이 충분히 말뚝으로 유도되었다고 가정하여 추가의 연약지반 처리는 수행하지 않는다. 따라서 성토지지말뚝공법의 성패 여부는 공법을 구성하는 말뚝, 토목섬유, 그리고 연약지반에 분배되는 하중을 얼마나 정확하게 예측하느냐에 달려 있으며, 그 분배 과정을 설명하기 위한 다양한 연구가 진행되고 있다.

성토지지말뚝공법에서는 Terzaghi(1943)의 지반 아칭(*soil arching*) 이론에 근거하여 성토체 내부에 흙 아치

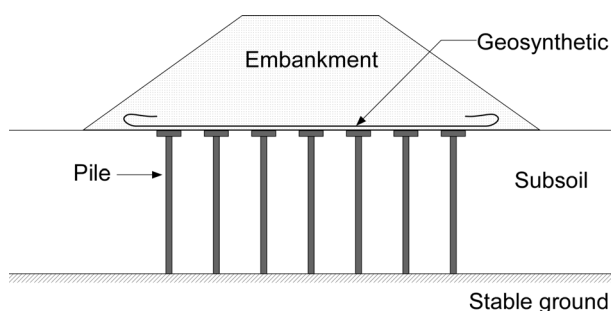


Fig. 1. Schematic illustration of geosynthetics-reinforced pile-supported embankment

(*soil arch*)가 형성되고, 상부하중이 흙 아치를 통과하며 재분배된다고 가정한다. 따라서 각 재료로 분배되는 하중은 흙 아치를 어떻게 가정하느냐에 따라 변화하며, 하중을 정확히 재분배시키기 위하여 흙 아치의 형상을 정밀하게 가정해야 한다. 그러나 현행 국외 설계기준에서는 성토체의 내부 마찰각과 같은 재료적 성질과는 무관하게 말뚝 간격과 말뚝 두부의 폭 등의 기하학적 형상 변수만으로 흙 아치의 형상을 일정하게 가정하고 있으나 이는 분명 실제 거동과는 차이가 있다.

본 연구에서는 3차원 유한요소해석을 이용하여 성토지지말뚝의 다양한 재료 물성치와 기하학적 형상 변화 조건에서 발생하는 아치 높이의 변화를 분석하였다. 유한요소해석과 병행하여 실시한 실험결과를 해석 결과와 비교하여 해석모델의 타당성을 검증하고자 하였다. 연약지반의 강성, 성토체의 내부 마찰각, 토목섬유의 인장강성을 포함한 재료 물성치와 말뚝 간격의 기하학적 형상에 대한 매개변수 해석을 실시하여 아치 높이에 대한 각 변수의 민감도 분석을 실시하였다. 연약지반 강성과 타 매개변수의 조합에 대한 아치 높이 변화를 보여주는 등고선도를 제시하여 아치 형상의 결정에서 기하학적 변수 이외에 재료 물성치도 고려할 수 있는 기초 자료를 제시하고자 하였다.

## 2. 지반 아칭 이론

영국의 BS 8006(2010)과 프랑스의 ASIRI(2012)에서 적용하고 있는 Hewlett and Randolph(1988)의 아칭이론과 독일의 EBGEO(2010)와 네덜란드의 CUR 226(2010)에서 채택한 Zaeske(2001)의 아칭이론에서는 성토체 내 흙 아치의 외곽면을 Fig. 2와 같이 완전한 반구형(*hemisphere*)으로 가정한다. Fig. 2에서 A로 표시한 아치 구조의 첨단점을 통과하는 연직선(점선으로 표시)을 따라 성토체 내 연직응력 분포를 살펴보면, 성토체 상단에서 0으로 시작하여 깊이에 따라 선형으로 증가하지만, A점부터 급격히 감소한다. Hewlett and Randolph의 방법에서는 소위 아칭 영역(*arching area*)를 통과한 후 다시 연직응력이 선형으로 증가하지만, Zaeske의 방법에서는 연직응력이 A점 아래에서 계속 감소한다. 즉 아치 구조 내부에서의 연직응력 변화는 방법에 따라 다르게 가정되지만, 아치 구조의 외곽면은 공통적으로 A점을 이용하여 정의되고 있다.

Mckelvey(1994)는 Fig. 3(a)와 같이 성토체 내부에 연

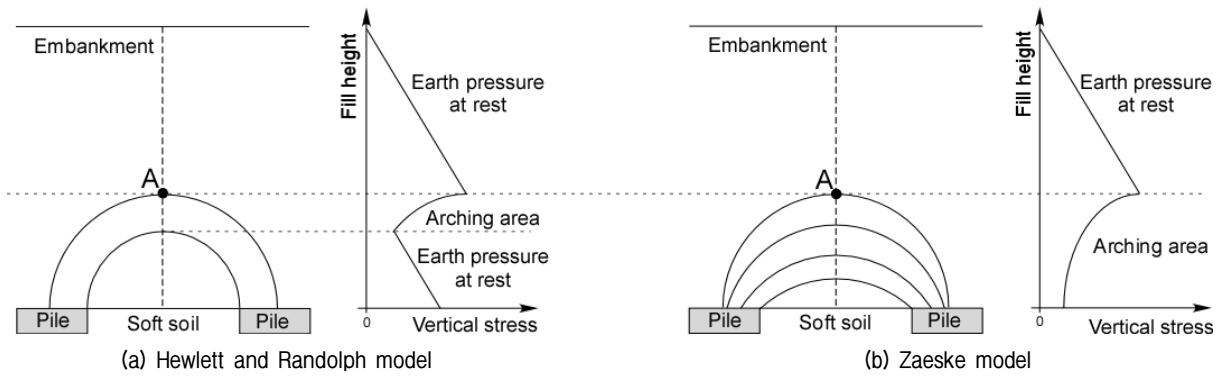


Fig. 2. Assumption of the soil arch and the distribution of the vertical stresses in two different models

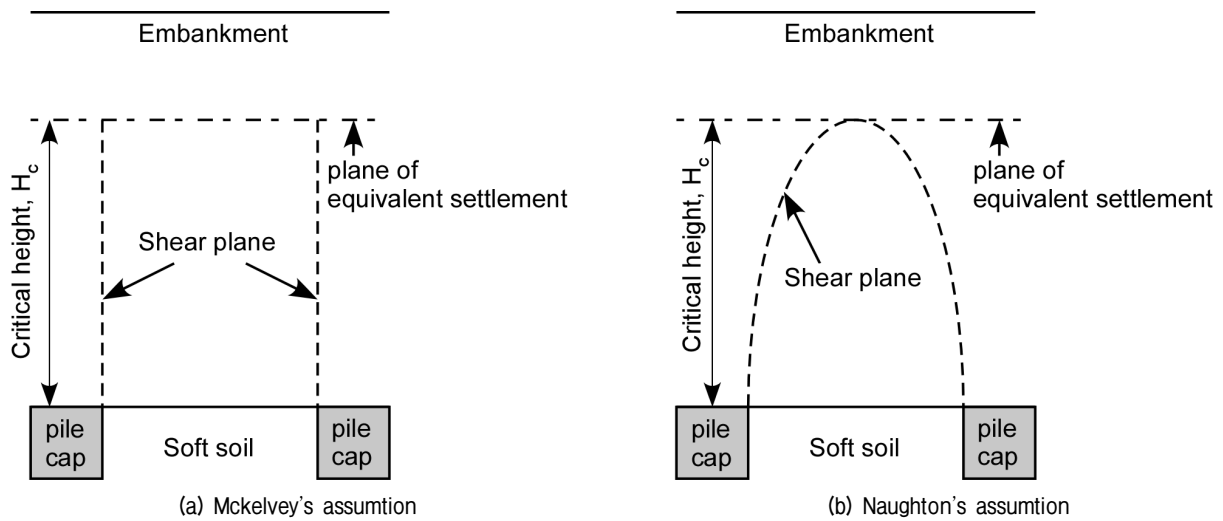


Fig. 3. Critical height of geosynthetic-reinforced pile-supported embankment

직 변위량이 동일한 수평면, 즉 등가 침하면(plane of equal settlement)이 존재하며, 등가 침하면 아래의 토체간 상대변위로 인해 형성된 전단 저항면(shear plane)이 하중의 재분배를 유발한다고 가정하였다. Fig. 3(b)와 같이 전단 저항면을 대수나선곡선(log-spiral)의 형태로 조정 한 Naughton(2007, Fig. 3(b))과 McGuire(2011)는 말뚝 두부 상단면에서 등가 침하면까지의 성토고를 아칭 효과가 온전히 나타날 수 있는 한계높이(critical height,  $H_c$ )로 정의하였다.

최근 Zhuang and Cui(2015)는 한계높이가 Fig. 2에서 A로 표시한 연직응력의 감소 지점과 거의 일치함을 보였다. 또한 성토지지말뚝의 3차원 수치해석 결과를 분석하여 토체 내 흙 아치의 높이가 기하학적 형상 변수뿐만 아니라 성토체의 내부 마찰각에 의해서도 변할 수 있음을 보였으나 이외의 다양한 재료 물성치의 변화에 대해서는 고려하지 못하였다. Van Eekelen(2015)은 성토지지말뚝의 실내 모형 실험 결과로부터 연약지반의 강성

변화가 아치 구조에 상당한 영향을 줄 수 있음을 밝혔다. 그러나 기존의 해석 이론들은 물론 자신의 모델 역시 재료 물성치 변화에 따른 흙 아치의 변화를 적절히 반영하지 못하였음을 지적하였다.

### 3. 3차원 유한요소해석

#### 3.1 유한요소해석 모델의 구성

3차원 유한요소 해석을 수행하기 위하여 상용 수치해석 프로그램인 ABAQUS(2005)를 사용하였다. 해석과 병행하여 2가지 토목섬유 보강조건으로 수행한 실험 단면을 참고하여 유한요소 해석망을 구성하였다. 실험 단면은 폭 5m의 콘크리트 벽체로 이루어진 토조에 Fig. 4의 단면도와 같은 말뚝 배치로 진행하였다. 총 16 본의 말뚝 상단에 폭(a) 0.4m의 정방형 철재판으로 만들어진 말뚝두부(말뚝캡)를 부착하였고, 말뚝 중심간

간격(s)이 1.2m가 되도록 정사각형 패턴으로 배치하였다. 폴리우레탄 폼(polyurethane foam)으로 제작한 인공 연약층을 말뚝 사이의 공간에 말뚝과 동일한 높이로 채웠다. 말뚝과 연약층을 조성한 후 Fig. 5와 같이 단계 성토하여 높이 2.55m의 성토체를 완성하였다. Fig. 5(a)와 (b)에 구분한 것처럼 성토체 하부에 포설된 토목섬유를 무보강 또는 직포(woven geotextile) 1층으로 구성하여 토목섬유의 영향을 살펴보았다. 직포 1층 보강 조건의 토목섬유는 Fig. 5(b)와 같이 15cm 두께의 첫 단계 성토

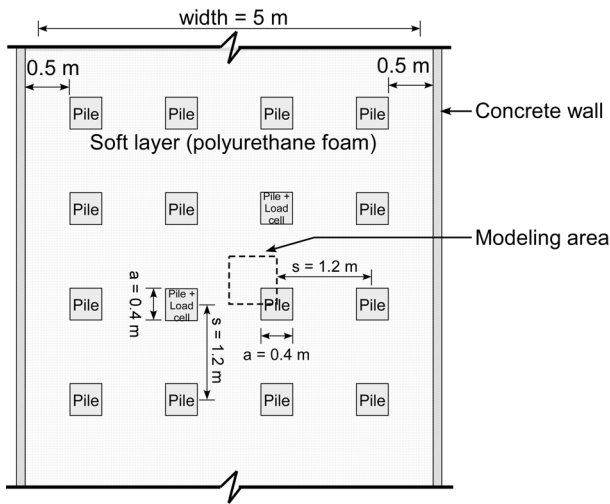


Fig. 4. Dimension and set-up scheme of full-scale model test

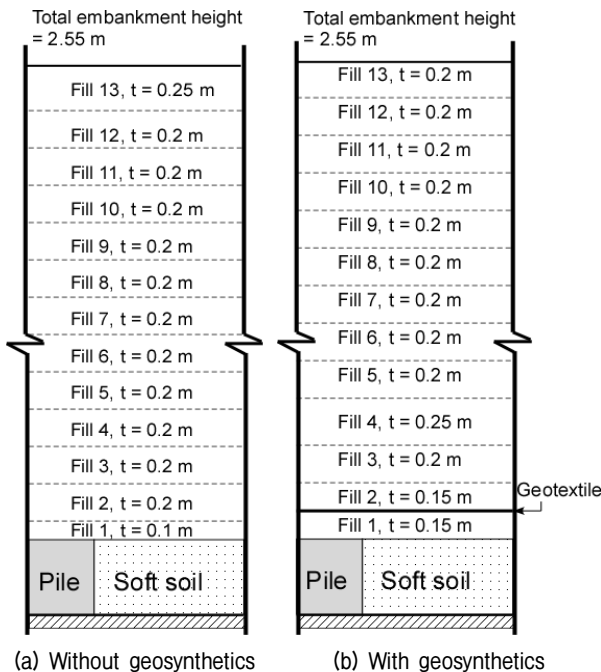


Fig. 5. Sequential staged compaction in full scale model tests: (a) the test without geosynthetics layer; (b) the test with geosynthetics layer

후 포설하였다.

유한요소 해석망은 Fig. 4와 5의 실험 조건을 반영하여 Fig. 6과 같이 두 가지 형태로 작성하였다. 말뚝 배치의 대칭성을 고려하여 Fig. 4에서 점선으로 표시한 영역만을 해석망으로 작성한 후 해석망의 측면에 대칭 경계면 조건을 적용하였다. 또한 해석망 하부면의 연직 및 수평 변위를 구속하였다. 성토지말뚝구조에서는 연약지반-말뚝, 성토재료-토목섬유, 그리고 성토재료-연약지반이 접촉 경계면을 이루게 된다. Fig. 5에 표시한 바와 같이 본 해석 모델에서는 연약지반의 두께가 0.4m에 불과하여 연약지반-말뚝 간의 마찰 특성이 전체 해석 결과에 미치는 영향은 제한적이라 판단되어 연약지반-말뚝 경계면에서 상대변위를 허용하지 않고 완전 부착 상태로 모델링하였다. Lee et al.(2016)의 결과에 따르면 성토지말뚝 구조에서 성토체 하부에 설치된 토목섬유에서 발생하는 인장력 및 인장변형률은 말뚝 모서리 근처에 집중되어 제한적으로 발생하였으며 이를 제외한 대부분의 영역에서는 매우 작은 양의 상대변위만이 유발되었다. 본 연구에서는 제한적인 상대변위 예상되는 토목섬유 경계면의 마찰거동을 모델링하기 위해 필요한 모델 변수의 불확실성을 배제하기 위해 성토재료 또는 연약지반과 토목섬유의 경계면을 완전 부착 상태로 모델링하였다.

### 3.2 유한요소 해석에 사용한 물성치

해석에 사용한 말뚝, 연약층, 성토체의 구성 모델과 재료 물성치를 Table 1에 정리하였다. 4절점 육면체의 연속체 요소를 이용하여 말뚝, 연약층, 성토체를 모델링하였다. 말뚝은 강재의 대표적인 탄성계수 및 포아송비를

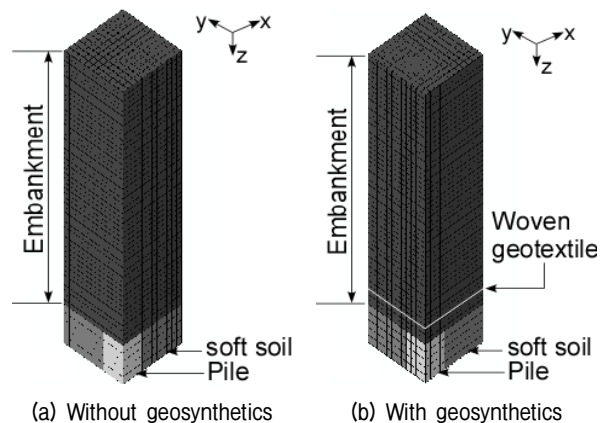


Fig. 6. Finite element meshes for simulations

Table 1. Material properties for reference

Component	Fill	Soft soil	Pile
Material	Sand	Polyurethane	Steel
Constitutive model	Linear elastic and Mohr-coulomb plastic model	Linear elastic model	
Unit weight	20 kN/m <sup>3</sup>	0.09 kN/m <sup>3</sup>	77 kN/m <sup>3</sup>
Poisson ratio	0.3	0.3	0.2
Young's modulus	80 MPa	10 kPa	200 GPa
Cohesion	1 kPa	-	-
Friction angle	30°	-	-
Dilatancy angle	10°	-	-

Table 2. Material properties of geosynthetics

Type	Woven geotextile
Thickness	t = 2.5 mm
Tensile stiffness	J <sub>x</sub> = J <sub>y</sub> = 400 kN/m E <sub>x</sub> = E <sub>y</sub> = J/t = 160 MPa
Shear stiffness	G <sub>xy</sub> = G <sub>xz</sub> = G <sub>yz</sub> = 1 kPa
Poisson ratio	v <sub>xy</sub> = v <sub>yx</sub> = 0.3

적용한 선형 탄성 모델로 모사하였다. 연약층을 구성하는 폴리우레탄 폼의 비선형적인 응력-변형률 관계를 별도의 시편에 대한 일축압축시험을 통해 얻었고, 응력-변형률 곡선에서 성토 완료 시 연약층에서 예상되는 응력 범위에 해당하는 평균 활선계수의 값을 정하여 선형 탄성 모델의 탄성계수로 사용하였다. 실험실 시험에서 사용한 성토 재료는 통일분류법 상 SP(poorly graded sand)로 분류되는 사질토였으며, 별도로 실시한 삼축압축시험으로 얻은 탄성계수 및 전단 강도를 이용하여 Mohr-Coulomb 탄소성 모델의 변수를 정하였다. 직포형 토목섬유(woven geotextile)에 적용한 물성치는 Table 2와 같다. 토목섬유 영역은 평면에 작용하는 힘(in-plane force)만 전달하며 휨 강성이 없는 3차원 멤브레인(membrane) 요소를 사용하여 모델링하였다. 직교 이방적인(orthotropic) 인장 특성을 지니는 직포에서 평면 내 축방향 인장강성을 제외한 휨 및 전단 강성은 무시할 수 있을 정도로 작은 값이다(Perkins, 2000; Zhuang and Elis, 2014; Gu, 2011). 따라서 멤브레인 요소에 사용한 직교 이방 선형 탄성 모델(orthotropic linear elastic model)의 구성 방정식에서 필요한 x, y, z 축 방향으로 정의되는 9개의 변수--즉 이방적 영탄성계수, 전단탄성계수, 포아송비--중 멤브레인 평면 내의 x, y축에 대한 영탄성계수 E<sub>x</sub>와 E<sub>y</sub> 그리고 포아송비 v<sub>xy</sub>와 v<sub>yx</sub>는 실제 물성치를 가지도록 하였고, 이를 제외한 탄성계수 및 포아송비는 재료 특성을

가지지 않도록 설정하였다(Zhuang and Elis, 2014; Lee et al., 2015). 직포가 멤브레인 평면 내에서 동일한 인장강성을 가진다고 가정하여 E<sub>x</sub> = E<sub>y</sub> 그리고 v<sub>xy</sub> = v<sub>yx</sub>로 설정하였다. 따라서 토목섬유 재료의 영탄성계수와 두께를 곱하여 표시하는 토목섬유의 인장강성(tensile stiffness of geosynthetic, J)는 x축과 y축 방향에 대해 동일한 직교 등방 상태이다.

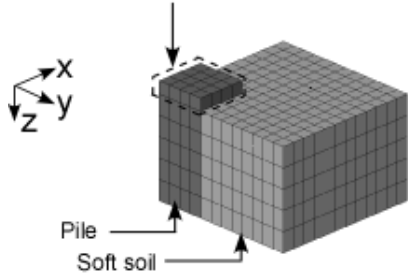
### 3.3 유한요소 해석 및 분석 방법

앞서 설명한 유한요소 모델과 구성 모델의 재료 물성치의 타당성을 검증하기 위해 실험실 시험에서 실측한 말뚝효율과 동일 조건에서 유한요소 해석으로 계산된 말뚝효율을 서로 비교하였다. 말뚝효율(pile efficiency, E<sub>p</sub>)은 아칭효과(arching effect)로 인해 발생하는 성토체 내 응력 전달구조의 변화를 성토체 하부면에서 측정된 연직하중의 재분배 정도로 표시한 물리량이다(Cao et al., 2006; Jenck et al., 2009; Girout et al., 2014). Hewlett and Randolph(1988)가 제안한 말뚝효율은 성토체 하부면에 작용하는 전체 연직하중(s<sup>2</sup>γH)과 말뚝두부면에서 측정된 연직하중(P)의 비로 정의되며, 식 (1)과 같다.

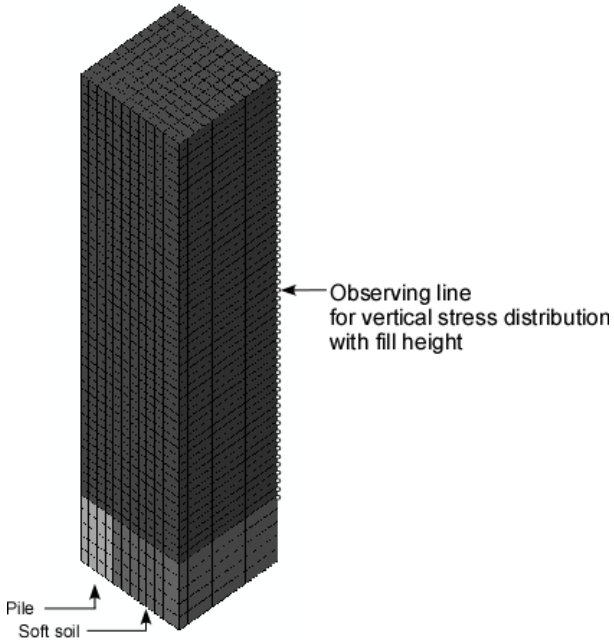
$$E_p = P / s^2\gamma H \tag{1}$$

여기서, P는 말뚝두부면에서 측정된 연직하중, s는 말뚝 중심간 간격, γ는 성토 재료의 전체단위중량, H는 말뚝 중심에서 성토체 상단까지의 높이이다. 유한요소 해석결과에서 말뚝효율을 산정하기 위해 Fig. 7(a)에 점선으로 표시한 말뚝두부면 위 성토체 요소들에 작용하는 연직응력을 해당 단면적에 작용하는 하중으로 환산하여 식 (1)의 P를 계산하였다. 실험실 시험에서는 말뚝에 설

Observing elements to obtain vertical stresses



(a) Elements used to calculate the pile efficiency



(b) Nodes used to obtain vertical stress distribution

Fig. 7. Elements and nodes used for observation of results

치된 로드셀(load cell)의 하중 측정값을 식 (1)의 P로 산정하였다. 유한요소 해석과 실험에 사용한 성토재의 전체단위중량은  $20\text{kN/m}^3$ 으로 일정하다고 가정하였다. 유한요소 해석과 실험에서 얻은 성토 중 말뚝효율의 변화를 Fig. 8에 도시한 결과, 유한요소 해석결과와 실험 실측결과가 상당한 수준으로 일치하였다. 비록 본 연구의 해석에서는 다양한 비선형성을 보이는 토질 재료를 단순한 Mohr-Coulomb 탄소성 모델로 모사하였고 토목섬유의 복잡한 접촉면 특성을 충분히 반영하지 못하는 등의 한계가 있으나, Fig. 8의 결과를 근거로 앞서 정리한 유한요소 해석기법 및 재료 모델을 이용하여 다양한 조건 하에서 야칭 효과를 효율적으로 분석할 수 있다고 판단하였다. 따라서 Fig. 6의 유한요소 해석결과와 Table 1에 정리한 토질 재료 물성치를 기준 조건(reference condition)으로 사용하여 매개변수 해석을 진행하였다. 토목섬유의 경우 토목섬유가 설치되지 않은 조건을 기준 상태로 정하였고, 토목섬유가 설치되어 토목섬유 강성의 영향을 살펴볼 때는 Table 2의 물성치를 기준으로 해석을 진행하였다.

본 연구의 매개변수 해석조건은 Table 3에 정리하였다. 재료의 물성에 대한 매개변수로 연약지반의 영탄성계수, 성토체의 내부마찰각, 토목섬유의 인장강성을 선정하였고, 기하학적 형상에 대한 매개변수로 성토고를 선택하였다. Case A, B, C를 통하여 기준 조건에서 각각 성토체의 내부마찰각( $\phi$ )을 20~40도, 토목섬유의 인장

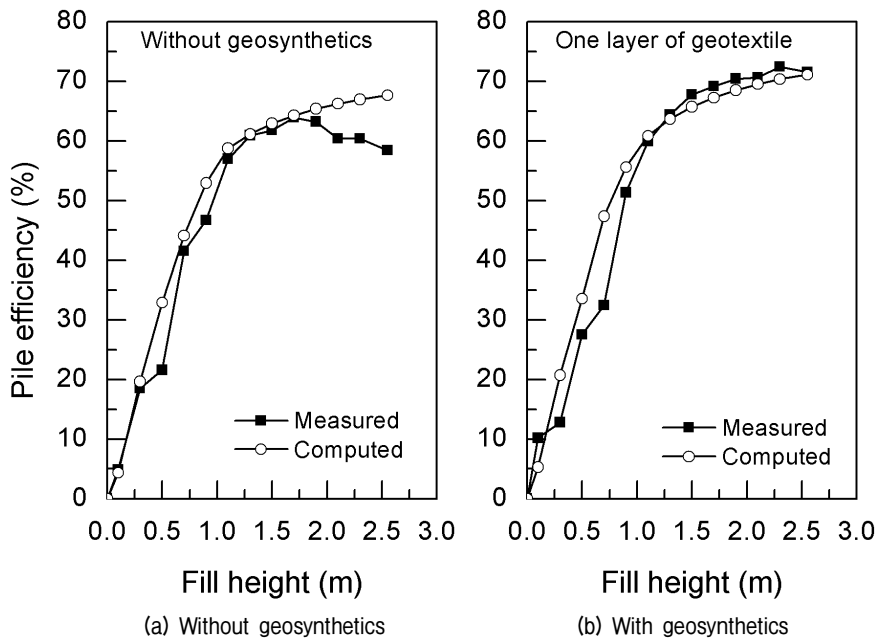


Fig. 8. Comparison between measured and computed values of pile efficiency

Table 3. Material properties used in the parametric study

Case	Soft soil stiffness (kPa)	Friction angle of Embankment (°)	Tensile stiffness of geosynthetics (kN/m)	Height of embankment (m)
A	10, 1000, 2000, 4000, 8000, 16000	30	0	2.55
			20	
			25	
			30	
			35	
B	10, 1000, 2000, 4000, 8000, 16000	30	0	2.55
			200	
			400	
			800	
			1600	
			3200	
C	10, 1000, 2000, 4000, 8000, 16000	30	0	2.55
			0	3.2
			0	4.0
			0	4.8
			0	5.6
			0	6.4

강성(tensile stiffness, J)을 0~3200kN/m, 성토체의 높이를 2.55~6.4m로 변화시켰다. 또한 3가지 조건( $\phi$ , J, H)을 10kPa에서 16MPa 범위로 변하는 연약지반의 영탄성 계수( $E_s$ )와 조합(즉  $E_s$ 와 H,  $E_s$ 와  $\phi$ ,  $E_s$ 와 J)하여 총 102회의 해석을 수행하였다.

본 연구에서는 2절의 선행연구조사 결과를 바탕으로 한계높이가 말뚝두부 상단면에서 Fig. 2의 A점까지의 높이와 동일하다고 가정하였고, 유한요소 해석결과에서 한계높이, 즉 A점을 찾기 위해 Fig. 7(b)에서 점선으로 표시한 연약지반 중앙부를 통과하는 경로를 따라 심도에 따른 연직응력의 변화를 관찰하였다.

#### 4. 매개변수 해석 결과 및 분석

##### 4.1 매개변수에 따른 성토체 내부 연직응력의 분포

Fig. 9는 기준 조건에서 연약지반 강성, 성토체의 내부마찰각, 토목섬유의 인장강성이 변할 때 연약지반 중앙부의 성토체 내 연직응력 분포를 비교한 그림이다. Fig. 9의 점선처럼 말뚝과 연약지반의 강성이 동일하여 아칭효과가 발생하지 않으면 연직응력은 깊이에 따라 선형적으로 증가할 것이다. 하지만 말뚝과 연약지반의 강성차이가 심하면, 성토체 상단에서 0kPa로 시작하여 심도가 깊어짐에 따라 선형적으로 증가하다가 일정 성

토고에서 감소하기 시작한다. Fig. 9에서 성토체의 심도가 깊어지지만 연직응력이 감소하기 시작하는 심도를 화살표로 표시하였고, 이 위치를 앞서 2절에서 언급한 한계높이, 즉 아칭 구조의 침단부로 볼 수 있다.

Fig. 9(a)는 연약지반의 강성이 변할 때, 성토체 내부 연직응력 분포의 변화를 보여준다. 연약지반 강성이  $E_s = 10kPa$ 에서 16MPa로 증가하면서 한계높이는 1.2m에서 0.7m로 점차 낮아지며 이와 함께 연약지반 상단면에 작용하는 연직응력이 증가한다. 말뚝과 연약지반간의 강성차이가 감소할수록 아칭효과가 감소한다는 기존의 연구(Han and Gabr, 2002; Pham et al., 2004)와 동일한 결과이며, 본 연구에서 선정한 한계높이가 아칭영역의 증감을 잘 반영하고 있음을 알 수 있다. 또한 한계높이 내부의 연직응력을 살펴보면 성토체 높이 0.2~0.3m까지 응력이 감소하다가 다시 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 앞서 Fig. 2(a)의 Hewlett and Randolph 모델의 연직응력 분포에 대한 가설과 유사하며, 응력분배가 이루어지는 아칭영역이 연약지반 상면까지 이어지지 않는 것으로 판단된다.

Fig. 9(b)과 9(c)는 각각 연약지반 강성이 10kPa, 8MPa인 경우, 성토체의 내부마찰각이  $\phi = 20 \sim 40$ 도의 범위에서 변할 때 성토체 내부 연직응력 분포의 변화를 보여준다. 연약지반의 강성이 10kPa인 Fig. 9(b)의 경우에 성토체의 내부 마찰각이 증가하면 한계높이가 0.95m에서

1.15m로 증가하지만, 연약지반이 8MPa의 충분한 지지 강성을 가지는 Fig. 9(c)의 경우 한계높이가 0.75m로 일정하게 나타난다. 만약 말뚝과 연약지반의 강성이 동일하면 한계높이가 0이며 성토체의 전단저항에 의한 응력 재분배를 기대할 수 없다. 말뚝과 연약지반의 강성 차이가 비교적 작아 한계높이가 낮은 경우, 전단응력이 발휘되는 성토영역이 작기 때문에 내부 마찰각의 변화가 한계높이에 유의미한 영향을 주지 못한다. 그러나 연약지반 강성이 감소하여 한계높이가 높아질수록 아칭영역에 더 많은 성토체가 속하게 되며, 성토체의 내부 마찰각이 아칭구조를 재정의하는데 필요한 독립적인 인자가 된다.

Fig. 9(d)는 연약지반의 강성이 10kPa로 매우 낮은 경우 그리고 Fig. 9(e)는 연약지반의 강성이 8MPa로 충분히 큰 경우, 토목섬유가 없거나 토목섬유의 인장강성이  $J = 200 \sim 3200 \text{ kN/m}$ 의 범위에서 변할 때 성토체 내부 연직응력 분포의 변화를 보여준다. 연약지반의 강성이 10kPa로 매우 낮은 Fig. 9(d)에서 토목섬유가 없는 경우 한계높이는 약 1.0m이고, 토목섬유를 설치하면 한계높이가 약 1.2m로 증가한다. 그러나 토목섬유가 설치된 후 토목섬유의 인장강성 변화에 따른 한계높이 및 연직응력 분포의 변화는 매우 미미하다. Fig. 9(e)과 같이 연약지반이  $E_s = 8 \text{ MPa}$ 로 충분한 강성을 가지면, 토목섬유의 유무조차 한계높이에 뚜렷한 영향을 미치지 않는다. 아

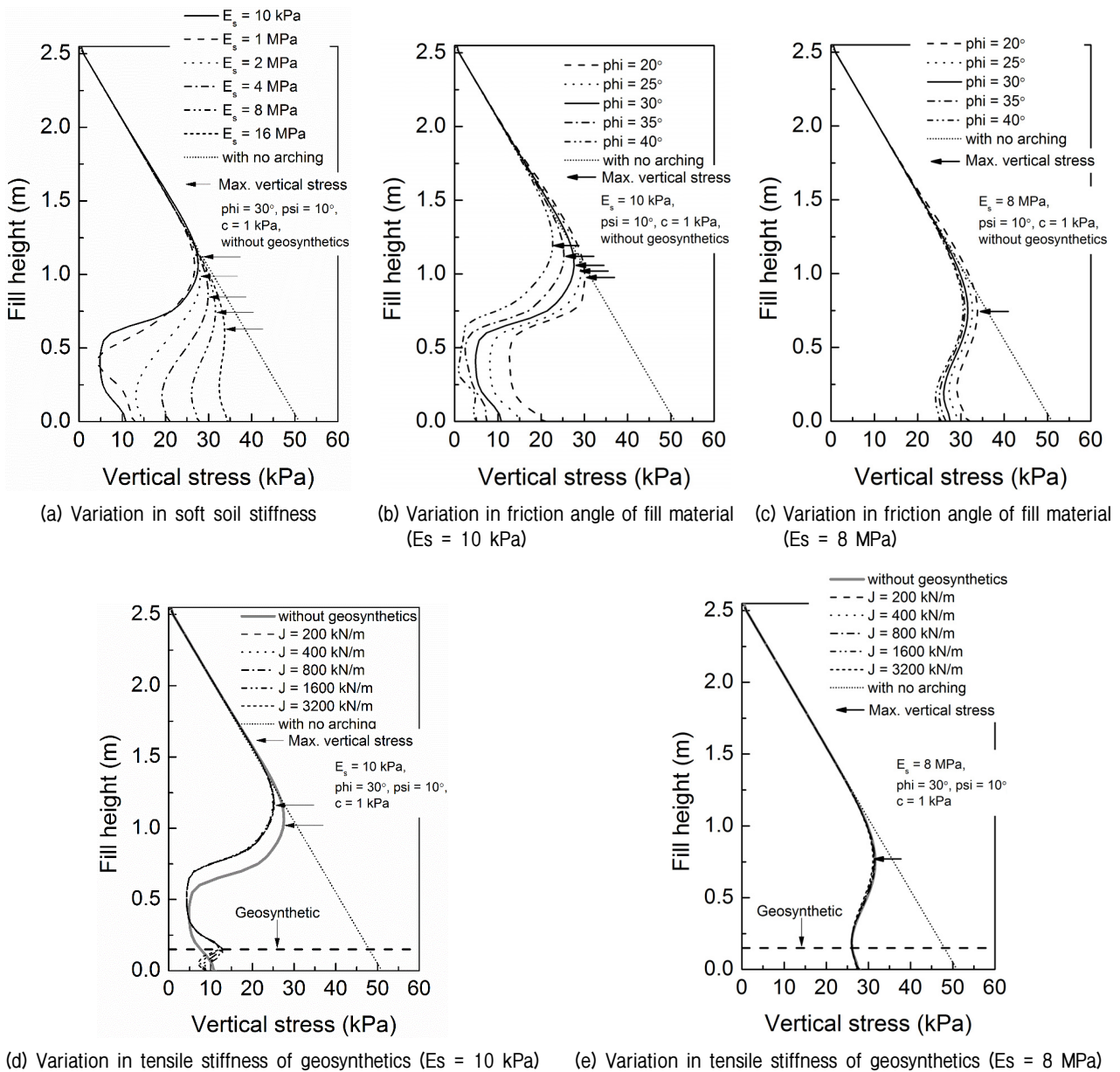


Fig. 9. Distributions of vertical stress plotted against the fill height



치구조가 재구성되려면, 하부 지지구조인 말뚝과 연약 지반의 강성차를 조정하거나 상부 재료(성토재)의 전단 특성이 변해야 함을 앞선 Fig. 9(a)~(c)를 통하여 알 수 있다. 그러나 극히 얇은 두께를 지녀 모멘트에 대한 저항이 무시되는 토목섬유의 인장강성 변화가 성토재의 전단특성에 큰 변화를 주기 어려우며, 말뚝과 연약지반의 전면에 포설되므로 하부 지지구조의 강성차이를 줄이기도 어렵다고 생각된다. 이러한 이유로 토목섬유가 일단 설치되면 토목섬유의 강성변화가 아치구조를 크게 변화시키지 않는다고 판단되며, Van Eekelen(2012)의 실험결과 및 Le Hello and Villard(2009)의 수치해석 결과와 유사하다.

Fig. 9에서 화살표로 표시하였던 한계높이를 말뚝 중심 간 간격(s)으로 나누어 정규화된 한계높이(normalized critical height,  $H_c/s$ )를 매개변수 변화에 대해 도시한 결과를 Fig. 10에 제시하였다. 정규화된 한계높이  $H_c/s$ 는 값이 커질수록 성토체 내 아칭효과가 나타나는 영역이

증가하고, 감소할수록 아칭효과가 발생하는 영역이 감소함을 의미한다. 극단적으로 말뚝과 연약지반의 강성이 동일하여 응력 재분배를 일으키는 아칭효과를 기대할 수 없는 조건이라면  $H_c/s = 0$  이 된다. Fig. 10(a), (b), (c), (d)는 기준 조건(reference condition)에서 각각 연약지반의 강성, 성토체의 내부마찰각, 말뚝 순간격(s-a)에 대한 성토체 높이(H), 토목섬유의 인장강성이 변할 때 정규화된 한계높이의 변화를 보여준다. Fig. 10에 도시한 해석결과 중 기준 조건에 해당하는 값을 화살표로 표시하였다. Fig. 10의 결과를 종합하면 연약지반의 강성이 한계높이에 가장 큰 영향을 주며, 성토체의 내부 마찰각과 성토체 높이에 의한 한계높이의 차이는 연약지반 강성에 의한 차이에 비해 작은 범위로 나타났다. 토목섬유 설치 유무 조건 간에 한계높이의 차이는 발생하지만, 토목섬유가 일단 설치되었고 토목섬유의 인장강성이 400kN/m 이상이 되면 한계높이는 거의 일정한 값으로 나타났다.

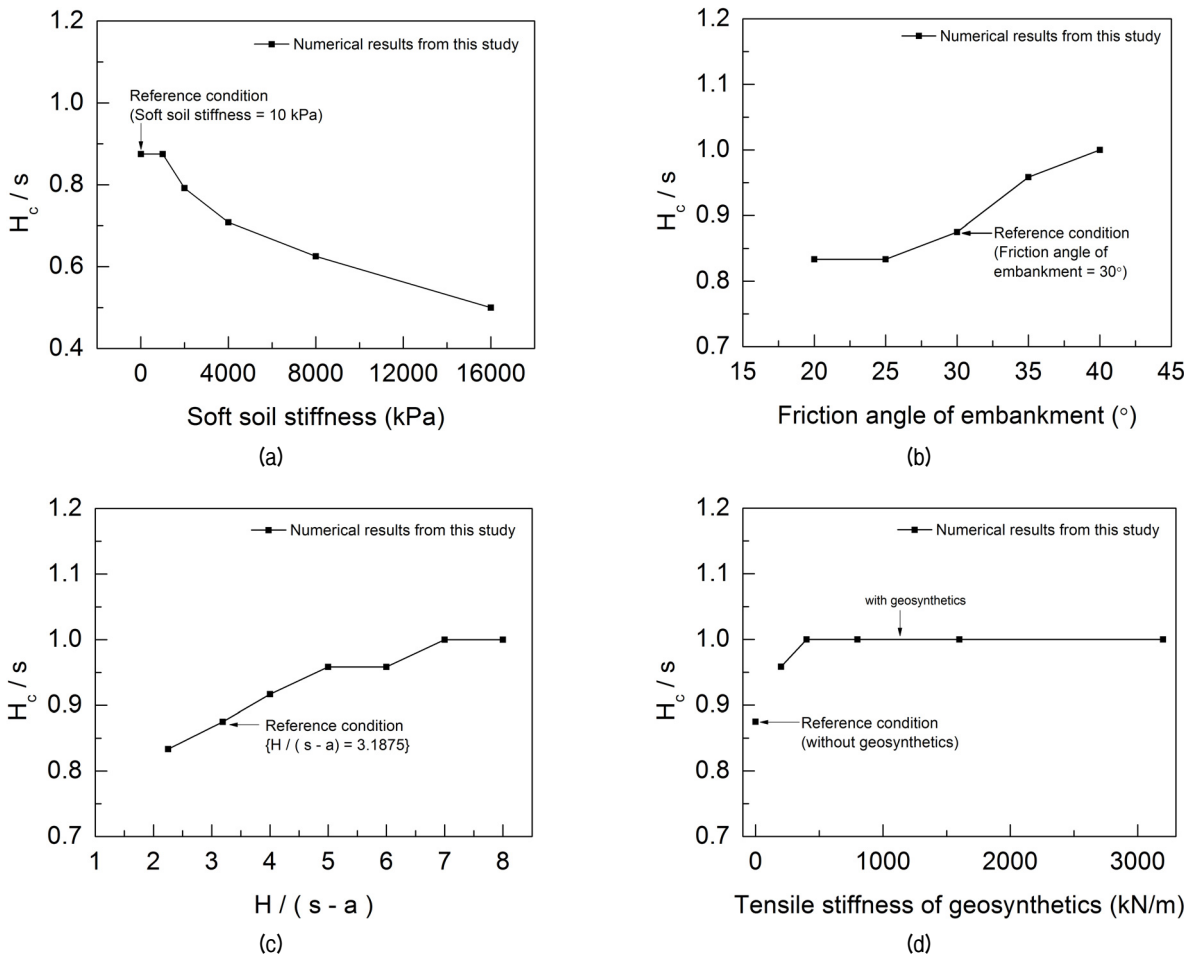


Fig. 10. Variation in the normalized critical height plotted against: (a) soft soil stiffness; (b) friction angle of fill material; (c) the normalized height of the embankment; (d) tensile stiffness of geosynthetics

#### 4.2 매개변수 조합 조건에 따른 한계높이의 변화

앞서 보인 4.1절의 결과와 같이 성토체 내 흙 아치의 크기를 나타내는 한계높이는 특정한 하나의 매개변수만으로 결정되지 않는다. 즉 기하학적인 형상 조건만으로 흙 아치 구조를 결정하는 기존 설계방법은 한계가 있으며, 연약지반 강성과 같은 재료 조건의 영향을 함께 고려해야 보다 정확한 한계높이를 결정할 수 있다.

Fig. 11은 연약지반 강성이 정규화된 성토체의 높이, 성토재료의 내부 마찰각, 또는 토목섬유의 인장강성과 조합되었을 때 얻을 수 있는 정규화된 한계높이( $H_c/s$ )를 등고선도(contour plot)로 제시한 그림이다. 매개변수의 조합은 연약지반 강성-성토체의 높이, 연약지반 강성-성토체 내부마찰각, 연약지반 강성-토목섬유의 인장강성의 3가지 경우로 설정하였다. 매개변수의 조합 조건에서 연약지반 강성을 공통 기준 조건으로 정한 이유는 앞서 Fig. 10에서 보인 바와 같이 연약지반의 강성이 한계높이에 가장 민감하게 영향을 주었기 때문이다. Fig. 11의 등고선을 구성하기 위해 실제 수행한 해석 조건을 x로 표시하였다.

Fig. 11(a)는 연약지반의 강성과 정규화된 성토고에 따른 정규화된 한계높이 변화를 보여준다. Fig. 11(a)의 등고선은 전반적으로 기울어져 있으며, 이는 정규화된 한계높이가 연약지반 강성과 정규화된 성토고에 모두 영향을 받고 있음을 의미한다. Fig. 11(b)는 연약지반 강성과 성토체의 내부 마찰각이 정규화된 한계높이에 미치는 영향을 보여준다. Fig. 11(b)에서 연약지반의 강성이 2000kPa를 넘어서면 등고선이 거의 연직선을 이루는데, 이 경우 정규화된 한계높이가 성토재료의 내부 마찰각에 크게 영향을 받지 않음을 의미한다. 하지만 연약지반 강성이 2000kPa를 넘지 않는다면 성토재료의 내부 마찰각이 정규화된 한계높이에 영향을 줌을 등고선도에서 알 수 있다. Fig. 11(c)는 연약지반 강성과 토목섬유의 인장강성의 영향이 조합되었을 경우 정규화된 한계높이의 변화를 보여준다. 전반적으로 등고선은 거의 연직선을 이루며, 이는 토목섬유 인장강성의 변화가 정규화된 한계높이에 큰 영향을 주지 않음을 의미한다. 다만 좌측 하단부의 등고선 변화는 매우 낮은 연약지반 강성일 경우 토목섬유의 유무가 정규화된 한계높이에 일정 크기의 영향을 미칠 수 있음을 의미한다.

토목섬유로 보강된 성토지말뚝구조에서 한계높이를 이용하여 흙 아치의 형상 및 크기를 결정하고자 한다

면, 성토체 높이와 말뚝 간격 등 기하학적인 형상과 함께 연약지반의 강성을 고려해야 하며 Fig. 11(a)를 이용하여 필요한 한계높이를 구할 수 있다. 연약지반 강성이 2000kPa 이하이면 성토재료의 내부 마찰각의 크기를 주

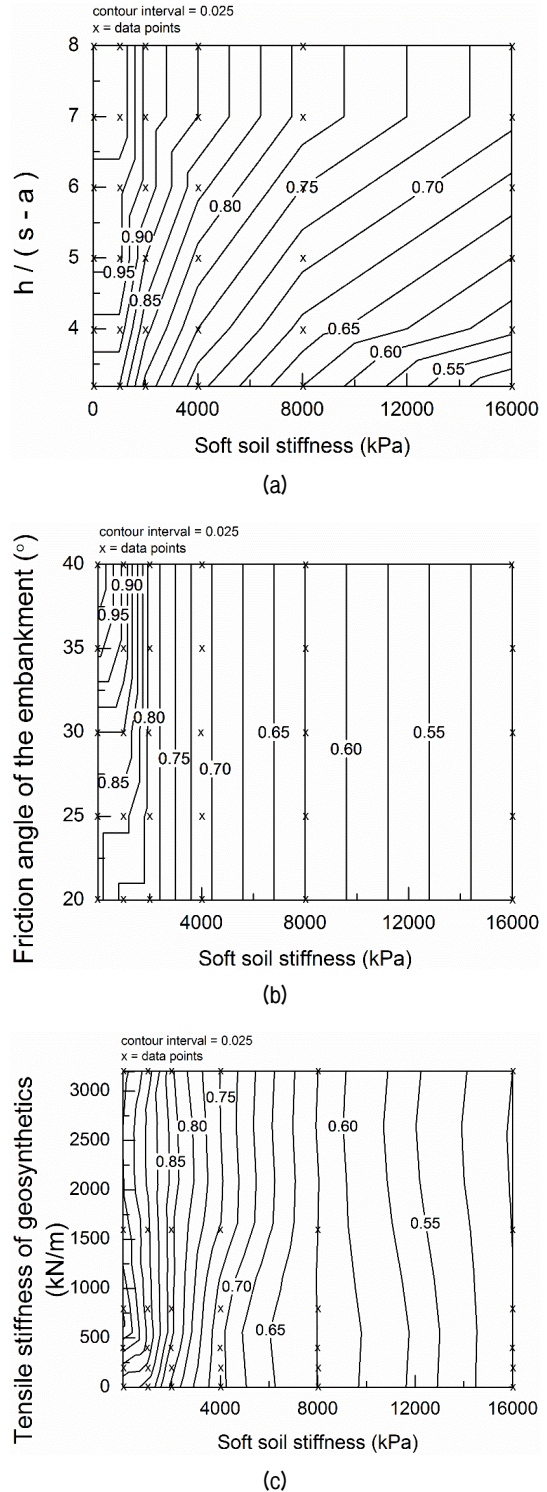


Fig. 11. Contours of the normalized critical height plotted against the soft soil stiffness and (a) the normalized height of embankment; (b) the friction angle of fill material; (c) the tensile stiffness of geosynthetics

의깊게 고려해야 하며, Fig. 11(b)를 이용하여 한계높이를 결정할 수 있다. 토목섬유의 인장강성은 한계높이에 큰 영향을 주지 않지만, 연약지반의 강성과 토목섬유의 인장강성이 매우 낮은 경우 Fig. 11(c)를 이용하여 주의 깊게 한계높이를 결정해야 한다.

#### 4.3 타 연구결과와의 비교

Fig. 12는 타 연구에서 도출한 정규화된 한계높이와 타 연구조건을 Fig. 11에 적용하여 구한 정규화된 한계높이를 비교한 결과이다. McGuire(2011)는 토목섬유를 설치하지 않고 일정한 말뚝 순간격에서 성토고를 증가시키는 소규모 실내 시험을 통하여 한계높이의 변화를 파악하였다. 말뚝의 순간격(s-a)이 2.25 인치인 경우 성토고가 3.91 인치(즉,  $H/(s-a) = 1.74$ )가 되면 정규화된 한계높이는 1.12까지 증가하며, 성토고가 3.91 인치를 넘으면 한계높이의 변화가 없음을 실험을 통해 밝혔다. 또한 말뚝의 순간격(s-a)이 1.5 인치인 조건에서 성토고가 4.72 인치 이상이 되면 정규화된 한계높이는 1.35로 일정한 값에 도달하였다. Fig. 12에서 본 연구를 통해 얻은 정규화된 한계높이는 McGuire의 결과에 비해 낮은 값인데, 이는 성토재의 내부 마찰각 크기의 차이가 영향을 준 것으로 판단된다. McGuire의 실험에서 측정된 성토재의 내부 마찰각은 40.6~52도의 범위인 반면, 본 연구의 매개변수 해석에서는 내부 마찰각을 최대 40도까지 변화시켰다. Zhuang and Cui (2015)는 3차원 유한요소해석을 이용하여 재료 물성치의 변화는 고려하지 않고 말뚝의 배치와 성토체 높이의 기하학적 변수에 대한 매개변

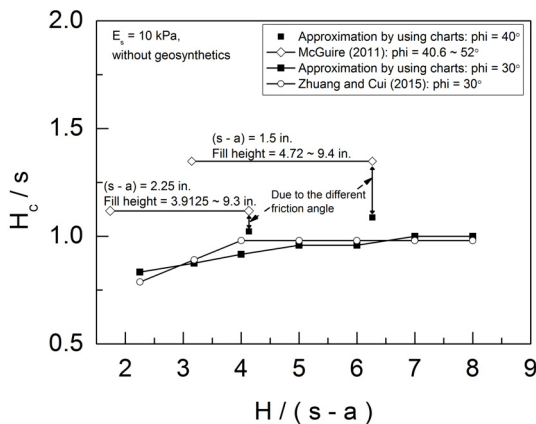


Fig. 12. Comparison of the normalized critical height between approximations by using presented contours and previous existing research

수 해석을 수행한 후 한계높이를 정리하였다. Zhuang and Cui(2015)의 해석조건에 대한 한계높이를 추정된 결과를 Fig. 12에 도시하였으며, 두 결과가 거의 일치함을 알 수 있다.

#### 5. 결론

본 연구에서는 성토지시말뚝공법에서 연약지반 강성, 성토재료의 내부 마찰각, 토목섬유의 인장강성, 성토체의 높이가 한계높이로 표시되는 하중 전이 훅 아치(load transferring soil arch)의 크기에 어떠한 영향을 미치는지 수치해석적으로 분석하였다. 본 연구와 병행하여 수행된 2가지 실험 조건을 기준으로 3차원 유한요소 해석모델을 구성하였고, 실험과 해석에서 얻은 말뚝효율의 유사성을 근거로 해석모델의 타당성을 보였다. 총 102개의 매개변수 해석을 통해 한계높이의 변화를 분석하였고 다음의 결론을 얻었다.

- (1) 재료와 관련된 매개변수 중 연약지반 강성이 한계높이에 가장 큰 영향을 주었다. 토목섬유의 유무는 한계높이의 크기에 영향을 주지만, 토목섬유가 포설된 상태에서 토목섬유의 인장강성은 한계높이에 제한적인 영향을 주었다.
- (2) 한계높이는 특정 단일 매개변수만으로 결정되지 않으며, 말뚝과 성토체에 대한 기하학적인 정보와 함께 재료 조건의 영향을 함께 고려해야 정확한 한계높이, 즉 훅 아치의 크기를 산정할 수 있다. 연약지반 강성과 정규화된 성토체 높이의 변화는 조합 조건에 따라 한계높이의 차이를 발생시켰다. 하지만 성토재료의 내부 마찰각과 토목섬유의 인장강성의 변화는 연약지반 강성이 충분한 경우 한계높이에 큰 영향을 주지 않는다.
- (3) 연약지반의 강성이 2000kPa 이하이면 성토재료의 내부 마찰각이 한계높이에 미치는 영향을 고려해야 한다. 1000kPa 이하의 매우 낮은 연약지반 강성 조건에서 토목섬유가 설치되지 않거나 토목섬유의 인장강성이 매우 낮은 경우 토목섬유의 인장강성이 한계높이에 영향을 줄 수 있다.

#### 감사의 글

본 연구는 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업의

연구비 지원(15CTAP-C078832-02)에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌 (References)

1. ABAQUS (2005), Simulia, Inc.
2. ASIRI (2012), Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides.
3. BS 8006 (2010), Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British standards institution.
4. Cao, W.P., Chen, Y.M., and Chen, R.P (2006), "An Analytical Model of Piled Reinforced Embankments Based on the Principle of Minimum Potential Energy", *Advances in Earth Structures@ sResearch to Practice*, pp.217-224, ASCE.
5. CUR 226 (2010), Design Guideline Piled Embankments (in Dutch).
6. EBGeo (2010), Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements, German Geotechnical Society.
7. Girout, R., Blanc, M., Dias, D., and Thorel, L. (2014), "Numerical Analysis of a Geosynthetic-reinforced Piled Load Transfer Platform - Validation on Centrifuge Test", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.42, No.5, pp.525-539.
8. Hewlett, W.J. and Randolph, M.F. (1988), "Analysis of Piled Embankments", *Ground Engineering*, Vol.21, No.3, pp.12-18.
9. Jenck, O., Dias, D., and Kastner, R. (2009), "Three-dimensional Numerical Modeling of a Piled Embankment", *International Journal of Geomechanics*, pp.102-112.
10. Gu, J. (2011), Computational Modeling of Geogrid Reinforced Soil Foundation and Geogrid Reinforced Base in Flexible Pavement, PhD thesis, Hebei University, China.
11. Lee, T., Lee, S.-H., Lee, I.-W., and Jung, Y.-H. (2015), "A Comparative Study on Distribution of Tension Forces in Geosynthetics with Directional Stiffness Using 3-dimensional Finite Element Analysis", *Korean Society of Civil Engineers 2015 Conveition*, pp.65-66 (in Korean).
12. Le Hello, B. and Villard, P. (2009), "Embankments Reinforced by Piles and Geosynthetics—Numerical and Experimental Studies Dealing with the Transfer of Load on the Soil Embankment", *Engineering Geology*, Vol.106, pp.78-91.
13. McGuire, M. (2011), Critical height and surface deformation of column-supported embankments, Phd thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.
14. McKelvey, J.A. (1994), "the Anatomy of Soil Arching", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.13, pp.317-329.
15. Naughton, P. (2007), "The Significance of Critical Height in the Design of Piled Embankments", *Soil Improvement*, 1-10.
16. Nordic Guideline (2004), Nordic guidelines for reinforced soils and fills, Nordic Geosynthetic Group.
17. Perkins, S. W. (2000), "Constitutive Modeling of Geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.18, No.5, pp.273-292.
18. Public Work Research Center (2000), Manual on Design and Execution of Reinforced Soil Method with Use of Geotextiles, Public Work Research Center, pp.248-256 (in Japanese).
19. Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., and Tol, A.F. (2012), Model Experiments on Piled Embankments Part I, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.32, pp.69-81.
20. Van Eekelen, S.J.M. (2015), Basal Reinforced Piled Embankments: experiments, filed studies and the development and validation of a new analytical design model, PhD thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
21. Zaeske, D. (2001), Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Uni Kassel, Heft 10 (in German).
22. Zhuang, Y. and Cui, X. (2015), "Analysis and Modification of the Hewlett and Randolph Method", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, Vol.168, No.2, pp.144-157.
23. Zhuang, Y. and Ellis, E. (2014), "Finite-element Analysis of a Piled Embankment with Reinforcement Compared with BS 8006 predictions", *Géotechnique*, Vol.64, No.11, pp.910-917.

Received : March 22<sup>nd</sup>, 2016

Revised : May 17<sup>th</sup>, 2016

Accepted : May 24<sup>th</sup>, 2016