

점토지반 조건 및 쇄석말뚝 특성에 따른 응력분담비 산정

Evaluation of Stress Distribution Ratio According to Clay Ground Condition and Stone Column Characteristics

김 동 은¹ Kim, Dong-Eun

박 현 일² Park, Hyun-Il

이 승 래³ Lee, Seung-Rae

유 상 호⁴ You, Sang-Ho

Abstract

Stone columns, one of the soft ground improvement techniques, are being used for not only accelerating consolidation but also increasing bearing capacity of soft grounds. In this study, in order to observe the stress distribution characteristics which are one of the important factors to estimate the settlement reduction of the soft ground, lab-scale experiments were performed in stone column reinforced clay ground. The stress distribution ratio of stone column decreased with the lapse of time after surcharge loading but increased as the stiffness of clay deposit increases. It shows that the modified Baumann and Bauer's solution, which is able to easily predict the stress distribution ratio of stone column reinforced soft ground, exhibits reasonable agreement with the measured data.

요 지

쇄석말뚝은 연약지반의 침하 억제 및 지지력 보강에 사용되는 연약지반 보강공법 가운데 하나이다. 본 연구에서는 연약지반의 침하저감효과를 평가하는데 영향을 미치는 중요한 인자인 응력분담특성을 살펴보기 위하여 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반에 대한 실내실험을 수행하였다. 상재하중 재하 시 시간경과에 따라 쇄석말뚝의 응력비 값은 감소하는 것으로 나타났다. 점토지반의 강성도가 증가함에 따라 쇄석말뚝의 응력비는 증가하는 경향성을 보였다. 또한, 쇄석말뚝으로 보강된 연약지반의 응력분담율을 간편하게 예측하기 위하여 제안된 수정된 Baumann & Bauer의 해가 예측 결과와 잘 일치되는 결과를 보여주는 것으로 나타났다.

Keywords : Reinforcement, Stone column, Stress distribution ratio, Soft ground, Clay

1. 서 론

쇄석말뚝(stone column)은 연약지반에 설치된 상부 구조물의 침하를 억제하며, 동시에 기초 지지력을 보강시키기 위해 적용되는 보강공법 가운데 하나이다. 쇄석말뚝으로 보강된 연약지반의 침하와 지지력을 예측하기 위하여 이론 및 경험에 근거한 다양한 연구들이 수

행되었다(Baumann과 Bauer, 1974; Alamgir와 Miura, 1997; Barksdale과 Bachus, 1983 등).

Baumann과 Bauer(1974)는 쇄석말뚝과 인접지반에 전달되는 상재하중의 응력분담률을 산정하기 위하여 이론식을 제안하였고, Alamgir와 Miura(1997)는 응력분담거동을 예측하기 위하여 유한차분법에 근거한 수치해석을 수행하였다. 또한 유한요소 해석기법을 이용한 응

1 한국환경기술진흥원, 연구원 (Researcher, Korea Institute of Environmental Science and Technology)

2 정회원, 삼성건설 기술연구소, 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Research Center, Samsung E & C, gomdori7@empal.com, 교신저자)

3 정회원, 한국과학기술원, 건설환경공학과, 정교수 (Member, Prof., Dep. of Civil Engrg., KAIST)

4 정회원, 부산대학교 사회환경시스템 공학부, 박사과정 (Member, Graduate Student, Dep. of Civil Engrg., Pusan Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

력분담 메커니즘에 대해서도 여러 연구들이 수행되었지만, 실제 지반에 적용하기 위해서는 실내 및 현장 실험에 의한 검증이 필요한 상황이다. 그러나, 현장에서 수행되는 실규모 하중재하시험은 쇄석말뚝의 극한 지지력을 산정하는데 적합하지만, 장기간의 압밀 침하거동을 보이는 쇄석말뚝이 설치된 점토지반의 응력분담 거동을 파악하기는 현실적으로 쉽지 않다. 이와 같이, 모래다짐말뚝지반에 가해지는 상재하중이 응력분담비율에 따라 점토와 모래에 서로 다른 비율로 분배됨에도 불구하고, 상재하중이 증가함에 따라 응력분담비율이 변화되는 양상이 명확히 규명되지 않은 상황이다(Shin, 2005; Yamagata와 Hukumoto, 1982). 또한, 쇄석말뚝의 재료 특성 변화에 따른 응력분담비에 관한 연구는 거의 전무한 상태입니다.

본 연구에서는 쇄석말뚝의 지지력 산정 뿐만 아니라 쇄석말뚝이 설치된 점토지반의 침하거동을 산정하는데 가장 중요한 인자 가운데 하나인 응력분담 거동을 실내 모형실험을 통하여 검토하고자 하였다. 다양한 점토지반 강성도와 말뚝재료 특성을 갖도록 실내 모형지반을 조성하여 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반의 응력분담 거동을 살펴보았다. 또한, 쇄석말뚝이 설치된 점토지반의 응력분담률을 간편하게 예측할 수 있도록 수정된 Baumann과 Bauer의 해에 대한 현장 적용성을 검증하기 위하여 실내실험 결과와 비교 검토되었다.

2. 수정 응력 분담을 공식

본 연구에서는 쇄석말뚝이 설치된 비점성토 지반의 응력분담을 간편하게 예측하기에 적합한 Baumann과 Bauer(1974)의 해를 점성토 지반에 적용 가능하도록 수정하였다. 쇄석말뚝으로 보강된 지반은 상재하중 재하시 등(equal) 변위 침하거동을 보이고 쇄석말뚝에서의 부피변화는 없다고 가정되었으며, 쇄석말뚝과 인접지반에 작용하는 응력은 탄성이론에 근거하여 추정되었다. 쇄석말뚝으로 보강된 지반에서의 힘의 평형조건은 다음 식 (1)과 같이 표현될 수 있다.

$$\sigma_o A = \sigma_c A_c + \sigma_s A_s \quad (1)$$

여기서, σ_o = 상재하중에 의한 평균응력, A = 상재하중이 작용하는 전체면적, σ_c = 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력, σ_s = 지반에 작용하는 응력, A_c = 쇄석 다짐말뚝의 단면적, A_s = 지반이 차지하는 단면적(= $A - A_c$)을 의미한다.

등 변위 침하 조건에 따라 다음 식 (2)가 만족되어야

한다.

$$S_c = S_s \quad (2)$$

여기서, S_c = 쇄석다짐말뚝의 침하, S_s = 인접 지반의 침하를 의미한다.

Baumann과 Bauer의 해에는 수평응력 산정에 있어서 지반의 점착력이 고려되지 않았으므로 본 연구에서는 공동확장이론에 근거하여 점토지반과 쇄석말뚝에 작용하는 수평응력을 다음과 같이 산정하였다. 즉 쇄석다짐말뚝의 길이가 침하 정도에 관계없이 극한하중을 견딜 수 있는 한계길이(critical length)보다 크며, 상대적으로 지반이 비교적 견고한 경우에는 쇄석다짐말뚝의 거동은 벌징(bulging) 거동을 보이게 된다. 이 경우 총 한계 수평응력(total limiting radial stress)은 식 (3)과 같이 표현될 수 있다(Hughes 등, 1975).

$$\sigma_{rL} \cong 4c + \sigma'_{vo} + u_o \quad (3)$$

여기서, c = 점착력, σ'_{vo} = 초기 수평유효응력, u_o = 초기 과잉간극수압을 의미한다.

따라서, 토압계수를 이용하면 쇄석말뚝에서의 수평응력은 식 (4)와 같이 나타나고, 지반에서의 수평응력은 식 (5)와 같이 표현될 수 있다.

$$\sigma_{ch} = \sigma_c K_c \quad (4)$$

$$\sigma_{sh} = 4c + K_s \sigma_s \quad (5)$$

여기서, σ_{ch} = 쇄석말뚝의 수평응력, σ_{sh} = 지반의 수평응력, K_c 및 K_s = 각각 쇄석말뚝과 지반의 수평 토압계수를 의미한다.

식 (4)와 (5)의 두 응력의 차, $\Delta\sigma$ 에 의해 쇄석말뚝의 수평변형이 일어나게 되며, 응력 차이는 식 (6)과 같이 표현될 수 있다.

$$\Delta\sigma = \sigma_{ch} - \sigma_{sh} \quad (6)$$

깊이와 수평방향에 관계없이 탄성계수 값이 동일하다는 가정 하에 수평 변형량은 다음 식 (7)과 같이 표현될 수 있다.

$$\Delta r = \frac{\Delta\sigma}{E_c} r_o \ln \frac{a}{r_o} \quad (7)$$

여기서, Δr = 쇄석다짐말뚝의 수평변형량, r_o = 쇄석다짐말뚝의 반지름, $a = \sqrt{A/\pi}$ 이다.

쇄석다짐말뚝과 인접 지반의 초기 침하량은 식 (8)과 같이 표현될 수 있다.

$$S_c = \frac{2\Delta\sigma}{E_c} D \ln \frac{a}{r_o} \quad (8)$$

여기서, E_c 및 E_s = 쇄석말뚝의 탄성계수, D = 쇄석다짐말뚝의 높이를 의미한다.

지반의 초기침하량은 탄성론에 따라 식 (9)와 같이 표현될 수 있다.

$$S_s = \frac{D}{E_s} \sigma_s \quad (9)$$

여기서, E_s = 인접 지반의 탄성계수를 의미한다.

식 (8)과 (9)를 식 (2)에 대입하면 식 (10)을 얻을 수 있다.

$$\frac{2\Delta\sigma}{E_c} \ln \frac{a}{r_o} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (10)$$

Baumann과 Bauer(1974)는 응력 집중비(stress concentration ratio), m 값을 식 (11)과 같이 제안한 데 반해,

$$m = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{\left(1 + 2 \frac{E_s}{E_c} K_s \ln \frac{a}{r_o}\right)}{\frac{E_s}{E_c} K_c \ln \frac{a}{r_o}} \quad (11)$$

본 연구에서는 식 (4), (5)와 식 (10)을 식 (6)에 대입하여, 인접 점토지반의 점착력이 고려된 수정된 응력 집중비, m 값을 식 (12)와 같이 구할 수 있다.

$$m = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{8 \frac{c}{\sigma_o} \frac{E_s}{E_c} (a^2 - r_o^2) \ln \frac{a}{r_o} + (1 + 2 \frac{E_s}{E_c} K_s \ln \frac{a}{r_o}) a^2}{2 \frac{E_s}{E_c} K_c (a^2 - r_o^2) \ln \frac{a}{r_o} + (1 + 2 \frac{E_s}{E_c} K_s \ln \frac{a}{r_o}) r_o^2} \quad (12)$$

따라서, 쇄석말뚝과 점토지반에 작용하는 응력비 값은 식 (1)과 식 (12)로부터 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_o} = \frac{m}{[1 + (m-1)a_c]}, \quad \frac{\sigma_s}{\sigma_o} = \frac{m}{[1 + (m-1)a_s]} \quad (12)$$

여기서, $a_c = A_c / (A_s + A_c)$, $a_s = A_s / (A_s + A_c)$ 로서 각각 쇄석말뚝 및 인접 점토지반의 면적치환비율을 의미한다.

3. 실험 개요

본 연구에서는 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반에서 하중 재하에 따른 응력 분담 거동을 살펴보기 위하여 모형 토조 실험을 수행하였다. 실험에서 측정되는 항목은 쇄석말뚝으로부터 점토지반까지 방사방향으로의 수직응력 분포, 모형지반의 지표면 침하량 및 점토지반 내부의 간극수압 소산양상이다.

그림 1에는 실험에 사용된 모형 토조(직경=0.6m, 높이=1.15m) 개략도가 나타나 있으며, 실험에 사용된 양

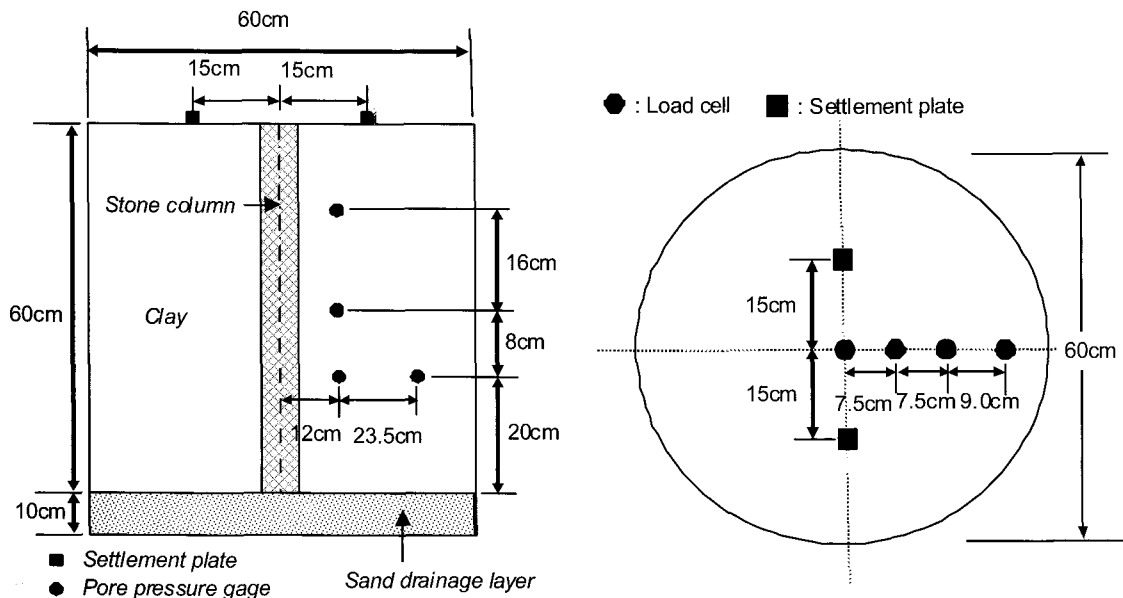


그림 1. 모형 토조에 대한 개략도

표 1. 실험에 사용된 시료의 물성 특성

토 조 번호	점 토						자갈
	비중	액성 한계 (%)	소성 한계 (%)	하중재하 전 단위중량 (kN/m ³)	하중재하 완료 후 단위중량 (kN/m ³)	하중재하 완료 후 함수비 (%)	비 중
1	2.65	37.3	22.4	17.1	17.2	47.7	2.66
2, 4, 5				17.4	17.7	49.3	
3				18.1	18.3	46.5	

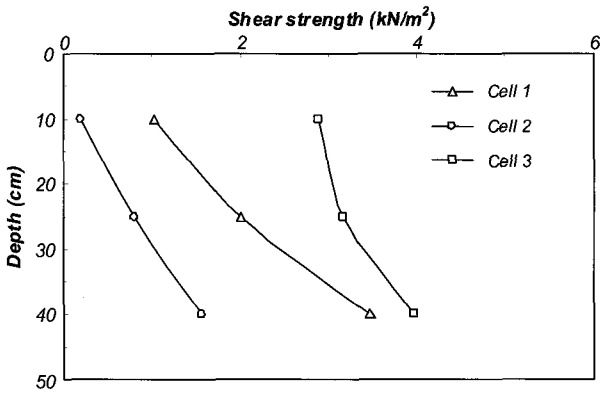


그림 2. 점토지반의 깊이 별 비배수 전단강도

산 물금지역에서 채취된 점토 시료와 쇠석 말뚝 재료에 대한 기본 물성값 들이 표 1에 정리되어 있다. 제작된 총 5개의 토조에 대하여 2개의 침하판이 각각 설치되었으며, 상재하중의 응력분담양상을 계측하기 위하여 4개의 토압계가 각각 설치되었다. 또한 간극 수압의 소산 계측을 위하여 그림 1에 나타난 바와 같이 연직 및 수평 방향으로 간극 수압계가 설치되었다.

총 5개의 모형토조에 점토지반을 조성하기 위하여 점토시료를 함수비 85%로 슬러리화하여 토조에 조성한 다음 약 3일 가량 자중 압밀시켰다. 직경 0.56m의 가압판을 제작하여 설치한 후 점토지반의 전단강도가 soft, medium 및 stiff가 되도록 상재하중을 달리하여 한달 가량 압밀하였다. 그림 2에는 3개 토조에 대하여 상재하중을 가하기 전에 수행된 깊이 별 vane 실험 결과가 나타나 있으며, 전단 강도를 구하는데 사용된 장비는 ELE사의 pocket shearmeter로서 측정범위가 0 ~ 20kN/cm²인 sensitive vane이 사용되었고, ASTM D2573 규정에 근거하여 측정되었으며, 전단강도는 소성지수에 대한 보정되지 않은 값이다.

서로 다른 전단강도 값을 갖도록 조성된 점토지반에 직경 6cm의 모형 쇠석말뚝을 설치한 후 가압판을 사용하여 등 변위조건 하에서 하중을 재하하였다. 총 5개 토조에서 하중 재하는 2단계로 이루어졌으며, 먼저 4kPa의

표 2. 모형토조 실험조건

토조 번호	비배수 전단강도	쇠석말뚝 재료
1	Soft	자갈
2	Medium	자갈
3	Stiff	자갈
4	Medium	모래
5	Medium	자갈 + 모래

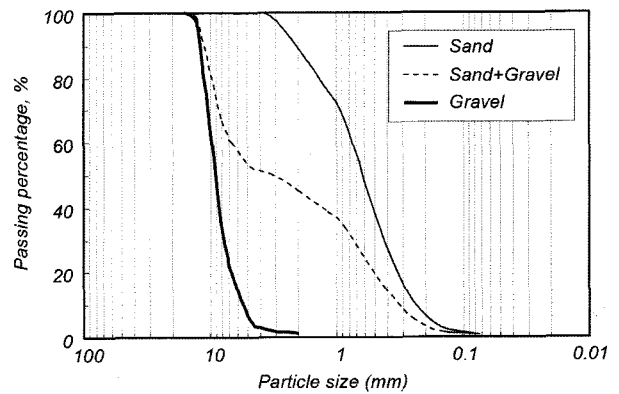


그림 3. 말뚝 재료의 입도분포곡선

1단계 상재하중을 재하한 후 과잉간극수압이 95%이상 소산된 이후에 다음 단계의 추가하중, 4kPa를 가하였다.

표 2에 나타난 바와 같이 점토지반의 강성도가 응력분담 양상에 미치는 영향을 살펴보고자 3개 토조(토조번호=1, 2 및 3)에 대하여 점토지반의 강도가 soft, medium 및 stiff가 되도록 조성하였다. 또한 쇠석말뚝의 재료 특성 변화에 따른 영향을 살펴보기 위하여 동일한 강도로 조성된 점토지반인 토조 2, 4 및 5에 대하여 각각 자갈, 모래 및 자갈+모래와 같이 서로 다른 재료 특성을 갖도록 말뚝을 조성하였다. 각 말뚝 재료에 대한 입도분포곡선은 그림 3에 나타나 있다.

4. 결과 분석

그림 4에는 1번 토조에서 계측된 상재하중 값으로 규준화된 연직응력 값의 변화가 시간경과에 따라 나타나 있다. 응력비 값은 쇠석말뚝에서 큰 값을 갖고 점토지반

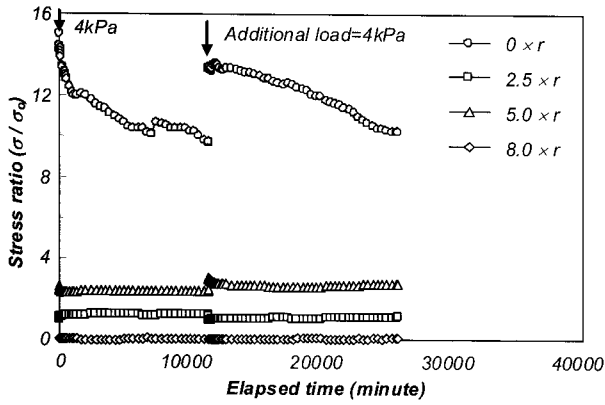


그림 4. 시간경과에 따른 쇄석말뚝 및 점토지반에 작용하는 응력비의 변화

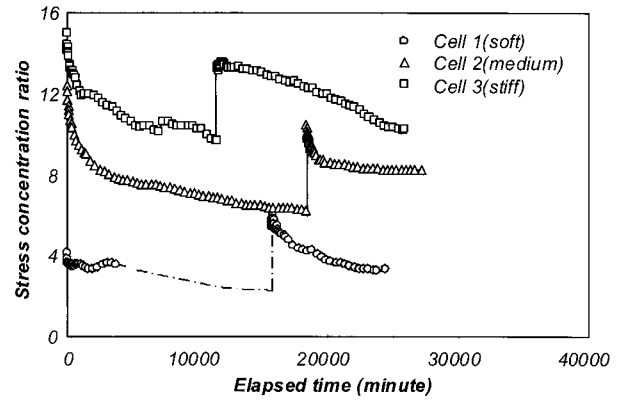


그림 5. 점토지반의 강성 변화에 따른 쇄석말뚝 응력비의 변화

표 3. 벌징에 의한 쇄석말뚝의 단면 변화와 벌징 발생 깊이

토조 번호	점토지반 강도	쇄석말뚝 재료	쇄석말뚝 직경 증가량(cm)	벌징 발생깊이 (cm)
1	Soft	자갈	3.0	8~15
2	Medium	자갈	2.0	9~15
3	Stiff	자갈	1.4	12~17
4	Medium	모래	1.0	12~18
5	Medium	자갈 + 모래	1.4	9~15

에서는 방사형 방향으로 멀어질수록 크게 감소하였다. 특히, 압밀 침하가 진행됨에 따라 쇄석말뚝의 응력비 값은 상당히 감소하는 경향을 보였다. 이는 쇄석말뚝의 단면적의 증가 및 압밀로 인한 점토지반의 강도증가로 인한 것으로 사료된다. 하중 재하 후 침하가 유발되면서 쇄석말뚝의 벌징(bulging) 파괴가 점차 진행됨에 따라 쇄석말뚝이 지지할 수 있는 응력이 감소하기 때문인 것으로 사료된다. 또한 표 3에 나타난 바와 같이 침하가 진행됨에 따라 쇄석말뚝 단면적은 증가하게 되며, 이로 인해 쇄석말뚝의 응력비는 감소하게 된다. 또한 압밀 진행으로 인한 점토지반의 강도증가로 인하여 쇄석말뚝의 응력비가 감소하게 되며, 감소된 응력이 점토지반으로 전달되어 점토지반의 응력비 값이 증가하게 된다. 점토지반의 응력비 값의 변화가 상대적으로 미소하게 나타나는 이유는 쇄석말뚝면적에 비하여 점토지반의 면적이 매우 크기 때문이다.

점토지반의 강성 변화에 따른 쇄석말뚝의 응력비 변화가 그림 5에 나타나 있다. 점토지반의 강도를 기준으로 어느 한계 이상의 재하하중이 작용될 때 점토지반의 강성이 작아질수록 쇄석말뚝의 응력비 값이 작아지는 경향을 보이고 있다. 이는 점토지반의 강성이 작아짐에 따라 쇄석말뚝의 지지력도 감소하게 되며, 이로 인해 상

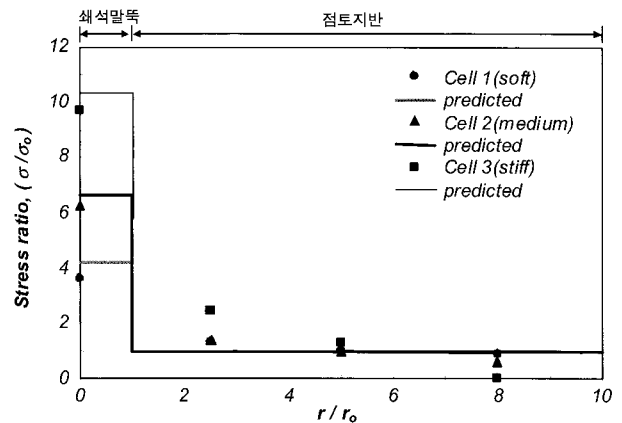


그림 6. 점토지반의 강성 변화에 따른 쇄석말뚝 및 점토지반의 응력비 변화

재하중에 대하여 쇄석말뚝이 분담할 수 있는 응력 값이 작아지기 때문이다(이운주, 1996; Hughes 등, 1975). 그림 5에 나타난 바와 같이 쇄석말뚝의 응력비는 인접 점토지반의 강성에 따른 구속력에 크게 의존하는 것으로 나타났다.

그림 6에는 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반의 응력 분담율에 대한 예측값과 예측값이 서로 비교되어 있다. 예측된 응력비 값들은 첫번째 하중재하 후 95% 압밀이 완료된 이후의 응력값을 사용하였으며, 응력비에 대한 예측값은 식 (12)를 사용하여 산정하였다. 그림 6에서 σ 는 예측된 응력이고, σ_0 는 가해진 상재하중이고, r 은 토조 중심에서의 이격 거리이며, r_0 는 쇄석말뚝의 직경을 의미한다. 식 (12)를 사용하여 쇄석말뚝과 점토지반의 응력비를 예측함에 있어서 점토지반의 강성이 쇄석말뚝의 강성에 비하여 매우 작기 때문에 하중재하에 따라 쇄석말뚝은 초기상태의 자체 강성이 충분히 발휘되지 못하고 인접 지반의 강성에 크게 좌우된다. 따라서, 본 연구에서는 점토지반과 쇄석말뚝의 강성차이를 고려하

지 않고 E_s/E_c 값을 1.0으로 가정하였다. 수정 응력분담을 식을 사용하여 점토지반의 강성변화에 대한 응력분담비를 산정한 결과, 쇄석말뚝과 점토지반에서의 응력 변화 양상에 대하여 예측결과와 비교적 유사한 예측결과를 얻을 수 있었다.

그림 7에는 두 단계 하중 재하 기간 동안 예측된 시간 경과에 따른 압밀 침하곡선이 나타나 있다. 일반적인 점토지반에서 예측되는 압밀 침하거동과 유사한 침하거동을 보이고 있다. 침하 특성을 살펴볼 경우 점토의 강성이 작을수록 침하는 더욱 크게 발생되는 것으로 나타났다. 이는 그림 6에 나타난 바와 같이 점토지반 강성이 가장 작은 1번 토조에서는 상재하중에 대한 쇄석말뚝의 응력분담율이 작기 때문에 침하억제 효과도 적을 수 밖에 없다. 따라서, 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반의 침하량을 보다 신뢰성 있게 예측하기 위해서는 쇄석말뚝 및 점토지반에 대한 각각의 응력분담율 산정이 신뢰성 있게 이루어져야 할 것으로 사료된다.

그림 8에는 1번 및 3번 토조에서 예측된 시간경과에 따른 과잉간극수압의 소산 양상을 통하여 점토지반에서 쇄석말뚝으로 방사형 압밀과정이 원활하게 진행되

는 것으로 확인되었다. 특히, 첫번째 하중단계에 비하여 두번째 하중단계에서 과잉간극수 소산이 보다 느리게 나타났다. 이는 압밀 진행에 따른 점토지반의 간극비 감소로 인하여 투수계수값이 작아지기 때문이다. 또한 1번 토조에 비해서 3번 토조의 과잉간극수압의 소산이 보다 빨리 진행됨을 알 수 있다. 이는 1번 토조의 점토지반 강성이 작기 때문에 압밀속도가 일반적으로 느리며 뿐만 아니라 쇄석말뚝 설치 및 압밀과정 중에 3번 토조에 비하여 점토입자들이 쇄석말뚝으로 보다 많이 침투됨으로 인하여 쇄석말뚝의 배수능력이 저하되기 때문으로 사료된다. 따라서, 그림 7과 8의 결과로부터 점토지반의 강성이 작아질수록 침하억제 효과도 감소하고, 압밀속도도 지연될 수 있음을 알 수 있다.

쇄석말뚝의 재료 특성 변화가 쇄석말뚝 및 점토지반의 응력비에 미치는 영향이 그림 9에 나타나 있다. 응력비 변화는 말뚝 재료의 특성 변화에 따라 크지 않았다. 자갈이 모래에 비해 큰 강성 및 전단강도 값을 갖고 있음에도 불구하고 자갈말뚝의 응력비가 모래말뚝 보다 다소 작게 나타났다(윤충섭 등, 1989; 박종관 등, 1993;

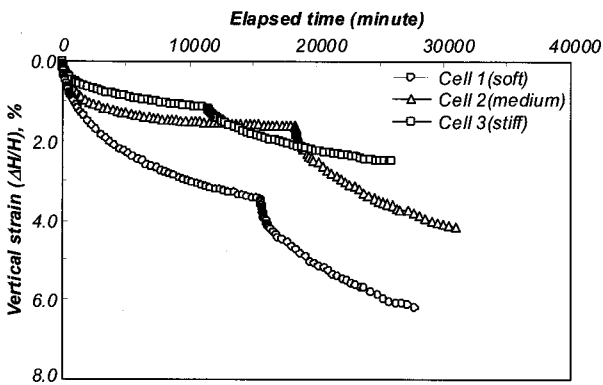


그림 7. 점토지반의 강성 변화에 따른 압밀 침하양상 비교

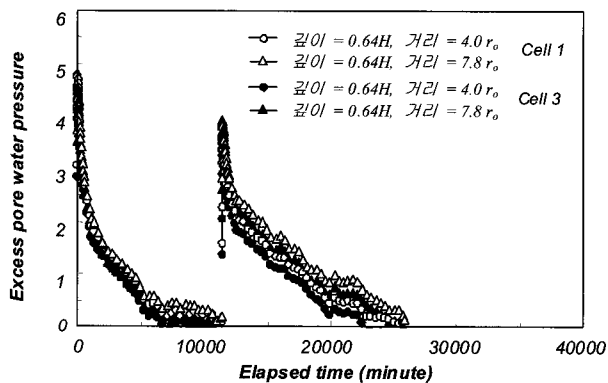


그림 8. 점토지반에서 예측된 과잉간극수압 분포

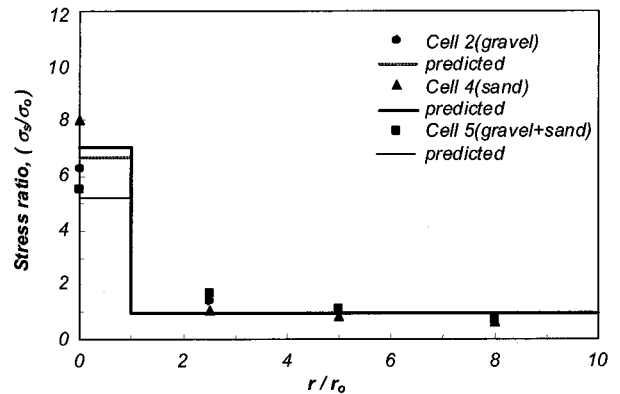


그림 9. 쇄석말뚝의 재료 특성 변화에 따른 쇄석말뚝 및 점토지반의 응력비 변화

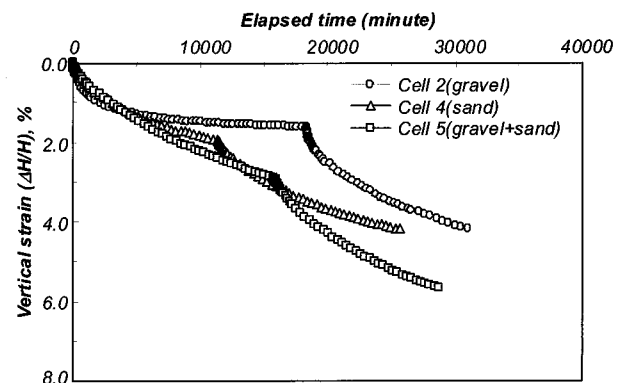


그림 10. 쇄석말뚝의 재료 특성 변화에 따른 침하양상 변화

이대영 등, 2006). 이는 표 3에 나타난 바와 같이 자갈말뚝의 별징이 모래말뚝보다 보다 크게 진행된 것으로도 확인될 수 있다. 따라서, 말뚝 자체의 강성보다는 점토지반의 상대적인 강성에 근거한 쇄석말뚝에 대한 구속력이 보다 중요하게 작용하는 것으로 사료된다. 수정된 응력 분담을 식의 경우, 말뚝재료에 관계없이 동일한 E_s/E_c 값을 적용하였으며, 모래말뚝의 경우 예측 오차가 비교적 크게 나타났다. 그림 10에서는 쇄석말뚝의 재료 특성 변화가 쇄석말뚝으로 보강된 점토지반의 침하에 미치는 영향이 나타나 있으며, 자갈 말뚝과 모래 말뚝이 자갈+모래 말뚝보다 침하가 억제되는 것으로 나타났다. 그림 9에서 응력분담 비율의 크기 값이 모래, 자갈, 자갈+모래 말뚝의 순서를 갖는 것과 같이 최종침하량의 크기도 동일한 순서를 가질 것으로 예상된다. 이와 같이 응력분담율이 큰 말뚝이 침하 억제효과도 클 것으로 사료된다.

5. 결론

쇄석말뚝으로 보강된 점토지반에 상재하중 재하 시간경과에 따라 쇄석말뚝의 응력비 값은 감소하는 것으로 나타났다. 이는 압밀 진행에 따라 지반강성이 증가하게 됨으로 인해 쇄석말뚝이 부담하는 응력이 감소하기 때문이며, 동시에 하중 재하에 따른 쇄석말뚝의 별징으로 인한 쇄석말뚝의 단면적이 증가하기 때문이다.

점토지반의 강성도가 증가함에 따라 쇄석말뚝의 응력비는 증가하는 경향성을 보였다. 동일한 강성도를 갖는 점토지반에 대하여 재료특성이 다른 말뚝을 적용한 경우에는 쇄석말뚝의 응력비 차이가 크게 나타나지 않았다. 즉, 응력비가 말뚝 자체의 강성도 보다는 인접 점토지반의 상대적인 강성에 따른 구속 여부에 보다 크게 의존하는 것으로 사료된다.

점토지반에 적용 가능하도록 수정한 Baumann과 Bauer의 해는 실내 모형 토조실험으로부터 얻어진 쇄석말뚝과 점토지반의 계측된 응력값들에 대하여 비교적 유사한 예측결과를 제공하였다. 따라서 추후 연구에서는 서로 다른 치환율에 대하여 점토지반의 강성도를 달리하여 모형실험을 수행함으로써, 응력분담비의 변화를 보다 신뢰성 있게 검토하며 수정 Baumann과 Bauer 해의 적용성을 검증할 수 있을 것으로 사료된다.

참고 문헌

1. 윤충섭, 김호일 (1989), 조립체가 흙의 역학적 특성에 미치는 영향, *한국농공학회논문집*, 제 31권, 제 3호, pp.57-69.
2. 박종관, 김영옥, 이인모 (1993), 화강풍화토의 동적물성치와 침하 특성에 관한 연구, *한국지반공학학회논문집*, 제 9권, 제 2호, pp.5-13.
3. 이대영, 오승빈, 유충식 (2006), 대형직접전단시험에 의한 Stone Column재료의 전단거동 특성, *대한토목학회 학술발표회*, pp.659-662.
4. 이윤주 (1996), 연약점토지반에 있는 Stone Column의 지지력 산정, *한국해양공학학회논문집*, 제 10권, 제 4호, pp.141-148.
5. Alamgir, M. and Miura N. (1997), Prediction of the settlement response of soft ground improved by columnar inclusions, Proc. 30th year anniversary symposium of the southeast asian geotechnical society, Bangkok, pp.164-177.
6. Barksdale, R.D., and Bachus, R.C. (1983), Design and construction of stone columns. Vol.1. Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service. Springfield, Virginia, USA.
7. Baumann, V. and Bauer, G.E.A. (1974), The Performance of Foundation on Various Soils Stabilizes by the Vibro-Compaction Method. CAN. GEOTECH. J., VOL.11, pp.509-530.
8. Hughes, J.M.O., Withers, N. J. and Greenwood, D. A. (1975), A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Geotechnique*, Vol.25, No.1, pp.34-44.
9. Shin, H. Y. (2005), "Analysis on the behavior of composite ground reinforced by sand compaction pile with low area replacement ratio", PhD dissertation, Chungang Univ, Korea, pp.225-226.
10. Yamagata, K., and Hukumoto, K. (1982), "Stress ratio of a sand pile and cohesive soil in composite ground", *17th JSSMFE Conf.*, pp.2417-2420.

(접수일자 2008. 3. 26, 심사완료일 2008. 11. 14)