

모래다짐말뚝으로 개량된 연약지반의 응력분담특성

Stress Concentration Characteristics of Soft Ground Treated by Sand Compaction Pile

유 남 재* 박 병 수** 정 길 수*** 김 상 진****
Yoo, Nam-Jae Park, Byung-Soo Jeong, Gil-Soo Kim, Sang-Jin

Abstract

This paper is results of extensive centrifuge model experiments about design factors influencing the bearing capacity and the settlement behaviors of SCP (Sand Compaction Pile).

Centrifuge model tests were carried out changing design factors for SCP method such as replacement area ratio ($a_s = 20, 40, 70\%$), improvement ratio to footing width ($W/B = 1, 2, 3$), and amount of fines in sand pile ($\#200 = 5, 10, 15$). Therefore, the effects of these design factors on the bearing capacity and the settlement behavior of SCP were investigated and changes of stress concentration ratio due to such an design factors were also investigated. Centrifuge model testing technique for preparing and installing centrifuge model of sand compaction pile, using freezing them, was also developed.

As results of centrifuge model tests, more fines in sand compaction pile increases the bearing capacity of SCP. Optimum improvement ratio to footing width was found to be 2. Values of stress concentration ratio was in the ranges of 1.5 - 3.5. The depth of bulging in sand piles was found in the range of 2.0 - 2.5 times of pile diameter.

키워드 : 모래다짐말뚝, 복합지반, 응력분담비, 치환율

Keywords : Sand Compaction Pile, Composite Ground, Stress Concentration ratio, Area Replacement Ratio

1. 서 론

연약한 점성토지반이나 사질토 지반을 개량하기 위하여 모래다짐말뚝(SCP)공법이 많이 사용되고 있다. 이러한 점성토지반의 모래다짐말뚝을 설계할 때에는 중요한 요소들중 하나는 모래와 점토의 응력

분담비를 결정하는 것이다. SCP공법은 연약층의 토질 특성과 지지층의 변화가 심한 경우에 일반적으로 사용되고 있는 양질토 준설치환공법에 비하여 경제적이며 개량효과가 강제치환 공법에 비하여 확실한 것으로 알려져 그 적용성이 증대되고 있는 현실이다.

SCP공법이 하나의 지반개량공법으로 발전된 것은 1955년 일본에서 특허권을 등록한 일에서 시작되며(Miyake 등, 1991), 모래다짐말뚝이 적극적으로 활용된 것은 1957년 충격식 모래다짐말뚝이며 이후, 1959년 진동기의 개발로 바이브로식 모래다짐말뚝 공법이 개발되어 시공능률과 모래말뚝 조성의 자동관리로 인하여 수중시공이 가능하게 되었고, 진동식

* 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사
** 강원대학교 토목공학과 연구원 공학박사
*** 강원대학교 대학원 토목공학과, 박사과정
**** 강원대학교 대학원 토목공학과 공학석사

을 이용하는 현재공법의 기초가 확립되었다(Mikasa, 1984). 이후, 1966년 일본운수성에서 강제치환공법이 개발되어 해상시공에도 적용되기 시작하였다(Matsuo, 1967).

국내의 경우 1984년 평양제철소 기초지반 조성시 샌드드레인과 SCP공법을 병용하여 연약지반개량을 실시한 이래 최근의 경우 모래다짐말뚝공법이 호안안벽 시설물의 효과적인 기초 처리 공법으로 제시되고 있다. 국내에서 적용 가능성이 증가할 것으로 예상되는 SCP공법은 국외, 특히 일본의 시공 실적이나 미국 및 유럽의 쇄석공법 사용 실적에 비하여 시공 실적이 매우 적은 편이며, 대부분의 시공이 육상 시공에 한하여 수행된 반면에 해상의 연약 점성토 지반에서 그 적용 사례는 매우 적은 실정이다. 그러나 우리나라는 경제성장과 국토개발로 인하여 개량대상지역으로 점차 연약지반이 증가하는 추세에 있고, 구조물이 중량화, 대규모화됨에 따라 점성토의 강도증가, 또는 시공기간의 단축화 등을 위한 개량공법이 요구되며, SCP 공법의 적용범위도 확대되고 있다. 현재 국내의 경우 SCP공법의 연구 및 시공사례부족으로 인한 과다 안전측 설계가 이루어지고 있는 실정이다.

따라서 본연구에서는 이와같이 SCP공법의 과다안전측 설계를 극복하기 위하여 원심모형실험방법에 의한 SCP개량지반을 모델화하여 모래말뚝과 점토지반의 응력분담비에 대한 특성을 고찰하고자 하였다.

2. 모래다짐말뚝의 응력분담비

SCP공법은 연약지반에 모래다짐말뚝을 타설하여 원지반과 모래말뚝의 복합작용에 의한 지반의 지지력증대, 침하의 감소를 기대하는 공법으로서 복합지반에서 상재하중이 재하되는 경우 모래말뚝과 원지반의 변형특성으로 모래말뚝 사이에 아칭(arching) 현상이 발생하게 된다. 즉, 변형이 작은 모래말뚝에 원지반보다 큰 응력이 집중하게 되고, 연약층이 그 나머지를 분담하게되며 이 응력의 비를 응력분담비(n)라 한다.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (1)$$

여기서, σ_s = 상재하중에 의한 모래말뚝에 발생하는 연직응력

σ_c = 상재하중에 의한 점토에 발생하는 연직응력

복합지반은 하중재하시 전단응력과 압축응력이 작용하게 되고, 전단변형과 압밀변형으로 인한 응력집중이 복합하여 연약층의 압밀이 진행됨에 따라 응력분담이 달라지며, 응력분담에 미치는 영향 인자

가 불명확하게 된다. 그러므로 응력분담비는 실제 현장경험에 의존하여 2~6(보통 3)범위 안에서 결정하고 있다.

3. 실내실험

모래다짐말뚝과 점성토로 이루어진 복합지반에서 모래와 점토가 각각 받는 응력분담비를 파악하기 위하여 모래다짐말뚝의 변수를 달리하여 원심모형 실험을 수행하였다

SCP공법은 점토와 모래말뚝의 복합지반으로 형성되어 있기 때문에 모래말뚝의 강도, 치환율(a_s), 개량폭비(W/B), 기초와 개량범위의 위치관계, 모래말뚝의 착저조건, 원지반의 강도분포, 외력조건, 압밀조건, 하중의 재하속도, 대상구조물의 종류와 기하학적 형상 등 다양한 요인에 의해 영향을 받으나 본 연구에서는 상기의 제 요인중에서 모래말뚝의 세립분함유량, 개량폭비, 치환율등을 달리하여 원심모형실험을 실시하였다.

3.1 원지반 성형

모형지반에 사용된 시료는 부산인근에서 채취한 해성점토로서 기본물성은 표1에 나타난 바와같고, 시료를 액성한계 2배의 함수비로 교반시켜 압밀도조(폭 20mm, 길이 450mm, 높이 400mm)에 투기한 후, 압밀도조 상부에 0.05, 0.1, 0.2 kgf/cm²의 공기압력을 단계적으로 가하여 7일 정도 예비압밀을 실시하여 예비압밀완료후 20cm 높이의 원지반을 조성하였다.

3.2 모래다짐말뚝의 성형

모래다짐말뚝은 원통형 관(내경 2cm)에 일정한 함수비의 주문진표준사를 투입하여 진동대위에서 90%의 상대밀도를 갖는 모래말뚝을 만든후 물로 포화시켜 동결하였다. 한편, 모래말뚝의 세립분함유량은 200번체를 통과한 실리카 세립분을 이용하여 조절하였다.

3.3 복합지반의 성형 및 계측기 설치

복합지반은 예비압밀이 종료된 원지반을 탈착하여 원심모형토조에 부착한후 50G의 원심력장에서 자중압밀을 실시하여 실물규모 10m에 상당하는 높이 약 20cm의 정규압밀 점토지반을 제작하였으며 이때, 점토층 중심부에 간극수압계를 매설하여 과잉

간극수압의 소산을 확인하였다.

자중압밀 종료후 1G상태에서 모래말뚝을 타설한 후, 하중재하시 기초 및 지반에 발생하는 연직변위량 및 수평 변위량을 측정하기 위하여 변위계를 설치하였고, 모래말뚝과 점토지반의 응력분담비를 알아보기 위하여 모래다짐말뚝과 점토지반의 표면에 직경 65 mm의 토압계를 매설하는 한편, 점토층 중간 깊이에서 개량지반의 외각으로부터 1cm, 4cm, 9cm위치에 간극수압계를 매설하여 위치별 과잉간극수압 변화를 측정하였다.

표 1. 주문진 표준사와 점토의 기본물성

| Test | JuMunJin Standard Sand | Clay | |
|-----------------------------|------------------------|------|------|
| Specific Gravity (Gs) | 2.60 | 2.72 | |
| Results of Consistency Test | LL, % | NP | 43.0 |
| | PL, % | NP | 23.6 |
| | PI, % | NP | 20.6 |
| Grain Size Distribution | Cu | 1.2 | 12.5 |
| | Cc | 1.0 | 3.6 |
| | USCE | SP | CL |

3.4 Marker

연직하중 재하에 따른 모형지반의 활동선을 관찰하기 위하여 원심모형시험기에서 자중압밀 완료후 모형토조의 전면 벽체를 탈착하여 일정 격자상에 Marker를 매설하여 활동선을 관찰하였다

3.5 연직하중재하장치

연직하중의 재하는 그림 1에 도시한 바와 같이 연직하중 계측용 로드셀(Load Cell)을 매개체로 하여 하중재하 장치 로드케 강결하여 재하중위 재하판의 회전 및 수평변위를 구속하고 있는 하중재하장치를 사용하여 2mm/min. 으로 하중을 재하하였다. 하중재하판은 70×200mm에서 저면을 거칠게 만들고 개

량지역 중앙의 3열의 모래말뚝을 재하하는 위치에 설치한다

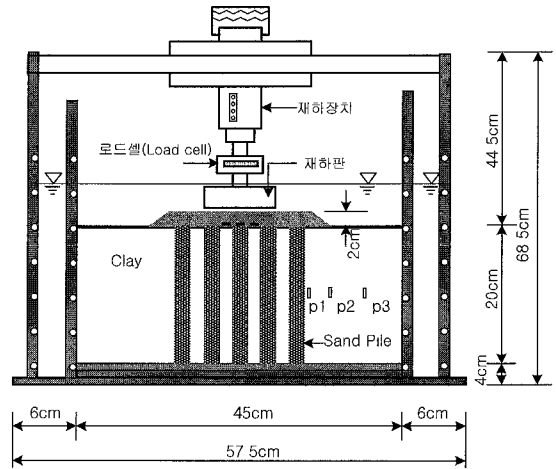
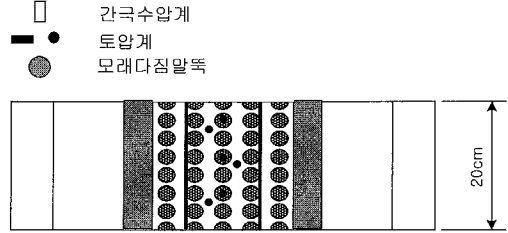


그림 1. 연직하중 재하시험 모식도

4. 결과분석

4.1 세립분함유량

그림 2는 상대밀도(D_r)=90%, 치환율(a_s)=40%, 개량폭비(W/B)=2, 세립분 함유율(#200)=5, 15%에 대한 모래다짐말뚝과 점토지반의 응력분담비-침하곡선을 보여주고 있다. 실험결과 세립분 함유율에 따라 극한하중값을 나타내는 침하량 3~4mm에서의 응력분담비는 3.3~3.6의 범위를 보이며, 세립분 함유율에 따른 하중-침하 곡선이 변화하고 있음에도 불구하고 모래다짐말뚝과 점토의 응력분담비는 거의 유사한 경향을 보이며, 극한하중시점 이후 응력분담비는 점차 감소하는 것을 확인 할수 있다.

한편, 극한하중시점 이후 응력분담비의 감소는 모래말뚝과 점토의 강성의 차이로 모래말뚝에 집중되었던 응력이 모래말뚝이 항복되는 시점 이후 점토로 응력분산이 이루어진 것으로 판단된다.

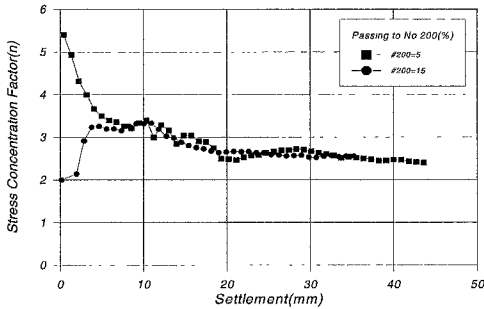


그림 2 세립분 함유율에 따른 응력분담비-침하 곡선(#200: 5, 15%)

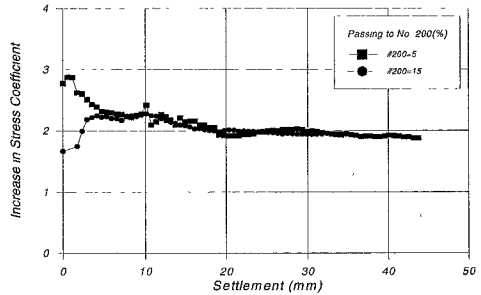


그림 3. 응력집중계수(μ_s)-침하 곡선 (#200: 5, 15%)

그림 3,4는 상대밀도(D_r)=90%, 치환율(a_s)=40%, 개량폭비(W/B)=2, 세립분 함유율(#200)=5, 15%에 대한 모래말뚝부분에서의 응력집중계수(μ_s)와 모래말뚝사이 점토부분에서의 응력저감계수(μ_c)의 분포를 보여주고 있다.

응력집중계수(μ_s)와 응력저감계수(μ_c)는 응력분담비에 따라 변화하는 것을 확인할 수 있으며, 극한하중시점에서의 응력집중계수(μ_s)는 2.2~2.3범위에 분포하고 있다. 또한 극한하중시점 이후 말뚝에 작용하는 응력집중계수(μ_s)는 하중의 증가와 함께 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 극한하중시점 이후 말뚝간 점토에 작용하는 응력저감계수(μ_c)는 0.65~0.7의 범위를 분포하며 하중의 증가와 함께 증가하는 경향을 나타내고 있다.

한편, 평균전단강도식을 이용한 복합지반의 설계에서 모래말뚝간 점성토의 압밀에 의한 강도증가와 모래말뚝의 선단저항을 고려하여 설계한다. 여기서, 복합지반에 하중이 작용하면 시료의 강성의 차이에 의해 모래말뚝에 큰 응력이 집중되며 나머지 잔류 응력은 말뚝간 점성토로 부담되어지며, 이와같이 모래말뚝의 응력집중과 점성토의 응력저감효과를 고려하여 설계에 적용하고 있다. 또한, 모래말뚝에 작용하는 응력집중과 점성토에 작용하는 응력저감효과를 표현하기 위하여 응력집중계수(μ_s)와 응력저감계수(μ_c)를 사용하고 있다.

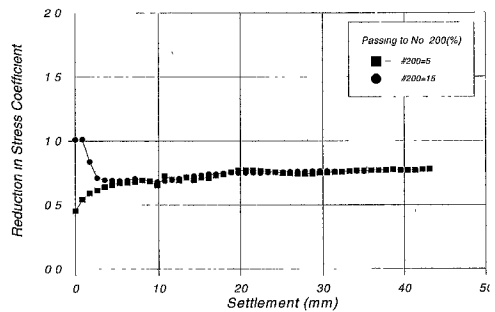


그림 4. 응력저감계수(μ_c)-침하 곡선 (#200: 5, 15%)

4.2 개량폭비

그림 5는 상대밀도(D_r) 90%, 치환율(a_s) 40%, 세립분함유율 5%, 개량폭비(W/B) 1, 2, 3에 대한 모래말뚝과 점토지반의 응력분담비-침하 곡선을 보여주고 있다. 실험결과 개량폭비(W/B)가 커질수록 응력분담비는 증가하며 개량폭비에 따라 극한하중값을 나타내는 침하량 3~4mm에서의 응력분담비는 3.5~3.9의 범위를 분포하고 있다. 또한, 개량폭비에 따른 하중-침하 곡선의 변화와 함께 극한하중시점 이후 응력분담비는 점차 감소하는 것을 확인할 수 있다.

한편, 극한하중시점 이후 응력분담비의 감소는 모래말뚝이 항복되는 시점 이후 점토로 응력분산이 이루어진 것으로 판단되며, 극한하중 이후 큰 침하를 유도하여 응력분담비의 분포를 관찰한 결과 응력분담비는 1~3.5의 범위에 분포하였고, 극한하중시점에서의 응력분담비와 큰 차이가 있는 것을 볼 수 있다. 또한, 개량폭비(W/B)의 증가에 따른 응력분담비

의 증가는 개량폭에 따른 말뚝간 점토의 수평구속력에 의한 모래말뚝의 수평저항력이 증가하여 말뚝의 응력집중효과가 증가하므로써 극한하중시점 이후 개량폭이 증가할수록 응력분담비가 크게 분포하는 것으로 판단된다.

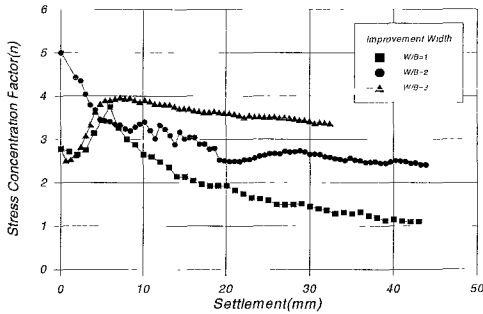


그림 5 개량폭비에 따른 응력분담비-침하 곡선(W/B= 1, 2, 3)

그림 6, 7은 상대밀도(Dr) 90%, 치환율(a_s) 40%, 세립분함유율 5%, 개량폭비(W/B) 1, 2, 3에 대한 모래말뚝부분에서의 응력집중계수(μ_s)와 모래말뚝사이 점토부분에서의 응력저감계수(μ_c)의 분포를 보여주고 있다

한편, 응력집중계수(μ_s)와 응력저감계수(μ_c)는 응력분담비에 따라 변화하는 것을 확인할 수 있으며, 극한하중시점에서의 응력집중계수(μ_s)는 2.3~2.5 범위에 분포하고 있다 또한 극한하중시점 이후 말뚝에 작용하는 응력집중계수(μ_s)는 하중의 증가와 함께 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 극한하중시점 이후 말뚝간 점토에 작용하는 응력저감계수(μ_c)는 0.65~0.75의 범위를 분포하며 하중의 증가와 함께 증가하는 경향을 나타내고 있다.

이와같이 개량폭의 변화에 따른 응력집중계수와 응력저감계수의 분포는 복합지반에 하중이 작용하면 시료의 강성의 차이에 의해 모래말뚝에 큰 응력이 집중되며 나머지 잔류응력은 말뚝간 점성토로 부담되어지는데 개량폭이 증가할수록 모래말뚝을 구속하는 수평저항력이 증가하여 말뚝의 응력집중효과가 증가하므로써 극한하중시점 이후 응력집중계수가 크게 분포한 것으로 판단된다.

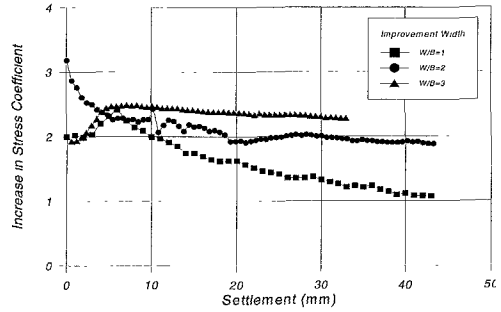


그림 6. 개량폭비에 따른 응력집중계수(μ_s)-침하 곡선(W/B= 1, 2, 3)

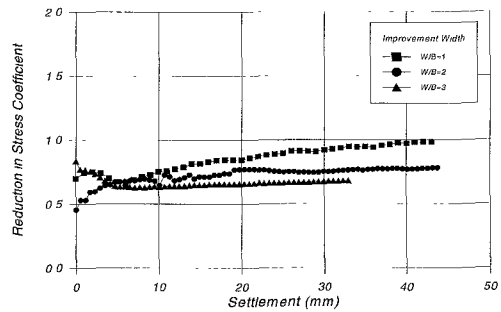


그림 7. 개량폭비에 따른 응력저감계수(μ_c)-침하 곡선(W/B= 1, 2, 3)

4.3 치환율

그림 8은 상대밀도(Dr)=90%, 개량폭비(W/B)=2, 세립분 함유율=5%, 치환율(a_s)=20%, 40%에 대한 모래말뚝과 점토지반의 응력분담비 분포를 보여주고 있다. 실험결과 치환율 20%일때와 40%일 때 각각 1.5, 3.5의 응력분담비의 분포를 나타내고 있으며 40%일때의 응력분담비는 일반적인 값을 나타내며 극한하중이후 감소하는 경향을 보이고 있다. 이와같이 극한하중이후 나타나는 응력분담비의 감소는 응력이 집중되어 있던 모래말뚝의 항복으로 인한 응력분산에 의한 것으로 판단된다. 또한, 극한하중시점에서 치환율 20%일 때 보다 40%일때의 응력분담비가 크게 분포하고 있으며 치환율 20%일 때 극한하중시점에서의 낮은 응력분담비는 극한하중시점 이후 하중증가에 따라 증가하는 경향이 나타난다. 이와같이 성토하중에 의한 실험 결과와 상반된 응력분담비의 분포를 보이는 이유는 강제적인 하중제하

로 인한 모래다짐말뚝과 점토의 응력분담효과가 발생하지 않은 것으로 판단되며, 향후 연구를 통한 검증이 요구된다.

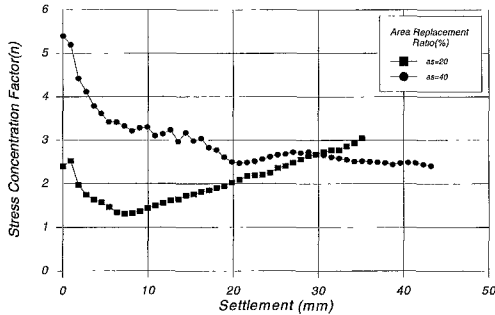


그림 8. 치환율에 따른 응력분담비-침하 곡선 ($a_s=20, 40\%$)

그림 9, 10은 상대밀도(Dr) 90%, 개량폭비(W/B) 2, 세립분함유율 5%, 치환율(a_s) 20%, 40%에 대한 모래말뚝부분에서의 응력집중계수(μ_s)와 모래말뚝 사이 점토부분에서의 응력저감계수(μ_c)의 분포를 보여주고 있다.

한편, 응력집중계수(μ_s)와 응력저감계수(μ_c)는 응력분담비와 유사한 경향을 보이며, 극한하중시점에서 치환율(a_s) 40%의 응력집중계수(μ_s)는 2.2~2.5 범위에 분포하고 있다. 또한 극한하중시점 이후 말뚝에 작용하는 응력집중계수(μ_s)는 하중의 증가와 함께 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 극한하중시점 이후 말뚝간 점토에 작용하는 응력저감계수(μ_c)는 0.85~0.9의 범위를 분포하며 하중의 증가와 함께 증가하는 경향을 나타내고 있다. 여기서, 하중의 증가에 따른 응력저감계수의 증가는 모래말뚝간 점토의 압밀에 의한 강도증가로 인하여 말뚝에 집중되었던 응력이 분산된 것으로 판단된다. 또한, 치환율(a_s) 20%의 응력집중계수와 응력저감계수는 기존의 실험결과와 상반된 경향이 나타났으며 그 원인으로는 적은 치환율에 의한 강제적인 하중재하시 모래말뚝과 점토의 응력분담이 효과적으로 발생하지 않은 것으로 판단된다.

이와같이 치환율에 따른 응력집중계수와 응력저감계수는 치환율이 증가할수록 모래말뚝을 구축하는 수평저항력이 증가하여 말뚝의 응력집중효과가 증가하므로써 극한하중시점에서 응력집중계수가 크게 분포한 것으로 판단된다.

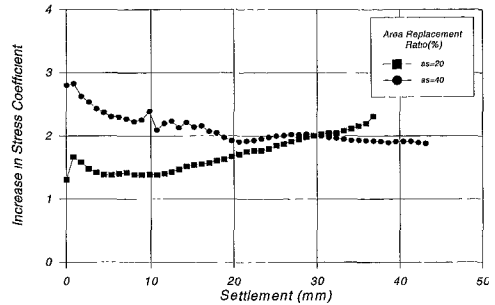


그림 9. 치환율에 따른 응력집중계수(μ_s)-침하 곡선 ($a_s=20, 40\%$)

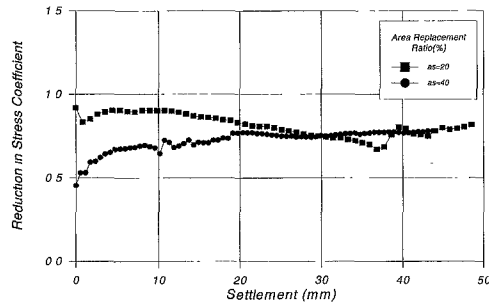


그림 10. 치환율에 따른 응력저감계수(μ_c)-침하 곡선 ($a_s=20, 40\%$)

5. 결론

- 1) 모래말뚝의 세립분 함유율이 증가할수록 극한 지지력이 증가하는 것을 확인하였으며 응력분담비는 3.3~3.6의 범위로 일반적인 값을 획득하였으며, 모래말뚝의 응력집중계수는 2.2~2.3, 말뚝간 점성토의 응력저감계수는 0.65~0.7의 범위에 분포하였다.
- 2) 개량폭비를 1, 2, 3으로 증가하여 실험을 수행한 결과 극한하중 시점에서의 응력분담비는 1~3으로 분포하고 있으며, 모래말뚝의 응력집중계수는 2.3~2.5, 말뚝간 점성토의 응력저감계수는 0.65~0.75의 범위에 분포하며 개량폭비에 따라 큰 차이를 나타내었다.
- 3) 치환율을 20, 40, 70%로 증가하여 실험을 수행한 결과, 응력분담비는 극한하중 시점에서 치환율에 따라 1.5~3.5의 범위에 분포하며, 응력집중계수는 2.2~2.5, 응력저감계수는 0.85~0.9의 값을 나타내었다.

참고문헌

- [1] Kimura, T. et al. (1982), "Geotechnical Centrifuge Model Tests at The Tokyo Institute of Technology", Technical Reprot No. 30, Dept. of Civil Eng., *Tokyo Institute of Technology*, 7-33. 1982
- [2] Kimura, T., Nakase, A, Saitoh, K., and Takemura, J. (1983b), "Centrifuge Tests on Sand Compaction Piles Improvement · Proc 7th *ACSMFE*, (1), 225-260, Haifa
- [3] Shinsha, H., Takata, K., and Kurumada, Y., Fujii, N. (1991), "Centrifuge Model Tests on Clay Ground Partly Improved by Sand Compaction Piles", 1991 *Balkema*, Rotterdam. ISBN 90 6191 193 1
- [4] Miyake, M., Akamoto, H., and Wada, M. (1991), "Deformation Characteristics of Ground Improved by A Group of Treated Soil Columns", 1991 *Balkema*, Rotterdam. ISBN 90 6191 193 1
- [5] Mikasa, N., Takada, N., Ohshima, A., Kawamoto, K., and Higashi, S., "An Experimental Study on The Stability of Clay Ground Improved by Sand Compaction Piles", *Proc. of JSSMFE Symposium on the Strength and Deformation of the composite Ground*, pp.113-118, 1984
- [6] Masaki, K., and Kiyoharu, M., "Behavior of Sheet Pile Walls in the Improved Ground by Sand Compaction Piles of Low Replacement Area Ratio", *Report of The Port and Harbour research Institute* Vol. 32, No. 2, pp 187-211, 1993