

모래다짐말뚝 개량폭에 따른 보강효과에 관한 연구

A Study on Effect of Ground Improvement by Sand Compaction Pile Changing Replacement Width

김 시 운* 정 길 수** 박 병 수*** 유 남 재****

Kim, Si-Woon Jung, Gil-Soo Park, Byung-Soo Yoo, Nam-Jae

Abstract

In this research, centrifuge model experiments and numerical approach of finite element method to analyze experimental results were performed to investigate the behavior of improved ground with sand compaction piles.

One of typical clay minerals, kaolinite powder, were prepared for soft ground in model tests.

Jumunjin standard sand was used to sand compaction pile installed in the soft soil.

In order to investigate the characteristics of mechanical behavior of sand compaction piles with low replacement ratios, centrifuge model experiments with the replacement ratio of 40%, changing the width of improved area with respect to testing results the width of surcharge loads, were carried out to obtain of bearing capacity, characteristics of load-settlement, vertical stresses acting on the sand pile and the soft soil failure mechanism in improved ground.

키워드 : 원심모형실험, 모래다짐말뚝, 개량폭

Keywords : *Centrifuge model experiment. Sand compaction pile, width of improved area*

1. 서 론

현대사회는 산업화로 인한 경제성장과 인구증가로 인해 사회기반시설의 확충이 필요하게 되었고 이에 따른 토지 이용 면적이 급속히 증가하고 있는 추세이다. 그러나 국토면적이 협소한 우리나라로서는 불가피하게 연약지반상에 구조물을 축조하는 경우가 증가하고 있다. 따라서 지반의 침하, 과도에

의한 파압 등에 의한 구조물의 안정을 확보하기 위하여 연약지반을 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)으로 개량하려는 설계 및 시공이 활발히 진행되고 있다.

모래다짐말뚝공법(Sand Compaction Pile)은 Murayama(1957)가 연구 발표한 이론을 기본으로 느슨한 사질토 지반이나 점토지반에 케이싱을 관입하고, 케이싱을 통하여 모래를 다져 넣어 지중에 큰 직경의 모래다짐말뚝을 조성하는 지반 개량공법으로 처음 일본에서 개발되었다.

모래다짐말뚝공법의 적용목적은 안정성에 의한 파괴를 방지하고, 압밀시간을 단축시키고, 액상화(Liquefaction)되는 것을 방지한다. 이 공법은 일반적으로 선행압밀하중 공법 이후에 적용되지만 침하를 감소시키는 효과가 있다.

* 강원대학교 대학원 토목공학과, 공학석사

** 강원대학교 대학원 토목공학과, 박사수료

*** 강원대학교 토목공학과 연구원 공학박사

**** 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

일본의 Murayama(1957)가 모래다짐말뚝(SCP)란 용어를 처음 사용한 이래, SCP로 개량된 지반의 특성에 대한 이론적 연구와 실내실험, 현장실험을 통한 연구가 활발히 이루어졌다. 기존의 연구 주제는 지지력 및 전단저항에 관한 연구, 압밀침하에 관한 연구, 설계방법에 관한 연구, 현장시공에 관한 연구, 횡방향 토압에 관한 연구, 부분 관입설치된 경우 등으로 분류할 수 있다.

Kimura등(1983)은 원심모형시험장치를 이용한 실내모형실험을 실시하여 개량폭, 개량심도와 파괴메카니즘의 관계를 검토하여 개량폭이 2 부근일 때 최대의 개량효과를 볼 수 있다고 발표하였다. Masaaki등(1990)은 원심모형시험장치를 이용한 실내모형실험을 통하여 지치환율로 개량된 복합지반에 대하여 개량폭과 재하속도, 상대밀도를 변화시켜 연직, 수평하중하에서 복합지반의 파괴거동을 연구 발표하였으며, Masaki와 Kiyoharu(1993)는 SCP개량 지반의 변형, 파괴거동 및 거동에 영향을 미치는 개량폭, Sheet Pile Wall의 강성 등의 영향에 관해서 실내 원심모형실험으로 검토하였다. Takemura 등(1989)은 성토하중아래 SCP로 개량된 연약한 정규압밀점토 지반의 안정에 대한 연구를 원심모형시험기를 이용하여 복합지반의 치환율과 개량폭에 변화를 주어 성토하중에 의한 복합지반의 파괴면을 확인하였으며, SCP에 의한 지반개량으로 전단저항이 증가하여 극단적인 지반의 파괴를 방지하고, 지반의 개량범위에 따라 지반의 거동을 확인하였다.

한편, SCP공법에서 치환율(a_v)이란 원지반 면적과 모래다짐말뚝이 차지하는 부분의 면적비로 정의되며 성토 등 상부구조물이 비교적 경량인 경우 치환율이 20~40% 정도의 저치환율 공법이 많이 사용되고, 항만공사 등 모래다짐말뚝 자체로 지지력, 전단강도 증가효과 등을 발휘해야 하는 경우에는 치환율이 70% 정도인 고치환율 모래다짐말뚝공법이 시공되고 있다. 그러나 현재 국내의 경우 모래자원의 품귀로 인한 모래말뚝 재료의 대체가 요구되고 있는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 SCP공법의 모래자원의 품귀현상과 경제성을 극복하기 위하여 40%의 저치환율로 개량된 SCP복합지반의 거동을 알아보기 위하여, 원심모형실험을 실시하였고, 실험결과를 비교 분석하기 위하여 유한요소법의 수치해석기법을 사용하여 개량폭 변화에 따른 극한지지력, 하중-침하 특성, 모래와 연약지반에 발생하는 토압, 보강지반의 파괴형태 등에 대하여 조사하였다.

2. 실내모형실험

본 연구의 연약지반과 모래다짐말뚝에 사용된 시료는 Kaolinite와 주문진 표준사로써 실내실험에 의

한 물리적 특성은 다음 표 1과 그림 1에 나타내었고 통일분류법에 의하여 CH와 SP로 각각 분류되었다.

표 1 주문진 표준사와 Kaolinite의 기본물성

Test	Jumunjin Sand	Kaolinite	
Specific Gravity (Gs)	2.60	2.60	
Results of Consistency Test	(LL, %)	NP	65.0
	(PL, %)	NP	35
	(PI, %)	NP	30
Grain Size Distribution	Cu	1.2	-
	Cc	1.0	-
	USCS	SP	CH

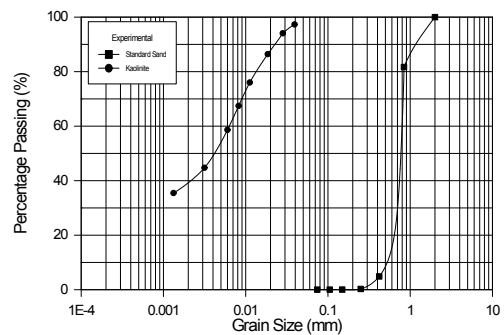


그림 1 주문진 표준사, Kaolinite의 입경가적곡선

2.1 연약지반 성형

균일한 원지반을 모사하기 위하여 함수비가 120%로 되도록 물과 Kaolinite를 교반시켰고 교반한 시료는 포화를 유도하기 위하여 24시간 방치한 다음 모형토조에 성형하였다. 시료의 함수비가 80%가 되도록 공기압을 0.49, 0.98, 1.96MPa로 4일간에 걸쳐 단계적으로 가하여 강제압밀 시켰다. 지반조성이 완료된 시료는 원심모형시험기에 장착되어 50G의 중력수준에서 4시간동안 자중압밀을 실시하고 20cm로 시료높이를 조절하였다.

한편, 모래다짐말뚝은 원통형 내관(직경 2cm)에 소정의 함수비를 갖는 주문진표준사를 넣고 강봉을 낙하시켜 상대밀도가 90%의 모래다짐말뚝을 제작하였다. 모래다짐말뚝의 형상을 유지시키기 위하여 급속냉동기를 사용하여 형상을 지속시켰다. 모래다짐말뚝의 함수비가 높으면 모래 내부 물의 팽창으

로 인해 상대밀도가 바뀔 우려가 있고, 함수비가 낮으면 건조로 인하여 모래다짐말뚝의 형상이 장시간 지속되지 못하고 부스러짐으로 이것을 미연에 방지하기 위하여 적정한 함수비로 맞추었다.

2.2 연직재하시험

강제압밀시킨 모형지반에 개량폭, 치환율을 변화시켜 SCP를 타설하고, 중력수준 50G의 상태에서 1시간 동안 자중압밀을 실시한 후, 모래매트를 포설하고 30분간 동일한 중력수준에서 재차 자중압밀을 실시하였다. 자중압밀이 끝난 개량지반은 그림 2와 같이 로드셀(Load Cell)을 매개체로 한 하중재하장치 로드케에 변위를 고정할 폭 7cm의 재하판을 강결하여 변위제어 방식으로 재하속도 1mm/min. 조건으로 연직재하를 실시하였다. 실험내역은 표 2에 나타낸 바와 같이 개량폭을 변화시켜 실시하였다.

표 2 시험 조건표

시 험 조 건					배 열
SCP Dr(%)	a_s (%)	개량폭비 (B=7cm)	말뚝 간격 (cm)	말뚝 갯수	
0	0	0	-	-	미개량
90	40	1B	2.8×2.8	7×3	정사각형
90	40	2B	2.8×2.8	7×5	정사각형
90	40	3B	2.8×2.8	7×7	정사각형

써, 컴퓨터의 메모리와 계산시간을 단축시켰다. 유한요소격자망은 358절점 320요소로서 모형지반의 좌우측은 수평변위를 구속하였으며 바닥면은 연직변위를 구속하였다.

또한, 지반의 지표면에 수위가 위치하는 것으로 하였고, 양면배수조건으로 해석을 수행하였다.

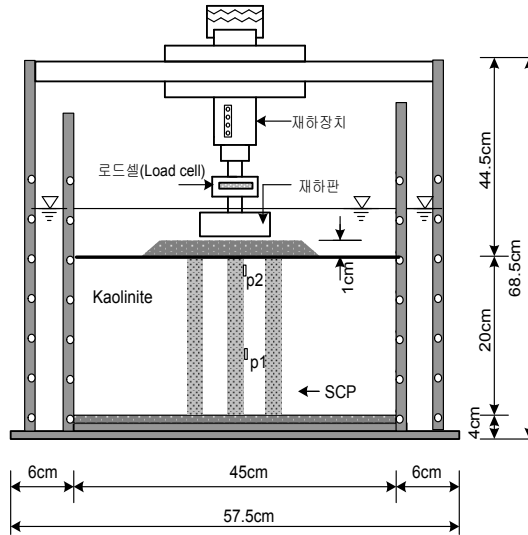


그림 2 연직하중 재하시험 모식도

3. 수치해석

모래다짐말뚝이 타설된 복합지반의 거동을 규명하고 원심모형실험결과를 비교 분석하기 위하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석은 범용 지반해석 FEM 프로그램인 SAGE CRISP(2000) 프로그램을 이용하여 실시하였다. CRISP 프로그램은 Cambridge 대학에서 개발된 유한요소 프로그램으로 국내외에서 연약점토지반의 압밀거동 해석에 많이 사용되고 있다.

3.1 복합지반의 유한요소모델링

복합지반에 대한 수치해석은 지반의 범위와 물성치, 지하수위 및 변위경계조건, 지반의 초기응력등을 설정한 후, 치환율을 고려한 SCP를 설치하고 하중을 재하하여 점토지반과 SCP에 발생하는 응력과 하중-침하 관계등을 정리하였다. 그림 3은 재하폭비에 따른 수치해석에 사용된 유한요소 격자망과 변위경계조건을 나타낸 것으로 그림에 나타낸 바와 같이 원심모형실험 결과를 비교하기 위한 수치해석은 2차원 평면변형 조건으로 해석을 수행하였으며, 모형지반의 좌우 대칭성을 이용하여 모형토조의 1/2만을 격자로 구성하여 해석하므로

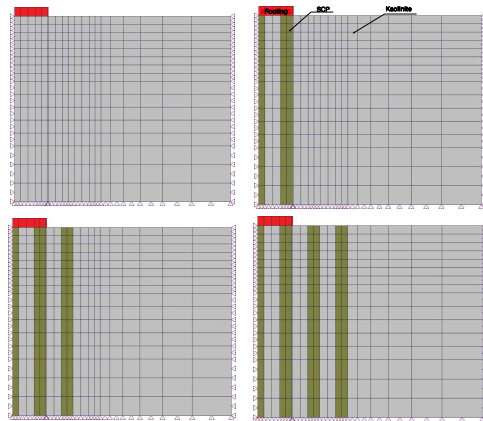


그림 3 재하폭비에 따른 유한요소 격자망

3.2 모델 입력매개변수 산정

모래말뚝으로 사용된 주문진 표준사의 구성모델은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 압밀배수(CD)의 삼축압축시험을 실시하여 이 모델의 매개변수인 탄성계수(E)와 포아송비(ν), 내부마찰각, 점착력등의 값을 구하였다. 해석에 사용된 탄성계수값은 삼축압축시험으로부터 평균유효주응력-탄성계수 값을 회귀분석하여 초기 지반의 응력상태, $p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$ 에 상응하는 값을 구하여 사용하였다.

해석에 사용된 모래다짐말뚝의 매개변수들을 표 3에 나타내었다.

한편, 연약점토지반은 Roscoe와 Burland(1968)등이 제안한 수정 Cam-clay 모델을 사용하였다. 표준압밀 시험 및 압밀비배수(CU)의 삼축압축시험으로부터 구한 모델의 변수값은 표 4에 나타내었으며 지반의 초기연직 유효응력, 수평유효응력등은 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 가정하였다.

표 3 SCP의 Mohr-Coulomb 모델 변수값

변 수	내 용	값
E_0 (kN/m^2)	No.200 = 5%	9.48E+03
ν	포아송비	0.3
c_0 (kN/m^2)	점착력	0
ϕ	내부마찰각	43

표 4 점토의 수정 Cam-clay 모델 변수값

변 수	내 용	값
λ	$v - \ln p'$ 공간의 압축지수	0.233
κ	$v - \ln p'$ 공간의 팽창지수	0.0499
e_{cs}	$v - \ln p'$ 공간에서 $p' = 1kPa$ 일때 한계상태선의 간극비	2.465
M	$q - p'$ 공간에서 한계상태선의 기울기	0.447
ν	포아송비	0.33

4. 결과분석

4.1 하중-침하특성

모래다짐말뚝의 상대밀도가 90%인 모래말뚝을 치환율 40%로 지반개량한 보강지반에 대하여 개량 폭비, W/B를 0, 1, 2, 3으로 변화시킨 원심모형실험 및 수치해석결과를 바탕으로 하중-침하특성, 응력분담비, 파괴메카니즘 등 보강지반의 전반적인 거동을 분석하였다.

모래말뚝의 상대밀도 90%, 치환율 40%일 때 개량폭비를 변화시킨 보강지반의 하중-침하곡선을 그림 4에 나타내었고, 항복하중값은 표 5와 같다.

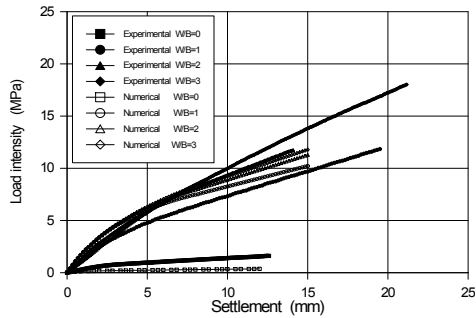


그림 4 개량폭비에 따른 하중-침하곡선

표 5 개량폭비에 따른 항복하중강도

개량 폭비 (W/B)	0		1		2		3	
	원심 모형	수치 해석	원심 모형	수치 해석	원심 모형	수치 해석	원심 모형	수치 해석
항복 하중 강도 (MPa)	0.74	0.1	4.02	4.41	5.59	5.10	5.79	5.30
관입 깊이 (mm)	2.22	2	3.2	2.7	4.0	3.1	4.2	3.4

그림 5와 같이 원심모형시험결과 하중침하곡선에서 하중제하 초기점선과 항복후 점선을 그어 구한 항복하중강도는 개량폭이 클수록 증가하는 경향이 나타났다. 개량폭비가 0인 무보강 원지반의 재하실험결과 항복하중강도는 0.74MPa이었고, 개량폭비 2에서 항복하중강도는 5.59MPa로 크게 증가하였으나, 개량폭비가 3인 보강지반의 항복하중강도는 5.79MPa로 개량폭비 증가에 의한 강도증가 효과가

크게 나타나지 않았다.

또한, Barksdale과 Bachus(1983)가 제안한 (식 2.30)에 대입한 결과 극한지지력은 5.86MPa로 개량폭비 3에서의 항복하중강도와 비슷하게 나타났다.

수치해석결과 개량폭비 1일 때 지반강도가 실험값보다 크게 평가되었지만 연약지반에 모래말뚝 설치에 의한 보강효과를 확인할 수 있었다. 수치해석결과에서도 개량폭비 2이상에서는 개량폭비 증가에 의한 강도증가효과가 미미하였다.

그림에서 재하실험 시작부터 지반파괴가 발생하는 시점인 3mm 압축했을 때까지 수치해석 값의 기울기가 원심모형실험 값보다 크게 나타났고, 파괴시점 이후에는 원심모형실험 값이 크게 나타났다. 두 값의 차이는 수치해석에서는 실험 초기와 종료시 보강지반을 구성하고 있는 두 재료의 간극비나 상대밀도 함수비 등이 위치에 상관없이 일정하나, 원심모형실험에서는 Kaolinite로 조성된 연약지반에 모래말뚝 타설을 위하여 천공시 Trimming Tube의 관입과 인발에 의해 주변지반의 교란, 구멍의 확장 그리고 모래다짐말뚝의 호트러짐으로 인하여 재하실험 초기에는 강도가 작게 발생하나 압축으로 인한 모래말뚝의 간극비 감소와 주변지반의 구속효과로 인하여 파괴시점 이후로는 강도가 크게 발현되었다고 판단된다.

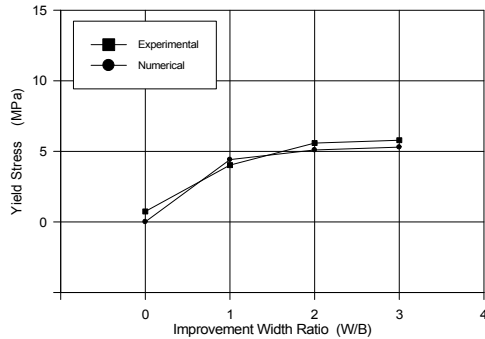


그림 5 개량폭비에 따른 항복하중강도

4.2 토압특성

그림 6은 모래말뚝의 상대밀도 90%, 치환율 40%인 보강지반의 개량폭비(W/B)를 0, 1, 2, 3으로 증가시켰을 때 모래말뚝과 Kaolinite에 발생하는 응력을 관입깊이에 대하여 나타낸 것이다. 보강지반을 일정한 속도로 압축했기 때문에 그림에서 모래말뚝과 Kaolinite에 발생하는 응력은 증분만 다를 뿐 계속 증가하였다. 원심모형실험결과와 개량폭비가 클수록 Kaolinite에 발생하는 응력은 거의 일정하고 모래말뚝에 발생하는 응력은 증가하였다. 수치해석결과에서도 개량폭 증가에 따라 Kaolinite에 발생하는 응력은 변화가 없었으며, 모래말뚝에 발생하는 응력

이 증가하는 경향을 재확인 할 수 있었고 개량폭비가 2 이상이면 응력의 차이가 거의 없는 것으로 나타났다.

그림 7은 모래말뚝과 Kaolinite에 발생하는 응력을 개량폭비(W/B)를 0, 1, 2, 3으로 증가시켰을 때 발생하는 하중강도에 대하여 나타낸 것이다. 원심모형실험과 수치해석결과 모래말뚝과 Kaolinite에 발생하는 응력은 복합지반이 항복하였다고 예상되는 시점 이후에는 각각 한 개의 선으로 나타나며 복합지반의 하중강도는 개량폭비에 상관없이 모래말뚝과 Kaolinite는 일정한 비율로 하중을 분담하므로 모래말뚝으로 인한 수평저항효과는 없는 것으로 판단된다.

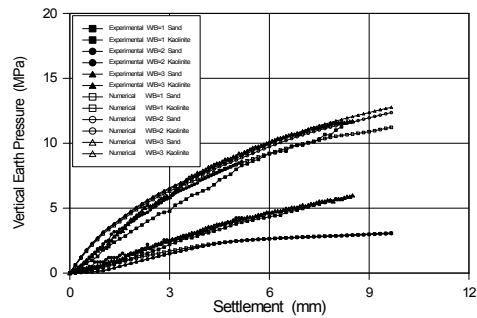


그림 6 개량폭비에 따른 토압-침하 곡선

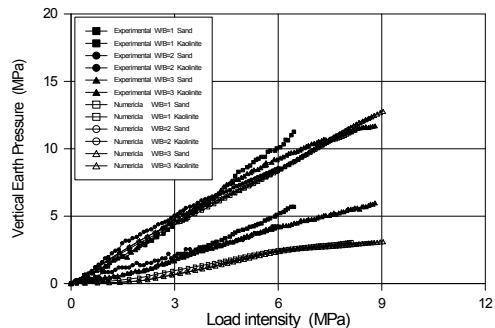


그림 7 개량폭비에 따른 토압-하중 곡선

4.3 응력분담비

그림 8은 모래말뚝의 상대밀도 90%, 치환율 40%인 보강지반의 개량폭비(W/B)를 1, 2, 3으로 증가시켰을 때 모래말뚝과 Kaolinite의 응력분담비-침하 관계를 나타낸 것이다. 실험결과와 개량폭비의 변화에 따른 응력분담비의 두드러진 변화는 나타나지 않았다.

응력분담비는 관입량 재하실험 초기 모래말뚝에 큰 응력이 발생하고 보강지반이 항복점에 도달하였다고 예상되는 시점(4mm 관입)을 중심으로 일정한 값을 갖는다. 그리고 파괴시점 이전에는 개량폭비에

따라 응력분담비의 미소한 차이를 볼 수 있다. 또한 수치해석 결과 값의 차이는 상당히 있지만 파괴시점을 기준으로 개량폭비에 따른 응력분담비의 변화와 파괴시점 이후 응력분담비가 일정해지는 것을 확인할 수 있었다.

그림 9는 보강지반의 응력분담비-하중강도 관계 곡선을 나타낸 것이다. 원심모형시험결과 항복하중강도(5MPa)를 기준으로 개량폭비에 따른 응력분담비의 변화를 관찰할 수 있었으며, 수치해석결과에서 값의 차이는 다소 있었지만 개량폭비에 따른 응력분담비의 변화는 원심모형시험과 유사한 경향을 보였다.

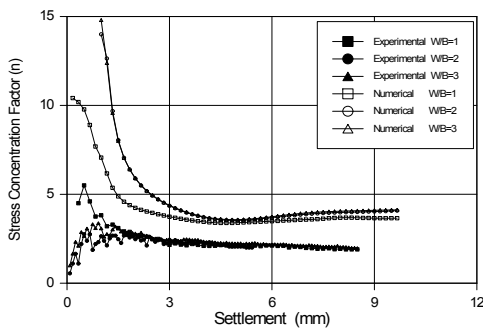


그림 8 개량폭비에 따른 침하-응력분담비

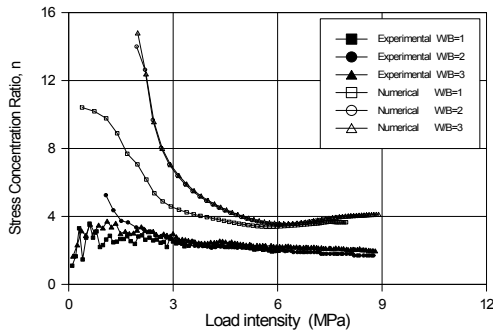


그림 9 개량폭비에 따른 하중-응력분담비 곡선

4.4 지반변형 및 파괴모드

그림 10~12는 SCP의 상대밀도 90%, 치환율 40%인 보강지반의 개량폭비(W/B)를 1, 2, 3으로 하였을 때 재하시험을 종료한 후 모형지반의 변형상태를 관찰한 것이다.

그림 10은 개량폭비가 1로 중앙의 SCP는 연직으로 압축만 발생하였고 좌우측의 SCP는 모형지반의 표면으로부터 14cm(7D)부근에서 수평변위가 시작해 지표면에서는 최대 2cm(1.0D) 정도의 수평이동이 발생하였다. 보강지반에서는 활동선이 관찰되지 않

았고 최외각 모래말뚝을 기준으로 압축만 관찰되어 관입전단파괴가 발생하였다고 판단된다.

그림 11은 개량폭비가 2로 그림 10과는 달리 명확한 활동선과 전단면이 관찰었고 기초주변에 벌징(Bulging)이 크게 발생하였는데, 보강지반의 파괴시점을 지나 극한의 상황까지 압축을 지속한 결과라고 판단된다. 중앙의 SCP는 압축만 발생하였고 모형지반표면으로부터 14cm(7.0D)부근을 시작으로 주변 말뚝의 수평변형이 발생하였고 최 외각 SCP보다 중앙 바로 옆 SCP에서 큰 수평변형이 관찰되었다. 또한, Grid에 의한 활동선 관찰결과 모형지반 맨 밑바닥 최외각 SCP로부터 16cm(8D) 떨어진 부근에서 45°상향으로 발생하였다. Marker와 모형단면 관찰결과 파괴형태는 관입전단파괴 내지는 국부전단파괴로 판단된다.

그림 12는 개량폭비가 3으로 SCP는 그림 11과 비슷한 거동을 보이나 최외각의 SCP에서는 수평변위가 미소하게 발생된 것으로 관찰되었다. SCP 보강지반의 파괴형태는 개량폭비가 증가할수록 관입전단파괴에서 국부전단파괴로 파괴형태가 바뀌나 전반전단파괴형태는 관찰되지 않았다.

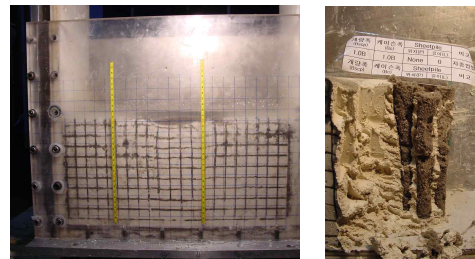


그림 10 파괴모드 (W/B=1)

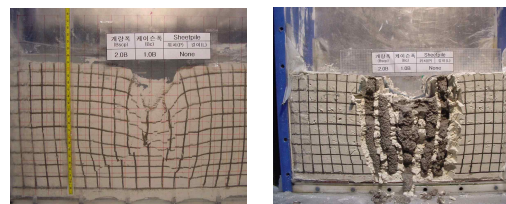


그림 11 파괴모드 (W/B=2)

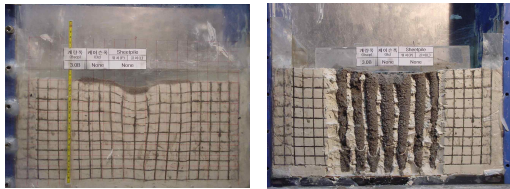


그림 12 파괴모드 (W/B=3)

5. 결론

Kaolinite분말로 조성한 연약지반에 치환율 40%로 개량폭비를 변화시킨 SCP보강지반에 대한 재하시험과 수치해석결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 개량폭비(W/B)를 1, 2, 3으로 변화시키며 원심모형실험을 수행한 결과와 수치해석을 실시한 결과 개량폭비가 증가함에 따라 SCP보강지반의 지지력은 증가하였고, 개량폭비 2에서 최대 개량효과를 얻을 수 있었고 수치해석결과 재확인 되었다. 개량폭비 2에서 항복하중강도는 원심모형실험에서 4mm 관입하였을 때 5.59MPa, 수치해석결과 2.75 mm 관입하였을 때 5.0MPa로 나타났다.

2) 개량폭비를 변화시킨 보강지반의 응력분담비는 원심모형실험과 수치해석결과 1~4 범위로 분포하였다.

3) 재하시험 종료후 모형지반의 파괴면을 관찰한 결과 상부로부터 모래말뚝 직경(D)의 5D부근에서 전단면이 선명하게 발생하였고, 모형지반 전면에 설치한 격자망을 토대로 활동선 관찰결과 관입전단 파괴 내지는 국부전단파괴가 발생하였음을 확인하였다.

4) 재하시험 종료후 모래말뚝 주변을 중방향으로 함수비 측정결과 54%~72%의 범위로 분포하였고 모래말뚝주변으로 갈수록 함수비가 감소하는 것을 확인하였다. 이와 같은 함수비 분포는 하부로 갈수록 응력증가와 모래말뚝으로 인한 배수거리 단축으로 압밀이 촉진되었고, 강도증진 효과를 기대 할 수 있음을 확인하였다.

참 고 문 헌

[1] Barksdale, R.D., and Bachus, R.C. (1983), "Design and Construction of Stone Columns", *Report No. FHWA/RD-83/026*, National Technical Information Service, Springfield,

Virginia.

[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] Masaaki, T., and Masaki, K. (1990), "Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction Piles of Low Replacement Area Ratio", *Report of The Port and Harbour Research Institute*, Vol. 29, No. 2, pp. 119-147.

[4] Masaki, K., and Kiyoharu, M. (1993), "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.

[5] Murayama, S.(1957), "Improvement of Soft Ground by Sand Compaction Piles" *Conférence papers of Osaka Construction Works*, pp.1~17.

[6] Roscoe, K. H and Burland, J. B.(1968), "On the generalized stress-strain behavior of wet clays", *Proceedings of Eng., Plasticity*, Cambridge, Cambridge University Press, England, pp.535~609.

[7] SAGE CRISP(2000), *User's guide and technical reference guide*, SAGE Engineering Ltd.

[8] Takemura, J., and Nakase, A. (1989), "Stability of Clays Improved by Sand Compaction Piles : *Tech. Rep. No. 40*, Dept. Civil Eng., Tokyo Institute of Technology, 1-18.