

1g 진동대를 이용한 쇄석말뚝으로 개량된 연약점토 지반의 지진 응답 특성

Seismic Response of Stone Column-Improved Soft Clay Deposit by Using 1g Shaking Table

김진만¹ Kim, Jin Man
 이현진² Lee, Hyun Jin
 류정호³ Ryu, Jeong Ho

Abstract

A series of shaking table tests were conducted to estimate the seismic performance of soft ground deposits improved by stone column. The amplification of acceleration, shear strain, and shear wave velocity were evaluated to compare the seismic response of unimproved ground deposits with that of improved ground deposits. From the test results, it was shown that the stone column can prevent large shear deformation in ground deposits. However, it was also found that the acceleration of improved ground deposits may be amplified more than that of unimproved ground deposits when it was subjected to short periodic seismic wave. The results suggest that it is necessary to perform the ground response analysis with model experiments for both unimproved and improved ground deposits to evaluate the effect of stone column on the seismic performance of improved ground deposits.

요 지

해안매립지와 같은 연약한 점토지반에 시공된 쇄석말뚝의 내진성능 평가를 위해 1g 진동대 실험을 수행하였다. 개량전·후 지반의 동적응답특성을 비교하기 위해 가속도 증폭 및 시간에 따른 전단변형, 전단파 속도 등을 평가하였다. 실험 결과, 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 전단변형은 개량되지 않은 지반에 비해 감소되는 경향을 보이나, 단주기 특성 지진파에는 더 높은 수준의 지반 가속도 증폭이 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 내진성능 향상여부는 모형실험과 함께 지반응답해석 등의 검토를 수행하여 평가되어야 한다고 판단된다.

Keywords : 1g shaking table, Earthquake, Stone column, Soft clay deposits, Vibro-replacement method

1. 서 론

쇄석말뚝(stone column) 공법은 지난 30년 동안 유럽, 북미, 그리고 아시아에서 가장 많이 사용되어 왔던 지반개량 공법 중 하나이다. 쇄석말뚝 공법은 시공방법에

따라 진동치환공법으로 불리기도 하며, 이 공법은 1) 성토 및 자연사면 활동에 대한 안정성 증진, 2) 기초지반의 지지력 증가, 3) 지반의 전체 및 부등침하량 감소, 4) 점성토 지반의 압밀속도 증가, 그리고 5) 액상화 발생 가능성을 감소시키는 특징을 가지고 있다(FHWA,

1 정회원, 부산대학교 사회환경시스템공학부 토목공학전공 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Pusan National Univ., jmkim@pusan.ac.kr; 교신저자)

2 학생회원, 부산대학교 사회환경시스템공학과 토목공학전공 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Pusan National Univ.)

3 정회원, 부산대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Doctoral Candidate, Dept. of Civil Engrg., Pusan National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1983). 최근 국내에서도 하천 제방 성토 및 도로성토 보강, 그리고 해안 및 항만시설 기초지반 보강공법으로 적용하는 등 그 사례가 증가하는 추세이며, 타 지반개량 공법에 비해 경제적이고 친환경적인 공법이라 그 수요는 더욱 늘어날 전망이다. 특히 쇄석말뚝 공법은 느슨한 사질토 지반에서 지진이 일어났을 때 발생하는 과잉간극수압을 신속히 소산시켜 액상화 현상을 방지하는 기능이 실제 사례를 통해 입증된 바 있다(Mitchell and Wentz, 1991). 이에 따라 쇄석말뚝의 간극수압 소산 메커니즘에 대한 연구가 상당히 높은 수준으로 진행되고 있으며(Seed and Booker, 1977; Ishihara and Yamazaki, 1980; Tokimatsu and Yoshimi, 1980; Priebe, 1989, 1991; Baez and Martin, 1995; Boulanger et al., 1998; Adalier et al., 2003), 그 연구내용을 바탕으로 해외 강진 지역에 액상화 현상 방지 공법으로도 많이 적용되고 있다. 쇄석말뚝 공법은 연약점토 지반의 지지력 보강 및 침하량 감소에 효과적인 공법으로 많이 알려져 있어 연약점토 지반 개량 용으로도 많이 사용되고 있다(Priebe, 1998; Greenwood, 1970). 그리고 연약점토는 선형한계 변형률 영역이 사질 지반보다 넓어 지진에 의한 지표면 운동의 증폭정도가 훨씬 크게 나타날 수 있다. 연약(소성) 점토 지반의 동적거동에 대한 연구는 실내시험(요소시험)을 위주로 활발히 진행되었고(Sun et al., 1988; Vucetic and Dobry, 1991), 실내시험에서 파악할 수 없는 지반-구조물 상호작용 같은 복합적인 메커니즘에 대해서는 1g 진동대 실험을 통한 연구가 진행되었다(Meymand, 1998). 하지만 지반개량 공법의 내진성능에 대한 연구는 액상화 발생 가능성 저감에 대해 설계 및 해석을 하는 내용이 주류를 이루고 있으며, 연약점토에 시공된 지반개량 공법들의 내진성능에 관한 연구는 매우 부족한 실정이다.

본 연구는 해안매립지와 같은 연약한 점토지반에 설치된 쇄석말뚝의 내진성능 평가를 위해 지반 가속도 증폭 및 전단파속도, 시간에 따른 전단변형 등 동적응답특성을 평가하였다. 이를 위해 1g 진동대 실험 프로그램을 계획하고 수행하였으며, 본 진동대 실험 수행을 위해 특수한 형태의 토조를 설계, 제작하여 사용하였다. 1g 진동대 실험 프로그램은 개량되지 않은 지반의 동적응답 특성 파악을 위한 진동대 실험과 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 동적응답 특성 파악을 위한 진동대 실험 프로그램으로 나누어지며, 진동치환 공법을 모사하기 위해 모형지반 조성 후 쇄석말뚝 모형을 진동치환 공법의 시공 순서에 맞춰 설치하였다. 진동대 실험 프로그램의 결과

로부터, 개량전 지반과 개량후 지반의 전단파 속도와 같은 동적 특성 규명, 가속도 증폭 및 전단변형에 대한 비교 분석을 수행하였다. 각 분석 결과는 쇄석말뚝공법의 내진성능 향상에 대한 정량적 평가 및 내진설계의 기초 자료, 그리고 지진하중과 같은 동적하중을 받는 쇄석말뚝 수치모델의 검증 자료로 활용될 것으로 기대된다.

2. 1g 진동대 실험 준비

1g 진동대 실험 준비는 실험모형 구성 계획 수립, 토조 설치, 계측기 설치, 모형지반 조성, 계측기 최종 확인 및 토조 고정 작업의 과정을 거치게 된다.

2.1 실험모형 구성 계획 수립

본 연구대상은 부산 신항 배후부지의 연약점토 지반이다. 개량되지 않은 지반과 직경 1m, 길이 10.8m의 쇄석말뚝이 시공되었을 때를 가정한 개량지반의 동적응답 특성을 파악한다(그림 1). 두 지반의 내진성능을 평가하기 위해 모형지반을 상사법칙에 맞게 구성하였다. 진동대 모형실험에서는 모형지반과 쇄석말뚝을 원형의 1/20 크기로 조성하였으며, Iai(1989)의 상사법칙을 적용하여 상사관계를 결정하였다(표 1). 상사비에 따라 조성된 쇄석말뚝의 직경은 5cm이고, 길이는 54cm이다.

2.2 토조 설치

1g 진동대 실험을 수행하기 위해 특수한 형태의 토조

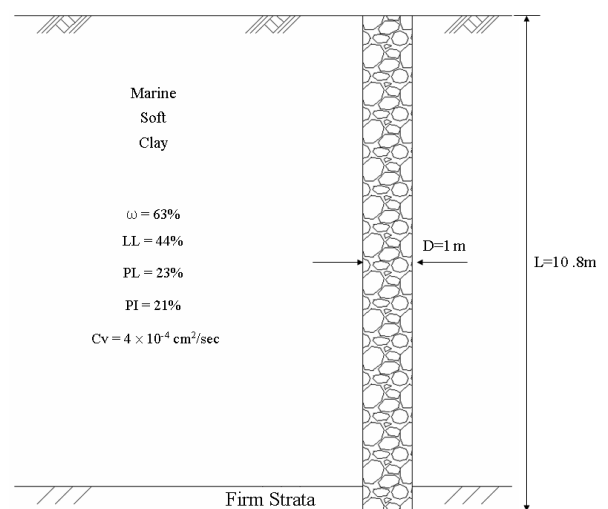


그림 1. 연약한 점토지반 위에 시공된 쇄석말뚝(연구대상)

인 적층전단상자(laminar shear box)를 제작하였다. 적층전단상자는 가로 1880mm, 세로 1080mm, 높이 40mm인 층(laminate)을 최대 40층까지 쌓을 수 있도록 제작되었

표 1. 진동대 실험에 적용된 상사법칙(lai, 1989)

물리량	원형과 모형사이의 크기관계	1/20에 대한 크기관계
길이	λ	20
가속도	1	1
변형률	$\lambda_\epsilon = \lambda / [(V_s)_p / (V_s)_m]^2$	2.56
변위	$\lambda \lambda_\epsilon$	51.2
시간	$(\lambda \lambda_\epsilon)^{0.5}$	7.16
응력/간극수압	$\lambda \lambda_p$	20



그림 2. 1g 진동대 실험에 사용된 적층전단상자

표 2. 시료의 공학적 특성

USCS	ω (%)	Gs	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Cv (cm ² /sec)
CL	63	2.6	44	23	21	4×10^{-4}

다(그림 2). 각 층 사이에는 베어링을 설치하여 각 층간에 발생할 수 있는 마찰력을 최소화하였다. 본 연구에 사용된 적층전단상자는 토조가 일체형이지 않고 각 층으로 나누어져 있어 일체화된 거동보다 더 자유로운 변위를 가지기 때문에 실제 지반의 거동을 비슷하게 모사할 수 있는 장점이 있다(김진만과 류정호, 2008). 또한 각 층이 알루미늄으로 제작된 반면 중앙층은 가운데 부분이 투명 아크릴로 제작되어 실제 진동대 실험 시 시료의 거동을 직접 확인할 수 있고, 이미지 프로세싱 등을 통해 시료의 거동을 직접적으로 가시화 시킬 수 있는 장점이 있다. 본 연구에서는 15층으로 적층하여 높이 670mm의 적층전단상자를 조립하였다.

2.3 연구대상 지반의 특성

본 연구에 사용된 점토는 부산 신항만 배후부지 중 용동 투기장 내에서 채취한 해성점토로서 실험에 사용된 시료의 물리적 특성은 표 2와 같으며 비중이 2.6, 함수비가 63%, 그리고 통일분류법상 CL로 분류된다.

2.4 계측 계획 수립 및 계측기 설치

본 연구에서는 진동대 실험을 통한 해안 연약점토지반의 지반응답특성을 파악하기 위하여 지반 속에 12개의 가속도계 센서, 6개의 간극수압계 센서를 매입하고 적층전단상자 외부에는 3개의 LVDT를 설치하였다(그림 3).

가속도계 A1~A3는 전단상자에 의한 경계효과를 확인하기 위해 적층전단상자의 경계면에서 140mm 떨어

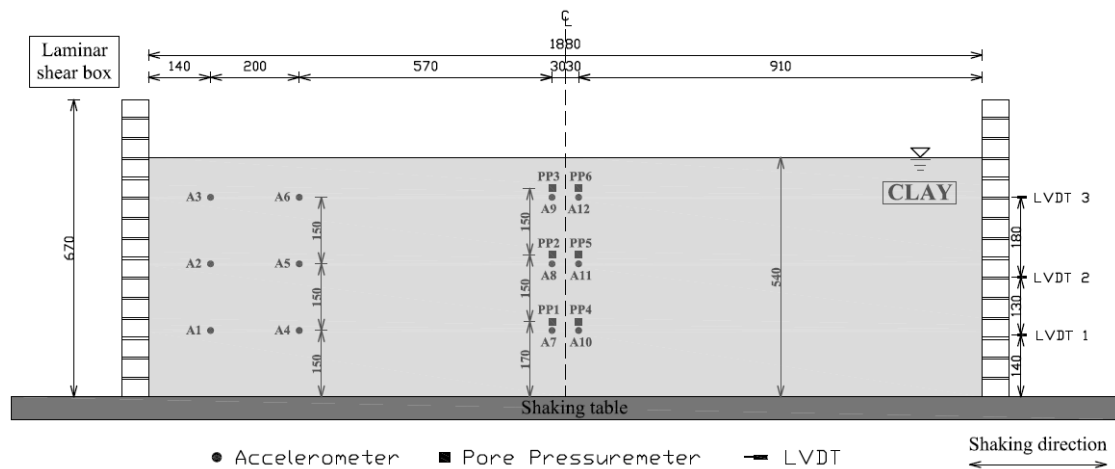


그림 3. 적층전단상자에 설치된 센서 위치

진 곳에 설치하였다. 가속도계 A4~A6은 상자의 중심에서 600mm 떨어진 곳에, 가속도계 A7~A12는 쇄석말뚝의 직경을 고려하여 중심에서 30mm씩 떨어진 곳에 대칭으로 설치하였다. 가속도계 A1, A4, A7, A10은 바닥면에서 150mm, 가속도계 A2, A5, A8, A11은 바닥면에서 300mm, 그리고 가속도계 A3, A6, A9, A12는 바닥면에서 450mm 떨어진 곳에 설치하였다.

간극수압계는 전단상자의 경계효과를 최소화하고 실제 지반에 가까운 간극수압을 얻기 위하여 적층전단상자의 중심부에 설치하되 쇄석말뚝의 직경을 고려하여 중심에서 30mm 떨어진 곳에 3개씩 대칭으로 설치하였다. 간극수압계는 설치된 가속도계보다 20mm 높게 설치하여 진동대 실험 시 중심부에 설치된 가속도계와 간극수압계가 서로 충돌하는 경우를 방지하였다.

LVDT는 바닥면으로부터 140mm, 270mm, 450mm 위치에 설치하여 적층전단상자의 변위를 측정할 수 있도록 하였다.

2.5 모형지반 조성

적층전단상자의 각 층 사이로 간극수와 점토가 유실되는 것을 방지하기 위하여 상자 내부에 멤브레인을 설치하였다. 그리고 진동대 실험 시 적층전단상자의 거동으로 인하여 점토가 넘치거나 유실되는 경우를 대비하여 총 15층 중 상부 3층을 제외한 12층의 높이만큼 점토를 채웠다.

상자 내 연약 점토지반을 모사하기 위해 함수비 100% 이상의 슬러리 형태로 만들어 부어넣는 형식으로 지반을 조성하였다. 지반조성이 완료된 후, 실제 시공과정과 비슷하게 쇄석말뚝 모형을 설치하였다. 그 방법으로써 먼저 케이싱을 삽입하고 물을 분사하여 케이싱 내의 지반을 액체 상태로 만들었다. 그 후 액체 상태의 지반을 펌프로 빨아올려 제거함과 동시에 쇄석을 투입하여 기동체를 형성하고 진동으로 다진 후 케이싱을 제거하여 설치를 완료하였다(그림 4).

2.6 계측기 최종 확인 및 토조 고정

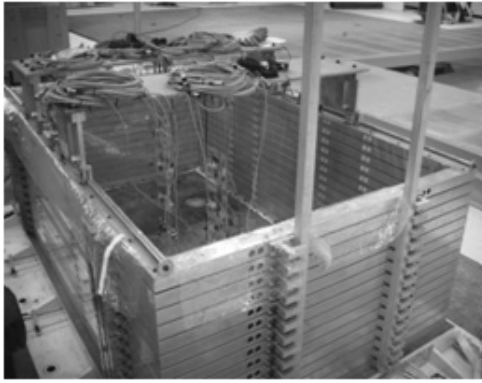
계측기가 정확한 위치에 설치되었는지 확인 후, 모형지반이 소요 비배수 전단강도를 확보할 때까지 기다린다. 모형지반이 소요 비배수 전단강도를 얻는 동안 조성된 모형지반이 충격 등에 의해 변형되지 않도록 양쪽 끝에 버팀대를 설치하여 횡변형을 억제하였다. 모형지반의 소요 비배수 전단강도가 확보된 후 상자의 양쪽에 고정되어 있는 버팀대를 제거하였다.

3. 진동대 실험 프로그램

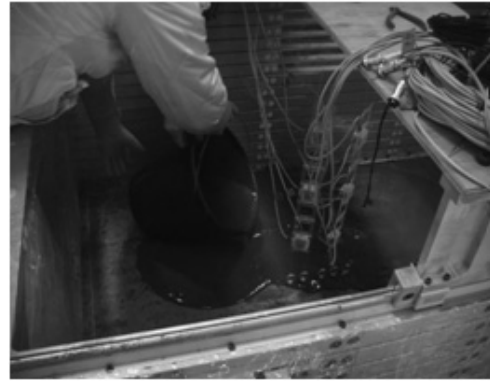
본 연구에서 수행된 1g 진동대 실험은 쇄석말뚝으로 개량되기 전과 개량후 지반의 2가지 실험형태와 각 실험형태 아래 실험단계로 나누어진다(표 3, 4). 각 실험단계는 구성된 모형지반의 비배수 전단강도, 전단파 속도

표 3. 진동대 실험 프로그램(개량전 지반)

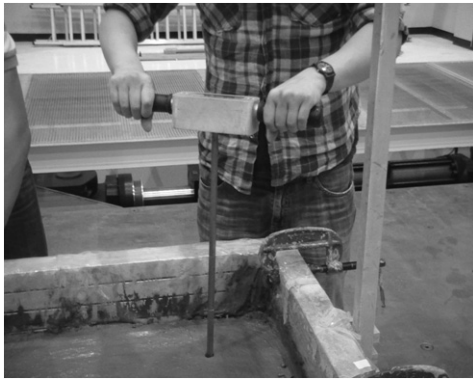
시험 분류	시험 형태	파형	최대가속도(g)	주파수(Hz)	설명
FF 1.1	모형지반 검사	-	-	-	휴대용 콘관입시험
FF 1.2	전단파 속도 측정	충격파	-	-	해머충격 시험
FF 1.3	정현파 sweep 시험	정현파	0.05	1~40	토조 및 모형지반의 주파수 특성 파악
FF 1.4	스펙트럼	정현파	0.05	4.8	정현파 실험 (반복횟수 = 10회)
FF 1.5	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 20회)
FF 1.6	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 50회)
FF 1.7	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 100회)
FF 1.8	지진모사(약진)	Hachinohe	0.05	0.375	지진모사 (Hachinohe 지진파)
FF 1.9	지진모사(중진)		0.08		
FF 1.10	지진모사(약진)	Ofunato	0.05	3.3	지진모사 (Ofunato 지진파)
FF 1.11	지진모사(중진)		0.08		
FF 1.12	지진모사(약진)	Fukuoka	0.05	4.8	지진모사 (Fukuoka 지진파)
FF 1.13	지진모사(중진)		0.08		
FF 1.14	전단파 속도 측정	충격파	-	-	해머충격 시험
FF 1.15	모형지반 검사	-	-	-	휴대용 콘관입시험



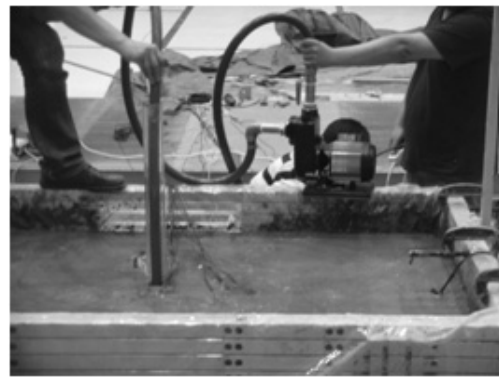
(a) 센서 설치 및 모형지반 조성 준비



(b) 모형지반 조성 작업



(c) 지반조성 후 비배수 전단강도 측정



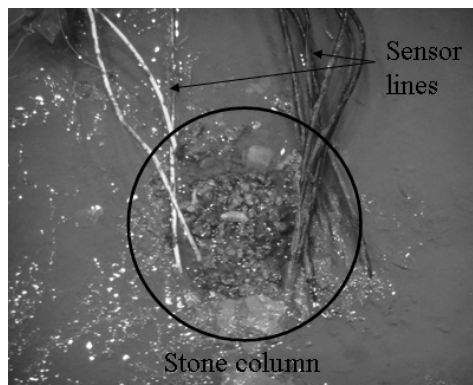
(d) 케이싱 삽입 및 공동형성



(e) 쇄석 투하



(f) 쇄석 다짐

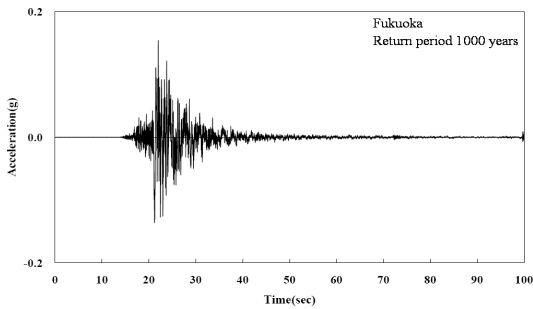


(g) 쇄석말뚝이 완성된 모습

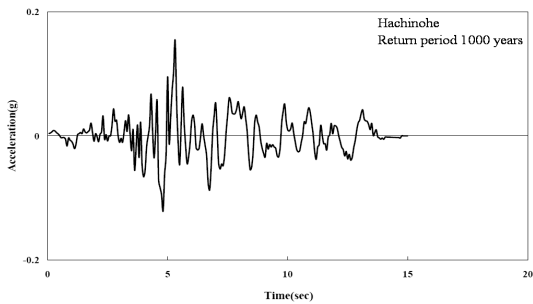
그림 4. 모형지반 및 쇄석말뚝 조성 과정

표 4. 진동대 실험 프로그램(개량후 지반)

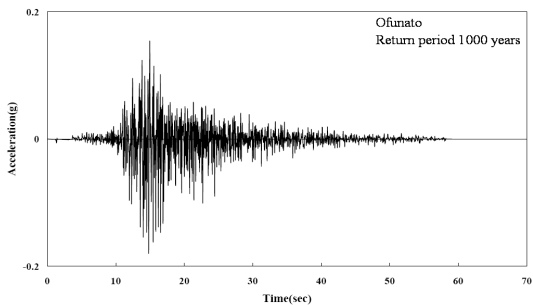
시험 분류	시험 형태	파형	최대가속도(g)	주파수(Hz)	설명
SC 1.1	모형지반 검사	-	-	-	휴대용 콘관입시험
SC 1.2	전단파 속도 측정	충격파	-	-	해머충격 시험
SC 1.3	정현파 sweep 시험	정현파	0.05	1~40	토조 및 모형지반의 주파수 특성 파악
SC 1.4	스펙트럼	정현파	0.05	4.8	정현파 실험 (반복횟수 = 10회)
SC 1.5	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 20회)
SC 1.6	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 50회)
SC 1.7	스펙트럼				정현파 실험 (반복횟수 = 100회)
SC 1.8	지진모사(약진)	Hachinohe	0.05	0.375	지진모사 (Hachinohe 지진파)
SC 1.9	지진모사(중진)		0.08		
SC 1.10	지진모사(강진)		0.154		
SC 1.11	지진모사(약진)	Ofunato	0.05	3.3	지진모사 (Ofunato 지진파)
SC 1.12	지진모사(중진)		0.08		
SC 1.13	지진모사(강진)		0.154		
SC 1.14	지진모사(약진)	Fukuoka	0.05	4.8	지진모사 (Fukuoka 지진파)
SC 1.15	지진모사(중진)		0.08		
SC 1.16	지진모사(강진)		0.154		
SC 1.17	전단파 속도 측정	충격파	-	-	해머충격 시험
SC 1.18	모형지반 검사	-	-	-	휴대용 콘관입시험



(a) Fukuoka 지진파



(b) Hachinohe 지진파



(c) Ofunato 지진파

그림 5. 진동대 실험에 사용된 지진파

산정을 위한 검사 및 측정단계, 수치모델 구성 및 검증의 기초자료로 활용하기 위한 정현파 시험, 그리고 지진모사로 구성된다. 프로그램은 준비된 모형지반의 기본동적 특성 파악을 위한 콘 관입 시험, 해머충격 시험과 정현파 실험, 그리고 지진하중에서의 동적응답특성 파악을 위한 실험들로 구성되어 있다. 특히 본 진동대 실험에 사용될 지진파는 총 3개가 선정되었는데, Fukuoka, Hachinohe, 그리고 Ofunato 지진파이다(그림 5). Hachinohe 지진파는 1968년에 계측된 지진파로 장주기 특성을 가지고 있고, Ofunato 지진파는 1978년에 계측된 지진파로 단주기 특성을 가지고 있다(한국지반공학회, 2010). 따라서 이 두 지진파는 국내 내진설계 기준연구(II)에서 제시한 표준응답 스펙트럼과의 부합 여부를 결정할 때 상호 보완적인 역할을 할 수 있다. Fukuoka 지진은 2005년 3월 20일 발생한 규모 7.0의 지진이다. Fukuoka 지진파를 본 연구에서 사용한 이유는 최근 우리나라와 근접한 지역에서 발생한 지진 중 가장 규모가 큰 지진이기에 때문에 그 특성에 대해 연구할 가치가 있다고 판단되었기 때문이다. 지진모사에 사용되는 세 지진파의 최대 지반 가속도는 국내 내진설계 기준연구(II)에서 제시한 지진구역 I, 보통암 지반(S_B), 그리고 재현주기 1,000년을 기준으로 하여 최대가속도 0.154g로 보정한 값을 사용하였다.

4. 진동대 실험 결과 및 분석

진동대 실험을 통해 개량전 지반과 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 지반응답에 대한 결과를 비교 분석하였다. 각 실험 결과의 비교 요소는 전단파 속도의 변화, 지반 가속도 증폭, 그리고 지진하중 지속시간에 상응하는 전단변형의 변화이다.

4.1 전단파 속도 변화

지반의 전단파 속도 산정을 위해 상자의 하단에 해머로 충격을 가한다. 지반 내 일정한 간격(15cm)으로 설치된 가속도계(A7, A8, A9)에 도달한 초기 신호의 시간차를 구하여 전단파 속도를 계산하였다(그림 6).

개량전과 개량후 지반에 대한 해머충격 시험 수행결과, 전단파의 초기 도달시간의 차이가 개량전 지반은 5.54ms(millisecond, 1/1000초), 개량후 지반은 3.29ms로 측정되어, 두 모형지반의 전단파 속도는 각각 27.07m/sec,

45.63m/sec로 계산되었다. 휴대용 콘관입시험기로 얻은 비배수 전단강도 값이 개량전 지반은 1.38kPa(0.2psi), 개량후 지반은 4.14kPa(0.6psi)임을 고려할 때, Dickenson (1994)이 제안한 비배수전단강도와 전단파 속도와의 관계를 규명한 경험식(식 (1))을 사용하면 상당히 일치함을 알 수 있다.

$$V_s = 18(S_u)^{0.475} \quad (1)$$

여기서, V_s : 전단파 속도 (ft/sec)

S_u : 비배수 전단강도 (psf)

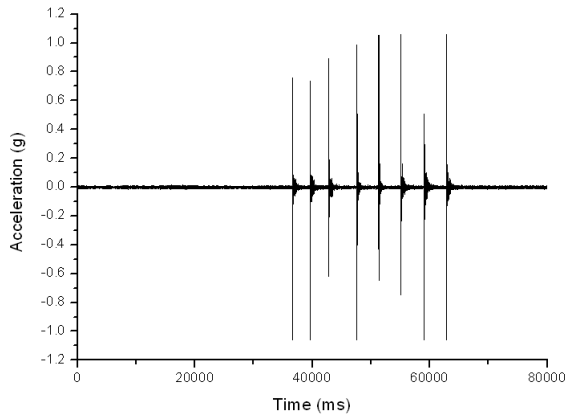
개량전에 비해 개량후의 전단파 속도가 약 68% 정도 증가한 이유는 쇄석말뚝이 시공되면서 전체적인 지반의 강성이 증가되었기 때문이다. 전단파 속도를 이용하여 고유주기를 계산해본 결과 개량전 지반은 0.08초, 개량후 지반은 0.05초로 나타났다. 지반개량으로 인해 지반의 고유주기가 짧아졌고, 이로 인해 개량후 지반은 단주기 진동에 대한 응답특성이 발달될 것으로 판단된다.

4.2 지반 가속도 증폭

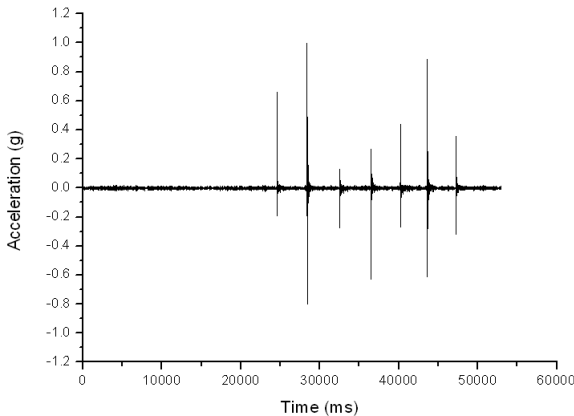
Fukuoka 파 같은 경우, 국내 내진설계에 빈번하게 적용되는 Ofunato 파와 같이 단주기 특성을 가지고 있는 파이다. 가속도 증폭 최댓값을 비교했을 때 개량전의 가속도 증폭보다 개량후의 가속도 증폭이 약 2.48배 더 커지는 경향을 볼 수 있다. 이는 지반의 강성과 관계가 있는데 개량전보다 개량후 지반의 강성이 더 커졌기 때문에 단주기 특성 응답이 강화되어서 나타나는 현상으로 볼 수 있다. 증폭이 최대로 일어난 주파수 영역은 개량전 지반의 경우 27Hz, 개량후 지반의 경우 27.5Hz로 나타났다.

Hachinohe 파의 경우, 개량전은 25.9Hz, 개량후는 28.3 Hz에서 최대 증폭이 일어났다. 개량후의 가속도 증폭 최댓값은 개량전의 가속도 증폭 최댓값보다 약 0.6배 수준으로 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이는 Hachinohe 파가 장주기 특성이 강한 진동이기에 때문에 강성이 더 커진 개량지반에서는 가속도 증폭이 상대적으로 작게 일어났기 때문이다.

Ofunato 파는 개량지반의 최대 가속도 증폭율이 개량전에 비해 약 2.06배 높게 나타났다. 최대 증폭이 일어난 주파수 영역은 30.9Hz(개량전 지반), 31Hz(개량후 지반)으로 개량전과 후의 주파수 영역이 유사하다.



(a) 개량전 지반



(b) 개량후 지반

그림 6. 전단파 속도 산정을 위한 해머충격 시험

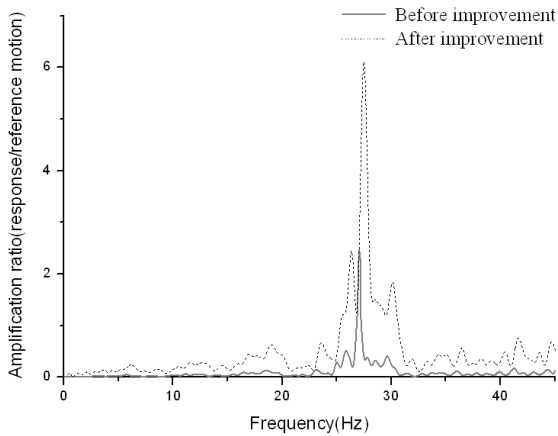


그림 7. 모형지반의 지반 가속도 증폭 함수(Fukuoka 파)

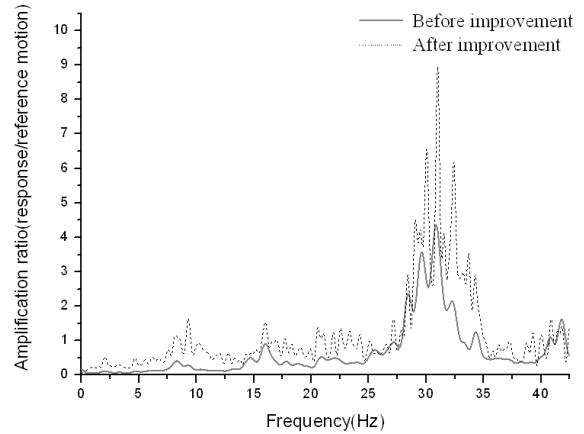


그림 9. 모형지반의 지반 가속도 증폭 함수(Ofunato 파)

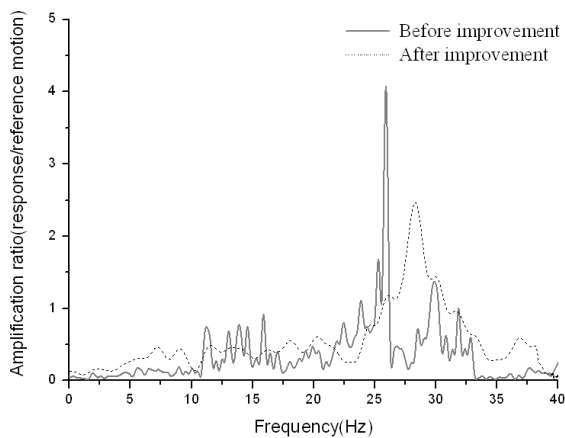


그림 8. 모형지반의 지반 가속도 증폭 함수(Hachinohe 파)

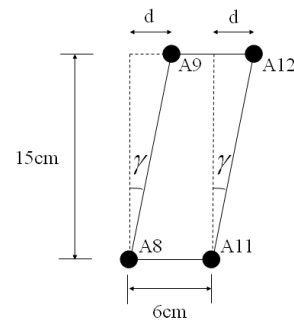


그림 10. 전단변형률의 계산

세 가지 지진파에 대한 지반 가속도 증폭 함수 비교 결과, 본 실험에서 모형지반의 경우 단주기 특성의 지진파가 장주기 지진파보다 큰 증폭을 보이고, 특히 개량지반에서는 개량전 지반의 증폭보다 최소 2.06배에서 최대 2.48배까지 증폭하는 것을 관찰할 수 있다. 즉, 상부 구조물과 기초구조물에 대한 지지력, 침하량과 같은 정적인 조건만으로 설계된 쇄석말뚝은 지반의 강성을 높여 원지반보다 단주기 영역의 응답특성이 강화되는 것을 확인할 수 있다.

4.3 전단변형률

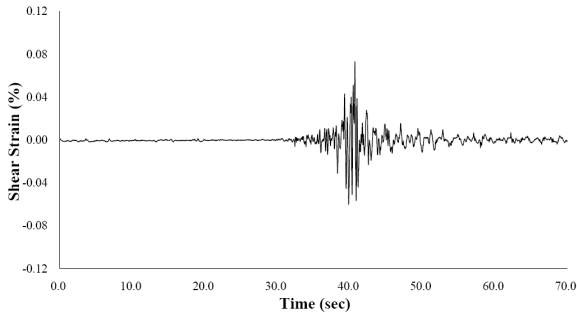
진동대 실험을 통해 얻은 가속도 신호를 신호 처리하여 변위응답을 추정하고, 이를 이용하여 점토의 전단변형률을 구하였다. 가속도 신호를 이용하여 속도 및 변위 응답을 추정하기 위해 측정된 가속도 신호 외에 발생한 잡음성분(noise)을 필터링하였다. 잡음성분이 제거된 가속도 신호는 시간 및 주파수영역에서 이중 적분을 통하

여 변위 응답을 추정하였다(박창호와 이동근, 1992; 홍왕선, 1999). 전단변형률 계산을 위해 사용된 가속도계는 A8, A9, A11, A12이며, 가속도 신호를 이용하여 계산된 수평 변위(d)를 가속도센서간의 수직거리(15cm)로 나누어 전단변형률을 계산하였다(그림 10).

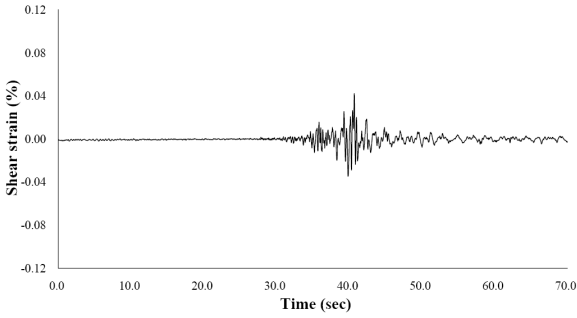
Fukuoka 파의 경우 최대전단변형률은 개량전 지반에서 0.073%, 개량지반에서 0.042%가 발생하였다. 쇄석말뚝 설치 후 개량된 지반은 개량전보다 변위발생이 억제되고, 더 적은 전단변형률이 발생하는 것을 알 수 있다. 이번 실험의 경우 쇄석말뚝이 설치된 개량지반은 개량전에 비해 최대전단변형률이 42.12% 줄어드는 효과를 가져다주는 것을 확인할 수 있다.

Hachinohe 파의 최대전단변형률은 세 지진파 중 가장 큰 값이 나타났다. 이는 Hachinohe 파가 다른 두 파에 비해 장주기 특성을 가진 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 본 실험에서 최대전단변형률은 개량전 지반에서 0.119%, 개량후 지반에서 0.064%로 개량지반은 개량전에 비해 최대전단변형률이 46.13% 감소되는 것을 확인할 수 있다.

Ofunato 파의 경우 개량전 지반에서는 0.083%, 개량

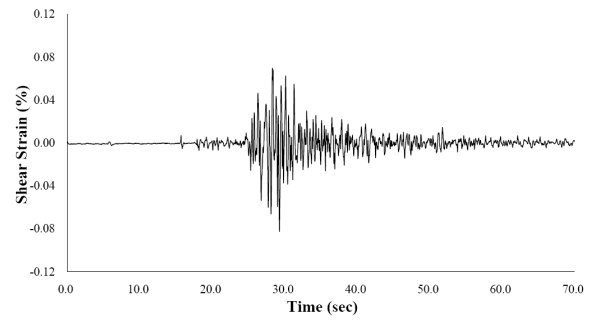


(a) 개량전 지반의 전단변형률

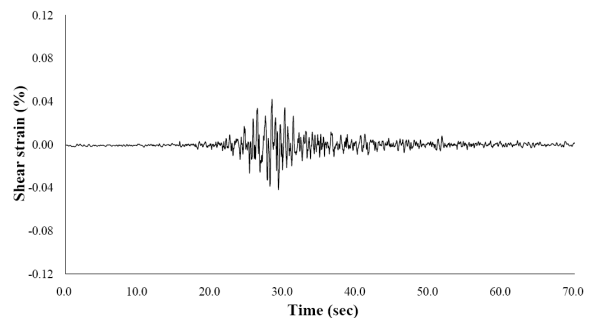


(b) 개량후 지반의 전단변형률

그림 11. 모형지반의 전단변형률(Fukuoka 파)

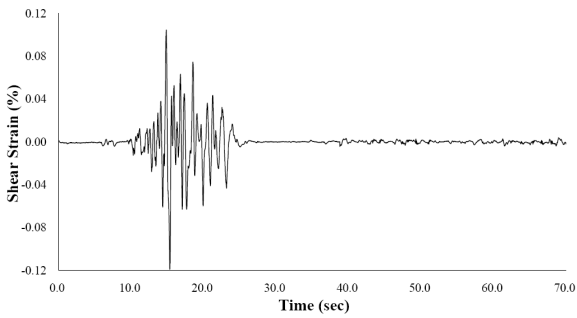


(a) 개량전 지반의 전단변형률

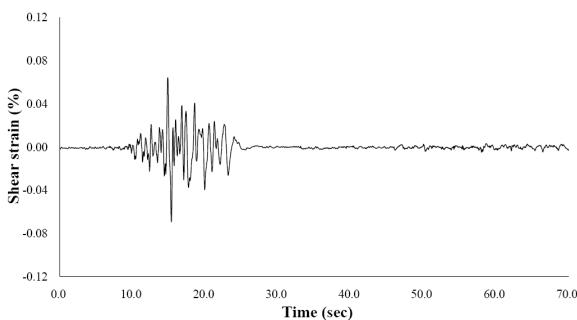


(b) 개량후 지반의 전단변형률

그림 13. 모형지반의 전단변형률(Ofunato 파)



(a) 개량전 지반의 전단변형률



(b) 개량후 지반의 전단변형률

그림 12. 모형지반의 전단변형률(Fukuoka 파)

지반에서는 0.042%의 최대전단변형률이 발생하였다. Ofunato 파는 같은 단주기 특성을 가지는 Fukuoka 파에 비해 개량전 지반에서의 전단변형률은 약 0.01% 증가하였지만 개량지반에서의 전단변형률은 차이를 보이지

않았다. 본 실험에서 최대전단변형률은 쇄석말뚝이 설치된 후 개량전에 비해 49% 줄어드는 효과가 나타났다.

세 가지 지진파에 대한 모형지반의 전단변형률을 살펴본 결과, 쇄석말뚝의 개량전·후의 전단변형률 차이가 확연히 드러났다. 본 실험의 경우 쇄석말뚝의 최대전단변형률 감소효과는 Ofunato 파에서 최대 49%이며, 평균 45.75%로 나타났다. 이는 쇄석말뚝 설치로 인해 지반의 강성이 증가되었고, 지반의 변위 발생을 억제시켜 전단변형률이 적게 발생한 것으로 판단된다.

Iai(1989)가 제안한 상사비에 따라 계산한 결과 본 연구의 모형실험에 대한 변형률 상사비(λ_ϵ)는 2.56으로 나타났다(표 1). 따라서 본 연구에서 선정한 세 가지 지진파에 대해 연구대상 지반은 개량전에는 0.187%~0.305%, 개량후에는 0.108%~0.164%의 변형률 범위 내에서 전단거동을 보일 것으로 예상된다.

5. 요약 및 결론

본 연구에서는 1g 진동대 실험을 통해 개량되지 않은 지반과 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 내진성능에 대해 정량적으로 평가하였으며, 실험결과를 다음과 같이 요약하였다.

- (1) 개량지반의 전단파 속도는 개량전에 비해 약 68% 증가하였다. 이는 쇄석말뚝으로 인해 전체적인 지반의 강성이 증가되었기 때문이며, 이로 인해 지반의 단주기 진동에 대한 응답특성이 발달될 것으로 판단된다.
- (2) 모형지반에 단주기 특성의 지진하중을 가했을 때, 개량후 지반의 최대 지반가속도 증폭율은 개량전 지반보다 최대 2.48배 크게 발생하였다. 이는 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 강성이 개량되기 전보다 더 커져, 결과적으로 단주기 성분이 강화되어 나타나는 현상으로 판단된다.
- (3) 본 실험의 경우 쇄석말뚝의 시공 시 지반의 최대전단변형률은 개량전보다 약 45% 감소되는 효과가 나타났다. 이는 쇄석말뚝의 설치로 인해 지반의 강성이 증가되었고, 쇄석말뚝이 지반의 변위를 억제시켰기 때문으로 판단된다.

이와 같은 실험결과에 따라 아래와 같은 결론을 도출하였다.

연약지반에 쇄석말뚝을 시공했을 경우, 개량효과로 인해 지반응답특성인 가속도, 변위, 전단변형률 등이 모두 일률적으로 감소하는 것은 아닌 것으로 나타났다. 즉, 쇄석말뚝이 시공된 지반은 지반 강성이 커져 지반의 고유주기가 짧아지므로 단주기 지진파가 개량지반에 더 높은 수준의 지반 가속도 증폭을 발생시킬 수 있다. 반면 전단변형률과 변위는 쇄석말뚝의 개량효과에 따라 감소할 수 있다. 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 내진성능은 지반가속도 증폭, 과잉간극수압 발생정도, 전단변형률 및 전단응력의 크기, 그리고 변위 수준 등의 내진성능과 관련이 있다. 따라서 쇄석말뚝으로 개량된 지반의 내진성능 향상여부는 모형실험과 함께 지반응답해석 등의 검토를 수행하여 평가되어야 한다고 판단된다.

감사의 글

이 논문은 부산대학교 자유과제 학술연구비(2년)에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 김진만, 류정호 (2008), “층 분할된 연성전단상자의 경계효과에 관한 수치해석적 분석”, 한국지반공학회논문집, pp.35-41.
2. 박창호, 이동근 (1992), “주파수영역에서의 가속도 기록 보정”, 대한토목학회논문집, pp.71-79.
3. 한국지반공학회(2010), 상호검증시험(Round Robin Test)을 통한

지진 지반응답해석 이해, (사) 한국지반공학회, pp.149-152.

4. 홍왕선 (1999), 가속도 측정치의 신호처리에 의한 교량의 변위 응답 산정, 석사학위논문, 건국대학교, pp.9-17.
5. Aalier, K., Elgamal, A., Meneses, J., and Baez, J.J. (2003), “Stone columns as liquefaction counter-measure in non-plastic silty soils”, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.23, No.7, pp.571-584.
6. Baez, J.J., and Martin, G.R. (1995), “Permeability and shear wave velocity of vibro-replacement stone columns”, *Soil Improvement for Earthquake Hazard Mitigation ASCE Geotechnical Special Publication*, vol. 49, pp.66-81.
7. Boulanger, R., Idriss, I., Stewart, D., Hashash, Y., and Schmidt, B. (1998), “Drainage capacity of stone columns or gravel drains for mitigating liquefaction”, *Proc., Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics III. ASCE Geotech. Special Publ.*, Vol.1, No. 75, pp. 678-690.
8. Dickenson, S. (1994), *Dynamic Response of Soft and Deep Cohesive Soils During the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989*, Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley.
9. FHWA. (1983), *Design and Construction of Stone Column*, FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration Office of Engineering and Highway Operations Research and Development Washington, D.C. 20590.
10. Greenwood, D.A. (1970), “Mechanical improvement of soils below ground surface”, *Proc. ground eng. conf.*
11. Iai, S. (1989), “Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field”, *Soils and Foundations*, Vol. 29(1), pp.105-118.
12. Ishihara, K., and Yamazaki, F. (1980), “Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading”, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.1, pp.49-59.
13. Meymand P. J. (1998), *Shaking Table Tests of Nonlinear Soil-pile-Superstructure Interaction in Soft Clay*, A Thesis for the Degree of the Doctor of Philosophy at University of California, Berkeley.
14. Mitchell, J.K., and Wentz, F.J. (1991), *Performance of improved ground during the Loma Prieta Earthquake*, University of California, Berkeley UBC/EERC Report, 91/12.
15. Priebe, H.J. (1989), “The prevention of liquefaction by vibro-replacement”, *Proc., Earthquake Resistance Construction and Design*, Berlin, Germany.
16. Priebe, H.J. (1991), “Vibro-replacement: design criteria and quality control”, In: Eslrig, Bachus (Eds.), *Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing*, ASTM STP 1089, pp.62-72.
17. Priebe, H.J. (1998), “Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction”, *Ground Engineering*, UK.
18. Seed, H.B., and Booker, J.R. (1977), “Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol.103, No.7, pp.757-768.
19. Sun, J.I., Golesorkhi, R., and Seed, H. B. (1988), *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils*, University of California, Berkeley UBC/EERC Report, 88/15.
20. Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y. (1980), “Effects of vertical drains on the bearing capacity of saturated sand during earthquakes”, *Proc., International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters*, Bangkok, Thailand, pp.643-655.
21. Vucetic, M.V., and Dobry, R. (1991), “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, pp.89-107.

(접수일자 2010. 10. 18, 심사완료일 2010. 11. 16)