

# 쓰레기 매립지반에서의 동다짐 진동 특성

(DYNAMIC PROPERTIES OF WASTE FILL SUBJECTED TO DYNAMIC COMPACTION)

송 정 락<sup>1)</sup> (Song, Chung-Rak)

## ABSTRACT

This article analyzed the dynamic compaction induced vibration of man made waste landfill. General dynamic properties and compaction-condition-related dynamic properties were analyzed.

From the results, it was turned out that the shear modulus  $G \approx 17496 \sim 58320 \text{ t/m}^2$ , damping ratio  $D \approx 14 \sim 58 \%$ , dominant frequency  $f \approx 6 \sim 14 \text{ Hz}$ . Also, it was turned out that the propagation velocities of low amplitude shear wave and compressive wave were increased as the number of impact increased, the relation between peak particle velocity and impact distance was  $v_{pp} = 5.08 \cdot [D/\bar{E}]^{-1.4}$ , the peak particle velocity was high at the lower part of the waste fill layer and the range of dynamically improved area was about  $6 \sim 10 \text{ m}$ .

## 요 지

본 고는 쓰레기 매립장에서 동다짐을 시행할 시 발생하는 진동을 측정하고, 그 결과를 분석하여 쓰레기 매립지반의 동다짐 진동 특성을 고찰하였다. 진동특성은 크게 쓰레기 매립지반의 일반적 진동특성과 동다짐 조건 변화에 의한 진동특성의 2 가지 측면으로 검토되었다.

그 결과 연구대상 쓰레기 매립지반의 기본적인 진동특성으로 충격지점 주위에 서의 전단계수  $G \approx 17496 \sim 58320 \text{ t/m}^2$ , 감쇠비  $D \approx 14 \sim 58 \%$ , 탁월진동수  $f \approx 6 \sim 14 \text{ Hz}$  등으로 나타났다. 동다짐 조건 차이에 의한 진동특성으로는 타격회수가 증가될수록 cross hole 시험에 의한 전단파 및 압축파의 속도가 증가하였으며, 타격지점으로 부터의 거리와 최대입자속도는  $v_{pp} = 5.08 \cdot [D/\bar{E}]^{-1.4}$  의 관계를 가지며, 쓰레기 층 바닥에서는 반사파의 영향으로 진동의 진폭이 커지는 것으로 나타났다. 또한 진동에 의하여 지반이 개량되는 범위는 타격지점으로 부터 반경 약  $6 \sim 10 \text{ m}$  정도인 것으로 나타났다.

---

1) 정회원, 대우엔지니어링 토목사업본부 대리

## 1. 서론

동다짐 공법은 무거운 다짐추를 고공에서 낙하시켜 다짐추가 지표에 떨어질때 발생하는 충격에 의하여 지반을 개량하는 공법이다. 따라서 동다짐시에는 다짐추가 지반을 눌러서 발생하는 직접다짐 효과와 다짐추가 지반을 진동시켜 발생하는 진동다짐 효과가 모두 발생한다. 그러나 동다짐에 의한 지반개량효과 판단은 상당한 부분이 경험에 의존하여 왔으며, 지반개량의 심도 및 범위 등은 주로 정적해석에 의존하여왔다.

한편 동다짐시에 발생하는 진동해석은 주로 진동에 의한 피해분석 측면에서 연구되어져왔다. 이는 대부분의 정역학적 혹은 동역학적 분석기법이 탄성론에 근거하고 있으나, 동다짐시 충격지점 주변에서의 지반거동은 매우 심한 소성상태로서 탄성론의 적용범위를 벗어나므로 지반에 대한 거동해석이 곤란하다는 사실에도 일부 기인한다.

동다짐 공법은 세계 여러나라에서 경험적으로 사용되어 오다가 1970년대 프랑스의 Menard<sup>30)</sup>에 의하여 체계화되어 현대화된 하나의 공법으로 인정받고 있으나 충격지점 주변에서의 지반거동을 해석하는 충분한 소성이론은 아직 연구단계에 있는 실정이다. 특히 동다짐 충격지점 주변에서의 진동은 그 크기가 매우 커, 진동측정 자체가 근래에 와서야 가능하게 되어 그 해석적 측면이 보다 늦어지게 되었다. 근래에 이르러 중력가속도의 수천배에 이르는 진동까지도 정밀하게 측정가능한 진동 측정기가 개발되었으며, 이로 인하여 매우 큰 진동을 실측적으로 해석하는 접근법들이 연구되고 있다. 즉 동다짐시 지반의 개량에 기여하는 진동은 충격지점 주변의 매우 큰 진폭을 갖는 진동으로서 비선형 특성이 매우 강하여 기존의 파동전파 이론으로서는 정량적 해석이 곤란한 실정이다. 따라서 현장 계측에 의하여 그 특성을 파악하는 것이 바람직할 것이다.

본 고에서는 동다짐시의 지반개량효과 판단에 대한 재평가(Re-evaluation) 프로그램의 일환으로서 Instantel(Canada)사의 진동측정장비(Blast Mate II)를 사용하여 동다짐 충격에 대한 쓰레기 매립지반의 진동특성에 대하여 고찰하고자 한다.

## 2. 동다짐과 지반진동

### 2.1 동다짐 진동의 전파

동다짐은 무거운 다짐추가 지표에 낙하하여 진동을 유발시키므로 반공간(semi-whole space)에서의 진동전파(wave propagation)이며, 타격지점 부근의 진폭이 매우 커 지반이 비탄성적으로 거동하므로 비탄성이론이 적용되어야 한다. 따라서 동다짐으로 인한 진동전파 해석을 위하여는 비탄성-반공간 이론이 적용되는 것이 바람직하다. 그러나 오늘날 토질 진동학의 발달에도 불구하고 비탄성-반공간에서의 진동전파이론은 아직 충분히 개발되지 않은 상태이며, 식 (1)과 같은 탄성-반공간에서의 진

동체감식에서  $\alpha$  등 지반의 진동 체감특성을 나타내는 상수들을 실측결과들로부터 구하여 근사적으로 진동의 전파를 해석하는 실정이다.

$$\frac{\omega_0}{\omega_1} = \left( \frac{r_1}{r_0} \right)^n \cdot \exp[-\alpha \cdot (r_0 - r_1)] \quad (\text{After Richarts et.al, 1970}) \quad (1)$$

여기서,

- $n$  = 전파되는 파에 따라 결정되는 상수
- = 1 (지반내에서 체적파의 전파 경우)
- = 2 (지표에서 체적파의 전파 경우)
- = 1/2 (지표에서 Rayleigh파의 전파 경우)
- $\omega_0$  = 진동원으로 부터 거리  $r_0$  만큼 떨어진 지점에서의 수직 진폭
- $\omega_1$  = 진동원으로 부터 거리  $r_1$  만큼 떨어진 지점에서의 수직 진폭
- $r_1$  = 진동원으로부터 떨어진 거리
- $r_0$  = 진동원으로부터 떨어진 거리
- $\alpha$  = 감쇠 특성계수 (attenuation factor)

식 (1)은 <그림 1>과 함께 기초의 진동해석, 발파 진동해석, 동다짐 진동해석 등에 일반적으로 사용되고 있으나, 본래 지반이 균질이고 등방성인 탄성-반공간상에서 원형기초가 진동할 때 far field (파장의 2.5배 이상거리)에서 파동의 종류별 전파특성을 나타낸다.

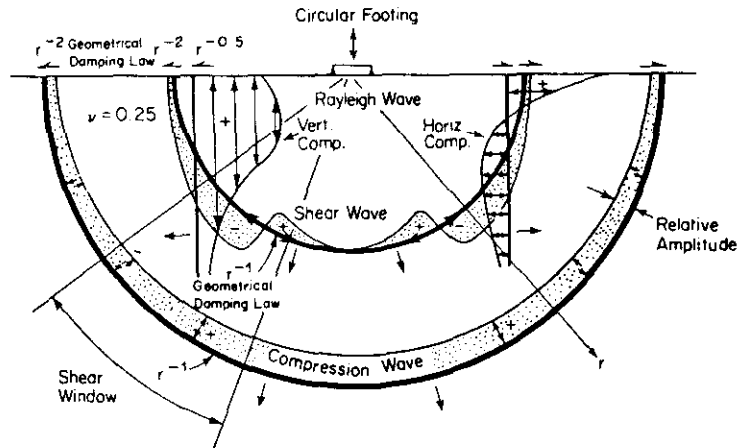


그림 1, 균질, 등방성 탄성 반공간상에서 진동하는 원형기초의 far field 진동전파 특성 (After Woods, 1968)

<그림 1>은 Woods(1968)<sup>51)</sup>의하여 제안되었으며 지표 진원에 대한 지표에서의 진동전파는 R파의 경우 P파 혹은 S파 보다 감쇠율이 작아, 가장 큰 에너지를 가지고 전파됨을 나타내고 있다. 그러나 동다짐시 타격지점 주위에서 진동에 의한 지반개량



역은 일반적으로 느슨한 상태이므로 본 고에서는 한계 간극비 이상인 느슨한 상태를 그 대상으로 하였다.

고 변형률(일반적으로 전단 변형률  $\gamma=1 \times 10^{-3}$  %이상) 진동을 받은 느슨한 사질토 지반의 간극비가 감소하고 단위중량이 증가하는 현상은 Youd(1972)<sup>53)</sup>, D'Appolonia and D'Appolonia(1967)<sup>11)</sup>, Whitman and Ortigosa(1968)<sup>47)</sup> 등에 의해 실험적으로 확인된바 있다.

간극비 감소에 의한 지반의 강성증가에 대하여 Hardin(1978)<sup>20)</sup>은 식 (2)를 제안하였으며, 이로부터 동다짐에 의한 지반의 간극비 감소는 전단파 및 압축파의 속도 및 강성증가의 한 원인이 될 수 있음을 알 수 있다.

$$G = A \cdot [OCRK/F(e)] \cdot P_a \cdot 1^{-n} \cdot \sigma_o^n \quad (2)$$

$$v_s = \sqrt{G/\rho}$$

여기서,

A = 상수 ( $\approx 400 \sim 800$ )

OCR = 과압밀비

K = 상수

F(e) =  $0.3 + 0.7 \cdot e^2$

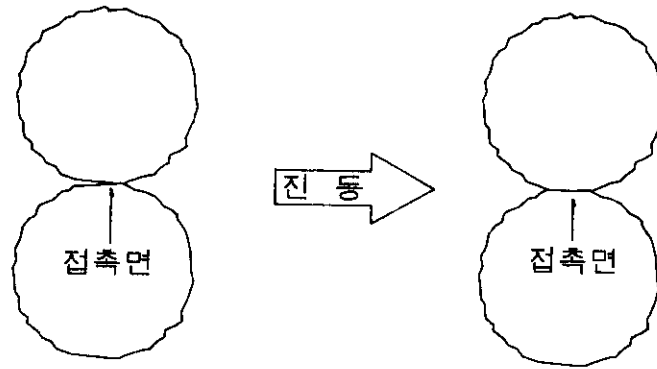
P<sub>a</sub> = 대기압

n = log G vs. log  $\sigma_o$  관계도의 기울기

$\sigma_o$  = 구속압력

그러나 Drnevich(1967)<sup>15)</sup>, Drenevich and Richart(1970)<sup>16)</sup>, Song and Stokoe(1986)<sup>42)</sup>, Song et al.(1989)<sup>43)</sup>는 깨끗한 사질토의 경우 간극비의 실질적 감소 없이도 고 변형률 반복진동에 의하여 지반의 전단 탄성계수가 증가함을 공진주 시험을 통하여 보고한 바 있다. Kim (1992)<sup>22)</sup>은 비틀림 단순전단 시험을 통하여 유사한 결과를 보고하였다. Petrakis and Dobry(1986)<sup>34)</sup>는 지반의 간극비와 흙입자간의 접촉수에 관한 통계적 연구로부터, 지반의 전단 탄성계수는 일반적인 시험으로부터 구한 값보다 최고 3배까지 커질수 있음을 이론적으로 증명하였으며, 그 결과는 Drnevich(1967)<sup>15)</sup>, Song and Stokoe(1986)<sup>42)</sup>, Song et al.(1989)<sup>43)</sup>등의 시험 결과와 잘 일치한다.

송정락(1991)<sup>2)</sup>, Petrakis and Dobry(1986)<sup>34)</sup>는 이러한 현상을 반복진동에 의하여 흙입자간의 접촉상태가 건전하게 되기 때문으로 풀이하고 있다. 즉 <그림 3>과 같이 입자간에 큰 상대변위가 발생하지 않더라도 반복진동에 의하여 입자간의 약한 접촉부분은 파괴되고 강한 접촉부분만 남게 되어 접촉상태만 개선되더라도 간극비의 변화 없이 지반의 전단탄성 계수가 증가될 수 있다고 보고하였다.



(접촉면이 작고 불안정한 상태)

(접촉면이 크고 안정한 상태)

그림 3. 진동에 의한 지반개량의 원리 II

<그림 3>과 같은 기구(mechanism)에 의한 지반개량 효과는 세립토보다는 조립토에서 그 효과가 현저하게 나타나는데, 송정락(1991)<sup>2)</sup>은 이에 대하여 다음과 같이 보고하고 있다.

- 사질토일수록 cyclic sensitive 한계변형률( $\gamma_{th} \approx 1 \times 10^{-2} \%$ ) 이 작고
- 점성토일수록 cyclic sensitive 한계변형률( $\gamma_{th} \approx 1 \times 10^{-1} \%$ ) 이 크다.
- 따라서 동일한 전단변형률의 진동을 받더라도 사질토의 경우 입자간의 상대변위가 심하게 발생한다.

예를 들어 전단변형률  $\gamma = 1 \times 10^{-1} \%$  의 진동을 받을때 점성토는 거의 탄성에 가까운 거동을 하게되나 사질토는 탄성범위를 훨씬 벗어나는 소성거동을 하게 되어 입자간의 상대변위가 심하게 발생하게 되며 이로 인하여 입자간의 접촉면이 건전하게 되어 전단계수가 증가될 수 있다. 동다짐 적용성이 비교적 양호한 사질토의 경우 흙입자의 거동과 전단변형률의 관계는 <그림 4>와 같은 것으로 보고되고 있다.

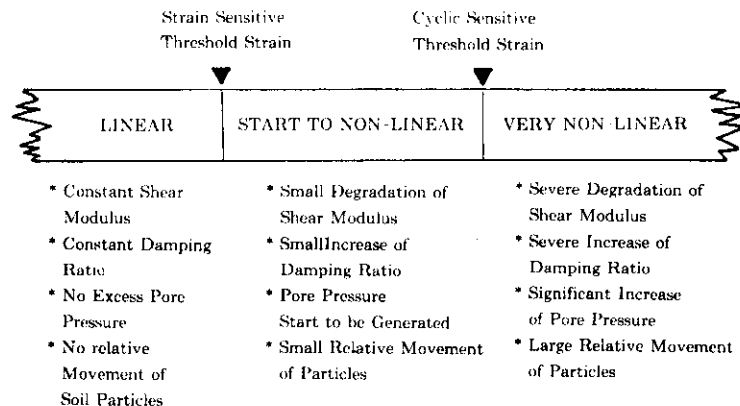


그림 4. 전단변형률과 사질토 지반의 거동특성 (After 송정락, 1991)

<그림 4>는 Strain Sensitive 한계변형률 이하에 해당하는 변형률을 받는 경우 지반은 거의 선형적으로 거동하게되어 그 특성변화가 발생하지 않으며, Strain Sensitive 한계변형률과 Cyclic Sensitive 한계변형률 사이의 변형률에 해당하는 진동을 받는 지반은 거의 비선형적으로 거동하게 되어 흙입자의 접촉면이 개선되는 등 어느 정도의 특성변화가 발생하며, Cyclic Sensitive 한계변형률 이상의 변형률에 해당하는 진동을 받는 지반은 매우 비선형적으로 거동하여 상당한 량의 소성변형을 유발하며 심한 특성변화가 발생할 수 있음을 나타낸다.

### 3. 현장 및 진동측정 방법

#### 3.1 현장

본 연구의 대상 현장은 대전 Expo 고속도로 중 갑천주변의 도시 쓰레기 매립장 지역을 통과하는 지역으로서 <그림 5>와 같다.

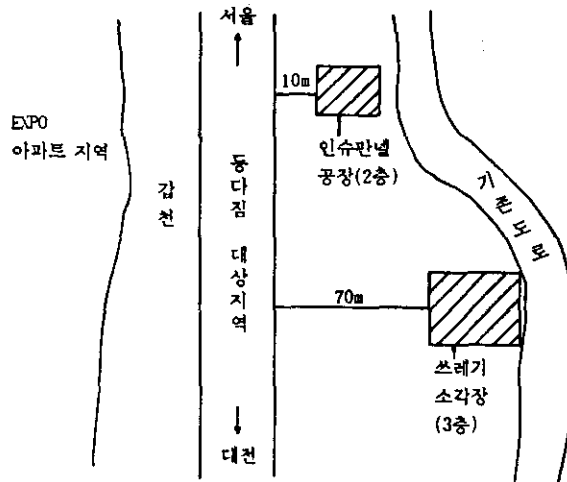


그림 5, 현장위치 (After 송정락 등, 1993)

본 지역의 쓰레기 매립 지반은 1983년부터 1989년까지 대전개발공사에 의하여 갑천변에 퇴적된 모래 및 자갈을 준설한 후 주로 도시 생활 쓰레기, 연탄재, 구조물 해체 잔해물 및 일부 산업폐기물 등이 별도의 처리 없이 <그림 6>과 같이 매립되어 있으며, 쓰레기층 사이에 일반토사를 이용한 부분적인 복토와 매립 완료후 상부 복토 처리만 되어 매우 느슨한 상태이다. 본 지역은 쓰레기 층후가 3.0 ~ 7.6m 정도로 도로 종단 계획상 주로 노체에 해당되나 부분적으로 노상에 위치하는 구간도 있어 경제성, 시공성, 공기 및 환경영향 등을 고려하여 지반개량 공법을 검토한 결과 동다짐 공법으로 폐기물(쓰레기) 층을 압축시키고 그 위에 양질의 토사로 노상을 형성시키거나 또는 약액으로 노상을 고화시켜 지반강도를 증가시키는 약액고화공법(ESC 공법)을 시행하는 방법이 채택되었다.

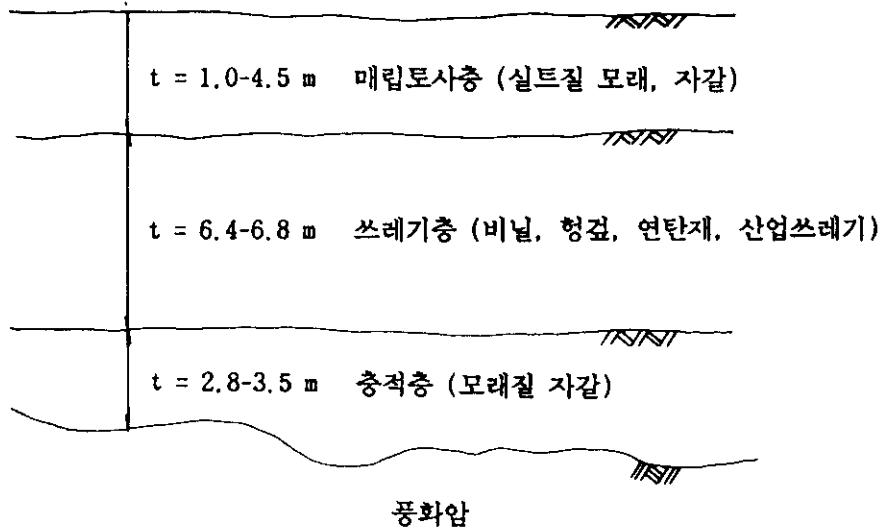


그림 6. 지반특성

### 3.2 동다짐 시공법

동다짐 시공은 시험동다짐을 거쳐 <표 1>과 같이 실시되었다.

표 1. 동다짐 적용기준

구 분	적 용 기 준	비 고
다짐추 중량 (ton)	12	
다짐추 낙하고 (m)	18	
다짐추 크기 (m)	φ2.2	
타격 지점간 간격 (m)	3 x 3 (격자망)	
단계별 타격횟수	1단계 : 7 ~ 8회 2단계 : 7 ~ 8회 3단계 1차 : 3 ~ 5회 2차 : 3회	지역에 따라 변경 적용함
타격간 시간 (min)	1 - 2	

### 3.3 진동측정 장비

본 진동측정에 사용된 장비는 캐나다 INSTANTEL 사의 BlastMate II DS-477 및 부대장비로서 그 특성은 다음의 <표 2> 와 같다.



표 2. 진동측정장비의 특성

Maximum Range	254 mm/s (Particle Velocity)
Trigger Levels	0.125 - 254 mm/s steps of 0.01 mm/s
Peak Acceleration	0.01 ~ 30 g
Peak Displacement	0.00025 ~ 3.75 cm
Frequency Analysis	Frequency at Peak plus USBM/OSMRE and DIN 4150 Field Frequency Analysis
Frequency Response	Seismic and Linear Air 1.5 ~ 250 Hz

또한 진동측정시에는 3-D Geophone 을 사용하여 vertical, longitudinal, transversal 방향의 진동을 동시에 측정하였다.

### 3.4 진동측정 방법

본 연구에서 진동측정은 동다짐 진동의 수평전파 특성 및 수직전파 특성을 고찰하기 위하여<그림 7>과 같이 실시되었다.

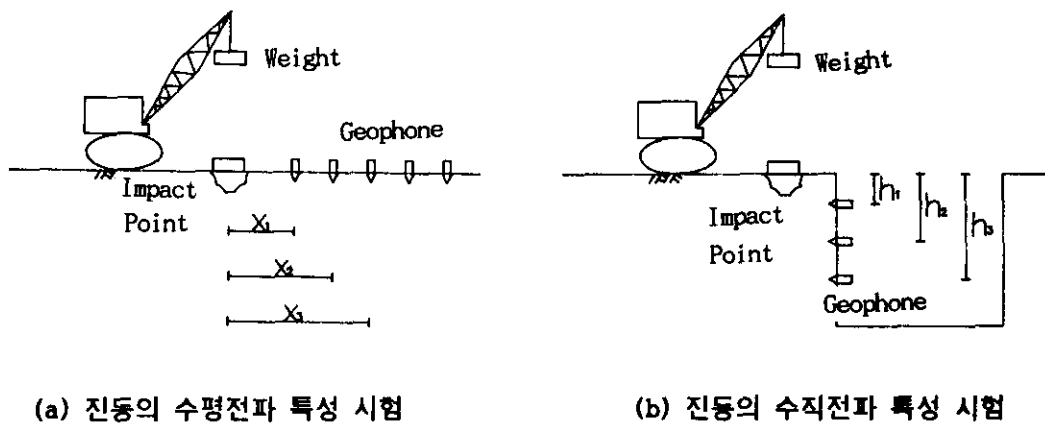


그림 7. 진동측정 방법

이때 각 목적별 측정방법은 다음과 같다.

- 타격 회수별 진동 특성변화 특성
  - ㉔ 다짐추 및 Geophone을 일정위치(이격거리 6m)에 정치시킨다.
  - ㉕ 다짐추를 1회 낙하시키고 Geophone으로 진동을 측정한다.
  - ㉖ Cross-Hole 시험을 수행한다.

㉔ ㉕ - ㉖ 의 과정을 7회 낙하시까지 계속한다.

- 수평 전파특성 측정

- ㉑ 다짐추를 일정위치에 정치시킨다.
- ㉒ 진동측정용 Geophone을 초기위치  $x_1$ 에 정치시킨다.
- ㉓ 다짐추를 낙하시키고 Geophone을 이용하여 진동을 측정한다.
- ㉔ Geophone을 다음 위치  $x_2$ 에 이동시키고 ㉓의 과정을 반복한다.
- ㉕ 마지막 위치  $x_n$ 에 Geophone을 위치시키고 ㉓의 과정을 반복한다.

- 수직 전파특성 측정

- ㉑ 쓰레기 지반을 5m 까지 굴착하여 Trench를 형성한다.
- ㉒ 다짐추로 Trench로 부터 5m 되는 위치에 정치한다.
- ㉓ Geophone를 최초 심도  $h_1$ 에 정치시킨다.
- ㉔ 다짐추를 낙하시키고 Geophone을 이용하여 진동을 측정한다.
- ㉕ Geophone을 다음 심도  $h_2, h_3$ 에 이동시키고 ㉔의 과정을 반복한다.
- ㉖ 다짐추를 Trench로 부터 10m 되는 위치에 정치하고 ㉓-㉕의 과정을 반복한다.
- ㉗ 다짐추를 Trench로 부터 15m 되는 위치에 정치하고 ㉓-㉕의 과정을 반복한다.

- 북토층의 영향 측정

- ㉑ 북토층이 있는 상태에서 수평 전파특성 측정 방법에 의하여 진동을 측정한다.
- ㉒ 진동측정 및 타격지점에서 북토를 제거하고 수평 전파특성 측정방법에 의하여 진동을 측정한다.

4. 측정 결과/분석

4.1 측정결과

본 고에서 수행된 진동측정 결과는 다음과 같다.

표 3. 타격회수별 진동특성 변화 (타격지점과 측정점간의 수평거리 = 10 m, 수직거리 = 3 m)

진동 특성		타격 회 수				비 고
		1	3	5	7	
$V_{pp}$ (mm/sec)	Trans	5.21	6.60	6.10	6.60	Peak Particle Velocity in Transversal Directin
$a$ (g)	Trans	0.08	0.37	0.05	0.05	Peak Acceleration in Transversal Direction
$f$ (Hz)	Trans	13	12	12	13	Zero Crossing Frequency

\* 측정시 Geophone의 표정 오류로 Transversal 방향의 진동만 측정됨.

표 4, CROSS HOLE 시험에 의한 개량효과 확인

타격 횟수	측정 심도 (m)	공간 거리 (m)	도달시간 (ms)		속도 (m/sec)		다짐 에너지 (t·m)
			압축파 ( $v_p$ )	전단파 ( $v_s$ )	압축파 ( $v_p$ )	전단파 ( $v_s$ )	
0	3	5.95	25.5	44.3	243	134	0
	4	5.95	24.1	41.4	247	144	"
	5	5.95	24.0	39.9	248	149	"
1	3	5.95	23.7	38.6	251	154	216
	4	5.95	23.4	37.5	254	159	"
	5	5.95	22.8	36.0	261	165	"
3	3	5.95	22.9	36.7	260	162	648
	4	5.95	22.3	36.9	267	161	"
	5	5.95	22.0	33.5	270	178	"
5	3	5.95	22.2	36.3	268	164	1080
	4	5.95	21.7	35.7	274	167	"
	5	5.95	21.4	32.0	278	186	"
7	3	5.95	21.0	35.1	283	170	1498
	4	5.95	21.1	33.1	282	180	"
	5	5.95	20.8	31.1	286	191	"

표 5, 수평 진동 전파 특성

2 차 다짐 후 진동 특성		수평거리 (m)						비고
		6	15	30	60	100	-	
$V_{pp}$ (mm/sec)	Longi	100.58	19.05	10.67	2.79	3.02	-	
	Verti	72.64	18.54	9.02	2.29	0.76	-	
	Trans	19.30	6.22	6.73	3.56	1.83	-	
	TVS	101.82	22.24	14.45	4.05	3.19	-	
a (g)	Longi	4.56	0.15	0.08	0.03	0.01	-	
	Verti	2.70	0.24	0.07	0.01	0.00	-	
	Trans	0.21	0.05	0.05	0.03	0.01	-	
f (Hz)	Longi	14	7	7	6	6	-	
	Verti	8	16	10	6	8	-	
	Trans	10	9	11	9	5	-	

표 5, 수평 진동 전파 특성 (앞에서 계속)

4 차 다짐 후 진동 특성		수 평 거 리 (m)						비 고
		5	10	15	20	25	30	
V <sub>pp</sub> (mm/sec)	Longi	95.00	29.46	22.35	15.50	10.80	7.87	
	Verti	72.64	17.78	9.27	9.65	5.84	4.83	
	Trans	18.80	5.97	10.54	5.08	8.89	4.32	
	TVS	96.22	29.92	24.24	15.92	13.54	9.02	
a (g)	Longi	2.77	0.13	0.12	0.08	0.04	0.04	
	Verti	1.27	0.17	0.07	0.08	0.04	0.04	
	Trans	0.32	0.03	0.07	0.04	0.04	0.03	
f (Hz)	Longi	3	5	4	4	4	5	
	Verti	18	10	7	13	6	11	
	Trans	5	6	6	10	6	6	

표 6, 수직 진동전파 특성

진동원-Trench 수평거리 (m)	진 동 특 성		수 직 거 리 (m)			비 고
			2	3	5	
5	V <sub>pp</sub>	Trans	34.80	14.35	-	수평거리 5 m의 경우 동다짐 타격시 trench 붕괴위험이 있어 측정이 실시되지 못함
	a	Trans	0.21	0.17	-	
	f	Trans	10	14	-	
10	V <sub>pp</sub>	Trans	6.60	6.10	13.97	
	a	Trans	0.07	0.05	0.12	
	f	Trans	12	12	9	
15	V <sub>pp</sub>	Trans	5.84	7.62	10.41	
	a	Trans	0.05	0.07	0.13	
	f	Trans	12	13	12	

\* 측정시 Geophone의 표정 오류로 Transversal 방향의 진동만 측정됨.

표 7. 북토층이 동다짐 진동에 미치는 영향

북토제거 전 진동특성		수 평 거 리 (m)					비 고
		6	15	30	60	100	
V <sub>pp</sub> (mm/sec)	Longi	100.58	19.05	10.67	2.79	3.02	
	Verti	72.64	18.54	9.02	2.29	0.76	
	Trans	19.30	6.22	6.73	3.56	1.83	
	TVS	101.82	22.24	14.45	4.05	3.19	
a (g)	Longi	4.56	0.15	0.08	0.03	0.01	
	Verti	2.70	0.24	0.07	0.01	0.00	
	Trans	0.21	0.05	0.05	0.03	0.01	
f (Hz)	Longi	14	7	7	6	6	
	Verti	8	16	10	6	8	
	Trans	10	9	11	9	5	
북토제거 후 진동특성		수 평 거 리 (m)					비 고
		6	12	24	48	-	
V <sub>pp</sub> (mm/sec)	Longi	71.63	21.84	16.89	8.51	-	
	Verti	67.06	19.94	9.14	2.54	-	
	Trans	13.21	4.95	5.84	4.57	-	
	TVS	97.30	21.99	16.96	8.75	-	
a (g)	Longi	2.65	0.21	0.08	0.05	-	
	Verti	1.48	0.11	0.05	0.03	-	
	Trans	0.50	0.05	0.04	0.03	-	
f (Hz)	Longi	17	9	7	7	-	
	Verti	7	6	6	7	-	
	Trans	17	7	10	7	-	

#### 4.2 타격회수별 진동특성 변화

〈표 3〉은 동일지점에서 반복하여 타격할때 타격에너지 및 지반의 동적반응이 어떻게 변화하는가를 나타내고 있다. 〈표 3〉으로부터 반복하여 타격하더라도 최대입자속도, 가속도 등 지반의 동적 반응은 거의 변화하지 않음을 알 수 있다 (3 회 타격시 가속도가 현저하게 큰 것은 측정 오류로 판단됨.). Mayne(1985)<sup>28)</sup>, Poran et. al(1991, 1992)<sup>35), 36)</sup>은 동다짐의 타격횟수가 높아질수록 지반이 다져지게되어 충격진동에 의한 지반의 가속도가 커지게 된다고 보고한바 있다. 그러나 본 연구에서 동다짐은 1회 타격시 형성되는 Crater가 깊이 60cm ~ 90cm 정도로 형성되어 (낙하시의 속도  $v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9.8 \times 18} = 18.8 \text{ m/sec}$ ,  $a = v^2 / (2 \times \text{crater 깊이}) = 15.8^2 / [2 \times (0.6 \sim 0.9)] = 30 \text{ g} \sim 22.5 \text{ g}$ ), 최초 타격을 제외한 타격은 다짐추의 낙하시 Crater의 주변 벽면을 스치면서 낙하 속도가 감소하거나 다짐추가 바닥면을 정확히 타격하지 못하여 에너지 손실이 발생하여 타격횟수가 증가하더라도 지반의 반응이 거의 일정한 것으로 판단된다. 그러나 동다짐 타격회수가 증가할수록 지반이 〈그림 3〉 및 〈그림 4〉의 기구에 의하여 개량되어 되어 충격에 대한 지반 반력이 커지게 되므로 가속도가 점차 크게 발생할 것임을 예상할 수 있다.

실제로 cross hole 시험 결과는 〈표 4〉 및 〈그림 8〉에 나타난 바와 같이 타격횟수에 따른 전단파 및 압축파의 속도증가를 나타내어 동다짐에 의하여 지반이 개량됨을 나타내었다.

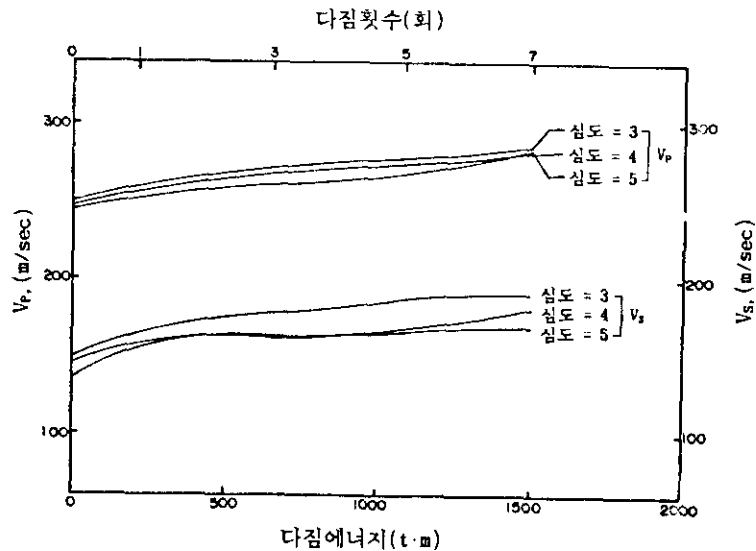


그림 8, 동다짐 횟수에 따른 전단파 및 압축파의 속도변화

#### 4.3 수평진동 전파특성

〈표 5〉는 동다짐 진동의 수평전파 특성을 요약하고 있으며 이를 도시한 것은 〈그림 9〉 ~ 〈그림 10〉과 같다.

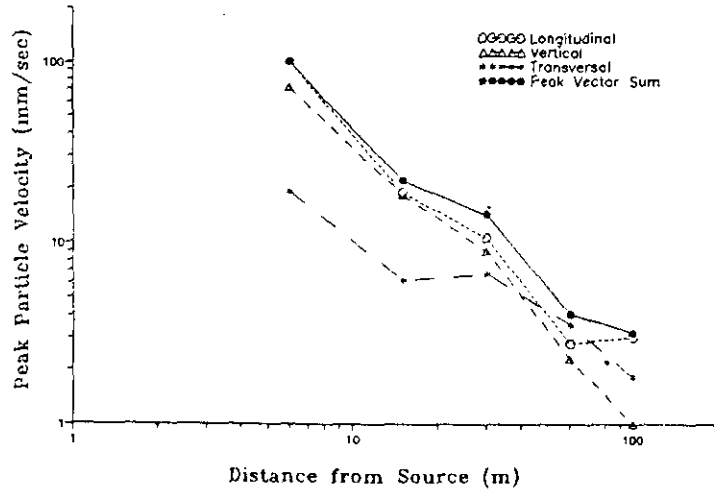


그림 9, 최대입자 속도와 진동원으로 부터의 수평 이격거리의 관계

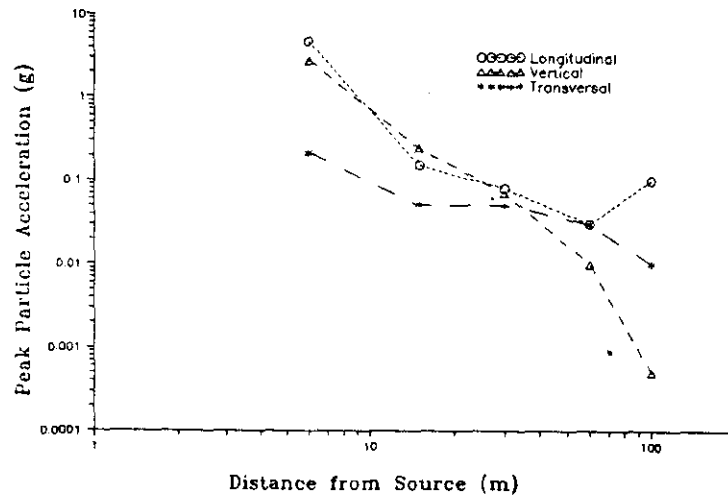


그림 10, 최대 가속도와 진동원으로 부터의 수평 이격거리의 관계

- 진동 성분별 에너지 분포

<그림 9> 및 <그림 10>은 동다짐시 발생하는 진동은 대체적으로 longitudinal, vertical, tangential 방향 순서로 크게 나타나며 이는 동다짐 진동에 대한 Gambin(1979)<sup>17)</sup>, Leonard et. al(1980)<sup>24)</sup>, Lefevre et al.(1981)<sup>23)</sup>의 결과 및 발파진동에 대한 Wiss and Nicholls(1974)<sup>49)</sup>의 결과와 유사한 것으로 나타났다. 이러한 현상은 탄성-반공간의 표면에 진동원이 있는 경우 진동에너지의 약 67%가 Rayleigh 파, 26%가 전단파, 나머지 약 7%가 압축파로 전달되므로 지표에서 진동해석의 주대상은 Rayleigh 파라고 일반적으로 알려져 있는 Miller and Pursey (1955)<sup>31)</sup>의 결과와 비교될 수 있다.

<그림 9>에서 진동은 longitudinal, vertical, transversal 의 3 방향으로 구별되어 측정되었으며, 반사파 및 굴절파를 무시할 경우, 각방향의 진동 성분은 다음과

같은 종류의 진동으로 구성된다.

- longitudinal component : RH + P (R-파의 수평성분 + 압축파)
- vertical component : SV + RV (전단파의 수직성분 + R-파의 수직성분)
- transversal component : SH (전단파의 수평성분)

이때 longitudinal component 는 탄성-반공간의 경우 각각 전체 진동에너지의 약 67 % 및 7 % 를 차지하는 Rayleigh 파의 수평성분 및 압축파의 합으로 나타나게 된다. 그러나 압축파의 속도는 Rayleigh 파의 속도보다 현저하게 크므로 2 파의 중첩의 발생 가능성은 거의 없으므로 longitudinal component 의 주성분은 Rayleigh 파의 수평성분이 되며 그 에너지는 전체 진동에너지의 약 33.5 % 「(67/2 = 33.55」 정도로 나타나게 됨을 예측할 수 있다.

vertical component 는 탄성-반공간의 경우 각각 전체 진동에너지의 약 67 % 및 26 % 를 차지하는 Rayleigh 파 및 전단파의 수직성분의 합으로 나타나며, 두 파동의 전파속도가 비슷하므로 중첩이 발생할 수 있다. 파동의 중첩이 발생할 시 두 파동의 위상각 차가 0° 면 두파동의 진폭은 최대로 증폭되고 위상각 차가 180° 이면 서로 상쇄되어 진폭이 최소로 감소될 것이다. 따라서 vertical component 의 최대 및 최소 진동에너지는 전체 진동에너지의 각각 46.5 %, 20.5 % 「(67 ± 26)/2 = 20.5 ~ 46.5」 가 되고 그 평균값은 33.5 % 가 됨을 알 수 있다.

transversal component 는 탄성-반공간의 경우 전체 진동에너지의 약 26 % 를 차지하는 전단파의 수평성분이므로, 그 에너지는 전체에너지의 약 13 % (26/2 = 13)를 가질 수 있다.

따라서 3 가지 진동 성분의 평균적 진동에너지 차에 의하여 longitudinal component, vertical component, transversal component 순으로 큰 진폭을 가지게 되며 vertical component는 longitudinal component보다 커질 수도 있음을 예상할 수 있으며 이는 실측결과와도 잘 일치한다. 따라서 <그림 9> 및 <그림 10>의 3 가지 진동 성분은 각각 Miller and Pursey (1955)<sup>31)</sup> 가 탄성-반공간에서 예측한 것과 유사한 진동 에너지의 분포를 가지는 것으로 나타났다.

#### - 감쇠특성

<그림 9> 및 <그림 10>에서 진동에너지의 감쇠특성을 살펴보면, Rayleigh-파가 주성분인 longitudinal component 의 경우 전단파 + Rayleigh 파가 주성분인 vertical component 와 거의 유사한 감쇠특성을 나타낸다. 진동원으로 부터의 거리가 멀어질수록 longitudinal component의 진폭이 vertical component의 진폭보다 대체적으로 크게 나타나며 또한 진폭이 클수록 감쇠비가 크게 나타나는 현상(송정락·김수일, 1988)<sup>1)</sup>에도 불구하고 감쇠비가 vertical component와 유사함을 감안하면 이는 탄성-반공간에서 Rayleigh 파의 기하감쇠(geometrical damping)가 전단파의 기하감쇠보다



작계되기 때문 (Woods,1968)<sup>51)</sup>으로 판단된다. (이때 SH 파가 주성분인 transversal component의 경우 진폭이 vertical component 및 longitudinal component 보다 현저히 작으므로 감쇠특성을 상세히 평가하지 않았다.)

본 지역에서 측정된 성분별 진동에너지의 분할상태 및 진동전파시의 감쇠특성은 탄성-반공간에서의 진동특성을 다룬 Miller and Pursey(1955)<sup>31)</sup>, Woods(1968)<sup>51)</sup> 등의 연구와 매우 유사한 경향을 나타내어, 본지역 동다짐시의 진동특성은 탄성-반공간 표면의 원형진동 기초에서의 진동전파 특성과 유사한 것으로 판단된다.

또한 <표 5>로 부터 식(1)의 감쇠특성 계수인  $\alpha$  를 구하면 <표 7>과 같다.

표 7, 감쇠특성계수

구분	측정 방향	$\alpha$	비고
2 차 다짐후	Longitudinal	0.030 ~ 0.035	
	Vertical	0.030 ~ 0.035	
	Tangential	0.005 ~ 0.010	
	TVS	0.020 ~ 0.030	True Vector Sum
4 차 다짐후	Longitudinal	0.050 ~ 0.040	
	Vertical	0.100 ~ 0.090	
	Tangential	0.010 ~ 0.008	
	TVS	0.050 ~ 0.003	True Vector Sum
기 타	Maximum $v_{pp}$	0.003 ~ 0.010	Woods & Jedgele(1985)
	Maximum $v_{pp}$	0.003 ~ 0.010	NAVFAC(1982)

<표 7>로 부터 본 지역의 감쇠특성계수는 대략 0.01 ~ 0.1 의 범위를 가지며 Woods and Jedgele(1985)<sup>52)</sup> 및 NAVFAC(1982)<sup>33)</sup>의 일반적 범위보다 큰 것으로 나타났다. 이는 쓰레기 매립 지반의 경우, 지반내의 유기질에 의하여 지반의 점성이 크고 진동의 진폭이 커진 때문으로 판단된다.

지반의 진동 전파특성을 나타내는데에는 감쇠비 (damping ratio)를 이용하는 방법이 있다. 감쇠비는 진동이 전파되면서 어떻게 진동에너지가 감소하는가를 나타내는 것으로 진동원으로 부터의 거리가 멀어짐에 따라 진폭이 감소하는 기하감쇠 (geometrical damping)와 지반의 특성에 의하여 진폭이 감소하는 재료감쇠(material damping)의 두가지가 있다. 동다짐시 진동원으로부터의 거리가 멀어짐에 따라 진폭이 감소하는 현상은 기하감쇠와 재료감쇠가 모두 작용하여 발생하며 이때 감쇠비는 식(3)과 같이 표시될 수 있다.

$$D = D_g \cdot D_m \quad (3)$$

여기서,

$$D = \text{총 감쇠비 (식 (1)의 } \omega_0/\omega_1) \quad (4)$$

$$D_g = \text{기하 감쇠비 (식 (1)의 } (r_1/r_0)^n) \quad (5)$$

$$D_m = \text{재료 감쇠비 (식 (1)의 } \exp[-\alpha \cdot (r_0 - r_1)]) \quad (6)$$

기하감쇠는 진동의 종류 (압축파, 전단파, Rayleigh 파 등)에 따라 식 (5)와 같이 일정한 감쇠비를 가지므로, 본 연구의 진동측정 결과에 진동의 종류에 따른 일정한 기하 감쇠비를 적용하면 진동의 각 성분별로 재료 감쇠비가 얻어진다. 또한 현장 진동측정치로부터 재료 감쇠를 결정하는데는 half-band-width 방법이 많이 쓰이고 있다. 본 연구에서는 진동측정결과를 FFT(Fast Fourier Transformation) 처리하여 시간함수자료(time domain data)를 진동수함수자료(frequency domain data)로 변경하여 half-band-width 방법을 적용하였다. 또한 Tanaka et al.(1969)<sup>44)</sup>의 감쇠비 산정방법 및 자유진동 감쇠곡선 (free vibration decay curve) 을 이용하여 감쇠비를 산정하는 방법이 있으나 본 연구에서는 편의상 이를 제외하였다. 식 (6) 및 half-band-width 방법에 의한 재료감쇠비를 비교하면 <표 8>과 같다.

표 8, 재료감쇠비 (material damping)의 비교

구 분	수평거리(m)		6~15	15~30	30~60	60~100			비 고	
	진동특성									
2 차 다짐후	D(θ) <sup>a</sup>	Longi	0.46~0.48	0.42~0.45	0.25~0.29	0.19~0.23				
		Verti	0.46~0.48	0.42~0.45	0.25~0.29	0.19~0.23				
		Trans	0.58~0.60	0.61~0.66	0.52~0.61	0.52~0.63				
		TVS	0.48~0.53	0.45~0.52	0.29~0.39	0.23~0.35				
	수평거리(m)		6	15	30	60	100			
	진동특성									
	D <sub>hbw</sub> <sup>b</sup>	Longi	0.42	0.45	0.46	0.34	0.30			
		Verti	0.40	0.60	0.28	0.27	-			
		Trans	-	-	-	-	0.22			

표 8, 재료감쇠비 (material damping)의 비교 (앞에서 계속)

구 분	수평거리(m)		5~10	10~15	15~20	20~25	25~30		
	진동특성								
4 차 다짐후	D <sub>(6)</sub> <sup>a</sup>	Longi	0.55~0.58	0.64~0.67	0.67~0.71	0.70~0.73	0.71~0.75		신뢰도 의문
		Verti	0.43~0.45	0.50~0.52	0.53~0.55	0.54~0.57	0.55~0.58		"
		Trans	0.67~0.68	0.77~0.76	0.82~0.83	0.85~0.86	0.87~0.88		"
		TVS	0.55~0.61	0.64~0.70	0.67~0.75	0.70~0.77	0.71~0.88		"
	수평거리(m)		5	10	15	20	25	30	
진동특성									
	D <sub>hbw</sub> <sup>b</sup>	Longi	0.31	-	0.14	-	-	-	
		Verti	0.53	0.42	0.24	0.34	0.14	0.29	
		Trans	-	-	-	-	-	-	

a : damping ratio from equation (6) with variable  $r_0, r_1$

b : damping ratio from half-band-width method

<표 8>은 D<sub>(6)</sub> 및 D<sub>hbw</sub>가 서로 유사한 범위를 나타내며 그 값은 거리에 따라 약 14% - 58% 의 범위를 나타낸다. 일반적으로 지반의 감쇠비는 사질토일수록 그리고 지반이 견고할수록 작게 나타나며, 점성토일수록 그리고 지반이 느슨할수록 크게 나타난다. 탄성범위 이내에서 감쇠비는 사질토의 경우 1~2%, 점성토의 경우 1~4% 정도임을 감안하면(Das, 1982)<sup>12)</sup> 측정된 감쇠비는 이보다 훨씬 크며, 이는 지반의 진동이 매우 큰 진폭의 영역이며, 쓰레기로 인하여 지반의 점성이 비교적 크기 때문으로 판단된다. 또한 <표 8>은 진동원(동다짐 충격지점)으로부터의 거리가 증가함에 따라 재료감쇠비는 점차 감소하는 추세를 나타내고 있다. 이는 진동원으로 부터의 거리가 증가함에 따라 진폭이 감소하게 되어 점차 소변형률 진동에 가깝게 되므로 이로부터 예측되는 결과와 유사한 것으로 판단된다.

- SCALED DISTANCE 해석

동다짐시 발생하는 진동의 전파특성에 발파진동의 전파특성의 해석에 주로 적용하는 Scaled Distance (진동원으로 부터의 거리/ $\sqrt{\text{충격에너지}}$ )개념을 적용시키면 <그림 11>과 같이 나타난다. 또한 <그림 11>에는 Lukas(1986)<sup>25)</sup>, Mayne(1985)<sup>28)</sup>, Mayne

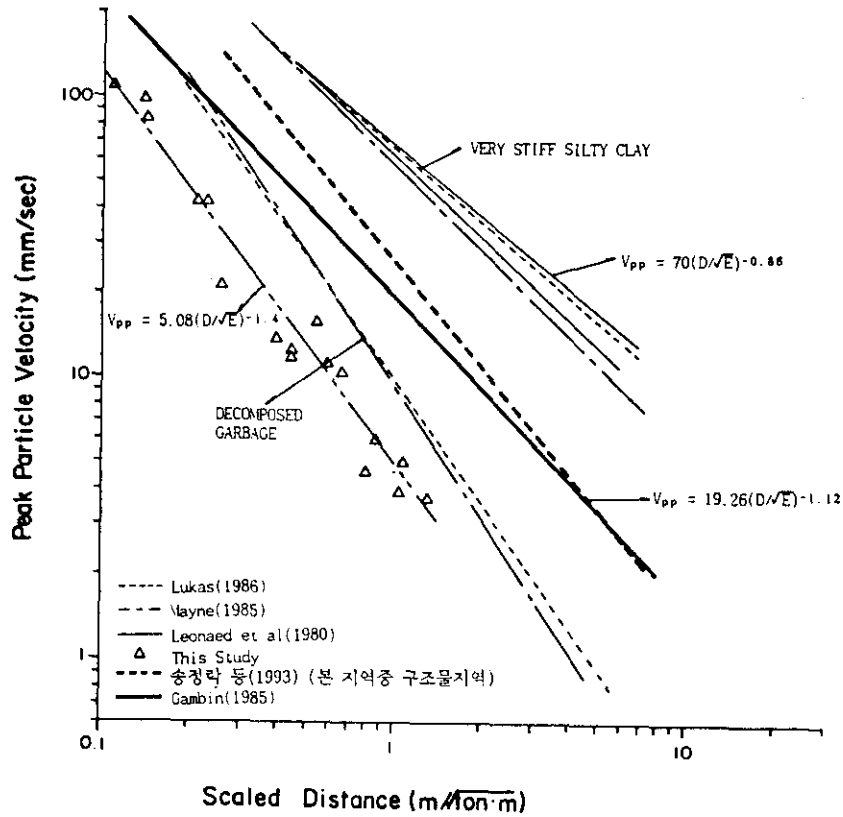


그림 11  $V_{pp}$ 와 Scaled Distance의 관계

et. al(1984)<sup>29)</sup>, 송정락 등(1993)<sup>4)</sup> 등 등에 의하여 연구된 동다짐시 발생하는 진동의 전파 특성을 함께 나타내고 있다. <그림 11>로부터 본 현장의 진동 측정치는 다른 현장의 진동 측정치와 거의 유사한 진동 전파특성을 보여주나 최대입자 속도는 다른 현장에 비하여 작은 수준임을 알 수 있다.

동다짐시 주변지역에서의 최대입자속도 ( $v_{pp}$ ) 예측법으로서 Gambin(1985)<sup>18)</sup>은 식(7)을 제안하였다.

$$v_{pp} = 70(E/10 \cdot B^2)^{0.56} \quad (7-1)$$

여기서,

$v_{pp}$  = 최대 입자속도 (mm/sec)

$E$  = 타격에너지량 ( $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ )

$B$  = 타격위치와 기록위치간의 거리 (m)

식 (7-1)을 Wiss(1981)<sup>48)</sup>의 SCALED DISTANCE의 항으로 표시하면 식 (7-2)와 같이 나타난다.

$$v_{pp} = 19.26 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-1.12} \quad (7-2)$$

여기서,

$$\begin{aligned} v_{pp} &= \text{최대 입자속도 (mm/sec)} \\ D &= \text{타격지점으로 부터의 이격거리 (m)} \\ E &= \text{타격에너지 (ton·m)} \end{aligned}$$

식(7)의 관계를 <그림 11>에 표시하면 식(7)은 <그림 11>의 평균치에 가까우나 동다짐이 느슨한 지반을 주 대상으로 하는 점을 감안하면 식 (7)은  $v_{pp}$  의 실질적인 상한치에 가까우며, 이로 인하여 구조물 주위에서 동다짐시 과다한 이격거리를 요구하게 되는 결과 등을 초래함을 알 수 있다. 따라서 식(7)은 매우 보수적인 결과를 가져옴을 알 수 있다. 또한 <그림 11>의 결과를 이용한 최대입자속도 ( $v_{pp}$ ) 와 scaled distance 의 관계는 식 (8) ~ (11)과 같다.

$$\text{하한 : } v_{pp} = 5.08 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-1.4} \quad (8)$$

$$\text{평균 : } v_{pp} = 19.26 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-1.12} \quad (9)$$

$$\text{상한 : } v_{pp} = 70.00 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-0.86} \quad (10)$$

$$\text{본지역 : } v_{pp} = 5.08 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-1.4} \quad (11)$$

<그림 11>에 의하면 동다짐에 의한 진동의 특성은 강성이 크고 감쇠비가 작을 수록 <그림 11>의 오른쪽 위 곡선에 가까운 진폭특성(상한)을 나타내고, 반대의 경우에는 왼쪽 아래에 가까운 진폭특성(하한)을 나타냄을 보여준다. 따라서 동다짐시 발생하는 진동 예측을 위하여는 식(7)을 적용하기 보다는 지반의 특성을 고려하여 식 (8)~(10)을 선택 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

#### - 동적 전단계수 (Dynamic Shear Modulus) G 및 표면파의 속도

동적 전단계수 G 는 전단파의 속도와 식 (12)와 같은 관계를 가진다.

$$G = \rho v_s^2 \quad (12)$$

여기서,

$$\begin{aligned} G &= \text{동적 전단계수} \\ \rho &= \text{질량밀도 (mass density)} \\ v_s &= \text{전단파의 속도} \end{aligned}$$

본 연구에서는 동다짐 충격지점 주위의 전단파의 전파 속도  $v_s$  가 측정되지 않았으므로 Cross Hole 시험을 통하여 측정된  $v_s$ 로 부터 추정한다. 전준수(1991)<sup>6)</sup>, Isenhowe(1979)<sup>21)</sup>에 의하면 Cross Hole 시험은 현장탄성파 시험으로서 이때 사용되는 진동의 진폭은 대개 전단 변형률  $\gamma \approx 10^{-5}\%$ 의 범위를 갖는다. 따라서 거의 완전한

탄성영역이다. 그러나 동다짐시 충격지점 주변지역은 고변형률을 겪게 되는 심한 비탄성 영역이므로 Cross Hole 시험에서 측정된  $v_s$ 를 보정한다.

Song(1986)<sup>41)</sup>은 전단계수와 변형률의 관계를 종합하여 <그림 12>를 제안하였다.

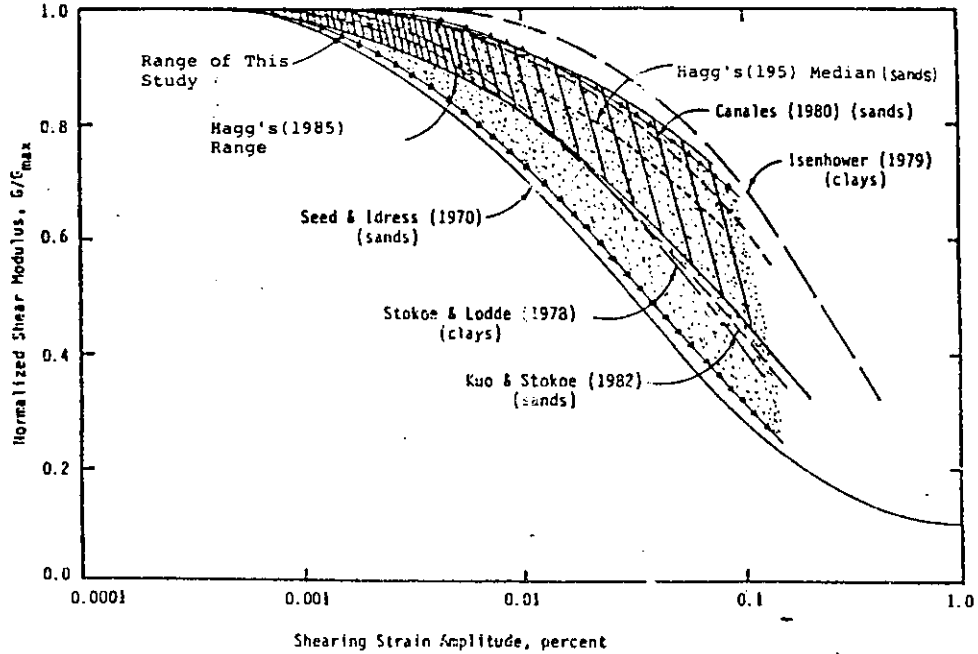


그림 12, 전단계수와 변형률의 관계

<그림 12>로부터 전단계수는 10<sup>-3</sup>% 이하 및 100% 이상 전단변형률에서는 거의 일정함을 알 수 있다. Cross Hole 시험의 경우 전단변형률이 10<sup>-5</sup>% 근방이며, 동다짐 진동의 경우 진폭이 매우 커 전단변형률이 10<sup>-1</sup>% 이상이 될 것이며 (4.6 절 참조) 전단계수는 <그림 12>로부터 Cross Hole 시험으로부터 얻어진 값의 약 30% 수준이 된다. 따라서 전단계수 및 표면파의 속도는 식 (13) - (16)의 관계를 가진다.

$$G_{max} = \rho v_s^2 = 1.8 \times 180^2 = 58320 \text{ t/m}^2 \quad (13)$$

$$G_{ddc} = 0.30 G_{max} = 17496 \text{ t/m}^2 \quad (14)$$

$$\therefore v_{s, ddc} = \sqrt{G_{ddc} / \rho} = 99 \text{ m/sec} \quad (15)$$

$$v_{R, ddc} \approx 0.9 v_{s, ddc} = 89 \text{ m/sec} \quad (16)$$

여기서,

$G_{max}$  = 저변형률 전단계수

$\rho$  = 질량밀도 (mass density)

$v_s$  = 전단파의 전파 속도 (<표 4> 에서 타격회수 7 일때의 평균치)

$G_{ddc}$  = 고변형률(동다짐시의 변형률) 전단계수

$v_{s, ddc}$  = 고변형률(동다짐시의 변형률) 전단파의 속도

$v_{R, ddc}$  = 고변형률(동다짐시의 변형률) Rayleigh 파의 속도

- 진동수 및 지속기간

<표 5> 및 <표 7>은 본 지역에서의 탁월 진동수는 6 - 14 Hz 정도임을 나타내며, 동다짐 타격지점에서는 탁월 진동수가 상대적으로 높고 거리가 멀어질수록 작아지는 경향을 나타내고 있다. 이러한 현상은 지반이 고 진동수 진동에 대한 filter 구실을 하기 때문인 것으로 보고 된 바 있다 (Vilchinska and Dzilna, 1991)<sup>45)</sup>.

<그림 13>은 본 지역에서 측정된 진동 파형기록의 대표적인 것으로 진동의 지속기간은 대략 1 - 2 cycle 정도로 나타나며, Welsh et al.(1987)<sup>46)</sup>이 동다짐에서의 진동 지속기간은 대개 3 cycle 이내라고 보고한 내용과 유사한 것으로 나타났다.

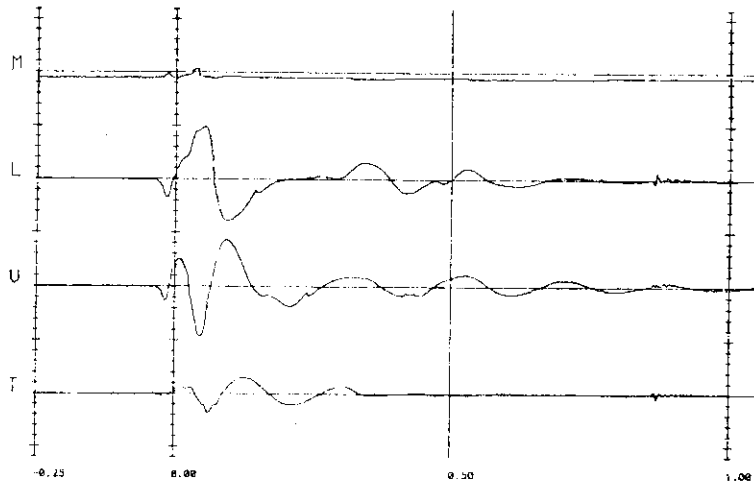


그림 13, 대표적 파형기록

4.4 수직 전파특성

<표 5>는 <그림 7(b)>에 나타난바와 같은 방법으로 측정된 동다짐시 진동의 수직 전파특성을 나타내고 있으며, 이를 그림으로 표시한 것이 <그림 14> 이다.

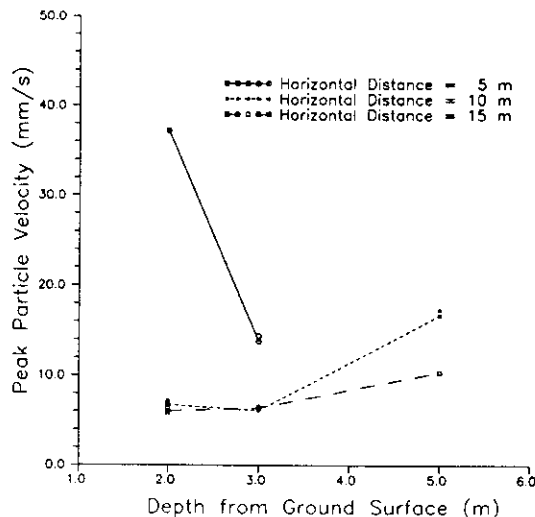


그림 14, 최대입자 속도와 진동원으로 부터의 수직 이격거리의 관계 (Transversal 방향)

<그림 14>는 동다짐 타격지점으로 부터의 수직 이격거리가 변화할 때 최대 입자속도가 매우 특이하게 변화하는 양상을 나타내고 있다. 타격지점과 진동 측정점의 수평 이격거리가 5 m 인 경우, 심도 2 - 3 m 사이에서는 이격거리가 커질수록  $v_{pp}$  의 심한 감소가 관측된다. 그러나 타격지점과 진동측정점과의 수평 이격거리가 10 m, 15 m 일 경우는 심도 2 m - 3 m 에서는  $v_{pp}$  의 뚜렷한 변화가 없다가 심도 5 m 에서는  $v_{pp}$  가 오히려 증가되는 양상을 나타내고 있다. 이러한 현상은 심도 5 m 의 경우 쓰레기층과 하부의 모래-자갈층과의 경계에 가까와 경계면에서 반사파가 발생할 수 있고, 양정수-손준익 (1992)<sup>5)</sup>도 반사파에 의하여 연약층 하부지반이 상부지반보다 더 잘 다져진 사례를 보고하고 있어 <그림 14>의 특이 현상은 반사파로 인한 것으로 판단된다.

#### 4.5 북토층의 영향

<표 7>은 북토층이 있는 경우와 없는 경우에 측정된 동다짐 진동의 차이를 나타내고 있으며, 최대 입자속도의 TVS (True Vector Sum)에 대하여 도시하면 <그림 15>와 같다.

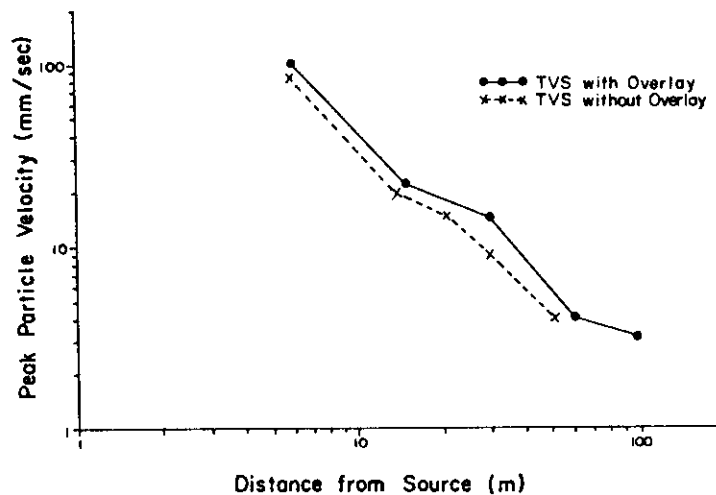


그림 15, 북토층이 있는 경우와 제거한 경우의 TVS 비교

<그림 15>는 북토층이 있는 경우와 제거한 경우의 최대입자속도는 근사한 수준이나 북토층이 있는 경우에 지속적으로 약간 큰 값을 나타냄을 보여준다. 이러한 현상은 북토층이 있는 경우 북토층의 강성이 쓰레기 매립지반보다 크므로 동다짐시 충격에 대하여 보다 큰 저항을 하기 때문으로 판단되며, 진동에 의한 지반 개량측면에서는 북토층의 존재가 바람직한 것으로 판단된다. 이러한 북토층의 영향은 Bishop(1975)<sup>8)</sup>이 "보다 효과적인 동다짐을 위하여는 작은 다짐에너지로 지반 표면을 얇게 다진후 본격적인 동다짐을 시행하는 것이 바람직할 수도 있다." 라고 언급한 바와 유사한 개념이라 판단된다.



#### 4.6 개량의 범위

동다짐시 발생하는 지반의 개량범위는 주로 개량심도에 대하여 연구되었으며 이는 정적(static) 해석 (Charles et. al, 1981)<sup>10)</sup>, 동적(dynamic)해석 (Scott and Pierce, 1975, Agarweil and Ram, 1991)<sup>39)</sup>, 7), 경험적해석(Menard and Broise, 1975, Mayne 1985, Lukas, 1986, 1992, Mitchell, 1983, Luongo, 1992)<sup>30)</sup>, 28), 25), 26), 32), 27) 및 시공사례의 통계적 처리 (Rahimi and Bayetto, 1987)<sup>37)</sup> 방법에 의하고 있다. 그러나 지반이 개량되는 수평범위에 대하여는 아직 많은 연구가 필요한 실정이며, 주로 다짐추의 타격 에너지가 하향으로 30° 혹은 45° 의 각도로서 퍼져나간다고 가정하는 정적 해석법이 주로 쓰이고 있다 (Greenwood and Thompson, 1984)<sup>19)</sup>. 이러한 정적해석법은 타격지점과 타격지점사이 지역의 얇은 심도에서는 지반개량이 이루어지지 않는다는 결과를 가져온다. 그러나 사질토의 경우 동다짐시에 발생하는 강력한 진동에 의하여 타격지점과 타격지점 사이의 얇은 지역에서도 개량 혹은 교란이 발생할 수 있으며 본 연구에서는 이러한 진동측면에서 동다짐시 지반의 개량범위에 대하여 고찰하고자 한다. 진동에 의하여 지반이 교란 혹은 개량되는 정도를 검토하는 데에는 다음과 같은 응력법과 변형률법의 두가지로 나눌수 있다.

##### - 응력법

진동을 받는 지반은 진동에 의한 응력이 일정한 수준 이상이어야 흙입자의 상대변위가 발생하여 다짐이 발생한다. 응력법에서 진동의 크기는 주로 가속도로서 표시된다. 즉 진동의 가속도가 일정수준 이상일때 흙입자의 상대변위가 발생하여 다짐효과가 발생한다는 개념이다. Seed et. al(1971)<sup>40)</sup>은 지진을 겪게되는 사질토의 경우 일정가속도 이상에서 지반이 액상화되는 것으로 보고하고 있으며, Wolf(1989)<sup>50)</sup>는 진동 타자시험을 통하여 사질토의 경우 일정가속도 이상에서부터 액상화가 발생하는 것으로 보고하고 있다. 또한 D'Appolonia and D'Appolonia(1967)<sup>11)</sup>, Whitman and Ortigosa (1968)<sup>47)</sup> 는 실험적으로 사질토의 경우 수직방향 진동 가속도가 1g - 3g (구속압력 : 0 - 10 t/m<sup>2</sup>) 정도인 곳에서는 진동에 의한 다짐효과(단위중량의 증가)가 있는 것으로 보고하고 있다. 따라서 진동에 의한 지반 가속도를 개량/비개량의 지표로 이용할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서 측정된 가속자료는 <그림 10>에 나타난 바와 같으며, 이로부터 지반의 수직 가속도가 1g (g=중력가속도)인 곳은 타격지점으로 부터 약 10m 떨어진 지점임을 알 수 있다. 입자의 상대변위를 유발시키는 성분은 주로 전단파 성분일 것이므로 vertical component의 가속도가 1g인 지점을 선택하였다.

<그림 14>는 지표로 부터의 수직거리에 따라 진동의 가속도가 어떻게 변화하는가를 나타내고 있다. 이로 부터 측정된 진동 가속도는 수직 깊이가 커지면서 감소하며 보다 깊은 위치에서는 다시 증가함을 알 수 있다. 일반적으로 Rayleigh 파는 파장의 1 배깊이 까지 전파되는 것으로 알려져 있는데 본 연구에서 추정된 파장은 다음과 같다.

$$\lambda = v_p / f \quad (17)$$

여기서,

$\lambda$  = 파장

$v_p$  = 파동의 전파속도(propagation velocity)

$f$  = 진동수

본 연구에서 측정된 진동의 탁월진동수는 약 10 Hz 이며, 파동의 전파속도는 약 89 m/sec 이므로 파장은 89/10  $\approx$  8.9 m 가 된다. 따라서 지표로부터 약 8.9 m 심도까지는 Rayleigh 파에 의하여 영향 받을 것으로 판단된다.

#### - 변형률법

변형률법은 Dobry(1985)에 의하여 제안되었으며 진동에 의하여 지반에 발생하는 변형률이 한계 변형률 (전단변형률 1 x 10<sup>-2</sup>% 정도)을 넘어서면 입자간의 상대변위가 발생하게 되므로 지반개량이 이루어진다는 이론이다. 즉 응력법은 지반의 특성과 상관없이 일정한 가속을 받으면 입자의 상대변위가 발생한다고 가정하나 변형률법은 지반의 구속상태 및 기타특성에 따라서 일정변형률을 유발시키는데 필요한 가속도가 달라지게 됨을 인정하므로 보다 타당하다고 할 수 있다.

본 연구에서는 진동에 의한 변형률이 직접 측정되지 않았으므로 식 (18)과 같은 Dowding(1985)<sup>14)</sup>의 방법으로 변형률을 산정하였다.

$$\gamma = \frac{v_{pp}}{v_s} \quad (18)$$

여기서,

$\gamma$  = 전단 변형률

$v_{pp}$  = 최대 입자속도

$v_s$  = 전단파의 전파속도

따라서 전단파의 입자속도  $v_{pp}$ 와 전단파의 전파속도  $v_s$  를 알면 진동에 의한 지반의 변형률을 구할 수 있다. 본 지역의 진동측정치와 Cross Hole 시험결과 그리고 식 (12) ~ (15)로 부터

$v_{pp} \approx 100$  mm/sec (진동원으로 부터의 거리 6 m, <표 5> 의 2 차 다짐후 진동 특성을 적용)

$v_s = 89$  m/sec = 89000 mm/sec

$\therefore \gamma = 100/89000 = 0.0012 = 0.12 \%$

위에서 계산된 전단변형률  $\gamma$ 는 일반적인 한계변형률  $1 \times 10^{-1}\%$  을(2.2 항 참조) 초과하는 상태이며, 따라서 지반개량 효과를 기대할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 위의 결과를 진동원으로부터의 거리에 따라 정리하면 <표 7>과 같다.

표 7, 진동원으로부터 거리에 따른 전단변형률 (<표 5>의 2 차 다짐후 진동특성을 적용)

거 리	6	15	30	60	100	비 고
$V_{pp}(\text{mm/sec})$	100.58	19.05	10.61	2.79	3.02	
$v_s(\text{mm/sec})$	89000	94808	112234	1412162	180,000	거리 6-100 m 사이에서 선형적 변화를 가정
$\gamma(\times 10^{-1}\%)$	1.2	0.20	0.09	0.022	0.017	

따라서 변형률법으로 부터는 진동원로부터 약 15 - 30 m 까지 진동에 의한 미소한 지반개량이 발생할 수 있으며, 지반개량이 주로 발생하는 범위는 약 6 m 정도 이격한 거리로서 최소한 지표 부근에서의 지반개량 효과를 기대할 수 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 응력법에 의한 결과와 유사하나 다소 보수적으로 나타났다.

## 5. 결 론

대전 Expo 고속도로 중 갑천주변의 도시 쓰레기 매립장 지역을 통과하는 구간에 대한 지반개량 사업으로서 동다짐이 시행되었으며 동다짐시 쓰레기 매립지반에서의 진동을 측정·분석하였다. 그 결과 다음과 같은 결론들을 얻을 수 있었다.

- ㉠. 본 지역 동다짐시의 타격순간 다짐추의 가속도는 20 g ~ 30 g 정도로 나타났다.
- ㉡. 본 지역 동다짐에 의하여 cross hole 시험에 의한 전단파 및 압축파의 속도는 각각 140 → 180 m/sec, 240 → 280 m/sec 정도로 증가함을 나타내었다.
- ㉢. 동다짐 타격회수가 증가하더라도 타격지점 주위에서의 cross hole 시험에 의한 진동 전파속도는 증가되나 최대 입자속도는 거의 변화가 없는 것으로 나타났으며, 이는 동다짐 타격에 의하여 지반이 개량되기는 하나 반복 타격시 다짐추가 crater 주변을 스치면서 에너지 손실이 발생하기 때문인 것으로 나타났다.
- ㉣. 동다짐시 발생하는 진동은 타격지점 주변에서는 longitudinal component, vertical component, transversal component 순으로 최대 입자속도가 크게 나타나며, 타격지점에서부터 거리가 멀어질수록 상기 3 성분의 크기가 비슷해지는 것으로 나타났다.
- ㉤. 동다짐시 발생하는 진동에너지의 성분별 구성비율은 진동의 주 에너지가 Rayleigh 파에 의한 것이며, 탄성 반공간에서 작용하는 강성의 원형기초의 진동에 대한 far

field 진동특성으로 근사적으로 나타낼 수 있는 것으로 나타났다.

- ㉔. 동다짐 진동에 대한 본 지역의 감쇠특성계수(attenuation factor)  $\alpha$  는 대략 0.01 ~ 0.1 의 범위를 가지며 일반적으로 알려진 범위보다 큰 것으로 평가되었으며 이는 동다짐에 의한 진동이 고진폭 진동이며, 대상지역이 쓰레기 매립지역으로서 점성이 크기 때문인 것으로 판단된다.
- ㉕. 동다짐 진동에 대한 본 지역의 감쇠비(damping ratio)는 타격지점으로 부터의 거리에 따라 대략 14 % ~ 50 % 의 범위를 갖으며, half-band-width 방법과 식 (6)에 의한 방법이 서로 비슷한 값을 나타내었다.
- ㉖. 본 지역 쓰레기층에서 측정된 진동은 scaled distance 개념으로  $V_{pp} = 5.08 \cdot [D/\sqrt{E}]^{-1.4}$  인 관계를 가지는 것으로 나타났으며 일반적으로 적용되는 Gambin의 식보다 전반적으로 최대입자가 낮게 나타났다.
- ㉗. 본 지역에서 동다짐 타격지점 주위에서의 전단계수  $G$  는 약  $17496 \text{ t/m}^2$  로 나타났다 ( $v_R \approx 89 \text{ m/sec}$ ).
- ㉘. 쓰레기층 하부에서는 반사파의 영향으로 상부지역보다 최대 입자속도가 크게 나타나기도 한다.
- ㉙. 본 지역 쓰레기 매립장에서 동다짐 진동의 탁월 진동수는 6 ~ 14 Hz, 진동 지속기간은 1 ~ 2 cycle 정도인 것으로 나타났다.
- ㉚. 복토층이 있는 경우에는 복토층이 제거된 경우보다 동다짐 타격에 의한 최대 입자속도가 약간 크게 나타났으며, 진동에 의한 지반 개량 측면에서 복토층이 있는 경우가 보다 유리한 것으로 평가되었다.
- ㉛. 본 지역 동다짐 진동에 의하여 지표 지반이 개량되는 수평범위는 응력법 및 변형률법 공동적으로 타격지점으로 부터 반경 6 ~ 10 m 범위인 것으로 나타났다.

## 6. 감사의 글

본 고의 저자들은 동다짐 진동측정시 각종 편의를 아끼지 않은 영진건설 산업주식회사 관계자 제위에게 심심한 감사를 표한다. 또한 본고의 검토와 귀중한 조언을 주신 (주)대우엔지니어링의 한영철 차장, 신승철 부장에게 감사드린다.

## 7. 참고문헌

1. 송정락·김수일 (1988), "Silt 질 모래의 고변형률 진동특성(기본 성질)", 대한 토질공학회지, 제 3 권, 제 2 호, 9월, pp.27-33
2. 송정락 (1991), "Silt 질 흙의 고변형률 진동특성(한계 변형률을 중심으로)", 한국지반공학회지, 제 7 권, 제 2 호, 6월, pp.41-49

3. 송정락 (1992), "고변형률 반복진동이 모래의 전단탄성계수에 미치는 영향", 한국지반공학회지, 제 8 권, 제 1 호, 3 월, pp.19-28
4. 송정락·한완균·신승철 (1993), "동다짐에 의한 구조물 피해분석", 한국지반공학회지반진동 위원회 학술발표회 논문집, (접수예정)
5. 양정수·손준익 (1992), "동압밀 공법을 이용한 지반개량 사례연구", Proceedings of the KGS Fall '92 National Conference/Dredging, Reclamation and Artificial Islands/16-17 Oct. Seoul/Korea, pp.137-144
6. 전준수 (1991), "진동을 받는 얇은기초", 제 2 회 대한토질공학회 강습회 교재, pp. 5-23
7. Agarwal, K.B. and Ram, B.S. (1991). "A Numerical Solution of Wave Equation for Dynamic Compaction of Soil", Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 11-15, 1991, St. Louis, Missouri, Paper No.11.33, pp.1563-1568
8. Bishop, A.W. (1975), "Discussion at a British Geotechnical Society meeting held on 29, May", (Also appeared on *Ground Treatment by Dynamic Compaction*, The Institute of Civil Engineering, 1976, pp.105-106)
9. Casagrande, A. (1975), "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series No.88, Presented at Fifth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Nov. pp.1-30
10. Charles, J.A., Burford, D. and Watts, K.S. (1981), "Field Studies of the Effectiveness of Dynamic Consolidation", Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.1, pp.617-622
11. D'Appolonia, D.J. and D'Appolinia, E. (1967), "Determination of the Maximum Density of Cohesionless Soils", Proc. 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng. Hafia, Israel, Sept. (After Richarts et al. 1970)
12. Das, B.M. (1982), *Soil Dynamics*, Elsevier, pp.290-291

13. Dobry, R. (1985), "Small Strain Cyclic Loading of Granular Soil", Class Presentation, The University of Texas at Austin, Feb. pp.1-13
14. Dowding, C.H. (1985), *Blast Vibration Monitoring and Control*, Prentice Hall, Inc, pp.50-51
15. Drnevich, V.P. (1967), "Effects of Strain History on the Dynamic Properties of Sand", A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy at The University of Michigan, pp.63-101
16. Drnevich, V.P. and Richart Jr. F.E. (1970), "Dynamic Prestraining of Dry Sand", J. of SMFE Div. ASCE. Vol.96, No.SM2, Mar. pp.453-468
17. Gambin, M.P. (1979), "Menard Dynamic Consolidation", SOLSSOILS, No. 29, pp.27-40
18. Gambin, M.P. (1985), "DIX ANS DE CONSOLIDATION DYNAMIQUE", SOLS ET FONDATIONS 193, AVRIL, PP.1-30 (in French)
19. Greenwood, D.A. and Thompson, G.H. (1984), *Ground Stabilization : Deep Compaction and Grouting*, Thomas Telford Ltd, London, pp.
20. Hardin, B.O. (1978), "The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils", Geotechnical Engineering Div. ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, California, Vol.1, June, pp.3-89
21. Isenhower, W.M. (1979), "Torsional Simple Shear/Resonant Column Properties of Sanfransisco Bay Mud", Geotechnical Engineering Thesis, GT80-1, Geotechnical Engineering Center, Civil Engineering Dept. The University of Texas at Austin, Dec. pp.124-146
22. Kim, D.S. (1992), "Deformational Characteristics of Soils from Laboratory Dynamic/Cyclic Tests", 한국지반공학회 지반진동위원회 제 1 회 학술발표회 논문집, 제 1 권, 제 1 회, 연세대학교, 8 월, pp.59-81
23. Lefevre, G, Veber, M. and Bellveau, J.G. (1981), "Wave Propagation at the Surface of Clay Deposits due to Vertical Impact", Proceedings: First

International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp.865-870

24. Leonards, G.A. Cutter, W.A. and Holts, R.D. (1980), "Dynamic Compaction of Granular Soils", J. of GE. ASCE. Vol.106, No.GT1, Jan. pp.35-44

25. Lukas, R.G. (1986), "Dynamic Compaction for Highway Construction, Vol. 1, Design and Construction Guidelines", FHWA/RD-86/133, pp.

26. Lukas, R.G. (1992), "Dynamic Compaction Engineering Considerations", Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 30, pp.940-953

27. Luongo, V. (1992), "Dynamic Compaction : Predicting Depth of Improvement", Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 30, pp.927-939

28. Mayne, P.W. (1985), "GROUND VIBRATIONS DURING DYNAMIC COMPACTION", Proceedings of a Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Div. in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, Oct. 22, Edited by G.Gazetas and E.T. Selig, PP.247-265

29. Mayne, P.W., Jones, J.S. and Dumas, J.C. (1984), "Ground Response to Dynamic Compaction", J. of GE. ASCE. Vol.110, No.6, June, pp.757-774

30. Menard, L. and Broise, Y. (1975), "Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation", Geotechnique, Vol.15, No.1, Mar. pp.3-18

31. Miller, G.E. and Pursey, H. (1955), "On the Partition of Energy Between Elastic Waves in a Semi-Infinite Solid", Proc. Royal Society, London, A. v.233, pp.55-69

32. Mitchell, J.K. (1983), "Soil Improvement", State-of-The-Art Report, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.4, pp.509-565

33. NAVFAC (1982) "Soil Mechanics", p.7.3-19

34. Petrakis, I. and Dobry, R. (1986), "A Self Consistent Estimate of the Elastic Constants of a Random Array of Equal Spheres with Application to Granular Soil under Isotropic Conditions", CE Report No. CE-86-04, Dept. of Civ. Eng. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, July, pp.74
35. Poran, C.J., Heh, K.S. and Rodriguez, J.A. (1991), "Impact Response of Granular Soils", Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 11-15, 1991, St. Louis, Missouri, Paper No.10.4, pp.1387-1392
36. Poran, C.J., Heh, K.S. and Rodriguez, J.A. (1992) "A New Technique for Quality Control of Dynamic Compaction", Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, Geotechnical Special Publication No.30, pp.915-927
37. Rahimi, M.M. and Bayetto, P.M. (1987), "Ground improvement by vibro compaction techniques", Prediction and Performance in Geotechnical Engineering /Calgary/ 17-19, June, 1987, pp.183-192
38. Richart, F.E., Woods, R.D. and Hall, J.R. (1970), "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice Hall, pp.191-239
39. Scott, R.A. and Pearce, R.W. (1975), "Soil Compaction by Impact", Geotechnique, Vol.15, No.1, Mar. pp.19-30
40. Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluation of Soil Liquefaction Potential", J. of Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, Vol.97, No.SM9, Sept. pp.1249-1273
41. Song, C.R. (1986), "The Effects of Gradation and Cycles of Loadings of Dynamic Properties of Silty Sands", Thesis, The University of Texas at Austin, pp.80, 108
42. Song, C.R., Stokoe, K.H. II (1986), "Effects of Strain-History on Dynamic Properties of Granular Soil", Research Report at The University of Texas at Austin, pp.1-32
43. Song, C.R., Stokoe, K.H. II and Ni, S.H. (1989), "Use of Torsional Resonant



Column Method to Evaluate Nonlinear Dynamic Properties of Soil Under Repeated Loads and Anisotropic Stress State", Proceedings of 11th IRF World Meeting/16-21, April, Seoul, Vol.2, pp.217-220

44. Tanaka, T., Yoshizawa, S., Osawa, Y. and Merishita, T. (1969), "Period and Damping of Vibration in Actual Building during Earthquakes", Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol.47, pp.1073-1092 (after Dowding(1985))

45. Vilchinska, N.A. and Dzilna, Y.L. (1991), "Resonance frequencies in sands", Field Measurements in Geotechnics, Sørum (ed.), Balkema, Rotterdam, pp.927-935

46. Welsh, J.P., Anderson, R.D., Barksdale, R.P., Satyapriya, C.K., Tumay, M.T. and Wahls, H.E. (1987), Chapter of the Densification Subcommittee, Placement and Improvement of Soils Geotechnical Engineering Division, ASCE, Geotechnical Special Publication, No.12, pp.67-75

47. Whitman, R.V. and Ortigosa, dePablo, P. (1968), "Densification of Sand by Vertical Vibrations", Rep. No.4-Repeated Load and Vibration Tests upon Sand", Dept. of Civ. Eng. MIT. Tech. Paper No. T68-5, Soils Pub. No.222, Aug. (After Richarts, Hall, Woods, 1970)

48. Wiss, J.F. (1981), "Construction Vibrations: State-of-the-Art", J. of Geotechnical Engineering Div. ASCE, Vol.107, No.GT2, Feb. pp.167-181

49. Wiss, J.F. and Nicholls, H.R. (1974), "A Study on damage to a residential structure from blast vibrations", Research Report for the Research Council for Performance of Structures of the ASCE. pp.1-45

50. Wolf, (1988), *Special Lecture* for Korean Geotechnical Society at Yonsei University

51. Woods, R.D. (1968), "Screening of Surface Waves in Soils", J. of SMFE, Div. ASCE, Vol.94, No.SM4, July, pp.951-979

52. Woods, R.D. and Jedele, L.P. (1985), "ENERGY - ATTENUATION RELATIONSHIPS FROM CONSTRUCTION VIBRATIONS", Proceedings of a Symposium sponsored by the Geotechnical Engineering Div. in conjunction with the ASCE Convention in

Detroit, Michigan, Oct. 22, Edited by G.Gazetas and E.T. Selig, pp.229-246

53. Youd, T.L. (1972), "Compaction of Sands by Repeated Shear Straining", J. of SMFE, ASCE. Vol.98, No. SM7, July, pp.709-725