고 변형률 반복 진동이 모래의 전단 탄성계수에 미치는 영향

Effects of High Amplitude Prestraining Vibrations on Shear Modulus of Sands

송 정 락*[1]
Song, Chung-Rak

Stokoe, K.H. II *[2]

Abstract

Recently, testing equipment which can run resonant column test altogether with the torsional shear test at the very highly controlled condition was developed at the University of Texas at Austin(U.S.A). With this equipment, the effects of high amplitude pre-straining vibrations on the dynamic properties of clean sands were studied. Tests showed the following results.

Low amplitude shear modulus was gradually increased with little void ratio change as the number of high amplitude vibration cycles increased. Variation of volumetric strain with confining pressure for the pre-strained specimen under vibration was smaller than that of fresh specimen. Also the slope of the diagram for shear modulus and confining pressure relationship of the prestrained specimen was smaller than that of fresh specimens. These results agreed well with the analytical results.

요 지

최근 고도로 조절된 상태에서 비틀림 단순 전단 실험과 공진주 실험을 함께 수행할 수 있는 실험장치가 The University of Texas at Austin(미국)에서 개발되었다. 본 고에서는 이 실험장치를 이용하여 고 변형률 진동을 되풀이 해서 받은 깨끗한 모래의 동적 특성을 실험적으로 살펴보았다.

그 결과 고 변형률 진동을 되풀이 해서 받을수록, 모래의 저 변형률 전단 탄성계수는 간극비의 변화가 없이 점진적으로 증가 되었으며, 구속 압력에 대한 체적 변화 또한 원시 시료의 그것보다 줄어드는 경향을 나타내었다. 또한 구속 압력에 대한 전단 탄성계수의 변화도 원시 시료의 그것보다 줄어드는 경향을 보였다. 이상의 결과들은 이론적 결과들과도 잘 일치하는 현상을 나타내었다.

*[1] 정회원, 대우엔지니어링 토목사업본부 대리

*[2] Brunswick-Abernathy Regent Proessor, The University of Texas at Austin

1. 서 론

댐이나 원자력 발전소등 공공의 복리와 안전에 중요한 영향을 주는 구조물이나 군사 구조물을 건설할때 지진에 의한 파괴 가능성이나 기타 진동의 영향을 고려한다. 또한 지하철이나 기계 기초등과 같은 진동원에 대해서는 그 진동이 구조적, 환경적으로 주위에 미치는 영향들을 고려한다. 그러나 이러한 고려들은 그 구조물과 역학적으로 연관되어 있는 흙들의 동적 특성이 구조물의 진동에도 불구하고 초기 상태의 특성을 유지한다는 가정하에서 성립된다. 그러나 진동원 주위의 흙들이 반복 진동에 의해 초기의 특성으로 부터 변화된다면 이러한 고려는 그 합리성이 결여되게 될 것이다. 특히 기계 기초나 도로, 활주로등의 하부 지반은 계속되는 반복 하중을 받으므로, 이에 의한 지반의 동적 특성 변화는 매우 중요한 의미를 가진다. 본 연구에서는 반복되는 진동 하중이 흙의 동적 특성에 미치는 영향을 공진주 실험을 통하여 살펴보았다.

시료 및 공시체의 준비

본 실험에서는 공기 건조된 ASTM C-109 Standard Ottawa Sand를 체가름하여 #20-#30 사이의 시료를 사용하였다. ASTM C-109 Standard Ottawa Sand는 매우 깨끗하고 대부분이 둥그스름한 모양(Sphericity=0.87)을 가진 석영질 입자로서, 매우 단단한 조직을 가지고 있다(세부 사항은 송정락 김수일(1987)[1]을 참고). 또한 공시체는 보다 균일한 전단 변형률 분포를 위해 안지름 1.5 in(3.8cm), 바깥지름 3.0 in(=7.6cm), 높이 약 6in(=15.2cm)의 속이 빈 공시체로 만들어졌으며, 간극비를 조절하는데는 과소다짐법(undercompaction method)를 이용하여 공시체내의 등질성을 개선하였다 (Ladd, 1978)[11]. 이때 공시체 제작에 사용된 간극비는 0.44-0.65의 범위로서 각 시료별 세부사항은 표 1과 같다.

실험 장치 및 방법

본 실험에서 사용된 실험장치는 그림 1과 같이

표 1. Tested specimens

Specimen No.	Symbol	Conf. Press (psi.)[f]	e_b[b]	$G_{max,b}$[c] ($\times 10^7$ psf)[g]	e_a[d]	$G_{max,a}$[c] ($\times 10^7$ psf)[g]	Remarks
1	□	4.0	0.649	1.2	N.A.[a]	2.3	Loose
2	▽	8.0	0.593	1.8	0.585	3.0	Loose
3	△	16.0	0.591	2.7	0.587	4.6	Loose
4	●	16.7	0.522	3.0	0.523	5.3	Medium
5	⊠	8.0	0.522	2.2	0.520	3.5	Medium
6	⌘	4.0	0.597	1.3	N.A.[a]	2.4	Loose
7	○	4.0	0.505	1.5	0.509	2.2	Medium
8	◇	4.0	0.442	1.6	0.434	3.0	Dense
9	◐	8.0	0.572	1.8	N.A.[a]	4.0	Loose
10	✡	4.0	0.561	1.5	N.A.[a]	3.3	Loose
11	-○-	4.0	0.520	1.6	N.A.[a]	–	Medium

[a] N.A.=Not Available

[b] e_b=void ratio before the high amplitude vibration

[c] $G_{max,b}$=low amplitude shear modulus before the high amplitude vibration

[d] e_a=void ratio after the high amplitude vibration

[e] $G_{max,a}$=low amplitude shear modulus after the high amplitude vibration

[f] 1 psi=0.703 ton / m^2

[g] 1 psf=0.0049 ton / m^2

고정단-자유단 방식의 Stokoe Type 공진주 실험 기기로서(송정락 김수일, 1987)[1], 실험 방법은 다음과 같다.

우선 과소 다짐법을 이용하여 공시체를 제작한 후 24시간의 압밀을 허용한다. 다음 저변형률($\gamma=1\times10^{-3}$%이하) 공진주 실험을 수행하여 원시 상태 공시체의 저 변형률 전단 탄성계수와 감쇠비를 측정한다. 다음 진동횟수 1에서 부터 500까지는 정확한 진동횟수 조절이 용이한 비틀림 단순 전단 실험에 의해 고 변형률($\gamma=5\times10^{-2}$%)에서의 전단 탄성계수와 감쇠비를 구한다. 이때 비틀림 단순 전단 실험의 진동수는 0.1Hz가 사용되었다. 비틀림 단순 전단 실험은 실험속도가 느리므로(사용 진동수가 0.1Hz임) 실험에 소요되는 시간이 길게 된다. 따라서 누적 진동횟수 500 이상에서는 공진주 실험으로 전환하였다. 이때 각각의 진동수는 그림 2에 나타난바와 같이 누적 진동횟수가 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100……30,000,000 회가 되도록 조절되었으며, 각각의 진동 횟수에 따른 저 변형률 전단 탄성계수가 측정되었다(그림 2 참조).

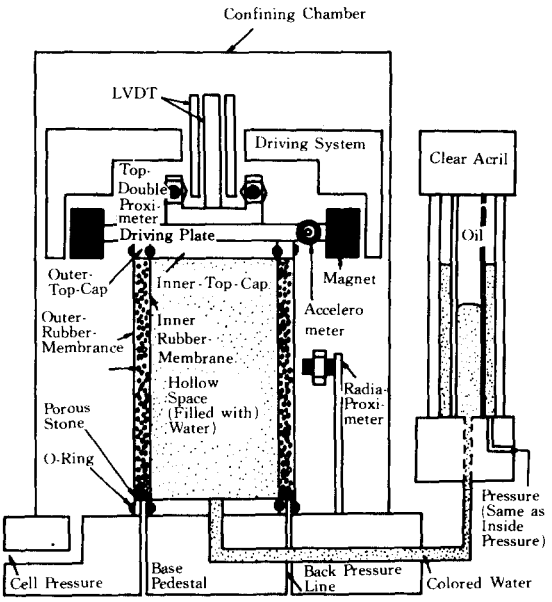


그림 1 공진주 시험및 비틀림 단순전단 시험기

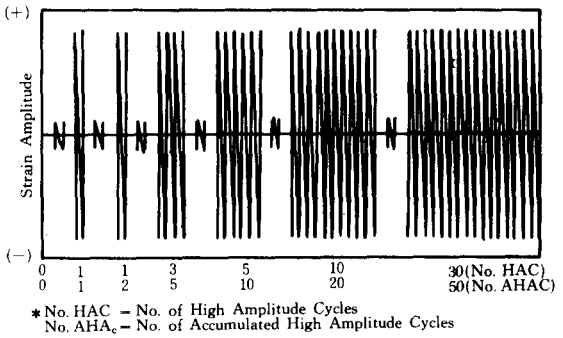


그림 2 변형률 순서의 개념도

비틀림 단순 전단 실험의 경우는 그림 1의 top-double-proximeter에 의해서 공시체의 운동을 감지하고, 공진주 실험의 경우는 accelerometer 에 의해 공시체의 운동을 감지하였다. 이상의 과정을 거쳐 누적 진동수 3×10^7회에서 실험을 중단하고 1시간의 압밀후 구속 압력 6psi(=4.2 ton/m²), 12psi(=8.4 ton/m²), 24 psi(=16.8 ton/m²), 48psi(=33.7 ton/m²)를 표준으로 하여(공시체에 따라 약간씩 다름) 저 변형률 전단 탄성 계수를 측정하였다(저 변형률 실험법에 대해서는 Song(1986)[16]을 참조).

저 변형률 실험을 수행하면서 각각의 구속 압력에서의 체적 변화률(volumetric strain)을 아울러 측정하였다. 체적 변화를 측정하는 방법으로는 그림 1의 LVDT에 의해 공시체의 길이 변화를 측정하고 3개의 radial-proximeter에 의해 공시체의 바깥지름의 변화를 측정하고 self compensating volumeter에 의해 내부 공간의 체적 변화를 측정함으로서 공시체 전체의 실질적인 체적변화를 계산하는 방법을 취하였다.

2. 이 론

공진주 실험

공진주 실험은 선형 탄성이론을 배경으로 막대의 진동 해석으로 부터 얻어지며, 그 결론식은 식(1)과 같다.

$$I/I_o=(\omega_n l/v_s)\times\tan(\omega_n l/v_s) \quad \cdots\cdots\cdots (1)$$

여기서,

I=공시체의 극관성 모멘트(mass polar

moment of the specimen)

I_o=진동판의 극관성 모멘트(mass polar moment of the driving system)

ω_n=공시체의 자연진동수(공진 진동수, 고유진동수)(resonant frequency of the specimen)

1=공시체의 길이(length of specimen)

v_s=공시체안의 전단파의 속도(shear wave velocity in the specimen)

식 (1)에서 I, I_o, 1은 직접 측정되는 값이며, ω_n은 실험으로 부터 측정된다. 따라서 V_s 와 tan (v_s)가 변수로 남는데 이는 시행착오법에 의하여 구한다.

한편 감쇠비는 공진 상태에서 자유-감쇠-진동을 유발하여 진동수에 따른 진폭의 대수 감쇠 기울기를 기하학적 방법 혹은 최소 자승법에 의해 구하게 된다(Song, 1986)[16]

비틀림 단순 전단 실험

비틀림 단순 전단 실험은 공진주 실험과는 달리, 결과 도출에 복잡한 이론을 도입하지 않고 그림 3과 같이 정의에 의해 전단 탄성계수 및 감쇠비를 구한다. 본 연구에서는 비틀림 단순 전단 실험의 경우 0.1Hz의 전단운동을 이용해서 관성의 영향을 무시했다(비틀림 단순 전단 실험의 경우 높은 진동수를 사용하면 공시체의 관성으로 인해 필요이상의 전단력이 요구되며, 그로 인하여 동일한 변형률에서 더 큰 전단응력이 작용하는 결과가 초래되어 실제 보다 큰 전단 탄성계수가 계산된다. 통상 비틀림 단순전단 실험의 경우 관성의 영향이 무시되는 진동수는 약 1Hz로 잡고 있다(Ni, 1987)[13]). 비틀림 단순 전단 실험이 공진주 실험에 비교해 우수한 점은 아주 낮은 진동수에서도 진동횟수를 정확하게 조절할 수 있다는 점이다. 공진주 실험의 경우 공진 진동수를 찾고 감쇠비를 구하는데 상당한 량의 부가적인 진동을 공시체에 가하게 된다. 본 실험의 경우 이 부가적 진동을 Seed et al. (1971)[15]의 방법에 의해 공진 진동수에서의 진폭으로 환산한 결과 약 55회의 공진 진동수에서의 진폭으로 나타났다(그림 4 참조).

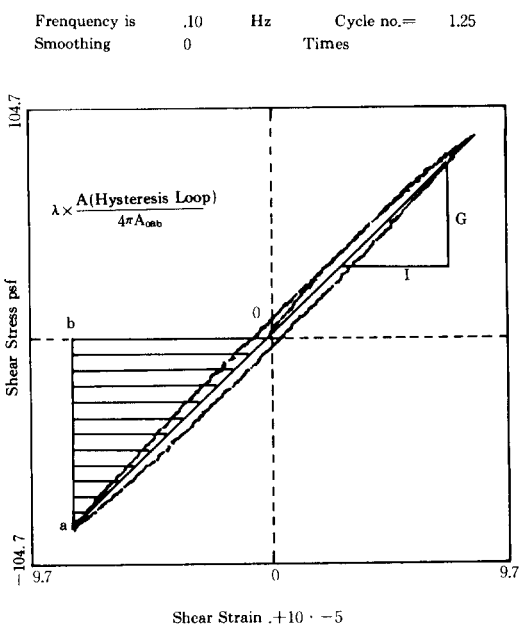
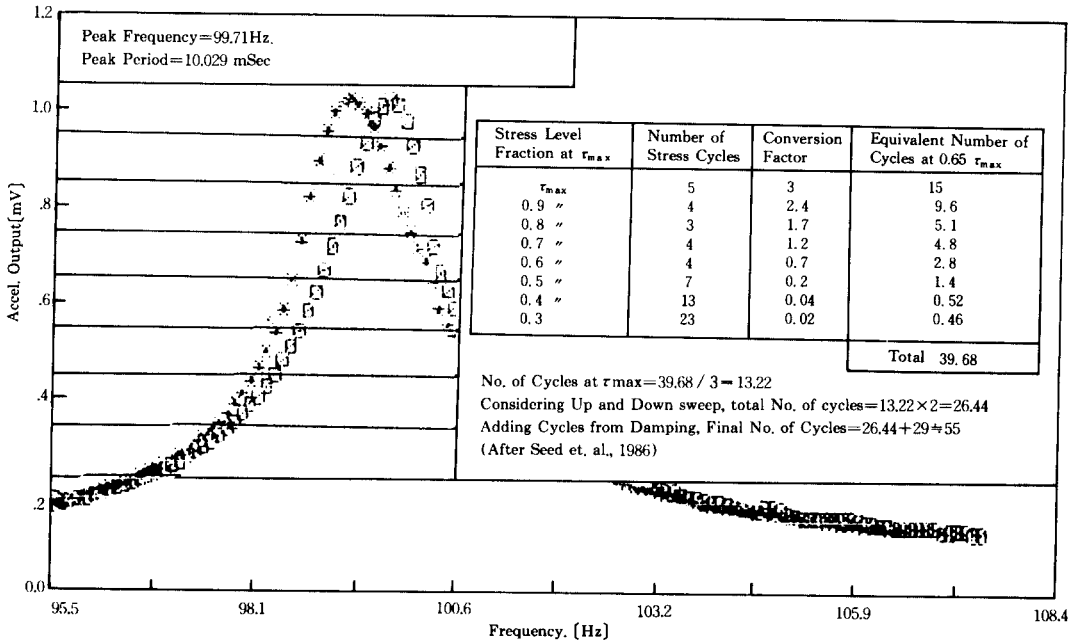


그림 3 비틀림 단순전단 실험으로 부터 전단 탄성계수와 감쇠비의 결정

2.1 문헌조사

Song et al.(1989)[17]은 미세 분말의 함량이 적을수록, 그리고 구속 압력이 낮은 모래일수록 고변형률($\gamma=5\times10^{-2}$%)반복진동을 받은후의 저변형률 표준화 전단 탄성계수($G_{max,\ PRSTRD}/G_{max,\ i}$ 여기서, $G_{max\ PRSTRD}$=고 변형률 진동을 받은후의 저 변형률 전단 탄성계수, $G_{max,\ i}$=고변형률 진동을 받기전의 저 변형률 전단 탄성계수)가 현저히 증가되는 현상을 보고하였다(그림 5와 그림 6 참조). 이 현상은 깨끗한 모래일수록 그리고 구속 압력이 낮을수록 한계 변형률이 작기 때문인것으로 나타났다(송정락·Stokoe, 1991).[2]

따라서 동일한 변형률($\gamma=5\times10^{-2}$%)의 진동을 받더라도 한계 변형률이 큰 경우에는 진동의 영향이 상대적으로 줄어들 것이라는 것을 짐작할 수 있다.



Stress Level Fraction at τ_{max}	Number of Stress Cycles	Conversion Factor	Equivalent Number of Cycles at 0.65 τ_{max}
τ_{max}	5	3	15
0.9 〃	4	2.4	9.6
0.8 〃	3	1.7	5.1
0.7 〃	4	1.2	4.8
0.6 〃	4	0.7	2.8
0.5 〃	7	0.2	1.4
0.4 〃	13	0.04	0.52
0.3	23	0.02	0.46
			Total 39.68

그림 4 등가진동 횟수

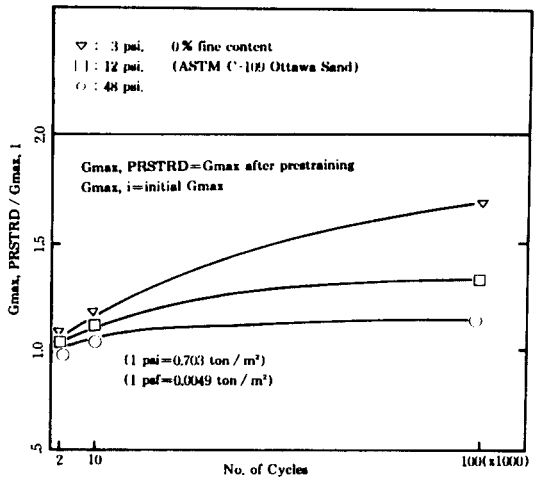


그림 5 전단 탄성계수에 대한 고 변형률 반복진동의 영향(서로 다른 구속압력의 경우)

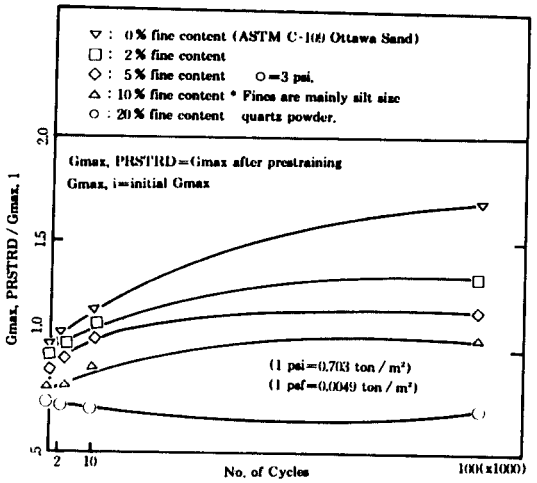


그림 6 전단 탄성계수에 대한 고 변형률 반복진동의 영향(서로다른 미세분말 함량의 경우)

Drnevich(1967)[4], Drnevich et al.(1967)[5]는 본 실험과 유사한 실험을 하였는데 그 결과는 그림 7과 같다. 그림 7에서는 고 변형률 반복진동에 사용된 진폭이 각기 다른데, 낮은 진폭의 반복하중보다 높은 진폭의 반복하중이 진동후의 저 변형률 전단 탄성계수를 보다 크게 증가시킴을 알수 있다. 또한 Youd(1972)[18]는 모래에 반복전단 변형률을 작용함으로서 흙입자 상호간의 이동을 유발시켜 간극비를 현저히 줄일수 있다는 실험적 결과를 보고 하였다.

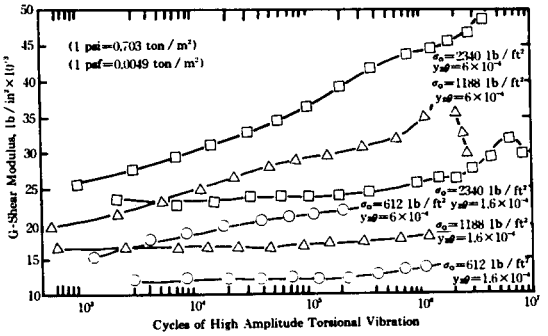


그림 7 저 변형률 전단탄성계수에 대한 고 변형률 반복진동의 영향

2.2 실험결과

모래가 깨끗할수록 또 구속압력이 낮을수록 고 변형률 진동에 대해 예민한 변화를 나타내는 것을 이용하여 #20-#30 사이의 매우 깨끗한 Ottawa Sand를 씻어서 비교적 낮은 구속압력 4psi−16.7psi(=2.8 ton / m²−11.7 ton / m²)에서 본 실험을 하였다. 그 결과 그림 8과 같은 결과를 얻었다.

표 1은 고 변형률 반복 진동후의 저 변형률 전단 탄성계수가 원시 시료의 전단 탄성계수보다 약 2배가 증가됨을 보여주며, 또한 그림 8은 그림 5와 매우 유사한 경향을 보여준다. 또 표 1의 간극비는 전단 탄성계수의 변화가 간극비의 변화와는 실질적인 관계가 없음을 보여준다. 이 정도의 간극비의 변화를 Hardin(1978)[7]의 방정식(식 (2))에 대입하면 전단 탄성계수의 변화는 1% 미만임을 알수 있다.

$$G_{max}=A[OCR^{k}/F(e)]P_a^{1-n}.\sigma_o^{n} \cdots\cdots (2)$$

여기서,

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

A=시료에 따른 상수 ; 사질토의 경우 약 625(보통 400-800의 범위를 가진다.)

P_a=대기압

n=log G_{max}−log $_o$ 관계도의 기울기

$_o$=구속 압력

OCR=과압밀비

k=소성지수(PI)의 함수로 0−0.5의 범위를 갖는다.

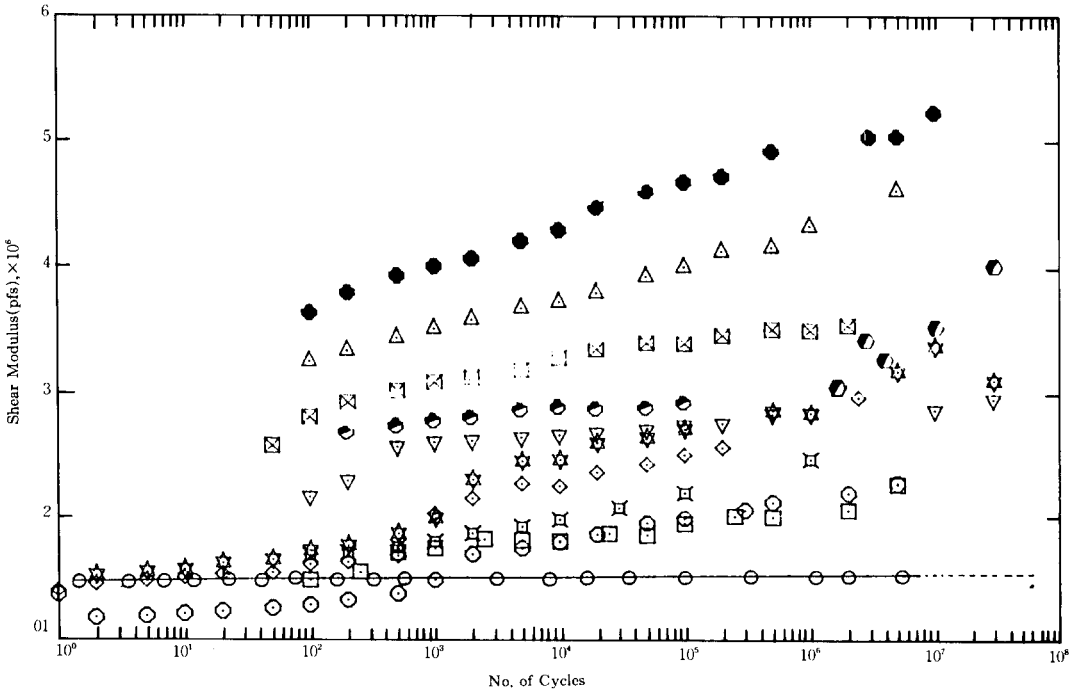


그림 8 고 변형률 반복 진동후 저 변형률 전단 탄성계수의 증가 현상

그림 8의 아래쪽 실선으로 이어진 선은 시간의 증가에 따른 G_{max}의 증가를 보여주는 특별한 선으로(압밀시간을 1시간내에 일으킬 수 있는 진동횟수로 환산하여 표시함, "예", 압밀시간=t sec, 고 변형률 반복진동의 진동수=f Hz일때 시간 t에 상응하는 진동횟수=t·f cycles), 이로부터 그림 8의 G_{max}의 증가는 압밀시간의 영향과도 실질적인 관계가 없음을 알수 있다. 그러나 Youd (1972)[18]의 경우 반복진동에 의한 간극비의 감소를 보고한 것은 그가 사용한 전단 변형률은 그 범위가 0.1 %−8.45 %에 이르는 매우 큰 변형률이라는 것을 감안하여야 한다.

그림 7에서 고 변형률 진동횟수에 대한 저 변형률 전단 탄성계수의 증가율은 그림 8에서의 증가율의 1.4배 정도인데 이는 두 실험에서 사용된 모래가 다르고(Drnevich(1967)[4]는 Ottawa Sand를 씻어서 솥에 넣은후 600°F에서 1시간 열처리하여 모래 표면의 유기물을 연소시키고, 다시 진공을 이용하여 분리된 유기물을 제거하였다.) 사용된 고 변형률 반복 진동의 진폭이 다르다는 점을 감안하면 두 실험의 결과는 비교적 잘 일치한다고 할수 있다.

Petrakis and Dobry(1986)[14]는 이상적인 상태의 석영질 모래(불순물이 섞이지 않은 순수한 석영질의 완전한 구형 입자)의 경우 모래의 강성도, 모래 입자와 주변 입자와의 접촉수 그리고 Mindlin(1954)[12] 방정식을 이용하여 G_{max}에 대한 이론식을 도출하였는데 본 실험의 결과와 Petrakis & Dobry(1986)[14]의 결과를 비교해보면 그림 9와 같다. 그림 9에서 실험치는 이론치의 약 0.5−0.7배 정도에 이름을 볼수 있다. Petrakis & Dobry(1986)[14]가 모래입자 개개의 완벽한 접촉과 기타 모든 조건을 이상적인 상태로 가정했음을 고려한다면 본 실험결과는 그들의 이론적 결과와도 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

또한 그림 7과 그림 8에서 G_{max}가 계속 증가되는 추세를 보여 진동이 계속될수록 모래입자의 접촉상태가 점점더 이상적인 상태를 이루어감을 고려하면 최종적으로는 실험치와 이론치가 접근하게 됨을 예측할수 있다.

고 변형률 반복 진동 실험이 끝난후의 공시체에 대하여 다시 전형적인 저 변형률 실험을 수행

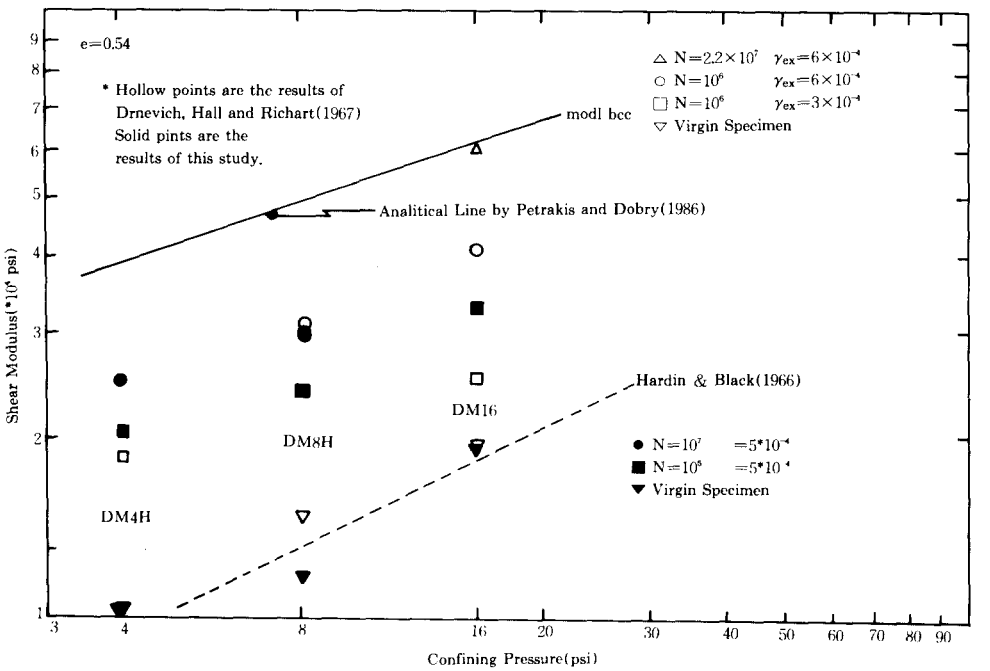


그림 9 Gmax과 구속압력의 관계에 대한 실험치와 이론치(e≒0.54)

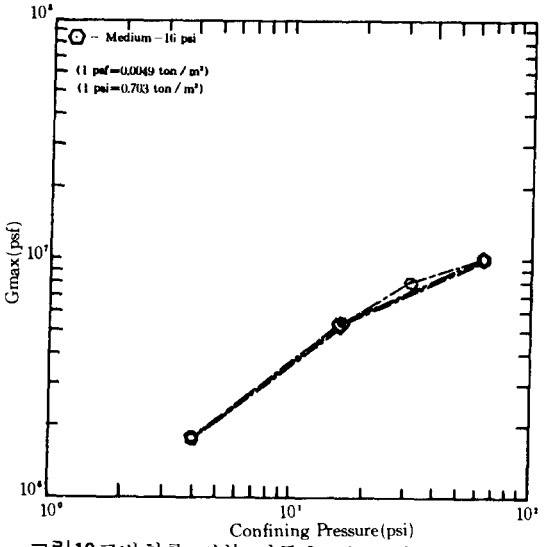


그림10고변형률 반복 진동후 저 변형률 전단 탄성계수와 구속압력과의 관계

한 결과 그림 10과 같은 대표적 결과을 얻을수 있었다.

깨끗한 모래의 경우 G_{max}(저 변형률 전단 탄성계수)의 대수값과 구속압력의 대수값과의 관계는 기울기(그림 10의 기울기) 약 0.45−0.5를 갖는 직선으로 표시된다(Song, 1986)[16]. 그러나 그림 10에는 이처럼 직선형의 변화가 아닌 곡선형의 변화를 보여주었다. 구속압력 8 psi(=5.6 ton / m^2)에서 16 psi(=11.2 ton / m^2) 사이에서는 기울기가 0.8에 가까우나 점점 감소하여 구속압력 32 psi(=22.4 ton / m^2)에서 64 psi(=44.8 ton / m^2) 사이에서는 기울기가 0.32에 지나지 않았다(이때 고무막은 파손되지 않았다.). 구속압력이 비교적 높은 곳에서 이처럼 작은 기울기의 값 또한 Duffy & Mindlin(1957)[6]이 강철 구체의 이상적인 배열에 대해서 도출한 결과인 기울기 1 / 3과 잘 일치한다. 이 현상 또한 고 변형률 반복진동과 높은 구속압력에 의해 모래입자의 접촉 상태가 이상적인 상태에 가깝게 바뀌기 때문인 것으로(Petrakis & Dobry, 1986)[14] 판단된다.

그림 5에서 부터 그림 10까지의 결과는 Hardin (1978)[7]의 방정식과 매우 다른 결과를 보여준다. Hardin(1978)의 방정식은 Hardin & Black (1969)[8], Hardin & Drnevich(1972)[4], Anderson (1972)[3], Humphries & Wahls(1968)[10]등의 광범위한 실험자료를 토대로 만들어진 것이므로 여러가지 흙의 경우에 비교적 잘 맞아왔다. 그러나 이 방정식은 원시 시료에 대한 실험결과를 바탕을 한것이므로 반복 진동을 받고 난 뒤의 흙의 거동을 예측하지는 못하는 것으로 나타났다. 본 연구로부터, 모래는 이상적인 접촉상태를 이루면 자연상태에서의 강성도보다 몇배나 훨씬 높은 강성도를 나타냄을 본 실험을 통하여 알수 있었다.

또 표 1의 결과는 dynamic compaction의 경우 일반적으로 흙의 단위중량의 증가로서 다짐 정도를 판별하나, 단위중량의 증가없이도 강도 개선의 가능성이 있음을 보여주고 있다.

또한 고 변형률 진동을 받고난 후의 구속압력에 대한 체적변화는, 고 변형률 진동을 받기전보다 작아지는 경향을 보여주고 있다. 이 현상 또한 고 변형률 진동에 의하여 흙 입자 상호간의 접촉이 좋아졌을때 예상할수 있는 현상으로, Mindlin (1954)[12] 방정식에 근거를 둔 Petrakis & Dobry (1986)[14]의 결과와 잘 일치하는 양상을 보여주었다(그림 11 참조).

그림 7~그림 11의 결과는 계속적으로 진동을 발생하는 구조물, 예컨대 기계기초, 지하철, 컴프레셔, 포장도로등의 주위 흙은 외형적인 변화없이 상당한 양의 동적 특성 변화를 가져올수 있음을 의미하며, 보다 근본적으로는 모래가 이상적인 접촉상태를 가질경우 보통상태와 매우 다른 동적 특성을 가지게 됨을 보여준다. 즉 고 변형률 하중을 되풀이해서 받은 깨끗한 모래는 Hardin (1978)[7]의 방정식 보다는 Mindlin(1954)[12] 방정식에 근거를 둔 Petrakis & Dobry(1986)[14]의 이론에 부합되는 거동을 함을 보여주었다.

3. 결 론

총 11개의 공진주 실험을 수행한 결과 아래와 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 깨끗한 모래는 고 변형률 진동을 받을수록 저 변형률 탄성계수가 원시 시료의 전단 탄성계

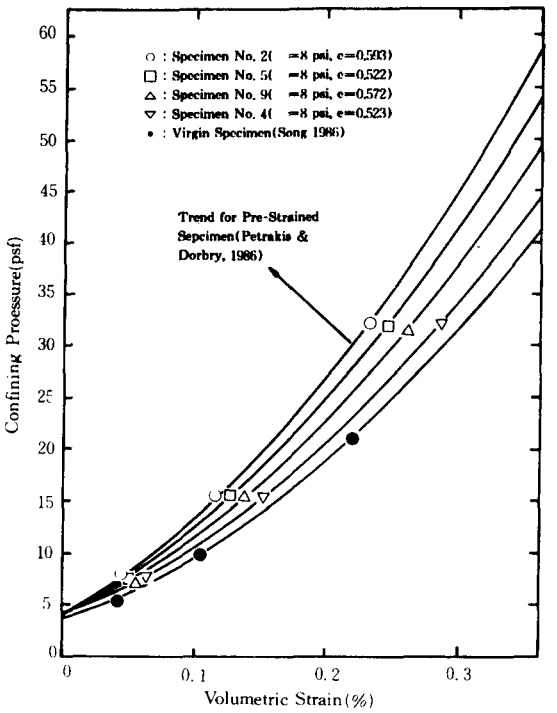


그림 11. 체적 변화율 (1 psi = 0.703 ton/m²)

수 보다 약 2배 까지 증가할 수 있다.

2) 이때 증가의 폭은 모래가 깨끗할수록, 구속압력이 낮을수록 현저하다.

3) 고 변형률 반복 진동을 받고 난뒤 모래의 저변형률 전단 탄성계수는 구속압력의 1/3승에 비례하여 변화된다.

4) 고 변형률 반복 진동을 받은 모래의 체적 변화는 원시 공시체의 그것보다 작다.

5) 모래질 흙은 간극비의 실질적 변화없이도 동적 특성이 크게 변화될 수 있다.

6) 고 변형률 반복 진동을 받은 모래의 거동은 Hardin(1978) 방정식 보다는 Mindlin(1954) 방정식에 근거를 둔 Petrakis & Dobry(1986)의 방정식으로 예측될 수 있었다.

감사의 글

본 실험은 The University of Texas at Austin에서 수행되었으며, 본 연구의 아이디어를 제공해준 Rensselaer Polytechnic Institute의 R. Dobry 박사에 감사 드린다. 또 원고의 검토와 교정에 많은 도움을 주신 연세대학교 김수일 교수에게 심심한 감사를 표한다.

참고문헌

1. 송정락, 김수일(1987). "모래의 입도가 동적 특성에 미치는 영향," 대한 토질공학회지, 제3권, 제2호, pp. 7-16.
2. 송정락 Stokoe, K.H.Ⅱ(1991). "흙의 고 변형률 진동 특성(한계 변형률을 중심으로)," 대한 토질공학회지, 제7권, 제2호, pp. 41-49
3. Anderson, D.G.(1974). "Dynamic Modulus of Cohesive Soils," Ph. D. Dissertation Submitted in Partial Fulfillment for the Degree of Doctor of Philosophy(Civil Engineering) in The University of Michigan, pp. 125-140
4. Drnevich, V.P.(1967). "Effects of Strain History on the Dynamic Properties of Sand," Ph. D. Dissertation, The University of Michigan, pp. 27-49, 155-174
5. Drnevich, V.P., Hall, J.R.Jr. & Richart, F.E. Jr. (1967). "Effects of Amplitude of Vibration on the Shear Modulus of Sand," Proc. of International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, N.M., Aug., pp. 197
6. Duffy, J. & Mindlin, R.D.(1957). "Stress-Strain Relations of a Granular Medium," Journal of Applied Mechanics, Transaction, ASME, Dec., pp. 585-593
7. Hardin, B.O.(1978). "The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils," Geotechnical Engineering Div., ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, Califf., Vol. I, Jun. pp. 3-89
8. Hardin, B.O. & Black, W.L.(1969). "Closure of Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM6, pp. 1531-1537
9. Hardin, B.O. & Drnevich, V.P.(1972). "Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves," Journal of the Soil Mechanics and Foundations division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692

10. Humphries, W.K. & Wahls, H.E.(1968), "Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp. 371-389
11. Ladd, R.S.(1978). "Preparing Test Specimen Using Undercompaction," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ. Vol.1, No.1, Mar. 1978, pp. 10-23
12. Mindlin, R.D.(1949). "Compliance of Elastic Bodies in Contact," Journal of Applied Mechanics, Sept. 1949, pp. 259-268
13. Ni, S.H.(1987). "Evaluation of Dynamic Soil Properties under Three Directional States of Stress Using Resonant Column Equipment," Ph. D. Dissertation, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, pp. 113-142
14. Petrakis E. & Dobry, R.(1986). "A Self Consistent Estimate of The Elastic Constants of A Random Array of Equal Spheres with Apalication to Granular soil under Isotropic Conditions," CE Report No. CE-86-04, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY. July, pp. 1-51
15. Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F. & Banerjee, N.(1986). "Representation of Irregular Stress Time History by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis," Class Presentation, 1986, The Universty of Texas at Austin, Austin, Texas, pp. 1-13
16. Song, C.R.(1986). "Effects of Gradation and Loading Cycles on Dynamic Properties of Silty Sands," M.S. Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, pp. 180
17. Song, C.R., Stokoe, K.H.Ⅱ. & Ni, S.H.(1989). "Use of Torsional Resonant Column Method to Evaluate Nonlinear Dynamic Propertiess of Soil under Repeated Loads and Anisotropic Stress State," Proceedings, 11th IRF World Meeting, 16-21, April, Seoul, Korea, pp. 217-220
18. Youd, T.L.(1977). "Compaction of Sands by Repeated Shear Straining," Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7 , pp. 709-725

(접수일자 1991. 7. 4)