

Engineered Soils의 특성

Characteristics of Engineered Soils

이 종 섭¹ Lee, Jong-Sub

이 창 호² Lee, Chang-Ho

이 우 진³ Lee, Woo-Jin

산타마리나⁴ Santamarina, J. Carlos

Abstract

Engineered mixtures, which consist of rigid sand particles and soft fine-grained rubber particles, are tested to characterize their small and large-strain responses. Engineered soils are prepared with different volumetric sand fraction, sf , to identify the transition from a rigid to a soft granular skeleton using wave propagation, K_0 -loading, and triaxial testing. Deformation moduli at small, middle and large-strain do not change linearly with the volume fraction of rigid particles; instead, deformation moduli increase dramatically when the sand fraction exceeds a threshold value between $sf=0.6$ to 0.8 that marks the formation of a percolating network of stiff particles. The friction angle increases with the volume fraction of rigid particles. Conversely, the axial strain at peak strength increases with the content of soft particles, and no apparent peak strength is observed in specimens when sand fraction is less than 60%. The presence of soft particles alters the formation of force chains. While soft particles are not part of high-load carrying chains, they play the important role of preventing the buckling of stiff particle chains.

요 지

단단한 모래 입자와 연약하고 작은 고무 입자로 이루어진 Engineered Soil의 변형률에 따른 거동을 분석하기 위한 시험을 수행하였다. 파의 전파, K_0 재하, 삼축 시험을 이용하여 단단한 입상 재료에서 연약한 입상 재료의 전이 거동을 파악하기 위해 다른 모래부피비를 가진 Engineered Soil을 준비하였다. 미소, 중간 및 대변형 변형계수는 단단한 입자의 부피비에 따라 직선 관계가 아닌 것으로 나타났다. 대신 변형계수들은 모래부피비가 $sf=0.6\sim 0.8$ 사이의 threshold 값을 초과할 때 급격하게 증가하였다. 이는 단단한 입자들의 침투 네트워크(percolating network)의 형성을 나타낸다. 내부마찰각은 단단한 입자의 부피비가 증가함에 따라 증가한다. 반대로, 침투 강도에서의 축변형률은 연약한 입자의 함유에 따라 증가하며, 모래부피비가 60% 이하인 Engineered Soil에서는 침투 강도를 관찰 할 수 없었다. 연약한 입자의 존재는 하중 체인(force chain)의 형성을 바꾼다. 연약한 입자들이 높은 하중 전달 체인(chain)의 역할을 못할 지라도, 단단한 입자 하중 체인의 뒤틀림 방지의 중요한 역할을 수행한다.

Keywords : Constraint modulus, Elastic modulus, Engineered soils, Percolation, Porosity, Shear modulus, Shear wave velocity, Threshold strain

1. 서 론

통계적으로 미국에서만 매년 5억 개 이상의 페타이어가

버려지고 있으며 우리나라 역시 매년 2천만 개 이상의 페타이어가 버려지고 있어 이러한 페타이어의 재활용에 대한 연구가 대두되고 있다. 현재까지 이러한 페타이어는

1 정희원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Korea Univ.)

2 정희원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Korea Univ.)

3 정희원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

4 조지아공대 토목환경공학과 교수 (Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Georgia Institute of Technology)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 2월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

흙과 혼합하여 고속도로 건설 시 성토재 또는 경량 뒷채움재 등으로의 활용성이 연구 되어 왔다(Ahmed and Lovell 1993; Bosscher et al. 1997; Lee et al. 1999; Garga and O'Shaughnessy 2000; Feng and Sutter 2000; Zornberg et al. 2004). 그러나 이러한 연구들의 대부분은 페타이어 고무 입자의 크기가 흙 입자보다 더 큰 경우만을 다루었다 ($D_{rubber}/D_{sand} \approx 5$ to 10). 일반적으로 고무의 첨가는 흙의 투수성, 최소간극비, 강성 및 내부 마찰각의 감소를 유발 하지만 최대간극비를 증가시킨다(Masad et al. 1996; Feng and Sutter 2000). 또한 보강토 옹벽의 뒷채움 재료로 페타이어 혼합토를 사용 시에는, 일반적인 자갈 뒷채움재에 비하여 타이어조각에 의해 더 많은 침하가 발생하지만 횡방향 토압은 더 작은 것으로 알려져 있다(Lee et al. 1999).

일반적으로 입상 재료의 변형은 개별 입자의 뒤틀림 그리고 입자들의 미끄러짐과 구름에 따른 입자들의 상대적 이동으로써 두 가지 메커니즘을 포함한다(Lambe and Whitman 1979). 그러나 이들 메커니즘은 각각 독립적으로 거동하는 것이 아니다. 즉, 작은 입자의 뒤틀림은 한 입자가 다른 입자를 통과하도록 하며 이로 인해 입자로 형성된 안정한 체인(chain)이 파괴에 도달할 수 있다. 주요 입자(primary particle)로 구성된 체인(chain)이 입상 재료를 통해 전달되는 대부분의 하중을 지지하며 부가적인 입자(secondary particle)는 이 체인(chain)의 좌굴을 방지한다(Radjai et al. 1998). Engineered Soil 내에서 상대적으

로 고무 입자의 강성이 모래 입자보다 작기 때문에 두 입자는 서로 다른 역할을 수행하리라는 가정이 지배적이다.

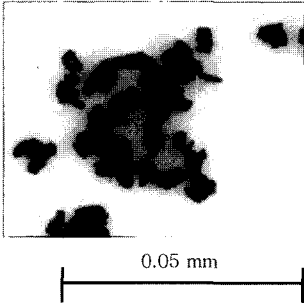
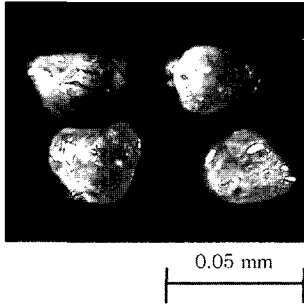
이 논문의 목적은 $D_{rubber} < D_{sand}$ 인 경우의 고무-모래 혼합재인 Engineered Soil(rubber-sand mixture)의 변형률에 따른 거동을 분석하는 것이다. $D_{rubber} < D_{sand}$ 인 Engineered Soil의 선택은 $D_{rubber} \gg D_{sand}$ 의 경우 주요한 관심사인 아칭 효과 및 상대 강성 차 효과 등이 아니라 입자 수준의 간극 채움(pore filling)과 하중 체인(force chain) 영향을 탐구하기 위해서이다. Engineered Soil은 압밀 및 삼축 장치를 이용하여 시험하였으며 압밀 시험 중 K_0 -loading 상태에서 전단파 속도를 측정하였다. 이러한 측정으로부터 모래부피비와 응력 수준의 차이에 따른 탄성계수(elastic modulus, strain $\approx 10^{-2}$), 구속탄성계수(constraint modulus, strain $\approx 10^{-2} \sim 10^{-4}$), 그리고 미소 변형 전단탄성계수(small-strain shear modulus, strain $\leq 10^{-6}$)의 변화 양상을 연구하였다. 시험 과정은 다음과 같다.

2. 실내토질시험

2.1 실험방법

분쇄 타이어 분말 고무와 Round Particle Sand (Ottawa Sand)를 이용하여 모래와 고무의 혼합재인 Engineered Soil을 준비하였다. 사용된 고무 분말과 모래의 재료적

표 1. 분쇄타이어 분말 고무와 Sand의 재료적 특성(Beatty 1980; Masad et al. 1996; Santamarina et al. 2001)

Used material properties	Rubber	Quartz Sand (Ottawa 50/70 sand)
Specific gravity*	1.08~1.15	2.65
Shear modulus [MPa]*	1	$29 \times E^3$
Poisson's ratio*	0.49	0.31
D_{50} [mm]	0.09	0.35
Sphericity	~0.25	0.9
Roundness	~0.60	0.5
e_{max}	-	0.85
e_{min}	-	0.50
Mass density [g/cm^3]	0.58	1.68
Photograph		

Note: * values relevant to the material that makes the particles.

특성을 표 1에 나타내었으며 사용된 모래($D_{50} = 0.35\text{mm}$)와 고무 분말 입자($D_{50} = 0.09\text{mm}$)의 크기 비는 약 4이다. 재료 분리에 유의하면서 탭핑(tamping)방법을 이용(시료를 5개 층으로 나누어 조성, 각 층의 무게는 동일)하여 모래 부피비(sand volume fractions, $sf = V_{\text{sand}}/V_{\text{total}}$)가 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 그리고 1.0 인 Engineered Soil을 준비하였다. 그림 1은 모래 부피비(volume fractions, sf)에 따른 Engineered Soil의 밀도 변화 양상을 나타내었다. 그림 1의 직선은 선형 혼합 모델(linear mixing

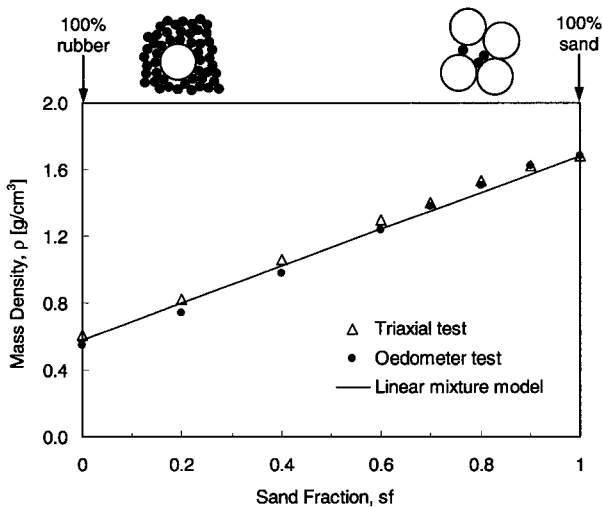


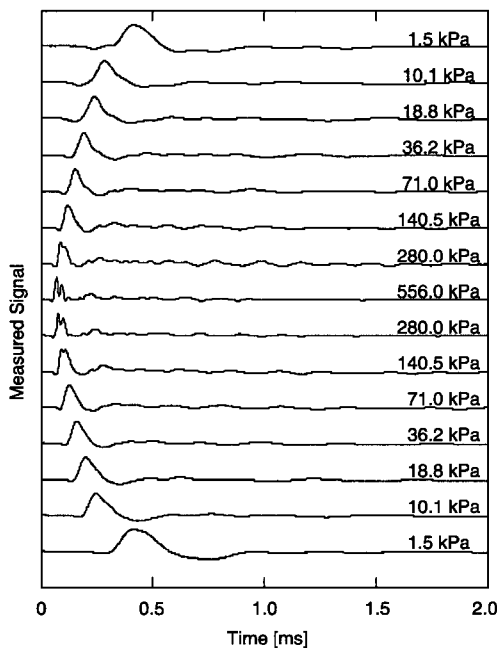
그림 1. 모래부피비(volume fractions, sf)에 따른 Engineered Soil의 밀도변화 양상($D_{\text{sand}}/D_{\text{rubber}} \approx 4$).

model), $\rho_{\text{mix}} = sf \cdot \rho_{\text{sand}} + (1-sf) \cdot \rho_{\text{rubber}}$ 를 표시한다. 높은 모래 부피비($sf > 0.6$)에서 Engineered Soil의 밀도는 상대적으로 입자의 크기가 큰 모래 입자의 공극을 고무 입자가 채움으로써 선형 모델보다 더 큰 값을 보인다. 유효 수직응력이 556kPa에 도달할 때까지 압밀 시험을 실시하였다(셀 직경: 100mm, 시료 높이: 30~40mm; 하중 증가비: 2). 압밀 시험 시 압밀 셀의 상부와 하부캡에 설치된 벤더 엘리먼트(bender element)를 이용하여 각 하중 단계에서 전단파 속도를 측정하였다. 또한 직경 35mm, 높이 70mm의 시료에 대하여 삼축 시험을 실시하였다($\sigma'_c = 80\text{kPa}$).

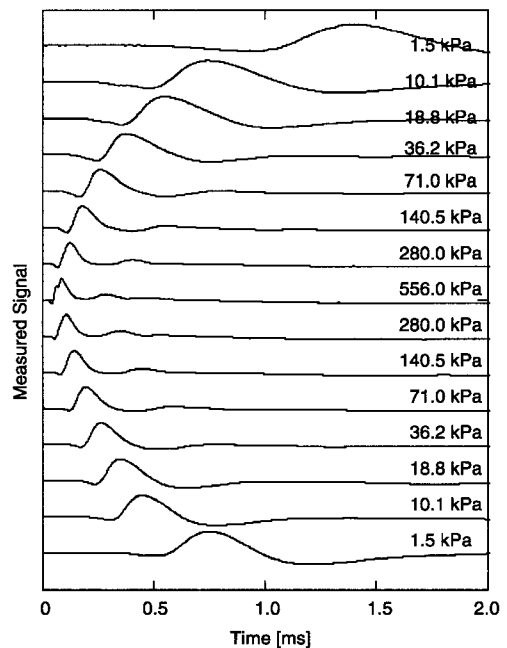
2.2 실험결과

2.2.1 미소변형 전단탄성계수(G_{max})

압밀 시험의 재하와 제하동안 얻어진 네가지 Engineered Soil($sf = 0.8, 0.6, 0.4, 0.2$)의 대표적 S-wave signal을 그림 2에 나타내었다. 모래 부피비가 작은 Engineered Soil signal($sf = 0.2$)의 낮은 주파수(frequency)와 긴 이동 시간은 적은 모래 함유량으로 인한 Engineered Soil의 낮은 강성 때문이다. 동일한 네가지 Engineered Soil에 대하여 압밀 시험에 따른 수직 유효 응력의 변화에 따라 측정된 전단파 속도를 그림 3에 도시하였다. 동일한 유효 응력 하에서 높은 모래비의 Engineered Soil($sf = 0.8$)

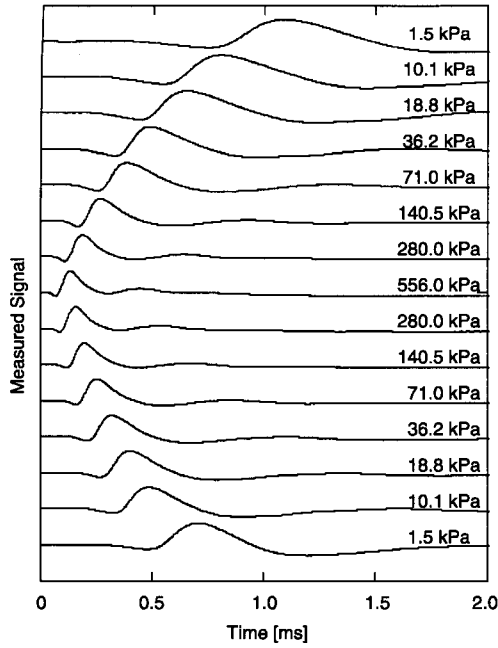


(a) Signals for $sf = 0.8$

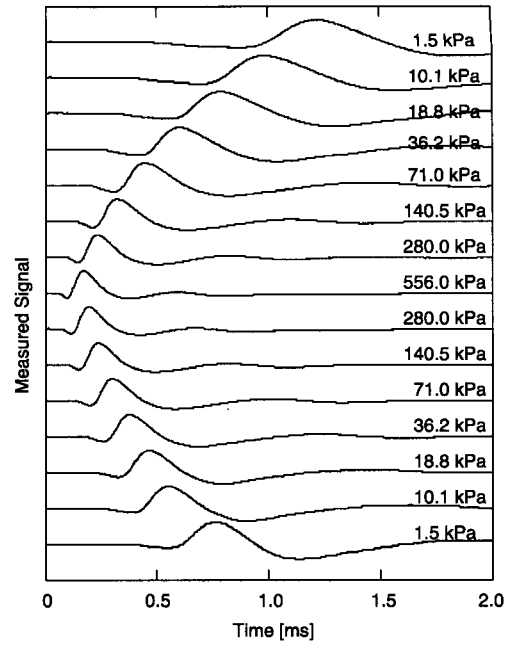


(b) Signals for $sf = 0.6$

그림 2. 구속응력에 따른 대표적 S-wave signal. 진폭(Amplitude)는 각 signal의 최대값으로 normalize 한 것임. (계속)



(c) Signals for $sf = 0.4$



(d) Signals for $sf = 0.2$

그림 2. 구속응력에 따른 대표적 S-wave signal. 진폭(Amplitude)는 각 signal의 최대값으로 normalize 한 것임. (계속)

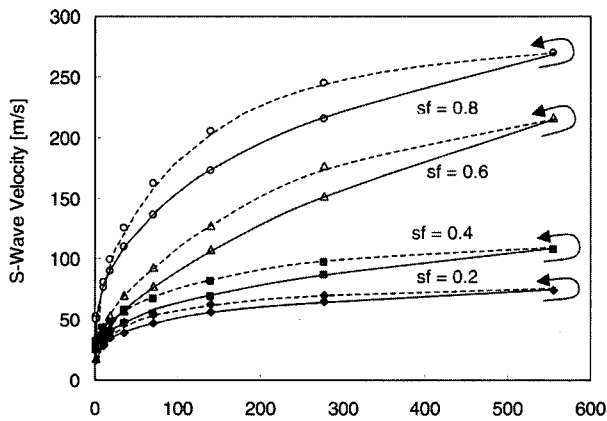


그림 3. 수직유효응력에 따른 전단파 속도($sf = 0.2, 0.4, 0.6, \text{ 및 } 0.8$)

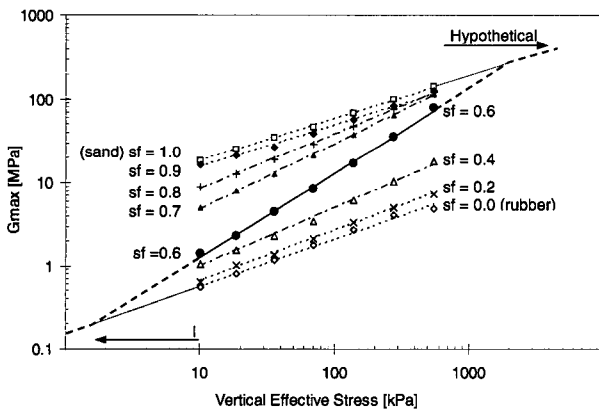


그림 4. 재하시 수직 유효응력에 따른 G_{max} 값. 그림 내 sf 는 모래부피비를 뜻함. Extrapolated trends는 Santamarina and Aloufi (1999)의 결과에 기초함.

이 더 큰 전단파 속도를 보이며, 네가지 Engineered Soil 모두 제하시 횡방향 응력 구속 현상에 의하여 동일한 유효응력 하에서의 재하시의 전단파 속도보다 제하시 전단파 속도가 더 큰 응력 이력 현상을 관찰 할 수 있다. 재하시 시험한 모든 Engineered Soil의 수직 유효응력에 따른 G_{max} 값을 그림 4에 도시하였다. 그림 4에 나타난 바와 같이, 측정된 G_{max} 값은 모래와 같이 높은 전단탄성 계수를 보이는 Engineered Soil들($sf \geq 0.7$ group)과 고무와 같이 낮은 전단탄성계수를 보이는 Engineered Soil 들($sf \leq 0.4$)의 두 그룹으로 크게 분류된다. 또한 두 그룹의 경계인 전이 Engineered Soil($sf = 0.6$)은 구속 응력에 따라 낮은 구속압에서는 고무와 비슷한 양상을 보이 나 높은 구속압에서는 모래와 비슷한 거동을 보여 응력에 상당히 민감한 거동 양상을 보인다.

2.2.2 K₀ 조건 하에서의 응력에 따른 침하량

$sf = 0, 0.6, 0.8$ 그리고 1.0인 Engineered Soil에 대한 1차원 응력-변형 거동 양상을 그림 5에 나타내었다. 모든 하중단계에서 모래 부피비가 증가함에 따라 수직 변형은 감소하였으며, 모든 Engineered Soil은 제하 후 잔류 침하량을 보였다(그림 3의 응력이력현상과 일치).

각 하중 단계의 응력-변형 곡선의 기울기로부터 구속 탄성계수(M)를 구하여 그림 6에 나타내었다. 구속탄성 계수는 모래부피비의 증가에 따라 증가하며 $sf \geq 0.9$ 에

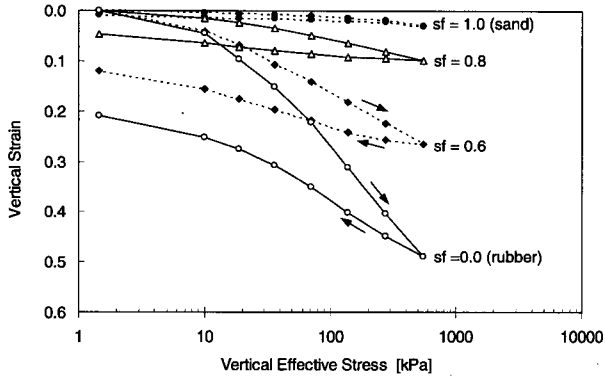


그림 5. 수직유효응력에 따른 수직 변형률. 그림 내 숫자는 모래부피비를 뜻함.

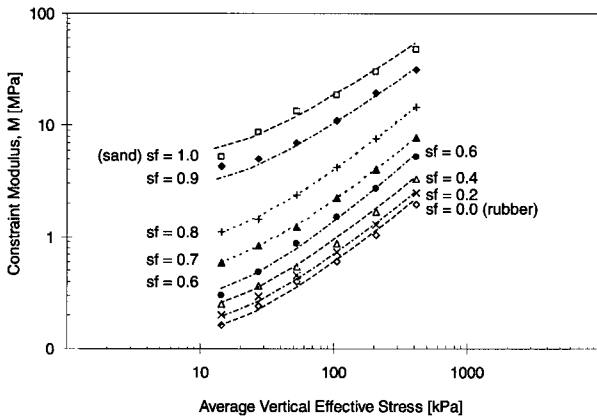
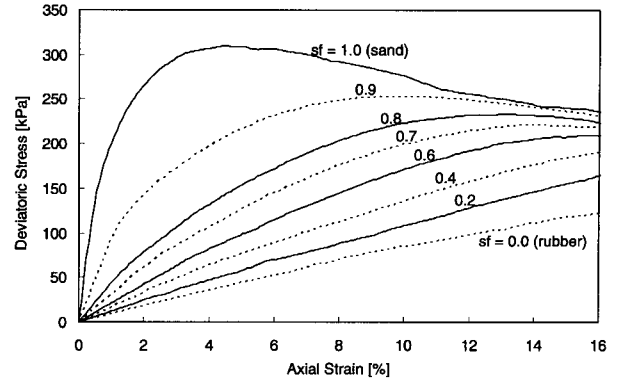


그림 6. 수직유효응력에 따른 구속탄성계수(M). 구속탄성계수는 하중 증가에 따라 평균 응력을 측정된 변형률로 나누어 계산함. 그림 내 숫자는 모래부피비를 뜻함.

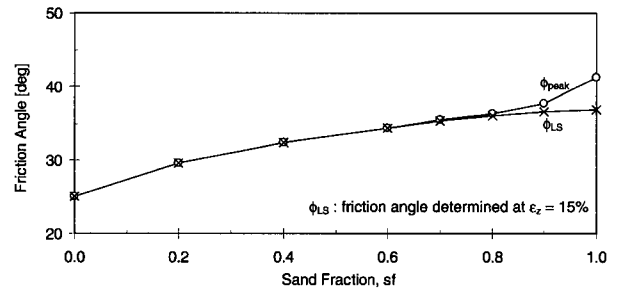
서 현격한 증가가 관찰되었다.

2.2.3 배수 전단 강도

삼축 시험에 따른 Engineered Soil의 축차 응력($\sigma_1 - \sigma_3$) - 축 방향 변형 거동을 그림 7에 표시하였다. 고무 시료 ($sf=0$)의 응력-변형 거동은 거의 직선적이며(quasi-linear), sf 가 높은 Engineered Soil에서 침두 강도가 나타났다($sf \geq 0.8$). 최대 강도 시의 변형률은 모래비(sand fraction)의 감소에 따라 증가하며, 반대로 최대 강도는 모래비(sand fraction)의 감소에 따라 감소하다 $sf=0.6$ 이하의 적은 모래부피비의 Engineered Soil에서는 최대 강도가 명확하게 나타나지 않는다. 이러한 응력-변형 거동 양상은 다른 연구자들의 연구 결과와 유사하다(Lee et al. 1999; Youwai and Bergado 2003). 최대 내부 마찰각 과 $\epsilon_z = 15\%$ 시의 대변형 마찰각(large-strain friction angle)을 그림 7(b)에 도시하였다. 최대 내부 마찰각과 대변형 마찰각 모두 모래부피비(sand fraction)증가에 따라 증가함을 알 수 있다.



(a) 축방향변형률에 따른 축차응력: 그림 내 숫자는 각각의 Engineered Soil의 모래부피비를 뜻함.



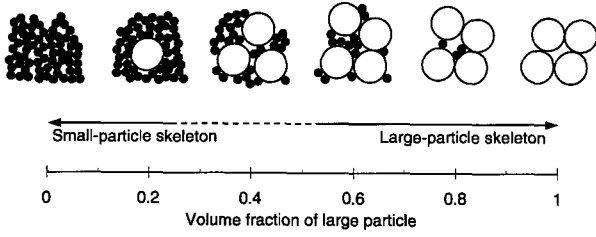
(b) 침두 내부마찰각(ϕ_{peak}) 및 대변형 마찰각(large-strain ϕ_{LS} friction angle($\epsilon_z=15\%$ axial strain))

그림 7. 구속응력 80kPa에서의 배수 삼축시험결과

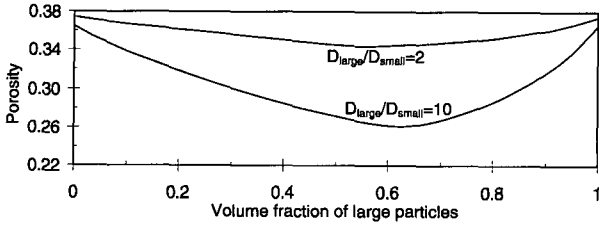
3. 분석 및 토의

상대적 크기가 $D_{large}/D_{small} \approx 4$ 인 단단하고 둥근 두 입자로 이루어진 혼합재 (mixture)의 패킹(packings) 개념도를 그림 8(a)에 나타내었다. 작은 입자의 부피비가 증가함에 따라(즉, 그림 8(a)의 오른쪽에서 왼쪽으로 이동) 큰 입자의 접촉 단절(disconnect)이 심해지며 작은 입자는 큰 입자를 둘러싸 코팅(coating)을 형성하게 되어, 큰 입자는 작은 입자 사이에 떠 있는 형상이 된다. 작은 입자들이 큰 입자의 공극을 충분히 채우게 될 때 그 혼합재의 패킹은 가장 조밀한 상태가 되며 이러한 현상은 그림 8(b)와 같이 두 입자의 부피비가 0.6일 때 발생한다 (Guyon et al. 1987). 결과적으로, 측정된 Engineered Soil의 간극비 역시 그림 8(c)와 같이 모래부피비가 0.6일 경우 가장 작음을 알 수 있다.

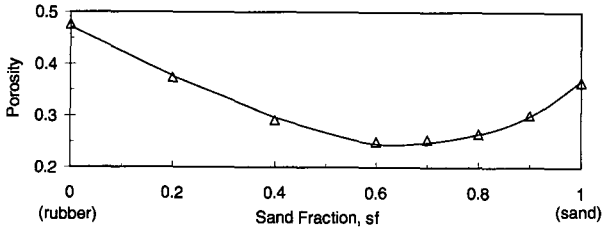
sf 가 0.6이하의 Engineered Soil에 고무 입자의 추가는 모래 입자들을 분리시키고 전체 Engineered Soil의 구조를 고무 형태로 바꾼다. 그림 4와 6의 강성-응력 관계에서 알 수 있듯이 과도한 고무 첨가는 낮은 구속압에서 고무와 유사한 거동을 보이지만 높은 구속 압력에서 고무 입자의 변형으로 인해 모래 입자 간 접촉이 발생함에



(a) Packing



(b) 간극비(porosity of a binary mixture of spherical particles after Guyon et al. 1987)



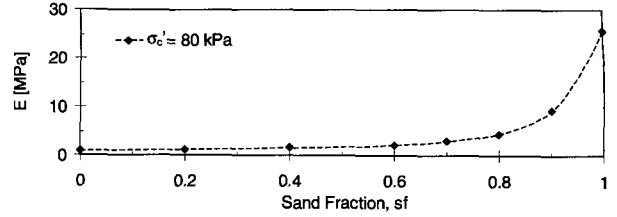
(c) 측정된 Engineered Soil의 간극비

그림 8. 두 입자로 이루어진 혼합재(mixture)의 패킹(packing) 개념도

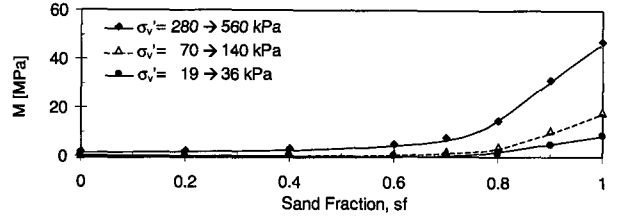
따라 모래와 유사한 거동을 보인다.

그림 9는 (1) 삼축 시험에 의한 대변형(large-strain) 탄성계수(E), (2) 압밀 시험을 통한 중간 변형(middle-strain) 구속탄성계수 (M), 그리고 (3) 전단파 속도 특징으로부터 얻은 미소변형(small-strain) 전단탄성계수(G_{max})를 보여준다. 중간 및 대변형 변형계수는 접촉 변형(contact deformation)과 골격 변화(skeletal change)를 반영할 수 있는 압밀 시험과 삼축 시험으로부터 얻었다. 탄성계수와 구속탄성계수에서 고무와 유사한 거동에서 모래와 유사한 거동을 보이는 거동으로 전이 모래부피비(transition sand fraction)는 $sf \approx 0.8$ 로 유사한 것으로 관찰되었다. G_{max} 는 sf 의 증가에 따라 증가하며, 유사모래거동과 유사고무거동을 구별하는 sf 는 응력 수준에 따라 같이 변화한다. 이와 같은 이유는 모래와 같이 단단한 입자의 percolation threshold가 높은 응력 수준에서 감소하기 때문이다.

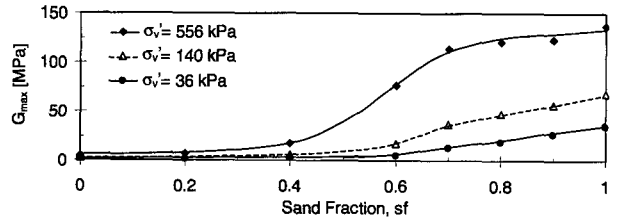
미소변형 전단탄성계수(G_{max})는 입자와 입자 사이의 접촉과 접촉점 수에 영향을 받는 응력 상태의 측정, 즉 constant fabric measurement를 인식함으로써 전단탄성



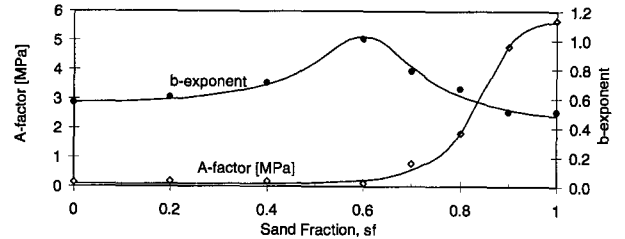
(a) 대변형 탄성계수(Large-strain elastic modulus)



(b) 중간 변형을 구속탄성계수(middle-strain constraint modulus)



(c) 미소변형 전단탄성계수(small-strain shear modulus)



(d) 사용된 $G_{max} = A(\sigma'_o/kPa)^b$ 모델에 따른 A-factor와 b-exponent의 변화

그림 9. 모래부피비에 따른 변형계수들(moduli)

계수(G_{max})를 보다 더 분석할 수 있다. 모세관 현상을 무시할 경우 비고결화된(uncemented) 흙의 전단강성 G_{max} 는 유효응력의 크기에 의해 좌우되며, 다음의 반경험적 제곱 관계(semi-empirical power relation)에 있다.

$$G_{max} = \rho V_s^2 = A \left(\frac{\sigma'_o}{kPa} \right)^b \quad (1)$$

여기서 σ'_o '는 전단파가 이동하는 방향의 유효응력과 입자가 움직이는 방향의 유효응력의 평균 유효응력, A 와 b 는 실험적으로 얻어지는 상수, 그리고 ρ 는 밀도이다. A 인자는 $\sigma'_o = 1kPa$ 일 때 G_{max} 값이며 패킹의 형태(간극률과 coordination number), 입자를 만드는 재료의 특성, 입자 간 접촉 거동, 구조의 변화에 따라 바뀐다. 고

무유사거동 Engineered Soil의 경우 작은 A 값을 가지며 모래유사거동 Engineered Soil의 경우 그림 9(d)와 같이 상대적으로 큰 A 값을 가진다.

b 지수는 응력 변화에 따른 G_{max} 값의 민감도를 대변한다. 일반적으로 이상적인 고체 및 고결화된 흙의 경우 $b \approx 0$, Hertzian contact의 경우 $b = 1/3$, 둥글거나 조밀한 모래의 경우 $b = 0.33 \sim 0.40$, 느슨하거나 각진 모래의 경우 $b \approx 0.5$, 그리고 연약한 점토의 경우 $b \geq 0.6$ 으로 알려져 있으며 b 지수는 접촉 거동뿐만 아니라 구조 변화 역시 반영한다(Santamarina et al. 2001).

이러한 가이드라인은 모래부피비에 따른 b-지수의 변화 양상을 이해하는데 도움을 준다: 유사고무거동 Engineered Soil($sf < 0.5$)의 경우 점토와 같이 연약한 구조 체계와 유사하며, 유사모래거동 Engineered Soil($sf > 0.7$)는 모래와 비슷하다($b \rightarrow 0.5$). 유사고무거동에서 유사모래거동으로 전이하는 영역에 있는 Engineered Soil

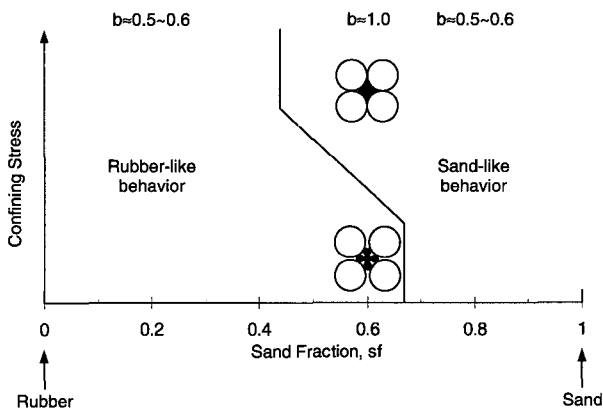


그림 10. 유효응력 증가에 따른 전이 Engineered Soil(transition mixture) 내 모래 입자들 사이의 접촉점 수

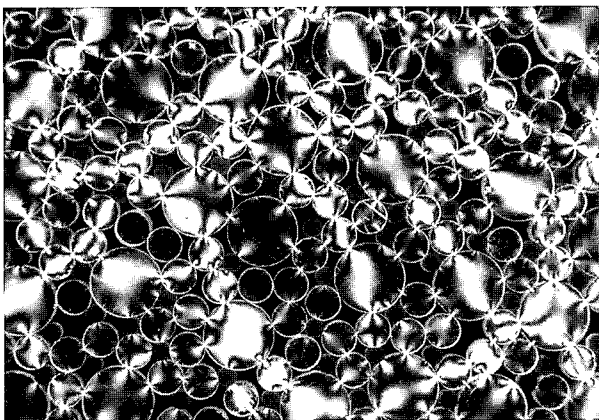


그림 11. 광탄성 물질 시험에 의해 관찰된 대표적 Force chains (photoelastic large particles $D=12.6\text{mm}$ and small soft particles $D=9.3\text{mm}$). 모래부피비에 해당하는 단단한 입자의 부피비는 약 0.8 정도임.

은 b 지수를 매우 높게 증가시키며 이와 같은 이유는 모래와 모래의 접촉면 수가 응력 증가 시 증가한 것을 반영한다. 이와 같은 거동은 그림 10과 같이 나타낼 수 있다.

Engineered Soil 내부 강성과 힘 전달(force propagation)에서 작고 연약한 고무 입자와 크고 단단한 모래 입자의 상호작용 및 역할을 규명하기 위해 광탄성(photoelasticity) 물질을 이용한 시험을 실시하였다. 단단한 입자는 직경 12.6mm의 단단한 광탄성 물질 디스크를 사용하였으며, 연약한 입자는 직경 9.3mm의 실린더형 고무를 이용하였다. 그림 11에 광탄성 연구에 의해 관찰된 대표적인 force percolation chain을 나타내었다(모래부피비, sf ,에 해당하는 단단한 입자의 부피비는 약 0.8정도임). 하중 체인(Force chain)의 연결과 각 체인(chain)이 전달하는 하중의 양은 단단한 입자들의 연결의 수에 의존적이며 연약한 입자는 단단한 입자 체인(chain)의 비틀어짐(bukling) 방지의 중요한 역할을 수행한다.

4. 결론

부피비 차이에 따른 균질한 모래와 작은 고무 분말 ($D_{sand}/D_{rubber} \approx 4$) 혼합체인 Engineered Soil의 응력-변형 거동을 연구하였다. 본 연구를 통해 얻은 주요 결론은 다음과 같다:

- 미소, 중간 그리고 대변형 변형계수는 단단한 입자 부피비와 직선 관계가 아닌 것으로 나타났다. threshold 부피비가 유사모래거동과 유사고무거동 구간을 구별 해주며, threshold 부피는 구속 응력에 의존적임을 알 수 있다.
- 유사고무거동에서 유사모래거동으로 전이하는 영역에 있는 Engineered Soil에서는 모래 입자 사이의 접촉점 수가 구속응력의 증가와 함께 증가함으로써 낮은 구속 응력에서는 고무와 같이, 높은 응력 하에서는 모래와 같이 거동한다. 모래부피비 0.6정도가 전이영역을 알 수 있었다.
- 모래부피비의 증가에 따라 내부 마찰각은 증가하였으며 낮은 모래부피비를 가진 Engineered Soil($sf \leq 0.6$)은 최대 강도(peak strength)를 보이지 않았다.
- 대부분의 경우, 하중은 단단한 입자를 통해 전달되었으며 Engineered Soil 내에서 연약한 입자는 하중 체인(force chain)의 뒤틀림 방지의 역할을 수행한다.

감사의 글

이 논문은 2005년도 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구(KRF-2005-042-D00315)임을 밝히며 깊이 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Ahmed, I., and Lovell, C. W. (1993), "Rubber soils as light weight geomaterials." Transportation research record 1422. Transportation Research Board, pp.61-70.
2. Beatty, J. R. (1980), Physical properties of rubber compounds, Chapter 10, *Mechanics of Pneumatic Tires*, USDOT, 930p.
3. Bosscher, P. J., Edil, T. B., and Kuraoka, S. (1997), "Design of highway embankments using tire chips", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(4), pp.295-304.
4. Feng, Z. Y., and Sutter, K. G. (2000), "Dynamic properties of granulated rubber sand mixtures", *Geotech. Test. J.*, 23(3), pp.338-344.
5. Garga, V. K., and O'Shaughnessy, V. (2000), "Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design", *Can. Geotech. J.*, 37(1), pp.75-96.
6. Guyon, E., Oger, L., and Plona, T. J. (1987), "Transport properties in sintered porous media composed of two particle sizes", *Journal of Applied Physics D: Applied Physics*, 20(12), pp.1637-1644.
7. Lambe, T. W., and Whitman, R. V. (1979), "Soil Mechanics - SI Version", John Wiley & Sons, 553p.
8. Lee, J. H., Salgado R., Bernal, A., and Lovell, C. W. (1999), "Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(2), pp.132-141.
9. Masad, E., Taha, R., Ho., C., and Papagionnakis, T. (1996), "Engineering properties of tire/soil mixtures as a lightweight fill material", *Geotech. Test. J.*, 19(3), pp.297-304.
10. Radjai, F.; Wolf, D. E.; Jean, M., and Moreau, J. J. (1998), "Bimodal character of stress transmission in granular packings", *Physical Review Letters*, 80(1), pp.61-64.
11. Santamarina, J. C., and Aloufi, M. (1999), "Small strain stiffness: A micromechanical experimental study", *Proceedings of the Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, M. Jamiolkowski, R. Lancellotta, and D. Lo Presti, eds., pp.451-458.
12. Santamarina, J. C., Klein, K. A., and Fam, M. A. (2001), "Soils and Waves- Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring", John Wiley and Sons, New York, 488p.
13. Youwai, S., and Bergado, D. (2003), "Strength and deformation characteristics of shredded rubber tire - sand mixtures", *Can. Geotech. J.*, 40(2), pp.254-264.
14. Zornberg, J. G., Cabral, A., and Viratjandr, C. (2004), "Behaviour of Tire Shred-Soil Mixtures", *Can. Geotech. J.*, 41(2), pp.227-241.

(접수일자 2006. 5. 9, 심사완료일 2006. 8. 16)