

석탄회의 성토재 및 포장재로서의 재활용을 위한 기초연구

장명순*, 천병식**, 최현석***

요 지

본 연구에서는 국내 8개 석탄화력발전소에서 발생하는 석탄회중 영월화력발전소에서 부산되는 석탄회를 주 대상으로 순수 비회(FA)와 저회(BA), 회사장에 투기되는 혼합회(FA:BA=8:2), 적정비로 혼합된 석탄회(FA:BA=5:5), 그리고 일반적으로 성토재에 대하여 토질역학시험을 통해 공학적 특성이 비교, 분석되었으며 석탄회를 성토재 및 매립재로서 대규모로 이용할 경우의 변형해석을 위해 Hyperbolic Model의 적용시 필요한 제반 Parameter를 산정하였다.

석탄회의 성토재 및 포장재로서의 활용 가능성 검토한 결과 석탄회는 동일입도의 일반 흙에 비해 강도정수 등 유리한 공학적 특성을 갖고 있으며, 특히 연약지반상에 매립 또는 구조물 뒷채움재로서 사용할 경우 자경성, 경량성 등 우수한 조건을 갖고 있다.

1. 서론

우리나라의 석탄회 활용은 비회(Fly Ash, 이하 FA)가 주로 콘크리트 혼화재와 시멘트원료 등으로서, 그리고 소량의 저회(Bottom Ash, 이하 BA)가 운동장 배수처리등을 위한 조골재로서 쓰이는 등 총 발생량의 15% 정도만이 이용되고 있을 뿐 대부분은 혼합회(FA:BA=8:2)슬러지로서 발전소 주위 또는 해안 근처의 회사장에 막대한 경비로 무용도로 폐기되고 있는 실정이다.

정부의 장기전력수급계획 즉, 경제성장에 따른 국가기간사업의 확충, 공업시설, 운송 시설 등의 공공 및 민간수요에 따른 전력수요에 따라서 정부는 연차적으로 발전소건설을 크게 확충할 계획이며, 따라서 향후 2006년 석탄화력발전소는 총 발전설비의 30% 이상을 차지하게 될 것으로 전망된다.

한편, 우리나라 총 8개 화력발전소에서 부산되는 석탄회는 1991년 현재 186만톤에서 2006년에는 약 550만톤으로서 3배 이상으로 급증될 전망이다. 선진 각국에서는 발전폐기

* 한양대 교수

** 한양대 교수

** 한양대 박사과정

물인 석탄회를 각종 건설재료등으로 대량활용하여 경제적, 환경적 측면에서 큰 이용효과를 거두고 있는 반면, 우리나라에서는 이와 같이 막대한 석탄회 발생량에 비하여 그 활용실적은 극히 미미하다. 더욱 회사장건설로 인해 국토의 효율적 이용, 발전비용 등에서 심각한 문제가 야기되고 있다. 특히 발전소 주변의 환경오염으로 인한 발전소건설 입지난은 향후 장기전력수급에 크게 영향을 미칠 것으로 판단된다. 현재 운용중인 회사장의 규모는 가동중인 발전소 내구용량에 훨씬 미달되고 있으며 비좁은 우리의 국토 여건으로 보아 방대한 회사장을 수용하기는 매우 어려운 형편이다. 석탄회의 매립은 이와 같은 부지확보 문제, 막대한 건설 및 유지관리 비용, 매립으로 인한 주변지역의 공해 등 환경문제를 야기할 소지가 크므로 이에 대한 근본적인 대책수립이 절실히 요망된다.

따라서 본 연구의 목적은 석탄회의 성토재로서의 적합성 평가 및 토공재로서 대량 활용가능성을 검토하는데 있다. 이를 위해 국내 부산석탄회의 기본특성을 분석하고 저회 혼합율 및 다짐도에 따른 석탄회의 역학적 특성을 분석하여 일반도로 성토재 기준과의 비교를 통한 적합성을 평가하고, 석탄회 매립지반의 변형해석을 위해 적용 모델링을 검토하고 제반 Parameter를 산정하였다.

2. 석탄회의 공학적 특성

본 장에서는 영월화력발전소의 비회 및 저회, 일반 회사장에 버려지는 혼합회, 적정 혼합비¹⁾로 혼합한 석탄회, 그리고 일반도로 성토재로 사용되는 화강토의 다짐시험, CBR 시험, 삼축압축시험, 응력경로시험을 통해 토질공학적 특성을 비교 분석함으로써 저회 혼합율에 따른 석탄회의 역학적 특성을 규명하고 전단특성 및 응력상태를 분석하여 국내 석탄회의 성토재로서의 적합성을 평가하고 활용방안을 수립하고자 한다.

2.1 실험대상 시료

본 실험의 실험대상 시료는 영월 화력발전소의 비회, 저회, 그리고 혼합회와 일반도로 성토재로서 다음과 같다.

- (1) Fly Ash
- (2) Bottom Ash
- (3) FA:BA=8:2 로 혼합된 석탄회
- (4) 적정혼합비(FA:BA=5:5)로 혼합된 석탄회
- (5) 일반 도로 성토재(화강토)

석탄회의 경우 영월 화력발전소의 석탄회를 대상으로 하였으며, 적정혼합비는 본 연구실에서 연구결과 이미 논문으로도 발표된 바 있는 FA:BA=5:5 를 대상으로 하였고, 일

반도로성토재의 경우는 분당지역 건설현장에서 채취한 시료를 대상으로 하였다.

2.2 다짐시험

영월화력 발전소의 순수 비회와 저회, 국내 회사장에 일반적으로 폐기되는 FA:BA=8:2의 혼합회와 적정혼합비로 혼합된 석탄회(FA:BA=5:5)의 A 다짐과 D 다짐시험의 결과와 일반도로성토재로 사용되는 화강토의 다짐시험결과를 함께 나타내면 표 1과 같다.

표 1 영월 화력발전소 석탄회 및 화강토의 다짐시험 결과

다짐방법		비 회 : 저 회				화 강 토
		10 : 0	0 : 10	8 : 2	5 : 5	
A - 1	$\gamma_{dmax}(t/m^3)$	1.350	1.457	1.351	1.440	1.850
	O.M.C(%)	19.70	25.20	20.60	14.85	14.70
D - 2	$\gamma_{dmax}(t/m^3)$	1.404	1.525	1.406	1.512	1.920
	O.M.C(%)	18.50	17.30	19.30	11.45	12.10

영월 화력발전소의 혼합비별 석탄회의 A 다짐과 D 다짐 시험결과를 비교하면, 비회의 γ_{dmax} 는 A 다짐의 경우 $1.350t/m^3$, D 다짐의 경우 $1.404t/m^3$ 이었으며 저회는 A 다짐의 경우 $1.457t/m^3$, D 다짐의 경우 $1.525t/m^3$ 로서 보통 흙보다는 작은 값을 나타내었으며 O.M.C 는 15 ~25% 정도로서 일반도로성토재로 사용되는 화강토(γ_{dmax} : $1.85\sim 1.92t/m^3$, O.M.C : 12.1~14.7%)보다 γ_{dmax} 은 작고 O.M.C는 큰 값을 나타내었다.

또한 FA:BA=5:5의 혼합회가 FA:BA=8:2의 혼합회보다 γ_{dmax} 은 크고 O.M.C 는 작게 나타났으며, 일반도로 성토재로 사용되는 화강토보다는 γ_{dmax} 은 작고 O.M.C 는 큰 값을 나타내었다. 이와같이 다짐한 석탄회의 경량성은 원지반이 연약층일 경우 지반변형(침하)에 관련해서 우수한 공학적성질을 갖고 있다고 볼 수 있으며 더욱 구조물의 뒷채움재로 사용할 경우 토압면에서 보아 매우 우수한 성질을 갖고 있다고 볼 수 있다.

2.2 CBR시험

석탄회의 매립·성토재로서의 타당성을 검토하기 위하여 CBR시험을 실시한 결과는 표 2와 같다.

표 2 석탄회 및 일반도로성토재의 CBR (%)

석 탄 회 의 FA : BA				도로성토재
10 : 0	0 : 10	8 : 2	5 : 5	
2.0	47.0	18.6	27.5	32.0

비회:저회의 혼합중량 비율이 8:2인 경우보다 5:5인 경우가 보다 큰 값을 나타냈으며, 순수 저회와 마찬가지로 실제 사용에 가능할 것으로 판단된다. 또한 영월 화력발전소 석탄회의 경우 적정비로 혼합된 석탄회는 노상재로서 뿐 만 아니라 보조기층 그리고 기층재로서 까지 이용될 수 있을 것으로 판단된다.

2.3 삼축압축시험

공시체 제작은 각 시료(FA, BA, FA:BA=8:2, FA:BA=5:5, 일반도로성토재)의 다짐시험(D 다짐)결과 얻은 γ_{dmax} 와 O.M.C에 맞춰 직경 38mm, 높이 76mm로 Bishop 등²⁾이 제안한 방법에 따라 직경:높이=2:1이 되도록 성형하였다.

2.3.1 실험방법

전단시의 배수조건이 실제로 성토재로서의 석탄회가 응력을 받는 조건과 일치되도록 UU 시험을 행하였으며, 구속압력은 약 1~3 kg/cm²으로 단계별로 하였고, 배압은 가하지 않았다.

2.3.2 실험결과

삼축압축시험결과 각 시료의 전단강도 정수(c, ϕ)는 표 3과 같다.

표 3 각 시료의 강도정수

구 분	점착력 C (kg/cm ²)	전단저항각 ϕ (°)
Fly Ash	0.03	28.0
Bottom Ash	0.00	33.0
FA : BA = 8 : 2	0.02	29.0
FA : BA = 5 : 5	0.02	31.5
일반도로성토재	0.10	32.0

삼축압축시험결과 표 3에서 알 수 있듯이 순수 비회와 저회, FA:BA=8:2 혼합회와 FA:BA=5:5 혼합회의 점착력은 0.00~0.03 kg/cm²으로 거의 비슷하게 나타났으며, 내부마찰각의 경우는 저회가 비회 보다 크게 나타났고 또한 혼합회의 경우에는 저회의 혼합율이 클수록 크게 나타나는 경향을 보였다.

한편 입도분석시험결과 실트로 분류된 비회의 내부마찰각은 모래의 내부마찰각 범위를 나타내어 일반 실트질 흙에 비해 공학적으로 우수함을 알 수 있다.

3. 토질공학적 해석 Modelling 검토

3.1 기본이론

Kondner⁹⁾는 일정한 구속압력하에서 삼축압축시험을 실시했을 때 얻어지는 점토나 모래에 있어서의 비선형 응력-변형을 곡선이 근사적으로 쌍곡선으로 나타낼 수 있다고 하였다. 또한 삼축압축시험 등을 통해 수학적인 관점에서 중요한 응력-변형을 곡선을 쌍곡선 형태로 제안하였으며 삼축압축시험에서 축차응력이라고 하는 주응력차 ($\sigma_1 - \sigma_3$)를 이용하여 쌍곡선 모델을 제안하였다.

그림 1은 2차원 응력-변형을 공간에서 좌표의 원점을 통과하고 두개의 점근선을 가지는 쌍곡선을 나타낸다.

즉,

$$\varepsilon + \alpha = 0, \quad \sigma - \beta = 0 \quad (1)$$

여기서 σ 는 축차응력 ($\sigma_1 - \sigma_3$)를, ε 는 축변형율을 나타낸다.

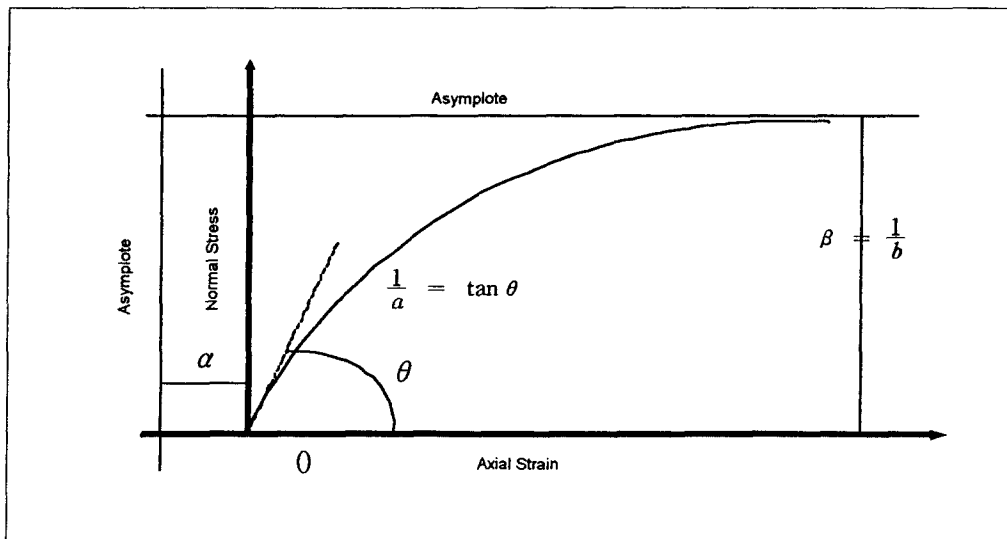


그림 1 Hyperbolic Model에서의 응력-변형을 곡선 (Kondner, 1963)

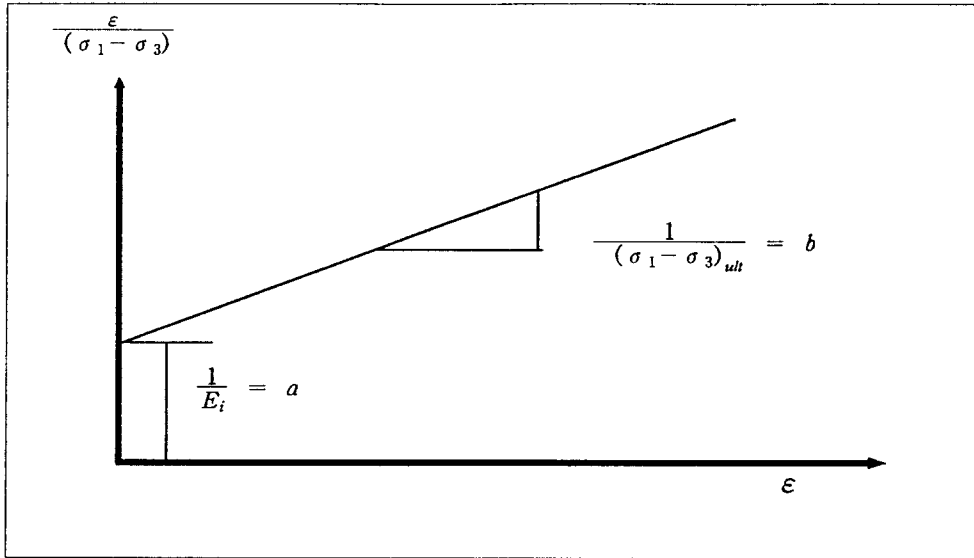


그림 2 직선화시킨 Hyperbolic Model의 응력-변형을 곡선 (Kondner, 1963)

식 (1)에서 쌍곡선 방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon \sigma - \beta \epsilon + \alpha \sigma = 0 \quad (2)$$

식 (2)를 σ 로 나누면

$$\epsilon + \frac{\beta}{\sigma} \epsilon + \alpha = 0 \quad (3)$$

여기서 $K = \frac{\epsilon}{\sigma}$ 라 하면

$$\epsilon - \beta K + \alpha \sigma = 0 \quad (4)$$

이 된다. 이 식은 ϵ 의 함수에 대한 K의 직선식이 된다.

이 직선은 그림 1의 쌍곡선의 수직 점근선 위의 점 $(-\alpha, 0)$ 에서 변형을 축과 교차하게 된다. 이때 이 직선의 기울기의 역($d\epsilon/dK$)은 수평 점근선의 높이 β 가 된다.

식 (2)을 σ 로 나누면

$$\frac{\epsilon}{\sigma} = a + b\epsilon \quad (5)$$

여기서 $a = \frac{\alpha}{\beta}$, $b = \frac{1}{\beta}$ 로서 실험결과로부터 결정되는 재료상수이다.

그림 2는 ϵ/σ 와 ϵ 을 축으로 식 (5)를 이용하여 응력-변형을 곡선을 직선화시킨 것이다.

식 (5)를 응력항으로 나타내면

$$\sigma = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (6)$$

ε 가 무한히 커질때 식 (6)에 극한을 취하면

$$\sigma_{ult} = \lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} \sigma = \frac{1}{b} \quad (7)$$

따라서 극한주응력차는 그림 2에 주어진 직선기울기의 역으로 구할 수 있다.

다시 식 (6)을 $\varepsilon=0$ 에서 미분을 취하면

$$\left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon}\right)_{\varepsilon=0} = \frac{1}{a} \quad (8)$$

따라서 그림 2에서 알 수 있듯이 직선의 y절편의 역을 취함으로써 시험재료의 초기 접선계수(E_t)를 구할 수 있다. 그러므로 삼축압축시험에서 흙의 거동을 식 (6)을 이용하여 나타낸다면 절편 a, 기울기 b는 구속압력, 변형속도 등에 의해 좌우된다고 할 수 있다.

3.2 공시체 제작 및 실험방법

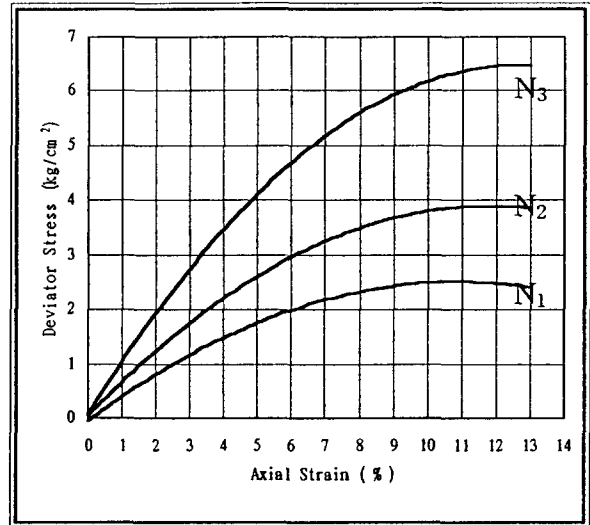
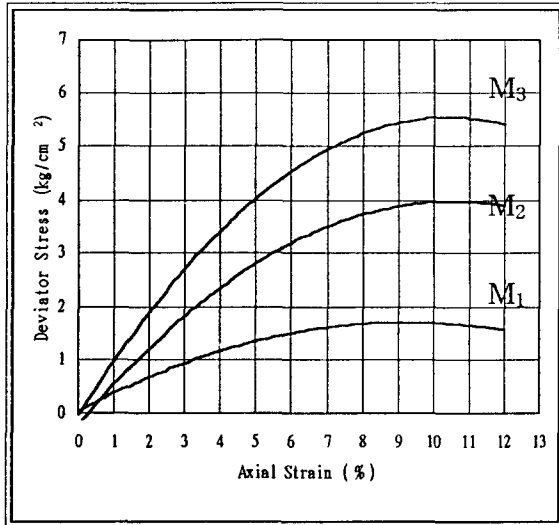
삼축압축시험을 위한 공시체 제작은 영월화력의 석탄회를 대상으로 국내 회사장에 일반적으로 폐기되는 FA:BA=8:2의 혼합회와 적정혼합회(FA:BA=5:5)의 다짐시험결과 얻은 γ_{dmax} 과 O.M.C에 맞춰 UU시험을 행하였으며, 구속압력은 약 1~3 kg/cm²으로 단계 별로 가하였고, 배압은 가하지 않았다.

3.3 실험결과

본절에서는 Hyperbolic Model의 기본이론을 바탕으로 석탄회 매립지반의 변형해석시 삼축압축시험을 통해 산정해야 할 제반 Parameter를 서술하고 실험결과를 토대로 결과치를 나타내었다.

3.3.1 축차응력-축변형을 곡선

Hyperbolic Parameter를 결정하기 위한 석탄회의 배합비별 축차응력-축변형을 최적곡선은 그림 3과 같다.(영문자 M, N은 각각 FA:BA=8:2, FA:BA=5:5 혼합회를 나타내며 첨자 1, 2, 3은 각각 구속압력 $\sigma_3=1\text{kg/cm}^2, 2\text{kg/cm}^2, 3\text{kg/cm}^2$ 일때의 공시체를 나타냄)



(a) FA:BA=8:2 혼합회

(b) FA:BA=5:5 혼합회.

그림 3 혼합회의 응력-변형을 최적곡선

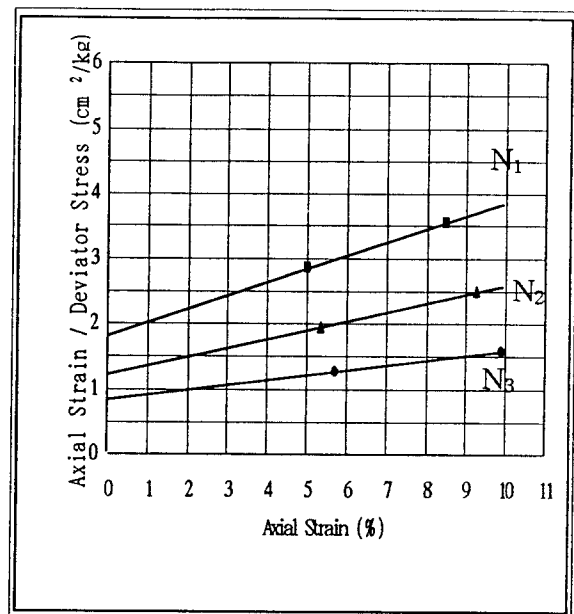
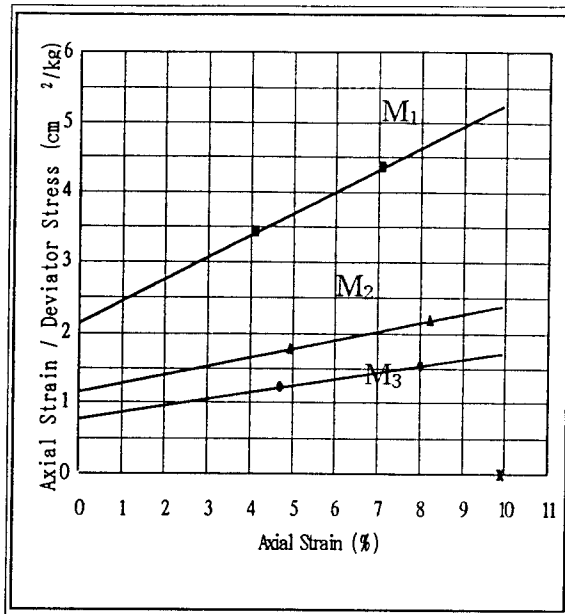
3.3.2 초기접선변형계수(E_i)와 극한주응력차 ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{ult}

Hyperbolic Model에 사용될 여러 매개변수를 결정하기 위해서는 우선 초기접선변형계수와 극한주응력차를 구해야 한다.

접선변형계수는 Hyperbolic Model에서 재하중시에 비선형 응력-변형 관계식을 부분적인 선형관계식 형태로 변환하는 데 사용된다. 대부분의 흙은 구속압력의 증가에 따라 응력-변형을 곡선이 급하게 되며, 강도가 커짐에 따라 곡선의 기울기도 커지고 극한 주응력차이도 커지게 된다.

그러나 실제 흙의 응력-변형을 곡선은 변형율이 매우 작거나 큰 단계에서는 쌍곡선 형태를 벗어나며 직선화 시킨 Hyperbolic Model의 응력-변형을 곡선도 직선으로 부터 이탈한 결과치를 보이게 된다. 이에 Duncan등⁹⁾에 의하면 Hyperbolic Model로 흙의 거동을 규명함에 있어 지반의 축차응력이 파괴시 축차응력의 70%와 95%에 해당될 때 실제 흙과 가장 근접하게 거동한다. 따라서 응력-변형을 곡선으로 부터 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{70}$, ϵ_{70} 과 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{95}$, ϵ_{95} 값을 $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ 을 Y축으로, ϵ 을 X축으로 하는 그래프에 표시하고, 이 두점을 직선으로 하여 구한 1차 방정식에서 절편과 기울기로 부터 초기접선변형계수(E_i)와 극한주응력차 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 을 구할 수 있다.

상기의 축차응력-축변형곡선을 이용하여 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{70}$, ϵ_{70} 과 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{95}$, ϵ_{95} 값을 $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ 을 Y축으로, ϵ 을 X축으로 하는 그래프에 표시하고, 이 두점을 직선으로 하여 나타내면 그림 4와 같다.



(a) FA:BA=8:2 혼합회

(b) FA:BA=8:2 혼합회

그림 4 혼합회의 $\epsilon/(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ 곡선

그림 4로 부터 얻어지는 초기접선변형계수(E_i)와 극한주응력차($(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$)의 값은 표 4와 같다.

표 4 초기접선변형계수와 극한주응력차

구 분	FA:BA=8:2 혼합회 (M)			FA:BA=5:5 혼합회 (N)		
	M ₁	M ₂	M ₃	N ₁	N ₂	N ₃
E_i	0.47	0.87	1.29	0.55	0.82	1.22
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	3.20	8.02	10.63	4.84	7.25	13.00

* 1) 영문자 M, N은 각각 FA:BA=8:2, FA:BA=5:5 혼합회를 나타냄.

2) 첨자 1, 2, 3은 각각 구속압력 $\sigma_3=100\text{KPa}$, 200KPa , 300KPa 일 때의 공시체를 나타냄.

3.3.3 변형계수정수(K) 와 변형계수지수(n)

변형계수정수(Modulus Number)와 변형계수지수(Modulus Exponent)는 축차응력-축변형률($\Delta\sigma - \epsilon$)관계곡선으로 부터 구할 수 있다.

Janbu⁹⁾는 흙의 강도는 구속압력 σ_3 에 의해 좌우되므로 초기접선계수 E_i 도 최소주응력 σ_3 을 이용하여 식 (9)를 제안하였으며 식 (9)는 식 (10)으로 나타낼 수 있다.

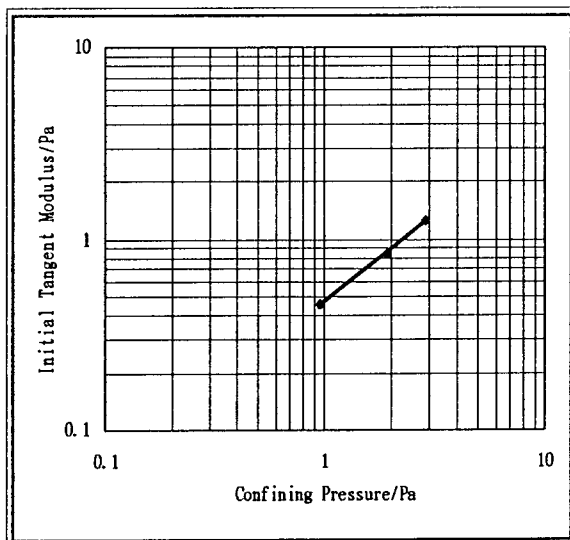
$$E_i = K \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (9)$$

$$\frac{E_i}{P_a} = K \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (10)$$

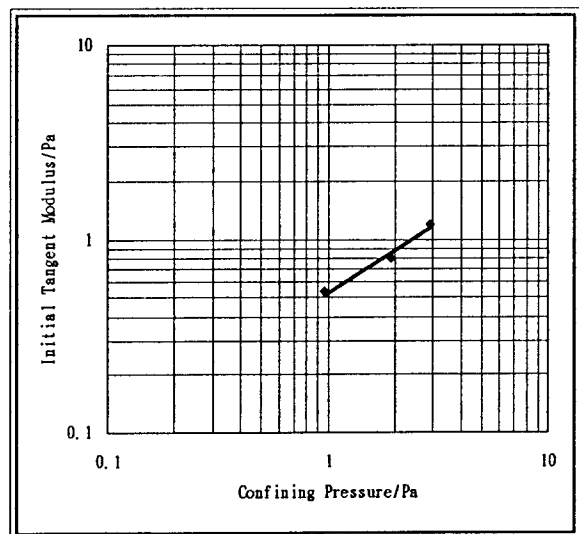
여기서, K : 변형계수정수
 P_a : 대기압
 σ_3 : 최소주응력
 n : 변형계수지수

윗 식에서 알 수 있듯이 K , n 의 값은 일련의 실험결과들은 대수지상에 (E_i/P_a) 와 (σ_3/P_a) 를 좌표축으로 하여 도시한 직선으로 부터 $\sigma_3/P_a=1$ 에서의 교점과 기울기로 부터 결정할 수 있다.

3.3.2절에서 구한 E_i 와 구속압력으로 부터 대수지에 $(E_i/P_a) - (\sigma_3/P_a)$ 의 관계곡선을 석탄회 배합비별로 도시하면 그림 5와 같이 직선으로 나타나고, 이 직선으로 부터 기울기와 $\sigma_3/P_a=1$ 에서의 교점으로 부터 K 와 n 을 결정¹⁰⁾할 수 있다.



(a) FA:BA=8:2 혼합회



(b) FA:BA=5:5 혼합회

그림 5 혼합회의 $\log(E_i/P_a) - \log(\sigma_3/P_a)$ 관계

그림 5로부터 구한 K, n의 값은 다음 표와 같다.

표 5 변형계수정수(K) 및 변형계수지수(n)

구 분	M	N
K	0.46	0.52
n	0.41	0.34

변형계수지수(n)는 흙의 응력의존성을 지배하는 인자로서 그림 6 (b)와 같이 변형계수지수가 큰 흙의 경우 변형계수지수가 작은 흙보다 구속압력 σ_3 가 증가함에 따라서 초기접선변형계수 E_t 는 급격히 증가하게 되고, 이에 반하여 파괴시의 변형율의 증가율은 감소하게 됨을 알 수 있다.¹¹⁾

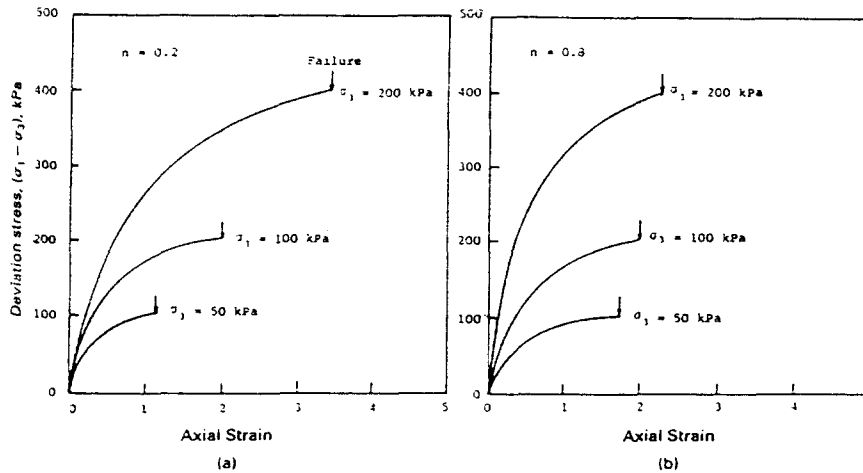


그림 6 구속압력에 따른 변형계수지수 n 의 영향 (John W. Bull, 1994)¹¹⁾

3.3.4 파괴비(R_f)

일반적으로 극한 상태의 주응력차는 파괴상태의 주응력차(압축강도) 보다 크게 되며 이를 나타내는 파괴비는 다음과 같다.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (11)$$

여기서, R_f : 파괴비

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 파괴 주응력차

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: 극한 주응력차

위의 식에서 파괴시의 주응력차는 Mohr-Coulomb의 포락선을 이용하여 구할 수 있으

며 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (12)$$

여기서, c : 점착력 (kg/cm^2)

ϕ : 전단저항각($^\circ$)

식 (11)에서 극한주응력차 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 는 표 5와 같고, 파괴시 주응력차 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 영월화력 석탄회의 배합비별 삼축압축시험 결과의 표 3의 c, ϕ 값을 이용하여 식 (12)에 의해 구할 수 있다. 식 (11)에 의한 파괴비 R_f 의 값은 다음 표 6과 같다.

표 6 파괴비(R_f)

구 분	M			N		
	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$	3.20	8.02	10.63	4.84	7.25	13.00
$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	1.95	3.83	5.71	2.25	4.48	6.64
R_f	0.61	0.48	0.54	0.46	0.62	0.51

R_f 값은 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 와 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 값을 비교하여 실험적으로 결정되며 응력-변형을 곡선의 모양을 규정하는 척도이기도 하다. 그림 7은 응력-변형을 곡선에 R_f 가 미치는 영향을 나타낸 것으로 $R_f=0$ 일 때 응력-변형을 곡선은 파괴 시까지 완전한 직선이고, $R_f=1$ 일 때 응력-변형을 곡선은 완전한 쌍곡선이 된다. 그러나 이 파괴비는 구속응력의 대소에는 무관한 Factor이다.¹¹⁾

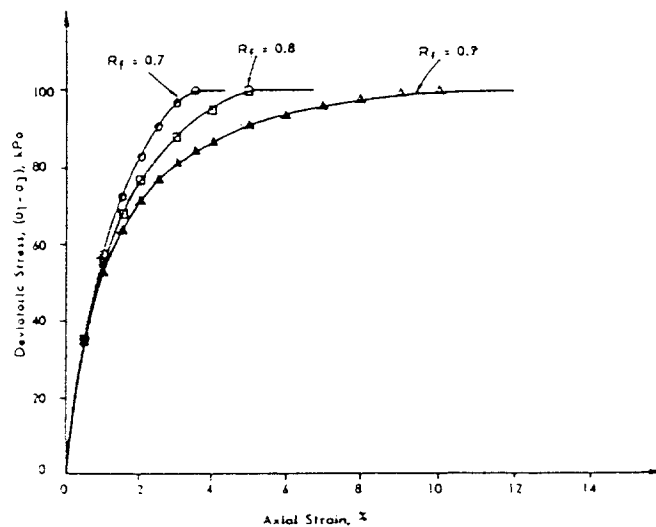


그림 7 파괴비(R_f)가 응력-변형곡선 모양에 미치는 영향 (John W. Bull, 1994)¹¹⁾

3.3.5 제하-재재하변형계수(E_{ur})와 제하-재재하변형계수지수(K_{ur})

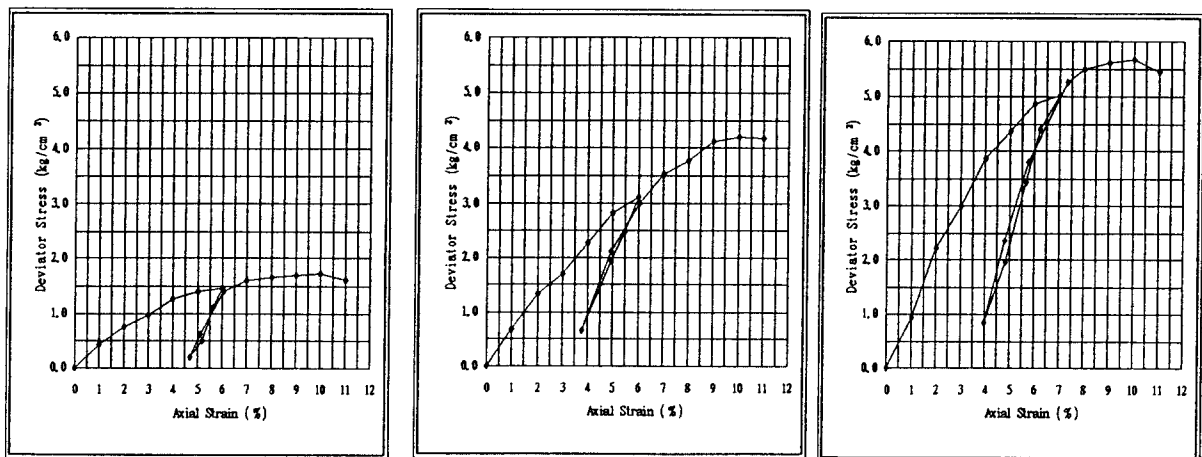
Davis and Poulos⁽¹²⁾, Makhoul and Stewart⁽¹³⁾, Karst et al.⁽¹⁴⁾, Ko and Scott⁽¹⁵⁾ 그리고 Holubec⁽¹⁶⁾ 등은 초기재하에 의한 흙의 변형이 제하시에는 약간 만 회복되고, 재재하시에는 거의 탄성적으로 거동함을 밝힌 바 있다. 이에 Duncan 등은 조밀한 모래를 시료로 수많은 삼축압축시험을 행한 결과 제하와 재재하에 대한 흙의 응력-변형 거동은 선형 탄성적이며 변형계수값은 오로지 구속압력에만 의존한다고 하였다.

식 (9)는 제하-재재하변형계수 E_{ur} 에 대해서는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (13)$$

여기서 E_{ur} 은 제하-재재하시의 접선기울기로서 삼축압축시험으로 부터 구할 수 있으며 n 은 3.3.3절에서 구한 변형계수지수이고 K_{ur} 은 3.4.3절의 변형계수정수를 구하는 과정과 동일하게 산정할 수 있다.

그림 8, 9에서 E_{ur} 는 0.95~1.4 kg/cm²의 값을 나타냈으며, K_{ur} 은 0.75~0.95의 범위에 있음을 알 수 있었다.(표 7 참조)

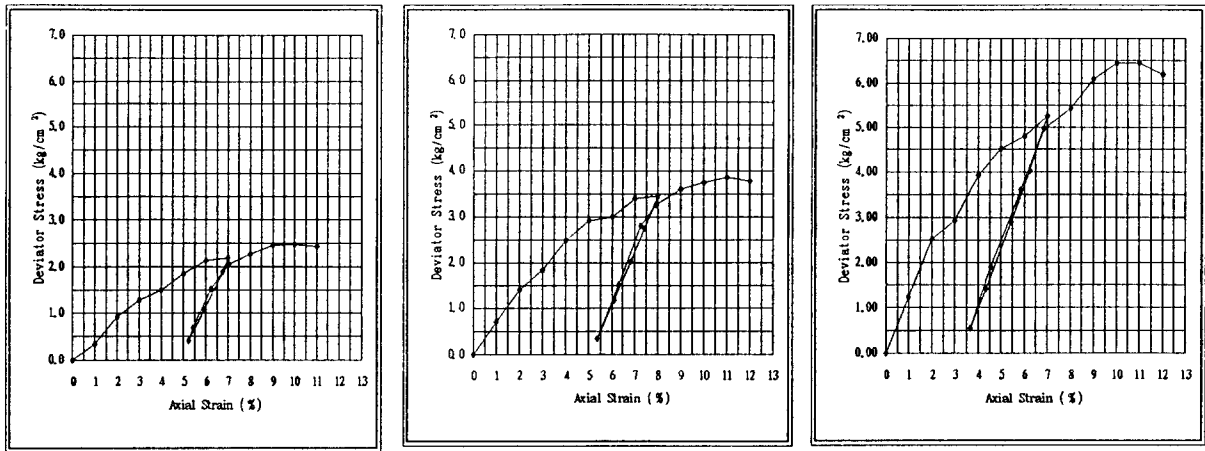


(a) $\sigma_3 = 100\text{KPa}$

(b) $\sigma_3 = 200\text{KPa}$

(c) $\sigma_3 = 300\text{KPa}$

그림 8 FA:BA=8:2 구속압력에 따른 축차응력-축변형응력곡선



(a) $\sigma_3 = 100\text{KPa}$ (b) $\sigma_3 = 200\text{KPa}$ (c) $\sigma_3 = 300\text{KPa}$
 그림 9 FA:BA=5:5 구속압력에 따른 축차응력-축변형율곡선

표 7 제하-재재하변형계수(E_{ur}) 및 제하-재재하변형계수정수(K_{ur})

구 분	M			N		
	M ₁	M ₂	M ₃	N ₁	N ₂	N ₃
E_{ur}	0.95	1.04	1.34	0.93	1.18	1.39
K_{ur}	0.93	0.77	0.84	0.91	0.92	0.94

3.3.6 체적변형계수정수(K_b)와 체적변형계수지수(m)

체적변형계수정수 K_b 및 체적변형계수지수 m 을 구하는데 사용되는 Bulk Modulus(B) 값은 축차응력과 체적변형율(ϵ_v)로 부터 다음 식에 의해 구할 수 있다.¹⁰⁾

$$B = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_v} \quad (16)$$

Duncan 등에 의하면 삼축압축시험으로 부터의 축차응력 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 과 체적변형율(ϵ_v) 관계곡선에서 축차응력이 파괴시 축차응력 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 의 70%보다 작은 범위에서 ϵ_v 가 수평에 이르게 되면 이때의 축차응력과 체적변형율을 이용하여 B 값을 구하고, 축차응력이 파괴시 축차응력의 70%이상에서 ϵ_v 가 수평에 이르게 되면 70%일때의 축차응력과 체적변형율을 이용하여 B 값을 구한다. 따라서 식 (14)를 이용하여 K_b 와 m 을 구할 수 있다.

그러나 본 연구에서는 삼축압축시험으로부터 체적변형율이 거의 발생하지 않아 상기의 Parameter는 구할 수 없었다. 이는 삼축압축시험의 공시체가 최대건조밀도, 최적함수비

에 맞추어 성형한 시료를 사용한 결과로 추정된다.

3.4 고 찰

석탄회 매립지반에 대한 유한요소해석을 하기 위해 Hyperbolic 모델을 적용하여 석탄회의 삼축압축시험을 실시한 결과, 제반 Hyperbolic Parameter는 다음과 같다.

- (1) 초기접선 변형계수(E_i)는 $0.45 \sim 1.30 \text{ kg/cm}^2$
- (2) 변형계수정수(K)는 $0.46 \sim 0.52$, 변형계수지수(n)는 $0.34 \sim 0.41$
- (3) 파괴비(R_f)는 $0.46 \sim 0.62$
- (4) 제하-재재하변형계수(E_w)는 $0.93 \sim 1.39 \text{ kg/cm}^2$, 제하-재재하변형계수정수(K_w)는 $0.76 \sim 0.94$
- (5) 체적변형계수정수(K_b)와 체적변형계수지수(m)는 구할 수 없었다.

상기 (5)항의 경우 삼축압축시험으로부터 체적변형율이 거의 발생하지 않아 상기의 Parameter는 구할 수 없었으며 이는 삼축압축시험의 공시체가 최대건조밀도, 최적함수비에 맞추어 성형한 시료를 사용한 결과로 추정된다. 또한 변형계수정수(K)와 제하-재재하변형계수정수(K_w) 등은 Duncan 등이 제시한 Parameter와 크게 상이함을 알 수 있었다.

4. 결론 및 제언

국내 8개 석탄화력발전소에서 발생하는 석탄회중 영월화력발전소에서 부산되는 석탄회를 주 대상으로 실내시험 등을 통해 석탄회의 성토재 및 포장재로서의 활용 가능성을 검토한 결과는 다음과 같다.

- (1) 적정혼합비로 다짐한 석탄회의 자경성, 경량성은 일반성토재와 비교할때 원지반이 연약층일 경우 원지반의 압축성과 관련해서 볼 때, 그리고 구조물의 뒷채움재로서 사용할 경우 토압면에서 볼 때 우수한 공학적 특성이라 할 수 있다.
- (2) 본 연구에 의해 석탄회를 대규모 성토재 및 매립재로 이용할 경우의 변형해석을 위해 Hyperbolic Model의 제반 Parameter를 산정함으로써 유사폐기물 및 점성토지반 등 연약지반의 해석 Model에 적용하여 검증 및 비교분석이 가능하다고 판단된다.
- (3) 국내에서 대량으로 발생하는 비회는 단독으로는 노체 및 노상재로 부적당한 것으로 평가되나 적정혼합비로 저회와 혼합하여 사용할 경우 발전소 폐기물인 석탄회의 대량 활용방안으로 도로성토 및 노상재로서의 이용가치는 충분히 있다고 판단된다. 한편 일반화력발전소에서 대규모로 부산되는 석탄회를 해안 매립·성토재 등으로서 대량 활용하기

위해서는 회사장까지의 운반시스템 및 투기, 매립을 위한 사용장비 등의 현대화가 요구되며, 회압송등을 위한 해수의 사용은 매립처리 후 구조물의 부식성 등을 고려하여 지하수등으로의 전환이 검토되어야 한다고 본다.

또한 매립지의 토질·지하수 조건, 기후조건 및 사회여건 등을 고려하여 매립지까지의 적절한 운반방법·시공방법 등이 검토되어야 한다. 또한 매립재로서 손색이 없는 석탄회를 대량 활용하기 위해서는 회발생자측에서 회처리 및 활용에 관한 기술개발을 위한 폭넓고 심도 깊은 연구를 주도적으로 하여야 하며, 회이용을 위한 매뉴얼화, 코드화, 그리고 관련분야에의 홍보 등 적극적 조치가 필요하다고 본다.

사 사

본 연구는 한국과학재단의 목적기초연구비(과제번호 90-06-00-08) 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며, 동 재단의 깊은 감사를 드리는 바이다.

참 고 문 헌

- (1) 김정수(1994), “연약점토 지반의 변형해석을 위한 Hyperbolic Model의 토질정수 결정에 관한 실험적 연구”, 한양대학교 산업대학원 공학석사학위논문
- (2) 이영생(1990), “유한요소해석을 위한 흙의 비선형 구성모델”, 서울대학교 대학원 공학박사학위논문
- (3) 천병식, 고용일(1992), “석탄회의 도로성토재 및 노상재로서의 활용을 위한 비회와 저회의 적정혼합비”, 대한토목학회논문집, Vol.12, No.1, pp.115~124.
- (4) Bishop, A.W. and Henkel, D.J.(1962), “The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test”, 2nd Ed., Edward Arnold, London
- (5) Brown, C.B. and King, I.P.(1966), “Automatic Embankment Analysis :Equilibrium and Stability Conditions”, Geotechnique, 16(3), pp.209~219.
- (6) Chen, W.F. and Saleeb, A.F.(1982), “Constitutive Equations For Engineering Materials”, John Wiley & Sons Ltd., Vol. 1, pp.516~525.
- (7) Clough, R.W. and Rashid, Y.(1965), “Finite Element Analysis of axi-symmetric Solids”, J. Eng. Mech. Div., ASCE, 91(EMI), pp.71~85.
- (8) Davis, E.H. and Poulos, H.G.(1963), “Triaxial Testing and Three-Dimensional Settlement Analysis”, Proc. of the 4th Australia-New Zealand Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., p.233.
- (9) Duncan, J.M. and Chang, C.Y.(1970), “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, Journal of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, Sep., pp.1629~1633.
- (10) Holubec, I.(1968), “Elastic Behavior of Cohesionless Soil”, J. of SMFE, ASCE, Vol.94, No.SM6, Proc. Paper6216, Nov., pp.1215~1231.
- (11) Janbu, N.(1963), “Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests”, Proc. European Conf. on Soil Mech. and Foun. Eng., Wiesbaden, Germany, pp.19~25.
- (12) John W. Bull(1994), “Soil-Structure Interaction:Numerical Analysis and Modelling”, E & Fn Spon, pp.606~611.
- (13) Karst, H. et al.(1965), “Contribution à l'étude de la Mecanique des Milieux”, Proc. of the 6th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol.1, pp.259~263.
- (14) Ko, H.Y. and Scott, R.F.(1967), “Deformation of Sand in Shear”, Journal of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, Vol.93, No.SM5, Proc. Paper5470, Sep., pp.283~310.
- (15) Kondner, R.L.(1963), “Hyperbolic Stress-Strain Response:Cohesive Soils”, Journal of the Soil Mech. and Found. Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, Feb., pp.115~143.
- (16) Makhlof, H.M. and Stewart, J.J.(1965), “Factors Influencing the Modulus of Elasticity of Dry Sand”, Proc. 6th International Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, Vol.1, pp.298~302.