

풍화잔적토의 이방성이 지하구조물거동에 미치는 영향연구

Effect of Residual Soil Anisotropy on the Behavior of Underground Structures

이 인모¹⁾, In-Mo Lee, 한 신인²⁾, Shin-In Han, 이 우진³⁾, Woo-Jin Lee

¹⁾ 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Univ.

²⁾ 주)대우건설 엔지니어링본부 지반공학팀 대리, Assistant Manager, Geotechnical Engineering Team, Engineering Division, Daewoo Engineering & Construction

³⁾ 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Univ.

개요(SYNOPSIS) : Stress-path controlled triaxial tests were performed to investigate the anisotropic characteristics of decomposed residual soil from Poidong, Seoul. With the transversely-isotropic and isotropic elastic soil properties obtained from triaxial test results, numerical analysis was carried out to study the effects of anisotropy on the behavior of underground structures.

Large excess pore water pressure was observed during the shear of decomposed soil and this phenomenon appears due to the particle crushing during applying cell pressure as well as deviatoric stress. It was also observed that the active undrained shear strength was larger than passive one from the extension test. On the other hand, the secant Young's modulus of LC test was 3.2~3.7 times larger than that of AC test. Due to the larger horizontal Young's modulus, the displacements and pressure in the tunnel support system could be overestimated if the isotropic-elastic model based on the compressive testing results are used.

주요어(Key words) : Anisotropy, Decomposed Residual Soil, Particle Crushing, Triaxial Test, Young's Modulus

1. 서 론

자연상의 흙은 거의 모두 이방적(Anisotropic)이고 비균질(Nonhomogeneous)하다. 이방성은 지반의 퇴적 또는 형성과정중에 입자 배열이나 흙구조의 차이에 의한 초기이방성(Inherent Anisotropy)과 압밀이나 전단시의 응력에 의해서 발달하는 유도이방성(Induced Anisotropy)으로 나눌 수 있다. 이런 이방성의 결과로 Bedding Plane으로부터의 방향에 따라서 지반강도와 물성치가 통상 다르다. 토목구조물의 설계 및 시공은 원지반자체의 지지력을 최대한 이용하려는 견지에서 시행되므로 지반의 성격에 따라 구조물의 안정성이 좌우되며 지반의 굴착 또는 절·성토공법 및 보조공법 등의 적용을 달리해야 한다.

본 연구에서는 현장상태의 단위중량, 함수비 및 간극비 등을 되도록 같은 조건으로 재현하여 정규압밀시킨 재성형풍화잔적토의 이방적인 거동특성을 여러 가지의 응력경로(Stress Path)에 의한 삼축시험을 통해 파악하였다. 또한, 얻어진 강도정수의 이방적인 특성을 이용하여 풍화잔적토 지반내에 시공가능한 지하구조물의 수치해석을 실시함으로써 지하구조물에 대한 이방적인 거동특성을 비교·분석하였다.

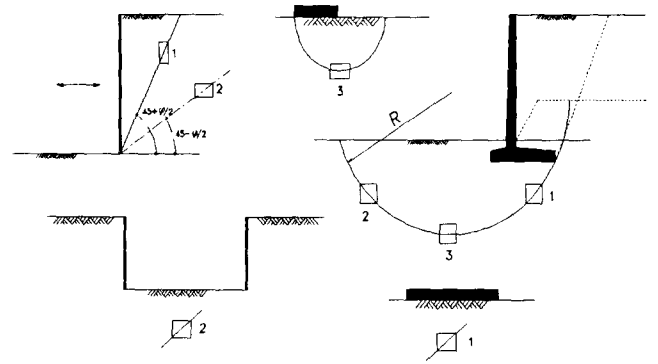
2. 흙의 이방성과 시험

2.1 흙의 이방성

2.1.1 탄성적 직교등방성(Elastic Transverse Isotropy)

흙 또는 암과 같은 지반은 탄소성적 또는 점탄성적 성질을 나타내는 것이 일반적이지만, 응력이 매우 작은 범위에서는 탄성적 성질을 나타내는 것으로 알려져 있다. 일반적으로 구조물의 설계하중에 의한 응력은 탄성적 비례한계내에서 설계되므로, 탄성이론이 토질구조물의 해석에 널리 적용되고 있다.

그림 1.은 구조물 주변지반의 전단가능면과 Bedding Plane 사이의 각도에 따라 이방성을 가진 전단저항의 효과를 정성적으로 나타낸 것이다.



1: CK₀U-압축조건, 2: CK₀U-인장조건, 3: CK₀-단순직접전단 조건

그림 1. 전단가능면과 현장지반파괴면

지표면으로부터 임의 깊이의 수평면과 평행한 x-y평면이 등방적인 직교등방성 지반에서 x, y, z축이 탄성체의 대칭축에 일치한다면, x 종변형계수를 E_x, σ_x에 대한 y, z방향의 Poisson비를 ν_{yx}, ν_{zx}이라 두고, y, z방향에서도 각 탄성정수를 E_y, ν_{zy}, ν_{xy}; E_z, ν_{xz}, ν_{yz}이라 할 때, 직교등방탄성체의 응력과 변형률의 관계를 행렬식으로 표현하면 식(1)로 표현된다.

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_y} & -\frac{\nu_{xz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{yz}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_x} & -\frac{\nu_{zy}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_z} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$G_z = \frac{E_x}{2(1 + \nu_{yx})}, \quad \nu_{xz} = \nu_{zx} \cdot \frac{E_z}{E_x} \quad (2)$$

여기서, E_y = E_x, ν_{yx} = ν_{xy}, ν_{zy} = ν_{zx},

2.1.2 탄성적 등방성(Elastic Isotropy)

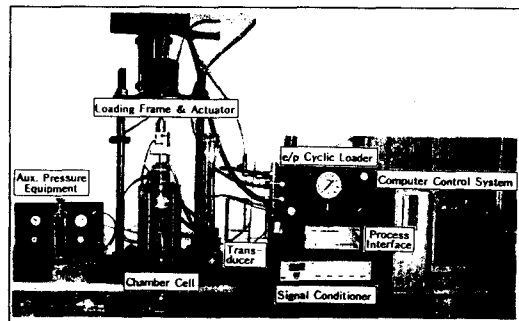
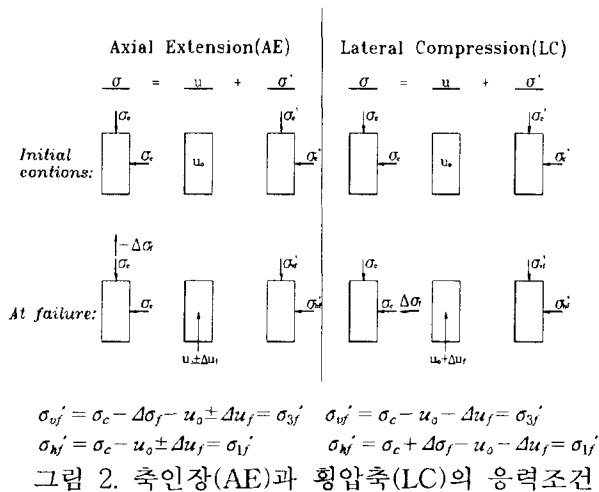
임의의 균질한 등방체는 응력 및 변형이 매우 작은 범위내에서는 완전탄성체와 같이 외력에 의한 변형이 하중제거와 동시에 완전한 원상으로 복귀하며, 이 범위내에서는 응력과 변형이 비례관계가 성립한다. 여기서, 등방탄성체에 각 응력성분이 단독으로 작용할 때, 응력-변형률 관계는 식(1)에서 E_x = E_y = E_z, ν_{xy} = ν_{yx} = ν_{xz} = ν_{zx} = ν_{yz} = ν_{zy}, G_x = G_y = G_z이다.

그러므로 직교등방탄성체 모델이나 등방탄성체 모델조건하에서 구조물과 주변지반의 거동특성을 수치해석적 방법으로 해석할 경우, 전술한 식(1), 식(2)를 기본으로 하며, 필요한 지반정수는 포이동 풍화잔적토의 삼축압축시험결과로부터 추정하여 사용하였다.

2.2 시험

2.2.1 축방향압축 및 횡방향압축 삼축시험

본 삼축시험은 비배수조건에서 응력경로에 따른 풍화잔적토의 압축 및 인장 강도특성을 규명함과 동시에 탄성계수 및 강도정수 결정과 압축·인장거동을 파악하기 위하여 응력제어(Stress Control)로써 전단방향에 따라 축방향압축(AC; Axial Compression), 횡방향압축(LC; Lateral Compression)시험을 시행하였다. 축방향인장(AE; Axial Extension) 및 횡방향압축(LC) 삼축시험에 대한 응력조건은 그림 2.에 나타내었다. AC, LE시험과 AE, LC 시험의 차이점은 중간 주응력 σ_2 의 기능이다. AC와 LE 시험은 $\sigma_2 = \sigma_3$ 로서 시험 초부터 파괴시까지 주응력의 회전(Rotation)이 없다. 그러나, AE와 LC Test에서는 $\sigma_2 = \sigma_1$ 이며, 주응력의 회전이 일어나며, 파괴시 수평응력은 최대주응력(Major Principal Stress)이 된다.



2.2.2 시험장비

시험에 사용된 장비는 그림 3.과 같이 C.K. Chan 등(1990)에 의해 개발된 자동삼축시험기(The Automated Triaxial Testing System; C.K.C Type)를 사용하였다.

2.2.3 시험과정에 따른 고려사항

- 1) 시험에 사용된 흙은 현장채취 후 상온건조시켜 #4체(4.76mm)를 통과한 시료를 사용하였으며, 공시체의 크기를 최대입경의 약 10배 이상 되도록 시료의 직경을 50mm로 하였다. 단부구속조건을 고려하기 위해 공시체 길이를 직경의 2.1배로 하였다.
 - 2) 시료 성형은 현장의 흙상대를 재현하기 위하여 건조단위중량이 1.54g/cm³, 자연함수비 15%가 되도록 시료를 성형하였다.
 - 3) 포화 과정 ; 진공법(Vacuum Pressure Supply)과 배압법(Back Pressure Supply)을 병행하여 과잉 간극수압계수(B값)를 0.97이상으로 하였다.
 - 4) 비배수시험에서의 재하율
- Blight(1963)는 간극수압의 평형화에 소요되는 시간을 95%의 평형화가 이루어졌을 때의 시간으로 보고, 간극수압의 평형이 이루어지는 이론적인 해를 식(3)과 같이 제시하였다.

$$t_f \approx t_{95} = \frac{T_{95} \cdot H^2}{C_{te}} \quad (3)$$

$$t_f = \frac{T_{95} \cdot H^2}{C_{te}} = \frac{T_{95} \cdot H^2}{C_{te}} = \frac{T_{95} \cdot H^2}{0.2 \cdot \frac{H^2}{t_{50}}} \quad (\text{일면배수일 때, } T_{95}=1.6)$$

$$\approx \frac{1.6}{0.2} \cdot t_{50} = 8 \cdot t_{50} \quad (4)$$

풍화잔적토의 압밀시험에서 구한 시간(log t)-압밀곡선에서 t_{50} 은 약 21.7분 정도이며, 식(4)를 이용해 구한 t_f 는 약 173분 정도이다. 따라서 본 비배수시험에서는 이를 기준으로하여 일률적으로 하중재하속도를 1.0 KPa/min으로 하였다.

3. 시험결과

3.1 시료의 특성

본 시험에 사용된 시료는 1996년 1월 서울시 포이동 지역에 건설중인 도시 고속도로 현장에서 채취하였다. 포이동 시료의 지질형태는 지체구조상 경기육괴에 해당하는 지역으로 선 캄브리아기의 호상 혹은모편마암(Banded Biotite Gneiss)과 세립질 편마암(Fine Grained Gneiss) 및 신생대 제4기의 충적층으로 구분된다. 시료의 물리적 특성은 표 1.과 같다.

표 1. 시료(풍화잔적토)의 특성

다짐		액소성 (%)			#200체 통과량(%)	G_s	통일분류
$\gamma_{d,max}(t/m^3)$	O.M.C(%)	액성한계	소성한계	소성지수			
1.90	13.3	34.0	19.8	14.2	47.4	2.74	SC

포이동지역의 흙은 통일분류법상 "SC"로 분류되나, #200 표준망체(0.075mm) 통과량이 47.4%으로써 세립분이 30%~35%이상이며, 또한 투수계수는 $9.02 \times 10^{-6} \sim 5.35 \times 10^{-7}$ cm/sec의 값을 보이므로 포이동 지역의 풍화잔적토 지반은 사실상 점성토와 같이 거동할 것임을 추정할 수 있다.

3.2 압축 특성

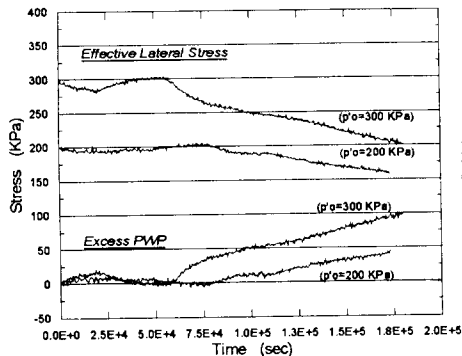


그림 4. 일정구속응력하에서 시간경과에 따른 과잉간극수압과 유효구속응력의 변화

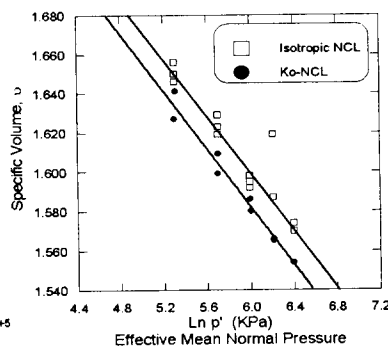


그림 5. 등방· K_0 -정규압축 시험 결과

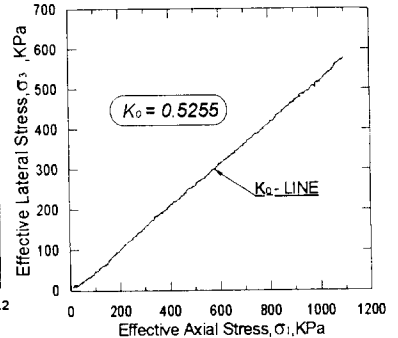


그림 6. K_0 압밀곡선 (K_0 -Line)

그림 4.는 압밀응력 200 및 300KPa로 등방압밀시킨 후, 비배수상태조건에서 구속압력을 일정하게 유지시킨 상태에서 임의의 시간동안 과잉간극수압과 유효응력의 변화를 측정된 결과이다. 이 그림으로부터 재성형한 풍화잔적토 시료는 상대적으로 큰 구속압력일수록 시간이 경과함에 따라 과잉간극수압이 보다 크게 나타났으며, 단계적 압밀응력증가로 인한 과잉간극수압이 소산된 후에도 일정한 구속응력하에서 뚜렷

한 정(+)의 과잉간극수압의 증가와 함께 시료의 압축경향이 유발됨을 알 수 있다. 이러한 현상은 압밀과정 중 재성형한 풍화잔적토 시료내에 점진적으로 입자의 파쇄가 발생되고 있는 것으로 추정할 수 있으며, 시험시간이 비교적 짧은 비배수삼축시험일 경우는 구속압력이 작을수록 영향이 작은 반면에, 배수조건에서 구속압력이 클수록 입자파쇄에 의한 체적수축의 영향이 클 것으로 판단된다.

포이동 시료를 재성형하여 삼축압축 상태로 압밀시킨 결과는 그림 5와 같으며, 등방정규압축곡선 (Normal Compression Line : NCL)의 기울기(λ)는 0.0731~0.0873의 범위에 분포하며, 산술평균한 값은 0.0788로 산정되었다. K_0 압축곡선은 등방압축곡선(NCL)의 좌측에 위치하며, K_0 압축곡선의 기울기(λ)는 평균 0.0789로써 거의 같은 값을 나타내고 있다. 그림 6.에서와 같이 K_0 압밀시험시 $\sigma_1 \sim \sigma_3$ 공간에서 기울기 즉, K_0 값은 약 0.5255의 값을 보였다.

3.3 전단특성

전단시험 전후의 포이동 시료의 모양은 그림 3.8에 나타내었다. 그림 7.(a)는 전단전의 시료모양이고, 그림 7.(b)는 축방향제하 인장 및 횡방향제하 압축시험시 Necking 현상을 유발시킨 인장전단파괴 후의 시료이며, 그림 7.(c)는 축방향제하 압축시험시 Bulging 현상이 발생하면서 압축전단파괴가 일어난 후의 시료형상을 보인 것이다.

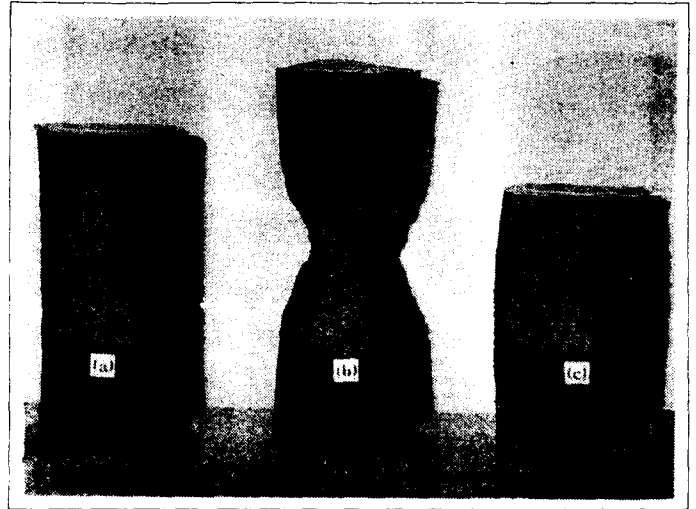


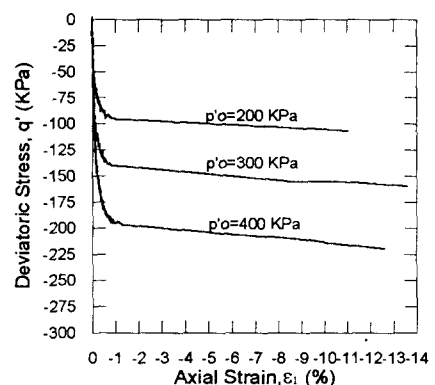
그림 7. 전단시험전후의 시료형상 (a) 전단시험전 (b)횡방향압축전단시험후 (c) 축제하압축전단시험후

3.3.1 횡방향제하 압축시험(LC Test)

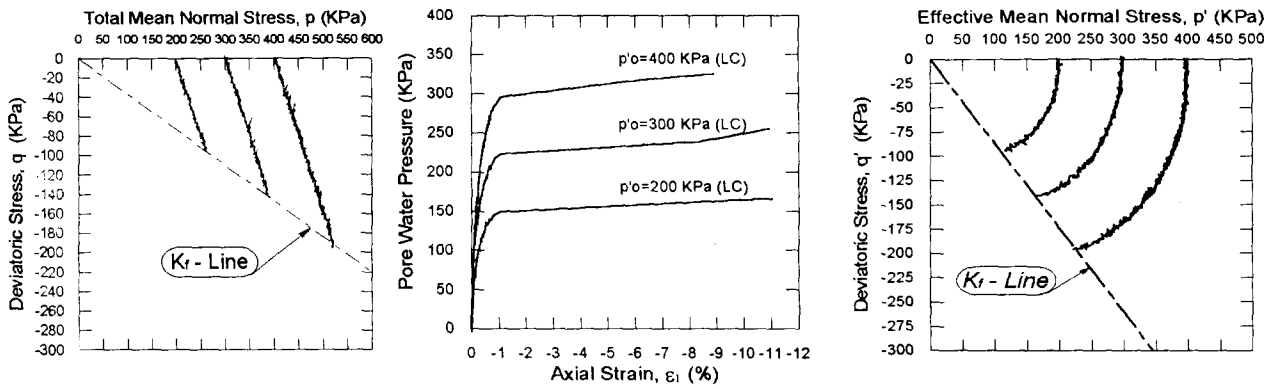
CIU-LC시험은 등방정규압밀시킨 시료에 축방향으로는 구속압력을 일정하게 유지하면서 비배수 조건에서 횡방향으로 압축재하하는 시험이며, 풍화잔적토의 축방향 인장거동을 파악하는 데에 목적을 두었다. 시험결과는 표 2. 및 그림 8.(a)~(d)와 같다. 전단진행 양상은 약 1.0% 이내에서 최대축차응력에 도달하였으며, 시료에 Necking 현상과 함께 횡방향 압축에 의한 급격한 인장파괴가 발생하였다. 본 시험결과에 의하면 구속응력이 다른 모든 LC시험에서 구속응력이 증가함에 따라 각각 축차응력과 과잉간극수압도 증가하여 같은 양상을 띠면서 일정한 파괴포락선에 도달됨을 그림 8.(b),(d)에서 알 수가 있다. LC시험의 경우, 응력경로의 파괴포락선(K_f -Line) 기울기는 전응력경로에서 0.3667, 유효응력경로에서 0.8696으로 산정되었다.

표 2. 횡방향 압축시험(CIU-LC)결과

Test No.	압밀응력 p'_o (kPa)	파괴시 축차응력 (kPa)	함수비 (%)	파괴시 축변형률 (%)	파괴시 과잉간극수압(KPa)
38	200	-93.0	23.77	-0.63	136.0
48	300	-139.0	22.61	-0.68	208.0
49	400	-195.0	21.74	-0.95	288.0



(a) 축차응력-변형률 곡선



(b) 전응력경로(TSP) (c) 과잉간극수압-변형률 곡선 (d) 유효응력경로(ESP)

그림 8. 방향 압축시험(CIU-LC)결과

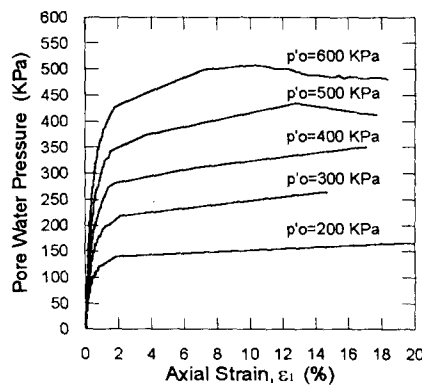
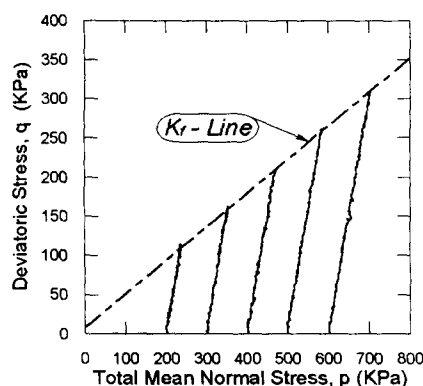
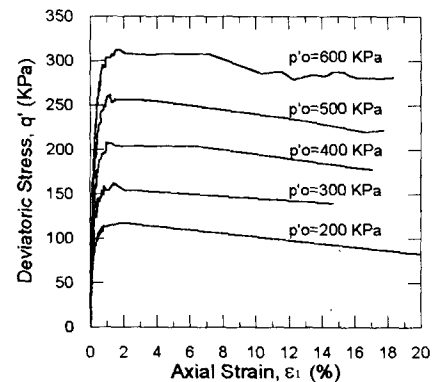
3.3.2 축방향재하 압축시험(AC Test)

시험결과는 표 3. 그림 9(a)~(d)와 같으며, 축차응력은 감소하는 경향이 있으나, 오히려 과잉간극수압은 압축전단파괴 시점 후에도 증가하려는 양상이 나타나고 있다. 그 원인은 전단중의 입자파쇄 현상으로 추정할 수 있으며, 김(1993)은 풍화잔적토의 CIU-AC시험에서 최대축차응력에 도달한 후에도 계속적으로 입자파쇄가 발생하여 간극수압을 크게 발생시키는 주원인임을 언급한 바 있다.

그림 9.(b),(d)에서는 정규압밀된 흙의 비배수 압축전단과정을 응력경로로 표현한 것이다. 각 구속압력에 따라 축차응력이 증가하면서 파괴시까지 일정한 포락선(K_r-Line)에 도달하려는 것을 알 수 있고, 그 기울기는 전응력경로일 때 0.4315, 유효응력경로일 때 1.0638로 산정되었다.

표 3. 축방향재하 압축시험(CIU-AC Test) 결과

Test No.	압밀응력 p'₀ (KPa)	파괴시 축차응력 (KPa)	함수비 (%)	파괴시 축변형률 (%)	파괴시 과잉간극수압 (KPa)
26	200	114.0	23.63	1.8	136.0
24	300	160.0	22.76	1.5	206.0
27	400	207.0	21.63	1.5	276.0
28	500	258.0	21.44	1.5	344.0
25	600	309.0	20.83	1.6	418.0



(b) 전응력경로(TSP) (c) 과잉간극수압-변형률 곡선 (d) 유효응력경로(ESP)

그림 9 축방향재하 압축시험(CIU-AC Test) 결과

4. 지반정수의 이방성

4.1 지반강도정수의 검토

4.1.1 점착력 및 내부마찰각

본 시료를 등방정규압축 상태로 압밀시킨 후, 전단시험을 수행한 결과 점착력은 거의 없는 것으로 나타났고, CIU-AC시험과 LC시험의 결과에서 모두 전응력개념에서는 약 11°, 유효응력개념에서의 내부마찰각은 약 27° 내외의 값을 보여 전단방향에 따른 내부마찰각의 이방성은 두드러지게 보이지 않았다.

등방정규압밀 비배수삼축인장 또는 압축시험의 결과로부터 Mohr-응력원에 의한 파괴포락선을 이용하여 내부마찰각과 점착력을 산정하면 표 4.와 같다.

표 4. 점착력 및 내부마찰각 산정결과

구 분	전응력 고려		유효응력 고려	
	점착력 c (KPa)	내부마찰각 φ (°)	점착력 c' (KPa)	내부마찰각 φ' (°)
CIU-AC Test	5.0	11.3	0	26.6
CIU-LC Test	0	10.9	0	25.6

4.1.2 변형계수(Secant Young's Modulus)

시험결과에서 풍화잔적토의 압축 또는 인장에 대한 변형계수를 구하면, 변형계수는 응력-변형을 곡선에서 다음의 식(5)와 같이 정의한다.

$$E_{50} = \frac{1/2 \times (\text{최대축차응력})}{\text{최대축차응력의 } 1/2\text{되는 곳의 축변형률}} = \frac{\text{비배수 전단 강도}(= Su)}{\text{최대축차응력의 } 1/2\text{되는 곳의 축변형률}} \quad (5)$$

정규압밀토의 각 시험에 대하여 구속응력에 따른 변형계수는 표 5.에 나타내었고, 그림으로 표현하면 그림 10.과 같다. 이 결과로부터 비배수시험(CIU)에서의 변형계수는 구속응력이 커짐에 따라 증가하며, LC시험에 대한 변형계수는 AC보다 약 3.2~3.7배, AE시험보다는 약 1.2~1.4배의 값을 보였다.

그러므로, 실내시험으로부터 풍화잔적토의 지반변형계수를 삼축시험결과로부터 산정할 경우 이러한 변형계수는 전단방향에 따른 이방성을 띠고 있음을 알 수 있다.

4.2 비배수 전단강도(Undrained Shear Strength)

그림 11.과 같이 지반내 임의 시료에서 최대주응력방향과 수평선과의 각도가 i 라면, 비배수 전단강도는 식(6)과 같이 정의한다.

$$Su_{(i)} = \frac{1}{2} \times (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6)$$

$Su_{(i)}$ = 최대주응력이 수평선과 i 의 각도일 때 비배수 전단강도

Casagrande와 Carrillo(1944)는 이방성 흙의 방향에 따른 비배수 전단강도의 변화를 식(7)과 같이 제안하였다.

$$Su_{(i)} = Su_{(H)} + [Su_{(V)} - Su_{(H)}] \sin^2 i \quad (7)$$

표 5. 변형계수(Secant Young's Modulus) 산정결과

Test No.	구속응력 σ'_c (KPa)	전단강도 S_u (KPa)	$1/2 \times$ 파괴시 변형률 (%)	변형계수 E_{50} (KPa)	Test Type
26	200	57.0	*1 $\epsilon_a : 0.105$	54,286	CIU-AC
38		46.5	*2 $\epsilon_l : 0.027$	172,222	CIU-LC
24	300	80.0	$\epsilon_a : 0.125$	64,000	CIU-AC
48		69.5	$\epsilon_l : 0.029$	239,655	CIU-LC
27	400	103.5	$\epsilon_a : 0.145$	71,379	CIU-AC
49		96.5	$\epsilon_l : 0.037$	260,811	CIU-LC
28	500	129.0	$\epsilon_a : 0.150$	86,000	CIU-AC
25	600	154.5	$\epsilon_a : 0.140$	110,357	CIU-AC

*1 ϵ_a : 축방향변형률(Axial Strain), *2 ϵ_l : 횡방향변형률(Lateral Strain)

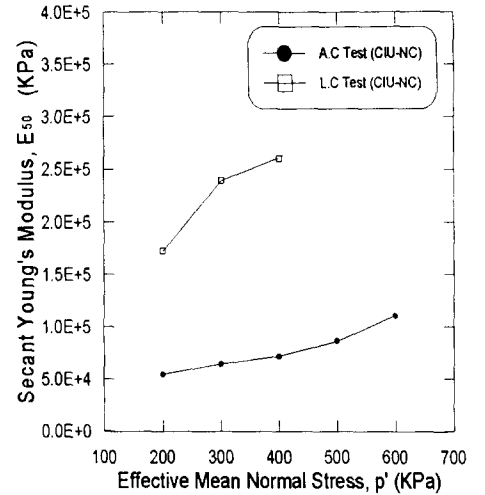


그림 10. 평균유효압밀응력-변형계수관계

또한, Bedding Plane과 평행한 수평방향 비배수 전단강도와 연직방향 비배수 전단강도비, Anisotropy Ratio는 다음의 식(8)로 표현된다.

$$\text{Anisotropy Ratio, } R = \frac{S_{u(V)}}{S_{u(H)}} \quad (8)$$

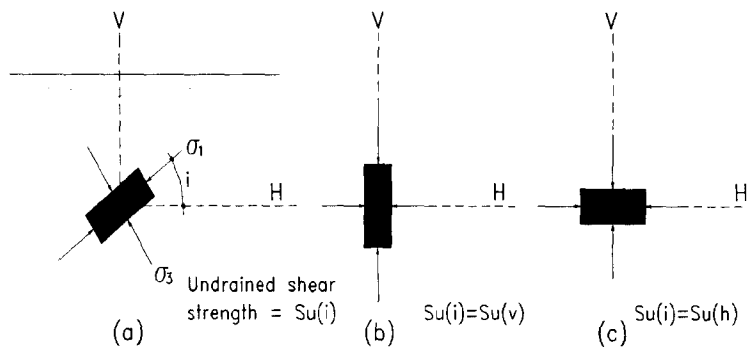


그림 11. 방향에 따른 비배수 전단강도의 변화

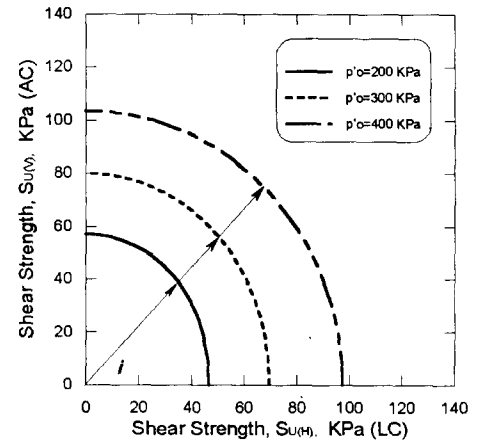


그림 12. 비배수 전단강도의 변화 시험결과

등방정규압밀된 본 풍화산적토의 비배수 AC, LC 삼축시험결과로부터 각 구속응력, p'_o 마다 비배수 전단강도로 취해서 식(8)을 이용하여 $S_{u(V)}-S_{u(H)}$ 평면상에 나타내면 그림 12.와 같다. 그림 12.를 살펴보면, 흙을 재성형하여 각각 서로 같은 구속응력하에서 등방압밀시켰다 하더라도 전단강도 측면에 있어서는 수평방향보다 연직방향의 강도이방성을 나타내고 있는데, 이는 시료 재성형시의 다짐에 의한 영향이 남아있음을 알 수 있다. 특히, 낮은 구속응력(200KPa)하에서는 Anisotropy Ratio가 1.225로서 강도이방성이 큰 반면에 높은 구속응력(400KPa)하에서는 1.073으로 강도이방성이 현저히 줄어드는 것으로 나타났는데 그 이유로서 높은 등방압밀하중에 의해서 시료 다짐시의 이방성이 줄어들었기 때문으로 판단된다.

5. 지하구조물의 해석

5.1 개요

본 장에서는 앞에서 시험한 각 종의 지반강도정수를 근거로 수치해석적 방법을 사용함으로써 실제 지하구조물 건설시에 주변지반의 등방 및 이방탄성적 거동을 예측·비교하였다.

수치해석은 유한차분법(Finite Difference Method, FDM) 알고리즘을 이용한 지반구조물 해석프로그램인 『FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua, ver. 3.22)』을 이용하였으며, 지반구성모델은 등방탄성모델(Isotropic Elastic Model)과 직교등방탄성모델(Transversely Isotropic Elastic Model)을 사용하였다. 특히 토사터널의 해석과정은 초기응력 계산시에 지반의 관심대상깊이의 등방 또는 이방적인 탄성물성치를 사용하였고, 굴착단계 및 구조물설치 단계에서는 굴착진행에 따른 막장 근처에서 응력과 변형의 3차원 구조가 형성되므로 이에 대해 하중분담을 개념을 도입하여 3차원 효과를 고려하였다.

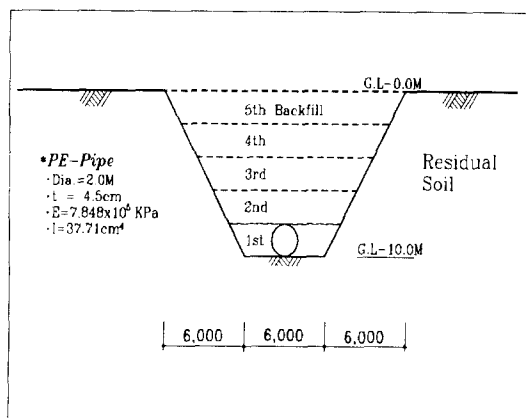
5.2 지반 및 해석단면 조건

해석대상으로 첫째, 지반을 굴착하고 2.0M의 대구경 원형PE-Pipe를 설치한 후, 2.0M씩 5단계로 총 10.0M를 되메움하는 과정을 설정하여 모델링한 PE관과 둘째로, 풍화토지반내에서 지표로부터 S.L까지의 깊이가 G.L-20.0M로써 직경이 5.0M인 원형단면터널을 설정하여 등방·직교등방적 탄성모델로서 해석하였다. 해석에 사용된 지반상수는 표 6.과 같이 비배수삼축시험결과를 이용하였으며, PE-Pipe와 터널의 지반 및 단면조건은 그림 13.과 그림 14.에 보인 바와 같다.

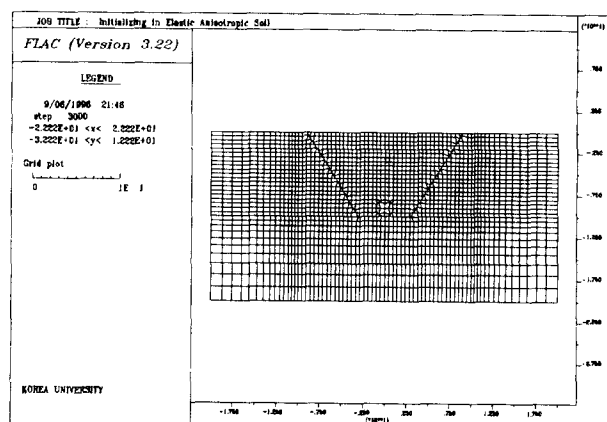
PE-Pipe와 터널 굴착에 대한 주지보인 슛크리트는 Beam요소로써 1차 및 2차 슛크리트(S/C ; Shotcrete)는 타설단계마다 지보물성치를 달리하여 적용하였으며, 좌우경계는 수평방향 변위를, 하부경계는 수직방향 변위를 구속하였다. 본 해석에 사용된 2차원 해석요소망은 그림 5.6과 같다. 터널 해석시 하중분담률은 지보물성치를 변화시켜 가면서 굴착시 터널주변지반에 30%, Soft Shotcrete 타설시 70%, Hard Shotcrete 타설 및 Concrete Lining 설치전에 100%를 적용하였다.

표 6. 해석조건별 지반강도정수($p'=200$ KPa ;CIU-NC 시험결과)

구분	단위중량 γ_t	연직방향 변형계수 $E_v (=E_z)$	수평방향 변형계수 $E_H (=E_x, E_y)$	포아송비 ν_{zx}, ν_{yx}	
단위	t/m ³	KPa	KPa	-	
지반 정수	등방탄성모델	1.77	54,286	54,286	-
	직교등방탄성모델	1.77	54,286	172,222	0.244

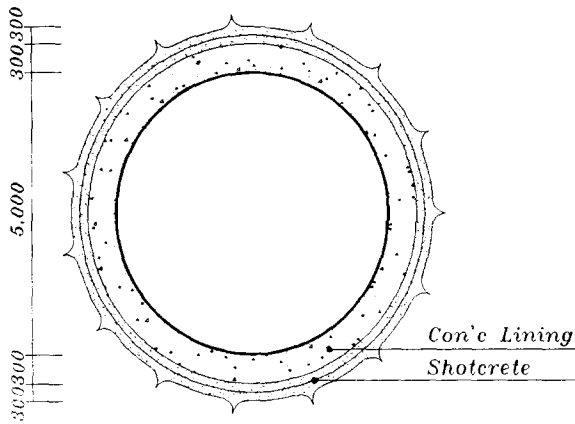


(a) PE-Pipe 매설 지반단면

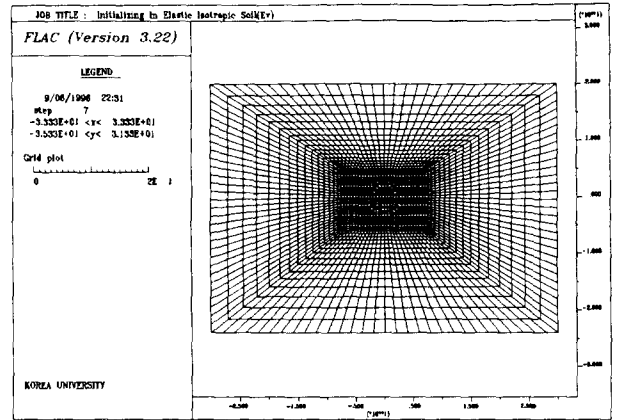


(b) 대구경 PE-Pipe 해석요소망

그림 13. PE-Pipe 매설 해석단면 조건



a) 터널 단면도(원형단면,단위:mm)



(b) 토사 터널 해석요소망

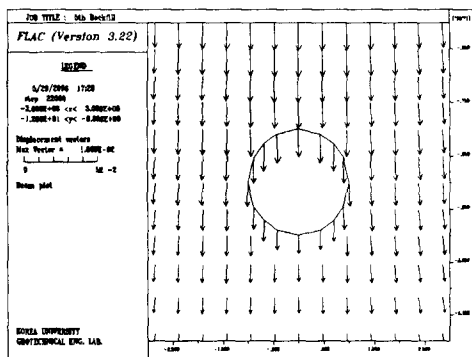
그림 14. 원형터널단면 및 해석요소망

5.3 해석 결과

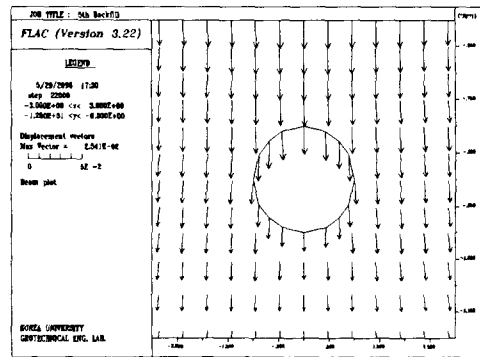
최종 단계 해석후의 결과를 표 7.에 나타내었으며, 각 해석모델별로 지하구조물과 주변지반의 변위양상은 그림 15.과 그림 16.에 나타내었다. 여기서 해석결과를 살펴보면, 전반적으로 크기에는 차이가 있으나 해석모델 조건에 상관없이 거동에는 비슷한 양상을 보임을 알 수 있다. 특히 PE-Pipe 천정부에서 등방탄성의 경우 이방탄성보다 1.35배의 연직변위가, Spring Line에서 약 3배의 과대한 수평변형이 유발될 것으로 나타났다. 터널굴착시공에 의한 주변지반의 변형은 인버트(Invert)에서 최대변위가 발생하였으며, 특히, 주목할 사항은 등방탄성모델은 직교등방탄성모델에 비해 연직변형이 1.15~1.28배의 차이를 보이는 반면에, 수평변형은 약 3배의 과대한 변위가 발생될 것으로 나타났다.

표 7. 해석모델별 수치 FDM 해석 결과(최종단계)

구 분	PE-PIPE		원형토사터널		
	직교등방탄성모델	등방탄성모델	직교등방탄성모델	등방탄성모델	
최대모멘트(N-M)	6.803	10.84	3,575	4,471	
최대 전단력 (N)	28.80	46.93	2,687	3,894	
최대 축력(N)	76,850	90,190	175,900	178,800	
수평변위(mm)	S.L.(외측방향)	0.641	1.835	0.749	2.303
연직변위 (mm)	Crown	18.19(↓)	24.48(↓)	8.310(↓)	9.590(↓)
	Invert	12.08(↓)	16.64(↓)	14.04(↑)	16.91(↑)
	S.L.	15.60(↓)	21.30(↓)	2.720(↑)	3.480(↑)

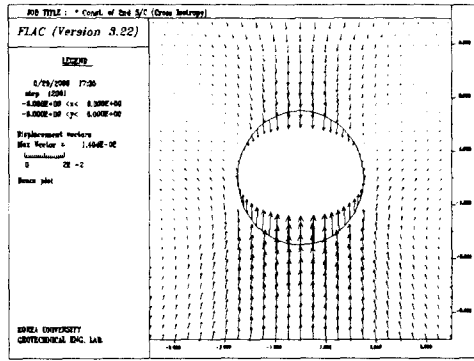


(a) 직교등방 탄성해석시 변위

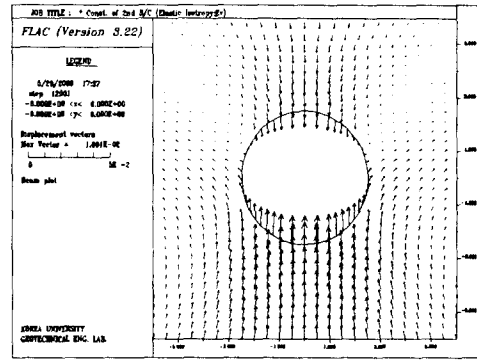


(b) 등방 탄성해석시 변위

그림 15. PE-Pipe 구조물과 주변지반의 변형양상



(a) 직교등방 탄성모델



(b) 등방 탄성모델

그림 16. 모델별 터널의 내공변위와 주변지반의 변형양상

6. 결론

본 연구에서 시험결과의 분석으로부터 나온 풍화잔적토의 거동특성과 지하구조물의 수치해석결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 서울포이동 지역의 풍화잔적토는 모암이 흑운모 편마암 및 세립질 편마암으로 통일 분류법상 “SC”로 분류되나, 세립분의 함량이 47.4%, 투수계수는 $9.02 \times 10^{-6} \sim 5.35 \times 10^{-7}$ cm/sec의 값으로 나타났으며, 이는 사실상 점성토와 같은 거동을 보일 것으로 판단된다.

2) LC시험의 경우 Necking이, AC시험은 Bulging현상과 함께 축변형률 약 1.5%이내에서 각각 급격한 인장 및 압축 파괴되었으며, 재성형 풍화잔적토의 입자과쇄의 경향은 구속압력에 따라 시점과 크기는 다를 수 있으나 일정구속하의 압밀과정중 및 전단시에서도 간접적으로 확인할 수 있었다.

3) 내부마찰각은 AC시험과 LC시험의 결과에서 모두 방향에 따른 이방성은 두드러지게 보이지 않았다. 그러나, 지반정수의 이방적인 경향이 변형계수에서 나타나며, LC시험의 변형계수는 AC보다 3.2~3.7배의 값을 보였다.

4) Anisotropy Ratio를 산정한 결과, 흙을 재성형하여 각각 서로 같은 구속응력하에서 등방압밀시켰다 하더라도 전단강도 측면에 있어서는 수평방향보다 연직방향이 보다 큰 강도이방성을 나타내고 있다. 특히, 낮은 구속응력하에서는 강도이방성이 큰 반면에 높은 구속응력하에서는 강도이방성이 현저히 줄어드는 것으로 나타났다.

5) 지하구조물 및 주변지반의 거동의 수치해석은 전반적으로 변위, 모멘트 및 축력 등이 직교등방탄성 모델이 등방탄성모델보다 작은 값을 보였다.

해석결과로부터 PE-Pipe 구조물의 경우는 Pipe 천정부에서 등방탄성의 경우 이방탄성보다 1.35배 과대한 변형이 유발될 것으로 나타났고, 또한 Spring Line에서의 수평변위는 등방탄성모델이 약 3배의 큰 차이를 보였다. 원형 토사터널의 경우는 등방탄성모델은 직교등방탄성모델에 비해 연직변형이 1.15~1.28배의 차이를 보이는 반면에, 수평변형은 약 3배의 과대한 변위가 발생할 것으로 나타났다.

이상의 수치해석 결과를 비추어 볼 때, 풍화잔적토내에 등방탄성모델조건하에서 터널구조물을 설계 및 시공하는 경우, 지반의 이방성을 고려한 모델에 비하여 전반적으로 터널내공변형과 지보에 걸리는 내력이 과대하게 예측될 것으로 추정된다.

6) 본 연구에서는 원지반시료 채취가 곤란한 풍화잔적토 시료를 실내에서 재성형하고 이를 이용하여 흙의 지반강도정수에 대한 이방적 거동특성을 규명하였다. 특히, 지반의 이방적거동은 지질학적으로 과대한 편토암이 작용하는 지반이나, 팽창성지반 등에 실제 구조물을 건설할 경우 매우 탁월할 것이다. 그러므로, 지하구조물 설계를 위한 지반정수 추정에 있어서 이러한 지반의 이방적강도특성을 파악하여 적절히 설계에 적용함이 보다 타당할 것으로 사료된다.

* 참고 문헌

1. 김 용진(1993), “구성방정식을 이용한 다짐화강토의 공학적특성”, 고려대학교 박사학위논문.
2. 임 병조, 김 영수(1989), “토질시험법”, 형설출판사.
3. 한국지반공학회(1994), “지반조사결과의 해석 및 이용”, 지반공학시리즈 I.
4. 황 정규(1992), “건설기술자를 위한 지반공학의 기초이론”, 구미서관
5. Blight, G. E.(1963), “The Effect of Nonuniform Pore Pressure on Laboratory Measurements of the Shear Strength of Soils”, *SPT. 361, ASTM*, pp. 173~191.
6. Bowles, J. E.(1982), *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Co.
7. Casagrande, A., and Carrillo, N.(1944), *Shear Failure of Anisotropic Materials*, Boston Society of Civil Engineers: Contribution to Soil Mechanics 1941-53, pp. 122-135
8. Chan, C. K.(1990), *Automated Triaxial Testing Manual*.
9. Das, B. M.(1983), *Advanced Soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Co.
10. FLAC-2D Manual(1993), *FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Version 3.22, Itasca Consulting Group, Inc.
11. Head, K. H.(1980), *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol. 1, 2, 3, Pentech Press.
12. Holtz, R. D., and Kovacs, W. D.(1981), *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Inc.
13. Lambe, T. W., and Whitman, R. V.(1979), *Soil Mechanics, SI Version*, Wiley & Sons.