

## 액상화 해석을 위한 간단한 구성모델

### A Simple Constitutive Model for Soil Liquefaction Analysis

박 성 식<sup>1</sup> Park, Sung-Sik

김 영 수<sup>2</sup> Kim, Young-Su

Byrne, P. M.<sup>3</sup>

김 대 만<sup>4</sup> Kim, Dae-Man

#### Abstract

Several damages due to large displacement caused by liquefaction have been reported increasingly. Numerical procedures based on effective stress analysis are therefore necessary to predict liquefaction-induced deformation. In this paper, the fully coupled effective stress model called UBCSAND is proposed to simulate pore pressure rise due to earthquake or repeated loadings. The proposed model is a modification of the simple perfect elasto-plastic Mohr-Coulomb model, and can simulate a continuous yielding by mobilizing friction and dilation angles below failure state. Yield function is defined as the ratio of shear stress to mean normal stress. It is radial lines on stress space and has the same shape of Mohr-Coulomb failure envelope. Plastic hardening is based on an isotropic and kinematic hardening rule. The proposed model always causes plastic deformation during loading and reloading but it predicts elastic unloading. It is verified by capturing direct simple shear tests on loose Fraser River sand.

#### 요 지

액상화에 따른 지반의 과도한 변형으로 인한 피해가 자주 발생되고 있다. 그에 따른 지반의 움직임 예측하기 위해서는 유효응력 개념에 기초한 수치해석 기법이 요구되어 진다. 본 연구에서는 지진 및 유사한 반복 하중에 따른 수압의 상승을 예측할 수 있는 연성(fully coupled) 유효응력 구성모델인 UBCSAND를 제안하였다. 제안된 모델은 간단한 완전탄소성모델인 Mohr-Coulomb을 변형한 형태로 마찰각(friction angle)과 팽창각(dilation angle)을 점진적으로 증가시킴으로써, 기존의 파괴상태내에서도 연속적인 소성변형 발생을 표현할 수 있다. 항복함수는 전단응력과 평균응력의 비인  $(\sigma'_{1}-\sigma'_{3})/(\sigma'_{1}+\sigma'_{3})$ 로 나타내며, 응력도의 원점에서 시작하는 무한개의 방사선을 의미한다. 따라서, Mohr-Coulomb의 파괴면과 같은 형태의 무수한 항복면을 가진다. 소성 경화법칙은 등방경화(isotropic hardening)와 이동경화(kinematic hardening)를 혼합한 형태를 이루고 있다. 재하(loading) 및 재재하(reloading)시에는 연속적인 소성 변형이 일어나나, 제하(unloading)시에는 탄성변형을 가정하였다. 제안된 모델은 느슨한 Fraser River 모래를 이용한 직접단순전단시험(Direct simple shear test)결과와 비교하여 검증하였다.

**Keywords :** Constitutive model, Liquefaction, Mohr-Coulomb, UBCSAND

#### 1. 서 론

뎀, 사면 등과 같은 많은 지반구조물들이 흙으로 만

들어졌으며, 혹은 흙 위의 구조물이나 흙 속의 터널, 지하공간 구조물 등이 존재하고 있다. 따라서, 흙 내의 유효응력 변화는 주위의 모든 구조물에 직접적으로 영

1 정회원, 브리티시 콜롬비아대학교 토목공학과 박사수료 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Univ. of British Columbia, Canada, park1059@hanmail.net)

2 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

3 브리티시 콜롬비아대학교 토목공학과 명예교수 (Emeritus Prof., Dept. of Civil Engrg., Univ. of British Columbia, Canada)

4 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 공학박사 (Member, Ph.D., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다. 단, 건전한 토의 문화 정착을 위하여 학회에서 내용을 조정할 수 있음을 알려드립니다.

향을 미칠 수 있다. 과거에 발생한 지진의 경우를 보면 포화된 사질토 지반의 유효응력 감소로 인하여 많은 구조물들이 파괴되거나, 그 기능을 상실한 경우가 자주 발생하였다. 이와 같이 간극수압 상승에 따른 유효응력 저하로 발생하는 지반의 변위는 유효응력 개념을 사용하여 해석할 수 있다.

큰크리트나 철근 등과 같은 다른 토목재료와 달리 흙은 전단변형시 초기부터 소성변형이 발생하며, 그에 따른 체적의 변화를 일으킨다. 따라서, 흙의 구성모델 개발에서는 전단변형시에 발생하는 흙의 연속적인 경화현상과 그에 수반하는 체적변화를 어떻게 수식화하느냐 하는 것이 가장 중요한 요소 중의 하나이다. 전단변형으로 인한 체적변화를 팽창률(dilatancy)이라 하며, 최근의 연구 결과에 따르면 팽창률은 전단응력비뿐만 아니라 상대밀도(relative density,  $D_r$ )의 영향 또한 크게 받는 것으로 나타났다(Li and Dafalias, 2000). Li와Dafalias(2000)는 위의 두 가지 영향을 모두 고려한 팽창률을 제안하였다. 하지만, 대다수의 연구자들은 Rowe(1962)가 처음으로 제안한 팽창률이론처럼, 상대 밀도에 관계없이 전단응력비의 영향만을 고려하였다.

유효응력에 기초한 동적 구성모델은 크게 다음과 같이 분류할 수 있다. Dafalias(1986)가 제안한 경계면 개념에 기초한 모델(Bounding surface model), Prevost(1985)가 일반화시킨 Nested surfaces 모델과 Zienkiewicz등(1990)이 사용한 일반화된 소성모델(Generalized plasticity), 그리고 Kolymbas(2000)가 정식화한 Hypoplasticity 모델이다. 이러한 대부분의 동적 구성모델들은 많은 입력변수가 필요하거나, 때론 상당수의 입력변수가 물리화적인 의미를 가지지 않는 경우도 있으며, 실무에 적용되기 보다는 연구용으로 주로 사용되고 있다.

본 논문에서는 간단하며 사질토에 적합한 Mohr-Coulomb 모델을 변형하여, 지진하중과 유사한 반복 전단변형으로 인한 흙의 골격구조를 묘사할 수 있는 구성모델을 제안하였다. 제안된 모델은 반복 직접단순전단시험의 결과와 비교분석함으로써 검증하였다.

## 2. 탄소성 구성모델: UBCSAND

본 연구에서 제안한 구성모델명은 UBCSAND라 한다. 이 모델은 사질토의 단순 및 반복되는 전단변형에 따른 소성변형만을 고려하였으며, 간극수압 상승에 따라 평균유효응력이 감소하는 액상화문제를 해석하기

위한 모델이다. 입력변수로서 흙의 상대밀도만으로 어떤 사질토의 동적해석도 가능하도록 하였다. 본 모델을 이용한 수치해석은 실무 및 연구용으로 널리 사용되고 있는 FLAC(Itasca, 2000)을 이용하였으며, 본 절에서는 제안된 모델을 탄성거동과 소성거동으로 나누어 설명하였다.

### 2.1 탄성거동

흙의 탄성부분은 Hook's 법칙의 평면 변형률 조건에 따라 계산된다. 따라서, 선형이며 등방성을 가지며, 일반 응력은 다음과 같이 계산된다.

$$\sigma'_{11} = \left( \frac{3B+4G}{3} \right) \cdot \varepsilon_{11} + \left( B - \frac{2G}{3} \right) \cdot \varepsilon_{22} \quad (1)$$

$$\sigma'_{22} = \left( \frac{3B+4G}{3} \right) \cdot \varepsilon_{22} + \left( B - \frac{2G}{3} \right) \cdot \varepsilon_{11} \quad (2)$$

$$\sigma'_{33} = \left( B - \frac{2G}{3} \right) \cdot (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) \quad (3)$$

$$\sigma'_{12} = 2G \cdot \varepsilon_{12} \quad (4)$$

탄성변형 계산에는 흙의 전단계수( $G$ )와 체적계수 ( $B$ )가 요구되며, 일반적으로 평균응력  $\sigma'_m$ (단위 kPa)에 따라서 그 값이 변한다. 그러므로, 전단계수는 다음과 같이 정의하였다.

$$G = k_G^e \cdot P_a \cdot (\sigma'_m / P_a)^{0.5} \quad (5)$$

여기서,  $P_a$ 는 대기압 (=100kPa);  $k_G^e$ 는 탄성전단정수로써 Seed 등(1986)에 의하면 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$k_G^e = 21.7 \cdot K_{2max} \quad (6)$$

$K_{2max}$ 는 사질토의 상대밀도에 따라 값이 달라지며, 보통 느슨한 사질토의 경우에는 40 그리고 단단한 사질토의 경우에는 55정도의 값을 가진다. 자세한 범위는 Seed 등(1986)의 연구 결과에서 살펴볼 수 있다.

전단계수는 실내시험이나 현장시험으로부터 많은 경험식이 제안되었다. 하지만, 체적계수는 실험을 통해서 직접적으로 구하는 방법보다는 일반적으로 포아송비  $\nu$ 에 따라 다음과 같이 구할 수 있다.

$$B = \alpha \cdot G \quad (7)$$

여기서,  $\alpha = [2(1+\nu)]/[3(1-2\nu)]$  사질토의 포아송 비( $\nu$ )는 보통 0에서 0.2정도의 값을 가지는 것으로 알려져 있

다(Hardin, 1978). 따라서,  $\alpha$ 는 2/3 에서 4/3 범위내의 값을 가질 수 있다.

## 2.2 소성거동

탄소성 이론에서 응력증분은 다음과 같이 계산할 수가 있다(Prevost 1985).

$$d\sigma = [D]^e d\epsilon^e = [D]^e (d\epsilon - d\epsilon^p) \quad (8)$$

여기서,  $[D]^e$ 는 전단계수와 체적계수로 이루어진 탄성 계수 행렬을 의미한다. 만약, 소성변형이 일어나지 않을 경우에는 소성변형률 증분  $d\epsilon^p$ 가 0이지만, 소성변형이 일어날 경우에는 0이 아닌 값을 가지며 전단변형으로 인한 소성변형률 증분  $d\epsilon^p$ 를 계산해야 한다. 소성변형률 증분은 유동규칙과 경화법칙으로부터 얻어지며, 얻어진 소성변형률 증분은 위 식 (8)에서 탄성변형률 증분계산에 사용 된다.

### 2.2.1 항복함수

간단하며 사질토에 적합한 구성모델은 Mohr-Coulomb 완전탄소성모델이다. 이 모델의 경우, 흩이 그림 1에 나타난 것처럼 파괴상태에 있으면 소성변형을 나타내고, 그 곡면 내에 있을 경우에는 탄성변형을 의미한다. 그러나, 이 모델은 항상 소성변형을 나타내는 사질토에 적용하기에는 부적절하다. 따라서, 마찰각을 아주 작게 나누어서 조금씩 증가하게 만들면, 이 마찰각 증분이 각각의 항복면을 나타내게되어 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (9)$$

여기서,  $\phi_m$ 은 활성 마찰각(mobilized friction angle)이라 하며,  $\sigma'_1$ 과  $\sigma'_3$ 는 각각 최대 및 최소 주유효응력을 의미한다. 이와 유사한 개념은 Vermeer(1984) 및 Wan과 Guo(1998)에 의해서도 사용되었다. 식 (9)를 다시 쓰면 항복함수  $f$ 를 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = \tau - \sigma'_m \cdot \sin \phi_m \quad (10)$$

여기서,  $\tau$ 는 최대 전단응력을 의미하며  $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ 과 같이 나타내며,  $\sigma'_m$ 은 평균응력이므로  $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ 과 같이 나타낼 수 있다. 항복면은 그림 1에서처럼 응력도의 원점을 출발한 무수한 방사선 모양을 하고 있다.

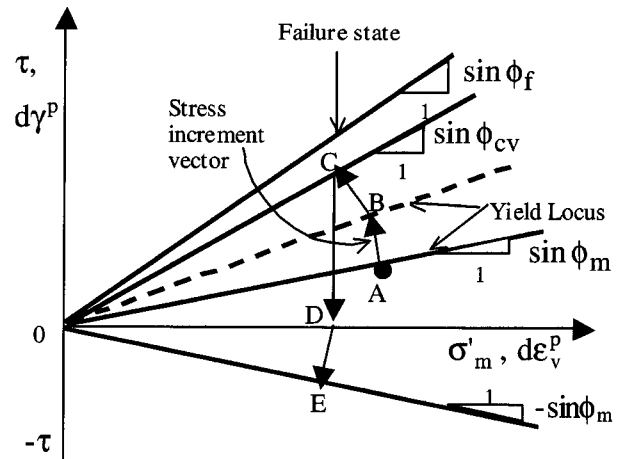


그림 1. 항복면과 파괴상태

### 2.2.2 유동규칙과 소성 포텐셜함수

유동규칙은 소성포텐셜함수에서 수직방향을 가지는 소성변형률증분  $d\epsilon^p$ 를 정의하는데 사용된다. 점성토의 경우는 관련 유동규칙이 일반적이거나 사질토의 경우에는 많은 실내실험으로부터 사질토의 팽창성으로 인하여 비관련 유동규칙이 더 적합한 것으로 알려져 있다 (Vermeer, 1984). 제안된 모델에서는, 그림 2에 묘사된 것처럼 소성 포텐셜함수( $g$ )를 항복함수와 형태가 비슷하게 다음과 같이 정의하였다.

$$g = \tau - \sigma'_m \cdot \sin \psi_m \quad (11)$$

여기서,  $\psi_m$ 은 활성팽창각(mobilized dilation angle)이라 하며, Mohr-Columob모델에서는 이 값이 상수이지만 제안된 모델에서는 응력비에 따라서 변화한다.  $\sin \psi_m$ 은 응력비를 나타내는  $\sin \phi_m$ 을 이용해서 다음과 같이 정의하였다.

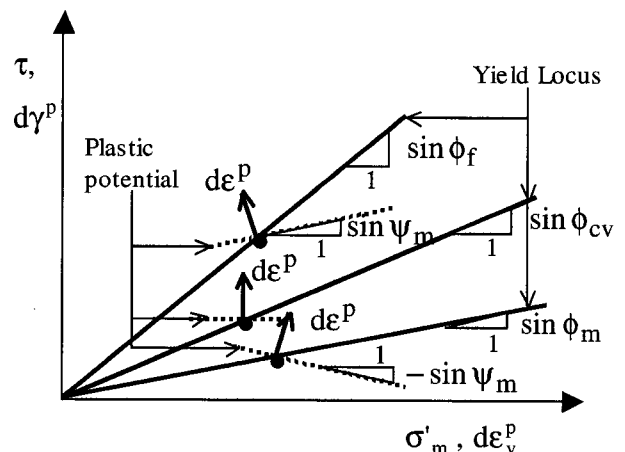


그림 2. 유동규칙과 소성 포텐셜함수

$$\sin \psi_m = (\sin \phi_{cv} - \sin \phi_m) \quad (12)$$

여기서,  $\phi_{cv}$ 는 체적변화가 없는 상태의 마찰각을 의미하며, 사질토의 상대밀도에 관계없이 32도에서 33도 범위의 값을 가진다(Negussey et al., 1988). 식 (12)는 에너지 입력과 소산 관계로부터 유도되며, Puebla 등(1997)은 그 유도과정을 잘 설명하였다.

소성 변형률증분( $d\epsilon^p$ )은 그림 2에 묘사된 소성 포텐셜 함수( $g$ )를 이용하여 다음과 같이 계산된다.

$$d\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (13)$$

여기서,  $\lambda$ 는 소성변형의 정도를 나타내는 상수이며, 소성 변형이 발생할 경우에는 0이 아닌 값을 가지게 된다. 식 (13)에서 얻어진 소성 변형률증분을 식 (8)에 대입하면 응력증분이 계산되며, 이 응력증분을 이전 응력에 더하면 새로운 응력이 얻어진다. 이 새로운 응력은 경화법칙에 따라 확장된 항복조건을 만족해야 하므로 미지수  $\lambda$ 를 구할 수 있는데, 이를 일관조건(consistency condition)이라 한다. 다시 말하면, 일관조건이란 응력증분이 소성변형을 일으킬 때 새로운 응력상태는 항상 항복면 위에 있어야 함을 의미한다( $f=0$ ).

### 2.2.3 경화법칙

경화법칙은 등방경화와 이동경화를 혼합한 형태로 이루어져 있다. 경화법칙은 계속되는 소성변형을 어떻게 표현할 것 인지를 나타낸다. 즉, 항복면이 계속해서 확대되고 있는 상황을 표현한다. 일반적으로 사질토는 전단응력비가 계속 증가함에 따라서 소성변형이 연속적으로 일어난다. 여기서는, 전단응력비  $\eta (= \tau/\sigma'_m)$ 와 소성 전단변형률( $\gamma^p$ )사이의 관계를 그림 3과 같은 포물선 형태로 가정하였다. 가정된 포물선 관계식은 다음과 같이 표현된다.

$$\eta = \frac{\gamma^p}{\left(\frac{\sigma'_m}{G_i^p}\right) + \left(\frac{\gamma^p}{\eta_{ult}}\right)} \quad (14)$$

여기서,  $G_i^p$ 는 초기 소성전단계수를 의미하며, 전단응력비가 0일때, 즉 최대소성전단계수를 의미하며,  $\eta_{ult}$ 는 극한전단응력비를 의미한다.

식 (14)를 미분해서 증분형태로 표현하면, 다음과 같다.

$$d\gamma^p = (1/(G^p/\sigma'_m)) \cdot d\eta \quad (15)$$

여기서, 전단 소성변형률증분( $d\gamma^p$ )는 응력비증가에 따라 발생하며, 그 정도는 소성전단계수( $G^p$ )에 따라 결정된다.  $G^p$ 는 다음과 같이 표현된다.

$$G^p = G_i^p \cdot \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f} R_f\right)^2 \quad (16)$$

여기서,  $\eta_f$ 는 파괴시의 응력비를 의미하며,  $\sin \phi_f$ 와 같다.  $R_f(=\eta/\eta_{ult})$ 는 파괴비를 나타내며, 포물선모양을 결정짓는데 사용된다.  $R_f$ 는 보통 0.8에서 0.95사이의 값을 나타낸다. 그리고, 초기 소성전단계수는 다음과 같이 평균응력에 따라 값이 달라진다.

$$G_i^p = k_G^p \cdot P_a \cdot (\sigma'_m/P_a)^{0.4} \quad (17)$$

여기서,  $k_G^p$ 는 소성 전단정수를 의미하며, 탄성 전단정수를 이용해서  $k_G^p \approx 8 \cdot (D_r)^4 \cdot k_G^e + 100$ 과 같이 나타낼 수가 있다(Byrne et al., 2004).

소성변형의 발생원리는 현재의 응력상태 즉 그림1의 A점에서 전단응력이 증가하면 그에 따른 응력비가 증가하여 응력상태가 그림 1의 A에서 B로 이동하게 된다. 이 응력비증가는 그림 3의 A에서 B로의 이동에 해당되므로, 그림 3에 나타난 소성 전단변형률증분( $d\gamma^p$ )가 얻어진다. 이를 체적변화 계산에 사용하게 된다.

체적변화는 팽창률에 의해 표현된다. 팽창률은 현재의 전단응력비에 따라서 좌우되며, 다음과 같이 표현된다.

$$d\epsilon_v^p = (\sin \psi_m) \cdot d\gamma^p \quad (18)$$

만약, 활성 마찰각  $\phi_m$ 이  $\phi_{cv}$ 보다 작거나 클때는  $\sin \psi_m$ 가 0보다 크거나 작으므로, 체적감소 혹은 체적증가를 일으킨다. 하지만,  $\phi_m$ 이  $\phi_{cv}$ 와 같을 때는  $\sin \psi_m$ 이 0이므로 어떠한 체적변화도 일어나지 않는다. 다시 말하면, 전단응

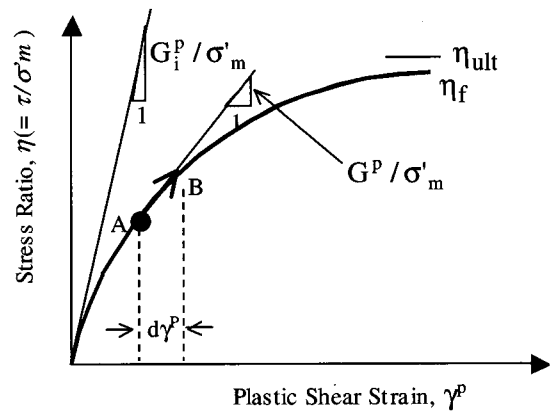


그림 3. 포물선 모양의 경화 법칙

력비  $\sin\phi_m$ 이 그림 1에 있는  $\sin\phi_{cv}$ 보다 작으면 항상 체적 감소가 일어나고,  $\sin\phi_{cv}$ 보다 크면 체적증가를 나타낸다.

연속적인 등방경화현상은 다음과 같이 표현된다. 그림 1에 나타난 기울기는 활성마찰각의  $\sin$ 값 (즉,  $\sin\phi_m$ )을 나타내며, 마찰각의 증가는 항복면의 확장, 즉 소성변형을 의미한다. 다음 단계의 하중을 가하기 전 항복면의 증가분  $d\eta$ 를 식 (19)처럼 계산하여 그만큼 항복면을 확장시킴과 동시에 하중증가로 인한 소성변형이 발생하면, 일관조건에 따라서 응력상태가 현재의 항복면에 재배치된다.

$$d\eta = d(\sin\phi_m) = (G^P/\sigma'_m) \cdot d\gamma^P \quad (19)$$

항복면의 경로는 그림 1에서 나타난 것과 같이 세 가지로 구분할 수 있다. 즉, 경로 A-B-C는 재하, C-D는 제하, D-E는 재재하, 제하(경로C-D)시에는 항복면이 이전의 항복면(C점)에 고정되어 있으나, 전단응력의 부호가 (+)에서 (-)로 바뀌고 동시에 항복면은 D점으로 이동하여 재재하(경로D-E)를 실시하게 된다. 이 과정은 이동경화법칙에 해당된다. 재하 및 재재하는 소성변형을 제하는 탄성변형을 발생한다.

### 2.2.4 소성변형 입력변수

앞서 소개된 네 개의 소성변형과 관계된 입력변수는 직접단순전단시험을 수행하여 구할 수 있으며, 정리하면 다음과 같다.  $\phi_{cv}$ =체적변화가 없는 상태의 마찰각,  $\phi_f$ =파괴시의 마찰각,  $R_f$ =경화법칙에서 포물선모양을 결정짓는 파괴비,  $k_G^P$ =소성 전단계수 결정에 사용되는 소성 전단정수.

## 3. 비배수 해석

외부 하중에 따른 흙의 저항강도는 기본적으로 유효응력과 관계가 있다. 그리고, 액상화 현상은 이 유효응력이 흙 속의 간극수압 상승으로 인하여 저하되거나 0으로 될 경우에 흙이 저항력을 상실하여 마치 물과 같이 거동하거나 전단저항을 일부 또는 완전히 상실하는 현상을 말한다. 여기서는, 간극수압 계산의 기본적인 원리를 설명하고자 한다.

그림 4의 (a)와 (b)는 같은 면적을 가졌고, (a)는 흙의 골격구조를 나타내며, (b)는 압축성을 가진 물로만 이루어져 있다고 가정하였다. (a)의 경우는 유효응력 변화를 나타내어 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$d\sigma'_v = B \cdot de_v^e \quad (20)$$

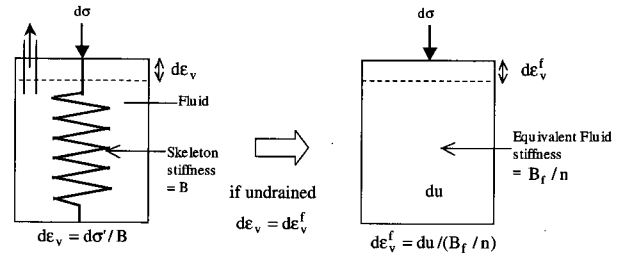


그림 4. 비배수 일때의 간극수압증분 계산방법

그리고, (b)의 경우 체적변화로 인한 등가수압 상승은 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$du = \left(\frac{B_f}{n}\right) \cdot de_v^f = \left(\frac{B_f}{n}\right) \cdot de_v \quad (21)$$

여기서,  $(B_f/n)$ 는 물의 등가 체적계수(equivalent fluid bulk modulus)를 의미한다. 위의 식에서 간극수압 변화  $du$ 는 물의 체적변화  $de_v^f$ 로 발생하며, 체적변화가 없으면 원칙적으로 수압의 변화는 발생하지 않는다. 비배수의 경우에는 골격의 체적 변화와 물의 체적변화는 같으므로, 즉  $de_v^f = de_v$ 이다. 그림 4는 위의 내용을 도식적으로 잘 나타내었다.

비배수의 경우, 유효응력의 감소는 수압의 증가와 같으므로 반대부호를 사용해서 식 (20)과 식 (21)을 같게 놓으면, 다음과 같은 식 (22)로 전개할 수 있다.

$$du = -B \cdot de_v^e = -B \cdot (de_v - de_v^p) = -B \cdot \left(\frac{du}{B_f/n} - de_v^p\right) \quad (22)$$

위의 식 (22)를 다시 정리하면  $B_{skem}$ 을 포함하여 다음과 같이 나타낼 수가 있다.

$$du = \frac{B}{1 + \frac{B}{B_f/n}} \cdot de_v^e = B_{skem} \cdot B \cdot de_v^e \quad (23)$$

위의 식 (23)에서 볼 수 있는 것처럼 간극수압 계산에서  $B_{skem}$ 이 중요한 변수역할을 하고 있다. 따라서,  $B_{skem}$ 은 포화도와 비례하므로 포화도가 간극수압 상승에 직접적인 영향을 주고 있음을 알 수가 있다.

## 4. 실내실험을 통한 구성모델의 검증

사질토 구성모델의 검증은 사질토의 골격구조 거동을 먼저 예측한다. 즉, 배수 조건하의 전단변형시에 나타나는 응력-변형률 관계와 체적변형 거동을 먼저 예측할 수 있어야 한다. 비배수 조건하의 거동은 단지 흙 입자들

구속하는 주위 간극수의 체적계수를 고려해 주면 된다. 예를 들어, 배수 조건하에서는 사질토내에 존재하는 간극수는 어떠한 구속력도 받지 않으므로 체적계수는 0이다. 그러나, 비배수의 경우에는 흙 입자의 부피감소가 흙속에 있는 간극수를 구속하게 되어 수압상승을 일으킨다. 따라서, 간극수의 체적계수는 포화도와 간극수에 작용하는 구속압에 따라 다르며 최대 2e6kPa의 값을 가진다.

본 절에서는 부족한 배수조건하의 실험자료를 고려하여 비배수실험과 동일한 결과를 얻을 수 있는 constant volume test를 이용하여 구성모델을 검증 하였다.

#### 4.1 직접단순전단시험

삼축시험이 가장 일반적으로 사용되는 실내실험이지만, 지진시에 발생하는 전단파로 인한 지반의 거동을 잘 묘사하는 실내실험은 직접단순전단시험이다(Peacock and Seed, 1968). 따라서, 실내실험은 University of British Columbia(UBC)에 있는 Norwegian Geotechnical Institute (NGI) type 직접단순전단시험 장비를 이용하였다. NGI 장비는 나선방향의 철사가 멤브레인안에 들어 있는 형태의 보강 멤브레인을 사용한 것이 특징이며,  $K_0$ 로 압밀한 다음 정해진 반복전단응력을 가하였다. UBCSAND 모델의 계산치를 반복직접단순전단 실험치와 비교해서 그 성능을 검토하였다.

시료는 공기중낙하(air pluviation) 방법으로 준비 하였으며, 상대밀도는 40% 그리고 초기 수직방향 유효응력( $\sigma'_{v0}$ )은 100kPa를 가하였다. 실험 방법은 비배수 실험과 동일한 결과를 얻을 수 있으며, 건조시료를 사용할 수 있는 constant volume test를 실시 하였다. 이 실험방법은 간단하며 시료를 포화시킬 필요가 없는 장점 등이 있으며, Finn과 Vaid(1977)는 그 특징을 잘 설명하였다. Sriskandakumar(2004)는 실험방법 및 장비를 비롯한 구체적인 연구를 수행하였다.

#### 4.2 비배수 조건과 Constant Volume 조건의 수치해석 비교

본 연구에서 수행한 수치해석 방법은 실험에서 사용한 동일한 조건인 constant volume상태에서 모델을 검증하였다. 한편, 직접단순전단시험을 이용하여 constant volume 상태의 수치해석을 그와 동일한 실험결과를 얻을 수 있는 비배수 상태의 수치해석과 비교하였다. 수치해석은 단위면적을 가진 하나의 요소(single element)를 사용하

였으며, constant volume test를 예측하기 위하여 그림 5에 나타난 것처럼 모든 절점의 양방향을 고정시킨 뒤 상부에 수평변위를 가하였다. 그러나, 비배수의 경우에는 상부의 양절점의 Y방향(아랫방향)은 고정하지 않았다.

상대밀도 40%와  $\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$ 의 가정하에, 비배수 상태(실선표시)와 constant volume상태(원형표시)의 수치해석 결과를 그림 6에 서로 비교하였다. 비배수 조건에

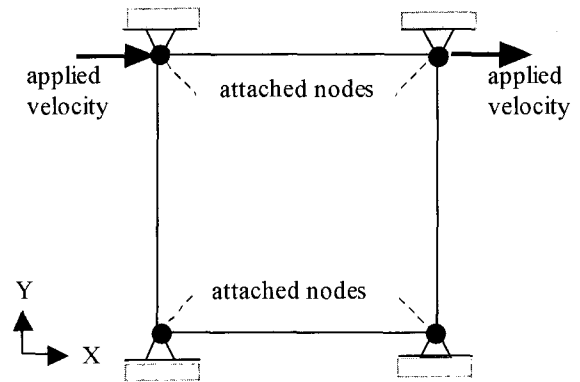
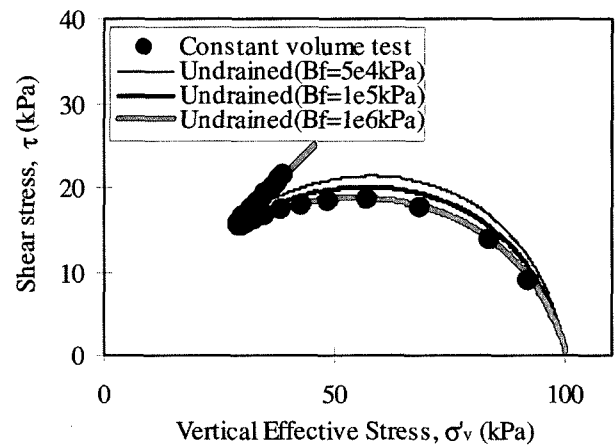
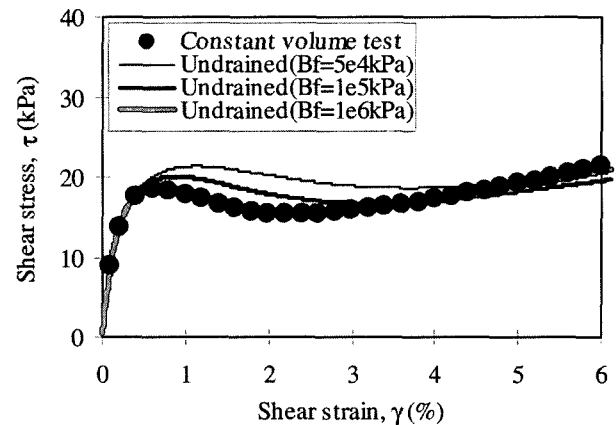


그림 5. 수치해석 경계조건



(a) 유효응력도



(b) 응력-변형률 관계

그림 6. 비배수 상태와 constant volume상태의 수치해석

표 1. 수치해석 입력변수

$k_G^e$	$\alpha$	$k_G^p$	$\phi_{cv}$	$\phi_t$	$R_f$
878	0.75	282	33°	34°	0.92

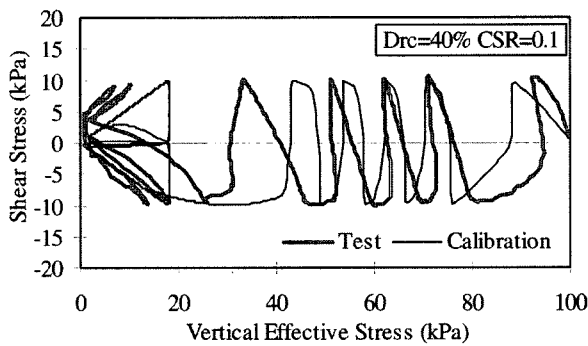
서는 체적계수가 중요한 변수역할을 하므로, 세 가지 값을 비교하였다. 그 값이 1e6kPa 이상일 경우에 constant volume 상태와 동일한 결과를 보였다. 체적계수를 제외한 모든 입력변수는 표 1에 나타난 것과 동일하다.

### 4.3 수치해석과 시험 결과 예측

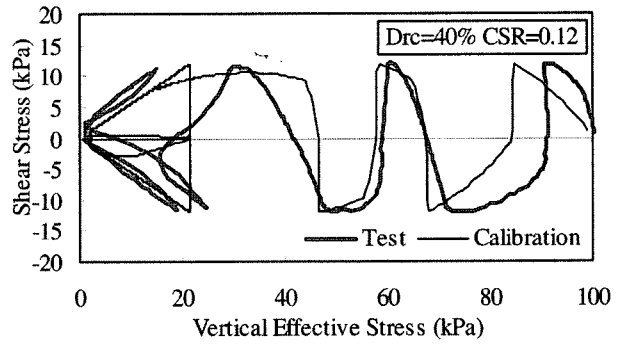
반복 직접단순전단시험에서는  $\tau_{xy}/\sigma'_{v0}$ 를 반복 전단응

력비로 정의하며, 세 가지 반복 전단응력비(Cyclic Stress Ratio, CSR)를 사용하였다. 세 가지 반복 전단응력비 0.1, 0.12 및 0.15의 응력도, 전단응력-변형률 관계 및 간극수압비(Pore Pressure Ratio, PPR= $u/\sigma'_{v0}$ )는 그림 7, 8 및 9에 각각 나타내었다. 두꺼운 선이 실험치를 나타내며, 얇은 선은 계산치를 나타낸다. 상대밀도가 40%로 동일 하므로, 세 가지 수치해석의 입력변수는 표 1에서 처럼 모두 동일하다.

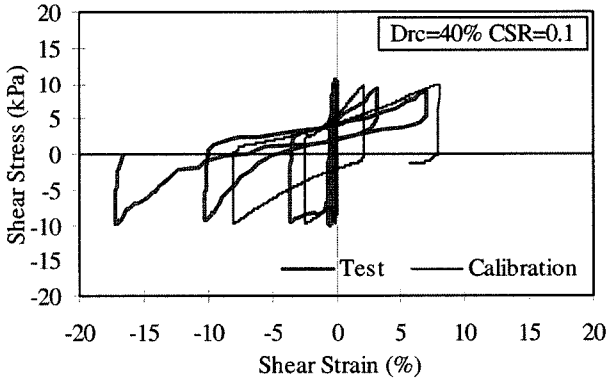
본 논문에서, 액상화의 정의는 반복 삼축압축시험의 축차변형률 2.5%에 해당하는 전단변형률이 3.75%가 되었을 때를 의미한다. 본문에서 소개된 실험에서 전단변형률



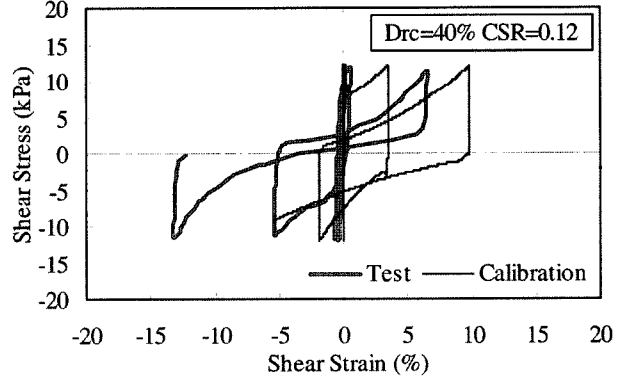
(a)유효응력도



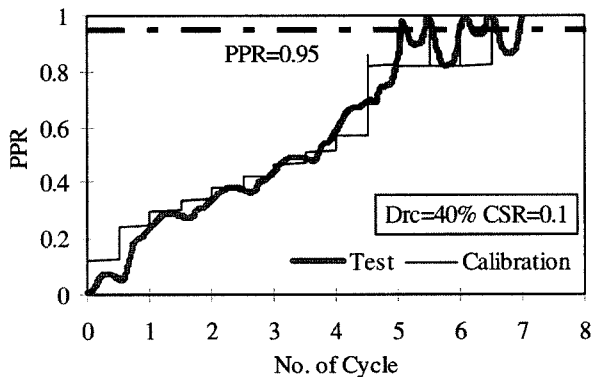
(a)유효응력도



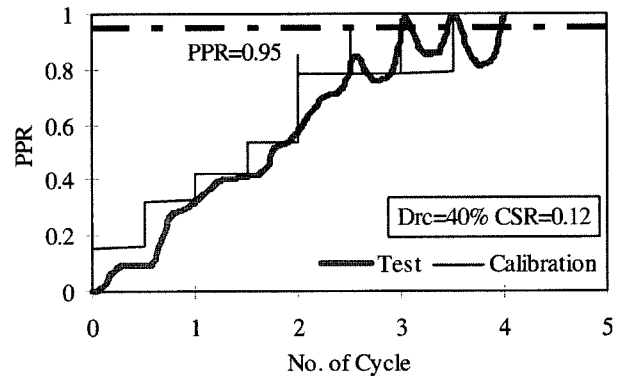
(b)응력-변형률 관계



(b)응력-변형률 관계



(c)간극수압비(PPR)



(c)간극수압비(PPR)

그림 7. 반복 전단응력비 0.1일때의 직접단순전단시험

그림 8. 반복 전단응력비 0.12일때의 직접단순전단시험

이 3.75%일때, 간극수압비는 보통 95%이상의 값을 보였다. 따라서, 액상화 정의에서 일반적으로 사용되는 두 가지 기준인 전단변형률과 간극수압비의 차이는 크지 않음을 알 수 있었다. 위 실험에서 관찰된 중요한 점은 그림 7(c), 8(c) 및 9(c)에서 보듯이 직접단순전단시험에서 보통 첫번째 반복재하에서 많은 양의 간극수압이 발생함을 알 수 있다. 그리고, 흙 입자들의 팽창이 시작된 이후에 제하를 실시하면, 특히 많은 양의 간극수압이 발생함을 알 수 있다. 이 현상을 미시역학적으로 설명하면 다음과 같다.

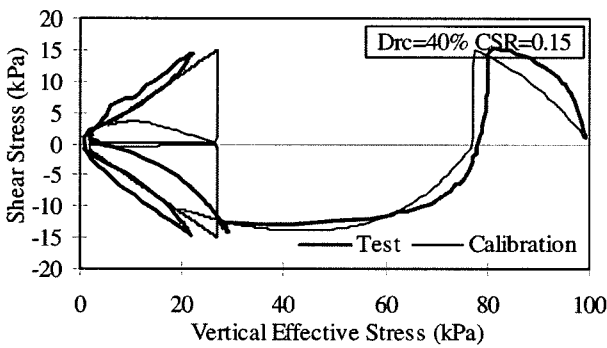
Vaid와 Chern(1985)은 흙 입자들이 압축성에서 팽창성으로 바뀌는 곳을 상태변환선(phase transformation

line)이라고 했다. 이 시점에서는 흙 입자들이 반복되는 전단변형으로 입자끼리 재배치를 하게되며, 그에 따른 체적감소를 보이나 그 현상이 점차 약해지면서 입자끼리의 맞물림 현상으로 인해 반대로 체적이 팽창하는 현상(dilating or overriding)이 나타나기 시작한다. 그 이후의 제하는 이러한 불완전한 흙 골격을 완전히 붕괴시켜 상당한 양의 체적감소와 그에 따른 간극수압 증가를 발생시킨다.

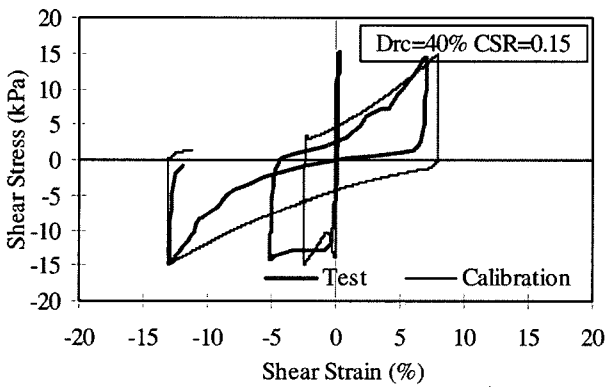
UBCSAND는 동일한 상대밀도를 가진 모래의 경우에는 실험 조건에 상관없이 동일한 입력변수를 사용하여, 실험치에서 나타난 사질토의 거동을 예측하고 있다. 따라서, 어떤 특정한 조건하의 응력-변형률 관계와 같은 구체적인 결과를 모두 만족시키기보다는, 실용적인 측면에서 간극수압비 및 변형률의 전반적인 경향에 중점을 두고 개발하였다. 그리고, 수치모델의 검증시에는 응력-변형률 관계와 함께 액상화시의 반복 재하횟수 일치에 더욱 중점을 두었다.

UBCSAND는 제하를 탄성으로 가정하므로, 실험 결과에서 나타난 dilation을 뒤따르는 제하시의 급잡스런 유효 응력저하 현상을 묘사하지는 못한다. 그러나, 그림 9(a)에서 나타난 것처럼, 제하 뒤의 재재하시에 전단강도를 훨씬 작게함으로써, 그림 9(b)와 같이 응력과 변형률 관계는 비교적 잘 예측할 수 있다. 그림 7(c), 8(c), 및 9(c)에 얇은 선으로 표시된 간극수압비의 수치해석 결과에서, UBCSAND는 실시간 간극수압 상승을 예측하나, 재하횟수는 매 0.5회마다 계산할 수 있다. 계산된 간극수압비의 상승 경향이 실험치와 잘 일치함을 알 수 있다.

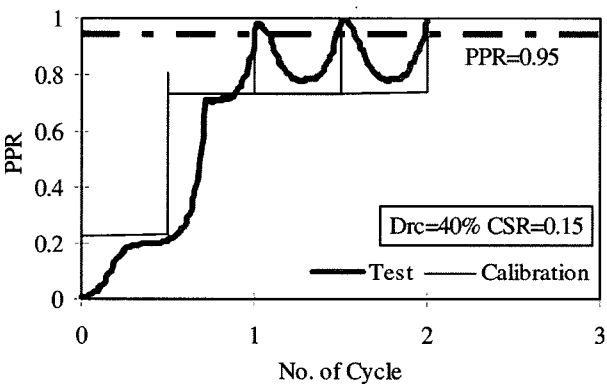
실험에서 얻어진 액상화 강도는 원모양으로 그림 10에 표시하였다. UBCSAND의 계산치도 실선으로 그림 10에 함께 비교하였는데, 실험치를 잘 예측하고 있음을 알 수 있다. 일반적으로 반복 직접 단순전단시험으로써



(a) 유효응력도



(b) 응력-변형률 관계



(c) 간극수압비(PPR)

그림 9. 반복 전단응력비 0.15일때의 직접단순 전단시험

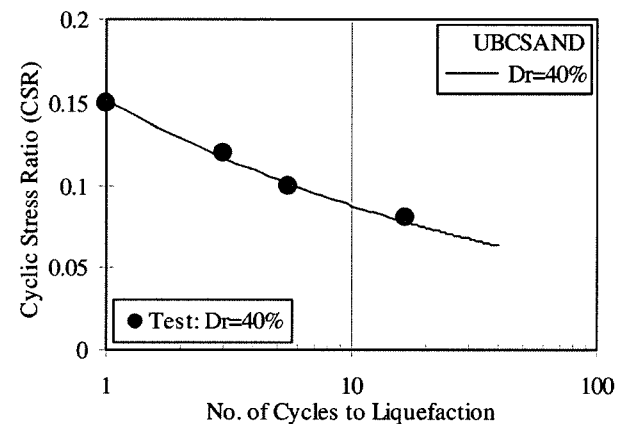


그림 10. 액상화강도비교



터 얻어진 액상화 저항력은 반복 삼축시험으로부터 얻어진 반복 전단응력비 보다도 상당히 작음을 알 수가 있다. 대표적인 이유는 압밀후의  $K_0$ 의 차이로 인한 초기 평균응력의 차이 때문이라 할 수 있다. 반복 직접단순전단 시험에서는  $K_0$ 이 보통 0.5로 간주되나, 반복삼축 시험은 1.0인경우가 일반적이므로, 두 시험에서 같은  $\sigma'_1$ 을 사용했을 경우에는 삼축시험의 초기 평균응력이 2/1.5 혹은 3/2만큼 크다고 할 수 있다.

## 5. 결론

액상화 발생에 따른 지반의 변위를 사전에 예측하는 것이 액상화 발생 가능지역내에 있는 지반 구조물들에게 가장 중요한 요소이다. 본 연구에서는 Mohr-Coulomb 모델을 변형하여 사질토와 관련된 액상화 연구에 사용할 수 있는 실용적인 구성모델을 제안하였으며, 제안된 모델의 특징을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 제안된 모델은 지진시에 발생하는 지반의 변위를 잘 묘사하는 직접단순전단시험을 이용하여 검증하였다.
- (2) 대상지반의 상대밀도만 주어지면 동적해석이 가능하도록, 구성모델의 단순함과 실용성을 강조하였다.
- (3) 비교적 적은 수(여섯개)의 입력변수를 가지고, 복잡한 사질토의 액상화 전후의 거동을 예측할 수 있었다.
- (4) 재하 및 재재하시에는 연속적인 소성변형이 발생하나 재하시에는 탄성거동을 가정하였다.

UBCSAND모델은 느슨한 모래를 이용한 반복 직접단순시험에서 액상화시의 반복 재하횟수 및 전단변형률의 일반적인 경향을 비교적 잘 예측하였으며, 상용 프로그램인 FLAC을 이용하여 사용자정의 구성모델로 구현되었다.

## 감사의 글

제1저자는 University of British Columbia 박사과정에 있는 동안 지도교수인 Dr. Byrne의 끈임없는 지원과 격려에 감사드립니다. 실험자료를 제공해 준 Sriskandakumar에게 감사드립니다. 그리고, 논문심사자들의 의견이 본 논문의 완성도에 많은 기여를 하였기에 감사 드립니다.

## 참고 문헌

1. Byrne, P.M., Park, S.-S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and

Abdoun, T. (2004), "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41, No.2, pp.193-211.

2. Dafalias, Y. F. (1986), "Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.112, No.9, pp.966-987.

3. Finn, W. D. L. and Vaid, Y. P. (1977), "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests", *Proc. of the 6<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol.3, pp.2157-2162.

4. Hardin, B.O. (1978), "The nature of stress-strain behavior for soils", *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol.1, pp.3-90.

5. Itasca (2000), FLAC, version 4.0. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis.

6. Kolymbas, D. (2000), Introduction to Hypoplasticity, Balkema, A. A.

7. Li, X. S. and Dafalias, Y. F. (2000), "Dilatancy for cohesionless soils", *Geotechnique*, Vol.50, No.4, pp.449-460.

8. Negussey, D., Wijewickreme, D., and Vaid, Y.P. (1988), "Constant volume friction angle of granular materials", *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1), pp.50-55.

9. Peacock, W.H. and Seed, H.B. (1968), "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM3), pp.689-708.

10. Prevost, J. H. (1985), "A Simple Plasticity Theory for Cohesionless Frictional Soils", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.4, No.1, pp.9-17.

11. Puebla, H., Byrne, P.M. and Phillips, R. (1997), "Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, No.5, pp.641-657.

12. Rowe, P.W. (1962), "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", *In Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences*, Series A 269, pp.500-557.

13. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.11, pp.1016-1032.

14. Sriskandakumar, S. (2004). *Cyclic loading response of Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests*. MSc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia.

15. Vaid, Y.P. and Chern J.C. (1985), "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, pp.120-147.

16. Vermeer, P. A. (1984), "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock", *HERON*, Vol.29, No.3, pp.1-64.

17. Wan, R. G. and Guo, P. J. (1998), "A simple constitutive model for granular soils: Modified stress-dilatancy approach", *Computers and Geotechnics*, Vol.22, No.2, pp.109-133.

18. Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Paul, D.K., and Shiomu, T. (1990), "Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions. Part I: fully saturated problems", *In Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences*, Series A, 429: 285-309.

(접수일자 2005. 2. 25, 심사완료일 2005. 9. 24)