지반 액상화에 의한 지중 매설구조물의 부상: 원심모형시험 및 내진성능설계

Liquefaction-Induced Uplift of Geotechnical Buried Structures: Centrifuge Modeling and Seismic Performance-Based Design

강 기 천¹ Kang, Gi-Chun

이아이 수수무² Iai, Susumu

Abstract

Geotechnical buried structures with relatively light weight have been suffering from uplift damage due to liquefaction in the past earthquakes. The factor of safety approach by Koseki et al. (1997a), which is widely used in seismic design, predicts the triggering of uplift. However, a method for “quantitative” estimates of the uplift displacement has yet to be established. Estimation of the uplift displacement may be an important factor to be considered for designing underground structures under the framework of performance-based design (ISO23469, 2005). Therefore, evaluation of the uplift displacement of buried structure in liquefied ground during earthquakes is needed for a performance-based design as a practical application. In order to predict the uplift displacement quantitatively, a simplified method is derived based on the equilibrium of vertical forces acting on buried structures in backfill during earthquakes (Tobita et al., 2012). The method is verified through comparisons with results of centrifuge model tests and damaged sewerage systems after the 2004 Niigata-ken Chuetsu, Japan, earthquake. The proposed flow diagram for performance-based design includes estimation of the uplift displacement as well as liquefaction limit of backfill.

요 지

지진에 의해 지반의 액상화가 발생하면 상대적으로 가벼운 지중 매설구조물은 부상하는 현상이 발생하며 이러한 피해는 과거 여러 지진에서 계속해서 보고되고 있다. Koseki et al.(1997a)에 의해 제안된 안전율은 액상화 지반에서 매설구조물의 부상 유무를 판단할 수 있으며 현재 내진설계에 이용되고 있지만 부상량의 “정량적인” 예측은 불가능하며 아직 확립되지 않았다. 지중 매설구조물의 부상량의 예측은 구조물의 성능성과 관련 있는 내진성능설계에 있어서 중요한 요소가 된다(ISO23469, 2005). 따라서 지중 매설구조물에 대한 내진성능평가를 위해 실용적인 부상량의 평가가 필요하다. 지중 매설구조물의 부상량을 예측하기 위한 방법으로 구조물에 작용하는 수직방향 힘의 평형을 바탕으로 간이법이 정식화 되었고(Tobita et al., 2012), 간이법의 신뢰성 확보를 위해 원심모형시험 결과 및 2004년 니가타켄 츠에츠 지진시의 매설구조물 피해와 비교하였다. 본 연구에서 제안된 내진성능설계 흐름도는 뒷채움의 액상화 판정뿐만 아니라, 지중 매설구조물의 부상량 예측도 가능하다.

Keywords : Centrifuge model test, Geotechnical buried structure, Liquefaction, Seismic performance-based design, Uplift displacement

1 정회원, 미주리 과학기술 대학교 Post-Doctoral Research Fellow (Member, Post-Doctoral Research Fellow, Dept. of Civil, Architectural, and Environmental Engrg., Missouri Univ. of Science and Technology, Tel: +81-573-341-7069, Fax: +81-573-341-4729, kangg@mst.edu, 교신저자)

2 비회원, 교토대학교 방재연구소 교수 (Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

액상화 지반에서 지중 매설구조물의 부상현상은 1964년 니가타 지진에서 처음으로 보고되었으며(Hall and O'Rourke, 1991), 지하 오일탱크와 하수처리 탱크의 부상현상은 1983년 일본 추부 지진에서 보고되었지만(Taniguchi and Morishita, 1985), 당시의 이러한 현상들은 사회적으로 심각한 피해가 없었기 때문에 연구자들에게 주목을 받지 못하였다. 그러나 1993년 홋카이도의 쿠시로 오키 지진이 발생하였을 때에 지중에 매설되어 있는 다수의 하수도 시설물(맨홀구조물)이 1.5m까지 부상하는 피해가 보고되면서 일부 연구자들에 의해서 주목되기 시작하였다. 2004년 니가타켄 츠에즈 지진 때에는 1,400개 이상의 하수도 시설물들이 부상하여 사회적·경제적으로 큰 이슈가 되어 많은 연구자들에 의해 본격적으로 연구가 되어 왔다(Fig. 1). 실제로 2004년 니가타켄 츠에스 지진에 의한 하수시스템 피해의 총 손실 금액은 약 20.6억엔(Yasuda and Kiku, 2006)이었으며 1995년 호고켄 난부 지진에 의해 파손된 상수도 시스템의 복구에는 12주, 가스 공급시스템의 경우는 12주, 그리고 하수시스템의 복구에는 15주가 소모되어 장기간 그 기능이 마비되었다(Cabinet Office, 2006). 또한 1964년 니가타 지진이 발생했을 당시에는 하수시스템이 전 국토의 거주지의 37% 정도 시공완료 되었지만(Konishi et al., 2008), 2006년에 조사된 바에 의하면 69.3%(JSWA, 2009)로 일본 전 국토에 대한 하수시스템의 설치가 증가하는 추세를 보이면서 그 피해에 대한 관심 또한 크게 증가하였다.

이러한 지중 매설구조물의 부상거동에 대한 원인을 파악하기 위해 초기에는 주로 지진 후의 현장 피해 데이터의 분석을 통한 연구가 실시되어 졌다(Koseki et al., 1997b; Yasuda and Kiku, 2006). 이와 더불어 1g 진동대 시험 또는 원심모형시험 등을 이용한 실험적 연구(Koseki et al., 1997a; Ling et al., 2003; Cheuk et al., 2008)와 수치해석(Wang et al., 1990; JGS, 2003; Ozutsumi, et al., 2003; Tateishi et al., 2009)을 통한 지중 매설구조물 부상현상의 피해와 메커니즘 규명을 위한 연구가 수행되어져 왔다. Honda et al.(2002)은 소방기관을 대상으로 한 하수시설물의 부상량에 대한 설문조사 실시하였으며, 이 설문조사에 따르면 폭 5m와 16m의 도로에 대해 교통흐름에 방해되지 않는 지중 하수시설물의 허용 부상량은 각각 13cm와 23cm 이었다. 또한 일정 허용부상량을 초과한 하수시설물의 경우는 하수의 유하기능이 마비되어 지진 후 수개월간 시민생활에 큰 영향을 미치며, 또한 Fig. 1에서 보이는 바와 같이 돌출된 매설구조물과 주변지반의 침하에 의해 교통혼잡을 야기하는 등의 문제를 일으킨다. 기존의 연구 중에 가장 주목을 받은 것은 Koseki et al.(1997a)가 제안한 액상화 지반에서 지중 매설구조물의 부상에 대한 안전율이며, 이 안전율이 현재 내진설계에 이용되고 있지만 Koseki et al.(1997a)의 안전율로써는 액상화 지반에서의 지중 매설구조물의 부상 여부에 대한 판단은 가능하지만 정량적인 부상량의 예측은 불가능하며, 이러한 안전율에 따른 설계법은 매설구조물에 대한 과대설계의 과오를 빈번하게 유발시키고 있다. 또한 해당 구조물이 정·동적인 외부 하중에 의해 피해를 입어도 그 성능은 유지될 수 있도록 설

(a) Uplifted buried structures and settled backfill

(b) Car collided with uplifted buried structure (Konishi et al., 2008).

Fig. 1. Uplifted buried structures after the 2004 Niigata-ken Chuetsu, Japan, earthquake

계를 하는 성능설계는 현재 세계적으로 많은 연구자들에 의해 주목을 받고있으며 지진이 발생하였을 때 지중 매설구조물의 부상량의 예측은 성능설계에 있어서 무엇보다도 중요한 요소로 생각될 수 있다(ISO23469, 2005).

본 연구에서는 지중 매설구조물에 대해서 액상화 지반에서 그 구조물에 작용하는 수직방향 힘의 평형으로부터 부상량과 뒷채움의 침하량을 예측할 수 있는 간이법이 소개되었다(Tobita et al., 2012). 간이법의 검증을 위해 원심모형시험의 결과와 비교되었으며, 실제 2004년 니가타켄 츠에즈 지진에 의한 하수시스템의 피해에 적용하였다. 마지막으로 간이법을 이용하여 내진성능설계에 적용 가능한 설계 흐름도를 제안하였다.

2. 원심모형시험

본 연구에서는 액상화 지반에서 지중 매설구조물의 부상거동을 평가하기 위해 원심모형시험을 수행하였고, 지중 매설구조물의 부상량을 예측할 수 있는 간이법의 검증을 위해 원심모형시험 결과와 비교하였다. 모델지반 및 구조물은 1/20로 축소 제작되었고, 20g의 원심가속도에서 시험을 수행하였다. 지반-구조물의 동적 거동을 조사하기 위해 원심모형시험기에는 진동대가 비치되어있다. 입력지진파와 각종 계측기는 무선 LAN에 의해 제어 가능하다. 모형토조의 크기는 450(가로)×15(세로)×30(높이)cm의 크기이며 모형토조의 앞면에는 지반-구조물 상호작용에 대한 거동을 관찰할 수 있도록 유리

판이 설치되어 있다.

원심모형시험에 사용된 지중 매설구조물은 알루미늄 재질의 원기둥 형태의 중공 구조물로 길이는 15cm (model-scale), 외경은 5.5cm이며, 내경은 4.5cm이다(Fig. 2).

모형지반 제작을 위해 표준사가 사용되었다. 표준사의 물리적 특성은 균등계수가 1.73, 곡률계수는 0.94, 그리고 통일 분류법으로 SP에 속하며, 최대 간극비(e_{max})는 1.19, 최소 간극비(e_{min})는 0.71, 비중(Gs)은 2.66이다. 모형지반의 제작은 실제 현장에서 지중 매설구조물을 설치와 동일한 방법으로 다음과 같이 제작되었다. (1) 표준사를 상대밀도 85%정도로 토조 바닥으로부터 200mm까지 다지면서 원지반을 조성하였다. (2) 지중 매설구조물을 설치하기 위해 11.5(가로)×11.5(세로)×16(높이)cm의 트렌치를 조성하였다. (3) 모형 지중 매설구조물을 1cm의 자갈층위에 거치시키고 트렌치 내부에 점도력(20mPa s) 가진 증류수를 넣고 원지반을 포화시키면서 수중낙하법에 의해 동일한 표준사로 상대밀도 약 36%의 뒷채움을 제작하였다. Fig. 2에서 나타낸 바와 같이 시험에서는 두 개의 모형구조물에 대해서 수행하였으며 오른쪽의 모형은 대책공법이 설치되어 있는 구조물이다. 본 논문에서는 대책공법이 설치되어 있는 구조물의 시험 결과는 무시하였다.

원심모형시험에 사용된 지진파는 1.25Hz의 진동수, 약 $6m/s^2$ 의 사인파가 입력되었다. 지중 매설구조물과 지반의 동적 거동을 관찰하기 위해 레이저 변위계(L1), 가속도계(Ac1), 간극수압계(P1~P3)가 Fig. 2에서 나타나 있는 것처럼 설치되었다.

원심모형시험은 Table 1에서 나타낸 바와 같이 10회의 시험이 수행되었다. CS2는 본 연구에 실시된 원심모형시험의 기준이 되는 시험으로 지하수위는 지표면으로부터 1m, 뒷채움과 원지반의 상대밀도는 각각 36%와 85%, 트렌치 체적은 $2.3 \times 2.3 \times 3.0m$ (full-scale)이며 매설구조물의 단위중량은 $9.57kN/m^3$ 이다. CS1~CS4는 지하수위를 지표면으로부터 3m까지 변화 시켰고, CS5와 CS6은 뒷채움의 상대밀도를 72%와 85%까지 증가시켰다. CS7은 트렌치의 체적을 $4.5 \times 4.5 \times 3.0m$ 까지 증가시켰으며, CS8에서 CS10은 납 구슬을 이용하여 매설구조물의 단위중량을 증가시켰다.

2.1 원심모형 시험에 의한 지중 매설구조물의 부상거동

Fig. 3은 CS2의 계측결과를 나타내며 진동대에서 계

Fig. 2. Model test set-up(model-scale)

Table 1. Summary of centrifuge model tests

Test Case	Ground water level m	Input acceleration m/s^2	Relative density		Trench size m^3	Apparent unit weight of buried structure kN/m^3
			Backfill %	Original ground %		
CS1	0	6.78	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS2	1	7.15	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS3	1.7	7.19	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS4	3	6.60	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS5	1	6.79	72	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS6	1	6.47	85	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	9.57
CS7	1	6.97	36	36	$4.5 \times 3.0 \times 3.0$	9.57
CS8	1	6.95	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	11.27
CS9	1	7.06	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	11.08
CS10	1	6.93	36	85	$2.3 \times 2.3 \times 3.0$	15.47

Fig. 3. Results of centrifuge model tests(CS2)

측된 입력가속도(Ac1)는 약 $7.15m/s^2$ 이다(Fig. 3(e)). Fig. 3(b)의 수직점선에 나타난 바와 같이 뒷채움이 액상화 되었을 때, 즉 뒷채움에서의 과잉간극수압(P1)이 초기 유효수직응력(σ_v')에 거의 도달할 때, 그리고 Fig. 3(c)에서처럼 구조물 하부에서의 수압(P2)이 구조물 하부에서의 초기 유효수직응력(σ_{mv}')을 넘어선 후에 매설 구조물이 부상하기 시작한다. 구조물 하부에서의 유효

수직응력이 시간에 따라 증가하는 이유는 구조물의 부상으로 수압계의 위치가 지표면과 가까워지면서 매설 구조물이 지표면으로 돌출된 만큼 상재하중이 증가하였기 때문이다. Fig. 3(d)에 나타난 바와 같이 원지반의 경우는 과잉간극수압 (P3)이 초기 유효수직응력에 미치지 못하기에 액상화가 발생하지 않은 것으로 판단할 수 있고 시험 후의 원지반 침하량을 관찰한 결과 어떠한 피해는 발견되지 않았다. Fig. 3(a)에 나타난 바와 같이 뒷채움의 액상화에 의한 매설구조물의 최대 잔류 부상량 (L1)은 0.952m를 기록하였으며, 입력가속도가 멈춤과 동시에 그 부상도 멈추고 시간에 지남에 따라 액상화된 뒷채움의 압밀에 의해 약간 침하하는 경향을 보이고 있다.

3. 간이법의 정식화

지반 구조물을 지중에 매설하기 위해 우선적으로 지반을 굴착하여 트렌치를 제작하게 된다. 그리고 매설구조물 설치 후에는 시공성이 용이한 사질토가 뒷채움으로 사용된다. 일반적으로 뒷채움 지반이 액상화되었을 때 매설구조물의 겉보기 단위중량이 액상화된 뒷채움의 단위중량보다 작은 경우 그 구조물은 부상하는 현상이 발생한다. 다시 말해서, 지진에 의한 강한 진동으로 매설구조물 주변의 뒷채움에서 과잉간극수압이 증가하며, 액상화가 발생하면 뒷채움과 지중 매설구조물 사이에 작용하는 벽면 마찰력이 소실된다. 이 때, 매설구조물 하부의 어느 지점에서의 수직유효응력을 고려해보면, 같은 깊이의 뒷채움에서의 유효수직응력이 구조물 하부에서보다 큰 상태가 되어 외부의 뒷채움이 구조물 하부로 이동하면서 부상하게 된다.

이러한 현상에 대하여 과거 지진 피해조사 결과에 따르면 지중 매설구조물이 부상하면 필연적으로 주변 지반은 침하하는 것을 알 수 있으며(Fig. 1(a)), 이러한 현상은 본 연구에서 수행된 원심모형시험에서도 관찰되었다. 본 연구에서는 이러한 현상을 기초로 하여 부상량을 예측할 수 있는 간이법을 소개하고자 한다(Tobita et al., 2012). Fig. 4는 매설구조물과 뒷채움에 대한 모식도를 나타내며 간이법을 수식화하기 위해서는 다음과 같은 가정이 필요하다: (1) 지반이 액상화되었을 때 트렌치 내에서는 비배수 상태이고 체적변화는 없다. (2) 뒷채움의 침하는 균일하게 발생한다. (3) 지중 매설구조물은 직립상태로 부상한다. (4) 지하수위는 트렌치 내에서 일정하다.

Fig. 4에서 보이는 것처럼 지중 매설구조물은 원기둥 형태이며 속이 비어있는 중공 구조물로 간주하였고 그 길이와 직경은 각각 h 와 c 이다. 매설구조물을 설치하기 위해 굴착한 트렌치 단면의 크기는 a 이고 지하수위의 깊이는 d 이다. 지중 매설구조물이 부상을 하면 구조물 하부의 공간은 액상화된 뒷채움으로 채워지게 되고, 위의 가정 (1)에서 부상한 매설구조물의 체적은 침하한 뒷채움의 체적과 동일하게 된다. 여기서, 매설구조물의 부상량을 Δf , 뒷채움의 침하량을 Δs 라고 하면, 다음과 같은 체적관계가 성립된다.

$$\pi\left(\frac{c}{2}\right)^2 \Delta f = \left\{a^2 - \pi\left(\frac{c}{2}\right)^2\right\} \Delta s \quad (1)$$

다음으로 Fig. 4에서 보이는 것처럼 매설구조물의 무게를 W , 매설구조물과 뒷채움 사이에 작용하는 벽면 마찰력을 R , 그리고 액상화에 의한 과잉간극수압에 의해 발생하는 부상력을 U 라고 할 때, 매설구조물에 작용하는 수직방향의 힘의 평형을 다음과 같이 생각할 수 있다.

$$W + R = U \quad (2)$$

매설구조물에 작용하는 부력을 고려한 무게는 다음과 같다.

$$W = \pi\left(\frac{c}{2}\right)^2 \{\gamma_m h - \gamma_w(h - d - \Delta f - \Delta s)\} \quad (3)$$

여기서, γ_m 은 매설구조물의 단위중량이며 γ_w 는 물의 단위중량이다. 매설구조물과 뒷채움 사이에 작용하는 벽면 마찰력은 지하수위 상부만 고려하였으며, 지하수위 하부의 액상화 지반을 무시하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$R = \pi c d K \sigma_r = \pi c d K \sigma_m \tan \delta \quad (4)$$

여기서, K 는 토압계수, σ_r 는 지하수위 상부의 매설구조물 측면에 작용하는 수직응력, σ_m 은 지하수위 상부의 매설구조물 중간 깊이에 작용하는 수직응력의 평균값을 나타내며, δ 는 매설구조물과 뒷채움 사이의 벽면 마찰각이다. 액상화에 의해 매설구조물 하부에 작용하는 부상력은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$U = \pi\left(\frac{c}{2}\right)^2 r_u \sigma'_v = \pi\left(\frac{c}{2}\right)^2 r_u \{\gamma'_t d + \gamma'_w(h - d - \Delta f - \Delta s)\} \quad (5)$$

여기서, γ'_t 는 지하수위 상부 뒷채움의 습윤단위중량, $\gamma'_w = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 는 뒷채움의 수중단위중량, σ'_v 는 매설구조물 하부에 작용하는 뒷채움의 유효수직응력, r_u 는 과잉간극수압비이다. 그리고 식 (3)~(5)를 식 (2) 대입하여 매설구조물의 부상량(Δf)과 뒷채움의 침하량(Δs)으로 정리하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

Fig. 4. Diagram of buried structure and trench

$$\Delta f = \left\{ 1 - \pi \left(\frac{c}{2a} \right)^2 \right\} \left\{ \left(1 - \frac{\gamma_m}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left(1 - \frac{\gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) d - \frac{R}{r_u \gamma' + \gamma_w} \frac{1}{\pi} \left(\frac{2}{c} \right)^2 \right\} \quad (6)$$

$$\Delta s = \pi \left(\frac{c}{2a} \right)^2 \left\{ \left(1 - \frac{\gamma_m}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) h - \left(1 - \frac{\gamma_t}{r_u \gamma' + \gamma_w} \right) d \right\} - \frac{R}{a^2 (r_u \gamma' + \gamma_w)} \quad (7)$$

4. 간이법에 의한 지중 매설구조물의 부상거동

Fig. 5는 식 (6)과 식 (7)을 이용하여 간이법에 의한 지중 매설구조물의 부상거동을 나타낸다. Fig. 5(a)는 과잉간극수압비의 증가에 따른 지중 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량의 변화를 나타낸다. 여기서 매설구조물의 부상량(Δf), 뒷채움의 침하량(Δs), 지하수위(d)는 매설구조물의 길이(h)에 의해 정규화 되었다. 부상량과 침하량은 과잉간극수압비가 증가할수록 증가하고 지반이 포화되었을 때($d/h=0$) 최대 부상량이 발생하며 지하수위가 지표면으로부터 깊은 위치에 존재할수록 매설구조물의 부상량 및 뒷채움의 침하량은 감소하는 것을 알 수 있다. Fig. 5(b)는 트렌치의 폭과 지중 매설구조물의 직경의 비(a/c)에 따른 부상량과 침하량의 변화를 나타내며 트렌치의 폭이 증가할수록 부상량이 증가하는 경향을 보인다. 하지만 a/c 비가 5이상의 값일 때 트렌치의 폭은 매설구조물의 부상량 및 뒷채움의 침하량에 영향을 미치지 않는 것을 알 수 있다. 한편, 뒷채움의 침하량의 경우는 트렌치의 폭이 작을수록 증가하는 경향을 보이며 이는 간이법의 정식화 과정에서 사용된 트렌치내에서의 체적변화가 없다는 것에서 기인한 것이다. 다시 말해서, 넓은 트렌치에서 소량의 침하가 발생하여도 지중 매설구조물의 부상한 체적으로 환산하였을 때 큰 부상량을 발생시킬 수 있다는 것을 의미한다. Fig. 5(c)는 지하수위에 따른 부상량과 침하량의 변화를 보여주며 Fig. 5(a)에서 언급한 바와 같이 부상량과 침하량은 지하수위가 깊어짐에 따라 감소하는 경향을 보이고 지중매설구조물의 단위중량(γ_m)과 뒷채움의 지하수위 상부의 습윤단위중량(γ_t)과의 비가 증가할수록 부상량과 침하량이 감소하는 경향을 보인다. 이는 무거운 재질의 지중 매설구조물 혹은 경량의 뒷채움이 이러한 지중매설구조물의 부상량을 저감시킬 수 있다는 것을 의미한다.

Fig. 5. Uplift behavior of buried structure by simplified method

5. 간이법의 검증

본 연구에서 소개된 간이법의 검증을 위해서 간이법에 의해 계산된 매설구조물의 부상량 및 뒷채움의 침하량을 원심모형시험의 결과와 비교하였다. Table 2는 간이법에 적용된 뒷채움 및 매설구조물의 물리적 특성을 나타낸다. Fig. 6은 간이법에 의한 예측치를 원심모형시험 결과를 비교한 것이다. Fig. 6에서는 지하수위(d), 트렌치 단면 크기(a), 뒷채움의 상대밀도 그리고 매설구조물의 단위중량(γ_m)에 대해서 비교되었으며, 예측치는 식 (6)과 (7)을 이용하여 계산되었다. 그리고 간이법에

서는 과잉간극수압비(r_u)를 1의 값을 대입하여 액상화를 표현하였다. Fig. 6에 나타난 바와 같이 지하수위가 지표면으로부터 깊을수록 트렌치 단면이 작을수록 매설 구조물의 단위중량이 커질수록 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량이 감소하는 경향을 보이며, 예측치와 시험치가 상당히 일치하는 것을 알 수 있다. 하지만, Fig. 6(c)에서 뒷채움의 상대밀도에 대한 시험결과는 상대밀도가 증가함에 따라서 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량이 감소하는 경향을 보이지만, 간이법에 의한 예측치는 반대의 경향을 보인다. 그 이유는 간이법에서는 뒷채움의 완전 액상화($r_u=1$)를 가정하고 있기 때문이며, 시험에서는 뒷채움의 다짐에 의해 완전 액상화가 발생하지 않은 것으로 생각할 수 있다. 다시 말해서,

Table 2. Properties of sand and buried structure used in the test

Backfill	Wet unit weight, γ_t (kN/m ³)	14.8
	Saturated unit weight, γ_{sat} (kN/m ³)	18.1
	Friction angle, δ (°)	10.0
	Width of a trench, a (m)	2.30
Buried structure	Unit weight, γ_m (kN/m ³)	9.57
	Diameter, c (m)	1.10
	Length, h (m)	3.00

CS5와 CS6에 대한 원심모형시험을 수행할 때 더 큰 입력가속도를 적용하여 완전히 액상화를 일으킨다면 각각의 부상량이 예측치의 부상량에 근접할 것으로 예상된다. 비록 간이법에 의한 예측치가 뒷채움의 상대밀도가 큰 경우에는 비교적 과대평가하는 경향이 있지만, 시험결과는 예측치의 범위를 벗어 나지 않고 있으며, 이러한 결과로부터 간이법은 지반 액상화에 의한 매설구조물의 부상량을 잘 예측할 수 있는 것으로 생각할 수 있다.

다음으로 간이법의 또 다른 검증방법으로 매설구조물의 최대 부상량 예측뿐만 아니라 시간에 따른 부상과정에 대해서도 비교하고자 한다. 이를 위해 간이법에서 식 (5)의 부상력을 구하기 위해서 원심모형시험에서 계측된 간극수압 P_2 를 이용하였다. 매설구조물 하부에 작용하는 과잉간극수압비의 증가에 따른 부상력을 구하기 위해서 정수압(u_m)은 이미 식 (3)에서 고려하고 있기 때문에 고려대상에서 제외되었다. 여기서 부상량(Δf)은 원심모형시험에서의 부상량을 사용할 수 있지만 뒷채움의 침하량(Δs)의 변화에 대해서는 계측을 하지 않고 시험 전후에 줄자에 의해 계측되었으므로 뒷채움의 침하량의 변화는 간이법의 유도에 사용한 가정 (1)을 이용하여 계산하였다. 그리고 매설구조물의 하부에서 계측된 간극수압(u'_m)을 이용하면 다음과 같이 매설구조물

Fig. 6. Comparisons with centrifuge test data: (a) Ground water level, (b) Trench size, (c) Relative density of backfill, (d) Apparent unit weight of buried structure

하부에 작용하는 과잉간극수압을 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\Delta u = u'_m - u_m = u'_m - \gamma_w(h - d - \Delta f - \Delta s) \quad (8)$$

Fig. 7은 CS3에 대한 매설구조물 하부에 작용하는 수압을 나타낸다. 구조물 하부에서의 정수압이 시간에 따라 감소하는 이유는 매설구조물의 부상으로 인해서 수압계의 위치가 상부로 이동하기 때문이다. 그러면 매설구조물 하부에 작용하는 부상력을 나타내는 식 (4)가 다음과 같이 표현된다.

$$U = \pi \left(\frac{c}{2} \right)^2 \Delta u \quad (9)$$

식 (9)를 식 (2)에 대입하면 새로운 매설구조물의 부상량에 대한 식을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Delta f = \left\{ 1 - \pi \left(\frac{c}{2a} \right)^2 \right\} \left\{ \left(\frac{\Delta u}{\gamma_w} \right) + \left(1 - \frac{\gamma_m}{\gamma_w} \right) h - d - \frac{R}{\gamma_w} \frac{1}{\pi} \left(\frac{2}{c} \right)^2 \right\} \quad (10)$$

Fig. 7. Excess pore water pressure acting on the bottom of buried structure(CS3)

Fig. 8. Measured and predicted uplift time histories

Fig. 8은 CS2, CS6, CS8에 대한 시간-매설구조물 부상량을 비교한 것이며, 간이법에 의한 부상량은 매설구조물 하부에서 예측된 간극수압에 의존하기 때문에 상하로 크게 변화하며 입력하중이 종료된 후에는 침하하는 경향을 보인다. 또한 2초 이동평균법에 의해 각 파형의 스파이크를 제거한 데이터도 같이 나타났다. Fig. 8에서 보듯이 CS2와 CS8의 경우 예측치와 예측치가 잘 일치하는 것을 알 수 있다. CS6의 경우는 뒷채움의 상대밀도가 85%로 시험에서는 부상하지 않았지만 예측치에서는 약간 부상한 것으로 나타났지만 모든 시험에서의 시험결과가 예측치 범위 안에서 수렴하는 것을 확인할 수 있었다. 이러한 결과로부터 본 연구에서 소개된 간이법이 액상화 지반에서 매설구조물의 부상량을 높은 정확도로 예측할 수 있는 방법임이 검증되었다.

6. 간이법의 적용

2004년 나가타켄 츠에즈 지진이 발생하였을 때 1,400개 이상의 지중 매설구조물(하수도 시설물)이 부상을 하였으며 본 연구에서 소개된 간이법을 이 피해사례에 적용하였다. Fig. 9에 나타난 바와 같이 본 연구의 조사 지역은 나가오카시의 산간지역이며 진앙으로부터 20km 북쪽에 위치하고 있다. 연구지역에서 부상한 지중 매설구조물은 총 43개이며 최대 부상량은 0.528m이며 매설구조물의 길이는 하수시스템의 자연 유하를 위해 약 0.8m에서 4.0m로 변화한다. 지하수위는 SPT시추공 log를 이용하여 IDW(Inverse Distance Weighted)에 의한 공간상관 분석을 통해 산정하여 간이법에 적용하였다. Table 3은 간이법에 의한 예측에 사용된 매개변수를 나타내며 지진 발생 이후에 하수시스템의 복구 공사시에 뒷채움시료를 채취하여 산정하였다.

Fig. 10은 2004년 발생한 나가타켄 츠에즈 지진시에 나가오카시에서 부상한 매설구조물과 예측치를 비교한

것이다. Fig. 10에서 나타난 바와 같이 실제 부상한 매설 구조물은 간이법에 의한 예측치 내에서 모두 수렴하는 것을 알 수 있다. 또한 실선으로 나타난 예측치는 매설 구조물이 2m일 경우 과잉간극수압비를 1에서 0.5로 변

Fig. 9. Damaged sewerage systems in Nagaoka city after 2004 Niigata-ken Chuetsu, Japan, Earthquake

Table 3. Parameters used in Nagaoka case study

Maximum void ratio, $e_{\max}$	0.99
Minimum void ratio, $e_{\min}$	0.59
Specific gravity, G_s	2.67
Wet unit weight, γ_t (kN/m ³)	14.1
Saturated unit weight, γ_{sat} (kN/m ³)	18.6
Unit weight of reinforced concrete, γ_c (kN/m ³)	23.5
Diameter of buried structure, c (m)	1.05
Trench width, a (m ²)	2.1
Excess pore water pressure ratio, r_u	1
Frictional angle between structure and backfill, δ (deg.)	10
Coefficient of earth pressure, K	0.5

Fig. 10. Predicted and observed uplift displacements during 2004 Niigata-ken Chuetsu, Japan, Earthquake

화시켰을 때의 부상량을 나타낸 것이다. 간이법에 의한 매설구조물의 부상량이 과잉간극수압비가 감소함에 따라 크게 감소하는 경향을 보이며 이는 과잉간극수압비가 지중 매설구조물의 부상량에 큰 영향을 미치는 인자임을 의미한다.

7. 내진성능설계

액상화 지반에서 매설구조물의 부상거동은 지진이 발생하였을 때 뒷채움에서의 과잉간극수압의 증가에 의존한다. 간이법은 이러한 과잉간극수압의 증가를 과잉간극수압비, r_u 의 형태로 고려할 수 있고 간이법을 이용하여 지중 매설구조물의 부상현상을 설계에 적용할 수 있는 방법을 제안하고자 한다. 본 연구에서는 r_u 를 추정하기 위해서 액상화 안전율 F_L 이 이용되었다. F_L 은 반복 전단 응력비(L , Cyclic shear stress)와 동적 전단 강도비(R_L , Dynamic shear strength ratio)의 비로써 표현 가능하며 액상화 안전율과 과잉간극수압의 관계는 다음과 같다(Japan Road Association, 1986).

$$r_u = \begin{cases} F_L^{-p} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad (11)$$

여기서, p 는 과잉간극수압에 대한 인자이며 일본 도로 협회의 공동구 설계 지침(Japan Road Association, 1986)에 의하면 그 값에 대해서 비배수 반복삼축시험에 의한 결과를 바탕으로 7의 값을 추천하고 있다. Fig. 11은 식 (11)에 의한 과잉간극수압비와 액상화 안전율의 관계를 나타내며, 과잉간극수압비가 증가함에 따라 액상화 안

Fig. 11. Relationship between safety factor for liquefaction and excess pore water pressure ratio(Japan Road Association, 1986)

Fig. 12. Safety factor for liquefaction and predicted vertical displacement: (a) Uplift displacement of buried structure, (b) Settlement of backfill

Fig. 13. Flow diagram of seismic performance-based design for geotechnical buried structures

전율이 감소함을 알 수 있다. Fig. 12는 식 (11)을 식 (6)과 식 (7)에대입하여 얻은 액상화 안전율과 간이법에 의한 지중 매설구조물의 부상량의 관계를 나타낸다. Fig. 12에서 나타낸 바와 같이 F_L 이 증가할수록 그리고 지하수위가 지표면으로부터 깊을수록 즉, d 가 클 때 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량은 감소하는 경향이 있다.

Fig. 13은 간이법으로부터 계산된 지중 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량을 성능한계로 한 내진성능설계 흐름도를 나타낸다. Fig. 13에서 보듯이 뒷채움의 상대밀도를 기준으로 기존의 설계법을 이용하여 액상화 판정법인 식 (11)을 도입, 그리고 식 (6)과 식 (7)로부터 지중 매설구조물의 부상량 및 뒷채움의 침하량을 평가하여 성능한계를 만족하는지를 판별한다. 먼저 뒷채움의 상대밀도 $Dr_{Initial}$ 을 설정하고, 다음과 같은 절차를 수행한다(Seed and Idriss, 1971; Youd and Idriss, 2001). (1) 표준관입시험의 수정 N_1 치를 추정, (2) N_1 값으로부터 액상화 강도를 나타내는 동적 전단 강도비 R_L 을 추정, (3) 지진파(PGA)와 지진규모(M)로부터 해당 지역에서의 지진동을 추정하는 반복전단 응력비 L 을 구한다. (4) 뒷채움의 액상화 안전율 F_L 을 구하여 식 (11)로부터 과잉간극수압비 r_u 를 결정한다. 과잉간극수압비가 결정되면 식 (6)과 식 (7)을 이용하여 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량을 추정할 수 있고, 이 예측치가 성능한계를 만족할 때까지 반복수행 한다.

8. 결 론

지반 액상화에 의한 지중 매설구조물의 부상현상에 대해 원심모형시험을 실시한 결과, 강한 진동에 의해 뒷채움에서의 과잉간극수압이 초기 유효수직응력에 도달할 때 매설구조물의 부상이 시작하였고 진동이 끝난 직후에는 그 부상도 멈추었다. CS2의 경우 최대 부상량은 0.952m를 기록하였으며 원지반의 경우는 액상화가 발생하지 않았고 시험 후의 침하량 등을 관찰한 결과 원지반에서는 어떠한 피해도 발견되지 않았다. 이와 동시에 뒷채움은 매설구조물의 부상과 함께 침하 하는 것을 확인하였다.

액상화 지반에서의 지중 매설구조물의 부상현상은 반드시 주변 뒷채움의 침하를 야기하며 이러한 현상을 바탕으로 지중 매설구조물의 부상량을 예측할 수 있는 간이법이 소개되었다(Tobita et al., 2012). 간이법은 지

반액상화가 발생하였을 때는 트렌치 내에서는 비배수 상태이고 체적변화는 없다는 가정과 매설구조물에 작용하는 수직력의 평형방정식으로부터 정식화 되었으며 매설구조물의 부상량뿐만 아니라 뒷채움의 침하량도 예측할 수 있다. 간이법에 의한 지중 매설구조물의 거동으로 뒷채움에서의 과잉간극수압비가 증가 할수록, 그리고 지하수위가 깊은 곳에 위치할수록 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량이 증가하는 경향을 보였으며, 뒷채움의 단면이 넓을수록 매설구조물의 부상량은 증가하지만 뒷채움의 침하량은 감소하는 경향이 보였다. 또한 간이법에 의한 지중 매설구조물의 거동으로부터 무거운 재질의 지중 매설구조물 혹은 경량의 뒷채움이 그 부상량을 감소시키는 효과가 있는 것을 알 수 있었다.

간이법의 검증을 위해서 원심모형시험결과와 비교·분석한 결과, 뒷채움의 상대밀도가 큰 경우에 예측치가 그 부상량을 과대평가하는 경향이 있지만, 원심모형시험에 의한 최종 부상량은 간이법에 의한 예측치의 범위 안에서 모두 수렴하는 것뿐만 아니라 원심모형시험 결과를 이용하여 시간에 따른 부상량의 변화도 예측 가능하다는 결론으로부터 간이법의 타당성이 검증되었다. 또한 간이법을 2004년 니가타켄 츠에즈 지진시의 나가오카 시내에서의 하수시스템의 피해사례에 적용한 결과, 원심모형시험과의 비교에서와 마찬가지로 다수의 매설구조물의 부상량을 과대평가하는 경향을 보이고 있지만 실제 부상량이 간이법에 의한 예측치 내에 모두 수렴하는 것을 확인하였고 이는 간이법이 지중 매설구조물의 최대부상량을 예측하는데 이상적인 방법임을 확인하였다.

마지막으로 지중 매설구조물의 부상현상에 대해서 중요한 요인으로 간주되는 과잉간극수압을 고려할 수 있는 간이법을 이용하여 내진성능설계에 적용할 수 있는 흐름도를 제안하였다. 내진성능설계에 적용하기 위해서 액상화 안전율 F_L 을 이용하여 뒷채움의 액상화 판단 뿐만 아니라 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량을 예측할 수 있다. 액상화 안전율 F_L 이 증가할수록 간이법에 의한 지중 매설구조물의 부상량과 뒷채움의 침하량은 감소하는 경향을 보였다. 그리고 제안된 내진성능설계방법은 뒷채움의 초기 상대밀도를 설정하여 지중 매설구조물의 부상량을 성능한계치까지 고려할 수 있기 때문에 대상 구조물의 내진성능설계에 적용할 수 있는 실용적인 방법으로 활용될 수 있다.

감사의 글

본 연구를 위해 조인과 자료를 제공해준 교토대학교 방재연구소 Tetsuo Tobita 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Cabinet Office. (2006), "A collection of disaster data after the 1995 Hanshin/Awaji Earthquake", (http://www.bousai.go.jp/1info/kyoukun/hanshin_awaji/nenpyo/index.html).
2. Cheuk, C. Y., White, D. J., and Bolton, M. D. (2008), "Uplift mechanisms of pipes buried in sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(2), pp.154-163.
3. Honda, A., Nakase, H., Yasuda, S., and Suehiro, T. (2002), "Study on permissible uplift of buried structures", *Proceedings of Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, pp.1439-1440.
4. Hall, W. J. and O'Rourke, T. D. (1991), "Seismic behavior and vulnerability of pipelines", *Proc 3 US Conf Lifeline Earthquake*, pp.761-773.
5. ISO23469 (2005), "Bases for design of structures-Seismic actions for designing geotechnical works", *International Organization of Standardization*, pp.7-9.
6. JGS (2003), "Uplift behavior and damage of underground structures caused by liquefaction", *Report to the 48th Geotechnical Engineering Symposium*, pp.48-51, 115.
7. Japan Road Association (1986), Design manual for common utility ducts, pp.58-71.
8. JSWA (2009), "Guide of the sewer P I (public involvement) introduction", *Japan Sewage Works Association*, pp.1-2.
9. Konishi, Y., Tobita, T., Takahashi, K., and Takeuchi, M. (2008), "Estimation of uplift displacement and evaluation of countermeasure against uplift of a sewage manhole", *Journal of Japan Sewage Works Association*, Vol.45, No.553, pp.99-111
10. Koseki, J., Matsuo, O., and Koga, Y. (1997a), "Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake", *Soils and Foundations*, 37(1), pp.97-108.
11. Koseki, J., Matsuo, O., Ninomiya, Y., and Yoshida, T. (1997b), "Uplift of sewer manhole during the 1993 Kushiro-Oki earthquake", *Soils and Foundations*, 37(1), pp.109-121.
12. Ling, H. I., Mohri, Y., Kawabata, T., Liu, H., Burke, C., and Sun, L. (2003), "Centrifugal modeling of seismic behavior of large-diameter pipe in liquefiable soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12), pp.1092-1101.
13. Ozutsumi, O., Yamamoto, Y., Adachi, M., Sekiya, C., Kawanaka, M., Eitade, K., Tsuchiya, C., Shimazu, T., Iai, S., and Tagawa, S. (2003), "Examination of the uplift mechanism of underground pipe by experimental analysis based on the effective stress method", *The 48th Geotechnical Engineering Symposium*, Japan, pp.193-200.
14. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), pp.1249-1273.
15. Taniguchi, E. and Morishita, T. (1985), "Uplift failure of underground structures during the 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake", *Research Report of Public Works Research Institute*, No. 2235.
16. Tateishi, A., Oka, F., Kotani, Y., and Asai, R. (2009), "Numerical analysis of uplift behavior of an underground structure due to liquefaction using an effective stress analysis method", *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis Group, London, pp.1071-1079.
17. Tobita, T., Kang, G.-C., and Iai, S. (2012), "Estimation of liquefaction-induced manhole uplift displacement and trench-backfill settlement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), pp.491-499.
18. Yasuda, S. and Kiku, H. (2006), "Uplift of sewage manholes and pipes during the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake", *Soils and Foundations*, 46(6), pp.885-894.
19. Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER / NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4), pp.297-313.
20. Wang, L. R. L., Shim, J. S., Ishibashi, I., and Wang, Y. (1990), "Dynamic responses of buried pipelines during a liquefaction process", *Soil Dyn Earthquake Eng*, 9(1), pp.44-50.

(접수일자 2011. 7. 1, 심사완료일 2012. 10. 12)