

SPT 기반의 지반 액상화 평가 절차



박 동 순

K-water연구원 기반시설연구소
책임연구원
(fulgent@kwater.or.kr)

1. 서론

지반 액상화는 내진설계 또는 내진성능평가에 있어 구조물 또는 시설물의 종류에 관계없이 공통적으로 고려하는 항목이다. 국내의 지반 액상화 평가는 Seed and Idriss (1982) 간편법으로 불리우는 반경험적 방법과 상세평가 단계에서 반복 삼축시험을 이용하는 방법으로 규정하고 있다. 그 가운데 Seed and Idriss 간편법은 미국을 중심으로 많은 기술적 진전이 있어 왔고, 또한 반복 삼축시험뿐만 아니라 수평방향의 지진력 모사를 보다 현실성있게 수행할 수 있는 반복 단순 전단시험(cyclic direct simple shear)도 활발하게 진행되고 있기 때문에, 본 지면을 빌어 최근 개선된 지반 액상화의 평가 방법을 소개하는 것은 상당히 의미있는 일이라 하겠다.

따라서 본 고에서는 Idriss and Boulanger (2008)가 집필한 지반 액상화에 대한 Monograph 내용을 중심으로 주요 용어 정의와 개념을 요약하고 액상화 유

발의 평가와 액상화로 인한 재압밀 침하량 산정방법에 대해 기술적 발전내용과 더불어 예제를 겸하여 제시함으로써 미력하나마 관련 엔지니어들의 이해를 돕고자 한다.

2. CSR과 CRR

2.1 개념적 이해

반복 전단응력비로 번역할 수 있는 CSR(cyclic shear stress ratio)은 일정 반복 전단응력을 초기 유효 구속 응력으로 나눈 값이다. 진동대 시험이나 단순 전단시험(simple shear test)에 대한 CSR은 수평면에 작용하는 반복 전단응력(τ_{cyc})을 연직 유효 압밀응력(σ'_{vo})으로 나누어 줌으로서 정의된다. 반면에 등방 압밀된 반복 삼축시험에 대한 CSR은 최대 반복 전단응력 ($q_{cyc}/2$)을 등방 압밀응력(σ'_{3c})으로 나눈 값으로 정의된다. 즉

CSR은 가해진 동적 하중을 의미한다.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vc}} = \frac{q_{cyc}/2}{\sigma'_{3c}}$$

반복 저항응력비로 칭하는 CRR(cyclic resistance ratio)은 주어진 하중 재하 횟수에서 액상화에 도달하는 데에 필요한 CSR 값으로 정의한다. CRR은 일종의 저항능력이다. CRR은 지반의 물성으로서 예를 들어 3.5%의 전단 변형율을 발생시키기 위한 CSR 등으로 정의될 수 있다. CRR은 사이클 횟수, N의 명시를 반드시 필요로 한다.

실내실험을 통한 CRR의 계산은 다음 예제를 통해 이해할 수 있다. 예를 들어 상대밀도 50%에서 K_o 압밀된 포화 모래 시료에 대한 비배수 반복 단순전단시험을 수행한 경우를 생각해 보자. 이때 가해진 반복하중은 일정한 정현파의 전단 하중이라 할 때, 세가지 다른 초기 연직 유효 압밀응력에서 얻어진 시험 성과는 Fig. 1과 같이 도시할 수 있다. 이 경우 15회의 비배수 일정 하중 사이클 횟수에서 간극수압계수, $r_u = 100\%$ 를 유발하는 데에 필요한 CSR은 압밀하중 40, 160, 600kPa에 대해 각각 0.147, 0.132, 0.112가 될 것이다(Fig. 1).

따라서 15회의 비배수 하중 사이클에서의 CRR 값은 유효 압밀응력에 따라 다음 Fig. 2와 같이 도시할 수 있다. 여기에서 예를 들어 초기 연직 압밀응력

450 kPa를 갖는 시료의 15회 비배수 하중 사이클에서의 CRR 값은 0.118이 될 것이다(Fig. 2). 또한 15회의 사이클에서 액상화를 유발하는 반복 응력은 $0.118 \times 450 = 53.1\text{kPa}$ 로 계산할 수 있다.

CRR 값은 상대밀도와 구속압, 응력 상태, 변형율 이력 효과, OCR, 그리고 토립자의 배열상태에 많은 영향을 받는다.

만약 등방압밀 조건($K_o=1$)에서의 CRR 값을 알고 있다면, 비등방 압밀된($K_o \neq 1$) 시료에 대한 CRR 값은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$CRR_{K_o \neq 1} = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) \cdot CRR_{K_o=1}$$

또한 삼축시험으로부터 CRR을 구하였다면, 단순전단시험에서의 CRR은 다음 식으로 유추할 수 있다.

$$CRR_{SS} = \left(\frac{1 + 2(K_o)_{SS}}{3} \right) \cdot CRR_{TX}$$

정규압밀 모래에서는 K_o 이 0.45 ~ 0.50에 해당하므로, $CRR_{SS} = (0.63 \sim 0.67) CRR_{TX}$ 가 된다.

그런데 실제 현장에서의 CRR은 실내실험 조건과 다르므로, ICU(Isotropically consolidated undrained) 반복삼축시험이나 단순전단시험에서 측정된 CRR로부터 현장에서의 CRR 값을 계산하는 과정이 필요하다. 일반적으로 현장에서의 CRR은

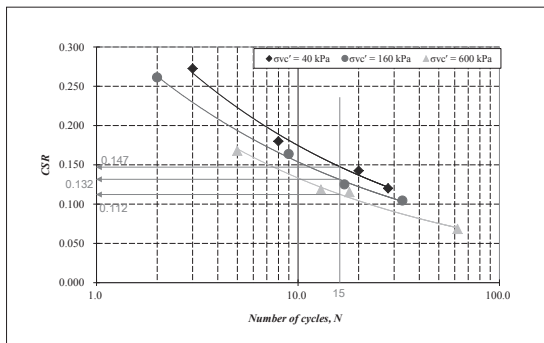


Fig. 1. 15회의 비배수 사이클 횟수에서 $r_u = 100\%$ 에 필요한 반복 전단응력(CSR)의 추정

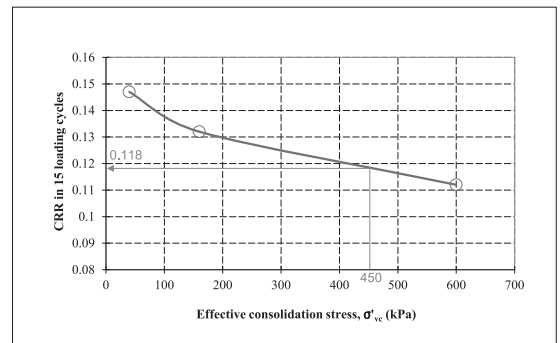


Fig. 2. 유효 압밀응력과 CRR과의 관계 곡선 예시

2방향의 단순전단 하중으로서 가장 잘 근사화될 수 있다. 현장에서와 같이 두 번째 방향의 반복하중을 더 하는 것은 수평 지반 조건에 대해 약 10 ~ 15% 정도 CRR을 감소시킨다. 따라서 한쪽 방향으로의 반복 단순전단시험에서의 CRR 값은 현장 조건을 표현하기 위해서 약 10% 정도 감소시켜야 한다. 따라서 실내시험에서 얻은 CRR 값을 현장 조건으로 전환해 주기 위해서는 다음 관계식을 이용할 수 있다.

$$CRR_{field} = 0.9 \times CRR_{SS} = 0.9 \cdot \left(\frac{1 + 2(K_o)_{field}}{3} \right) \cdot CRR_{TX}$$

$$CRR_{field} = 0.9 \cdot \left(\frac{1 + 2(K_o)_{field}}{1 + 2(K_o)_{SS}} \right) \cdot CRR_{SS}$$

2.2 구속압 의존성과 사면 경사의 영향

CRR을 실제 현장조건을 고려하여 액상화 평가에 이용하고자 할 때에는 두 가지 추가적인 개념의 이해를 필요로 한다. 그 하나는 CRR의 구속압 의존성이며, 또 하나는 사면경사의 영향이다. CRR의 구속압 의존성을 교정하기 위해서는 상재압 보정계수, K_o 를 도입할 수 있으며, 사면경사의 영향을 교정하기 위해서는 정적 전단응력 보정계수, K_α 를 도입할 수 있다.

상재압 보정계수, K_o 는 Seed(1983)가 소개하였으며, 다음과 같이 정의된다.

$$K_o = \frac{CRR_{\sigma'=\sigma'}}{CRR_{\sigma'=Pa}}$$

여기서, $Pa=1$ 은 대기압, 즉 101 kPa에 상당하는 압력을 의미한다. K_o 는 CRR의 압밀응력에 대한 의존성을 표현하는 방법이다. 물리적 의미로는 매우 깊은 토층에서의 지반은 높은 구속압을 갖게 되므로, 보다 수축하려는 거동 경향을 보이게 된다. 따라서 지하수위로 포화되어 있을 때, 지진동에 의해 '정'의 과잉간극수압이 축적되므로 보다 액상화가 발생하기 용이한 조건

을 형성하게 되어, CRR에 대한 일종의 감소 계수를 K_α 로 적용하는 것이다.

정적 전단응력 보정계수, K_α 는 다음과 같이 어떠한 α 값을 갖는 동적 강도를 $\alpha = 0$ 일 때의 동적 강도로 나누어준 계수로 정의되며, 여기서 α 는 정적 전단응력비로서, 아래와 같이 정의된다.

$$K_\alpha = \frac{CRR_{\alpha=\alpha}}{CRR_{\alpha=0}}, \quad \alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}}$$

만약, $\alpha = 0$ 이면 정적 전단응력이 초기에 작용하지 않기 때문에 수평지반임을 의미한다. 정적 전단응력의 존재(경사진 사면)는 과잉간극수압의 발현과 잔류 간극수압(동적인 하중이 멈춘 후 남아있는 간극수압)의 크기에 강한 영향을 미친다. K_α 는 CRR에 대한 초기 정적 전단응력비(α)의 영향을 나타내는 계수이다. 임계 $r_u (= \Delta u_e / \sigma'_3)$ 는 α 가 증가할수록 감소하게 된다. 즉, 경사진 지반에서는 간극수압이 수평지반보다 적어지게 되며, 간극수압 역시 100% ($r_u \neq 1$)로 올라가지 않게 된다.

3. SPT 기반의 액상화 유발 평가

본래 Seed and Idriss의 반경험식 또는 간편법으로 알려진 액상화 평가법은 SPT와 CPT로 대표되는 관입 저항력으로부터 CRR을 구하고 가해진 하중인 CSR과의 비교를 통해 액상화가 발생할 것인지에 대한 평가를 수행하는 방법이다. Idriss and Boulanger (2008)는 그간의 지반 액상화 연구를 발전시키고 다양한 학문적 진전들을 추가하여, 개정된 반경험식 또는 간편법을 제시하였다. 본 고에서는 Idriss and Boulanger (2008)의 액상화 평가 반경험식을 수식과 도표로 함께 소개하고자 하였으며, 예제를 함께 수록하여 실제 엔지니어들의 평가를 돕고자 하였다. 본래 관입저항력은 SPT와 CPT의 두 가지 방법 모두에 대해 액상화 평가가 가능하도록 설계되어 있으나, 본 고에서는 지면

관계 상 SPT에 대한 액상화 평가법만을 소개하였다.

3.1 액상화 평가를 위한 CSR

액상화 유발을 평가하기 위해서는 우선 가해진 동적 하중 항인 CSR 값을 파악해야 한다. CSR은 다음과 같이 지반이 강체가 아닌 변형체임을 감안하여 고안된 응력 감소계수(r_d)를 도입함으로써 수식 또는 도표(Fig. 3)에 의해 구할 수 있다. 즉 변형체에서의 최대 전단응력은 강체에서의 최대 전단응력보다 작은 값을 보일 것이므로,

$$(\tau_{\max})_d = r_d \times (\tau_{\max})_r$$

$$r_d = \frac{(\tau_{\max})_{\text{deformable}}}{(\tau_{\max})_{\text{rigid}}}$$

여기서, $(\tau_{\max})_d$: 실제 변형체에서의 최대 전단응력

$$(\tau_{\max})_r = \sigma_v \frac{a_{\max}}{g} = \gamma z \frac{a_{\max}}{g}$$

: 강체의 저면에서 최대 전단응력으로서 강체의 질량에 최대 수평 지표 가속도, a_{\max} 를 곱해 줌으로서 얻어짐

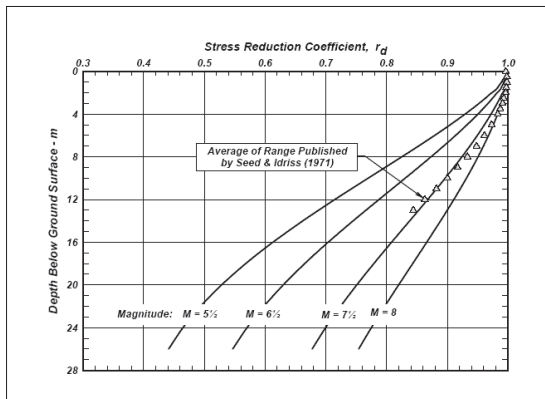


Fig. 3. 깊이와 지진 규모에 따른 응력 감소계수(r_d)의 변화 (Idriss 1999).

여기서 r_d 는 응력 저감계수이며, 다음 식 또는 도표로 구할 수 있다.

$$r_d = e^{\alpha(z)+\beta(z)M} \text{ for } z \leq 34m$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

$$r_d = 0.12 \times e^{0.22M} \text{ for } z > 34m$$

여기서 몇 가지 물리적 의미를 고찰해보면, 얇은 토층일수록 r_d 값이 1에 가까워지는데, 이는 깊이가 증가할수록 전단응력은 강체에서의 전단응력에 비해 상대적으로 더 감소함을 의미한다. 또한 지진의 규모가 증가할수록 r_d 는 1에 가까가는데, 이는 보다 큰 지진에서 r_d 는 덜 영향 받게 됨을 의미한다. 이론적으로 낮은 N치를 갖는 깊은 심도의 토층은 높은 구속압과 느슨측(loose or critical)에 속하였다는 점에서, 수축성의 경향을 보이고, 지진 발생시 상부보다 쉽게 액상화가 일어날 수 있게 된다.

CSR의 산정에 있어 가장 중요한 항목 중 하나는 해당 부지에서의 최대 가속도 값을 추출하는 것이다. 국내의 경우 계기 지진 기록이 미약하여 산정에 어려움이 있지만, 미국 캘리포니아의 경우에는 지진학자들에 의해 정립되고 개선된 감쇠 관계식 또는 도표로부터 평가 대상 부지에서의 최대 가속도 값을 추정할 수 있다. 아래 Fig. 4 및 Fig. 5는 PEER(Pacific Earthquake Engineering Research Center)에서 업데이트한 2008 NGA(Next Generation Attenuation Model 2008) 지반운동 예측 식 이전과 이후의 감쇠 관계식 사례이다.

PEER의 NGA 프로그램은 http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database 웹사이트를 통해 무료로 배포되고 있으며, 이전의 감쇠 곡선에 비해 이 모델의 적용 기반은 지진 규모 5 - 8.5, 거리 0 -

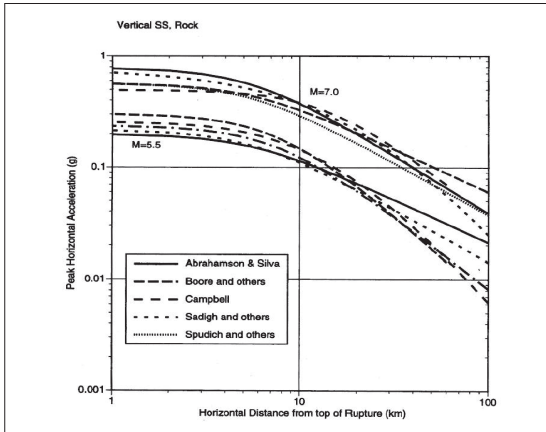


Fig. 4. 지진 규모 M과 거리, 단층 유형이 주어진 경우 감쇠 관계로부터 α_{max} 구하는 도표(Abrahamson and Silva 1997)

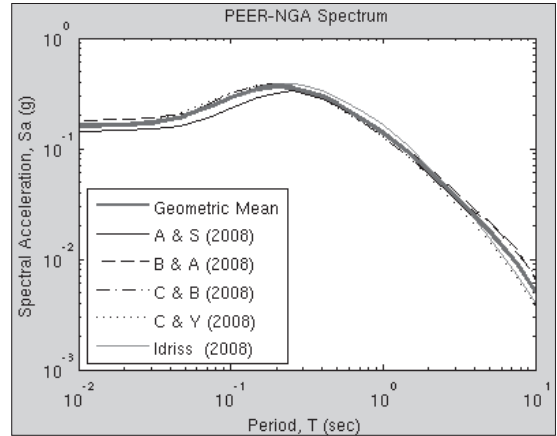


Fig. 5. 다양한 학자에 의한 PEER-NGA 스펙트럼(http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/site)

200km, 스펙트럴 주기 0 - 10초의 경우에 해당한다. 토사와 암반 지반이라는 부지 범주를 대신하여, 부지 특성은 상부 30m 토층의 평균 전단파속도(VS_{30})와 공학적으로 암반까지의 깊이($V_s = 1000$ m/s까지의 깊이)를 사용한다.

결론적으로 지진동으로 인한 전단응력비(CSR; cyclic stress ratio)는 임의의 규모와 구속압에서 다음과 같이 계산될 수 있다(Seed and Idriss, 1971).

$$CSR_{M, \sigma'_{vc}} = 0.65 \frac{\tau'_{max}}{\sigma'_{vc}} = 0.65 \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

또는 전단응력비를 규모 7.5의 참조 수준과 표준 구속압, 100kPa로 보정한 CSR을 사용할 수 있는데, 이 경우 계산식은 지진 규모 보정계수, MSF(magnitude scaling factor)를 도입하여 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$CSR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = CSR_{M, \sigma'_{vc}} \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \frac{1}{K_\alpha}$$

3.2 액상화 평가를 위한 CRR

액상화 유발 여부를 평가하기 위한 CRR 값은 해당

토층의 관입저항력의 합리적 산정이 가장 중요한 요소 중 하나이며, 대표적인 관입저항력으로는 SPT (Standard Penetration Test)의 N치를 들 수 있다.

액상화 분석을 위해 SPT를 만족스럽게 사용하기 위해서는 시험기기와 절차를 ASTM D-6066 표준과 일치시키는 것이 좋다. 국내에서는 대부분 액상화 평가 용으로 SPT를 적용하는 경우가 흔하지 않으므로 측정 한 N치 자체 또는 에너지 효율을 고려함으로써 얻어지는 N_{60} 값 정도를 사용하는 것이 대부분이다. 그러나 Table 1에서 요약한 바와 같이 액상화 평가를 위해 Seed et al. (1985)이 추천한 절차상의 특징들을 고려한 시험을 수행할 필요가 있다.

가장 중요한 변수들 중에 하나는 각각의 SPT 해머 타격시 드릴 로드 스템(drill rod stem)에 전달되는 에너지의 양이다. 전달되는 에너지의 범위는 장비의 종류와 운영 조건에 따른 마찰과 기계적 저항력에 있어 손실되는 에너지 양에 의존하여 이론적인 최대 에너지 (140파운드의 해머 무게에 30인치의 낙하 높이를 곱한 값)의 30 - 90%가 될 수 있다. N 값은 전달되는 에너지에 필연적으로 반비례한다 (Schmertmann and Palacios 1979). Seed et al. (1984)은 N_{60} 를 표준으로 추천하였다. N_{60} 값은 다음 식으로 계산된다.

Table 1. 액상화 평가를 위한 SPT 절차의 추천 특징들 (Seed et al. 1985).

특징	설명
시추공(borehole)	안정을 위해 드릴링 머드와 함께 4-5인치 직경의 로타리 시추공 작업; 드릴링 머드는 충분히 두껍게 유지되어야 하며, 시추공은 항상 온전해야 한다. 부압(suction)을 피하기 위해 시추공에서 로드를 끌어올릴 때 특별히 주의해야 한다.
드릴 비트	드릴링 머드의 상향 처짐(deflection) (예, Tricone 또는 baffled drag bit)
샘플러	외경 = 2인치 내경 = 1.38인치 (일정함; 즉 배럴에 라이너 공간이 없음; no room for liners in barrel)
드릴 로드	심도 < 50 ft에 대해 A 또는 AW 보다 깊은 심도는 N, BW 또는 NW
샘플러에 전달되는 에너지	2,520 in-lb. (즉 30인치 낙하에 이론적 최대 140파운드의 60%)
타격 속도	분당 30 - 40 타격
관입 저항력 측정	지반에 6 - 18인치 관입에 대한 측정

$$N_{60} = N_m \frac{ER_m}{60}$$

여기서 N_m 은 측정된 타격 횟수이며, ER_m 은 측정된 전달되는 에너지 비를 %단위로 표시한 값이며, N_{60} 은 에너지 비 60%에 대한 타격 횟수이다. $ER_m/60$ 비는 또한 에너지 비 보정 계수, C_E 로 참조되기도 한다. 에너지 비는 신뢰할만한 N_{60} 값을 얻는데에 가장 중요한 변수 중 하나이다. 그러므로 에너지 비를 항상 액상화 평가의 일부분으로서 측정하는 것은 중요하다.

보다 표준화된 N_{60} 값을 얻기 위해서는 추가적인 보정 계수들이 필요할 수 있다(Table 2). 결과적인 관계식은 다음과 같이 주어진다.

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N_m$$

여기서 C_E 는 위에서 설명한 에너지 비 보정 계수이며, C_B 는 시추공 직경에 대한 보정 계수, C_R 은 로드 길이에 대한 보정 계수이며, C_S 는 라이너 없이 사용되지 만 라이너 공간을 가진 샘플러에 대한 보정 계수이다. 각각의 계수에 대한 추천 값의 범위는 표 2에 명시하

고 있다.

다양한 보정을 한 후에 SPT N_{60} 값은 유효 상재 응력과 모래의 상대밀도, 그리고 다른 특성들에 의해 지배를 받는다. 결과적으로 유효 상재 응력에 대한 N 값의 추가적인 보정을 요구한다. 관입 저항력은 만약 연직 유효응력이 1 atm (101 kPa)이었다면 동일한 모래에서 얻어졌을 등가의 값에 연관지을 수 있다. 상재압 보정 관입 저항력(overburden corrected penetration resistances), $(N_1)_{60}$ 은 깨끗한 모래의 경우 상재압 보정계수(overburden correction factor), C_N 을 사용하여 다음과 같이 계산된다:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

여기서 참고로 상대밀도와 관입 저항력의 경험적 관계식은 다음과 같이 적용할 수 있다.

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (N_1)_{60} = 46 \times Dr^2$$

C_N 의 개념은 직접적으로 Fig. 6과 같은 실험적 결과로부터 얻어지는데, 이로부터 각각의 σ'_v 에 대한 C_N 값

Table 1. 액상화 평가를 위한 SPT 절차의 추천 특징들 (Seed et al. 1985).

계수	설명
에너지 비	<p>전달되는 에너지 비를 결정하기 위해 또는 사용되는 특정 장비를 보정하기 위해 에너지의 측정이 필요하다. 보정계수는 다음과 같이 계산한다.</p> $C_E = \frac{ER_m}{60}$ <p>여기서 ER_m은 이론적 최대값의 %로 표현되는 측정된 에너지 비이다. (로드 길이가 10m 또는 그 이상인 경우) 경험적인 C_E 추정값은 상당한 불확실성을 포함하고 있으며, 다음과 같은 범위를 갖는다.</p> <p>도넛 해머 $C_E = 0.5-1.0$ 안전 해머(safety hammer) $C_E = 0.7-1.2$ 자동 트립해머(triphammer) $C_E = 0.8-1.3$ (Seed et al. 1984, Skempton 1986, NCEER 1997)</p>
시추공 직경	<p>시추공 직경 65-115mm $C_B = 1.0$ 시추공 직경 150mm $C_B = 1.05$ 시추공 직경 200mm $C_B = 1.15$ (Skempton 1986)</p>
로드 길이	<p>여기서 ER_m은 로드 길이가 10m 또는 그 이상에 대한 데이터에 기초한 값이며, 실제 전달되는 에너지는 보다 짧은 로드 길이가 사용된다면 추가적으로 감소할 수 있다. Youd et al. (2001)에 의해 추천하는 값들은 다음과 같다.</p> <p>로드 길이 < 3m $C_R = 0.75$ 로드 길이 3-4m $C_R = 0.80$ 로드 길이 4-6m $C_R = 0.85$ 로드 길이 6-10m $C_R = 0.95$ 로드 길이 10-30m $C_R = 1.00$</p>
샘플러	<p>라이너 공간이 없는 표준 스플릿 스펀 (내경이 일정하게 1% 인치)인 경우, $C_S=1.0$. 라이너를 위한 공간이 있지만 라이너는 없는 스플릿 스펀 샘플러의 경우 (이 경우 드라이빙 슈(driving shoe) 뒤로 내경이 1/2 인치까지 증가한다):</p> <p>$(N_1)_{60} \leq 10, C_S = 1.1$ $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30, C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$ $(N_1)_{60} \geq 30, C_S = 1.3$</p> <p>(Seed et al. 1984로부터, 수식은 Seed et al. 2001에서)</p>

들은 $\sigma'_v=1atm$ 에서 얻어진 관입 저항력을 $\sigma'_v \neq 1atm$ 의 동일한 모래에서 얻은 관입 저항력으로 나누어 줌으로서 결정된다. 그 결과 $(N_1)_{60}$ 값들은 연직 유효응력과 독립적인 값이 되며, 그 값들은 동일한 부지 내에서 또는 한 부지와 다른 부지에서의 값을 보다 합리적으로 비교할 수 있는 모래 물성과 상대밀도의 지수로서 활용할 수 있다. 결국 C_N 을 결정하기 위한 다음 표현식을 얻게 된다.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^{0.784-0.0768\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \leq 1.7$$

$$P_a = 101kPa, \quad \gamma_w = 9.81kPa$$

여기서, $P_a = 101kpa$ 이고, 순환참조에 의해 C_N 값은 위 식 또는 아래 그래프를 통해 구할 수 있다.

그런데, 상당수의 사질토 지반은 깨끗한 모래 또는 명백한 모래로 구성되기보다는 실트질이 포함된

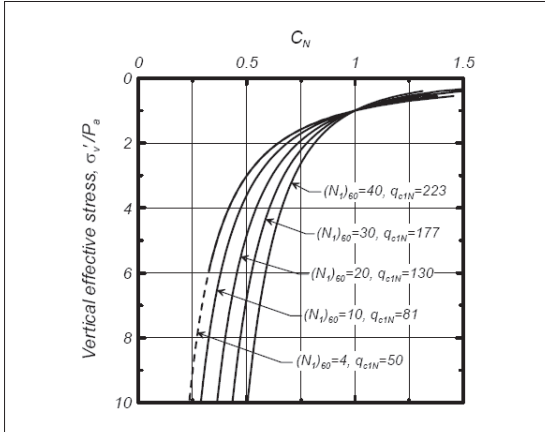


Fig. 6. 상재응력 보정 정규화 계수 (Idriss and Boulanger 2008)

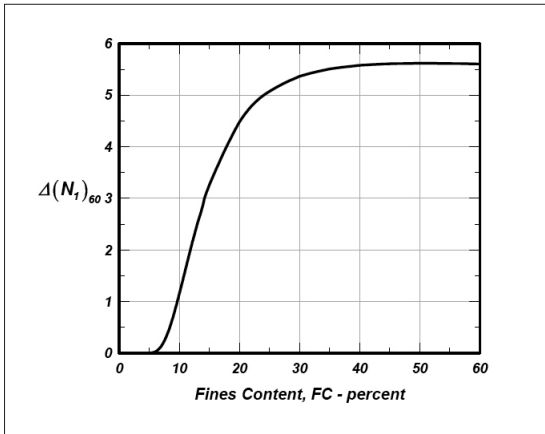


Fig. 7. 세립분에 대한 $\Delta(N_1)_{60}$

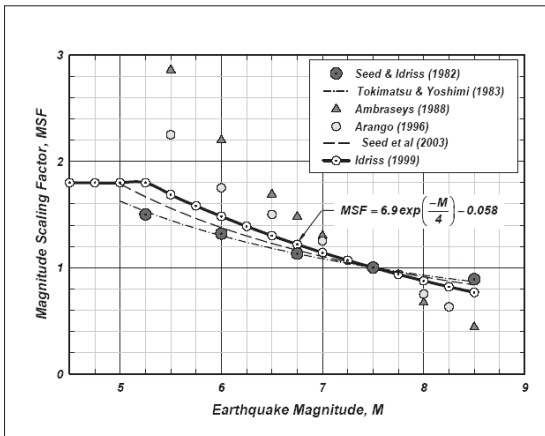


Fig. 8. 다양한 학자들에 의한 Magnitude scaling factor

액상화 가능한 모래층도 존재하기 마련이다. 이에 대한 연구는 아직 미진한 편이나, 현재의 평가에 있어서 실트질 모래 지반에 대해서는 아래 식 또는 Fig. 7에 의해 SPT 관입 저항력을 등가의 깨끗한 모래에서의 값으로 보정할 수 있다.

$$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

세립분에 대한 보정은,

$$\Delta(N_1)_{60} = e^{\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left(\frac{15.7}{FC+0.1}\right)^2\right)}$$

여기서, FC는 % 단위이다.

또한 지진 에너지의 세기를 나타내는 지진 규모는 매우 다양하므로, CRR은 지진 규모 M과 직접적으로 연관지을 수 있는 하중 사이클 횟수의 영향을 받게 된다(Seed et al. 1975). 이 때문에 Fig. 8과 같이 지진 규모 보정 계수(MSF; magnitude scaling factor)를 도입하여, CSR 또는 CRR을 규모 7.5에 대한 값으로 보정하기도 한다. 이 때의 관계식은 다음과 같다.

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} = 6.9 \times e^{\frac{-M}{4}} - 0.058 \leq 1.8$$

(Idriss, 1999)

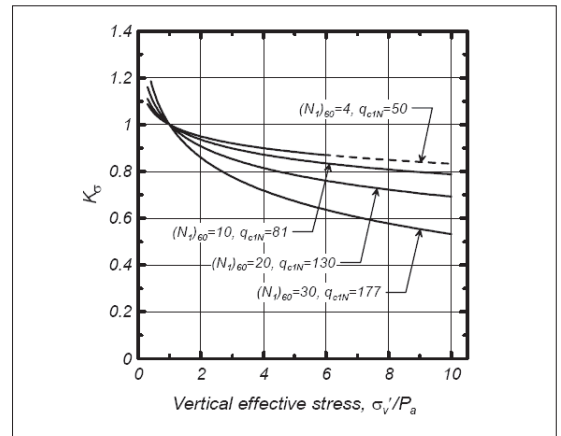


Fig. 9. K_0 관계곡선

만약 지진 규모, $M = 7.5$ 인 경우, $MSF = 1$ 이 된다. CSR 또는 CRR 계산에 있어 상재압 보정계수, K_α 는 다음과 같은 식 또는 Fig. 9을 통해 적용이 가능하다.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right) \leq 1.0$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \text{ for } (N_1)_{60} \leq 37$$

또한 정적 전단응력 보정계수, K_α 는 재성형된 모래에 대한 실험적 결과로부터 유도된 다음과 같은 관계식 또는 Fig. 10을 이용하여 표현 가능하다.

$$K_\alpha = a + b \cdot e^{\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)}$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634e^\alpha - 632e^{-\alpha}$$

$$b = e^{-1.11+12.3\alpha^2+1.31\ln(\alpha+0.0001)}$$

$$c = 0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}}$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1 + 2K_\sigma)\sigma'_{vo}}{3P_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}}$$

$$\alpha \leq 0.35, \quad -0.6 \leq \xi_R \leq 0.1$$

실제 액상화 유발 여부를 각 현장 사례들로부터 수집하여 정립하기 위해서는 각각의 사례들이 보정될 수 있는 어떠한 표준 참조 조건을 채택하는 것이 편리하다. 이를 위해 Idriss and Boulanger (2008)는 $M = 7.5$, $\sigma'_{vc} = 1 \text{ atm}$ 의 참조 조건을 선택하였다. 깨끗한 모래의 경우, 다음 식 또는 Fig. 11로 구분할 수 있다.

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1atm}$$

$$= e^{\left\{ \frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4}\right)^4 - 2.8 \right\}}$$

위의 CRR 관계식은 다른 지진 규모와 유효 상재응력에 대해서까지 다음 식을 이용해 확장할 수 있다.

$$CRR_{M, \sigma'_{vc}} = CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1atm} \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha$$

3.3 액상화 유발 안전을 평가

해당 지반에 대해 지진시 액상화가 개시될 것인가에 대한 안전율은 사질토의 CRR과 CSR의 비로서 계산할 수 있으며, 다음 식과 같은 형태가 될 것이다.

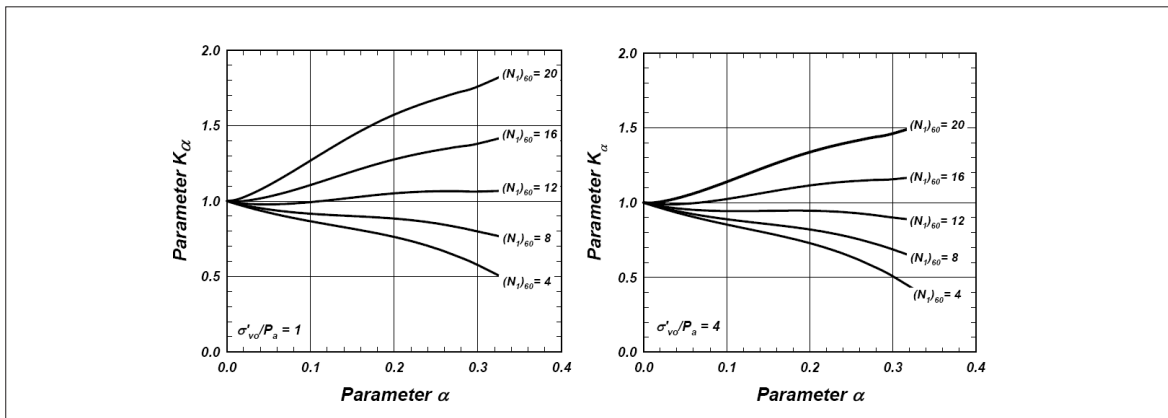


Fig. 10. 유효 상재응력 1기압 및 4기압에서 관입저항력 별 K_α 의 변화

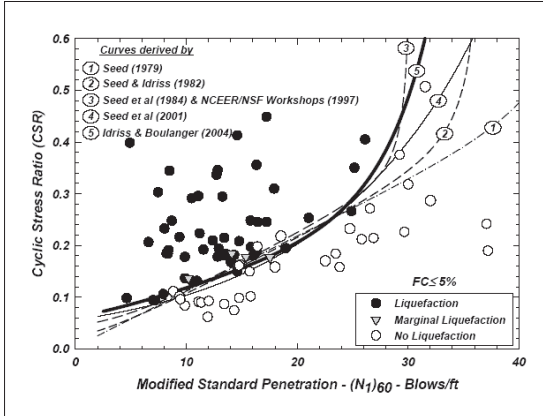


Fig. 11. $M = 7\frac{1}{2}$ and $\sigma'_{vo} = 1 \text{ atm}$ ($\approx 1 \text{ tsf}$)인 경우 깨끗한 모래에 대한 CRR과 $(N_1)_{60}$ 관계곡선. 두꺼운 선이 $CRR_M = 7.5, \sigma'_{vc} = 1 \text{ atm}$ 에 대한 경계선임

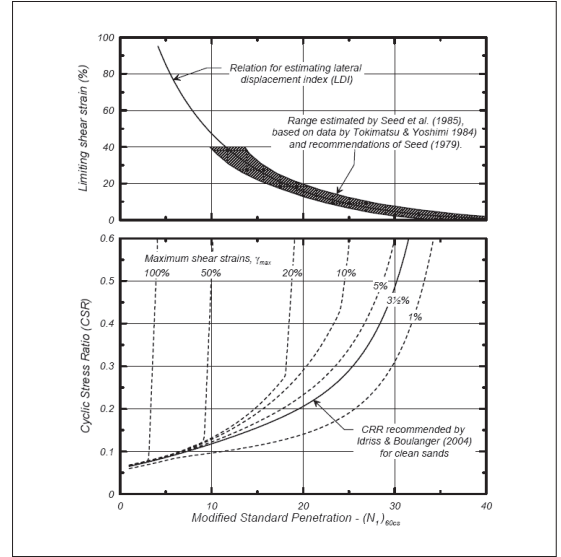


Fig. 12. $M = 7\frac{1}{2}$ and $\sigma'_{vc} = 1 \text{ atm}$ 인 깨끗한 모래에 대한 SPT 기반의 액상화 상관관계와 예상되는 전단 변형률 (Idriss and Boulanger 2008)

$$FS_{liquefaction} = \frac{CRR_{M, \sigma'_{vc}}}{CSR_{M, \sigma'_{vc}}} \quad \text{or}$$

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1 \text{ atm}}}{CSR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1 \text{ atm}}}$$

4. 액상화로 인한 측방유동 변위 및 액상화 후 재압밀 침하

액상화가 발생하면 측방유동(lateral spreading)에 의한 지반의 변형과 함께, 액상화 후 재압밀에 의한 침하가 발생할 수 있는데, 본 고에서는 이에 대한 Idriss and Boulanger (2008)가 정리한 반경험식도 함께 수록하였다.

4.1 측방유동 변위

액상화로 인한 측방유동 변위를 산정하기에 앞서 전단 변형율이 주어진 지반 조건에서 얼마만큼까지 발생할 수 있는지에 대한 정보가 필요하다. 즉 임계 전단 변

형율(limiting shear strain, γ_{lim})은 Fig. 12에서와 같이 음영으로 걸쳐진 영역의 중간 범위 정도로 근사화 될 수 있으며, 식으로 표현하면 다음과 같다.

$(N_1)_{60CS} \leq 55$ 인 경우,

$$\gamma_{lim} = 1.859 \times \left(1.1 - \frac{\sqrt{(N_1)_{60CS}}}{46} \right)^3$$

여기에서 음미할 만한 현상은 $(N_1)_{60CS}$ 값이 높을수록 어떠한 최대 전단 변형율을 일으키기 위한 CSR은 증가한다는 점이다.

최대 전단 변형율과 액상화에 대한 안전율 사이의 관계는 다음 식에 의해 합리적으로 근사화될 수 있다.

$$\gamma_{max} = 0 \quad \text{if} \quad FS_{liquefaction} \geq 2$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim} \quad \text{if} \quad FS_{liquefaction} \leq A$$

$$\gamma_{max} = \min(B, \gamma_{lim}) \quad \text{if} \quad A \leq FS_{liquefaction} \leq 2$$

$$A = 0.535 + 0.398\sqrt{\max(5.6, (N_1)_{60CS})} - 0.0924 \times \max(5.6, (N_1)_{60CS})$$

$$B = 0.035(1 - A) \left(\frac{2 - FS_{liquefaction}}{FS_{liquefaction} - A} \right)$$

액상화 시 측방유동에 의한 변위는 최대 전단 변형율을 깊이에 대해 적분함으로써 계산될 수 있다. Zhang and Robertson (2004)은 잠재적인 최대 변위량을 표현하는 항으로서 “측방 변위지수(lateral displacement index; LDI)”를 제시한 바 있으며, LDI 값의 계산은 다음과 같다.

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max} \cdot dz = \sum \gamma_{max,i} \times h_i$$

4.2 지표 침하량

한편 액상화 후 재압밀에 의한 체적 변형율은 대부분 실내실험 연구로부터 유도된 관계식을 이용하여 다음과 같이 계산할 수 있다(Figs. 13 ~ 15).

$$\varepsilon_v = 0.114 \times e^{-0.354\sqrt{(N_1)_{60CS}}} \times \min\left(1.0, \frac{\gamma_{max}}{0.08}\right)$$

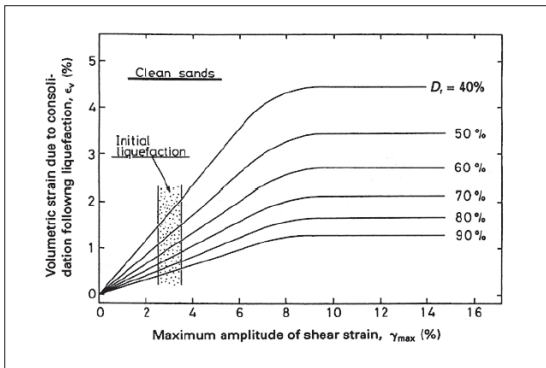


Fig. 13. 깨끗한 모래에 대한 비배수 반복하중 시험 시 최대 전단 변형율과 액상화 후 체적 변형율과의 관계 (Ishihara and Yoshimine 1992)

일차원적 재압밀(횡방향 유동 변위가 없는 경우)에 대한 지표면 침하량은 연직 변형율을 체적 변형율까지 적분해줌으로서(1D 재압밀에 적절하게) 계산할 수 있으며, 수치해석적으로는 연직 변형율을 깊이에 대해 적분함으로써 얻어진다.

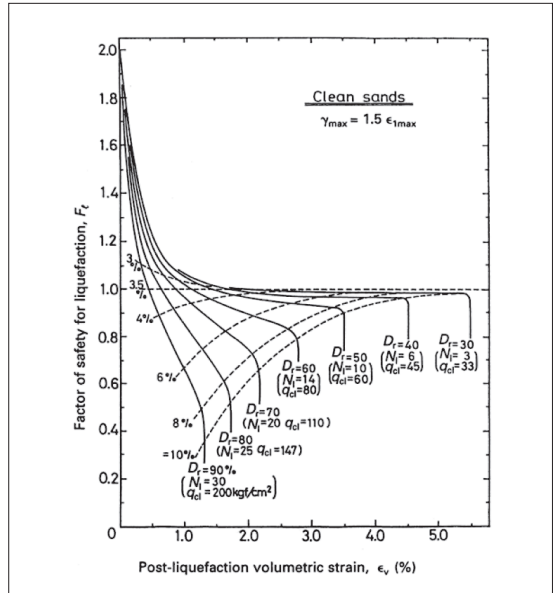


Fig. 14. 서로 다른 상대밀도 별 깨끗한 모래에 대한 액상화 유발 안전율과 액상화 후 체적 변형율과의 관계 (Ishihara and Yoshimine 1992)

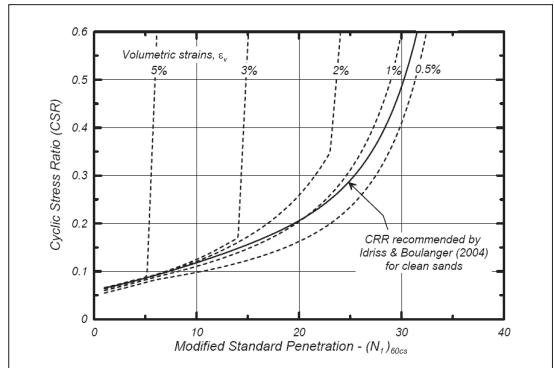


Fig. 15. M=7/2 and σ'_vc = 1 atm의 깨끗한 모래에 대한 SPT 기반의 액상화 상관관계와 재압밀 시 체적 변형율의 변화 (Idriss and Boulanger 2008)

$$S_{V-1D} = \int_0^{z_{\max}} \varepsilon_v dz = \sum \varepsilon_{v,i} \times h_i$$

5. SPT 기반의 액상화 평가 사례

마지막으로 위에서 설명한 Idriss and Boulanger (2008)의 향상된 SPT 기반의 액상화 평가법을 간단한 사례를 들어 설명하고자 한다. 본 예제는 해당 부지에서 지진 규모 6.9의 지진에 의하여 최대 지반가속도

0.28g의 값이 예상되는 경우를 가정하였다. 지하수위는 지표 하 1.5m에 위치하고 있으며, 지하수위 상부 토층의 단위중량은 19 kN/m³, 지하수위 하부 토층의 단위중량은 20 kN/m³이며, 통일분류법에 의한 지반 분류는 아래와 같이 사질토 중심의 지반이다. 그 외 지반 조건은 Table 4와 같다고 할 때, 액상화에 대한 안전율과 LDI, 재압밀 침하량은 Table 5와 6과 같이 계산될 수 있다. 또한 각각에 대한 계산 결과 그래프는 Fig. 16과 같이 얻어질 수 있다.

Table 4. SPT 기반 액상화 유발 평가

입력변수	
최대 지반 가속도(g) =	0.28
지진 규모, M =	6.9
지하수위 심도 (m) =	1.5
시추공 직경(mm) =	100
지하수위 상부 평균 γ (kN/m ³) =	19
지하수위 하부 평균 γ (kN/m ³) =	20
샘플러 아리너에 대한 보정 필요성(Yes/No)	No

SPT 샘플 no.	심도 (m)	측정 N치	지반 분류	점토일 경우 표기	세립분 (%)	에너지 효율 비, ER(%)
1	4.88	13	SP		1	75
2	5.64	10	SP		1	75
3	6.40	10	SP		1	75
4	7.16	5	SP		1	75
5	7.92	7	SM		24	75
6	8.69	5	SM		24	75
7	9.45	6	SM		25	75

Table 5. 액상화 유발 안전율 평가 예제

Liquefaction																	
C _E	C _B	C _R	C _s	N ₆₀	σ_{vc} (kPa)	σ'_{ve} (kPa)	C _N	(N ₁) ₆₀	$\Delta(N_1)_{60}$ for fines content	(N ₁) _{60cs}	Stress reduction factor, r _d	CSR	MSF for sand	K _σ for sand	CRR for M=7.5 & $\sigma'_{ve}=1atm$	CRR	Factor of Safety
1.25	1	0.95	1.0	15.4	96	63	1.24	19.1	0.0	19.1	0.946	0.263	1.171	1.00	0.195	0.229	0.87
1.25	1	0.95	1.0	11.9	111	71	1.19	14.2	0.0	14.2	0.933	0.267	1.171	1.00	0.149	0.175	0.65
1.25	1	0.95	1.0	11.9	127	78	1.14	13.5	0.0	13.5	0.921	0.270	1.171	1.00	0.144	0.168	0.62
1.25	1	0.95	1.0	5.9	142	86	1.10	6.5	0.0	6.5	0.908	0.272	1.171	1.00	0.095	0.112	0.41
1.25	1	0.95	1.0	8.3	157	94	1.04	8.6	5.0	13.6	0.894	0.272	1.171	1.00	0.145	0.170	0.62
1.25	1	1	1.0	6.3	172	102	1.00	6.2	5.0	11.2	0.880	0.271	1.171	1.00	0.127	0.148	0.55
1.25	1	1	1.0	7.5	187	109	0.96	7.2	5.1	12.3	0.866	0.270	1.171	0.99	0.135	0.156	0.58

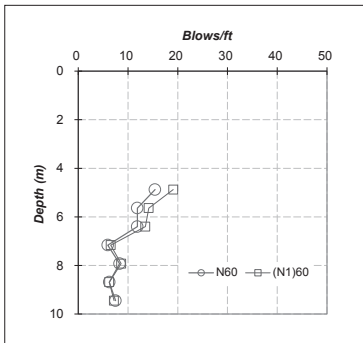
Table 6. 액상화로 인한 측방유동 변위 및 재압밀 침하량 산정 예제

				LDI	S (m)	
Lateral Spreading				1.902	m	0.1718
Limiting shear strain, γ_{lim}	Parameter A	Max. shear strain, γ_{max}	Δh_i (m)	ΔLDI_i (m)	Vertical reconsol. Strain, ϵ_v	Δs_i (m)
0.176	0.510	0.054	0.91	0.049	0.016	0.0148
0.301	0.724	0.301	0.76	0.229	0.030	0.0229
0.324	0.751	0.324	0.76	0.247	0.031	0.0237
0.704	0.949	0.704	0.76	0.537	0.046	0.0352
0.320	0.746	0.320	0.76	0.244	0.031	0.0235
0.414	0.831	0.414	0.76	0.315	0.035	0.0265
0.369	0.795	0.369	0.76	0.281	0.033	0.0251

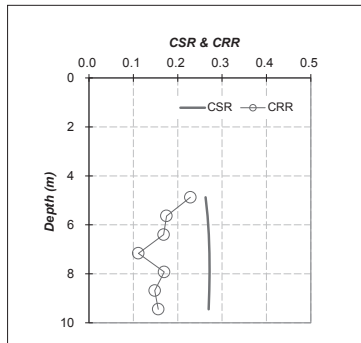
결언

내진설계와 기존 시설물에 대한 내진성능평가를 수행함에 있어서 지반 액상화에 대한 평가는 기본적인 검토 항목이며 최근 다양한 연구성과들이 도출되면서 학문적 진전이 있어 왔다. 그간 액상화 평가의 근간은 Seed and Idriss (1982)의 간편법이 주류를 이루어 왔으며, 다양한 학문적 발전과 더불어 Idriss and Boulanger (2008)에 의해 개정이 이루어졌다.

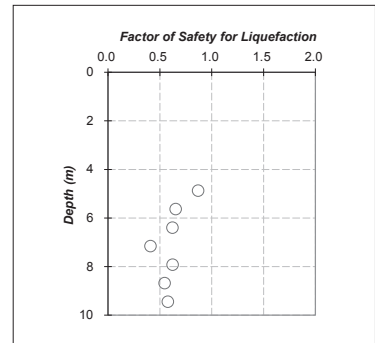
본 고에서는 Idriss and Boulanger (2008)에 의한 지반 액상화 평가 간편법을 요약 정리하였으며, 특별히 국내에서 가장 빈번하게 사용하고 있는 관입시험법인 SPT N치를 이용하여 CRR을 산정하는 방법과 CSR과의 비교를 통해 액상화에 대한 안전율을 산출



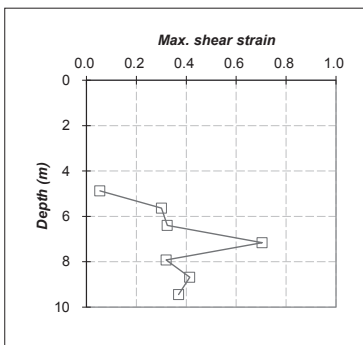
(a) 측정 N치 및 보정 N치



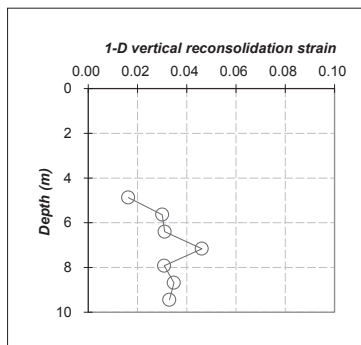
(b) CSR 및 CRR



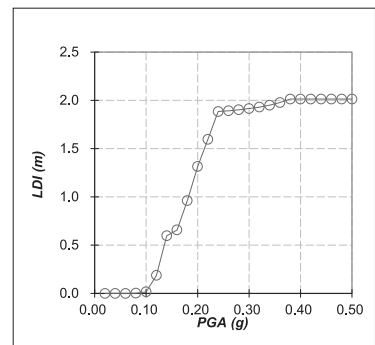
(c) 액상화 안전율



(d) 전단 변형을 분포



(e) 재압밀 변형을 분포



(f) PGA에 따른 LDI 민감도 분석

Fig. 16. 예제 액상화 평가 사례

하는 과정을 기술하였다. 액상화 저항성을 산정함에 있어 구속압 의존성과 사면 경사의 영향을 함께 고려하는 과정을 소개하였으며, 추가로 액상화로 인한 측방유동 변위 및 액상화 후 재압밀 침하량을 산정하는 절차도 요약하였다. 또한 실무자들이 본 절차를 활용할 수 있도록 간단한 예제 평가 사례를 수록하였다.

아무쪼록 본 절차가 최근 연구성과들을 반영한 지반 액상화를 평가하는 데에 부족하나마 도움이 되기를 기대하며, 참고로 본 고의 도표나 수식을 인용할 때에는 별도로 명시하지 않은 한 Idriss and Boulanger (2008)를 인용할 것을 언급하며, 기술기사를 맺고자 한다.

참 고 문 헌

1. Abrahamson, N. A., and Silva, W. J. (1997). "Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from Western North American Earthquakes: A summary of recent work." *Seismological Research Letters*, 68(1), 128-153.
2. Idriss, I. M. (1999). "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential." *Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration, January.
3. Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). "Soil liquefaction during earthquakes." *Monograph 12, Earthquake Engineering Research Institute*.
4. Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2004). "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes." *Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 1, 32-56.
5. Ishihara, K., and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes." *Soils and Foundations*, 32(1), 173-88.
6. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (1997). *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, T. L. Youd and I. M. Idriss, editors, Technical Report NCEER-97-022.
7. Schmertmann, J. S., and Palacios, A. (1979). "Energy dynamics of SPT." *J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE 105(GT8)*, 909-26.
8. Seed, H. B. (1983). "Earthquake resistant design of earth dams." *Proceedings, Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, Pennsylvania, ASCE, NY*, 41-64.
9. Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes." *J. Geotechnical Eng. Div, ASCE 105(GT2)*, 201-55.
10. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes." *Monograph, EERI, Oakland, CA*.
11. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE 97(SM9)*, 1249-273.
12. Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., and Banerjee, N. (1975). "Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses." *Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, October*.
13. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Jr., and Chung, R. (1985). "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations." *J. Geotechnical Eng., ASCE 111(12)*, 1425-445.
14. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. Jr., and Chung, R. (1984). "The influence of SPT procedures on soil liquefaction resistance evaluations." *Report No. UCB/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley*.
15. Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A.,

Wu, J., Pestana, J., Riemer, M. (2001). "Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation." Proceedings, 4th International Conference and Symposium on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Rolla, MO, Paper SPL-2.

16. Skempton, A. W. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden

pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation." *Geotechnique*, 36(3), 425-47.

17. Zhang, G., Robertson, P. K., and Brachman, R. W. I. (2004). "Estimating liquefaction induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test." *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE* 130(8), 861-71.

