한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 5 ~ 12

유도파를 이용한 시간-주파수 영역 해석을 통한 록볼트 건전도 실험의 경암지반 현장 적용성 평가

Rock Bolt Integrity Assessment in Time-Frequency Domain : In-situ Application at Hard Rock Site

이 인 모[1] Lee, In-Mo　　한 신 인[2] Han, Shin-in
민 복 기[3] Min, Bok-ki　　이 종 섭[4] Lee, Jong-Sub

Abstract

As rock bolts become one of the main support systems in tunnels and underground structures, the integrity of the rock bolts affects the safety of these structures. The purpose of this study is the evaluation of rock bolt integrity using wavelet transforms of the guided ultrasonic waves by using transmission test in the field. After several rock bolts with various defect ratios are embedded into a large scale concrete block and rock mass, guided waves are generated by a piezo disk element and measured by an acoustic emission (AE) sensor. The captured signals are analyzed in the time-frequency domain using the wavelet transform based on a Gabor wavelet. Peak values in the time-frequency domain represent the interval of travel time of each echo. The energy velocities of the guided waves increase with an increase in the defect ratio. The suitable curing time for the evergy velocity analysis is proposed by the laboratory test, and in-situ tests are performed in two tunnelling sites to verify the applicability of rock bolt integrity tests performed after proposed curing time. This study proves that time-frequency domain analysis is an effective tool for the evaluation of the rock bolt integrity.

요 지

록볼트는 터널과 지하공간 구조물의 시공에 있어서 주요 지보재 중 하나이며, 이러한 록볼트의 건전도가 전체 구조물의 안정성에 큰 영향을 미치게 되었다. 본 연구의 목적은 실제 현장에서 투과법을 적용하여 록볼트를 따라 전파되는 유도파를 통해 록볼트의 건전도를 평가하는 것이다. 비파괴 실험의 각기 다른 결함비율을 가진 록볼트 시험체를 제작하여 콘크리트 블록 및 실제현장에 매설한 후, 피에조 디스크 엘리먼트로 유도파를 발생시키고 AE(acoustic emission) 센서를 이용하여 신호를 측정하였다. 수집된 신호는 가버 웨이브렛을 사용한 웨이브렛 변환을 이용하여 시간-주파수 영역에서 분석하였다. 시간-주파수 영역에서의 각 파군별 최대 에너지가 나타나는 지점의 시간차는 각 반사파군 간의 이동 시간차를 나타내며, 이를 통해 계산된 유도파의 에너지 속도는 록볼트의 결함비율이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 실험에 적합한 양생기간을 제안하였으며 그에 따른 두 번의 현장 실험을 통해 록볼트 건전도 실험의 현장 적용성을 검토하였고, 제안된 실험방법이 록볼트의 건전도 평가에 있어서 유용한 평가방안임을 확인하였다.

Keywords : Curing time, Defect ratio, Energy velocity, Time-frequency domain, Wavelet transform

1 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Prof., School of Civil. Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., inmolee@korea.ac.kr, 교신저자)
2 (주)서영엔지니어링 지반터널설계실, 공학박사 (Ph. D. Geotechnical & Tunneling Division, Seoyoung Engrg. Co. Ltd.)
3 (주)현대건설 터널환경사업본부 설계부분, 공학석사 (Hyundai Engrg. and Construction Co. Ltd.)
4 고려대학교 건축·사회환경공학부 부교수 (Associate Prof., School of Civil. Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

국내의 지하공간 건설기술은 1980년대 본격적으로 시작되어 현재까지 많은 발전이 있었다. 현재 국내의 지하공간의 개발의 대부분을 차지하는 터널의 시공 시, 록볼트는 숏크리트와 함께 주요 지보재로서 사용되고 있으며, 전통적으로 이러한 록볼트의 품질확인을 위해 록볼트 인발 실험을 일상계측 항목의 하나로 설정하여 시행하도록 규정되어있다. 그러나 이러한 인발 실험의 경우 많은 시간과 예산이 소요되며, 실험 시 록볼트가 파괴될 수 있는 문제점을 가지고 있다. 따라서 록볼트의 시공 품질확인 및 확보기술 개발에 대하여 현장에서의 사용이 간편하고 신뢰성이 높은 새로운 비파괴 장비와 시스템 개발이 지하공간 건설사업에서 필수적인 과제라 할 수 있다.

최근 진행된 비파괴 조사방법 중 가장 일반적인 것은 암석이나 콘크리트에 둘러싸인 록볼트나 그라우팅된 tendon에 대한 것이 대부분이었다(Thurner 1988, Beard 등 2003, Han 등 2006, Zhang 등 2006). 시간영역에서의 신호분석을 이용하여 강봉의 결함을 측정하거나(Beard 등 2003), 그라우팅의 구속조건 변화에 따른 록볼트에서의 유도파의 속도와 진폭을 비교하였고(Zhang 등 2006), Han 등(2006)은 시간영역에서의 신호를 분석하여 그라우팅 충진 길이별로 파속도를 정확하게 계산해 내었다. 그러나 시간영역에서 표현되는 신호는 주파수 영역이나 시간-주파수 영역과 같은 다른 영역에서도 구현될 수 있으며, 특히 웨이브렛 변환을 통한 시간-주파수 영역에서의 해석은 분산성이 있는 신호의 분석에 있어서 적절한 방법이기 때문에 건전도 평가에 널리 적용되고 있다. Han 등(2007)은 투과법을 통해 그라우팅 충진 길이별 에너지 속도의 변화를 계산하고 그에 따라 록볼트의 건전도를 평가하는 연구를 수행하였다.

본 연구의 목적은 록볼트의 건전도 평가 기법의 실제 현장에서의 적용 가능성 파악에 있다. 따라서 본 논문은 웨이브렛 변환 기법에 대한 검토 및 실제현장에서 시공한 록볼트 시험체에 대하여 투과법을 적용하고, 측정된 신호에 대해 웨이브렛 변환을 이용한 분석을 수행하였다.

2. 웨이브렛 변환

일반적으로 신호처리에서 사용되는 푸리에 변환의 경우에는 시간영역의 특성을 반영할 수 없다. 이러한 시간영역에서 측정된 신호 f(t)의 시간-주파수의 특성들은 웨이브렛 변환에 의해 구별될 수 있다. 신호 f(t)의 웨이브렛 변환은 다음 식 (1)과 같다.

$$WT(u,s) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)\psi_{u,s}^{*}(t)dt = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)\frac{1}{\sqrt{s}}\psi^{*}(\frac{t-u}{s})dt \quad (1)$$

$$\psi_{u,s}(t) = \frac{1}{\sqrt{t}}\psi(\frac{t-u}{s}) \quad (2)$$

여기서, f(t)는 시간 영역에서의 신호이며 함수 $\psi(t)$는 모(또는 기저) 웨이브렛 함수이고, $\overline{\psi(t)}$는 $\psi(t)$의 복소공액이다. u와 s는 이동 및 스케일 파라미터이다.

높은 스케일은 저주파수에 대응하고, 낮은 스케일은 고주파수에 대응하므로 웨이브렛 변환은 고주파수에서는 압축되고 저주파에서는 팽창하는 유연한 시간-스케일 창을 제공한다. 따라서, 모웨이브렛의 스케일이 변화하고 이동하기 때문에 신호와 모웨이브렛 함수 사이의 유사성이 다음 그림 1과 같이 나타난다.

웨이브렛 변환 계수는 선택된 스케일에서의 모웨이브렛 함수에 대한 신호의 유사성을 나타낸다. 본 연구에서는 시간-주파수 해상도가 가장 좋다고 알려진 가버 웨이브렛을 채택하였다(Inoue 등 1996). 가버 웨이브렛 $\psi_g(t)$는 가우시안 함수(Gaussian function)로 창문화되었으며, 다음 식 (3)과 같다(Sato 1991; Inoue 등 1996).

$$\psi_g(t) = \frac{1}{\sqrt[4]{\pi}}\sqrt{\frac{\omega_0}{\gamma}}\,exp\left[-\frac{(\omega_0/\gamma)^2}{2}t^2\right]\exp(i\omega_0 t) \quad (3)$$

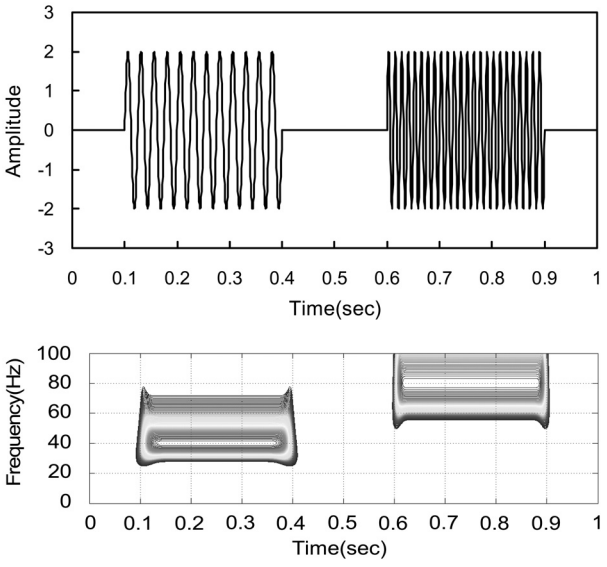


그림 1. 시간-주파수 영역에서의 변환결과

또한, 가버 웨이브렛의 푸리에 변환 $\Psi_g(\omega)$은 다음 식 (4)와 같이 나타낸다.

$$\Psi_g(\omega) = \frac{\sqrt{2\pi}}{\sqrt[4]{\pi}} \sqrt{\frac{\gamma}{\omega_0}} exp\left[-\frac{(\gamma/\omega_0)^2}{2}(\omega-\omega_0)^2\right] \quad (4)$$

여기서, ω_0와 γ는 양의 상수이다.

가버 웨이브렛(식 (3))은 중심이 t=0인 가우시안 창 함수이며 그것의 푸리에 변환식(식 (4))의 경우 중심 주파수가 ω_0이다. 함수 $\psi_g((t-u)/s)$는 중심이 t=u이며 그것의 푸리에 변환은 중심이 $\omega=\omega_0/s$이다. 가버 웨이브렛을 이용한 WT(u,s)는 t=u와 $\omega=\omega_0/s$ 주위에서의 신호 f(t)의 시간-주파수 성분을 나타낸다.

시간영역에서 신호 f(t)와 모웨이브렛 함수 $\psi(t)$의 상호상관인 웨이브렛 변환은 $\psi(t)$와 f(t)의 tail-reversed version의 합성적과 같다. 그러므로, 웨이브렛 변환은 주파수 영역에서 주파수 위치별로 곱함으로서 효과적으로 계산된다. 따라서, 식 (1)은 다음 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$WT(u,s) = \frac{\sqrt{s}}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega)\overline{\Psi(s\omega)}exp(iu\omega)d\omega \quad (5)$$

웨이브렛 변환$|WT(u,s)|$의 최대값은 웨이브렛 변환의 기울기가 0인 곳이다. 만약 $|WT(u,s)|$의 값이 중심각주파수 $\omega_c=\omega_0/s$에서 극대값을 가진다면 군속도는 다음 식 (6)와 같다(Jeong and Jang 2000; Wang 2004).

$$V_g = \frac{L}{u} \quad (6)$$

여기서, u와 L은 각각 웨이브렛 변환의 극대값에 대응하는 이동 파라미터와 이동거리이다. 시간 간격 u는 파군의 시간 간격이고 L은 각 파군이 진행한 거리이다. 그러므로, 식 (6)은 $|WT(u,s)|$의 값의 분포상에서 가장 높은 위치는 주파수 $\omega_c=\omega_0/s$에서의 군속도 (V_g)의 이동시간을 의미한다.

3. 투과법을 이용한 실내실험

3.1 장비구성 및 실험방법

유도파를 발생시키기 위하여 피에조 디스크 엘리먼트(Kang-seo EST, BPE-20C)를 록볼트 선단부에 부착하여 실험하였으며, 실험에 사용한 감지기는 AE센서(Physical Acoustics, A3)이다. 센서를 록볼트 두부에 나사로 고정하였기 때문에, 피에조 디스크 엘리먼트의 진동 방향과 AE 센서는 서로 평행하며 록볼트의 단면과는 수직을 이룬다.

감지기의 선택에 있어서 록볼트 시스템의 경우 L1 mode에서 주파수 범위가 20~70kHz일 때 최대 에너지 속도가 나타난다는 본 연구진의 분산성 분석을 이용한 최근 연구에 근거를 두었다(Han 등 2007). L1 mode는 파가 발생되어 전파되는 형태 중 길이 방향으로 전파되는 특성을 지닌 첫 번째 파를 의미한다.

록볼트 시험체는 길이 3.1m, 직경 25.4mm의 실제 현장에서 사용되는 록볼트 철근을 이용하였으며, 결함비율이 각각 다른 다섯 종류로 제작하였다. 이러한 결함비율(Defect Ratio)을 DR(%)로 정의하였으며, 전체 록볼트 철근의 길이(L_T)와 그라우팅이 되지 않은 부분의 길이(L_S)의 비율로 나타내었다. DR(%)은 다음 그림 2에서 확인할 수 있으며 식 (7)과 같이 정의한다.

$$DR(\%) = \frac{L_S}{L_T} \times 100 \quad (7)$$

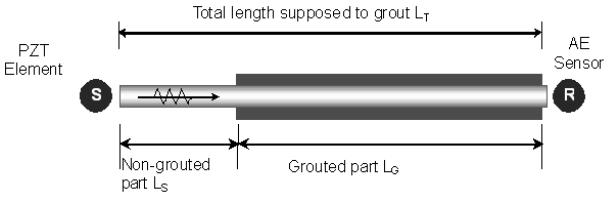


그림 2. 실험 장비 구성

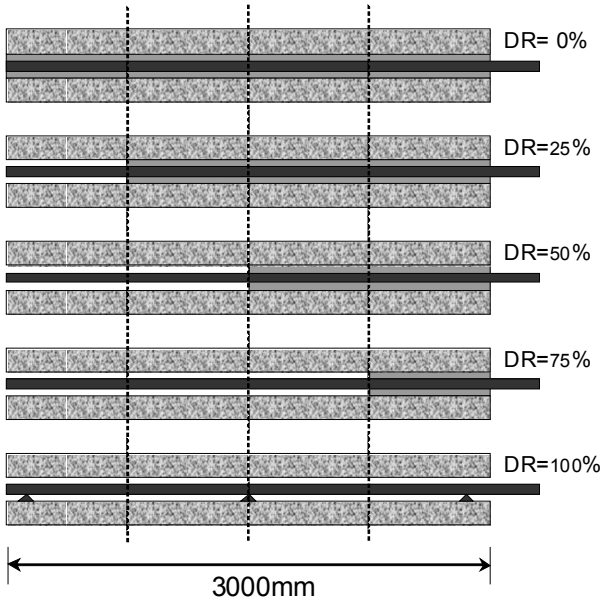
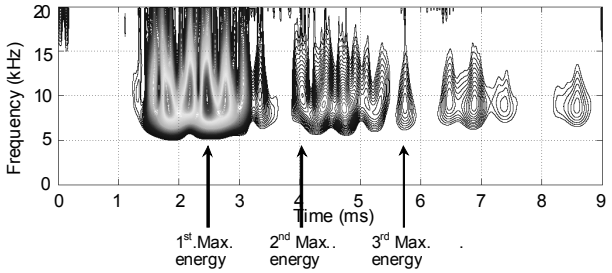
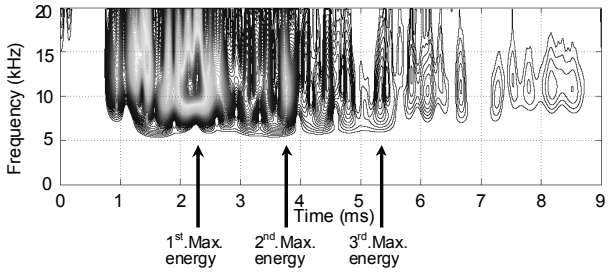


그림 3. DR(%)별 시공체 상세도

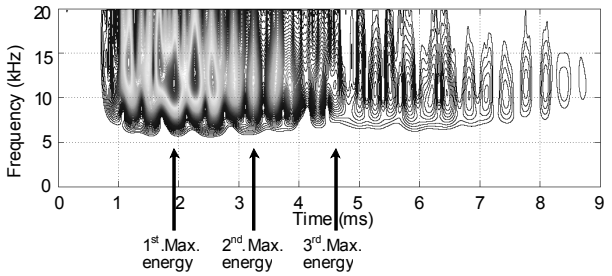
록볼트 시험체의 그라우팅은 시멘트, 모래, 물의 중량비 1:1:0.4인 시멘트 모르타르를 사용하였다. 록볼트 철근을 둘러싸고 있는 그라우팅의 직경은 실제 록볼트 시공시 사용되는 천공경인 38mm로 제작하였으며 제작한 록볼트 시험체를 실제 현장의 지중 암반을 모사한 콘크리트 블록에 그림 2와 같이 매설하였다. 콘크리트 블록은 길이 3.0m, 높이 0.8m, 폭 0.9m의 크기로 제작하였다. 그림 3에서는 실험장비 구성에 대한 간략한 개요도가 나타나 있다.



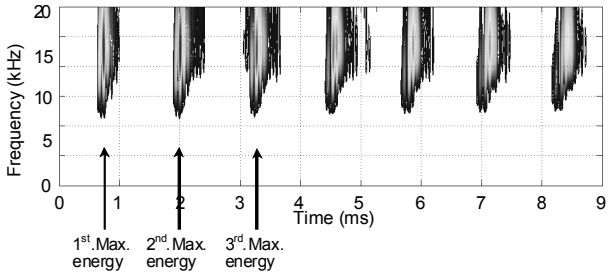
(a) DR=0%



(b) DR=25%



(c) DR=50%



(d) DR=100%

그림 4. 실내실험 웨이브렛 변환 결과

3.2 지중모사 실험결과 및 분석

그림 4에 유도파의 저주파대역에 대한 웨이브렛 변환 결과를 나타내었다. 웨이브렛 변환의 3차원 결과를 웨이브렛 계수의 분포에 따른 등고선으로 나타내었으며, 도시된 등고선은 철근 및 그라우팅과 콘크리트 블록으로 구성된 록볼트 모사 시험체의 지배 주파수 대역(5~20kHz)에서의 연속된 반사파를 나타내는 파군을 명확하게 보여준다.

그림 4에 나타낸 첫 번째, 두 번째, 세 번째 최대 에너지는 상대적으로 첫 번째, 두 번째, 세 번째 파군의 최대 에너지 지점을 나타낸다. 에너지 속도는 반사파의 이동거리($2\times L_T$)와 반사파의 이동시간(Δt)을 측정함으로서 간단하게 계산할 수 있다.

이동시간 Δt는 각 최대에너지 사이의 시간차이다. 본 연구에서는 반사파군의 이동시간을 최대 에너지 사이의 시간차이 값의 평균치를 적용하였다. 위와 같은 방법으로 계산한 에너지 속도를 결함비율에 대하여 그림 5에 나타내었다.

Defect Ratio의 증가는 철근 공동부 길이의 증가를 의미하므로 공동부 비율이 클수록 파의 전파속도가 빠르게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 이것은 충진재에 의한 유도파의 굴절 또는 반사가 적게 일어난다는 것을 의미한다. 또한 Defect Ratio=100% 일때는 철근의 자유구속상태를 나타내며 이때의 에너지속도는 약 5000m/s 이고 이 값은 순수 록볼트의 에너지속도 상한값이 된다.

3.3 양생기간 진행의 영향 분석 및 결과

결함비율에 따른 에너지 속도의 계산 이외에도 그라

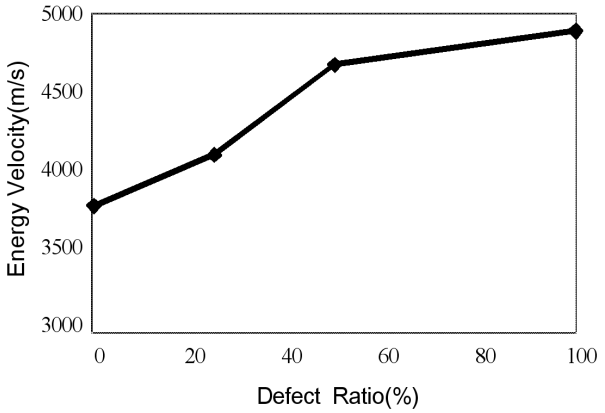
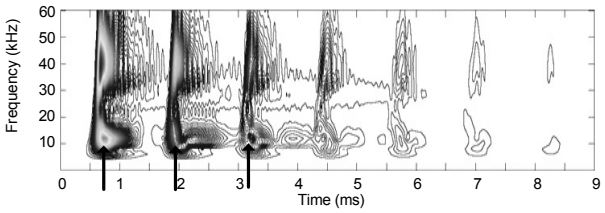
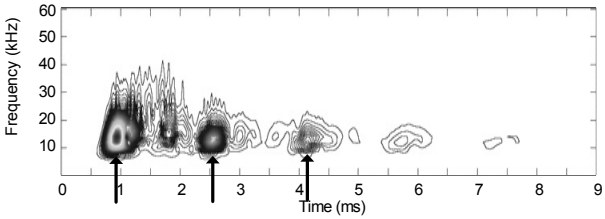


그림 5. 결함비율에 따른 에너지 속도

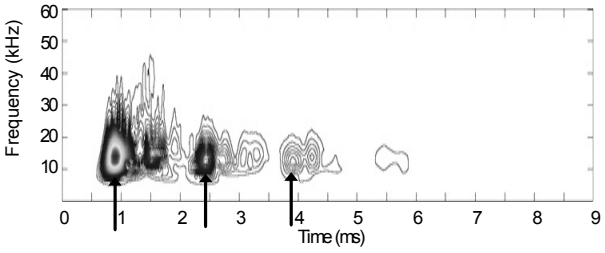
우팅 양생기간에 따른 에너지 속도의 변화를 계산하기 위하여 실험을 수행하였다. DR=0%인 3.1m의 록볼트를 통해 양생기간의 경과에 따른 에너지 속도의 변화를 계산하였으며, 그라우팅 재료는 시멘트밀크(w/c=50%)를 사용하였다. 양생기간의 진행에 따른 데이터의 웨이브렛 분석 결과는 다음 그림 6에 나타내었다. 각 그림은 시간-주파수영역 해석을 수행한 결과를 웨이브렛 계수



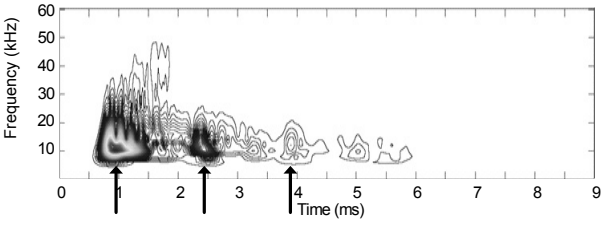
(a) 1시간 경과



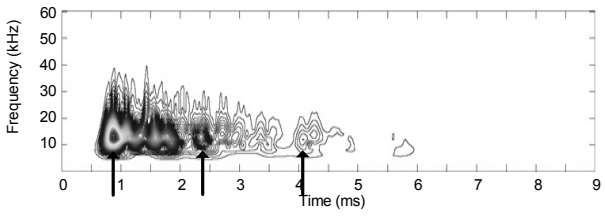
(b) 2일 경과



(c) 5일 경과



(d) 7일 경과



(e) 14일 경과

그림 6. 양생기간에 따른 웨이브렛 변환 결과

분포의 등고선 형태로 나타낸 것이다.

양생초기(약 2일정도)에는 그라우팅 재료 사이의 상호반응으로 인해 속도분포가 불규칙하게 나타나는 것으로 여겨지며, 시간이 흐른 뒤 약 5일이 경과된 이후부터는 양생기간이 경과함에 따라 에너지 속도가 감소하는 경향이 나타났다. 그림 7을 통해 양생기간의 진행에 따른 에너지 속도 분포를 나타내었으며, 양생이 7일 경과 후에 에너지 속도의 변화경향이 매우 작아지고, 14일이 경과된 이후에는 에너지 속도가 변화하지 않는 것을 확인할 수 있다. 따라서 실제 현장에 투과법을 통한 록볼트 건전도 평가 시에는 약 7일 이후에 시행을 하는 것이 적합한 것으로 판단되었으며, 양생기간의 진행에 따른 그라우팅의 강도 증진이 에너지 속도를 감소시키는 요인임을 확인하였다.

4. 현장 실험 결과 및 분석

4.1 현장실험 결과 및 분석

1차 현장실험은 본 연구에서 제안된 실험 장비의 현장 적합성 판단 및 록볼트 비파괴 건전도 평가 시스템의 현장 적용성 예측을 위하여 수행되었다. 판교부근의 고속도로 현장에서 경암층인 암반사면에 그림 8과 같이 록볼트 시험체를 시공하였다.

취득한 유도파에 대한 웨이브렛 변환 결과를 다음 그림 9에 나타내었다. 도시된 등고선은 웨이브렛 계수의 분포로서, 주파수 대역 약 20kHz~35kHz에서의 연속된 반사파를 명확히 보여준다. 또한 분석한 데이터는 시공 후 19일이 경과된 시점에서의 결과이므로 그라우팅 양생에 의한 영향은 받지 않는 것으로 판단되었다. 또한

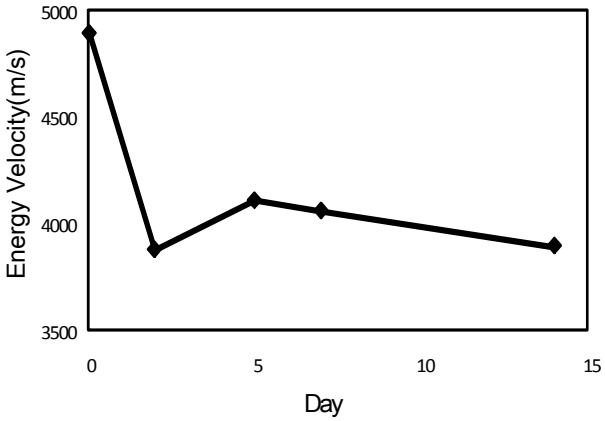


그림 7. 양생기간에 따른 에너지 속도

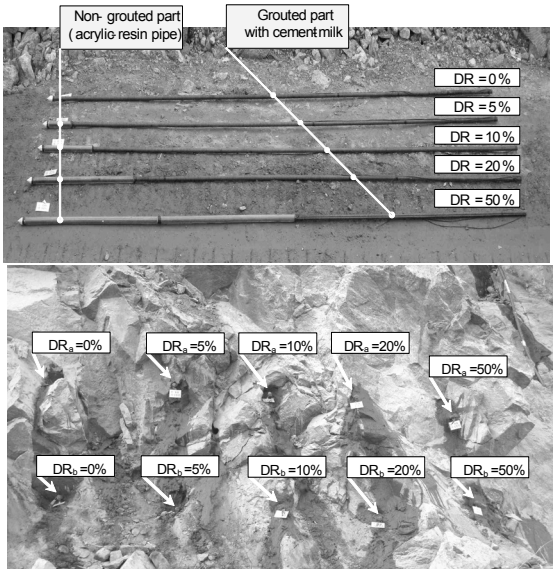


그림 8. 1차 현장실험 시공사진

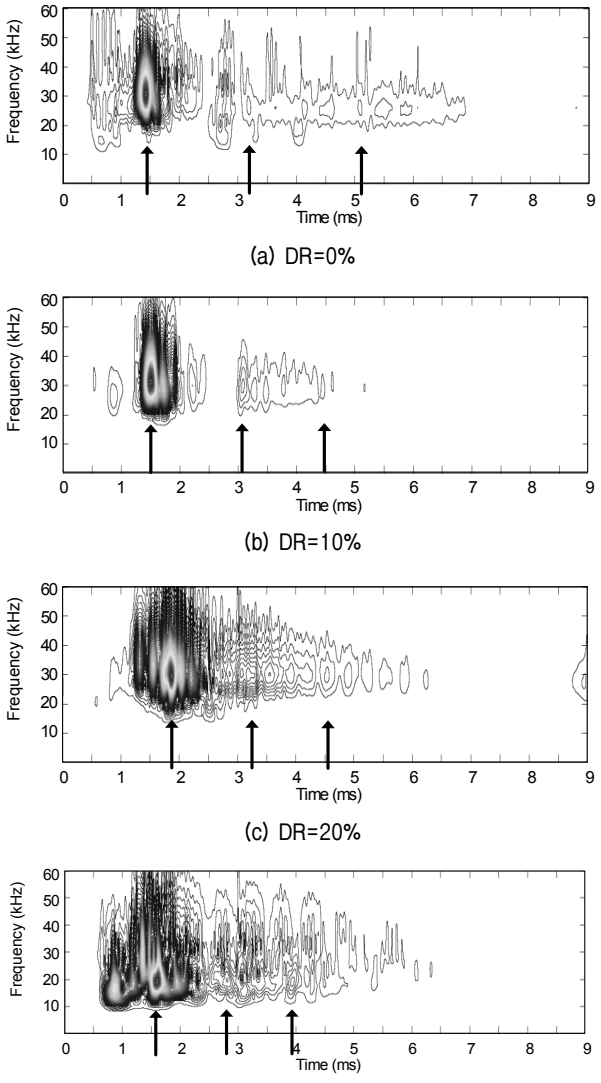


그림 9. 1차 현장실험 웨이브렛 분석결과

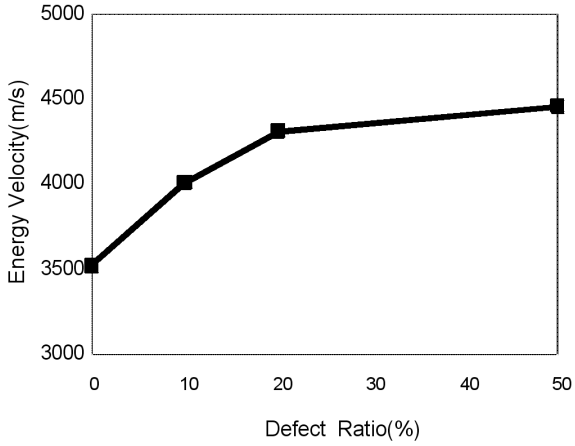


그림 10. 1차 현장실험 에너지속도 분포

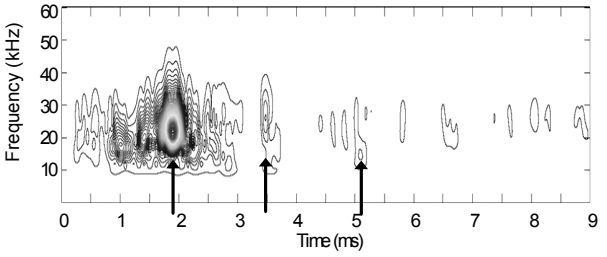
록볼트 철근의 공동비율이 증가할수록 에너지 최대값 사이의 시간간격이 줄어들고 있음을 확인할 수 있다. 따라서 에너지 속도가 감소하는 것을 알 수 있으며 그 경향은 다음 그림 10과 같이 나타난다.

4.2 2차 현장실험 결과 및 분석

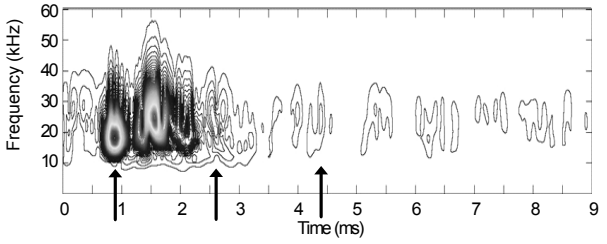
2차 현장실험은 실내실험 및 1차 현장실험과의 결과 비교를 통해 록볼트 비파괴 시험의 비교 및 실용성에 대한 판단을 하기 위해 시행되었다. 수원부근의 고속도로 현장에서 경암층인 터널내부에서 시행하였으며, DR(%)의 현실성을 고려하기 위해 DR=50%를 DR=33%로 교체하여 수행하였다.

취득한 유도파에 대한 웨이브렛 변환 결과를 다음 그림 11에 나타내었다. 도시된 등고선은 주파수 대역 약 10kHz～25kHz에서의 연속된 반사파를 명확히 보여준다. 또한 양생기간에 대한 영향을 받지 않기 위해 시험체 제작 후 14일 후에 데이터를 취득하였다. 1차 현장실험과 마찬가지로 DR(%)의 증가에 따라서 에너지 최대값 사이의 간격이 줄어들고 있음을 확인할 수 있으며, 2차 현장실험에서의 에너지 속도의 분포는 그림 12와 같이 나타난다.

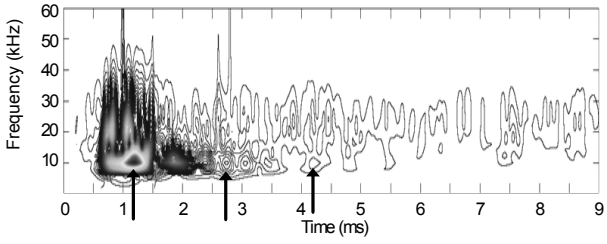
실내실험의 경우 시멘트와 잔골재 그리고 물을 중량비 1:1:0.4로 혼합하여 D25 이형철근에 그라우팅 하였다. 록볼트의 암반 근입을 모사하기 위해 그라우팅된 록볼트 실험체에 호칭강도 21MPa의 콘크리트를 타설하였다. 철근을 포함한 그라우팅된 록볼트 실험체의 직경은 38mm이며, 콘크리트 원주체의 직경은 150mm이다. 또한 현장실험의 경우 1차 실험현장의 암석강도가 36.3



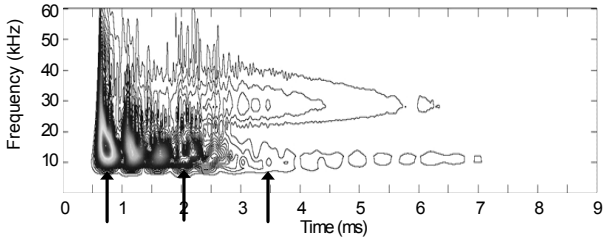
(a) DR=0%



(b) DR=10%



(c) DR=20%



(d) DR=33%

그림 11. 2차 현장실험 웨이브렛 분석결과

~140.2MPa인 경암층이었으며 2차 실험현장의 경우 암석강도가 39.7~180.0MPa인 경암층에 그라우팅 직경은 45mm이었다.

주목할 만한 사항은 경암층에서 실시한 두 현장실험의 경우 에너지속도의 분포가 거의 유사하게 나타났으며, 강도가 약한 실내실험의 경우 에너지속도가 현장실험의 경우보다 높게 측정되었다. 따라서 암반의 강도의 증가에 따라 에너지속도가 감소하는 것을 파악할 수 있다. 하지만 속도 분석의 결과를 보면 대상암반의 강도보다는 공동부의 크기의 차이가 더 주요한 영향인자임을 판단할 수 있다. 그림 13에서 실내 및 현장 실험에 대한

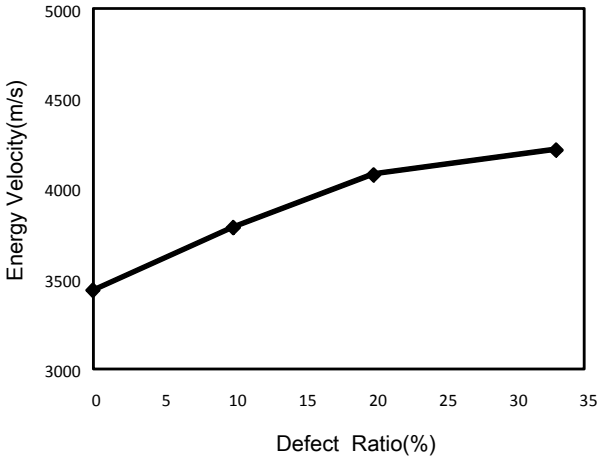


그림 12. 2차 현장실험 에너지속도 분포

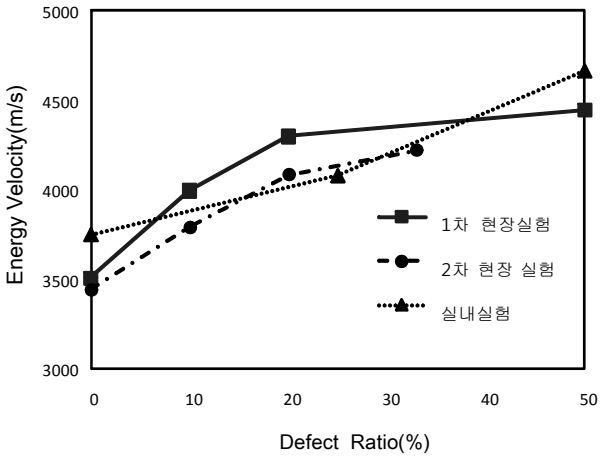


그림 13. 실내 및 현장실험 에너지 속도분포

에너지 속도 분포를 도시하였으며, 실내실험 및 현장실험에서의 에너지 속도 분포의 경향을 확인할 수 있다.

전체결과를 분석하면, 실내 및 현장 실험의 에너지 속도는 DR(%)의 변화에 따라 약 3500m/s~4500m/s 사이에 분포하는 것으로 판단되었으며, 특히 DR(%)이 20% 이하일 때 에너지 속도가 민감하게 변화하였다. 실제 현장에서 시공된 록볼트의 경우 DR(%)이 20%이하인 경우가 대부분일 것으로 예상되므로, 경암층을 대상으로 하는 록볼트 시공현장에서의 적용성이 우수할 것으로 판단된다.

또한 에너지 속도의 분포 경향이 양생시의 평균온도 및 습도가 같다고 가정하였으므로 그라우팅의 양생 후 강도는 유사할 것이며, 그에 따라 DR(%)의 변화와 대상지반의 강도가 에너지 속도를 결정하는 주요 인자로 판단되었다. 그러나 위의 그림에서 보여지는 것처럼, 지반을 콘크리트로 모사한 실내실험과 경암층에 시공을 실

시한 실제 현장에서의 에너지 속도 분포가 유사한 것을 확인할 수 있다. 따라서 시공 대상 지반의 강도차이 보다는 DR(%)의 변화가 에너지 속도를 결정짓는 주요인자라고 판단할 수 있다. 이외에도 공동부의 비율은 같으나 공동부가 연결되지 않은 경우에 대한 연구와 연암이나 토사등을 대상으로 하는 에너지속도 분석 등이 추가적인 연구과제가 될 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 논문에서는 투과법을 이용한 록볼트 건전도 평가 방법의 현장 적용성을 검토하였다. 록볼트 선단부에 설치한 피에조 디스크 엘리먼트로 발생시킨 유도파는 록볼트를 통해 전파되어 AE 센서를 이용하여 록볼트 두부에서 측정하였으며, 여러 종류의 결함비율을 가진 록볼트 시험체를 콘크리트 블록 및 실제 현장에 설치하여 실험을 수행하였다.

실내 실험을 통하여 공동 결함 비율에 따라 에너지 속도가 변화하고, 양생기간이 경과함에 따라 에너지 속도가 감소하는 것을 파악하였다. 또한 양생 후 7일 이후에는 에너지 속도의 변화가 잘 발생하지 않으며, 14일 이후에는 변화가 일어나지 않음을 확인하였다.

두 번의 현장 실험을 통해 실내실험에서 분석한 결과들을 확인할 수 있었으며, 대상 지반의 종류보다는 공동비율의 변화가 에너지 속도에 더 큰 영향을 미치는 것을 파악하였다. 또한 제안된 실험방법이 20% 이하의 낮은 공동비율에서 에너지 속도와 민감하게 반응하므로 현장에서의 적용성이 우수한 것으로 판단되었다.

본 연구에 기초하여 터널 시공시 주지보재로 사용되고 있는 록볼트의 건전도 평가 방법에 대한 현장 적용성을 확인할 수 있었다. 이 후 록볼트 인발 실험 데이터와의 비교 분석을 통해 실제 현장에 적용할 데이터 베이스의 구축이 필요할 것으로 판단된다. 마지막으로, 본 연구에서 제안된 실험에서 사용되는 모든 장비는 전기를 사용하므로 합선이나 감전 등의 안전사고에 항상 유의하여야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 (주)포스코건설 “록볼트 비파괴 시스템의 실용화를 위한 현장시험” 용역의 지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Beard, M. D. and Lowe, M. J. S. (2003), “Non-destructive testing of rock bolts using guided ultrasonic guided waves”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.40, pp. 527-536.
2. Beard, M. D., Lowe, M. J. S., and Cawley, P. (2003), “Ultrasonic guided waves for inspection of grouted tendon and bolts”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.15, No.3, pp.212-218.
3. Han, S. I., Lee, I. M., Lee, Y. J., and Lee, J. S. (2006), “Integrity evaluation of rockbolts encapsulated by cement-mortar grouting using ultrasonic guided waves”, *Proc., 27th Symposium on Ultrasonic Electronic*, 27, Nagoya, 177-178.
4. Han, S. I., Lee, J. S., Min, B. K., Yu, J.D., Lee, Y.J., and Lee, I. M. (2007), “Non-destructive evaluation for rock bolt integrity using time-frequency analysis of guided ultrasonic dispersive waves”, *Proc., International symposium on tunnelling for urban development*, Pattaya, Thailand, 439-448.
5. Inoue, H., Kishimoto, K., and Shibuya, T. (1996), “Experimental wavelet analysis for flexural waves in beams”, *Experimental Mechanics*, Vol.36, No.3, pp.212-217.
6. Jeong, H. J. and Jang, Y. S. (2000), “Fracture source location in thin plates using the wavelet transform of dispersive waves”, *IEEE Transactions on Ultrasonics, Ferroelectrics and Frequency Control*, Vol.47, No.3, pp.612-619.
7. Sato, M. (1991), “Mathematical foundation of wavelets”, *Journal of Acoustical Society of Japan*, Vol.47, No.6, pp.405-423 (in Japanese).
8. Thurner, H. F. (1988), “Boltometer-instrument for non-destructive testing of grouted rock bolts”, *Proc., 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, Sakurai(ed.), Rotterdam, pp. 135-143.
9. Wang, L. (2004), “Elastic wave propagation in composites and least-square damage location technique”, MSc Thesis, North Carolina State University, NC.
10. Zhang, C. S., Zou, D. H., and Madenga, V. (2006), “Numerical simulation of wave propagation in grouted rock bolts and the effects of mesh density and wave frequency”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.43, No.4, pp.634-639.

(접수일자 2009. 3. 11, 심사완료일 2009. 12. 10)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 13 ~ 25

지반물성의 공간적 변동성을 고려한 한계평형법에 의한 확률론적 사면안정 해석

Probabilistic Stability Analysis of Slopes by the Limit Equilibrium Method Considering Spatial Variability of Soil Property

조 성 은[1] Cho, Sung-Eun
박 형 춘[2] Park, Hyung-Choon

Abstract

In this paper, a numerical procedure of probabilistic slope stability analysis that considers the spatial variability of soil properties is presented. The procedure extends the deterministic analysis based on the limit equilibrium method of slices to a probabilistic approach that accounts for the uncertainties and spatial variation of the soil parameters. Making no a priori assumptions about the critical failure surface like the Random Finite Element Method (RFEM), the approach saves the amount of solution time required to perform the analysis. Two-dimensional random fields are generated based on a Karhunen-Loève expansion in a fashion consistent with a specified marginal distribution function and an autocorrelation function. A Monte Carlo simulation is then used to determine the statistical response based on the random fields. A series of analyses were performed to verify the application potential of the proposed method and to study the effects of uncertainty caused by the spatial heterogeneity on the stability of slope. The results show that the proposed method can efficiently consider the various failure mechanisms caused by the spatial variability of soil property in the probabilistic slope stability assessment.

요 지

본 연구에서는 확률론적 해석에 지반의 공간적 변동성을 고려하기 위한 해석 절차를 제시하였다. 제안된 방법은 한계평형법을 이용하는 결정론적 해석방법을 지반정수의 불확실성과 공간적 변동성을 고려할 수 있도록 확률론적 사면안정 해석으로 확장한다. 개발된 방법은 랜덤유한요소해석법과 같이 미리 임계파괴면을 가정하지 않으면서도 계산시간을 단축할 수 있다는 장점이 있다. 지정된 입력 확률분포함수와 자기상관함수를 따르는 2차원의 랜덤필드를 생성하기 위하여 Karhunen-Loève 전개법을 사용하였으며, 생성된 랜덤필드를 이용하여 확률론적 응답을 얻기 위해 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하였다. 개발된 해석기법의 적용성을 검토하고 지반정수의 공간적 변화가 확률론적 안정해석에 미치는 영향을 검토하기 위해 예제해석을 수행하였으며, 해석결과는 제안된 방법이 지반물성의 공간적 변동성에 따른 다양한 사면파괴 형태를 확률론적 사면안정 해석에 효과적으로 고려할 수 있음을 보여준다.

Keywords : Karhunen-Loève expansion, Monte-Carlo simulation, Probabilistic analysis, Slope stability, Spatial variability

1 정회원, 한국수자원공사 K-water 연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, K-water Institute, Korea Water Resources Corporation)
2 정회원, 충남대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Chungnam National Univ., civilman@cnu.ac.kr, 교신저자)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

통상 사면의 안정에 대한 해석은 안전율을 계산함으로써 수행된다. 그러나 안전율은 위험도(risk)에 대한 일관된 척도를 주지는 않는다. 즉, 동일한 안전율을 가진 사면일지라도 지반 물성의 변동정도에 따라 다른 위험도를 주게 되므로 안전율에 의한 안정성 평가는 경험에 의지하게 되는 측면이 있다. 기존의 결정론적 사면안정 해석의 경우 불확실성을 정량적으로 고려하지 않고 주관적 판단에 의한 보수적인 강도정수 및 설계기법을 통하여 고려하나 이러한 보수적인 설계가 파괴에 대한 안전을 보장하지는 않는다는 사실은 경험적으로 잘 알려져 있다(El-Ramly 등, 2002). 확률론적 해석도 모든 불확실성을 고려할 수는 없고 목표신뢰도를 어떻게 정할 것인가 하는 문제를 안고 있다. 그러나 확률론적 해석법은 불확실성을 사면안정 해석과 설계에 정량적으로 반영할 수 있고 각 변수의 변동에 따른 영향을 파악할 수 있는 합리적인 접근법이다.

사면의 확률론적 해석에 관한 연구는 1970년대 이후 많은 연구자들에 의해 수행되었지만(Alonso, 1976; Vanmarcke, 1977; Li와 Lumb, 1987; Mostyn과 Li, 1993; Christian 등, 1994; Hassan과 Wolff, 1999; Low, 2003; Griffiths와 Fenton, 2004; Cho, 2007; Cho, 2009; Griffiths 등, 2009), 현장기술자들의 확률이론에 대한 이해 부족과 적용에 대한 자료부족 등으로 인하여 실제로 널리 적용되지는 못하고 있는 실정이다. 국내에서도 사면의 파괴확률 산정에 관한 다양한 연구가 수행된 바 있다(김형배와 이승호, 2002; 장연수 등, 2002; 김진만, 2003; 박혁진 등, 2005; 김기영과 조성은, 2006; 조성은과 변위용, 2007).

대부분의 확률론적 사면안정 해석은 전통적인 한계평형법에 바탕을 둔 사면안정 해석기법을 활용한다. 한계평형법을 이용한 확률론적 사면안정 해석에서 물성의 공간적인 변동성을 고려하기 위하여 El-Ramly 등(2002)은 지반의 물성을 파괴면을 따라 1차원의 랜덤필드로 모델링하였고 Cho(2007)는 지반의 물성을 2차원의 랜덤필드로 모델링하여 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하였다. 그러나 이들 방법은 확률론적 임계파괴면을 먼저 결정하고 결정된 하나의 파괴면에 대한 물성의 공간적 변동만을 고려하므로 물성의 공간적 변동에 의한 다양한 파괴 형태를 완전하게 반영하지 못하는 단점이 있다.

지반 물성의 공간적 변동성을 고려하면서도 파괴면을 미리 가정하지 않고 해석을 수행하기 위해 Random Finite Element Method(RFEM)이 적용되었다. 이 방법은 해석과정에서 파괴면과 안전율이 자동적으로 결정되는 강도감소법(strength reduction method)을 랜덤필드 이론과 통합하여 Monte Carlo 시뮬레이션을 통한 확률론적 사면안정 해석에 적용함으로써 지반물성의 공간적인 변동을 포함한 불확실성을 고려하였다(Griffiths와 Fenton, 2004; Hicks와 Onisiphorou, 2005). 그러나 RFEM은 한 번의 안정해석 자체에 매우 긴 계산시간이 소요되기 때문에 수많은 해석을 반복 수행해야 하는 Monte Carlo 시뮬레이션에 적용하는 경우 계산시간이 매우 길어져 파괴확률 및 안전율의 확률분포를 정확하게 구하기 어렵고 랜덤필드를 이산화하기 위해 사용하는 방법의 한계로 인하여 실제 문제에 적용된 적은 없으며 이론적 전개를 통하여 공간적 물성의 변화가 확률론적 사면안정에 미치는 영향을 연구하기 위해 사용되었다.

본 연구에서는 지반물성의 불확실성과 공간적 변동성을 고려할 수 있도록 한계평형법을 확장하여 미리 임계파괴면을 가정하지 않으면서도 계산시간을 단축할 수 있는 확률론적 사면안정 해석기법을 개발하고 이론적 전개를 통하여 지반물성의 공간적 변동성이 확률론적 사면안정 해석에 미치는 영향을 연구하였다. 지정된 입력 확률분포함수와 자기상관함수(autocorrelation function)를 따르는 2차원의 랜덤필드를 생성하기 위하여 Karhunen-Loève 전개법을 사용하였으며 생성된 랜덤필드를 이용하여 확률론적 응답을 얻기 위해 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하였다. Monte-Carlo Simulation의 입력치의 샘플링(sampling)은 계산의 효율을 높이기 위해 Latin Hypercube 샘플링 기법을 사용하였다.

2. 사면안정 해석

2.1 한계평형해석과 원호 임계단면 결정법

한계평형해석법은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 평형조건으로부터 안정성을 해석하는 방법으로 사면의 안정성은 안전율을 근거로 하여 판단한다. 안전율은 주어진 활동면에 대한 흙의 전단강도를 현재 파괴면 상에 유발된 전단응력으로 나눈 값이다. 한계평형해석법에 의한 사면안정 해석은 부정정 문제로 미지수의 수가 방정식의 수보다 많다. 따라서 해를

얻기 위해서는 미지수의 수와 방정식의 수의 차이를 보완할 수 있는 개수만큼의 가정이 필수적이며, 이와 같은 가정에 따라 여러 해석방법이 제안되었다.

한계평형법을 사용하여 안전율을 산정하면서 최소안전율을 주는 임계단면을 찾는 방법에 대해서 최근까지 많은 연구들이 진행되어 왔다. 본 연구에서는 힘평형을 만족하는 Janbu의 간편법에 대해서 최적화 기법을 적용하여 비원호 임계단면을 탐색할 수 있도록 하였다(김주용, 1998).

원호형상의 가상활동면을 찾기 위한 최적화 수식형태는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\min_{surface} F_s(x_c, y_c, R) \tag{1}$$

여기서, F_s : 안전율(목적함수)

x_c, y_c : 원호활동면의 중심좌표

R : 원호형상의 가상활동면의 반경

그림 1에서 보는 바와 같이 원호 가상활동면은 단지 3개의 형상변수들에 의하여 정의될 수 있다. 그러나 실용적으로 가상활동면은 원호형태를 갖는 일련의 절점들로 표현되는 직선들의 집합체로 구성된다. 원호 가상활동면에 대한 최적화식 식 (1)과 같은 비구속 최적화문제의 해를 찾는 기법으로는 Simplex방법, DFP (Davidon-Fletcher-Powell)방법 및 BFGS(Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno)방법 등이 있다. 본 연구에서는 최적화 변수에 대한 목적함수의 미분값인 민감도를 요구하는 방법 중 그 효율성이 널리 알려진 BFGS방법을 사용하였다. 최적화 탐색전략의 자세한 내용은 김주용(1998)에 의해 자세히 기술되었다.

2.2 확률론적 사면안정 해석법

확률론적 사면안정 해석은 한계평형법이나 탄소성해석에 의한 강도감소법을 사용하여 안전율을 계산한다. 초기의 확률론적 사면안정 해석에서는 물성치를 하나의 랜덤변수를 사용하여 표현하는 방법을 주로 사용하였으나, 근래에는 물성의 공간적인 변동성이 사면의 신뢰도 및 파괴확률에 미치는 영향을 고려할 수 있는 방법들이 도입되고 있다(El-Ramly 등, 2002; Griffiths와 Fenton, 2004; Cho, 2007).

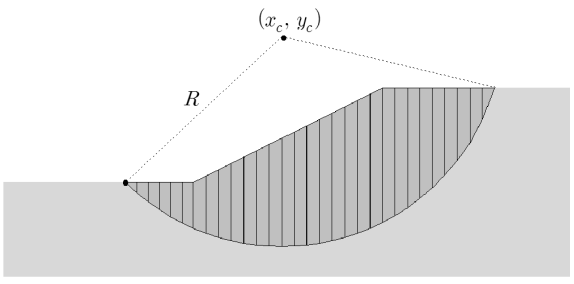


그림 1. 원호 가상활동면

사면안정 해석의 경우 수많은 잠재파괴면이 존재하므로 사면의 총 파괴확률은 가능한 잠재적 파괴면에 대한 결합확률(joint probability)로 표현되지만 이들 파괴면들은 강한 상관관계를 지닌다는 가정 아래 대부분의 확률론적 사면안정 해석의 경우 임계활동면에 대하여 수행되어진다(Mostyn과 Li, 1993). 결정론적 해석의 경우 주어진 지반변수에 대하여 최소 안전율을 주는 파괴면이 임계활동면이 되지만 확률론적 해석의 경우에는 지반변수의 불확실성을 고려했을 때 최대 파괴확률을 갖는 활동면이 임계활동면이 되며 이 두 파괴면이 항상 일치하지는 않는다(Hassan과 Wolff, 1999). 확률론적 임계파괴면의 결정에 관하여는 Li와 Lumb(1987), Hassan과 Wolff(1999) 및 Bhattacharya 등(2003)에 의해 기술되었다.

지반물성의 공간적인 변동성을 고려하는 방법 중 일부 방법들은 미리 결정된 임계활동면에 대하여 파괴확률을 계산하는 방식을 사용한다. 지반물성의 공간적인 변동성을 고려하는 경우에 안전율을 계산하기 위하여 강도감소법을 사용하면 안전율을 구하기 위한 해석을 수행하기 전에 물성의 랜덤필드를 이산화하여 각요소에서의 입력 물성값이 결정되고 이러한 물성분포에 대한 파괴면이 해석과정에서 자동적으로 결정된다. 그러나 한계평형법을 사용하는 경우에는 임계파괴면을 찾기 위하여 반복계산을 수행하는 과정에서 물성치의 입력이 필요한 절편의 분할 위치가 계속 변화하므로 미리 결정된 파괴면에 대하여 파괴확률을 계산하는 방식을 사용하여 왔다(El-Ramly 등, 2002; Cho, 2007).

RFEM을 사용하여 확률론적 안정해석을 수행하기 위해서는 다수의 랜덤필드를 재현하고 재현된 랜덤필드 각각에 대하여 강도감소법에 의한 안정해석을 수행해야한다. 강도감소법에 의한 안정해석은 파괴 메커니즘을 가정하지는 않지만 계산시간이 많이 소요되어 충분한 횟수의 해석을 수행하지 못하고 제한된 횟수의 해석결과를 적당한 확률분포함수로 곡선맞춤하여 확률론적 응답을 구하는 한계가 있다. 이에 비해 한계평형법은 지

반의 응력-변형률 관계를 고려할 수 없는 단점에도 불구하고 계산 시간이 짧아 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하기에 적합하나 임의의 지점에서 이산화된 물성값을 구할 수 있도록 절편분할과 독립적인 랜덤필드 이산화 기법의 사용이 요구된다. 본 연구에서는 계산시간이 짧아 Monte Carlo 시뮬레이션에 적합한 한계평형법을 사용하면서도 해석과정에서 임계파괴면을 결정할 수 있도록 Karhunen-Loève 전개법을 사용하여 랜덤필드를 이산화하고 생성된 랜덤필드를 이용하여 확률론적 응답을 얻기 위해 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하였다.

3. 랜덤 필드 모델

3.1 지반의 공간적 변동성

자연재료로서 지반은 균질한 지층에서도 위치에 따라 특성에 변동성을 보인다. 이러한 공간적인 변동성은 지반의 조성 성분, 퇴적상황, 응력이력 등의 원인으로 발생하며 지반의 불확실성을 유발하는 본질적인 원인이다(Lacasse와 Nadim, 1996; Elkateb 등, 2002).

지반의 공간적인 변동성은 무작위적 특성을 가지지는 않으며 공간에서의 위치에 의해 지배된다. 평균이나 분산 같은 하나의 값으로 주어지는 통계적 정보는 지반의 공간적인 변동특성을 나타낼 수 없다. 그러나 지반물성의 공간적 변동성은 랜덤필드 모델의 이론적 틀에서 상관구조(correlation structure)에 의해 효과적으로 설명될 수 있다(Vanmarcke, 1983).

지반의 특성이 강한 상관성을 나타내는 공간적인 범위를 표현함으로써 지반의 상관성을 나타내기 위하여 변동자(scale of fluctuation, Vanmarcke, 1983)와 자기상관거리(autocorrelation distance, DeGroot과 Baecher, 1993)의 두 가지 지표가 사용되어져 왔다.

자기상관거리는 자기상관함수값이 $1/e$로 감소하는 거리로 정의되며 변동자 δ는 다음과 같이 정의된다.

$$\delta = \int_{-\infty}^{\infty} \rho(\eta) d\eta \tag{2}$$

여기서 $\rho(\eta)$는 자기상관함수이며 η는 공간상의 두 점간의 거리를 나타낸다.

큰 값의 자기상관거리는 지반의 물성이 넓은 공간적 범위에 걸쳐서 강한 상관성을 나타내어 지층내에서 점진적인 변화를 보이는 것을 의미한다. 반대로, 작은 자기상관거리는 지반의 변동폭이 크게 나타나는 것을 의미한다.

보통 방향에 관계없이 모든 방향으로 동일한 상관관계를 나타내는 등방 상관구조(isotropic correlation)가 많이 사용되어져 왔지만 대부분의 자연적으로 생성된 지반의 경우 보통 지질학적 형성 과정으로 인하여 연직방향의 상관거리가 수평방향의 상관거리에 비하여 훨씬 작은 경향이 있으며 이들 값의 비가 약 10배 이상이 되는 경우도 흔하다(Baecher와 Christian, 2003). 자기상관거리의 값은 공간적인 지반물성의 분포로부터 통계적인 처리를 통하여 구할 수 있다(Baecher와 Christian, 2003; Hsu와 Nelson, 2006).

Gaussian 랜덤필드는 평균 $\mu(x)$, 분산 $\sigma^2(x)$ 및 자기상관함수 $\rho(x,x')$에 의해서 완전히 정의될 수 있다. 지반공학 분야에서 널리 사용되는 자기상관함수는 Li와 Lumb(1987) 및 Rackwitz(2000)에 의해 주어졌다. 본 연구에서는 식 (3)과 같은 지수형태의 상관함수를 사용하였으며 연직과 수평방향의 상관구조가 다른 비등방 상관구조를 적용하였다.

$$\rho(x,y) = \exp\left(-\frac{|x-x'|}{l_h} - \frac{|y-y'|}{l_v}\right) \tag{3}$$

여기서, l_h, l_v는 각각 수평 및 연직 방향의 자기상관거리이다.

3.2 랜덤필드의 이산화

해석에서 지반 특성의 공간적 변동성은 지반 특성을 나타내는 변수를 하나의 랜덤 변수로 모델링하면 고려할 수 없으며 공간적 변동성을 나타내기 위해서 랜덤필드로 모델링하는 것이 바람직하다. 한계평형법, 유한요소법이나 유한차분법 같은 수치해석법은 불연속적인 특성을 가지므로 해석을 수행하기 위해서는 지반물성의 랜덤필드 또한 유한개의 랜덤변수들로 표현되어야 한다. 이러한 과정을 랜덤필드의 이산화(discretization)라 한다.

랜덤필드의 이산화를 수행하기 위하여 공간 평균법(spatial averaging method), 중심점법(midpoint method), 형상함수법(shape function method) 같은 여러 방법들이 개발되어져 왔다. 이들 초기 방법들은 랜덤필드를 정확하게 근사화하기 위해서 많은 수의 랜덤 변수들이 필요하다는 점에서 효율성이 낮은 방법이라 할 수 있

다. 한편, 랜덤필드를 이산화 하는데 보다 효율적인 KLE(Karhunen-Loève expansion), OSE(orthogonal series expansion), EOLE(Expansion Optimal Linear Estimation) 방법 같은 급수전개법들이 개발되었다. 모든 급수전개법들은 랜덤 변수들과 랜덤필드의 상관구조에 의존하는 결정론적인 공간의 함수들에 의해 표현되는 Gaussian 필드로 결과가 귀결된다. 이때 랜덤필드의 근사화는 영향이 작은 항들의 생략을 통해 이루어진다. 급수전개로 표현되는 랜덤필드의 정확도는 사용되는 특정 방법의 종류와 포함되는 항의 수에 따라 결정된다. 이들 이산화 방법들에 대한 자세한 소개와 비교는 Matthies 등(1997) 및 Sudret과 Der Kiureghian(2000)에 의해 주어졌다.

본 연구에서는 지반 물성의 비등방 랜덤필드를 이산화하기 위해서 다른 방법들과 비교해 소정의 정확도를 얻기 위해 요구되는 항의 수가 가장 적은 Karhunen-Loève 전개법(Ghiocel과 Ghanem, 2002)을 사용하였다.

3.3 Karhunen-Loève 전개법

랜덤 필드 $H(x,\theta)$의 Karhunen-Loève 전개는 자기상관함수 $\rho(x,x')$의 주성분 분석에 기초한다. 랜덤 필드의 실현 $H(x,\theta_o)$를 전개하기 위해 필요한 기저 함수들은 다음의 고유치문제(eigenvalue problem)에 의해 정의된다.

$$\int_{\Omega} \rho(x,x')\,\phi_i(x')\,d\Omega_{x'} = \lambda_i \phi_i(x) \tag{4}$$

여기서 λ_i, ϕ_i는 식 (4)의 해인 고유치 및 고유벡터이다.

$H(x,\theta)$의 전개는 직교(orthogonal) 랜덤 계수 $\xi_i(\theta)$ (평균이 0이고 분산이 1인 비상관 랜덤변수들)를 사용하여 다음과 같이 주성분 분석에 의한 기저함수들의 선형조합으로 표현할 수 있다.

$$H(x,\theta) = \mu + \sum_{i=1}^{\infty} \sigma \sqrt{\lambda_i}\,\phi_i(x)\xi_i(\theta),\ \ x \in \Omega \tag{5}$$

Karhunen-Loève 전개에서 가장 중요한 점은 무작위적인(random) 공간적 변동이 확정적인 공간변수의 함수들과 이들 변수들과 독립적인 랜덤 계수들로 분해된다는 것이다. Karhunen-Loève 전개식은 자기상관함수의 대칭성으로 인하여 크기가 단조 감소하는 특성을 가지며 감소율은 자기상관거리에 반비례한다.

식 (5)를 M항까지만 포함하도록 하면 랜덤필드의 근사값은 다음과 같다.

$$\hat{H}(x,\theta) = \mu + \sum_{i=1}^{M} \sigma \sqrt{\lambda_i}\,\phi_i(x)\xi_i(\theta) \tag{6}$$

이때 M은 자기상관함수와 요구되는 정확도에 따라 결정되어야 한다.

사용의 편리함과 실제 데이터의 부족 등으로 인하여 Gaussian 랜덤필드가 공간적인 변동성을 포함하는 불확실성을 모델하기 위하여 자주 사용되지만 랜덤변수가 항상 양의 값을 가질 때에는 사용할 수 없는 경우가 많다. 랜덤변수가 대수정규분포(lognormal distribution)를 따른다면 대수정규 랜덤필드는 다음과 같이 Gaussian 필드로부터 구할 수 있다.

$$\tilde{H}(x,\theta) = \exp\left[\mu + \sum_{i=1}^{M} \sigma \sqrt{\lambda_i}\,\phi_i(x)\xi_i(\theta)\right] \tag{7}$$

Karhunen-Loève 전개에 의하여 non-Gaussian 랜덤필드를 생성하기 위해서는 원 공간의 입력 랜덤필드의 분포를 표준 정규 공간(standardized normal distribution)으로 변환하여 자기상관 구조를 평가해서 입력값으로 사용해야 한다. 그러나 만약 원 공간(original space)에서의 자기상관함수가 바로 주어진다면 원래의 자기상관계수를 Gaussian 공간으로 변환하기 위하여 Nataf model의 수정함수가 모든 범위의 자기상관계수에 대하여 구해져야 하다(조성은과 박형춘, 2008). 이는 Karhunen-Loève 전개를 위한 자기상관 구조의 성분 분해가 Gaussian 공간에서 수행되기 때문이다.

식 (4)는 몇몇 제한된 자기상관함수와 해석영역에 대해서만 해석적으로 풀 수 있으며 삼각형(triangular) 및 지수 형태의 자기상관함수에 대한 일차원 영역의 해석적인 해가 Spanos와 Ghanem(1989) 및 Ghanem과 Spanos (1991)에 의해 주어졌다. 이 경우를 제외하고는 식 (4)의 고유치 문제는 수치해석 방법에 의해 풀어야 하며 Galerkin 방법에 의한 해석 절차가 Ghanem과 Spanos(1991)에 의해 제시되었다.

식 (3)과 같은 지수방정식 형태의 자기상관함수인 경우, $\Omega = [-a, a]$인 일차원 문제의 고유치문제는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\int_{-a}^{a} e^{-\frac{|x-x'|}{l}} \phi_i(x')\,dx' = \lambda_i \phi_i(x) \tag{8}$$

여기서, l은 자기상관거리이다.

식 (8)의 적분식은 미분방정식으로 전환함으로써 풀 수 있다(Ghanem과 Spanos, 1991; Sudret과 Der Kiureghian, 2000; 조성은과 박형춘, 2008). 2차원 고유치문제의 해는 다음과 같이 1차원 해의 곱으로 나타낼 수 있다.

$$\lambda_i = \lambda_{i_1}^{1D} \cdot \lambda_{i_2}^{1D},\ \phi(x) \equiv \phi(x, y) = \phi_{i_1}(x) \cdot \phi_{i_2}(y) \quad (9)$$

여기서 첨자 1D는 1차원 해를 의미한다.

고유치문제의 영역은 목표가 되는 랜덤필드의 영역과 반드시 일치할 필요는 없으며 경계에서의 분산 오차를 제한하기 위해서 고유치문제의 영역은 랜덤필드의 영역보다 크게 정의될 수 있다(Sudret과 Der Kiureghian, 2000).

3.4 랜덤변수의 샘플링 기법

랜덤필드를 생성하기 위해서는 식 (6)의 랜덤 벡터 $\boldsymbol{\xi}$를 샘플링해야 한다. 본 연구에서는 $\boldsymbol{\xi}$를 생성하기 위하여 Latin hypercube 샘플링 기법을 사용한다. Random 샘플링은 표본들이 모집단 전체의 경향을 정확하게 나타낼 수 있도록 주어진 확률분포로부터 무작위로 추출하는 방법이다. Random 샘플링 기법은 샘플이 충분히 많은 경우에 쉽게 적용할 수 있는 장점을 가지고 있으나 모델을 평가하는데 많은 시간과 비용이 소요되는 경우에는 적용에 문제가 있다.

Latin hypercube 샘플링 기법은 누적확률분포를 동등한 확률간격으로 나누고 각 간격에서 확률변수(random variable)를 무작위 추출하는 계층화 랜덤(stratified-random) 샘플링 기법이다. 따라서 보다 작은 수의 샘플링으로 확률분포의 넓은 영역을 망라할 수 있는 효율적인 샘플링 기법이다. M개의 랜덤변수 $\xi_1,\xi_2...,\xi_M$에 대해 규정된 확률분포함수로부터 N_{sim} 번의 샘플링을 Latin hypercube 샘플링 기법으로 수행하기 위하여 본 연구에서는 랜덤변수들 사이의 상관성을 고려한 샘플링을 수행할 수 있는 방법(Stein, 1987)을 적용하였다.

4. 신뢰성해석

신뢰성해석 문제는 종종 기본 랜덤변수들로 이루어진 벡터 $\boldsymbol{X}=[X_1,X_2,...,X_n]$로 정식화 된다. 랜덤변수들에 의해 한계상태를 나타내는 한계상태함수 $g(X)$가 정의된다. 한계상태는 설계변수의 공간에서 안전과 파괴의 경계(즉, $g(\boldsymbol{X})=0$)를 정의한다. 이때 파괴확률은 다음과 같이 표현되는 다차원 적분식으로 정의된다.

$$P_f = P[g(\boldsymbol{X}) \leq 0] = \int_{g(\boldsymbol{X}) \leq 0} f_X(X_1,X_2,...,X_n)\ dX_1,dX_2,...,dX_n \quad (10)$$

여기서, $f_{\boldsymbol{X}}(X_1,X_2,...,X_n)$는 기본 랜덤변수들 $X_1,X_2,...,X_n$의 결합확률밀도함수(joint probability density function)이며, 파괴영역에 대하여 적분을 수행한다.

대부분의 실제 문제의 경우, 한계상태함수를 나타내는 기본 랜덤변수들의 결합확률밀도함수를 정의하고 물리적 거동을 나타내는 복잡한 적분영역에 대하여 n차의 다중적분을 수행하는 것은 거의 불가능하다. 따라서 식 (10)을 계산하기 위하여 Monte Carlo 시뮬레이션 같은 시뮬레이션 기법이나 FORM(First Order Reliability Method) 혹은 SORM(Second Order Reliability Method) 같은 간략화 방법이 사용되어진다. Monte Carlo 시뮬레이션은 식 (10)을 계산하기 위하여 확률변수들의 확률분포특성이 반영된 표본집단을 생성한 후, 한계상태식을 계산하고 이 과정을 충분한 수만큼 반복하여 파괴확률을 추정하는 방법이다.

지반의 공간적 변동성을 고려하는 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하기 위해서는 지반의 특성을 나타내는 통계적 정보인 확률분포와 상관구조를 만족하는 일련의 랜덤필드를 생성하고 각각의 생성된 랜덤필드에 대하여 해석을 수행함으로써 지반구조물의 거동을 계산하게 된다. 이러한 과정을 여러 번 반복하여 식 (10)을 계산함으로써 파괴확률을 구할 수 있다. Monte Carlo 시뮬레이션은 파괴확률 뿐만 아니라 지반구조의 거동에 대한 평균, 표준편차, 확률밀도함수 및 누적확률분포 등의 정보를 평가할 수 있으므로 주어진 시스템에 대한 보다 폭 넓은 정보를 제공할 수 있게 해준다.

4.1 사면안정의 한계상태 함수

사면의 신뢰성해석은 수많은 잠재파괴면이 존재하므로 시스템 신뢰성해석(system reliability)의 문제가 되며, 이러한 특성은 시스템의 한계상태를 모든 잠재적인 파괴면에 대한 안전율(유발된 전단응력에 대한 흙의 전단강도의 비)의 최소값의 함수로 정의함으로써 다룰 수 있다(Hong과 Roh, 2008). 임의의 파괴면 s에 대한 사면의

한계상태함수를 식 (11)과 같이 나타내면 모든 가능한 파괴면을 고려한 사면의 한계상태함수는 식 (12)와 같이 정의할 수 있다.

$$g_s(\boldsymbol{X}|s) = F_s - 1 \tag{11}$$

$$g(\boldsymbol{X}) = \min_{all\ surf} g_s(\boldsymbol{X}|s) \tag{12}$$

여기서, F_s는 식 (1)과 같이 한계평형법에 의하여 계산되는 안전율이다.

그림 2는 제안된 랜덤필드를 고려한 확률론적 사면안정 해석기법의 절차를 나타내는 것으로 요약하면 다음과 같다.

① 주어진 입력 확률분포와 자기상관함수에 따라 지반물성의 불확실성과 공간적 분포를 나타내는 랜덤필드를 재현한다.

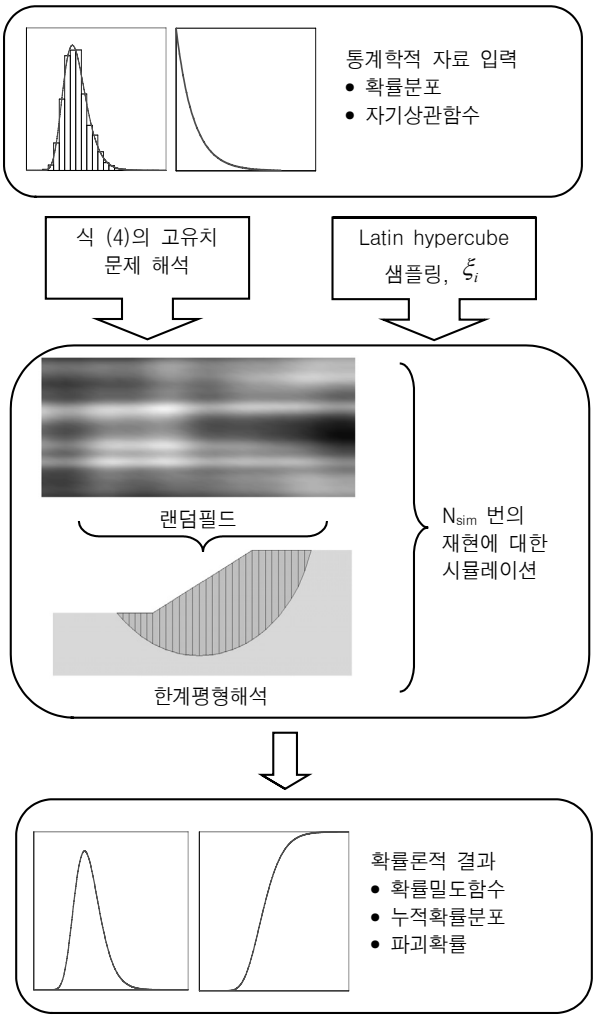


그림 2. 공간적 변동성을 고려하여 제안된 확률론적 사면안정 해석기법의 흐름도

② 재현된 랜덤필드에 대하여 한계평형해석을 이용한 안정해석을 수행하여 임계파괴면과 해당하는 안전율을 구한다.

③ ①과 ②의 과정을 충분한 횟수만큼 반복하여 안전율의 확률밀도함수, 누적확률분포를 구하고 안전율이 1.0보다 작은 횟수로부터 파괴확률을 계산한다.

5. 예제해석

본 예제에서는 개발된 해석기법의 적용성을 검토하기 위하여, 그림 3과 같이 단일 지층으로 이루어진 사면의 안정해석을 수행하였으며, 비배수 전단강도 c_u를 확률변수로 고려하였다. 흙의 단위중량의 변동성은 다른 변수들에 비해 작아 결정론적으로 취급해도 해석결과에 큰 영향을 미치지 않게 되므로(Alonso, 1976), 포화 단위중량의 경우 일정한 값으로 고려하였다. 표 1은 사용된 지반의 평균과 변동계수 V_X(coefficient of variation)를 나타내며 변동계수에 따라 2가지 경우에 대하여 해석을 수행하였다. 입력물성은 확률론적으로 변수 X의 평균 μ_X와 표준편차 σ_X로 정의되는 대수정규분포(lognormal distribution)를 따른다고 가정하였다. 무차원의 변동계수 $V_X(=\sigma_X/\mu_X)$를 정의하면 변수의 대수값은 정규분포를 따르게 되며 평균과 표준편차는 다음과 같이 계산된다.

$$\sigma_{\ln X} = \sqrt{\ln\{1+V_X^2\}} \tag{13}$$

$$\mu_{\ln X} = \ln \mu_X - 0.5\sigma_{\ln X}^2 \tag{14}$$

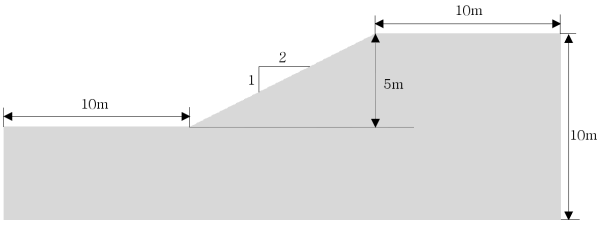


그림 3. 사면안정 해석 대상 영역

표 1. 사면의 물성치(lognormal분포)

구분	평균 μ_X	변동계수 V_X	
		Case 1	Case 2
단위중량, γ_{sat}(kN/m^3)	20	–	–
점착력, c(kPa)	23	0.2	0.3

비배수 전단강도의 평균값에 대한 결정론적 해석의 경우 여러 초기 파괴면을 가정한 비원호 임계단면 탐색 결과는 그림 4와 같으며 안전율은 F_s=1.30으로 계산되었다.

전단강도의 공간적 변동성을 고려한 해석에서 전개되는 랜덤필드의 공간적 변동성을 정확하게 반영하기 위해서는 전개식에 포함되는 성분의 수 M을 신중하게 선택해야 한다. 그림 5는 지수방정식 형태의 자기상관함수(식 (3))에 대하여 그림 2의 해석영역을 포함하는 30m × 10m의 사각형 영역에 대한 식 (4)의 고유치 해석의 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 고유치는 단조 감소하는 경향을 보이며 자기상관거리가 작을수록 고유치의 감소하는 정도가 작음을 알 수 있다. 본 연구에서는 랜덤필드를 나타내기 위하여 100개의 성분을 사용하였다. 지반의 자기상관거리에 대해서는 축적된 자료가 많지 않아 더 많은 연구가 필요한 실정이지만 El-Ramly 등(2003)이 수행한 문헌연구의 결과에 따르면 수평방향의 자기상관거리는 10～40m의 범위이고 연직방향의 자기상관거리는 1～3m 정도인 것으로 알려져 있다. 본 연구에서는 수평 자기상관거리 10～40m와 연직 자기상관거리 1～4m를 적용하였으며 100,000회

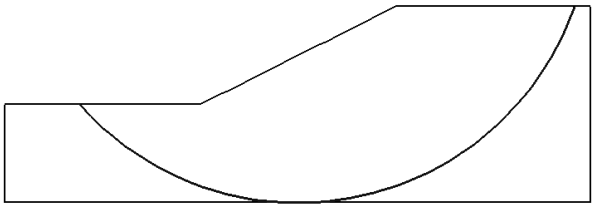


그림 4. 비배수 전단강도의 평균값에 대한 결정론적 해석결과(F_s=1.30)

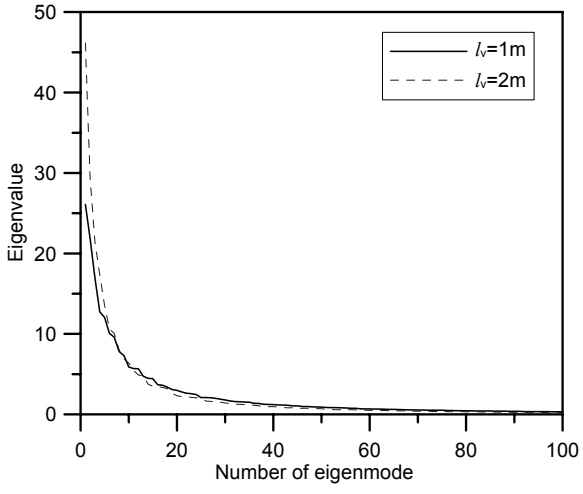


그림 5. 자기상관함수의 고유치 성분($l_h = 10m$)

의 랜덤필드를 생성하여 이에 대한 안정해석을 수행하였다. 각각의 생성된 랜덤필드는 해석영역에 대하여 가능한 하나의 지반물성 분포를 나타낸다.

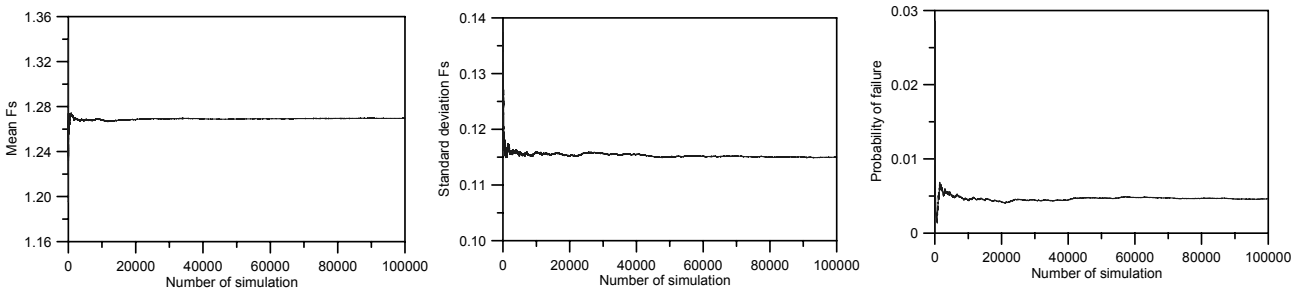
그림 6(a), 그림 6(b) 및 그림 6(c)는 Monte Carlo 시뮬레이션($l_h = 10m$, $l_v = 2m$, V_{c_u}=0.2인 경우)의 시행횟수에 따른 안전율의 평균, 표준편차 및 파괴확률의 값을 각각 나타낸 것으로 그 값들이 일정한 값으로 수렴하고 있음을 알 수 있다. 흥미로운 것은 그림 6(a)에 나타난 바와 같이 전단강도의 공간적인 변동성을 고려한 시뮬레이션의 평균값이 균질한 지반에 대하여 결정론적으로 계산한 안전율보다 작다는 것이다. 그림 6(d)는 안전율의 확률밀도함수를 나타내며 대수정규분포(lognormal distribution)에 의해 안전율의 확률분포를 잘 나타낼 수 있음을 알 수 있다. 그림 6(e)는 안전율의 누적확률분포를 나타내며 이로부터 안전율이 지반의 평균 전단강도로부터 구한 결정론적 안전율보다 작을 확률이 약 62% 정도임을 알 수 있다.

표 2는 파괴면을 분할하는 절편의 개수가 해석결과에 미치는 영향을 나타내고 있다. 절편법에 의한 한계평형해석도 유한요소법이나 유한차분법과 같은 다른 수치해석기법과 마찬가지로 해의 특성을 잘 잡아내기에 충분한 절편 개수를 사용하여 연속적인 해석영역을 공간적인 이산화를 통하여 표현해야 한다. 표 2의 결과에 의하면 40개 전·후의 절편을 사용하면 절편의 개수가 해석결과에 미치는 영향이 크지 않으므로 본 연구에서는 45개의 절편을 사용하여 해석을 수행하였다.

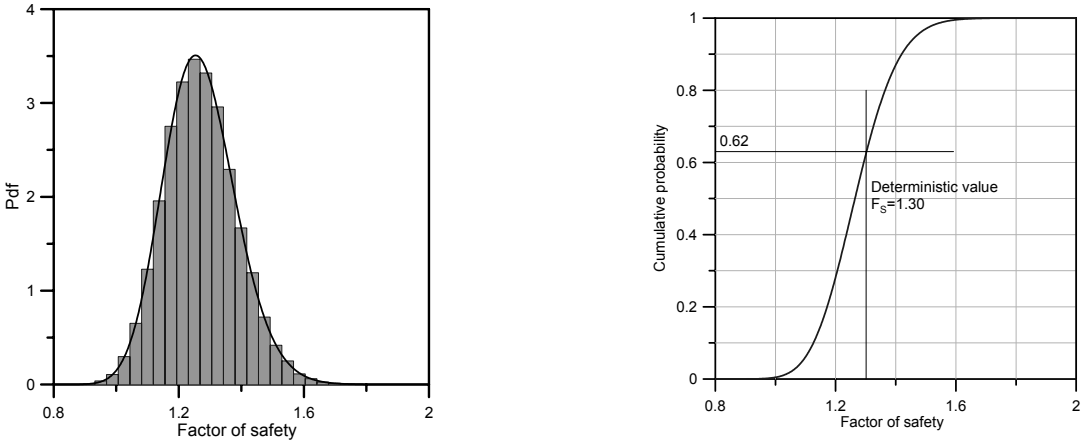
그림 7은 생성된 100,000번의 랜덤필드 중 일부와 이에 따른 해석 결과를 나타낸 것이다. 비배수 전단강도의 분포를 나타내는 그림에서 어두운 부분은 전단강도가 작은 영역을 나타내고 밝은 부분은 전단강도가 큰 영역을 나타내고 있으며 연직방향의 상관거리가 수평방향의 상관거리보다 작은 값이 사용되었기 때문에 연직방향의 변동성이 더 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 비배수 전단강도의 공간적 분포에 따라 전단강도가 작은 영역을 통과하여 파괴면이 생성되므로 균질한 지반에

표 2. 절편의 개수에 따른 해석의 결과($l_h = 10m$, $l_v = 2m$, V_{c_u}=0.2)

절편수	P_f	μ_{F_s}	σ_{F_s}	V_{F_s}
30	0.00493	1.2674	0.11541	0.091060
35	0.00474	1.2684	0.11522	0.090839
40	0.00468	1.2692	0.11514	0.090719
45	0.00463	1.2696	0.11501	0.090588

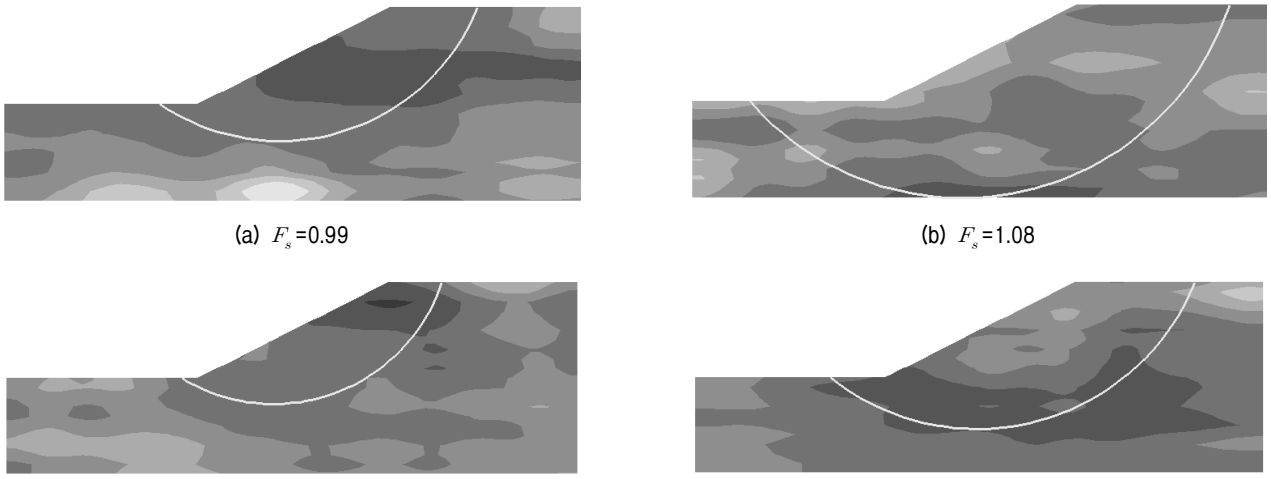


(a) 시행 횟수에 따른 안전율의 평균 (b) 시행 횟수에 따른 안전율의 표준편차 (c) 시행 횟수에 따른 파괴확률



(d) 안전율의 확률분포 (e) 안전율의 누적확률분포

그림 6. Monte-Carlo Simulation의 결과($l_h = 10m,\ l_v = 2m,\ V_{c_u}$=0.2)



(a) F_s=0.99 (b) F_s=1.08

(c) F_s=1.07 (d) F_s=1.07

그림 7. 특정 랜덤필드의 재현 및 이에 따른 사면안정 해석결과($l_h = 10m,\ l_v = 2m,\ V_{c_u}$=0.2)

서의 파괴면과는 상당히 다른 파괴면이 생성되고 있으며 이에 따라 안전율도 다른 값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

본 예제의 사면에서는 비배수 전단강도의 공간적 분포가 불균질함에도 불구하고 파괴면은 기하학적 및 운동학적으로 가능해야 하므로 원호파괴면이 사면의 거동을 비교적 잘 나타내고 있다. 그러나 기하학적으로 복잡하고 층상구조를 이루는 등 불균질한 정도가 증가하게 되면 원호파괴면 보다는 비원호파괴면에 의해 파괴면을 보다 잘 나타낼 수 있으므로 추후 이에 대한 연구가 필요하다.

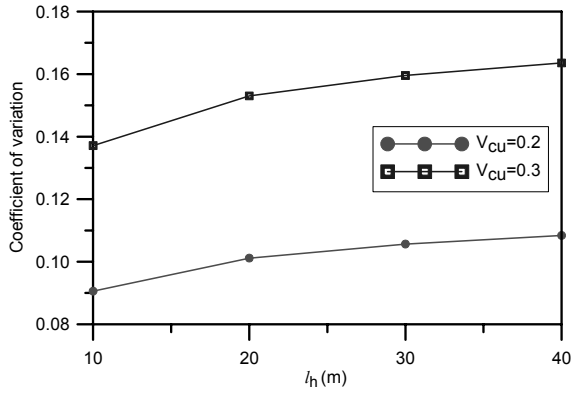
전단강도가 확률분포를 따르는 단지 하나의 랜덤변

수로 고려됨으로써 안전율의 크기 분포에만 영향을 미치는 기존의 확률론적 해석법과는 달리 지반물성을 확률분포와 자기상관 구조를 만족하는 랜덤필드로 고려하여 공간적 변동을 고려하는 방법은 결정론적 해석이나 지반물성을 하나의 랜덤변수로 고려하는 경우에 나타나지 않는 다양한 지반의 파괴 형태를 반영하고 있음을 알 수 있다.

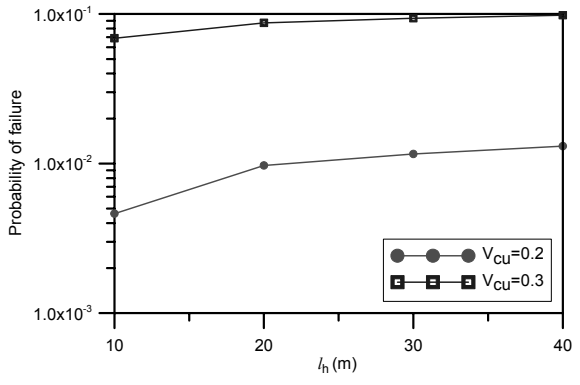
비등방 랜덤필드에서 자기상관거리의 크기가 해석에 미치는 영향을 검토하기 위하여 자기상관거리를 변화시키며 일련의 해석을 수행하였다. 그림 8(a)는 수평방향의 자기상관거리에 따른 안전율의 변동성 V_{Fs}를 나타낸 것으로 자기상관거리가 커질수록 안전율의 변동폭이 커지는 경향을 나타내고 있다. 따라서 사면의 파괴확률은 그림 8(b)와 같이 증가하게 된다. 이때 전단강도의 변동폭 V_{cu}이 작은 경우가 큰 경우보다 파괴확률은 작지만 자기상관거리의 영향이 더 크게 나타남을 알 수 있다. 그림 9는 연직방향의 자기상관거리가 확률론적해석의 결과에 미치는 영향을 나타낸 것으로 수평방향의 자기상관거리의 변화와 동일한 경향의 영향을 나타내고 있지만 연직방향의 자기상관거리가 수평방향의 자기상관거리 보다 해석 결과에 더 큰 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

그림 10(a)와 그림 10(b)는 l_h의 변화에 따른 안전율의 확률밀도함수와 누적확률분포를 나타낸다. 이때 무한대의 자기상관거리는 단일 확률변수를 사용하여 지반물성의 공간적 분포를 고려하지 않고 파괴면에 걸쳐 동일한 지반물성을 적용하는 경우를 나타내며 최대 파괴확률을 나타냄을 알 수 있다.

자기상관거리의 증가에 따라 파괴확률이 커지는 경향은 그림 11(a)의 안전율의 확률밀도함수에서도 알 수 있다. 자기상관거리가 커질수록 안전율의 분포범위가 넓어지고 따라서 안전율이 1보다 작게 될 가능성도 커지게 된다. 이런 경향은 다음과 같이 설명될 수 있다. 지반물성의 공간적 변동성을 무시하고 단일 랜덤변수를 사용하는 경우 파괴면에 걸쳐 동일한 물성이 적용되므로 안전율이 1보다 작은 변수가 샘플링 되는 횟수가 많아져 사면의 파괴확률은 과대평가 된다. 그러나 공간적 변동성을 고려하면 파괴면을 따라 변동하는 물성이

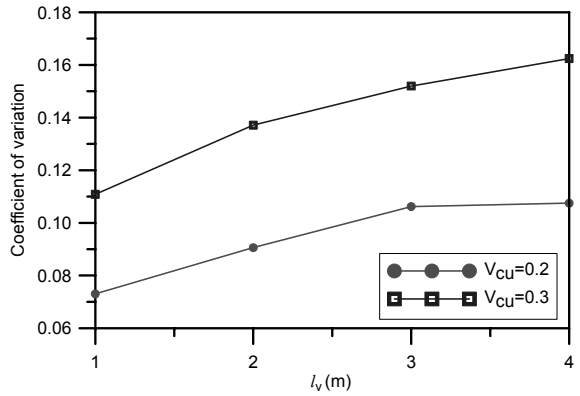


(a) 안전율의 변동계수의 변화

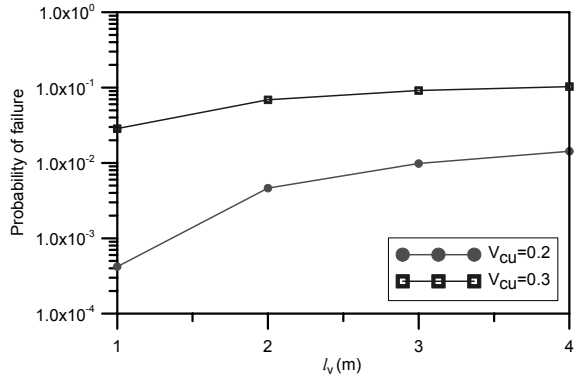


(b) 파괴확률의 변화

그림 8. c_u의 변동계수와 l_h이 해석결과에 미치는 영향($l_v = 2m$)

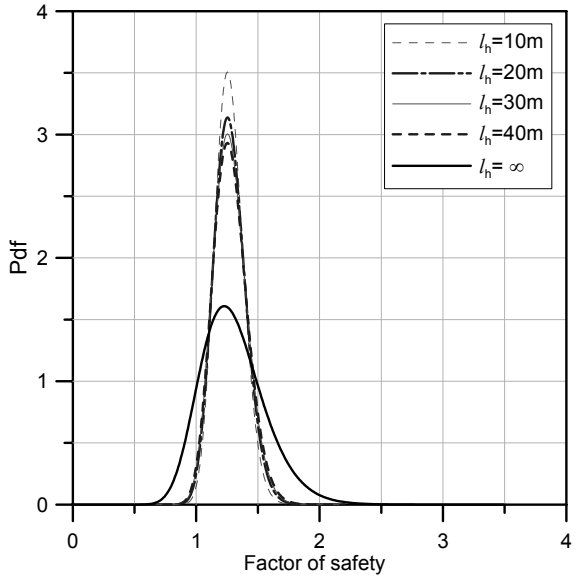


(a) 안전율의 변동계수의 변화

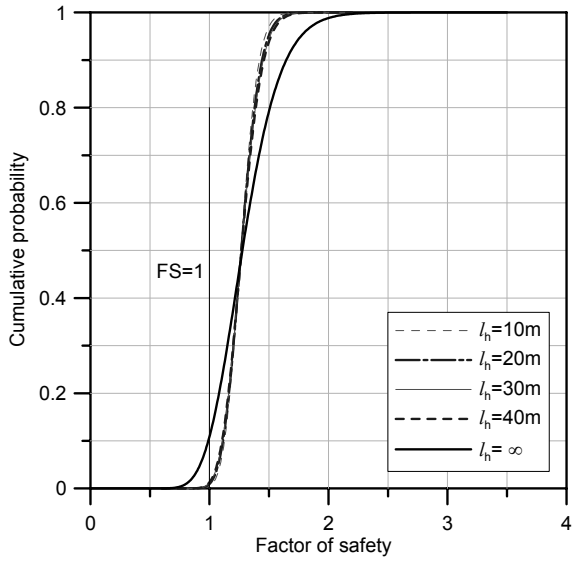


(b) 파괴확률의 변화

그림 9. c_u의 변동계수와 l_v이 해석결과에 미치는 영향($l_h = 10m$)

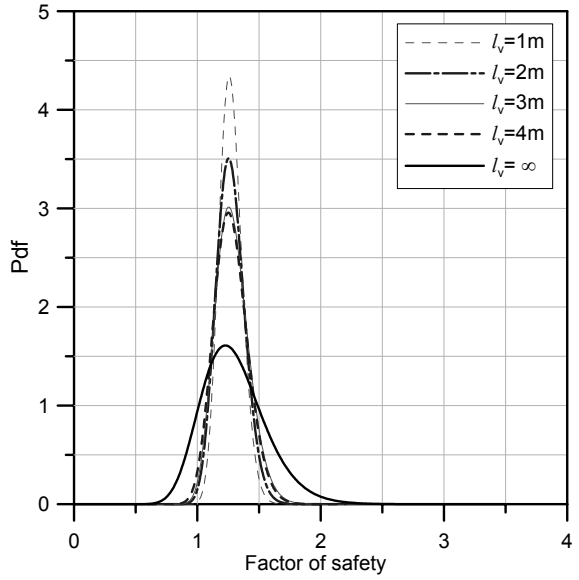


(a) 확률밀도함수

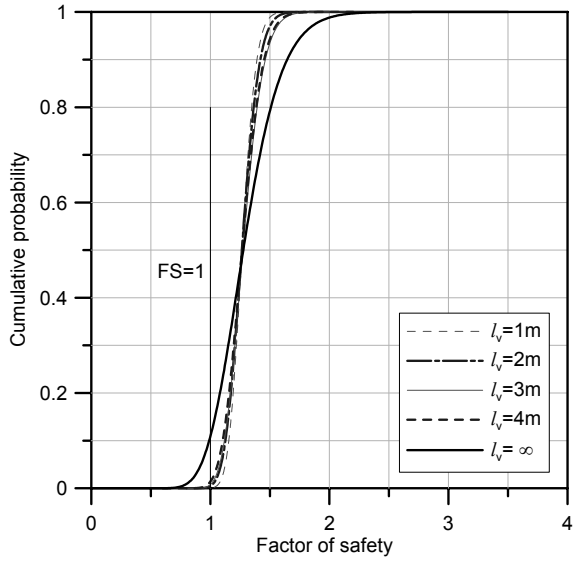


(b) 누적확률분포함수

그림 10. l_h가 Monte Carlo 시뮬레이션의 결과에 미치는 영향 ($l_v = 2m, V_{c_u}$=0.2)



(a) 확률밀도함수



(b) 누적확률분포함수

그림 11. l_v가 Monte Carlo 시뮬레이션의 결과에 미치는 영향 ($l_h = 10m, V_{c_u}$=0.2)

적용되어 한계상태를 유발하는 낮은 물성치가 전 파괴면에 걸쳐 선택될 확률이 줄어들게 되므로 파괴확률은 감소하게 되는 것이다.

6. 결 론

본 연구에서는 확률론적 해석에 지반의 공간적 변동성을 고려하기 위한 해석 절차를 제시하였다. 제안된 확률론적 사면안정 해석기법은 미리 임계파괴면을 가정하지 않으면서도 계산시간을 단축할 수 있도록 한계평형법을 이용하는 결정론적 해석방법을 지반정수의 불확실성과 공간적 변동성을 고려할 수 있도록 확장하였다. 지정된 입력 확률분포함수와 자기상관함수를 따르는 2차원의 랜덤필드를 생성하기 위하여 Karhunen-Loève 전개법을 사용하였으며 생성된 랜덤필드를 이용하여 확률론적 응답을 얻기 위해 Monte Carlo 시뮬레이션을 수행하였다. Monte-Carlo Simulation의 입력치의 샘플링(sampling)은 계산의 효율을 높이기 위해 Latin Hypercube 샘플링 기법을 사용하였다. 개발된 해석기법의 적용성을 검토하고 지반정수의 공간적 변화가 확률

론적 안정해석에 미치는 영향을 검토하기 위해 예제해석을 수행하였으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) Karhunen-Loève 전개법에 의한 랜덤필드의 이산화는 한계평형법의 절편분할과 독립적으로 수행될 수 있어 랜덤필드의 이산화가 한번만 수행되면 영역내의 임의의 위치에서의 변동하는 지반물성의 값을 쉽게 구할 수 있다. 따라서 지반물성의 공간적 변동성에 따른 다양한 사면파괴 형태를 확률론적 사면안정 해석에 효과적으로 고려할 수 있다.

(2) 전단강도를 확률분포를 따르는 단지 하나의 랜덤변수로 고려함으로써 안전율의 크기 분포에만 영향을 미치는 기존의 확률론적 해석법과는 달리 지반물성을 확률분포와 자기상관 구조를 만족하는 랜덤필드로 고려하여 공간적 변동을 고려하는 방법은 결정론적 해석이나 지반물성을 하나의 랜덤변수로 고려하는 경우에 나타나지 않는 다양한 지반의 파괴 형태를 반영할 수 있다.

(3) 지반물성의 공간적 변동성을 무시하고 단일 랜덤변수를 사용하는 경우 안전율이 1보다 작은 변수가 샘플링 되는 횟수가 많아져 사면의 파괴확률은 과대평가 된다. 그러나 공간평균에 의한 변동성을 고려하여 샘플링 수를 증가시키면 이러한 한계상태를 유발하는 낮은 물성치가 전 파괴면에 걸쳐 선택될 확률이 줄어들게 되므로 파괴확률은 감소하게 된다.

참 고 문 헌

1. 김기영, 조성은 (2006), “확률론적 사면안정 해석기법에 관한 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제22권, 11호, pp.101-111.
2. 김주용 (1998), *유한요소법을 이용한 사면안정해석*, 박사학위논문, 한국과학기술원.
3. 김진만 (2003), “지반성질 불확실성을 고려한 사면안정 해석”, *한국지반공학회 봄학술발표논문집*, pp.123-130.
4. 김형배, 이승호 (2002), “실용적인 확률론적 사면안정 해석 기법 개발”, *한국지반공학회논문집*, 제18권, 5호, pp.271-280.
5. 박혁진, 윤운상, 박성욱, 한병현 등 (2005), “점추정법과 최대우도법을 이용한 암반사면의 파괴확률 산정”, *대한토목학회 정기학술대회논문집*, pp.4965-4968.
6. 장연수, 오승현, 김종수 (2002), “암반사면의 평면파괴에 대한 신뢰성해석”, *한국지반공학회논문집*, 제18권, 4호, pp.119-126.
7. 조성은, 박형춘 (2008), “지반의 공간적 변동성을 고려한 확률론적 해석기법에 관한 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제24권, 8호, pp.111-123.
8. 조성은, 변위용 (2007), “인공신경망 기반의 한계상태함수를 이용한 사면의 신뢰성해석”, *한국지반공학회논문집*, 제23권, 8호, pp.117-127.
9. Alonso, E. E. (1976), “Risk Analysis of Slopes and Its Application to Slopes in Canadian Sensitive Clays”, *Géotechnique*, Vol.26, No.3, pp.453-472.
10. Baecher, G. B., and Christian, J. T. (2003), *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*, John Wiley & Sons.
11. Bhattacharya, G., Jana, D., Ojha, S., and Chakraborty, S. (2003), “Direct Search for Minimum Reliability Index of Earth Slopes”, *Computers and Geotechnics*, Vol.30, No.6, pp.455-462.
12. Cho, S. E. (2007), “Effects of Spatial Variability of Soil Properties on Slope Stability”, *Engineering Geology*, Vol.92, No.3-4, pp.97-109.
13. Cho, S. E. (2009), “Probabilistic Stability Analyses of Slopes Using the ANN-based Response Surface”, *Computers and Geotechnics*, Vol.36, No.5, pp.787-797.
14. Christian, J. T., Ladd, C. C., and Baecher, G. B. (1994), “Reliability Applied to Slope Stability Analysis”, *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol.120, No.12, pp.2180-2207.
15. DeGroot, D. J., and Baecher, G. B. (1993), “Estimating Autocovariance of In-situ Soil Properties”, *Journal of the Geotechnical Engineering*, Vol.119, No.1, pp.147-166.
16. Elkateb, T., Chalaturnyk, R., and Robertson P. K. (2002), “An Overview of Soil Heterogeneity: Quantification and Implications on Geotechnical Field Problems”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, No.1, pp.1-15.
17. El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., and Cruden, D. M. (2002), “Probabilistic Slope Stability Analysis for Practice”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.39, No.3, pp.665-683.
18. El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., and Cruden, D. M. (2003), “Probabilistic Stability Analysis of a Tailings Dyke on Presheared Clay-shale”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, No.1, pp. 192-208.
19. Ghanem, R. G., and Spanos, P. D. (1991), *Stochastic Finite Element-A Spectral Approach*, Springer Verlag, New York.
20. Ghiocel, D. M., and Ghanem, R. G. (2002), “Stochastic Finite-element Analysis of Seismic Soil-structure Interaction”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.128, No.1, pp.66-77.
21. Griffiths, D. V., and Fenton G. A. (2004), “Probabilistic Slope Stability Analysis by Finite Elements”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.5, pp. 507-518.
22. Griffiths, D. V., Huang, J., and Fenton, G. A. (2009), “Influence of Spatial Variability on Slope Reliability using 2-d Random Fields”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000126.
23. Hassan, A. M., and Wolff, T. F. (1999), “Search Algorithm for Minimum Reliability Index of Earth Slopes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.4, pp.301-308.
24. Hicks, M. A., and Onisiphorou, C. (2005), “Stochastic Evaluation of Static Liquefaction in a Predominantly Dilative Sand Fill”, *Géotechnique*, Vol.55, No.2, pp.123-133.
25. Hong, H. P., and Roh, G. (2008), “Reliability Evaluation of Earth Slopes”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.134, No.12, pp.1700-1705.
26. Hsu, S. C., and Nelson, P. P. (2006), “Material Spatial Variability and Slope Stability for Weak Rock Masses”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.2, pp.183-193.

27. Lacasse, S, and Nadim, F. (1996), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties", *Uncertainty in the Geologic Environment: From theory to practice*, (eds Shackleford, CD, Nelson, PP and Roth, MJS.), Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 58, pp. 49-75.
28. Li, K. S., and Lumb, P. (1987), "Probabilistic Design of Slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No.4, pp.520-535.
29. Low, B. K. (2003), "Practical Probabilistic Slope Stability Analysis", *12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium*, MIT, Cambridge, Massachusetts, Vol.2, pp.2777-2784.
30. Matthies, G., Brenner, C., Bucher, C., and Soares, C. (1997), "Uncertainties in Probabilistic Numerical Analysis of Structures and Solids-stochastic Finite Elements", *Structural Safety*, Vol.19, No.3, pp.283-336.
31. Mostyn, G. R., and Li, K. S. (1993), "Probabilistic Slope Stability-State of Play", *Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Li and Lo (eds.), Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp.89-110.
32. Rackwitz, R. (2000), "Reviewing Probabilistic Soils Modeling", *Computers and Geotechnics*, Vol.26, No.3, pp.199-223.
33. Spanos, P. D., and Ghanem, R. G. (1989), "Stochastic Finite Element Expansion for Random Media", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.115, No.5, pp.1035-1053.
34. Stein, M. L. (1987), "Large Sample Properties of Simulations Using Latin Hypercube Sampling", *Technometrics*, Vol.29, No.2, pp.143-151.
35. Sudret, B., and Der Kiureghian, A. (2000), *Stochastic Finite Element Methods and Reliability: a State-of-the-art Report*, Tech. Rep. Report No. UCB/SEMM-2000/08, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California, Berkeley, Institute of Structural Engineering, Mechanics and Materials.
36. Vanmarcke, E. H. (1977), "Reliability of Earth Slopes", *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol.103, No.11, pp.1247-1265.
37. Vanmarcke, E. H. (1983), *Random fields: Analysis and Synthesis*, The MIT Press, Cambridge, MA.

(접수일자 2009. 3. 16, 심사완료일 2009. 11. 23)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 27 ~ 35

절토사면 현황조사 자료와 위험도간의 상관분석에 관한 연구: 강원도, 충청도 일대 절토사면

A Study on Correlation Analysis between Inventory Data and Danger Grade of Cut Slopes: Cut Slopes in Kangwondo and Chungcheongdo.

김 진 환[1] Kim, Jinhwan
이 정 엽[2] Lee, Jeong-Yeob
김 승 현[2] Kim, Seung-Hyun
구 호 본[3] Koo, Ho-Bon

Abstract

KICT (Korea Institute of Construction and Technology) and KISTEC (Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation) have been carrying out inventory survey on cut slopes along national roads since 2006. Unlike precision safety check, cut slope inventory survey is a simple check about cut slope's characteristics with the naked eye to collect the data base of slope maintenance. Inventory survey is classified into general status, cut slope characteristics and inspector opinions. The inventory data are analyzed to identify dangerous slopes and decide a safety ranking. In this paper, we performed a correlation analysis using SPSS (ver.15) about the 10,461 cut slope inventory data which are collected in Kangwondo and Chungcheongdo from 2006 to 2008. We calculated the correlation coefficient between cut slope inventory data and the danger score derived from the data. And we evaluated cut slope inventory data which have the more influence on the danger degree of cut slope. According to results of correlation analysis, we found that inventory data influencing cut slope danger degree are stuck and fallen rock, orientation of discontinuity and angle of upper slope. And these data are slightly different by regionally. Later on, if inventory research is finished, we will understand regional characteristics of cut slopes.

요 지

한국건설기술연구원(KICT)과 한국시설안전공단(KISTEC)에서는 전국 국도변에 분포하고 있는 절토사면에 대한 현황조사를 2006년부터 수행하고 있다. 절토사면 현황조사는 절토사면 정밀안전진단과는 달리, 현장에서 기본적인 육안조사를 통해 얻을 수 있는 여러가지 절토사면 특성에 대한 간단한 조사로 절토사면 유지관리의 기본이 되는 자료를 수집하는 것이다. 현황조사는 조사 대상 절토사면의 일반현황, 절토사면 특성, 조사자 소견으로 구성된다. 조사된 자료는 전국에 분포하고 있는 위험절토사면을 파악하고 정밀 안전진단의 조사순위를 결정하는데 활용된다. 본 논문에서는 SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) 통계처리 프로그램을 이용하여 2006년부터 2008년까지 강원도와 충청도 지역에서 수집된 10,461개의 국도변 절토사면 현황조사 자료에 대하여 상관분석을 하였다. 현황조사 항목으로부터 산출한 절토사면의 위험도 점수와 현황조사 항목간의 상관성을 분석하여 상관계수를 산출하였고 이를 통해 절토사면 위험도 점수에 보다 많은 영향을 미치는 현황조사 항목을 평가해보았다. 상관분석결과, 뜬돌 및 낙석 분포, 불연속면의 방향성 및 상부자연사면의 경사가 절토사면 위험도 점수에 영향을 크게 미치는 항목임을 알 수 있었다. 또한, 위험도 점수에 영향을 미치는 항목은 지역별로 약간의 차이가 나타남을 알 수 있었다. 추후, 절토사면 현황조사가 완료되면 우리나라에 분포하고 있는 절토사면의 지역별 특성을 파악할 수 있을 것으로 생각된다.

Keywords : Correlation analysis, Cut slope, Cut slope management system, Inventory data

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구원 (Researcher, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Div., KICT, goethite@kict.re.kr, 교신저자)
2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구원 (Researcher, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Div., KICT)
3 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 책임연구원 (Researcher Fellow, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Div., KICT)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

국토해양부는 전국 국도를 대상으로 국가 차원의 절토사면 관리의 체계화 및 효율화를 위해 도로절토사면 유지관리시스템(Cut Slope Management System, CSMS)을 개발, 도입하여 위험절토사면 파악 및 조사, 대책공법 적용, 절토사면에 대한 유지 관리 등 도로이용자의 안전 확보에 중점을 두고 있다(한국건설기술연구원, 1998). 전국에 분포하고 있는 절토사면들 중에서 위험절토사면을 파악하고 효율적인 관리를 위해서는 전체 절토사면의 현황 파악이 매우 중요하다고 볼 수 있다. 절토사면 현황조사는 정밀조사와는 다르게 간단한 조사를 통해 절토사면의 각종 제원, 위치정보 및 사진정보를 취득하는 것이다.

도로절토사면 유지관리시스템의 기본 자료가 되는 절토사면 현황조사 자료는 2002년도에 처음 수행되었으며, 전국 18개 국도관리사무소 내에 분포하고 있는 약 12,650여개의 절토사면에 대한 현황조사가 수행되었다(한국건설기술연구원, 2003). 그러나 2002년 수집된 절토사면 현황조사 자료는 각 국도관리사무소에서 자체 발주를 통해 조사를 수행하여, 수집된 자료의 일관성이 부족하였다. 또한, 신설 국도 공사, 기존 국도의 지방도 이관, 지방도의 국도 승격 등 다양한 도로 여건 변화로 인해 2002년 당시 조사되었던 절토사면의 개수 등에서 많은 변동이 발생하여 절토사면 유지관리를 하는데 미흡한 점이 발생하였다.

도로절토사면 유지관리시스템을 운용하는데 기본 자료로 활용되고 있는 기존의 12,650개의 절토사면 현황 자료의 자료 내용 보완 및 갱신을 위해 2006년부터 2010년까지 단계적으로 전국 국도변에 분포하고 있는 절토사면의 현황조사 수행을 계획하였으며, 현재 도로절토사면 유지관리시스템을 위탁 운영하고 있는 한국건설기술연구원과 한국시설안전공단에서 직접 절토사면 현황조사를 수행하고 있다(한국건설기술연구원, 2009).

본 논문에서는 그동안 수집한 절토사면 현황조사 자료 활용의 다양한 방안을 모색해보기 위해 2006년부터 2008년까지 수집된 절토사면 현황조사 자료 중, 강원도 지역과 충청도 지역의 절토사면 자료를 대상으로 통계 프로그램을 이용하여 각 절토사면의 위험도와 현황조사 자료간의 상관성을 분석하여 상관계수를 산출하고, 상대적으로 절토사면 위험도에 영향을 미치는 현황조사 항목을 도출해 보고자 한다.

2. 절토사면 현황조사

2.1 현황조사 개요

절토사면 현황조사를 통해 획득되는 자료는 데이터 자료와 이미지 자료로 구분된다. 데이터자료는 절토사면의 일반현황, 절토사면 특성, 조사자 소견으로 구성되며, 이미지 자료는 절토사면 전경 사진과 세부 사진 등으로 구성된다. 데이터 자료는 현장에서 조사자가 직접 육안 조사하여 기재하며 이미지 자료는 디지털 카메라를 이용하여 획득한다. 절토사면의 일반현황에는 절토사면 조사자, 조사일자, 위치정보(GPS 좌표) 등으로 구성된다. 절토사면 특성은 절토사면의 제원, 위험요인 특성, 붕괴이력, 시공현황 등으로 구성되며 조사자 소견은 절토사면의 주관적인 위험도 및 피해도, 필요한 공법 등으로 구성된다. 현황조사를 수행할 때, 획득된 조사 자료 내용의 일관성 및 객관성을 확보하기 위해 각 조사항목에 대하여 조사방법을 매뉴얼로 작성하여 현황조사를 수행하였다(한국건설기술연구원, 2007).

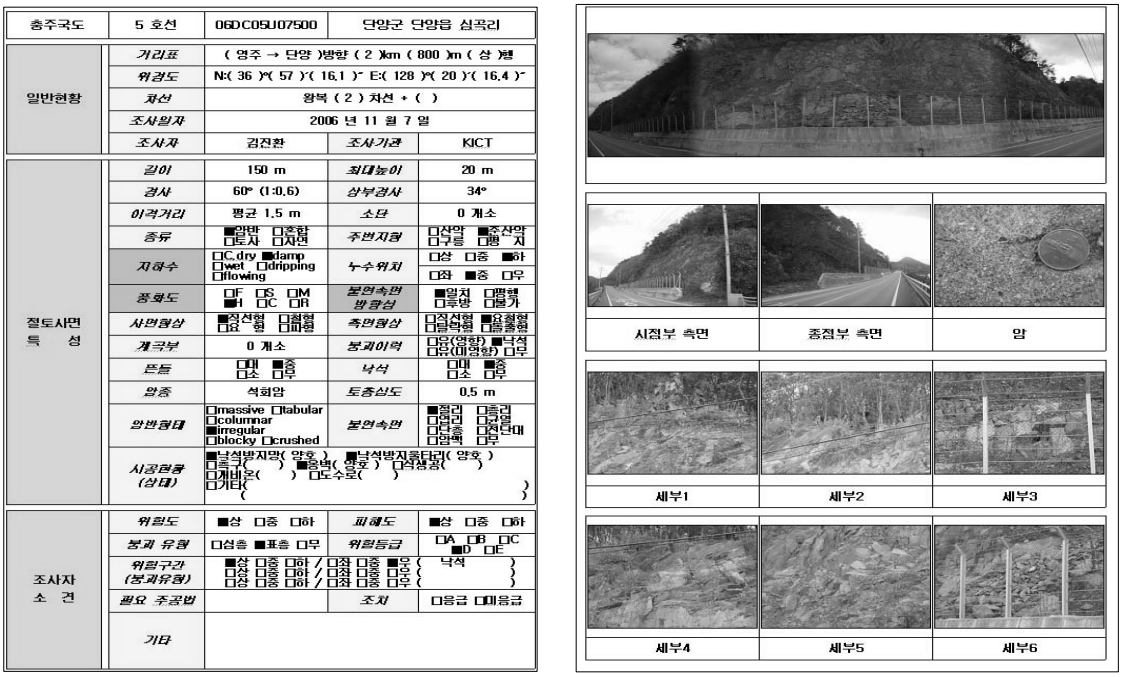
2007년부터는 데이터 자료를 수집할 때, 수기로 기재하던 방식에서 벗어나 Tablet PC와 PC 환경에 맞는 프로그램을 개발하여 현장에서 직접 컴퓨터에 입력하는 방식으로 조사를 수행하고 있다(김승현 외, 2007). Tablet PC에 입력된 자료는 한글파일 및 엑셀(Microsoft Excel) 자료로 직접 변환이 가능하여 조사자의 자료 관리가 보다 용이하게 이루어지고 있다.

수집된 자료는 데이터베이스를 구축하기 위하여 엑셀자료를 오라클 DB 구조의 데이터로 변환하여 서버에 구축하고 있다. 또한 한글 보고서 양식으로도 편집

표 1. 절토사면 현황조사 조사 항목

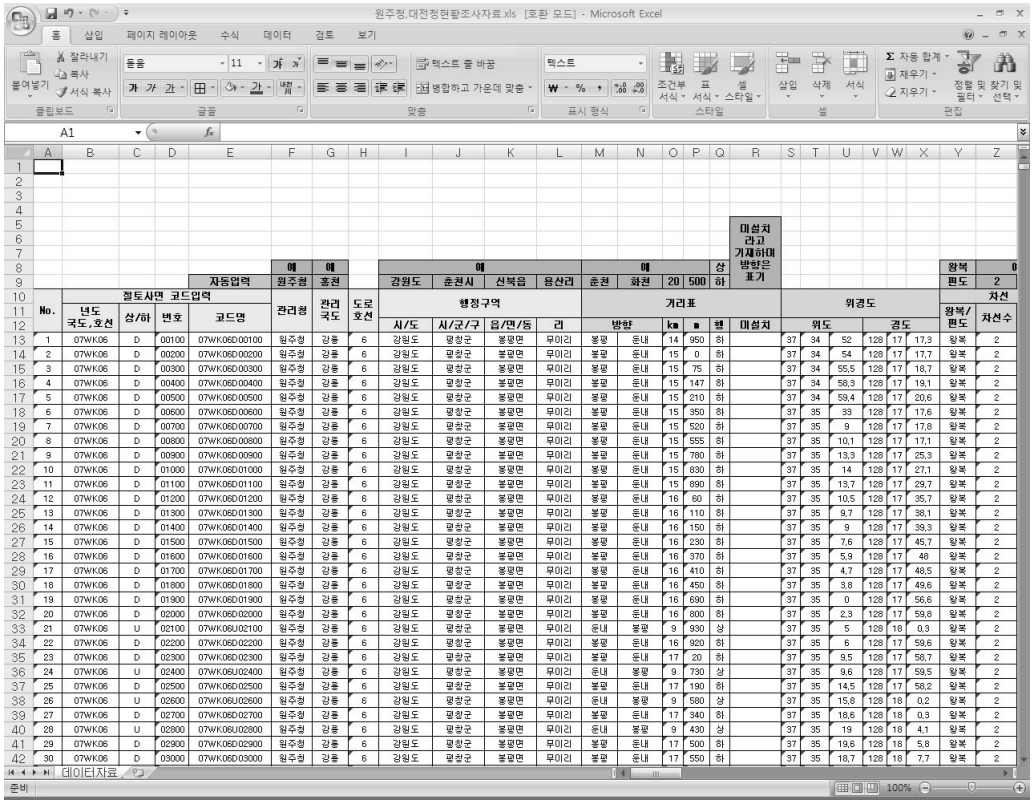
구분	조사항목
일반현황	거리표, 위경도, 차선, 조사일자, 조사자
절토사면 특성	길이, 높이, 경사, 상부경사, 이격거리, 소단분포, 종류, 주변지형, 지하수, 누수위치, 풍화도, 불연속면방향성, 사면형상, 측면형상, 계곡부, 붕괴이력, 뜬돌 및 낙석 분포, 암종, 토층심도, 암반형태, 불연속면 종류, 시공상태
조사자 소견	위험도, 피해도, 붕괴유형, 위험등급, 위험구간, 필요주공법, 기타사항

하여 현황조사가 완료된 국도관리사무소에 배포하여 현장 실무 담당자가 절토사면을 용이하게 관리하는데 도움을 주고 있다. 현장에서 수집되는 절토사면 데이터조사 항목 목록은 표 1과 같으며, 각 국도관리사무소에 배포되는 보고서 양식의 예는 그림 1과 같다. 그림 2는 현황조사 자료가 입력된 엑셀 프로그램 창을 보여준다.



충주국도	5 호선	06DC05U07500	단양군 단양읍 심곡리	
일반현황	거리표	(영주 → 단양)방향 (2)km (800)m (상)행		
	위경도	N:(36)°(57)´(16.1)˝ E:(128)°(20)´(16.4)˝		
	차선	왕복 (2) 차선 + ( )		
	조사일자	2006 년 11 월 7 일		
	조사자	김진환	조사기관	KICT
절토사면 특 성	길이	150 m	최대높이	20 m
	경사	60° (1:0.6)	상부경사	34°
	이격거리	평균 1.5 m	소단	0 개소
	종류	■암반 □혼합 □토사 □자연	주변지형	□산악 ■중산악 □구릉 □평 지
	지하수	□C.dry ■damp □wet □dripping □flowing	누수위치	□상 □중 ■하 □좌 ■중 □우
	풍화도	□F □S □M ■H □C □R	불연속면 방향성	■일치 □평행 □후방 □불가
	사면형상	■직선형 □철형 □요 형 □파형	측면형상	□직선형 ■요철형 □탑학형 □돌출형
	계곡부	0 개소	붕괴이력	□유(영향) ■낙석 □유(미영향) □무
	뜬돌	□대 ■중 □소 □무	낙석	□대 ■중 □소 □무
	암종	석회암	토층심도	0.5 m
	암반형태	□massive □tabular □columnar ■irregular □blocky □crushed	불연속면	■절리 □흐리 □엽리 □균열 □단층 □전단대 □암맥 □무
	시공현황 (상태)	■낙석방지망(양호) ■낙석방지울타리(양호) □록구( ) ■옹벽(양호) □석생공( ) □개비온( ) □도수로( ) □기타( ) ( )		
조사자 소 견	위험도	■상 □중 □하	피해도	■상 □중 □하
	붕괴 유형	□심층 ■표층 □무	위험등급	□A □B □C ■D □E
	위험구간 (붕괴유형)	■상 □중 □하 / □좌 □중 ■우 (낙석) □상 □중 □하 / □좌 □중 □우 ( ) □상 □중 □하 / □좌 □중 □우 ( )		
	필요 주공법		조치	□응급 □미응급
	기타			

그림 1. 절토사면 현황조사 자료 보고서 및 사진



No.	절토사면 코드입력 년도 국도,호선	상/하	번호	코드명	예 원주청 관리청	예 홍천 관리국도	도로호선	예 강원도 행정구역 시/도	예 춘천시 시/군/구	예 신북읍 읍/면/동	예 용산리 리	예 춘천 거리표 방향	예 화천	20 km	500 m	상 하 행	미설치 라고 기재하며 방향은 표기 미설치	위경도 위도			경도			왕복 편도 차선 왕복/편도	차선수
1	07WK06	D	00100	07WK06D00100	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	14	950	하		37	34	52	128	17	17,3	왕복	2
2	07WK06	D	00200	07WK06D00200	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	0	하		37	34	54	128	17	17,7	왕복	2
3	07WK06	D	00300	07WK06D00300	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	75	하		37	34	55,5	128	17	18,7	왕복	2
4	07WK06	D	00400	07WK06D00400	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	147	하		37	34	58,3	128	17	19,1	왕복	2
5	07WK06	D	00500	07WK06D00500	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	210	하		37	34	59,4	128	17	20,6	왕복	2
6	07WK06	D	00600	07WK06D00600	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	350	하		37	35	33	128	17	17,6	왕복	2
7	07WK06	D	00700	07WK06D00700	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	520	하		37	35	9	128	17	17,8	왕복	2
8	07WK06	D	00800	07WK06D00800	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	555	하		37	35	10,1	128	17	17,1	왕복	2
9	07WK06	D	00900	07WK06D00900	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	780	하		37	35	13,3	128	17	25,3	왕복	2
10	07WK06	D	01000	07WK06D01000	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	830	하		37	35	14	128	17	27,1	왕복	2
11	07WK06	D	01100	07WK06D01100	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	15	890	하		37	35	13,7	128	17	29,7	왕복	2
12	07WK06	D	01200	07WK06D01200	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	60	하		37	35	10,5	128	17	35,7	왕복	2
13	07WK06	D	01300	07WK06D01300	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	110	하		37	35	9,7	128	17	38,1	왕복	2
14	07WK06	D	01400	07WK06D01400	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	150	하		37	35	9	128	17	39,3	왕복	2
15	07WK06	D	01500	07WK06D01500	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	230	하		37	35	7,6	128	17	45,7	왕복	2
16	07WK06	D	01600	07WK06D01600	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	370	하		37	35	5,9	128	17	48	왕복	2
17	07WK06	D	01700	07WK06D01700	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	410	하		37	35	4,7	128	17	48,5	왕복	2
18	07WK06	D	01800	07WK06D01800	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	450	하		37	35	3,8	128	17	49,6	왕복	2
19	07WK06	D	01900	07WK06D01900	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	690	하		37	35	0	128	17	56,6	왕복	2
20	07WK06	D	02000	07WK06D02000	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	800	하		37	35	2,3	128	17	59,8	왕복	2
21	07WK06	U	02100	07WK06U02100	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	둔내	봉평	9	930	상		37	35	5	128	18	0,3	왕복	2
22	07WK06	D	02200	07WK06D02200	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	16	920	하		37	35	6	128	17	59,6	왕복	2
23	07WK06	D	02300	07WK06D02300	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	17	20	하		37	35	9,5	128	17	58,7	왕복	2
24	07WK06	U	02400	07WK06U02400	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	둔내	봉평	9	730	상		37	35	9,6	128	17	59,5	왕복	2
25	07WK06	D	02500	07WK06D02500	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	17	190	하		37	35	14,5	128	17	58,2	왕복	2
26	07WK06	U	02600	07WK06U02600	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	둔내	봉평	9	580	상		37	35	15,8	128	18	0,2	왕복	2
27	07WK06	D	02700	07WK06D02700	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	17	340	하		37	35	18,6	128	18	0,3	왕복	2
28	07WK06	U	02800	07WK06U02800	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	둔내	봉평	9	430	상		37	35	19	128	18	4,1	왕복	2
29	07WK06	D	02900	07WK06D02900	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	17	500	하		37	35	19,6	128	18	5,8	왕복	2
30	07WK06	D	03000	07WK06D03000	원주청	강릉	6	강원도	평창군	봉평면	무이리	봉평	둔내	17	550	하		37	35	18,7	128	18	7,7	왕복	2

그림 2. 엑셀 프로그램에 입력된 현황조사 자료

2.2 강원도, 충청도 관내 절토사면 현황조사

2006년부터 수행하고 있는 절토사면 현황조사는 조사대상 절토사면의 개수가 매우 많고 전국에 산재하고 있어 우리나라 전체 절토사면 현황조사를 완료하는데 상당한 기간이 소요된다. 다수의 기관에서 동시에 현황조사를 수행하면 보다가 빠르게 완료할 수 있으나, 이는 2002년도에 수행되었던 현황조사 자료와 같이 데이터의 일관성이 부족할 수 있는 문제점이 발생할 수 있다.

현재 전국에 걸쳐 현황조사가 진행 중에 있으며 이번 논문은 현황조사가 완료된 강원도와 충청도 일대에 분포하고 있는 절토사면을 대상으로 하였다. 2006년~2008년도 도로절토사면 유지관리시스템 위탁 운영 업무를 수행하면서 수집한 강원도 및 충청도 관내에 분포하고 있는 절토사면 현황을 2002년에 수행된 현황조사과 비교하여 표 2에 나타냈다.

표 2에서 볼 수 있듯이 과거 2002년도 자료에 비하여 각 국도관리사무소에 분포하고 있는 절토사면의 개수가 큰 폭으로 증가하였음을 알 수 있다. 이는 2002년 현황조사 당시 상당부분 누락된 상태로 현황조사가 이루어진 원인도 있으나, 조사 이후 지방도의 국도 이관 및 신설 노선이 많이 생겼기 때문으로 판단된다.

2006년~2008년까지 절토사면 현황조사를 통해 파악한 강원도 지역 일반 국도변 절토사면의 개수는 6,709개로 파악되었다. 강원도 내 국도의 총 연장은 약 1,739km로 보고되고 있어(국토해양부, 2007) 평균적으로 국도 1km 당 약 3.9개의 절토사면이 분포하고 있다. 충청도 지역의 경우, 일반국도 절토사면 개수는 3,752개로 파악되었으며, 충청도 내 국도 총 연장 2,046km 내에 평균적으로 1km 당 1.8개의 절토사면이 분포하고 있음을 알 수 있다.

산악지형으로 이루어진 강원도 지역의 경우 비교적 평지가 많은 충청도 지역에 비하여 절토사면의 개수가 2배 가까이 많음을 알 수 있다. 또한 같은 충청도 내에서도 국립공원, 도립공원 등 산악지형이 비교적 많이 분포하고 있는 충주, 논산국도관리사무소 관내에 보다 많은 절토사면이 분포하고 있음을 알 수 있다.

2.3 강원도, 충청도 관내 절토사면 위험도 평가

한정된 인력과 예산을 이용하여 2 만여개 이상으로 추정되는 전국 국도변 절토사면을 효율적으로 관리하기 위해서는 각각의 절토사면에 대하여 상대적인 위험도를 평가한 뒤, 가장 위험도가 높은 절토사면부터 순차적으로 관리하는 것이 절토사면을 관리하는데 효과적이라고 할 수 있으며, 이를 위해서는 먼저 절토사면의 위험도를 평가가 선행되어야 한다.

강원도와 충청도 관내 절토사면 위험도를 평가하기 위하여 다음과 같은 방법을 이용하였다. 절토사면 현황조사 항목 각각에 대하여 구간별로 배점을 부여한 뒤, 각 항목의 해당 점수를 모두 합하여 총점을 구하였다. 이 점수를 위험도 점수라고 정의하며, 위험도 점수가 높은 절토사면은 그보다 낮은 점수를 갖는 절토사면에 비하여 상대적으로 위험할 수 있다고 판단할 수 있다.

이런 방식으로 현황조사 항목에 배점을 부여하여 위험도를 평가하는 방식은 우리나라의 여러 사면관리 기관 및 홍콩, 영국, 일본 등 세계 여러나라에서 각각의 특성에 맞게 작성하여 사용되고 있는 방식이다(국립방재연구소, 2000, 한국도로공사, 2004, 한국지질자원연구원, 2006, 철도청, 2004, GEO, 1997, Lawrence A. pierson

표 2. 2006~2008 절토사면 현황조사 수행 현황(강원도, 충청도 지역 내)

지방국토 관리청	국도관리 사무소	2002년 조사 (개수)	2006~2008 신규 조사 (개수)	증감(%)	비고
원주청	강릉	867	2,457	283% (↑)	강원도
	홍천	2,055	2,606	127% (↑)	
	정선	941	1,646	175% (↑)	
소계		3,863	6,709	174% (↑)	
대전청	보은	461	780	169% (↑)	충청도
	예산	300	626	209% (↑)	
	충주	701	1,334	190% (↑)	
	논산	415	1,012	244% (↑)	
소계		1,877	3,752	200% (↑)	
총 합계		5,740	10,461	182% (↑)	

& Robert Van Vickle, 1993, McMillan, P. & Matheson, G. D, 1997).

각 현황조사 항목에 대한 배점은 표 3에 나타내었다. 절토사면 위험도 평가를 위한 배점표는 해빙기에 국도변에 분포하는 붕괴가능성이 내재된 위험 절토사면의 위험도 평가를 위해 1998년도에 개발되어 사용되었으며 과제를 수행하는 동안 조사항목 및 배점은 조금씩 수정되어 사용되었다(김진환 외, 2008, 한국건설기술연구원, 1999). 또한 2006년부터 현재까지 수행되고 있는 전국 국도변 절토사면 현황조사의 객관성 및 일관성 유지를 위해 각 조사항목에 대한 조사 방법에 대한 내용을 제시하였다(한국건설기술연구원, 2007).

각 위험도 점수는 절토사면의 절대적인 위험성을 나타내지는 않지만, 고득점 절토사면이 저득점 절토사면에 비하여 상대적으로 위험한 상태에 있을 수 있음을 나타낸다.

점수 구간은 최소 합계 점수인 85점 이상에서 135점 미만, 135점 이상에서 185점 미만, 185점 이상에서 235점 미만, 235점 이상에서 285점 미만, 285점 이상에서 335점 이하까지 총 5 단계로 구분하였다. 각 점수 분포별 절토사면 분포 현황은 표 4와 같다.

표 4에서 알 수 있듯이 위험도 점수가 높은 절토사면은 비교적 강원도 지역에 많이 분포하고 있으며 상대적으로 점수가 낮은 절토사면이 충청도 지역에 분포하고 있음을 알 수 있다. 이는 우리나라 절토사면 붕괴 발생 사례가 주로 강원도 지역에 집중적으로 나타나고 있음을 반영한다고 볼 수 있다.

3. 절토사면 위험도와 현황조사 항목간의 상관성 분석

다양한 지구 활동과 관련된 과정(geological process)

표 3. 절토사면 현황조사 항목 및 위험도 점수 배점표

No.	현황조사 항목	범 위			
1	길이	0~100m 미만	100~200m 미만	200~300m 미만	300m 이상
2	높이	10m 미만	10~20m 미만	20~30m 미만	30m 이상
3	경사	45° 미만	45°~55° 미만	55°~65° 미만	65° 이상
4	상부경사	10° 미만	10°~20° 미만	20°~30° 미만	30° 이상
5	이격거리	5m 이상	3~5m 미만	1~3m 미만	1m 미만
6	사면종류	자연	암반	토사	혼합
7	주변지형	평지	구릉	준산악	산악
8	지하수	건조	습함	떨어짐, 젖음	흐름
9	풍화도	신선	약간, 보통	심한, 완전	잔류
10	불연속면 방향성	확인불가	후방	평행	일치
11	사면형상	직선	요형	철형	파형
12	측면형상	직선형	요철형	돌출형	탈락형
13	계곡부	0 개	1~2 개	3~4 개	4 개 초과
14	붕괴유형	무	표층	심층	-
15	뜬돌분포	무	소 ($1m^3$ 이하)	중 ($1\sim5m^3$)	대 ($5m^3$ 이상)
16	낙석분포	무	소 ($1m^3$ 이하)	중 ($1\sim5m^3$)	대 ($5m^3$ 이상)
17	토층심도	0.5m 미만	0.5~1m 미만	1~2m 미만	2m 이상
	배점	5	10	15	20

표 4. 위험점수 구간별 절토사면 분포 현황

구분	점수 구간	85~135	135~185	185~235	235~285	285~335	합계
강원도 내 절토사면	개수	67	3,838	2,749	55	0	6,709
	분포비율(%)	1.0	57.2	41.0	0.8	0.0	100
충청도 내 절토사면	개수	136	2,731	876	9	0	3,752
	분포비율(%)	3.6	72.8	23.3	0.2	0.0	100
강원도+충청도 절토사면	개수	203	6,569	3,625	64	0	10,461
	분포비율(%)	1.9	62.8	34.7	0.6	0.0	100

을 통해 발생된 결과와 그 결과를 도출한 내부 요인들 간의 상관성을 파악하기 위하여 통계학적인 방법을 이용하는 연구는 그동안 다양한 분야에서 많은 연구가 수행되어 왔다(권병두 외, 1997, 김남진 외, 2001, 유재영 외, 1994). 그러나 절토사면의 경우, 개별 절토사면의 위험도를 평가하고 안정해석을 수행한 방법은 많은 연구자들에 의해 진행되어 다양한 연구 결과가 제시되었으나, 절토사면의 위험도와 절토사면을 구성하고 있는 항목간의 상관성을 파악하는 연구는 많이 수행되지 않았다. 그 이유는 통계학적 방법을 이용하여 결과와 자료간의 연관성을 파악하기 위해서는 비교적 많은 양의 자료가 수집된 뒤, 이를 바탕으로 이루어져야 하나 절토사면의 경우 연구 여건상 다량의 절토사면 자료를 취득하지 못했기 때문이다.

최근『도로절토사면 유지관리시스템(CSMS) 운영』,『낙석 및 산사태 방지를 위한 차세대 신기술 개발』등과 같이 전국 단위의 절토사면 자료를 취득하여 관리하는 연구가 진행되면서 절토사면 위험도와 조사 항목간의 상관성을 규명하려는 연구가 수행되고 있다(권오일 외, 2007, 김진환 외, 2004).

상관분석(correlation analysis)은 변수간의 관계를 규명하고자 할 때, 회귀분석(regression analysis)과 함께 가장 자주 이용되는 통계적 방법이다. 변수간의 관련성을 설명하기 위해서는 상관분석을 사용하며, 한 변수로부터 다른 변수의 변화를 예측하기 위해서는 회귀분석을 사용한다. 상관분석은 관심을 갖고 있는 변수에 영향을 주지 않은 상태에서 변수들간의 관계를 분석한다. 또한 변수들간의 관계의 유무만을 확인하며 관계의 원인을 규명하지는 않는다. 상관분석은 하나의 종속변수와 하나의 예측변수 간의 관련성을 분석하는 단순상관분석과 하나의 종속변수와 두 개의 이상의 예측변수간의 관련성을 분석하는 중상관분석으로 나눌 수 있다. 두 분석의 기본개념은 같으며 관련된 예측변수의 개수만 다르다(박정식 외, 2008).

두 변수 사이의 상관성을 나타내는 지표는 기본적으로 두 변수간의 공분산(covariance)이다. 두 변수 X, Y를 상정할 때, 공분산이란 X의 증감에 따른 Y의 증감에 대한 척도로서 $(X_i-X)(Y_i-Y)$의 기댓값을 의미하며 기호로는 COV(X, Y)로 나타낸다. 그러나 공분산은 X와 Y의 측정단위가 달라지면 공분산의 값이 달라지게 되므로 단순히 공분산의 값으로만 두 변수 사이의 관계성을 알기 어렵다. 따라서 측정단위나 대상에 관계없이 두 변수 사이의 일관된 선형관계를 나타내 줄 수 있는 지표를 구하기 위해 두 변수 사이의 공분산을 표준화 하는 것이 필요하며 상관분석을 통해 산출한 상관계수는 공분산을 표준화시켜 준 값이다. 우리가 흔히 사용하는 상관계수는 영국의 통계학자인 피어슨(K. Pearson, 1857~1936)이 제시한 상관계수로 아래의 식 (1)과 같이 계산된다(김은정 외, 2003, 박정식 외, 2008).

$$r=\frac{S_{xy}}{S_x S_y}=\frac{\Sigma(X_i-\overline{X})(Y_i-\overline{Y})}{\sqrt{\Sigma(X_i-\overline{X})^2(Y_i-\overline{Y})^2}} \quad (1)$$

X_i = X의 관찰 값(조사항목)
S_y = Y의 표준편차
Y_i = Y의 관찰 값(위험도 점수)
S_{xy} = X와 Y의 공분산
S_x = X의 표준편차

개별 절토사면의 현황조사 항목들이 절토사면 위험도 점수에 영향을 미치는 정도는 모두 동일하지 않을 것이며 각각의 현황조사 항목마다 상대적인 차이가 있을 것이다. 본 논문에서는 강원도와 충청도 국도변에 분포하고 있는 절토사면의 위험도 점수에 가장 상관성이 높은 항목이 무엇인지 파악해 보기 위해 통계학적인 방법을 이용하여 절토사면의 위험도 점수와 절토사면 현황자료 항목들 간의 상관분석을 수행하여 상관계수를 산출하였다.

SPSS(ver. 15) 프로그램을 이용하여 강원도, 충청도 내에 분포하고 있는 10,461개 절토사면에 대해 상관분석을 하였다(김은정 외, 2003). 상관분석에 사용한 항목은 표 1에서 제시한 절토사면 현황조사 항목과 각각의 항목에 배점을 부여하여 산출한 절토사면의 위험도 점수이며, 각 자료는 표준화 한 뒤, 상관분석을 수행 하였다.

먼저 강원도와 충청도 전체에 분포하고 있는 절토사면에 대한 위험도 점수와 현황조사 항목간의 상관계수를 표 5에 나타내었다.

상관분석을 통해 산출한 상관계수는 두 변수(위험도 점수와 현황조사 항목)사이의 선형관계를 나타내는 지표로 -1에서 1사이의 값을 가지게 된다. 상관계수가 (-)의 값을 가지면 부(negative)의 상관관계가, (+)값을 가지면 정(positive)의 상관관계가 있음을 의미하며, r값이 0에 가까울수록 상관관계가 약한 것을 의미하고, (±)1에 가까울수록 강한 상관관계가 있음을 의미한다. 각 변수들 간의 상관계수를 해석하는 기준은 일반적으로 0.4 이

상이면 상관관계가 있다고 말할 수 있으며 0.7 이상이면 상관관계가 높다고 할 수 있다(김은정 외, 2003).

표 5의 결과를 보면, 강원도와 충청도 내에 분포하고 있는 절토사면의 위험도 점수와 비교적 상관관계가 높은 절토사면 현황조사 항목으로 뜬돌(상관계수 : 0.664) 및 낙석(0.624) 분포, 불연속면의 방향성(0.592) 및 상부 자연사면의 경사(0.511) 순으로 산출되었다. 이는 이번 2006년부터 2008년까지 현황조사를 통해 얻은 조사 자료들 중에서 뜬돌 및 낙석 분포, 불연속면의 방향성 및 상부자연사면의 경사 항목이 연구지역 절토사면의 위험도 점수와 상관관계가 높다는 것을 의미한다고 볼 수 있다.

본 연구 결과는 2004년에 발표된 결과(김진환 외, 2004)와 약간의 차이를 보이는데, 이는 통계분석에 사용한 자료와 조사항목, 조사방법의 차이에서 발생한 것으로 생각된다. 2004년 발표 내용에 사용한 국도 절토사면 현황조사 자료는 2002년도에 수집된 자료로 조사항목, 항목의 구분 내용에서 이번 연구 결과에 사용한 자료와 약간씩 차이가 있음을 알 수 있다(한국건설기술연구원, 2003, 한국건설기술연구원, 2007).

산악지형이 많은 강원도 지역과 비교적 평지가 많이 분포하고 있는 충청도 지역에서의 각각의 절토사면의 위험도 점수에 영향을 미치는 항목간의 특성 차이가 나타나는지 알아보기 위해 강원도(6,709개소)와 충청도(3,752개소)를 구분하여 상관분석을 수행하였다. 강원도 지역 분석 결과는 표 6에, 충청도 지역 분석 결과는 표 7에 나타내었다.

강원도 지역의 절토사면 위험도 점수와 상관성이 높은 현황조사 항목은 강원도와 충청도 통합 상관분석과 마찬가지로 뜬돌 및 낙석 분포, 불연속면의 방향성, 상부자연사면의 경사 항목 순으로 산출되었으나 충청도 지역의 경우에는 조금 다른 양상을 보이고 있다. 강원도 지역과는 다르게 상부자연사면의 경사보다는 기 발생된 붕괴유형이 보다 위험도 점수와 상관성이 높게 나타

표 5. 절토사면 위험도와 현황조사 항목 간의 상관계수(강원도, 충청도 지역 통합)

	길이	높이	경사	상부 경사	이격 거리	사면 종류	주변 지형	지하수	풍화도	불연속면 방향성	사면 형상	측면 형상	계곡부	뜬돌	낙석	토층 심도	붕괴 유형	위험도 점수
길이	1																	
높이	.255	1																
경사	−.045	.134	1															
상부 경사	−.061	.117	.265	1														
이격 거리	0.002	−.028	.036	0.006	1													
사면 종류	.032	−.180	−.215	−.295	0.008	1												
주변 지형	−.075	.114	.061	.189	.028	−.142	1											
지하수	0.008	.073	−0.004	.154	.097	−.167	.204	1										
풍화도	−.022	−.222	−.344	−.183	0.001	.262	−.060	.043	1									
불연속면 방향성	0.017	.199	.410	.296	0.008	−.404	.147	.103	−.396	1								
사면 형상	.191	.109	.035	0.016	.029	−.062	.124	0.006	−.065	.103	1							
측면 형상	−.066	.079	.310	.318	−.021	−.295	.083	.082	−.187	.424	.063	1						
지하수	.210	.068	.056	.133	−.029	−0.011	0.014	.031	−.019	.052	.060	.066	1					
뜬돌	.072	.188	.362	.303	−0.018	−.259	.139	.081	−.240	.530	.119	.466	.124	1				
낙석	.081	.145	.338	.257	−.021	−.220	.134	.066	−.231	.506	.104	.406	.117	.800	1			
토층 심도	0.015	−0.010	−.331	−.079	.084	.149	.031	.312	.384	−.295	−0.019	−.190	−.039	−.267	−.282	1		
붕괴 유형	.031	.093	.267	.177	−.022	−.108	.097	.033	−.148	.347	.084	.290	.069	.502	.557	−.193	1	
위험도 점수	.248	.409	.432	.511	.155	−.169	.370	.350	−.134	.592	.351	.474	.233	.664	.624	.081	.486	1

표 6. 절토사면 위험도와 현황조사 항목 간의 상관계수(강원도 지역)

	길이	높이	경사	상부 경사	이격 거리	사면 종류	주변 지형	지하수	풍화도	불연속면 방향성	사면 형상	측면 형상	계곡부	뜬돌	낙석	토층 심도	붕괴 유형	위험도 점수
길이	1																	
높이	.283	1																
경사	−.033	.127	1															
상부 경사	−0.019	.131	.258	1														
이격 거리	0.017	−.041	.029	0.004	1													
사면 종류	−.029	−.211	−.192	−.269	−0.007	1												
주변 지형	−.041	.103	−0.020	.130	0.005	−.081	1											
지하수	0.013	0.003	−.062	.133	.093	−.186	.115	1										
풍화도	−.038	−.225	−.388	−.205	0.007	.276	.031	.092	1									
불연속면 방향성	.041	.223	.424	.269	0.003	−.372	.073	.041	−.413	1								
사면 형상	.233	.128	0.015	−0.021	.044	−.033	.120	−0.005	−.041	.081	1							
측면 형상	−0.020	.108	.322	.298	−.024	−.276	.031	.050	−.206	.424	.038	1						
지하수	.185	.073	.074	.139	−.032	−0.007	−0.004	0.019	−0.020	.054	.056	.078	1					
뜬돌	.089	.222	.365	.308	−.028	−.257	.111	0.021	−.230	.503	.110	.481	.134	1				
낙석	.096	.184	.354	.267	−.034	−.213	.115	0.018	−.217	.492	.093	.420	.126	.783	1			
토층 심도	.038	−.063	−.426	−.128	.099	.178	0.023	.327	.392	−.361	0.008	−.234	−.059	−.292	−.283	1		
붕괴 유형	.029	.129	.292	.182	−.036	−.060	.069	−.055	−.130	.329	.086	.301	.067	.484	.535	−.212	1	
위험도 점수	.285	.431	.406	.503	.155	−.151	.322	.264	−.132	.571	.358	.477	.232	.663	.638	.030	.486	1

표 7. 절토사면 위험도와 현황조사 항목 간의 상관계수(충청도 지역)

	길이	높이	경사	상부 경사	이격 거리	사면 종류	주변 지형	지하수	풍화도	불연속면 방향성	사면 형상	측면 형상	계곡부	뜬돌	낙석	토층 심도	붕괴 유형	위험도 점수
길이	1																	
높이	.317	1																
경사	−.035	.105	1															
상부 경사	−.068	−0.028	.247	1														
이격 거리	−0.005	−0.030	.039	−0.021	1													
사면 종류	.039	−0.003	−.217	−.259	.079	1												
주변 지형	−.036	−0.030	.175	.194	.042	−.091	1											
지하수	.125	0.028	0.012	.038	.068	.053	.146	1										
풍화도	−.047	−.164	−.249	−.088	0.010	.183	−.134	.102	1									
불연속면 방향성	.039	.060	.356	.291	−0.006	−.405	.198	.079	−.333	1								
사면 형상	.153	.045	.063	.069	−0.011	−.087	.108	−0.019	−.090	.132	1							
측면 형상	−.099	−.048	.265	.323	−.034	−.283	.114	.045	−.124	.397	.096	1						
지하수	.249	.070	0.027	.134	−0.020	−0.026	.064	.068	−0.023	.055	.070	.048	1					
뜬돌	.071	.082	.344	.274	−0.005	−.242	.163	.142	−.243	.578	.129	.428	.110	1				
낙석	.069	.064	.311	.243	0.004	−.236	.177	.141	−.254	.545	.122	.384	.103	.834	1			
토층 심도	.063	−0.010	−.189	−.095	0.009	.276	−.165	.128	.511	−.279	−.118	−.185	0.011	−.276	−.322	1		
붕괴 유형	.040	0.020	.226	.173	0.002	−.182	.156	.164	−.174	.389	.080	.273	.074	.538	.592	−.184	1	
위험도 점수	.312	.272	.462	.465	.130	−.063	.337	.349	−.060	.595	.337	.439	.264	.683	.645	.042	.518	1

나는 것을 알 수 있다. 상부자연사면의 경사는 우리나라 지형 특성을 반영하는 현황조사 항목으로 볼 수 있는데, 상부자연사면의 경사가 급하게 형성된 곳은 주로 강원도와 같이 험준한 산악지형이 많이 발달한 곳임을 알 수 있어 상관분석 결과와 비교적 잘 일치한다고 볼 수 있다.

4. 토의 및 결론

지금까지 통계처리를 이용하여 2006년부터 2008년까지 조사한 강원도와 충청도 일대에 분포하고 있는 절토사면의 위험도와 현황조사 항목간의 상관관계를 분석하여 상관계수를 산출하였다. 전체적(강원도, 충청도)으로 절토사면 위험도 점수와 상관계수가 큰 항목으로는 뜬돌 및 낙석, 불연속면의 방향성 및 상부자연사면의 경사로 나타났다. 상관계수는 현황조사 지역별로 약간의 차이를 보이는데, 강원도의 경우에는 뜬돌 및 낙석, 불연속면의 방향성, 상부자연사면의 경사 항목이, 충청도의 경우에는 뜬돌 및 낙석, 불연속면의 방향성, 붕괴유형 항목이 절토사면 위험도 점수와 상관성이 높은 것으로 나타났다. 이러한 차이는 우리나라 지형적 특성을 반영한 것으로 판단된다.

절토사면 안정성에 큰 영향을 미칠 것으로 판단되는 풍화도의 경우, 상관계수가 -0.060～-0.134로 산출되어 위험도 점수와 상관관계가 낮은 것으로 나타났다. 낮은 상관계수의 의미는 절토사면의 위험도 점수 증가와 무관하게 풍화도 상태를 나타내는 점수 분포대는 구간별로 고른 상태를 의미한다고 볼 수 있다. 즉, 광범위한 지역에 분포하고 있는 다수의 절토사면에 대하여 다양한 조사항목을 이용하여 절토사면의 위험성을 평가할 경우, 특정 조사항목 값이 구간 별로 고르게 분포하면 상관계수는 낮게 나타날 수 있다. 이런 결과는 특정 범위 내, 분포하고 있는 다수의 절토사면의 위험성을 평가함에 있어 새로운 접근 방법을 시사한다고 볼 수 있다.

전국 국도별 절토사면 현황조사가 완료되면 강원도와 충청도뿐만 아니라 전국에 분포하고 있는 절토사면의 특성을 파악할 수 있을 것이며, 각 지역별 절토사면의 위험도 점수와 절토사면 현황조사 항목 간의 상관성 분석 등 다양한 통계분석을 이용하여 절토사면 내 위험도 점수과 상관관계가 높은 현황조사 항목을 추정해 볼 수 있을 것이다.

절토사면 현황조사 항목 중, 위험도 점수에 영향을 많이 미치는 항목이 파악되면, 해당 지역에서의 절토사면을 유지관리 하는데 있어 중점 관리 대상 항목으로 선정하여 절토사면을 관리하는데 보다 효율적으로 사용될 수 있을 것으로 판단된다. 다만, 이를 위해서는 실제 붕괴 발생 절토사면에 대한 사례 연구를 통해 붕괴 원인을 파악하고 본 연구를 통해 밝힌 결과와 비교하는 연구가 선행되어야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 국립방재연구소 (2000), 사면붕괴방지대책 제도화를 위한 기본방안 연구.
2. 국토해양부 (2007), 2007 도로교통량통계연보.
3. 권병두, 김차섭 (1997), 매립물 특성 조사를 위한 다변량 통계분석 기법의 응용, *Jour. Korea Earth Science Society*, pp.515-521.
4. 권오일, 백용, 나종화, 한상수 (2007), 정준상관분석을 이용한 절토사면 점검결과 항목 수량화, *한국지구시스템공학회 2007 추계학술발표회*, p.540.
5. 김남진, 윤성택, 김형수, 정경문, 김규범 (2001), 지구통계 기법을 활용한 울진 지역 천부 지하수의 수질 및 수리지구화학 특성 해석, *자원환경지질*, 34(2), pp.175-192.
6. 김승현, 김승희, 이종현, 구호본 (2007), UMPC를 활용한 국도변 절토사면 현황조사, 2007 추계지질과학연합학술대회 초록집.
7. 김은정, 박양규, 박중재 (2003), SPSS 통계분석 10, 21세기사.
8. 김진환, 구호본, 박미선 (2004), 절토사면 통계처리를 이용한 위험인자의 상관분석, *대한토목학회정기학술대회 논문집*, pp.2483-2486.
9. 김진환, 구호본, 이종현, 윤천주 (2008), 현황자료를 이용한 충청도 관내 위험절토사면 분포도 작성 연구, *대한지질공학회지*, 18(1), p.39.
10. 박정식, 윤영선 (2008), 현대통계학, 다산출판사
11. 유재영, 최인규, 김형수 (1994), 춘천 지역의 기반암 종류에 따른 지표수의 지구화학적 특성, *지질학회지*, pp.307-324.
12. 철도청 (2004), 철도절토사면 안정성 평가 및 대책방안 연구, p.611.
13. 한국건설기술연구원 (1998), *도로절개면 유지관리시스템 개발 및 운용*, 건설교통부, p.3.
14. 한국건설기술연구원 (1999), *도로절개면 유지관리시스템 가발 및 운용(II)*, 건설교통부, pp.5-29.
15. 한국건설기술연구원 (2003), *2002년도 도로절개면 유지관리시스템 개발 및 운용*, 건설교통부, pp.11-38.
16. 한국건설기술연구원 (2007), *2006년도 도로절토사면 유지관리시스템 운영업무*, 건설교통부, pp.253-268.
17. 한국건설기술연구원 (2009), *2008년도 도로절토사면 유지관리시스템 운영 위탁*, 국토해양부, pp.15-18.
18. 한국도로공사 (2004), *고속도로 절토사면 유지관리시스템 개발연구*, p.221.
19. 한국지질자원연구원 (2006), 대도시 사면 통합관리시스템 구축(부산지역).
20. Geotechnical Engineering Office (1997), Geotechnical Manual for Slope, Civil Engineering Department, Hong Kong.
21. Lawrence A. pierson, Robert Van Vickle (1993), “Rockfall Hazard Rating System-participants' Manual”, FHWA SA-93-057, National Highway Institute.
22. McMillan, P. & Matheson, G. D. (1997), A two stage new system for road rock slope risk assessment, *International Journal of Rock Mechanics & Mineral Science*, 34:3-4, Paper No. 196.

(접수일자 2009. 5. 13, 심사완료일 2009. 11. 25)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 37 ~ 45

PBD가 타설된 준설매립지반의 자중압밀 촉진효과

Acceleration Effect of Self-Weight Consolidation of Dredged and Reclaimed Ground with PBD

이 범 준[1] Lee, Bum-Jun　　박 민 철[2] Park, Min-Chul
전 제 성[3] Jeon, Je-Sung　　이 송[4] Lee, Song

Abstract

Dredging and reclamation which have been conducted steadily for creation of new coastal area have the demerit of taking a long time. Hence, a lot of researches on acceleration of self-weight consolidation have been proceeding continuously. In this paper, 30 cases of laboratory self-weight consolidation tests were conducted to understand the application of PDF method, one of the self-weight consolidation acceleration methods, to domestic dredged soils. Acceleration effect of self-weight consolidation was confirmed through comparison and analysis of completion times and settlements of self-weight consolidation for none installed case and 4 kinds of common used PBD installed cases. As a result of the tests, installation of PBD before filling is effective for time reduction of self-weight consolidation.

요 지

새로운 해양공간 창출을 위하여 꾸준히 이루어지고 있는 준설매립은 오랜 시간이 소요된다는 단점 때문에 이를 촉진시키기 위한 연구들이 지속적으로 진행되고 있다. 본 논문에서는, 자중압밀 촉진공법 중에 하나인 해상 연직배수공법(PDF, Plastic board Drain by Floating system)의 국내 준설토에 대한 적용성을 파악하기 위하여 30가지 경우에 대하여 실내 자중압밀실험을 수행하였다. 무처리 상태의 경우와 국내 현장에서 많이 이용되고 있는 4가지 종류의 PBD를 미리 설치한 경우에 대하여 자중압밀 종료 시간 및 압밀 침하량 등을 비교·분석하여 자중압밀 촉진효과를 확인하였다. 실험결과, 준설토의 투기 전 PBD를 설치한 경우 자중압밀의 시간단축에 효과가 있었다.

Keywords : Acceleration effect, PBD, PDF method, Self-weight consolidation

1. 서 론

산업규모의 확대에 따라 대단위 기간시설을 수용할 수 있는 부지의 확충을 위하여 대규모 매립사업이 지속적으로 진행되어오고 있다. 매립에 가장 이상적인 재료는 투수성이 좋고 압축성이 작은 쇄석이나 산토가 되겠으나, 이들 매립재료의 수급 불균형·불확실성과 자연환경 훼손 등의 문제점들로 인하여 최근의 거의 모든 매립사업들은 인근 해역의 준설토를 이용하여 이루어진다. 하지만, 준설토는 물량수급은 용이하지만 투수성이 낮고 압축성이 커서 큰 침하량이 오랜 시간에

1 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사수료 (Member, Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul)
2 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul)
3 정회원, 인덕대학 건설정보공학과 전임강사 (Member, Prof., Dept. of Construction Information Engrg., Induk Institute of Technology)
4 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

걸쳐 진행된다는 단점이 있다. 이처럼 세립분 함유율이 높은 준설토의 자중압밀은 비교적 짧은 시간에 이루어지는 침강단계와 오랜 시간이 소요되는 자중압밀 단계로 구분이 되는데, 이들 단계에서의 준설토는 매우 연약한 상태이므로 압밀을 촉진하기 위한 어떠한 재하중도 가하지 못 하고 긴 시간이 경과한 후 Trafficability가 확보될 정도의 표층강도가 발현될 때가 되어야 장비를 이용하여 연직배수공법 및 Pre-loading공법 등을 이용하여 압밀을 촉진시키는게 일반적이다. 하지만, Trafficability가 확보될 만큼의 표층강도 발현까지의 시간도 준설토의 종류나 매립 규모에 따라 최소 수개월에서 수년의 시간이 소요되기 때문에 준설토의 자중압밀을 촉진시켜 매립공사 공기의 단축은 물론, 시설비용이 많이 필요한 준설토 처분지의 경우 기존 처분지의 수명을 연장시킬 필요성이 대두된다.

이에 본 연구에서는, 준설토의 자중압밀을 촉진시키는 공법중 하나인 해상 연직배수공법(PDF공법, Plastic board Drain by Floating system)의 국내 준설토에 대한 적용성을 파악하기 위하여 무처리 상태의 경우와 국내 현장에서 많이 이용되고 있는 4가지 종류의 PBD가 미리 타설된 경우에 대하여 실내 자중압밀실험을 수행하였고 압밀 종료 후 준설토의 퇴적특성과 심도별 함수비 분포 양상을 분석하였다. 또한, 국내의 거의 모든 매립공사가 집중되어 있는 서해안과 남해안의 대표 준설토로서 공학적 특성이 상이한 서해안 실트와 남해안 점토를 대상으로 실험하여 준설토 종류에 따른 본 공법의 효과에 대하여 파악하고자 한다.

2. 이론적 배경

2.1 준설토의 자중압밀특성

고함수비의 준설토는 그림 1과 같이 투기 후에 침강단계를 거쳐 자중압밀단계로 진행된다. 침강단계에서의 현탁액 속 토립자는 초기에 입자간의 상호작용을 받지 않는 자유침강을 하다가 일정 시간이 경과하면서 토립자간의 상호작용으로 인한 Floc을 형성하게 된다. 또한, Floc이 모여 토체를 구성해 청등수와 현탁액 사이에 명확한 경계면을 형성하며 등속으로 계면이 침강한다. 침강과 동시에 하부에서는 퇴적이 발생하여 퇴적토가 하부에서부터 상승하고 현탁액의 계면과 일치하면 침강속도가 확연히 느려지면서 침강단계가 종료된다. 침강퇴적이 종료된 후에는 자중에 의한 압밀침하가 진행되

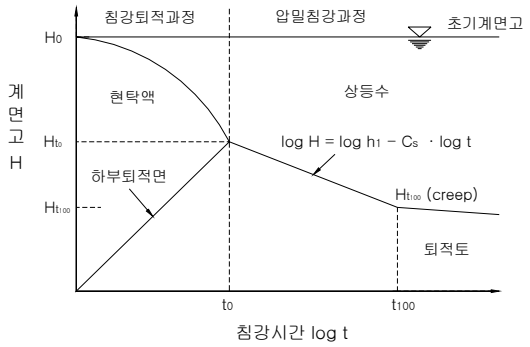


그림 1. 준설토의 침강압밀곡선

며 임의의 시점에서 압밀침하 속도가 매우 낮아지면서 자중압밀단계가 종료되고, Creep단계에 들어가게 된다.

이론적으로 침강단계와 자중압밀단계의 구분은 유효응력의 존재 유무로 결정해야하나 실제로 이것을 측정하는 것은 매우 어려우므로 침강압밀곡선에서 침강속도의 변화로 간접적으로 판단한다. 자중압밀의 시·종점 결정은 학자마다 다소의 차이가 있지만 일반적으로 침강곡선에서 침강속도가 느려지는 변곡점으로 보고 있다. 또한, 그림 1에서와 같이 침강압밀곡선에서의 자중압밀 구간은 직선식의 관계가 있는데, 이 직선식을 자중압밀 산정식이라고 하며 식 (1)과 같이 표현한다. 자중압밀 산정식의 기울기를 침강압밀계수(C_s)라고 한다(天野弘一郎(Yano), 1985).

$$\log H = \log h_1 - C_s \cdot \log t \tag{1}$$

$$C_s = \frac{\log(H_{t_0}/H)}{\log(t/t_0)} \tag{2}$$

2.2 해상 연직배수공법

초연약 상태의 준설매립지반을 안정화시켜 공사를 빠르게 진행하기 위해서는 준설매립지반에 대한 조기 안정화기술 및 표층처리기술 등이 요구된다. 이를 위해 준설매립 직후 침강을 촉진시키는 공법들에 대한 개발이 계속되고 있으며, 해상 연직배수공법(PDF 공법, Plastic board Drain by Floating system)은 최신 자중압밀 촉진공법 중 하나이다. 해상 연직배수공법은 초연약지반 위 또는 해상에 Floater를 띄워 PBD를 직접 타설하는 공법으로, 준설토를 이용한 매립 직후나 매립도중에 연직드레인을 직접 타설할 수 있으므로 전체 매립공사 공기를 단축시킬 수 있다. 해상 연직배수공법의 자중압밀 촉진원리는 일반 연직배수공법과 마찬

가지로 연직배수재를 이용하여 배수거리를 짧게 함으로써 자중압밀 종료시간을 단축시키는 것이다. 또한, 지하수위 저하공법과 함께 적용할 경우 자중압밀 촉진에 대한 효과 및 해저 원지반 충적토층의 추가적인 침하로 인한 준설토 투기용량 증대효과에 매우 효과적이며, 실제 일본에서는 이 공법들을 이용한 성공적인 시험시공사례가 다수 소개되고 있다(한국지반공학회, 2004).

3. 실내 침강 및 자중압밀 실험

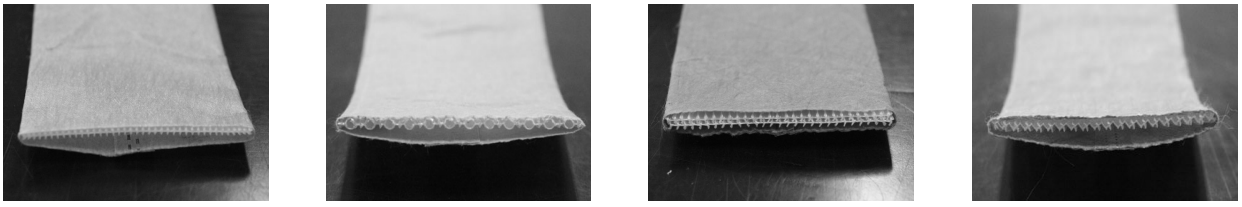
3.1 개요

본 연구에서는 PBD가 미리 타설된 준설토의 자중압밀 촉진효과를 파악하기 위하여 무처리 상태의 경우와 국내에서 많이 이용되고 있는 4가지 종류의 PBD를 미리 타설한 경우에 대하여 실내 자중압밀실험을 수행하였다. 실험은 국내에서 준설·매립사업이 가장 활발히 진행되고 있는 남해안 지역의 점토와 서해안 지역의 실트를 각각 대표하여 부산 웅동지구에서 채취한 통일분류법 CL로 분류되는 점토와 인천신항 대상지역에서 채취한 통일분류법 ML로 분류되는 실트를 대상으로 실시하였다. 실험시료에 대한 기본물성시험 결과는 표 1에 나타내었다. 또한, 실험에 이용된 PBD는 필터 내에 코어의 형상에 따라 구분되는 H형 PBD, X형 PBD, 실린더형 PBD, 이중코어 PBD로 단면 형상은 그림 2에 나타냈다. 현장에서의 배수재 타설 간격을 1.2m로 한다는 가정으로 20cm Column 직경에 맞춰 10cm의 PBD폭을 1.3cm로 축소시켜 실험에 이용하였다.

실험 결과를 바탕으로 실제 현장에서의 준설토 침하거동을 예측해보기 위하여 天野弘一郎(Yano, 1985)가 제시한 전체투기에 의한 방법으로 해석하였으며, 현장조건은 계획투기고 12m, 준설토 투기일수 365일, 타설간격 1.2m

표 1. 실험시료의 기본물성시험 결과

Sample	G_s	w_n	PI	#200 통과율	$USCS$
부산점토	2.70	57.6%	18.4%	91.8%	CL
인천실트	2.69	37.8%	N.P	86.3%	ML



(a) H형 PBD (b) 실린더형 PBD (c) 이중코어 PBD (d) X형 PBD

그림 2. 실험에 이용된 PBD의 종류

(a) 개략도 (b) 시료투기 전 설치된 PBD (c) 시료투기 완료 후 모습

그림 3. 실험 장치

로 가정하였다. 실험은 초기함수비나 투기고에 의한 영향을 배제하고 배수재의 유무 및 준설토 종류에 따른 영향만을 고려하기 위하여 모든 경우에 동일하게 염분비 0.03으로 보정한 500%의 초기함수비에 80cm, 100cm, 120cm의 투기고로 수행하였다. 제조한 시료를 투기한 후 시간 경과에 따른 계면고의 변화를 측정하여 시간-계면고의 침강압밀곡선을 얻었으며, 자중압밀이 종료된 후에는 퇴적된 준설토에 대하여 심도별로 함수비를 측정하여 퇴적특성 분석 및 촉진 메카니즘을 확인하였다.

3.2 실험 장치

준설토의 시간에 따른 계면고를 측정하기 위한 실내 자중압밀실험 장치는 Column형태로서 모습은 그림 3과 같다. 실험 장치는 준설토의 침강 및 자중압밀 특성을 관찰할 수 있도록 투명한 아크릴로 제작되었으며 크기는 직경 20cm, 높이 150cm이며 하부 50cm는 10cm 단위로 Column을 분리할 수 있도록 제작하여 자중압밀 종료 후의 함수비 및 단위중량 등을 심도별로 측정할 수 있도록 하였다. 침강 및 자중압밀 실험시 Column의 직경이 작을수록 Column 단면적에 비해 벽면이 차지하는 비율이 상대적으로 높아 배수가 빨리되어 계면 침강속도가 증가하는 벽면효과가 발생하지만 직경 20cm 이상인 경우에는 벽면효과가 확연히 줄어들어 자중압밀실험시 직경 20cm 이상의 Column을 사용해야 한다는 기존의 연구결과가 있다(한라대학교, 2000).

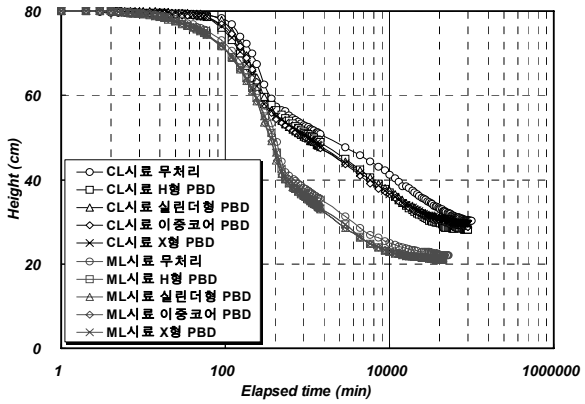
Column의 하부에는 클램프를 설치하여 PBD를 고정시킬 수 있도록 제작하였고 상부에는 낚시줄을 매달아 PBD 상부와 연결하여 실험 동안 PBD의 연직도를 유지할 수 있도록 하였다.

4. 실험결과 및 분석

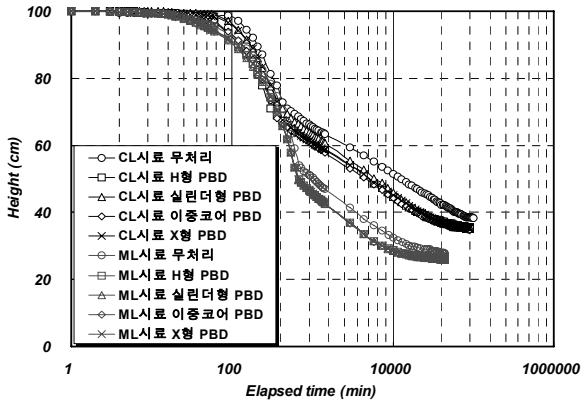
4.1 침강압밀곡선

무처리 상태의 경우와 4가지의 PBD가 미리 타설된 조건의 경우에 대하여 각각 통일분류법 CL로 분류되는 부산지역 점토와 ML로 분류되는 인천지역 실트로 투기고 80cm, 100cm, 120cm로 침강 및 자중압밀실험을 실시하여 총 30개의 침강압밀곡선을 도시하여 그림 4에 나타냈다. 자중압밀의 시점 및 종점은 침강압밀곡선을 기준으로 침강속도의 변화가 생기는 변곡점으로 결정하였다.

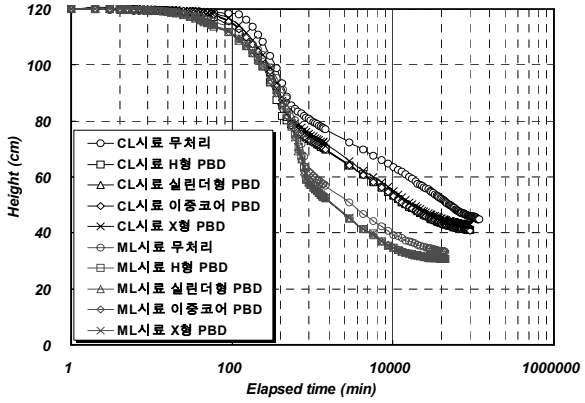
실험을 통해 얻어진 침강압밀곡선을 보면, CL시료는 ML시료에 비해 확연하게 짧은 침강단계와 긴 자중압밀단계를 경험하는 것으로 나타났다. ML시료의 경우 침강단계에서의 소요시간은 CL시료의 경우보다 평균 1.49배 더 길었으나, 자중압밀 종료까지의 총소요시간은 반대로 CL시료의 소요시간이 ML시료의 소요시



(a) 투기고 80cm



(b) 투기고 100cm



(c) 투기고 120cm

그림 4. 침강압밀곡선(초기투기고 120cm)

간에 비해 평균 2.97배 더 길었다.

또한, 전체 침하량 중 침강에 의한 침하량이 차지하는 비율이 CL시료의 경우보다 ML시료의 경우가 확연히 큰 것을 확인할 수 있었다. 전체 침하량 중 CL시료는 약 51% 정도의 침하량이 침강에 의한 침하량이었으며, ML시료는 약 70% 정도의 침하량이 침강에 의한 침하량이었다. 이런 경향들을 통해, 실제 준설·매립을 통한 해양부지 조성시 서해안의 실트질 준설토를 이용할 경우 남해안의 점토질 준설토를 이용하는 경우보다 더 짧은 공기를 가질 수 있으나, 계획 투기고 형성까지 더 많은 준설물량이 필요하다는 것을 유추할 수 있다.

4.2 PBD에 의한 자중압밀 촉진효과

4.2.1 침강속도

실제 준설매립시 투기된 준설토의 침강속도가 수위의 증가속도보다 커야만 준설 슬러리가 침강되지 못한 상태에서 여수토로 월류되지 않고 침강이 발생할 수 있으므로 빠른 침강속도는 유보율을 높여 시공조건을 유리하게 만들 수 있다. 침강속도는 침강압밀곡선에서 투기시점부터 침강종료시점까지의 시간에 따른 계면고 변화를 통해 산정할 수 있다. 즉, 침강압밀곡선을 통해 침강속도의 변곡점으로 침강구간과 자중압밀 구간을 구분하고 이중 침강부분의 기울기가 바로 침강속도가 되는 것이다. 고함수비 준설토의 침강은 현탁액 속 토립자간의 상호작용을 받지 않는 자유침강단계를 거쳐 일정 시간의 경과 후 토립자간의 상호작용으로 Floc을 형성하고, 이들이 모여 토체를 구성하여 청등수와 현탁액 사이에 명확한 경계면을 형성하며 가라앉는다. 일반적으로 침강속도는 Floc을 형성하는데 비교적 오랜 시간이 소요되는 CL시료에 비하여 ML시료가 빠르며, 본 연구의 실험결과에서도 이를 확인할 수 있었다. 무처리 상태에서의 ML시료의 평균 침강속도는 0.0636cm/min으로 CL시료의 0.0585cm/min보다 약 8.7% 빨랐지만, 배수재가 설치된 상태에서는 두 경우의 평균 침강속도는 ML시료 0.0791cm/min(24% 상승), CL시료 0.0786cm/min(34% 상승)로 거의 비슷해지는 것을 확인하였다. 배수재는 H형 PBD가 타설된 경우의

표 2. 실험조건에 따른 침강단계 소요시간 및 침강침하량

조건	침강종료시점	무처리	H형	실린더형	이중코어	X형
CL 120cm	시간 (min)	600 (t_1)	480	600	600	540
	시간 / t_1	1	0.8	1	1	0.9
	침하량 (cm)	35.6 (s_1)	39.9	42.4	42.8	39.95
	침하량 / s_1	1	1.12	1.19	1.20	1.12
CL 100cm	시간 (min)	480 (t_1)	360	420	420	480
	시간 / t_1	1	0.75	0.875	0.875	1
	침하량 (cm)	29 (s_1)	31.3	29.1	33.4	33.9
	침하량 / s_1	1	1.08	1.003	1.15	1.17
CL 80cm	시간 (min)	420 (t_1)	300	360	360	360
	시간 / t_1	1	0.71	0.86	0.86	0.86
	침하량 (cm)	22.6 (s_1)	20.3	23.5	24.25	23.7
	침하량 / s_1	1	0.90	1.04	1.07	1.05
ML 120cm	시간 (min)	840 (t_1)	840	900	840	840
	시간 / t_1	1	1	1.07	1	1
	침하량 (cm)	57 (s_1)	60.8	62.1	60.85	60.85
	침하량 / s_1	1	1.07	1.09	1.07	1.07
ML 100cm	시간 (min)	660 (t_1)	660	660	660	660
	시간 / t_1	1	1	1	1	1
	침하량 (cm)	45.9 (s_1)	50.2	50.4	50.4	50.4
	침하량 / s_1	1	1.09	1.10	1.10	1.10
ML 80cm	시간 (min)	540 (t_1)	540	480	480	480
	시간 / t_1	1	1	0.89	0.89	0.89
	침하량 (cm)	38.15 (s_1)	39.9	38.71	38.75	38.75
	침하량 / s_1	1	1.05	1.02	1.02	1.02

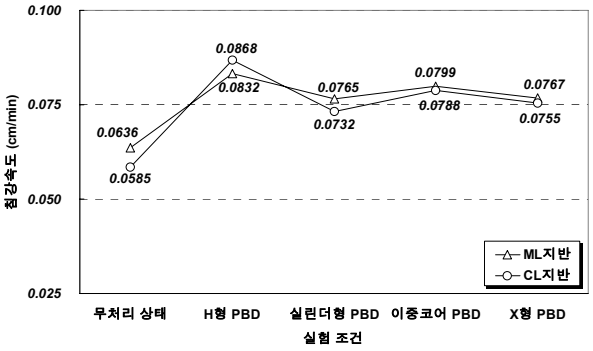


그림 5. 실험조건에 따른 침강속도 변화

침강속도가 CL시료에서 0.0868cm/min(48% 상승), ML시료에서 0.0832cm/min(31% 상승)로 가장 빠른 침강속도를 보였다. 각 실험조건에 따른 침강속도에 관한 실험결과들은 그림 5와 표 2에 정리하였다.

4.2.2 자중압밀 종료시점

침강압밀곡선의 자중압밀구간에서의 속도변화를 통하여 자중압밀과 Creep단계를 구분하여 자중압밀 종점을 산정했다. 각 실험조건에 따른 자중압밀 종료시간 및 최종침하량을 표 3에 정리하였으며, 무처리 경우와 비교해 PBD가 미리 타설된 경우의 자중압밀 촉진효과를 검증하기 위하여 무처리 상태의 자중압밀 종료시간을 t_1, 자중압밀 총 침하량을 s_1으로 기준을 잡아서, PBD가 미리 타설된 경우에서의 자중압밀 종료까지의 소요시간 및 침하량들과 비교하였다.

실험분석 결과, 비소성 ML시료의 자중압밀 종료시점이 CL시료에 비하여 매우 빨랐으며, 압밀 변형률($\frac{\Delta H}{H}$) 역시 큰 것을 확인했다. CL시료의 경우 무처리 상태에서 평균 61%의 압밀 변형률을 보였으며 배수재가 설치된 상태에서는 62～63%의 압밀 변형률을 보여 무처리 상태에 비해 소폭의 압밀 침하량 증대를 확인할 수 있었다. 자중압밀 종료시간의 경우는 무처리 상태에 비해 평균 52% 정도의 시간만이 소요되어 약 1.92배 정도의 자중압밀 촉진효과를 확인하여 PBD를 미리 타설함으로써 자중압밀 촉진에 상당한 효과를 볼 수 있음을 알 수 있었다.

ML시료의 경우 무처리 상태에서 평균 71%의 압밀

표 3. 실험조건에 따른 자중압밀 종료시간 및 최종침하량

조건	자중압밀종료시점	무처리	H형	실린더형	이중코어	X형
CL 120cm	시간 (min)	76380 (t_1)	46260	41870	45120	43200
	시간 / t_1	1	0.61	0.55	0.59	0.57
	침하량 (cm)	73.3 (s_1)	77.1	76.4	77.1	75.8
	침하량 / s_1	1	1.05	1.04	1.05	1.03
CL 100cm	시간 (min)	66255 (t_1)	30240	40320	30240	36120
	시간 / t_1	1	0.46	0.61	0.46	0.55
	침하량 (cm)	60.45 (s_1)	62	63	62.5	62.7
	침하량 / s_1	1	1.03	1.04	1.03	1.04
CL 80cm	시간 (min)	60480 (t_1)	30240	28880	28880	27420
	시간 / t_1	1	0.5	0.48	0.48	0.45
	침하량 (cm)	48.7 (s_1)	49.7	48.4	48.95	48.3
	침하량 / s_1	1	1.02	0.99	1.01	0.99
ML 120cm	시간 (min)	24480 (t_1)	15855	15855	15855	15855
	시간 / t_1	1	0.65	0.65	0.65	0.65
	침하량 (cm)	85 (s_1)	87.6	87.22	87.25	87.25
	침하량 / s_1	1	1.03	1.03	1.03	1.03
ML 100cm	시간 (min)	17160 (t_1)	12960	12960	12960	12960
	시간 / t_1	1	0.76	0.76	0.76	0.76
	침하량 (cm)	70.1 (s_1)	72.3	72.38	72.4	72.4
	침하량 / s_1	1	1.03	1.03	1.03	1.03
ML 80cm	시간 (min)	17160 (t_1)	11540	11540	11540	11540
	시간 / t_1	1	0.67	0.67	0.67	0.67
	침하량 (cm)	56.5 (s_1)	57.5	57.48	57.5	57.5
	침하량 / s_1	1	1.02	1.02	1.02	1.02

변형률을 보였으며 배수재가 설치된 상태에서는 72%의 압밀 변형률을 보여 CL시료의 경우와 비슷한 정도의 압밀 침하량 증대효과를 확인하였다. 자중압밀 종료시간은 무처리 상태에 비해 평균 69% 정도의 시간만이 소요되어 약 1.45배 정도의 자중압밀 촉진효과를 확인하였다.

4.2.3 침강압밀계수(C_s)

天野弘一郎(Yano, 1985)이 제안한 침강압밀계수(C_s)는 침강압밀곡선에서 자중압밀 시점과 종점 사이에 직선의 기울기로서 Curve fitting을 통해 산정할 수 있다. 침강압밀계수가 크다는 것은 자중압밀 진행속도가 빠르고 자중압밀 침하량이 크다는 것을 의미하며, 이를 이용하여 투기 완료 후의 경과시간에 대한 자중압밀 침하량을 예측할 수 있다. 실험결과, 더 큰 자중압밀 침하량이 더 짧은 시간 안에 완료된 ML시료의 침강압밀계수가 CL시료의 것보다 약 44% 정도 크게 산정되었다. CL시료의 경우 무처리 상태에서 0.12096cm/min으로 침강압밀계수가 산정되었으며, 배수재가 설치되었을 경우에는 평균 0.13605cm/min으로 산정되어 약 12% 정도의 증대효과를 확인할 수 있었다. ML시료의 경우에는 무처리 상태에서 0.17438cm/min, 배수재가 설치되었을 경우에는 평균 0.19618cm/min으로 역시 12% 정도의 증대효과를 확인할 수 있었다. 그림 6에 각 실험조건에 따른 침강압밀계수를 나타냈다.

4.2.4 Yano방법에 의한 전체투기방법 해석

실제 현장에서 본 연구의 대상 준설토를 이용하여 매립을 할 경우 시간 경과에 따른 준설토의 거동을 Yano(天野弘一郎)가 제안한 전체투기 해석방법을 통하여 예측해 보았다. 현장 조건은 CL시료, ML시료에 모두 동일하게 호안 내 목표 투기고 12m, 투기일수 365일, PBD 타설간격 1.2m로 가정하였다. 실제 계면고(H)와 실질토량고(H_s) 사이의 관계($H_s = \frac{H}{1+e}$)를 이용하여 80cm, 100cm, 120cm로 각기 다른 투기고에 대한 실험에서 결정된 자중압밀 시·종점의 실질토량고와 계면고를 대수눈금으로 Plotting하여 직선식을 얻고 이 직선식을 이용하여 투기완료 후 경과시간에 대한 자중압밀 침하거동을 예측하였다. 해석결과, 투기완료 후 3년이 지나면, CL지반은 무처리 상태의 경우 1.85m 정도의 자중압밀 침하가 발생하여 10.15m의 계면고를 형성할 것으로 예측되었으며, 해상 연직배수공법을 적용하였을 경우에는 배수재 종류에 따라 10~14% 정도의 자중압밀 침하가 동일한 시간동안 더 발생하는 것으로 예측되었다. 또한, ML지반은 무처리 상태에서 2.58m의 자중압밀 침하가 발생하여 9.42m의 계면고를 형성할 것으로 예측되었으며, 해상 연직배수공법을 적용하였을 경우에는 배수재 종류에 따라 9~11% 정도의 자중압밀 침하가 동일한 시간동안 더 발생하는 것으로 예측되었다. 투기일수 365일 후 초기 매립고 12m 조성 후의 각 조건별로 시간경과에 따른 자중압밀 침하거동 예측결과를 그림 7에 나타냈다.

4.3 자중압밀 종료 후 심도별 함수비

침강압밀곡선에서 자중압밀이 종료되어 계면고가 시간축에 평행하게 Creep거동하는 것을 확인한 후 실험을 종료하였고 퇴적층에 대하여 그림 7(a)와 같이 동일 심도별로 배수재 근처의 Column 중앙부분(Center)과 Column 가장자리 부분(Edge)에서의 함수비를 비교하여 차이를 확인하였다. 상향 일면배수만을 허용하는

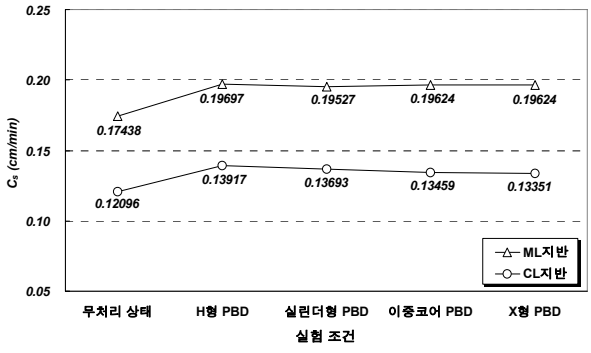


그림 6. 실험조건에 따른 침강압밀계수(C_s) 변화

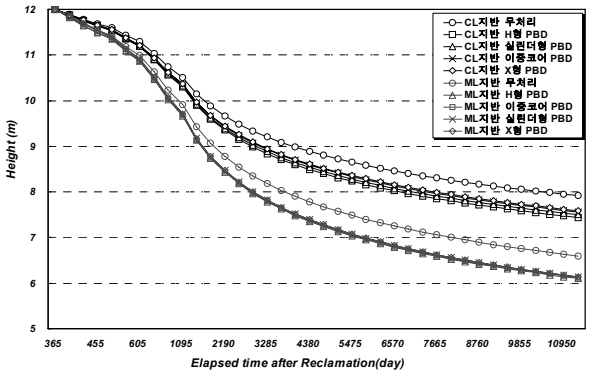
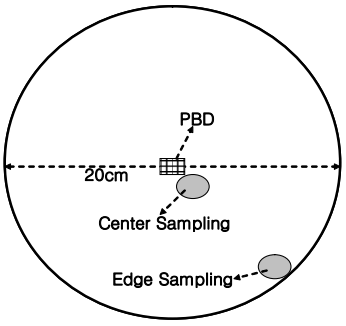
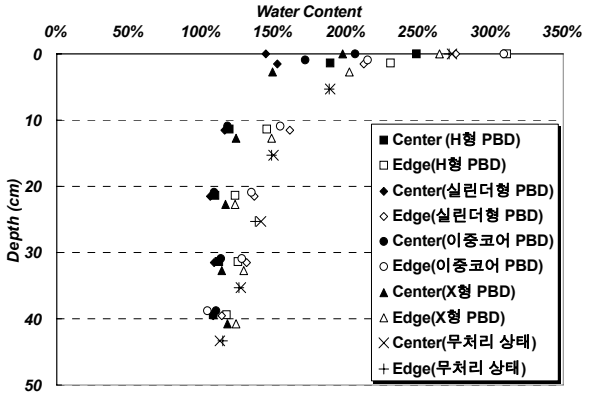


그림 7. 실험조건에 따른 자중압밀 침하거동 예측(Yano 해석)

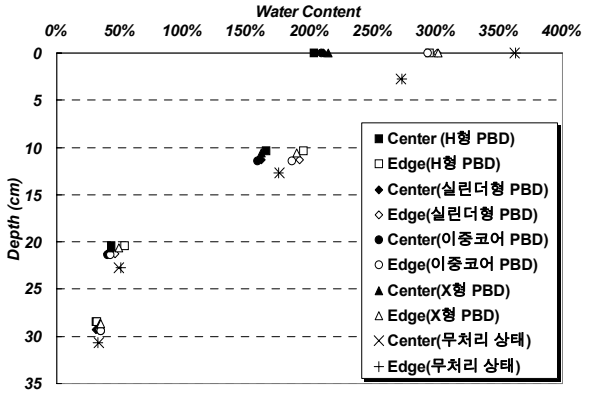
실험의 특성상 모든 경우에서 동일하게 상부에서 하부로 심도가 깊어짐에 따라 함수비가 감소하는 특징을 보였으며, 동일 심도에서는 Column의 중앙과 가장자리의 함수비 차이가 없었던 무처리 상태의 경우에 비해 PBD가 미리 타설된 모든 경우에서는 PBD근처 중앙부에서의 함수비가 가장자리에서의 함수비에 비하여 확연하게 낮음을 확인하였다. ML시료의 경우 함수비가 가장 낮은 하부에서는 원지반 함수비 37.8%보다도 낮은 31%～35%의 분포를 나타냈으며, 중앙부와 가장자리의 함수비에 차이가 거의 나지 않았다. 하부에서 상부로 올라갈수록 함수비가 현저히 높아졌으며 가장 심도가 얕은 최상부 표층부분에서의 함수비는 204%～363%로 분포가 커졌으며, 중앙부와 가장자리에서의 함수비도 85%～87% 정도 차이가 났다. CL시료의 경우 하부에서의 함수비는 104%～124%의 범위로 분포하여 ML시료에 비해 높은 함수비 분포를 나타냈으며, 원지반 함수비 57.6%에 비해서도 매우 높았다. ML시료에서와 마찬가지로 상부로 올라갈수록 함수비는 높아졌으며 최상부 표층부분에서의 함수비는 145%～311%의 분포를 가졌으며, 중앙부와 가장자리에서의 함수비 차이도 63%～131%로 ML시료에 비해 차이가 크게 나타났다.



(a) 자중압밀 종료 후 함수비 Sampling 위치



(b) CL시료 함수비 분포



(c) ML시료 함수비 분포

그림 8. 자중압밀 종료 후 심도별 함수비 분포(초기투기고 120cm)

이와 같은 심도별, 실험조건별 함수비 분포를 통해 PBD를 따라 준설토 내의 간극수가 빨리 배수되어 자중압밀이 촉진되는 해상 연직배수공법의 메카니즘을 확인할 수 있었다. 그림 8에 대표적으로 초기투기고 120cm에 대한 자중압밀 종료 후의 심도별 함수비 분포를 나타냈다.

5. 결 론

본 연구에서는 해상 연직배수공법(PDF공법, Plastic board Drain by Floating system)의 자중압밀 촉진효과를 국내 준설토에 대한 실내 자중압밀 실험을 통해 파악하였다. 실험결과를 통한 결론을 요약정리하면 다음과 같다.

(1) 무처리 상태에 비하여 PBD가 설치된 경우의 평균 침강속도가 CL시료의 경우 약 34%, ML시료의 경우 약 24% 정도의 평균적인 상승효과가 있었으며, CL시료에서 48%, ML시료에서 31%의 최대 상승효과를 보인 H형 PBD가 설치된 경우에서의 침강속도 상승효과가 가장 높았다.

(2) 무처리 상태에 비하여 PBD가 설치된 경우의 자중압밀 변형률은 CL시료와 ML시료의 경우에서 동일하게 약 1～2%의 증대효과가 있었으나, 자중압밀 종료까지의 소요시간은 무처리 상태에 비하여 CL시료의 경우 약 52%, ML시료의 경우 69%정도만이 소요되어 PBD를 투기 전 타설하는 것으로 자중압밀이 촉진되는 효과를 확인하였다.

(3) 무처리 상태에 비하여 PBD가 설치된 경우의 침강압밀계수는 CL시료와 ML시료의 경우에서 동일하

게 약 12%정도의 증대효과를 확인하였다.

(4) 목표 투기고 12m, 투기일수 365일, PBD 타설간격 1.2m로 가정하여 자중압밀 침하거동을 Yano의 전체투기 방법으로 해석한 결과, 투기 완료 3년 후에 해상 연직배수공법을 적용하면 무처리 상태에 비하여 자중압밀이 촉진되어 CL지반의 경우 약 10～14%정도, ML지반의 경우 9～11% 정도의 자중압밀 침하가 동일 방치기간 동안 더 발생할 것으로 예측되었다.

(5) 자중압밀 종료 후 퇴적토에 대한 심도별 함수비 시험결과, PBD가 설치된 모든 경우에서 PBD 근처 중앙부분의 함수비가 PBD에서 멀리 떨어진 가장자리 부분의 함수비에 비하여 현저하게 낮음을 확인하여, 타설된 PBD를 따라 준설토의 간극수가 빠르게 배수되어 자중압밀이 촉진되는 것을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 김재영 등 (2005), "준설매립지의 압밀촉진과 투기량 증대를 위한 지하수위 저하공법과 PDF공법의 적용", *地盤*, Vol.21, No.8, pp.18-24.
2. 이용 (2001), *연직배수재를 이용한 준설점성토의 자중압밀 촉진효과*, 석사학위논문, 중앙대학교, pp.42-44.
3. 한국지반공학회 (2004), *지반공학시리즈 준설매립*, 구미서관, 서울, pp.38-41.
4. 한라대학교 (2000), *준설투기장의 규모설계 및 준설매립토의 자중압밀침하에 관한 연구(최종 보고서)*, 현대건설주식회사 기술연구소, pp.68-71.
5. 天野弘一郎 (1985), "浚渫粘土による軟弱埋立地盤の性狀とその豫測", *土木學會 論文集*, 弟 364號, pp.1-14.
6. Been, K. and Sills, G. C. (1981), "Self-weight consolidation of soft soils : An experiment and theoretical study", *Geotechnique*, 31, pp.519-535.
7. K. Sato and N. Yoshida (2000), "Self-weight consolidation of dredged clay with plastic board drain", *The International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*, A. Nakase and T. Tsuchida ed., Yokohama, pp.501-506.

(접수일자 2009. 7. 27, 심사완료일 2009. 12. 8)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 47 ~ 55

수정 Bouwer and Rice 법을 이용한 필터케이크가 존재하는 연직차수벽의 현장 투수계수 산정법

Modification of Bouwer and Rice Method to Evaluate Hydraulic Conductivity of Cutoff Wall Considering Filter Cake Development

웽 테 바오[1] The-Bao Nguyen　　이 철 호[2] Lee, Chulho
곽 태 훈[3] Kwak, Taehoon　　최 항 석[4] Choi, Hangseok

Abstract

As a conventional line-fitting method, the Bouwer and Rice method has been popularly adopted to estimate the hydraulic conductivity of an aquifer through a slug test. Because a vertical cutoff wall is usually very compressible and features a small wall thickness, the Bouwer and Rice method should be carefully applied to analyzing slug test results to estimate the hydraulic conductivity of vertical cutoff walls. In addition, a relatively impermeable layer, called a filter cake, formed at the interface between the cutoff wall and the natural soil formation makes it difficult to use the Bouwer and Rice method directly. In order to overcome such limitations, the original Bouwer and Rice method has been modified by incorporating the concept of the flow net method. In this modification, the geometry condition of cutoff walls including the filter cake is effectively considered in evaluating the hydraulic conductivity of a vertical cutoff wall.

요 지

순간변위시험(Slug test)을 통해 대수층의 투수계수를 구할 때, 시험결과 해석에 적용하는 line-fitting법 중 가장 일반적인 방법이 Bouwer and Rice법이다. Bouwer and Rice법을 적용하여 압축성이 크고 벽체의 두께가 얇은 연직차수벽의 투수계수를 산정할 때는 세심한 주의가 필요하다. 그리고 연직 차수벽과 주변 지반 사이에 형성된 상대적으로 투수성이 낮은 영역, 즉 필터케이크(Filter cake)는 Bouwer and Rice법을 연직차수벽의 투수계수 산정시, 이 방법을 직접 적용하기 어렵게 만든다. 본 논문에서는 기존의 Bouwer and Rice법의 한계를 극복하기 위해서 유선망 개념을 도입한 수정 Bouwer and Rice법을 제안하였다. 수정된 Bouwer and Rice법은 연직차수벽의 투수계수를 산정할 때 필터케이크를 포함한 연직차수벽의 기하학적 조건을 효율적으로 반영할 수 있도록 한다. 또한, 수정 Bouwer and Rice법의 적용성을 검증하기 위한 사례 연구가 본 논문에서 수행되었다.

Keywords : Bouwer and Rice method, Filter cake, Flow net method, Slug test, Vertical cutoff wall

1 고려대학교 건축사회환경시스템공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental, & Architectural Engrg., Korea Univ.)
2 고려대학교 건축사회환경시스템공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental, & Architectural Engrg., Korea Univ.)
3 고려대학교 건축사회환경시스템공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental, & Architectural Engrg., Korea Univ.)
4 정회원, 고려대학교 건축, 사회환경시스템공학부 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental, & Architectural Engrg., Korea Univ., hchoi2@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

연직 차수벽은 오염된 지반을 정화하기 위해 도입할 수 있는 다양한 생화학적 처리방법의 효율성을 증대시키기 위한 수동적인 처리방법의 하나로, 지하수의 이동에 의한 오염물의 확산을 효율적으로 막을 수 있다. 연직차수벽 시공시, 굴착하게 되는 트렌치 형태나 규격은 굴착장비에 따라 달라지는데, 특수하게 고안된 백호우의 경우에는 폭 0.5～1.5m에 깊이 20～25m 트렌치를 굴착 할 수 있다. 일반적인 설계규정에 따르면, 연직차수벽의 투수계수는 $1\times10^{-6}cm/s$를 넘지 않아야 한다(Nguyen et al., 2008).

연직차수벽의 현장 투수계수는 단일정에서 순간변위시험(Slug test)을 통해 구할 수 있다(Teeter and Clemence, 1986; Yang et al., 1993; Britton et al., 2002; Choi and Daniel, 2006a & b; Choi, 2007). 순간변위시험 결과를 분석하여 현장 투수계수를 산정하는 해석방법에는 Type curve법과 line-fitting법이 있는데, Bouwer and Rice법(Bouwer and Rice, 1976; Bouwer, 1989)은 대표적인 line-fitting법이다(최항석 등, 2007; Choi et al., 2008). 하지만, 수평방향으로 경계가 없는 일반 자연대수층 조건과 좁고 긴 벽체 형태를 갖는 연직차수벽의 기하학적 경계조건은 Bouwer and Rice법을 적용시, 큰 차이가 있다. 연직차수벽의 경우는 우물정에서 물이 유입 또는 배출되는 부분(well intake section)이 연직차수벽과 주변지반 사이의 경계에 인접하므로 순간변위시험시 이 경계에 의한 영향이 크다. 따라서, 연직차수벽에서의 순간변위실험 데이터를 분석하기위해 기존의 Bouwer and Rice법을 그대로 적용할 수 없다. 이 같은 한계를 극복하기 위해 Teeter and Clemence(1986)는 연직차수벽의 투수계수를 추정하는데 유선망(flow net)을 도입하여 Bouwer and Rice법을 수정하는 법을 제안하였다. Britton et al.(2002)은 연직차수벽의 순간변위 시험시 적용할 수 있는 형상계수를 제안하였고, 최근 Choi and Daniel(2006a)은 연직 차수벽의 경계조건을 고려하여 투수계수를 추정하는데 Type curve법을 위한 일련의 Type curve 도표와 수정된 line-fitting법을 제안하였다. 또한, Choi(2007)은 연직차수벽에서 순간변위시험을 모사하는데 효과적인 수치모형을 제안하였다.

연직차수벽의 또 다른 중요한 고려 사항은 연직차수벽과 주변지반 사이에 존재하는 필터케이크이다. 필터케이크는 상대적으로 불투수막에 가까운 낮은 투수성을 가지고 있어 연직차수벽의 순간변위시험을 해석할 때 이를 반드시 고려해야 한다. Choi and Daniel(2006b)은 연직차수벽과 흙 사이에 있는 필터케이크를 흐름이 없는 경계조건(no flux boundary condition)으로 취급할 수 있음을 제안 하였다.

본 연구에서는 연직차수벽에 존재하는 필터케이크를 고려하기 위한 수정 Bouwer and Rice법의 적용을 제안하였다. 그리고 필터케이크의 특징을 고려하여 필터케이크를 흐름이 없는 경계조건으로 수치해석 프로그램인 Slug_3D(Choi and Daniel, 2006a &b; Choi, 2007)의 경계조건을 수정하여 해석을 수행하였다. 연직차수벽과 주변지반 사이에서 필터케이크를 고려한 조건과 고려하지 않은 조건을 각자 유선망 형태로 나타낼 수 있다. 이러한 유선망을 사용한 Teeter and Clemence(1986)의 접근방법으로 연직차수벽의 순간변위시험에 대한 Bouwer and Rice법의 오차를 수정하는데 적용할 수 있다. 또한, EMCON(1995)의 사례를 통해 본 논문에서 제안한 방법의 적용성을 검증하였다.

2. 필터 케이크의 특성 및 영향

필터케이크는 연직차수벽 시공 중 연직차수벽과 지반 사이의 경계면에서 형성된다. 연직차수벽을 시공할 때 트렌치의 안정성을 확보하기 위해 주로 무게비 6%의 벤토나이트-물 슬러리를 굴착된 프렌치에 채워 넣는다. 필터케이크는 수두차이에 의해서 슬러리입자가 흙 사이로 침투하고 필터링되어 굴착면에 생성되며, 일반적으로 연직차수벽 시공이 완료된 이후에도 제거되지 않고 완성된 연직차수벽과 지반 사이의 경계면에 존재한다. 필터케이크의 형성은 주변지반의 토체의 입도와 슬러리에 섞여있는 미세입자 크기에 영향을 받는다(Filz et al., 1997; Henry et al., 1998). Henry et al.(1998)은 실내시험을 통해 필터 케이크의 투수계수가 $3\times10^{-9}cm/s$에서 $2\times10^{-8}cm/s$범위를 갖음을 보였는데, 이 범위는 연직 차수벽의 설계 투수계수인 $1\times10^{-6}cm/s$보다 매우 작은 값임을 알 수 있다.

필터케이크는 투수계수가 매우 작아서 연직차수벽의 전체적인 통수능에 영향을 끼친다. 필터케이크의 유무에 따라 연직차수벽의 수리학적 경계조건이 달라진다. 따라서 연직차수벽의 투수계수는 필터케이크와 뒤채움재의 복합적인 영향을 받는다. 투수계수가 작은 필터케이크 층의 존재는 연직차수벽 내에서 전체적인 흐름의

경계조건을 바꾸기 때문에 순간변위시험을 통한 연직차수벽의 투수계수 추정에 어려움을 야기한다(Nguyen et al., 2008; Choi and Daniel, 2006b). D'Appolonia(1980)은 경험적으로 필터케이크의 두께는 일반적으로 3mm 이하라고 밝혔다. Britton(2001)은 필터케이크의 중요도를 고려하여 두께의 대푯값으로 5mm를 선택했다.

Choi and Daniel(2006b)은 순간변위시험을 통해 연직차수벽의 투수계수를 예측할 때, 필터케이크의 효과를 고려하는 방안을 제시한바가 있다. 유한차분 수치해석 프로그램인 Slug-3D(Choi, 2007)을 이용하여 6mm 두께의 필터케이크를 모사하는 수치해석을 통해 필터케이크를 연직차수벽에서 수평흐름이 제한된 경계조건(no flux boundary condition)을 적용함이 타당하다고 밝혔다. 따라서 본 논문에서는 연직차수벽의 필터케이크를 고려하는데 Choi and Daniel(2006b)의 연구 결과를 적용하였다.

그림 1은 필터케이크를 고려한 연직차수벽에서 순간변위시험 모식도를 나타낸다. 연직차수벽의 두께와 깊이는 각각 W와 L로 표기하였다. L_t는 지하수면부터 우물 유입부까지 거리를 나타내고, L_w는 필터팩(filter pack)의 길이를 나타낸다. Butler(1996)는 필터팩은 일반적으로 대상 지반에 비해 투수성이 매우 크므로 우물 스크린의 필터팩을 통해 물이 흐를 때 저항이 거의 없어 순간변위시험에 영향을 주지 않는다고 밝혔다. 필터팩의 외경과 우물 케이싱의 내경은 r_w와 r_c로 나타낸다. 우물케이싱에서 초기수두강하(Rising-head시험)는 H_0으로 표기하고, 우물케이싱에서 임의의 시간에서의 수두는 $H(t)$로 표기하였다. $H(t)$는 점차 감소하여 순간변위시험 종료 시에는 0에 수렴한다. 순간변위시험에서 시간에 따라 수두의 회복되는 것을 나타내기 위하여, 초기수두강화로 정규화한 $H(t)/H_0$를 해석에 고려하였다.

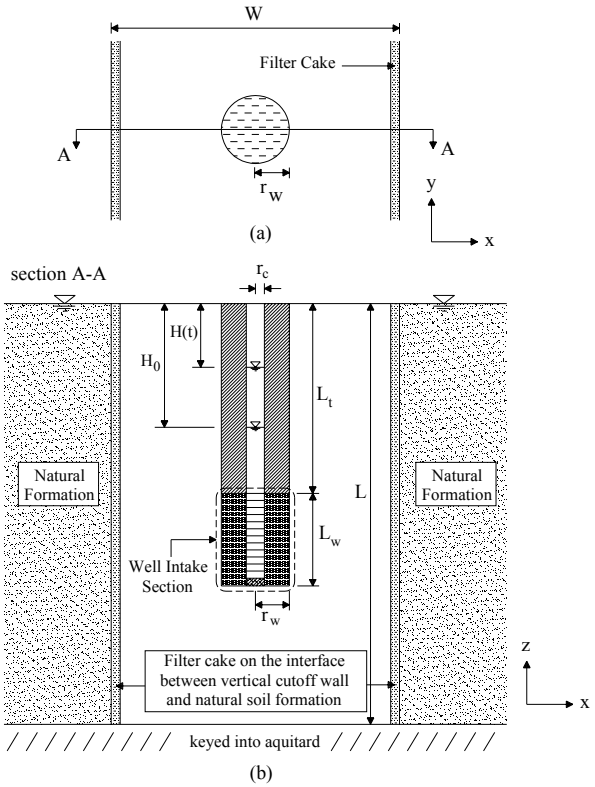


그림 1. 필터케이크가 존재하는 연직차수벽의 순간변위시험 모식도

3. 필터케이크를 고려한 연직차수벽의 투수계수 산정 방법

3.1 연직차수벽에서 Bouwer and Rice법 적용

기존 Bouwer and Rice법을 필터케이크가 존재하는 연직차수벽의 순간변위시험 해석에 적용할 수 있는지를 파악하기 위하여 Slug_3D(Choi, 2007)를 수정하여 임의의 연직차수벽의 투수계수 k_{real}를 고려한 순간변위시험을 모사하였다. 필터케이크의 존재는 Choi and Daniel(2006b)가 제안한 물의 흐름이 없는 경계조건으로 바꾸어 해석을 수행하였다. 모사된 수두회복 자료로부터 Bouwer and Rice법을 사용하여 연직차수벽의 투수계수 $k_{best-fitting}$는 다음과 같이 예측할 수 있다.

$$k_{\text{best fitting}} = -\frac{r_c^2 \ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)}{2L_w}\frac{1}{t}\ln\left(\frac{H(t)}{H_0}\right) \tag{1}$$

여기서 유효 반경을 R_e로 나타내며, 이 값은 평면상에서 수두변화의 경계범위를 의미한다. Bouwer and Rice(1976)는 R_e값을 아래와 같은 $\ln(R_e/r_w)$항으로 예측하였다.

$$\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right) = \left\{\frac{1.1}{\ln\left[\frac{L_w}{r_w}\left(\frac{\frac{L}{L_w}+s}{s+1}\right)\right]} + \frac{A+B\ln\left[\frac{L_w}{r_w}\left(\frac{s}{s+1}\right)\left(\frac{L}{L_w}-1\right)\right]}{\frac{L_w}{r_w}}\right\}^{-1} \tag{2}$$

$$s = \frac{L - (L_t + L_w)}{L_t} \tag{3}$$

여기서 변수 A, B는 우물 형상비(L_w/r_w)에 관련된 함수이며 Bouwer and Rice(1976)에 의해 제시되었다. 본 연구에서는 Hvorslev(1951)가 제안한 basic time lag formulation인 $H(t)/H_0$가 1과 0.37 이 되는 점에서 직선을 연결하여 순간변위시험 결과를 분석하였다. 그러므로 $k_{best-fitting}/k_{real}$비는 Bouwer and Rice법을 적용할시 발생되는 오차 정도를 나타낸다. 그림 2는 Bouwer and Rice법을 적용하여 얻은 결과를 비교하여 나타내고 있다. $k_{best-fitting}/k_{real}$비는 Hyder(1994)가 제안한 무차원 압축지수 α_p(=$S_s L_w r_w^2/r_c^2$, 여기서 S_s는 비저류계수(specific storage)를 의미한다)의 함수로 나타내었다. 본 연구에서는 α_p의 범위를 0.001에서 0.1까지 적용하였다. 그림2에서 W/r_w가 6, 10, 15인 경우에 대하여 Bouwer and Rice법 적용결과를 비교하면, α_p가 0.03보다 작은 값을 가질 때(연직차수벽의 압축성이 비교적 작은 경우) 투수계수는 과소평가 된다($k_{best-fitting}/k_{real}$은 1보다 작다). 연직차수벽의 두께가 줄어들수록 과소평가 정도가 커진다. 반면에, α_p가 0.03보다 클 때(연직차수벽의 압축성이 비교적 큰 경우) 투수계수는 과대평가되는 경향이 있다.

기존 Bouwer and Rice법을 적용하여 예측한 투수계수가 연직차수벽의 압축성이 비교적 작은 경우($\alpha_p < 0.03$)에 과소평가에 영향을 주는 주요 요소는 연직차수벽의 두께임을 알 수 있다. 연직차수벽에서 순간변위시험을 시행할 때, 수두회복에 대한 경계조건의 효과는 양수정의 경계조건의 효과와 유사하다. 양수문제의 가상-우물이론(Ferris, 1959)을 필터케이크가 존재하는 연직차수벽의 경계조건을 흐름이 없는 경계조건과 비교할 수 있다. 이 조건은 수평방향 경계가 없는 대수층의 경우와 비교해서 수두의 회복이 느려지게 된다. 순간변위시험에서는 수두회복이 늦어질수록 투수계수는 작게 평가된다.

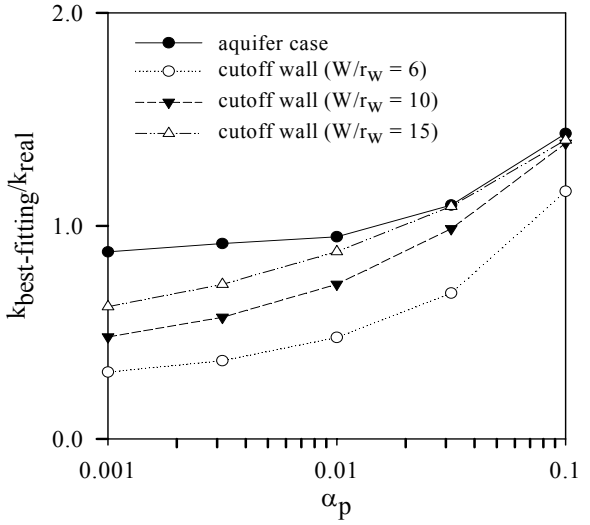


그림 2. Bouwer and Rice법으로 해석한 필터케이크를 고려할 때 연직차수벽의 순간변위시험 결과($L_w/r_w = 10$, $L/L_w = 11$)

3.2 유선망을 이용하여 필터케이크 존재를 고려한 수정 Bouwer and Rice법

그림 1에서 보듯이 대부분의 순간변위시험의 우물 형상비(L_w/r_w)는 10보다 크므로(EMCON, 1995; Butler, 1998), 우물의 유입/유출부(필터팩)에서 수평방향의 흐름이 지배적이므로, Bouwer and Rice법의 적용시, 지하수의 흐름은 수평방향만 존재한다고 가정한다. 따라서, 주어진 임의의 깊이에서의 유선망의 형태는 수직방향으로 동일하다고 가정하므로 우물 주변으로 방사형으로 퍼져나가는 2차원의 유선망을 해석에 적용할 수 있다. Teeter and Clemence(1986)는 연직차수벽의 경계조건 효과로 인해 나타난 Bouwer and Rice법의 오류를 수정하는데 유선망법(flow net method)의 사용을 제안하였다. 수정 계수(f^*)는 순간변위시험의 기하학적 형상을 유선망으로 작도하여 추정할 수 있다. 하지만, Teeter and Clemence(1986)가 제안한 방법은 연직차수벽에 필터케이크가 형성되지 않고 모든 수두 손실은 연직차수벽 내에서 일어난다고 가정하여 연직차수벽의 경계를 일정 수두조건으로 설정하였다. 이들 방법에서는 Bouwer and Rice법으로 얻은 투수계수는 유선망 작도에 의해 구해진 수정 계수(f^*)를 사용하여 하향 조정한다.

필터케이크가 존재하지 않는 경우, 동일한 우물정과 연직차수벽의 기하학적 조건에서 $R_e > W/2$경우가 우물의 유입부에서 등수두 경계조건까지 거리가 $R_e < W/2$ 경우보다 가깝기 때문에 순간변위시험시, 우물을 통해 유입/유출되는 유량이 크다. Bouwer and Rice법을 사용하여 투수계수를 구할 때, $R_e > W/2$인 경우는 유선망을 통해 투수계수 산정시 수정이 필요하다(Choi and Daniel, 2006b). 대수층 단위 깊이 당 유량은 다음 유선망의 구성요소로 나타낼 수 있다.

$$\frac{Q}{L} = kH\frac{N_f}{N_d} \tag{4}$$

Q/L는 대수층 또는 연직차수벽의 단위 깊이 당 유량이고, k는 대수층 또는 연직차수벽의 투수계수, H는 총 수두 손실, N_f는 유로 채널수(number of flow channel), N_d는 수두손실 칸수(number of potential drop)이다.

연직차수벽과 대수층에서 얻어진 순간변위시험 결과를 분석하여 수정 Bouwer and Rice법의 적용방법을 다음과 같이 설명한다. 각 경우는 동일한 투수계수 k와 총 수두 손실 H를 갖는다고 가정한다. 만약 연직차수벽의 유선망의 N_f/N_d값이 대수층의 유선망의 N_f/N_d값 보다 크다면 연직차수벽의 단위깊이 당 유량이 더 크게 산정된다(식 (4)). 따라서 $R_e > W/2$ 경우 연직차수벽 투수계수가 경계조건에 의한 유입 또는 유출 유량증가로 인해 실제 투수계수 보다 크게 평가된다. 이러한 오차를 수정하기 위하여 Teeter and Clemence(1986)는 $R_e > W/2$와 같을 경우 수정 계수(f^*)를 다음과 같이 제시하였다.

$$f^* = \frac{(\frac{N_f}{N_d})_{R_e < \frac{W}{2}}}{(\frac{N_f}{N_d})_{R_e > \frac{W}{2}}} \tag{5}$$

따라서 수정된 투수계수($k_{corrected}$)는 다음과 같다.

$$k_{corrected} = k_{B-R\,method} \times f^* \tag{6}$$

Choi and Daniel(2006b)은 연직차수벽의 압축성이 비교적 작고($\alpha_p < 0.03$일 때) 필터케이크가 존재하지 않는 경우, 유선망법과 Bouwer and Rice법을 결합하여 오류를 효율적으로 수정할 수 있다고 보고하였다. Teeter and Clemence(1986)과 Choi and Daniel(2006b)의 연구에서는 순간변위시험에서 Bouwer and Rice법의 수정계수(f^*)를 예측할 때 필터케이크의 존재를 무시하고 해석을 수행하였다. 본 연구에서 Bouwer and Rice법의 수정계수를 필터케이크가 존재할 경우까지 확대 적용하였다. 연직차수벽과 주변지반 사이의 경계는 필터케이크의 매우 낮은 투수계수를 고려하여 수평방향으로 흐름이 없는 경계조건으로 설정하여 유선망을 작도하였다.

그림 3은 필터케이크를 고려한 연직차수벽의 두께가 다른 4가지 경우 유선망을 보여준다. 필터케이크가 존재 할 때, 수정계수(f^*)의 값을 구하면 W/r_w가 6, 10일 때 각각 약 2.1, 1.5로 예측된다. R_e값이 $W/2$보다 작을 경우, 수정 계수(f^*)는 1이다. $R_e > W/2$경우는, 투수계수와 총 수두 손실이 같으면 연직차수벽으로 유입/유출되는 유량은 대수층의 경우와 비교하여 더 작다. 따라서, 필터케이크 존재를 고려하면 투수계수의 예측값이 실제 투수계수보다 작아지므로 반드시 수정계수(f^*)로 보정하여야 한다. Bouwer and Rice법과 유선망법을 결합하여 보완한 해석결과를 그림 4에 제시하였다. 필터케이크가 존재하고 뒤채움재의 압축성이 비교적 작을 때 ($\alpha_p < 0.03$) 기존 Bouwer and Rice법을 적용하면 연직차수벽의 투수계수는 과소평가 된다. 이와 같은 α_p의 조건에서 연직차수벽의 두께가 작을 때(W/r_w가 작을 경우) 수정 Bouwer and Rice법을 사용하면 부분적으로 투수계수 예측을 개선할 수 있다. 비록 α_p가 0.01에서 0.03 ($k_{best-fitting}/k_{real}$은 1.5보다 클 수 있다)의 범위에서 수정 Bouwer and Rice법을 사용하면 투수계수가 약간은 과대평가 될 수 도 있지만, 이는 다소 보수적인 설계를 유도함으로 적용 가능성이 있다. 그러나, 뒤채움재의 압축성이 비교적 클 때($\alpha_p > 0.03$), 그림 4에서 보듯이, 수정 Bouwer and Rice법은 투수계수를 과대 평가하게 된다. 이러한 결과가 도출되는 이유는, 원칙적으로 Bouwer and Rice법은 대상지반의 압축성을 고려할 수 없기 때문에 α_p의 범위에 따라 투수계수가 과대평가될 수 있기 때문

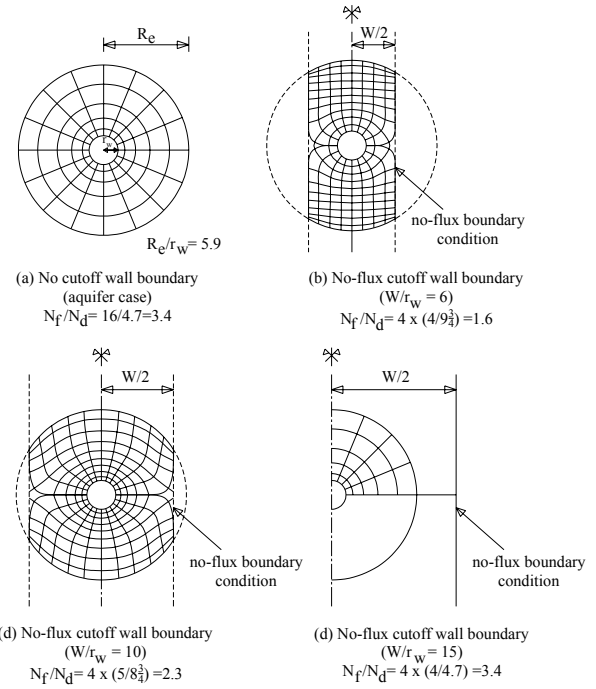
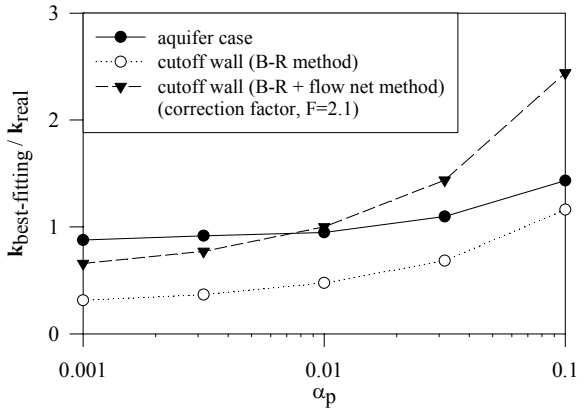
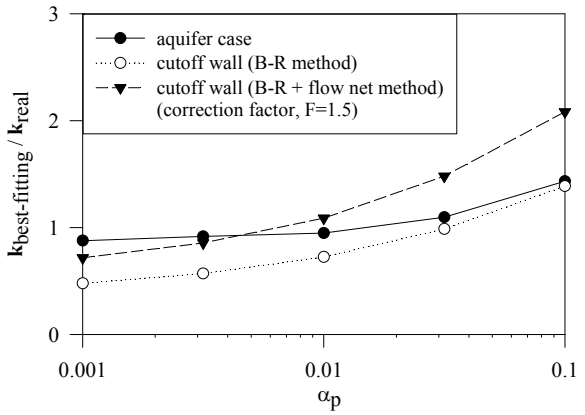


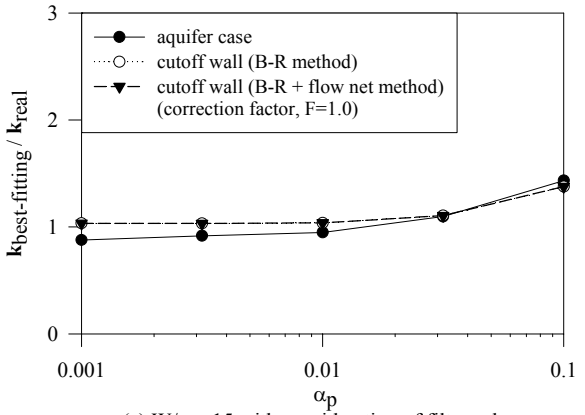
그림 3. 필터케이크를 고려한 연직차수벽과 대수층의 유선망 형태



(a) W/r_W=6 with consideration of filter cake



(b) W/r_W=10 with consideration of filter cake



(c) W/r_W=15 with consideration of filter cake

그림 4. 연직차수벽의 순간변위시험에서 필터케이크 고려시 유선망법 해석결과($L_w/r_w = 10,\ L/L_w = 11$)

이다. 수정 Bouwer and Rice법을 사용할 때는 α_p의 값은 0.03보다 항상 작아야 하며, 이 값은 연직차수벽 시공시, 주로 사용하는 흙과 벤토나이트 뒤채움재의 α_p 범위이다.

전술한 유선망을 이용한 수정 Bouwer and Rice법으로 구한 연직차수벽의 투수계수는 필터케이크에 의해 순간변위시험 결과해석의 오류를 배제하여 얻어진 순수 연직차수벽 뒤채움재의 현장투수계수이다. 이를 이용하여 연직차수벽 뒤채움재와 필터케이크가 포함된 벽체의 복합투수계수는 각각의 두께를 가중평균한 값으로 다음과 같이 표현할 수 있다(D'Appolonia, 1980; Britton et al., 2005).

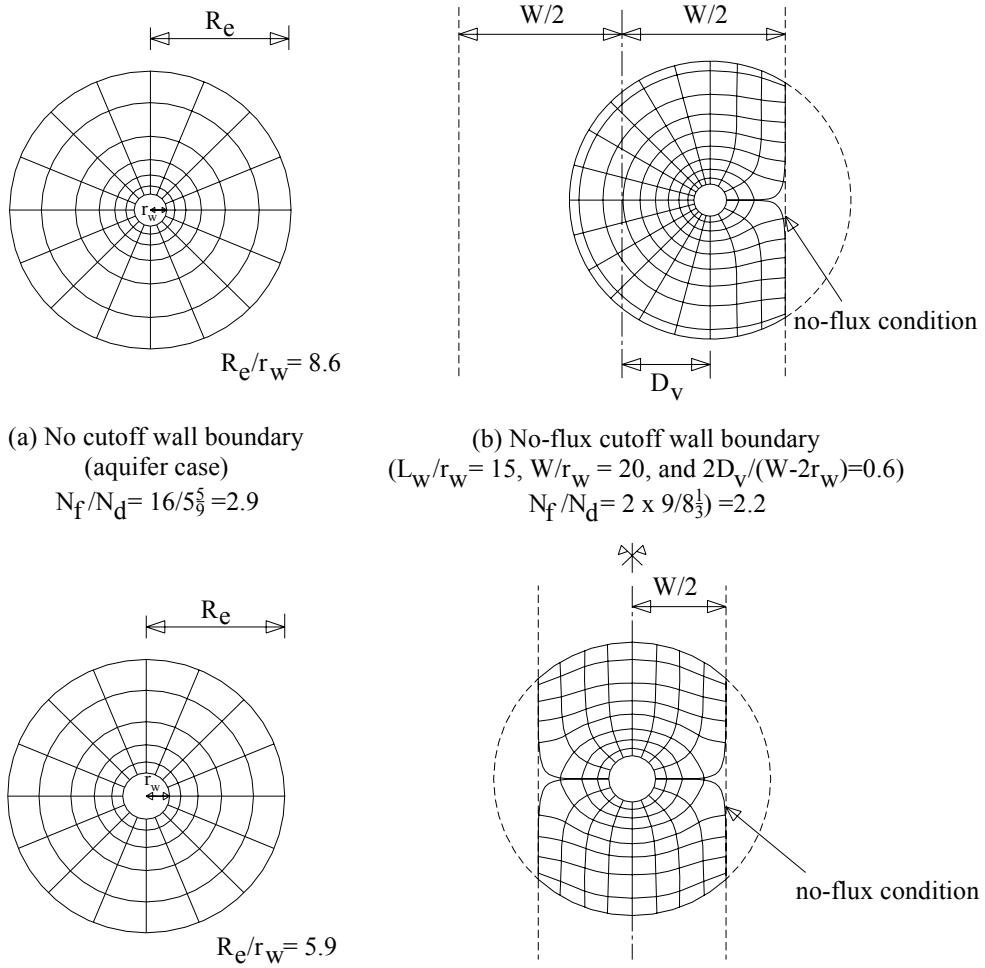
$$k_{\mathrm{eq}} = \frac{B}{\dfrac{B}{k_{\mathrm{b}}} + \dfrac{2L_{\mathrm{fc}}}{k_{\mathrm{fc}}}} \tag{7}$$

k_{eq}는 연직차수벽 뒤채움재와 필터케이크가 포함된 복합투수계수, W는 연직차수벽의 두께, k_b은 연직차수벽 뒤채움재의 투수계수, L_{fc}필터케이크의 두께, k_{fc}는 필터케이크의 투수계수이다. 연직차수벽의 두께에 비해 필터케이크의 두께는 아주 작으므로, $B \approx B+2L_{fc}$라고 가정할 수 있다. 정리하면, 필터케이크의 존재를 고려할 때 기존 Bouwer and Rice법을 사용해서 구한 뒤채움재의 투수계수는 실제 값과 차이가 있기 때문에 유선망을 이용하여 수정 Bouwer and Rice법을 적용하여 연직차수벽의 투구계수를 예측하여야 한다. 본 논문에서는 연직차수벽의 복합투수계수를 구하는 경우 아래와 같은 절차를 제안한다.

1. API 필터 시험(API RP13B, 1990)과 수정된 순간변위시험(Chung and Daniel, 2008)같은 실내시험으로 필터케이크의 투수계수 k_{fc}를 구한다. 필터케이크의 투수계수 범위는 각각 3×10^{-11}m/s에서 2×10^{-10}m/s (Henry et al., 1998), 7×10^{-12}m/s에서 4×10^{-10}m/s (Chung and Daniel, 2008), 2×10^{-11}m/s에서 2.6×10^{-10} m/s(Nguyen et al., 2008) 값을 가짐을 시험을 통해 예측되었다. 필터케이크의 두께 L_{fc}는 현장이나 실내실험을 통해서 구한다.
2. 연직차수벽 뒤채움재의 투수계수 k_b는 순간변위시험을 앞서 제안한 수정 Bouwer and Rice법으로 해석한다. 환산 투수계수는 방정식 (7)을 사용하여 계산한다.

4. 적용 사례분석

필터케이크의 존재를 고려할 때, 본 논문에서 제안된 연직차수벽의 투수계수를 구하는 수정 Bouwer and Rice법을 EMCON(1995)의 실제 사례에 적용시켜 분석하였다. 이 사례는 필터케이크의 고려 없이 Choi and Daniel(2006a)이 해석한 1990년 초에 건설된 캘리포니아 리치몬드의 West Contra Costa Sanitary 매립지의 연직차수벽 순간변위시험 자료를 재해석한 사례이다. 적



(a) No cutoff wall boundary (aquifer case) $N_f/N_d = 16/5\frac{5}{9} = 2.9$

(b) No-flux cutoff wall boundary ($L_w/r_w = 15$, $W/r_w = 20$, and $2D_v/(W-2r_w)=0.6$) $N_f/N_d = 2 \times 9/8\frac{1}{3}) = 2.2$

(c) No cutoff wall boundary (aquifer case) $N_f/N_d = 16/4.7 = 3.4$

(d) No-flux cutoff wall boundary ($L_w/r_w = 11$ and $W/r_w = 8$) $N_f/N_d = 4 \times (4/7\frac{3}{4}) = 2.1$

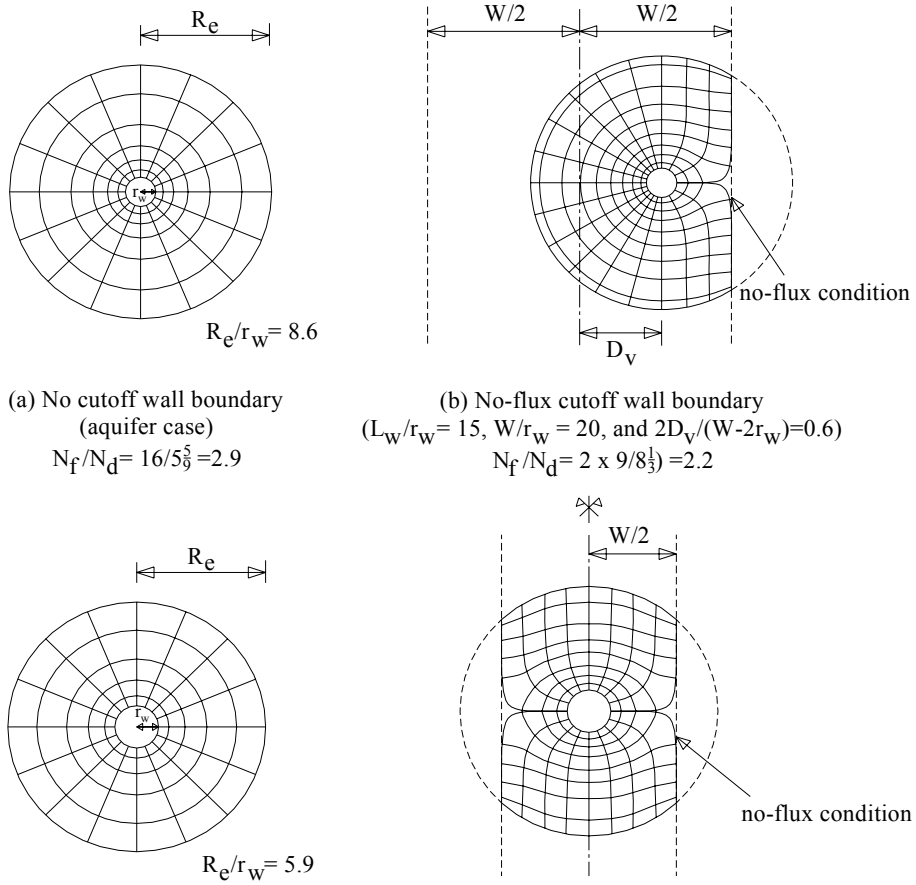
그림 5. 필터케이크를 고려한 M-17/21 연직차수벽과 대수층의 유선망 형태

용사례에 대한 추가적인 정보는 EMCON(1995)나 Choi and Daniel(2006a)에서 찾을 수 있다.

본 논문에서는 매립지역에 건설된 EMCON(1995) 연직차수벽에 필터케이크가 존재한다고 가정하고 기존 해석결과에 대한 재해석을 실시하였다. 마찬가지로 연직차수벽과 주변지반의 경계면은 필터케이크를 고려하여 흐름이 없는 조건을 경계조건으로 적용하였다. 연직차수벽 M-17/21과 M-11/15의 유선망을 그림 5와 그림 6에 각각 나타내었다. 여기서, 연직차수벽의 중심으로부터 이격된 우물 중심의 거리를 D_v로 나타낸다. 유한차분 해석프로그램인 Slug_3D를 수행할 때, 우물중심의 연직차수벽의 중심으로부터 이격정도를 무차원의 값인 $sD_v/(W-2r_w)$로 나타낸다. M-11/15와 M-17/21의 경우에 수정계수(f^*)를 유선망을 통해 구해보면 각각 1.6, 1.3으로 계산된다. 표 1은 실내시험(EMCON 1995)에서 구한 투수계수, 필터케이크를 고려하지 않고(Choi and Daniel 2006a) 구한 투수계수, 그리고 본 논문에서 제시한 수정 Bouwer and Rice법으로 구한 투수계수를 비교하여 보여준다. 연직차수벽의 순간변위시험 분석에 있어서, 각 해석방법에서 구한 투수계수 차이를 감안할 때, 필터케이크의 효과를 고려하는 것이 바람직하다. 필터케이크의 존재를 고려하지 않으면, 순간변위시험 동안 우물로 유입/유출 유량을 억제하는 필터케이크로 인해 투수계수는 실제보다 작게 예측된다.

5. 결 론

본 연구에서는 Teeter and Clemence(1986)가 제안한



(a) No cutoff wall boundary (aquifer case) N_f/N_d= 16/5$\frac{5}{9}$ =2.9

(b) No-flux cutoff wall boundary (L_w/r_w= 15, W/r_w = 20, and $2D_v/(W-2r_w)$=0.6) N_f/N_d= 2 x 9/8$\frac{1}{3}$) =2.2

(c) No cutoff wall boundary (aquifer case) N_f/N_d= 16/4.7=3.4

(d) No-flux cutoff wall boundary (L_w/r_w = 11 and W/r_w = 8) N_f/N_d= 4 x (4/7$\frac{3}{4}$) =2.1

그림 6. 필터케이크를 고려한 M-11/15 연직차수벽과 대수층의 유선망 형태

표 1. 연직차수벽의 사례별 해석 결과

Case	실내시험결과 (EMCON 1995)		필터케이크 고려하지 않음			필터케이크 고려 (본 논문 해석결과)	
	교란시료	비교란시료	Choi and Daniel (2006a)		EMCON 해석결과	유선망으로부터 구한 수정계수	수정 Bouwer & Rice법
			Type curve법	기존 Bouwer & Rice법			
	k (cm/s)	k (cm/s)	k (cm/s)	k (cm/s)	k (cm/s)	f^*	kB-R method × f^* (cm/s)
94-15 (M-17/21)	1.0×10^{-8} ~ 2.0×10^{-6}	8.0×10^{-8} ~ 1.0×10^{-6}	3.0×10^{-6}	3.1×10^{-6}	4.0×10^{-6}	1.3	5.2×10^{-6}
93-1 (M-11/15)	1.0×10^{-8} ~ 2.0×10^{-6}	6.0×10^{-7} ~ 4.0×10^{-6}	2.5×10^{-6}	2.6×10^{-6}	3.0×10^{-6}	1.6	4.8×10^{-6}

유선망 작도를 통해 기존의 Bouwer and Rice법을 수정하는 방법을 필터케이크가 존재하는 연직차수벽에 확대 적용시켜, 순간변위시험을 통하여 연직차수벽 뒤채움재의 정확한 현장 투수계수를 예측하는 방법을 제시하였다. 연구에서 얻은 결론 및 토의사항을 요약하면, 다음과 같다.

(1) 필터케이크가 존재하고 뒤채움재의 압축성이 비교적 작을 때($\alpha_p < 0.03$) 기존 Bouwer and Rice법을 적용하면 연직차수벽의 투수계수는 과소평가 된다. 이와 같은 α_p의 조건에서 연직차수벽의 두께가 작을 때(W/r_w가 작을 경우) 수정 Bouwer and Rice법을 사용하면 부분적으로 투수계수 예측을 개선할

수 있다. 중간정도 압축성을 보이는 경우, 즉 α_p가 0.01에서 0.03의 범위에서는, 수정 Bouwer and Rice 법을 사용하면 투수계수가 약간은 과대평가 될 수도 있지만, 이는 다소 보수적인 설계를 유도함으로 적용 가능성이 있다. 수정 Bouwer and Rice법을 사용할 때는 α_p의 값은 0.03보다 항상 작아야 한다.

(2) 본 논문에서는 연직차수벽 뒤채움재와 필터케이크가 포함된 벽체의 복합투수계수를 구하는 절차를 제시하고 각 요소들을 측정하는 방법과 추천값을 제공하였다.

(3) 수정 Bouwer and Rice법의 적용성과 효율성을 평가하기 위해, 매립지 연직차수벽의 두 가지 순간변위 시험 사례를 재해석하였고. 기존의 결과와 비교해 볼 때 순간변위 시험을 해석하는 경우 필터케이크의 존재를 반듯이 고려해야 함을 알 수 있다. 연직차수벽의 순간변위시험 자료를 분석할 때 필터케이크를 고려하면 연직차수벽의 투수계수가 과소평가 되는 것을 막을 수 있다.

감사의 글

본 논문을 위한 연구는 한국학술진흥재단의 지원을 받는 연구비(신진교수지원연구-기초과학분야-D00477)로 진행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Nguyen the Bao, 이철호, 최항석, 김상균 (2008), 필터케이크(filter cake)를 고려한 슬러리월 연직차수벽의 현장투수계수 평가, *한국지반공학회 논문집*, 제24권 11호, pp.121-131.
2. 최항석, 이철호, Nguyen the Bao (2007), 압축성이 큰 지반에서 순간변위(충격)시험 해석을 위한 선형 커브피팅법(Linear curve fitting method)의 적용, *한국지반공학회 논문집*, 제23권 11호, pp.1-9.
3. API (1990), "Standard Procedure for Field Testing Drilling Fluids", *API Specification 13B*, American Petroleum Institute.
4. Bouwer, H. (1989), "The Bouwer and Rice slug test—An update", *Ground Water*, Vol.27, No.3, pp.304-309.
5. Bouwer, H. and Rice, R. C. (1976), "A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifer with completely or partially penetrating wells", *Water Resour. Res.*, Vol.12, No.3, pp.423-428.
6. Britton, J. P. (2001), "Soil-bentonite cutoff walls: hydraulic conductivity and contaminant transport", Ph.D. thesis, *Virginia Polytechnic Institute & State Univ.*, Blacksburg, Va.
7. Britton, J. P., Filz, G. M., and Little, J. C. (2002), "Shape factors for single-well tests in soil-bentonite cutoff walls", Proc., *4th Int. Congress on Environmental Geotechnics, de Mello and Almeida, eds.*, pp.639-644.
8. Britton, J. P., Filz, G. M., and Herring, W. E. (2005), "Slug tests in soil-bentonite cutoff walls using a push-in piezometer tip", *Waste Containment and Remediation*, GSP 142 (CD-ROM), ASCE, Reston, Va.
9. Butler, J. J. (1996), "Slug tests in situ characterization: Some practical consideration", *Envir. Geosciences*, Vol.3, No.2, pp.154-163.
10. Butler, J. J. (1998), "The design, performance, and analysis of slug tests", *Lewis, Boca Raton*, Fla.
11. Choi, H. (2007), "Numerical model for analyzing slug tests in vertical cutoff walls", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.133, No.10, pp.1249-1258.
12. Choi, H., and Daniel, D. E. (2006a), "Slug test analysis in vertical cutoff walls. I: Analysis Methods", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.132, No.4, pp.429-438.
13. Choi, H., and Daniel, D. E. (2006b), "Slug test analysis in vertical cutoff walls. II: Applications", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.132, No.4, pp.439-447.
14. Choi, H., Nguyen, T. B., and Lee, C. (2008), "Slug test analysis to evaluate permeability of compressible materials", *Ground Water*, Vol.46, No.4, pp.647-652.
15. Chung, J., and Daniel, D. E. (2008), "Modified fluid loss test as an improved measure of hydraulic conductivity for bentonite", *Geotech. Test. J.*, Vol.31, No.3, pp.1-9.
16. D'Appolonia, D. J. (1980), "Soil-bentonite slurry trench cutoffs", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.*, Vol.106, No.4, pp. 399-417.
17. EMCON. (1995), M-11/15, M-17/21, and M-26/E-29 slurry walls postconstruction performance evaluation, *West Contra Costa Sanitary Landfill, Richmond, Calif.*
18. Filz, G. M., Boyer, R. D., and Davidson, R. R. (1997), "Bentonite-water slurry rheology and cutoff wall trench stability", *Proc., In Situ Remediation of the Geoenvironment*, GSP No.71, J. C. Evans, eds., pp.139-153.
19. Ferris, J. G. (1959), *Groundwater*, John Wiley & Sons, New York.
20. Henry, L. B., Filz, G. M., and Davidson, R. R. (1998), "Formation and properties of bentonite filter cakes", *Proc., Filtration and Drainage in Geotechnical/ Geoenvironmental Engineering*, GSP No. 78, ASCE, Reston, Va., pp.69-88.
21. Hvorslev, M. J. (1951), "Time lag and soil permeability in ground-water observation", Bulletin No. 36, *Waterways Experiment Station, United States Army Corps of Engineers, Vicksburg, Miss.*
22. Hyder, Z. (1994), "Analysis of slug tests in partially penetrating wells", Ph.D. thesis, *Univ. of Kansas, Lawrence, Kan.*
23. Nguyen, T. B., Lee, C., Yang, J., and Choi, H. (2008), "Evaluation of hydraulic conductivity of bentonite filter cake using modified fluid loss test", *Proc., KGS Fall National Conference*, Kwangju, Republic of Korea.
24. Teeter, R. M., and Clemence, S. P. (1986), "In-place permeability measurement of slurry trench cutoff wall", *Proc., In Situ' 86, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, GSP No. 6, pp. 1049-1061.
25. Yang, D. S., Luscher, U., Kimoto, I., and Takeshima, S. (1993), "SMW wall for seepage control in levee reconstruction", *Proc., 3rd Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp. 487-492.

(접수일자 2009. 9. 4, 심사완료일 2009. 12. 7)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 57 ~ 67

대형삼축시험에 의한 상사입도 조립재료의 변형 및 전단강도 특성

Characteristics of Deformation and Shear Strength of Parallel Grading Coarse-grained Materials Using Large Triaxial Test Equipment

김 광 일[1] Jin, Guang-Ri　　신 동 훈[2] Snin, Dong-Hoon
임 은 상[3] Im, Eun-Sang　　김 기 영[4] Kim, Ki-Young

Abstract

Along with the advanced construction technologies, the maximum size of coarse aggregate used for dam construction ranges from several cm to 1m. Testing the original gradation samples is not only expensive but also causes many technical difficulties. Generally, indoor tests are performed on the samples with the parallel grading method after which the results are applied to the design and interpretation of the actual geotechnical structure. In order to anticipate the exact behavior characteristics for the geotechnical structure, it is necessary to understand the changes in the shear behavior. In this study, the Large Triaxial Test was performed on the parallel grading method samples that were restructured with river bed sand-gravel, with a different maximum size, which is the material that was used to construct Dam B in Korea. And the Stress - Strain characteristics of the parallel grading method samples and the characteristics of the shear strength were compared and analyzed. In the test results, the coarse-grained showed strain softening and expansion behavior of the volume, which became more obvious as the maximum size increased. The internal angle of friction and the shear strength appeared to increase as the maximum size of the parallel grading method sample increased.

요 지

최근 시공기술이 발전함에 따라 댐 축조재료로 사용되는 조립재료의 최대입경은 수cm에서 1m이상에 달하고 있다. 실제 현장 원입도 시료에 대한 시험을 실시하는 것은 비용적으로 고가일 뿐만 아니라 기술적으로도 많은 문제가 존재하므로 일반적으로 상사입도 시료에 대하여 실내시험을 실시하고 그 결과를 실제 지반구조물의 설계 및 해석에 적용한다. 지반구조물에 대한 보다 정확한 거동특성을 예측하기 위해서는 입자크기에 따른 전단거동 특성의 변화를 파악하는 것이 필수적이라고 할 수 있다. 이에 본 연구에서는 국내 B댐 현장 댐 축조시료인 하상 사력재에 대하여 최대입경을 서로 달리하여 재구성한 상사입도시료를 대상으로 같은 상대밀도로 공시체를 제작하여 대형삼축시험을 실시하였으며, 최대입경의 변화에 따른 상사입도시료의 응력-변형특성, 전단강도특성을 비교·분석하였다. 시험결과 조립재료는 전단과정에서 응력연화 및 체적팽창 거동을 나타내고, 상사입도 시료의 최대입경이 증가할수록 그 현상이 더욱 뚜렷한 것으로 나타났다. 내부마찰각, 전단강도는 상사입도 시료의 최대입경이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다.

Keywords : Deformation, Fill dam, Large triaxial test, Parallel grading, Relative density, Sand-grave, Shear strength

1 한국수자원공사 K-water 연구원 (Researcher, K-water Institute, Kwater)
2 한국수자원공사 K-water 책임연구원 (Principal Researcher, K-water Institute, Kwater)
3 한국수자원공사 K-water 선임연구원 (Senior Researcher, K-water Institute, Kwater, esim89@kwater.or.kr, 교신저자)
4 한국수자원공사 K-water 선임연구원 (Senior Researcher, K-water Institute, Kwater)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

일반적으로 조립재료(coarse materials)라 함은 입경이 0.075mm 내지는 300mm 이상인 모래, 자갈, 암석을 포함한 토질 및 암석 질 재료를 총칭한 것으로 주로 조립자로 구성된 점성이 없는 혼합시료, 혹은 점성시료 중 대량의 조립자를 함유하고 있는 혼합토를 조립재료라 한다. 조립재는 시공 중 양호한 다짐특성, 투수특성, 큰 축조밀도, 높은 전단강도, 적은 침하변형, 높은 내하력, 내진특성뿐만 아니라 댐 건설 현장부근에서의 재료원 확보가 용이한 특성으로 인하여 최근 필댐의 건설, 고속철도 노반공사, 건축구조물의 기초지반, 항만 방파제, 인공섬의 축조 등 시공에 광범위하게 적용되고 있다(신동훈, 2001; QIN 등, 2004).

최근 시공기술의 발전함에 따라 댐 축조재료로 사용되는 조립재료의 최대입경은 수cm에서 1m이상에 달하고 있다. 하지만 현재 실제 현장시료 입도에 대한 시험을 실시하는 것은 비용적으로 고가일 뿐만 아니라 기술적으로도 많은 문제가 존재한다. 이와 같은 문제를 해결하기 위하여 현재까지는 주로 상사입도로 축소된 원입도의 상사입도시료에 대한 실내시험을 통하여 산정된 시험결과로부터 시험재료에 대하여 전단특성을 파악하고 실제 지반구조물의 설계 및 해석에 적용하고 있다. 지반구조물에 대한 보다 정확한 거동특성을 예측하기 위해서는 입자크기에 따른 전단거동 특성의 변화를 파악하는 것이 필수적이라고 할 수 있다(서민우 등, 2007). 조립재료의 입자 크기가 전단강도에 미치는 영향에 대해서는 그동안 많은 연구가 이루어져 왔으나(Leslie, 1963; Marachi 등, 1972; Charles, 1973; Valstad & Storm, 1976) 연구자들 간 일관된 결과를 나타내고 있지 않은 실정이다. 특히, 댐 축조재료와 같은 조립재료는 본질적으로는 모래와 유사한 역학적 성질을 갖고 있으나 모래와 달리 입자의 크기가 크고 밀도, 입자간의 마찰, 다이러턴시, 재배열 및 구속압 등 다른 여러 요인들에 영향을 받을 수 있는 것으로 알려져 있다(신동훈, 1999).

기존의 연구에서는 대부분 각 재료의 전단강도를 비교하는 지표로서 건조밀도 혹은 간극비를 이용하여왔지만 서로 다른 종류의 조립재료의 전단강성을 비교하는 경우 상대밀도를 이용하여 재료의 종류 구분 없이 전단강도특성을 평가한 경우도 있다(大野 등, 2001, 2002; 日本地盤工学会, 2001). 상대밀도는 액상화강도 평가를 시작으로 모래의 역학적특성을 비교적 잘 나타낼 수 있다는 것이 확인되었으며, rook재료에서도 상대밀도를 적용하여 역학적 특성을 파악하고 그 유용성을 확인바 있다(赤司六哉 등, 1981). 하지만 실제 현장입도에 대하여 최소밀도 최대밀도의 측정이 어려우므로 상대밀도를 실무적인 측면에서 적용한 사례는 극히 적어 이에 대한 계속적인 연구가 필요한 상황이다.

이에 본 연구에서는 국내 B댐 현장 댐 축조시료에 대하여 최대입경을 달리한 3가지 상사입도시료를 대상으로 같은 상대밀도의 공시체를 제작하고 대형삼축시험을 실시하였으며, 같은 상대밀도의 조건하에서 최대입경의 차이가 조립재료의 전단강도, 변형특성에 미치는 영향을 규명하는데 있어 기초적 자료를 제시하고자 한다.

2. 시험시료 및 시험 장비

2.1 시험시료

일반적으로 조립재료의 최대 입경과 공시체의 크기의 제한으로 인하여 실내 대형삼축시험에 시료의 입도를 조정하여 사용한다. 일반적으로 대형전단시험에서는 시료의 최대입경의 결정에 대한 명시적인 시험기준이 없어 관용적인 방법이 쓰이고 있다. 대형삼축시험의 경우에는 시료의 최대입경과 공시체의 비는 주로 1/4～1/8을 사용하고 있으며 가장 많이 사용되고 있는 비는 약 1/6이다(日本土质工學, 1986). 일반적으로 시험입도 조정 방법으로는 평행입자분포법(parallel grading method), 절단치환법(scalping and replacement method), 입자모형법(matrix modeling method) 등이 있다.

본 연구에서는 평행입자분포법(상사입도)을 적용하여 시험입도를 조정하였다. 시험에 사용된 조립재료는 B댐 축조재료 중 주를 이루는 Zone-3B 축조재료로서 댐 건설 현장 부근에서 채취된 하상골재이다. 현장 원입도 시료는 최대 직경이 500mm이며 통일분류법으로 분류하면 GW로 분류된다. 표 1과 같이 시험에 사용된 조립재료의 비중은 2.60～2.70, 흡수율은 0.65%, 마모율은 32.1%로 나타났다.

시험시료의 입도는 대형삼축압축 공시체의 직경이 300mm임을 고려하여 시험시료의 최대입경을 각각 50mm, 20mm, 10mm(이하 D_{max50}, D_{max20}, D_{max10}이라 함)로 조정하여 사용하였다. 그림 1은 현장시료 및 시험시료의 입도분포곡선을 나타낸 것이다. 각각의 시료에 대하여 통일 분류법으로 분류하면 현장시료와 D_{max50} 시료

표 1. 조립재료의 기본 물성

구 분	비 중	흡수율(%)	마모율(%)	Cu	Cc	U.S.C.S
원 입도	2.60 ~ 2.70	0.65	32.1	27.97	1.05	GW
상사입도-D_{max50}				24.00	1.07	GW
상사입도-D_{max20}				24.26	1.13	SW-SM
상사입도-D_{max10}				24.23	1.03	SW-SM

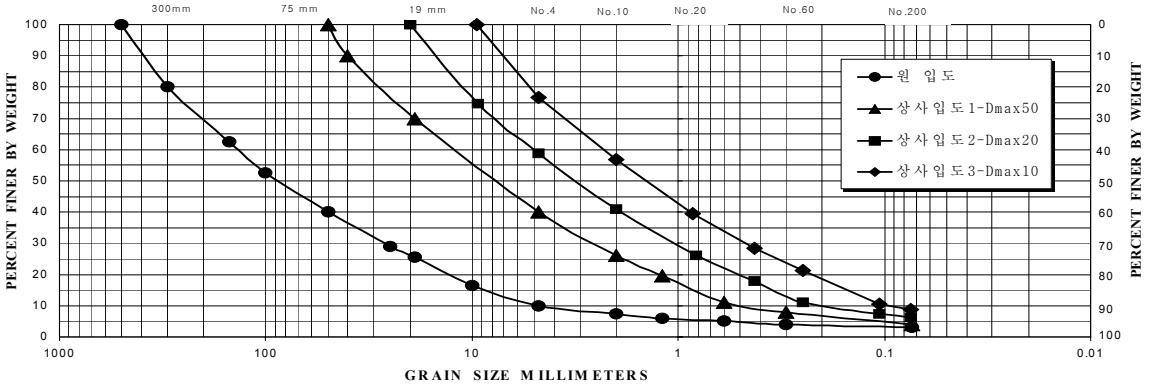


그림 1. 현장시료 및 시험시료의 입도분포곡선

는 GW, D_{max20}, D_{max10} 시료는 SW-SM으로 분류된다. 그림 1과 표 1에서와 같이 현장시료와 상사입도 즉 조정입도 시료의 균등계수 Cu는 24.00～27.97, Cc는 1.03～1.13으로 거의 유사하여 각 입도의 기본적 성질과 역학적 성질은 유사할 것으로 사료된다.

2.2 대형삼축시험 장비

본 연구에 사용된 대형삼축시험 장비는 직경 300mm, 높이 620mm크기의 공시체를 전단할 수 있는 대형시험장비로서 정적, 동적하중 조건하에서 모두 동작 가능하다. 축방향의 하중은 전기유압서보 방식으로 최대 600KN까지의 재하 할 수 있으며, 재하속도는 0.01～60mm/min의 범위이다. 구속압은 공기-수압변환 방식으로 최대 2.0Mpa까지 가능하다(신동훈, 2001). 아래 그림 2는 대형삼축압축 시험장비의 전체도를 나타낸 것이며 사진 1은 대형삼축압축시험 장비의 전경을 나타낸 것이다.

3. 시험 방법

본 연구의 대형삼축시험에서는 실제 현장시료를 시험 공시체의 크기에 맞추어 최대입경을 50mm, 20mm, 10mm로 축소시킨 후 상사입도법을 적용하여 그림 1과 같이 시험 시료를 재구성 하였다. 다음 재구성된 시료를 소정의 밀도(상대밀도 75%)로 다짐 성형한 후 포화, 압밀, 전단과정을 거쳐 시험을 실시하였다.

3.1 다짐특성

댐 축조재료와 같은 조립재료의 다짐 특성은 일반 흙

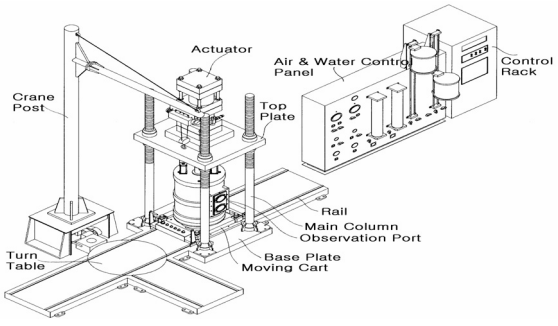


그림 2. 대형삼축압축시험장비의 전체도

사진 1. 대형삼축압축시험기 전경

시료와는 달리 함수비에 의한 영향을 거의 받지 않으며 최적함수비로 나타내지 않고 상대밀도(D_r)로 나타낸다. 사질토에 있어서 밀도 또는 간극비가 전단강도를 비롯한 흙의 역학적 성질을 지배하는 중요한 요소임은 일반적으로 확인되고 있다. 그러나 밀도나 간극비는 절대적인 수치로서, 그 값으로 직접 흙의 역학적 상태와 관련시키기는 어렵다(이종진 등, 2007). 사질토의 역학적 상태를 정량적으로 표현하기 위해 현재의 상태가 그 흙의 가장 잘 다져진 상태(최대상대밀도)와 가장 느슨한 상태(최소상대밀도)사이의 어느 정도인가를 퍼센트(%)로 나타내는 상대밀도가 사용되고 있다(Lambe & Whitman, 1979).

본 연구에서는 JIS A1210과 ASTM E-12에 근거한 다짐시험 방법으로 최대, 최소단위중량을 각각 산정하였다. 최대건조단위중량은 대형다짐 시험기를 이용하여 일정한 다짐에너지로 다짐횟수를 증가하여 최대값에 수렴한 값으로 하였으며 식 (1)과 같이 쌍곡선(Hyperbola)에 근사시켜 이론적으로 가능한 최대 건조단위중량을 산정하였다. 표 2는 다짐시험 조건을 나타낸 것이다.

$$\gamma_d = \frac{E_c}{a + b \cdot E_c} \quad (1)$$

여기서 γ_d: 건조단위중량

E_c: 다짐에너지

a 및 b: 실험계수($\frac{E_c}{\gamma_d} = a + b \cdot E_c$)

본 연구에서는 최대입경 별 대형다짐 시험결과를 이용하여 대형삼축시험에 사용할 상대밀도 를 산정하였다. 표 3은 최대입경별 최대, 최소 밀도를 나타낸 것이며, 그림 3은 다짐 에너지, 다짐횟수와 건조밀도사의 관계를 도시한 것이다.

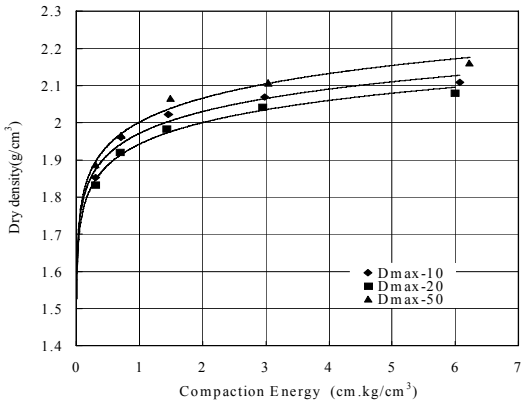
그림 3으로부터 알 수 있듯이 동일한 다짐에너지 경우 최대입경이 증가에 따라 밀도도 증가하는 것을 알 수 있다. 일반적으로 조립재료의 밀도를 지배하는 주요한 요인으로서 입도분포(균등계수), 입자의 파쇄 등을 들 수 있다. 즉 다짐밀도는 균등계수가 동일한 상사입도 시료에서 입자의 파쇄의 영향을 크게 받고 있음을 알 있다. 그림 3에서 D_{max20}는 D_{max10}에 비하여 다짐에너지를 받지 않는 경우 즉 최소밀도는 크게 나타났다. 하지만 다짐에너지를 받는 경우 같은 다짐에너지에서 상대적으로 낮은 밀도를 가지는 것으로 나타나 이는 입자파쇄에 의한 입도의 재배열에 기인 한 것으로 사료된다. 그림 4는 D_{max10}, D_{max20} 입시료에 대한 다짐 시험 전후 입도분포 곡선을 나타낸 것으로 D_{max20} 입의 경우 다짐시험 후 파쇄가 상대적으로 많이 발생했음을 확인 할 수 있다.

표 2. 다짐시험 조건

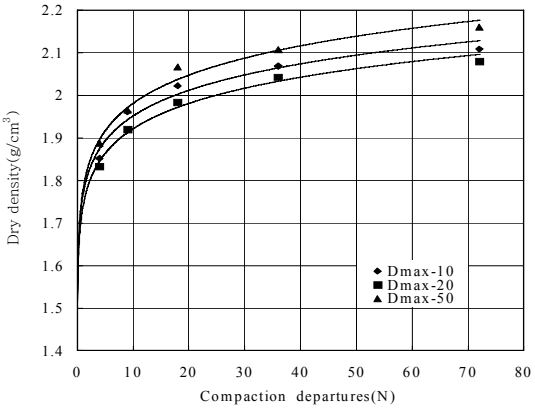
구 분	제 원
공시체 크기	직경 - 30cm, 높이 - 62cm
다 짐 층 수	3층(층당 시료 높이 20~21cm)
다 짐 횟 수	0회~72회
낙 하 고	50cm
래 머 무 게	16kg

표 3. 최대입경별 실내시험 밀도

시험시료	최소건조밀도 (g/cm^3)	최대건조밀도 (g/cm^3)
D_{max50}	1.640	2.195
D_{max20}	1.514	2.108
D_{max10}	1.414	2.132



(a) 다짐에너지-밀도



(b) 다짐횟수-밀도

그림 3. 실내다짐시험 결과(건조밀도-다짐에너지/횟수)

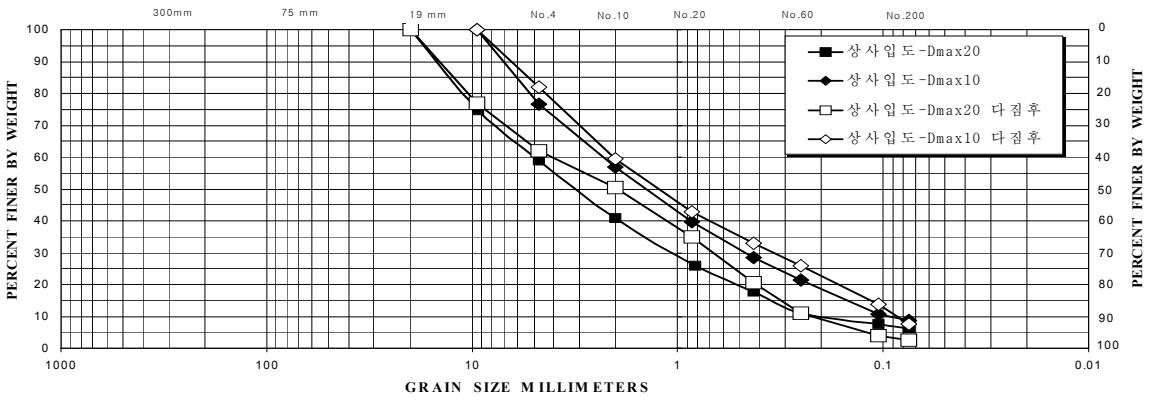


그림 4. 다짐 시험 전·후 D_{max10}, D_{max20} 입도분포곡선

3.2 공시체의 제작 및 시험과정

본 연구에서는 시료의 최대입경의 크기를 각각 50mm, 30mm, 20mm, 10mm로 변화하여 재구성한 시료에 대하여 상대밀도 75%로 공시체를 성형하고 구속압을 달리하여 압밀 후 전단을 실시하였다.

공시체의 성형은 대형다짐 시험기를 이용하여 소정의 시료를 5등분하여 소정의 높이가 될 때까지 다져 균일한 밀도의 공시체가 성형되도록 하였으며 시료의 자립을 위하여 몰드해체 시 공시체 내부에 약 10Kpa의 부압을 가하였다. 성형된 공시체는 삼축압축셀에 설치한 후 약 10Kpa의 저압하에서 1.6m의 수두차를 이용하여 24시간이상 통수시켜 포화하였다. 시료가 포화된 후에는 소정의 구속압으로 등방압밀시험을 실시하였으며 체적변화량이 일정하면 압밀이 끝난 것으로 간주하고 공시체를 3mm/min(0.5%/min)의 속도로 전단하였다. 기존의 연구결과에 따르면 0.086%～1.810%의 축변형률 속도는 모래-자갈(sand-graver)질 시료의 응력-변형에 큰 영향을 미치지 않는다고 보고된 바 있다. 삼축압축시험은 배수압밀시험을 실시하였다. 표 3은 최대입경에 따른 공시체의 초기 상태 및 시험 조건을 나타낸 것이다. 표 4로부터 알 수 있듯이 최대입경이 작을수록 동일한 상대밀도에서 간극비는 증가하고 있음을 알 수 있다.

4. 시험결과 및 분석

본 연구에서는 최대입경별 상사입도 시료에 대하여 일련의 실내 물성시험 및 압밀배수삼축압축(CD)시험을 수행하였다. 표 5는 삼축시험 결과를 요약한 것이다.

시험 결과를 보면 D_{max50}은 점착력 15.432Kpa, 내부마찰각 41.537°, D_{max20}은 점착력 19.355Kpa, 내부마찰각 39.680°, D_{max10}은 점착력 0.239kg/cm^2, 내부마찰각 38.675°로 나타났다. Φ_0는 D_{max50}에서 43.502°, D_{max20}에서 42.990°, D_{max10}에서 41.5831°로 나타나 최대입경이 작아짐에 따라 감소하는 것을 알 수 있다. $\Delta\Phi$는 각각 3.062, 3.783, 4.217°로 나타나 최대입경이 작아짐에 따라 구속압에 대한 의존성이 큰 것으로 나타났다.

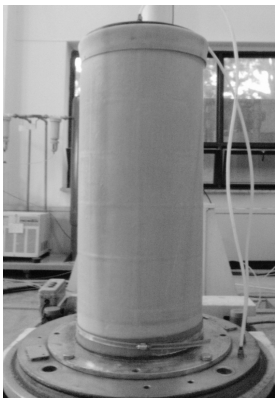
최대입경 10mm인 D_{max10} 시료에 비하여 최대축차응력

표 4. 공시체의 초기상태 및 시험조건

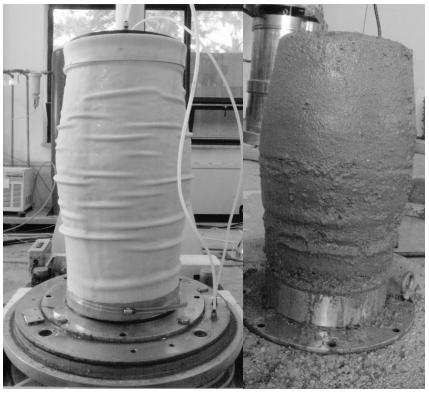
시험시료	초기 건조밀도 (g/cm^3)	초기 간극비 (e_i)	구속압 (Kpa)	압밀량 (cc)	압밀후 간극비 (e_c)
D_{max50}	2.017	0.340	100	489	0.324
			200	728	0.317
			400	1060	0.307
D_{max20}	1.917	0.357	100	258	0.323
			200	560	0.314
			400	989	0.320
D_{max10}	1.886	0.379	100	200	0.330
			200	369	0.329
			400	1040	0.308

표 5. 대형삼축시험 결과

구 분	구속압 (Kpa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_p$ (Kpa)	c (Kpa)	$\varphi_i°$	$\varphi°$	$\varphi0°$	$\Delta\varphi°$	ε_{ap} (%)	ε_{vp} (%)
D_{amx50}	100	434.397	15.432	43.213	41.537	43.502	3.062	7.189	−0.274
	200	855.686		42.952				9.568	−0.207
	400	1558.360		41.355				8.622	−1.161
D_{amx20}	100	426.752	19.355	42.914	39.680	42.990	3.783	6.728	−0.103
	200	802.549		41.865				7.210	−0.758
	400	1490.709		40.599				9.009	−1.851
D_{amx10}	100	405.726	11.960	42.053	38.675	41.531	4.217	11.049	−0.996
	200	683.599		39.114				11.963	−1.854
	400	1392.343		39.427				12.444	−2.293



(a) 시험 전 공시체의 형상



(b) 시험 후 공시체의 형상

사진 2. 시험 전후의 공시체 형상(D_{max}10-100Kpa)

은 D_{max20}에서 105.18～107.40%로 평균 109.88%, D_{max50}에서 107.06～125.13%로 평균 114.69% 증가하였으며, 축변형률은 D_{max20}에서 60.26～72.39%로 평균 64.52%, D_{max50}에서 65.15～80.21%로 평균 71.61%로 감소한 것으로 나타났다. 각 구속압에서의 내부마찰각은 D_{max20}에서 102.05～107.03%로 평균 104.02%, D_{max50}에서 102.76～109.81%로 평균 105.82%로 증가한 것으로 나타났다.

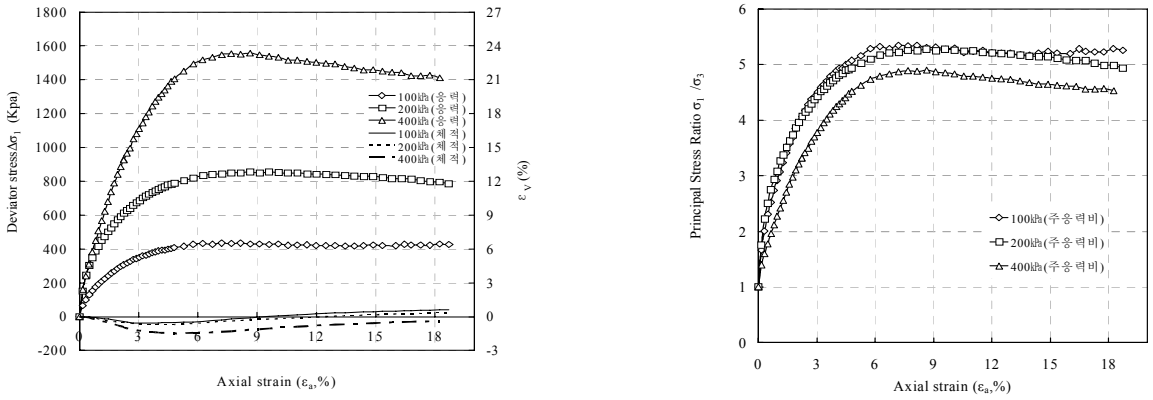
4.1 응력-변형특성

그림 5는 최대입경에 따른 상사입도 시료의 축차응력, 체적변형률, 주응력비-축방향변형률 관계를 나타낸 것이다. 그림 5로부터 알 수 있듯이 최대축차응력은 구속압의 증가에 따라 증가하나 주응력비는 구속압의 증가에 따라 감소하는 것으로 나타났다.

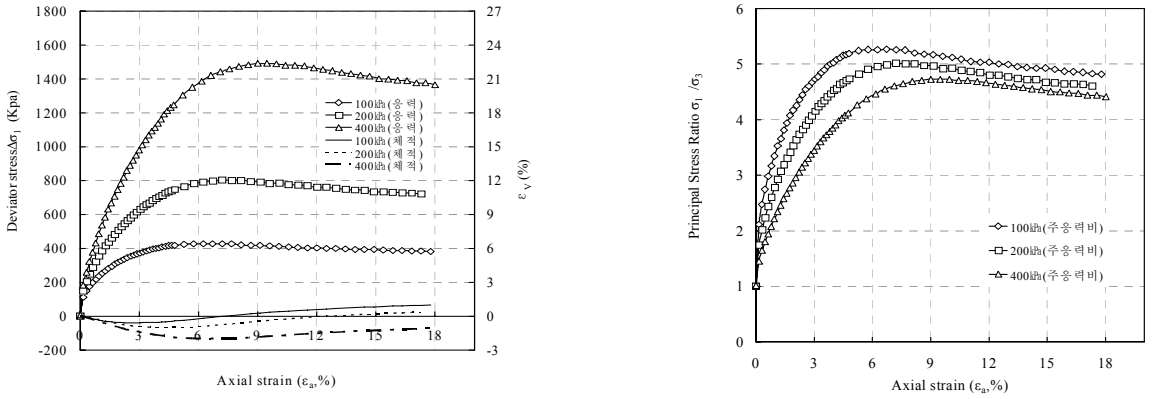
그림 5와 같이 동일한시료에서 주응력비 σ_1/σ_3는 구속압이 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 상사입도시료의 최대입경이 작아짐에 따라 σ_1/σ_3도 감소하는 것으로 나타났다. 모든 구속압하에서 3가지 시료 모두 최대축차응력 $(\sigma_1-\sigma_3)$p 발현 이후 연화특성을 나타내고 있다. 낮은 구속압(100Kpa)의 경우 연화현상이 미약하게 나타났으나 구속압이 200Kpa, 400Kpa로 증가함에 따라 연화현상이 구속압 100Kpa에 비하여 상대적으로 뚜렷이 나타나고 있다.

동일한 구속압하에서 최대입경이 커질수록 연화현상이 더욱 뚜렷하게 나타나고 있음을 알 수 있으나 세립토와 같이 현저하지 않고 최대축차응력 발현된 후에도 여전히 큰 응력상태를 유지하는 것으로 나타났다. 이는 조립토의 경우 시료의 밀도가 상대적으로 세립토에 비하여 큰 것에 기인하는 것으로 사료된다.

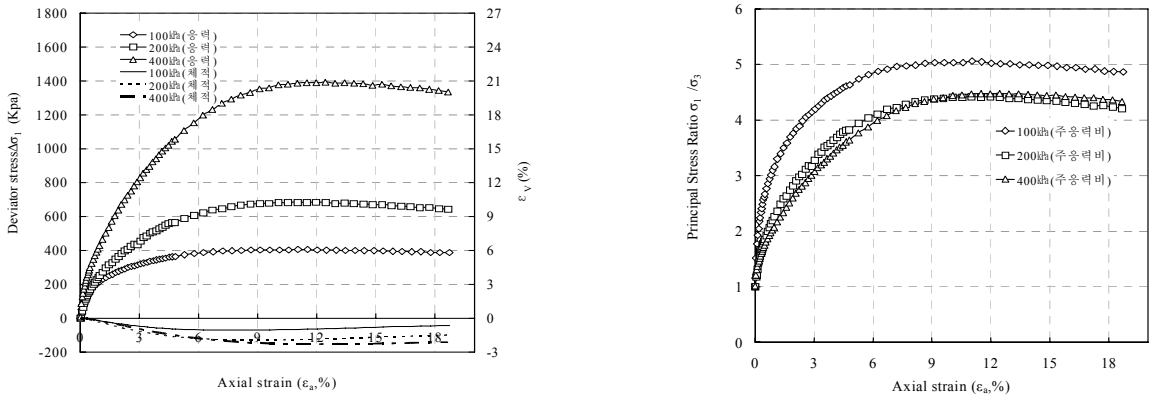
ε_v～ε_a관계를 살펴보면 3가지 시료 모두 전단 초기 단계에서 압축되는 경향을 나타낸다. D_{max50}, D_{max20}의 경우 구속압 100, 200Kpa에서는 전단 초기에 압축되는 경향을 나타내다 축변형률이 증가함에 따라 현저히 팽창되는 경향을 나타내지만 높은 구속압 400Kpa에서는 여전히 압축상태인 것을 알 수 있다. D_{max10}의 경우 공시



(a) D_{max50}



(b) D_{max20}

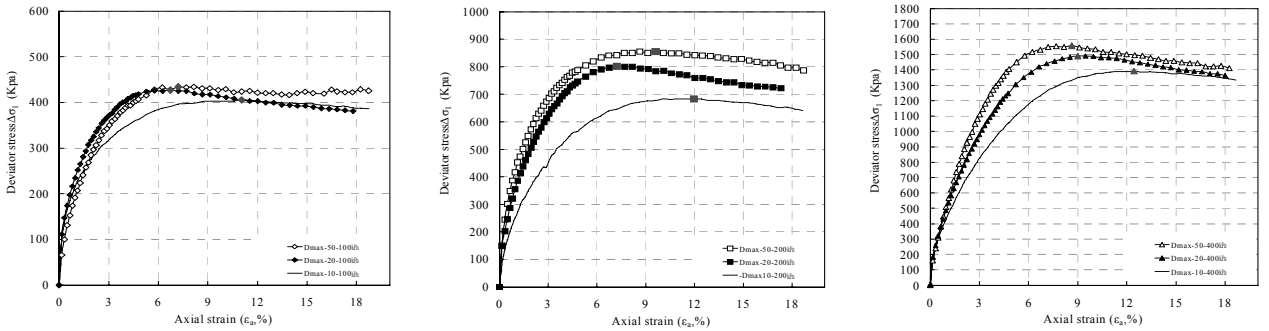


(c) D_{max10}

그림 5. 최대입경에 따른 조립재료의 축차응력, 체적변형률 및 주응력비-축변형률 관계

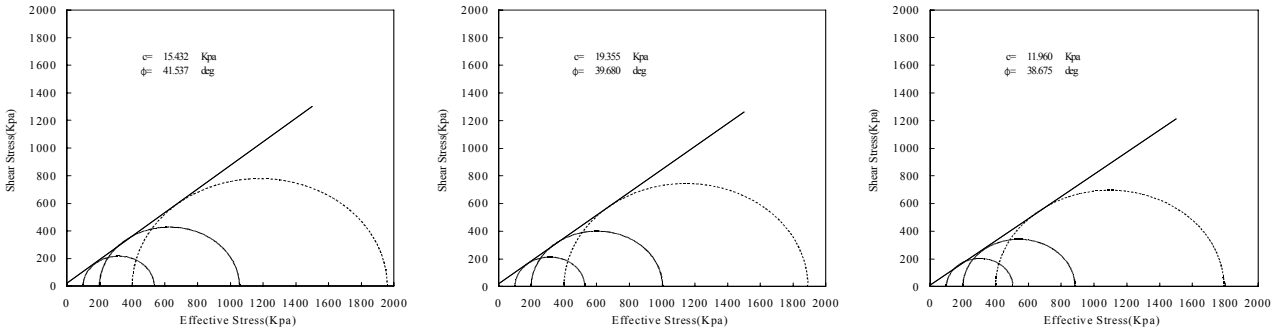
체는 압축으로부터 다시 팽창되는 거동을 보이고 있지만 축변형률 15%를 초과하여도 여전히 압축(부의(-) 체적변형)의 범위에 머물러 있는 것으로 나타나 최대입경이 큰 시료일수록 dilatancy가 많이 발생하고 있는 것을 알 수 있다. 이는 상사입도를 적용함으로서 최대입경이 작을수록 상대적으로 최대입경이 큰 시료에 비하여 세립분의 함유율이 높은 것에 기인한 것으로 사료된다.

또한 그림 6과 같이 동일한 시험조건(구속압)하에서 최대입경이 커짐에 따라 최대축차응력은 증가하며 구속압이 커질수록 그 증가폭이 큰 것으로 나타났다. 최대축차응력 발현시의 축변형률은 최대입경이 커짐에 따라 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 최대입경이 D_{max50}, D_{max20}, D_{max10}에서 최대축차응력 발현시의 축변형률은 6.7%～12.5% 범위로 나타났다.



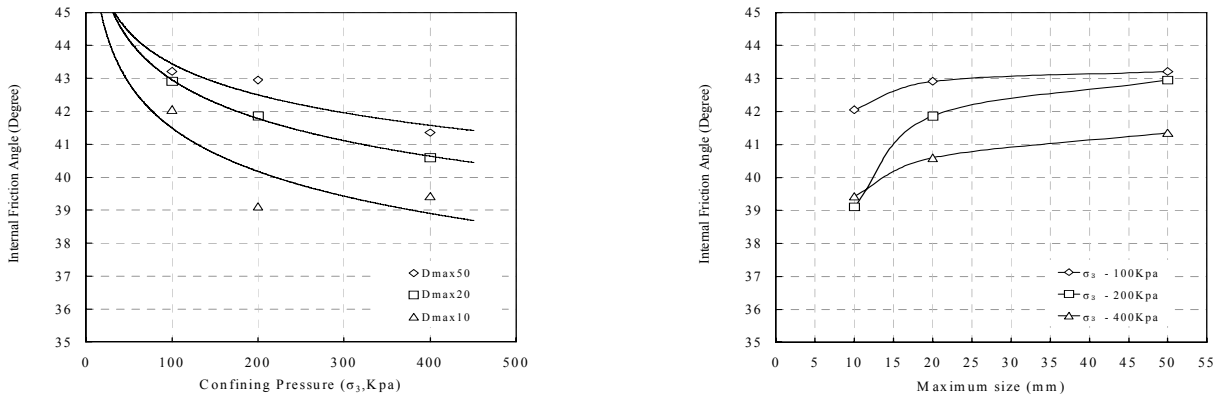
(a) σ_3 100Kpa (b) σ_3 200Kpa (c) σ_3 400Kpa

그림 6. 동일한 시험조건하에서의 최대입경에 따른 조립재료의 축차응력-축변형률 관계



(a) D_{max} 50mm (b) D_{max} 20mm (c) D_{max} 10mm

그림 7. 최대입경에 따른 조립재료의 Mohr-Coulomb 파괴포락선



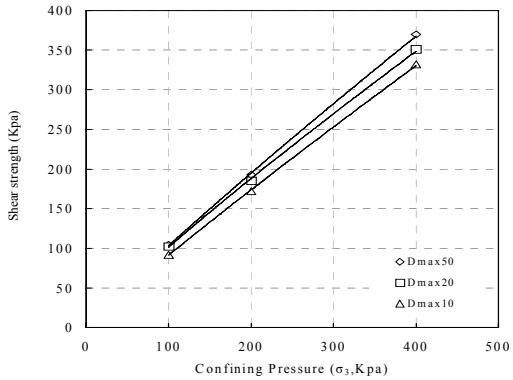
(a) 구속압에 따른 내부마찰각 (b)최대입경에 따른 내부마찰각

그림 8. 구속압, 최대입경에 따른 내부마찰각

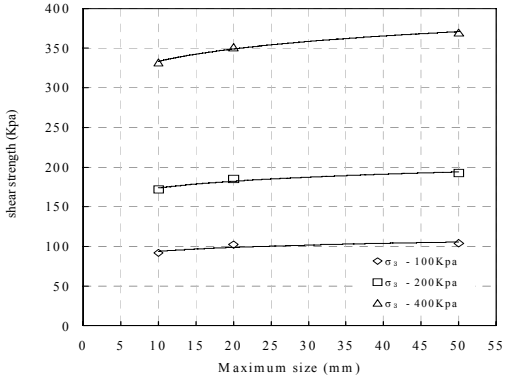
4.2 전단강도 특성

그림 7은 D_{max50}, D_{max20}, D_{max10}의 강도정수를 산정하기 위하여 나타낸 Mohr-Coulomb 파괴포락선이다. 산정된 전단강도정수는 표 4에 나타내었다. 시험결과로부터 알 수 있듯이 내부마찰각은 각각 41.537°, 39.957°, 38.675°로 나타나 최대입경의 작아짐에 따라 내부마찰각도 감소하고 있음을 알 수 있다. 이는 상사입도법을 적용하여 시험시료를 재구성 할 경우 세립분의 함량의 증가에 의하여 내부마찰각이 감소하는 것으로 사료된다.

그림 8은 각 구속압하에서의 구속압-내부마찰각, 최대입경에 따른 관계를 도시한 것이다. 각 구속압하에서의 내부마찰각은 그림 8(a)에서와 같이 동일한 시료의 경우 구속압이 증가 할수록 감소하는 것으로 나타났으며, 그림 8(b)에서와 같이 동일한 시험조건(구속압)하에서 시료의 최대입경이 증가할수록 커지는 것으로 나타



(a) 구속압에 따른 전단강도



(b)최대입경에 따른 전단강도

그림 9. 구속압, 최대입경에 따른 전단강도

났다.

그림 9는 Mohr-Coulomb의 파괴기준인 파괴포락선식 [$\tau = c + \sigma\tan\phi$]를 이용하여 배수 전단강도 ($S_d$)를 산정한 결과를 나타낸 것이다. 최대입경별 전단강도는 그림 9(a)에서 동일한 시료의 경우 구속압이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났으며, 그림 9(b)에서는 동일한 구속압하에서 전단강도는 최대입경이 커짐에 따라 구속압 100Kpa에서 적은 상승폭으로 증가하는 경향을 보이고, 구속압 200, 400Kpa하에서는 구속압 100Kpa에 비하여 상대적으로 큰 폭으로 증가는 것으로 나타나 전단강도는 구속압의 영향을 받고 있는 것을 알 수 있다.

4.3 Hyperbolic model의 parameter 산정

조립재료의 변형거동 특성을 파악하기위해 조립재료의 거동특성을 비교적 잘 표현하는 Hyperbolic model의 parameter를 산정하였으며 산정된 parameter를 비교·분석하여 조립재료의 변형특성 고찰하였다. 산정된 주요 계수는 ①비선형 계수 및 응력영향 계수 - E_i, R_f, K, n(Duncan & Chang, 1970), ②비탄성 체적변형계수 - B, K_b, m(Duncan 등 1980), ③초기 포아송비 - ν_i(Duncan, 1980) 이다.

산정된 Hyperbolic model의 parameter를 표 6에 나타내었다. 시험 결과로부터 알 수 있듯이 상사입도시료의 초기 탄성계수 E_i와 할선 탄성계수 E_{50}은 최대입경의 증가에 따라 증가하는 것으로 나타났다. D_{max50}과 D_{max20} 시료는 D_{max10}에 비하여 E_i는 각각 평균 139.3%, 124.6% 증가하였으며, E_{50}은 각각 평균 141.3%, 135.4% 증가한 것으로 나타났다.

비탄성 체적변형계수 B는 재료의 체적변화거동을 나타내는 계수로서 상사입도시료의 최대입경의 증가에 따라 증가하는 것으로 나타났다. D_{max50}과 D_{max20}시료는

표 6. 상사입도 시료의 Hyperbolic model의 parameter

구 분	구속압 (Kpa)	E_i (Mpa)	E_{50} (Mpa)	R_f	K	n	B (*Mpa*)	K_b	m	v_i
D_{max50}	100	30.462	19.491	0.769	345.689	0.566	26.047	296.880	0.122	0.365
	200	64.268	44.646	0.806			39.4217			
	400	66.798	48.967	0.624			30.795			
	평균	53.843	37.701	0.733			32.088			
D_{max20}	100	39.798	33.441	0.791	402.724	0.263	19.496	207.970	0.116	0.384
	200	47.401	35.820	0.719			24.347			
	400	57.322	39.138	0.649			22.890			
	평균	48.174	36.133	0.719			22.244			
D_{max10}	100	38.957	24.905	0.906	360.456	0.111	18.103	155.760	0.236	0.344
	200	31.626	21.444	0.752			12.983			
	400	45.409	33.691	0.676			25.101			
	평균	38.664	26.680	0.778			18.729			

D_{max10}에 비하여 평균 171.3% 118.8% 증가한 것으로 나타났다. 최대입경이 큰 시료가 최대입경이 작은 시료에 비하여 상대적으로 큰 값을 가지는 것으로 나타나 최대입경의 변화가 체적변형특성에 상당히 큰 영향을 미칠 것으로 사료된다. 이와 같이 최대입경이 작은 시료에서 E_i와 E_{50}이 B가 입경이 큰 시료에 비하여 작게 나타나는 것은 상대적으로 낮은 밀도와 상대적으로 많은 세립분의 함량에서 기인한 것으로 사료된다.

5. 결 론

본 연구에서는 국내 B댐 축조시료-하상 사력재에 대하여 최대입경을 50mm, 20mm, 10mm로 변화하여 재구성된 상사입도시료에 대하여 동일한 상대 밀도의 공시체를 제작하여 대형삼축압축시험을 실시하였으며, 상사입도시료의 최대입경의 변화가 댐 축조재료의 변형, 전단강도특성에 미치는 영향을 고찰하였으며 다음과 같은 결과를 얻었다.

(1) 동일한 다짐에너지 경우 최대입경이 증가에 따라 밀도도 증가하는 것을 알 수 있었으며, 같은 상대밀도에서 최대입경의 증가에 따라 간극비는 감소하는 것으로 나타났다. 또한 조립재료 상사입도 시료에서 입자의 파쇄가 조립재료의 밀도를 지배하는 주요한 요인으로 작용하고 있음을 알 있었다.

(2) 상사입도시료는 동일한 시험조건(구속압)하에서 최대입경이 커질수록 최대축차응력은 증가하고 최대축차응력 발현시의 축변형율은 감소하는 것으로 나타났다. 체적변형거동은 최대입경이 커짐에 따라 압축으로부터 다시 팽창되는 거동을 보이고 있다.

(3) 상사입도시료의 내부마찰각은 각각 D_{max10}에서 38.675°, D_{max20}에서 39.957°, D_{max50}에서 41.537°로, Φ_0는 D_{max10}에서 41.5831°, D_{max20}에서 42.990°, D_{max50}에서 43.502°로 나타나 최대입경이 커짐에 따라 Φ와 Φ0는 증가하는 것으로 나타났다. ΔΦ는 각각 3.062, 3.783, 4.217°로 나타나 최대입경이 작아짐에 따라 구속압에 대한 의존성이 큰 것으로 나타났다.

(4) 최대입경 10mm인 D_{max10} 시료에 비하여 최대축차응력은 D_{max20}에서 평균 109.88%, D_{max50}에서 평균 114.69% 증가하였으며, 축변형률은 D_{max20}에서 평균 64.52%, D_{max50}에서 평균 71.61%로 감소한 것으로 나타났다.

(5) 내부마찰각은 동일한 시험조건하에서 상사입도시료의 최대입경이 커질수록 증가하는 것으로 나타났으며, 전단강도는 최대입경이 커짐에 따라 구속압 200Kpa, 400Kpa에서는 증가하는 것으로 나타났으나 구속압 100Kpa에서는 거의 근접한 값을 나타내고 있다. 이로부터 내부마찰각 및 전단강도는 구속압 및 최대입경의 영향을 받고 있음을 알 수 있다.

(6) Hyperbolic model parameter를 산정한 결과 초기 탄성계수 E_i와 할선 탄성계수 E_{50}, 비탄성 체적변형계수 B는 최대입경의 증가에 따라 증가하는 것으로 나타나 최대입경의 변화가 상사입도시료의 응력, 체적변형 특성에 영향을 미치고 있음을 알 수 있다, 최대대입경이 작은 상사입도 시료에서 E_i와 E_{50}이 B가 입경이 큰 시료에 비하여 작게 나타나는 것은 상대적으로 낮은 밀도와 세립분의 함량이 많은 것에서 기인한 것으로 사료된다.

본 연구에서는 최대입경별 상사입도 시료에 대하여 변형, 전단강도 특성에 대하여 고찰한 것으로 추후 같은 밀도, 응력경로, 고구속압 등 시험조건에 따른 상사입도 시료의 거동, 시험과정 중의 시료 입자파쇄, 상사입도시료의 세립분의 함량이 전단거동에 미치는 영향 등에 대하여 추가적인 연구를 실시할 계획이다.

참 고 문 헌

1. 서민우, 하익수, 김범주 (2007), “시료입자 크기와 시험장치가 조립재료의 거동특성에 미치는 영향”, *대한토목공학회논문집*, 제27권, 제6C호, pp.393-400.
2. 신동훈 (1999), *댐축조용 조립재료의 대형전단시험 표준화방안 연구*, 한국수자원공사 연구보고서, WRRI-GT-99-3, pp.16-18.
3. 신동훈 (2001), *대형삼축압축시험기를 이용한 댐재료의 전단강도특성 연구*, 한국수자원공사 연구보고서, WRRI-GT-01-2.
4. 이종진, 김명모, 이승현, 김병일 (2007), “최대상대밀도 산정 간편법 제안을 위한 실험연구”, *한국지반공학회논문집*, 제23권, 10호, pp.23-31.
5. 赤司六哉, 相場 明 (1981), “ロック材料の相手密度にについて”, *砂の相手密度と工学的性質に関するシンポジウム発表論文集*, pp.109-116.
6. 大野 孝二, 沼田 淳紀, 長谷川 昌弘, 小西 雄介 (2001), “フィルダム粗粒材料のせん断強度特性”, *第36回 日本地盤工学研究発表会*, pp.1417-1418.
7. 大野孝二, 沼田淳紀 (2002), “風化度の異なる粗粒材料の密度とせん断強度定数”, *盤工学研究発表会 発表講演集*, Vol.JGS37, pp.589-590.
8. 日本土质工学会 (1986), *粗立材料の変形と強度*, 日本土质工学会.
9. 日本地盤工学会 (2001), “*礫質土の力学特性に関するシンポジウム*”, 発表論文集, p.62.
10. Charles, J. A. (1973), “Correlation between Laboratory Behavior

of Rockfill and Field Performance with Particular Reference to Scammonden Dam", Ph. D. *Thesis, Univ. of London, U. K.*

11. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), "Nonlinear analysis of stressand strain in soils", *Jour. of Soil Mechanics and Foundations division, ASCE*, Vol.96, No.SM5, pp.1629-1653.
12. Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S. and Mabry, P. (1980), "Strength, Stress-strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", *Report, Department of civil engineering, UC Berkeley, Report*, No. UCB/GT/80-01.
13. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), *Soil Mechanics*, John Wiley & sons, pp.30-31.
14. Leslie, D. D. (1963), "Large scale triaxial tests on gravelly soils", *Proc. 2nd Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng*, Vol.1, Sao Paulo, pp.181-202.
15. Marachi, N. D., Seed, H. B. & Chan, C. K. (1972), "Evaluation of Properties of Rockfill Materials", *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol.98, No.SM1, pp.95-114.
16. Marachi, N. D., Chan C. K., Seed H. B. and Ducan J. N. (1969), "Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials", Report No.TE-69-5. *University of Califomia*.
17. QIN, H.Y, LIU, H. L, GAO, Y. F, DAI, P.F. (2004), "Research on strength and deformation behavior of coarse aggregates based on large—scale triaxial tests", *Jour. of Rock and Soll Mechanics, china*, Vol.25 No.10, pp.1575-1580.
18. Valstad, T. & Strom, E. (1976), "Investigation of the Mechanical Properties of Rockfill for the Svartevann Dam (Norway) using Triaxial", *Oedometer and Plate Bearing Tests*, N. G. I. Pul1. No. 110, Oslo, Norway, pp.3-8.

(접수일자 2009. 9. 14, 심사완료일 2009. 11. 30)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 69 ~ 85

필댐 제체 재료의 동적 물성치 평가 : I. 현장 전단파 속도 주상도

Estimation of Dynamic Material Properties for Fill Dam : I. In-situ Shearwave Velocity Profiles

김 종 태[1] Kim, Jong-Tae　　김 동 수[2] Kim, Dong-Soo
박 헌 준[3] Park, Heon-Joon　　권 혁 기[4] Kwon, Hyek-Kee

Abstract

It is very important to measure reliable dynamic properties of each zone in dam for seismic design. However, the Vs values of core and rock-fill zone are seldom determined by field test. Consequently, seismic design in dam is performed using Vs values assumed or empirically determined. So, it is required that reliable Vs has to be evaluated by in-situ test. In this study, surface wave method, which is nondestructive, was applied to dam to evaluate Vs profiles of core and rock-fill zone in dam. In 6 dams, using SASW and HWAW methods, Vs profiles were evaluated reliably. D/B of Vs profiles of each zone with depth and relationship between confining pressure and Vs profiles of rock-fill zone were constructed including existing results of other dams. The evaluated D/B and proposed relationship were compared with the frequently used empirical method by Sawada and Takahashi.

요 지

댐체의 내진설계를 위해서 각 부분의 정확한 동적 물성치 산정이 매우 중요하다. 그러나 기존 댐체의 내진 설계시 현장 시험결과 없이 가정 물성을 이용하거나 문헌연구를 이용하여 해석을 수행하여 신뢰성 있는 결과를 도출하지 못하였다. 따라서 현장 실험을 통하여 댐체의 전단파속도로 대표되는 동적물성치를 효율적으로 획득해야 한다. 이를 위하여 본 연구에서는 표면파 탐사 기법을 적용하여 락필댐 심벽부와 사력부의 전단파 속도를 도출하였다. 대표적인 표면파 기법인 SASW기법과 새롭게 개발된 HWAW 기법을 이용하여 6개 댐에서 수행하여 전단파 속도를 획득하였으며, 기존 연구결과를 종합하여 댐체의 깊이별 전단파 속도의 D/B와 구속압-전단파속도 관계식를 구축하였다. 획득한 D/B와 관계식은 기존에 사용되었던 Sawada와 Takahashi의 결과와 비교 분석하였다

Keywords : Core zone, Fill dam, Rockfill zone, Shear wave velocity, Surface wave method

1. 서 론

사회 주요 구조물인 필댐의 안정성 평가는 크게 댐체 누수에 의한 침투수의 영향 평가와 지진에 의한 내진 안정성 평가로 나타날 수 있다. 댐체 안정성에 가장 큰 영향을 끼치는 침투수에 의한 영향을 확인하기 위해서는 전기비저항 탐사, 전자탐사 등 의 지구물리탐사 기법을 이용하여 중심심벽부의 상태를 확인하였으며, 그

1 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)
2 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST, dskim@kaist.ac.kr, 교신저자)
3 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)
4 정회원, 한국시설안전공단 차장, 인천대학교 토목환경공학과 박사과정 (Member, Manager, Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Univ. of Incheon)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

결과를 토대로 보수보강 작업을 수행하였다(박삼규 외, 2002; 김정호 외, 2000; 오석훈과 선창국, 2004). 그러나 그에 반해 필댐의 동적안정성 평가에 대한 연구는 미비한 실정이다. 최근 들어 국외는 물론 국내에서도 지진의 발생빈도 및 규모가 증가하고 있고 지진에 대한 피해는 대비태세의 유무에 따라 극명하게 달라져 내진설계에 대한 필요성은 아무리 강조해도 지나치지 않는다. 따라서 필댐의 거동을 미리 예측하여 댐의 붕괴 방지 및 피해를 최소화하기 위한 내진성능 평가가 절대적으로 필요하며, 이를 위하여 신뢰성 있는 필댐의 동적물성치 산정을 위한 연구가 선행되어야 한다. 댐체의 내진설계에서 필요로 하는 대표적인 지반 재료의 동적물성치는 전단탄성계수, 포아송비, 감쇠비 등이며, 댐 구조물의 심벽(코어), 사력 부분의 재료 및 기초 지반의 동적물성치에 따라 동하중에 대한 필댐의 거동 특성이 매우 다르므로 각 부분의 신뢰성 있는 정확한 동적물성치 산정이 매우 중요하다. 그러나 기존 국내 댐의 내진성능평가를 수행할 경우, 합리적이고 경제적인 물성치 산정에 있어 많은 어려움이 있었다. 특히 댐체의 경우 지반 조건 및 제체의 안정성을 위하여 시추를 수행할 수 없는 경우가 많다. 그러므로 시추공을 이용하는 기존 현장 탄성파 시험 수행 및 현장 시료채취의 한계성으로 인한 실내시험의 수행이 쉽지 않아 동적물성을 가정하거나 외국 문헌 등을 이용하여 해석하는 경우가 많고, 재료의 이질성, 거동특성의 비선형성 등으로 신뢰성이 높은 내진성능평가 결과를 얻지 못하고 있는 실정이다. Sawada와 Takahashi(1975)는 일본에 위치한 3개댐에 대해 시추공을 이용하여 측정한 탄성파속도와 댐 코어죤 중심에 깊이에 따라 설치된 지진계 관측기록을 분석하여 심벽부의 전단파 속도를 제안하였으며, 5개 댐에 대해 탄성파 속도를 측정하여 사력재료의 전단파 속도를 제안하였다(표 1). 현재 국내에서는 많은 경우 사력댐의 동적물성치를 획득하기 위하여 Sawada의 경험식을 이용하고 있다. 그러나 이 제안식은 일본에 위치한 95m 이상의 매우 높은 댐을 대상으로 시험하였으며 지진계를 이용하여 획득한 중간변형률 영역의 결과가 포함되어 있고, 상,하한 값이나 사력재의 포화정도에 따라 차이가 크므로 해석시 주관적인 판단이 들어 갈 수 있다. 따라서 신뢰성있는 내진 성능평가를 위해서는 현장 탄성파 시험을 통해서 각 부분의 정확한 전단파속도를 획득해야 하며, 동반논문에서 나타낸 바와 같이 댐의 심벽부 및 사력부 구성 재료에 대한 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/Gmax-logγ) 및 감쇠비 곡선(D-logγ)등의 비선형 동적물성치를 경제적이고 합리적으로 평가해야 한다.

이를 위하여 본 연구에서는 댐 구조물의 특성상 주로 표면에서 비파괴적으로 수행되는 표면파 탐사 기법을 적용하여 락필댐 각 부분의 전단파속도를 도출하였으며 획득한 국내 댐의 물성치를 정리하여 향후 해석에 사용할 수 있는 D/B를 구축하고자 한다. 우선 표면파 기법을 이용하여 필댐의 전단파속도를 획득하기 위한 표면파 기법의 신뢰성있는 적용방법에 대하여 연구하였다. 대표적인 표면파 기법인 SASW기법과 새롭게 개발된 HWAW 기법을 이용하여 6개의 댐에서 시험을 수행하여 전단파속도를 획득하였으며, 본 연구팀에서 기존에 수행한 3개의 댐체의 결과와 한국시설안전공단에서 수행한 22개 댐의 심벽부 결과를 추가하여 D/B 구축작업을 수행하였다. 최종적으로 제안된 물성치를 기존에 사용되었던 Sawada 와 Takahashi의 제안식과 비교하여 검토하였다.

2. 댐체의 전단파 속도 획득을 위한 표면파 기법

지반의 동적특성을 파악하기 위한 현장탄성파 탐사는 다양한 방법을 적용할 수 있다. 각 탐사방법은 부지의 특성에 따라서 적용성이 높은 탐사기법을 적용해야 한다. 지반의 탄성파 속도를 측정하는 탄성파탐사 방법들은 가진원과 수신기의 위치에 따라서 지표탐사와 시추공탐사로 분류할 수 있다. 지표탐사로서는 반사법, 굴절법, 표면파 탐사법이 있으나, 지반의 전단파속도 측정에 이용하는 지표 탐사로는 주로 표면파 탐사법을 많이

표 1. 사력댐에서의 전단파 속도 제안식(Sawada와 Takahashi, 1975)

심도, Z(m)	심벽부(core)		사력부(rockfill)	
	상한값	하한값	Unsaturated	Saturated
0~5	Vs=210m/s		Vs=245 m/s	
5~30	$Vs=180Z^{0.35}$m/s	$Vs=140Z^{0.34}$m/s	$Vs=250Z^{0.2}$m/s	$Vs=250Z^{0.2}$m/s
30~			$Vs=200Z^{0.315}$m/s	

적용하며 SASW(Spectral Analysis of Surface Waves) 기법, MASW(Multi-channel Analysis of Surface waves) 기법, HWAW(Harmonic Wavelet Analysis of Waves) 기법 등이 있다. 시추공을 이용한 탐사로서는 크로스홀 기법(crosshole seismic method), 다운홀 기법(downhole seismic test), 업홀 기법(uphole seismic method), 인홀 기법(inhole seismic method), 수직 탄성파탐사(vertical seismic profiling)와 SCPT(seismic piezo-cone penetration test), 음파검층(sonic logging) 등이 있다. 시추공을 이용하는 기법은 정확하나 비용이 많이 들고 댐 구조물의 특성상 시추가 어려운 경우가 많아 탐사가 불가능한 경우도 많이 존재한다. 특히, 댐 전체 부피의 80%이상을 차지하며 강성 유지에 주요한 역할을 하는 사력재의 경우, 사석을 이용하여 시공되므로 시추공 확보에 어려움이 있다. 본 연구에서는 댐체의 표면에서 수행되는 표면파 기법의 합리적인 적용을 통하여 각 재료의 전단파속도로 대표되는 동적물성치를 효율적으로 산정하였다. 각 시험기법의 현장시험 개요도는 그림 1에 나타나 있으며 각 기법의 원리는 다음과 같다.

SASW(Spectral Analysis of Surface Waves) 기법(Nazarian and Stokoe, 1984)은 다층구조로 이루어진 지반에서 표면을 따라 전파하는 표면파의 분산특성을 이용하여 대상지반의 기하학적 구조 및 동적 물성치를 평가하며, 가진원과 감지기가 모두 지표면에 위치하는 비파괴 시험으로, 신속하고 합리적인 시험이 가능하다. SASW 기법은 다양한 주파수 성분을 가진 가진원을 사용하여 발생된 표면파의 전파를 두 개의 감지기를 이용하여 측정하고, 감지기 신호를 주파수별로 분리한 후에 각 주파수의 전파속도를 위상각 차이를 이용하여 결정한다. 결정된 각 주파수의 전파속도를 이용하여 위상속도의 분포인 실험분산곡선을 획득한다. 이와 같이 하나의 감지기 간격으로 수행한 실험이 끝나면 다양한 파장성분을 얻기 위하여 감지기 간격을 늘려가며 시험을 반복한다. 모든 감지기 간격에 대해 실험분산곡선이 작성되면 작성된 모든 분산곡선을 합쳐 복합분산곡선(composite dispersion curve)을 구한다. 실험분산곡선 획득 후 동강성 행렬법(dynamic stiffness matrix method)이나 전파행렬법(transfer matrix method) 등의 표면파 모델링 기법을 이용하여 이론 분산곡선을 결정하고 실험분산곡선과의 비교를 반복 수행함으로서 지반의 전단파속도를 합리적이고 신뢰성 있게 구할 수 있다.

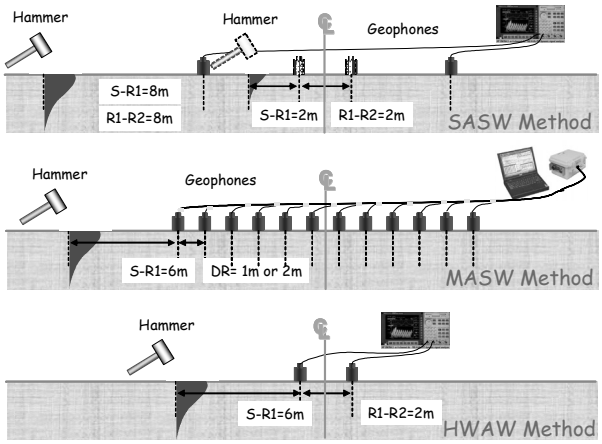


그림 1. 표면파 기법의 현장 시험 개요도(방은석, 2006)

현업에서 널리 사용되고 있는 표면파 기법인 MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves)(Park 등, 1999) 기법은 최소 12개에서부터 일반적으로 24개 이상의 감지기를 사용하여 표면에서 탄성파를 동시 측정한다. MASW 기법에서는 측정된 공통 송신점 자료를 주파수-위상속도 영역으로 변환하여 주파수에 따른 위상속도의 에너지를 나타내는 단면인 주파수-위상속도 분포단면을 작성하며, 주파수-위상속도 분포단면에서 각 주파수에서의 최대 에너지를 발췌하여 위상속도 분산곡선을 구한다.

HWAW방법은 2개의 감지기 사이 매질을 따라 전파하는 파의 주파수별 위상·그룹속도를 결정하기 위한 방법이다(Park and Kim, 2001). HWAW방법은 각 감지기에서 얻어진 시간 영역신호를 Harmonic Wavelet 변환(Newland, 1998)을 통해 시간-주파수 영역으로 변환하여, 각 주파수 성분의 시간에 따른 위상·에너지 크기를 결정한 후, 각 주파수성분이 최대 에너지를 가지는 시간영역, 즉 국부 신호/잡음비가 최대가 되는 최대 에너지선의 위상·에너지 정보만을 사용하여 파의 위상·그룹속도를 결정한다. 따라서 기존 방법에서 사용하기 어려운 낮은 평균 신호/잡음비를 가지는 계측 데이터로부터 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있으며, 2채널 시험을 통해 다채널 시험에서 얻을 수 있는 표면파의 모드 분산곡선 또한 결정 할 수 있다.

3. 표면파 기법을 이용한 댐체의 전단파속도 획득

3.1 표면파 기법을 이용한 심벽부의 전단파속도 획득

그림 2는 락필댐의 일반적인 단면을 나타낸다. 그림

과 같이 락필댐은 불투수재 기능을 하는 심벽부(코어)와 댐체 유지를 하는 사력재(락필)로 크게 구분되며 침투수 및 세립자 유출방지를 위한 필터재가 심벽부와 사력부 사이에 존재한다. 표면파 시험을 통해 심벽부의 물성을 측정하기 위해서 그림 3(a)와 같이 댐마루 중앙에 길이 방향으로 측선을 설정하여 표면파 시험을 수행하여야 한다. 댐마루가 그림 3(b), (c)와 같이 상부에 매립재가 아닌 강성이 큰 재료가 있는 경우(콘크리트 및 아스팔트 포장 혹은 블록 포장이 되어있는 경우) 파가 잘 전파되도록 가진에 주의해야 하며 결과 도출시 상부 포장체의 강성을 구별하여야 한다. 그림 4와 같이 댐 구조의 특성상 양단으로 갈수록 심벽부의 깊이가 얕아지고 기반암이 얕은 심도에 존재하게 되는 경우가 발생한다. 따라서 표면파 기법의 수행시 기반암의 영향을 줄이고 심벽부 재료의 대표적인 물성을 도출하기 위하여 댐 중앙부에서 시험을 수행하였다. 댐 마루에는 반사법, 굴절법, 표면파 기법 등 다양한 지표면 탐사기법의 적용이 가능하나, 이중 시험 수행 및 해석이 용이하고 국내·외로 현업에서 지반의 전단파속도 측정을 위해 널리 사용되는 표면파 탐사기법을 이용하여 댐 제체의 동적물성치를 획득하였다.

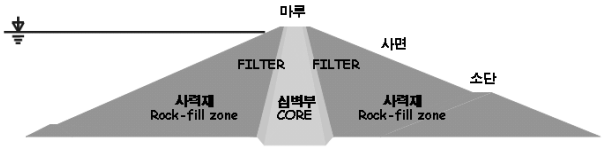


그림 2. 락필댐의 일반적인 단면

(a) 매립토

(b) 아스팔트 포장

(c) 블록포장

그림 3. 댐마루에서 형태 및 측선 설정

3.2 표면파 기법을 이용한 사력재의 전단파속도 획득

락필댐의 사력부는 그림 5(a)와 같이 큰 암석과 자갈이 섞인 사력부의 재료 구성 및 경사진 표면(그림 5(b))으로 인하여 표면파 시험 수행 조건이 좋지 않아서, 기존에는 시험을 수행하지 않고 가정치나 해외 문헌을 이용하여 입력물성을 산정하여 해석을 수행하여 왔다. 하지만 엄밀한 내진해석을 위해서는 사력재의 현장전단파속도가 필요한 실정이므로 본 연구에서는 표면파 기법을 이용하여 사력재의 전단파속도를 획득하는 방법에 대하여 연구하였다. 우선, 사력재의 전단파속도를 획득하기 위해서는 시험을 수행할 측선의 선정이 우선적으로 필요하다. 그림 6에 나타난 바와 같이 댐체에서 사력재의 물성을 구할 수 있는 측선은 사면의 소단, 댐마루의 가장자리, 사력부의 경사면 3곳 정도로 나눌 수 있다. 소단의 경우 수평으로 평탄한 구조를 가지고 있어 감지기의 설치 및 가진 등 시험수행이 용이하나, 존재하지 않는 댐이 많이 존재하며 소단의 폭이 좁은 경우도 있다. 댐마루의 가장자리는 탐사를 위한 접근성이 좋고 감지기의 설치 및 가진을 안정적으로 용이하게 할 수

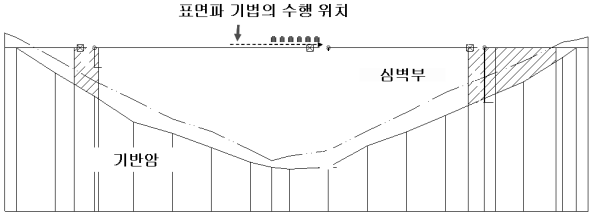


그림 4. 댐 구조적 정보를 고려한 대표물성 산정을 위한 시험 위치

있으나 대상댐의 단면 정보가 없는 경우 심벽부(core) 및 사력부의 경계를 파악할 수 없어 사력재의 물성을 신뢰성있게 파악하기 힘들게 된다. 사력부의 경사면의 경우 모든 댐에서 시험이 가능한 장점이 있으나 사면의 경사가 심하고 사력재의 구성이 고르지 못할 경우 감지기의 설치 및 가진에 어려운 점이 있고, 시험자의 안전성에 문제가 발생할 수 있다. 본 연구에서는 시험의 신뢰성, 시험의 접근성, 안전성에 따라대상댐의 소단이 있는 경우 소단에서 시험을 우선적으로 수행하며, 그 다음으로 경사면에서 시험을 수행하여 사력재의 전단파속도를 도출하였다. 사면에서 표면파 기법의 수행시 사면의 법선방향으로 감지기를 설치하고 가진을 할 경우 신뢰성있는 시험을 수행할 수 있다는 연구결과가 발표되어 있다(김성우, 2008).

일반적으로 표면파 탐사 기법에서는 감지기로서 속도계를, 가진원으로 슬레지해머 및 추를 사용하여 시험을 수행하게 된다. 그러나 사면의 경우 감지기를 사면에 수직한 방향, 즉, 중력에 경사진 방향으로 설치해야 하기 때문에 수직성에 민감한 속도계의 경우 사용이 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 속도계 대신 그림 7과 같은 수직성에 영향을 받지 않는 저주파 가속도계를 이용하여 시험을 수행하였다. 암석과의 접촉을 위하여 그림 7(a)에서 나타난 바와 같이 찰흙을 이용하여 표면에 고정시켰다.

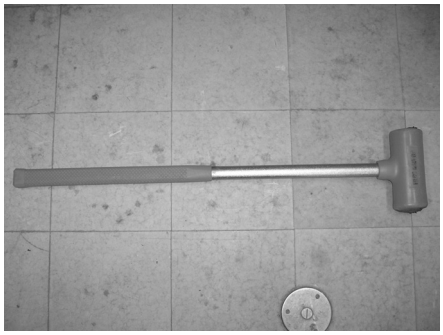
경사면 및 암석 위에서 중추를 이용하여 가진하게 되면 사력재의 파괴 및 시험자의 안전성, 가진의 반복성 등의 문제가 발생하게 된다. 또한 기존의 슬레지 해머를 이용할 경우 파의 발현이 제대로 이뤄지지 않아 신뢰성 있는 결과를 도출할 수 없는 경우가 발생할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 중추와 같이 저주파의 큰 에너지를 발현하며 타격의 반복성 및 안정성이 보장되는 우레탄 슬레지 해머를 이용하여 탐사를 수행하였다(그림 7(b)). 그림 8에서 나타난 바와 같이 우레탄해머 이용 시 중추 가진과 비슷한 성분의 저주파 성분을 발현하는 것을 확인할 수 있다.

(a) 사력부의 구성　　(b) 사력부의 경사사면

그림 5. 락필댐 사력부의 구성 및 사면

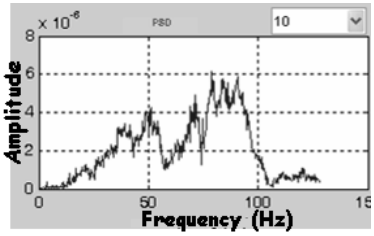
그림 6. 사력재의 전단파속도 획득이 가능한 측선

(a)저주파 가속도계

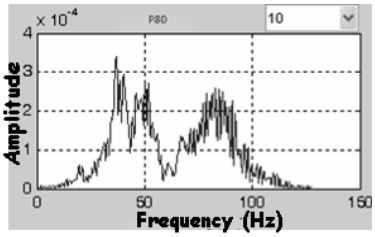


(b)우레탄해머

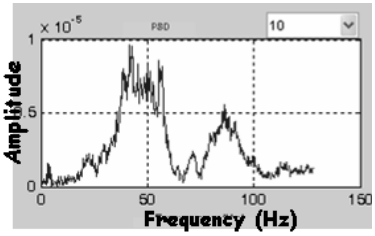
그림 7. 사력부에서 표면파 기법 적용을 위한 장비 구성



(a) 슬레지해머



(b) 중추



(c) 우레탄해머

그림 8. 각 가진원별 주파수 성분

3.3 댐체에 적용된 표면파 기법

사력부와 같이 표면의 조건이 좋지 않은 부지의 경우 MASW 기법과 같이 24개 이상의 감지기가 필요한 경우 각 감지기를 등간격으로 측선에 설치하기가 매우 어렵다. 이에 반해 2개의 감지기만 이용하는 기법의 경우 두 감지기를 지반의 국부적인 조건에 따라 설치하고 사이의 거리를 알면 시험 수행이 가능하다는 장점이 있다. 또한 위 절에서 언급한 바와 같이 경사면의 경우 가속도계를 이용하여 시험을 수행해야 하나, 속도계에 비해 상대적으로 가격이 비싼 가속도계를 이용하여 MASW 기법을 수행하게 되면 비용이 크게 증가하게 된다. 더욱이 HWAW 기법의 경우 타 기법에 비해 작은 가진 에너지로 시험 수행이 가능하여(박형춘 등, 2008), 타격이 어려운 댐체에서 우레탄 해머를 이용해 시험을 수행할 수 있는 장점을 가지게 된다. 또한 HWAW 기법은 시간-주파수 해석을 통하여 배경잡음을 제거할 수 있어, 반사면으로부터 나오는 반사파의 제거가 타 기법에 비해 용이하여 댐 제체의 전단파속도 산정에 유리하다. 따라서 본 연구에서는 SASW 및 HWAW 기법을 이용하여 사력재 및 심벽부의 전단파속도를 도출하였다. SASW기법은 기존의 방법을 이용하여 측선의 중심을 기준으로 감지

표 2. 대상댐의 제원 및 시험 수행 개요

구분	형식	댐 높이 (m)	댐 길이 (m)	댐마루 표고 (EL. m)	대상 제체	적용기법	측선
M댐	중앙 차수벽형 락필댐	60.7	287.0	863.5	심벽부	SASW, HWAW	댐마루
					사력부	SASW, HWAW	경사사면
Y댐		42.0	300.0	162.0	사력부	SASW	소단
D댐		55.0	255.0	123.0	사력부	SASW	소단
S댐		123.0	530.0	203.0	심벽부	SASW	댐마루
					사력부	SASW	소단
SA댐		67.0	437.0	69.2	심벽부	SASW, HWAW	댐마루
					사력부	SASW, HWAW	소단
SY댐		46.0	300.0	66.4	심벽부	SASW, HWAW	댐마루
					사력부	HWAW	경사사면

기 간격을 2m에서 최대 50m까지 벌려가며 시험하였다. HWAW기법은 감지기 간격 2~4m, 가진원 간격 6~10m를 이용하여 시험을 수행하였다.

4. 현장 시험 결과

본 연구에서는 SASW 및 HWAW 기법을 이용하여 6개 댐 제체의 전단파속도를 도출하였으며 각 댐의 제원 및 대상 제체, 적용된 표면파 기법을 표 2에 나타내었다.

4.1 심벽부의 전단파 속도 획득

4개 댐의 심벽부의 전단파속도를 측정하기 위하여 댐마루 중앙부에 측선을 설치하고 SASW 기법 및 HWAW 기법을 수행하였다(그림 9).

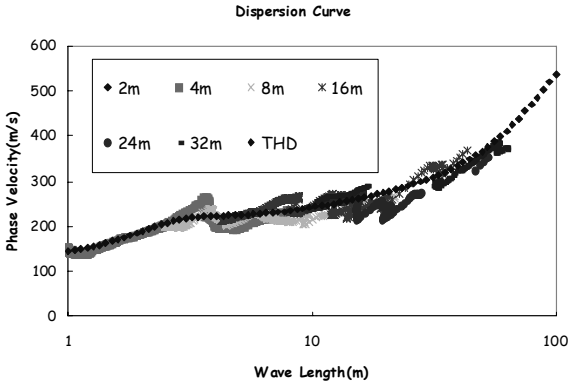
4.1.1 M댐 시험 결과

SASW 기법은 감지기 간격을 2~48m까지 변화시키며 수행하였고 단일 감지기 구성을 사용하는 HWAW 기법은 감지기 및 가진원 위치를 변화시켜가며 시험을 수행하여 가진원 거리 10m, 감지기 간격 2m에서 최적의 결과를 도출하였다. 그림 10(a)는 SASW 기법을, 그림 10(b)는 HWAW기법을 통해 획득한 실험 분산곡선 및 역산 수행을 위한 이론분산곡선을 같이 도시하였다. 실험 분산곡선(experimental dispersion curve)은 EXD, 이론분

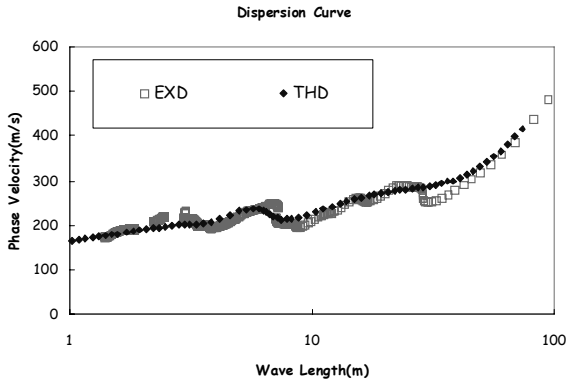
(a) M 댐

(b) SA 댐

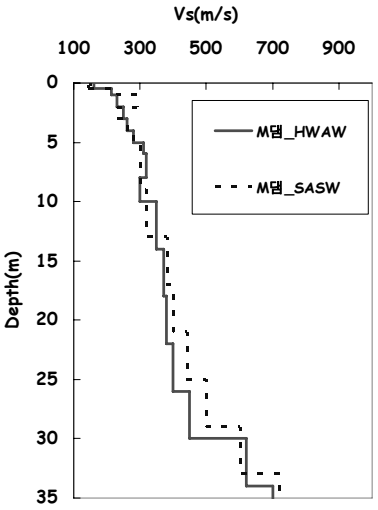
그림 9. 심벽부의 전단파속도 획득을 위한 댐마루에서의 표면파 기법 수행



(a) SASW 기법 해석 결과



(b) HWAW 기법 해석 결과



(c) 전단파 속도 주상도(M댐 심벽부)

그림 10. M댐 심벽부에서의 표면파 시험 결과

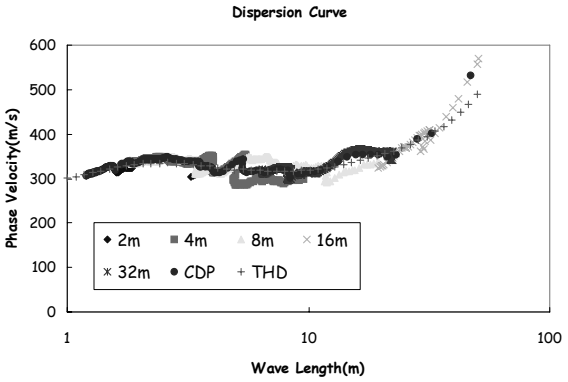
산곡선(theoretical dispersion curve)은 THD, SASW기법의 복합분산곡선(compact dispersion curve)은 CDP로 범례를 표시하였다. 획득한 전단파속도 주상도는 그림 10(c)에 도시하였다. 심벽부의 전단파속도는 150~600 m/s의 범위를 가지는 것으로 나타났다.

4.1.2 S댐 시험 결과

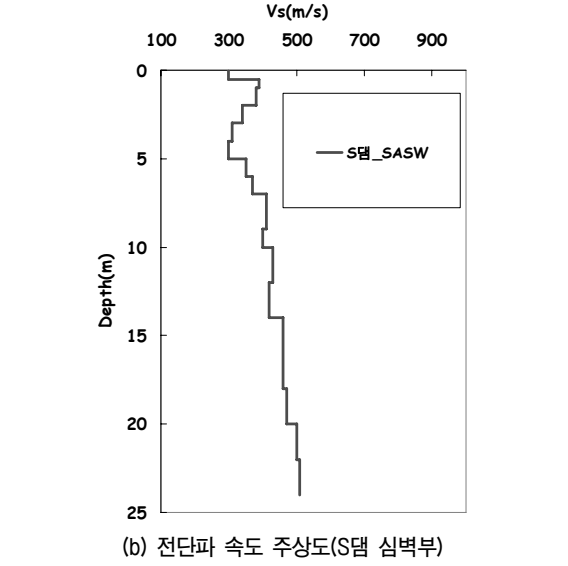
S댐의 댐마루는 아스팔트포장이 되어 있어 시험 수행시 다양한 가진을 통하여 넓은 영역의 주파수 성분으로 획득하였다. 감지기 간격을 2m부터 32m까지 늘려가며 시험을 수행하여 그림 11(a)와 같은 실험분산곡선을 구하였으며 이론분산곡선을 이용하여 역산을 수행하였다. S댐 심벽부의 대표적인 전단파속도는 그림 11(b)와 같으며, 하부 25m까지 300m/s에서 510m/s까지 도출하였다. 상부 포장층으로 인하여 상부 전단파속도가 다소 크게 산정되었으며 이러한 결과를 고려하여 차후 심벽부의 D/B를 구축하였다.

4.1.3 SA댐 시험 결과

SA댐의 마루는 매립토로 다져져 있어 시험 수행이 용이하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2m부터 32m까

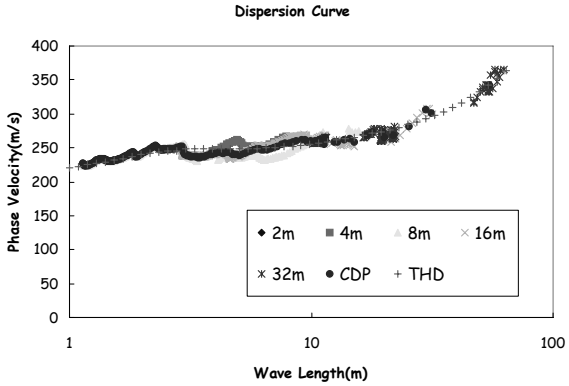


(a) SASW 기법 해석 결과

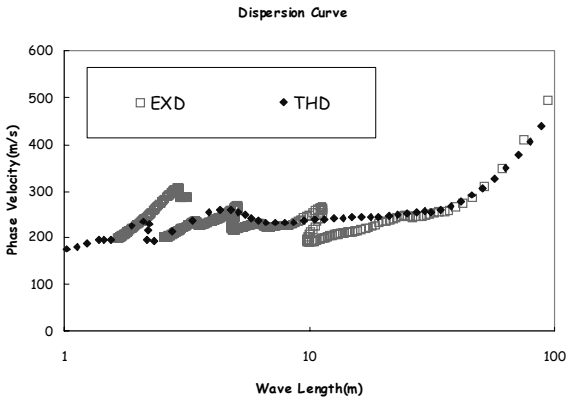


(b) 전단파 속도 주상도(S댐 심벽부)

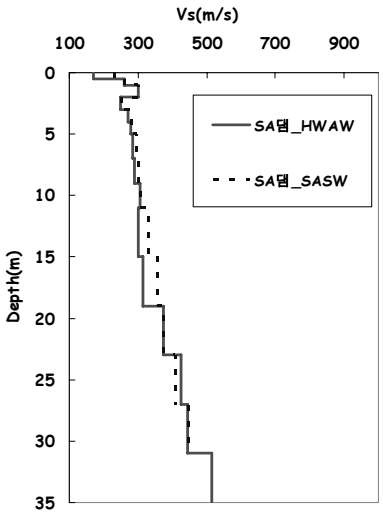
그림 11. S댐 심벽부에서의 표면파 시험 결과



(a) SASW 기법 해석 결과



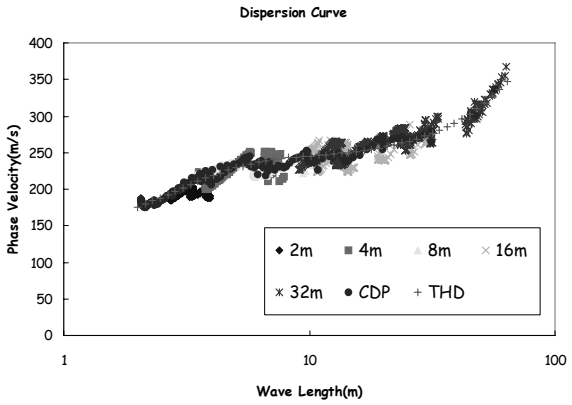
(b) HWAW 기법 해석 결과



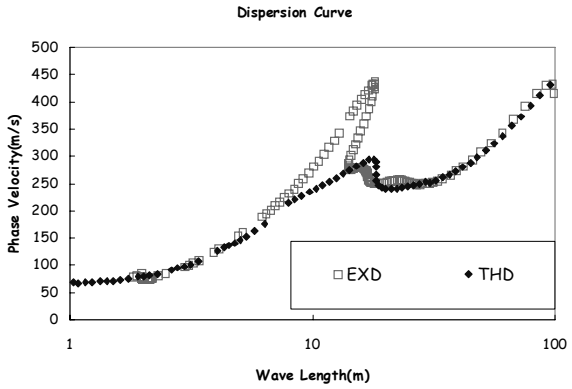
(c) 전단파 속도 주상도(SA댐 심벽부)

그림 12. SA댐 심벽부에서의 표면파 시험 결과

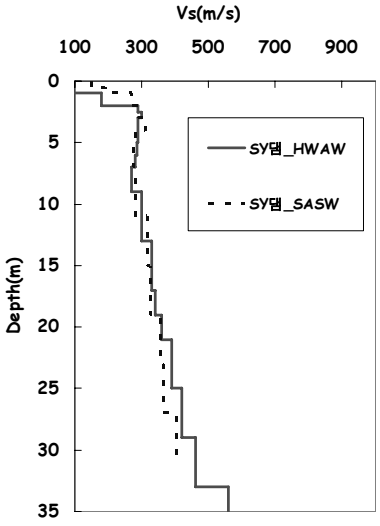
지 늘려가며 시험을 수행하였으며, HWAW 기법은 가진원-감지기 간격 10m, 감지기 간격 2m를 이용하여 수행하였다. 각각의 결과 및 역산을 위한 이론 분산곡선은 그림 12(a)와 (b)에 나타내었으며 최종 전단파속도 주상도를 그림 12(c)에 나타내었다. 깊이에 따라 200~500m/s



(a) SASW 기법 해석 결과



(b) HWAW 기법 해석 결과



(c) 전단파 속도 주상도(SY댐 심벽부)

그림 13. SY댐 심벽부에서의 표면파 시험 결과

의 속도분포를 가지며 두 시험기법의 결과가 유사하게 나옴을 확인할 수 있었다.

4.1.4 SY댐 시험 결과

SY댐의 마루는 블록포장이 되어 있어서 충분한 가진에너지가 발생하도록 주의하여 지표면 타격을 실시하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2m부터 32m까지 늘려가며 시험을 수행하였으며, HWAW 기법은 가진원-감지기 간격 6m, 감지기 간격 2m를 이용하여 수행하였다. 각각의 결과 및 역산을 위한 이론 분산곡선은 그림 13(a)와 (b)에 나타내었으며 최종 전단파속도 주상도를 그림 13(c)에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 깊이에 따라 100~500m/s의 속도분포를 가지며 두 시험기법의 결과가 유사하게 나옴을 확인할 수 있었다.

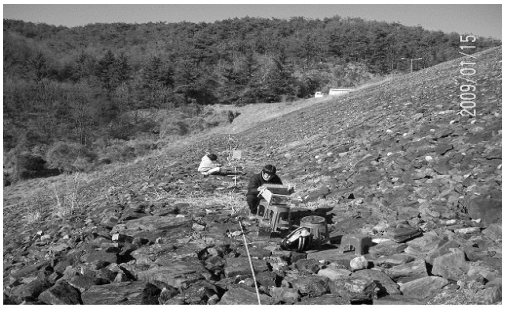
4.2 사력부의 전단파 속도 획득

사력부의 물성을 측정하기 위하여 경사사면 및 소단에 측선을 설치하고 SASW 기법 및 HWAW 기법을 수행하였다(그림 14).

4.2.1 M댐 시험 결과

소단이 존재하지 않는 M댐에서 경사사면에 측선을 위치시킨 후 감지기를 경사면의 법선방향으로 설치하고

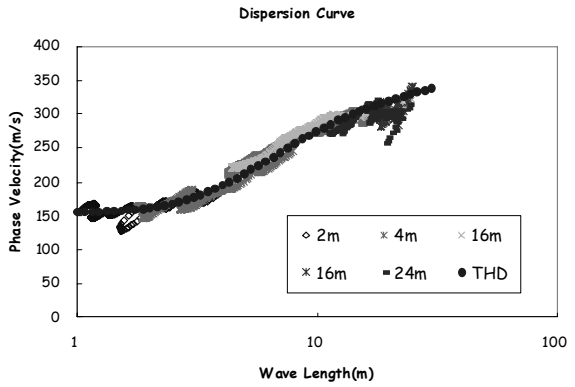
(a) 경사사면 측선(M댐)



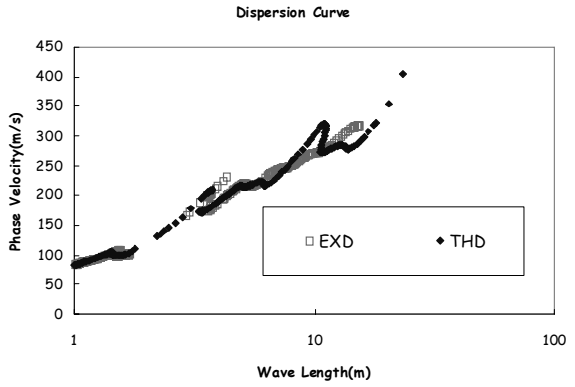
(b) 소단 측선(SA댐)

그림 14. 사력부의 전단파속도 획득을 위한 표면파 기법 수행

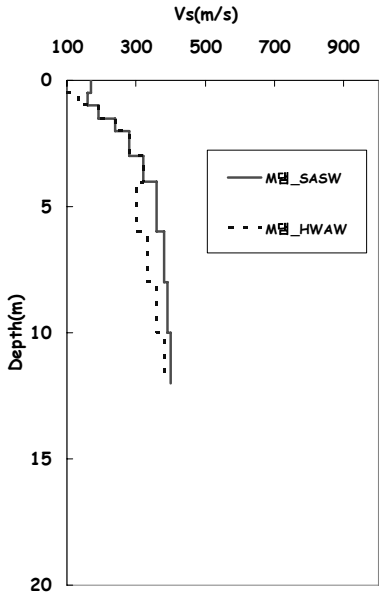
SASW 및 HWAW 시험을 수행하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2, 4, 8, 16m 로 늘려가며 시험을 수행하였고, HWAW 시험의 경우 최적의 시험구성을 위해 감지기 간 간격 2, 4, 6m, 첫 감지기와 가진원 거리 6, 8, 10, 20m 등으로 변화시키며 시험을 수행하여 최종적으로 감지기 간격 2m, 가진거리 10m 구성에서 결과를 획득하였다. 그림 15(a), (b)는 SASW 및 HWAW 시험결과를 나타낸다. 현장에서 약 20~30m 영역까지 분산곡선을 도출하였으며 역산과정을 통하여 사력재의 전단파속도 주상도를 도출하였다(그림 15(c)). 그림에서 나타난 바와 같이 사력부는 매우 큰 바위부터 조그만 자갈까지 입도분포가 다양하며 상부의 경우 엉성하게 채워져 공극이 큰 상태로 존재하였다. 그래서 여러 방법으로 가진을 하여도 실제 타격에너지가 크게 발현되지 않아 장파장 영역의 분산곡선을 획득하지 못하였다. 또한 사력재의 불균질한 구성으로 인하여 표면 단파장 영역의 결과는 신뢰성이 떨어진다고 판단된다. 이러한 분산곡선으로부터 구한 전단파속도의 주상도는 약 12m 깊이까지 도출하였으며 전단파속도는 상부 200m/s에서 하부 400m/s 범위에서 존재하였다.



(a) SASW 기법 해석 결과

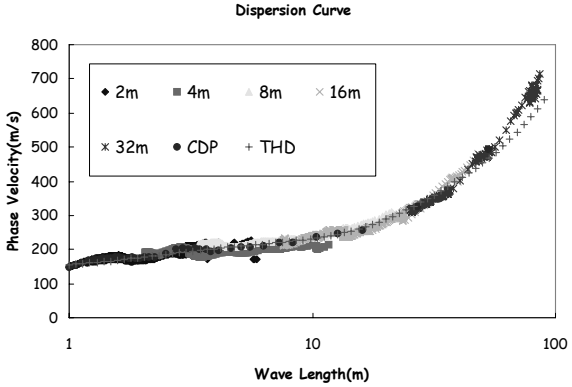


(b) HWAW 기법 해석 결과

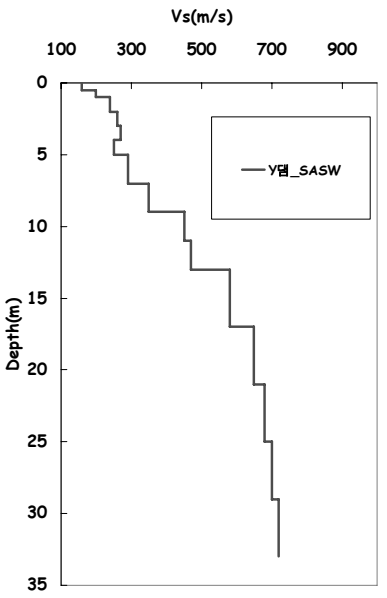


(c) 전단파 속도 주상도(M댐 사력부)

그림 15. M댐 사력부에서의 표면파 시험 결과



(a) SASW 기법 해석 결과



(b) 전단파 속도 주상도(Y댐 사력부)

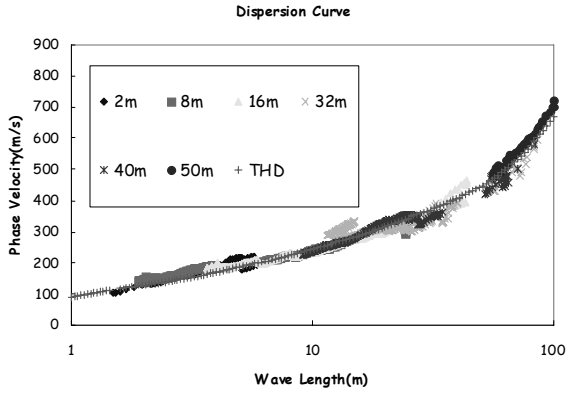
그림 16. Y댐 사력부에서의 표면파 시험 결과

4.2.2 Y댐 시험 결과

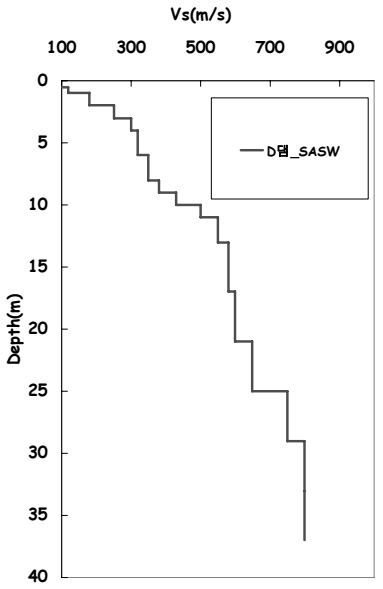
넓고 표층이 잘 다져진 소단이 존재하는 Y댐에서는 소단에서 표면파 기법을 수행하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2m부터 32m까지 늘려가며 시험을 수행하였으며, 가진원은 슬레지 해머와 추를 이용하였다. 그림 16(a)와 같이 100m파장 영역까지 분산곡선을 도출하였고, 역산과정을 통해 이론분산곡선을 도출하였다. 최종적으로 획득한 전단파속도 주상도를 그림 16(b)에 나타내었다. 같은 사력재에서 수행한 시험 결과임에도 불구하고 Y댐의 시험결과는 M댐에 비해 상당히 깊은 심도까지의 결과를 도출하는 것을 확인 할 수 있다. 이는 M댐의 경사사면과는 다르게 Y댐 소단의 사력재의 입도분포가 비교적 균등하고 잘 다져져 있어 추 가진시 타격에너지가 잘 발현되었기 때문이라 판단된다. 이는 사력부에서 상부에서 가진문제만 해결하면 신뢰성있는 전단파속도를 산정할 수 있다는 것을 의미한다. 깊이 33m까지 전단파속도를 도출하였으며 깊이에 따라 160m/s에서 720m/s까지 범위에 존재하였다.

4.2.3 D댐 시험 결과

소단이 존재하는 D댐에서는 사면의 경사가 급하여 표면파 기법을 소단에서만 수행하였다. SASW기법은 감지기 간격을 2m부터 50m까지 늘려가며 시험을 수행하였다. 일반적인 지반의 경우 슬레지 해머나 추로 가진할 경우 32m 이상 감지기 간격에서 양질의 결과를 얻기 힘드나, 본 현장에서는 추 가진을 이용하여 파장 100m까지의 분산곡선을 도출하였다(그림 17(a)). 획득한 분산곡선을 이용하여 산정된 전단파속도를 그림17(b)에 나타내었다. 깊이 35m까지 전단파속도를 도출하였으며 깊이에 따라 200m/s에서 700m/s까지 범위에 존재하였다.

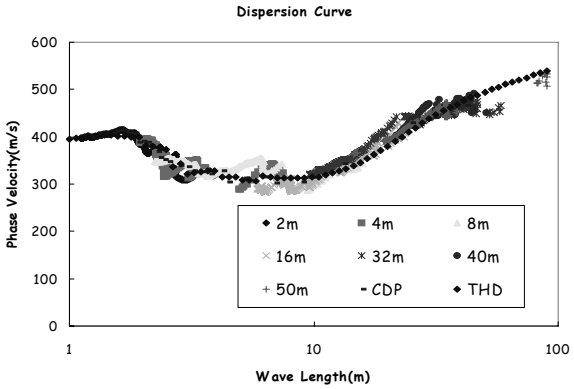


(a) SASW 기법 해석 결과

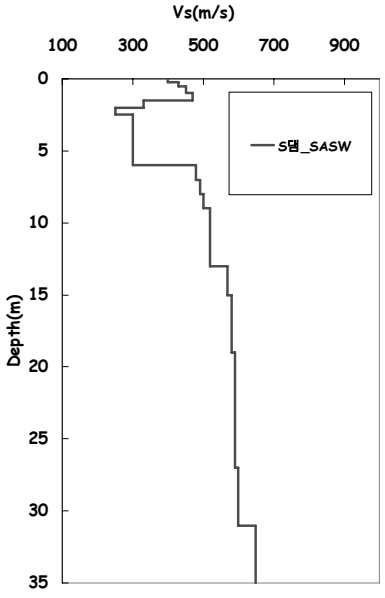


(b) 전단파 속도 주상도(D댐 사력부)

그림 17. D댐 사력부에서의 표면파 시험 결과



(a) SASW 기법 해석 결과

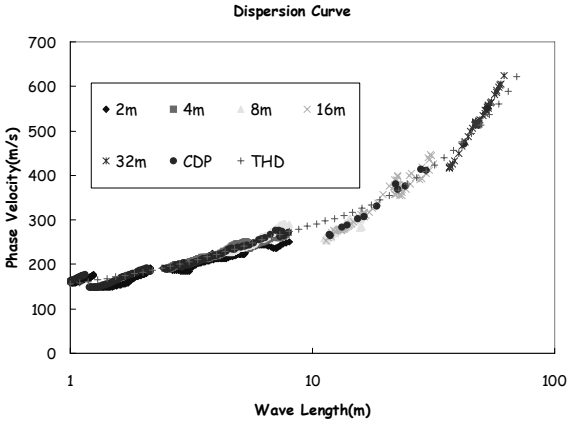


(b) 전단파 속도 주상도(S댐 사력부)

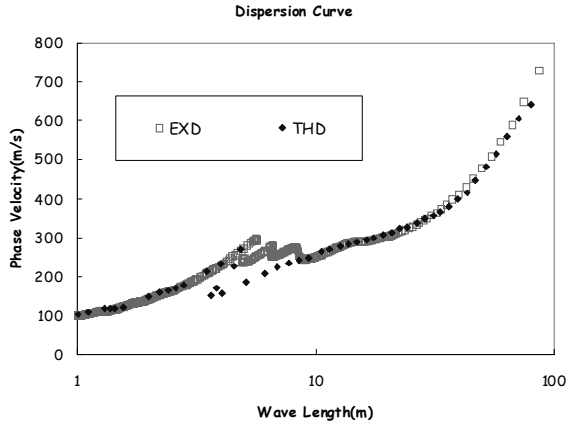
그림 18. S댐 사력부에서의 표면파 시험 결과

4.2.4 S댐 시험 결과

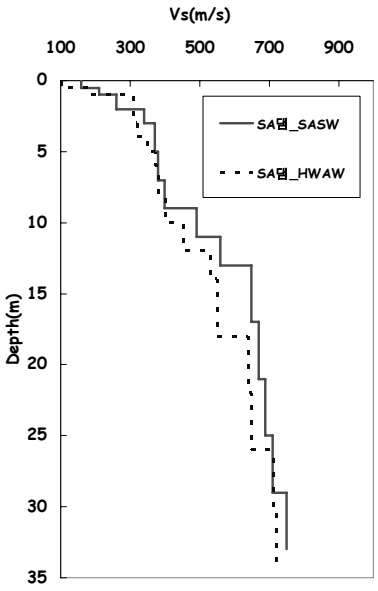
S댐 상부로 차도를 겸한 소단이 존재한다. 차량 통행으로 인하여 상부는 비교적 잘 다져진 상태이다. 소단을 따라 측선을 설정한 후 표면파 기법을 수행하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2m부터 50m까지 늘려가며 시험을 수행하였으며 그림 18(a)에서 보는 바와 같이 100m까지의 분산곡선을 도출하였다. 역산과정을 통하여 전단파속도 주상도를 그림 18(b)와 같이 획득하였다. 상부에서 400m/s이상의 큰 속도를 가졌다가 3m 이후로 깊이에 따라 300~650m/s의 속도 분포를 나타낸다.



(a) SASW 기법 해석 결과



(b) HWAW 기법 해석 결과



(c) 전단파 속도 주상도(SA댐 사력부)

그림 19. SA댐 사력부에서의 표면파 시험 결과

4.2.5 SA댐 시험 결과

소단이 존재하는 SA댐의 경우 사력부의 물성을 획득하기 위하여 소단에 측선을 선정한 다음 표면파 시험을 수행하였다. SASW 기법은 감지기 간격을 2m부터 32m까지 늘려가며 시험을 수행하였으며, HWAW 기법은 가진원-감지기 간격 6m, 감지기 간격 2m를 이용하여 수행하였다. 각각의 결과 및 역산을 위한 이론 분산곡선은 그림 19(a)와 (b)에 나타내었으며 최종 전단파속도 주상도를 그림 19(c))에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 깊이에 따라 100~750m/s의 속도분포를 가지며 두 시험기법의 결과가 유사하게 나옴을 확인할 수 있었다.

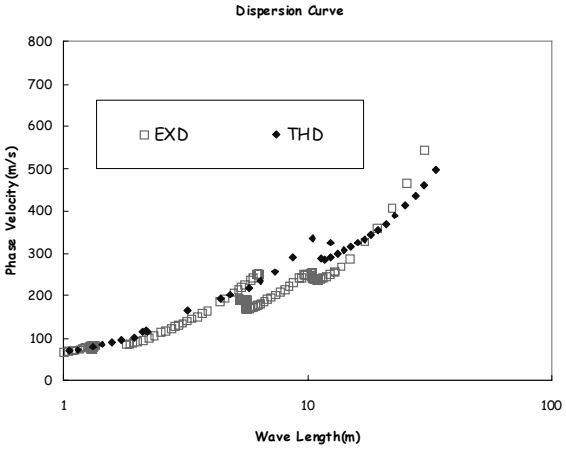
4.2.6 SY댐 시험 결과

사력부의 물성을 획득하기 위하여 사면에 측선을 선정한 다음 표면파 시험을 수행하였다. HWAW 기법은 다양한 감지기 간격을 이용하여 수행하였으며, 최종적으로 가진원-감지기 간격 10m, 감지기 간격 2m를 이용하였다. 시험 결과 및 역산을 위한 이론 분산곡선은 그림 20(a)에 나타내었으며 최종 전단파속도 주상도를 그림 20(b)에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 깊이에 따라 100~600m/s의 속도분포를 가지는 것을 확인할 수 있다.

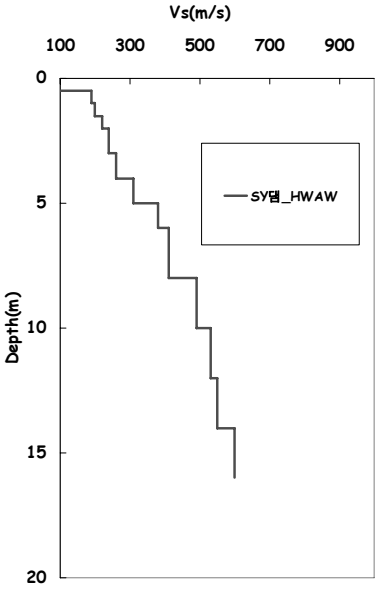
5. 현장시험 결과를 이용한 필댐 제체의 전단파속도 D/B 구축

5.1 심벽부의 전단파 속도 D/B구축

심벽재의 경우에는 시험수행이 용이하여 현장탐사를 수행하여 전단파 속도를 획득하는 것이 바람직하나, 시험수행이 불가능할 경우 이용할 수 있도록 기존 자료를 정리하여 전단파속도의 D/B를 구축하였다. 그림 21에 본 연구를 통하여 획득한 4개 댐의 전단파속도를 도시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 깊이 2m 정도까지 전



(a) HWAW 기법 해석 결과



(b) 전단파 속도 주상도(SY댐 사력부)

그림 20. SY댐 사력부에서의 표면파 시험 결과

단파속도의 분산정도가 크지만 깊은 심도로 갈수록 분산정도가 줄어드는 것을 확인할 수 있었다. 댐 내진해석 수행을 위한 심벽재의 깊이별 물성치를 제안하기 위하여 5m 간격으로 깊이별 평균 및 표준편차를 구하여 그림 22에 나타내었다. 역산과정을 통하여 획득할 수 있는 심도는 통상 분산곡선의 1/2~1/3이며, 각 시험에서 획득한 분산곡선의 최대 파장이 100m 이하이고, 대부분의 댐체의 결과가 35m 전후 심도까지 도출하였으므로, D/B의 유효깊이는 35m로 설정하였다. 평균 속도는 250~567m/s로 깊이별로 증가하였으며 표준편차는 44m/s에서 64m/s까지 비교적 작게 산정되어 평균속도를 이용한 D/B구축이 가능하다고 판단된다. 신뢰성있는 D/B 구축을 위하여 KAIST에서 기존에 수행한 3개 댐의 기존 결과(DA댐, AG댐, DO댐)(그림 23(a))와 한국시설안전공단

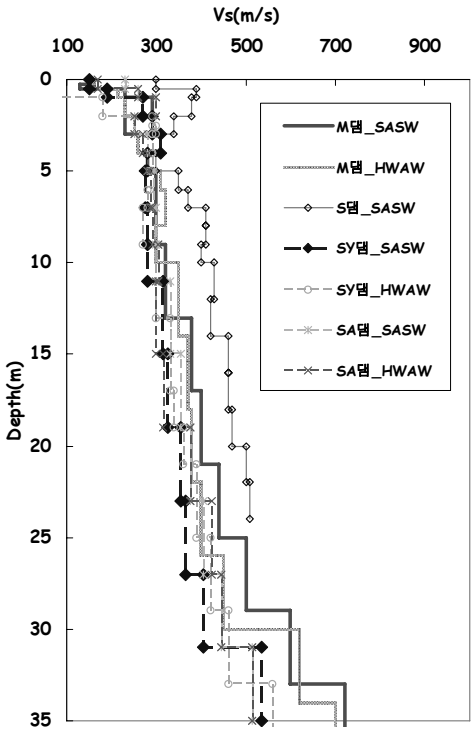


그림 21. 4개댐 심벽부의 전단파속도 주상도

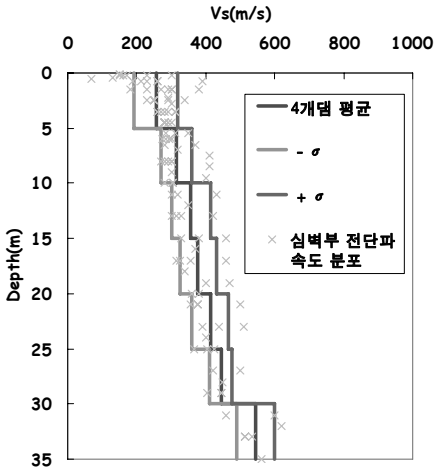
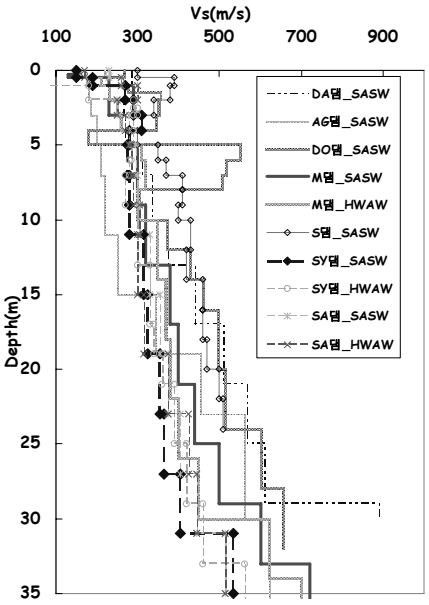


그림 22. 4개댐의 전단파속도의 깊이별 평균 및 표준편차

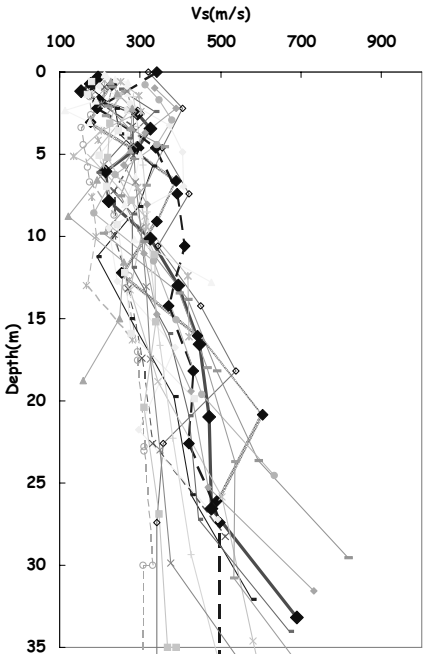
에서 수행한 22개 댐의 MASW결과(그림 23(b))를 추가하였다. MASW 결과는 댐체의 중앙에서 수행된 값을 대표로 하여 비교하였다. 최종적으로 전체 결과를 종합하여 깊이별 평균을 구하여 각각 결과와 비교하여 그림 24에 도시하였다. 그림에서 나타난 바와 같이 상부에서 본 연구를 통해 획득한 결과가 약간 클 뿐 전체적으로 유사함을 알 수 있으므로 전체 결과를 이용한 깊이별 전단파속도를 이용하여 D/B를 구축할 수 있다고 판단된다.

본 연구에서 제안한 깊이별 전단파속도 분포를 검

증해 보기 위하여 기존에 많이 이용되었던 Sawada와 Takahashi 관계식(1975)과 하익수와 오병현(2008)이 발표한 국내 댐의 결과와 같이 도시하여 비교하였다(그림 25). 상부 0~5m까지 본 연구에서 제안한 결과가 더 크고(Sawada와 Takahashi 210m/s, 본 제안식 255m/s), 30m 이하 심도에서 상한값에 가깝게 나오는 것을 제외하고 하익수와 오병현(2008)이 발표한 결과와 Sawada식의 하한값, 그리고 본 연구를 통해 제시한 깊이별 전단파속도가 유사하게 나오는 것을 알 수 있다. 따라서 본 연구에서 제안된 깊이별 전단파속도 분포를 향후 해석에 이용할 수 있다고 판단된다. 그러나 Sawada와 Takahashi의 연구에서 수행된 댐의 경우 심도 95m 이상의 대댐으로 본 연구에서 수행된 댐들과는 규모의 차이가 존재하며, 심벽재의 경우 지반재료, Aging, 심벽의 포화정도, 다짐상태 등에 따라 전단파속도가 달라질 가능성이 존재하므로, 시험수행이 가능할 경우 D/B를 이용하는 것보다 직접 시험을 통하여 물성을 획득하는 것이 바람직하다고 판단된다. 또한 본 연구에서 제안한 D/B의 경우 35m까지 존재하므로 더 깊은 곳의 물성은 시험을 통하여 획득하도록 하고, 시험이 불가능한 경우 Sawada와 Takahashi식의 상한값을 이용하는 것이 타당



(a) KAIST에서 수행한 7개 댐의 결과



(b) 한국시설안전공단에서 수행한 22개 댐의 결과(MASW)

그림 23. 신뢰성있는 D/B 구축을 위한 기존 결과 취합

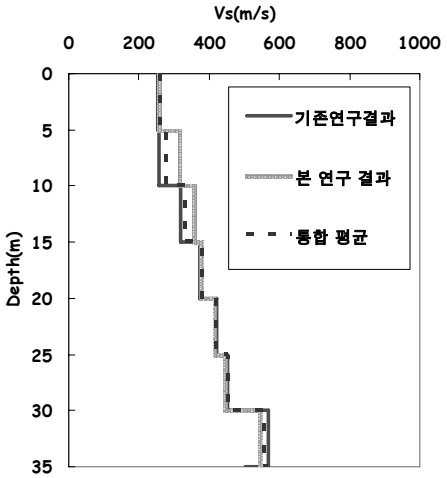


그림 24. 깊이별 평균 전단파 속도 분포

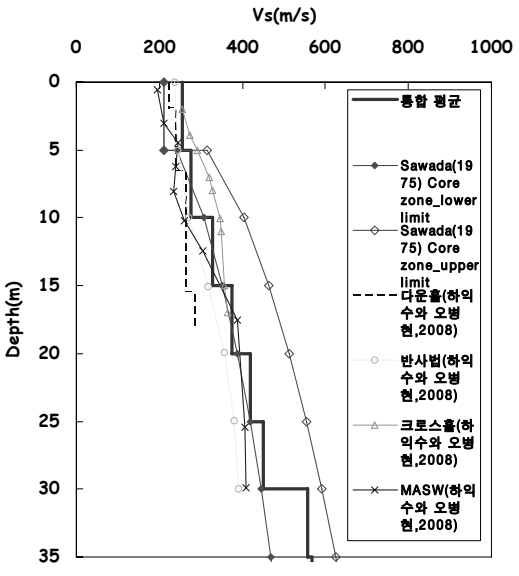


그림 25. 본 연구의 제안식과 기존 제안식 및 시험결과 비교

표 3. 심벽부의 깊이별 전단파속도 분포

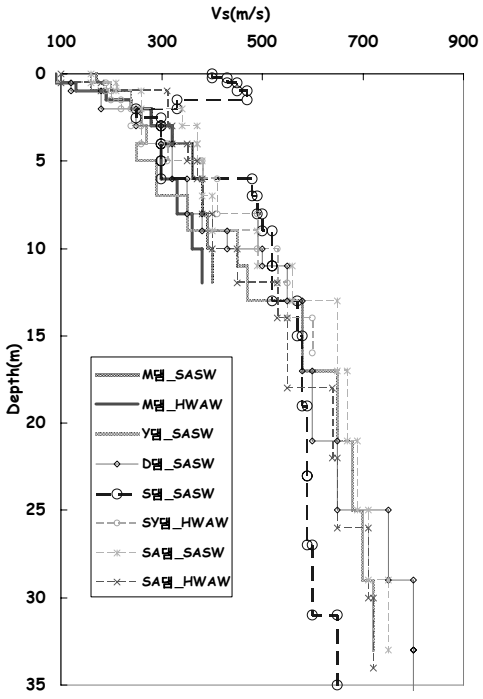
깊이 (m)	전단파속도 (m/s)	하한 (m/s)	상한(m/s)
0~5	256	192	319
5~10	276	208	344
10~15	328	254	402
15~20	375	299	451
20~25	418	323	513
25~30	451	349	552
30~35	556	454	658

하다고 판단된다. 표 3에 깊이별 대표 전단파속도와 표준편차를 이용한 상,하한 값을 정리하였다.

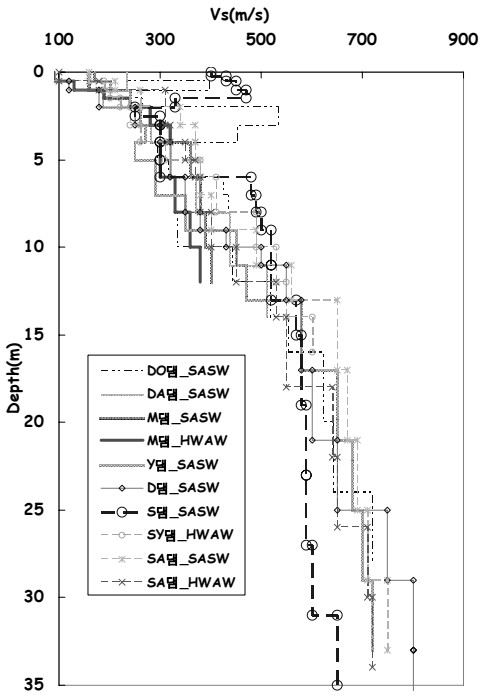
5.2 사력재의 전단파 속도 D/B 구축

사력재의 경우 심벽재에 비하여 시험 수행조건이 나쁘고 경사 사면에서 시험수행시 앞 절에서 본 바와 같이 깊은 심도까지 탐사가 되지 않는 경우가 있다. 따라서 향후 해석을 위하여 신뢰성있는 전단파속도의 D/B를 구축하였다. 그림 26(a)에 본 연구를 통하여 획득한 6개 댐의 전단파속도를 도시하였고, 추가로 기존에 수행되었던 2개 댐(DO댐, DA댐)의 결과를 같이 도시하여 그림 26(b)에 나타내었다. 그림에서 나타난 바와 같이 S댐을 제외하고 사력재의 종류에 큰 영향을 받지 않고 깊이에 따라 일정하게 증가하는 경향을 가지는 것을 알 수 있다. S댐의 소단은 도로로 이용되어 상부가 다짐이 되어 타 댐에 비해 강성이 매우 크다고 판단된다. 따라서 D/B구축을 위하여 S댐 상부의 자료는 제외하였다. 내진해석 수행을 위해서 사력재의 깊이별 물성치를 제안하기 위하여 5m 간격으로 깊이별 평균 및 표준편차를 구하여 그림 27에 나타내었다. 평균 속도는 243~740m/s로 깊이별로 증가하였으며 표준편차는 39m/s에서 76m/s까지 비교적 작게 산정되어 평균속도를 이용한 D/B구축이 가능하다고 판단된다. 심벽재와 달리 사력재는 사면으로 구성되어 깊이별 물성치를 이용하는 것보다 구속압에 따른 전단파속도 분포가 해석에 유용하게 사용될 수 있다. 따라서 구속압에 따른 속도의 변화를 확인해 보기 위하여 밀도를 2.2ton/m^3, 토압계수 K_0=0.5로 가정하여 깊이를 구속압으로 변화시키고(식 (2), 구속압-전단파 속도의 관계를 그림 28에 도시하였다.

$$\sigma_m' = \frac{1}{3}\sigma_v'(1 + 2K_o) = \frac{1}{3}\rho g h(1 + 2K_o) \qquad (2)$$



(a) 본 연구를 통하여 획득한 6개댐의 사력재 전단파속도 주상도



(b) 기존 연구결과를 추가한 사력재 전단파속도 주상도

그림 26. 국내 필댐 사력재의 전단파 속도 분포

여기서, σ_m' = 유효평균주응력(kPa)
σ_v' = 유효수직응력(kPa)
K_0 = 정지토압계수(=0.5로 가정)
ρ = 단위중량(t/m^3)
h = 깊이(m)

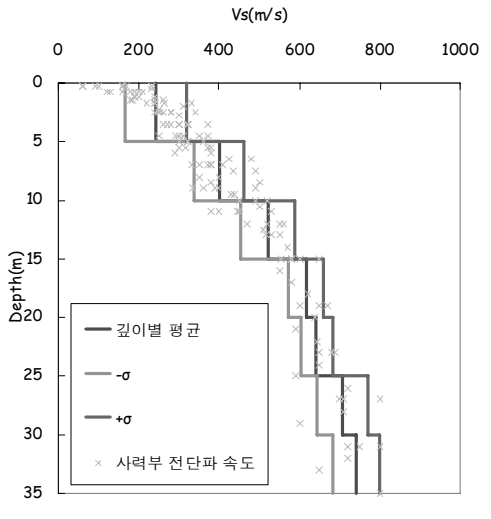


그림 27. 사력재의 전단파속도의 깊이별 평균 및 표준편차

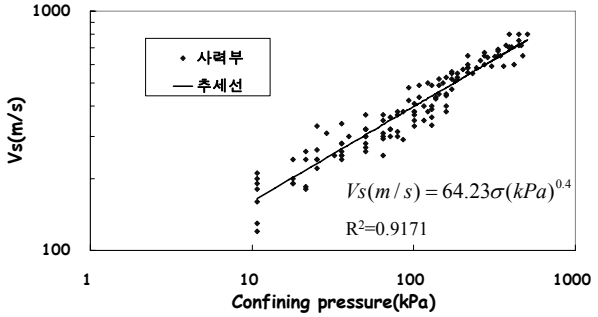


그림 28. 구속압에 따른 전단파속도 주상도

표면파 결과의 신뢰성이 떨어지는 지표면 근처의 결과(구속압단계 10kPa이하의 결과)를 제외하였으며, 그림에 나타난 바와 같이 매우 좋은 상관관계를 가지는 것을 확인할 수 있었다. 따라서 구속압에 따른 전단파 속도의 분포에 대한 제안식을 식 (3)과 같이 제안하였다.

$$V_s(m/s) = 64.23(\sigma(kPa)')^{0.4} \quad (3)$$

본 연구에서 도출한 깊이별 전단파속도 분포를 검증해 보기 위하여 기존에 많이 이용되었던 Sawada와 Takahashi의 관계식(1975)과 도시하여 비교하였다(그림 29). 상부 10m까지 유사한 결과를 도출하나 10m 이하에서 본 연구에서 구한 결과가 더 크게 나옴을 확인할 수 있었다. 기존의 Sawada와 Takahashi의 관계식이 실지진파를 이용한 댐 내의 지진계를 이용한 전단파속도의 획득이기 때문에 미소 변형율 영역의 최대 전단파속도가 아니라 중간 변형율 영역의 감소한 전단파속도일 가능성이 있고, 심벽재와 사력재의 물성차이가 크지 않았음을 고려해 볼 때 큰 값이 나온 본 연구의 결과가 신뢰성

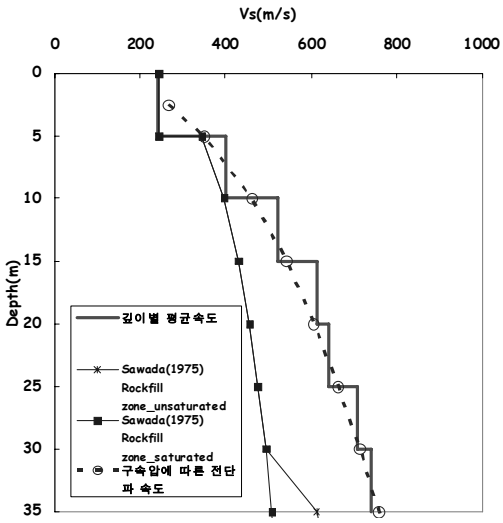


그림 29. 본 연구의 제안식과 기존 연구결과 비교

표 4. 사력재의 깊이별 전단파속도 분포

깊이 (m)	전단파속도(m/s)	하한 (m/s)	상한(m/s)
0~5	243	167	319
5~10	401	339	462
10~15	522	455	589
15~20	616	574	658
20~25	642	603	681
25~30	707	643	771
30~35	740	683	797

있다고 판단된다. 깊이별 평균속도에 비하여 구속압을 이용해 도출한 결과가 조금 작게 산출되었으며 이를 이용하여 향후 해석시 구속압에 따른 입력물성치를 보다 엄밀하게 산정할 수 있다고 판단된다. 표 4에는 사력재의 깊이별 대표전단파속도 및 표준편차를 이용한 상,하한 값을 정리하였다.

6. 결 론

본 논문에서는 동반논문에서 언급한 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/Gmax-logγ)과 감쇠비 곡선(D-logγ)와 함께 필댐에 대한 내진성능 평가 수행을 위해 필요한 현장의 전단파 속도 주상도를 획득하기 위한 표면파 기법의 적용방법을 연구하고 필댐 각 제체의 전단파 속도 주상도를 도출하였다. 현장시험결과에 대한 분석과 기존 사용된 경험적 제안식과의 비교·분석을 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

(1) 2개의 감지기를 사용하는 표면파 기법(SASW, HWAW)

을 이용하여 댐체의 전단파속도를 측정하였으며, 심벽부의 경우 댐마루에서, 사력부의 경우 소단 및 경사사면에서 시험을 수행하였다. 심벽부 및 사력부에서 최대 35m까지 전단파 속도를 신뢰성있게 도출하였으며 D/B 구축을 위하여 깊이별 평균전단파 속도를 구하였다.

(2) 심벽부 전단파속도의 깊이별 평균 속도는 깊이에 따라 256~556m/s까지 증가하였고 표준편차는 44~64까지 산정되었으며, 기존 Sawada와 Takahashi의 제안식과 유사하게 나타났다.

(3) 사력부의 전단파속도의 깊이별 평균 속도는 241~740m/s로 깊이별로 증가하였고, 표준편차는 43에서 80까지 산정되었다. 기존 Sawada와 Takahashi 결과와 비교해 볼 때, 상부 10m까지 유사한 결과를 도출하나 10m 이하에서는 더 크게 나오는 것으로 나타났다.

(4) 사력재의 경우 내진성능평가 수행을 위하여 구속압에 따른 전단파 속도의 변화 양상을 나타내 본 결과 매우 좋은 상관성을 가지는 것으로 나타났다. 따라서 내진성능평가 수행 시 유용한 입력물성으로 이용할 수 있도록 구속압 – 전단파 속도 관계식을 제안하였다.

감사의 글

본 연구는 한국시설안전공단에서 주관하는 2008년 한국시설안전공단 기술개발 사업의 수탁과제인 “기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령 보완·개정”의 연구비 지원에 의해 수행된 것이며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 김성우 (2008), *지표경사면에서 표면파 기법의 적용성*, 석사학위 논문, 한국과학기술원, pp.77-78.
2. 김정호, 송윤호, 정승화 (2000), “전기전자탐사 기술을 이용한 지반구조의 영상화”, *2000년도 한국물리탐사학회 한국지반공학회 지반조사위원회 공동특별강연논문집*, pp.121-154.
3. 박삼규, 송성호, 최종학, 최보규, 이병호 (2002), “수리시설물의 누수탐지를 위한 물리탐사의 적용성”, *한국물리탐사학회 제4회 특별 심포지엄*, pp.179-195.
4. 박형춘, 김동수, 김종태, 박헌준, 방은석 (2008), “HWAW기법을 이용한 지반의 전단파속도 2-D 영상화”, *한국지반공학회 2008 봄 학술 발표회*, pp.7-13.
5. 방은석 (2006), *신뢰성있는 지반의 전단파속도 주상도 결정을 위한 현장 탄성파 탐사기법 연구*, 박사학위 논문, 한국과학기술원, pp.201-218.
6. 오석훈, 선창국 (2004), “필댐 안정성 평가를 위한 물리탐사와 SPT 자료의 분석”, *지구물리학회 물리탐사지*, 7권 3호, pp. 171-183.
7. 하익수, 오병현 (2008), “기존 댐 코어죤의 전단파속도 산정기법 비교 연구”, *한국지반공학회논문집*, 제 24권 10호, pp.33-43.
8. Nazarian, S., Stokoe, K.H. (1984), “In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface wave”, *Proceeding of 8th Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, pp.31-38.
9. Newland, D.E. (1998), *An Introduction to Random Vibrations, Spectral and Wavelet Analysis*, 3rd edition, Addison Wesley Longman Limited.
10. Park, C. B., Miller,R. D., and Xia, J. (1999), “Multi-channel analysis of surface waves”, *Geophysics*, Vol.64, No.3, pp.800-808,
11. Park, H.C., Kim, D.S. (2001), “Evaluation of the Dispersive Phase and Group Velocities using Harmonic Wavelet Transform”, *NDT&E International*, Vol.34, No.7, pp.457-467.
12. Sawada, Y., Takahashi, T. (1975), “Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dams”, *Proceeding of 4th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 1975, pp.695-702.

(접수일자 2009. 9. 28, 심사완료일 2009. 12. 11)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 87 ~ 105

필댐 제체 재료의 동적 물성치 평가 : II. 비선형 동적 변형특성

Estimation of Dynamic Material Properties for Fill Dam : II. Nonlinear Deformation Characteristics

이 세 현[1] Lee, Sei-Hyun 김 동 수[2] Kim, Dong-Soo
추 연 욱[3] Choo, Yun-Wook 권 혁 기[4] Kwon, Hyek-Kee

Abstract

Nonlinear dynamic deformation characteristics, expressed in terms of normalized shear modulus reduction curve (G/G_{max}-logγ, G/G_{max} curve) and damping curve (D-logγ), are important input parameters with shear wave velocity profile (V_s-profile) in the seismic analysis of (new or existing) fill dam. In this paper, the reasonable and economical methods to evaluate the nonlinear dynamic deformation characteristics for core zone and rockfill zone respectively are presented. For the core zone, 111 G/G_{max} curves and 98 damping curves which meet the requirements of core material were compiled and representative curves and ranges were proposed for the three ranges of confining pressure (0~100 kPa, 100 kPa~200 kPa, more than 200 kPa). The reliability of the proposed curves for the core zone were verified by comparing with the resonant column test results of two kinds of core materials. For the rockfill zone, 135 G/G_{max} curves and 65 damping curves were compiled from the test results of gravelly materials using large scale testing equipments. The representative curves and ranges for G/G_{max} were proposed for the three ranges of confining pressure (0~50 kPa, 50 kPa~100 kPa, more than 100 kPa) and those for damping were proposed independently of confining pressure. The reliability of the proposed curves for the rockfill zone were verified by comparing with the large scale triaxial test results of rockfill materials in the B-dam which is being constructed.

요 지

정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ)과 감쇠비 곡선(D-logγ)으로 표현되는 비선형 동적 변형특성은 현장 전단파속도 주상도와 함께 필댐의 동적 내진해석시 중요한 입력 물성치로 사용된다. 본 논문에서는 필댐 심벽부와 사력부 각각에 대하여 합리적이고 경제적인 비선형 동적 변형특성 산정 방법을 제시하였다. 심벽부의 경우, 기존 여러 연구 결과로부터 심벽부 구성 재료의 조건을 만족하는 정규화 전단탄성계수 감소곡선 111개, 감쇠비 곡선 98개를 확보하여 3개의 구속응력 영역(0~100kPa, 100kPa~200kPa, 200kPa 초과)에 대한 대표 곡선 및 범위를 제안하였고, 2종의 기존 댐 심벽부 시료에 대한 공진주 시험 결과와 비교하여 신뢰성을 확인하였다. 사력부의 경우, 자갈 등 입자가 큰 사석 재료에 대해 대형 시험장비를 이용하여 시험을 수행한 국외 연구 결과로 부터 정규화 전단탄성계수 감소곡선 135개, 감쇠비 곡선 65개를 획득하였다. 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 3개의 구속응력 영역(50kPa 이하, 50kPa~100kPa, 100kPa 초과)에 대해 대표 곡선을 제안하였고, 감쇠비 곡선은 구속응력에 관계없이 하나의 대표 곡선으로 제안하였다. 또한 현재 시공중인 B댐의 사석 재료에 대한 결과와 비교하여 대표 곡선 및 범위에 대한 신뢰성을 검증하였다.

Keywords : Core zone, Damping curve (D-logγ), Fill dam, Normalized shear modulus reduction curve (G/G_{max}-logγ), Rockfill zone

1 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST)
2 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., KAIST, dskim@kaist.ac.kr, 교신저자)
3 정회원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 연구교수 (Member, Research Prof., Dept. of Civil and Environmental Engineering, KAIST)
4 정회원, 한국시설안전공단 차장, 인천대학교 토목환경공학과 박사과정 (Member, Manager, Korea Infrastructure Safety and Technology Corporation, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Univ. of Incheon)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

지진하중, 파랑하중, 폭발하중과 같은 반복적인 동적 하중을 받는 지반구조물의 설계에서 전단탄성계수(shear modulus, G) 및 감쇠비(damping ratio, D)로 표현되는 지반의 동적물성치는 매우 중요한 변수이다. 미소변형률 영역에서의 전단탄성계수와 감쇠비는 기본적으로 변형률의 크기에 무관하여 일정한 값을 가지고, 전단탄성계수는 최대값인 최대전단탄성계수(G_{max})로서, 감쇠비는 최소값인 최소감쇠비(D_{min})로서 고려된다. 반면, 지진하중이 작용할 경우 지반 재료는 변형 정도에 따라 비선형 거동특성을 보이는데, 이러한 비선형 거동특성을 신뢰성 있게 평가하기 위하여 지반 재료의 전단변형률에 따른 전단탄성계수 감소곡선 및 감쇠비 곡선으로 표현되는 비선형 동적 변형특성의 결정이 중요해진다. 특히, 등가선형 및 비선형 지반응답해석에서 비선형 동적 변형특성이 중요한 설계입력변수로 이용된다(Bardet과 Tobita, 2001; Schnabel 등, 1972; Yoshida와 Towhata, 1997).

지반의 비선형성은 그림 1과 같이 동적물성치-log(전단변형률)의 관계로 나타내는 것이 일반적이다. 이것은 실제 작용하는 하중의 범위에서 지반 재료가 경험하는 변형률의 범위는 1% 이하(Burland, 1989)이고 이 범위에서 탄성계수를 보다 엄밀하게 표현하기 위함이다. 그림 1에서 보듯이 탄성계수와 감쇠비가 변형률의 크기에 무관하게 일정한 선형영역과 변형률이 증가함에 따라 탄성계수가 감소하고, 감쇠비가 증가하는 비선형 영역으로 구분되며, 두 영역을 구분 짓는 변형률의 크기를 선형한계변형률(γ_t^e)이라 칭한다. 일반적으로 지반재료

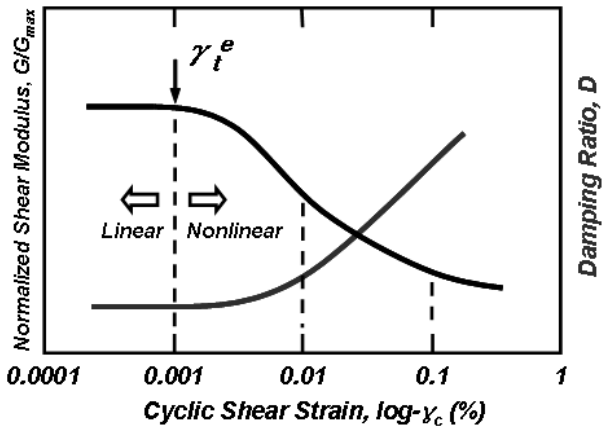


그림 1. 지반 재료의 비선형 동적 변형특성

의 선형한계변형률은 10^{-4}%~0.01% 범위에 존재하며, 필댐의 사력부 구성 재료인 입자가 큰 자갈 등 점성이 없는 지반 재료는 낮은 선형한계변형률을 갖는 반면, 심벽부 구성 재료인 점성 및 세립분을 다량 함유한 지반 재료의 경우에는 비교적 높은 선형한계변형률을 갖는다.

그림 1에 나타낸 전단변형률 크기에 따른 전단탄성계수는 지반 재료의 종류, 함수상태, 교란정도, 구속응력, 하중주파수 등 다양한 영향 조건에 따라서 다르게 결정된다(Hardin과 Black, 1968). 그러나 전단탄성계수를 미소변형률에서의 최대전단탄성계수(G_{max})로 정규화하여 나타낸 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 변형률 크기의 관계(정규화 전단탄성계수 감소곡선)로 나타내면 시료의 교란, 함수비, 하중주파수 등에 관계없이 일정하게 나타나며, 지반 재료의 종류(자갈, 모래, 점토 등)와 구속응력에 따라 일정한 범위에서 결정되는 것으로 알려져 있다(Seed 등, 1986). Seed 등(1986)은 많은 자료 조사를 통하여 모래와 자갈에 대한 대표 비선형 동적 변형특성을 제안하였고, Vucetic과 Dobry(1991)는 점성토의 선형한계변형률은 소성지수(PI)의 증가에 따라서 증가함을 밝히고, 소성지수에 따른 비선형 동적 변형특성을 제안하였다. 한편 김동수와 추연욱(2001)은 국내에 분포한 다양한 지반 종류에 대한 결과를 제시한 바 있고, 권기철(2000)은 국내 도로 하부 노상토에 대한 결과를 제시하였다.

본 연구에서는 필댐의 동적 내진해석시, 입력 물성치를 가정함으로써 발생하는 오류를 최소화하고, 재료의 이질성 및 비선형 거동특성을 고려한 신뢰성 있는 내진성능평가를 수행하기 위해, 필댐의 심벽부 및 사력부 구성 재료에 국한하여 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ) 및 감쇠비 곡선(D-logγ)의 경제적이고 합리적으로 평가하는 방법을 제시하였다. 사력부의 경우, 필댐 전체 부피의 80% 이상을 차지하며 강성유지에 중요한 역할을 하지만 입자가 큰 사석 재료를 이용하여 경사진 사면의 형태로 시공이 이루어지므로 시추를 통한 시료의 확보가 거의 불가능한 상황이다. 따라서 사석 재료를 이용하여 시험이 수행된 기존 연구 결과를 바탕으로 비선형 동적 변형특성에 관한 데어터베이스(D/B)를 구축하고 대표 곡선을 제안하여 이를 활용하는 방안을 마련하고자 한다. 반면, 심벽부의 경우, 사력부와 비교하여 구성 재료의 입자가 작고, 시추가 용이하여 시료 채취가 가능하지만 차수라는 댐의 기능적 측면에서 중요한 역할을 수행하므로 항시 시추가 가능한 것은 아니다. 따라서 시

추를 통해 시료가 채취되었을 경우에는 현장 조건에 맞게 시편을 성형하여, 공진주/비틂전단(Resonant Column and Torsional Shear, RC/TS)시험을 수행하고, 시료 채취가 불가능할 경우에는 심벽부 구성 재료의 조건에 만족하는 기존 국내·외 연구 결과를 바탕으로 D/B를 구축하고 대표 곡선을 제안하여 합리적으로 비선형 동적 변형특성을 평가할 수 있도록 방안을 마련하고자 한다.

2. 심벽부 재료의 비선형 동적 변형특성 평가

심벽부 구성 재료의 조건에 만족하는 기존 연구 결과를 바탕으로 D/B를 구축하고, 구속압 범위에 따른 대표 곡선을 제안하였다. 또한 총 2종의 기존 댐 심벽부 시료에 대해 공진주 시험을 수행하고, 이 결과를 바탕으로 제안한 대표 곡선의 타당성을 검증하였다.

2.1 비선형 동적 변형특성에 대한 D/B 구축 및 대표 곡선 제안

심벽부의 현장 전단파속도 주상도는 시추공이 없어도 동반 논문에서 설명한 표면파 탐사를 댐마루에서 수행함으로써 비교적 손쉽게 평가가 가능하지만, 일반적으로 비선형 동적 변형특성은 시추를 통해 채취한 시료로부터 공진주/비틂전단시험을 수행하여야 결정할 수 있다. 그러나, 심벽부는 기능적 측면에서 항시 시추가 가능하지 않으므로 공진주/비틂전단시험에 대한 대안이 필요하다. 이를 위해, 2004년 발간된 “기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령”(한국시설안전공단, 2004)에서는 문헌 자료들을 제시하여 동적 해석에 활용할 수 있도록 하고 있다. 그러나 이들은 1970년대~1980년대에 국외에서 구축된 오래된 시험 결과가 대부분이고, 당시 시험 장비의 여건상 신뢰성이 부족할 수 있다. 또한 댐 설계기준(건설교통부, 2005)에서 명시한 심벽부 구성 재료의 조건에 부합하는 지반 재료에 대한 결과가 거의 없는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 심벽부 구성 재료의 조건에 만족하는 국내·외 최근 연구 결과들로부터 D/B를 구축하고, 이를 바탕으로 구속압 범위에 따른 대표 비선형 동적 변형특성 곡선을 산정하여 동해석시 활용할 수 있도록 제안하였다.

(1) D/B 구축 현황

댐 설계기준(건설교통부, 2005)에는 “심벽부 구성 재료로서 이상적인 재료는 0.05mm 이하의 입자를 15~20% 함유하는 입도 분포가 좋은 점토, 실트, 모래, 자갈의 혼합물이다. 흙의 통일분류법으로 말하면 GC, SC, CL, SM, CH 정도가 적당하고 ML이 그 다음이며, OL, MH, OH는 부적당하다. 또한 착암부 재료는 점착성이 양호하고 균열 발생을 방지토록 소성지수(PI)가 15 이상 세립재료를 사용해야 한다.” 라고 명시되어 있다. 본 연구에서는 착암부 재료에 대한 조건은 배제하고, 통일분류법 및 세립분 함유량에 대한 조건을 바탕으로 D/B를 구축하였다. 일반적으로 문헌자료에는 체가름 시험시 조립질 시료와 세립질 시료를 구분하는 #200체 통과량(0.075mm)이 주로 기술되어 있으므로 편의상 0.05mm 이하의 입자 함유량 대신 #200체 통과량을 기준으로 D/B를 구축하였다.

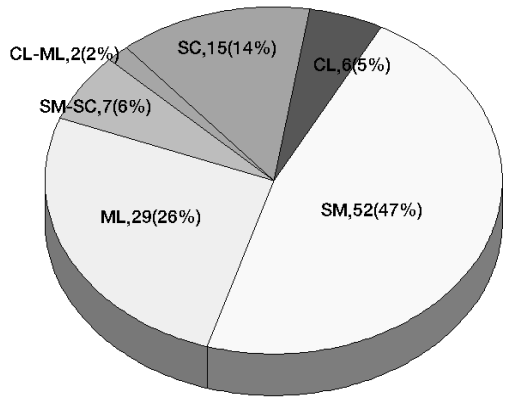
총 3편의 논문(김동수와 추연욱, 2001; 서원석 등, 2007; Hwang, 1996)에서 심벽부 구성 재료의 조건을 만족하는 48개의 시험 시료에 대해, 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ) 111개를 획득하였고, 감쇠비 곡선(D-logγ)은 43개의 시험 시료에 대해, 98개의 데이터를 획득하였다. 모든 연구 결과는 앞서 언급한 Stokoe식 공진주/비틂전단시험 시스템을 이용하였다. 김동수와 추연욱(2001)과 서원석 등(2007)은 KAIST에서 수행되었고, Hwang(1996)은 미국 텍사스 주립대학교에서 수행된 연구 결과이다. 시료의 채취 지역, 기본 물성 정보, 시험 조건 등을 표 1에 나타내었다.

총 111개의 정규화 전단탄성계수 감소곡선에 대해서 통일분류법에 의한 흙의 분류 결과와 체가름 시험시 #200체 통과량(0.075mm 이하의 입자 함유량)의 분포를 그림 2에 나타내었다. 통일분류법에 의한 분류는 SM(실트질이 섞인 모래) 계열의 시료를 이용한 결과가 52개(47%)로 가장 많았고, ML(무기질 실트) 계열에 대한 결과가 29개(26%), SC(점토질이 섞인 모래) 계열이 15개(14%)가 분포하여 전체의 85% 이상을 차지하였다. #200체 통과량은 15%~30%가 38개(34%), 30~45%가 28개(25%)로 전체의 59%를 차지하였고, #200체 통과량 60% 이상에 대한 결과도 21개(19%)가 분포하였다. 또한 일반적으로 국내에 분포하고 있는 지반은 PI가 높지 않기 때문에 획득한 시험 결과중에는 NP(non-plastic) 시료가 많고, 14.2%가 최대이지만, Hwang(1996)에 의한 시험 결과중에는 19%, 23% 그리고 최대 61%의 PI를 가진 시료도 존재하였다. KAIST에서 수행된 국내 시험 결과는 모두 교란 시료를 과소다짐법(under-compaction method)

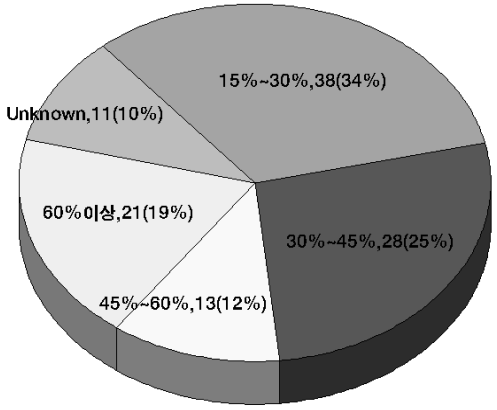
표 1. 심벽부 구성 재료에 대해 획득한 D/B의 기본 물성 및 시험 조건 정보

문헌	시험 시편	채취 지역	기본물성					시험 조건					보유 데이터
			통일 분류법	비중	LL (%)	PI (%)	F_{200}[1] (%)	D_{50}[2] (mm)	시험 방법	함수비 (%)	γ_t[3] (kN/m^3)	시험 구속응력 (kPa)	
김동수와 추연욱 (2001)	IC-1	인천연안	ML	2.68	20.5	NP	53.1	–	RC	27.9	20.0	80, 100, 200	G/G_{max}, D
	IC-2		ML	2.66	NP	NP	60.3	–	RC	28.0	19.7	80, 190, 380	
	IC-4		ML	2.68	20	NP	54.1	–	RC	24.2	19.5	110, 220	
	IC-5		ML	2.69	23.7	1.17	77.9	–	RC	29.2	19.1	80, 200, 400	
	IC-11	인천	SM-SC	–	26.7	5.26	18.0	0.69	RC	15.3	23.2	210, 425, 500	
	IC-12		SM	–	NP	NP	25.0	0.47	RC	14.1	19.9	120, 250, 490	
	IC-13		SM	–	24	NP	22.9	0.29	RC	12.9	21.2	120, 240, 480	
	IC-19		ML	–	36.9	1.89	51.5	–	RC	26.6	19.1	220, 440, 500	
	IC-20		ML	–	29.2	NP	41.9	0.11	RC	24.9	20.0	120, 240, 480	
	IC-21		SM	–	24.8	NP	15.4	0.55	RC	11.8	20.8	120, 240, 480	
	IC-22	인천연안	SM	–	25	NP	40.4	0.08	RC	23.6	18.4	73, 146, 292	
	IC-23		SM	–	25.2	NP	46.7	0.08	RC	25.5	18.4	115, 230, 460	
	IC-26		SM	–	21	NP	32.4	0.10	RC	25.5	18.6	42, 84	
	IC-27		SM	–	NP	NP	21.5	0.14	RC	20.7	18.6	126, 252, 504	
	IC-28		ML	–	23.2	1.57	74.8	–	RC	26.5	19.6	102, 204, 408	
	JH-1	전남장흥	SM	–	–	–	–	–	RC	23.2	16.6	30, 60, 120, 240	
	JH-2		SM	–	–	–	–	–	RC	14.5	18.0	45, 90, 180, 360	
	UJB-1	의정부	SM	2.63	NP	NP	20.7	0.46	RC	13.8	21.1	30, 60, 120	
	UJB-2		SM	2.67	NP	NP	29.3	0.48	RC	12.9	21.4	30, 60, 120	
	YJ-1	영종도	ML	–	27.1	2	–	–	RC	37.8	17.9	15, 30, 60	
	YS	전남여수	SM	2.67	NP	NP	15.0	0.37	RC	Dry	21.6	35, 70, 140	
서원석 등 (2007)	IS-1	전북익산	SC	2.71	38.8	14.2	33.9	0.34	RC	14.8	20.1	21, 41, 100, 200, 400	G/G_{max}, D
	IS-2									22.0	20.3	41	
	IS-3									19.5	20.4	41	
서원석 등 (2007)	IS-4	전북익산	SC	2.71	38.8	14.2	33.9	0.34	RC	17.3	20.2	41	G/G_{max}, D
	IS-5									15.0	19.6	41	
	IS-6									12.9	19.4	41	
	IS-7									11.4	19.1	41	
	IS-8									8.9	18.4	41	
	IS-9									6.8	18.1	41	
Hwang (1996)	P18	Borrego	SM	2.65	–	NP	16.0	–	RC+TS	11.5	17.4	41.4	G/G_{max}, D
	G1	Gilroy#2	CL-ML	2.70	29	7	65	–	RC+TS	26.1	18.3	41.4	G/G_{max}, D
	G5		ML	2.65	–	NP	62	–	RC+TS	19.8	20.7	331.2	G/G_{max}, D
	G8		CL	2.70	35	13	65	–	RC+TS	23.7	20.0	869.4	G/G_{max}, D
	G5-1		ML	2.65	–	NP	62	–	RC+TS	19.1	20.6	331.2	G/G_{max}
	LT1	Lotung, Taiwan	ML	2.70	–	NP	52	–	RC+TS	31	17.7	34.5	G/G_{max}, D
	LT2		SM	2.73	–	NP	30	–	RC+TS	31.2	18.7	172.5	G/G_{max}, D
	LT3		SM	2.73	–	NP	40	–	RC	33.3	17.2	110.4	G/G_{max}
	OH2	Oakland	SM-SC	2.70	21	4	37	–	RC+TS	15.4	17.5	151.8	G/G_{max}, D
	OH5		SM-SC	2.65	25	7	40	–	RC+TS	17.9	20.1	828	G/G_{max}, D
	PS3B	Savannah River	SM	2.65	–	NP	16	–	RC+TS	26.7	17.8	158.7	G/G_{max}, D
	PS4A		SM	2.65	–	NP	20	–	RC+TS	32.7	18.0	213.9	G/G_{max}, D
	PS5A		SC	2.65	–	61	23	–	RC+TS	31.1	18.0	241.5	G/G_{max}, D
	PS12A		SM	2.65	–	NP	20	–	RC+TS	24.1	17.4	600.3	G/G_{max}, D
	PS7A		SM	2.65	–	NP	23	–	RC+TS	28.1	17.9	317.4	G/G_{max}
	T1	Treasure Island	SM	2.65	–	NP	34	–	RC+TS	19.9	18.8	41.4	G/G_{max}
	T6		CL	2.70	37	23	62	–	RC+TS	37.0	18.0	289.8	G/G_{max}, D
	T7		CL	2.70	34	19	69	–	RC+TS	20.7	20.1	386.4	G/G_{max}

1) F_{200}은 #200체 통과량 (0.075mm 이하)
2) D_{50}은 통과 백분율 50%에 해당하는 입경
3) γ_t는 시험이 수행된 전체단위중량

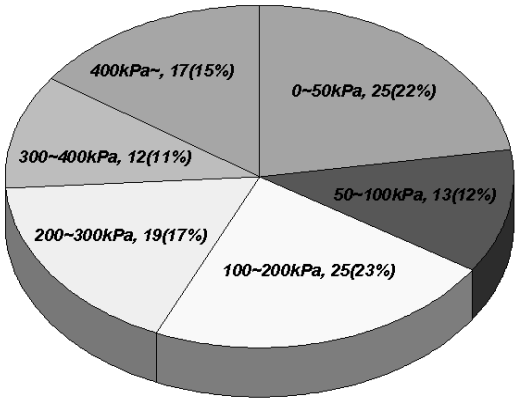


(a) 통일 분류법

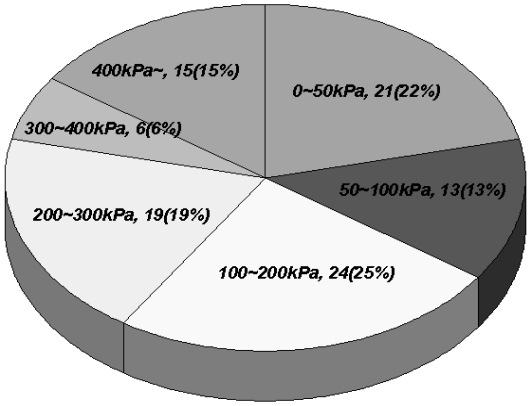


(b) 세립분 함유량(#200체 통과량)

그림 2. 구축된 D/B의 기본 물성 분포(G/G_{max} : 111개)



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선(111개)



(b) 감쇠비 곡선(98개)

그림 3. 6개의 구속응력에 대한 데이터 개수

으로 성형하여 획득하였고, Hwang(1996)은 모두 불교란 시료를 이용하였다.

(2) 구속응력에 따른 대표 곡선 제안

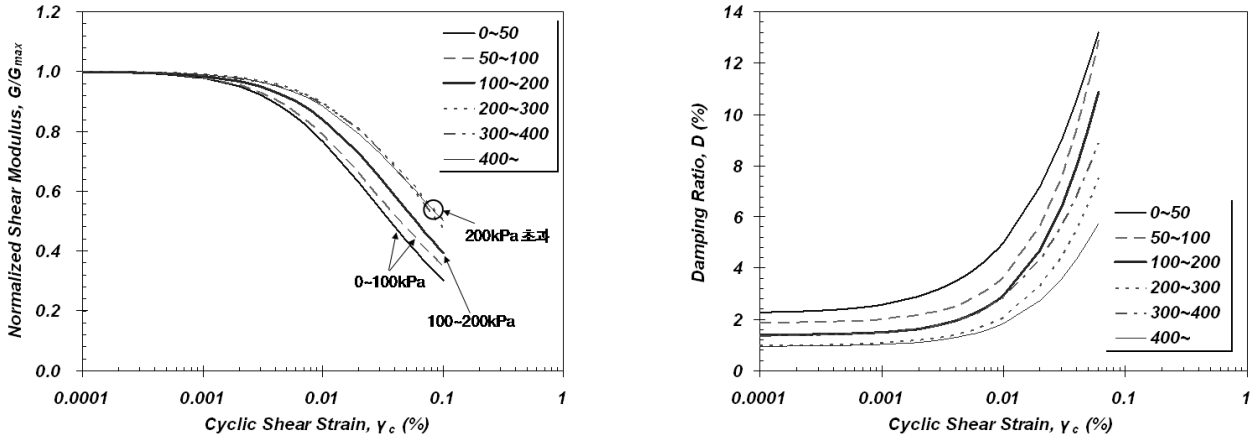
일반적으로 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ), 감쇠비 곡선(D-logγ)과 같은 지반의 비선형 동적 변형특성은 구속응력에 지배적인 영향을 받는다. 또한 심벽부 구성 재료와 같이 세립분을 포함하고 있는 지반은 침윤선의 분포에 따라 함수상태가 달라지고, 이로 인해 발생하는 모관흡수력은 전단파속도와 전단탄성계수에 영향을 주지만, 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 함수비와 모관흡수력에 관계없이 일정하게 나타난다(Kim 등, 2003). 따라서, 구축된 D/B를 바탕으로 구속응력만을 기준으로 영역을 구분하고, 각 영역에 대한 비선형 동적 변형특성의 대표 곡선을 제안하여 기존 필댐의 비선형 동적해석에 입력물성치로서 사용할 수 있도록 하였다.

먼저, 구축한 D/B의 구속응력에 따른 분포를 확인하기 위하여, 우선 구속응력 0~50kPa, 50kPa~100kPa, 100kPa~200kPa, 200kPa~300kPa, 300kPa~400kPa, 400kPa초과의 비교적 세밀하게 6개의 그룹으로 구분하였고, 각각에 속하는 D/B의 개수를 그림 3에 나타내었다.

또한 각 구속응력 영역에 속하는 시험 결과를 바탕으로 평균 곡선을 획득하였고, 그림 4에 나타내었다. 획득한 시험 결과들의 최대 전단변형률 분포를 고려하여 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 전단변형률 0.1% 이하, 감쇠비 곡선은 0.06% 이하의 시험 결과들만을 이용하여 평균 곡선을 획득하였다. 전체적으로 구속압이 증가함에 따라 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 오른쪽으로 이동하는 경향을, 감쇠비 곡선은 아래쪽으로 이동하는 경향을 보이고 있다. 단, 구속압 300~400kPa의 평균 곡선은 상이한 경향을 보이고 있는데, 이는 데이터 개수의 부족으로 구속응력 영역에서의 대표성을 갖기 어려운 것으로 판단된다.

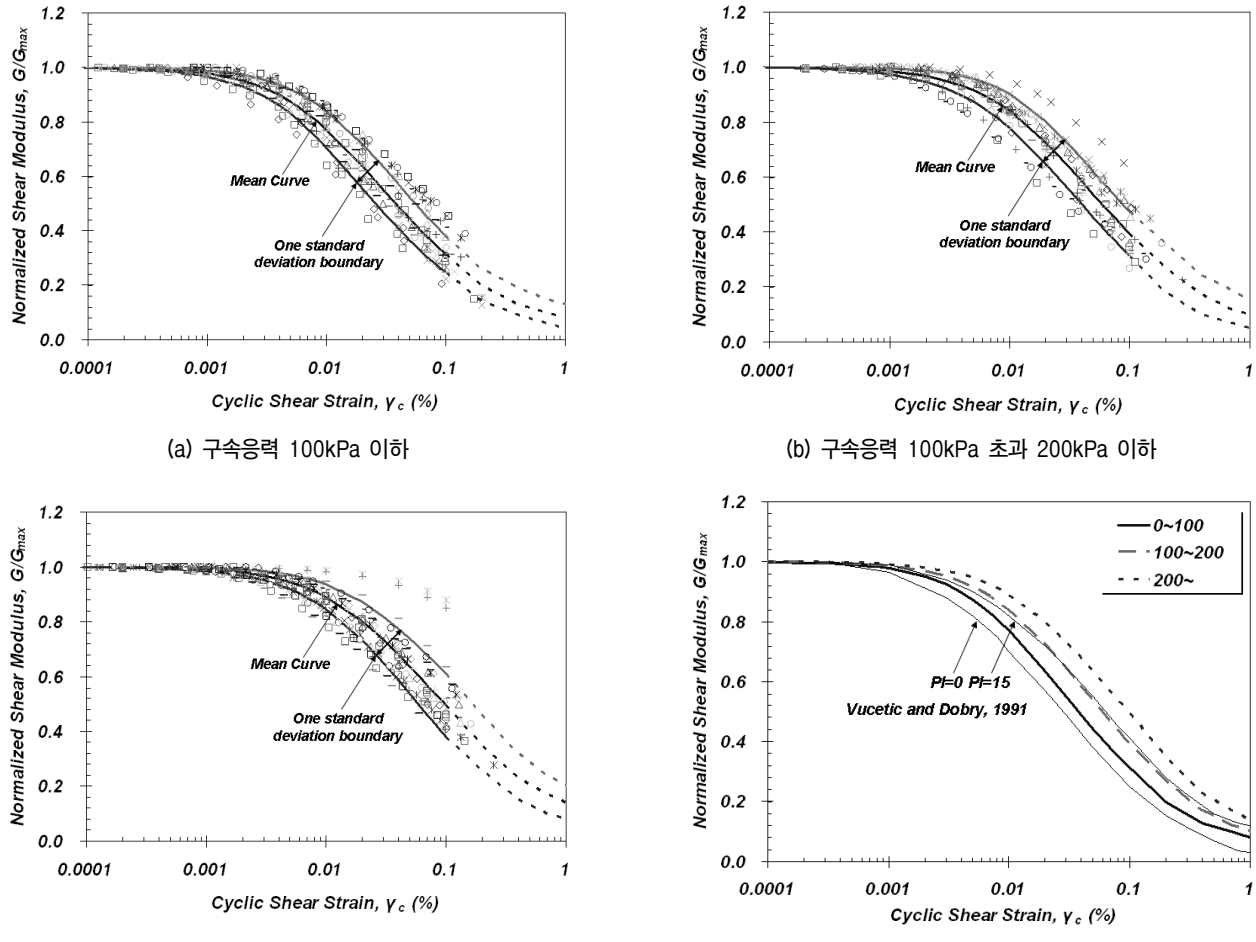
정규화 전단탄성계수 감소곡선에 대한 평균 곡선들의 경향성으로부터(그림 8(a)), 0~50kPa과 50kPa~100kPa

을 합쳐서 0~100kPa의 하나의 그룹으로 구분하고, 100kPa~200kPa을 또 하나의 그룹으로, 200kPa 초과를 하나의 그룹으로 구분하면 합리적일 것으로 판단된다. 감쇠비 곡선의 경우(그림 4(b)), 정규화 전단탄성계수 감소곡선과 같이 구속응력에 따라 명확하게 구분되지는 않지만, 사용성의 편의를 위해, 정규화 전단탄성계수 감소곡선과 동일한 0~100kPa, 100kPa~200kPa, 200kPa 초과의 3개 구속응력 영역에 대해 구분하여도 문제가 없을 것으



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (b) 감쇠비 곡선

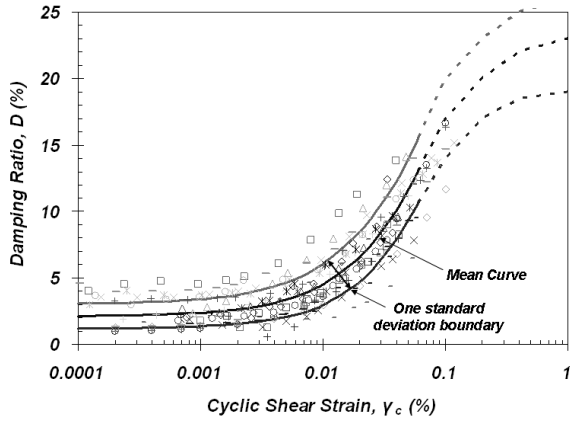
그림 4. 6개 구속응력 영역에 따른 비선형 동적 변형특성의 평균 곡선



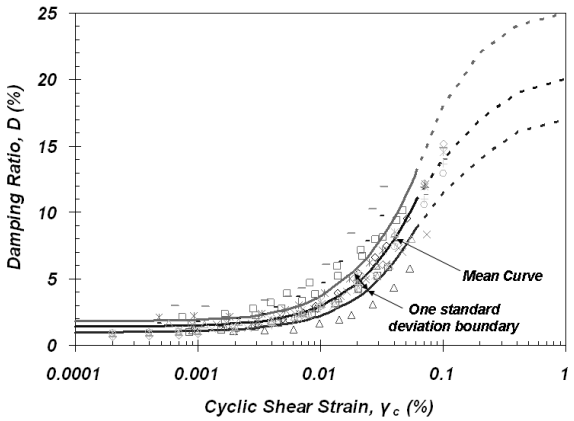
(a) 구속응력 100kPa 이하 (b) 구속응력 100kPa 초과 200kPa 이하

(c) 구속응력 200kPa 초과 (d) 구속응력별 대표 곡선

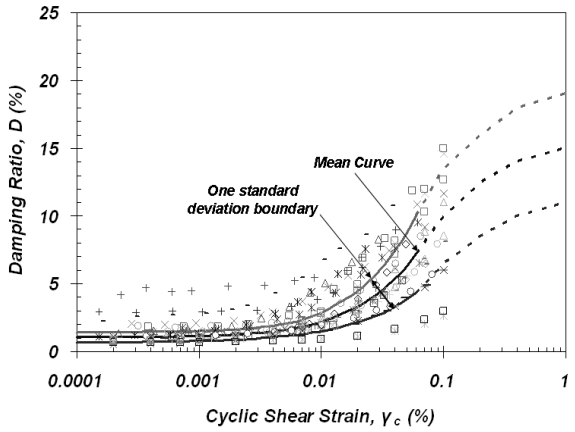
그림 5. 정규화 전단탄성계수 감소곡선의 D/B 및 대표 곡선



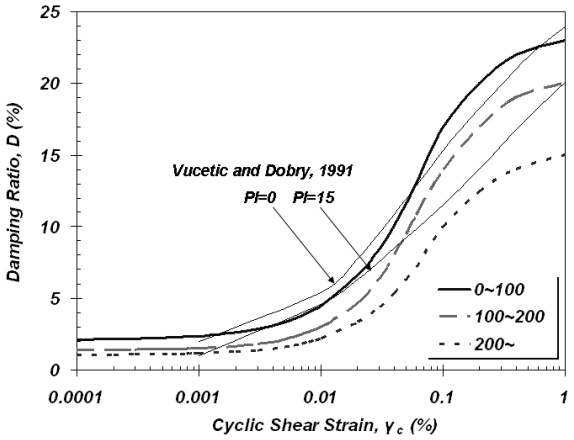
(a) 구속응력 100kPa 이하



(b) 구속응력 100kPa 초과 200kPa 이하



(c) 구속응력 200kPa 초과



(d) 구속응력별 대표 곡선

그림 6. 감쇠비 곡선의 D/B 및 대표 곡선

표 2. 심벽부 구성 재료의 비선형 동적 변형특성에 대한 대표 곡선

전단변형률 γ(%)	정규화 전단탄성계수, G/G_{max}			감쇠비, D(%)		
	0~100kPa	100~200kPa	200kPa초과	0~100kPa	100~200kPa	200kPa초과
0.0001	1.00	1.00	1.00	2.1	1.4	1.1
0.0002	1.00	1.00	1.00	2.2	1.4	1.1
0.0004	0.99	0.99	1.00	2.2	1.4	1.1
0.0007	0.99	0.99	0.99	2.3	1.5	1.1
0.001	0.98	0.98	0.99	2.4	1.5	1.2
0.002	0.95	0.97	0.98	2.6	1.6	1.3
0.004	0.90	0.93	0.96	3.1	2.0	1.5
0.007	0.83	0.88	0.92	3.8	2.4	1.8
0.01	0.77	0.84	0.89	4.5	3.0	2.2
0.02	0.64	0.73	0.80	6.6	4.7	3.3
0.04	0.49	0.58	0.68	10.1	8.0	5.4
0.07	0.38	0.47	0.57	14.5	12.0	8.2
0.1	0.31	0.39	0.50	17.0	14.0	10.0
0.2	0.20	0.27	0.35	20.0	17.0	12.5
0.4	0.13	0.17	0.23	22.0	19.0	14.0
0.7	0.10	0.12	0.17	22.6	19.6	14.6
1	0.08	0.10	0.14	23.0	20.0	15.0

로 판단된다. 3개의 각 구속응력 영역에 속하는 D/B와 함께 평균 곡선(m)과 ±1 표준편차(m±1σ) 곡선을 재산정하여 그림 5~6에 나타내었다. 평균 곡선 및 ±1 표준편차 곡선은 정규화 전단탄성계수 감소곡선의 데이터가 주로 분포하는 전단변형률 0.1% 이하, 감쇠비 곡선의 데이터가 주로 분포하는 0.06% 이하에서는 실선으로 그 이상의 영역에서는 점선으로 표시하였다. 또한 각 구속응력 수준에 대해 대표 비선형 변형특성 결과로 제안하는 평균 곡선을 현재 필댐의 내진성능평가시 널리 이용하고 있는 Vucetic과 Dobry (1991)의 연구 결과와 비교하여 앞선 그림에 포함하였다. 일부 소수의 시료를 제외하면, 소성지수가 NP~10% 범위에 분포하고 있지만, 평균 곡선들이 Vucetic과 Dobry의 연구 결과의 오른편에 위치하고 있음을 확인할 수 있다. 따라서 Vucetic과 Dobry의 연구 결과를 심벽부 구성 재료에 적용하기에 무리가 있음을 확인할 수 있다. 본 연구에서 제안한 구속응력별 비선형 동적 변형특성의 대표 곡선을 표 2에 전단변형률에 따른 값으로 나타내었다.

2.2 공진주 시험 결과를 이용한 대표 곡선의 검증

심벽부 재료의 비선형 동적 변형특성에 대한 D/B 및 구속응력별 대표 곡선을 검증하기 위해, 총 2종의 기존 댐 심벽부 시료를 확보하여 공진주 시험을 수행하였고, 이 결과와 비교하였다.

(1) 심벽부 시험 시료 및 시험 절차

2개의 기존 댐(MJ댐, D댐) 심벽부에서 교란상태로 시험 시료를 채취하였다. 시험 시료의 주요 기본물성치와 입도분포곡선을 표 3과 그림 7에 각각 나타내었다.

시험 시편은 5층 과소다짐법을 이용하여 성형하였다. 과소다짐법은 다짐에 의한 시편 성형법으로 여러 층으로 나누어 다지는 경우 동일한 다짐높이를 목표로 다지면 아래층이 더 조밀하게 다져지므로, 시편 전체에 균일한 밀도를 확보하기 위하여 각 층의 시료는 동일한 무게를 가지고 다음 층으로 갈수록 목표 다짐높이가 작아지도록 성형하는 방법이다(Ladd, 1978). 시험 시편은 각 대상 현장에서 측정한 시험 시료의 현장 함수비와 건조단위중량으로 성형하였고, 직경은 약 50mm, 높이는 약 100mm이다. 이후 각 측정 센서를 비롯한 공진주/비틂전단시험 시스템을 세팅하였고, 압축공기를 이용하여 등방의 구속응력을 재하하였다. 재하된 구속응력 단계는 총 5단계로 30kPa, 60kPa, 120kPa, 240kPa, 480kPa 순으로 시험을 수행하였다. 시편내에 균일한 구속응력 분포를 위하여 각 구속응력 단계에서 6시간

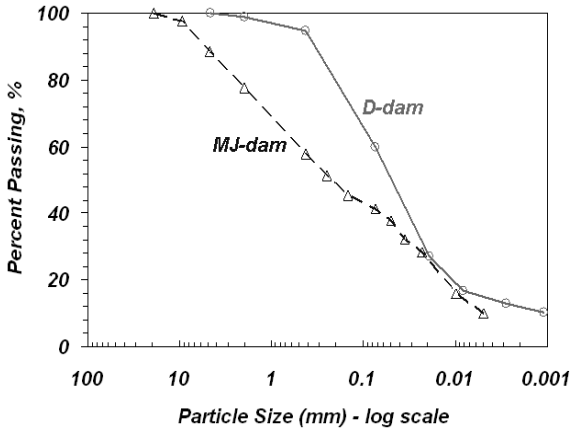


그림 7. 심벽부 시험 시료의 입도분포곡선

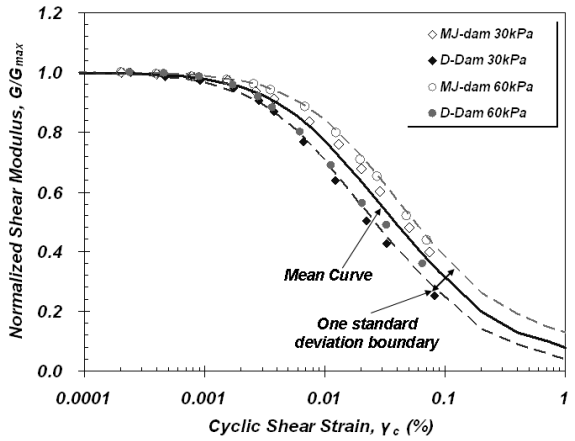
표 3. 심벽부 시험 시료의 기본 물성치

기본 물성치		MJ댐	D댐
입도분포시험	D_{50} (mm)	0.22	0.05
	#4체 통과량 (%)	88.6	100.0
	#200체 통과량 (%)	41.4	59.9
	CC	0.27	6.98
	CU	118.03	69.10
비중		2.65	2.70
에터버그한계	액성한계 (LL)	31.6	35.5
	소성지수 (PI)	9.7	12.3
흙 분류	통일분류법	SC	CL
	AASHTO	A-4	A-6
시편 성형 조건	현장 함수비 (%)	16.2	20.0
	현장 건조단위중량 (kN/m^3)	16.5	16.7

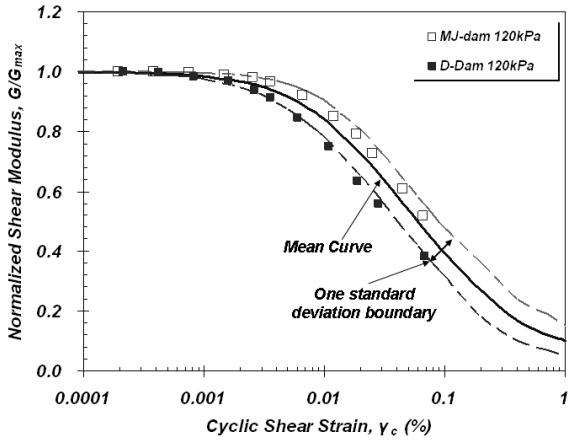
동안의 구속응력 재하를 완료한 후, 저변형률에서 고변형률로 변형률의 크기를 증가시키며 공진주 시험을 수행하였다. 해당 구속압에서의 시험이 완료되면 다음 구속압 단계로 올려서 시험을 수행하는 다단계시험법(multi-stage testing method)을 적용하여 하나의 시료로 여러 구속압 상태에서의 변형특성을 효과적으로 평가하였다.

(2) 대표 곡선의 검증

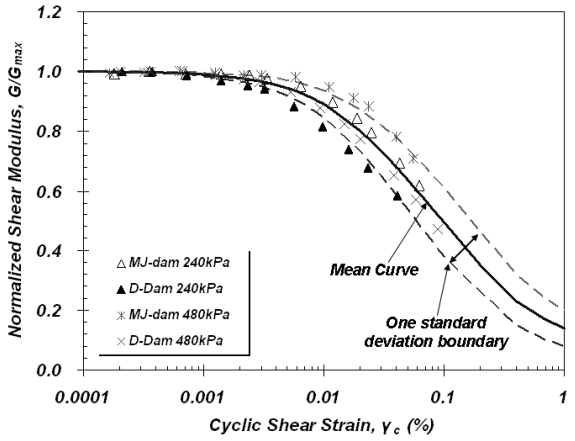
구속응력에 따라 제안된 대표 곡선을 검증하기 위해,



(a) 구속응력 100kPa 이하

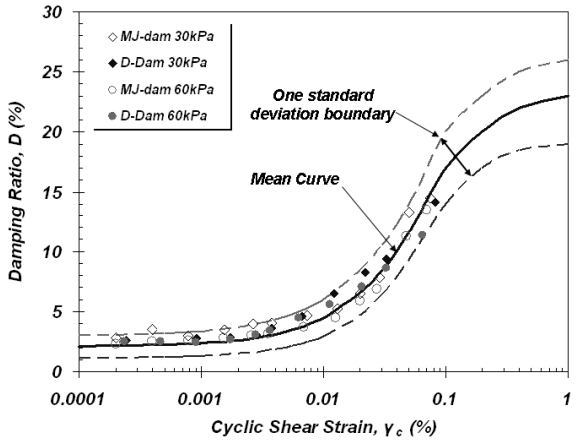


(b) 구속응력 100kPa 초과 200kPa 이하

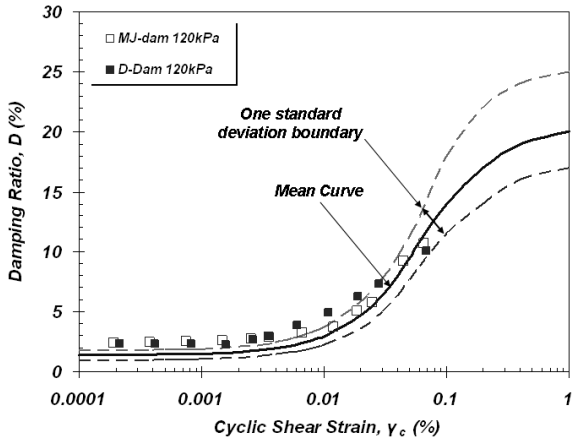


(c) 구속응력 200kPa 초과

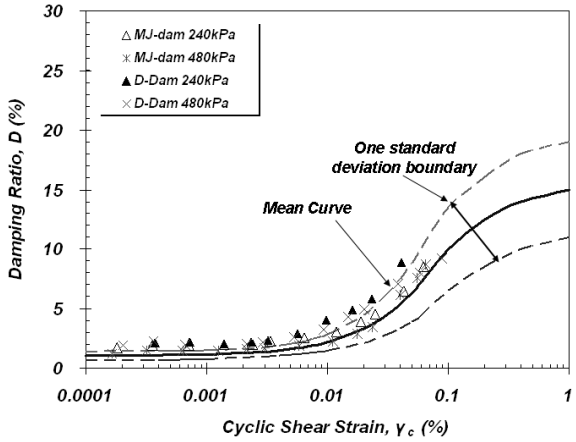
그림 8. 공진주 시험 결과를 이용한 대표 곡선의 검증(G/G_{max})



(a) 구속응력 100kPa 이하



(b) 구속응력 100kPa 초과 200kPa 이하



(c) 구속응력 200kPa 초과

그림 9. 공진주 시험 결과를 이용한 대표 곡선의 검증(D)

본 연구에서 수행한 공진주 시험 결과와 함께 그림 8~9에 나타내었다. 정규화 전단탄성계수 감소곡선의 경우(그림 8), D댐의 결과는 MJ댐의 결과보다 비선형 거동이 일찍 나타나는 것을 확인할 수 있다. 그 결과, 제안한 대표 곡선에 비하여 D댐의 공진주 시험 결과는 약간 왼쪽에 위치하고 있고, MJ댐의 결과는 약간 오른쪽에 위치하고 있지만, 각 구속응력에 대해 제안된 ±1 표준편차 영역내에는 포함됨으로써 구축된 D/B 및 대표 곡선의 신뢰성을 확인하였다. 감쇠비 곡선의 경우(그림 9), 두 시험 시료의 공진주 시험 결과가 미소변형률 영역에서는 대표 곡선과 비교하여 약간 큰 값을 나타내고 있지만, 전체적으로 모든 구속응력 수준에서 대표 곡선 및 ±1 표준편차 영역에 잘 일치하고 있음을 확인할 수 있다.

3. 사력부 재료의 비선형 동적 변형특성 평가

사력부를 구성하고 있는 자갈 등 입자가 큰 사석 재료에 대한 기존 비선형 동적 변형특성 평가 결과를 수집하여 심벽부와 마찬가지로 구속압 영역에 따른 D/B를 구축하고 대표 곡선을 제안하였다. 또한 한국수자원공사 연구원에 보유하고 있는 대형삼축시험기에 미소변형 측정이 가능하도록 개선하여 현재 시공중에 있는 B댐 사력부 구성 재료에 대한 비선형 동적 변형특성을 획득하여 구축된 D/B 및 대표 곡선을 검증하였다.

3.1 비선형 동적 변형특성에 대한 D/B 구축 및 대표 곡선 제안

일반적으로 사력부는 시추가 불가능하지만, 동반논문에 나타낸 바와 같이 현장 전단파속도 주상도는 소단 또는 사면에서 직접 표면파 탐사를 수행함으로써 평가가 가능하다. 반면, 비선형 동적 변형특성은 실내 시험을 수행할 수 없으므로 기존 연구 결과 및 문헌 자료로부터 결정하여야 한다. 본 연구에서는 사석 재료를 이용한 국외 최근 연구 결과들로부터 D/B를 구축하고, 이를 바탕으로 구속압 범위에 따른 대표 비선형 동적 변형특성 곡선을 산정하여 동해석시 활용할 수 있도록 제안하였다.

(1) D/B 구축 현황

사력부의 구성 재료는 입경이 45~60cm이고 10cm 이하의 입경을 5% 이상 포함하지 않아야 하며, D_{50}= 2~10cm의 큰 자갈이어야 한다고 댐 설계기준(건설교통부, 2005)에서 규정하고 있다. 그러나 일반적으로 대형삼축시험을 위한 시편의 크기는 지름 30cm, 높이 60cm로 실제 구성 재료의 조건을 만족시키면서 시험을 수행하는 것은 불가능하기 때문에 시편의 크기에 적합하도록 시료의 입도를 조정하여 시험을 수행하고 있다. 따라서 본 연구에서는 대형시험장비를 이용한 사석재료의 비선형 동적 변형특성 평가 결과를 수집하여 D/B를 구축하였다.

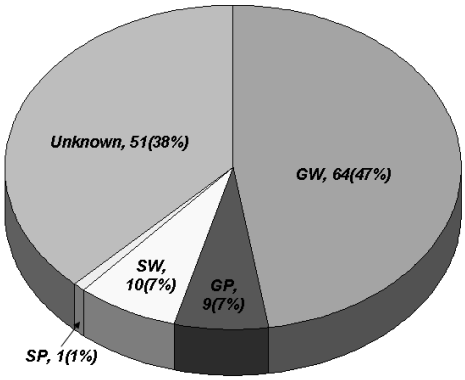
현재까지 국내에서는 자갈과 같은 사석 재료에 대한 비선형 동적 변형특성을 평가한 연구사례가 없으므로 미국, 일본 등 해외 연구자들에 의해 1988년부터 2006년까지 출판된 총 18편의 논문을 바탕으로 사석 재료에 대한 D/B를 구축하였다. 각 논문에서 사용한 시험 시료의 기본 물성 정보, 수행된 시험, 시험 조건 등을 표 4에 나타내었다.

18편의 논문을 통하여 총 135개의 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ)과 총 65개의 감쇠비 곡선(D-logγ)을 획득하였다. 정규화 전단탄성계수 감소곡선에 대한 135개의 시험 결과를 바탕으로 통일 분류법에 의한 흙의 분류 결과, 시험 시편의 최대 입자 크기, 시험 방법, 배수 조건의 분포를 그림 10에 나타내었다. 통일 분류법에 의해 자갈(GW 또는 GP)로 분류되는 시편의 결과가 73개(54%)로 대부분이었고, 모래(SW 또는 SP)로 분류되는 시편의 결과도 일부 존재하였다. 그러나 5편의 논문에서는 입도분포곡선이 나타나 있지 않아서 51개(38%)의 결과에 대해서는 흙 분류를 확인할 수 없었다. 시험 시편의 최대 입자 크기는 최소 3mm에서 최대 303mm까지 존재하고, 50mm 초과 100mm 이하 영역에서 44개(33%)로 가장 많이 분포하였다. 각 논문에서 정규화 전단탄성계수를 획득하기 위해 수행된 시험 방법은 반복삼축시험(Cyclic Triaxial Test, CTX)이 75개(56%)로 가장 많았고, 대형 공진주시험(Large-scale RC Test)이 37(27%), 반복비틂단순전단시험(Cyclic Torsional Simple Shear Test, CTSS)이 10개(7%), 정적삼축시험(Monotonic Triaxial Test, MTX)이 9개(7%)를 차지하였다. 또한 전단변형률 0.01%이하에서는 공진주시험 결과를 이용하고, 그 이상에서는 반복삼축시험 결과를 이용하여 결합한 데이터도 4(3%)개 존재하였다. 배수 조건은 건조배수(DD), 포화배수(SD), 포화비배수(SU)가 골고루 분포하였고, 시편의 포화도가 30% 이하인 불포화 조건(US)에서 수행된 시험 결과도 12개(9%)가 존재하였다.

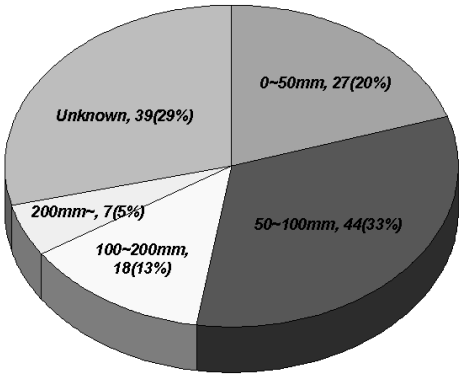
표 4. 사력부 구성 재료에 대해 획득한 D/B의 기본 물성 및 시험 조건 정보

Reference	기본물성		시험 조건						보유 데이터
	통일 분류법	최대입경 D_{max}(mm)	시험 방법	시편성형방법[1]	시편(mm) 지름/높이[2]	간극비 (상대밀도)	배수 조건	구속응력 (kPa)	
Modoni 등(1999)	–	30	TX	R	230/570	0.22	DD	294	G/G_{max}
Hatanaka 등 (1988)	GP	90	CTX	U, R	300/600	0.33(57)	SU	294.3	G/G_{max}, D
	GP	90	CTX	U, R	300/600	0.26(69)	SU	490.5	
Goto 등 (1992)	GP	91	CTX	U, R	300/600	0.27(69)	SU	127.5	G/G_{max}, D
	GP	77	CTX	U, R	300/600	0.39(27)	SU	186.4	
Yasuda와 Matsmoto (1993)	GW	38.1	CTX	R	400/800	0.42	DD	100, 200, 300, 400	G/G_{max}, D
	GW	38.1	CTSS	R	400(800)*/800	0.42	DD	100, 200, 300, 400	
Dong 등 (1994)	SP	3	CTX	R	300/600	0.48(100)	DD	78.5	G/G_{max}, D
	GP	20	CTX	R	300/600	0.58(100)	DD	78.5	
	GW	40	CTX	R	300/600	0.28(93)	DD	78.5	
	GW	50	CTX	R	300/600	0.22(99)	DD	78.5	
Yasuda 등 (1996)	GW	170	CTX	U	300/550	0.27(79)	SD	50, 100, 290, 590	G/G_{max}, D
	GW	303	CTX	U	300/550	0.23(82)	SD	50, 290, 590	
	GW	173	CTX	U	300/550	0.21(91)	SD	50, 290, 590	
	GW	207	CTX	U	300/550	0.21(96)	SD	50, 100, 290, 590	
	GW	63.5	CTX	R	300/600	0.25(59)	SD	50, 290, 590	
	GW	63.5	CTX	R	300/600	0.27(53)	SD	50, 290, 590	
	GW	174	CTX	R	300/600	0.27(74)	SD	50, 290, 590	
Tanaka 등 (1994)	GW	100	CTX	U	100/200	0.09	SU	88.3	G/G_{max}, D
	GW	100	CTX	U	300/600	0.15	SU	78.5	
Flora 등 (1994)	GW	40	CTX	R	300/600	0.43	DD	20, 50, 80	G/G_{max}
Kokusho와 Tanaka (1994)	GW	100	CTX	U, R	300/600	0.21~0.29 (80~90)	SU	160	G/G_{max}, D
	SW	40	CTX	U	100/200	0.26~0.46	SU	75, 100, 200, 400	
Goto 등 (1994)	GW	105	CTX	U, R	300/600	0.34	SU	127	G/G_{max}
	GW	94	CTX	U, R	300/600	0.39	SU	118	
Konno 등 (1994)	–	70~150	CTX	U, R	300/600	0.30~0.46	SU	186, 392	G/G_{max}, D
Yasuda와 Matsmoto (1994)	GW	63.5	MTX	R	300/600	0.38(70)	DD	100, 200, 400	G/G_{max}
	GW	63.5	CTX	R	300/600	0.28(90)	DD	100, 200, 400	
	GW	63.5	MTX	R	300/600	0.36(68)	DD	100, 200, 400	
	GW	63.5	CTX	R	300/600	0.3(89)	DD	100, 200, 400	
	GW	63.5	CTSS	R	400(800)*/800	0.3(85)	DD	100, 200, 300	
Hatanaka와 Uchida (1995)	–	90	CTX	U, R	300/600	0.32	SU	294.3	G/G_{max}, D
	–	99	CTX	U, R	300/600	0.47	SU	186.4	
	–	110	CTX	U, R	300/600	0.33	SU	186.4	
	–	125	CTX	U	300/600	0.22	SU	98.1	
	–	106	CTX	U	300/600	0.22	SU	392.4	
Rollins 등 (1998)	SW	10	CTX	R	71/150	0.69(40)	SU	100	G/G_{max}
	SW	10	CTX	R	71/150	0.53(40)	SU	100	
	GW	10	CTX	R	71/150	0.43(40)	SU	100	
Lin 등 (2000)	SW	12.7	RC+CTX	R	70/150(RC) 150/300(CTX)	0.31	SU	58.7, 147, 244, 342	G/G_{max}, D
Stokoe 등 (2004)	GW	–	Large Scale RC	R	152/305	0.3	DD	101.3	G/G_{max}, D
Hardin과 Kalinski (2005)	–	–	Large Scale RC	R	150/300	0.68~0.73	DD	30, 50, 90	G/G_{max}
	–	–		R	150/300	0.4~0.73	US, DD	30, 50, 90	
	–	–		R	150/300	0.51, 0.52	DD	30, 50, 90	
	–	–		R	150/300	0.33~0.50	US	30, 50, 90	
Pallara 등 (2006)	–	–	CTX	U, R	300/600	0.246~0.488	SU	60.5~82.7, 46.2~47.6	G/G_{max}, D

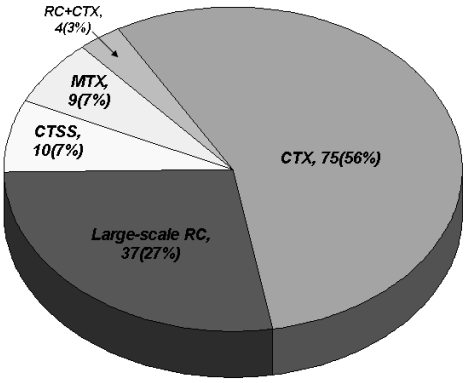
1) 시편 성형 방법에서 R은 재성형(Reconstitued), U는 비교란(Undisturbed)을 의미함.
2) 400(800)*은 hollow 원통시편에 대한 내경이 400mm, 외경이 800mm임을 의미함.



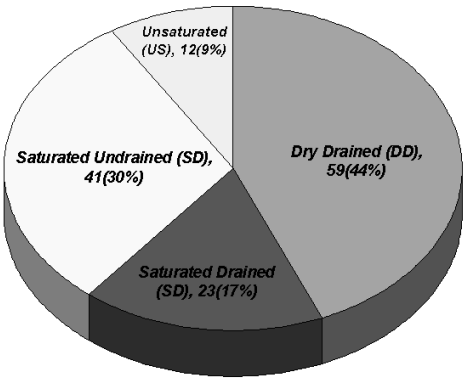
(a) 통일 분류법



(b) 시험 시편의 최대 입경



(c) 시험 방법



(d) 배수 조건

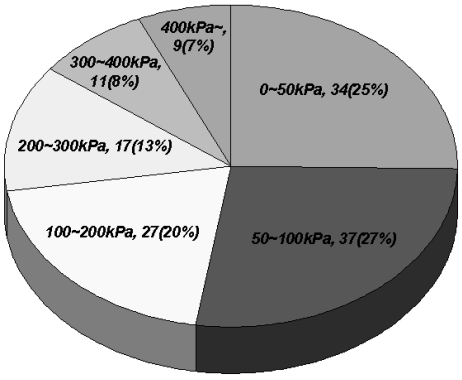
그림 10. 구축된 D/B의 기본 물성 분포(G/G_{max} : 135개)

(2) 구속응력에 따른 대표 곡선 제안

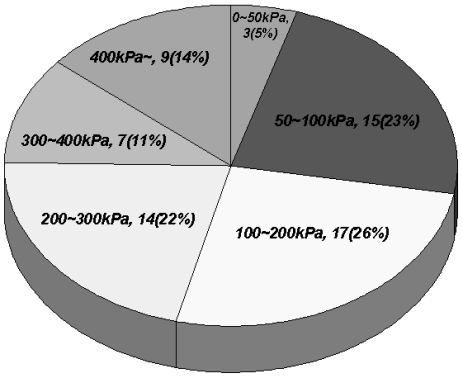
앞선, 심벽부 구성 재료에서 사용한 방법과 마찬가지로, 구축한 D/B의 구속응력에 따른 분포를 확인하기 위하여, 우선 구속응력 0~50kPa, 50kPa~100kPa, 100kPa~200kPa, 200kPa~300kPa, 300kPa~400kPa, 400kPa 초과의 비교적 세밀하게 6개의 그룹으로 구분하였고, 각각에 속하는 D/B의 개수를 그림 11에 나타내었다.

또한 각 구속응력 영역에 속하는 시험 결과를 바탕으로 평균 곡선을 획득하였고, 그림 12에 나타내었다. 구축된 시험 결과들의 최대 전단변형률 분포를 고려하여 정규화 전단탄성계수 감소곡선와 감쇠비 곡선 모두 전단변형률 0.1%이하의 시험 결과들만을 이용하여 평균 곡선을 획득하였다. 데이터 개수가 많은 0~50kPa과 50~100kPa의 낮은 구속응력 영역에서는 구속응력이 증가함에 따라 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 오른쪽으로 이동하고 감쇠비 곡선은 아래쪽으로 이동하는 일반적인 경향을 보이고 있지만, 나머지 구속응력 영역에서는 특별한 경향성을 보이지 않고 있다.

따라서, 정규화 전단탄성계수 감소곡선에 대한 평균 곡선



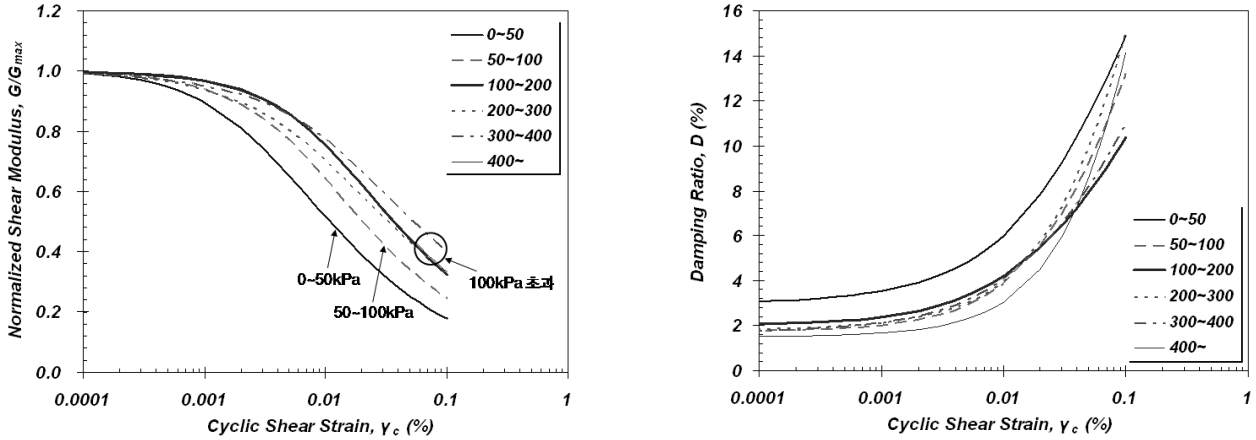
(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선(135개)



(b) 감쇠비 곡선(65개)

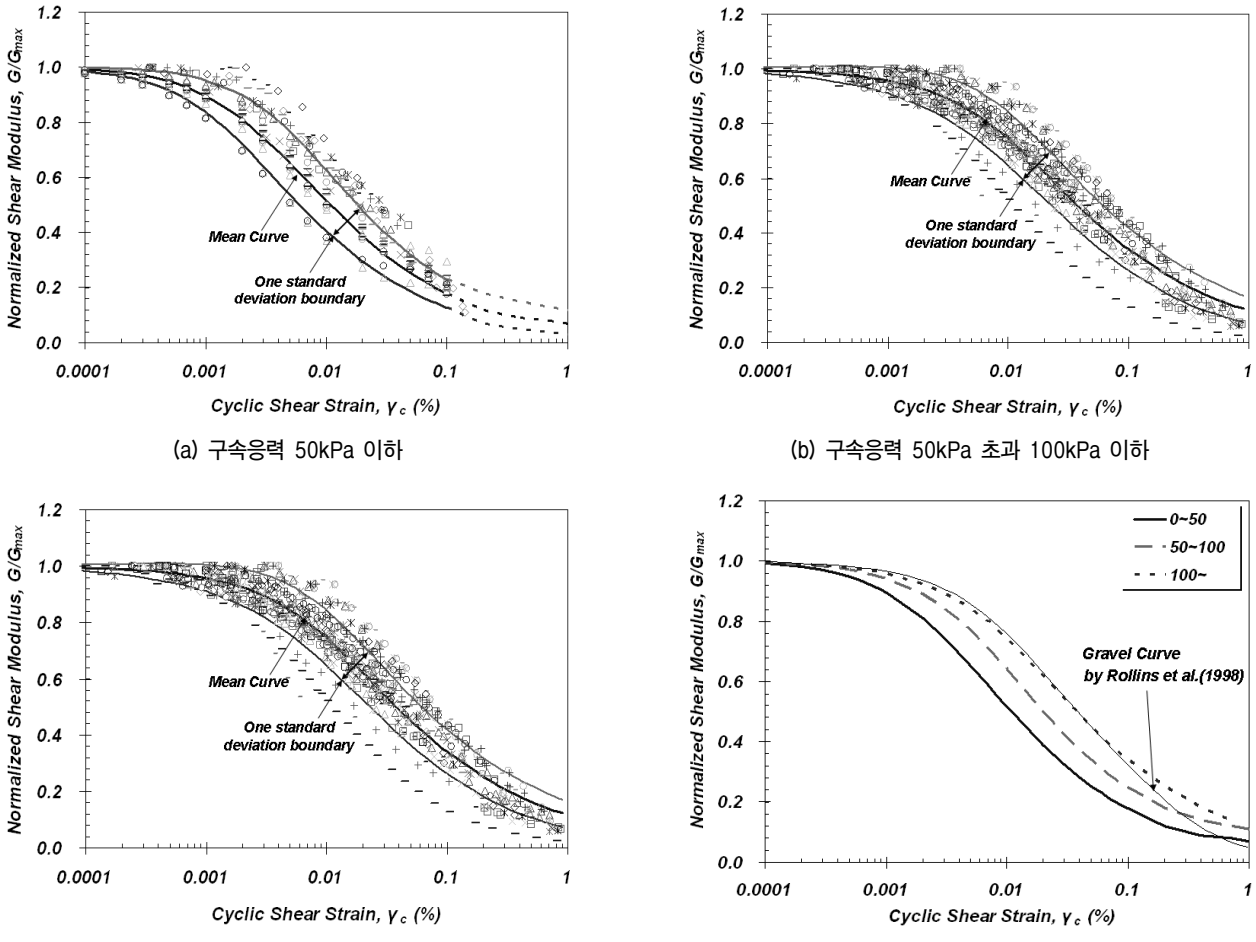
그림 11. 6개의 구속응력에 대한 데이터 개수

들의 경향성으로부터(그림 12(a)), 0~50kPa과 50kPa~100kPa을 각각 하나의 그룹으로 구분하고, 100kPa 이상을 하나의 그룹으로 구분하면 합리적일 것으로 판단된다. 반면, 감쇠비 곡선의 경우(그림 12(b)), 정규화 전단탄성계수 감소곡선과는 달리, 구속응력에 따라 명확히 구분되지 않으므로 사용성의 편의를 위해 구속응력에 관계없이 하나의 대표 곡선으로 제안하였다. 각 구속응력 영역에 속하는 D/B와 함께 평균 곡선과 ±1 표준편차 곡선을



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (b) 감쇠비 곡선

그림 12. 6개 구속응력 영역에 따른 비선형 동적 변형특성의 평균 곡선

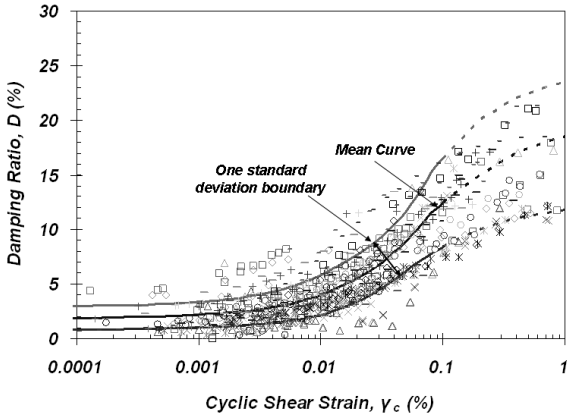


(a) 구속응력 50kPa 이하 (b) 구속응력 50kPa 초과 100kPa 이하

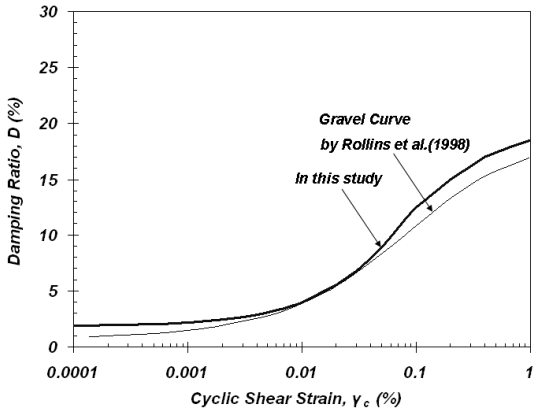
(c) 구속응력 100kPa 초과 (d) 구속응력별 대표 곡선의 Rollins 곡선과의 비교

그림 13. 정규화 전단탄성계수 감소곡선의 D/B 및 대표 곡선

재산정하여 그림 13~14에 나타내었다. 평균 곡선 및 ±1 표준편차 곡선은 데이터가 주로 분포하는 전단변형률 0.1% 이하에서는 실선으로 그 이상의 영역에서는 점선으로 표시하였다. 단, 정규화 전단탄성계수 감소곡선의 100kPa 이상에 대해서는 대부분의 데이터가 전단변형률 0.9%까지 존재하여 그 이하에 대해 실선으로 나타내었다. 또한 각 구속응력 영역에 대한 평균 곡선을 내진설계시 사석 및 자갈질 토층에 널리 사용하고 있는 Rollins 등(1998)의 연구결과와 비교하여 앞선 그림에 포함하였다. 정규화 전단탄성계수의 경우, 100kPa 이상의 대표 곡선은 Rollins 등의 연구 결과와 거의 일치함을 확인할 수 있다. 이는, Rollins 곡선이 대부분 100kPa 이상의 구속응력에서 획득한 시험 결과들을 바탕으로 하였기 때문이다. 본 연구에서는 사력부의 상부 영역을 대표할 수 있는 낮은 구속응력의 데이터들을 추가로 수집하여 Rollins 등의 연구 결과를 보충하였다. 감쇠비 곡선의 경



(a) D/B



(d) 대표 곡선의 Rollins 곡선과의 비교

그림 14. 감쇠비 곡선의 D/B 및 대표 곡선

표 5. 사력부 구성 재료의 비선형 동적 변형특성에 대한 대표 곡선

전단변형률 γ(%)	정규화 전단탄성계수, G/G_{max}			감쇠비, D(%)
	0~50kPa	50~100kPa	100kPa이상	모든 구속응력
0.00001	1.00	1.00	1.00	1.9
0.00002	1.00	1.00	1.00	1.9
0.00004	1.00	1.00	1.00	1.9
0.00007	0.99	1.00	1.00	1.9
0.0001	0.99	0.99	0.99	1.9
0.0002	0.98	0.99	0.99	1.9
0.0004	0.96	0.98	0.98	2.0
0.0007	0.93	0.96	0.97	2.1
0.001	0.90	0.94	0.96	2.2
0.002	0.81	0.89	0.92	2.4
0.004	0.69	0.81	0.87	2.9
0.007	0.59	0.71	0.80	3.5
0.01	0.52	0.64	0.74	4.0
0.02	0.39	0.50	0.62	5.5
0.04	0.28	0.38	0.49	7.9
0.07	0.21	0.29	0.40	10.7
0.1	0.18	0.25	0.34	12.5
0.2	0.12	0.18	0.25	15.0
0.4	0.09	0.14	0.18	17.0
0.7	0.08	0.12	0.14	18.0
1	0.07	0.11		18.5

우, 제안한 곡선과 Rollins 곡선이 거의 일치함을 확인하였다. 본 연구에서 제안한 구속응력별 비선형 동적 변형특성의 대표 곡선을 표 5에 전단변형률에 따른 값으로 나타내었다.

3.2 B댐 사석 재료 시험 결과를 이용한 대표 곡선의 검증

사력부 재료의 비선형 동적 변형특성에 대한 D/B 및 구속응력별 대표 곡선을 검증하기 위해, 현재 시공중인 B댐의 사석 재료에 대해 반복삼축압축시험을 수행하고, 그 결과와 비교하였다.

(1) 대형 삼축시험기의 개선 사항

본 연구에서는 한국수자원공사 연구원에 보유하고 있는 대형 삼축시험기를 이용하여 B댐 사석 재료에 대한 시험을 수행하였고, 이는 정적 및 반복 하중 조건 모두 구현이 가능하다. 본 시험기에 대한 자세한 사항은 서민우 등(2006)에 기술되어 있다. 그러나 현재 대형삼축시험기는 시편에 가해지는 하중과 변형을 모두 구속셀 외부에서 측정하도록 되어 있다. 이와 같은 외부 측정은 미소변형률~중간변형률 영역(10^{-2}% 이하)에서의 강성을 평가하는데 많은 오차를 포함할 수 있으며, 이러한 오차의 주요한 원인으로는 상부캡(topcap), 하부좌대(base pedestal), 시료 사이에 발생하는 불연속면(bedding error), 하중재하봉과 시료사이의 어긋난 정렬(alignment), 저해상도의 감지기 이용, 시스템 순응도 문제 등을 들 수 있다(Baldi 등, 1988). 따라서 기술된 이러한 오차를 제거하고 정확도를 높이기 위하여 시료의 변형을 구속셀 내부에서 측정하는 방법들이 대두되었다. 본 연구에서는 내부변형 측정(Internal displacement measurement)을 위해, 2개의 근접센서(Gap Sensor)를 추가하였고, 국부변형 측정(Local displacement measurement)을 위해, 2개의 LDT(Local Deformation Transducer, Tatusoka와 Shibuya, 1991)를 사용하였다. 그러나 하중을 측정하는 로드셀은 여전히 구속셀 외부에서 측정하여 일부 오차를 포함하고 있을 것으로 판단된다. 그림 15는 본 연구에서 사용한 외부 변형 및 하중 측정, 내부변형 측정, 국부변형 측정에 대한 개요도를 나타낸다.

내부변형 측정을 위해 사용된 근접센서는 에디커런트 로스(Eddy current loss) 원리를 이용해서 작동하는 비접촉식 트랜스듀서이다. 에디커런트는 센서의 코일에 의해 금속판 타겟(target)에서 유발되고, 센서와 타겟 사이의 거리가 변함에 따라 코일의 임피던스가 변하고, 결과적으로 직류전압의 크기가 변하게 된다. 구속셀 상단에 근접센서를 설치하고, 금속판 타겟은 탑캡(top cap)의 윗면에 고정시킴으로써 시편 전체에 걸친 내부변형 측정을 수행하였다. 국부변형 측정을 위해 사용된 LDT는 1% 이하의 변형률을 측정하고자 할 때 사용되며, 비교적 단단한 흙이나 연암을 대상으로 사용하고 있다. LDT는 얇은 인청동 판에 4개의 Strain Gauge를 full bridge 형식으로 붙여서 인청동 판이 휘어질 때 발생하는 변형을 측정하는 장치이다. 본 연구를 통해 제작된 시험 시편에 근접센서와 LDT를 장치한 모습을 그림 16에 나타내었다.

(2) 시험 시료 및 시험 조건

현재 시공중인 B댐의 사력부 축조재료를 이용하여 반복삼축시험을 수행하였다. 일반적으로 댐 축조에 사용

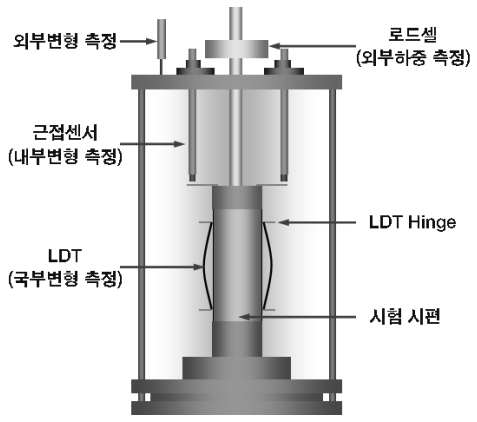


그림 15. 본 연구에서 사용한 변형 및 하중 측정 시스템 개요도

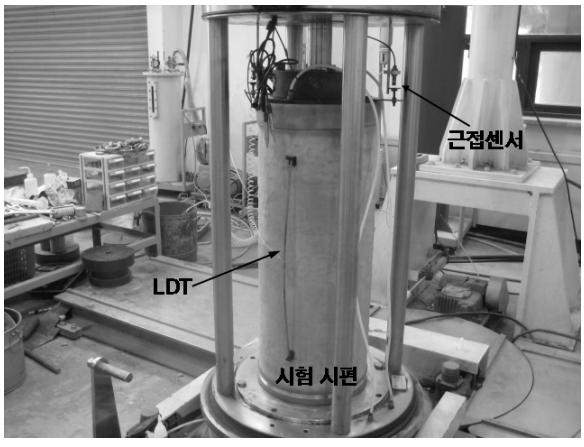


그림 16. 시험 시편에 설치된 근접센서와 LDT

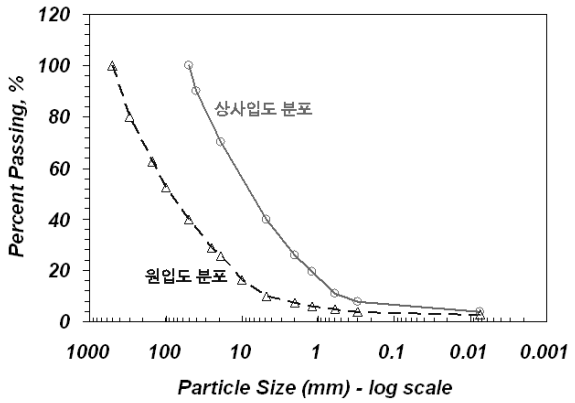
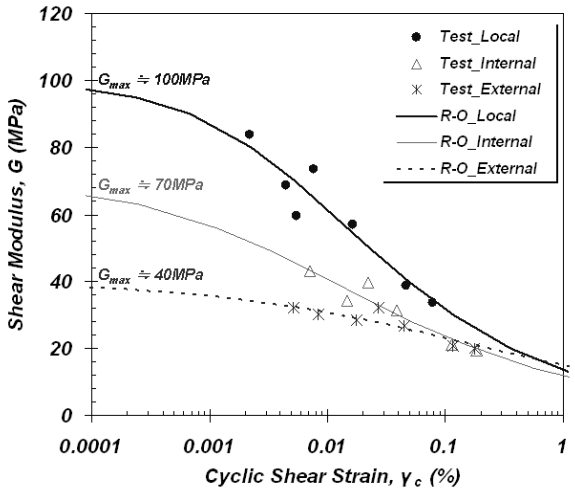


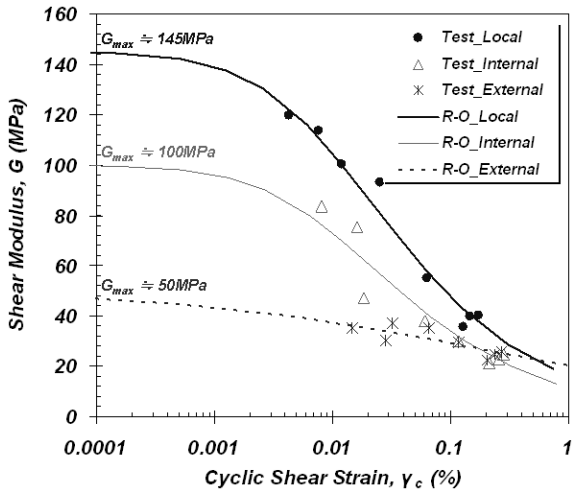
그림 17. B댐 사석 재료의 원입도와 상사입도 분포

되는 재료의 최대 입자 크기는 500mm 이상이지만, 본 시험에서는 최대 입자 크기를 시험기의 규모에 맞추어 50mm로 축소시킨 후, 원입도의 상사입도(parallel gradation technique)를 적용시켜 시험 시편을 성형하였다. 이 방법은 시험기의 시편 크기에 맞추어 최대 입경을 결정한 후, 원재료의 입도곡선을 평행 이동하여 시험입도의 균등계수가 원입도와 같도록 입도를 축소 조정하는 방법이다(한국수자원공사, 1999). 본 시험에서 적용된 원입도와 상사입도 분포를 그림 17에 나타내었다.

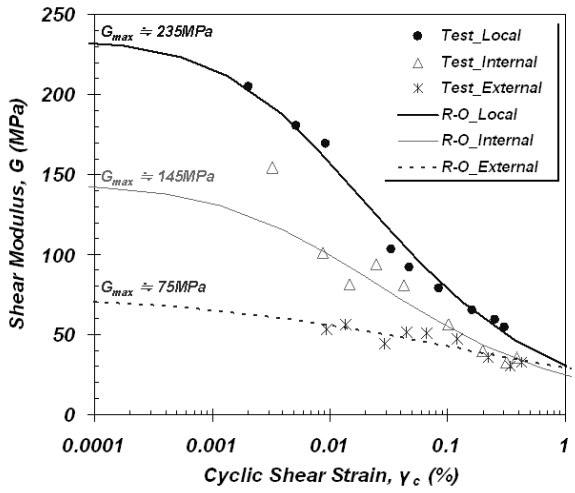
시험 시편은 공진주/비틂전단시험과 동일하게 5층 과소다짐법(under-compaction method)을 이용하여 성형하였다. 시험 시편은 건조 조건에서 단위중량 2.04t/m^{3}으로 성형하였고, 직경은 약 300mm, 높이는 약 620mm이다. 이후 각 측정 센서와 구속셀을 설치하였고, 구속셀에 물을 채운후, 압축공기를 이용하여 등방의 구속응력을 재하하였다. 재하된 구속응력 단계는 총 4단계로 40kPa,



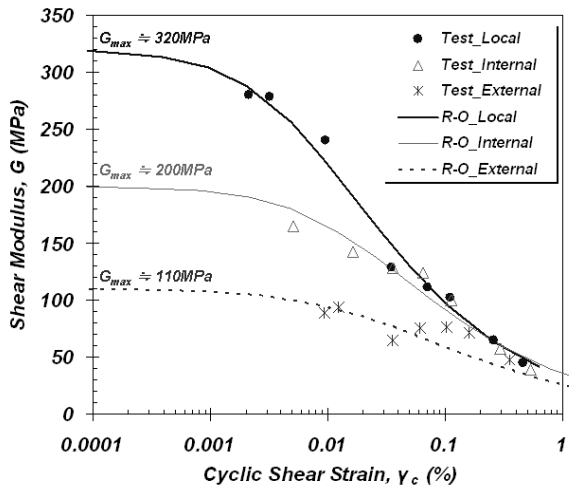
(a) 구속응력 40kPa



(b) 구속응력 80kPa



(c) 구속응력 160kPa



(d) 구속응력 320kPa

그림 18. B댐 사석재료의 전단탄성계수 감소곡선

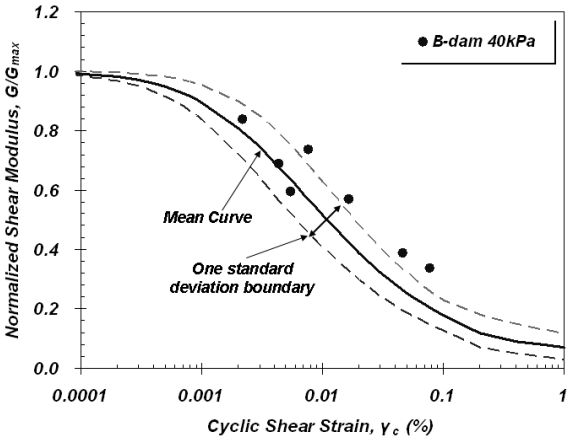
80kPa, 160kPa, 320kPa 순으로 시험을 수행하였다. 시편 내에 균일한 구속응력분포를 위하여 각 구속응력 단계에서 일정 시간 동안의 압밀과정을 완료한 후, 낮은 하중 단계부터 가해지는 축하중 크기를 증가시키며 시험을 수행하였다. 0.1% 이상의 변형률 영역까지 시험이 완료되면 다음 구속압 단계로 올려서 위와 같은 과정을 반복 수행하는 다단계시험법(multi-stage testing method)을 적용하였다.

(3) 비선형 동적 변형특성의 평가 및 대표 곡선의 검증

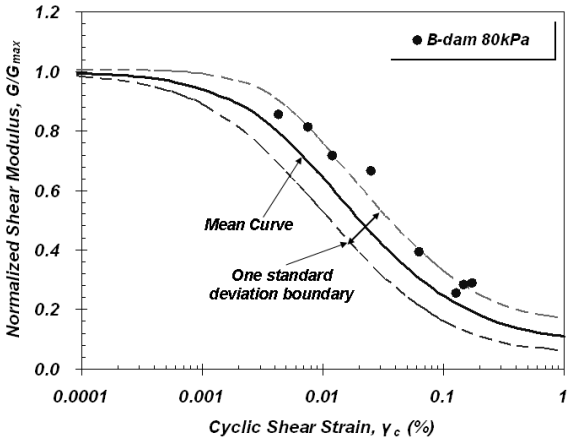
개선된 변형측정 시스템과 함께 대형삼축시험으로부터 획득한 전단탄성계수 감소곡선(Shear Modulus Reduction Curve, G-logγ)을 그림 18에 나타내었다. 변형측정 시스템은 개선이 되었지만, 구속셀 외부에 설치되어 있는 로드셀의 영향으로 하중을 측정하는데 오차를 발생시킬 수 있고, 또한 현재 사용하고 있는 Actuator로 미소 변형률 영역의 작은 하중을 발현하는데 어려움이 있어, 그림에서 보듯이, 10^{-3}% 이하의 미소변형률 영역에 대해서는 전단탄성계수를 평가하기 어려웠다. 따라서 시험 결과의 경향성을 고려하여 각 구속응력 및 변형측정 방법에 따른 최대 전단탄성계수(G_{max})를 가정하였고(그림 18), 이를 바탕으로 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 결정하였다. 또한 Ramberg-Osgood 모델을 이용하여 각 시험 결과에 대해 곡선 맞추기(curve fitting)를 수행하였고, 맞춤 곡선을 그림 18에 함께 나타내었다.

내부변형 및 국부변형 측정 시스템을 추가함으로써 0.1% 이하의 중간변형률 영역에서 외부변형 측정으로부터 획득한 탄성계수에 비하여 큰 탄성계수를 획득하는 것을 확인할 수 있다. 이는 계측의 정확도 증가로 인하여 내부변형과 국부변형이 외부변형 측정으로부터 야기되는 오차의 원인을 제거하고 시편 자체만의 변형을 신뢰성 있게 평가하고 있음을 의미한다. 따라서 국부변형 측정으로부터 획득한 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 이용하여 앞서 제안한 구속응력별 대표 곡선을 검증하였다.

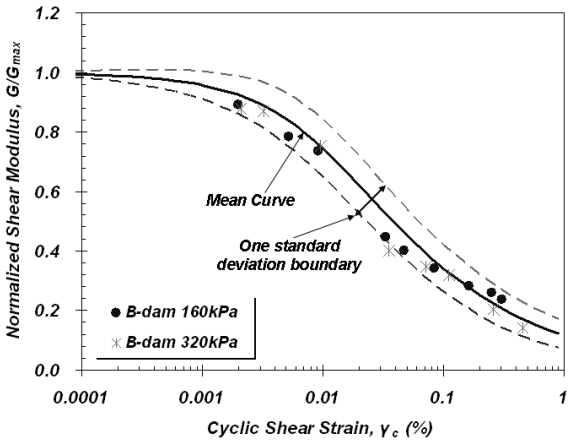
미소변형률 영역의 최대 전단탄성계수를 명확히 획득할 수 없었고, 여전히 남아있는 오차 가능성으로 인하여 공진주/비틂전단시험 결과와 비교하여 분산이 크지만, 그림 19에 나타낸 바와 같이 구속응력에 따라 제안된 대표 곡선과 비교하여 어느 정도 일치하고 있음을 확인할 수 있다. 또한 각 구속응력에 대해 제안된 ±1 표준편차 영역내에 포함됨으로써 구축된 D/B 및 대표 곡선의 충분히 신뢰성을 갖는다는 것을 확인하였다. 그러나 감쇠비의 경우, 기존의 Rollins에 의해 제안된 곡선과 거의 일치하고 있으므로 검증 과정을 생략하였다.



(a) 구속응력 50kPa 이하



(b) 구속응력 50kPa 초과 100kPa 이하



(c) 구속응력 100kPa 초과

그림 19. B댐 시험 결과를 이용한 대표 곡선의 검증(G/G_{max})

4. 결 론

본 논문에서는 동반논문에서 언급한 현장 전단파속도 주상도와 함께 필댐의 동적 내진해석시 중요한 입력 물성치로 사용되는 정규화 전단탄성계수 감소곡선(G/G_{max}-logγ)과 감쇠비 곡선(D-logγ)에 대한 평가 방법을 심벽부와 사력부 각각에 대하여 제시하였다.

(1) 심벽부의 경우, 일반적으로 사력부와 비교하여 구성 재료의 입자가 작고, 댐마루에서의 시추가 용이하여 시료 채취가 가능하다. 본 연구에서 확보한 2종의 심벽부 시료에 대해 공진주/비틂전단시험을 수행하여 비선형 동적 변형특성을 평가하였고, 동반논문의 현장 전단파속도와 비교하여 시험 결과 및 시험 방법의 신뢰성을 확인하였다.

(2) 심벽부는 Rockfill 댐 전체 부피의 10% 정도를 차지하지만, 차수라는 댐의 기능적 측면에서 중요한 역할을 수행하므로 항시 시추가 가능하지는 않다. 이를 고려하여, 댐 설계기준에서 제시하는 심벽부 구성 재료의 조건을 만족하는 시험 시료에 대해, 정규화 전단탄성계수 감소곡선 111개, 감쇠비 곡선 98개를 기존 국내·외 연구 결과로부터 획득하였다. 시험 결과들의 구속응력에 따른 경향성을 고려하여, 3개의 구속응력 영역(100kPa 이하, 100kPa~200kPa, 200kPa 초과)에 대한 대표 곡선을 제안하였고, 2종의 심벽부 시료에 대해 수행한 공진주 시험 결과와 비교하여 신뢰성을 확인하였다.

(3) 사력부는 필댐 전체 부피의 80% 이상을 차지하며 강성유지에 중요한 역할을 하지만 입자가 큰 사석 재료를 이용하여 시공되므로 시추를 통한 시료채취가 거의 불가능하다. 따라서 사력부를 구성하고 있는 자갈 등 입자가 큰 사석 재료에 대해 대형 시험장비를 이용하여 시험을 수행한 국외 연구 결과로 부터 정규화 전단탄성계수 감소곡선 135개, 감쇠비 곡선 65개를 획득하였다. 시험 결과들의 구속응력에 따른 경향성을 고려하여, 정규화 전단탄성계수 감소곡선은 3개의 구속응력 영역(50kPa 이하, 50kPa~100kPa, 100kPa 초과)에 대해 대표 곡선을 제안하였고, 감쇠비 곡선은 구속응력에 따라 명확히 구분되지 않으므로 사용성의 편의를 위해 구속응력에 관계없이 하나의 대표 곡선으로 제안하였다.

(4) 현재 시공중인 B댐의 사석 재료에 대해 반복삼축압축시험을 수행하였고, 그 결과를 바탕으로 사력부의 비선형 동적 변형특성에 대한 대표곡선의 신뢰성을 검증하였다. 이 과정에서 한국수자원공사 연구원에 보유하고 있는 대형 삼축시험기에 2개의 근접센서와 2개의 LDT를 추가로 장치하여 미소변형률~중간변형률 영역(10^{-2}% 이하)에서의 강성을 평가하는데 있어 발생할 수 있는 오차를 감소하였다.

감사의 글

본 연구는 한국시설안전공단에서 주관하는 2008년 한국시설안전공단 기술개발 사업의 수탁과제인 “기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령 보완·개정”의 연구비 지원에 의해 수행된 것이며 이에 깊은 감사를 드립니다. 또한 대형 삼축시험 수행에 대한 조언을 아끼지 않으신 한국수자원공사 연구원의 신동훈 박사님을 비롯한 여러 연구원님들에게도 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 건설통부 (2005), “댐 설계기준”, 한국수자원학회.
2. 권기철 (2000), “국내 노상토의 회복탄성계수에 대한 구성모델”, *대한토목학회논문집*, 제30권, 제3-D호, pp.301-310.
3. 김동수, 추연욱 (2001), “공진주시험을 이용한 국내 비점성토 지반의 동적변형특성”, *한국지반공학회논문집*, 제17권, 제5호, pp. 115-128.
4. 서민우, 신동훈, 하익수, 박한규 (2006), “대형 삼축시험을 통한 석산재와 사력재의 거동 특성 평가”, *한국지반공학회 2006 가을 학술발표회*, 대구, pp.844-853.
5. 서원석, 이세현, 김동수 (2007), “다짐후의 흡수력 조절 시험을 이용한 노상토의 함수비에 따른 변형특성 평가 : I. 거동”, *대한토목학회 논문집*, Vol.27, No.1D, pp.89-99.
6. 한국수자원공사 (1999), “댐축조용 조립재료의 대형전단시험 표준화 방안 연구”, 한국수자원공사 연구보고서, WRRI-GT-99-3, pp.16-18.
7. 한국시설안전공단 (2004), “기존 댐의 내진성능평가 및 향상요령”.
8. Bardet, J.P. and Tobita, T. (1986), “NERA : A Computer program for nonlinear earthquake site response analysis of layered soil deposits”, University of Southern California.
9. Baldi, G., Hueckel, T., Pellegrini, R. (1988), “Thermal volume changes of the mineral-water system in low-porosity clay soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, No.4, pp.807-825.
10. Burland, J.B. (1989), “Ninth Lauritis Bjerrum Memorial Lecture : Small is Beautiful – The Stiffness of Soils at Small Strains”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.26, pp.52-65.
11. Dong, J., Nakamura, K., Tatsuoka, F. and Kohata, Y. (1994), “Deformation characteristics of gravels in triaxial compression tests and cyclic triaxial tests”, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol.1, pp.17-23.
12. Flora, A., Jiang, G.L., Kohata, Y. and Tatsuoka, F. (1994), “Small

strain behavior of a gravel along some triaxial stress paths", *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol.1, pp.279-285.
13. Goto, S., Nishio, S. and Yoshimi, Y. (1994), "Dynamic properties of gravels sampled by ground freezing", *Ground Failures under Seismic Conditions*, ASCE Geotechnical Special Publication 44, pp.141-157.
14. Goto, S., Suzuki, Y., Nishio, S. and Oh-oka, H. (1992), "Mechanical properties of undisturbed tone-river gravel obtained by in-situ freezing method", *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp.15-25.
15. Hardin, B.O. and Black, W.L. (1968), "Vibration modulus of normally consolidated clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, ASCE, Vol.94, No.SM2, pp.353-369.
16. Hardin, B.O. and Kalinski, M.E. (2005), "Estimating the shear modulus of gravelly soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.7, pp.867-875.
17. Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. (1988), "Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed tokyo gravel", *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.57-68.
18. Hatanaka, M., and Uchida, A. (1995), "Effects of test methods on the cyclic deformation characteristics of high quality undisturbed gravel samples", *Static and dynamic properties of gravelly soils*, ASCE Geotechnical Special Publication 56, pp.136-161.
19. Hwang, S.K. (1996), "Dynanic properties of natural soils", Ph.D Dissertation, The University of Texas at Austin.
20. Kim, D.S., Seo, W.S. and Kim, M.J. (2003), "Deformational characteristics of soils with variations of capillary pressure and water content", *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.71-79.
21. Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994), "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling", *Ground Failures under Seismic Conditions*, ASCE Geotechnical Special Publication 44, pp.121-140.
22. Konno, T., Hatanaka, M., Ishihara, K., Ibe, Y. and Iizuka, S. (1994), "Gravelly soil properties evaluation by large scale in-situ cyclic shear tests", *Ground Failures under Seismic Conditions*, ASCE Geotechnical Special Publication 44, pp.177-200.
23. Ladd, R.S. (1978), "Preparing test specimens using undercompaction", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-23.
24. Lin, S., Lin, P.S., Luo, H. and Juang, C.H. (2000), "Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposits", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.37, No.3, pp.638-651.
25. Modoni, G., Flora, A., Mancuso, C., AnhDan, L.Q., Koseki, J., Balakrishnaiyer, K. and Tatsuoka, F. (1999), "Asimple experimental procedure for the complete characterization of small strain stiffness of gravels", *Proceeding of 2nd International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Pre-failure Deformation Characterisitics of Geomaterials, Torino, Italy, Vol.1, pp.123-130.
26. Pallara, O., Froio, F., Rinolfi, A. and Presti, D.L. (2006), "Assessment of strength and deformation of coarse grained soils by means of penetration tests and laboratory tests on undisturbed samples", *Soil Stress-Strain Behavior : Measurement*, Modeling and Analysis, pp.201-213.
27. Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehl, N.B. and Daily, W.D. (1998), "Shear modulus and damping relationships for gravels", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.5, pp.396-405.
28. Seed, H.B., Robert, T.W., Idriss, I.H., and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.11, pp.1016-1032.
29. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), "SHAKE : A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
30. Stokoe, K.H., Darendeli, M.B., Menq, F.Y. and Choi., W.K. (2004), "Comparison of the linear and nonlinear dynamic properties of gravels, sands, silts and clays", *Proceeding of 11th SDEE and 3rd ICEGE*, pp.1-4.
31. Tanaka, Y., Kudo, K., Nishi, K. and Okamoto, T. (1994), "Shear modulus and damping ratio of gravelly soils measured by several methods", *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol.1, pp.47-53.
32. Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991), "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests", Key Note Lecture for Session No. 1, The 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, pp. 101-170.
33. Vucetic, M. and Dobry R. (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.117, No.1, pp.89-107.
34. Yasuda, N. and Matsumoto, N. (1993), "Dynamic deformation characteristics of sands and rockfill materials", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.30, pp.747-757.
35. Yasuda, N. and Matsumoto, N. (1994), "Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cyclic loading laboratory tests and in situ tests", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.31, No.2, pp.162-174.
36. Yasuda, N., Ohta, N. and Nakamura, A. (1996), "Dynamic deformation characteristics of undisturbed riverbed gravels", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.2, pp.237-249.
37. Yoshida, N. and Towhata, I. (1997), "YUSAYUSA, Theory and Practice".

(접수일자 2009. 9. 28, 심사완료일 2009. 12. 11)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 107 ~ 118

PHC 항타말뚝에 대한 CPT 선단 지지력 산정식의 적용성

Applicability of CPT-based Toe Bearing Capacity of PHC Driven Piles

Le, Chi Hung[1]
정 성 교[2] Chung, Sung-Gyo
김 성 렬[3] Kim, Sung-Ryul

Abstract

As CPT penetration tends to show a similar behavior to that of pile driving, a number of methods for estimating the toe bearing capacity of piles based on CPT data have been proposed. To evaluate the applicability of the methods in this country, a total of 172 dynamic load tests data on PHC piles and 82 CPT data at a site in the Nakdong River estuary were collected. A specific four-step procedure was adopted for the selection of the reliable data, and statistical techniques were then applied to the analysis of the applicability. The results indicated that among a total of 10 CPT-based methods applied, the best one is the Aoki method (1975), followed by the LCPC (1982), ICP (2005) methods and others.

요 지

CPT의 관입과 말뚝의 항타는 그들의 거동이 아주 유사하기 때문에 CPT 결과를 이용한 말뚝의 지지력 예측방법이 많이 제안되어 있다. 본 연구에서는 CPT 결과를 이용한 선단지지력 산정공식의 국내 적용성을 분석하기 위하여 낙동강 하구 대심도 연약지반 현장에서 시공된 PHC 항타말뚝을 대상으로 총 172본의 동재하시험 자료와 82개소의 CPT 자료를 수집하였다. 신뢰성 높은 자료 선정을 위해 4단계의 보정절차를 거쳤으며, 통계적 기법을 이용하여 각 공식의 적용성을 분석하였다. 그 결과, 총 10가지의 공식 중에서 Aoki 방법(1975), LCPC 방법(1982), ICP 방법(2005)의 순서로 그 적용성이 높은 것으로 나타났다.

Keywords : Cone penetration test, Dynamic pile load test, PHC pile, Soft deposit, Toe bearing capacity

1. 서 론

CPT에 의한 지반조사는 세계적으로 널리 수행되고 있다. 과거에는 CPT 콘 관입장비의 재하용량이 작았기 때문에 CPT 시험이 주로 연약 점토층 또는 느슨한 사질토층의 조사에만 이용되어 왔으나, 최근에는 큰 관입력을 가진 대형 CPT 장비가 개발되면서 대심도의 단단한 점토 및 사질토 지반의 조사에도 확대 적용되고 있다.

특히, CPT 시험에서 얻어지는 콘 선단저항력과 주면저항력은 말뚝의 선단지지력 및 주면마찰력과 연관성이 크기 때문에 CPT 결과를 이용하여 말뚝 지지력을 산정하는 공식이 여러 연구자들에 의하여 제안되어 왔다. 따라서 여러 나라에서는 그 지역의 지반 및 말뚝 특성에 적합한 지지력 공식을 개발하여 설계에 적용하고 있다.

국내의 경우에도 기존의 CPT 지지력 공식에 대한 적용성을 분석한 바 있지만, 해외의 실험결과에 국한되어

1 사원, 진영 엔지니어링 (Engineer, Jinyoung Engrg. & Consultants CO., Ltd.)
2 정회원, 동아대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Dong-A Univ.)
3 정회원, 동아대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Eng., Dong-A Univ., sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

있다(윤길림, 1997; 김지환 등, 2007). 즉, 김지환 등(2007)은 국외 말뚝재하시험 사례 및 지반조사 결과를 이용하여 4가지 CPT 지지력 공식을 적용한 결과, 항타말뚝에 대하여 LCPC 방법(Bustamante & Gianeselli, 1982)이 가장 좋은 적용성을 보였다. 그러나, 국내의 지반 및 말뚝 특성을 고려한 관련 연구는 이제까지 수행된 사례가 없다.

본 연구에서는 세계적으로 널리 사용되고 있는 CPT에 근거한 지지력 공식('CPT-지지력 공식'이라 칭함)에 대한 국내 적용성을 규명하는데 목적이 있다. 이를 위하여 낙동강 하구지역에 분포하는 대심도 모래지반을 대상으로 수행된 CPT 결과를 비교적 잘 알려진 CPT-선단지지력 공식에 적용하여 말뚝의 선단지지력을 평가하였으며, 이 결과는 동재하 시험결과와의 비교를 통하여 그 방법의 적용성을 분석하였다.

2. CPT 결과를 이용한 선단지지력 산정공식

사질토 지반에 지지되는 말뚝의 CPT 선단지지력 공식 중 표 1에서 보는 바와 같이 총 10가지의 공식을 선정하였다. 본 공식들은 다음과 같이 크게 3가지의 측면에서 다른 특징을 가지고 있다.

① 콘 선단저항력의 영향범위: 말뚝 선단 위 1D～8D (D=말뚝직경)와 말뚝 선단 아래 1.5D～4D의 범위 내에서 상이한 영향범위의 고려
② 영향범위 내에서 콘 선단저항력의 대표 값을 산정하는 방법
  - 기하평균법: Eslami & Fellenius법
  - 산술평균법 + 보정절차: LCPC법
  - 최소경로법: Schmertmann법, UWA법
  - 단순 산술평균법: 그 외 방법
③ 보정계수: 말뚝종류, 말뚝 시공방법, 흙의 종류 등에 따라 상이한 보정계수의 적용

3. 지반조건 및 동재하 시험 개요

3.1 지반조건

본 연구가 수행된 지역은 부산 낙동강 하구에 위치한

표 1. CPT 결과를 이용한 선단지지력 산정공식 요약

구분	단위 선단지지력, r_t
Aoki 방법 (Aoki와 De Alencar, 1975)	$r_t = q_{ca}/F_b \leq$ 15MPa q_{ca}= (말뚝선단 위 8D～아래 4D) 범위에서 콘선단저항력(q_c)의 산술평균값 F_b=말뚝종류에 따른 계수 (PHC 항타말뚝의 경우 1.75)
LCPC 방법 (Bustamante와 Gianeselli, 1982)	$r_t = k_b \times q_{eq}$ q_{eq}= (말뚝선단 위 1.5D～아래 1.5D) 범위에서 보정절차가 적용된 q_c값의 산술평균값 k_b = 지반종류와 말뚝 설치방법에 따른 계수 = 0.15～0.6
ICP 방법 (Jardine 등, 2005)	모래지반 : $r_t = \left[1 - 0.5\log\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right)\right] \times q_{ca}$, 여기서 D_{CPT} = 콘 rod의 직경 q_{ca} = LCPC 방법과 동일하게 산정
Meyerhof 방법 (Meyerhof, 1983)	$r_t = C_1 \times C_2 \times q_{ca}$ q_{ca}= (말뚝선단 위 4D～아래 1D) 범위 내에서 q_c의 산술평균값 C_1=크기효과를 고려한 보정계수; C_2=조밀층 관입에 대한 보정계수
Penpile 방법 (Clisby 등, 1978)	모래지반: $r_t = 0.125 \times q_{ca}$ q_{ca}=말뚝선단부 근처의 3 지점에서 q_c 측정값의 평균값
Philipponnat 방법 (Philipponnat, 1980)	$r_t = k_b \times q_{ca}$ q_{ca}= 말뚝선단 위 3D～아래 3D 범위 내에서 q_c의 산술평균값 k_b=지반종류에 따른 계수= 0.35-0.50 (본 연구에서는 0.4 적용)
Schmertmann 방법 (Schmertmann,1978)	$r_t = (q_{c1} + q_{c2})/2 \leq$ 15MPa q_{c1}=말뚝선단 아래 0.7～4D 범위에서 최소경로법을 이용한 평균 q_c값 q_{c2}=말뚝선단 위 8D 내에서 최소경로법을 이용한 평균 q_c값
UWA 방법 (Lehane 등, 2005)	$r_t = 0.6 \times q_{ca}$, 폐단말뚝에 적용 q_{ca}= Schmertmann 방법과 동일하게 산정
Zhou 방법 (Zhou 등, 1982)	$r_t = \alpha \times q_{ca}$ q_{ca}= (말뚝선단 위 4D～아래 4D) 범위 내에서 q_c의 산술평균값 α=지반종류에 따른 보정계수
Eslami&Fellenius방법 (Eslami와 Fellenius, 1997)	$r_t = C_t \times q_{eq}$ q_{eq}= (말뚝선단 위 8D～아래 4D) 범위내에서 보정 콘 선단저항력 q_e의 기하 평균값; $C_t = 1/3 \times D$

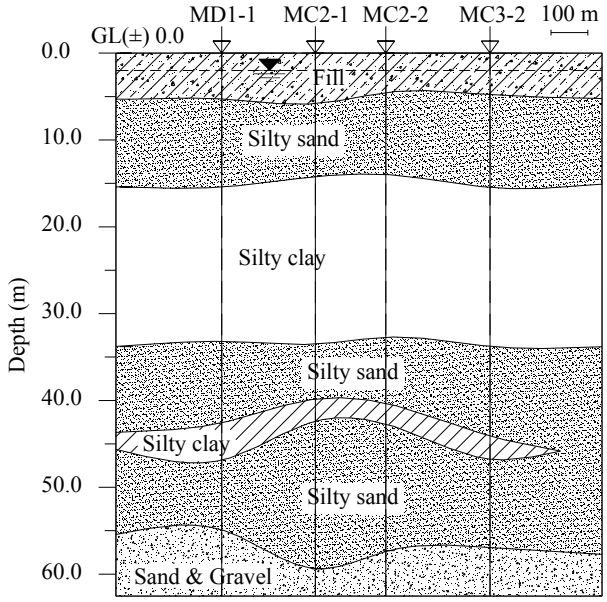


그림 1. 대상지역의 지층구성

명지주거지역으로, 대심도 연약지반으로 구성되어있다. 그림 1에서는 대상지역의 지층조건을 보여준다. 실험이 수행된 곳의 지층구조는 상부에서부터 매립층 및 실트질 모래층(0～15m), 연약점토층(15～33m), 연약 실트질 점토층이 포함된 조밀한 모래층(33～57m), 그리고 그 하부에 모래 자갈층으로 구성되어 있다. 상부 매립층은 약 5m 두께의 매립층이 존재하고 있는데, 이는 1990년대 중반에 매립이 실시된 것으로 보고되고 있다. 본 지역의 지반특성은 Chung 등(2002, 2005, 2007)의 연구에서 자세히 볼 수 있다.

그림 2는 현장에서 수행된 총 82개소의 CPT 자료 중 대표적인 CPT 주상도를 보여준다. 본 연구를 위해 도입한 CPT 장비는 GeoMil사에서 개발한 장비로서 20ton의

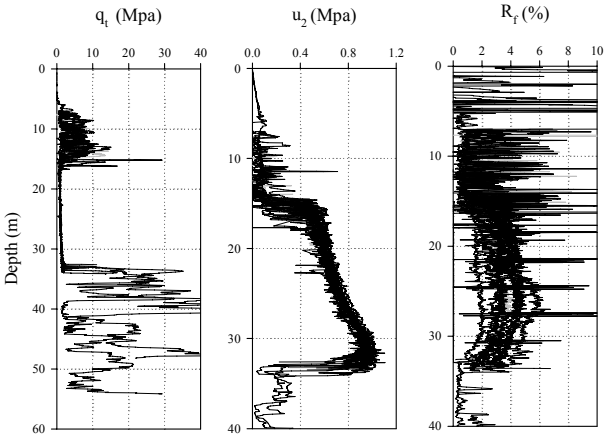


그림 2. 대상지역의 대표적인 CPT 조사결과
(q_t = 보정된 콘 선단저항력, u_2 = 간극수압, R_f = 마찰저항비)

CPT 콘 관입력을 가지고 있다. 사용된 콘의 면적은 10cm^2 이며, 선단각은 60°이고 관입속도는 2cm/sec 이었다. 본 장비는 큰 관입력 때문에 30m 깊이에 위치한 단단한 모래층(q_c>30MPa, SPT N>50)을 관통하여 약 55m 깊이에 위치한 모래 자갈층까지 연속하여 관입할 수 있었다. 그림 2에서 볼 수 있는 바와 같이, 하부 모래층은 위치에 따라 연약 점토층을 포함하기도 하며, 밀도가 크게 상이하여 q_t값의 변화가 심하다는 것을 알 수 있다.

3.2 동재하 시험 및 결과

본 연구에서는 정재하 시험결과보다는 동재하 시험자료를 이용하였다. 왜냐하면, 일반 정재하시험의 경우 극한지지력을 확인하거나 선단지지력과 주면마찰력을 분리 측정한 자료 수가 절대적으로 부족하다. 이에 비해, 동재하 시험은 국내에서 일정한 비율의 말뚝에 대해 의무적으로 수행되므로 시험자료의 수가 많으며, 추가적인 분석에 의해 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 산정할 수 있다. 또한, 동재하 시험의 수행 및 분석에 대한 지속적인 개선이 이루어짐에 따라 최근에는 동재하 시험결과가 일반 정재하시험과 비슷한 수준의 신뢰성을 가지는 것으로 확인되고 있다(Likins 등, 1996). 한편, 선단지지력만을 연구대상으로 적용한 이유는, 동재하시험을 실시하는 시점에 따라 초기 항타시험(EOID)과 재항타시험(Restrike)으로 구분되는데, 초기 항타시험은 말뚝 설치시점에 수행하는 동재하시험이기 때문에 지반교란으로 주면마찰력이 과소평가된다. 반면에, 재항타시험은 말뚝 설치 후 일정시간이 경과하여 주변 지반이 강도를 회복한 후에 수행된다. 일반적으로, 주면마찰력이 회복된 후에 수행하는 재항타 시험에서는 재하용량의 한계 때문-에 극한 지지력을 확인하기 어렵다. 결국, 동재하 시험에서 활용할 수 있는 분석자료는 초기항타에서 얻어진 선단지지력이기 때문이다.

본 연구에서는 총 172본의 PHC 항타말뚝에 대하여 동재하시험을 수행하였다. 총 172본 중 105본은 외경 0.5m(두께 80mm, B형식)의 말뚝이며, 나머지 67본은 외경 0.6m(두께 90mm, B형식)의 말뚝이다. 항타에 이용된 해머는 램 중량 13ton의 유압해머(모델명 DKH-13)를 이용하였다. 말뚝은 연약 점토층 하부에 위치한 32m～53m 깊이에 분포하는 단단한 모래층까지 항타 근입되었으며, 평균 근입깊이는 약 39m 이었다. 특히, 동재하시험에 의한 말뚝 건전도를 분석한 결과, 항타 시에 말뚝체

에 발생한 압축 및 인장응력에 대하여 말뚝 손상이 발생하지 않았음을 확인하였다.

동재하 시험에서 측정된 자료를 이용하여 CAPWAP 분석(CAse Pile Wave Analysis Program)을 실시하여 선단지지력과 주면마찰력을 평가하였다. 최근 CAPWAP 분석에 의한 지지력은 신뢰성이 높은 것으로 알려져 있다. 즉, Linkns와 Rausche(2004) 등은 CAPWAP 분석과 정재하 시험에 의한 지지력 사이에 평균 98%의 신뢰도가 있다고 보고하고 있다. 그러나 동재하 시험의 신뢰성은 대상지층 특성을 고려한 입력값의 결정과 시험자에 의해 영향을 크게 받는다. 그러므로 본 연구에서는 1개의 말뚝을 선정하여 동재하시험과 정재하시험을 수행하였으며, 그들에 의한 지지력을 서로 비교하여 CAPWAP 분석의 신뢰성을 분석하였다.

시험은 동일현장에서 수행되었으며, PHC 말뚝의 제원은 외경 0.5m, 두께 80mm, 그리고 B형식(인장응력 = 80MPa)이다. 본 재하시험의 수행 및 분석에 관한 내용은 김성렬 등(2008)에 의하여 상세히 기술하고 있다. 정재하 시험은 말뚝선단에 O-cell을 설치하는 양방향 재하시험이며, 동재하 시험은 말뚝을 설치하는 시점에 실시한 EOID의 결과이다. 양방향 재하시험 결과 주면마찰력과 선단지지력이 서로 균형을 이루어 각각의 극한지지력을 확인할 수 있었으며 잔류하중을 고려한 보정을 수행하여 최종적으로 그림 3과 같은 결과를 얻을 수 있었다. 그림을 보면, CAPWAP 분석으로 얻어진 주면마찰력과 선단지지력은 각각 913kN과 2480kN으로 나타났다. CAPWAP 분석의 주면마찰력은 항타 중의 지반교란에 의해 정재하시험으로 결정된 값인 2830kN의 약 1/3로 나타났다. 그러나 CAPWAP 선단지지력은 정재하시험에서 선단침하량 10mm(=0.02D)에 해당하는 값인 2.48MN과 동일한 것으로 나타나, 본 동재하 시험으로 산정된 선단지지력 값은 신뢰성이 높다는 것을 확인하였다.

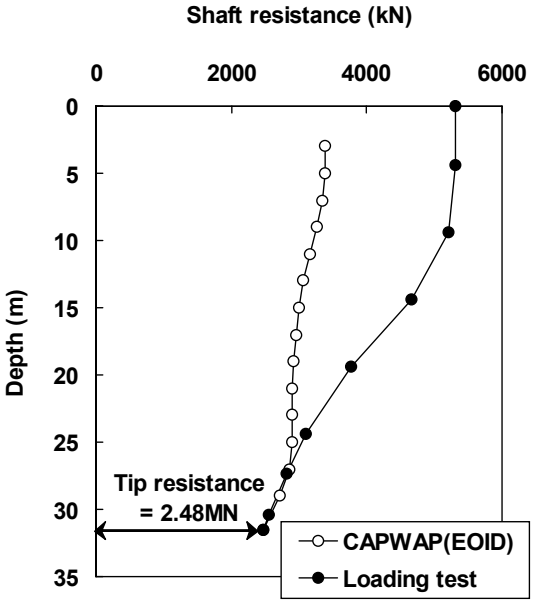


그림 3. 양방향 재하시험과 CAPWAP 지지력의 비교(김성렬 등, 2008)

4. 적용성 분석방법

4.1 자료의 선정 및 보정방법

분석결과의 신뢰성을 향상시키기 위하여 다음과 같이 4가지 단계를 순서대로 거쳐서 자료(CPT 및 동재하시험)를 주의 깊게 선정하였다.

(1) 1단계: CPT 시험위치와 말뚝시공 위치의 거리 분석

CPT 시험위치와 말뚝시공 위치가 멀어질수록 지층변화에 의해 CPT 결과와 동재하시험 결과의 상관성이 감소한다. 그림 4에서는 CPT와 말뚝 사이의 거리를 나타낸 것으로 대부분의 말뚝이 40m 이내에 위치하였다. 40m 이상인 경우에는 지층변화에 따른 영향이 크게 미칠 것으로 판단하여 분석자료에서 제외하였으며, 그 결과 지지력 예측값과 측정 지지력 사이의 상관성이 높아지는 것으로 나타났다. 그러므로, 172본의 말뚝자료 중 35본의 자료가 제거되고 137본이 선정되었다.

(2) 2단계: 말뚝의 근입깊이 보정

2단계에서는 CPT의 콘과 말뚝선단이 점토층 하부의

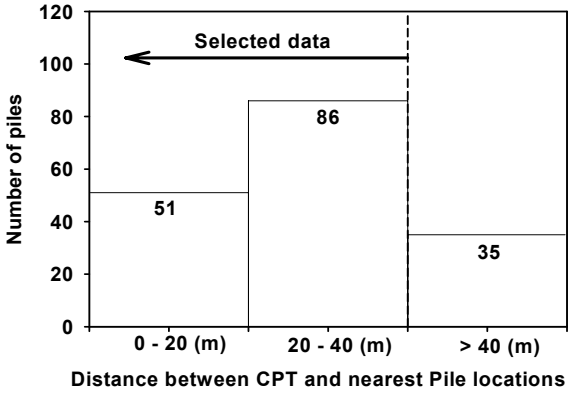


그림 4. CPT 위치와 말뚝시공 위치의 거리 분석을 통한 분석자료의 선정

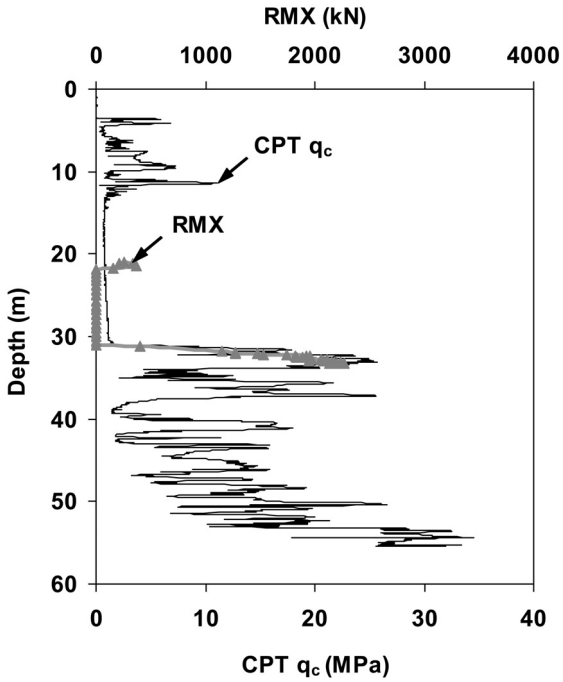


그림 5. RMX와 q_c의 비교를 통한 말뚝근입 깊이의 보정)

단단한 조밀층에 도달하면 q_c값과 동재하 시험에서 얻어지는 RMX(= CASE 방법에 의해 구해지는 정적지지력) 값이 크게 증가하는 사실을 이용하여 말뚝의 근입깊이를 보정하였다. 그림 5에서는 RMX값과 q_c값이 증가하기 시작하는 깊이가 서로 일치되도록 말뚝의 근입깊이를 보정한 사례를 보여주고 있다. 이와 같이 1단계에서 선정된 137본의 말뚝에 대하여 2단계 보정을 실시한 결과, 보정 후 지지력 예측값과 동재하시험의 측정 지지력 사이의 상관성이 크게 높아지는 것으로 나타났다.

(3) 3단계: 영향범위에서의 지층 변화 분석

말뚝 선단지지력은 선단 부근의 지층 두께 변화에 큰 영향을 받는다. 그러므로, 3단계에서는 말뚝 선단부근에서 지층두께의 변화가 큰 자료는 분석에서 제외하였다. 이를 위하여, 우선 CPT 결과를 Robertson & Campanella 방법(1988)에 적용하여 지반분류를 수행하였다. 다음으로, 지반분류에 근거하여 얻어진 세부지층의 두께를 상용 프로그램(Rockware Inc., 2006)에 입력하여 3차원적으로 지층 변화에 대한 정보를 구축하였다(그림 6). 그리고, 말뚝선단부의 영향범위 내에서 말뚝과 CPT 위치에서의 지층두께 변화가 큰 자료(지층두께 변화>0.2D)는 분석에서 제외하였다. 그 결과, 3단계 분석을 통하여 총 134본의 말뚝자료가 선정되었다. 그런데, 선정된 말뚝 중에는 동일한 말뚝의 2～3 깊이에서 선단지지력이 산정된 자료들이 포함되어 있으므로 총 분석자료의 수는 154개가 되었다.

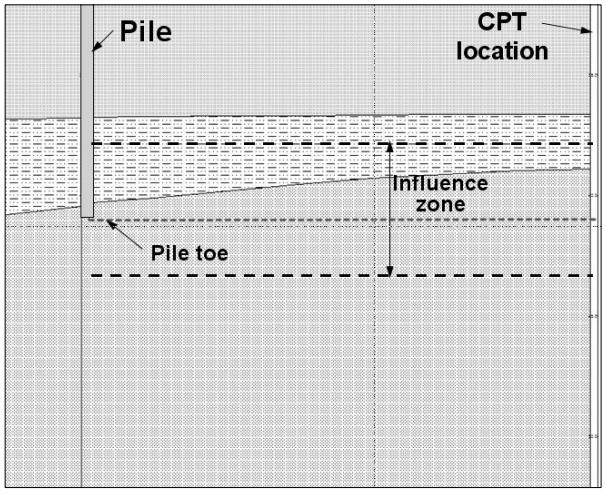


그림 6. 지층 두께변화를 고려한 분석자료의 선정

(4) 4단계: 통계적 처리

4단계에서는 CAPWAP 산정 지지력('Q_m'으로 표시)과 지지력 공식에 의한 예측지지력('Q_p'로 표시)을 산정한 후, (Q_p/Q_m)의 평균값과의 차이가 표준편차의 2배 이상인 자료를 분석에서 제외하였다.

Briaud & Tucker(1988)의 연구결과에 따르면, (Q_p/Q_m) 값의 분포는 평균값에 대하여 비대칭이며 log-normal 분포형태인 것으로 나타났다. 그러므로, 본 연구에서는 식 (1)과 식 (2)를 이용하여 (Q_p/Q_m)의 log값에 대한 평균값 $\bar{x}$와 표준편차 s값을 산정한 후, 식 (3)을 적용하여 평균값 $\bar{x}$와의 오차가 표준편차 s의 2배 이내인 자료를 분석에 이용하였다. 그런데, 각 CPT 공식에 의한 예측지지력이 다르기 때문에 각 방법별로 분석에 이용된 자료의 수는 143～150개로 변하였다.

$$\bar{x} = \left(\prod_{i=1}^{n} x_i \right)^{\frac{1}{n}} \tag{1}$$

$$s = \exp\left(\left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} \left[\ln\left(\frac{x_i}{\bar{x}} \right) \right]^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right) \tag{2}$$

$$\frac{\bar{x}}{s^2} \le \left(\frac{Q_p}{Q_m} \right)_i \le \bar{x}.s^2 \tag{3}$$

여기서, $\bar{x}$ = $\ln(Q_p/Q_m)$에 대한 평균값
s = $\ln(Q_p/Q_m)$에 대한 표준편차

Q_p = CPT 공식으로 예측된 지지력
Q_m = CAPWAP 분석에서 산정된 지지력
n = 자료의 개수

4.2 분석방법

본 연구에서는 각각의 CPT-지지력 공식의 적합성을 규명하기 위하여 Abu-Farsakh 등(2004)과 유사한 분석방법을 적용하기로 한다. 그들의 방법은 식 (4)에서와 같은 순위 계산 방법이다. 즉, 식 (4)에서 RI(Rank Index)값은 아래의 R1, R2, R3 및 R4의 합으로 얻어지며, RI값이 작을수록 그 방법의 적용성이 높다는 것을 의미한다.

$$RI = R1 + R2 + R3 + R4 \quad (4)$$

여기서, R1 = Q_m와 Q_p를 각각 x 및 y축으로 나타내어 추세선의 기울기 및 상관계수(R^2)값을 구한 후, 순위를 결정. 기울기가 1에 가까울수록, 상관계수 값이 클수록 순위가 높음

R2 = (Q_p/Q_m) 값의 산술평균(μ) 및 표준편차(σ)에 의한 순위. 산술평균이 1에 가까울수록, 표준편차가 작을수록 순위가 높음

R3 = (Q_p/Q_m) 값의 log-normal 분포와 히스토그램에서 $0.8 \le (Q_p/Q_m) \le 1.2$ 범위에 속하는 비율에 의한 순위. 비율이 높을수록 순위가 높음

R4 = (Q_p/Q_m) 값의 누적비율을 이용한 순위. 누적비율 50%와 90%에 해당하는 (Q_p/Q_m)값을 각각 P_{50}과 P_{90}으로 정의한 후, P_{50}값이 1에 가까울수록, P_{90}과 P_{50}의 차이가 작을수록 순위가 높음

5. 적용성 평가를 위한 분석결과

5.1 각 기준별의 분석

(1) R1 기준(최적 추세곡선 기준)

첫 번째 기준 R1을 위하여 예측값(Q_p)와 측정값(Q_m)의 자료에 대한 최적 추세선의 기울기(=Q_{fit}/Q_m; Q_{fit}는 최적 추세선상의 값)와 상관계수(R^2)를 이용한다. 그림 7과 같이 각 방법에서 얻어진 예측 지지력을 x축의 값, CAPWAP 분석의 지지력을 y축의 값으로 하여 모든 경우에 대한 값들을 나타내었다. 그림에서 점선은 예측지지력과 CAPWAP지지력이 같아지는 1:1 직선을 참고로 나타내었고, 실선은 최적 추세선이다. 이 추세선의 기울기가 1에 가까울수록 예측식의 신뢰도가 높아지게 된다. 상관계수(R^2)는 추세선에 대한 각 점들의 분산도를 나타내는 값으로서, 이 값이 클수록 예측식의 신뢰도가 높아진다. 추세선 기울기와 상관계수에 의한 순위는 표 2에서 각각 A와 B로 정의하였다.

추세선 기울기(Q_{fit}/Q_m)에 의한 순위는 Aoki 방법(0.98), LCPC 방법(0.93), ICP 방법(0.92), Schmertmann 방법(0.91), 그리고 Eslami&Fellenius 방법(0.84) 등의 순서로 나타났다. 특히, Meyerhof 방법(1.65)에서는 지지력을 매우 과대평가하는 것으로 나타났으며, 그 외의 방법들은 모두

표 2. CPT 선단지지력 공식의 적용성 순위

No	공식	R1 기준					R2 기준					R3 기준					R4 기준					RI	순위
		Q_{fit}/Q_m	R^2	A	B	R1	μ	σ	C	D	R2	log−normal 비율	histogram 비율	E	F	R3	P_{50}	$P_{90}-P_{50}$	G	H	R4		
1	Aoki	0.98	0.63	1	1	1.0	1.00	0.21	1	5	3.0	65.34	66.67	1	1	1.0	0.98	0.32	1	5	3	8.0	1
2	LCPC	0.93	0.61	2	3	2.5	0.91	0.25	4	6	5.0	51.51	51.37	2	3	2.5	0.88	0.36	4	6	5	15.0	2
3	ICP	0.92	0.42	3	6	4.5	0.95	0.27	2	7	4.5	50.63	47.3	3	4	3.5	0.93	0.38	2	7	4.5	17.0	3
4	Philipponnat	0.82	0.60	6	4	5.0	0.84	0.19	6	3	4.5	48.68	54.05	4	2	3.0	0.82	0.30	6	4	5	17.5	4
5	Zhou	0.65	0.62	7	2	4.5	0.68	0.12	7	2	4.5	16.89	16.67	8	8	8.0	0.67	0.18	7	2	4.5	21.5	5
6	Schmertmann	0.91	0.33	4	7	5.5	0.94	0.31	3	8	5.5	42.57	43.24	5	5	5.0	0.91	0.46	3	8	5.5	21.5	5
7	Eslami & Fellenius	0.84	0.20	5	10	7.5	0.89	0.37	5	9	7.0	33.34	35.14	6	6	6.0	0.87	0.54	5	9	7	27.5	7
8	Penpile	0.31	0.50	10	5	7.5	0.31	0.10	10	1	5.5	0.18	0.00	10	10	10.0	0.31	0.14	10	1	5.5	28.5	8
9	UWA	0.55	0.31	8	8	8.0	0.57	0.20	9	4	6.5	12.56	12.84	9	9	9.0	0.55	0.29	9	3	6	29.5	9
10	Meyerhof	1.65	0.21	9	9	9.0	1.40	0.72	8	10	9.0	29.92	18.88	7	7	7.0	1.43	0.98	8	10	9	34.0	10

여기서, RI=R1+R2+R3+R4; R1=(A+B)/2; R2=(C+D)/2; R3=(E+F)/2; R4=(G+H)/2; R^2=상관계수; μ, σ = 각각 (Q_p/Q_m)값의 평균과 표준편차; log−normal 및 histogram 비율= 각각 (Q_p/Q_m)값의 log−normal분포와 히스토그램에서 $0.8<(Q_p/Q_m)<1.2$에 속하는 구간의 면적비율; P_{50}과 P_{90} = 각각 누적확률 50%와 90%에 해당하는 (Q_p/Q_m)값.

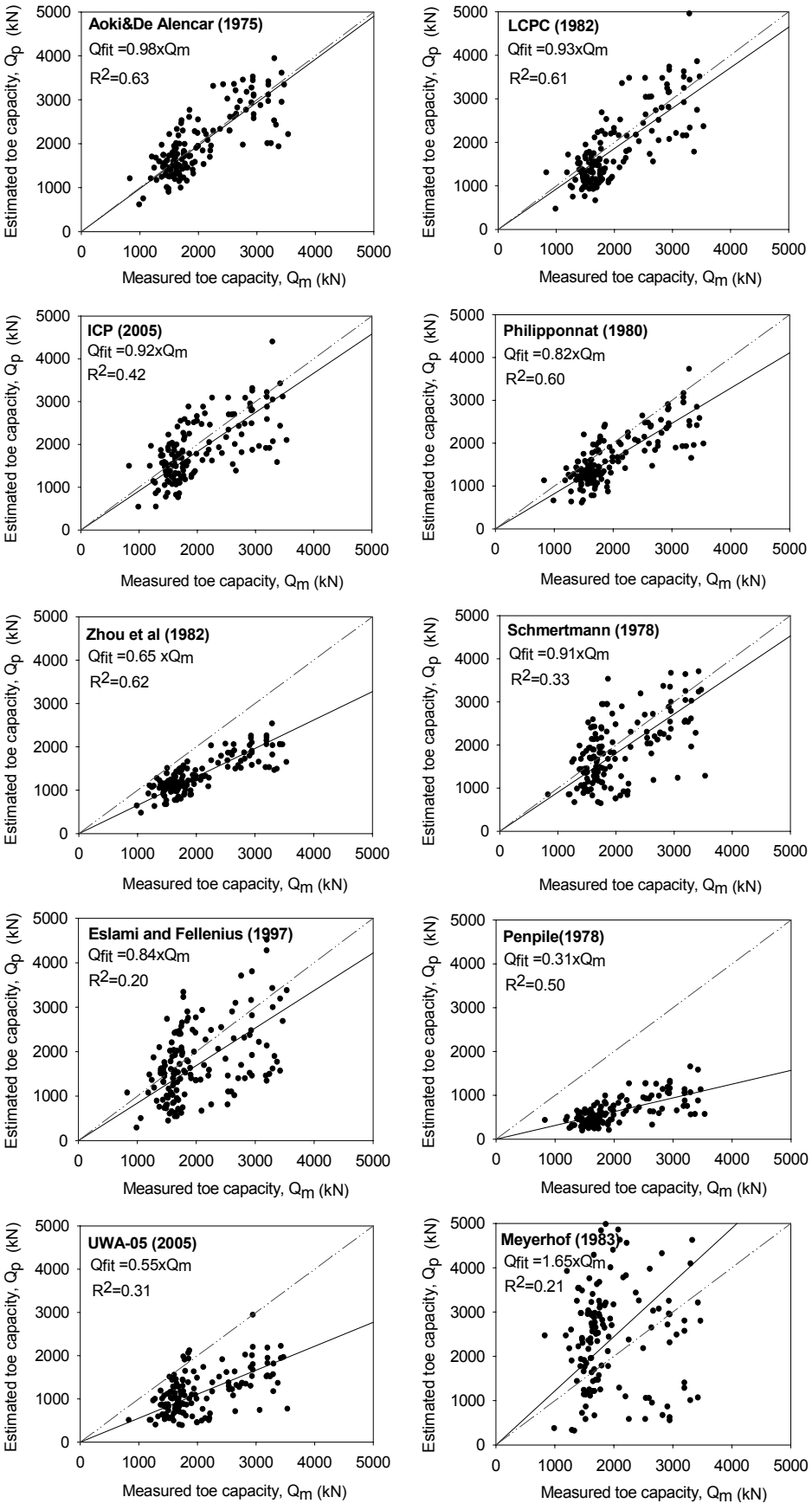


그림 7. R1 기준 - Q_m값과 Q_p값에 대한 추세선 비교

지지력을 측정값보다 작게 평가하였다. 또한, Zhou 방법, UWA 방법, Penpile 방법의 (Q_{fit}/Q_m)값은 각각 0.64, 0.55 및 0.31으로서 지지력을 매우 과소평가하였다.

상관계수(R^2)에 의한 순위는 Aoki 방법(0.63), Zhou 방법(0.62), LCPC 방법(0.61), Philipponnat 방법(0.60), 그리고 Penpile 방법(0.50) 등의 순서로 나타났다. Zhou방법의 경우 추세선의 기울기는 작았으나 상관계수에 의한 순위가 2위로 나타나 적절한 보정절차가 적용되면 적용성이 높아질 것으로 판단된다.

(2) R2 기준(산술평균 및 표준편차 기준)

R2기준은 (Q_p/Q_m) 비에 대한 산술평균(μ) 및 표준편차(σ)에 의한 순위 판정 방법으로서 산술평균값이 1에 가까울수록, 표준편차값이 작을수록 순위가 높아진다. 산술평균과 표준편차에 의한 순위는 표 2에서 각각 C와 D로 정의하였다.

산술평균(μ)에 의한 순위는 Aoki 방법(1.00), ICP 방법(0.95), Schmertmann 방법(0.94), LCPC 방법(0.91) 그리고 Eslami&Fellenius 방법(0.89) 등의 순서로 나타났다. Meyerhof 방법은 평균값이 1.40으로서 지지력을 약 40% 과대평가하였으며, 나머지 방법들은 모두 지지력을 작게 평가하는 것으로 나타났다. 표준편차(σ)에 의한 순위는 Penpile 방법(0.10), Zhou 방법(0.12), Philipponnat 방법(0.19), UWA 방법(0.20), 그리고 Aoki 방법(0.21) 등의 순서로 나타났다.

(3) R3 기준(log-normal 분포와 히스토그램 기준)

R3 기준은 (Q_p/Q_m) 값의 log-normal 분포와 히스토그램을 이용한다. 그림 8에서와 같이 (Q_p/Q_m)의 비율을 x축, (Q_p/Q_m)의 밀도값을 y축으로 나타낸다. 이 log-normal 분포와 히스토그램에서 (Q_p/Q_m)값이 0.8～1.2에 속하는 구간의 면적 비율을 계산한다. 이 비율이 높으면 예측값이 측정값 주변에 분포하는 것이므로 그 방법의 적용성이 높다는 것을 의미한다. log-normal 분포곡선은 식 (5)의 확률밀도함수를 적용하여 작성하였는데, 이 때 이용되는 표준편차 및 평균값은 각각 식 (1)과 (2)로부터 계산하였다. log-normal 분포와 히스토그램에 의한 순위는 표 2에서 각각 E와 F로 정의하였다.

$$f(x)=\frac{1}{x\cdot s\cdot\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\overline{x}}{s}\right)^2\right] \qquad (5)$$

여기서, x = (Q_p/Q_m)

$\overline{x}$ = ln(Q_p/Q_m)값의 평균, 식 (1)로 계산됨

s = ln(Q_p/Q_m)값의 표준편차, 식 (2)로 계산됨

log-normal 분포에 의한 비율의 순위는 Aoki 방법(65%), LCPC 방법(51%), ICP 방법(50%), Philipponnat 방법(48%), 그리고 Schmertmann 방법(42%) 등의 순서로 나타났다. 히스토그램에 의한 순위는 Aoki 방법(66%), Pilipponnat 방법(54%), LCPC 방법(51%), ICP 방법(47%), 그리고 Schmertmann 방법(43%) 등의 순서로 나타났다. 특히, Zhou 방법, Penpile 방법, UWA 방법, Meyerhof 방법은 추세선 및 산술평균 기준에서 예측값과 측정값의 차이가 크기 때문에 비율이 20%이하로 나타났다.

(4) R4 기준(누적확률 기준)

R4기준은 Long & Wysockey(1999)가 제안한 방법으로서, (Q_p/Q_m)값을 작은 값부터 큰 값 순서대로 나열한 후 식 (6)을 이용하여 누적확률(P)를 계산한다. 그리고, 그림 9에서와 같이 누적확률이 50%와 90%에 해당하는 (Q_p/Q_m)값을 각각 P_{50}과 P_{90}으로 정의한다. P_{50}값이 1.0에 가까울수록 예측값과 측정값의 누적확률 중앙값이 비슷한 것을 의미하므로 순위가 높아지고, P_{50}과 P_{90} 값의 차이가 작을수록 분산이 작을 것을 의미하므로 순위가 높아진다. P_{50}과 (P_{90}-P_{90})차이에 의한 순위를 표 2에서 각각 G와 H로 정의하였다.

$$P=\frac{i}{(n+1)} \qquad (6)$$

여기서, P = 누적확률

i = (Q_p/Q_m)값을 작은 값부터 큰 값 순서대로 나열하였을 때 자료의 순위

n = 전체자료의 개수

P_{50} 기준에 의한 순위는 Aoki 방법(0.98), ICP 방법(0.93), Schmertmann 방법(0.91), LCPC 방법(0.88), 그리고 Eslami&Fellenius 방법(0.87) 등의 순서로 나타났다. P_{50}과 P_{90} 차이(P_{90}-P_{50})에 의한 순위는 Penpile 방법(0.14), Zhou 방법(0.18), UWA 방법(0.29), Philipponnat 방법(0.30), 그리고 Aoki 방법(0.32) 등의 순서로 나타났다.

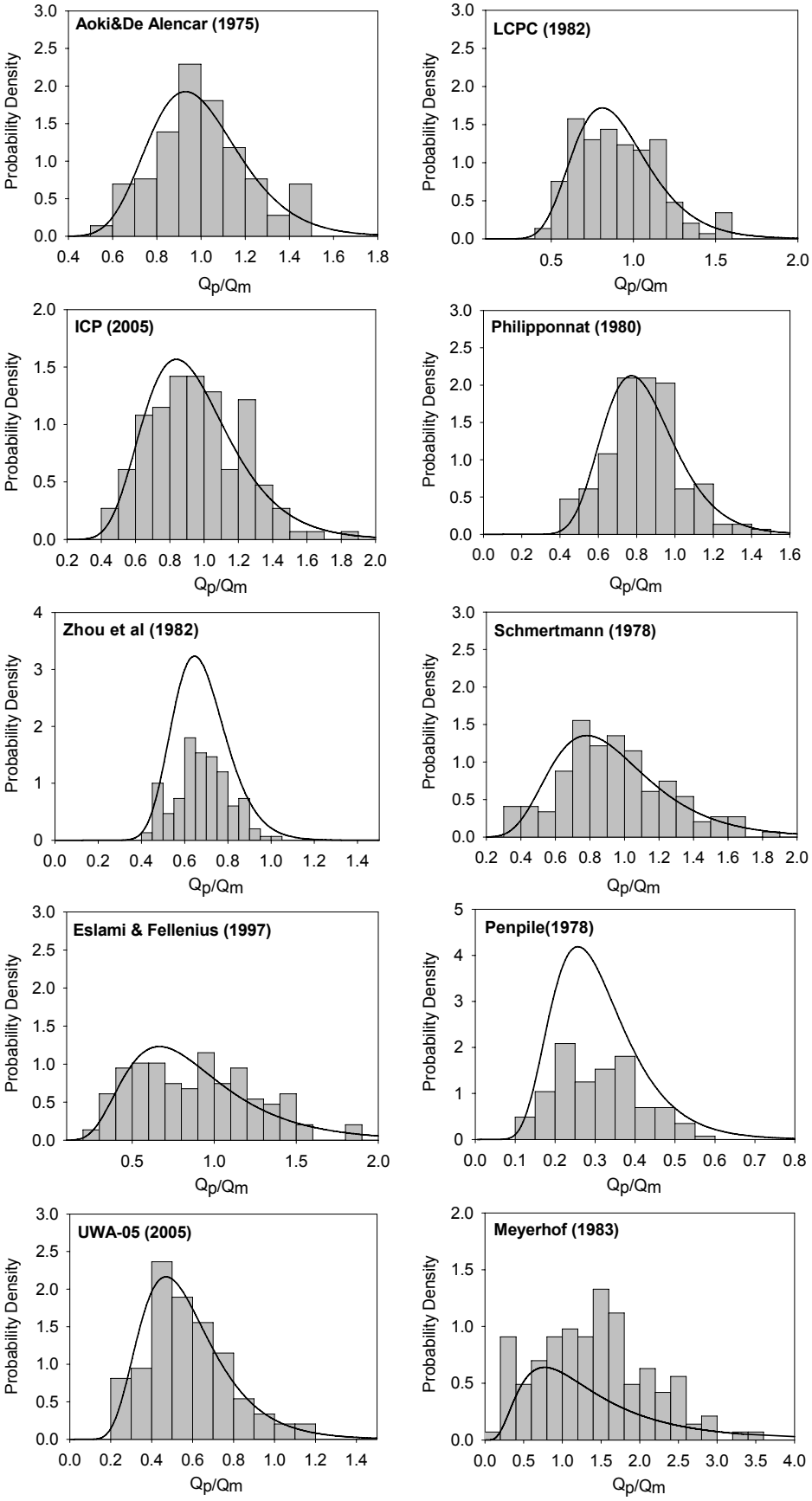


그림 8. R3기준 - (Q_p/Q_m)값에 대한 log-normal 분포 및 히스토그램 비교

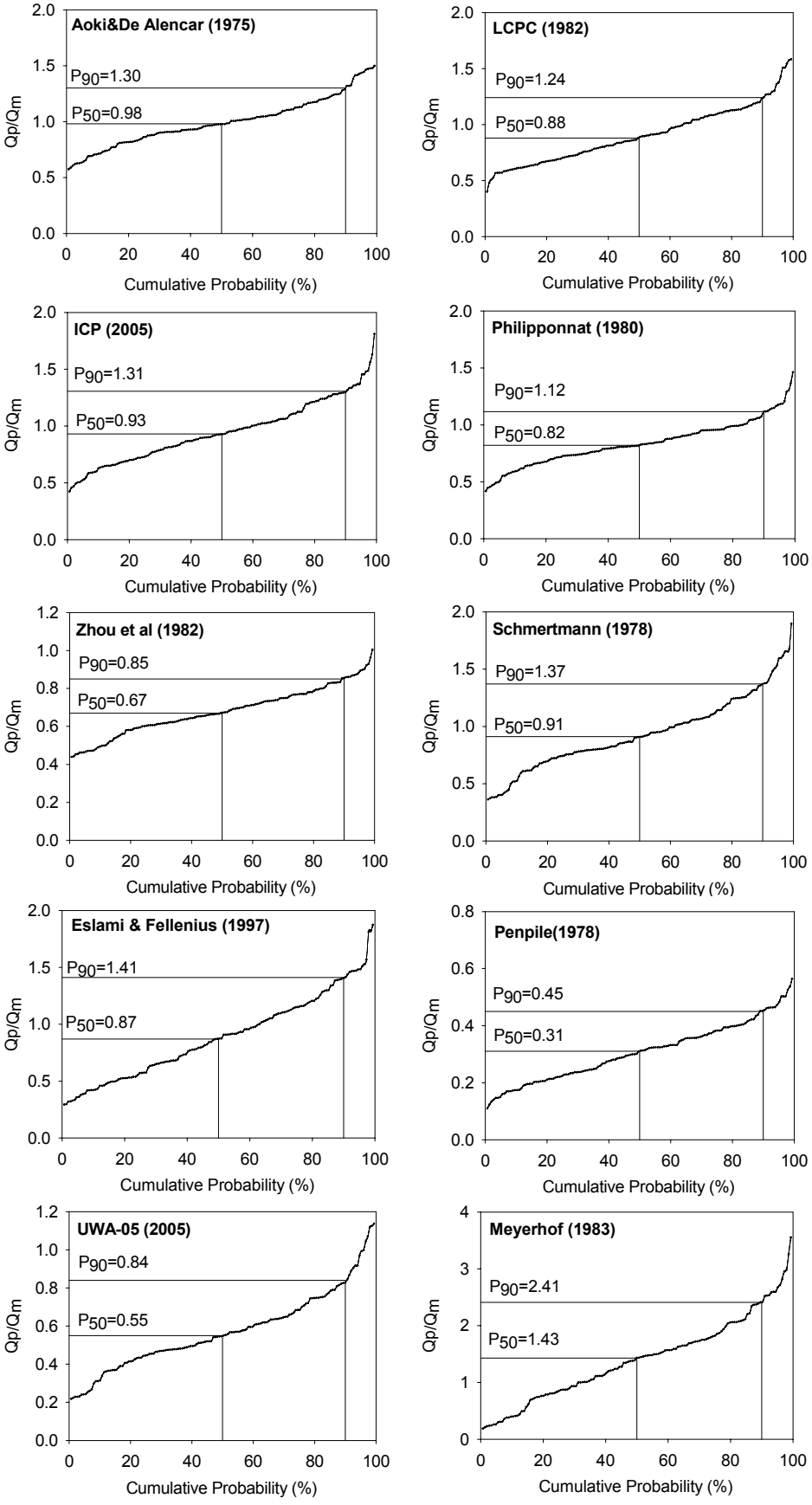


그림 9. R4기준 - 누적확률값의 비교

5.2 종합분석

표 2는 5.1절에서 얻어진 결과를 종합적으로 정리한 표이다. 이 표에서 보면, RI값이 작은 순서로서 Aoki 방법, LCPC 방법, ICP 방법, Philipponnat 방법, Zhou 방법 및 Schmertmann 방법 등의 순서로 적용성이 높은 것으로 나타났다.

상기의 결과를 해외의 적용 사례와 비교하는 것은 흥미로울 것이다. Abu-Farsakh 등(2004)은 미국 Louisiana 지역에 분포하는 점토 또는 점토-모래 지반에 항타근입된 마찰말뚝을 대상으로 총 10가지 CPT 지지력 공식의 적용성을 분석하였다. 이들이 적용한 지지력 공식들 중에서 5가지의 방법은 본 연구에서 동일하게 적용하였는데, 상기의 결과와는 약간 다르게 LCPC 방법, Philipponnat 방법, Schmertmann 방법, Aoki 방법, Penpile 방법의 순서로 적용성이 높은 것으로 나타났다. 이러한 차이가 발생한 이유는 Abu-Farshkh 등(2004)이 주로 점토지반에 근입되는 마찰말뚝을 대상으로 하였으며, 주면 및 선단지지력을 더한 전체 지지력을 대상으로 분석한데 비하여, 본 연구의 경우 선단지지력만을 대상으로 말뚝선단부가 단단한 모래층에 근입된 경우를 분석하였기 때문으로 판단된다. 또한, 김지환 등(2007)의 연구결과에 따르면, 선단지지력에 대하여 Aoki와 LCPC 방법이 측정 지지력과 유사한 값을 보여주어 우수한 방법으로 판정되었다.

이와 같이, 국내외에서 수행된 연구 결과에서 보면, LCPC 방법 및 Aoki 방법의 적용성이 공통적으로 우수하다는 것을 알 수 있다. 신뢰성 있는 결론을 위하여 더 많은 사례연구가 물론 수행되어야 하겠지만, 국내의 여러 현장에 상기의 방법을 적용하도록 권장할 수 있을 것이다.

6. 요약 및 결론

본 연구에서는 부산 낙동강 하구 대심도 연약지반에 시공된 PHC 항타말뚝을 대상으로 CPT 결과를 이용하는 선단지지력 공식의 적용성을 분석하였다. 본 연구를 위하여 총 82개소의 CPT 자료 및 172본의 PHC 항타말뚝에 대한 동재하시험 자료를 수집하여 분석하였다. 분석결과의 신뢰성을 높이기 위하여 CPT 위치와 PHC 말뚝시공 위치간의 거리분석, CPT q_c와 동재하 시험의 RMX 값을 이용한 말뚝 근입깊이 보정, 지층 두께변화를 고려한 자료 선정, 그리고 통계기법을 활용한 자료 선정과 같이 4단계의 분석자료 선정절차를 적용하였다. 다음 단계로서, 이와 같이 선정된 자료를 총 10가지의 CPT-선단지지력 공식에 적용하였으며, Abu-Farsakh 등(2004) 등이 제시한 4가지 기준을 이용하여 그 공식의 적용성을 분석하였다.

상기의 분석으로 얻어진 결론으로서, CPT 선단지지력 공식의 적용성은 Aoki 방법, LCPC 방법, ICP 방법, Phillipponnat 방법, 그리고 Zhou 방법 및 Schmertmann 방법 등의 순서로 높은 것으로 나타났다. Meyerhof 방법은 지지력을 평균적으로 40% 정도 과대평가하는 것으로 나타났으며, Meyerhof 방법을 제외한 나머지 방법들은 모두 지지력을 작게 평가하는 것으로 나타났다. Zhou 방법의 경우 측정값에 비하여 지지력을 약 30% 이상 과소평가하지만 측정값에 대한 예측값의 분산도가 작은 것으로 나타나 적절한 보정계수가 도입된다면 적용성이 향상될 수 있을 것으로 판단되었다.

본 연구와 기존의 연구결과를 비교하면, 국내 해안 매립지역 등 유사한 지층조건을 가진 곳에서 시공되는 PHC 항타말뚝의 선단지지력 산정에 LCPC 및 Aoki 방법을 적용하도록 추천할 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2008년 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원(KRF-D00604) 및 한국과학재단의 국가지정연구실사업의 지원(No. ROA-2008-000-20076-0)을 받아 수행된 연구임.

참 고 문 헌

1. 김성렬, 정성교, 이봉열 (2008), "잔류하중을 고려한 장대 PHC 말뚝의 양방향 재하시험 결과분석", *한국 지반공학회 논문집*, 24(6), pp.85-93.
2. 김지환, 김민기, 이준환 (2007), "CPT 결과를 이용한 말뚝지지력 예측법의 평가 및 신뢰성 분석", *대한토목학회 논문집*, 27(1C), pp.1-9.
3. 윤길림 (1997), "CPT를 이용한 말뚝지지력 산정식의 신뢰성", *대한토목학회 논문집*, 17(III-1), pp.101-109.
4. Abu-Farsakh, M.Y. and Titi, H.H. (2004), "Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.130, GT9, pp.935-944.
5. Aoki, N., and De Alencar, D. (1975), "An approximate method to estimate the bearing capacity of piles", *Proc., 5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Vol.1, pp.367-376.
6. Bustamante, M., and Gianeselli, L. (1982), "Pile bearing capacity

predictions by means of static penetrometer CPT", *Proc., 2nd European Symp. on Penetration Testing*, ESOPT-II, Amsterdam, The Netherlands, Vol.2, pp.493-500.
7. Briaud, J.-L., and Tucker, L. M. (1988), "Measured and predicted axial response of 98 piles", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(9), pp.984-1001.
8. Chung, S.G., Giao, P.H., Kim, G.J., and Leroueil, S. (2002), "Geotechnical properties of Pusanclays", *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), pp.1050-1060.
9. Chung, S.G., Ryu, C.K., Jo, K.Y. and Huh, D.Y. (2005), "Geological and geotechnical characteristics of marine clays at the Busan new port", *Marine Georesources and Geotechnology*, 23(3), pp. 235-251.
10. Chung, S.G., Kim, G.J., Kim, M.S. and Ryu, C.K.(2007), "Undrained shear strength from field vane test on Busan clay", *Marine Georesources and Geotechnology*, 25(3) pp.167-179.
11. Clisby, M. B., Scholtes, R. M., Corey, M. W., Cole, H. A., Teng, P., and Webb, J. D. (1978), "An evaluation of pile bearing capacities", Final Report, Mississippi State Highway Department, Volume 1.
12. Eslami, A., and Fellenius, B.H. (1997), "Pile capacity by direct CPT and CPTU methods applied to 102 case histories", *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6), pp.886-904.
13. Jardine, R.J., Chow, F.C., Overy, R.F., Standing, J.R. (2005), "ICP design methods for driven piles in sands and clays", Thomas Telford, London.
14. Lehane, B.M., Schneider, J.A., and Xu, X. (2005), "CPT based design of driven piles in sand for offshore structures", UWA Report, GEO: 05345, University of Western Australia, Australia.
15. Likins, G.E., Rausche, F., Thendean, G. and Svinkin, M. (1996), "CAPWAP Correlation Studies", *Proc. of the 5th Int'l Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles*, University of Florida, Orlando Florida USA.
16. Likins, G.E., and Rausche, F. (2004), "Correlation of CAPWAP with Static Load Tests", *Proc. of 7th Int'l Conf. on the Application of Stresswave Theory to Piles*, Petaling Jaya, Selangor, Malaysia. pp. 153-165.
17. Long, J. H., and Wysockey, M. H. (1999), "Accuracy of methods for predicting axial capacity of deep foundations", *Proc., OTRC '99 Conf.: Analysis, Design, Construction, and Testing of Deep Foundation*, GSP No. 88, ASCE, Reston, Va., pp.190-195.
18. Meyerhof, G. G. (1983), "Scale effects of pile capacity", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 108(3), pp.195-228.
19. Philipponnat, G. (1980), "Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetrometre statique", Rev. Fr. Geotech., Vol.10, pp.55-64.
20. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1988), "Guidelines for Use, Interpretation and Application of the CPT and CPTU", UBC, Soil Mechanics Series No. 105, Civil Eng. Dept., Vancouver, B.C., V6T 1W5, Canada, pp.197.
21. RockWare Inc. (2006), Rockworks program
22. Schmertmann, J.H. (1978), "Guidelines for cone penetration test, performance and design", Report No. FHWA-TS-78-209, US. Department of Transportation, Washington, D.C., pp.145.
23. Zhou, J., Xie, Y., Zuo, Z.S., Luo, M.Y. and Tang, X.J. (1982), "Prediction of limit load of driven pile by CPT", *Proc. of the 2nd European Symp. on Penetration Testing*, Amsterdam, The Netherlands, Vol.2, pp.957-961.

(접수일자 2009. 10. 6, 심사완료일 2009. 11. 20)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 119 ~ 130

사질토의 변형 측정을 위한 최적의 디지털 이미지 해석 기법

An Optimal Digital Image Analysis Technique for Measuring Deformation of Granular Soils

장 의 룡[1] Jang, Eui-Ryong
정 영 훈[2] Jung, Young-Hoon
정 충 기[3] Chung, Choong-Ki

Abstract

To measure the soil deformation, two common techniques of the digital image analysis—Particle Image Velocimetry (PIV) and Digital Image Correlation (DIC)—have been used. To generally apply these techniques to the soils, the accuracy of these techniques should be evaluated under various conditions. In this study, the influence factors including the image resolution, the degree of displacement and deformation, the size of pixel subsets, and analysis techniques were analyzed. The deformation of an idealized particle assembly using the discrete element method was measured by the digital image analyses, and then the results were compared with the actual deformations. To conduct the optimal digital image analysis, various factors are systematically analyzed in terms of the degree of the displacement and the deformation.

요 지

흙의 변형을 측정하기 위해 적용되는 이미지 해석 기법으로는 Particle Image Velocimetry(PIV)와 Digital Image Correlation(DIC)가 있으며, 이 기법들이 더욱 널리 활용되기 위해서는 각 기법에 따라 다양한 조건에서 정밀도를 평가하는 연구가 필요하다. 본 연구에서는 이미지 해상도, 변위 및 변형 정도, 픽셀 집합의 크기 및 해석 기법의 다양한 요소를 고려하여 사질토의 변형을 관찰하기에 적합한 최적의 이미지 해석 기법을 제시하고자 한다. 개별요소법(DEM)을 이용하여 구성된 가상의 사질토 이미지를 활용하여 이미지 해석을 행하고 변위를 산정한 후, 개별 요소법의 변위와 비교하였다. 각 영향 요소들이 정확도에 미치는 영향을 분석하였고, 변위 및 변형 정도에 따라 최적의 이미지 해석 조건을 제시할 수 있었다.

Keywords : Digital image analysis, Granular soil, Deformation measurement, Discrete element method

1. 서 론

흙의 거동 특성을 파악하기 위한 실내시험에서는 그 목적에 따라 다양한 계측 장비가 활용된다. 특히, 시료의 변형 측정은 모든 시험에서 기본적으로 이루어지며, 두 지점 사이의 상대적 변위 차이를 측정하는 LVDT(Linear Variable Differential Transformer)와 시료에서 유출 혹은 유입되는 유량으로 부피변화를 측정하는 장비가 대표적으로 이용

1 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environ. Eng., Seoul National Univ., er1216@snu.a.kr, 교신저자)
2 정회원, 경희대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Eng., Kyung Hee Univ.)
3 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environ. Eng., Seoul National Univ.)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

된다. 삼축시험의 경우에는 시료 중앙 부분에서의 미소 변형을 측정하기 위하여 국부 LVDT, 근접계(proximity transducer), 경사계(inclinometer), 홀 이펙트 게이지(hall effect gauge) 등도 변위 측정에 사용된다. 그러나 이러한 변위 측정 장비는 임의로 정한 두 점 사이의 상대 변위만 측정할 수 있으며, 다양한 위치에서의 변위 및 전체 시료의 평균적인 변위를 구하는 것은 불가능하다. 유량으로 측정하는 부피 변화는 시료 전체의 평균적인 변형만 알 수 있을 뿐 국부적인 계측을 할 수가 없다.

일반적인 변형 측정 장비 외에도 시료 내부의 다양한 위치에서 변형 특성을 관찰하기 위한 목적으로 몇 가지 기법들이 적용되고 있다. 시험 중에 시료를 관찰하고자 하는 시점에서 시료 내부에 에폭시를 주입하여 굳힌 후 절단하여 살펴본 사례가 있다(Alshibli와 Sture, 1999; Wong, 2000). 이 기법들은 원하는 단면에서 입자의 배열 형상 등을 쉽게 관찰할 수 있지만, 시료의 관찰이 일회적이라는 단점이 있다. X선 단층 촬영(CT-Computed Tomography)을 활용하여 시료 내부의 밀도를 파악하고, 이로부터 변형 거동을 관찰한 연구도 있다(Desrues et al., 1996; Alshibli et al., 2000). X선 단층 촬영을 활용하면 하나의 단면이 아닌 여러 단면에서의 밀도 분포를 파악하여 시료 전체의 간극비 분포를 산정할 수 있다. 그러나 X선 감쇠 데이터로부터 밀도를 산정해야 하는 어려움이 있으며, 고가 장비의 사용을 필요로 한다는 단점이 있다. 뿐만 아니라 X선 촬영을 위해서는 시험을 중단하고 스캐너에 위치시켜야 한다.

시료의 변형을 보다 간편하게 측정하며 기존의 문제점들을 해결하기 위해서 평면 상에서 변형하는 시료의 변위를 직접 측정하는 디지털 이미지 해석 기법이 활용되고 있다. 이미지 해석을 활용한 초기 연구는 시료 외부의 멤브레인에 격자를 그린 후 전단에 따라서 변화하는 이미지를 추적하여 이루어져 왔다(Liang 등, 1997; Alshibli와 Sture, 1999). 이 때의 이미지 해석은 제한된 측정점을 이용하여 수작업으로 진행되기 때문에 시간이 오래 걸릴 뿐만 아니라 시료 전체 변형을 세밀하고 정확하게 측정하기 어렵다. 최근에는 컴퓨터의 발달과 디지털 카메라의 고급화 등으로 자동화된 디지털 이미지 프로세싱 기술이 여러 분야에 널리 활용되고 있으며, 토질 역학 분야에서도 적용되고 있다(White 등, 2003; Rechenmacher 등, 2004; 장의룡 등, 2008). 이로써, 변형 측정을 원하는 시점의 시료 사진을 활용하여, 손쉽게 다양한 위치에서의 변위를 구할 수 있으며, 이 변위장으로부터 변형 분포를 파악할 수 있다.

흙의 변형을 측정하기 위해 적용되는 이미지 해석 기법으로는 Particle Image Velocimetry(PIV)와 Digital Image Correlation(DIC)가 있다. 이미지 해석 기법이 더욱 널리 활용되기 위해서는 각 기법에 따라 다양한 조건에서의 정밀도를 평가하는 연구가 필요하다. White 등(2003)과 Rechenmacher 등(2004)은 시료에 일정한 변위(Rigid Body Motion)를 주고, 각각 PIV와 DIC 기법으로 이미지 해석을 수행하여 적용성을 검증하고 정확도를 확인하였다. 그러나 이미지 해석에 영향을 미칠 수 있는 이미지 해상도는 고려하지 않았고, 시료는 변위만 발생시켰으며 압축 혹은 전단 변형 등이 일어난 경우에 대해서는 검증을 수행하지 않았다. 따라서 다양한 이미지 해상도 및 시료의 변형 조건을 고려한 이미지 해석 기법의 포괄적 검증이 필요한 실정이다.

PIV와 DIC를 비교하여 흙의 변형 측정에 적합한 이미지 해석 기법을 선정할 필요가 있다 PIV는 유체역학 분야에서 유체 흐름을 따라 이동하는 물체의 움직임을 찾는데 활용되었으며, DIC는 고체역학 분야에서 물체의 변형을 관측하는데 활용되었다. 이렇듯, PIV와 DIC가 근본적인 차이가 있음에도 불구하고, 이 두 방법을 직접 비교 평가한 연구는 이루어지지 않았다. 특히 사질토와 같이 입자로 이루어진 시료는 개별 입자의 관점에서는 변위만 발생하는 강체 운동을 하지만 전체적인 입자 집합으로 보면 압축, 인장, 전단 변형이 발생한다. 그러나 개별 입자 집합을 연속체로 볼 수도 없으므로, 사질토에 이미지 해석을 적용하기 위해서는 적합한 이미지 해석 기법 및 조건이 제안되어야 한다.

본 연구에서는 이미지 해상도, 변위 및 변형 정도, 해석 기법 등과 같이 이미지 해석 기법에 영향을 미치는 다양한 요소를 고려하여 사질토에 적합한 최적의 이미지 해석 기법을 제시하고자 한다. 본 연구에서는 수치적으로 개별 입자를 모사하는 개별요소법을 이용하여 정확한 변위를 알고 있는 가상 입상체의 변형을 모사하였고, 해석 중에 입자들의 이미지를 다양한 해상도로 캡쳐하였다. 이 이미지들을 활용하여 이미지 해석을 수행하여 변위를 산정한 후, 개별 요소법의 변위 결과와 비교하도록 한다.

2. 디지털 이미지 해석 기법

2.1 디지털 이미지 해석 기법의 개요

디지털 이미지를 활용한 해석 기법은 여러 분야에서 관찰하고자 하는 대상 물체의 변위 및 변형을 측정하기 위하여 이용되고 있다. 토질 역학의 분야에서도 PIV와 DIC 기법들이 시료의 변형 측정을 위하여 적용되고 있다. 디지털

이미지 해석을 수행하기 위해서는 몇 가지 조건이 필요하며 그 내용은 다음과 같다.

(1) 관찰되는 대상은 굴곡이 없는 평면이어야 하며, 평면 상에서만 이동, 변형해야 한다.

(2) 카메라는 촬영하는 방향은 대상 평면과 수직을 이루어야 한다.

(3) 조명은 균일하게 주어져야 한다.

이러한 조건은 평면변형률 시험에서 가장 적절하게 만족시킬 수 있으며, 이를 근거로 최근에 평면변형률 시험에 디지털 이미지 해석 기법을 적용한 사례가 있다(Rechenmacher 등, 2004; 장의룡 등, 2008). 그리고 모형토조 시험에서도 관찰하는 면을 평면으로 하여 디지털 이미지 해석 기법을 적용한 다양한 연구가 이루어지고 있다(Zhang 등, 2005; Leung 등, 2008).

서로 다른 이미지 해석 기법들은 알고리즘에 차이는 있지만 서로 다른 시간에 촬영된 두 개의 디지털 이미지를 이용하여 픽셀 집합(pixel subset)들의 상관성으로 상대적인 변위를 측정한다는 공통점을 가지고 있다. 이때, 디지털 이미지는 일반적으로 흑백 사진으로 변환되며, 각 픽셀은 0부터 255까지의 레벨로 구분되는 명암을 갖게 된다. 변형 전 이미지의 임의 위치에서 변위를 구할 때에 하나의 픽셀을 사용하지 않고 임의의 명암 패턴을 가지는 픽셀 집합을 활용하여 변형 후의 이미지에서 가장 유사한 위치를 찾는 것이다. 이때에 개별 픽셀이 사용되지 않고, 픽셀 집합을 사용하는 것은 유일성을 확보하기 위함이다. 그림 1과 같이 픽셀 집합의 크기가 커짐에 따라서 명암 패턴은 더욱 명확해지며, 변형 후 이미지에서 하나의 가장 유사한 패턴을 가질 확률이 높아지게 된다. 그러나 픽셀 집합이 너무 커지게 되면 위치에 따른 변위 차이를 표현할 수 없기 때문에 적절한 크기의 픽셀 집합을 사용하는 것이 중요하다.

본 연구에서는 PIV와 DIC 두 기법의 사질토에 대한 적용성을 비교 평가하기 위하여 각각의 방법을 직접 프로그램화하여 연구를 수행하였다.

2.2 PIV(Particle Image Velocimetry)

PIV는 유체역학 분야에서 흐르는 유체에 이동하는 물체의 변위, 속도를 측정하기 위하여 개발되어 사용되었다(Adrian, 1991). 변형 전의 이미지에서 변위를 구하고자 하는 위치에서 픽셀 집합을 선택하고, 선택된 픽셀 집합의 예상 변위를 고려하여 예측되는 이미지의 이동 범위를 결정한다. 변형 전의 픽셀 집합을 변형 후 이미지의 예측 범위 내에서 1픽셀 단위로 이동하면서 그림 2와 같이 크로스 코릴레이션(cross-correlation)을 수행한다. 이 때 상관 계수 값 C는 식 (1)과 같이 구해진다.

$$C = \frac{\sum[\mathbf{F}\cdot\mathbf{G}]}{\left(\sum\mathbf{F}^2\times\sum\mathbf{G}^2\right)^{1/2}} \quad (1)$$

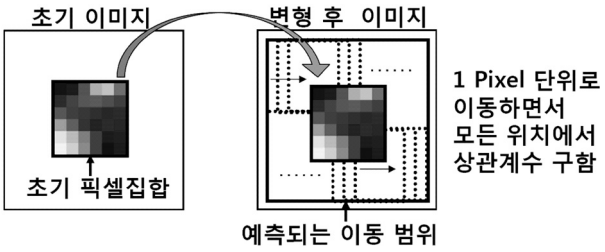


그림 2. PIV 기법에서 수행하는 크로스 코릴레이션

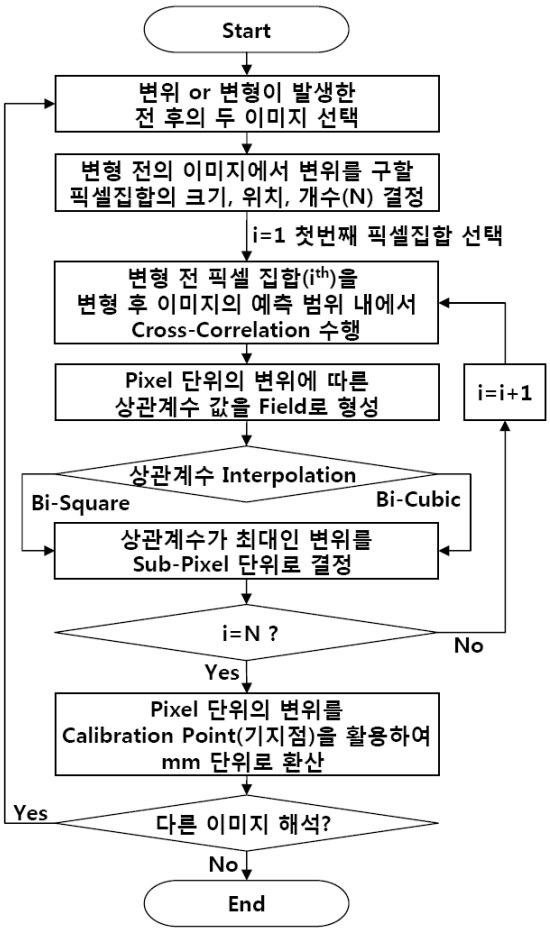


그림 3. PIV기법을 적용하여 변위를 측정하는 흐름도

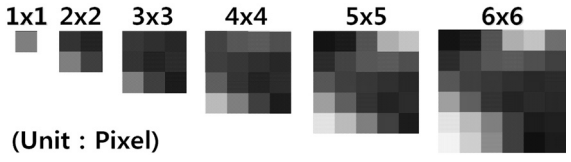


그림 1. 픽셀 집합 크기에 따른 명암 패턴

여기서 F와 G는 변형 전, 후의 픽셀 집합에서 명암 값의 행렬이다. 예측 범위 내에서 구해진 1 픽셀 단위의 변위에 따른 상관계수 값을 장(field)으로 표현할 수 있다. 이 상관계수장을 보간하여 최대의 상관 계수 값을 가지는 변위를 서브 픽셀 단위로 구할 수 있다(White 등, 2003). 본 연구에서는 2차와 3차의 Bi-square 및 Bi-cubic 보간 기법을 각각 적용하였으며, 서브 픽셀의 해상도는 0.0001 픽셀로 하였다. 위의 알고리즘을 그림 3에 요약된 절차처럼 여러 픽셀 집합에 대하여 적용하여 원하는 대상의 여러 위치에서 변위를 얻어낼 수 있다.

2.3 뉴턴-랩슨법을 이용한 DIC(Digital Image Correlation)

DIC 기법은 고체역학 분야에서 변형을 관찰하기 위한 목적으로 다양하게 개발되어 적용되어 왔다(Sutton 등, 1988; Bruck 등, 1989; Vendroux와 Knauss, 1998; Hung과 Voloshin, 2003). 변형 전의 이미지에서 변위를 구하고자 하는 위치에서 픽셀 집합을 선택한다는 점에서 DIC는 PIV와 동일하지만, DIC에서는 크로스 코릴레이션을 수행하지 않고, 초기 픽셀 집합의 변위 및 변형률 $\mathrm{P}=\left\{u,v,\frac{\partial u}{\partial x},\frac{\partial u}{\partial y},\frac{\partial v}{\partial x},\frac{\partial v}{\partial y}\right\}$을 가정한다. u와 v는 픽셀 집합 중심의 변위이며, $\frac{\partial u}{\partial x},\frac{\partial u}{\partial y},\frac{\partial v}{\partial x},\frac{\partial v}{\partial y}$은 변형도로서 위치에 따른 변위의 변화를 나타낸다. 변형도를 DIC에서 고려하게 되면 그림 4와 같이 픽셀 집합의 모양이 변하는 것을 고려할 수 있게 된다. 초기 픽셀 집합의 변형 후 위치를 다음 식 (2)와 같이 결정한다.

$$x_k^* = x_i + u + \frac{\partial u}{\partial x}\Delta x_k + \frac{\partial u}{\partial y}\Delta y_k \quad , \quad y_k^* = y_i + v + \frac{\partial v}{\partial x}\Delta x_k + \frac{\partial v}{\partial y}\Delta y_k \quad (2)$$

여기서 (x_k, y_k)는 변형 전 픽셀 집합들의 좌표 값이며, (x_k^*, y_k^*)은 (x_k, y_k)이 이동된 변형 후 픽셀 집합의 좌표 값이다. Δx_k와 Δy_k는 픽셀 집합 중심에서 (x_k, y_k)좌표까지의 거리이다. 구해진 좌표 값을 이용하여 변형 전 후의 픽셀 집합의 상관계수는 식 (3)과 같이 정의 될 수 있다.

$$C = \frac{\sum_k \left[F(x_k, y_k) - G(x_k^*, y_k^*)\right]^2}{\sum_k \left[F(x_k, y_k)\right]^2} \quad (3)$$

여기서 $F(x_k, y_k)$은 초기 픽셀 집합 (x_k, y_k)좌표에 해당하는 픽셀의 명암 값이며, $G(x_k^*, y_k^*)$은 이동, 변형된 픽셀 집합의 (x_k^*, y_k^*)에서의 명암 값이다. 여기에서 (x_k^*, y_k^*) 값이 정수로 주어지지 않을 경우에는 서브 픽셀 수준에서 명암 값을 구해야 하는데, 상관계수를 보간해야 하는 PIV와는 달리 DIC 기법은 이미지의 명암 값을 보간한다. 본 연구에서는 이미지의 보간 기법 중에 가장 널리 사용되는 Bi-cubic 보간법을 사용하였다. 또한 식 (3)은 식 (1)과는 달리 오차의 형태로 계산되므로, 값이 작을수록 상관도가 높게 평가 된다.

본 연구에서는 식 (3)의 C값을 최소화 하기 위해 뉴턴-랩슨(Newton-Raphson) 기법을 사용하여 $\Delta\mathbf{P}$를 계산하고

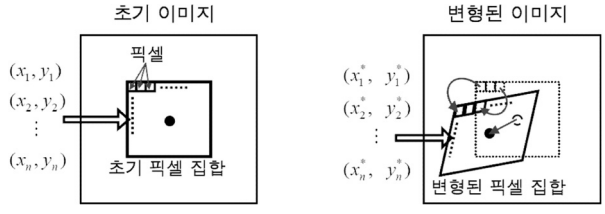


그림 4. DIC 기법에서 고려될 수 있는 픽셀 집합의 변형

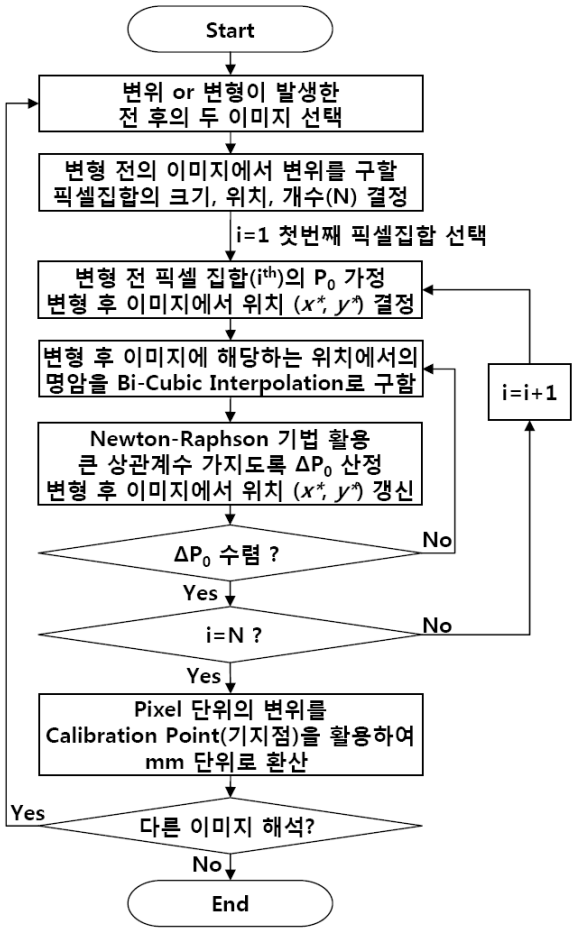


그림 5. DIC 기법을 적용하여 변위를 측정하는 흐름도

표 1. 개별요소법을 이용하여 모사한 전체 시료에 대한 이동 및 변형

	이동(translation)	변형(deformation)	시험명
강체 운동 (Rigid Body : RB)	D 0.1mm D 0.3mm D 1.0mm	–	D0.1RB D0.3RB D1.0RB
압축 변형 (Compression : CP)	D 0.3mm	CP 0.5% CP 1.5% CP 5.0%	D0.3CP0.5 D0.3CP1.5 D0.3CP5.0
전단 변형 (Shear : SH)	D 0.3mm	SH 0.5% SH 1.5% SH 5.0%	D0.3SH0.5 D0.3SH1.5 D0.3SH5.0

P (변위 및 변형률)를 재산정하여 수렴할 때까지 반복 계산을 수행하였다(Bruck 등, 1989; Vendroux와 Knauss, 1998). 또한 P에서 변위만을 고려하고 $\frac{\partial u}{\partial x},\frac{\partial u}{\partial y},\frac{\partial v}{\partial x},\frac{\partial v}{\partial y}$을 0으로 고정한 DIC 해석도 병행하여 비교하였다. DIC는 그림 5에 요약된 절차와 같이 여러 픽셀 집합에 대하여 적용하여 대상의 다양한 위치에서 변위를 얻어낼 수 있다.

3. 디지털 이미지 해석 조건 및 절차

3.1 개별요소법 개요 및 해석 조건

개별요소법은 개별 입자간의 접촉 거동을 수치적으로 모사하고 이로부터 입상체의 평균적인 응력 및 변형률의 변화를 구하는 기법이다. 개별요소법의 해석은 Cundall과 Strack(1979)가 제시한 외재적 유한 차분 해석절차를 사용하게 되며, 입자의 위치 변화를 추적하기 위해 뉴턴의 제2법칙과 접촉점에서의 힘-변위 관계를 반복적으로 계산하게 된다. 본 연구에서는 정확한 변위값을 알고 있는 이미지를 획득하기 위한 목적으로 2차원 개별요소법을 사용하였다. 사용된 입상 시료의 크기는 20mm x 20mm으로 강성 벽체 내부에 0.8~1.2mm 직경의 원형 입자 약 450개가 성형되었다.

성형된 시료에 강성 벽체를 움직여서 그림 6와 같이 변형 없이 이동만 하는 강체 운동, 연직 방향 압축(횡방향 팽창), 그리고 횡방향 전단 3가지 형태로 변화를 주었다.

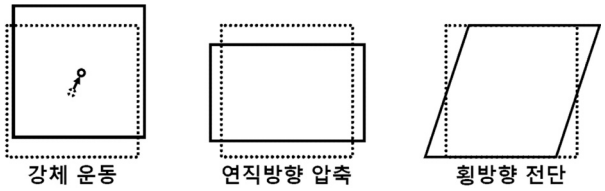


그림 6. 시료에 가한 3가지 형태의 변화

표 2. 개별요소법 시험에서 캡쳐한 이미지 해상도 및 특성

해상도(Resolution)	Pixels/mm	Pixels/D_{50}
150 x 150 pixels	5.0	5.0
300 x 300 pixels	10.0	10.0
600 x 600 pixels	20.0	20.0

* D_{50} = 1.0mm

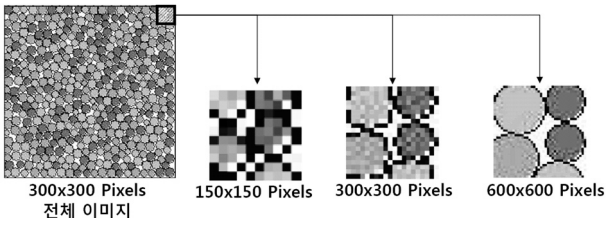


그림 7. 성형된 시료의 전체 이미지 및 해상도에 따른 동일 영역의 이미지

시료에 가한 변위 및 변형을 정리하면 표 1과 같다. 이와 같이 이루어진 시험들에 대해서 모두 세 가지 해상도의 이미지를 얻었으며 각 이미지 크기는 표 2와 같이 정리될 수 있다. 그리고 이미지 해상도에 따라 동일 영역의 이미지를 그림 7에 나타내었다.

3.2 이미지 해석 조건

본 연구에서는 개별요소법(DEM)으로부터 구해진 시료 성형 직후의 이미지를 변형 전 이미지로, 표 1에 정리된 이미지를 변형 후 이미지로 선택하여 이미지 해석을 수행하였다. 이때 픽셀 집합의 개수는 총 4개로 한정하였다. 변형 전의 각 픽셀 집합은 이미지의 크기에 따라 표 3에 나타난 바와 같이 4가지 크기로 변화시켰다. 이미지 해상도에 따라 적절한 픽셀 집합의 크기를 선정하여 4종류의 픽셀 집합의 실제 크기와 그 안에 들어가는 입자의 개수가 해상도에 관계없이 거의 일정하도록 정하였다. 각 픽셀 집합이 포함하는 입자의 개수를 표 3에 함께 정리하였다. 4

표 3. 이미지 해상도에 따른 4종류의 픽셀 집합의 크기

이미지 해상도 (pixels)	4종류의 픽셀집합의 크기				
150x150	(pixels) (mm x mm) (particles/ subset)	5x5 1.0x1.0 1	11x11 2.2x2.2 6	25x25 5.0x5.0 27	51x51 10.2x10.2 112
300x300	(pixels) (mm x mm) (particles/ subset)	11x11 1.1x1.1 1	25x25 2.5x2.5 7	51x51 5.1x5.1 28	101x101 10.1x10.1 111
600x600	(pixels) (mm x mm) (particles/ subset)	25x25 1.25x1.25 1	51x51 2.55x2.55 7	101x101 5.05x5.05 27	201x201 10.05x10.05 110

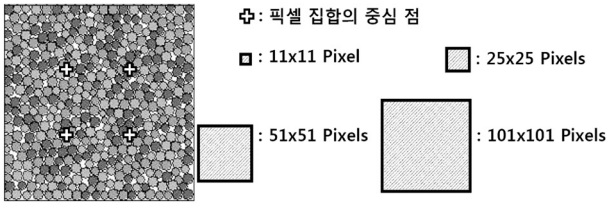


그림 8. 300x300 픽셀 해상도의 이미지에서 4개의 픽셀 집합의 중심점과 해석에 사용되는 4개의 픽셀 집합 크기

개의 픽셀 집합 중심점 위치와 4 종류의 픽셀 집합의 크기는 그림 8에 도시하였다.

이미지 해석을 수행하는 기법은 앞서 언급한 바와 같이 PIV와 DIC를 사용하였다. PIV의 경우에는 상관계수를 보간(interpolation)할 때에 Bi-square와 Bi-cubic 보간법 두 가지를 적용하였다. DIC에서는 변형률을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우 두 가지로 나누어 해석을 수행하였다. 따라서 시료의 이동 혹은 변형에 대한 9 가지 경우, 3 가지 종류의 이미지 해상도, 이미지 해석에 사용된 픽셀 집합의 4 가지 조건, 그리고 이미지 해석의 4 가지 방법에 대해 총 432회의 이미지 해석을 수행하였다.

3.3 기준 변위 산정 방법

이미지 해석으로 구한 결과의 정확도를 검증하기 위해서는 실제 정확한 변위 값을 알고 있어야 한다. 개별요소법을 이용하므로 이동 및 변형이 발생한 시료 내 모든 입자들의 변위를 정확히 추적할 수 있다. 이미지 해석에서 구해진 픽셀집합의 변위는 실제 픽셀 집합 내부에 있는 입자의 변위로 평가되어야 한다. 픽셀 집합 내 입자들은 시료가 변형 없이 이동만 할 경우에는 모두 동일한 변위를 가질 수 있지만, 시료가 변형이 발생할 경우에는 입자들이 서로 다른 변위를 가진다.

이미지 해석에서는 픽셀 집합 중심에서의 변위를 구하기 때문에 실제 변위도 픽셀 집합 중심에서의 변위를 산정해야 한다. 이를 위해서 픽셀 집합 내부 입자들의 변위를 활용하여 최소 자승 오차법으로 식 (4)의 i 번째 픽셀 집합의 선형 변위장 (u^i, v^i)을 구하였다. 물론 고차의 변위장을 사용할 수도 있으나, 시료 전체에 동일한 크기의 변형을 가하였으므로 1차의 선형 변위장으로도 충분하다고 판단하였다. 변형 전 픽셀 집합 중심의 좌표를 식 (4)에 대입하여 구한 변위를 픽셀 집합 중심에서의 변위로 결정하였다.

$$u^i = a_u^i x + b_u^i y + c_u^i, \quad v^i = a_v^i x + b_v^i y + c_v^i \tag{4}$$

4. 디지털 이미지 해석 결과

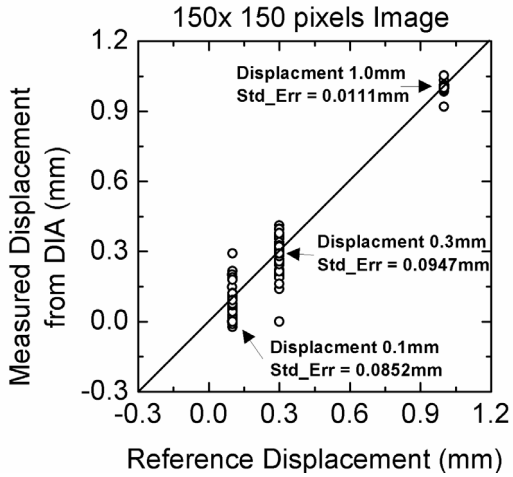
이미지 해석 결과의 정확도를 평가하기 위해서는 실제 변위와 차이를 정량적으로 평가하여야 한다. 개별 픽셀 집합에 대한 변위 차이를 개별적으로 비교 평가하는 것도 가능하지만, 이미지 해상도, 변위 및 변형 정도, 픽셀 집합의 크기 및 해석 기법과 같이 다양한 요소들이 미치는 영향을 정량적으로 파악하기 위해서 표준 오차의 개념을 이용하였다. 즉 식 (5)와 같이 특정 해석 조건에서 구해진 N개의 변위 (u_{DIA}, v_{DIA})와 DEM으로 구한 변위 (u_{DEM}, v_{DEM})를 이용하여 표준오차(Std_Err)를 구하였다.

$$Std\_Err = \sqrt{\frac{\sum_i^N \left[(u_{DIA} - u_{DEM})^2 + (v_{DIA} - v_{DEM})^2 \right]}{N}} \tag{5}$$

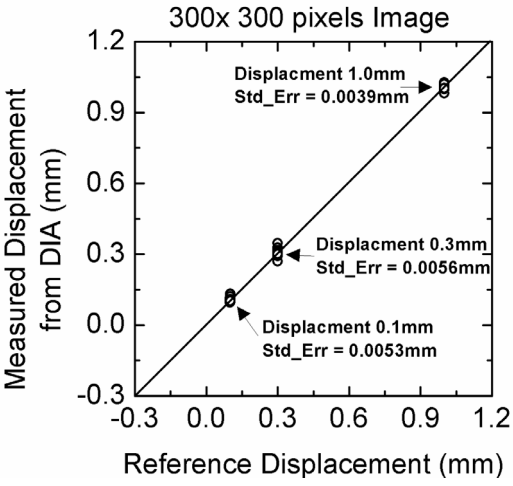
4.1 강체 운동을 하는 시료의 이미지 해석 결과

변형이 존재하지 않고 변위만 발생하는 강체 운동에 대하여 이미지 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 세 가지 이미지 해상도에서 기준 변위와 이미지 해석으로 측정된 변위 분포를 그림 9에 도시하였다. 각 그래프마다 이미지

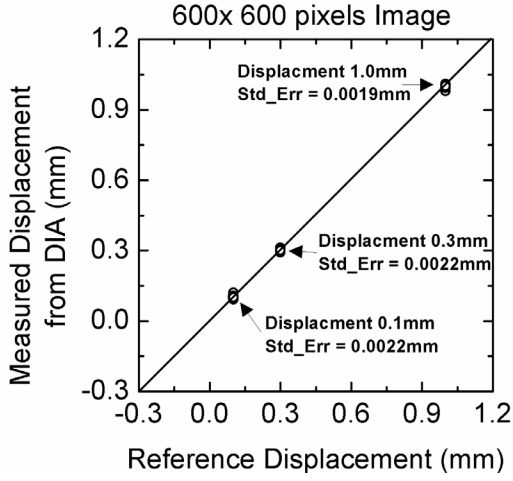
해상도 외의 다양한 조건에서 구해진 192개의 픽셀 집합 중심점의 변위가 사용되었다. 강체 운동이기 때문에 식 (4)



(a) 150x150 픽셀 이미지 활용한 이미지 해석으로 측정된 변위 분포



(b) 300x300 픽셀 이미지 활용한 이미지 해석으로 측정된 변위 분포



(c) 600x600 픽셀 이미지 활용한 이미지 해석으로 측정된 변위 분포

그림 9. 이미지 해상도 및 변위에 따른 실제 변위와 이미지 해석으로 측정된 변위 분포

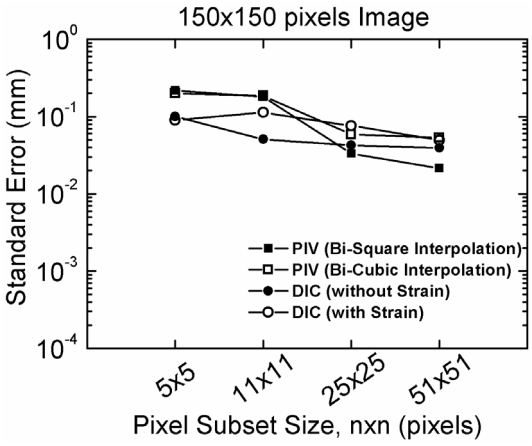
를 사용한 하위 픽셀 집합의 기준 변위도 외부에서 가한 강체 변위 0.1, 0.3, 1.0mm와 동일하다.

해석 결과의 정확도는 이미지 해상도에 따라 큰 차이를 나타낸다. 150x150 픽셀 해상도의 이미지(5픽셀/D_{50})로부터 구해진 변위의 오차는 다른 두 해상도의 결과에 비하여 매우 크다. 기준 변위가 0.3mm인 경우의 표준 오차는 약 0.1mm이며 최대 오차는 크게는 0.3mm까지 나타난다. 낮은 해상도의 이미지에서는 입자의 형상이 뚜렷하지 않기 때문에 이미지 해석 결과가 적절히 수렴하지 못하였고, 변위 산정에 큰 오차가 발생하는 것으로 판단된다. 반면에 해상도 300x300 이미지(10 픽셀/D_{50})에서부터 오차가 급감하고, 해상도가 600x600 픽셀의 이미지 (20 픽셀/D_{50})에서는 모든 경우 표준 오차가 0.0022mm 이하로 매우 작은 값을 갖는다. 이로부터 이미지 해상도는 이미지 해석에 매우 중요한 요소임을 확인할 수 있다. 입자 이동을 관측하여 적절한 변위를 산정하기 위해서는 유효입경크기의 개별 입자를 최소 10픽셀 이상의 해상도(본 연구에서는 300x300 픽셀 이미지에 해당)로 촬영하여 입자의 형상을 명확히 관찰할 필요가 있다. 더욱 정확한 변위를 측정하기 위해서는 관측하고자 하는 범위에 대해 더 높은 해상도의 이미지를 이용하여야 한다.

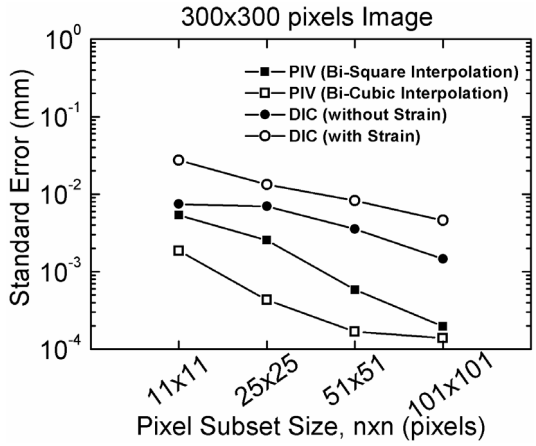
변위에 따른 분포를 살펴 보면 1.0mm의 변위가 발생한 경우에는 다른 작은 변위들과 비교하여 오차가 감소하는 경향이 나타난다. 그러나 150x150 픽셀 해상도의 이미지를에 대한 결과를 제외하면 대체적으로 동일 해상도 이미지에서 변위에 따른 오차는 크지 않다.

픽셀 집합의 크기 및 해석 기법의 영향을 살펴 보기 위해서 그림 10과 같이 표준 오차 값을 반대수 그래프에 도시하였다. 그림 10(a), (c), (e)을 살펴보면, 서로 다른 해상도의 이미지에서 동일한 변위가 발생했을 때 표준 오차 분포의 차이를 확인할 수 있다. 그림 10(b), (c), (d)으로부터는 동일 해상도의 이미지에서 변위에 따른 해석 결과 값을 비교할 수 있는데, 변위의 영향은 표준오차 분포에 크지 않음을 알 수 있다.

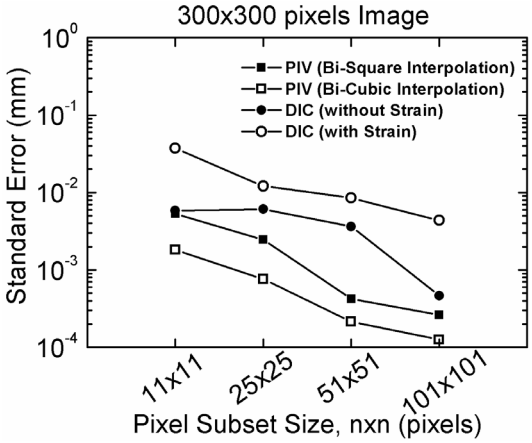
모든 강체 운동의 경우 픽셀 집합의 크기가 증가함에 따라 오차는 감소한다. 즉, 픽셀 집합의 크기가 커짐에 따라 명암 패턴이 명확해지고, 이에 따라 정확도가 증가하기 때문이다. 이미지 해석 기법의 영향을 살펴보면, 150x150 픽셀 이미지 해석 결과를 제외한 모든 경우에 Bi-cubic 보간법을 사용한 PIV이 가장 정확하게 변위를 측정하였다. 가장 큰 픽셀 집합과 Bi-cubic 보간법을 사용하는 PIV를 사용한 경우 표준오차가 약 0.0001mm 수준까지 감소하였



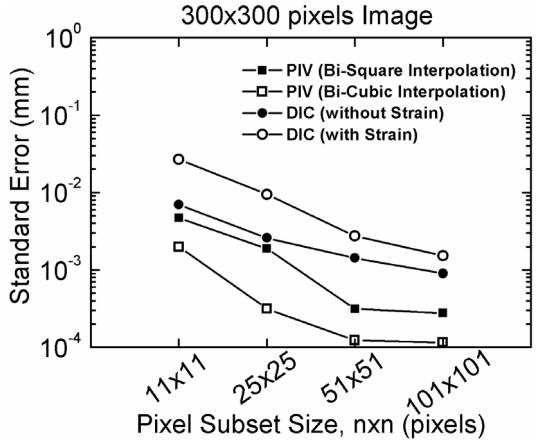
(a) 150x150 픽셀 이미지에서 변위 0.3mm일 때 측정된 변위의 표준 오차 분포



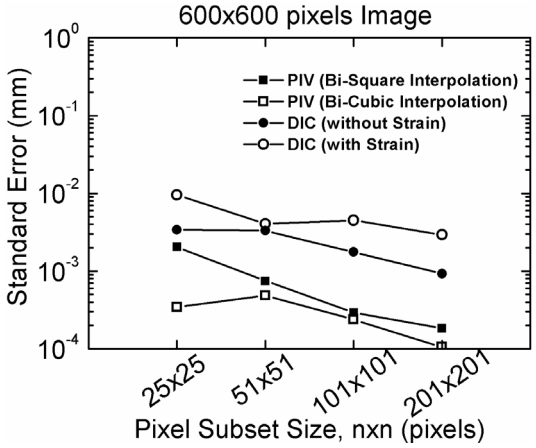
(b) 300x300 픽셀 이미지에서 변위 0.1mm일 때 측정된 변위의 표준 오차 분포



(c) 300x300 픽셀 이미지에서 변위 0.3mm일 때 측정된 변위의 표준 오차 분포



(d) 300x300 픽셀 이미지에서 변위 1.0mm일 때 측정된 변위의 표준 오차 분포

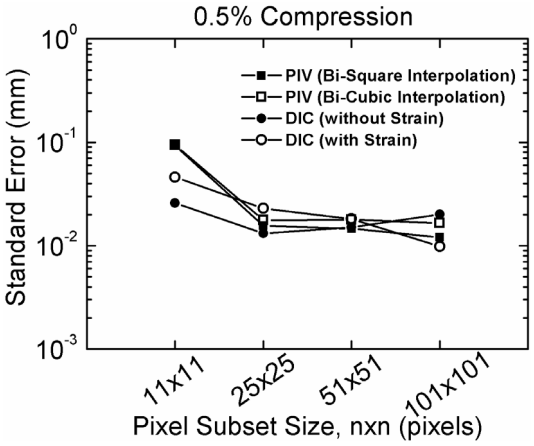


(e) 600x600 픽셀 이미지에서 변위 0.3mm일 때 측정된 변위의 표준 오차 분포

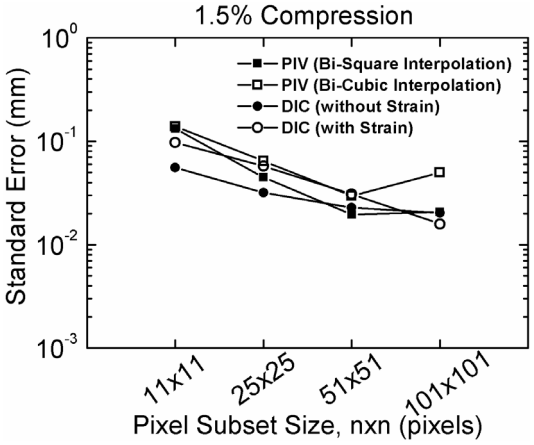
그림 10. 픽셀 집합의 크기, 해석 기법에 따른 표준 오차의 분포

다. DIC 기법은 정확도가 PIV에 비하여 매우 낮게 나타났으며, 그림 10(e)와 같이 변형도를 고려한 DIC 기법은 가장 큰 픽셀 집합을 사용하여도 표준 오차가 0.005mm으로 나타났다. 이는 강체 운동 조건의 경우 실제로 변형이 발생하지 않았음에도 불구하고 별도의 변수로 변형도를 고려하여 오히려 더 큰 오차가 발생한 것으로 판단된다.

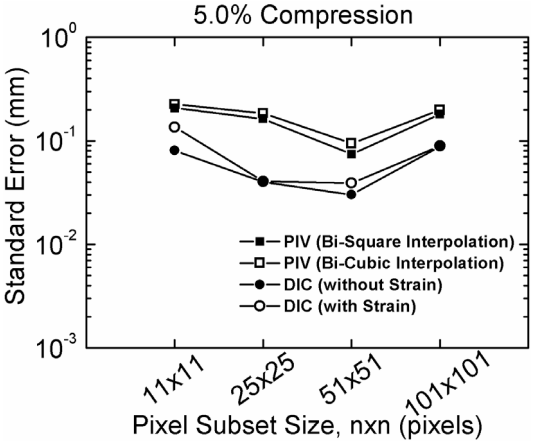
강체 운동을 하는 경우에는 변위 정도는 이미지 해석 결과에 큰 영향을 미치지 않았다. 픽셀 집합이 클수록, 움



(a) 0.5% 압축 시 측정된 변위의 표준 오차 분포



(b) 1.5% 압축 시 측정된 변위의 표준 오차 분포



(c) 5.0% 압축 시 측정된 변위의 표준 오차 분포

그림 11. 300x300 pixel 이미지를 활용한 압축된 시료의 변형도, 픽셀 집합의 크기 및 해석 기법에 따른 표준 오차의 분포

직이는 입자를 추적하는데 사용되어온 PIV가 DIC보다 더욱 정밀한 해석을 수행하였다. 특히 PIV기법에서 Bi-cubic 보간법을 사용할 때 가장 좋은 정밀도를 보여주었다.

4.2 변형이 발생한 시료의 이미지 해석 결과

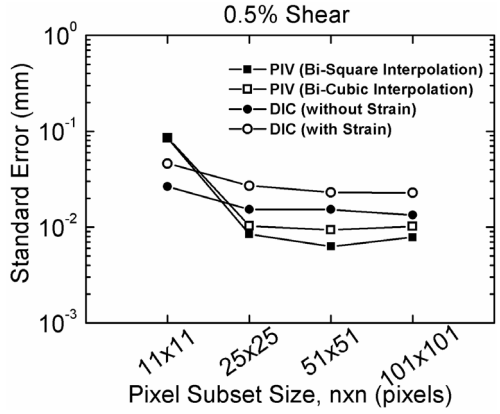
실제 입상체는 강체 운동과 함께 변형한다. 0.3mm의 이동과 함께 압축 및 전단 변형이 동시에 가해진 시료에 대하여 이미지 해석을 수행하였다. 표 4에 이미지 해상도 및 변형 정도에 따른 표준 오차를 정리하였다. 이미지 해상도의 증가와 함께 표준 오차가 감소하였으며, 이미지 해상도는 결과의 정확도에 영향을 미치는 기본적인 주 요소임을 다시 확인할 수 있다. 이와 함께 변형도가 증가함에 따라서 표준오차가 증가하고 정밀도가 낮아지는 현상을 확인할 수 있다. 또한, 강체 운동의 결과와 비교하여 오차 값이 매우 크게 나타난다. 변형이 많이 발생하면 픽셀 집합 내 입자들이 개별적으로 이동하므로 변형 전 픽셀 집합의 패턴과 동일한 패턴을 찾는 것이 상대적으로 어렵기 때문이다. 그러므로 큰 변형률 간격에서 변위 측정을 위한 이미지 해석을 적용하는 경우에는 작은 변형률 간격으로 나누어 이미지 해석을 수행하는 것이 타당할 것이다.

변형이 발생한 시료에서 픽셀 집합의 크기 및 해석 기법의 영향을 살펴 보기 위해서 표준 오차 값을 그림 11과 12에 도시하였다. 그림 11은 축방향 압축을 받는 경우, 그리고 그림 12는 횡방향 전단을 받는 경우에 대한 결과이다. 상대적으로 작은 변형에서는 픽셀 집합의 크기가 증가함에 따라 표준 오차 값이 대체로 감소하는 경향을 나타낸다. 그러나, 상대적으로 큰 5.0%의 변형에서는 가장 큰 픽셀 집합에서 오차가 다시 증가하는 경향을 보였다. 이는 픽셀 집합이 커질수록 내부에서 불균질하게 이동하는 입자의 비율이 증가하기 때문으로 판단된다. 그러므로 변형이 발생하는 시료에 대해서는 정확도 향상을 위해 이미지 해석 조건에 따라 픽셀 크기가 제한되어야 한다.

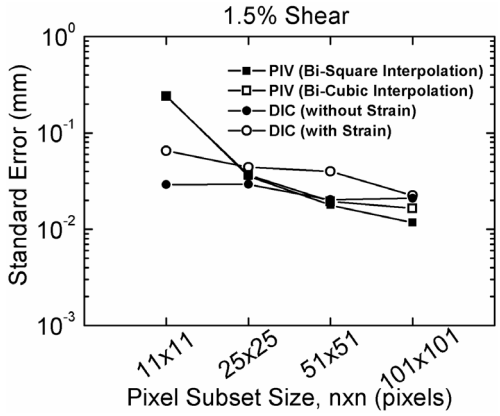
이미지 해석 기법에 따른 차이는 강체 운동의 경우처럼 뚜렷하게 관찰되지 않는다. 특히, 그림 11(a), (b)와 같이 압축 시료의 작은 변형에서는 그 차이가 뚜렷하지 않다.

표 4. 이미지 해상도 및 변형 정도에 따른 표준 오차

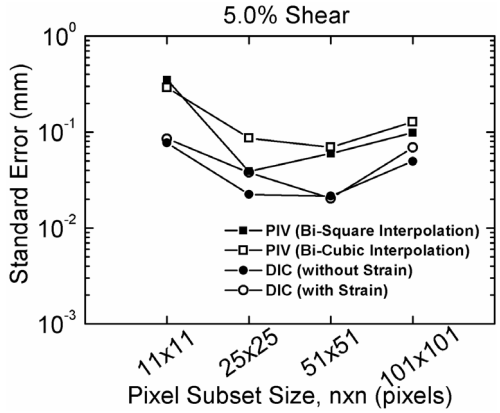
이미지 해상도 (pixels)	압축 변형			전단 변형		
	0.5%	1.5%	5.0%	0.5%	1.5%	5.0
150x150	0.0852	0.1477	0.2335	0.0978	0.1531	0.1212
300x300	0.0283	0.0521	0.1171	0.0258	0.0557	0.0941
600x600	0.0147	0.0408	0.1067	0.0116	0.0101	0.0585



(a) 0.5% 전단 시 측정된 변위의 표준 오차 분포



(b) 1.5% 전단 시 측정된 변위의 표준 오차 분포



(c) 5.0% 전단 시 측정된 변위의 표준 오차 분포

그림 12. 300x300 pixel 이미지를 활용한 전단된 시료의 변형도, 픽셀 집합의 크기 및 해석 기법에 따른 표준 오차의 분포

그림 12(a)와 (b)에 도시된 전단 시료의 작은 변형에 대해서는 Bi-square 기법을 적용한 PIV기법이 변위를 가장 정확하게 평가하였다. 그러나 그림 11(c)와 그림 12(c)의 5% 변형률에서는 압축과 전단 모두 DIC가 PIV보다 오차가 작게 나타났다. 변형도의 고려 여부에 따른 DIC 기법 간 차이는 크지 않았으며, 시료의 변형이 발생했음에도 불구하고 변형도를 고려하지 않은 DIC 기법이 변형도를 고려한 기법보다 오히려 더욱 정확한 결과를 제시하는 경우도 있다. 이는 뉴턴-랩슨 기법을 사용할 때에 변수가 많게 되면 local minimum으로 수렴할 가능성이 높아지기 때문이다.

300x300 픽셀의 이미지를 활용한 변형이 가해진 시료의 최적 이미지 해석 조건 및 그에 따른 오차를 정리하면 표 5와 같다. 0.01mm이상의 정밀도를 가지기 위해서는 0.5% 이하의 작은 변형이 발생한 두 이미지를 선택할 필요가 있다. 또한 변형이 발생했을 경우에는 픽셀 집합의 크기를 너무 크게 하는 것도 정밀도를 감소시키는 요인이 될 수 있다. 본 연구에서는 유효입경의 5~10배 길이를 한 변의 길이로 가지는 정사각형을 픽셀 집합으로 정하고, 변형의 정도가 커질수록 크기를 줄이는 것이 타당하다고 판단된다.

4.3 입자들의 변위 분포와 정밀도와의 관계

변형이 발생하면 강체 운동에 비하여 이미지 해석 결과의 정밀도가 매우 떨어진다. 이는 변위를 구하고자 하는 픽셀 집합 내부 입자들의 변위 분포와 관련된다. 이를 살펴보기 위하여 그림 13에 픽셀 집합 내 입자 변위의 표준 편차와 이미지 해석의 표준 오차와의 관계를 도시하였다. 강체 운동을 할 경우에는 픽셀 집합 내 변위는 거의 동일하여 표준 편차 값이 거의 0mm이다. 반면에 변형이 크게 발생한 경우에는 픽셀집합 내부에서의 입자 변위의 표준 편차 값이 0.3mm를 넘는 경우도 발생한다.

표준 편차 값이 작은 경우에는 이미지 해석의 오차 값도

표 5. 300x300 픽셀의 이미지 사용한 변형된 시료의 최적의 해석 조건 및 표준 오차

		픽셀집합 크기 (pixels)	픽셀집합 크기 (mm)	최적 해석 기법	표준오차
압축	0.5%	101x101	10.1x10.1	DIC(with Strain)	0.0098
	1.5%	51x51	5.1x5.1	PIV(Bi-Square)	0.0158
	5.0%	51x51	5.1x5.1	DIC(without Strain)	0.0302
전단	0.5%	51x51	5.1x5.1	PIV(Bi-Square)	0.0062
	1.5%	101x101	10.1x10.1	PIV(Bi-Square)	0.0117
	5.0%	51x51	5.1x5.1	DIC(with Strain)	0.0202

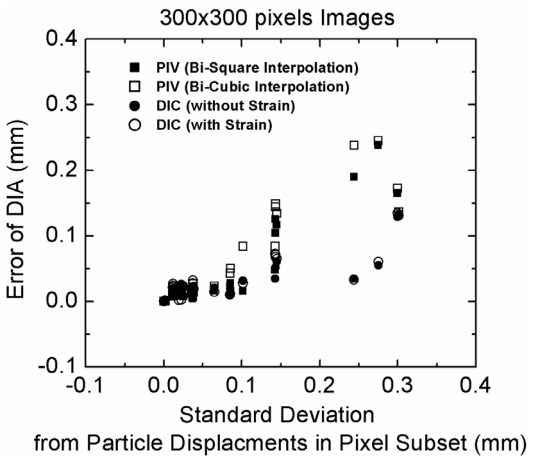


그림 13. 픽셀집합 내 입자 변위의 표준편차와 이미지 해석으로 구한 오차와의 관계

매우 작으나, 표준편차가 증가함에 따라 이미지 해석의 오차 역시 증가하는 경향이 뚜렷하게 관찰된다. 또한 표준편차가 큰 영역 내에서는 PIV로 구한 변위의 오차가 더 크며, 상대적으로 DIC의 오차가 작게 나타난다. 따라서 입자 변위의 표준 편차로 표현될 수 있는 내부 불균질성의 정도가 이미지 해석의 정밀도를 결정하며, 표준편차가 클 경우에는 PIV 기법보다 DIC 기법이 더 적절하다.

5. 결 론

본 연구에서는 이미지 해상도, 변위 및 변형 정도, 해석 기법 등과 같이 이미지 해석 기법에 영향을 미치는 다양한 요소를 고려하여 사질토에 적합한 최적의 해석 조건 및 기법을 제시하고자 하였다. DEM으로 입상체 시료를 형성하고, 강체 운동, 압축 및 전단 변형이 발생한 시료의 이미지를 다양한 해상도로 캡쳐하였다. 이 이미지들을 활용하여 시료에서 4개의 픽셀 집합의 중심점을 잡고, 4가지 종류의 픽셀 집합 크기에 대해서 PIV기법과 DIC 기법을 각각 활용하여 해석을 수행하였다.

변형 없이 강체 운동을 하는 시료의 해석 결과는 다음과 같이 정리 될 수 있다.

(1) 낮은 해상도에서는 입자의 형상이 뚜렷하지 않기 때문에 이미지 해석 결과가 적절히 수렴하지 못하며, 변위 산정에 큰 오차가 발생하는 것으로 관찰되었다. 적절한 변위를 산정하기 위해서는 입자의 유효 직경을 최소 10픽셀 이상의 해상도로 촬영하여 입자의 형상을 명확히 관찰할 필요가 있다.

(2) 동일 해상도 이미지에는 변위에 따른 오차는 큰 차이를 보이지 않는다.

(3) 픽셀 집합의 크기가 증가함에 따라 오차는 감소한다. 픽셀 집합의 크기가 커짐에 따라 명암 패턴이 명확해지고, 이에 따라 정확도가 증가하는 것으로 판단된다.

(4) Bi-cubic 보간법을 사용한 PIV가 가장 정확하게 변위를 측정하였고, 표준오차가 약 0.0001mm 수준까지 감소함을 확인할 수 있다.

변형이 발생한 시료의 해석 결과로부터 다음의 결론을 얻었다.

(1) 이미지 해상도의 증가와 함께 표준 오차가 감소하였으며, 이미지 해상도는 해석 결과의 정확도에 영향을 미치는 기본적인 요소이다.

(2) 변형률이 증가함에 따라서 정밀도가 낮아진다. 또한, 강체 운동의 결과와 비교하여 오차 값이 매우 크게 나타난다. 변형이 많이 발생하면 픽셀 집합 내 입자들이 개별적으로 모두 다르게 이동하여 변형 전 픽셀 집합의 패턴과 동일한 패턴을 가지는 변형 후 이미지에서 상관성 높은 위치를 찾는 것이 어려워지기 때문이다.

(3) 상대적으로 작은 변형에서는 이미지 해석을 위한 픽셀 집합의 크기가 증가함에 따라 표준 오차 값이 대체로 감소하는 경향을 나타낸다. 그러나, 상대적으로 큰 변형에서는 가장 큰 픽셀 집합에서 오차가 다시 증가하는 경향을 보였다. 변형이 발생하는 시료에 대해서는 픽셀 집합을 유효입경의 5~10배 사이의 정사각형 크기로 하는 것이 적절하며 변형이 진행될수록 그 크기를 줄이는 것이 바람직하다.

(4) 이미지 해석 기법에 따른 차이는 강체 운동에서 나타난 것만큼 뚜렷하게 관찰되지 않았으나, 높은 변형률에서는 PIV보다 DIC가 정밀한 결과를 제시한다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단의 연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참 고 문 헌

1. 장의룡, 추윤식, 이원택, 정충기, (2008), “디지털 이미지 코릴레

이션 기법으로 평가한 평면변형률 시험의 단부 구속 효과", *한국지반공학회논문집*, 제24권, 제7호, pp.25-36.
2. Adrian, R. J. (1991), "Particle imaging techniques for experimental fluid mechanics", *Ann. Rev. Fluid Mech*, 23, pp.261-304.
3. Alshibli, K. A., Sture, S. (1999), "Sand Shear Band Thickness Measurements by Digital Imaging Techniques", *Journal of Computing in Civil Engineering*, Vol.13, No.2, pp.103-109.
4. Alshibli, K. A., Sture, S., Costes, N. C., Frank, M. L., Lankton, F. R., Batiste, S. N., and Swanson, R. A. (2000), "Assessment of Localized Deformations in Sand Using X-Ray Computed Tomography", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23, No.3, pp.274-299.
5. Bruck, H. A., McNeill, S. R., Sutton, M. A., and Peter, W. H. (1989), "Digital Image Correlation Using Newton-Raphson Method of Partial Differential Correction", *Experimental Mechanics*, Vol.29, No.3, pp.261-268.
6. Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979), "A discrete numerical model for granular assemblies", *Geotechnique* 29, No.1, pp.47-65.
7. Desrues, J.R., Chambon, M.,Mokni, and Mazerolle, F. (1996), "Void Ratio Evolution Inside Shear Bands in Triaxial Sand Specimens Studied by Computed Tomography", *Geotechnique*, Vol.46, No.3, pp.529-546.
8. Hung P. C., Voloshin, A. S., (2003), "In-plane Strain Measurement by Digital Image Correlation", *J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng*., Vol.25, No.3, pp.215-221
9. Leung, C. F., Xie, Y., Chow, Y. K. (2008), "Use of PIV to Investigate Spudcan-Pile Interaction", *Proc. of the 18th International Offshore and Polar Engineering Conference Vancouver*, BC, Canada, pp.721-726.
10. Liang, L., Saada, A., Figueroa, J. L., and Cope, C.T. (1997), "The Use of Digital Image Processing in Monitoring Shear Band Development", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.20, No.3, pp. 324-339.
11. Sutton, M. A., McNeil, S. R., Jang, J., and Babai, M. (1988), "The Effect of Subpixel Images Restorration on Digital Image Correlation Estimates", *Opt. Eng*., Vol.27, No.10, pp.870-877.
12. Rechenmacher, A. L., and Finno, J. F. (2004), "Digital Image Correlation to Evaluate Shear Banding in Dilative Sands", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.27, No.1, pp.1-10.
13. Vendroux, G., Knauss, W. G. (1998), "Submicron Deformation Field Measurements: Part2. Improved Digital Image Correlation", *Experimental Mechanics*, Vol.38, No.2, pp.86-92.
14. Wong, R. C. K. (2000), "Shear Deformation of locked Sand in Triaxial Compression", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.23, No.2, pp.158-170.
15. White, D. J., Take, W. A., and Bolton, M. D. (2003), "Soil Deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry", *Geotechnique* 53, No.7, pp.619-631.
16. Zhang, Y. D., Tan, T. S., and Leung, C. F. (2005), "Application of particle image velocimetry (PIV) in centrifuge testing of uniform clay", *Proc. Int. J. Physical Modeling in Geotechnics*, Vol.5, No.1, pp.15-26.

(접수일자 2009. 10. 22, 심사완료일 2009. 11. 25)

한국지반공학회논문집 제25권 12호 2009년 12월 pp. 131 ~ 142

Back-to-Back옹벽의 거동에 관한 수치 해석적 연구

Numerical Investigation on Behavior of Back-to-Back Reinforced Earth Wall

유 충 식[1] Yoo, Chungsik
김 재 왕[2] Kim, Jae-Wang

Abstract

Gepsynthetic reinforced soil walls are well recognized alternatives to conventional retaining walls due to many advantages in terms of ease of construction, economy, and aesthetics, among others. In recent years, the use of back-to-back (BTB) geosynthetic reinforced soil walls has been increasing for roadway and railway construction. However, there are insufficient studies concerning the behavior of BTB type geosynthetic reinforced soil walls. In this study a series of finite element analysis were performed for BTB walls with various wall geometry and reinforcement distribution. The results were then analyzed to relate the wall geometry and reinforcement distribution and the performance of BTB walls. Optimum reinforcement pattern was also investigated.

요 지

보강토 옹벽은 콘트리트 옹벽에 비해 시공성, 경제성, 미관 등이 뛰어나 대체공법으로 각광받고 있으며, 많은 장점들로 인해 일반 옹벽의 대체공법으로서 그 적용성을 인정받고 있다. 최근에 들어서는 도로 및 철도 분야에서 보강토 옹벽 구조물이 좌우에 양립하는 형태, 즉 back-to-back(BTB) 형식의 보강토 옹벽이 도로 및 철도 노반을 지지하는 용도로 많이 적용되고 있으나 그에 대한 연구가 충분하지 않은 실정이다. 본 논문에서는 도로분야에 적용되는 BTB 옹벽의 거동 메카니즘 고찰을 위해 유한요소해석을 통하여 다양한 기하조건 및 보강재 길이로 보강된 BTB옹벽의 거동특성을 분석하고 그 결과를 토대로 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽 폭에 대한 최적 보강재 길이를 검토하였다.

Keywords : Back-to-back wall, Finite element analysis, Geogrid, Geosynthetic reinforced soil wall

1. 서 론

선진 외국에서는 보강토 옹벽 구조물은 일반 콘크리트 옹벽의 대체 공법으로서 뿐만 아니라 도로 및 철도 분야에서도 다양한 형태로 적용되고 있다. 특히 옹벽이 좌우에 양립하는 옹벽의 형태, 즉 back-to-back(이하 BTB 옹벽이라고 칭함) 형식의 옹벽은 최근 도로 혹은 철도 노반 지지용 옹벽으로서 많이 적용되고 있다.

BTB 형식을 가지는 옹벽의 설계는 FHWA 설계기준(FHWA, 1997)에 근거하여 수행되나 그 기준 자체가 매우 개략적이며 다양한 연구를 통해 얻어진 내용이라기보다는 경험에 근거하는 매우 보수적인 내용을 담고 있다. 특히, 옹벽의 외적 안정성을 좌우하는 중요한 설계인자인 보강재의 포설길이에 대한 기준이 명확하지 않아 설계시 많은 어려움이 있다.

즉, FHWA 설계기준에 의하면 먼저 그림 1(a)의 CASE

1 정회원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.edu, 교신저자)
2 성균관대학교 사회환경시스템공학과 석사과정 (Graduate Student. Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)
* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

I과 같이 좌·우 옹벽이 충분히 떨어져 있는 경우에는 개별 옹벽으로 설계한다. 다만 식 (1)로 산정되는 거리 D가 좌우옹벽 보강재 끝단간의 거리 보다 작은 경우에는 주동영역이 충분히 확보되지 않으므로 보강토체 배면에 작용하는 토압은 주동토압보다 작게 된다. 한편, D가 좌우옹벽 보강재 끝단간의 거리 보다 큰 경우에는 주동영역이 완전히 발현되므로 주동토압이 작용한다고 간주할 수 있다.

$$D = H \times \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (1)$$

반면, 그림 1(b)의 CASE II와 같이 보강재가 서로 중첩되어 포설되는 경우는 좌·우측 전면벽체에 연결된 보강재 간의 중첩길이(L_R)가 $0.3H$보다 큰 조건에서는 외적안정 계산시 배면토에 의한 주동토압을 고려치 않아도 된다. 그림 1(a)와 1(b) 사이에 해당되는 경우에는 주동토압 산정시 D를 기준으로 선형적으로 보간하여 적용하도록 하고 있다. 한편, 그림 1(b)의 CASE II에서 보강재 중첩길이 L_R이 $0.3H$ 이상인 경우에는 보강재 길이를 $0.6H$를 적용할 것을 추천하고 있다. 이러한 설계기준은 종합적인 연구 결과를 반영한 내용 이라기보다는 다분히 기하적 조건에 근거하고 있어 매우 보수적인 내용을 포함하고 있다.

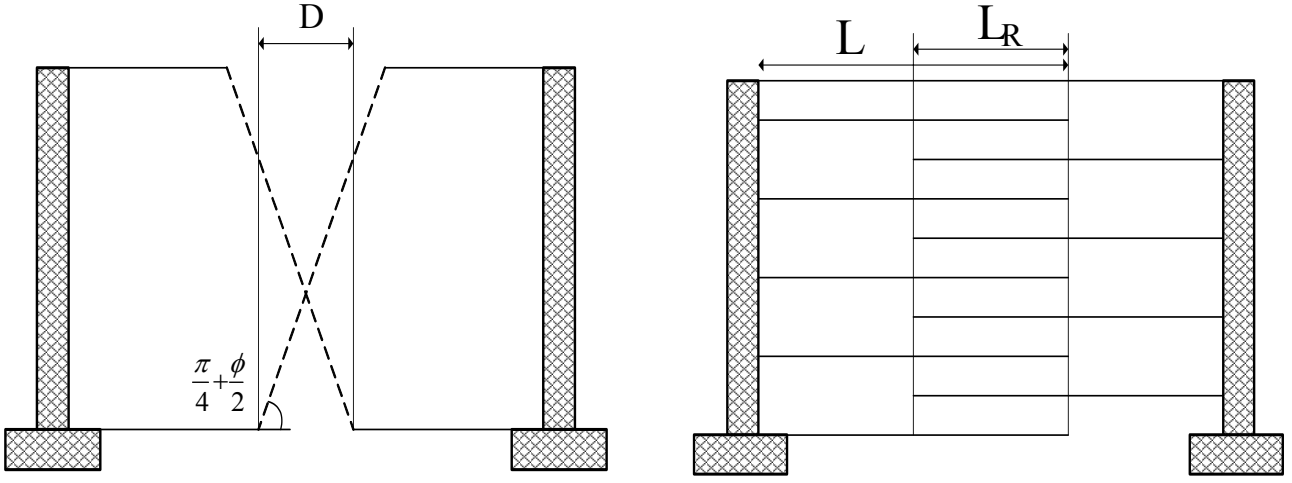
이와 같이 BTB 옹벽 설계 기준이 다소 경험적인 측면이 내포되었음에도 불구하고 BTB 보강토 옹벽과 관련된 연구는 국내·외적으로 매우 부족한 실정이다. 국내에서는 최근들어 유충식과 김선빈(2008)의 연구가 수행된 바 있는데 이들은 모형실험을 수행하고 그 결과를 토대로 FHWA 설계기준(Elias와 Christopher, 1997)에서 제시하는 앞서 언급한 CASE I과 CASE II의 적용기준을 검토한 바 있다. 이들의 연구를 제외하고는 관련된 연구가 거의 전무한 실정이어서 BTB 옹벽의 보강토체 내부 및 배면에서 작용하는 토압 등 관련 메카니즘에 대한 이해가 매우 부족하다고 할 수 있으며 따라서 BTB 옹벽 특성이 고려된 보강재 길이 및 간격 설정 등의 기준 설정에 많은 어려움이 있다.

본 논문에서는 유한요소해석을 통하여 다양한 옹벽조건 및 보강조건에 대한 해석을 수행하고 그 결과를 토대로 BTB 옹벽의 거동특성을 분석하였으며 옹벽 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽폭에 대한 최적 보강재 길이에 대한 연구를 수행하였다. 아울러 다양한 보강재 포설 패턴에 대한 고찰을 통해 BTB 옹벽의 최적포설조건에 대한 평가를 수행하였다.

2. 대상 BTB 옹벽 조건

2.1 옹벽 제원

본 연구에서는 그림 2에서와 같이 옹벽 구조물의 제원은 높이가 $H = 5m$이며 전면 벽체는 200mm(높이)×400mm(길이)×400mm(너비) 블록으로 시공되는 조건을 대상으로 하였다. 한편, 옹벽의 폭(W)은 FHWA 설계기준에서 구분하는 시공조건을 다양하게 고려하기 위해 $W = 1H \sim 4H$ 범위를 포함하도록 설정하였다. 한편, 옹



(a) 좌·우 옹벽이 충분히 떨어진 경우(CASE I)　　(b) 좌·우 옹벽의 보강재가 중첩된 경우(CASE II)

그림 1. 옹벽 폭에 따른 BTB옹벽 구분

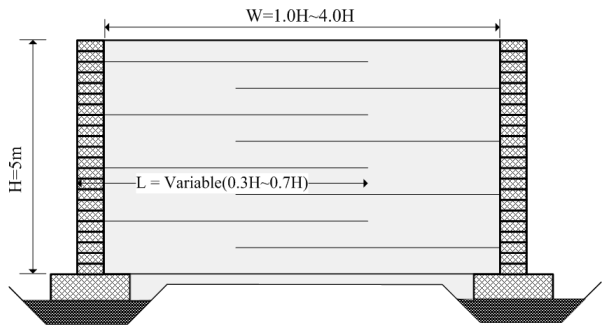


그림 2. 고려 대상 옹벽제원

벽 상부에는 교통하중 및 기타 하중을 고려하여 30kPa의 균일 등분포하중이 작용하는 것으로 가정하였다.

2.2 보강재 포설 조건

본 연구에서는 아래 표 1 및 표 2에서와 같이 다양한 설계조건을 고려하였다. 즉, 검토 대상으로서 먼저 시리즈 I에서는 다양한 폭을 가진 옹벽에 있어서 최적 보강재 길이 설정을 주목적으로 하였으며 따라서 표 1에서와 같이 각 옹벽의 폭에 대해 다양한 보강재 길이를 고려하였다.

아울러 시리즈 II에서는 표 2에서와 같이 옹벽 폭 별로 최적 보강패턴을 고찰하는데 주안점을 두고 $W=1H$ 및 $W=1.7H$에 대해 보강영역을 그림 3에서와 같이 $1/3H$씩 세 영역으로 구분하여 하부 두 개영역의 보강재길이를 $0.3H$ 혹은 $0.5H$로 적용했을 경우에 대한 거동 특성 고찰을 통해 최적 보강 패턴 선정을 위한 검토를 수행하였다. 표 2에서의 P1, P2, P3, P4에 대한 보강패턴은 그림 3에 제시되어 있다.

3. 유한요소해석

3.1 해석 모델링

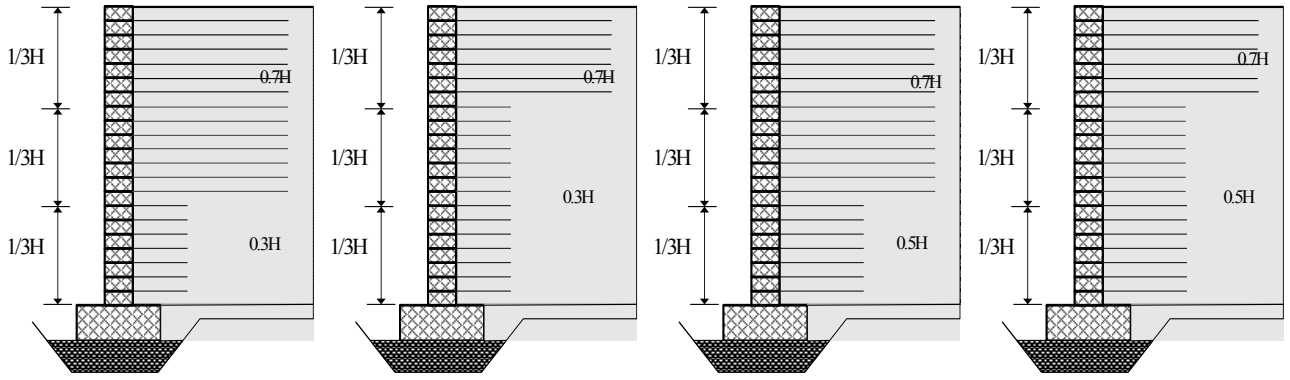
유한요소해석에서는 범용 유한요소 해석 프로그램으로서 지반의 비선형성을 모사할 수 있는 다양한 구성모델을 제공하며, 시공과정의 모델링에 필수적인 요소의 제거 및 추가 등의 기능이 탁월한 ABAQUS 6.7-1(ABAQUS

표 1. 시리즈 I: 폭 및 보강재 길이 변화에 따른 해석 조건

옹벽 폭	보강재 길이	FHWA 기준근거
1.0H	0.3H	Case I
	0.5H	Case II
	0.7H	Case II
1.7H	0.3H	Case I
	0.5H	Case I
	0.7H	Case I
2.5H	0.5H	Case I
	0.7H	Case I
4.0H	0.7H	Case I

표 2. 시리즈 II: 최적설계 해석조건

옹벽 폭	보강재 포설길이	최적보강 높이	패턴	해석조건
1.0H	0.3H	1/3H	P1	W10P1
		2/3H	P2	W10P2
	0.5H	1/3H	P3	W10P3
		2/3H	P4	W10P4
1.7H	0.3H	1/3H	P1	W17P1
		2/3H	P2	W17P2
	0.5H	1/3H	P3	W17P3
		2/3H	P4	W17P4



(a) P1 (b) P2 (c) P3 (d) P4

그림 3. 시리즈 II의 최적설계 검토 해석 조건

user's manual, 2007)을 사용하였다. 그림 4는 해석에 적용된 모델을 보여주고 있는데 해석모델의 이산화에 있어 전면 블록과 뒤채움흙은 8절점 가감 적분 평면 변형 요소(CPE8R)을 적용하였으며, 보강재는 축방향력만이 작용하는 2차원 3절점 트러스 요소(T2D3)를 적용하였다. 한편, 변위경계조건으로 저면에 힌지를 적용하였다.

구성요소의 재료 모델링에 있어 뒤채움흙은 Mohr-Coulomb 항복규준과 비관련 흐름법칙(non-associated flow rule)을 따르는 탄소성 재료로 간주하였으며 탄소성 거동으로 모델링하였다. 한편, 블록과 뒤채움흙 간의 상호작용을 적절히 모사하기 위해 블록과 뒤채움흙 사이에 박층 인터페이스 요소를 사용하여 모델링 하였으며(Desai 등, 1984), 보강재의 전단 또는 인발파괴는 보강재 주변의 흙을 따라 발생한다는 연구 결과(Kapurapu와 Bathurst, 1995; Rowe와 Ho, 1997)를 근거로 하여 보강재와 뒤채움흙 사이에는 인터페이스요소를 적용하지 않았다(그림 5). 표 3은 해석에 적용된 뒤채움흙 및 보강재의 역학적 특성을 나타내고 있다.

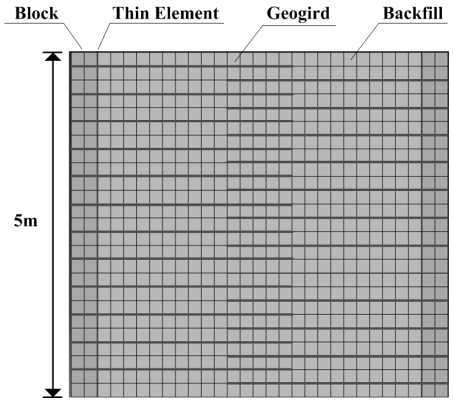


그림 4. 해석에 적용된 유한요소망

3.2 시공과정 모델링

보강토 옹벽과 같이 [블록설치 ⇒ 뒤채움흙 포설 ⇒

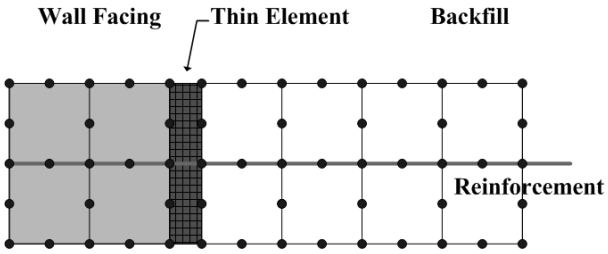


그림 5. 경계면 모델링

표 3. 해석에 적용된 재료의 물성치

적용된 재료	c(kPa)	ϕ(deg.)	ψ(deg.)	$\gamma(kN/m^3)$	E(kPa)	$J(kN/m)$
뒤채움흙	3	30	10	19	2×10^4	–
블록	–	–	–	20	2×10^6	–
보강재	–	–	–	–	–	1000

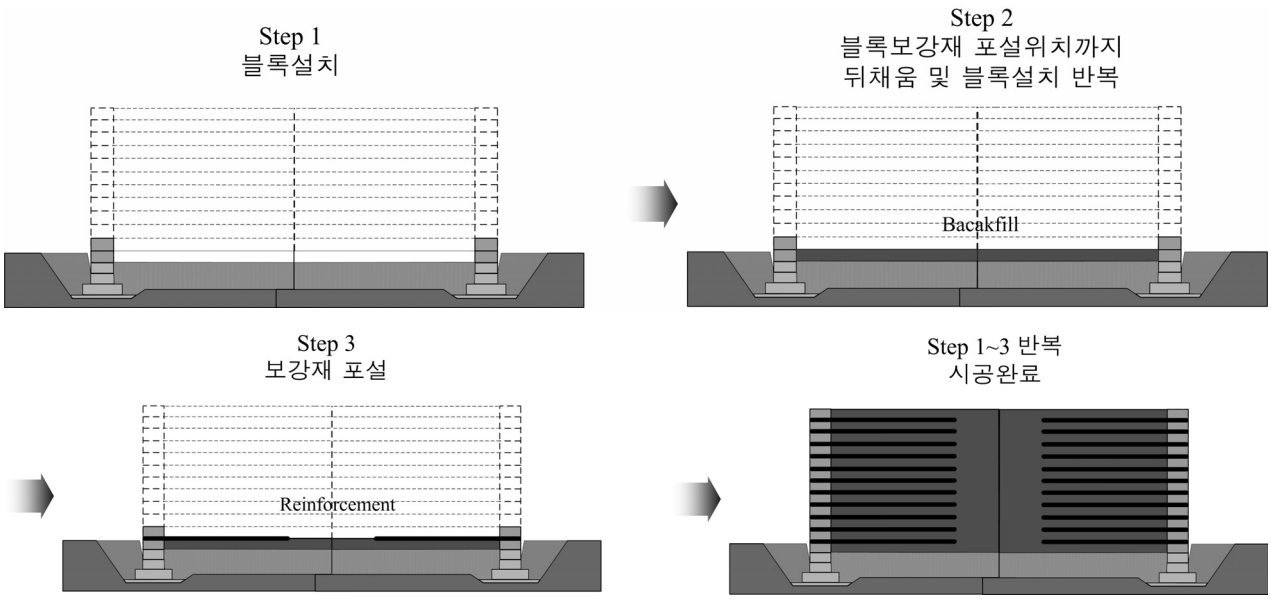


그림 6. 옹벽 시공과정의 모델링

보강재 포설] 등 일련의 과정을 통해 시공되는 경우에 있어 시공과정 모델링의 타당성이 해석결과에 큰 영향을 미치게 된다. 따라서 해석 모델링에서는 그림 6과 같이 현장 시공을 상세히 모델링하였다.

4. 결과분석 및 고찰

4.1 옹벽 폭에 따른 거동특성

본 절에서는 옹벽 폭(W) 변화에 따른 BTB옹벽의 거동 특성을 고찰하기 위해 보강재의 길이를 L=0.7H로 고정하고 옹벽의 폭을 W=1.0H, 1.7H, 2.5H, 4.0H로 변화시킨 조건에 대해 벽체변위와 침하, 내부변위, 유발인장력, 내·외부 수평토압을 산정하여 비교하였다. 특히, 변위양상 검토에서 벽체에 발생하는 수평변위($\delta_{h,\max}$)는 보강토체 배면에 작용하는 외부변위(δ_{ext})와 토체 내부변위(δ_{Int})의 합으로 구성된다고 간주할 수 있으므로 내부변위는 그림 7과 같이 벽체 수평변위에서 외부변위를 감하여 산정하였다.

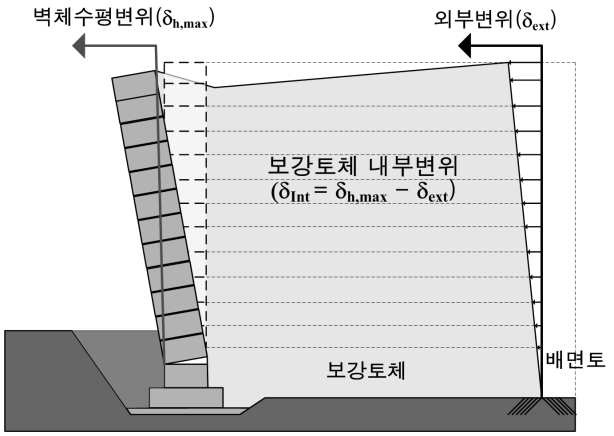
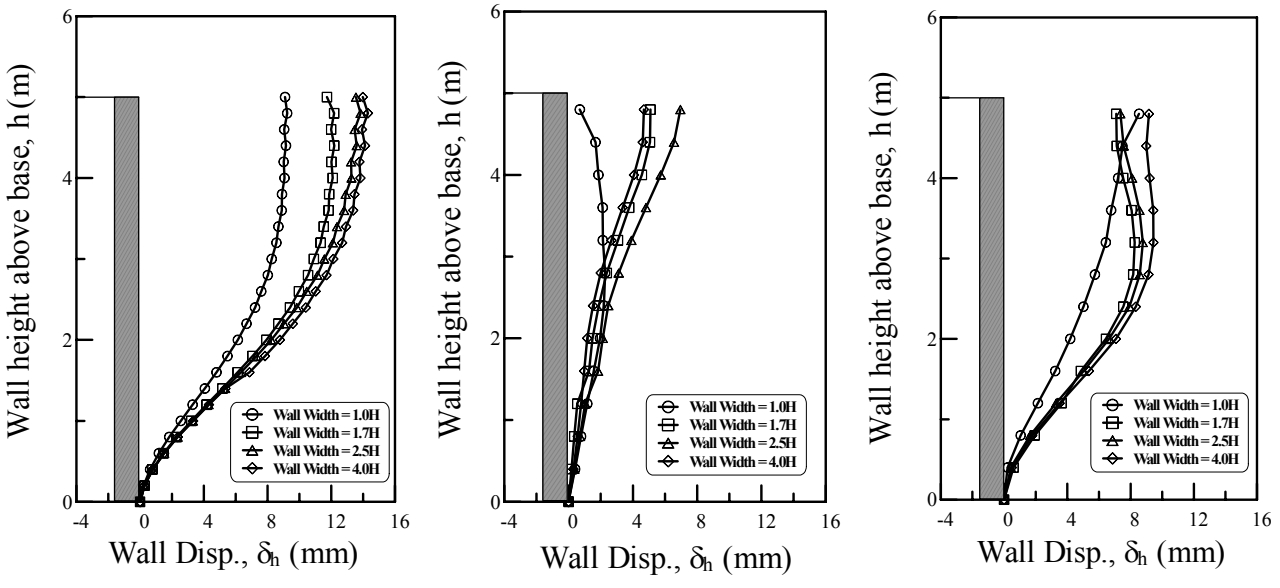


그림 7. 보강토체 변위 산정 개념

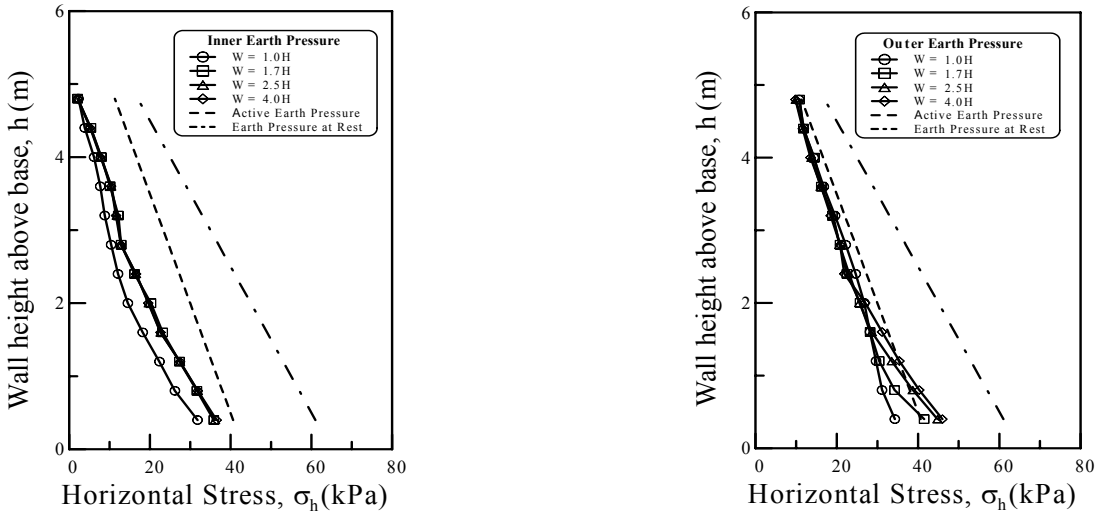
그림 8(a)는 W=1.0H～4.0H에 대해 변위 양상을 나타내고 있다. 이 그림에서 보이는 바와 같이 W=1.0H에서 8mm의 벽체변위가 발생하였고 W=1.7H에서 12.2mm, W=2.5H에서 13.5mm, W=4.0H에서 13.8mm로 각각 발생하였으며 그 증가폭이 1.0H에서 1.7H로 증가할 때 2mm, 1.7H에서 2.5H로 증가할 때 1.5mm, 2.5H에서 4.0H로 증가할 때 0.3mm 발생하여 옹벽 폭이 증가함에 따라 벽체변위는 증가하나 증가폭은 감소하여 W=2.5H 이후에는 변위가 수렴하는 양상을 보이는 것으로 관찰되었다. 한편, 그림 8(b)와 8(c)는 옹벽의 폭 변화에 따른 보강토체 내부, 외부변위를 나타내고 있는데 대체적으로 벽체변위와 유사하게 폭이 증가함에 따라 내·외부 변위가 증가하는 경향을 보여주고 있다. 그러나 보강토체 끝단에서 발생하는 외부변위의 경우 그림 8(b)에서와 같이 옹벽폭 W=1.0H를 제외하고 W=(1.7～4.0)H의 범위에서 W=4.0H에서 가장 작게 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 경향에 대한 뚜렷한 원인을 파악하기는 어려우나 옹벽의 폭이 다소 작은 W=1.7H 및 2.5H의 경우 좌우 옹벽의 상호작용에 그 원인이 있는 것으로 판단된다.



(a) 벽체변위 (b) 외부변위 (c) 내부변위

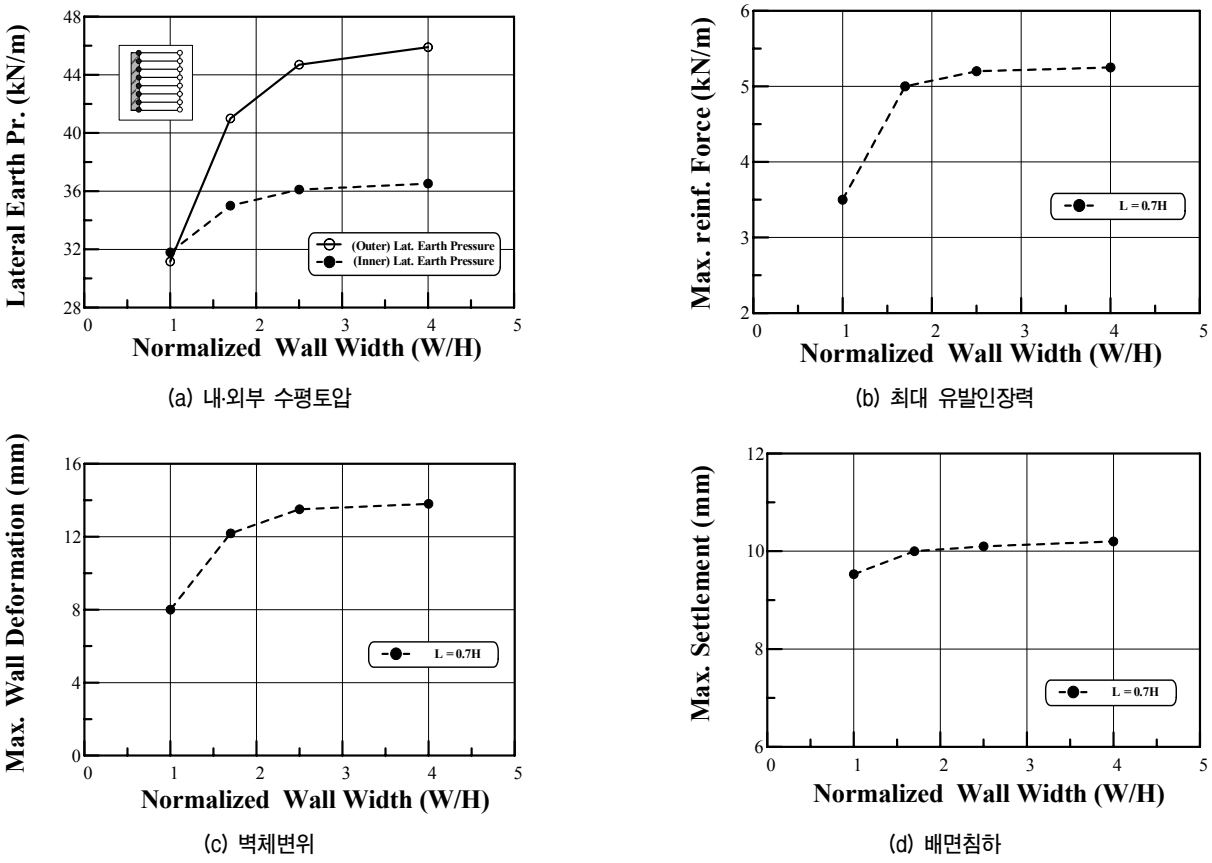
그림 8. 옹벽 폭(W)에 따른 벽체 변위 변화 경향(L=0.7H)

한편, 옹벽 폭 변화에 따른 내·외부 수평토압의 변화 양상이 그림 9에 제시되어 있다. 그림 9(a)는 내부 수평토압 분포를 보여주고 있는데 여기서 내부 수평토압은 전면벽체에 작용하는 토압으로서 1.0H에서 전반적으로 W=(1.7～4.0)H에 비해 비교적 작은 값을 보이고 있으나 W=1.7H 이상에서는 거의 동일한 것으로 반면 배면 토체 끝단에 작용하는 외부 수평토압을 보여주고 있는 그림 9(b)에서는 벽체높이 2m를 기점으로 하단부에서는 W에 따라 다소 차이를 보이고 있으나 상부에서는 거의 유사한 값을 보이고 있다. 이러한 경향은 보강재의



(a) 내부 수평토압 (b) 외부 수평토압

그림 9. 내·외부 수평토압 비교



(a) 내·외부 수평토압 (b) 최대 유발인장력

(c) 벽체변위 (d) 배면침하

그림 10. 옹벽 폭 W에 따른 옹벽 거동 특성 변화경향

길이를 L=0.7H로 고정하는 경우 옹벽 폭 W에 따른 거동의 차이는 외적안정성의 문제가 아니라 내적안정성의 문제임을 의미함을 나타낸다고 하겠다.

위에 제시된 결과를 토대로 내부수평토압합력($P_{A,I}$) 및 외부 수평토압합력($P_{A,O}$), 최대 유발인장력, 최대 벽체변위 및 내부변위, 최대 침하 등을 분석하여 BTB 옹벽이 개별옹벽으로서 거동하는 임계폭(W_{cr})에 대해 고찰하였다. 그림 10(a)에서는 내·외부 수평토압의 합력을 비교한 것으로서 옹벽폭(W)이 증가할 경우 내·외부 수평토압 합력을 나타내는 $P_{A,I}$과 $P_{A,O}$이 증가하는 경향을 보이다 2.5H에서 각각 36 및 45kN/m의 값에 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 최대 유발인장력을 비교하고 있는 그림 10(b)에서도 관찰할 수 있는데 보이는 바와 같이 그 크기는 그다지 크지 않으나 W=2.0H 정도에서 수렴하는 경향을 보이고 있으며 그림 10(c) 및 10(d)의 벽체변위와 배면침하의 결과에서도 위와 같은 경향을 관찰할 수 있다.

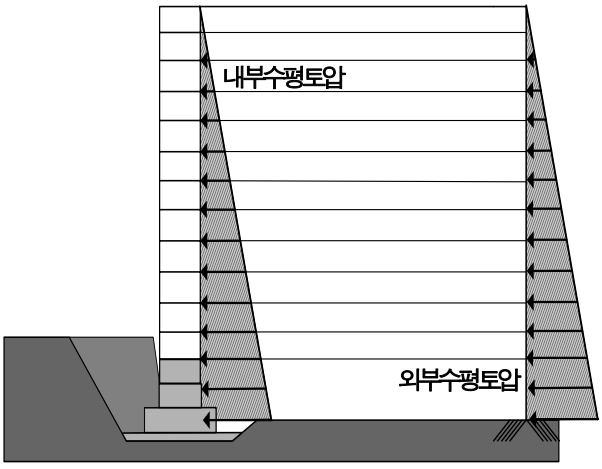
한편, 현재 FHWA 설계기준에 의하면 BTB 옹벽 설계에 있어서 옹벽 폭과 무관하게 일률적으로 주동토압을 적용하도록 되어 있다. 그림 11은 옹벽폭 W에 따른 벽체 및 보강토체 배면에 작용하는 토압을 검토한 결과를 보여주고 있는데 옹벽폭에 따라 벽체작용 토압의 경우 120～130kN/m 그리고 보강토체 배면에 작용하는 토압의 경우에는 80～100kN/m으로 변화는 경향을 보이고 있어 옹벽의 폭에 따라 일률적인 토압을 적용하는 것은 다소 무리가 있는 것으로 나타났다.

따라서 위의 결과들을 종합해볼 때 옹벽 폭이 W=(2.0～2.5)H에 도달하면서 벽체변위 및 보강재 유발인장력 등의 옹벽의 거동 특성 항목들이 거의 수렴하는 경향을 보이기 때문에 W=2.5H 이상의 경우 개별옹벽으로 간주하여 설계할 수 있을 것으로 판단되나 옹벽의 폭이 W=2.5H 이하의 경우에는 보강재 길이 및 간격설정에 있어 옹벽폭을 고려하여 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.

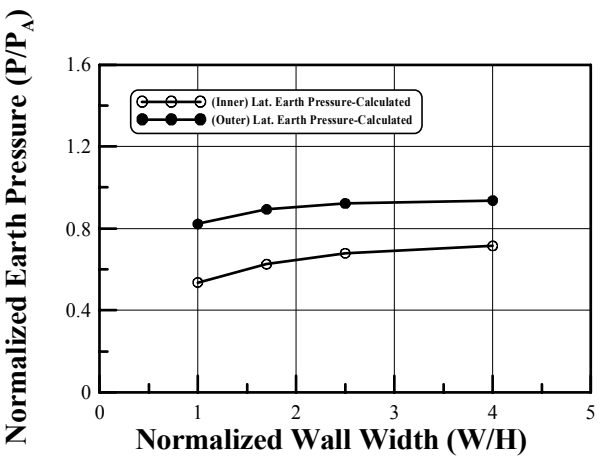
4.2 보강재 길이에 따른 거동 특성

본 절에서는 보강재 포설길이 L이 BTB 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 W=1.0H, 1.7H, 2.5H의 옹벽을 대상으로 보강재 길이를 L=0.3H, 0.5H, 0.7H로 변화시켜 얻어진 해석 결과를 검토하였다.

먼저 보강재 길이에 대한 BTB 옹벽의 벽체 변위 프로파일이 그림 12에 제시되어있다. 보이는 바와 같이 그림 12(a)와 12(b)에 제시된 W=2.5H 및 1.7H의 경우 보강재 길이 L에 따라 벽체 변위가 감소하는 경향을 보이고 있으나 그림 12(a)에 제시된 W=1.0H의 경우 보강재 길이 L에 따른 변화를 보이지 않고 있어 보강재의 길이 변화에 따른 옹벽의 변위거동이 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 이는 W=10H와 같이 옹벽의 폭이 작을 경우 짧은 보강재가 포설된 경우에도 좌·우 옹벽의 상호작용으로 인해 주동상태에 도달하지 않기 때문으로 사료되며 이러한 경향은 그 차이는 미미하나마 벽체에 작용하는 수평응력을 도시하고 있는 그림 13과 보강재 층별 변형률 분포 경향을 보여주고 있는 그림 14에서도 잘 관찰할 수 있다. 한편, 해석 결과를 토대로 보강재 길이에 따른 벽체 최대 수평변위와 보강재 최대 유발인장력변화 경향을 그림 15에 나타내었는데 이 그림에

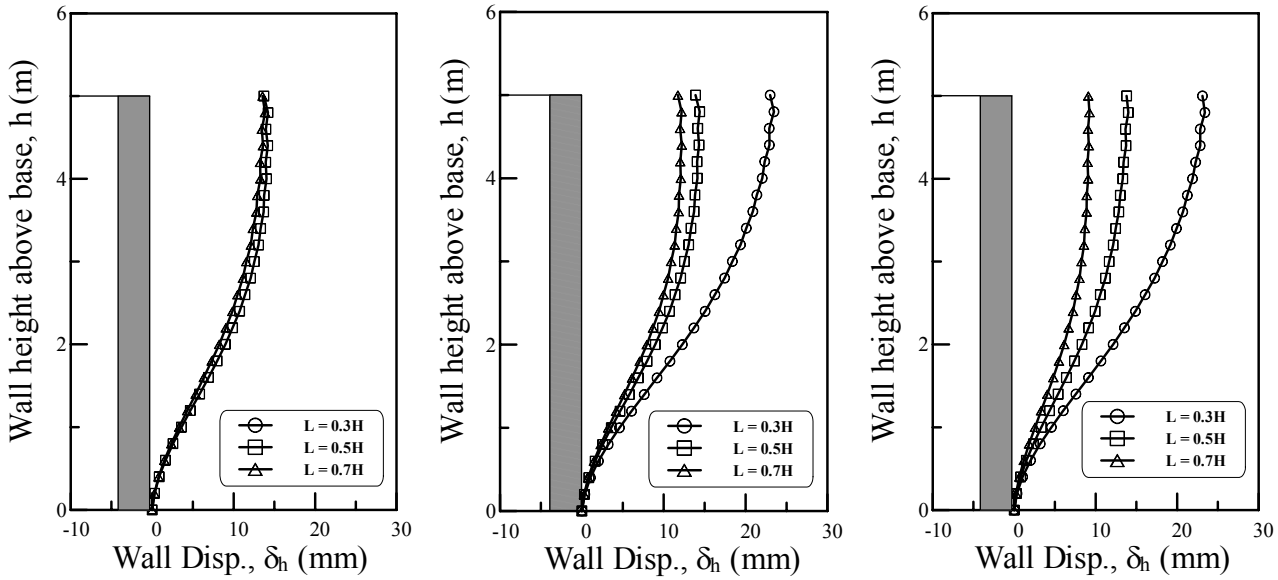


(a) 내·외부 수평토압 정의



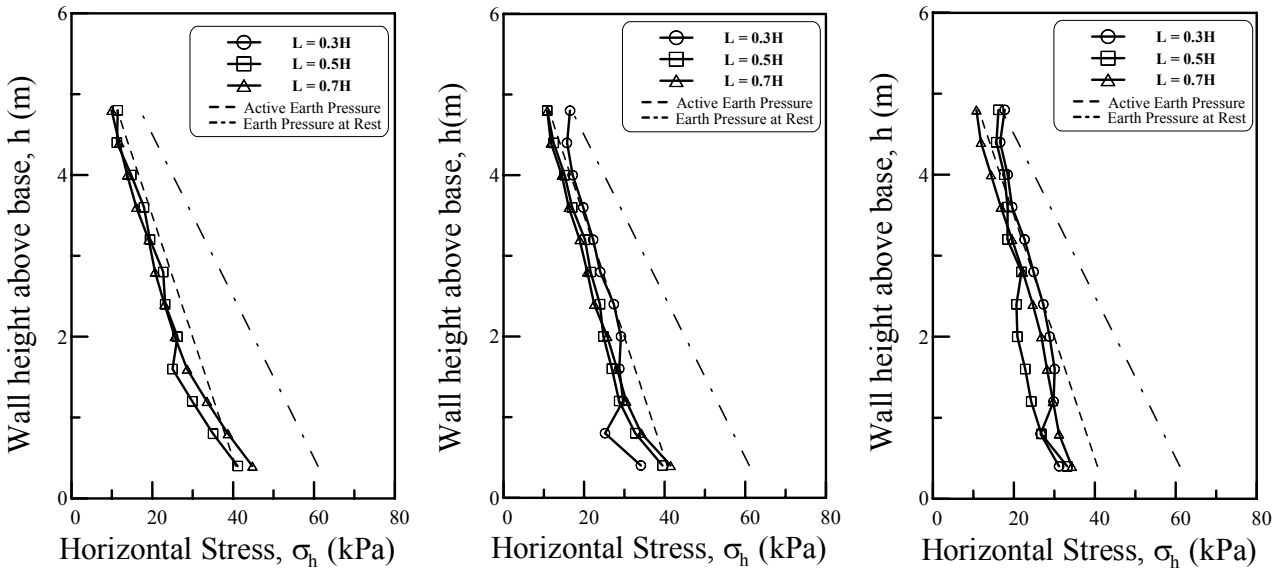
(b) 내·외부 수평토압

그림 11. 옹벽 폭에 따른 옹벽 작용 토압 변화 경향



(a) W=1.0H (b) W=1.7H (c)W= 2.5H

그림 12. 보강재 길이변화에 따른 벽체 변위 발생경향



(a) W=1.0H (b) W=1.7H (c) W=2.5H

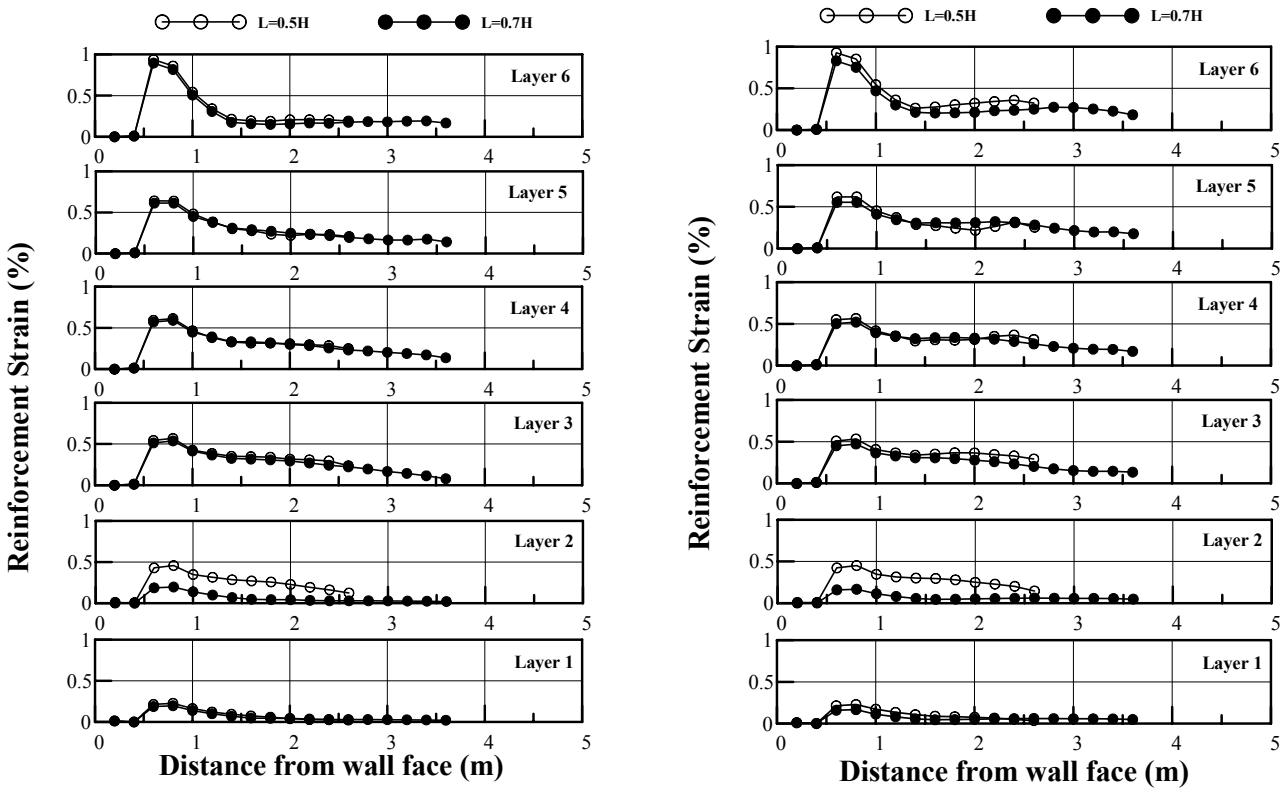
그림 13. 보강재 길이변화에 따른 토압비교

서도 앞에서와 같은 유사한 경향을 관찰할 수 있다.

구체적인 연구가 필요하기는 하나 그림 12～15에서 제시된 결과는 BTB 형태의 보강토 옹벽의 벽체 변위 및 작용 토압 등은 옹벽의 폭 W에 크게 좌우되며 따라서 옹벽의 폭에 관계없이 일률적으로 주동토압을 토대로 보강재 포설조건을 설정하도록 되어 있는 현 설계기준은 옹벽의 폭이 W=2.5H 이하인 경우 보수적인 설계가 될 수 있는 것으로 검토 되었다. 이 부분에 대해서는 향후 구체적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

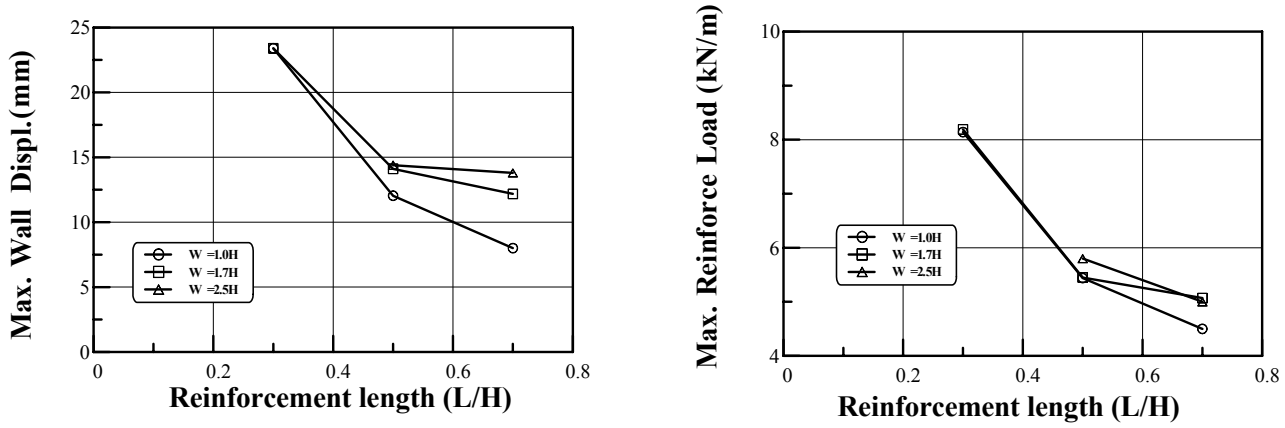
4.3 최적 보강 패턴

현재 적용되고 있는 보강토 옹벽 설계기준에서는 최소 보강재 길이로 단일옹벽의 경우 0.6H 혹은 0.7H을 채택할 것을 요구하고 있다. 그러나 하단부 보강재 길이가 옹벽의 거동에 미치는 영향이 미미하다는 점이 기존의 연구에서 제기되어 왔다(Rowe와 Ho 1997). 본 연구에서는 단일옹벽과는 거동 특성이 다소 다른 BTB 옹벽을 대상으로 이에 대한 검토를 통해 최적 보강 패턴에



(a) W=1.0H (b) W=2.5H

그림 14. 층별 보강재 변형율 변화경향



(a) 최대 벽체변위 (b) 최대 유발인장력

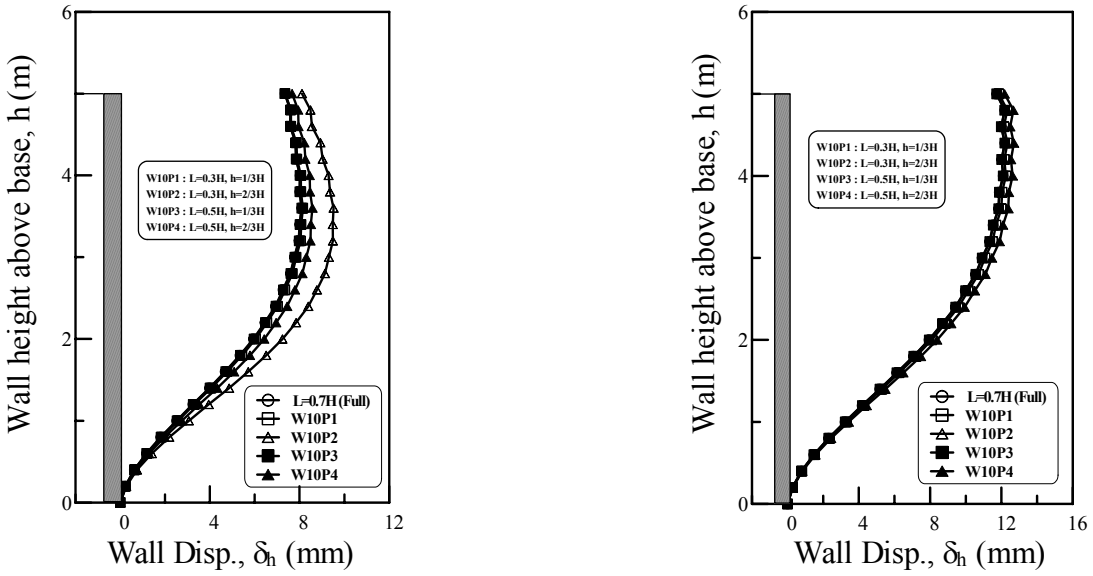
그림 15. 보강재 길이에 따른 옹벽 거동특성 변화 경향

대한 연구를 수행하였다. 즉, 해석대상 조건에 대해 옹벽 높이를 기준으로 삼등분하여 세 영역으로 구분하고 하부 두 영역에서의 상단 1/3H 영역의 보강개 길이를 0.7H로 고정시키고 하부 두 영역의 보강재 길이를 점진적으로 감소시키는 방법으로 하단부 보강재 길이가 BTB 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다. 구체적인 해석 케이스는 앞 절 표 2와 그림 3에 제시되었다.

그림 16에서는 보강높이와 보강재 길이가 변화에 따른 옹벽의 벽체변위의 경향을 나타내고 있다. 여기서 W=1.7H 조건의 경우 2/3H의 보강높이 및 보강재 길이 L=0.3H가 적용된 W17P2의 결과는 해석 수행시 변위 결과 값이 수렴하지 않아 제외하고 분석을 수행하였다. 그림 16(a)에 보이 바와 같이 W=1.0H의 경우 가장 불리한 보강조건인 W10P2에 대해서 가장 큰 벽체 변위가 발생하는 것으로 나타났으며 그 이외의 조건인 W10P1, W10P3, W10P4에서는 거의 유사한 변위가 발생하였다. 한편, 그

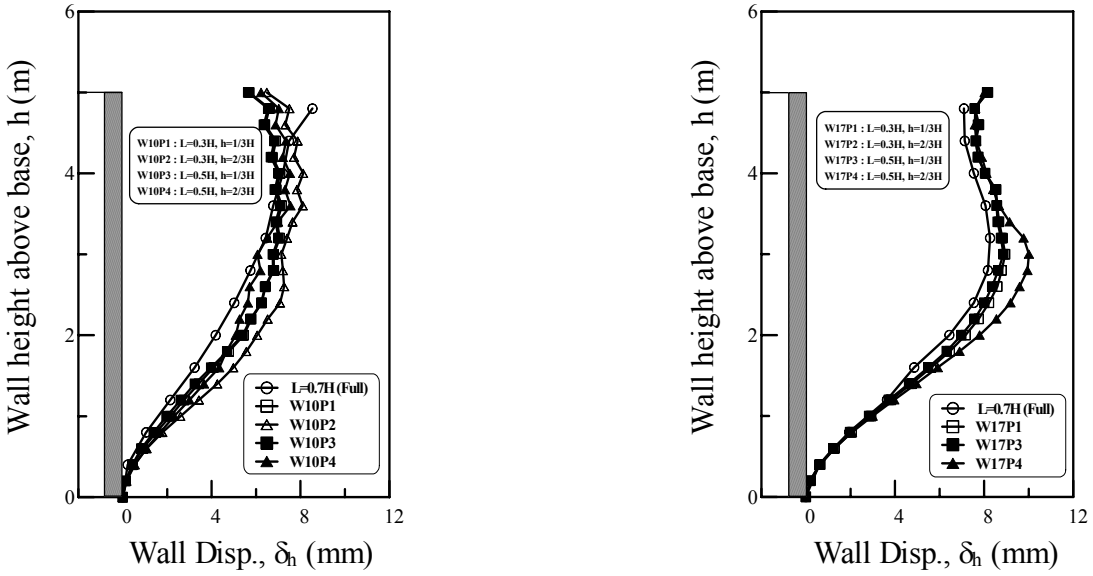
림 16(b)에 제시되어 있는 W=1.7H의 경우에 있어 보강패턴에 따른 변화거가 거의 발생하지 않는 것으로 나타나 벽체 변위 측면에서는 W=1.0H 및 1.07H 공히 P4의 보강조건을 적용하여도 무방한 것으로 나타났다. 다만 내부변위 발생경향을 보여주고 있는 그림 17에서는 경우 특히 W=1.0H의 경우 보강패턴에 따라 정량·정성적인 차이가 발생하는 것으로 나타났는데 이는 보강패턴에 따라 벽체변위가 크게 차이가 발생하지 않았던 그림 16에서 관찰된 경향과는 대별되는 결과라고 할 수 있다. 이는 W=1.0H의 경우 보강패턴에 따라 보강토체 내부에서 변위차이가 발생함을 의미하는 것으로서 이러한 경향은 그 차이는 미미하나 보강재 층별 변형율을 보여주는 그림 18과 최대 유발인장력을 보여주고 있는 그림 19에서 잘 관찰할 수 있다.

최적 보강패턴 선정에 대한 연구결과를 종합적으로 검토할 때 W=1.0H 및 1.7H 공히 P2 조건을 제외하고는 벽체 변위에 있어 거의 유사한 결과를 보이는 것으로 나타나 벽체 변위관점에서는 P4 조건을 적용하여도 무



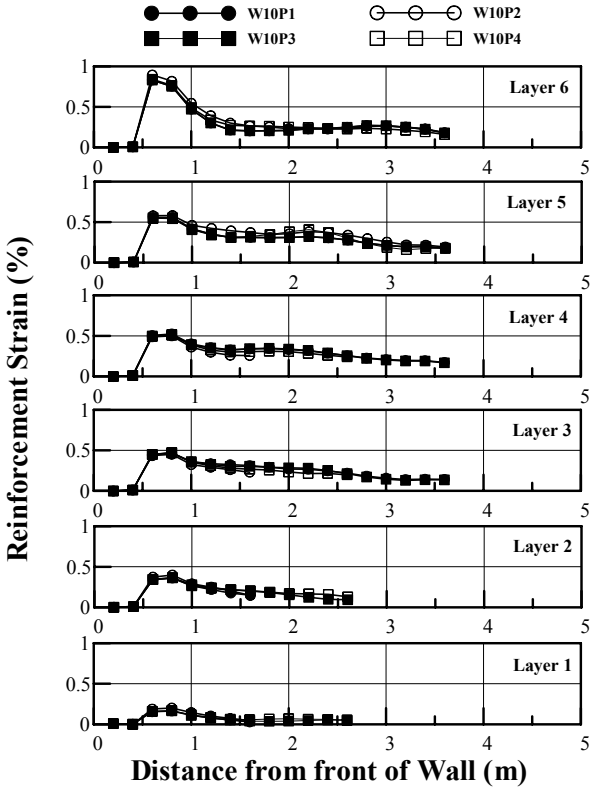
(a) W=1.0H (b) W=1.7H

그림 16. 보강패턴에 따른 벽체변위 변화 경향

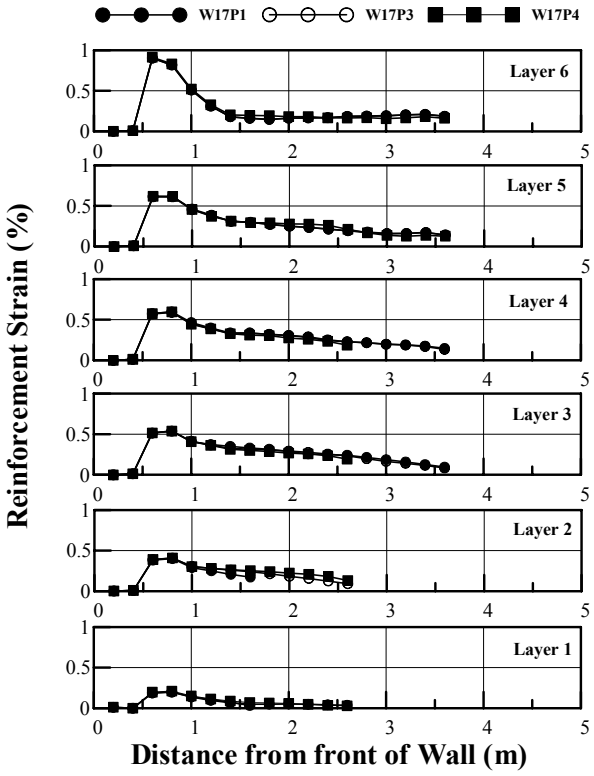


(a) W=1.0H (b) W=1.7H

그림 17. 보강패턴에 따른 내부변위 변화 경 향

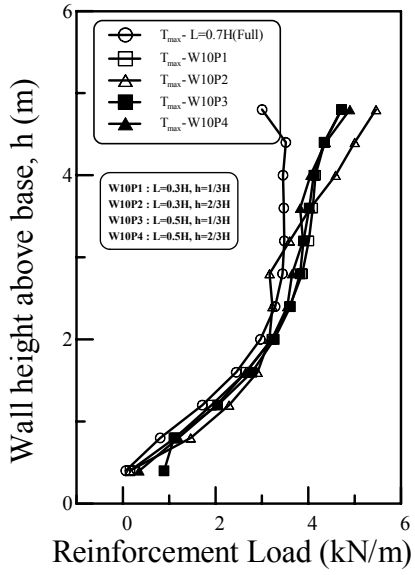


(a) W=1.0H

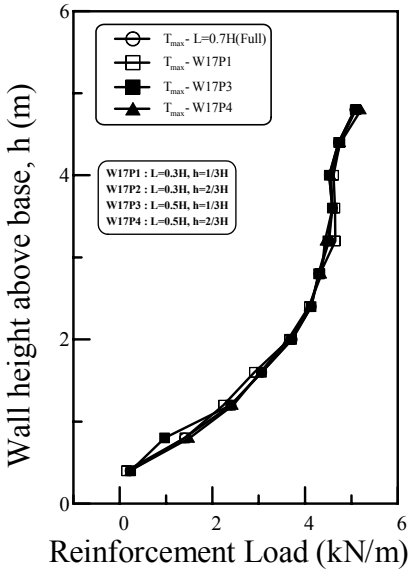


(b) W=1.7H

그림 18. 보강패턴에 따른 보강재 유발 인장변형율



(a) W=1.0H



(b) W=1.7H

그림 19. 보강패턴에 따른 보강재 유발인장력

방한 것으로 검토되었다. 다만 내·외적안정성 확보라는 측면에 있어 보다 다양한 조건에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 도로분야에 적용되는 BTB 옹벽의 거동 메카니즘 고찰을 위해 유한요소해석을 통하여 다양

한 기하조건 및 보강재 길이로 보강된 BTB옹벽의 거동 특성을 분석하고 그 결과를 토대로 폭에 따른 거동 메카니즘과 보강재 길이변화를 통해 옹벽 폭에 대한 최적 보강재 길이를 검토하였다. 그리고 보강대체높이 및 보강재 길이가 변화함에 따른 BTB옹벽의 최적설계를 검토하고 FHWA 설계기준과의 분석을 통해 현 설계기준에 근거한 결과와 비교하였다.

그 결과 좌우 옹벽의 형태로 시공되는 BTB 보강토 옹벽의 경우 옹벽의 폭이 옹벽 높이의 두 배 이하인 경우에는 좌우 옹벽의 상호작용 발생하여 벽체 변위 및 토압 분포가 개별옹벽과 대비하여 차이가 나타나는 것으로 분석되었고 옹벽 폭이 W=1.0H～2.5H범위의 BTB 옹벽의 경우 개별옹벽의 최소보강재길이 L=0.7H 보다 다소 짧은 L=0.5H 정도를 적용하여도 벽체 변위를 제어하는데 큰 문제가 없는 것으로 검토되었다. 한편, W=1.0H 및 1.7H의 BTB 옹벽에 대한 최적보강패턴에 있어 옹벽 하부 1/3H 영역을 L=0.3H의 길이로 보강하여도 전체영역을 L=0.7H의 보강재 길이로 보강한 경우와 거의 유사한 거동을 보이는 것으로 나타나 본 연구에서 정의한 P4 보강패턴을 적용하여도 무방한 것으로 검토 되었으나 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 유충식, 정혜영, 송아란 (2005), "계단식 보강토 옹벽의 거동에 관한 수치 해석적 연구", *한국지반공학회 논문집*, 제21권, 10호, pp.49-60.
2. 유충식, 김선빈 (2008), "Back-to-Back 보강토 옹벽의 하중지지 특성", *한국지반공학회 논문집*, 제 24권, 12호, pp.41-52.
3. Abaqus users manual, Version 6.7., 2007. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, Providence, R.I.
4. Desai, C.S., Zaman, M.M, Lightner, J.g., and Siriwardane, H.J. (1984), "Thin-Layer Elements Interfaces and Joints", *Int. J. for Num. Anal. Mech. in Geomech*., Vol.8, pp.19-43.
5. Elias, V. and Christopher, B.R. (1997), Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, design and construction guidelines, FHWA Demonstration Project 82, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071.
6. Kapurapu, R. and Bathurst, R.j. (1995), "Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Analysis", *Computers and Geotchnics*, Vol.17, pp.179-299.
7. Rowe, R.K. and Ho, S.K. (1997), "Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations", *Jounal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.10, pp.912-920.
8. Yoo, C. and Kim, S.B. (2008), "Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.26, pp.460-472.
9. Yoo, C. and Jung, H.S. (2004), "Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.22, pp.359-376.

(접수일자 2009. 10. 29, 심사완료일 2009. 12. 24)