

# 풍화암소켓 대구경 현장타설말뚝의 선단보강그라우팅 사례

## A Case Study of Post-Grouted Drilled Shaft in Weathered Rock

권 오 성<sup>1</sup> Kwon, Oh-Sung

정 성 민<sup>2</sup> Jung, Sung-Min

최 용 규<sup>3</sup> Choi, Yong-Kyu

### Abstract

Post-grouting for the drilled shaft is known to remarkably increase the end bearing capacity of pile by consolidating and reinforcing the disturbed ground containing slime around the pile tip. However, the general design guideline for post-grouting has not been established yet in Korea. Especially in the domestic application, the post-grouting is employed just for repairing the pile with unacceptable resistance rather than for increasing the design resistance of pile. Therefore, little is reported about the effect of post-grouting on the pile resistance itself. In this study, the effect of post-grouting on the resistance of drilled shafts installed in the weathered rock in Korea was estimated by performing the bi-directional load tests on the piles with and without the post-grouting. The test results presented that the initial slope of end bearing-base displacement curve in the pile with post-grouting was 4 times higher than that without post-grouting. At the acceptable settlement (1% of pile diameter), the end bearing capacities of piles with and without the post-grouting were estimated to be 12.0 MPa and 7.0 MPa, respectively, which indicate that the post-grouting could increase the end bearing resistance of pile in weathered rock more than 70%.

### 요    지

현장타설말뚝의 포스트그라우팅 기법은 말뚝 시공시 발생하는 슬라임과 굴착으로 인해 교란된 원자반을 압축 및 보강함으로써 기초의 선단지지력을 현저히 증강시키는 것으로 알려져 있다. 그러나 현재까지 국내외적으로 통용되는 설계지침 또는 시방은 없는 상태이며, 특히 국내에서는 말뚝 포스트그라우팅 기법이 설계지지력 증강 목적이 아닌, 소요지지력에 미달되는 말뚝에 대한 보수보강의 개념으로 이해되고 있어, 그 효과에 비해 관련 연구 및 실용화 실적이 미비한 실정이다. 본 연구에서는 포스트그라우팅 기법의 국내 풍화대소켓 현장타설말뚝에의 적용성을 검증하기 위해 풍화암 근입 대구경 현장타설 콘크리트말뚝 시공 현장을 선정하여 포스트그라우트 시험시공을 실시하였다. 또한 포스트그라우팅 말뚝, 그리고 인접한 미보강 말뚝에 대한 정재하시험을 수행함으로써, 포스트그라우팅이 현장타설말뚝의 축방향 지지력 증강에 미치는 효과를 정량적으로 비교분석해 보고자 하였다. 정재하시험 결과, 선단보강 말뚝 선단하중-침하곡선의 초기기울기가 미보강 말뚝 선단하중-침하곡선의 기울기에 비해 4배 이상 증가였으며, 허용침하량 (1%D) 기준으로 보강 및 미보강 말뚝의 선단지지력은 각각 12.0MPa, 7.0MPa로 나타나, 포스트그라우팅 적용 후 말뚝의 허용선단지지력이 70% 이상 증가하는 것을 확인하였다.

**Keywords :** Drilled shaft, End bearing capacity, Post grouting, Tube-a-manchette, Weathered rock

1 정회원, 대림산업 기술연구소 과장 (Member, Manager, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd.)

2 정회원, (주)지텍 차장 (Member, Deputy General Manager, G-tec Ltd.)

3 정회원, 경성대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Kyungsung Univ., ykchoi@ks.ac.kr, 교신저자))

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

최근 초장대교량, 초고층구조물 등 대형구조물의 수요가 늘어남에 따라 상부의 큰 하중을 지지하기 위한 구조물기초 형식으로 대구경 현장타설말뚝의 시공이 증가하고 있다. 국내에서도 지난 20년간 지속적인 연구 개발 및 현장적용을 통해 직경 3m 이상, 본당 설계지지력 수천 톤 이상의 대구경 현장타설말뚝의 시공이 가능하게 되었다.

불과 수 년 전 까지만 해도, 대구경 현장타설말뚝의 지지력 설계시 풍화대(풍화암 및 풍화토) 및 굳은토사(굳은점토, 모래자갈층 등)의 큰 지지력을 무시하고 연암 이상의 기반암을 지지층으로 선정하는, 극히 보수적인 설계가 관습화되어 있었다. 이러한 설계관례로 인해 특히 인천·부산 지역과 같이 대심도 연약지반과 깊은 풍화대가 동시에 기반암 상부에 존재하는 경우 말뚝의 설계길이가 극히 길어짐에 따른 시공성 결여, 건전도 불량 등 각종 하자, 공기 증가, 그리고 경제성 저하 등 각종 문제가 발생하기도 하였다. 다행스러운 것은 최근 풍화대지반의 강도특성에 대한 연구(대림산업 외, 2007), 풍화대 소켓말뚝의 지지력 특성에 대한 연구(정성준, 2010; 설훈일, 2008; 권오성, 2004; 전경수, 2000), 대용량 양방향 말뚝재하시험관련 연구(Kwon 등, 2006) 등 여러 연구자의 지속적인 노력에 의해 풍화대 지반상 기초에 대한 새로운 지지력 설계법이 시방에 반영되고(도로교설계기준, 2008), 국가발주 사업에 기반암소켓이 아닌 풍화대 소켓말뚝의 설계가 적용되는 등(남해고속도로 원안/대안설계, 한국도로공사, 2009), 말뚝 설계가 보다 경제적이고 최적화된 방향으로 나아가고 있다는 점이다.

한 편, 풍화대근입 말뚝은 암반근입 말뚝과는 달리 사용하중의 대부분을 주면마찰력이 지지하게 되며, 선단지지력은 일부분만 분담하게 되는데, 그 이유는 선단지지력이 충분히 발휘되기 위해서 주면마찰력에 비해 상대적으로 매우 큰 변위가 요구되기 때문이다. 현장타설말뚝의 주면마찰력이 극한에 도달하기 위한 주면변위는 지반조건에 관계없이 말뚝 직경의 0.5~1.0% 정도이나, 선단지지력이 극한에 도달하기 위해서는 말뚝 직경의 10~15% 정도의 큰 선단변위가 필요하며, 굴착시 지반교란, 굴착슬라임 청소불량 등으로 인해 요구되는 선단변위는 더 커질 수 있다. 즉, 선단지지력이 충분히 발현되기 전 상부 구조물의 사용성 한계(예를 들어 허용침하량)를 초과하는 경우가 대부분이므로, 설계시 선단지

지력의 일부만 사용이 가능하다(Bruce, 1986; Mullins 등, 2000; Mullins 등, 2006).

상기의 문제점을 해결하기 위한 방법으로, 현장타설말뚝 시공 및 양생 후 말뚝 선단 하부 지반에 고압의 그라우트압을 적용시키는 포스트그라우팅(Post grouting) 기법이 있다. 이 방법은 굴착에 의해 연약화된 선단지반을 선행재하(preloading) 및 보강함으로써 허용침하량 내에서 보다 큰 선단지지력을 유발시키는 효과를 가져올 수 있다. 국외에서는 1960년대 초 이후 유럽을 중심으로 처음으로 사용되기 시작하였으며, 최근에는 미국과 동남아시아를 중심으로 연구 및 현장적용이 활발히 진행되고 있으나 현재까지 국내외적으로 통용되는 지침이나 시방은 없는 상태이다. 한 편, 국내에서는 설계지지력 증강 목적이 아닌, 지지력이 미달되는 결함말뚝에 대한 보강의 개념으로 포스트그라우팅을 이해하고 있어, 공법의 실용화에 따라 예상되는 경제적 파급효과에 비해 관련 연구나 적용 실적이 매우 미진한 실정이다.

본 연구에서는 먼저 문헌조사를 통해 포스트그라우팅의 작용기구, 장치 및 공법, 설계 영향인자, 그리고 시공방법에 대해 고찰해 보고자 한다. 문헌연구를 토대로 각종 포스트그라우팅 기법 중, 국내 풍화대소켓 말뚝 보강에 적합한 그라우팅 기법을 선정하고 장치설계 및 상세시공 계획을 수립하고자 한다. 다음으로 풍화암 근입 대구경 현장타설 콘크리트말뚝 시공 현장을 선정하여 포스트그라우팅 시험시공을 실시한다. 마지막으로 선단보강 말뚝, 그리고 인접한 미보강 말뚝에 대한 재하시험을 실시하고 그 결과를 비교분석함으로써, 말뚝 포스트그라우팅의 효과를 정량적으로 검증해 보고자 한다.

## 2. 포스트그라우팅 기법

### 2.1 포스트그라우팅 종류 및 특징

현장타설말뚝의 포스트그라우팅은 콘크리트 타설 및 양생에 의해 말뚝 몸체의 설계강도가 확보된 이후에 말뚝 선단부에 그라우팅을 실시하며, 일반적으로 철근케이지 삽입 공정시 길이방향으로 그라우트 이송관을, 그리고 철근망 최하단부에 그라우트 주입장치를 미리 부착하여 함께 설치한다. 그라우트 이송관은 관 내부 막힘방지, 그리고 단계별 주입이 가능하도록 유입관과 유출관 한 쌍으로 구성되는 것이 좋다. 또한 철근망 하부에는 주입압이 말뚝 선단 전면적에 고르게 작용하도록 하

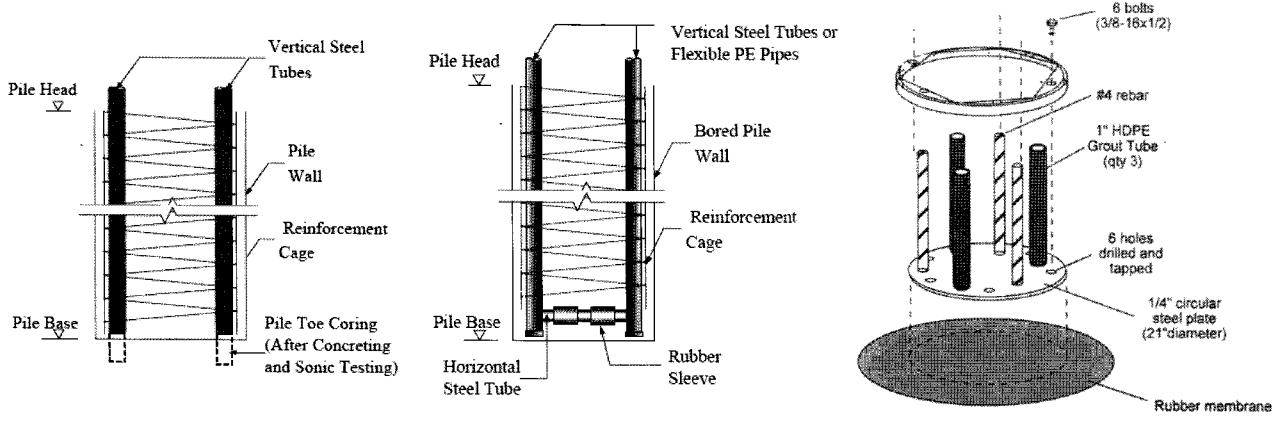


그림 1. 포스트그라우팅 주입방식별 개요도(Thasnanipan 등, 2004; Dapp 등, 2002)

기 위해서 별도의 장치를 두게 되며, 장치별로 주입방식이 약간씩 다르다. 말뚝 선단부의 그라우트 주입 장치(종류)별 개요도를 그림 1에 나타내었다.

#### (a) Drill-and-grout 방식

본 방법(그림 1(a))에서는 직경 100mm~125mm 정도의 강관 또는 PVC 관 한 쌍을 철근망에 부착하여 현장 타설말뚝 시공순서와 동일하게 설치한다. 콘크리트 현장타설 및 양생 후, 미리 설치된 관 내부를 통해 추가보령을 실시하게 되며, 말뚝 선단부의 연약층 또는 슬라임층을 통과하여 지지층 하부 최소 300mm 이상 깊이를 추가 천공하게 된다. 이후 고압수(water jet)을 적용하여 말뚝 선단부의 굴착슬라임을 갈아낸 후 그라우트 유출 관측으로 방출제거하게 된다. 유출되는 물의 상태로부터 선단부 청소상태를 확인한 후, 1차로 저압 채움 그라우팅을 실시하며, 유출밸브를 잠근 후 압력을 증가시켜 가면서 2차로 고압 그라우팅을 실시한다.

Drill-and-grout 방법은 말뚝 선단 하부 연약부위의 두께가 비교적 두꺼울 때 타 방법에 비해 효과가 좋은 것으로 알려져 있다. 그러나 공법 적용을 위한 공정이 비교적 복잡하고 추가 비용이 소요(추가천공, 시료확인, 고압수 적용 등)되며, 본 연구의 주 타겟인 풍화대 지반의 경우 고압수에 의해 원자반의 오히려 교란될 가능성 있다. 국내에서도 이 방법과 유사하게 그라우트 이송 장치를 설치한 후 선단그라우팅을 실시한 사례가 몇 건 보고되고 있으나, 그라우팅 전 고압수를 적용하여 굴착 슬라임을 제거하거나 압력 50bar(5MPa)内外의 고압 그라우팅을 적용한 사례는 아직 없으며, 단지 5-10 bar 정도의 상대적으로 저압, 또는 중력식 그라우팅으로 천공

홀을 메우는 정도로 시공되었다.

#### (b) Tube-a-manchette 방식

이 방법은 Tube-a-manchette 방법, sleeve-port 방법, 또는 선단부 유공관의 배열을 본따 U-tube 방법 등으로도 불린다. 그림 1(b)에서 보는 바와 같이, 말뚝 철근망 하단부에 유공관을 배치하여 철근망과 함께 매입하며, 이 유공관에 연결되는 그라우트 이송관도 유공관과 동일한 개수만큼 연직방향으로 설치한다. 콘크리트 타설 및 양생 후 그라우팅을 실시하며, 설계 주입압(또는 주입량)에 도달하면 그라우팅을 완료한다. 선단부 유공관의 노즐은 하향으로 설치되어 있다. 콘크리트 타설 중 주입구가 막히거나 그라우트 이송관 내부로 침입하는 것을 방지하기 위해 그라우트 주입 구멍마다 고무튜브로 팩킹하며, 이 고무튜브는 향후 그라우트 주입을 위한 가압시 주입구가 열리고, 감압시 닫혀 역류를 방지하는 일방향 밸브의 역할을 하게 된다. 이 방법의 장점은 그라우트 전, 또는 그라우트 중 청수 주입을 통해 그라우트 이송관의 막힘 여부 판단이 가능하며, 또한 관 내부를 수시로 청소함으로써, 원하는 효과에 도달할 때 까지 시간차를 둔 수회의 그라우트 주입을 반복할 수 있다는 점이다.

#### (c) Flat-jack 방식

팽창용 고무 맴브레인이 말뚝 선단부 철판 아래쪽에 위치하며, 그라우트 이송관을 통해 유공관으로 그라우트가 주입됨에 따라 맴브레인이 팽창하여 선단하부 지반을 압축시킨다. 이 방법은 그라우트 벌브(bulb)와 원자반간 분리막을 형성하게 되므로 고압 적용시의 지반

교란 현상을 배제할 수 있으며, 선단부 전 면적에 대해 고른 압력이 작용한다는 장점을 가지고 있다. 그러나, 그라우트제와 원지반이 멤브레인에 의해 분리되어 있으므로 침투식 그라우팅의 효과는 없다는 단점도 함께 가진다. 이러한 단점을 고려하여 그라우트 벌브(bulb)가 일정 부피에 도달하면 멤브레인이 파손되면서 말뚝기초의 전 단면적에 그라우팅이 작용되도록 보완된 방법도 보고되고 있다.

## 2.2 포스트그라우팅의 지지력 증강기구(Mechanism)

포스트그라우팅 중 그라우트 압력은 말뚝 선단부근에서 작용-반작용에 의해 상하 방향으로 작용하게 된다(양방향 재하시험과 동일한 기작으로 작용). 즉, 말뚝 선단 하부지반을 압축시키기 위한 하방향의 힘과 동일한 크기의 인발력이 말뚝에 작용하며, 말뚝에는 하향의 주면마찰력이 유발되어 이 인발력에 저항하게 된다. 포스트그라우팅의 지지력 증강기구는 상당히 복잡하며, 현재 여러 연구자에 의해 연구가 계속되고 있다. 현재까지의 연구결과에 의하면, 포스트그라우팅에 의한 지지력 증강 효과는 그라우트압과 직접적인 연관이 있는 것으로 나타났으며, 압력식 포스트그라우팅에 의해 발생하는, 말뚝-지반간 상호작용에 영향을 미치는 인자는 세 가지 정도로 생각할 수 있다(그림 2 참조).

### 1) 선행재하(Preloading)에 의한 선단지반 강성 증대

그라우팅압에 의해 선단하부지반과 슬라이드가 압축되며, 압축된 부피만큼 그라우트재가 채워지게 된다. 선단지반은 그라우트압력을 기 경험하였으므로 선행재하(Preloading) 효과를 가지게 되어 사용하중 재하시 하중-침하량 곡선의 기울기가 증가한다. 따라서, 동일 침하량

기준으로 포스트그라우팅 적용 말뚝이 미적용 말뚝에 비해 큰 지지력을 발휘하게 된다.

이러한 선행재하 효과는 말뚝 정재하시험 중 초기재하(initial loading) 곡선과 제하(unloading) 후 재재하(reloading) 곡선의 기울기를 비교하면 이해하기가 쉽다. 그림 2(1)의 점선에서 알 수 있는 바와 같이, 재하시험 도중 제하를 실시하면 잔류침하량이 남으며, 이후 재재하 곡선의 기울기는 초기재하 곡선의 기울기에 비해 급격히 증가하게 된다. 즉, 포스트그라우팅시 선단지반은 압축되며, 압축된 부피만큼 그라우트재가 충진되므로, 이후 사용하중 재하시 말뚝의 하중-침하량 곡선은 말뚝 재하시험 중 재재하 곡선의 모양을 따라가게 되는 것으로 이해할 수 있다.

### 2) 말뚝체의 상향변위에 의한 주면부 잔류응력의 재분배

전술한 바와 같이, 말뚝 선단과 기초지반 사이에 그라우트압이 작용하면 말뚝은 상향의 인발력을 받게 된다. 말뚝 주면지반에는 이러한 상향력에 저항하기 위해 부(-)의 주면마찰력이 발현되는데, 포스트그라우팅 완료 후 그라우트압의 유지 또는 제거 여부(그라우트 유입, 유출 밸브의 잠금 여부)에 관계 없이 어느정도 잔류 응력이 남게 된다.

말뚝 몸체의 측면에서 포스트그라우팅 압력과, 상부 구조물의 상재하중은 서로 반대방향으로 작용하는 힘이다. 따라서 포스트그라우트 말뚝 시공 완료 후 사용하중 재하시 주면지지거동은, 부(-)의 잔류 응력을 극복한 후 정(+)의 주면마찰력의 발현으로 전환되므로, 그림 2(2)에서 보는 바와 같이 겉보기 주면마찰력이 미보강 말뚝의 주면마찰력에 비해 증가되는 효과가 있다.

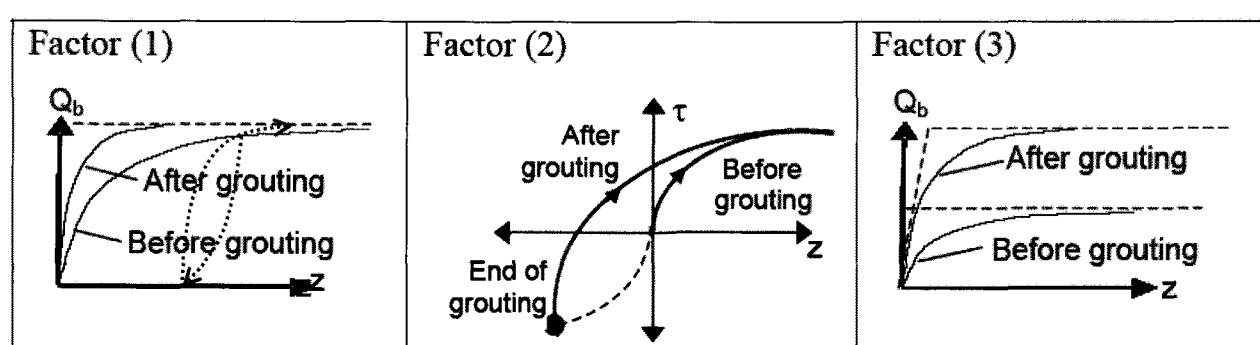


그림 2. 말뚝 포스트그라우팅의 지지력 증강기구(Fernandez 등, 2007)

### 3) 가압식 그라우팅에 의한 선단면적 증대

고압의 그라우트 주입압 적용에 따라 말뚝의 직경보다 그라우트 벌브가 크게 형성되면, 선단면적이 증대되는 효과가 있다(종 모양 기초). 따라서 그라우트 재료의 침투에 의한 선단지반 보강효과를 고려하지 않더라도, 그림 2(3)에서 보는 바와 같이 선단지지 면적 증가량에 비례하여 말뚝의 선단지지력을 커지게 된다.

### 2.3 포스트그라우팅 계획시 고려사항

#### 1) 주입압 및 주입재

포스트그라우팅의 보강효과는 주입압이 커질수록 증가하게 된다. 그러나 무조건적으로 그라우팅압을 높일 수 있는 것은 아니며, 그라우팅에 의해 말뚝에 가해지는 상향력이 말뚝의 총 주면마찰력보다 작아야 한다. 따라서 말뚝의 길이가 길거나, 주면마찰력이 큰 지반에 근입된 말뚝의 경우에는 보다 큰 그라우팅압의 적용이 가능하게 된다. 현재까지의 시공사례를 보면 선단부 그라우팅압은 3MPa~5MPa 정도를, 주입재로는 일반 포틀랜드 시멘트를 사용하며, 물시멘트비는 50~80% 정도를 주로 적용하는 것으로 보고되고 있다.

말뚝의 인발저항력을 고려한 최대 그라우팅압( $GP_{max}$ )은 다음 식 (1)에 의해 구할 수 있다.

$$GP_{max} = \text{주면마찰력} / \text{선단면적} \\ = (f_s \cdot \pi \cdot D \cdot L) / (\pi \cdot D^2 / 4) = 4 \cdot f_s \cdot L / D \quad (1)$$

두 번째로, 그라우팅 장비의 한계를 고려해야 한다. 일반적인 장비의 가압한계는 6.9MPa 정도로 알려져 있으며, 그 이상의 압력을 현장에서 적용하기 위해서는 특수 장비가 필요하므로, 실용적으로 6MPa 내외의 주입압을 장비의 주입압의 상한값으로 설정하는 것이 타당하다.

그라우팅압의 상한값 이외에, 선단보강 그라우팅의 효과를 기대할 수 있는 주입압의 하한값도 설계주입압 선정시 감안해야 한다. 예를 들어, 그라우팅압이 현장타설말뚝 타설시 굳지않은 콘크리트의 타설압력 - 즉, 지지반이 그라우팅 전 부담했던 최대 지중응력 - 보다 작다면, 포스트그라우팅에 의한 충분한 효과가 발휘될 수 없다.

#### 2) 비보강말뚝의 선단지지 거동

포스트그라우팅에 따른 말뚝의 지지력 증강효과를

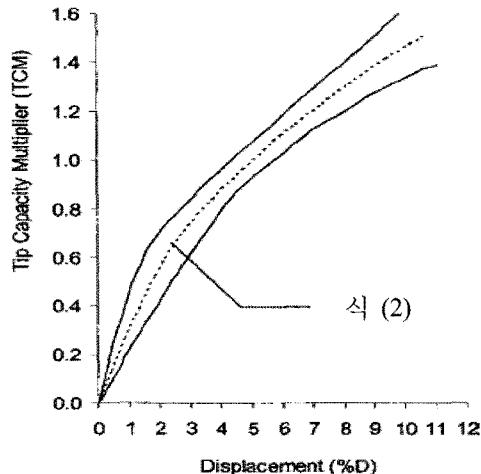


그림 3. 사질토의 선단하중전이 곡선(Reese&O'Neill, 1988)

예측하려면, 먼저 포스트그라우팅을 적용하지 않은 비보강말뚝의 극한선단지지력 및 선단하중전이기구를 이해하는 것이 중요하다. 그림 3 및 식 (2)는 각각 Reese 등(1988)이 제안한 사질토에서의 극한선단지지력과 선단하중전이 곡선(q-w curve)이다.

식 (3)은 말뚝 직경의 5% 침하가 발생했을 때의 선단지지력을 비보정 SPT N 값의 함수로 나타낸 것이며, 그림 3에서 TCM(Tip Capacity Multiplier)은 선단지지력과 극한선단지지력의 비로 정의된다. 따라서 선단변위가 말뚝 직경의 5% 이상이 될 경우 TCM 값이 1 보다 커질 수도 있다. 그러나 대구경 현장타설말뚝의 경우 말뚝 직경의 5% 이상의 큰 변위는 상부구조물의 사용성 측면에서 의미가 없다.

$$TCM = \frac{\%D}{0.4 (\%D) + 3.0} \quad (2)$$

$$q_p (\text{MPa}) = 0.057 \text{ N} \quad (3)$$

#### 3) 말뚝의 허용침하량 기준 설정

Mullins 등(2006)은 사질토에 근입된 총 9본의 포스트그라우팅 말뚝에 대한 재하시험 결과를 분석하여 다음의 식을 제안하였다.

$$TCM_{\text{post grout}} = 0.713(GPI)(\%D^{0.364}) + \frac{\%D}{0.4 (\%D) + 3.0} \quad (4)$$

여기서,  $TCM_{\text{post grout}}$ 는 포스트그라우팅 보강 말뚝의 선단하중전이함수이며, GPI(Grout Pressure Index)는 포스트그라우트 적용압을 포스트그라우팅 미보강 말뚝의

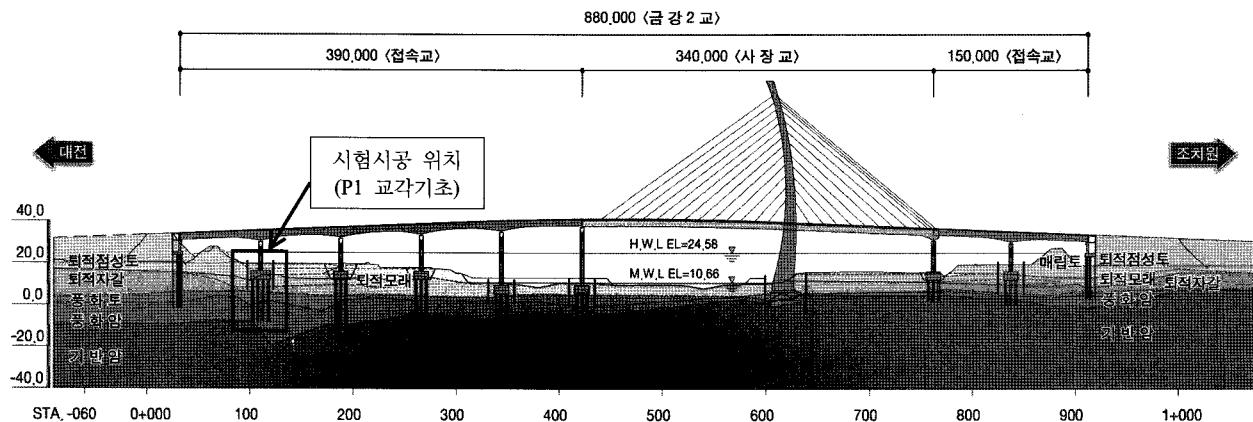


그림 4. 시험시공 대상현장(행정중심복합도시 금강2교) 종단면도

단위선단지지력(식 (3))으로 나눈 값으로 정의된다. %D는 말뚝 허용침하량을 말뚝 직경으로 정규화한 값이다.

식 (4)에서 알 수 있는 바와 같이, 보강말뚝의 선단지지력은 그라우트 주입암, 미보강 말뚝의 선단지지력, 그리고 말뚝 허용침하량의 함수로 나타낼 수 있다. 단, 식 (4)는 사질토 지반에 근입된 포스트그라우팅 말뚝의 재하시험결과로부터 도출된 식이기 때문에, 본 연구의 목적인 풍화대 지반의 경우에 대해서는 직접적으로 적용하기가 어려우며, 국내 풍화대 지반에 적합한 설계기준의 도출을 위한 연구가 시급한 것으로 사료된다.

### 3. 포스트그라우팅 시험시공

기존의 포스트그라우팅 관련 연구는 말뚝의 지지지반이 토사일 경우로 집중되어 있다. 본 연구에서는 국내의 풍화대(풍화토 및 풍화암)에 선단이 위치하는 말뚝에 포스트그라우팅 기법 적용시의 효과를 알아보기 위해, 풍화대소켓 대구경 현장타설 콘크리트말뚝 시공 현장을 선정하여 포스트그라우팅 시험시공을 실시하고, 지지력 증강 효과를 검증해 보고자 하였다.

#### 3.1 시험시공 현장 개요

본 연구의 대상은 풍화대소켓 현장타설말뚝이므로, 대상 현장 선정시 풍화대소켓 대구경 현장타설말뚝의 시공이 예정되어 있으며 실규모 말뚝재하시험이 반영되어 있는 현장을 선정하였다. 그림 4는 포스트그라우팅 시험시공 현장으로 최종 선정된, 행정중심복합도시 금강2교 현장의 종단면도 및 대략적인 지층조건을 나타낸 것이다.

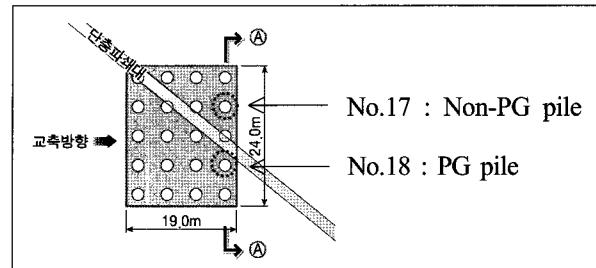


그림 5. 금강2교 P1 기초 시험말뚝 위치

그림 4에서 보는 바와 같이 비대칭 사장교의 주탑기초는 암반지지 직접기초 형식을 선정하였으며, 접속교 기초로는 기반암(연암 또는 보통암)이 20m 내외의 심도에서 출현하므로 연암소켓 대구경 현장타설말뚝기초 형식(직경 2m, 3x3 배열)을 채택하였다.

한편, 대안설계 상세 지반조사 중 접속교 P1 교각 위치(그림 4에서 직사각형으로 표시)에 단층파쇄대가 존재하는 것으로 확인되었다. 단층파쇄대 상의 기초 지지력 확보를 위한 대책으로 ① 풍화암 근입말뚝으로 설계하되 말뚝본수 증가, ② 말뚝 선단보강그라우팅으로 본당 설계지지력 증대, ③ 말뚝길이를 증가시켜 단층파쇄대를 관통 하는 세가지 안에 대해 검토하였다. 최종적으로 안정성 및 시공성을 고려하여 ① 안(연암소켓 말뚝 9본 → 풍화암소켓 말뚝 20본, 4x5배열로 설계변경)을 채택하였다.

그림 5는 풍화암지지말뚝으로 설계변경 후 P1 교각 기초의 말뚝배치 평면도이며, 본 연구에서 시험말뚝으로 선정한 말뚝 2본(No.17, No.18)의 위치를 함께 표시하였다(본말뚝을 시험말뚝으로 전용).

그림 5의 18번 말뚝은 철근망에 포스트그라우팅 장치를 부착하여 함께 시공하는 것으로 계획하였으며, 17번 말뚝은 포스트그라우팅을 실시하지 않은 대조군으로

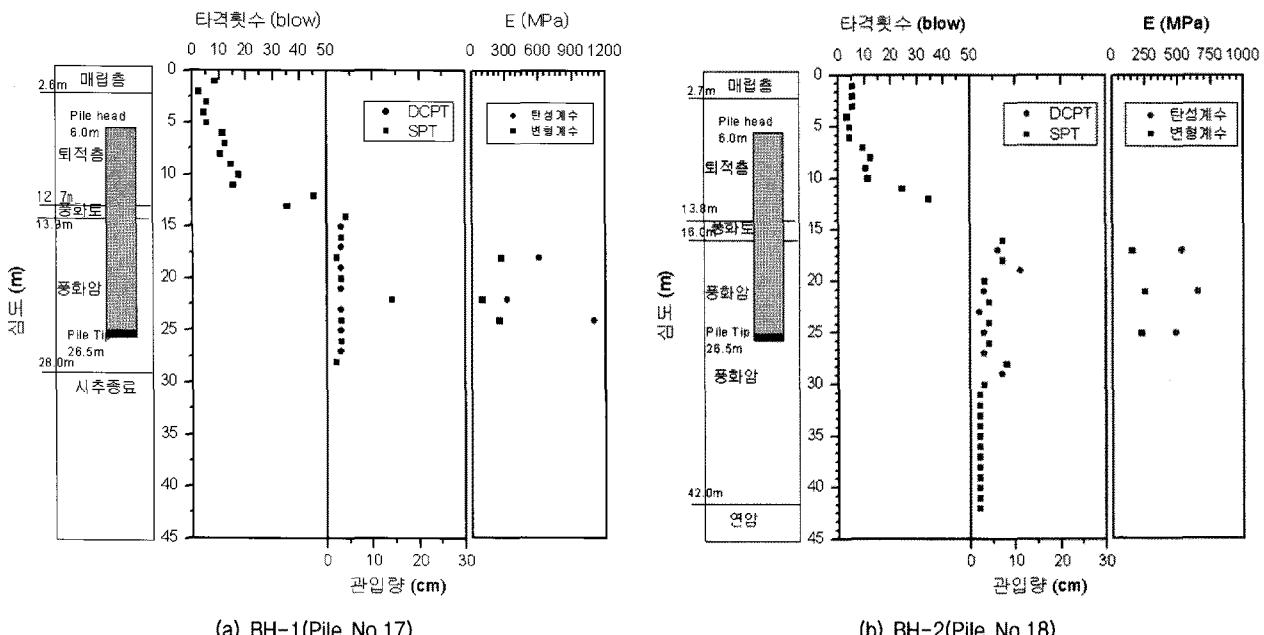


그림 6. 시험말뚝 설치위치의 지반조사 결과

선정하였다. 두 시험말뚝은 말뚝이 근입되는 지반조건이 유사하도록 인접시키되, 포스트그라우팅 말뚝의 고압그라우팅 주입이 인접한 미보강말뚝의 지지력에 영향을 미치지 않도록 한 칸 건너서 선정하였다.

### 3.2 지반조사 및 말뚝 시공

말뚝 설치 예정 위치의 중앙부에 시추조사(2공) 및 현장강도 시험을 실시하였다. 시추조사는 말뚝의 설계 근입깊이 하부 최소 5m 이상 실시하는 것으로 계획하였으며, 한 공에 대해서는 추가시추를 실시하여 연암선을 확인하도록 하였다. 풍화대 구간에 대해서는 표준관입시험(SPT)과 함께 한국형 타격콘관입시험(DCPT)을 실시하였다. SPT 및 DCPT 공히 30cm 관입당 타격회수가 50회를 넘을 경우, 50타 추가 항타(최대 타격회수 100회)를 수행하였다. 또한 말뚝의 지지층인 풍화암의 변형 특성 파악을 위해 말뚝 주면 깊이에 2회, 말뚝 선단 위치에 1회의 공내재하시험을 실시하였다. 직경 2m의 현장타설말뚝은 올케이싱 및 어쓰드릴(Earth Drill)공법을 병용하여, 먼저 케이싱 오실레이터를 이용하여 임시케이싱을 삽입한 후 어쓰드릴 장비를 이용하여 굴착을 실시하였다. 말뚝의 풍화암 근입깊이는 4D(8m)로 계획하였다. 천공 완료 후 철근망 및 콘크리트 타설은 향후 터파기 및 푸팅 저면 위치를 고려하여 지표면 하부 6m 까지만 실시하였다. 상부 잔여 구간은 공벽 붕괴로 인해

기 설치된 계측기의 망실 방지를 위해 잡석 채움을 실시하였다. 또한 시험말뚝 2본(No.17, No.18) 모두 선단부에 양방향 재하장치(각각 일방향 30,000kN, 40,000 kN급)를 삽입하여 말뚝 시공 완료 후 지지력 검증시험이 가능하도록 조치하였다. 시추조사 및 현장시험 결과, 그리고 말뚝 설치심도를 그림 6에 함께 나타내었다.

### 3.3 포스트그라우팅 계획 수립 및 장치 셋팅

포스트그라우팅의 주입방식은 시공성 및 경제성을 고려하여 Tube-a-manquette 방식을 선정하였다. Tube-a-manquette 방식에서 대구경 말뚝일 경우 일반적으로 사용하는, 다수의 U 자형 유공관 형태로 장치를 삽입하게 되면 유공관의 개수만큼 그라우트 이송관이 필요하므로, 말뚝 길이가 길어질 경우 자재비가 증가할 우려가 있다. 따라서 본 연구에서는 그림 7에서 보는 바와 같이 그라우트 이송관(유입, 유출)을 2조만 설치하되, 선단부 유공관의 배열을 2중 원형으로 배열함으로써 말뚝의 전 면적을 커버하도록 조치하였다. 분사 노즐은 내측 유공관과 외측 유공관 공히 8개소를 설치하였고 노즐마다 고무패킹을 설치하여 1방향 밸브의 역할을 하도록 조치하였다. 또한 그라우트 이송관의 유입부와 유출부에는 체크밸브와 압력계를 설치하였다.

상기의 포스트그라우팅 장치가 설치되는 No.18 시험 말뚝은, 포스트그라우팅 후 지지력 증강효과 확인시험

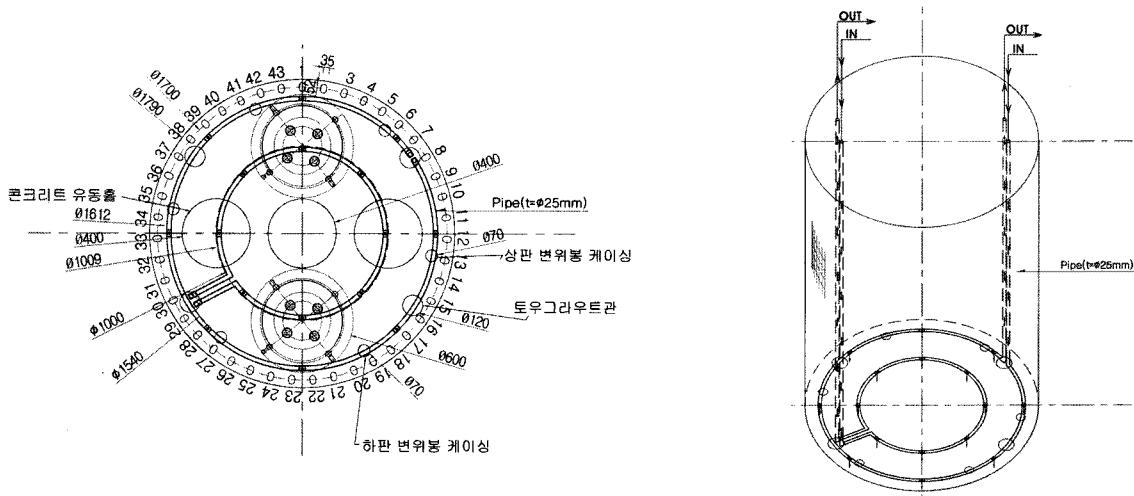


그림 7. 포스트그라우팅 장치 모식도



그림 8. 포스트그라우팅 장치 및 양방향 재하장치 설치 전경

을 위해 말뚝 선단부에 양방향재하장치도 함께 설치되어야 하는 상황이었다. 이를 위해 철근케이지 하단부에 양방향재하시험용 유압잭을 먼저 부착한 후, 양방향 재하시험 장치의 상판과 하판에 구멍을 내어 그라우트용 이송관이 통과하도록 조치하였으며, 하판의 밑면에 철근망-선단지반 접지용으로 설치한 까치발과 원형 유공관을 용접에 의해 부착함으로써 장치 설치를 완료하였다. 그림 8은 포스트그라우팅용 시험말뚝(Pile No.18)에 대한 셋팅 장면을 보여주고 있다.

### 3.4 포스트그라우팅 실시 및 계측

당 현장 시험말뚝에 적용 가능한 최대 그라우트압 ( $GP_{max}$ )을 식 (1)을 이용하여 추정한 결과, 약 5MPa 까지의 압력주입이 가능한 것으로 계산되었다. 따라서 포스트그라우팅 압력은 1MPa 단위로 단계별로 주입하며, 최대주입압은 5MPa로 제한하는 것으로 그라우트 주입 계획을 수립하였다. 그라우팅 주입장비는 고압분사그라

우팅(JSP)장비를 전용하였다. 계획 주입압(5MPa) 대비 대용량(40MPa)의 장비를 사용한 이유는 국내에서 일반적으로 사용하는 단관 그라우팅용 펌프의 경우 장비의 최대용량이 대부분 5MPa 미만이기 때문에, 최대 계획 주입압(5MPa) 하에서 일정시간동안 압력을 유지하는 것이 불가능했기 때문이다. 그라우트 주입재는 일반 포틀랜드 시멘트를 물-시멘트비 70%로 배합하는 것으로 계획하였다. 참고로, 물-시멘트비 70%은 기성매입말뚝 시공시 선단고정액 기준으로 많이 적용되며(단, 주택공사의 경우 W/C 비 83%로 규정), 공시체 강도는 약 10~15MPa 정도로 보고되고 있다. 단계별 그라우팅 압력 유지시간은 최대 20분으로 계획하였다.

그라우팅 압력에 따른 말뚝의 인발변위 및 탄성압축량 계측을 위해 말뚝 선단부에 침하봉을, 말뚝 두부에 LVDT를 설치하여 기준대에 고정하였으며, 말뚝의 깊이별로 설치된 변형률계 계측을 추가로 실시하였다. 그라우트 주입관(유입관 및 유출관 1조로 구성)은 총 2조를 배치하였으므로, 그라우트 이송관이 포스트그라우트 유입부 부근에서 두 갈래로 나누어지도록 배관을 설계하였다. 또한 그라우트 이송관의 주입부 및 유출부에는 압력계를 설치하여 그라우트 주입시의 압력을 측정하도록 계획하였고, 유출부에는 체크밸브를 두어 압력주입이 가능하도록 조치하였다. 그라우팅장비는 고압펌프, 교반기, 고압호스, 발전기, 수조 및 물차, 디지털 유량계 등으로 구성하였다. 포스트그라우트 장비 및 그라우팅 중 계측장비 셋팅 완료 후, 유출관의 밸브를 연 상태로 유입관으로 먼저 청수를 주입하여 주입관을 세척하였으며, 그 상태에서 지속적으로 그라우트재를 주입하여 유출부로 그라우트재가 유출되는 것을 확인하였다. 이후 유출부의 밸브를 닫은 후, 단계별 압력주입을 실시하였다.

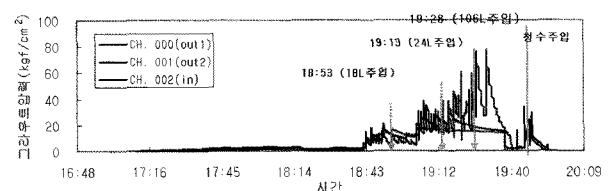
포스트그라우팅의 압력 단계는 다음과 같이 계획하였다.

- 1 단계 : 0MPa → 1MPa → 2MPa → 3MPa → 0MPa(감압) → 2단계 주입 위해 청수세척
- 2 단계 : 0MPa → 3MPa → 4MPa → 5MPa → 6MPa → 3MPa → 0MPa

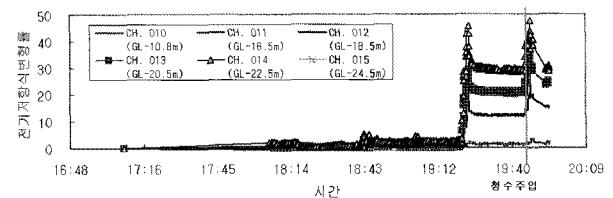
가압단계를 2단계로 나눈 이유는, 첫째로 노즐부의 고무팩커가 일방향 밸브의 역할을 할 수 있는지 여부를 확인하기 위해서이며, 둘째로, W/C 70%에서 별도의 침

가제 없이 시간차를 둔 수회의 그라우팅이 가능한지 여부를 확인하기 위함이었다. 그러나, 1단계 주입 완료 후 청수 세척시, 내측 주입관(그림 7의 작은 원형 유공관 부분)이 막혀 유출관측으로 유출되지 못하는 것을 확인하였다. 또한 외측 주입관에 대해 2단계 주입을 실시하였으나, 그라우트 유량계의 유입유량이 더 이상 증가하지 않는 것으로부터, 내·외측 유공관의 노즐이 모두 막힌 것을 확인하고 2단계 주입을 종료하였다. 2차 주입이 실패한 이유는 감압시 노즐을 통해 외부의 액상화된 토사가 관 내측으로 역류했거나, 1단계 - 2단계 주입의 시간차로 인해 그라우트재의 초결이 또는 재료분리현상이 발생하였을 가능성이나, 보다 명확한 원인 분석을 위해서는 추가조사가 필요할 것으로 생각되었다. 그림 9는 1차 그라우트 주입중 시간에 따른 그라우트압력, 압력단계별 누적 주입량, 말뚝의 깊이에 따른 계측변형률을 도시한 것이다.

1차 주입시험 중, 1, 2, 3MPa의 3단계 주입에 따른 누적 주입량은 총 106 L 정도였다. 한 편, 그림 9(a)의 그라우트압력-시간 그래프에서 알 수 있듯이 주입압을 일정값으로 조절하거나 일정압으로 장시간 유지하는 것이 매우 어려웠는데, 가장 큰 원인은 주입압에 비해 과다하게 용량이 큰 펌프를 사용했기 때문인 것으로 판단되었다. 정밀한 주입압 조절 및 일정 주입압의 유지를 위해서 향후 Bypass module 등의 주입압 조절장치를 추가로 설치하고, 적정 용량(적정 압력과, 시간당 적정 토출량)을 가지는 주입장치로 변경하는 것을 고려중에 있다. 그림 9(b)는 주입단계별, 깊이에 따른 변형률의 변화양상을 나타낸 것으로, 주입압이 클 수록, 또한 계이지



(a) 시간에 따른 주입압 및 주입량



(b) 주입압 적용에 따른 말뚝의 깊이별 변형률

그림 9. 그라우팅 중 각종 계측결과

설치 위치가 말뚝 선단부에 가까울 수록 말뚝에 큰 응력이 발생하는 것을 확인할 수 있다.

#### 4. 주입효과 검증시험 (양방향재하시험)

포스트 그라우팅 종료 후, 그라우트재의 강도 발현을 위해 약 2주가 경과된 시점에서 포스트 그라우팅 적용 말뚝(PG-pile, No.18) 과 포스트그라우팅 미적용 말뚝(Non-PG pile, No.17)에 대한 양방향 재하시험을 실시하였다. 그림 10~그림 11은 각각 17번 말뚝과 18번 말뚝에 대한 재하시험 결과 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다.

포스트그라우팅 미적용 말뚝(No.17)의 경우 최대 시험 하중 1950ton에서 주면변위 1.6mm, 선단침하량 78.3mm 가 발생하였으며, 포스트그라우팅 말뚝(No.18)은 최대 시험하중 2,100 ton에서 주면변위 2.1mm, 선단침하량 54.7mm가 발생하였다. 즉, 동일 하중에서 포스트그라우팅 적용말뚝의 선단침하량이 포스트그라우팅 미적용 말뚝의 선단침하량에 비해 상당히 감소된 것을 확인하였다. 한 편, 주면지지력-주면변위 곡선은 포스트그라우팅 여부에 관계 없이 유사한 경향을 보였다.

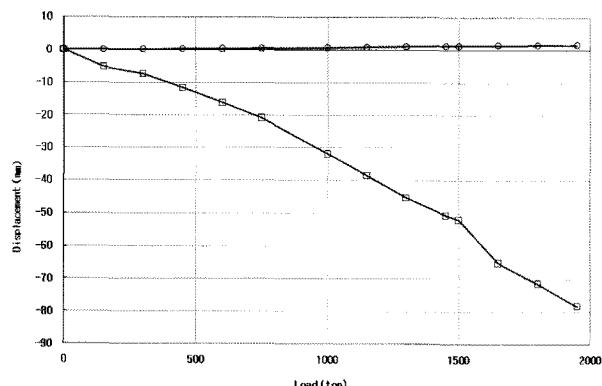


그림 10. Non-PG 말뚝 재하시험결과(Pile No.17)

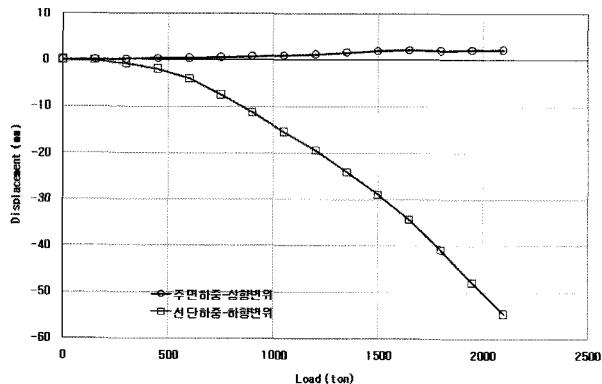


그림 11. PG 말뚝 재하시험결과(Pile No.18)

그림 12는 PG 말뚝과 Non-PG 말뚝의 선단하중-침하량 곡선을 함께 도시한 것이며, 표 1에 침하량 기준 허용선단지지력을 정리하였다.

그림 12 및 표 1에서 보는 바와 같이, 말뚝 변위 1cm 침하 기준 허용선단지지력은 Non-PG 말뚝의 경우 390 ton, PG 말뚝의 경우 840ton으로 포스트그라우팅에 의해 선단지지력이 약 118% 정도 증가하였으며, 말뚝직경의 1% 침하(2cm) 기준 허용선단지지력은 Non-PG 말뚝의 경우 700ton, PG 말뚝의 경우 1,200ton 으로 포스트그라우팅에 의해 선단지지력이 약 71% 정도 증가하는 것으로 나타났다.

포스트그라우팅 미적용 말뚝(No.17)의 경우 최대 시험 하중 1950ton에서 주면변위 1.6mm, 선단침하량 78.3mm 가 발생하였으며, 포스트그라우팅 말뚝(No.18)은 최대 시험하중 2,100 ton에서 주면변위 2.1mm, 선단침하량 54.7mm가 발생하였다. 즉, 동일 하중에서 포스트그라우팅 적용말뚝의 선단침하량이 포스트그라우팅 미적용 말뚝의 선단침하량에 비해 상당히 감소된 것을 확인하였다. 한 편, 주면지지력-주면변위 곡선은 포스트그라우팅 여부에 관계 없이 유사한 경향을 보였다.

말뚝 선단부 침하량을 말뚝의 직경으로 정규화한 이유는, 말뚝의 직경이 선단하중침하 거동에 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있기 때문이다. P17 말뚝(Non-PG)의 경우 말뚝재하시험중 제하-재하 곡선도 함께 나타내었다. 또한 말뚝 포스트그라우팅을 실시하게 되면, 그라우트 압력에 의해 선단지반이 압축되고, 압축된 공간

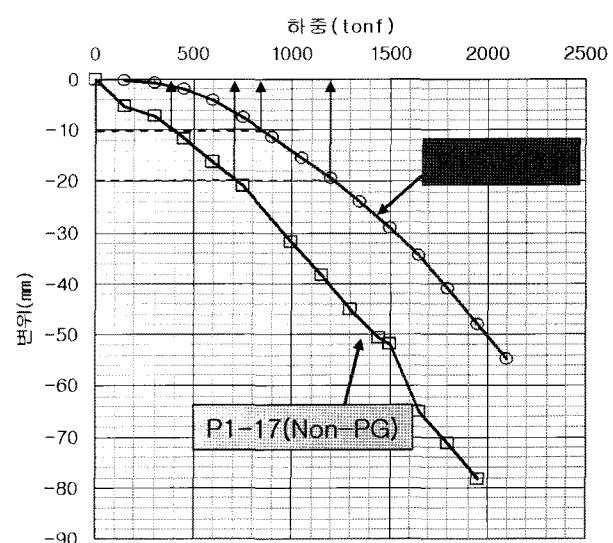


그림 12. 허용침하량 기준 선단지지력 비교

표 1. 재하시험 결과 변위기준 허용선단지지력

	1cm 침하기준 (tons)	1%D(2cm) 침하기준 (tons)	비고
Non-PG	390	700	설계당시 허용선단 지지력 = 300 ton
PG	840	1200	
지지력 증강비	118 %	71 %	

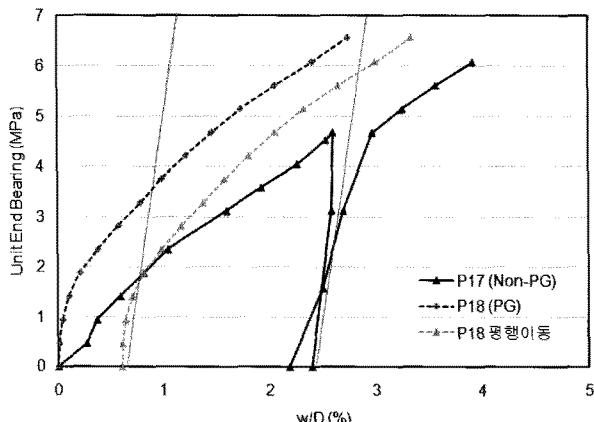


그림 13. PG 말뚝과 Non-PG 말뚝의 정규화 선단하중-침하 곡선

이 그라우트재로 채워지는 것을 감안하여 P18 말뚝(PG)의 선단하중-침하곡선을 수평이동한 그래프도 함께 도시하였다. 전술한 바와 같이, 스트레인계이지 분석 결과 포스트그라우팅에 의해 말뚝체에 약 1.8MPa의 응력이 전달되며, 또한 PG 말뚝의 선단하중-침하곡선 역시 선단하중 약 1.8MPa 부근에서 기울기가 급격히 변화하는 것으로부터, PG 말뚝과 Non-PG 말뚝 곡선의 선단하중이 약 1.8MPa 부근에서 교차하도록 그래프의 수평이동을 실시하였다.

PG 말뚝과 Non-PG 말뚝의 선단하중-침하곡선 비교분석 결과 선행하중(PG 압력) 까지는 PG 말뚝의 선단하중-침하곡선의 기울기가 Non-PG 말뚝의 경우 112kPa/mm, PG 말뚝의 경우 457kPa/mm로 약 4배 정도 증가한 것을 알 수 있다. 또한 PG 말뚝의 선단하중침하-곡선의 초기 기울기는 Non-PG 말뚝의 제하-재재하 곡선의 기울기와 매우 유사한 것을 그림 13으로부터 확인할 수 있다. 그 이유는, Cyclic Test의 경우, 1 cycle 하중 재하시 선단지반이 압축되므로 2 cycle 하중 재하시 재재하 곡선의 기울기는 증가하게 되는 것으로 판단된다. 마지막으로, 선행하중(PG 압력) 이후 PG 말뚝 곡선의 기울기는 Non-PG 말뚝 곡선 기울기에 비해 다소 증가하는 것으로부터, 포스트그라우팅이 선단 면적을 증대시키는 효과도 있는 것으로 추정되었다(그림 2 참조).

또한 말뚝 선단부 지반에 대해 수행한 공내재하시험 결과 변형계수(initial modulus)와 탄성계수(unloading-reloading modulus)의 비 역시 약 3.4 정도로, 포스트그라우팅에 따른 말뚝 하중-침하곡선의 기울기 증가비(약 4.1)와 유사한 것을 확인하였다. 그 이유는 공내재하시험은 방사방향으로, 선단그라우팅은 연직방향으로 압력을 가한다는 점을 제외하고는 공학적으로 그 기작이 동

일하기 때문으로 판단된다. 즉, 공내재하시험 역시 초기 재하 후 제하를 실시하면 잔류변형량이 남으며, 이후 재재하 곡선의 기울기(탄성계수)는 초기재하 곡선의 기울기(변형계수)에 비해 급격히 증가하게 된다.

따라서, 만약 일반 말뚝의 선단지지거동과, 풍화암 근입부의 강도 및 변형특성을 알수 있다면, PG 말뚝의 지지거동 추정이 가능할 것으로 사료된다. 말뚝 포스트그라우팅은 말뚝 지지력 증강으로 인한 기초 물량 감소 측면에서, 풍화대에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 포스트그라우팅 공법은 그 실용화 가능성성이 충분하며, 경제적인 파급효과도 적지 않을 것으로 판단된다.

## 5. 결론 및 제언

본 연구에서는 포스트그라우팅 기법을 풍화대 지반에 적용할 경우 그 효과를 알아보기 위해 풍화암소켓 대구경 현장타설콘크리트말뚝 시공 현장을 선정하여 포스트그라우트 시험시공을 실시하였다. 또한 포스트그라우팅 말뚝, 그리고 인접한 미보강 말뚝에 대한 정재하시험을 수행하고 그 결과를 비교함으로써, 포스트그라우팅이 현장타설말뚝의 축방향 지지력 증강에 미치는 효과를 정량적으로 검증하였다. 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 재하시험 결과, 말뚝 변위 1cm 침하 기준 허용선단지지력은 Non-PG 말뚝의 경우 390ton, PG 말뚝의 경우 840ton으로 포스트그라우팅에 의해 선단지지력이 약 118% 정도 증가하였으며, 말뚝직경의 1% 침하(2cm) 기준 허용선단지지력은 Non-PG 말뚝의 경우 700ton, PG 말뚝의 경우 1,200ton으로 포스트그라우팅에 의해 선단지지력이 약 71% 정도 증가하는 것으로 나타났다.
- (2) 선행하중(PG 압력) 까지는 PG 말뚝의 선단하중-침하곡선의 기울기가 Non-PG 말뚝의 선단하중-침하곡선의 기울기에 비해 4배 정도 증가하였으며, 따라서 동일침하량 하에서 PG 말뚝이 일반말뚝 대비 수배 이상 큰 지지력을 발휘할 수 있을 것으로 기대된다.
- (3) PG 말뚝 하중침하-곡선의 초기 기울기는 Non-PG 말뚝의 제하-재재하 곡선의 기울기와 매우 유사한 것을 확인하였다. 또한 PG 말뚝과 Non-PG 말뚝의 초기 기울기비는 공내재하시험의 탄성계수와 변형계수비와 유사하였다.

따라서, 만약 일반 말뚝 재하시험시 Cyclic test를 실시하거나, 공내재하시험을 실시한다면 PG 말뚝의 하중-침하 거동을 추정하는 것이 가능할 것으로 사료되며, 본 연구진에서는 이를 위한 추가자료 수집을 진행중에 있다.

(4) 선행하중(PG 압력) 이후 PG 말뚝 곡선의 기울기는 Non-PG 말뚝 곡선 기울기에 비해 다소 증가하는 것을 확인하였다. 따라서 포스트그라우팅은 말뚝 선 단지반의 선행재하 효과 이외에 말뚝의 선단지지면 적을 확장시키는 효과도 있을 것으로 추정된다.

## 사사

본 고의 내용은 대림산업(주), (주)동아지질, (주)지텍크, 경성대학교 간 공동으로 연구 수행중인 “현장타설 말뚝 Post Grouting System 개발” 연구과제의 1차년도 연구성과임을 밝힙니다.

## 참고문헌

1. 대한토목학회 & 교량설계핵심기술연구단 (2008), 도로교 설계기준 해설, pp.692-697.
2. 대림산업 (2007), 대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및 풍화 대 소켓 장대 현장타설말뚝기초의 실용화 기술개발.
3. 정성준 (2010), Calibration of resistance factors of load and resistance factor design for drilled shafts embedded in weathered rock, 서울대학교 박사학위 논문.
4. 설훈일 (2008), Load transfer analysis of rock-socketed drilled shafts by considering coupled soil resistance, 연세대학교 박사학위논문.
5. 전경수 (2000), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, 서울대학교 박사학위 논문.
6. 권오성 (2004), 암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향, 서울대학교 박사학위 논문
7. Kwon, O.S., Choi, Y.K., Kwon, O.K., Kim, M.M. (2005), “Comparison of the bi-directional Load test with the top-down load test”, *Journal of the Transportation Research Board* No.1936, pp.108-116.
8. Bruce, D.A. (1986), “Enhancing the performance of large diameter piles by grouting”, Parts 1 and 2, *Ground Eng.*, May and June.
9. Mullins, G., Winters, D., and Dapp, S. (2006), “Predicting end bearing capacity of post-grouted drilled shaft in cohesionless soils”, *Journal of Geotechnical Engineering and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132, No.4, pp.478-487.
10. Mullins, G., Dapp, S., and Lai, P. (2000), “Pressure-Grouting Drilled Shaft Tips in Sand”, New Technological and design Developments in Deep Foundations, *Geotechnical Special Publications No.100, ASCE*.
11. Thasnanipan, N., Aye, Z. Z., Submaneepong, C. (2004), “Effectiveness of Toe-Grouting for Deep-Seated Bored Piles in Bangkok Subsoil”, *Geo-Support 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Geotechnical Special Publication No. 124, ASCE*.
12. Dapp, S. D., Mullins, G. (2002), “Pressure Grouting Drilled Shaft Tips: Full-Scale Research investigation for silty and shelly sands”, *Deep Foundations 2002: An international perspective on theory, design, construction, and performance, Geotechnical Special Publication No. 116, Vol. 1, ASCE*, pp.335-350.
13. Fernandez, A. L., Pando, M. A., and King, P. G. (2007), “Load test program to validate model for post grouted drilled shafts”, *Contemporary Issues in Deep Foundations, Geotechnical Special Pub. No.158, ASCE*.
14. Safaqah, O., Bettner, R., Zhang, X. (2007), “Post-Grouting of Drilled Shaft Tips on the Sutong Bridge: A Case History”, *Contemporary Issues in Deep Foundations, Geotechnical Special Pub. No.158, ASCE*.
15. Thasnanipan, N., Aye, Z. Z., Submaneepong, C. (2004), “Effectiveness of Toe-Grouting for Deep-Seated Bored Piles in Bangkok Subsoil”, *Geo-Support 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Geotechnical Special Publication No. 124, ASCE*.
16. Reese, L.C., and O'Neill, M.W. (1988), “Drilled shaft: Construction Procedures and Design methods”, *FHWA Publication No. FHWA-HI-88-042 or ADSC Publication No. ADSC-RL-4*, McLean, Virginia.
17. Ho, C. E. (2003), “Base Grouted Bored Pile on Weak Granite”, *Grouting 2003: Grouting and Ground Treatment, Geotechnical Special Publication No.120, ASCE*, pp.716-727.
18. Castelli, R. J., Wilkins, E. (2004), “Osterberg Load Cell Test Results on Base Grouted Bored Piles in Bangladesh”, *Geo-Support 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Geotechnical Special Publication No. 124, ASCE*.
19. King, P., Fernandez, A., and Pando, M. A. (2009), “Post Grouted Drilled Shafts - A Comprehensive Case History from Texas”, *Contemporary Topics in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication No. 185, ASCE*, pp.31-38.
20. Ruiz, M.E., Pando, M.A. (2009), “Load Transfer Mechanism of Tip Post-Grouted Drilled Shafts in Sand”, *Contemporary Topics in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication No. 185, ASCE*, pp. 23-30.
21. Pooranampillai, F., Elfass, S., Vanderpool, W., and Norris, G. (2009), “Large-Scale laboratory Study on the Innovative Use of Compaction Grout for Drilled Shaft Tip Post Grouting”, *Contemporary Topics in Deep Foundations, Geotechnical Special Publication No. 185, ASCE*, pp.39-46.
22. Teparaksa, W. (2002), “Behavior and Performance of Instrumented Barrette Piles in Bangkok Subsoils”, *Deep Foundations 2002: An international perspective on theory, design, construction, and performance, Geotechnical Special Publication No. 116, ASCE*, pp. 1305-1317.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2011. 5. 10)

# 광섬유 센서를 이용한 인장형 그라운드 앵커의 장력측정

## Tension Force Monitoring of Tension Type Ground Anchor Using Optical FBG Sensors

성 현 종<sup>1</sup> Sung, Hyun-Jong

김 영 상<sup>2</sup> Kim, Young-Sang

김 재 민<sup>3</sup> Kim, Jae-Min

박 귀 현<sup>4</sup> Park, Gui-Hyun

### Abstract

Ground anchor method is one of the most popular reinforcing technology in Korea. For the sound monitoring of slope reinforced by permanent anchor for a long period, monitoring the tension force of ground anchor is very important. However, special technology except conventional load cell has not been developed for this purpose. In this paper, a new method is described to replace the conventional strain gauge and V.W. type load cell which has been commonly used as a prestress force monitoring tool for a short-term and long-term. Four 11.5 m long strain detectable tension type anchors were made using FBG sensor embedded tendon since FBG sensor is smaller than strain gauge type load cell and does not have noise from electromagnetic wave. Each two set strain detectable tension type anchors were installed into the different ground conditions, i.e., soft rock and weathered granite soil. Prestress force of ground anchor was monitored during the loading-unloading step from in-situ pullout test using proposed FBG sensor embedded in the tendon and the conventional load cell. Test results show that the prestress force monitored from FBG sensor may well be used practically, for it almost matches with that measured from expensive load cell.

### 요    지

그라운드 앵커공법은 현재 우리나라에서 가장 일반적으로 사용되는 사면보강공법들 중 하나이다. 그러므로 앵커로 보강된 사면의 안정성을 장기간 확인하기 위해서는 그라운드 앵커의 긴장력을 측정하는 것이 매우 중요하다. 그러나 전통적인 로드 셀 방식의 측정기술을 제외하고는 특별한 기술이 개발된 것이 없다. 본 논문에서는 지반구조물의 보강을 위해 널리 사용되는 그라운드 앵커의 단기 및 장기 장력을 측정하기 위해 기존에 현장에서 주로 사용되는 스트레인케이지 또는 V/W 타입 로드 셀을 대체할 수 있는 새로운 방법에 대하여 기술하였다. 사용된 센서는 스트레인케이지 또는 V/W타입의 센서에 비해 크기가 작고 내구성이 우수하며 전자기파에 의한 노이즈 발생이 없는 광섬유 브래그격자(Fiber Bragg Grating ; FBG)센서이다. FBG 센서를 내장한 7연 강연선을 이용하여 원하는 위치에서 변형률 감지가 가능한 인장형 앵커를 제작하고 앵커 정착장을 연암과 화강풍화토 지반조건에 각각 2세트(set)씩 시공하여 현장인발실험을 수행하였다. 재하-제하단계를 포함하는 전 하중단계에서 FBG센서로 측정된 변형률로부터 장력 모니터링을 수행하였고 기존 로드 셀로 측정된 결과와 비교하였다. 현장 인발실험 결과, 제안된 광섬유 센서를 이용한 그라운드 앵커의 시공 중 긴장력 측정결과 실내 UTM 결과와 달리 약간의 차이가 있으나 실용적인 차원에서는 충분히 활용 가능한 것으로 확인되었다.

**Keywords :** FBG sensor, Tendon, Ground anchor, Long-term monitoring, Short-term monitoring

1 정회원, 전남대학교 건설환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Chonnam National Univ.)

2 정회원, 전남대학교 해양토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Marine & Civil Engrg., Chonnam National Univ., geoyskim@jnu.ac.kr, 교신처자)

3 전남대학교 해양토목공학과 교수 (Prof., Dept. of Marine & Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

4 전남대학교 건설환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Chonnam National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

7연-강연선은 쏘일앵커 및 탁앵커와 같은 지반보강재에 많이 적용되고 있음에도 불구하고 현재까지는 개별 강연선의 장력을 직접 측정하는 정확하고 간단한 방법이 없었다. 또한 흙막이 굴착 및 절취사면의 보강공법으로 많이 적용되고 있는 앵커의 장력을 측정하는 전기저항식 로드셀과 스트레인게이지, 바이브레이팅 와이어(vibrating wire) 타입의 현재 모니터링 방법은 앵커를 구성하는 다수의 강연선의 전체적인 장력을 측정할 뿐 아니라, 전기저항식 센서의 경우 자기열화에 의하여 안전관리를 위한 장기적인 모니터링에 한계를 가지고 있다. 따라서 이를 개선할 수 있는 방안으로 광섬유 센서를 이용하여 강연선의 변형률을 측정할 수 있는 스마트 텐던을 개발하여 다양한 기초실험과 앵커적용을 위한 실내실험을 실시하였고 그 적용 가능성을 확인한 바 있다(김재민 등, 2007; 김영상 등, 2008). 본 연구에서 사용된 광섬유 내장형 텐던은 강연선의 중앙케이블을 중공케이블로 대체하고, 그 내부에 Bragg격자 센서가 새겨진 광섬유를 삽입하여 고정함으로써 강연선의 변형률을 측정할 수 있도록 개발한 특수한 형태의 강연선이다(김재민 등, 2007).

본 연구에서는 광섬유 내장형 텐던을 이용하여 실제 그라운드 앵커의 장력 측정 가능성 및 정확성을 확인하기 위해 11.5m 길이의 실대형 인장형 앵커(prototype tension type anchor)를 제작하였고 연암 및 화강풍화토 지반조건에 각각 시공하여 현장인발실험을 수행하였다. 현장인발실험 시 재하-제하단계에서 앵커 자유장에 위치한 FBG센서로부터 측정된 반사파장의 변화에 의해 장력 모니터링을 수행하였으며 앵커 두부(head)에 설치한 V/W타입의 로드셀에 의한 장력 측정결과와 비교하였다.

## 2. 지반보강재의 장력모니터링 사례

그라운드 앵커는 가해진 긴장력에 의해 굴착면 및 사면의 안정성을 유지하는 지반 보강재이므로 초기에 도입된 긴장력이 정확히 가해지고 유지되는 것이 매우 중요하다. 그러나 사용중 앵커 긴장력 측정법은 마땅히 없으며 Lift-off법에 의해 긴장력 폴립을 측정하고 있는 것이 일반적인 현실이다. 국내외에서 앵커와 네일에 대한 긴장력 및 하중전달 모니터링이 수행된 사례를 정리하였다.

Liew 등(2003)은 도심지 대규모 굴착 현장에서 토류벽의 보강을 위하여 사용되는 일반적인 그라운드 앵커와 긴장력 손실을 줄이기 위하여 특수하게 고안된 샤프트 형태의 잭앵커의 장력측정 결과를 비교하였다. 앵커의 긴장력 변화를 비교하기 위해 앵커두부에 로드셀을 설치하였으며, 측정결과 특수하게 고안된 잭앵커에서 더 적은 긴장력 손실을 나타내는 것을 확인한 바 있다. Moerman 등(2005)은 V/W타입의 기존 로드 셀 표면에 FBG센서를 부착하여 제작된 특수한 로드셀을 이용하여 재하실험을 통해 그라운드 앵커의 장력을 측정하였다. 장력 모니터링 결과, 앵커 두부의 유압잭에 의해 가해진 장력과 FBG타입 로드 셀에 의해 측정된 앵커 긴장력은 거의 일치하였다. Hsu 등(2007)은 자갈층에서 그라운드 앵커의 거동을 살펴보기 위해 실제 현장에 앵커 종류별(인장형, 압축형, 복합형앵커) 및 심도별로 수직 천공후 설치하여 인발실험을 수행하였다. 하중은 재하/loading)-제하(unloading)순으로 극한인발하중까지 재하 하였으며 가해진 하중과 변위량은 앵커 두부에 위치한 로드 셀 및 변위계에 의해 측정되었다. 실험결과 자갈층에서의 앵커 종류별 극한하중 및 지반파괴 범위가 측정되었다. 국내에서는 임성순과 이대수(1999) 및 홍원표 등(2004)이 앵커 두부에 로드셀을 이용하여 흙막이 지보공으로 설치된 어스앵커의 초기 앵커축력과 인장력 변화량을 측정한 바 있다. 김낙경(2001)은 스트레인게이지와 매립형게이지를 이용하여 풍화토 지반에 설치된 인장형 앵커와 압축형 앵커의 그라우트와 강연선의 하중전이 분포를 측정한 바 있다. 김래현 등(2002)은 유압잭 게이지, 디지털 잭로드 계측기, 로드 셀을 이용한 현장인발실험을 통해 그라운드 앵커의 크리프 및 단기거동 특성을 확인한 바 있다. 홍석우(2002)는 앵커 두부에 로드 셀 및 변위계, 그라우트체에 변형률게이지를 설치하여 압축형 앵커의 인발거동을 확인한 바 있다. 김영만 등(2004)은 하중분산 압축형 앵커의 내하체 위치 주변에 매립형게이지를 설치하여 하중분산 효과를 확인하였으며 실험중 작용 인장하중과 앵커 두부 변위는 각각 로드 셀과 변위계(LVDT)를 이용하여 측정한 바 있다. 전상수 등(2008)은 단일철근 형태의 네일과 다철근 네일에 전기저항식 변형률계를 부착하여 네일 두부에 작용하는 인발하중에 의한 네일 심도별 하중전이를 측정한 바 있다. 혀병주 등(2010)은 부력저항 영구앵커의 두부에 로드 셀을 설치하여 시간경과에 따른 앵커의 장기거동을 측정한 바 있다.

이상에서 살펴 본 바와 같이 현재까지는 강연선 또는 강봉을 이용하는 그라운드 앵커와 네일의 단기 장력 측정에는 앵커나 네일의 두부(head)에 설치되는 전기저항식 로드 셀이 비교적 성공적으로 적용될 수 있다. 그러나 알려진 바와 같이 전기저항식 로드 셀은 특별한 경우를 제외하면 불과 수년 이상의 수명을 기대할 수 없으며 영구사면과 같이 장기적인 관리가 필요한 경우에는 적용에 한계가 있다. 또한 이를 극복하기 위해 Moerman 등에 의해 개발된 FBG타입 로드 셀은 장기 모니터링에는 적합하게 활용될 수 있으나 로드 셀 형태의 장력 측정법으로는 앵커를 구성하는 전체 강연선의 장력 변화만을 측정할 수 있을 뿐 개별 텐던에 발생하는 미세한 변화는 감지할 수 없다.

### 3. 광섬유 센서를 이용한 7연 강연선의 변형률 측정 원리 및 검증

#### 3.1 스마트 텐던의 개념

그림 1은 FBG센서의 구조 및 측정원리를 나타내며 광대역의 스펙트럼(broadband light source)을 광섬유에 입사시킬 경우 브래그 조건식( $\lambda_B=2n\Lambda$ ,  $n$ =광섬유의 굴절률,  $\Lambda$ =Bragg 격자의 간격)에 만족하는 파장 성분( $\lambda_B$ )만이 광섬유 격자에서 반사(reflected light)되며 나머지 파장 성분은 그대로 통과(transmitted light)하여 광 스펙

트럼 분석기(interrogator)에 나타난다. 만일 FBG에 온도나 압력 등의 외부 물리량이 가해질 경우 브래그의 간격( $\Lambda$ )이 변화하여 결국 반사되는 파장( $\lambda_B$ )에 변화가 발생하게 된다. 그러므로 브래그 파장의 변화( $\Delta\lambda_B$ )를 측정한다면 FBG에 가해진 물리량의 변화를 측정할 수 있다. 이때 온도와 변형률 변화에 대한 브래그 반사파장의 변화량( $\Delta\lambda_B$ )은 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다(Hill and Meltz, 1997).

$$\Delta\lambda_B = \lambda_B[(1-P_e)\Delta\varepsilon + (a+\xi)\Delta T] \quad (1)$$

여기서  $a$ 는 온도 팽창계수(실리카:  $0.55 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ),  $\xi$ 는 열 광학계수( $8.6 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ),  $P_e$ 는 광탄성 상수(0.22),  $\Delta\varepsilon$ 은 광섬유 격자의 변형률 변화량,  $\Delta T$ 는 광섬유 격자의 온도 변화량이다. 이때 본 연구에서 적용되는 광섬유 센서가 내장된 스마트 텐던은 단기간에 현장인발실험을 통해 그라운드 앵커의 장력을 측정 하므로 온도 변화에 대한 브래그 반사파장의 변화량을 무시하면( $\Delta T=0$ ), 식 (1)은 다음 식 (2)와 같이 반사파장의 변화량( $\Delta\lambda_B$ )으로부터 변형률의 변화량( $\Delta\varepsilon$ )을 알 수 있도록 정리할 수 있다.

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{(1-P_e)} \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} \quad (2)$$

한편 일정 간격의 Bragg를 갖는 광섬유 센서가 내장

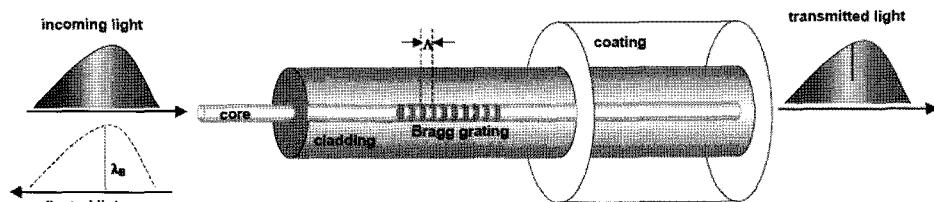


그림 1. FBG센서의 구조 및 측정원리

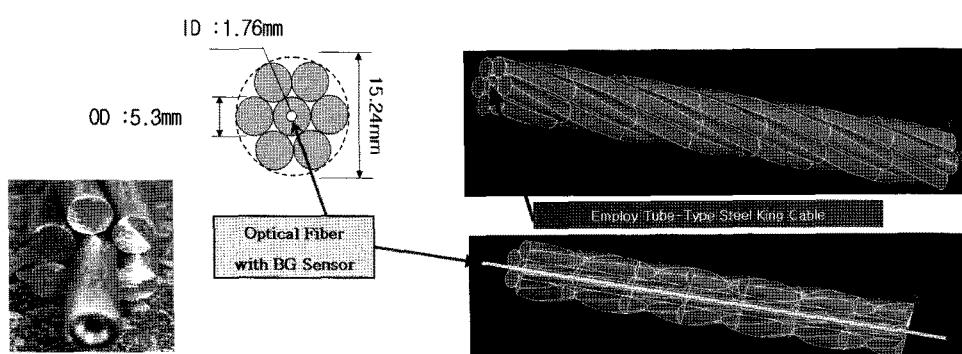
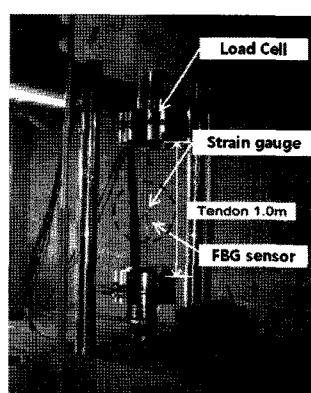


그림 2. 스마트 텐던의 개념도

된 스마트 텐던은 그림 2와 같다. 강연선의 중앙 킹케이블을 중공 강제 튜브( $\phi 1.0 \sim 2.0\text{mm}$ )로 교체한 후 튜브 내부에 광섬유 센서를 삽입하고 접착제(폴리에스터레진+경화제)를 주입하여 케이블과 일체가 되도록 한다 (김재민 등, 2007). 김재민 등(2007)과 김영상 등(2008)은 FBG센서가 삽입되어 접착제로 접착되어 있는 중공 강제 튜브에 대한 성능실험을 통해 FBG센서의 중공 강제튜브와 일체화 및 센서로서의 기능을 검증하였다. 한편, 광섬유 센서의 특성상 다중점 측정이 가능하므로 원하는 위치에서 Bragg센서의 변화를 측정하면 앵커의 장력뿐 아니라 앵커의 하중전이 측정도 가능하다(김영상 등, 2009).

### 3.2 스마트 텐던의 변형률 측정 성능검증

Kim 등(2010)은 스마트 텐던의 성능을 검증하기 위해 1.0m길이의 스마트 텐던 시편을 제작하였고 그림 3(a)와 같이 UTM장비를 이용하여 인장실험을 수행하였다. 스마트 텐던에 내장된 FBG센서의 변형률 측정값을 비교하기 위해 FBG센서와 같은 위치의 스마트 텐던 외부에 스트레인게이지를 부착하였으며 그림 3(b)와 같이 50kN까지 반복적으로 재하-제하하여 인장실험을 수행하였다. FBG센서와 스트레인게이지의 변형률로부터 환산된 장력은 UTM 상부에 설치된 로드 셀에서 측정된 값과 비교하였으며 그림에 나타난 바와 같이 제안된 방식의 텐던에 매립된 FBG 센서가 로드 셀 및 스트레인게이지와 매우 일치하는 것으로 나타났다.



(a) UTM장비에 설치된 스마트 텐던 시편

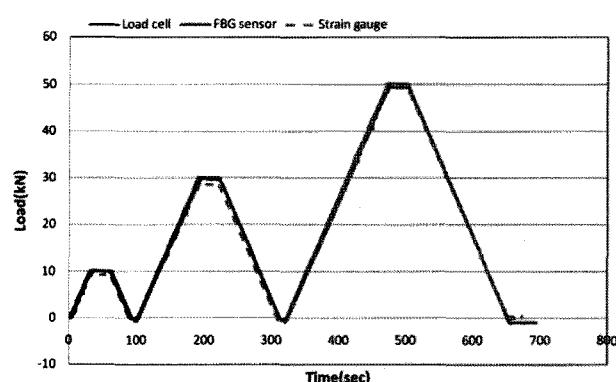
## 4. 광섬유 센서를 이용한 그라운드 앵커의 장력 측정사례

### 4.1 변형률 측정이 가능한 인장형 앵커 제작

FBG센서 내장형 텐던을 이용한 실대형 그라운드 앵커의 장력 측정 가능성 및 정확성 평가를 위해 제안된 텐던을 포함시켜 11.5m 길이의 변형률 측정이 가능한 인장형 앵커를 제작하였다. 연구에 사용된 인장형 앵커는 사면 및 토류벽 보강에 일반적으로 적용되고 있는 상용제품으로 보통 4~5가닥의 강연선으로 구성되며, 본 연구에서는 연구실에서 제작된 FBG 센서 내장형 텐던과 상용제품의 일부 텐던을 교체함으로써 변형률 측정이 가능한 인장형 앵커를 간단히 제작할 수 있다. 한편 앵커 제작 및 설치 그리고 인발실험 과정에서 삽입된 광섬유 센서 연결부의 손상을 방지하기 위해 특별히 고안된 두부보호장치(head protection)를 설치하였다.

광섬유 센서 위치에 따라 앵커의 자유장 및 접착장에서 장력모니터링을 수행하기 위해서 그림 5와 같이 FBG 센서를 배치하였으며 센서의 초기 반사파장이 표 1에 정리되어 있다. 인장형 앵커(SA-1~4)는 긴장력을 주변지반에 전달하기 위해 시멘트 그라우트로 주변지반과 완전히 접착된 접착부와 접착되지 않은 자유장으로 구분되는 구조이다. 자유장에는 앵커 두부에 가해진 긴장력이 마찰없이 전달되므로 인발실험 중 첫 번째 FBG센서(FBG1)에서 측정된 반사파장의 변화로부터 식 (3)을 이용하여 앵커의 긴장력을 간단히 산정할 수 있다.

$$P_{FBG} = A_t \times E_t \times \varepsilon_{FBG} \times n \quad (3)$$



(b) 인장실험 결과

그림 3. 1.0m길이 스마트 텐던 시편 성능 검증실험(Kim 등, 2010)

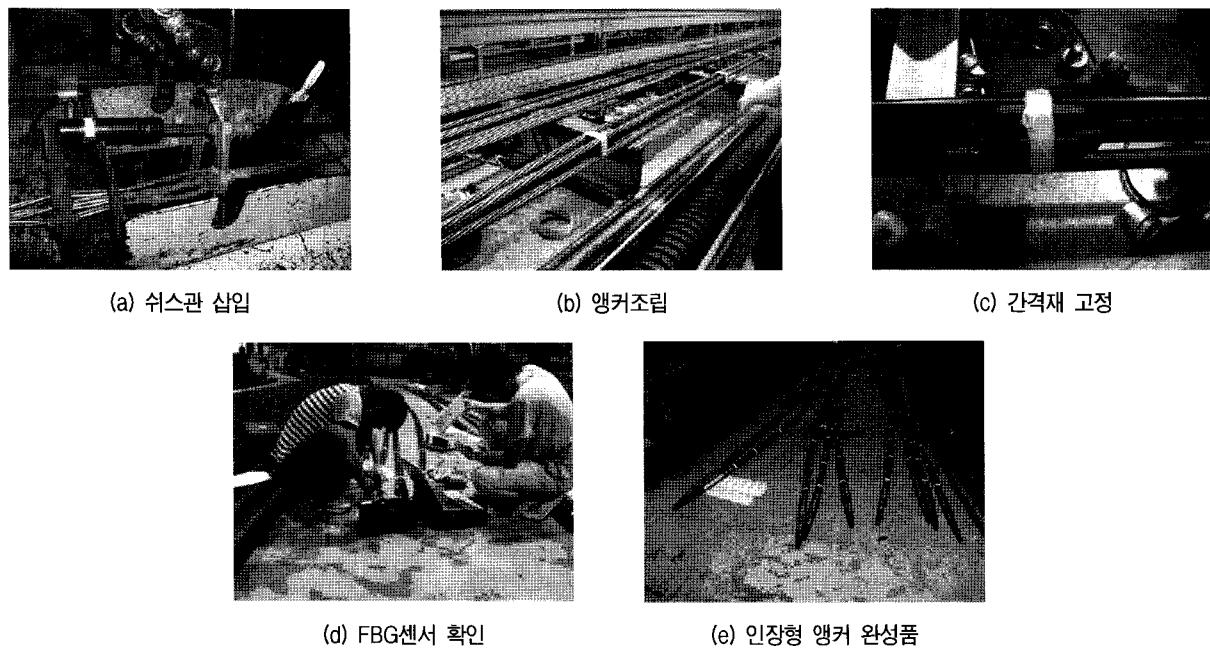


그림 4. 변형률 측정이 가능한 앵커 완성품 제작과정

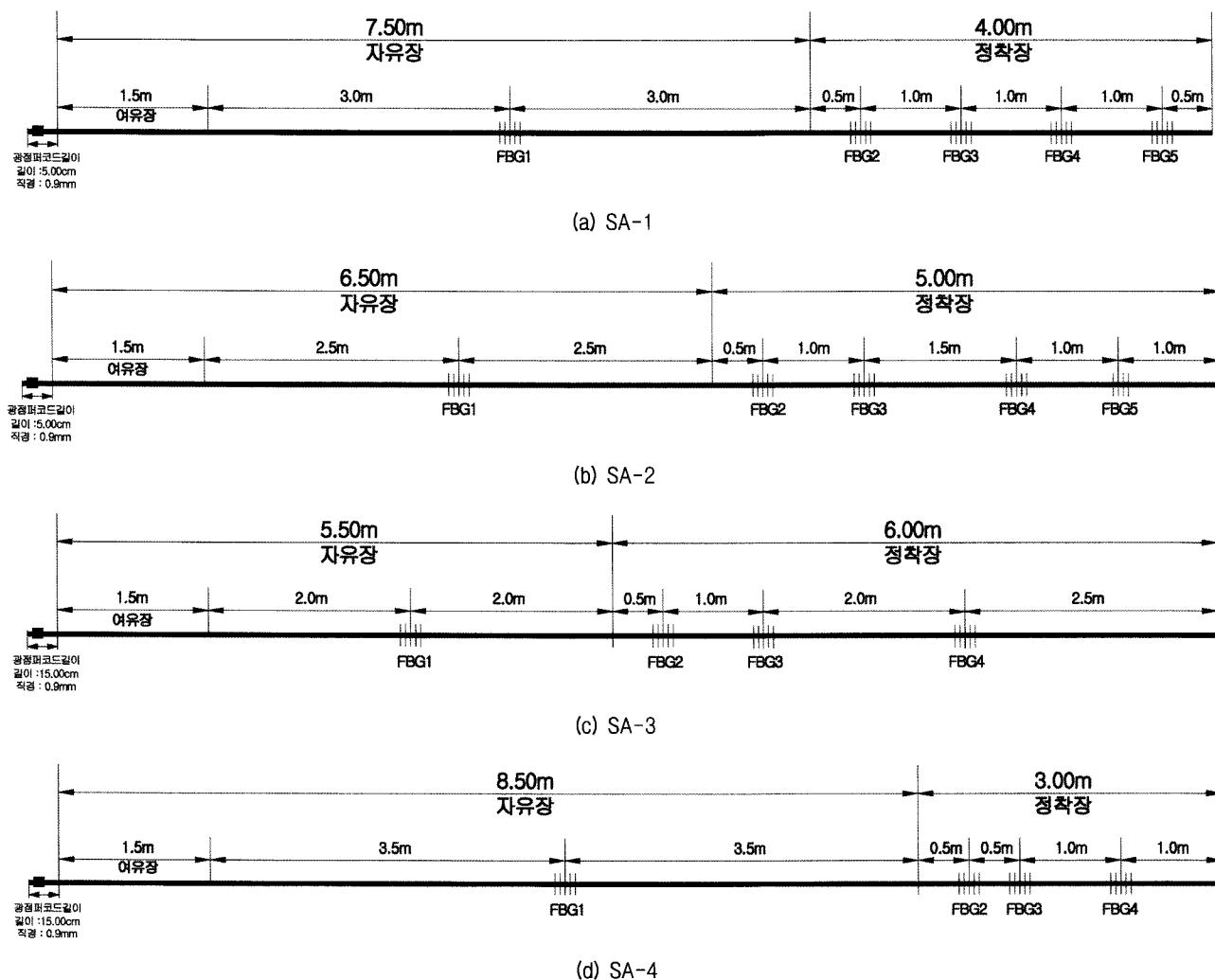


그림 5. 실대형의 변형률 감지앵커에서 FBG센서 배치도

표 1. 앵커 자유장부에 배치된 FBG1 센서의 초기파장 및 위치

구분 (No.)	초기파장 $\lambda_B$ (nm)	센서위치 GL(-)m	FBG센서		용도	앵커종류
			길이(mm)	직경(mm)		
SA-1	1524.4585	3.0	20	0.125	장력 측정	인장형
SA-2	1528.6077	2.5	20	0.125	장력 측정	인장형
SA-3	1525.9455	2.0	20	0.125	장력 측정	인장형
SA-4	1526.1490	3.5	20	0.125	장력 측정	인장형

여기서,  $P_{FBG}$  : 스마트 텐던에 작용하는 긴장력 추정  
값(kN)

$E_t$  : 텐던의 탄성계수(= 200GPa)

$A_t$  : 텐던의 단면적(= 140mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_{FBG}$  : FBG센서에서 측정된 파장변화로부터  
식 (2)로 산정된 변형률

n : 텐던 가닥수

이때 UTM을 이용한 기초실험 결과, 중공튜브를 포함하는 7연 강연선의 항복강도는 감소하나 탄성계수는 원래 강선과 큰 차이가 없는 것으로 확인되어 일반적인 강연선의 값을 사용하였다.

## 4.2 현장인발실험 및 지반조건

광섬유 센서를 이용한 그라운드 앵커의 장력 측정 성능 평가를 위한 현장인발실험은 전남대학교 해양환경 시뮬레이션 실험시설 건설공사 현장(여수)과 OO공장 부지(김포)에서 수행하였다. 실험이 수행된 현장의 지반구성은 그림 6과 같으며 앵커길이, 설계조건 및 정착장 부분의 지반조건은 표 2에 정리되어 있다. SA-1과 2는 경암층에 정착장이 설치되었으며, SA-3와 4는 풍화토층에 설치되었다. 그라운드 앵커는 로타리 타입의 드릴오거로 105mm 직경으로 천공 후 현장 원지반에 설치되었고 무가압으로 그라우트 되었다. 그라우트 후 약 30일이 지난 후에 현장인발실험을 실시하였으며 사

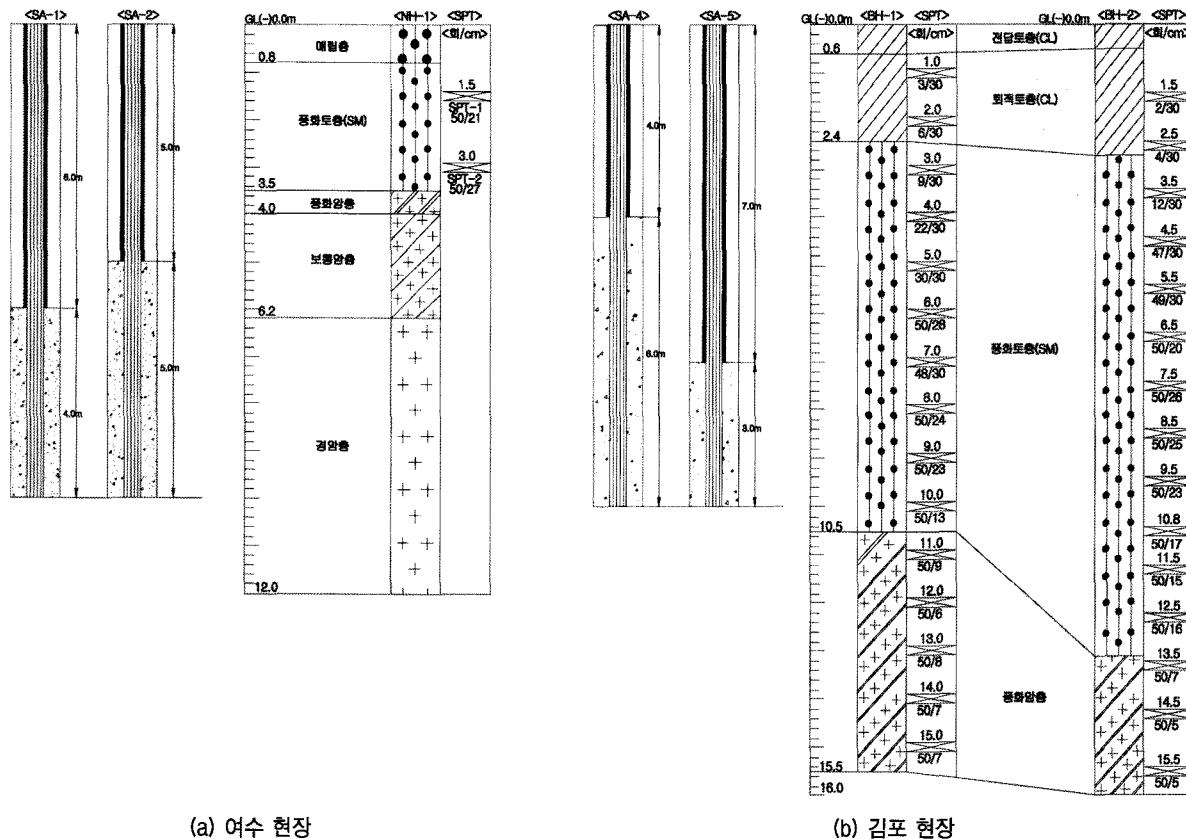
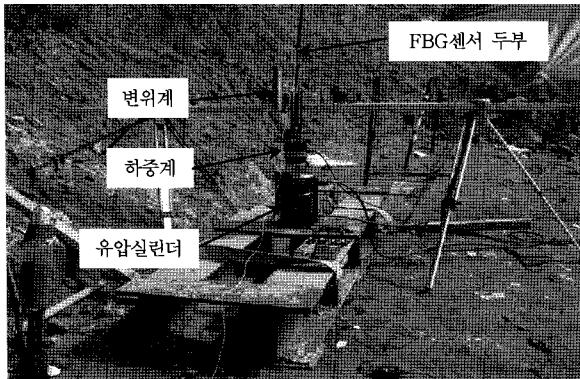


그림 6. 현장인발실험 현장 지반구성

표 2. 현장인발실험을 위해 설치된 실대형 앵커의 길이, 설계조건 및 정착부 지반조건

구분 (No.)	앵커길이 (m)	천공장 (m)	자유장 (m)	정착장 (m)	천공경 (mm)	구성 강연선 수 (가닥)	지반조건	비고
SA-1	11.5	10.5	7.5	4.0	105	4	암반 여수	여수
SA-2	11.5	10.5	6.5	5.0	105	5		
SA-3	11.5	10.0	5.5	6.0	105	4		
SA-4	11.5	10.0	8.5	3.0	105	4	화강풍화토 김포	김포

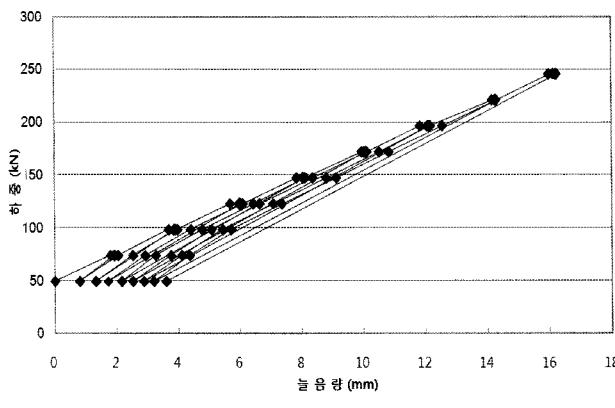


(a) 여수 현장

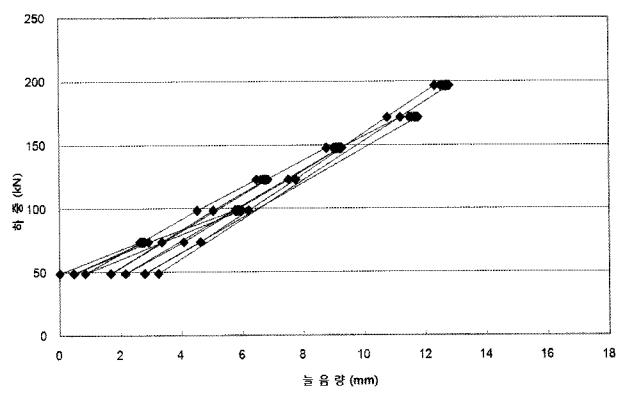


(b) 김포 현장

그림 7. 그라운드 앵커의 현장인발실험 현장시진



(a) 여수 현장



(b) 김포 현장

그림 8. 현장인발실험 하중재하 방법

용된 그라우트의 물-시멘트 비는 45%이고 28일 압축강도는 20.6Mpa이다.

현장인발실험을 위해 사용된 인발장비 및 계측장비는 그림 7과 같이 유압펌프, 하중계(Load Cell), 변위계(LVDT), 인터로게이터(MICRON OPTICS SM130)등이다.

현장인발실험은 AASHTO(FHWA-IF-99-015)기준에 따라 앵커의 설계하중인 196.14~245.2kN까지 재하>Loading)와 제하(Unloading)를 반복하여 수행하였으며 하중이력곡선이 그림 8에 도시되어 있다. 스마트 텐던에 의해 측정된 긴장력과 비교를 위해 앵커 두부에 정밀한 하중계(Load Cell)를 설치하였으며 변위계(LVDT)를 설치하여

긴장력 도입에 따른 두부 변위를 측정하였다.

#### 4.3 현장인발실험 중 광섬유 센서를 이용한 그라운드 앵커의 장력측정 결과

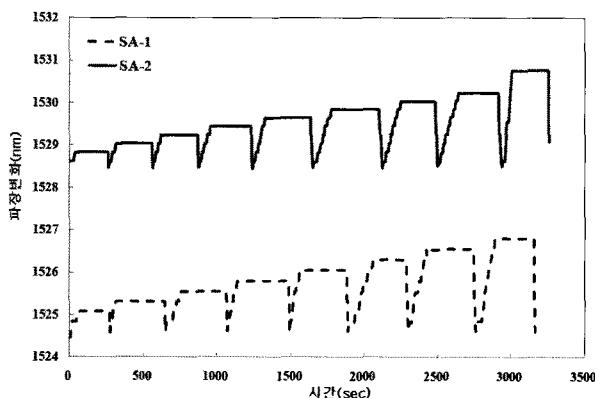
현장인발실험시 그라운드 앵커에 긴장력을 가하는 동안 각 앵커의 자유장에 배치된 첫 번째 FBG센서들로부터 측정된 파장변화 결과는 그림 9와 같다. 각각의 FBG 센서들은 서로 다른 초기 반사파장( $\lambda_B$ )을 가지고 있으며 그림 8과 같은 하중이력/loading history에 따라 긴장력을 가하는 동안 시간에 따른 반사파장의 변화가 명

확하게 나타났다.

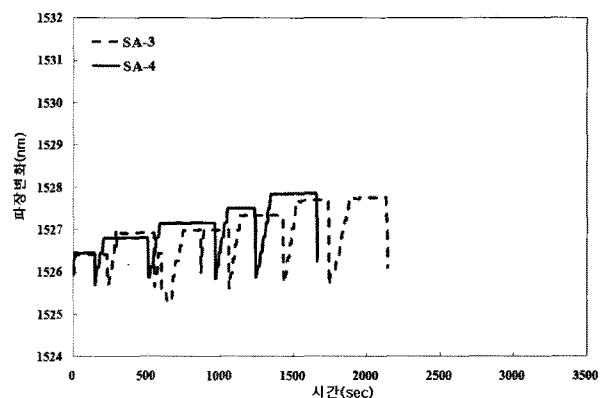
그림 9와 같이 각각의 하중 단계에서 앵커의 자유장에 배치된 FBG센서로부터 측정된 파장변화( $\Delta\lambda_B$ )는 식 (2)를 이용하여 변형률( $\varepsilon_{FBG}$ )로 변환되고 식 (3)을 이용

하여 긴장력을 산정하였다.

$P_{FBG}$ 에서 산정된 긴장력( $P_{FBG}$ )값과 앵커 두부의 로드셀에서 측정된 긴장력( $P_{Loadcell}$ )값을 비교한 결과가 그림 10에 나타나 있다.

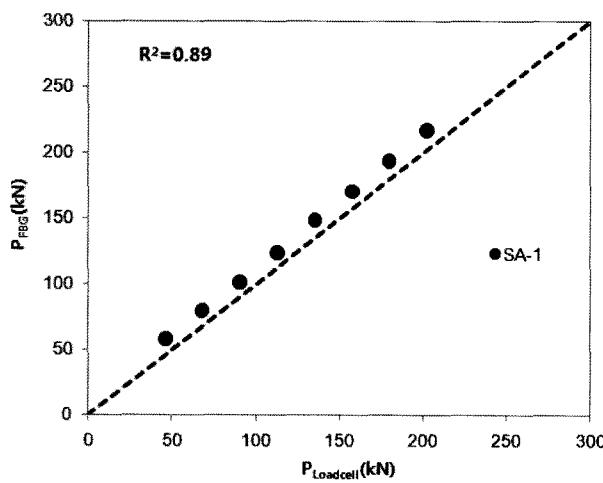


(a) 여수 현장

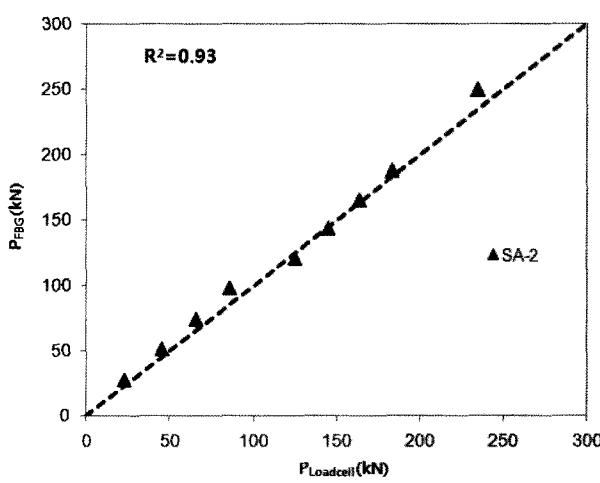


(b) 김포 현장

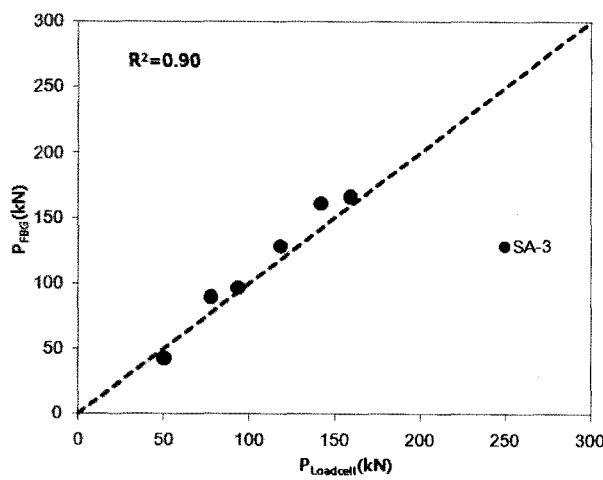
그림 9. 스마트 텐더에 내장된 FBG센서로부터 측정된 파장변화



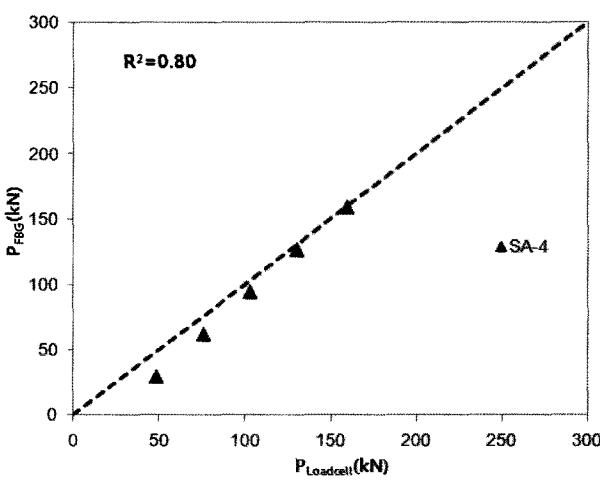
(a) SA-1(여수현장)



(b) SA-2(여수현장)



(c) SA-3(김포현장)



(d) SA-4(김포현장)

그림 10. 로드 셀과 FBG센서에서 측정된 긴장력 비교

광섬유 센서를 이용하여 현장인발실험 중 그라운드 앵커의 긴장력을 측정하여 앵커두부에서 도입된 긴장력과 FBG센서 측정 긴장력을 비교한 결과, 앵커의 전단강도가 큰 암반에 정착부가 설치된 여수 현장에서 측정된 앵커의 극한 인발력이 토사지반에 정착된 김포 현장에서 측정된 극한 인발력 측정결과에 비해 상대적으로 변동성이 작고 정확도가 높게 측정되었다. 그러나 토사지반에서 측정된 경우에도 전반적으로 앵커 두부에 설치된 고가의 로드 셀에서 측정된 긴장력값에 근접하는 경향을 나타내어 광섬유 센서를 이용한 인장형 앵커의 긴장력 측정성능이 실용적으로 충분히 사용 가능할 것으로 판단된다.

한편 SA-1, 2, 3, 4의 비교결과 로드셀과 광섬유센서의 측정 긴장력에 차이가 발생한 원인에 대한 검토결과는 다음과 같다. 먼저 현장인발실험 시 긴장력 도입은 수동식 유압장비에 의해 이루어지며 각 하중단계에서 목표 하중을 도입하더라도 현장지반의 특성과 지속적인 변형으로 인한 긴장력 감소로 하중을 재도입하는 과정이 반복되어 재하 단계별로 로드 셀 및 FBG센서에서 변동폭이 있는 긴장력이 측정된다. 그림 10에 나타난 결과는 이러한 변동폭이 있는 긴장력 측정자료를 전체적으로 평균한 값이므로 로드 셀과 FBG센서 측정 결과값에 차이가 발생할 수 있다. 그러나 이러한 측정결과의 차이가 광섬유센서 자체의 측정 정밀도를 의미하지는 않으며 광섬유 센서를 이용한 긴장력의 측정성능은 그림 3에 나타난 바와 같이 매우 정밀한 것으로 사료된다.

한편 또 다른 원인으로, 스마트 텐던을 제작하는 7연 강연선은 중앙에 직선형 중공케이블을 6가닥의 나선형 케이블이 감고 있는 형상으로 초기에 하중을 도입하는 과정에서 나선형 강선들이 중앙 케이블과 완전히 밀착할 때 약간의 차이가 발생할 수 있다. 따라서 로드셀과 같이 외부에서 전체 강연선의 하중을 측정하는 것과 중앙 케이블에서 변형을 측정하는 FBG센서 시스템과 하중재하 초기에 약간의 차이가 발생할 수 있으며 이는 SA-4에서 나타난 바와 같이 하중단계가 높아지면 자연스럽게 없어진다.

본 논문에서 제안된 방법은 단지 긴장력 도입과정에서만 장력 측정이 가능한 것이 아니라, 센서의 특성상 내구성이 뛰어나므로 설치 후 장기간에 걸친 긴장력 변화 모니터링이 가능할 것으로 기대된다. 단, 장기간 장력 모니터링의 경우에는 지중에 위치한 앵커의 장력 모니터링용 스마트 텐던 외에 별도로 온도 측정용 광섬유

센서를 지중에 매설하고 장기간의 온도변화( $\Delta T$ )를 측정하여 그 변화량이 큰 경우에는 식 (1)의 광섬유 센서 반사파장 변화량 산정식에서 온도변화( $\Delta T$ )의 영향을 보상하여야 정확한 긴장력을 측정할 수 있다.

## 5. 결 론

앵커나 교량 등 다양한 토목 분야에서 활용되고 있는 7연 강연선에 광섬유 브래그 격자 센서를 내장하여 개발된 스마트 텐던을 이용하여 현장인발실험 중 그라운드 앵커의 장력 측정에 대한 연구를 수행하였다. 연구 결과들을 정리하면 다음과 같다.

- (1) FBG 태입의 광섬유 센서를 내장한 텐던은 실내 UTM 장비에서 스트레인게이지 및 로드 셀과 비교할 때 매우 정확하게 일치하는 결과를 주어 센서로서 적용이 가능함을 확인하였다. 그러나 스마트 텐던을 기존 인장형 앵커의 일부 텐던에 교체 도입함으로써 외부에서 가한 긴장력을 측정한 결과, 실내와는 달리 로드셀과 광섬유 센서 관측결과에 약간의 차이가 발생함을 알 수 있었고 그 원인에 대한 분석을 수행하였다.
- (2) 암반과 화강풍화토 지반조건에 각각 정착된 실대형의 인장형 앵커의 자유장에 배치된 FBG센서에서 측정된 파장변화 데이터를 이용하여 온도변화( $\Delta T$ )에 의한 효과를 무시하고 산정된 변형률( $\varepsilon_{FBG}$ )로부터 그라운드 앵커의 긴장력( $P_{FBG}$ )을 간단히 산정하였다. 측정된 긴장력을 앵커 두부의 로드 셀에서 측정된 긴장력( $P_{Loadcell}$ )값과 비교한 결과, 강도가 큰 암반에 정착된 인장형 앵커의 긴장력 측정결과는 토사지반에 정착된 앵커에 비해 전체 하중단계에서 그 변동성이 상대적으로 작으며 실용적으로는 두 정착장 조건 모두 충분히 적용 가능할 것으로 판단된다.
- (3) 본 연구에서 제안한 FBG센서를 내장한 스마트 텐던을 이용하면 기존 인장형 그라운드 앵커의 장력 측정을 위한 유일한 계측 방법이었던 로드 셀에 의한 측정방법과 함께 매우 경제적이고 효과적으로 긴장력 모니터링이 가능할 수 있을 것으로 기대된다.

## 감사의 글

본 연구는 2010년도 자연재해저감 기술개발 사업 연

구과제(NEMA-자연-2010-37) 및 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원(2010-0024625)을 받아 수행되었으며, 현장실험에 도움을 주신 (주)삼우기초기술 김정렬 사장 및 직원께 깊이 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 김낙경 (2001), 인장형 앵커와 압축형 앵커의 하중전이에 관한 연구, *한국지반공학회 논문집*, 제 17권 3호, pp.59-68.
2. 김래현, 이기환, 이우진, 김대규, 김낙경 (2002), 현장시험에 의한 그라운드 앵커 시스템의 크리프 및 단기거동 특성 연구, *대한토목학회 논문집*, 제 22권 6-C호, pp.585-594.
3. 김영만, 조규완, 김용규, 김현모 (2004), 압축형 앵커의 하중분산 및 인발특성에 관한 연구, *대한토목학회 정기학술대회 논문집*.
4. 김영상, 서동남, 김재민 (2008), FBG 센서를 내장한 스마트 앵커의 개발과 적용, *한국지반공학회 봄학술발표회 논문집*, 한국지반공학회, pp.393-398.
5. 김영상, 서동남, 김재민, 성현종 (2009), FBG 센서가 내장된 스마트 텐더를 이용한 7연 강연선의 인발 하중전이 특성, *한국방재학회 논문집*, 제 9권 5호, pp.79-86.
6. 김재민, 김영상, 김현우, 서동남, 윤정방 (2007), FBG 센서를 내장한 스마트 강연선 개발, *전산구조공학회 논문집*, 제 20권 2호, pp.121.
7. 김재민, 김영상, 윤정방 (2007), 광섬유 복합 강연선 그 광섬유 복합 강연선의 제조방법 및 변형률 측정방법, 특히 등록 제 10-0756056호.
8. 임성순, 이재수 (1999), 지하굴착시 암반지반속에 정착된 어스앵커의 초기인장력 결정, *대한토목학회 논문집*, 제 19권 III-1호, pp. 177-187.
9. 전상수, 김두섭, 장양원 (2008), 다철근 네일의 현장인발시험 및 수치해석, *한국지반공학회 논문집*, 제 24권 8호, pp.43-52.
10. 허병주, 김찬기, 정용건, 천병식 (2010), 부력저항 영구앵커의 장기거동 특성에 관한 연구, *한국지반환경공학회 논문집*, 제 11권 제12호, pp.27-35.
11. 홍석우 (2002), 현장실험에 의한 압축형 앵커의 인발거동특성 연구, *한국해양공학회지*, 제 16권 제2호, pp.44-52.
12. 홍원표, 윤증만, 송영석 (2004), 절개사면에 설치된 앵커지지 흙막이벽에 작용하는 축방토압 산정, *한국지반환경공학회 논문집*, 제 24권 제2C호, pp.125-133.
13. FHWA-IF-99-015 (1999), "Ground Anchors and Anchored Systems".
14. Hill, K.O. and Meltz, G. (1997), "Fiber Bragg Grating Technology Fundamentals and Overview", *IEEE J. Lightwave Technol.*, Vol.15, No.8, pp.1263-1276.
15. Kim, J-M, Kim, H-W and Kim, Y-S (2010), "Tension Monitoring of a prestressing strand for concrete bridge using tendon FBG sensors", *IABMAS 2010*, Philadelphia, Pennsylvania, USA, pp. 205-210.
16. Liew, S.S., Tan, Y.C., Ng, H.B., and Lee, P.T. (2003), "New Approach of Using Jacked Anchors as Reinforcements in Soil Stabilisation Works for a Cut-And-Cover Tunnel with 17m Deep Excavation", *ICOF 2003*, Dundee, Scotland, pp.1-15.
17. Moerman, W., Taerwe, L., Waele, W.D., Degrieck, J., and Himpe, J. (2005), "Measuring Ground Anchor Forces of a Quay Wall with Bragg Sensors", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.131(2), pp.322-328.
18. Sung-Chi Hsu and Chin-Ming Chang (2007), "Pullout Performance of Vertical anchors in gravel formation", *Engineering Geology* 90, pp.17-29.

(접수일자 2011. 2. 18, 심사완료일 2011. 6. 15)

# 약액주입 시 형성된 고결체의 수치해석 기법 연구

## A Study on Numerical Technique of the Hardened Grout Formed by Grouting

이 종 휘<sup>1</sup> Lee, Jong-Hwi  
천 병 식<sup>2</sup> Chun, Byung-Sik

### Abstract

Recently, pressure grouting is widely being used in construction site for strength improvement of ground and water proof, reinforcement and so on. It is necessarily required to estimate an appropriate injection pressure and injection time for economical and reasonable construction in the site through the size and shape of the hardened grout measured according to ground condition. However, sampling for the hardened grout is time-consuming and needs high cost on preliminary test in the site. The system which could predict the size and shape of the hardened grout does not exist until now. Thus, numerical method based on VOF method and porous model was used for the calibration chamber injection test with injection pressure (50 kPa, 100 kPa, 150 kPa) in this study. The results indicate that the numerical technique based on VOF method and porous model among CFD analysis is expected to be a basic study for the prediction of the behavior and solidification of pressure grouting.

### 요 지

최근 가압 그라우팅 형식의 약액주입공법이 지반의 지반개량, 차수, 강도 증대 등의 목적으로 널리 쓰이고 있다. 이에 지반조건에 따른 고결체의 크기 및 형상을 측정하여 적정 주입압 및 주입시간을 정하는 것은 경제적이고 합리적인 시공을 위해 필수적이다. 그러나, 현장에서 시험시공을 통한 고결체 채취는 시간과 비용이 많이 소모되며, 그라우팅 공법을 적용한 지반에 고결체의 크기와 형상을 예측한 시스템은 현재까지 없다. 따라서, 본 연구에서는 물유리계 약액을 사용하여 주입압(50kPa, 100kPa, 150kPa)에 따른 실내모형주입시험을 실시하고 이를 전산유체역학(CFD) 의 porous media모델과 VOF(Volume of Fluid) 기법을 이용한 수치해석을 실시하여 비교 분석하였다. 수치해석 결과, VOF 기법을 이용한 주입모사는 지중 속에 주입된 가압 그라우팅의 거동 및 고결 양상을 예측할 수 있는 기초적인 수치해석적 기법이 될 것으로 판단된다.

**Keywords :** ADINA, CFD analysis, Grout bulb, Grouting, Hardened grout, Injection pressure, Volume-of-fluid

### 1. 서 론

최근 건설현장에서 현재 국내에서 실시되는 가압 그라우팅 형식의 약액주입공법들은 지중에 그라우팅 재

료를 압력 주입함으로써 주입압에 의해 그라우팅 공 주변이 압축되고 주변지반의 공극, 균열, 절리부분에 그라우팅 재료가 침투됨으로써 지반고결을 통해 대상지반의 전단강도를 증가시킬 뿐 아니라 차수효과를 얻기

1 정회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ.)

2 정회원, 한양대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ., hengdang@unitel.co.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

위해 사용되고 있다(박종호 등, 2003). 하지만 이러한 가압 그라우팅 공법은 지반의 고유한 특성에 따른 맥상주입, 침투주입이 무분별하게 일어나 시공목적에 부합되지 않는 시공이 되는 경우도 허다하다. 이를 위해 현장 적용시, 본 시공에 앞서 시험시공을 통한 주입효과를 확인하게 되는데, 이러한 주입효과 확인은 굴착 후 고결체의 채취를 통해 강도와 형상을 확인하여 적정 주입압, 주입시간, 주입단계, 주입공의 간격, 개수 등 시공계획의 전반적인 산정을 위하여 필수적으로 행하여진다. 그러나, 이러한 시험시공을 통한 고결체 채취와 형상 확인은 확실한 주입효과를 판단내릴 수 있지만 전반적으로 불균질한 지중에서 일일이 시험시공을 실시하는 것은 비경제적이며 비효율적이다.

현재까지는 이러한 고결체의 형상을 통한 주입효과를 모니터링 할 수 있는 시스템은 아직까지 없으나 다만 최항길 등(1994)이 약액주입 시 P~t chart로부터 기초적인 자료를 수집하여 고결형상 예측을 연구한 바가 있다. 또한 프랑스의 Soletanchue Enterprize Co.에서는 주입펌프에 센서를 부착하여 주입상태를 데이터 형식으로 받아 주입효과를 분석하는 SINNUS system이 개발되었고 국내에도 도입되어 여러 주입시공 시 적용이 되었다(천병식 등, 2000). 한편, 그라우팅 주입과 관련해서는 국내외에서 그라우팅 재료의 물성을 이용한 주입량을 산정하는 연구가 진행되었는데, 국내에서는 전기환 등(2010)이 Bingham이론을 기초로 한 암반 내 불연속면을 따라 유동하는 주입재의 유동특성을 FLUENT코드에서 Herschel-Bulkely모델과 VOF모델을 적용하여 모사하였으며, 국외에서는 Håkansson 등(1992)이 원형관내부에 그라우트가 주입될 때 주입압에 따른 최대 주입거리를 산정한 바가 있다. 또한 El-Kelesh 등(2008)은 모형토조사험을 통한 컴팩션그라우팅의 거동과 모델링 설계 기법을 제안하였고 YANG 등(2009)은 구성방정식을 이용한 수치해석 활용 및 연약지반에서의 컴팩션그라우팅 주입압 산정에 관한 연구를 수행한 바가 있다.

따라서 본 연구에서는 물유리계 주입재를 사용하여 침투성 및 고결성시험(천병식, 2002)을 토대로 한 실내 모형토조사입시험을 주입압(50kPa, 100kPa, 150kPa)에 따라 실시하였으며, 주입재의 흐름에 의한 지반 속 거동 및 고결성 형태를 파악하기 위해 실내모형토조를 모델링하고 지반과 주입재의 물성차를 이용하여 전산유체역학(CFD ; Computational Fluid Dynamics)의 porous media모델과 VOF(Volume of Fluid)방법을 응용한 수치

해석을 실시하여 비교·분석하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 주입재의 지중 속 거동

지중 속에 주입된 주입재를 수치적으로 모사하는 것은 지반주입 시 지반의 종류, 이질 지층, 지하수, 주입량, 주입압, 주입공의 유효경, gel-time 등 여러 요소가 관계하기 때문에 실질적으로 그 거동을 모사하는 것은 쉬운 일이 아니다(천병식, 1998). 하지만 주입재를 하나의 유동성을 가지는 유체로써 간주했을 때, 고결범위를 구하는 방법으로서 Maag(1983), Karol(1960)의 두 식이 많이 쓰이고 있으며 다음과 같은 한정적 조건을 필요로 한다.

- (i) 지반은 완전균질이어야 한다. 따라서 수직, 수평 투수계수가 다를 경우는 적용될 수 없다.
- (ii) 지반의 흐름상태는 층류이어야 한다. 따라서 Darcy의 법칙에 따라야 한다.
- (iii) 주입재의 점성은 gel-time까지 일정하여야 한다.

이들 조건은 점성토에서는 거의 적용이 어려우며, 일정한 조도를 가진 사질토 지반에서 적용이 가능하다. 특히, 三木五三郎(1978)는 균등침투의 경우 주입재가 지중을 흐르는 속도  $v_g$ (cm/sec)는 일반적으로 층류의 경우에 대한 Darcy의 법칙에 따르는 것으로 보고 다음 식 (1)과 같이 나타낸 바가 있다.

$$v_g = k \cdot \frac{\gamma_g/\gamma_w}{\mu_g/\mu_w} i \quad (1)$$

여기서,  $k$  : 흙의 투수계수(cm/sec)

$\gamma_g, \gamma_w$  : 주입재 및 물의 단위중량(g/cm<sup>3</sup>)

$\mu_g, \mu_w$  : 주입재 및 물의 점성계수(g/cm·sec)

$i$  : 주입압력을 동수구배로 표시한 값

또한 Maag(1983)의 식을 응용하여 반경  $\gamma_0$ 의 주입관선단으로부터 반경 R의 범위까지 약액이 3차원적으로 방사상으로 침투하는 데 걸리는 시간을 t라고하고 평균적인 주입압력수두를 h로 하면 다음 식 (2)를 얻을 수 있다.

$$t = \frac{\mu_g/\mu_w}{\gamma_g/\gamma_w} \cdot \frac{n}{kh} \cdot \frac{R^3 - \gamma_0^3}{3\gamma_0} \quad (2)$$

여기서,  $n$  : 흙의 공극율

$\gamma_o$  : 주입관의 반경(cm)

$R$  : 주입유효반경(cm)

한편, Karol(1960)은 용액형 약액의 침투거리를 반경  $R(\text{cm})$ 로서 다음과 같이 나타내었다.

$$R = 2\pi^3 \sqrt{\frac{Qt}{\mu n}} \quad (3)$$

여기서,  $Q$ : 단위주입량( $\text{cm}^3/\text{sec}$ )

$t$  : 주입소요시간(sec)

$\mu$  : 주입재에 대한 물의 비점도

$n$  : 흙의 공극율

특히, 혼탁액형 주입재(시멘트계, 점토계)는 비뉴턴 점성(non-Newtonian viscosity)의 성질을 가지며, 다음 식 (4)와 같이 주입재가 유동하기 위해서는 항복치  $f_0$  이상의 응력을 필요로 한다. 이와 달리 물유리계와 같은 용액형 주입재는 뉴턴 점성(Newtonian viscosity)의 특성을 가지며, 식 (5)와 같이 포아즈이유의 법칙을 따른다. 즉, 혼탁액형과 달리 항복치가 없기 때문에 침투가 용이하다. 또한 유체를 유동시키기 위하여 어떠한 응력을 가하게 되면 점성이 낮은 것일수록 급속히 유동하게 된다(천병식, 1998).

$$F = f_0 + \mu(dV/dX) \quad (4)$$

$$F = \mu \cdot (dV/dX) \quad (5)$$

여기서,  $\mu$ 는 유체의 점성계수이다.

## 2.2 Porous media model과 VOF method

CFD분석은 압축·비압축 유동, 정상·비정상 상태 유동, 층류·난류 유동을 포함한 전반적인 유체 유동 해석을 위한 유한 요소 해석으로써 유체와 유체 사이의 자유 표면, 유체와 구조물 사이의 동적 경계면 해석을 위해 Arbitrary Langrangian Eulerian(ALE) 공식이 사용된다. ALE는 물체의 변형관계를 접근을 쉽게 유도한 Lagrangian 방법과 물체의 변형을 따라 물체의 변형 경로의 접근을 쉽게 유도한 Eulerian 방법, 각각의 장점을 최대화하여 유한 요소해석을 위한 제안된 방법이다(박대효 등, 2003). ALE의 기본적인 이론 접근식은 박대효 등(2003)의 논문에서 참고 가능하므로 본 논문에서는 생략한다.

유체가 다공질 매체(porous media) 공극 사이로 흐르는 지배방정식은 연속방정식, 에너지방정식 및 Darcy의 법칙이 사용된다. ADINA에서는 다공질 매체를 통과하는 흐름을 관장하는 연속 및 에너지방정식의 수치 방법은 비압축성 유체의 흐름분석과 동일하다고 제시하고 있다. 다공질 매체는 그림 1과 같이 유체와 고체 영역으로 나누어지며 다공질 매체를 흐르는 유체를 정의하기 위하여 미세원형홀 모델로 정의하고 있다.

미세원형홀을 통과하는 점성유체는 일정한 압력강하를 받으며, 흐름을 지배하는 방정식은 다음 식 (6)과 같이 모멘텀방정식으로부터 얻을 수 있다.

$$\frac{dp}{dx} = \frac{\mu}{y} \frac{\partial}{\partial y} (y \frac{\partial v_m}{\partial y}) \quad (6)$$

여기서,  $v_m$ 은 홀을 흐르는 유체의 속도이다. 이러한 속도는 항복응력을 갖지 않는 뉴턴 점성(Newtonian viscosity)의 특성을 반영함으로서 다음 식 (7)로 표현될 수 있다.

$$v_m = \frac{1}{4\mu} \frac{\partial p}{\partial x} (y^2 - R^2) \quad (7)$$

이를 이용해 홀의 단면으로부터 적분을 하면 다음 식 (8)을 얻을 수 있다.

$$\hat{v} = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^{2\pi} \int_0^R v_m y dy d\varphi = -\frac{R^2}{8\mu} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (8)$$

또한 이러한 홀들이 다공질 매체에 일부 분포한다면 공극률  $n$ 을 가지며, 다공질 매체의 평균속도는 식 (9)와 같이 정리할 수 있다.

$$v = n\hat{v} = -\frac{nR^2}{8\mu} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (9)$$

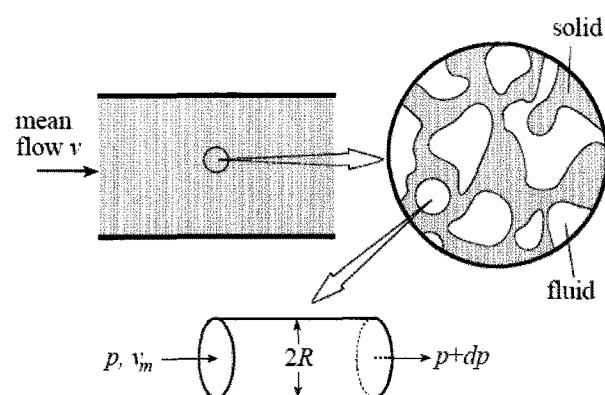


그림 1. Illustration of porous media models(ADINA R&D Inc., 2009)

여기서,  $nR^2/8$ 은 다공질 매체의 투수율이며,  $L^2$ 의 차원을 갖는다.

따라서, 본 논문에서 수행한 바와 같이 이러한 투수성과 흐름속도 방정식을 적용하고 열전달 모델을 제외한다면, 다공질 매체의 흐름을 표현하는 지배방정식은 다음 식 (10)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta_F \rho \| v \| v + \mu K^{-1} \cdot v = -\nabla p + F^B \quad (10)$$

여기서,  $K = k_{ij} E_i E_j$ 는 투수율텐서이고  $\beta_F$ ,  $F^B$ 는 각각 관성인자, 물체력(body force)이다.

한편, 경계면 추적 해석(volume tracking) 방법은 고정 격자계에서 큰 변형을 수반하는 자유 표면을 다룰 수 있는 수치 기법으로 알려져 있으며, MAC(Market and Cell)방법(Nakayama 등, 1996)과 VOF방법이 널리 쓰이고 있다. 특히, VOF(Volume of Fluid) 방법은 유체의 체적분율을 표시하는 변수에 대한 전달 방정식을 해석함으로써 자유 표면의 위치를 추적하는 방법으로 효율성 때문에 유체역학분야에서 많이 사용되고 있다(김민수 등, 2000).

VOF 방법에서는 고정 격자계 위에서 셀(그림 2 참조) 내부의 유체 체적 분율을 계산하기 위하여 자유 표면을 추적하며(Hirt 등, 1981), 유체 체적 분율(fractional volume-of-fluid,  $f$ )은 유체가 점유하고 있는 지점에서는 1, 그 외에서는 0이 되도록 정의되며, 자유 표면이 이동하면 각 셀의 유체 체적 분율이 갱신되는데, 수치적인 관점에서 모든 셀은  $f$ 값에 따라서 세 가지 범주로 분류된다. VOF 방법에서는 식 (11)를 풀어서 셀이 유체로 완전히 채워져 있으면 그 셀의 유체 체적 분율은 1이 되고( $f=1$ ), 주 유동영역으로 간주된다. 한편 셀이 비어 있으면 ( $f=0$ ) 그 셀은 유동 영역의 밖에 있고,  $f$ 값이 0과 1사이에 있을 때( $0 < f < 1$ )는 그 셀들은 자유 표면 위에 있다고 간주된다(Laramei 등, 2010).

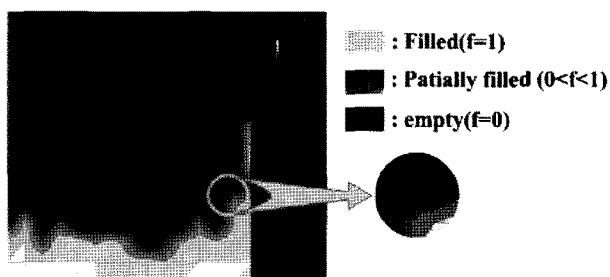


그림 2. VOF method

$$\frac{\partial f}{\partial t} + u \cdot \nabla f = 0 \quad (11)$$

### 3. 실내모형주입시험

실내모형주입시험은 기존의 침투성 및 고결성시험(천병식, 2002)과 동일한 모형토조 및 주입관을 사용하여 수행하였으며, VOF방법을 이용한 주입모사에 앞서 비교를 위하여 수행되었다.

#### 3.1 실내모형토조

본 연구에서는 사진 1과 같이 토사의 제거와 고결체의 채취가 용이하도록 원통의 반단면이 탈부착이 되도록 제작되었으며 주입관 내경은 1cm, 모형토조의 내경은 90cm, 높이는 90cm이다. 그럼 3은 실내모형주입시험의 개요도이다. 약액탱크(A액, B액)는 블리딩이 발생하지 않도록 충분히 교반할 수 있는 것으로 제작되어 주입구가 막히는 현상(dry packing)을 방지하도록 하였다. 주입펌프를 이용하여 시험 시 주입압이 일정한 상태로 유지되도록 하였으며, 이를 압력계로 유지가 되는지 육안으로 확인할 수 있도록 고안되었다. 주입관은 주입홀의 크기가 시료보다 크기 때문에 홀 내부로 유입되어 주입 시 지장을 줄 수 있으므로 내부에는 망을 설치하였

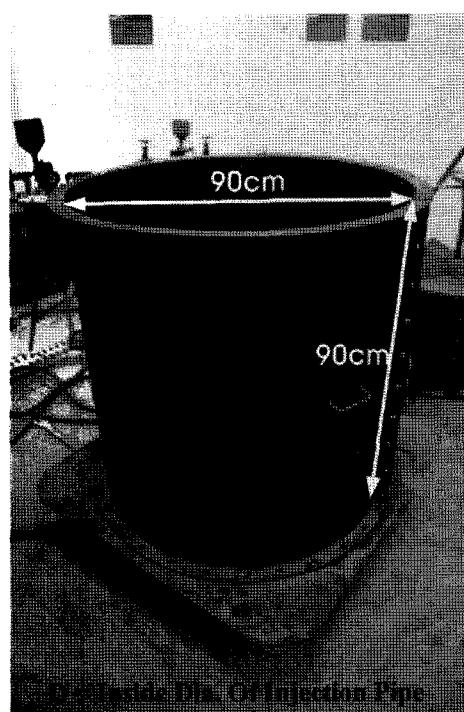


사진 1. Calibration chamber

표 1. Mechanical properties of Joomunjin standard sand

Material	Min. dry density (g/cm <sup>3</sup> )	Max. dry density (g/cm <sup>3</sup> )	water contents (%)	$\phi$	c	Cu	Cg	USCS	D <sub>r</sub> (%)
주문진 표준사	1.34	1.56	0	36°	0	1.9	1.11	SP	30.4

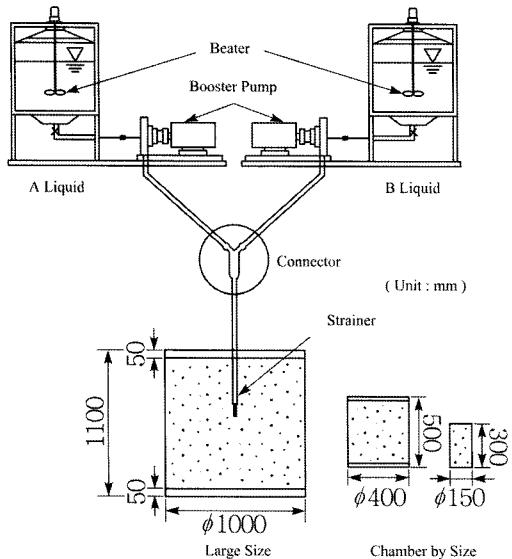


그림 3. Scheme of equipment for experiment(천병식, 2010)

다(천병식 등, 2002).

토조 모형지반은 주문진 표준사를 사용하였으며, 그 공학적 특성은 다음 표 1과 같다. 토조 내 바닥에서부터 50cm만큼 표준사를 채웠으며 수치해석 시 동일한 투수계수를 가진 지반상태를 조성하기 위하여 정수위 투수시험에서 공시체 제작과 유사하게 조성하였다(4.2절 참고). 수치해석 시 함수에 의한 영향을 배제하기 때문에 모형지반을 다짐 시에는 건조법으로 실시하였다. 이 때 상대밀도는 약 30.4%로 느슨한 지반으로 조성되었다.

### 3.2 주입시험

표 2는 주입재의 배합비로서 통상 물유리를 주재로 하고 무기계 시멘트를 사용한 강도발현이 목적인 SGR - 7호를 사용하였다. 또한 gel-time이 50~90초 정도 소요되는 완결타입으로서 느슨한 조립질 지반에 침투주입이 되도록 하였다. 또한, 주입관을 인발하는 시간은

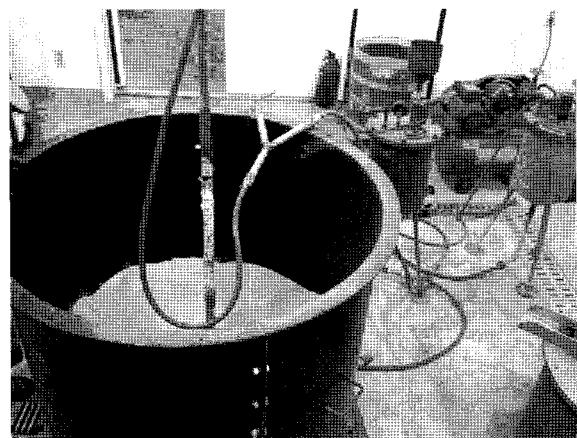


사진 2. Experiment of injection at the calibration chamber

각 주입압 별로 30초로 하였으며, 고결체의 형상이 흐트러지지 않도록 수직도를 유지하면서 인발을 하였다(사진 2 참조).

각 주입압(50~150kPa)별로 실시를 하였으며, 이에 대한 산정근거는 주입 시 할렬이 되지 않도록 Kutzner(1996)가 제시한 바와 같이 다음 식 (12)에서 산정하였다.

$$P_0 = \frac{\gamma \cdot h}{m} (1 + \sin \phi) \quad (12)$$

여기서,  $P_0$  : 주입압

$\gamma$  : 지반의 단위중량

$h$  : 지표면으로부터 수직거리

$\phi$  : 지반의 마찰각

$1/m$  : 포아송비

### 4. 수치해석

본 연구에서는 유한요소 범용해석 프로그램인 ADINA Ver. 8.6을 사용하였으며, 모형토조 내 주입을 묘사하기 위하여 CFD분석을 실시하였다. 앞서 언급한 바와 마찬

표 2. Mix proportion of grout

contents	A liquid (200L)		B liquid (200L)		
	water glass (L)	water (L)	cement (kg)	retarding agent (kg)	water (L)
middle type (gel-time 50"~90")	100	100	60	24	167

가지로 물유리계 주입재가 완결상태로써 일정한 공극률과 투수계수를 가진 사질토를 대상으로한 porous media 모델을 이용하여 유체의 흐름에 의한 침투주입이 되도록 모델링하였다(2.2절 참조). 또한 기본적으로 중력가속도  $9.8\text{m/s}^2$ 을 적용하여 뉴턴의 점성(Newtonian viscosity)법칙에 따른 유체가 수평방향으로 무분별하게 이동하는 것을 방지하였다.

#### 4.1 모형토조 및 주입관 모델링

모형토조와 주입관은 그림 4와 같이 앞서 실시한 실내모형주입시험과 동일하게 원통형의 실제 모형토조와 같은 크기로 모델링하였다. 또한 모형토조의 유한요소망은 3D-fluid 타입으로서 해석결과값의 정밀도를 높이기 위하여 중심축으로 가까워질수록 메쉬의 간격이 좁아지는 형태를 취하였다. 한편, 해석의 용이성을 위하여 전체를 표준사(porous media)로 채우되, 해석수행은 time function을 이용하여 실제 주입시험과 마찬가지로 바닥에서부터 높이 50cm까지 인발이 되면서 주입이 되도록 하였다. 주입관의 경우, 실제 주입관과 같은 주입개수(16개)와 주입간격을 모사하였으며 메쉬의 형상과 개수

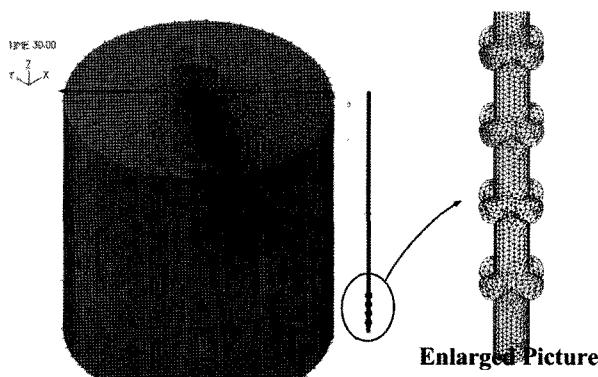


그림 4. Finite element mesh

표 3. Parameters of Joomunjin standard sand used in ADINA

material		condition	density (kg/cm <sup>3</sup> )	permeability (cm/s)	porosity	viscosity (kg/m·s)	fluid bulk
주문진 표준사	porous media	fluid	0.00129	$1.201 \times 10^{-2}$	0.46	300	-
		soild	1340				

표 4. Parameters of SGR used in ADINA

material		viscosity (kg/m·s)	density (kg/cm <sup>3</sup> )	coef. of volume	fluid bulk
SGR(완결)	constant	0.0024	1500	0	-

가 해석수행에 있어서 큰 영향을 끼치지 않을 것으로 판단되어 3D-Fluid 타입의 3절점 요소를 사용하였다.

#### 4.2 모형지반 및 주입재의 입력 물성치

모형지반에 대한 물성치로 모래를 다공성 매체로 간주, porous media로 설정하였다. 조건에 따라 유체(fluid) 상태일 때와 고체(solid)상태일 때로 나누어 물성치를 입력을 하도록 되어있으며, 그 내용은 다음 표 3과 같다. 공극률은 느슨한 상태의 상대밀도를 구하여 산정을 하였으며, 투수계수는 정수위 투수시험(KS F 2322)을 통하여 산정한 값을 입력하였다. 이 때 정수위 투수시험은 KS F 2312(흙의 다짐 시험 방법)에서 제시하는 바와 같이 A방법(래머중량 2.5kgf, 몰드의 내경 100mm, 다짐충수 3, 충당 다짐횟수 25)으로 공시체를 제작하여 투수계수를 산정하였다. 특히, 유체상태일 때 밀도는 유체가 고체내부에 공극이라 가정하고 일반적인 1기압에서 0°C 일 때 공기의 밀도를 입력하였다. 점성계수는 자연상태의 토사가 아닌 고체상태일 때 점성계수로서 겔화의 진행이 거의 완료되었을 때 상태를 간주하여 가장 유사한 대상의 값을 입력하였다.

한편, 주입재료는 기본적인 유체(constant)로 간주하였으며, 그 물성은 표 4과 같다. 주입재의 밀도와 점성계수는 각각 비커법, 점도계로 산정한 값을 입력하였다.

#### 4.3 경계조건

본 수치해석에서는 뉴턴의 점성법칙을 따르는 주입재가 porous media 모델 공극으로 플로우가 되는 현상을 모사하였으므로 고결화에 대한 판정이 용이하지 않다. 따라서, 수치해석 시 주입량은 무시하고 인발조건에서 모형토조주입시험과 조건을 최대한 동일하게 유지하려 노력하였다. 인발조건(rigid motion ; +Z axis)은 높

이 50cm가 인발될 때, 30초가 소요되도록 적용하였으며 이는 토조 내부 심벽과 주입관 외벽에 wall조건을 부여 함으로써 경계층이 형성되어 인발이 되도록 하였다. 한편 하중조건(주입압)은 모형토조주입시험과 마찬가지로 50kPa, 100kPa, 150kPa으로써 주입관 최상부 단면에 normal traction(-Z axis)으로 적용을 하였다.

## 5. 결과분석 및 고찰

### 5.1 실내모형주입시험 결과

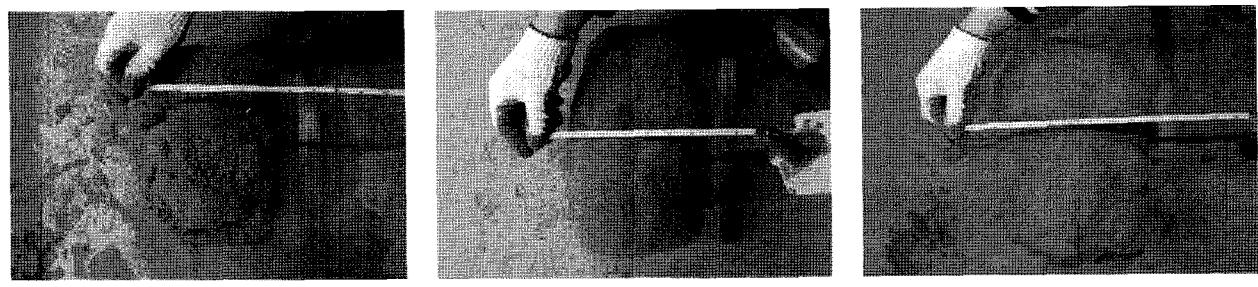
SGR의 경우 재령 3일에서 소정의 강도를 확보할 수 있었으므로 모형토조의 반단면을 해체하여 고결체를 채취하였다. 각 주입압에 따른 결과를 육안으로 확인할 수 있었는데, 사진 3(a), (b), (c)와 같이 주입압을 높일수록 직경이 커짐을 확인할 수 있었다. 특히 50kPa의 경우, 낮은 주입압으로 인해 주입재료가 주입관으로부터 거리에 따라 균등하게 침투되지 못하고 일부 구간에 집중적으로 주입되는 형태를 보였다. 이는 주입압이 낮을 경우 투수계수가 낮은 쪽으로 주입재료가 유입되기에 주입압이 모자라므로 모형토조 내에 형성된 지반 내에

서 주입재의 거동이 주로 투수계수가 높은 쪽에 치우치고 모형지반의 상대밀도가 균등하지 않기 때문인 것으로 판단된다. 100kPa의 경우에는 원기둥의 형태로서 비교적 균등한 주입이 이루어진 것으로 나타났으며, 150kPa의 경우에는 100kPa보다 상, 하부의 직경이 상대적으로 커졌으나 일부분이 채취 시 부스러져 전체적으로 균등하지 못한 주입이 이루어진 것으로 나타났다.

특히, 지반조성 시 다짐부족 및 상재압의 부재로 인해 박종호 등(2003)에서 제시한 주입압보다 작음에도 불구하고 지반의 할렬파괴가 자주 일어나 주입이 용이하지 않았다. 이에 여러 시도를 거치면서 모형시험과 수치해석 시 동일한 주입시간인 30초 동안 바닥에서부터 흐트러짐 없이 수직도를 유지하여 인발을 하면서 주입을 시도했다.

### 5.2 수치해석 결과

그림 5는 인발시간에 따른 주입모사 전경으로서 판상의 x방향으로 횡단면을 나타내었다. 주입관 상부에 일정한 압이 각 주입구로 전달이 되면서 해당 점성을 갖는 유체가 일정한 공극률과 투수계수를 가지는 porous media



(a) 50kPa

(b) 100kPa

(c) 150kPa

사진 3. The shape of the hardened grout with injection pressure

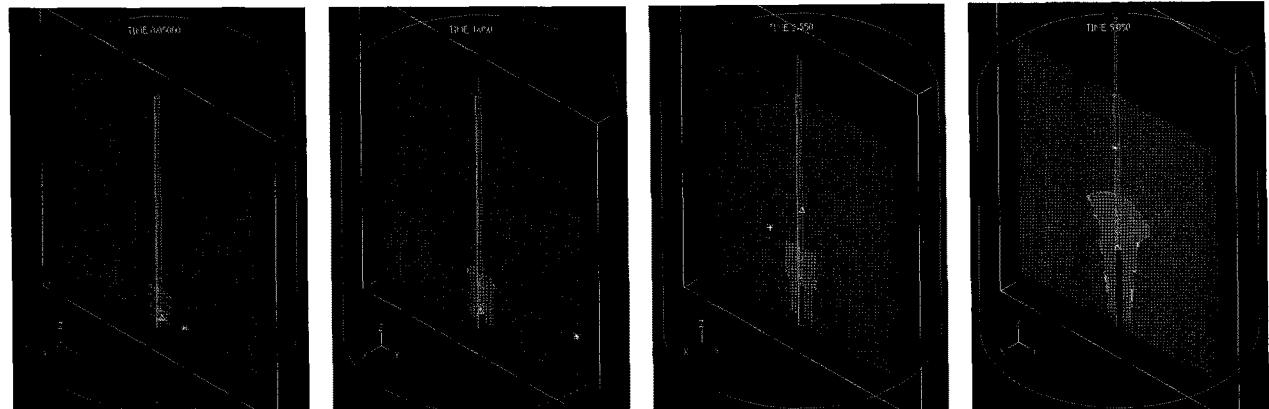
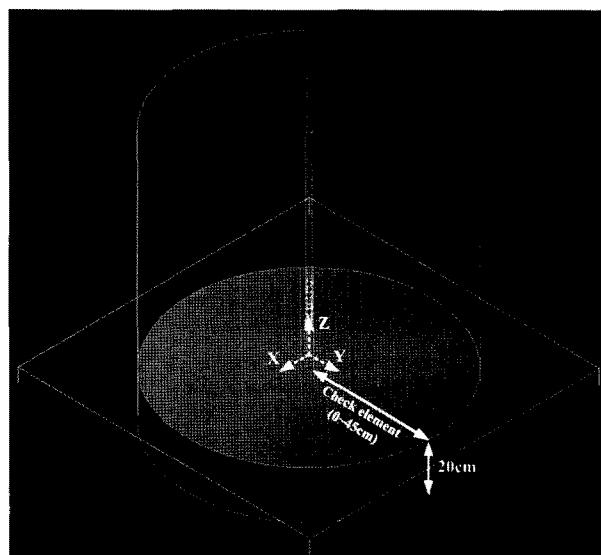


그림 5. The diffusion of material with time step

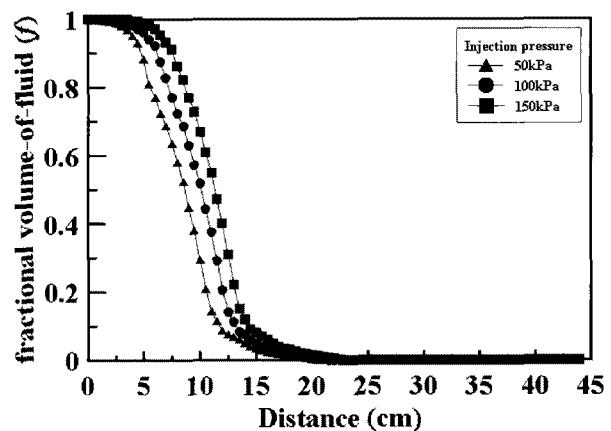
로 확산이 일어나며 인발시간이 경과함에 따라 밀도가 증가하는 것을 볼 수가 있다. 한편, 고결체의 길이변화는 인발시간(time step)에 의존하며 변하는 것을 확인하였으며, 표준사의 물성치 입력시 전방향으로 투수계수를  $1.201 \times 10^{-2}$ 로 동일하게 했음에도 불구하고 상부 방향으로의 주입재의 이동은 하지 않는 것으로 나타났다(4.2 절 참고).

CFD분석으로는 고결화 판정이 용이하지 않으므로 모형지반 내 주입재료의 확산을 유체 체적 분율( $f$ )을 통해 침투 유무를 결정하였다. VOF이론에서 언급하였듯이 유체 체적 분율( $f$ )가 증가할 때, 즉  $f$ 가 0보다 클 때를

주입재료가 침투되어 확산된 것으로 판단을 하였다. 특히, 그림 6(a)과 같이 가장 균질할 것으로 판단되는 고결체 하단부에서 20cm 떨어진 종단면 반지름 요소( $0\sim22\text{cm}$ )를 분석하였으며, 이에 주입압별 종심으로부터 거리별  $f$ 의 값은 그림 6(b)과 같다.  $f$ 의 값은  $0\sim1$ 을 나타내고 주입압이 증가 할수록  $f$ 는 증가하는 경향이 나타나며, 종심으로부터 거리별로도  $f$ 가 감소하는 즉, 밀도가 낮아짐을 알 수 있다. 이러한 양상을 전체적인 주입범위를 산정하였으며, 그 결과는 그림 7(a), (b), (c)과 같다. 그림 6(b)의 결과와 마찬가지로 주입압별 고결체의 대부분은  $f$ 가 약  $0.8\sim1$ 로써 고밀도로 분포를 하고 고결체

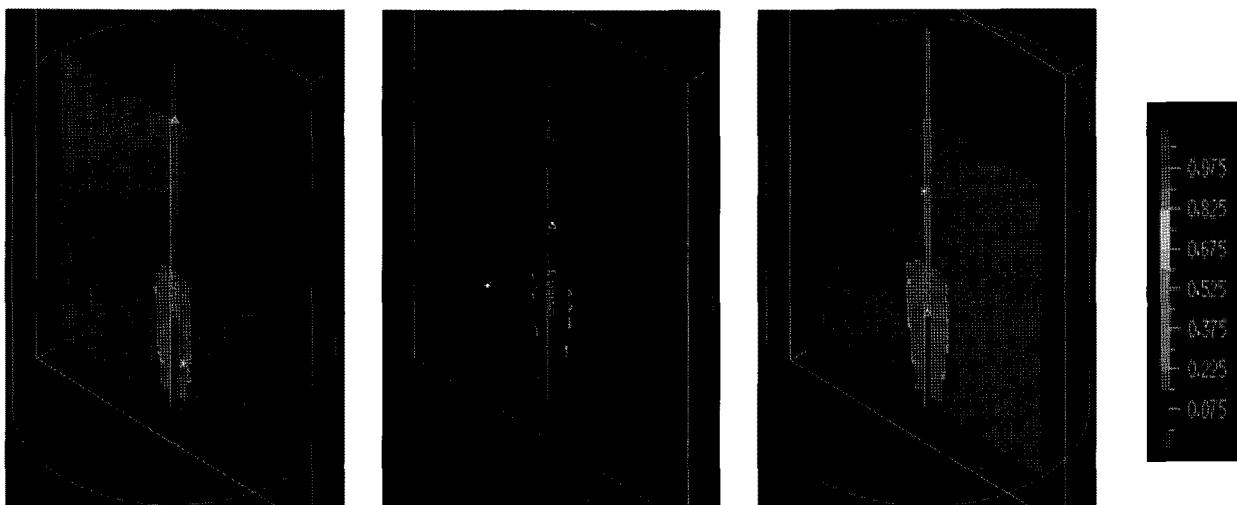


(a) Checking elements



(b) Fractional volume-of-fluid( $f$ ) values

그림 6. Fractional volume-of-fluid values( $f$ ) with distance



(a) 50kPa(time step 29.25)

(b) 100kPa(time step 29.50)

(c) 150kPa(time step 30.75)

그림 7. Value of VOF with injection pressure

의 바깥부분에서 약 0~0.8의 값을 나타내어 저밀도를 나타내는 것을 알 수가 있다. 뉴턴 접성거동을 보이는 유체가 확산이 되면서 관성인자의 작용과 물체력(body force)의 저하로 유체의 속도가 저하되어 침투가 줄어드는 경향을 알 수 있다.

본 연구에서는  $f$ 의 값이 0.8이상일 때 고결체가 소요 강도를 얻을 수 있는 형상으로 간주하였다. 따라서, 이러한 고결체의 형상을 3차원 윤곽 데이터 또는 폴리곤 모델로 불리는 ISOSURFACE 기능을 사용하여  $f$ 의 값이 0.8~1.0일 때를 기준으로 그림 8(a), (b), (c)와 같이 주입압 별로 나타내었다. ISOSURFACE는 유체 체적 분율( $f$ ) 값에 따른 형상을 자유자재로 나타낼 수 있으므로  $f$ 가 0.8~1.0 일 때를 기준으로 산정하여 얻은 형상은

비교적 실내모형주입시험 결과와 일치하는 것을 볼 수 있다.

고결체의 형태는 비교적 균등한 원기둥 형태이며, 주입압이 증가할수록 주입범위(직경)가 증가하며 고결체의 크기가 커짐을 알 수 있다. 또한 고결체의 바닥부분과 상부의 주입범위는 약 1.2배 정도의 차이가 나타났는데, 이는 주입이 진행되고 인발이 되면서 상대적으로 투수계수가 커진 시료의 상부 쪽으로 이동한 것으로 보여진다.

### 5.3 ISOSURFACE 보정

본 연구에서는  $f$ 를 0.8~1.0 기준으로 고결체 형상을

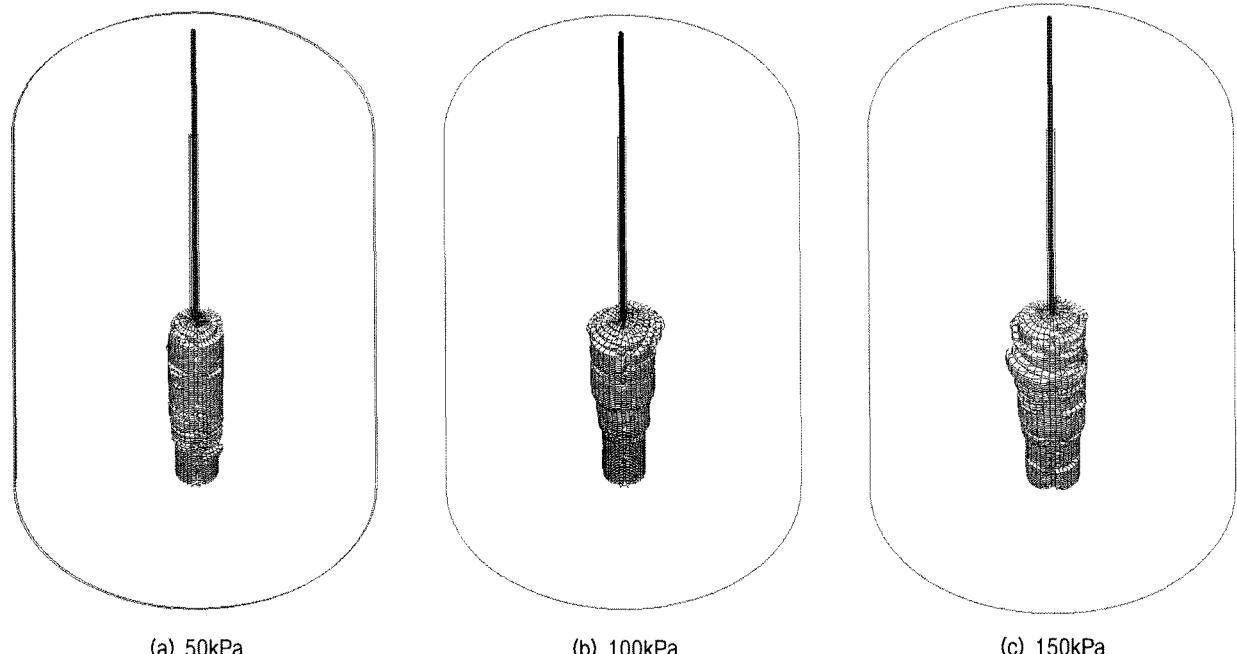


그림 8. The shape of the hardened grout by isosurface function( $f=0.8\sim1.0$ )

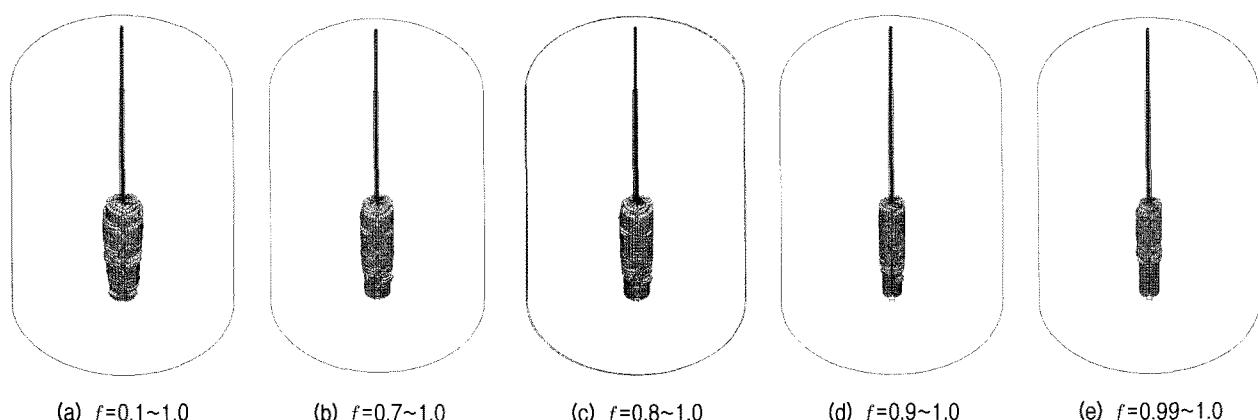


그림 9. The comparison of size with volume-of-fluid( $f$ ) by isosurface(ex. 50kPa)

모사하였다. 하지만 그림 9(a)~(e)에서 보는 바와 같이 기준(c)보다  $f$ 를 하향 조정하여 (a), (b)와 같이 기준보다 더 커지게 되며 (d), (e)와 같이  $f$ 를 상향 조정하여 더 작게 모사할 수 있다. 이를 조절함으로써 고결체 직경을 일부 보정한다면 모형시험결과와 유사성이 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서는  $f$ 를 0.8~1.0 기준으로 고결체 형상을 모사하였다. 하지만 그림 9(a)~(e)에서 보는 바와 같이 기준(c)보다  $f$ 를 하향 조정하여 (a), (b)와 같이 기준보다 더 커지게 되며 (d), (e)와 같이  $f$ 를 상향 조정하여 더 작게 모사할 수 있다. 이를 조절함으로써 고결체 직경을 일부 보정한다면 모형시험결과와 유사성이 있을 것으로 판단된다.

#### 5.4 고찰

실내모형주입시험과 수치해석으로부터 고결체의 상하부 직경을 측정한 결과를 표 5와 그림 10(a), (b)에서 비교를 하였다. ISOSURFACE로 형성한 고결체의 직경 측정 방법은 메쉬와 메쉬 간격을 MEASURE 기능으로 측정하였다. 전반적으로 실내모형주입시험과 수치해석

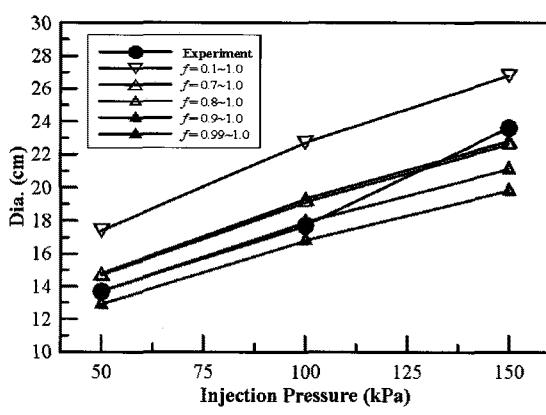
결과는 주입압이 커짐에 따라 고결체의 상·하부 직경은 커지는 경향을 나타내고 있다. 고결체 상부직경의 경우, 주입압 50kPa에서는  $f$ 가 0.9~1.0일 때, 주입압 100kPa에서도  $f$ 가 0.9~1.0일 때, 150kPa에서는  $f$ 가 0.7~1.0에서 모형시험결과와 유사성을 보였다. 또한 고결체 하부직경의 경우, 주입압 50kPa에서는  $f$ 가 0.9~1.0일 때, 주입압 100kPa에서는  $f$ 가 0.7~1.0 또는 0.8~1.0일 때, 150kPa에서는  $f$ 가 0.1~1.0에서 모형시험결과와 가장 유사성을 보였다. 한편, 고밀도·저밀도의 분포에서도 모형시험결과와 비교한 고결체의 직경은 ±3~4cm 정도로 나타나므로 본 방법에서 제시한 바와 같이  $f$ 의 보정을 통하여 가압그라우팅의 고결체를 어느 정도 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

#### 6. 결 론

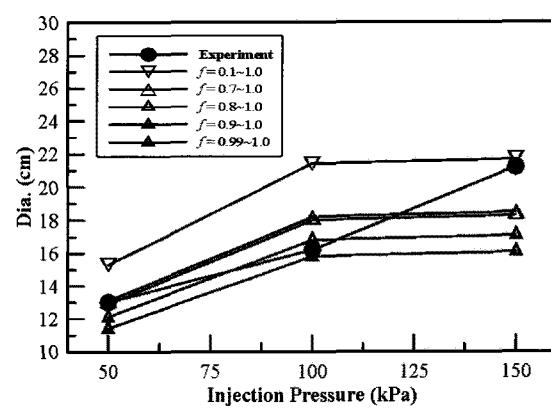
본 연구에서는 물유리계 주입재를 사용한 가압그라우팅 형식의 고결체 형상을 예측하기 위하여 실내모형 토조주입시험을 토대로 주입재 흐름에 의한 지중 속 거동 및 porous media모델과 VOF방법을 응용하여 모사하였으며 다음과 같은 결론을 내릴 수 있었다.

표 5. The diameters of the hardened grout on experiment and numerical

Dia. of the bulbs(cm)	Injection pressure	50kPa		100kPa		150kPa	
		Location	top	bottom	top	bottom	top
Experiment			13.7	13.0	17.7	16.2	23.6
Numerical analysis( $f=0.1\sim 1.0$ )			17.4	15.3	22.7	21.4	26.8
Numerical analysis( $f=0.7\sim 1.0$ )			14.8	13.1	19.3	18.2	22.8
Numerical analysis( $f=0.8\sim 1.0$ )			14.7	12.9	19.1	18.0	22.6
Numerical analysis( $f=0.9\sim 1.0$ )			13.7	12.1	17.9	16.8	21.1
Numerical analysis( $f=0.99\sim 1.0$ )			12.9	11.4	16.8	15.8	19.8
							16.1



(a) top



(b) bottom

그림 10. The diameters of the hardened grout with injection pressure

- (1) 주입재의 뉴턴의 점성법칙과 porous media 모델의 플로우에 의한 주입을 모사하였으므로 고결화에 대한 판정이 용이하지 않다. 따라서, 수치해석 시 주입량은 무시하고 인발조건에서 모형토조주입시험과 조건을 최대한 동일하게 유지하였고 본 수치해석에서 고결화에 의한 고결체의 형상을 모사하기 위하여 VOF 방법의 유체 체적 분율(fractional volume-of-fluid,  $f$ )이 0.8~1.0을 기준으로 나타내었다.
- (2) 실내모형주입시험과 수치해석 결과로부터, 주입압이 커짐에 따라 고결체의 상·하부 직경은 커지는 경향을 나타내고 있다. 단, 수치해석의 경우, 유체 체적 분율( $f$ )을 일부 조절하는 방법을 제안하여 주입압별로 실내모형시험과 가장 근접하는  $f$ 의 범위를 제안해보았다. 이는 고밀도·저밀도의 분포에서도 모형시험결과와 비교한 고결체의 직경과 비교시 ±3~4cm 정도로 나타나므로 본 방법에서 제시한 바와 같이  $f$ 의 보정을 통하여 가압그라우팅의 고결체를 어느 정도 예측할 수 있을 것으로 판단된다.
- (3) 하지만 유체 체적 분율( $f$ )을 일부 조절하는 방법으로 실제 고결체 형상과 유사도를 높이는 것은 본 연구에서만 한계적으로 적용이 가능한 시점이다, 이에 더 많은 조건하에서 거동을 분석하기 위해서 민감도 분석(sensitivity analysis)이 필요할 것으로 판단된다.
- (4) 수치해석을 이용하여 주입재의 거동과 고결체의 형상을 예측하기에는 아직까지 적용성에 한계가 있다. 지반의 종류, 이질 지층, 지하수, 주입량, 주입압, 주입공의 유효경, Gel-time 등 여러 요소가 관계하여 그 특성을 선행 연구자에 의해 일부 이해할 수 있을 뿐, 이에 대한 수치해석 기법의 적용성의 확립을 위해 다수의 조건에 의한 분석이 필요할 것으로 보인다.
- (5) 이러한 지속적인 연구는 지중 속에 주입된 그라우팅 공법의 거동 및 고결 양상을 예측할 수 있는 기초적인 수치해석적 기법이 될 것으로 판단되며 차후에는 본 수치해석 기법과 아울러 Mohr-Coulomb 모델과 연동해석하여 지반주입에 의한 할렬파괴 메커니즘도 모사할 수 있을 것으로 예상된다.

## 참 고 문 헌

1. 김민수, 신수호, 이우일 (2000), “자유표면이 존재하는 유체 유동 해석을 위한 VOF 방법 기반의 새로운 수치 기법(I) - 새로운 자유

- 표면 추적 알고리즘 및 검증 -”, 대한기계학회논문집 B권, 제 24 권, 제 12호, pp.1555-1569.
2. 박대효, 정소찬, 김원철 (2003), “포화된 다공질 매체의 질량 보존과 운동량 보전에 대한 Arbitrary Lagrangian Eulerian(ALE) 정식화”, 한국지반환경공학회논문집, Vol.4, No.1, pp.5-10.
3. 박종호, 이상익, 박용원 (2003), “가압 그라우팅 구근의 강도특성에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회논문집, 제 23권, 제 4호, pp.221-229.
4. 전기환, 류동우, 김형목, 박의섭, 송재준 (2010), “질리 거칠기와 간극 변화에 따른 그라우트 유동과 주입압에 관한 수치해석적 연구”, 티널과 지하공간, 한국암반공학회지, Vol.20, No.2, pp.82-91.
5. 천병식 (1998), 최신 지반주입 이론과 실제, 원기술, pp.87.
6. 천병식 (2000), “ENPASOL과 SINNUS에 의한 지반보강 사례연구”, 대한토목학회논문집, 제 20권, 제 6호, pp.507-516.
7. 천병식 (2002), 고성능 주입재에 의한 연약지반처리공법 연구, 한국과학재단, pp.11-14.
8. 천병식 (2010), 지반공학 실험 및 조사, 구미서관, pp.240.
9. 천병식, 이재영, 하광현 (2002), “지반주입재 종류별 주입특성 및 환경적 유해성에 관한 연구”, 한국지반환경공학회논문집, 제 3권, 제 4호, pp.37-49.
10. 최항길, 柳澤榮司, 천병식 (1994), “注入中 P-t Chart에 의한 注入 形態狀況의 豫測에 관한 研究”, 대한토목학회, 학술발표회 논문집, 제 1권, pp.693-696.
11. 한국표준협회 (2000), 한국산업규격 KS F 2312.
12. 한국표준협회 (2000), 한국산업규격 KS F 2322.
13. ADINA R&D Inc.(2009), “ADINA Theory and Modeling Guide - Volume III : ADINA CFD & FSP”, pp.31-34, pp.58-61, pp.141-146.
14. EI-KELESH A M, MATSUI T. (2008), “Calibration chamber modeling of compaction grouting”, Geotechnical Testing Journal, Vol.31, No.4, pp.295-370.
15. Håkansson, U., L. Hässler and H. Stille (1992), “Theological properties of micro fine cement grouts”, Tunnelling and Underground Space Technology, 7.4, pp.453-458.
16. Hirt, C. W. and Nichols, B. D. (1981), “Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamic of Free Boundaries”, J. Comput. Phys., Vol.39, pp.201-225.
17. Karol, R. H. (1960), “Soils & Soil Engineering, Cap. 17”, Prentice Hall Eng. Mechanics Series, Englewood Cliffs, N. Y.
18. Kutzner C. (1996), Grouting of Rock and Soil, A. A. Balkema, pp.18.
19. Larmaei M. M., Mahdi T. (2010), “Simulation of shallow water waves using VOF method”, Journal of Hydro-environment Research 3, pp.208-214.
20. Maag, E. (1938), “Ueber die Verfestigung und Dichtung des Baugrundes (Injektionen)”, Erdbaukurs de E.T.H., Sammlung der Vorträge herausgegeben vom Institut für Erdbauforschung der eidg. Techn. Hochschule Zürich, Zürich.
21. Nakayama, T. and Mori, M. (1996), An Eulerian Finite Element Method for Time-Dependent Free Surface Problems in Hydrodynamics, Int. J. Numerical Methods Fluids, Vol.22, pp.175-194.
22. YANG Xiao-li and ZOU Jin-feng, (2009), “Estimation of compaction grouting pressure in strain softening soils”, Journal of Central South University of Technology, Vol.16, No.4, pp.653-657.
23. 三木五三郎 (1978), “土質と注入施工”, 土木學會關東支部講習會講演集, 日本下水道事業團, pp.31-39.

(접수일자 2011. 2. 28, 심사완료일 2011. 6. 15)



# 강성저면위 유한한 두께의 모래지반에 놓인 얇은기초의 지지력

## Bearing Capacity of Shallow Foundation on a Finite Layer of Sandy Ground Underlain by a Rigid Base

전 상 현<sup>1</sup> Jun, Sang-Hyun

유 남재<sup>2</sup> Yoo, Nam-Jae

유 건 선<sup>3</sup> Yoo, Kun-Sun

### Abstract

In this paper the method of estimating the bearing capacity of shallow foundation on a finite layer of sandy ground underlain by a rigid base was proposed by assessing results of the model test and the numerical analyses. For model experiments, the centrifuge tests under 1g and 20 g of gravitational levels were performed with sandy soils sampled from the field, changing the relative density of sandy soil and the ratio of thickness of sand layer (H) to the width of strip footing (B). As results of tests, bearing capacity tends to increase with the value of H/B while settlement for a given load intensity decreases. Bearing capacity also increases with relative density of the soil. In order to propose the method of estimating the bearing capacity of thin sandy layer underlain by a rigid base, values of bearing capacity factors from test results were compared with the values of modified bearing capacity factor by Mandel & Salencon (1972) considering the effect of H/B value on bearing capacity. The relation of bearing capacity factor ratio, normalizing friction angle of sandy soil, with the value of H/B was suggested so that this relation could be applied to design in the safe side. The results of numerical analyses obtained by changing the layout of footing, relative density of sandy soil and the value of H/B, were in good agreements with the suggested relation.

### 요    지

본 논문에서는 모형실험과 수치해석을 수행하여 유한한 두께의 모래지반 위에 놓인 얇은 띠기초의 지지력 평가방법을 제안하였다. 모형실험은 현장에서 채취한 모래시료를 사용하여 모래지반의 상대밀도와 대상 기초폭(B)에 대한 모래층 두께(H)의 비(H/B)를 변화시키면서 1g와 20g 중력수준의 원심모형실험을 실시하였다. 실험결과, H/B가 감소함에 따라 지지력은 증가하고 침하는 감소하는 경향을 보였으며, 상대밀도 증가에 따라 지지력이 증가하는 경향도 나타났다. 강성지반 위 두께가 얇은 모래층의 지지력 평가방법을 제안하기 위하여 실험 결과 얻은 지지력 계수를 H/B의 영향을 고려한 Mandel & Salencon(1972)의 수정지지력계수와 비교 분석하였다. H/B에 따른 지지력계수비 관계를 제안하여 보수적인 설계에 적용할 수 있도록 하였다. 기초 제원, 사질토 상대밀도, H/B를 변화시킨 수치해석을 실시한 결과, 제시된 관계식과 유사한 경향성을 확인하였다.

**Keywords :** Centrifuge model tests, Thin layer of sandy ground, Ultimate bearing capacity

1 정회원, 포스코건설 물환경기술그룹 과장 (Member, Section Manager, Water & Environment Eng. Group, POSCO E&C)

2 정회원, 강원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kangwon National Univ.)

3 정회원, 한라대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Halla Univ., ksyo@halla.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서 론

최근 구조물의 대형화로 인하여 폭이 매우 큰 기초 구조물의 설계와 시공이 증가하고 있다. 특히, 항만공사의 접안시설 기초 구조물인 케이슨은 부산신항과 광양항, 제주항 등에서 기초저면의 폭이 30m 이상인 얇은기초로 시공되었다. 얇은기초의 저면폭이 커짐에 따라 지지력의 영향범위 내 기초지반이 여러 지층으로 나타나는 경우가 많아지게 된다. 그러나 현재 국내에서 일반적으로 설계에 적용되는 Terzaghi(1943)나 Meyerhof(1951)의 지지력 산정식은 기초지반이 무한한 균질층이란 가정으로 제안되어 있어서 이질의 지층조건에서는 사용이 제한적이다(한국지반공학회, 2009).

균질한 지반에 대한 얇은기초의 지지력을 Terzaghi(1943)가 Prandtl의 소성파괴이론을 확장시켜 제안하기 시작하였으며, 이 후 Meyerhof(1951, 1963)나 Vesic(1972, 1973) 등 많은 연구자들에 의해 보다 일반화된 해가 제안되었다. 본 연구 대상과 같이 이질층으로 구성되어 있는 지층의 지지력을 산정하고자 하는 연구 역시 활발하게 진행되었다. Reddy & Srinivasan(1967)은 이질의 점토층을 대상으로 지지력 산정방법을 제안하였다. Meyerhof(1974)는 연약점토위에 모래층이 놓인 경우의 지지력에 대하여 연구하였다. Meyerhof & Hanna(1978)는 강도가 다른 두 지층에서의 지지력에 대해 연구하였으며, Stayanarayana & Garg(1980)는 등가깊이 내의 2개 지층에 대한 전단강도 정수의 평균값을 선정하도록 제안하였다. Hanna(1981)는 이질층에서 관입전단계수( $K_s$ )를 산정하는 설계도표를 제안하였다.

본 연구대상인 얇은 모래층 기초지반의 파괴는 그림 1과 같이 두꺼운 지반과 비교할 수 있다. 그림 1(a)와 같이 모래층의 두께(H)가 파괴영역 깊이(D') 보다 두꺼운 지반에서는 지지력에 모래층의 두께가 영향을 미치지 않으나 그림 1(b)의 기초지반의 두께가 파괴영역 보다

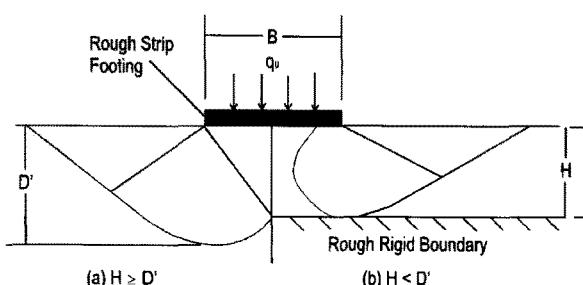


그림 1. 기초지반 두께에 따른 모래지반의 파괴형상(Brown et al., 2004)

얇은 경우는 그 두께가 영향을 미치게 된다. Lundgren & Mortensen(1953)는 기초지반 두께가 두꺼운 경우 파괴영역 깊이가 내부마찰각과 지지력계수에 의해 결정되며, 반면 기초폭의 2배 이하인 얇은 기초지반은 파괴영역 깊이가 기초지반 두께에 더 큰 영향을 받는 것으로 발표하였다.

두께가 얇은 기초지반의 지지력 산정에 대하여 Mandel & Salencon(1972)은 한계평형이론으로 내부마찰각과 기초지반두께/기초폭(H/B)의 변수로 구성된 지지력식과 수정지지력계수( $N_\gamma^*$ )를 식 (1)과 같이 제안하였다. 식 (1)은 본 연구와 같이 하부층이 매우 견고한 조건에 적용이 가능한 것으로 알려져 있다(Hanna, 1982).

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma^* \quad (1)$$

여기서,  $\gamma$ 는 모래층 단위중량,  $B$ 는 기초폭,  $N_\gamma^*$ 는 수정지지력계수이다.

Hanna(1982)는 연약한 모래층 하부에 조밀한 지층이 있는 그림 1과 같은 경우에 대하여 모형실험 등으로 연구하여 H/B에 따른 수정지지력계수를 도표로 제안하였다. Michalowski & Shi(1995)는 운동학적 한계해석으로 두 층으로 구성된 지지력 산정에 대한 설계도표를 제시하였고, Okamura et al.(1998)은 원심모형실험을 통하여 하중 확산과 관입전단 메커니즘을 고려하여 새로운 지지력 산정식을 제안하였다. Cerato & Lutenegger(2003, 2006)는 콘크리트 상부에 조성된 얇은 모래층의 지지력 실험을 대기압 하(1g 상태)에서 수행하여 그림 2와 같은 H/B에 따른 지지력계수비( $\delta$ )에 대한 관계를 분석하였다. 여기서, 지지력계수비는 유한한 지반에서의 수정지지력계수( $N_\gamma^*$ )를 무한한 지반에서의 지지력계수( $N_\gamma$ )

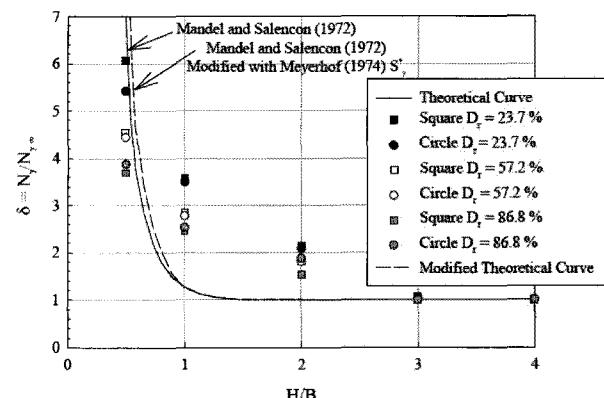


그림 2. H/B에 따른 지지력계수비(Cerato & Lutenegger, 2003)

로 나눈 값으로 정의된다.

상부 모래층의 두께가 얇은 이질층 지반의 지지력에 대한 원심모형실험은 Kusakabe(1995)와 Brown *et al.* (2004) 등이 수행하였다. 그들은 얇은 모래층 파괴는 주로 국부전단파괴이며, 강성지반 경계에 미치는 기초 지지력의 영향범위는 이론보다 크게 나타난다는 연구 결과를 도출하였다.

본 연구에서는 위와 같은 기존 연구를 토대로 강성지반위에 얇은 두께로 조성된 국내의 모래지반에 적용할 수 있는 얇은기초의 지지력 평가방법을 모형실험과 수치해석결과를 사용하여 분석하였다. 지지력 실험은 현장에서 채취한 모래시료로 1g 모형실험과 현장의 응력 조건을 실내에서 재현할 수 있는 원심모형실험(geo-centrifuge)을 20g 중력수준으로 수행하였다. 실험결과를 분석하여 얇은 모래층의 지지력을 산정할 수 있는 방법을 제안하고, 유한요소 수치해석 결과와 비교하여 제안방법의 타당성을 평가하였다.

## 2. 실험방법 및 결과

### 2.1 대상 모래의 공학적 특성

본 연구에 사용한 모래는 제주특별자치도 00항에서 채취한 시료로 비중은 2.69, No.200체 통과율은 12.4%, 균등계수 1.09, 곡률계수 1.01로 통일분류상 SM으로 분류된다. 그림 3은 대상 모래의 입도분포곡선이다. 모래의 상대밀도( $D_r$ )를 구하기 위한 최대 및 최소 단위중량 시험(KS F 2345, 2004) 결과, 최대 건조단위중량( $r_{dmax}$ )은  $16.4\text{kN/m}^3$ , 최소 건조단위중량( $r_{dmin}$ )은  $12.9\text{kN/m}^3$ 으로 분석되었다. 또한, 모래의 전단강도 정수를 평가하기

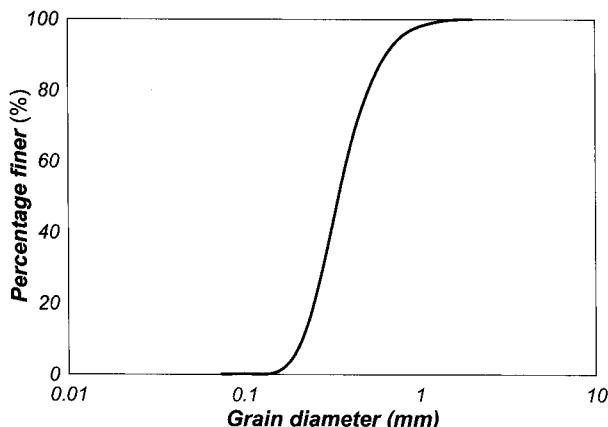


그림 3. 연구대상 모래의 입경가적곡선

위하여 상대밀도 30%, 75% 조건에서 압밀비배수(CU) 삼축압축시험(구속압 50, 100, 150kPa)을 수행하였다. 시험결과,  $D_r=30\%$ , 75%에서 내부마찰각은 각각  $35.9^\circ$ ,  $41.3^\circ$ 로 분석되었으며, 점착력은 나타나지 않는 것으로 분석되었다. 표 1에는 위와 같은 연구대상 모래의 공학적 특성을 정리하였다.

### 2.2 지지력 실험

#### 2.2.1 실험조건

얇은 모래층에서 얇은기초의 지지력 실험은 중력수준과 상대밀도, 기초폭(B)에 대한 모래층 두께(H)의 비(H/B)를 변화하면서 수행하였다. 중력수준은 대기 압 상태인 1g와 원심모형실험기에 탑재하여 중력을 가속한 20g의 두가지 조건이다. 상대밀도( $D_r$ )는 느슨한 조건을 분석하기 위한 35%와 조밀한 조건 분석을 위한 70% 조건으로 수행하였다. 모형토조는 폭 0.20m, 길이 0.45m, 높이 0.48m의 크기로 전면은 모형확인을 위하여 투명한 폴리카보네이트(polycarbonate)로 제작하였으며, 나머지 벽면은 알루미늄으로 구성하였다. 띠기초의 평면변형률 조건을 구현하기 위한 모형기초는 모형토조의 폭과 같은 200mm의 길이이며, 상대밀도에 따라 30mm와 100mm의 두 가지 폭으로 적용하였고, 강성기초는 두께 10mm의 알루미늄 재질로 제작하였다. 1g 실험에서 H/B는 0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5가 되도록 조성하였으며, 20g 실험은 H/B를 0.6, 0.8, 1.0, 1.5로 설정하였다. 표 2에 이와 같은 지지력 실험의 조건을 정리하였다.

지지력 실험 모형의 제원은 그림 4와 같으며, 1g와

표 1. 연구대상 모래의 공학적 특성

특 성	결 과	특 성	결 과
비 중	2.69	최대 건조단위중량	$16.4\text{kN/m}^3$
No.200체 통과율	12.4%	최소 건조단위중량	$12.9\text{kN/m}^3$
균등계수	1.09	내부마찰각 ( $\phi_{cu}$ )	$D_r=30\%$ $35.9^\circ$
곡률계수	1.01		$D_r=75\%$ $41.3^\circ$
통일분류	SM	점착력	0

표 2. 지지력 실험의 기초폭(B) 및 모래층 두께(H)

중력 수준 (g)	상대 밀도 $D_r$ (%)	모형실험조건(model)		
		기초폭 (B, mm)	모래층 두께 (H, mm)	H/B
1	35	100	10, 40, 60, 80, 100, 150	0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	70	30	3, 12, 18, 24, 30, 45	
20	35, 70	30	18, 24, 30, 45	0.6, 0.8, 1.0, 1.5

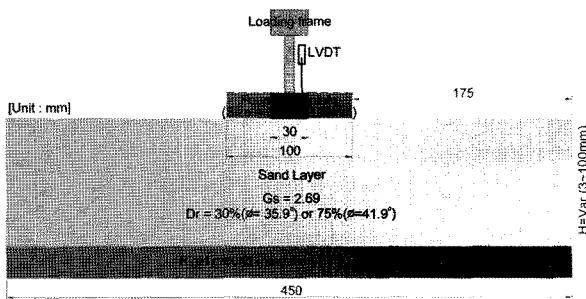


그림 4. 지지력 실험 모식도

표 3. 지지력 실험 제원 및 원심모형실험의 상사성

최대 건조단위중량		모형(model)	원형(prototype)
중력수준	1g실험	1g	—
	20g실험	—	20g
모래지반 (모형토조)	폭	450mm	9.0m
	길이	200mm	4.0m
기초	폭(B)	30, 100mm	0.6m
	길이	200mm	4.0m

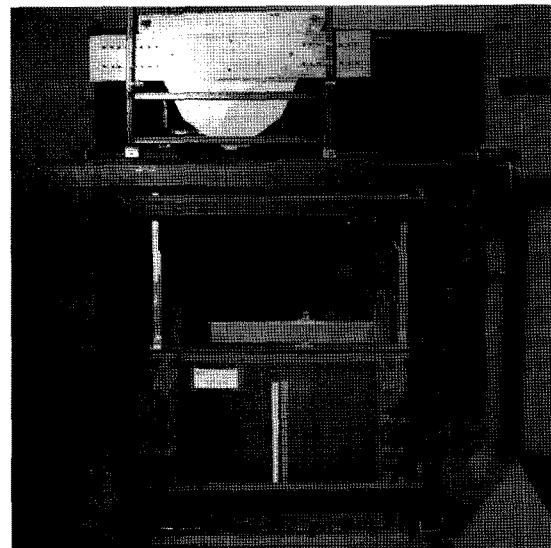
20g 실험에 동일하게 적용하였다. 표 3에는 지지력 실험의 제원을 모형(model)과 중력수준에 대한 상사성을 고려한 원형(prototype)으로 정리하였다.

지지력 실험은 다음의 과정으로이 수행하였다. 먼저 모형토조에 상대밀도와 두께에 맞추어 그림 5(a)와 같이 강사법으로 모래지반을 조성한다. 상대밀도는 강사장치의 슬릿폭 및 강사높이를 조절하면서 형성하였으며, 35%는 슬릿폭 2.1mm, 높이 0.63m, 70%는 슬릿폭 1.4mm, 높이 0.87m에서 조성되었다. 모래층 조성 후 재하판과 로드셀이 연결된 하중재하장치를 토조에 거치하고, 그림 5(b)와 같이 LVDT를 재하판에 설치한다. 실험 준비 완료 후 1mm/min의 속도로 재하장치를 가동하면서 하중 및 침하량을 측정한다. 하중은 지지력파괴에 도달하거나 기초폭의 10% 이상 침하가 발생할 때까지 재하한다.

### 2.2.2 1g 지지력 실험결과

1g 지지력 실험은  $D_f=30, 75\%$  각각에 대하여  $H/B=0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 로 수행하였다. 실험결과, 그림 6과 같은 하중-침하관계를 획득하였다. 그림 6의 (a)  $D_f=30\%$  조건과 (b)  $D_f=75\%$  조건의 결과에서 보는 바와 같이  $H/B$ 가 증가함에 따라 하중-침하 관계의 기울기가 증가하면서 지지력이 작아지는 경향을 보이고 있다.

극한지지력은 하중(p)-침하(s) 곡선 및 log-log 곡선에서 급격하게 침하가 발생하는 하중을 극한지지력으로 판정하였다. 또한, 극한하중에 도달하지 못한 경우



(a) 강사장치



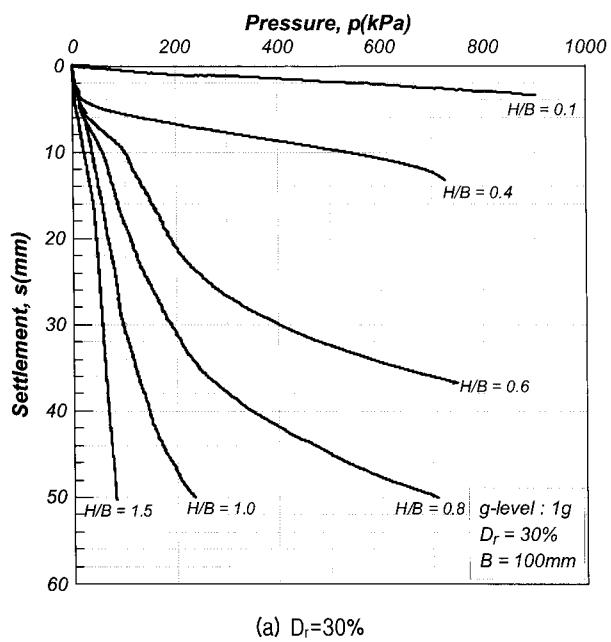
(b) 기초판 설치( $B=30mm$ )

그림 5. 모래층 조성 전경 및 하중재하장치

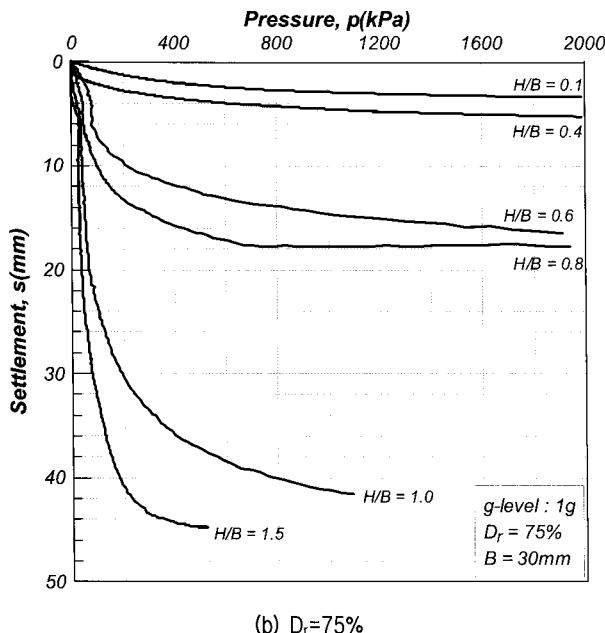
에는 Vesic(1973)이 제안한 기초폭의 10% 침하량이 유도되는 하중을 극한지지력으로 산정하였다. 이 방법은 얇은 기초지반에서 원심모형실험을 수행한 Brown *et al.* (2004)의 연구와 대기압에서 사질토 기초지반의 두께를 조절하면서 지지력실험을 수행한 Cerato & Lutenegger (2006) 연구 등에서 적용하였다. 이와 같이 분석한 극한지지력( $q_{ult}$ )과 이 때의 침하량( $s_{ult}$ )을 표 4에 나타내었다.

그림 6과 표 4에서 보는 바와 같이  $D_f=30\%$  조건의  $H/B=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 에서 극한지지력은 530, 95, 61, 49, 41kPa을 보이며, 이 때의 침하량은 9.9, 9.4, 10.5, 13.5, 17.1mm로 나타났다.  $D_f=75\%$  조건은  $H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 에서 극한지지력은 69, 46, 30, 26kPa로 나타났고, 이 때 침하량은 2.7, 5.8, 4.4, 5.0mm로 분석되었다.  $D_f=30\%, 75\%$  모두에서  $H/B$ 가 증가함에 따라 극한지지력은 감소하고, 극한지지력이 발생하는 침하량

은 대부분 증가하는 경향을 보였다. 또한,  $D_r=30\%$ 에 비하여 75%에서 극한지지력이 작게 나타나는 이유는 기



(a)  $D_r=30\%$



(b)  $D_r=75\%$

그림 6. 1g 실험의 하중-침하곡선

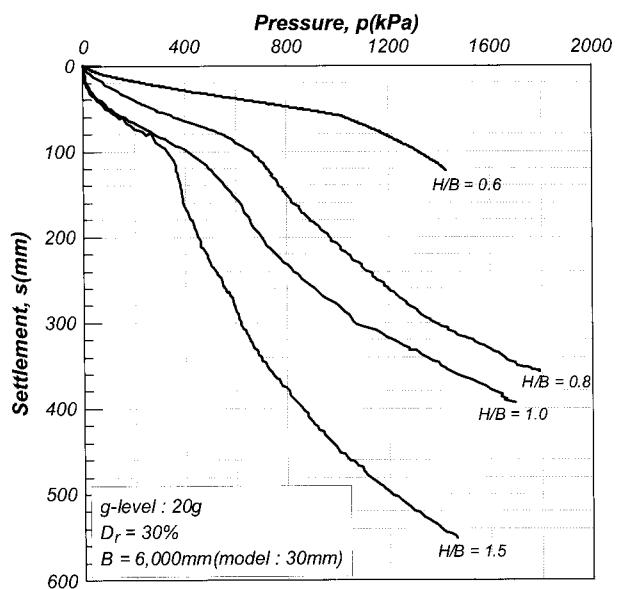
표 4. 1g 실험의 극한지지력 산정결과

H/B	$D_r=30\%$		$D_r=75\%$	
	$q_{ult}$ (kPa)	$S_{ult}$ (mm)	$q_{ult}$ (kPa)	$S_{ult}$ (mm)
0.1	2651	10.0	1178	3.0
0.4	520	9.9	258	3.0
0.6	94	9.4	68	2.7
0.8	60	10.5	45	5.9
1.0	48	13.5	29	4.4
1.5	41	17.1	25	5.0

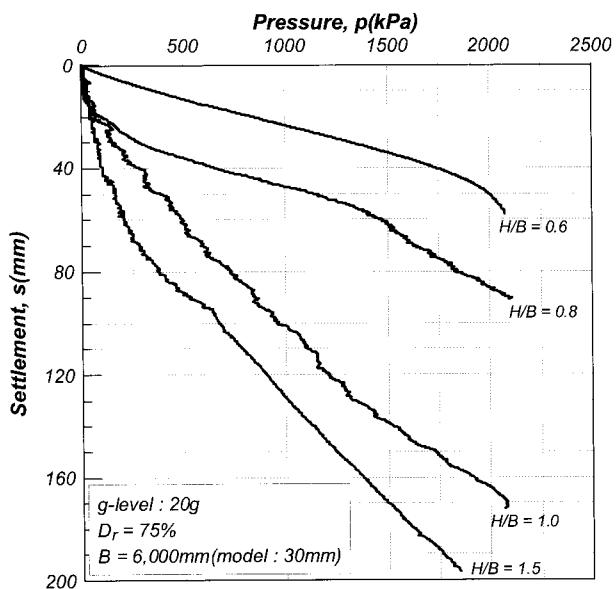
초폭이  $D_r=30\%$ 에서 100mm,  $D_r=75\%$ 에서 30mm를 사용했기 때문에 판단된다.  $D_r=75\%$ 의  $H/D=0.1, 0.4$  조건에서는 극한지지력이나 항복하중이 분명하게 나타나지 않아 위에서 언급한 바와 같이 기초폭의 10%의 침하량이 유도되는 하중을 극한지지력으로 산정하였다. 단,  $D_r=30\%$ 의  $H/B=0.1$  조건에서는 침하량이 기초폭의 10%에 도달하지 못하였으므로 선형의 회귀분석을 통하여 10mm 침하량에서 하중을 극한지지력으로 가정하였다.

### 2.2.3 20g 지지력 실험결과

원심모형실험을 이용한 중력수준 20g 조건의 지지력



(a)  $D_r=30\%$



(b)  $D_r=75\%$

그림 7. 20g 실험의 하중-침하곡선

표 5. 20g 실험의 극한지지력 산정결과

H/B	D <sub>r</sub> =30%		D <sub>r</sub> =75%	
	q <sub>ult</sub> (kPa)	S <sub>ult</sub> (mm)	q <sub>ult</sub> (kPa)	S <sub>ult</sub> (mm)
0.6	1018	48.0	1719	39.6
0.8	589	87.3	1403	58.3
1.0	453	105.8	845	90.0
1.5	354	106.8	625	94.4

실험은 D<sub>r</sub>=30, 75% 각각에 대하여 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5 조건으로 수행하였으며, 그림 7과 같은 하중-침하관계를 획득하였다. 1g 조건과 같이 H/B가 증가함에 따라 하중-침하 기울기가 증가하면서 지지력이 작아지는 경향이 나타났다. 하중-침하곡선에서 극한지지력과 이 때의 침하량을 평가하여 표 5에 나타내었다. 표 5에는 중력수준을 반영하여 원형(prototype)의 결과로 정리하였다.

20g 중력수준의 극한지지력 산정 결과(표 5), D<sub>r</sub>=30% 조건의 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5에서 극한지지력(q<sub>ult</sub>)은 1753, 1430, 861, 637kPa을 보이며, 이 때의 침하량(S<sub>ult</sub>)은 39.6, 58.3, 90.0, 94.4mm로 나타났다. D<sub>r</sub>=75% 조건은 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5에서 1038, 600, 462, 361kPa의 극한지지력이 나타났고, 이 때 침하량은 48.0, 87.3, 105.8, 106.8mm로 분석되었다. H/B 증가에 따라 극한지지력은 감소하고, 극한지지력 발생 침하량은 증가 경향이 나타났으며 이는 1g와 같은 경향이다.

### 3. 지지력 평가방법 제안

#### 3.1 개요

두께가 유한한 모래 기초지반에서 지표면에 위치한 기초의 지지력 산정식 가운데 Mandel & Salencon(1972) 제안한 식 (1)은 수정지지력계수( $N_g^*$ )를 적용함으로써 지지력 산정시 기초의 제원을 고려할 수 있다. 또한, Cerato & Lutenegger(2003)는 수정지지력계수와 지지력계수의 비( $N_g^*/N_g$ )를  $\delta$ 로 정의하고, H/B와  $\delta$ 의 관계를 제시하여 기초지반의 내부마찰각이 직접적으로 반영될 수 있도록 식 (2)를 제안하였다. 그러므로 본 연구에서는 지지력의 효율적 산정을 위하여 H/B에 따른  $\delta$ 를 제안하며, 이 제안결과로 식 (2)를 적용하여 지지력을 산정하도록 제안하였다.

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot \delta \cdot N_g \quad (2)$$

여기서,  $\delta = \frac{N_g^*}{N_g}$  이다.

#### 3.2 수정지지력계수 및 지지력계수비

제2장에서 분석한 각 조건별 극한지지력을 Mandel & Salencon (1972)이 제안한 식 (1)에 적용하여 수정지지력계수( $N_g^*$ ) 산정하였으며, 이를 그림 8과 표 6에 정리하였다. 중력수준 및 상대밀도에 관계없이 H/B가 증가함에 따라  $N_g^*$ 가 감소하는 경향을 보이고 있다. 그림 8에서 D<sub>r</sub>=30%의 결과는 낮은 수정지지력계수를 보이는 아래에 2개의 실선으로 나타나며, D<sub>r</sub>=75% 결과는 상대적으로 높은 수정지지력계수가 나타나는 위의 2개의 점선으로 나타났다. 즉 수정지지력계수는 H/B와 더불어 내부마찰각에 영향을 받는다. 그러므로 내부마찰

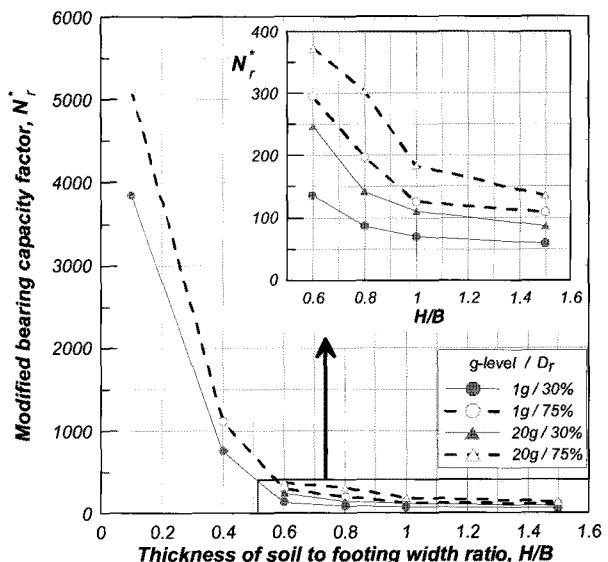


그림 8. H/B에 따른 수정지지력계수

표 6. 수정지지력계수 및 지지력계수비 산정결과

중력 수준	H/B	D <sub>r</sub> =30%			D <sub>r</sub> =75%		
		q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>g</sub> <sup>*</sup>	$\delta$	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>g</sub> <sup>*</sup>	$\delta$
1g	0.1	2651	3847.1	97.7	1178	5115.4	51.0
	0.4	520	754.6	19.2	258	1120.8	11.2
	0.6	94	135.8	3.4	68	295.4	2.9
	0.8	60	86.7	2.2	45	197.1	2.0
	1.0	48	69.6	1.8	29	125.6	1.3
	1.5	41	58.8	1.5	25	108.5	1.1
20g	0.6	1018	246.2	6.2	1719	373.1	3.7
	0.8	589	142.4	3.6	1403	304.4	3.0
	1.0	453	109.5	2.8	845	183.3	1.8
	1.5	354	85.6	2.2	625	135.6	1.4

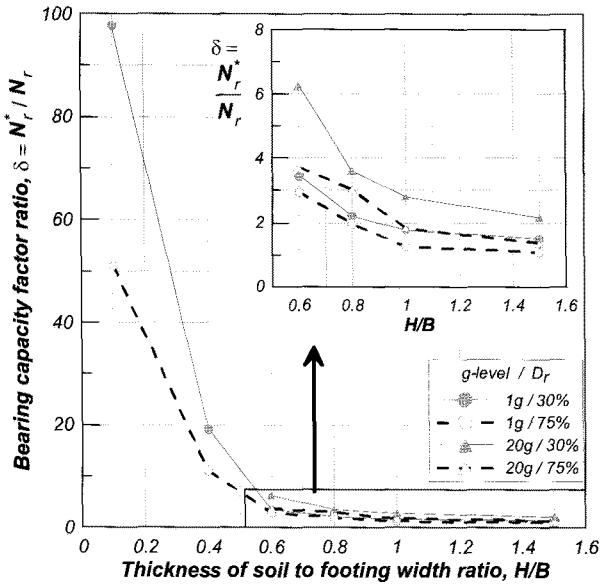


그림 9. H/B에 따른 지지력계수비

각을 정규화할 수 있는 지지력계수비( $\delta$ )를 제안함으로써 지지력 평가의 제안방법을 보다 유용하게 적용할 수 있도록 하였다. 표 6에는 지지력계수비도 함께 정리하였으며, H/B에 따른  $\delta$ 를 그림 9에 나타내었다. 지지력계수비( $\delta$ )를 산정하기 위한 지지력계수( $N_r$ )는 Hansen (1970)[6] 제안한 아래의 식 (3)을 적용하였으며,  $N_r$ 는  $Dr=30\%$ 에서 39.4,  $Dr=75\%$ 에서 100.3으로 적용하였다.

$$N_r = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (3)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

지지력계수비 역시 H/B의 증가에 따라 감소하는 경향을 보였다. 그림 9와 같이 1g의  $Dr=30\%$ 에서 다소 크게 나타났으나 나머지 3개의 실험조건은 H/B에 따라 유사한  $\delta$ 가 분석되었다. 즉, 상대밀도(또는 내부마찰각)나 기초폭 등의 조건에 관계없이 그림 9와 식 (2)를 적용하면 두께가 얇은 모래지반의 지지력을 평가할 수 있다.

### 3.3 기존 연구결과와 비교

위와 같이 분석된 수정지지력계수와 지지력계수비 결과를 기존 연구와 비교하였다. 본 연구에서 분석된 수정지지력계수를 Mandel & Salencon(1972)의 연구결과와 함께 그림 10에 도시하였다. 그림 10과 같이  $Dr=30\%$ 의 내부마찰각  $35.9^\circ$ 에서는 Mandel & Salencon 연구결과에 비하여 비교적 높은  $N_r^*$ 를 나타내고 있으나,  $Dr=75\%$  조건인 내부마찰각  $41.3^\circ$ 에서는 기존 연구결과와 유사

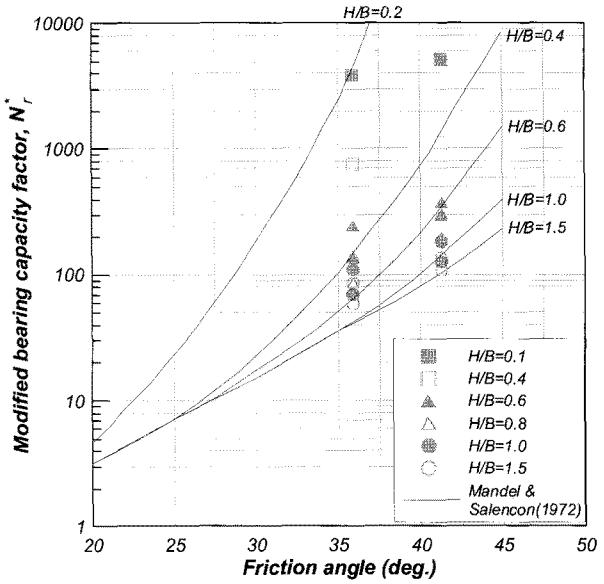


그림 10. 기존연구와 수정지지력계수 비교

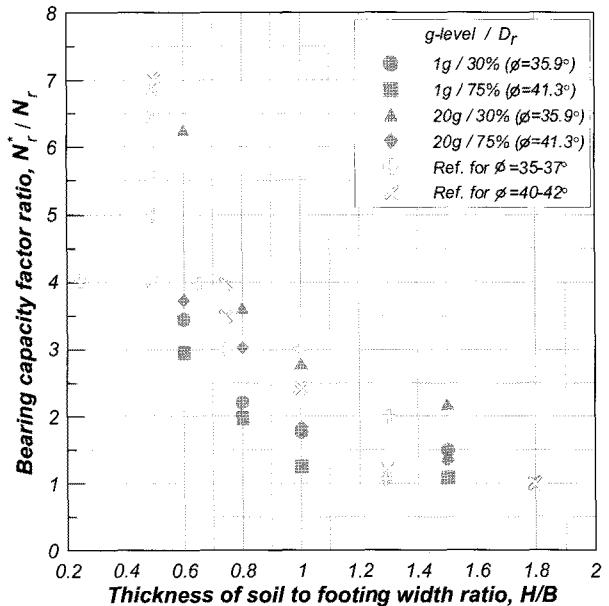


그림 11. 기존연구와 지지력계수비의 비교

하게 나타났다.

지지력계수비는 Cerato & Lutenegger (2003)가 제시한 연구결과와 함께 그림 11과 같이 비교하였다. 본 연구결과가 기존 연구결과에 비하여 비교적 낮은 경향으로 보이기는 하나 전반적으로 볼 때 유사한 지지력계수비로 평가할 수 있을 것이다.

그러므로 두께가 얕은 모래지반의 지지력 평가를 위해서 H/B에 따라 지지력계수비( $\delta$ ) 관계를 그림 12와 같이 제안한다. 이 관계를 통하여 기존 문헌과 비교할 때 다소 보수적 경향성을 갖는 지지력 검토 결과를 획득할 수 있을 것으로 판단된다.

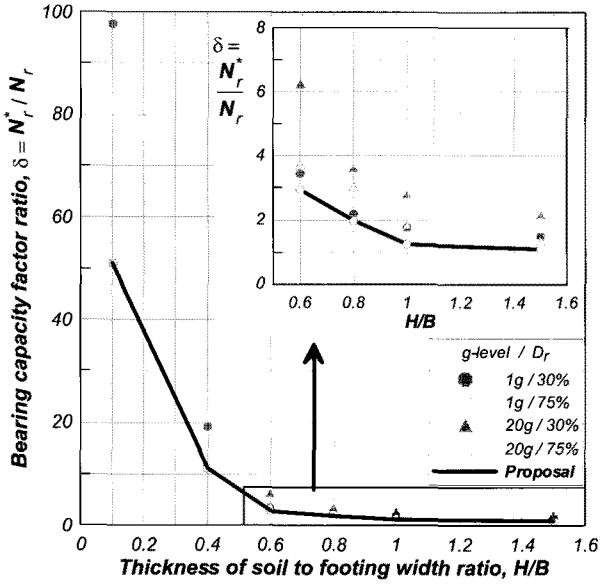


그림 12. 지지력 평가를 위한  $H/B-\delta$  제안

## 4. 수치해석

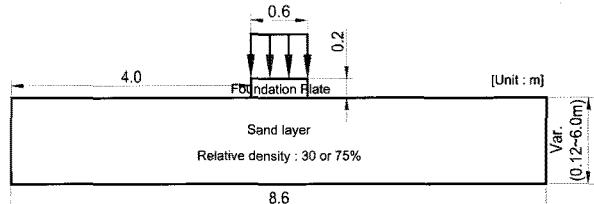
### 4.1 해석조건

위와 같이 분석된 얇은 모래층에서의 지지력 산정식에 대한 적용성 검토를 위해 유한요소(FEM) 수치해석을 수행하였다. FEM 수치해석은 표 7과 같은 조건으로 수행하였다. 표 7에서 원심모형실험 제원을 모델링하는 Case 1, 2는 0.6m의 기초폭에  $H/B$ 를 0.2~10로 해석하고, 현장규모의 해석인 Case 3, 4는 기초폭 36.0m,  $H/B$ 는 0.2~10로 수행하였다. 이와 같은 조건의 수치해석 모델은 그림 13에서 Case 1, 2는 (a)에 Case 3, 4는 (b)에 도시하였다. 본 연구에서 수치해석은 상용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis BV사의 Plaxis 2D를 이용하였다.

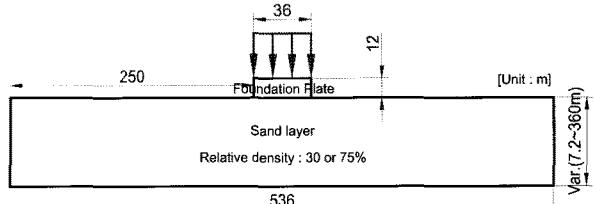
모래층의 구성모델은 조립재료의 거동 특성을 비교적 잘 표현하는 것으로 알려진 Hyperbolic 모델을 적용(Duncan & Chang, 1970)하였다. 이 모델에서 비선형거동을 구성하는 접선탄성계수식( $E_t$ )은 식 (4), 초기접선탄성계수( $E_i$ )은 식 (5)로 나타난다.

표 7. 수치해석 조건

해석명	$D_f$ (%)	기초폭 $B(m)$	모래층 두께 $H(m)$	$H/B$	비고
Case 1	30	0.6	0.12, 0.24, 0.36, 0.48, 0.60, 0.90, 6.0	0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 10.0	원심모형 실험제원
Case 2	75				
Case 3	30	36.0	7.2, 14.4, 21.6, 28.8, 36.0, 54.0, 360	1.0, 1.5, 10.0	현장규모 기초 제원
Case 4	75				



(a) 원심모형실험 제원(Case 1, 2)



(b) 현장규모의 기초 제원(Case 3, 4)

그림 13. 수치해석 모델 제원

표 8. 모래지반의 수치해석 입력정수

$D_f$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$E_i$ (MPa)	K	n	$R_f$
30	13.8	35.9	16.3	172	0.65	0.84
75	15.4	41.3	40.8	420	0.43	0.80

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi} \right]^2 E_i \quad (4)$$

$$E_i = K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5)$$

여기서,  $R_f$ 는 파괴비로  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 로 정의되며,  $P_a$ 는 탄성계수와 같은 단위의 대기압이고,  $K$ 는 지반변형과 관련된 무차원의 계수,  $n$ 은 구속압에 대한 초기접선탄성계수의 변화를 결정하는 지수,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 파괴시 편차응력,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 는 편차응력의 쌍곡선 점근값이다. Hyperbolic 모델의 계수는 CU삼축압축실험으로 표 8과 같이 산정하였다. 또한, 기초는 하중에 영향을 주지 않는 강성기초를 모델링하기 위하여 단위 중량이 없고 탄성계수가 매우 큰 Linear elastic 모델로 적용하였다. 재하는 하중-침하관계를 용이하게 획득하도록 변위제어조건으로 적용하였다. 수치해석은 기초지반 형성, 기초판 설치, 변위제어식 하중재하의 순으로 단계적으로 진행하였다.

### 4.2 수치해석 결과 및 비교

Case 1~4 제원에서  $H/B=0.2\sim10$ 로 수행한 수치해석 결과를 표 9에 정리하였다. 또한, 하중-침하의 관계는 Case

표 9. 수치해석 분석결과

H/B	Case 1			Case 2		
	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> *	δ	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> *	δ
0.2	62,493	15,114	612.8	101,800	22,095	368.0
0.4	1,613	390.1	15.8	13,206	2866.2	47.7
0.6	339	82.0	3.3	945	205.1	3.4
0.8	203	49.2	2.0	608	132.1	2.2
1.0	163	39.3	1.6	364	79.0	1.3
1.5	130	31.5	1.3	309	67.1	1.1
10.0	102	24.7	1.0	277	60.0	1.0
H/B	Case 3			Case 4		
	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> *	δ	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> *	δ
0.2	16,040	64.7	16.7	242,929	878.7	27.6
0.4	17,024	68.6	17.8	107,038	387.2	12.2
0.6	6,120	24.7	6.4	52,049	188.3	5.9
0.8	3,455	13.9	3.6	28,731	103.9	3.3
1.0	2,773	11.2	2.9	22,738	82.3	2.6
1.5	2,006	8.1	2.1	20,430	73.9	2.3
10.0	959	3.9	1.0	8809	31.9	1.0

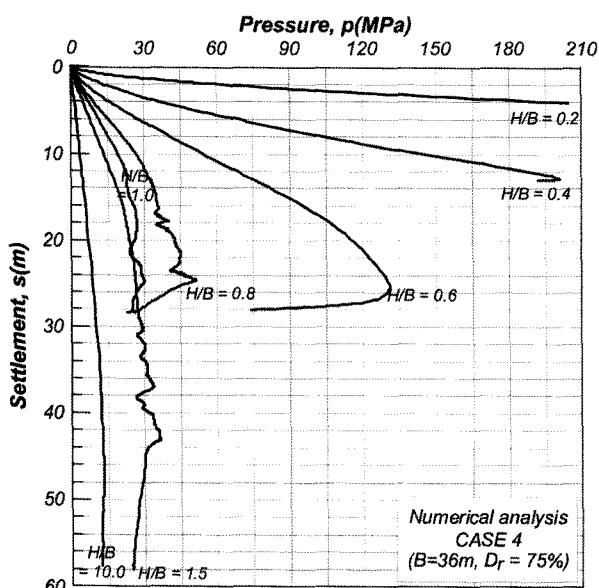


그림 14. 수치해석에 의한 하중-침하곡선(Case 4)

4를 대표로 그림 14에 나타내었다. 극한지지력은 침하가 급격하게 발생되는 하중으로 선정하였으며, 수정지지력계수는 실험결과 분석과 마찬가지로 극한지지력에 식 (1)을 적용하여 평가하였다. 지지력계수비( $\delta=N_{\gamma}^*/N_{\gamma}$ )의 산정에 있어  $N_{\gamma}$ 는 수치해석 결과 가운데 기초지반의 두께에 대한 영향이 거의 없다고 판단할 수 있는  $H/B=10$ 의 수정지지력계수( $N_{\gamma}^*, H/B=10=N_{\gamma}$ )로 적용하였다.

$H/B$ 에 따른 지지력계수비를 그림 15에 실험 값과 함께 나타내었다. 그림 15와 표 9에서 보는 바와 같이

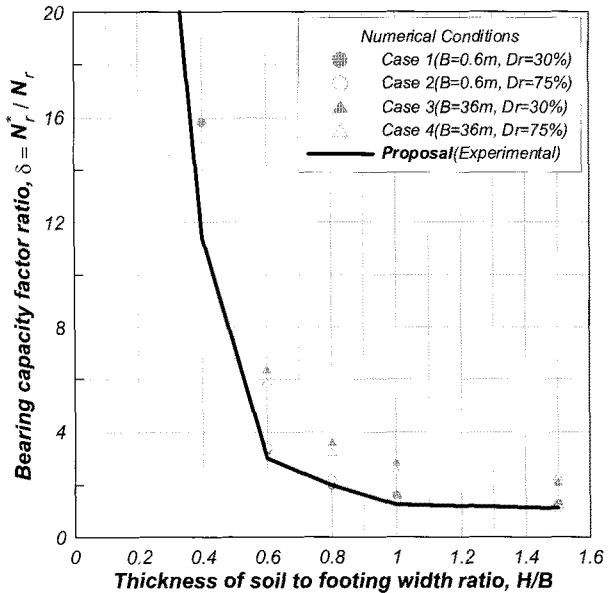


그림 15.  $H/B$ 에 따른  $\delta$ 의 제안값 및 수치해석 비교

$H/B=0.4$ 이하에서는 수치해석 조건에 따라 지지력계수비( $\delta$ )가 다소 상이하게 분석되었다.  $H/B=0.6$ 이상에서는 전반적으로 유사한 경향의  $\delta$ 가 분석되었으며, 같은 기초폭(B)에서  $\delta$ 가 유사하게 나타났다. 특히, 다소 보수적인  $H/B$ 에 따른  $\delta$ 의 실험결과(그림 15의 Proposal)는 수치해석 중 비교적 낮은 결과에서 유사하게 나타났다. 그러므로 본 연구의 제안은 강성지반위 얇은 모래지반의 지지력의 합리적 평가에 적합할 것으로 예상되었다.

## 5. 결 론

본 연구는 두께가 얇은 모래지반에 설치된 얇은 띠기초의 지지력을 평가할 목적으로 1g 모형실험과 20g 원심모형실험을 수행하였다. 지지력 평가 제안방법은 기존연구 결과와 유한요소 수치해석 결과로 비교 분석하였다. 이러한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 두께가 얇은 모래층의 지지력 평가를 위하여 중력수준, 상대밀도, 모래지반 두께(H)에 대한 기초폭(B)의 비(H/B)를 변화하면서 모형실험을 수행하였다. 실험결과,  $H/B$ 가 감소함에 따라 지지력은 증가하며, 침하는 감소하는 경향을 보였다.
- (2) 극한지지력의 평가방법을 제안하기 위하여 모형실험 결과를 Mandel & Salencon(1972)이 제안한 수정지지력계수( $N_{\gamma}^*$ )로 분석하였으며,  $N_{\gamma}^*$ 는  $H/B$ 가 감소

함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 수정지지력계수는 지지력계수와 마찬가지로 H/B 이외에 내부마찰각을 독립변수로 포함하는 것으로 분석되었다.

- (3) 내부마찰각에 대한 정규화를 위하여 수정지지력계수( $N_g^*$ )를 지지력계수( $N_g$ )로 나눈 지지력계수비( $\delta$ )를 분석하고, H/B에 대한  $\delta$ 의 관계를 도표로 제안하였다. 이 도표로부터 H/B- $\delta$  관계를 보수적으로 제안함으로써 얇은 모래층에 놓인 얕은기초의 지지력 평가가 가능하도록 하였다.
- (4) 유한요소 수치해석은 상대밀도와 H/B을 변화한 조건의 모형실험 및 현장규모의 제원으로 지지력 해석을 수행하고, 수정지지력계수 및 지지력계수비를 분석하였다. 그 결과, 모형실험에서 제안된 H/B에 따른  $N_g^*$  및  $\delta$ 가 모형실험에 의한 제안값과 유사하게 나타났다.

본 연구는 지표면에 위치한 띠기초 하부의 모래지반이 기반암 위에 얕게 분포하는 경우의 지지력 산정방법을 실험과 수치해석을 통하여 제안하였다. 분석을 위하여 대기압 및 20g 중력수준의 원심모형실험을 수행하였으나 기기의 한계상 현장에 비하여 축소된 모형을 적용하였다. 또한, 국한된 대상시료를 적용하고, 삼축압축시험에서 다양한 구속압조건을 고려하지 못한 등의 여러 한계를 가지고 있다. 그러므로 향후 다양한 실험조건, 대상시료 및 현장적용 결과 등을 반영함으로써 얇은 기초지반의 지지력 산정 방법이나 수정지지력계수를 보다 높은 신뢰성을 지닌 관계로 제안할 수 있을 것으로 사료된다.

## 참 고 문 헌

1. 한국지반공학회 (2009), 구조물 기초 설계기준 해설, 구미서관, 서울, pp.182-194.
2. 한국표준협회 (2004), KS F 2345:2004, 비점성토의 상대 밀도 시험 방법
3. Brown, R., Valsangkar, A. J. and Schriver, A. B. (2004), Centrifuge Modeling of Surface Footings on a Sand Layer Underlain by a Rigid Base, *Geotechnical and Geological Engineering*, Netherlands, Vol.22, No.2, pp.187-196.
4. Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., and Waterman, D. (2004), Manual of PLAXIS 2D Version 8, PLAXIS B.V., Netherlands.
5. Cerato, A. B. and Lutenegger, A. J. (2003), Model Footing Tests on a Finite Layer of Granular Soil, *International Symposium on Shallow Foundations*, FONDSUP 2003, Paris, France, Vol.1, pp. 155-162.
6. Cerato, A. B. and Lutenegger, A. J. (2006), Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base, *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.11, November, pp.1496-1501.
7. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.96, SM 5, pp.1629-1653.
8. Hanna, A. M. (1981), Foundations on Strong Sand Overlying Weak Sand, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107, GT7, pp.915-927.
9. Hanna, A. M. (1982), Bearing Capacity of Foundations on a Weak Sand Layer Overlying a Strong Deposit, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.3, pp.392-396.
10. Hansen, J. B. (1970), A Revised and Extended Formula For Bearing Capacity, *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, No.28, Copenhagen, pp.5-11.
11. Kusakabe, O. (1995), Foundations, *Geotechnical Centrifuge Technology*, In R. N.Taylor (ed.), Blackie Academic and professional, London, pp.118-165.
12. Mandel, J. and Salencon, J. (1972), Force Portante D'Un Sol Sur Une Assise Rigide(Etude Theorique), *Géotechnique*, Vol.22, No.1, pp.79-93.
13. Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978), Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils under Inclined Load, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.565-572.
14. Meyerhof, G. G. (1951), The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique*, Vol.2, No.4, pp.301-331.
15. Meyerhof, G. G. (1963), Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-26.
16. Meyerhof, G. G. (1974), Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, pp.223-229.
17. Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995), Bearing Capacity of Footings over Two-layer Foundation Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, No.5, pp.421-428.
18. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1998), Bearing Capacity Predications of Sand Overlying Clay Based on Limit Equilibrium Methods, *Soil and Foundation*, Vol.38, No.1, pp.181-194.
19. Reddy, A. S. and Srinivasan, R. J. (1967), Bearing Capacity of Footings on Layered Clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.93, No.2, pp.83-99.
20. Stayanarayana, B., and Garg, R. K. (1980), Bearing Capacity of Footings on Layered c- $\phi$  Soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.106, GT7, Proc. Paper 15578, pp. 819-824.
21. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.118-136.
22. Vesic, A. S. (1972), Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM3, pp.265-290.
23. Vesic, A. S. (1973), Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.99, No.1, pp.45-73.

(접수일자 2011. 3. 4, 심사완료일 2011. 6. 8)

# 세립토 위주의 토석류에 관한 유변학적 모델: 입자크기 효과

## Rheological Models for Describing Fine-laden Debris Flows: Grain-size Effect

정승원<sup>1</sup> Jeong, Sueng-Won

### Abstract

This paper presents the applicability of rheological models for describing fine-laden debris flows and analyzes the flow characteristics as a function of grain size. Two types of soil samples were used: (1) clayey soils - Mediterranean Sea clays and (2) silty soils - iron ore tailings from Newfoundland, Canada. Clayey soil samples show a typical shear thinning behavior but silty soil samples exhibit the transition from shear thinning to the Bingham fluid as shear rate is increased. It may be due to the fact that the determination of yield stress and plastic viscosity is strongly dependent upon interstructural interaction and strength evolution between soil particles. So grain size effect produces different flow curves. For modeling debris flows that are mainly composed of fine-grained sediments (<0.075 mm), we need the yield stress and plastic viscosity to mimic the flow patterns like shape of deposition, thickness, length of debris flow, and so on. These values correlate with the liquidity index. Thus one can estimate the debris flow mobility if one can measure the physical properties.

### 요지

본 연구는 토석류의 유동성과 관련하여 세립토의 흐름특성, 유변학적 모델들의 적용가능성 및 액성상태 의존성 유변학적 특성을 비교분석하였다. 입자크기에 따른 유변학적 특성을 살펴보고자 점토질이 풍부한 지중해 해저점토와 실트질이 풍부한 캐나다 동부 뉴펀들랜드 와부시 호수에서 채취한 광미에 대한 물성특성을 분석하였다. 점토질이 풍부한 세립토의 경우 전형적인 전단담화(shear thinning) 거동을 보이는 반면, 실트질 광미의 경우는 전단담화와 Bingham 유체 거동을 함께 보인다. 후자의 경우, 전단변형률속도를 높임에 따라 Bingham 유체처럼 거동하였다. 이러한 현상학적 차이는 입자크기에 따른 유동특성곡선의 차이에서 기인한 것이다. 항복응력과 소성점도의 결정은 전단변형에 의한 유동 입자들의 구조적 변화와 응력상태와 관련되기 때문이다. 세립토(< 0.075mm)를 다량 함유한 토석류의 유동성을 역해석하고자 할 때, 퇴적형상(흐름 양상, 퇴적층의 모양, 두께 및 길이 등)은 항복응력과 소성점도에 의해 결정된다. 항복응력과 소성점도는 액성지수의 함수로 나타낼 수 있으므로, 토석류의 발생가능지역에서 액성상태에 따른 토석류의 유동성을 평가할 지표로 활용할 수 있다.

**Keywords :** Debris flow mobility, Fine-grained sediment, Flow characteristics, Rheological model, Yield stress

### 1. 서 론

토석류(debris flow)의 유동성은 유동화된 토질들의 이동거리와 속도와 관련된다(Imran 등, 2001; Locat 등,

2004). 토석류의 최대 이동거리와 속도들은 주로 토석류의 토질특성, 유동화에 영향을 미치는 내부·외부인자 및 지형학적 특성에 의해 좌우된다. 이들 유동관련 특성들은 유변학에서 다루는 항복응력(yield stress)과

1 정회원, 한국지질자원연구원, 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources, suengwon@hotmail.com)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

점도(viscosity)를 통해 해석할 수 있다. 토석류 발생관련 유동성을 해석할 경우, 동일한 구조적·지질학적 조건하에서 이동속도는 점도에, 이동거리는 항복응력에 의해 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 하지만 이들의 유변학적 매개변수를 결정하는 일은 쉽지 않다. 1920년대 E.C. Bingham 교수의 혁신적 업적 이후로 수많은 유변학적 모델(rheological model)들이 소개되고 있으나, 토석류의 흐름 특성(flow characteristics)을 결정하는데 적용할 간편한 유동특성모델을 제시하기란 여전히 어려운 일이다(Barnes, 1999). 이런 점에 착안하여, 본 연구는 세립토를 다량 함유한 토석류의 이동성에 중요한 영향을 미치는 인자들인 항복응력과 점도를 구하는 방법 및 유동 모델의 적용성에 대해 토의하고자 한다. 연구대상재료들은 일라이트 위주의 점토를 가진 지중해 연안에서 채취한 해저점토시료와 광미의 처분장에서 얻어진 고른 입도분포를 가진 실트질 광미들을 대상으로 얻어진 유변학적 결과들에 대해 분석하고자 한다. 광미의 경우 캐나다 동부 지방에서 선광과 제련과정 중 유용한 광물을 회수하고 남은 저품위 불용광물을 선택하였다. 두 시료를 비교분석함은 일반적인 토석류의 흐름 특성이 세립토의 영향을 받는 것으로 알려져 있으나(Locat, 1997), 세립토 내 점토질을 다량 함유한 경우와 실트질이 다량 함유된 경우의 유동학적 특성들이 달리함에 그 이유가 있다(Jeong 등, 2010). 본 연구는 유동곡선 및 유동특성 모델, 연구대상재료와 시험방법, 유변물성 측정시험기의 원리 및 단계별 실험분석방법, 결과 및 토의 순으로 구성하고자 한다.

## 2. 유동곡선 및 유동특성모델

토석류의 유동성뿐만 아니라 천연재료(벤토나이트, 퀵

샌드 등) 및 산업용 재료(치약, 페이트, 폴리머 등)들의 유변학적 특성을 알아보기 위해 일반적으로 이들의 유동곡선을 조사한다. Fig. 1에서 보이듯, 유동곡선(flow curve)은 일반적으로 다섯 가지 형태를 가진다: (1) Bingham, (2) 전단담화(shear thinning - 유변학적 용어는 학문적 배경에 따라 면찰담화, 유동담화, 유동전단화 등으로 다양한 표현으로 사용된다. 본 연구에서는 전단담화로 통일하고자 한다), (3) 의가소성(pseudoplastic), (4) 전단농화(shear thickening) 및 (5) 뉴턴(Newtonian) 타입 등으로 표현할 수 있다. 이를 가운데 토석류가 세립토 위주의 유동거동을 보인다고 가정할 경우 Fig. 1(b)에서 점선으로 보인 바와 같이 일반적으로 의가소성 또는 전단담화 형태의 유동거동을 보이는 것으로 알려져 있다. 실험적으로 얻어진 유변학적 특성들은 토석류의 현상학적 특성들을 역해석하는데 활용되며, 흔히 사용되는 유변학적 모델은 Bingham 또는 Herschel-Bulkley 모델 등이다. Fig. 1(b)에서 보이듯 유동곡선은 두 접성영역으로 나누어 설명할 수 있으며, 상대적으로 낮은(항복 전) 전단변형률에서의 점도(의사뉴턴점도, Jeong 등, 2010)와 상대적으로 높은(항복 후) 전단변형률에서의 점도(소성 점도)로 구분된다. 이들이 만나는 중간의 영역(그림에서 사각형)은 항복영역(Papanastasiou, 1987)이라고 불리기도 하나, 본 연구에서는 겉보기 항복응력(apparent yield stress)이라고 명명하기로 한다. 실제 점성토에 대한 유동학적 해석에 의하면 Bingham 항복응력과 겉보기 항복응력은 거의 유사한 값을 가진다(Locat와 Demers, 1988; Jeong, 2006; Jeong 등, 2010, Fig. 2(b)). ‘만물은 흐른다 (Everything is flow)’란 철학적인 의미에서 출발한 논쟁을 말하지 않더라도 대략 최근 20년간의 항복응력의 존재와 필요성에 대한 논쟁은 끊이지 않았지만, 토석류의 유동성 해석에 대해서는 항복응력 그 자체가 가지는 의미는

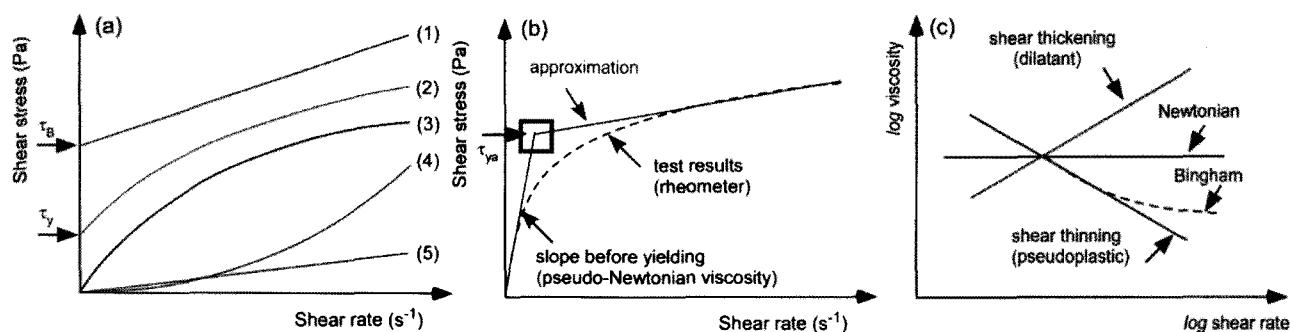


Fig. 1. Rheological characteristics of fine-grained sediments: (a) flow curves, (b) general behavior of muds and bilinear model to determine the rheological properties, and (c) log viscosity versus log shear rate to examine flow behavior.

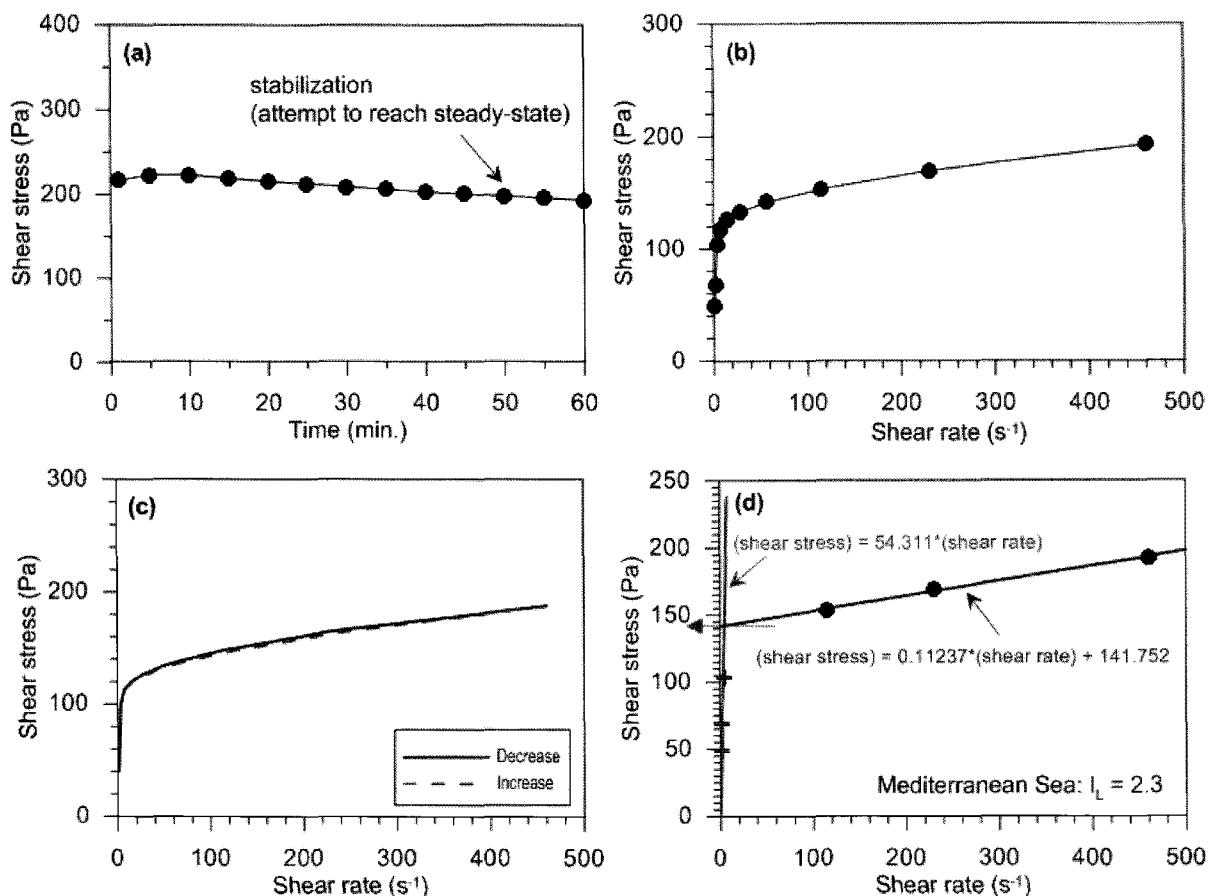


Fig. 2. Determination of yield stress and plastic viscosity: Mediterranean Sea sample,  $I_L = 2.3$ . (a) Stabilization, (b) flow curve, (c) hysteresis loop, and (d) yield stress, pseudo-Newtonian viscosity and plastic viscosity.

크다고 판단되며 주요한 인자로 인식되고 있다(Coussot 등, 2002; Coussot, 2007). 하지만 본 연구에서는 항복응력의 필요성, 연구대상재료들의 실험준비과정, 현상학적 특성 및 실험적 모순 등에 대해서는 다루지 않기로 한다. Fig. 1(c)는 유동곡선의 결과를 로그그래프 형태로 해석한 것으로 점도와 전단변형률속도 간의 관계를 보인 것이다. 뉴턴유체(Newtonian fluid)의 경우 전단변형률속도에 대해 일정한 값을, 전단담화와 전단능화 유체의 경우 전단변형률속도에 대해 점진적인 증감을 각각 보인다. Bingham 유체의 경우 항복 이후 점도가 점진적으로 수렴하려는(즉, 점선으로 표시된 뉴턴 형태의 거동) 경향을 보이게 된다.

잘 알려진 바와 같이 토석류의 이동성은 항복응력에 대한 최종 이동거리와 점도에 의한 최초 이동속도 등에 의해 토석류의 퇴적형상을 결정하게 된다. 이들 토석류의 유동성을 해석하기 위하여 자주 이용하는 모델들은 Bingham, 이중선형(bilinear), 크로스(Carreau), Herschel-Bulkley 및 Papanastasiou (1987, 때때로 ‘수정 Bingham 모델’로 알려져 있음), 막수법칙(power-law) 모델 등이

다. 본 연구에서 비교분석하고자 하는 유연학적 모델들은 다음과 같다.

[1] Bingham

$$\tau = \tau_c + \eta_b \cdot \dot{\gamma}$$

[2] 이중선형(bilinear)

$$\tau = \tau_{ya} + \eta_i \cdot \dot{\gamma}^n + \left( \frac{\tau_c \cdot \dot{\gamma}_o}{\dot{\gamma} + \dot{\gamma}_o} \right)$$

[3] 크로스(Carreau)

$$\frac{\eta - \eta_0}{\eta_0 - \eta_\infty} = \left[ 1 + (\lambda \cdot \dot{\gamma})^2 \right]^{(n-1)/2}$$

[4] Herschel-Bulkley

$$\tau = \tau_c + K \cdot \dot{\gamma}^n$$

[5] Papanastasiou (1987): modified Bingham

$$\tau = \left[ \eta + \tau_c \frac{1 - \exp(-m\dot{\gamma})}{\dot{\gamma}} \right]$$

### [6] 면수법칙(power law)

$$\tau = K \cdot \dot{\gamma}^n$$

여기서,  $\tau$  = 전단응력,  $\dot{\gamma}$  = 전단변형률속도,  $n$  = 점도,  $\tau_c$  = 항복응력,  $\eta_h$  = 소성점도,  $\eta_l$  = 의사뉴턴점도,  $\eta_0$  = 점도(zero viscosity),  $\eta_\infty$  = 무한점도(infinite viscosity),  $K$  = 유동변수,  $\lambda$  = 시간의 차원을 갖는 상수 인자(Cross-type 유동모델),  $\tau_{ya}$  = 겉보기 항복응력,  $\dot{\gamma}_0$  = 참조전단변형률(reference shear rate),  $n$  = 무차원 유동지수, 그리고  $m$  = 무차원 유동변수.

연구대상재료들에 대해 앞서 소개된 유변학적 모델들을 통해 흐름 특성을 분석하고 역해석을 수행하여 지형학적 특성에 의한 유동성과 비교하게 된다. 본 연구의 마지막 부분은 여섯 가지 유변학적 모델들을 비교분석하고, 토석류에 대한 유동성 해석에 활용할 지수함수와 유변학적 특성들 간의 상호관계를 비교분석하고자 한다. 이는 향후 현장실무자가 복잡한 매개변수들에 의한 불편한 해석과정을 거치지 않더라도 간편한 방법으로 토석류의 흐름특성 및 유동시나리오를 예측할 수 있도록 도와줄 수 있을 것으로 기대된다. 본 연구는 아래와 같이 재료 및 방법, 유변물성 측정기의 결과를 토대로 유변학적 특성들 중 항복응력과 점도의 활용성, 유변학적 모델들의 적용성 및 유동성 평가에 활용될 액성지수와 유변학적 특성(항복응력과 소성점도)들 간의 상관관계를 제시하고자 한다.

## 3. 재료 및 방법

### 3.1 연구대상 재료

본 연구에서 수행된 유변물성실험 재료들은 지중해 연안의 해저 점토를 다량 함유한 지중해 해저점토(Mediterranean Sea) 시료와 캐나다 동부 뉴펀들랜드(Newfoundland) 지역의 광미처분장에서 채취한 실트질 광미이다. 앞서 소개한 바와 같이, 이 두 재료를 선택한 이유는 입자크기를 달리하는 세립토(< 0.075mm)의 유변학

적 특성을 알아보기 위해서이다. Table 1은 토질의 주요 특성을 보인 것이다.

#### 3.1.1 지중해 연안에서 채취한 해저 점토

지중해 연안 해저산사태 발생지역에서 채취한 점토질 시료는 일라이트(illite)를 다량 함유하고 있으며, 폴콘(Fall cone)시험기에서 얻어진 액성지수와 비배수전단 강도는 각각 1.1과 0.63kPa이다. 해저산사태 발생지역은 프랑스와 스페인 국경근처 프랑스에서 대략 25km 남부 쪽에 위치하고 있으며, 카프 데 크레우스(Cap de Creus)에서 대략 15km 떨어져 있다. 시료를 채취한 북서 지중해 카프 데 크레우스 협곡은 서부 리옹 만 대륙붕과 세테(Sete) 대협곡사이 복잡한 구조로 이루어져 있으며, 해저 산사태 조사 및 방재기술 개발 등을 위해 다양한 조사들이 진행되어지고 있다(Lastras 등, 2007; Locat & Lee, 2009). 산사태의 발생지역은 사면의 경사각이 27°, 단층 애(escarpment)은 대략 30m 높이를 가지고 있으며, 사면 파괴면은 사면과 거의 일치하는 무한사면으로 되어있다. 연구용 시료는 2004년 카프 데 크레우스 협곡의 토석류 발생지역에서 피스톤 코어 PCFL-665를 통해 채취하였다. 대부분의 시료는 점토질(CF = 52%)로 Table 1에서 보듯, 액성한계와 소성한계는 각각 62.8%와 24.4%에 해당하며 해수는 30g/L에 가깝다. 토질의 현장특성을 고려하여 지반공학적 유동학적 해석을 수행하게 된다(Sansoucy 등, 2005; Jeong, 2006).

#### 3.1.2 캐나다 광미처분장에서 채취한 실트질 광미

캐나다 동부 케비누와 인접한 뉴펀들랜드 & 래브라도주(Newfoundland & Labrador)에 위치한 래브라도시티의 와부시(Wabush)호수 근처 광미처분장에서 채취한 광미(iron ore tailings) 들이다. 캐나다 철광석회사에 의해 1964년부터 광미를 서부 와부시 지역에 적치하기 시작하였으며, 이로인한 사면안정성 및 환경적 문제를 야기함에 따라 오늘날 철광석 개발 및 광미처분 문제를 해결할 목적으로 많은 연구를 수행중이다(Turmel 등, 2010). 광미를 처분할 목적으로 광미와 광미에 폴리머

Table 1. Geotechnical characteristics of selected soil samples (data from Jeong, 2006)

Sample	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	S (g/l)	CF (%)	$A_c$
Mediterranean Sea	67.5	62.8	24.4	38.4	52	0.7
Iron ore tailing	-	22.5*	17.6	4.9	-	≤ 20

Note:  $A_c$ =Activity ( $=I_p/CF$ ); CF=clay fraction;  $I_p$ =plasticity index; S=salinity (g/l);  $w_L$ =liquid limit;  $w_p$ =plastic limit, \* = mean value.

를 섞은 두 형태가 있으나 본 연구에서는 두 경우 특별한 구분없이 채취된 광미의 전반적인 토질특성과 유변학적 특성에 대한 연구결과이다.

광미처분장에서 채취한 시료의 입도분포에 따르면, 적갈색을 띠며, 모래(35-45%), 실트(45-55%) 및 점토(10% 내외)를 가진다. Jeong 등(2009)에 의하면, 입경가적곡선 상에서 빙입도 또는 중간 입도를 가지는 것으로 보이며, 통일분류법에 의하면 CL-ML로 분류된다. 그리고 점토질이 풍부한 지중해 시료에 비해 아주 낮은 소성지수 ( $I_p \leq 5$ )를 가진다. 이중 본 연구에서 유변학적 특성을 알아보기 위해 활용된 시료들은 200 번체(< 0.075mm)를 통해 얻은 세립토에 대한 실험 결과이며, 시료들은 실험 전후 어떠한 화학적 반응을 통하지 않은 광미적치장 시료와 동일한 조건의 시료에 대해 실험을 수행하였다. 수중 24 시간 동안의 포화과정을 거친 후 자연건조시킨 시료에 대해 물성특성 측정시험장치중 점도계(viscometer)를 통해 유변학적 특성분석을 수행하였으며, 시료는 대략 80%의 실트질과 20%의 점토질로 구성되어졌다. 본 연구에서 두 세립토에 대한 실험방법은 동일하게 적용하였으나, 샘플을 준비하는 과정에서 차이가 있다. 자연점토의 경우, 해저지반에서 채취한 시료에 대해 어떠한 화학적 처리 없이 물성 및 유변학적 실험을 수행하였다. 실트질 광미의 경우, 광미적치장에서 채취한 시료에 대해 #200체를 통과시킨 세립토에 대해 자연건조시킨 후 실험을 수행하였습니다.

#### 4. 유변물성 측정시험기(rheometer) 및 실험방법

본 연구에서 수행된 두 시료 모두는 동축실린더형 점도계(Rotovisco RV-12)를 통해 시험되어졌으며, 흙의 물성 실험은 ASTM(American Society for Testing and Mateirals)과 BNQ(Bureau de Normalization du Quebec) 시험방법을 따랐다. 유변물성 측정시험기의 주요 구성은 외부 실린더(시료를 담는 용기)와 전단변형률을 제어하는 내부 센서(유변물성시험기에서는 ‘bob’이라고 불린다) 등으로 구성되어져 있으며, 제어속도는  $0.1 \sim 1200 \text{ s}^{-1}$ 까지 가능하다. 실험방법은 Locat와 Demers(1988)의 방법을 따랐으며 구체적 방법은 다음과 같이 세 단계로 구성한다: (1) 임의의 전단변형률속도에 대한 전단강도의 안정화, (2) 유동곡선 및 (3) 응력이력 등으로 구성된다. 본 연구에 있어서 응력이력 현상에 대해서는 다루지 않는 것으로 한다. 실험방법은 Fig. 2에서 보인 바와 같이 4단

계로 구분하여 수행된다. Fig. 2(a)에서 보이듯 첫 번째 실린더형의 내부 용기안의 시료들이 주어진 전단변형률속도에 대해 정상상태(steady state)에 도달했는지 여부를 확인한다. 이를 확인하기 위해 주어진 시료에 따라 최대 전단변형률속도를 가하며 최대속도는 512rpm까지 제어할 수 있다. 대략 실험에 필요한 소요시간은 30~60분 정도 소요되며 점토질의 경우 대부분 이 시간범위 안에 정상상태에 도달하는 것으로 알려져 있다(Jeong, 2006). Fig. 2(b)는 정상상태 도달 후에 전단변형률속도를 제어하여 얻어진 전단강도의 변화를 보인 것이다. 즉 흐름특성을 알아보기 위한 실험의 결과이며, Fig. 2(c)는 응력이력을 얻기 위한 실험으로 전단변형률속도를 최소값에서 최대값까지 순차적으로 증가시켜 최대값에 도달 후 역순으로 최대값에서 최소값까지 전단변형률속도를 제어하여 얻어진 응력이력곡선(hysteresis loop)이다. Fig. 2(c)에서는 유동곡선에서 보인 가장 큰 전단변형률을 대략 15초로 제한하여 적용한 결과이다. 앞서 언급한 것처럼, 본 연구에서는 다루지 않으나 응력이력 효과를 조사하는 것은 점토광물을 달리하는 유동학적 거동과 다양한 역학적·현상학적 연구분야(예를 들어, 시간효과와 반시간효과, Coussot 등, 2002)에서 중요한 연구과제로 인식되고 있다. 그럼에서 보이듯 일정 응력하에서 전단변형률을 제어함으로써 유동곡선을 얻을 수 있다. 점토질의 경우 대부분 강한 텍소트로피(thixotropy) 현상을 경험함으로 그림에서 보인 바와 같이 점선 또는 실선이 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 마지막으로 Fig. 2(d)는 항복응력( $y$ -절편값), 의사뉴턴점도(항복 전 낮은 전단변형률속도에 대한 회귀직선의 경사값) 및 소성점도(항복 후 높은 전단변형률속도에 대한 회귀직선의 경사값)를 구하는 방법을 보인 것이다. 세립토의 경우, 특히 점토질이 다량 함유된 재료에 대해 Bingham 항복응력은 겉보기 항복응력과 거의 유사한 값을 가지며, 본 연구에서는 활용될 지수함수와 유변학적 매개변수들간의 상관관계 도출에는 Bingham 유체를 적용하는 것으로 한다. Fig. 2는 세립토에 있어 항복응력과 소성점도를 구하기 위한 실질적 방법을 설명하고자 제시한 것이다. 따라서 앞으로 설명할 그림들과 비교분석할 필요는 없음을 알려둔다. 액성지수값은 폴콘시험기에서 얻어진 값이다. 그 외에 항복응력과 실험방법에 대한 보다 자세한 내용은 Locat와 Demers(1988)와 Torrance(1987) 등에 의해 찾아볼 수 있다. 연구대상시료에 대해 현장상태와 동일한 염분농도에 맞추고, 실내온도( $20^{\circ}\text{C}$ )와 실린더내

부 온도( $7^{\circ}\text{C}$ ) 상태에서 점차적으로 액성지수를 높이거나 낮춤으로써 실험을 수행하였으며, 필요한 경우 스웨덴 타입의 폴콘시험기를 사용하여 토질강도(즉, 재성형 비배수전단강도)을 산출하여 유동특성과 비교분석하였다.

## 5. 결과 및 고찰

### 5.1 세립토의 유변학적 특성: 유동곡선

일반적인 세립토의 유변학적 특성은 전단능화 및 Bingham 유체 거동으로 표현된다. Fig. 3은 연구대상재료들인 지중해 해저점토와 실트질 광미 시료에 대해 각기 다른 액성지수( $I_L = 2.9 \sim 4.3$ )와 함수비( $w = 29.3 \sim 45.2\%$ ) 상태에서 유동곡선을 보인 것이다. 그림에서 (a)와 (c)는 전단응력과 전단변형률속도를 선형그래프로 (b)와 (d)는 점도와 전단변형률속도에 대해 대수그래프로 결과를 보인 것이다. Fig. 3(a)에서 보이듯, 지중해 해저점토의 유동곡선은 세립토가 다량 함유된 일라이트 위주의

점토광물 시료들과 거의 유사한 결과를 보인다(Jeong, 2006). 참고문헌(Coussot and Piau, 1994; Locat, 1997)에 의하면, 일반적으로 점토를 다량 함유한 세립토의 경우 전단담화 거동을 보이는 것으로 알려져 있다. 반면, Fig. 3(c)에서 보인 바와 같이, 세립토( $< 0.075\text{mm}$ )가 주를 이루고 있어나 실트질이 다량 함유된 광미의 경우, 다른 유동특성 거동을 보임을 알 수 있다. 다시 말해 Fig. 3(a와 b)는 일반적인 세립토의 유동특성에 보인 것처럼 전단담화(또는 의가소성) 형태에 가까운 거동에 속하는 반면, Fig. 3(c와 d)에서 보인 실트질 광미의 경우 항복응력의 구분이 모호한 전단담화 거동에서 뚜렷한 항복을 보이는 Bingham(항복응력과 소성 점도를 가진 완전소성 유체)에 가까운 거동을 보인다.

이러한 결과는 Fig. 3(b)와 Fig. 3(d)에서 확인할 수 있다. Barnes(1999)에 따르면, 유동학적 특성을 보다 쉽게 알 수 있는 방법 중 하나가 바로 점도와 전단변형률속도의 관계를 살펴보는 것이다. Fig. 3(b)의 경우 기존의 많은 연구결과가 그러하듯 아주 낮은 전단변형률속도에서 의사항복(pseudo-yielding) 현상을

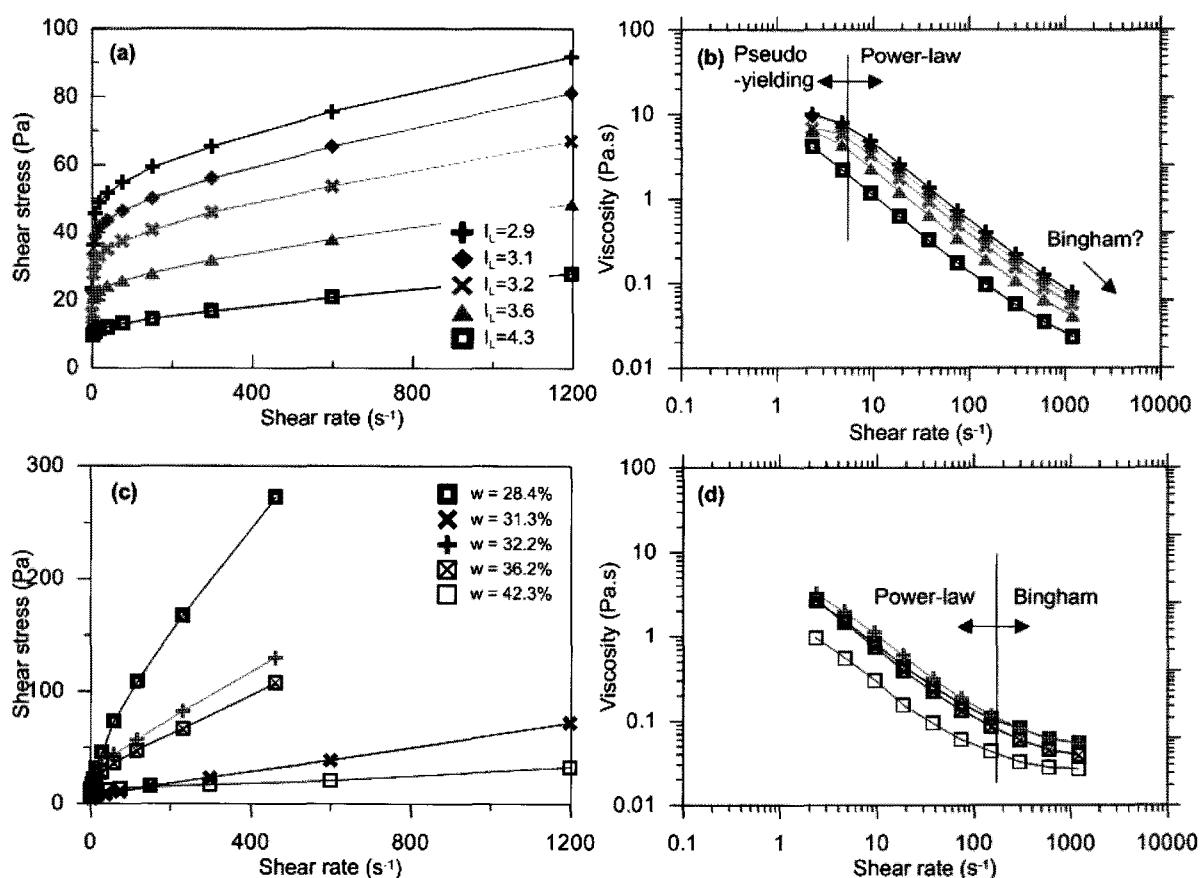


Fig. 3. Flow curves of Mediterranean Sea (a and b) and iron tailing (c and d) samples: (a and c) linear plot of shear stress and shear rate for selected samples and (b and d) log-log plot of viscosity and shear rate. Data from Jeong (2006).

경험하게 된다. 이는 원형실린더 내부의 아주 적은 미소 변형에 대한 토크 값을 읽음에 시료와 벽면(유변물성측 정기 실린더)사이의 미끄러짐 현상에 대한 손실부분으로 알려져 있다. 하지만 이런 현상학적 특성들은 유변학적 특성들을 구하기에 큰 어려움을 야기하지는 않는다. 이유는 항복응력과 소성점도를 결정하기에 필요한 유동곡선의 영역 대부분의 경우가  $10\sim50\text{ s}^{-1}$  내외에 있기 때문이다. Table 2에서 보인 항복응력과 소성점도 값들은  $10\text{ s}^{-1}$  이상에서 얻어진 값들이다. 일반적으로 점토의 경우 항복 전의 아주 작은 전단변형(의사뉴턴점도 영역)을 거쳐 항복에 다다르고 항복영역 이후에는 대부분 멱수법칙(power-law) 거동을 보인다(Jeong 등, 2010). Fig. 3(b)에서는 뚜렷한 경향을 보이지 않지만, 큰 전단변형률속도를 경험하게 될 때 세립토의 전단응력은 그림에서 표시하였듯 Bingham 유체와 거의 유사한 거동을 보일 수 있다. Fig. 3(d)의 경우, 광미의 것으로 멱수법칙과 Bingham 유체 거동의 구분이 확연히 나타난다. 전단변형률속도가 대략  $200\text{ s}^{-1}$ 를 기준으로 멱수법칙과 Bingham의 서로 다른 유체거동을 확인할 수 있다. 따라서 유동학적 특성에 영향을 미칠 입자크기 의존성 세립토의 유변학적 특성들은 전단농화 또는 Bingham 유체로 표현할 수 있다.

앞서 소개한 바와 같이, 이들 세립토를 다량 함유한

토석류의 유동성을 판단하고자 자주 사용하는 유변학적 모델들은 Bingham, 이중선형, 크로스(Carreau), Herschel-Bulkley, Papanastasiou 및 멱수법칙 모델 등이고, 연구 대상재료들에 대한 이들의 중요한 유변학적 매개변수 값들은 Table 2에서 정리하였다. Carreau 모델의 경우 시행착오법으로 계산하였으며 임의적으로 구한 점도값은 표기하지 않았다. 항복응력과 소성점도를 구하는 방법에 대해서 본 연구에서는 Bingham 및 이중선형 모델에 대해 구체적으로 알아보았다(Fig. 2). Herschel-Bulkley 모델의 활용법에 대해서는 Coussot와 Piau(1994)에 의해 실험결과와 함께 소개된 바 있다. 나머지 유변학적 모델들에 대해서는 시행착오법에 의한 결과값이다. 또한 이들은 항복응력과 소성점도의 결정이 쉽지 않다. 따라서 본 연구에서는 나머지 모델들에 대한 유변학적 매개변수의 결정 과정에 대해서는 다루지 않는 것으로 한다.

## 5.2 유변학적 모델들의 적용성

Fig. 4와 Fig. 5는 지중해 해저점토( $I_L = 2.5$ )와 실트질 광미( $w = 28.4\%$ )에 대해 얻어진 유동곡선 실험결과를 각각 유변학적 특성모델들로 회귀분석 및 적합도의 결과이다. Fig. 4와 Fig. 5에서는 각각 전단응력과 전단변형률속도에 대한 선형그래프(a-f)와 점도와 전단변형률

Table 2. Geotechnical and rheological parameters of selected soils

Model			Bingham			Herschel-Bulkley			bilinear			Power law			Modified Bingham				
	Mediterranean		$w_L = 65.3, w_P = 24.6$									$w_L = 22.9\%, w_P = 16.7\%$							
$w$ (%)	$C_{ur}$ (kPa)	$I_L$ (mes.)	$\tau_{c-B}$ (Pa)	$\eta_h$ (Pa.s)	$r^2$	$\tau_{-HB}$ (Pa)	$K$	$n$	$r^2$	$\tau_{c-bi}$ (Pa)	$\eta_l$ (Pa.s)	$r^2$	$K^*$	$n^*$	$r^2$	$\tau_{c-mB}$ (Pa)	$\eta_h$ (Pa.s)	$m$	$r^2$
135.48	0.078	2.9	57.32	0.029	0.768	23.51	12.82	0.220	0.968	58.0	10.05	0.994	30.71	0.143	0.957	57.32	0.029	0.15	0.988
141.59	—	3.1	48.14	0.028	0.828	22.54	8.63	0.251	0.967	48.5	9.63	0.995	26.48	0.142	0.933	48.14	0.028	0.15	0.987
146.58	—	3.2	39.45	0.023	0.818	16.10	8.02	0.242	0.965	40.0	6.88	0.989	20.71	0.150	0.937	39.45	0.023	0.15	0.984
161.11	—	3.6	26.57	0.019	0.905	14.81	3.11	0.313	0.963	27.0	6.33	0.993	14.11	0.155	0.913	26.57	0.019	0.15	0.987
190.47	—	4.3	13.15	0.012	0.972	9.66	0.39	0.525	0.991	13.2	4.13	0.995	6.54	0.181	0.902	13.15	0.012	0.15	0.990
iron ore tailing																			
$w$ (%)	$C_{ur}$ (kPa)	$I_L$ (mes.)	$\tau_{c-B}$ (Pa)	$\eta_h$ (Pa.s)	$r^2$	$\tau_{-HB}$ (Pa)	$K$	$n$	$r^2$	$\tau_{c-bi}$ (Pa)	$\eta_l$ (Pa.s)	$r^2$	$K^*$	$n^*$	$r^2$	$\tau_{c-mB}$ (Pa)	$\eta_h$ (Pa.s)	$m$	$r^2$
28.4	0.182	1.48	55.22	1.131	0.988	16.32	3.86	0.810	0.996	62.0	23.738	0.999	13.49	0.55	0.989	55.22	1.131	0.05	0.948
31.3	0.128	1.90	81.97	0.346	0.950	16.17	6.13	0.593	0.989	60.0	8.813	0.999	13.23	0.47	0.997	81.97	0.346	0.05	0.945
32.2	0.087	2.37	62.98	0.252	0.965	22.56	4.03	0.603	0.992	62.0	16.544	0.999	16.01	0.38	0.993	62.98	0.252	0.05	0.938
36.2	—	2.55	23.67	0.076	0.993	14.49	1.17	0.599	0.967	13.3	4.211	1.000	7.49	0.34	0.916	23.67	0.076	0.05	0.995
42.3	—	4.15	9.82	0.037	0.998	7.41	0.23	0.729	0.991	10.0	2.119	1.000	3.20	0.36	0.874	9.82	0.037	0.05	0.998

Note:  $c_{ur}$  = remoulded undrained shear strength measured by Swedish fall cone;  $K$  = consistency index;  $I_L$  = liquidity index;  $n$  = nondimensionless flow index;  $w_L$  = liquid limit;  $w_P$  = plastic limit;  $\tau_{c-B}$ ,  $\tau_{-HB}$ ,  $\tau_{c-bi}$  and  $\tau_{c-mB}$  = Bingham, Herschel-Bulkley, bilinear and modified Bingham (Papanastasiou, 1988) yield stress;  $\eta_h$  and  $\eta_l$  (Pa.s) = Bingham and pseudo-Newtonian viscosity;  $R$ -squares ( $r^2$ ) = Coefficient of determination shows how well the data are explained by the best-fit line. Parameters used in Carreau model were specified arbitrarily (ex. Mediterranean Sea:  $\lambda \leq 0.9$ ,  $\eta_0 \leq 25$ ,  $\eta_\infty \leq 0.4$ ; iron ore tailings :  $\lambda \leq 0.5$ ,  $\eta_0 \leq 188$ ,  $\eta_\infty \leq 0.7$ ).

속도에 대한 대수그래프 (g-l)로 적합도의 결과를 보인 것이다. 앞서 언급한 것과 같이 Bingham, 이중선형, 크로스(Carreau), Herschel-Bulkley, Papanastasiou 및 멱수법칙 모델 순으로 정리하였다.

Fig. 4(a, g)와 Fig. 5(a, g)에서 보아듯, 가장 간편한 완전소성 유동모델인 Bingham 유체의 경우, 유동곡선으로부터 얻고자 하는 항복응력과 소성점도는 아주 큰 전단변형률속도에서 구할 수 있음을 알 수 있다. 대부분의 경우 가장 큰 전단변형률속도(대략  $460 \text{ s}^{-1}$ )에서부터 대략 3~4 단계 앞의 전단변형률속도까지( $\dot{\gamma} = 50 \sim 500$

$\text{s}^{-1}$ )의 회귀분석결과로 얻어진다. 따라서 상대적으로 작은 전단변형에서(또는 항복 전의) 유동특성을 설명하기가 쉽지 않다는 단점을 가지게 된다.

두 번째 유동모델인 이중선형 모델의 경우(항복응력은 겉보기항복응력 값이고, 의사뉴턴점도와 소성점도에 대한 값들은 Fig. 1에서 설명한 바 있다), 구성방정식은 달리하지만, 세 번째 모델인 Carreau 모델과 다섯 번째 모델인 Papanastasiou 모델과 흡사한 결과를 가진다. Carreau 모델과 Papanastasiou 모델의 경우 항복응력보다는 점도에 대해 그리고 유동흐름특성 값인 무차원 함수인 유동

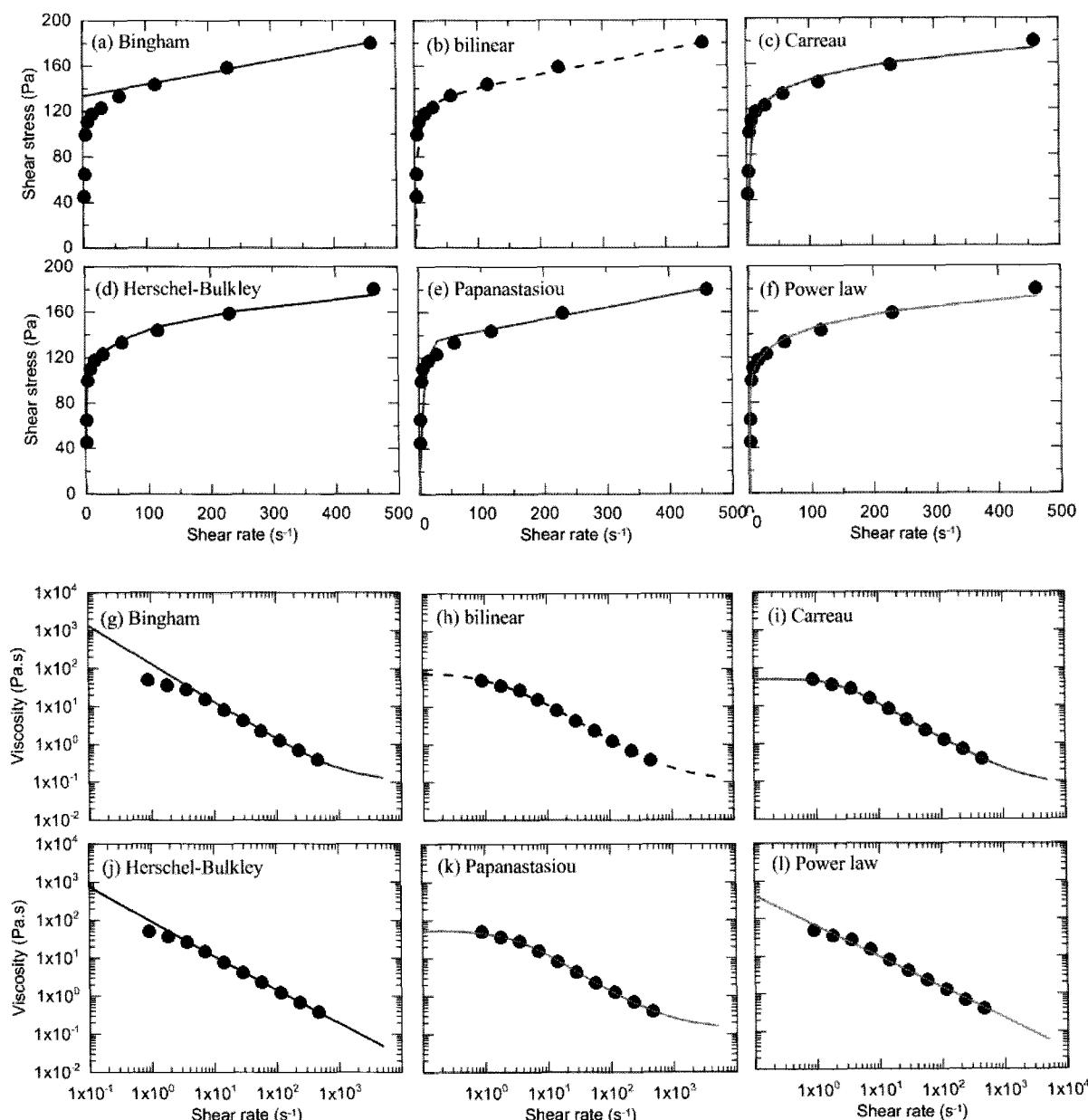


Fig. 4. Fitting rheological models to the data obtained from the Mediterranean Sea samples in linear plot of shear stress and shear rate and log-log plot of viscosity and shear rate. The Bingham, bilinear, Carreau, Herschel-Bulkley, Papanastasiou, and Power law model are used.

지수(flow behavior index) ‘ $n$ ’에 의해 유체거동을 설명하고자 한다. 예를 들어,  $n < 1$  인 경우, 유체는 전단담화 거동(폴리머, 페인트 등)을,  $n > 1$  인 경우, 유체는 전단농화 거동(굴착이수, 퀵 샌드 등)을 보이는 것으로 알려져 있다. 따라서 세립토의 경우 얻어진  $n$  값은 대부분 1 보다 적은 값이다(Jeong 등, 2010). 이들 유동모델들은 지중해 해저점토 시료의 전단응력과 전단변형률속도 간의 관계에 대한 적합도가 가장 탁월한 것을 알 수 있다. 하지만 Fig. 5(h, I, k)에서 보이듯, 실트질 광미의 경우, 그 차이가 확연히 크게 나타난다. 이러한 결과는 앞서 언급된 것처럼, 실트질 광미의 유동특성이 일라이트 위

주의 세립토에서 볼 수 있는 전단담화 보다는 Bingham 유체에 훨씬 더 가깝게 나타나기 때문이다.

Herschel-Bulkley 모델은 Bingham 유체와 더불어 세립토의 유동성 평가에 가장 많이 활용되고 있는 모델이다(Malet 등, 2003). Herschel-Bulkley 모델은 항복응력을 가진다는 점에서 Bingham 유체와 비슷하지만, 항복응력을 구하는 방법에서 다소 차이가 있다(Coussot와 Piau, 1994). 항복응력은 유동곡선의 대수그래프 상에서  $y$ -절편값을 가지므로 다른 유동모델들과 비교해 아주 작은 항복응력값을 가진다. 또한 가해지는 전단변형률속도의 함수로 얻어진 전단응력이 민감히 반응하므로

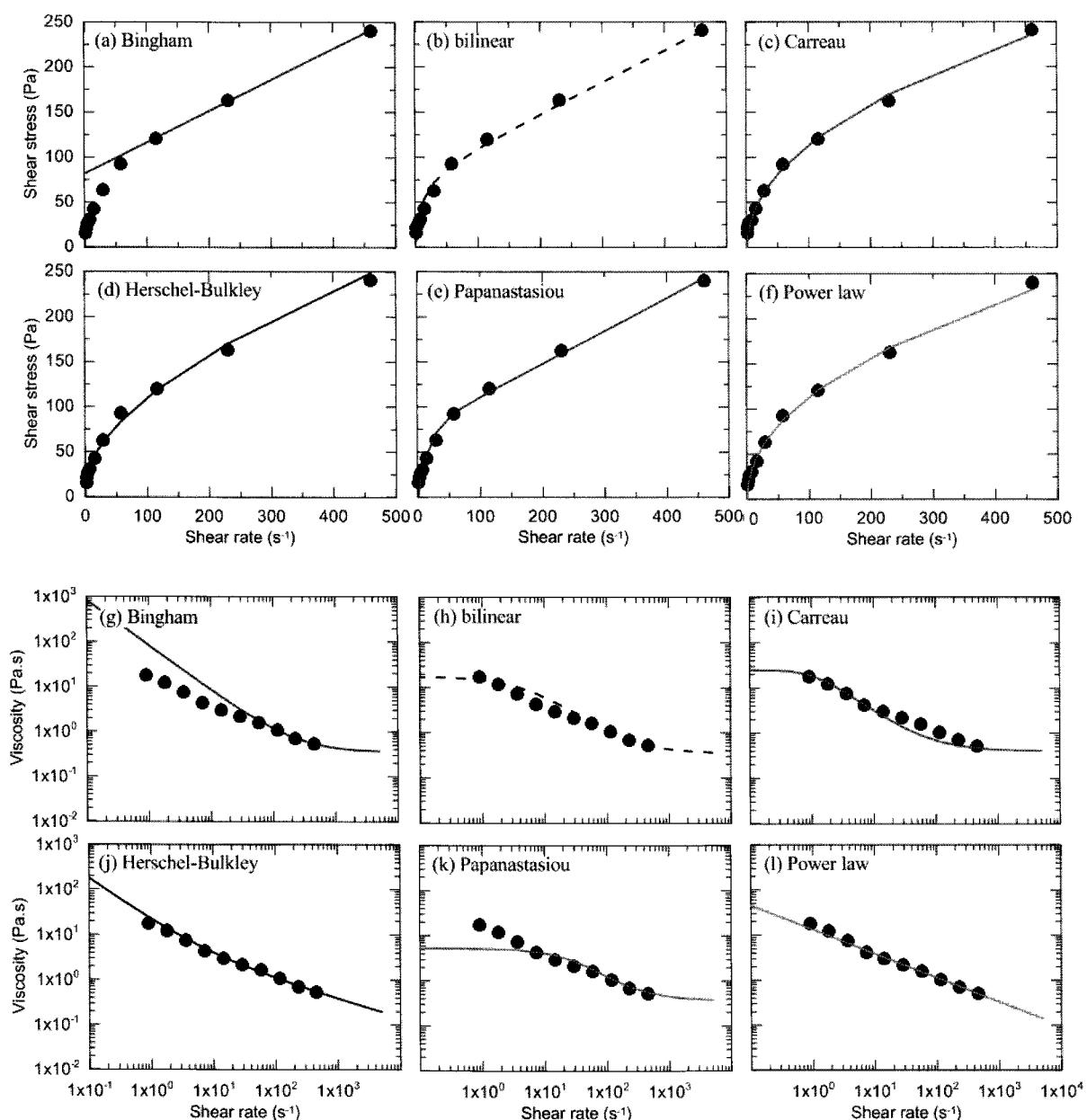


Fig. 5. Fitting rheological models to the data obtained from iron tailing samples in linear plot of shear stress and shear rate and log-log plot of viscosity and shear rate. The Bingham, bilinear, Carreau, Herschel-Bulkley, Papanastasiou, and Power law model are used.

‘변형률속도 의존적인 토질거동(Leroueil, 2006)’이란 측면에서 향후 연구되어야 할 부분이기도 하다. 이런 이유에도 불구하고 세립토의 유동특성에 대해 여전히 손쉽게 흐름특성을 살펴볼 수 있는 매우 효과적인 모델이다. 특히 유동지수 ‘ $n$ ’을 통해 유동특성을 설명할 수 있고 다양한 천연 및 산업용 재료들에 대해 유변학적 해석이 가능하다는 장점을 가진다.

멱수법칙 모델의 적용성은 Herschel-Bulkley 모델의 적합도와 비슷한 결과를 보이며(Fig. 4f, 4l과 Fig. 5f, 5l), 점도와 전단변형률속도와의 관계에서 보이듯, 주어진 전단변형률속도에 대해 선형적 거동으로 설명된다. 따라서 상대적으로 낮은(항복 전) 전단변형률속도에서의 유체거동과 상대적으로 높은(항복 후) 전단변형률속도에서의 유체거동을 표현하는데 한계점을 가진다. 멱수법칙 모델의 가장 큰 단점은 이 모델이 세립토가 가지는 항복응력을 표현할 수 없다는 것이다. 이것은 ‘토석류의 유동성 해석’이라는 측면에서 본다면 토석류의 최대이동거리를 예측하기 어렵다는 말과 같다.

천연재료나 산업용 재료들의 유변학적 특성을 표현할 수 있는 모델들 가운데 Bingham과 Herschel-Bulkley 유동모델은 세립토의 특성 및 거동을 조사하기에 적합한 것으로 판단되며, 토석류의 유동성 평가(이동거리와 유동토체의 속도)에도 활용된다(Locat, 1997; Malet 등, 2003; Jeong, 2010). 유동성 평가를 위해 활용할 기초적인 유변학적 매개변수로써 가장 많이 사용되는 것은(겉보기 또는 Bingham) 항복응력과 소성점도 등이다(Table 2). 이들 값들은 물리화학적 인자들에 의해 크게 영향을 받는다. 이런 이유로 세립토의 유변학적 특성은 광물학적 특성 및 입자크기의 함수로써 표현된다. Malet 등(2003)이 발표한 프랑스 남부 지방에서 발생한 산사태의 유동성은 자연환경적 조건의 차이에도 불구하고 세립토의 유변학적 특성에 의해 크게 영향을 받는 것으로 소개되었다. 이런 점들을 고려해 볼 때 토석류의 세립토 함량이 많을 경우, 광물학적 기원과 입자크기를 달리하는 세립토에 대한 체계적인 유변학적 연구가 필요하며 이것은 향후 도전해야할 새로운 연구과제로 남겨둔다.

### 5.3 액성지수, 항복응력, 소성점도와 의사뉴턴점도 간 상관관계

점토질(지중해 해저점토)과 실트질(광미) 위주로 구성

된 재료들에 대해 입자크기 효과라는 측면에서 유변학적 특성들을 알아보고자 한다. Fig. 6은 앞서 소개된 6가지 유변학적 특성모델들 가운데 항복응력과 소성점도를 나타내는 Bingham 유체(이중선형 모델에서 얻어진 결과치와 유사한 값을 가진다)에서 얻어진 값들로 이들의 상관관계를 나타낸 것이다. Fig. 6(a)는 항복응력( $\tau_c$ , Pa)과 소성점도( $\eta_h$ , mPa·s), Fig. 6(b)는 액성지수( $I_L$ )와 소성점도, Fig. 6(c)는 액성지수와 항복응력, 그리고 Fig. 6(d)는 액성지수와 의사뉴턴점도( $\eta_l$ , mPa·s)와의 상관관계를 나타낸 것이다. 얻어진 유변학적 매개변수(항복응력, 소성점도)와 액성지수간의 상관관계들은 Locat(1997)에 의해 소개되었던 캐나다 예민점토(Canadian sensitive clays)에서 얻어진 경험적 관계식들과 비교분석되었다. 그림에서 보이는 점선과 음영부분은 Jeong(2010)에 의해 발표된 연구결과를 토대로 세립토의 유변학적 특성을 입자크기에 따라 한계범위까지 표시한 영역이다. Fig. 6(a)의 경우, 지중해 해저점토는 Locat(1997)가 제시한 캐나다 예민점토의 결과와 거의 유사한 결과를 얻을 수 있었으나(경험적 관계식,  $\eta_h = 0.52 \cdot \tau_c^{1.1}$ ), 실트질 광미의 경우 동일 항복응력하에서 대략 10배에 달하는 소성점도의 차이를 보인다. 이것은 앞서 보인 바와 같이 실트질 또는 모래질을 다량함유한 유동토체의 경우 그들이 가진 유동곡선이 전단담화 보다는 Bingham 유체에 훨씬 더 가깝게 표현되기 때문이다. 실트질 광미의 경우, 점토의 상부경계영역 근처에 위치하며, 점토질의 유동특성과 평행을 이루게 된다. Fig. 6(b)는 액성지수와 점도와의 관계로써, 점선은 이들 세립토의 유변학적 특성을 표시한 영역이며, 점토질(캐나다 예민점토와 지중해 해저점토를 포함)과 실트질 모두 점선의 영역에 포함되는 것을 알 수 있다. 지중해 해저점토의 경우 소성점도는  $\eta_h = (6.9/I_L)^{4.3}$ 의 관계식으로 표현된다. 하지만, 대략 소성점도가 100mPa·s( $I_L = 2.5$ )인 곳을 중심으로 일치를 보이는 반면, 이 점을 기준으로 작거나 큰 값에 대해 캐나다 예민점토, 지중해 해저점토, 그리고 실트질 광미사이에 미세한 유동특성의 차이를 가진다. 예를 들어 동일 액성상태(그림상에서는 표기할 수 없으나  $I_L = 1$ 일 때) 하에서 소성점도는 실트질 광미 > 지중해 해저점토 > 캐나다 예민점토 순으로 나타난다. 이러한 결과는 실트질로 갈수록 Bingham 유체거동이 뚜렷하게 관측되기 때문이다. 마찬가지 이유로 높은 액성상태에서는 실트질 광미 < 지중해 해저점토 < 캐나다 예민점토 순으로 나타난다. Fig. 6(c)는 액성지수와 항복응력간의 상관관

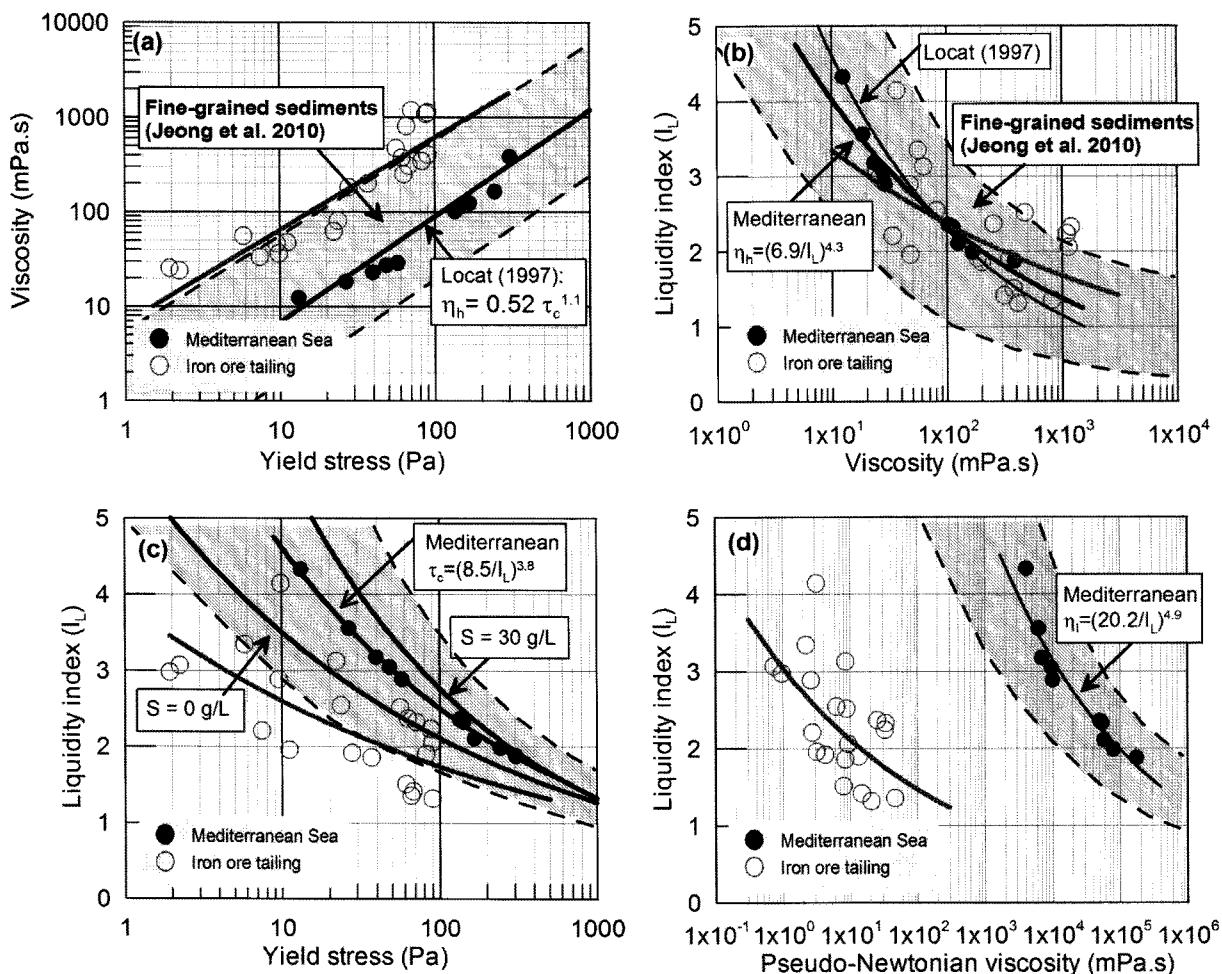


Fig. 6. Relationships among liquidity index and rheological properties (yield stress, viscosity, and pseudo-Newtonian viscosity): (a) yield stress-viscosity, (b) liquidity index-viscosity, (c) liquidity index-yield stress (salinity effect), and (d) liquidity index-pseudo-Newtonian viscosity.

계를 보인 것으로, 이들의 유동특성은 염분농도(salinity)에 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 염분농도  $S = 0\text{g/L}$ 와  $S = 30\text{g/L}$ 에 대해 각각 캐나다 예민점토에 얻어진 경험적 상관관계를 표시하였으며 지중해 해저점토의 경우( $S = 29\text{g/L}$ ) 두 염분농도 영역사이에 위치하게 되고( $\tau_c = (8.5/I_L)^{3.8}$ ) 이들 모두는 제시된 세립토의 유변학적 특성영역 내에 상주하게 된다. 반면, 실트질 광미의 경우, 유변학적 특성영역 하부 경계면에 인접해 위치하나, 산만한 분포를 보이고 있다. 이것은 항복응력을 결정할 때(실트질 광미가 점토질 재료들에 비해 Bingham 유체에 훨씬 더 가깝게 표현되기는 하지만), 전단암화와 Bingham 유체 중간쯤의 유동특성을 가진 재료들의 결과에 기인한 것으로 사료된다. Fig. 6(d)는 항복 전 전단변형률속도에 대한 전단응력의 결과값으로 의사뉴턴점도로 명명하였으며, 점선은 세립토의 유동특성모델이며, 지중해 해저점토의 결과( $\eta_l = (20.2/I_L)^{4.9}$ )를 나타낸 것이

다. 비록 두 세립토들에 대해 액성상태에 따른 의사뉴턴점도의 경향성이 비슷하기는 하지만, 앞서 언급된 것과 동일한 이유로 점토질과 실트질 재료들 사이에 큰 차이를 보인다. 예를 들어, 액성지수가 2일 경우, 항복전 점도( $\text{mPa}\cdot\text{s}$ )는 크게  $10^4$ 의 차이를 가진다.

#### 5.4 고찰

세립토를 대상으로 하여 얻어진 유변학적 매개변수들은 지상 및 해저 산사태의 파괴후 과정에 해당하는 토석류의 이동성과 직접적인 연관성을 가진다. Imran 등(2001)는 사면파괴관련 유동토체를 삼각형, 사각형 또는 포물선형의 서로 다른 기하학적 특성을 고려하고 Bingham, 이중선형 및 Herschel-Bulkley 모델을 사용하여 다차원 토석류 수치해석을 수행하였다. 그 결과 토석류의 흐름을 가장 잘 묘사하는 것은 포물선 형태로 구성된 유동토

체였으나, 서로 다른 기하학적 특성을 고려했음에도 불구하고 토석류의 유동성은 항복응력, 의사뉴턴점도, 소성점도 및 유동지수 등에 의해 영향을 받는 것으로 조사되었다. 그 중에서도 항복응력과 소성점도는 토석류의 이동성에 적접적인 영향을 미치고 퇴적형상에 영향을 미치는 것으로 알려졌다(Locat 등, 2004). 따라서 유동화된 토체의 항복응력과 소성점도를 결정할 수 있다는 것은 자연사면의 파괴후 토석류의 흐름특성과 퇴적특성을 예측할 수 있다는 결론에 다다른다. 본 연구에서 보였듯, 점토질 및 실트질 다량함유한 세립토의 경우 항복응력과 소성점도는 액성지수와 상관관계를 가진다. 이 결과는 캐나다 예민점토의 결과와 거의 유사한 거동특성을 보인다(Locat와 Demers, 1988; Locat, 1997; Jeong, 2006). 지상 및 해저에서 발생가능한 토석류의 유동성을 조사하기 위한 초기 단계로 지반공학적·유변학적 특성들의 상관관계를 정의할 필요가 있다. 항복응력과 소성점도 간의 상관관계를 직접적으로 얻지 못할 경우 폴콘시험기를 통한 액성지수 또는 액성지수-재성형 비배수 전단강도 상관관계( $I_L-C_u$  관계식, Leroueil 등, 1983; Locat, 1997; Jeong 등, 2010)를 통해 유동성 평가를 적절히 활용할 수 있을 것으로 기대된다. 따라서 산사태 발생 전후 초기 지질재해 대응공법을 찾는데 도움을 줄 수 있으며, 이동성 예측을 통한 국가방재사업에 필요한 최적관리 기법에 자료를 제공하거나 자연재해 경감을 위한 안정대책을 확립하기 위한 연구자료로 활용할 수 있을 것으로 기대된다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 점토질과 실트질을 다량 함유한 세립토의 유동특성과 토석류의 흐름특성에 대한 유변학적 모델들의 적용성에 대해 수행된 연구과제이며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 지중해 해저점토 및 실트질 광미에서 얻어진 세립토의 유동곡선 및 특성을 조사하기 위해 유변학적 모델들을 사용하여 비교분석하였다. 세립토의 유동 특성은 전단강도-전단변형률속도 및 점토-전단변형률속도 간의 상관관계를 통해 확인할 수 있다. 실험 결과에 따르면, 주어진 두 시료들의 입자크기의 차이로 인해 유동특성은 차이를 보인다. 점토질 시료들은 전단담화 또는 Bingham 유체거동에 가깝게 나

타나며, 실트질 광미의 경우 전단변형률속도가 커질수록 완전소성형태인 Bingham 유체거동에 가까워진다.

- (2) 세립토의 유동성을 알기 위해서는 Bingham(또는 이중선형)과 Herschel-Bulkley 유동모델에서 얻은 항복응력과 소성점도 값 등이 필요하다. 점토질이 풍부할수록 Bingham과 이중선형 모델에서 얻어진 값들과 비슷한 값을 가진다. 이럴 경우 이중선형 모델에서 얻은 겉보기 항복응력을 대신하여 Bingham 항복응력 값을 사용한다. 항복응력과 점토 간의 상관관계에 의하면, 해저점토의 경우 캐나다 예민점토에서 얻어진 경험적 관계식과 큰 차이가 없는 것으로 나타난다. 다만, 완전소성 거동을 보이는 광미의 경우 동일한 점토에 대해 대략 10배 정도 적은 항복응력을 가지는 것으로 조사되었다. 항복 전의 유체거동은 이중선형 모델을 통한 의사뉴턴점도 값을 통해 효과적으로 표현할 수 있다. 이와 같은 상대적으로 낮은 전단변형률속도에서의 점토의 변화는 아주 느리게 움직이는 사면의 활동과 관련된다.
- (3) 토석류의 이동성(유동화된 토체들의 최대 유동거리와 속도)을 결정하는 중요한 유변학적 매개변수들은 항복응력과 소성점도이다. 토석류의 유동성을 평가하기 위한 입력변수들(재성형시료의 비배수 전단강도, 항복응력과 소성점도)이 필요할 경우 간편한 유동 구성모델에 의한 경험적 관계식을 활용할 수 있다. 토석류의 유동성은 액성상태에 따라 달라지므로 액성지수의 함수로 나타낼 수 있다. 입자크기를 달리하는 점토질과 실트질 세립토는 지수함수와 유변학적 매개변수들의 상관관계를 활용하여 토석류의 유동성 해석에 필요한 기본 입력변수로 활용할 수 있다.

## 감사의 글

본 연구는 한국지질자원연구원 기본연구사업인 “급경사지 및 휴폐광산지역의 재해예방기술 개발에 관한 연구(11-3411)” 과제의 일환으로 수행되었습니다. 본 연구에 활용된 자료들은 캐나다 해저 산사태 프로젝트 COSTA-Canada(2001-2006)의 연구내용의 일부분이며, 이에 깊은 감사를 드립니다. 본 연구가 있기에 도움을 주신 Jacques Locat 교수님과 Serge Leroueil 교수님께 진심으로 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. Barnes, H.A. (1999), "The yield stress—a review or 'παντε πει'— everything flows?", *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, Vol.81, pp.133-178.
2. Coussot, P., Nguyen, G.D., Huynh, H.T., and Bonn, D. (2002), "Viscosity bifurcation in thixotropic, yielding fluids", *J. Rheol.*, Vol.46, pp.573-589.
3. Coussot, P., and Piau, J.-M. (1994), "On the behavior of fine mud suspensions", *Rheol. Acta.*, Vol.33, pp.175-184.
4. Coussot, P. (2007), The mechanics of yield stress fluids: similarities, specificities and open questions, 16<sup>th</sup>Australasian Fluid Mech. Conf., Crown Plaza, Gold Coast, Australia, pp.54-58.
5. Imran, J., Parker, G., Locat, J., and Lee, H. (2001), "1D numerical model of muddy subaqueous and subaerial debris flows", *J. Hydr. Eng.*, Vol.127, pp.959-968.
6. Jeong, S.W. (2006), *Influence of physico-chemical characteristics of fine-grained sediments on their rheological behavior*, PhD Thesis, Laval University, Quebec, Canada.
7. Jeong, S.W., Leroueil, S. and Locat, J. (2009), "Applicability of power law for describing the rheology of soils of different origins and characteristics", *Can. Geotech. J.*, Vol.46, pp.1011-1023.
8. Jeong, S.W., Locat, J., Leroueil, S., and Malet, J.-P. (2010), "Rheological properties of fine-grained sediments: the roles of texture and mineralogy", *Can. Geotech. J.*, Vol.47, pp.1085-1100.
9. Jeong, S.W. (2010), "Grain size dependent rheology on the mobility of debris flows", *Geosciences J.*, Vol.14, pp.359-369.
10. Lastras, G., Canals M., Urgeles R., Amblas D., Ivanov M., Droz L., Dennielou B., Fabres J., Schoolmeester, T., Akhmetzhanov, A., Orange, D., and Garcia-Garcia, A. (2007), "A walk down the Cap de Creus canyon, Northwestern Mediterranean Sea: Recent processes inferred from morphology and sediment bedforms", *Mar. Geol.*, Vol.246, pp.176-192.
11. Leroueil, S. (2006), The Isotache Approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? 2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture, *Proceedings of the XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana, Slovenia*, 29-31 May 2006.
- Slovenian Geotechnical Society, Ljubljana, Slovenia, Vol.1, pp.55-88.
12. Locat, J., and Demers, D. (1988), "Viscosity, yield stress, remoulded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays", *Can. Geotech. J.*, Vol.25, pp.709-806.
13. Locat, J. (1997), "Normalized rheological behaviour of fine muds and their flow properties in a pseudoplastic regime", *Proc. 1st Int. Conf. on Debris-Flow Hazards Mitigation*, San Francisco, ASCE, New York, pp.260-269.
14. Locat, J., Lee, H.J., Locat, P. and Imran, J. (2004), "Numerical analysis of the mobility of the Palos Verdes debris avalanche, California, and its implication for the generation of tsunamis", *Mar. Geol.*, Vol.203, pp.269-280.
15. Locat, J., and Lee H.J. (2009), "Submarine Mass Movements and Their Consequences: An Overview", Sassa, K. and Canuti, P. (eds.), *Landslides—Disaster Risk Reduction*, Springer-Verlag, (ch. 6), pp. 115-142.
16. Malet, J.P., Remaître, A., Maquaire, O., Ancey, C., and Locat, J. (2003), "Flow susceptibility of heterogeneous marly formations. Implications for torrent hazard control in the Barcelonnette basin (Alpes-de-Haute-Provence, France)", *Proceedings of the 3rd International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation*, Rickenmann, D. and Chen, C.L. (eds.), Millpress, Rotterdam, pp.351-362.
17. Papanastasiou, T.C. (1987), "Flows of materials with yield", *J. Rheol.*, Vol.31, pp.385-404.
18. Sansoucy, M., Locat, J., Lee, H., Orange, D., and Jeong, S.W. (2005), "Preliminary analysis of the geotechnical and rheological properties of Capde Creus sediments with some consideration on slope in stability issues", *Joint EUROSTRATA FORM*, Annual Meeting, Salamanca, 24-27 Oct., 2005.
19. Turmel, D., Locat, J., Cauchon-Voyer, G., Lavoie, C., Simpkin, P., Parker, G., and Lauzière, P. (2010), "Morphodynamic and Slope Instability Observations at Wabush Lake, Labrador", *Submarine Mass Movements and Their Consequences, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, 2010, Volume 28, II, pp.435-446.
20. Torrance, J.K. (1987), "Shear resistance of remoulded soils by viscometric and fall-cone methods: a comparison for the Canadian sensitive marine clays", *Can. Geotech. J.*, Vol.24, pp.318-322.

(접수일자 2011. 4. 29, 심사완료일 2011. 6. 23)



## Bottom Ash의 액상화 저항특성 연구

### A Study on the Liquefaction Behavior of Bottom Ash

윤 원 섭<sup>1</sup> Yoon, Won-Sub  
채 영 수<sup>2</sup> Chae, Young-Su

#### Abstract

In this study relative density tests of bottom ash and standard sand were carried out. And cyclic triaxial tests for samples with the relative density of 40%, 55%, and 70% were carried out on the basis of the test results. Cyclic triaxial tests were also conducted for fines content with 55% relative density. Residual samples were divided into No.40, No.60, No.100, and No.200. In order to avoid crashing that can happen when compaction of the sample is initiated, bottom ash was crushed using a compact mold. In consideration of the crushing characteristics of each residual samples, the fragmentation rate increased up to 30%, which led to the adjustment of fine-grained amount to 10%, 20%, and 30%. Through the repetitive triaxial test in accordance with the relative density, resistant characteristics of the liquefaction of bottom ash was analyzed. Test results show that, crushing strength of bottom ash was smaller than that of standard sand, resulting in different liquefaction behavior characteristics. And we could find fines content with maximum resistant characteristics of the liquefaction.

#### 요 지

본 연구에서는 Bottom Ash와 표준사의 상대밀도시험을 실시하여 시험결과를 토대로 40%, 55%, 70%의 상대밀도로 반복삼축시험을 실시하였다. 또한, 55%의 상대밀도로 세립분 함유량에 따른 반복삼축시험을 실시하였다. 시료는 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체 잔류시료로 분류를 하여 현장에서 시료의 다짐을 실시한 경우 발생될 수 있는 시료의 파쇄를 고려하여 Bottom Ash를 A다짐 몰드를 이용한 파쇄시험을 실시하였다. 각 체의 잔류시료의 파쇄특성을 고려하면 A다짐에 따른 파쇄율은 약 30%까지 증가하게 되어 세립분 함유량을 10%, 20%, 30%로 조정하여 상대밀도 시험을 실시하였다. 상대밀도에 따른 반복삼축시험을 통해 Bottom Ash의 액상화 저항특성을 분석하였다. 시험결과 Bottom Ash의 경우 파쇄강도가 표준사에 비해 작아 축차응력에 크기에 따라 기존 포화사질토와 상이한 액상화 거동특성을 보였으며, 시료의 세립분의 함유량에 따라 액상화 저항특성이 최대인 세립분 함유량을 찾을 수 있었다.

**Keywords :** Bottom Ash, Cyclic triaxial test, Fine content, Liquefaction, Particle size, Relative density test

#### 1. 서 론

최근 석탄회의 매립에 의한 비용절감과 모래 대체 재료로 활용을 위하여 남부발전과 광해관리공단은 석탄

회의 기술개발과 상용화를 공동 추진해 광해방지사업을 수행하는 것을 주요내용으로 하는 협약을 맺었다.

석탄회를 100% 재활용함으로써 ‘석탄 발전소에는 회처리장이 필요하다’는 기존 관념을 깨고 국내 최초로

1 정희원, 수원대학교 토목공학과 공학박사 (Member, Ph.D., Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon, totoma13@suwon.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

회처리장이 없는 대용량 석탄 발전소 건설을 실현하는 전기를 마련한 것으로 예상하고 있으나 국내의 경우 석탄회 활용실적과 연구는 많이 미흡한 실정이다. 외국의 연구결과를 보면 Sweeny 등(1996)은 bottom ash에 동다짐을 실시하고 Bottom Ash의 동다짐에 따른 파쇄특성에 대해 연구하였으며, Chu 등(1993)은 석탄회 슬래그를 점토에 혼합하여 점토의 강도 증가 실험을 수행하기도 하였고, Seals 등(1972)은 미국지역에서 발생되는 Bottom Ash의 특성에 대해 연구를 수행하였다. 최근 들어 국내에서 Bottom Ash의 연구가 활발히 진행 중에 있으며, 김상천(2009)은 Bottom Ash를 sand mat용 재료로 활용하기 위해 실내시험과 현장 시공을 통한 실용화 연구를 실시하였으며, 이호영(2008)은 세립분 함유량에 따른 석탄회의 액상화 거동 특성에 대해 상대다짐도에 따라 연구를 수행한 결과 실트 성분이 증가할수록 액상화 저항강도가 작아지는 것으로 나타났다. 이영휘(2008)는 Bottom Ash의 연직배수재로서 활용 가능성에 대해 연구를 수행하였고, 김영진(2005)은 Bottom Ash를 활용한 콘크리트 골재의 사용에 관한 실험 연구를 수행하였으나 동적거동 특성에 대한 연구 결과는 미흡한 실정이다. 따라서 석탄회를 어떻게 하면 재활용할 수 있는가의 문제가 오늘날의 당면과제로 제기되고 있으며, 이에 대한 원만한 해결을 위해 매립장에서 폐기 처리되고 있는 석탄회에 대한 연구를 활발히 수행할 필요가 있다.

따라서 본 연구에서는 재활용보다 매립에 의존하고 있는 Bottom Ash를 활용하기 위해 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체로 체가름시험을 실시하고, 각체 잔류시료에 대해 상대밀도시험과 다짐에 따른 파쇄시험, 액상화 저항특성 파악을 위한 반복삼축시험을 실시하였다. 각체 잔류시료와 표준사에 대해 상대밀도의 조밀하고, 느슨한 정도에 따라 상대밀도 40%, 55%, 70%로 반복삼축시험을 실시하였으며, 각체 잔류시료에 No.200 체 통과시료를 10%, 20%, 30% 함유하여 중간정도 조밀한 상태인 상대밀도 55%로 반복삼축시험을 실시하여 Bottom Ash의 액상화 저항특성을 비교 분석하였다.

## 2. 액상화 평가

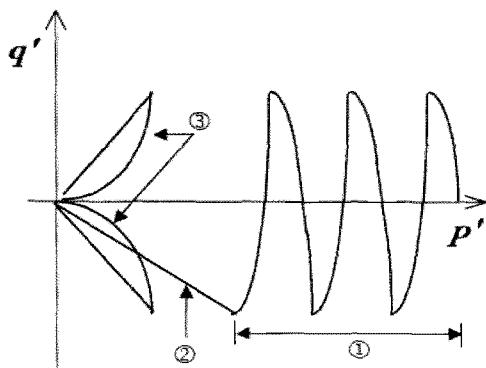
액상화가 일어날 가능성에 대한 평가는 지진 시의 진동 전단응력과 지반의 액상화 저항강도를 비교하여 판정할 수 있다. 지반의 액상화 저항강도비는 평가방법에 따라 표준관입시험, 콘관입시험, 그리고 전단파 속도를 이용한 방

법과 같이 현장시험에 의한 경험적인 방법과 단순전단시험, 반복삼축시험 등과 같은 실내시험에 의한 방법으로 나눌 수 있다. 액상화 반복 저항강도비는 불교란 시료에 대한 실내시험을 이용한 방법을 통해 평가하는 것이 바람직 하지만 실내시험을 통해서도 현장응력상태를 재현할 수 없고, 기존의 시료 채취방법으로는 시료의 교란이 크게 발생하게 된다. 주로 현장지반의 지반심도에 따른 전응력 개념의 액상화 범위를 평가하고, 지진시 발생하는 반복전단응력과 지반이 저항하는 반복전단강도간의 상관관계로부터 액상화 안전율을 산정하게 된다. 안전율이 1보다 크게 나타나면 액상화에 대한 저항값이 지진하중을 초과하는 것을 의미하므로 액상화가 발생하지 않는 것으로 간주하고 있으나, 시설물의 중요성을 고려하여 액상화 허용안전율을 마련하여 평가하고 있다. 이때의 액상화에 대한 안전율은 식 (1)과 같이 지반의 액상화 저항응력비(cyclic resistance ratio; CRR)와 지진에 의한 전단응력비(cyclic stress ratio; CSR)의 비로 나타낼 수 있다(김종국, 2009).

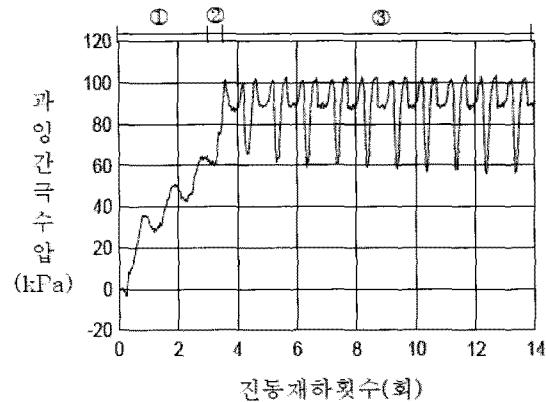
$$F = \frac{\tau_1 / \sigma_v'}{\tau_d / \sigma_v} \equiv F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

대상지반의 입도분포, 표준관입시험의 N치 등에 의한 액상화 간이평가 결과 액상화에 취약한 지반인 경우 또는 내진 1등급 구조물인 경우 지진응답해석과 실내 반복삼축시험을 이용하여 액상화 상세 평가를 수행한다. 액상화 저항응력비(진동전단저항응력비, Cyclic Stress Ratio, CSR)는 반복재하횟수에 따른 전응력으로 나타내는 액상화 저항응력비 특성곡선을 이용하여 산정한다. 액상화 저항응력비 특성곡선은 3수준 이상의 반복 전단응력비( $\tau_d / \sigma_v'$ )를 변화시켜 수행된 실내 반복삼축시험결과를 토대로 도시하며, 특성곡선에 이용되는 실내 반복삼축시험 결과는 현장지반조건 및 지진특성 등을 고려한 보정작업이 수행되어야 한다(구조물기초설계기준, 2003). 반복삼축시험에 의한 액상화 저항응력비의 산정 방법으로 국내에서는 항만 및 어항시설 내진설계표준서(1999)에서 한시적으로 제안된 설계지진규모 6.5에 해당하는 10회 시 반복전단응력비 값을 액상화 저항응력비로 사용을 추천하고 있다. 따라서 본 연구에서는 반복삼축시험을 통한 액상화저항응력비 값은 국내 설계기준에서 제안한 지진규모 6.5에 해당하는 10회의 값을 이용하였다.

그림 1은 반복삼축시험 시의 거동상태로서 그림 1(a)는 유효응력경로이며, 그림 1(b)는 진동재하횟수에 따른 간극수압의 증가를 보여주고 있다. 일반적인 반복삼

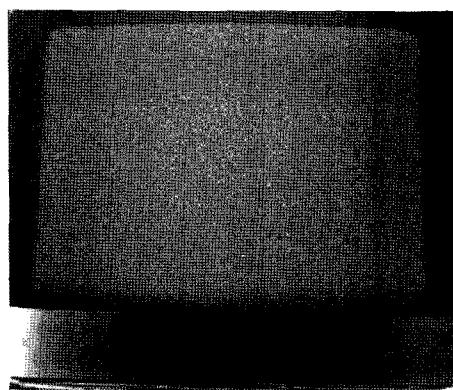


(a) 유효응력경로

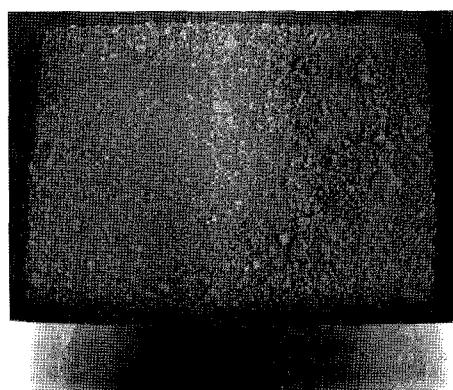


(b) 과잉간극수압

그림 1. 반복하중을 받는 등방구속하의 포화사질토의 거동(최재순, 2003)



(a) 표준사



(b) Bottom Ash

그림 2. Bottom Ash와 표준사의 시료 전경

축시험에 있어서 등방암밀하중하의 토립자 내부의 응력변화 및 과잉간극수압의 동적 거동변화를 살펴보면 그림 1과 같이 거동변화를 3부분(①점진적 응력감소, ②급진적 응력감소, ③액상화 후 파괴거동)으로 구분할 수 있으며, 응력경로에서와 같이 급진적응력감소의 상태변화를 나타내는 시점부터 실제적인 초기 액상화가 발생하는 것으로 정의하였다(최재순, 2003).

### 3. 시험내용

본 연구에서 사용된 Bottom Ash는 회처리과정을 거쳐 배출된 시료를 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체에 잔류한 시료로 나누어 시험을 실시하였으며, No.40체부터 시료를 분류한 이유는 시험에 사용된 Bottom Ash의 경우 회처리과정을 거쳐 배출된 시료의 체가름시험 결과 No.40체보다 큰 체에서는 대부분 시료가 통과하여 No.40체부터 사용하게 되었다. 시험항목으로는 상대밀도시험과 다짐시험에 의한 파쇄시험, 반복삼축시험을

실시하였다. 연구에 사용된 표준사와 Bottom Ash는 그림 2와 같고, 각 체에 잔류한 시료와 세립분 시료는 그림 3, 그림 4와 같다. 선행연구에 의하면 Bottom Ash는 체가름시험결과 입도가 불량한 모래 혹은 실트질 모래(SP-SM)로 표준사에 비해 비교적 고른 입도를 보였으며, 비중값은 평균 2.0을 보여, 표준사에 비해 작은 값을 보였다(윤원섭 등, 2010).

#### 3.1 상대밀도시험

사질토 지반의 물리·역학적 특성은 입자의 조밀한 정도인 상대밀도에 따라 많은 차이를 보이게 된다. 지반의 상대밀도를 재현하기 위해서는 가장 느슨한 상태와 가장 조밀한 상태의 건조단위중량을 알아야 하며, 최소 건조단위중량과 최대 건조단위중량은 ASTM D4254-91, ASTM D4253-93의 방법에 기초하여 실험을 하게 된다. 표 1은 상대밀도 시험조건으로 Bottom Ash의 상대밀도특성을 판단하기 위해 표준사와 Bottom Ash 각체 잔류시료를 몰

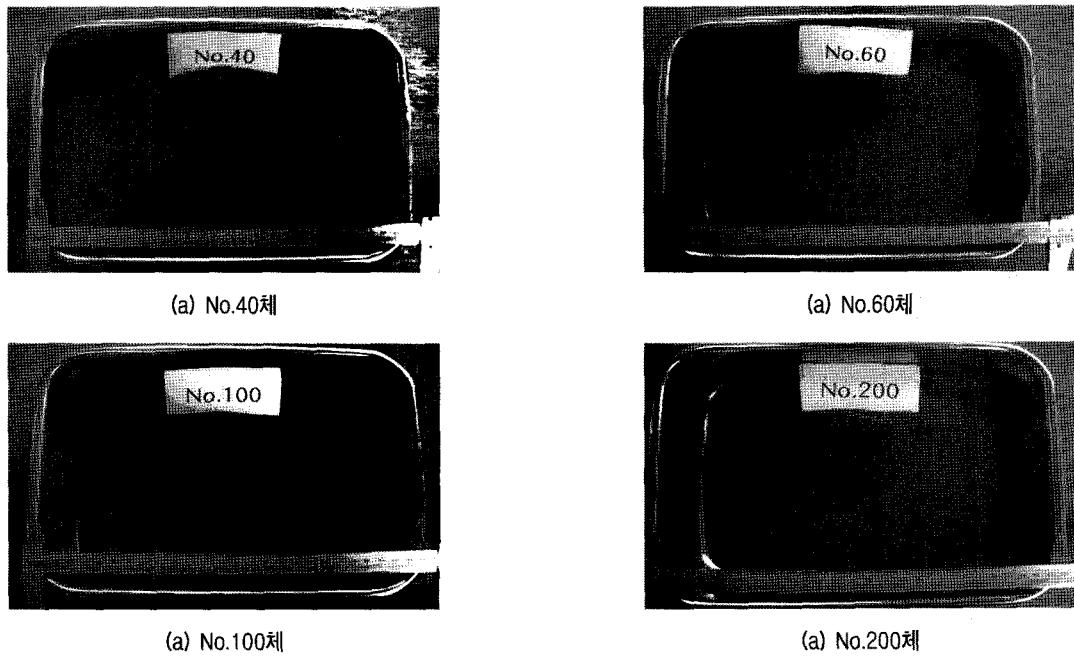


그림 3. 입경별 잔류 시료



그림 4. 세립분 시료

드에 진동하중을 주어 최대 상대밀도와 최소상대밀도를 결정하였으며, Bottom Ash의 경우 파쇄강도가 약하여 상대밀도시험 시 상재하중을 제거하고, 진동하중을 주어 시험을 실시하여 입자의 파쇄를 최소화 하였다. 시험에 사용된 시료는 사질토 성질을 보이므로 느슨하고 조밀한

상태에 따라 시료의 특성이 바뀌게 되어 상대밀도는 40%, 55%, 70%로 시험조건을 통일하여 상대밀도 크기에 따른 반복삼축시험 거동 특성을 확인하였다. 또한, 각 체 잔류시료에 대해 세립분 함유량을 10%, 20%, 30%로 함유하여 최대 상대밀도, 최소 상대밀도를 결정하였으며, 세립분 함유량 시험의 상대밀도는 조밀한 경우에는 시료의 파괴에 도달하는 순간이 길고, 결과값이 크게 나오며, 느슨한 상태는 시험 시 시료의 파괴가 빨리 발생하여 결과값이 작게 나오므로 중간정도 조밀한 상태인 상대밀도인 55%로 세립분 함유량에 따른 건조단위중량을 계산하여 세립분 함유량에 따른 반복삼축시험에 사용하였다.

### 3.2 파쇄시험

각체의 잔류시료에 대한 파쇄시험은 다짐시험으로

표 1. 상대밀도시험 조건

구 분		상대밀도(Dr, %)	세립분 함유량(%)	비고
상대밀도시험	Bottom Ash	40, 55, 70	-	
		No. 40체 잔류시료		
		No.60체 잔류시료		
		No.100체 잔류시료		
		No.200체 잔류시료		
		No.40체 잔류시료		
		No.60체 잔류시료		
		No.100체 잔류시료		
		No.200체 잔류시료	10%, 20%, 30%	

실시하였다. 다짐시험은 미국의 프록터(Proctor)가 흙댐의 시공관리와 관련하여 다짐시험을 공사에 적용하는 방법을 제안한 후 사용되기 시작했고, 우리나라에서도 이 시험을 근간으로 해서 KS F 2312로 규정되어 실시하고 있다. Bottom Ash의 경우 기공이 존재하고, 입자의 크기가 클수록 파쇄강도가 약해 다짐을 실시할 경우 파쇄가 발생되므로 견조시료를 이용하여 A 다짐시험에 의한 시험몰드와 햄머, 다짐총수, 다짐횟수를 고려한 다짐에너지로 입자의 파쇄에 따른 세립분 증가를 확인하였다.

### 3.3 반복삼축시험

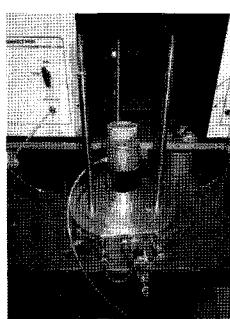
일반적으로 반복삼축시험은 사질토의 액상화 저항력

을 판단하기 위해 실시된다. 본 연구에 사용한 반복삼축시험장치는 GEO TM사의 반복삼축시험장치를 사용하였다. 반복삼축시험의 조건은 표 2와 같다. 시험에 사용된 시료는 Bottom Ash 자체 잔류시료와 표준사를 사용하였으며, 재하 주파수는 0.1Hz, 구속압밀하중은 100kPa을 이용하였다.

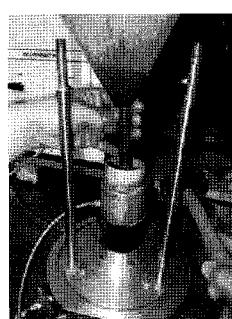
반복삼축시험 과정과 장치 개요도는 그림 5, 그림 6과 같다. 시험과정은 시료성형 후 포화, 압밀, 반복하중재하의 과정을 거치며, 시료의 성형은 시료의 직경과 높이를 측정하여 각각의 상대밀도에 해당하는 시료의 중량을 산정하여 시료 성형을 실시하였다. 시료성형 시 밀도가 고르지 않으면 시험과정에서 반복하중을 가하는 경우 시료는 순간적인 파괴가 일어나기 때문에 고른 밀

표 2. 반복삼축시험 조건

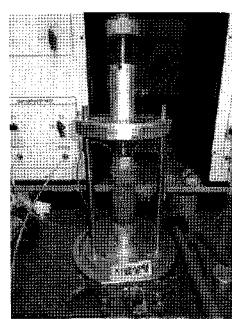
구 분	상대밀도(Dr, %)	세립분 함유량(%)	축차응력(kPa)	재하속도	유효응력	비고			
표준사	40, 55, 70	-	40~70						
Bottom Ash	No.40체 잔류시료	40, 55, 70	-	0.1Hz	100kPa				
	No.60체 잔류시료								
	No.100체 잔류시료								
	No.200체 잔류시료								
	No.40체 잔류시료	55	10%, 20%, 30%						
	No.60체 잔류시료								
	No.100체 잔류시료								
	No.200체 잔류시료								



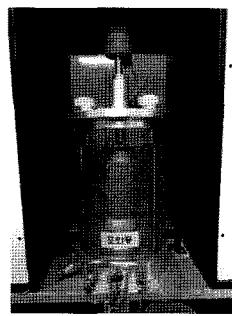
(a) 멤브레인 Setting



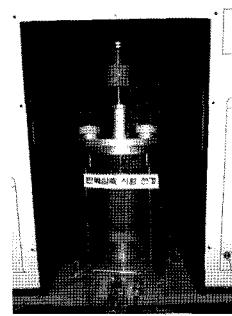
(b) 시료 성형



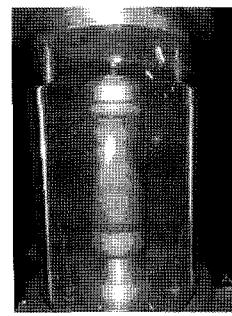
(c) 시료 성형 완료



(d) 시료포화



(e) 시료압밀



(f) 반복하중재하

그림 5. 반복삼축시험 과정

도로 시료 성형이 필요하다. 따라서 본 연구에서 그림 7은 시료의 성형방법으로 건조한 시료를 3개의 동일한 무게 시료로 나눈 후 하부페데스탈에 시료성형상자를 고정시키고, 시료를 3개의 층으로 나누어 망치에 의한 진동에너지로 시료의 밀도를 고르게 성형하였다. 시료의 포화과정은 셀의 구속압을 195kPa, 배압을 200kPa로 지속적으로 가하여 포화도가 90%이상의 조건에서 시험을 실시하였다. 일반적인 삼축압축시험에서 포화도는 95%이상의 조건에서 시험이 실시되어야하지만 물에 잘 녹는 CO<sub>2</sub>를 시료에 주지 않으면 현실적으로 포화도를 95%이상을 만들 수 없기 때문에 구속압과 배압만을 통하여 현실적으로 포화도를 맞출 수 있는 범위내에서 시

험하였다. 반복삼축시험장치는 크게 하중을 가하고, 제거하는 부분인 기어부분과 시료가 거치되고, 압력을 가하는 압력실과 기기의 제어 및 각종 결과 data를 수집하는 컴퓨터로 구분된다. 기어부분은 메인모터 부분과 서브모터로 구분되며, 서브모터는 작은 기어가 모여있는 형태를 가지고 있어 축변위의 속도를 빠르게 하거나 느리게 하는 등의 축변위 속도의 조절 할 수 있다.

#### 4. 시험결과

석탄회는 석탄의 종류와 생성과정, 배출 후의 처리방법 그리고 경과시일 등에 따라 시료의 특성이 현저히 다르기 때문에 일률적으로 석탄회의 성질을 판단하기는 어려움이 있다. 따라서 석탄회에 대한 연구를 수행할 경우 연구대상인 석탄회의 성질에 대한 충분한 검토가 되어야 한다. 본 연구에 사용된 Bottom Ash는 영홍화력 발전소에서 채취한 시료로 시험결과는 다음과 같다.

##### 4.1 상대밀도특성

상대밀도시험 결과는 표 3과 같다. 표준사의 최대 건조단위중량은 15.9kN/m<sup>3</sup>이며, 최소 건조단위중량은 13.7 N/cm<sup>3</sup>이다. No.40체 잔류시료의 경우 최소단위중량은 5.5kN/m<sup>3</sup>, 최대단위중량은 7.3kN/m<sup>3</sup>로 작은 단위중량을 보였으며, No.200체 통과시료의 경우 최소단위중량은 8.97kN/m<sup>3</sup>, 최대단위중량은 11.00kN/m<sup>3</sup>으로 전체적으로 Bottom Ash는 최소단위중량과 최대단위중량의 차이는 약 2kN/m<sup>3</sup>을 보였다. Bottom Ash는 입자의 크기가 클수록 기공이 많이 존재하여 단위중량이 작아지는 현

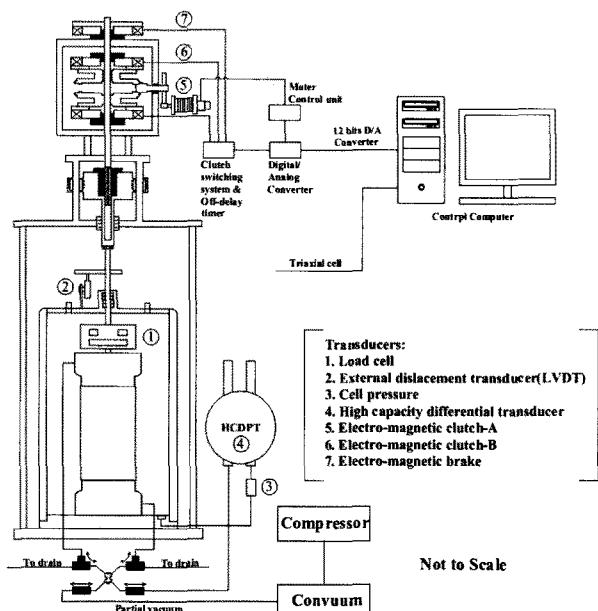
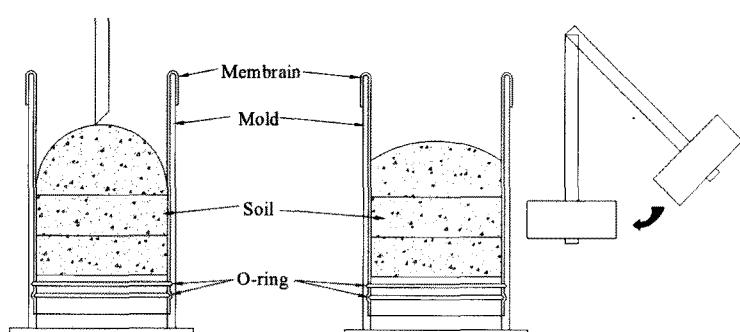


그림 6. 반복삼축시험장치 개요도



(a) 시료성형 모식도



(b) 시료성형

그림 7. 시료성형방법

상을 나타냈다. 또한, 세립분 함유량에 따른 상대밀도시험 결과 세립분의 함유량이 증가할수록 단위중량은 증가하였다. No.40체 잔류시료의 세립분 증가에 따른 단위중량 증가 폭이 가장 커으며, No.200체 잔류시료의 세립분 함유량 증가에 따른 단위중량 증가 폭이 가장 작았다. No.100체 세립분을 포함하지 않은 시료의 최소상대밀도 값은 세립분 함유량 10%보다 오히려 큰 값을

보였으며, No.200체의 경우 최소단위중량은 세립분을 함유한 단위중량보다 작았지만, 최대단위중량은 세립분 함유량 30%와 차이가 없었다.

#### 4.2 파쇄특성

각체 잔류시료의 파쇄시험 결과는 표 4, 그림 8과 같다.

표 3. 상대밀도시험 결과

구분	세립분(%)	최소건조단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	최대건조단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	몰드부피(cm <sup>3</sup> )
No. 40체	0	5.50	7.30	
	10	6.38	7.90	
	20	7.14	8.90	
	30	7.72	9.71	
No. 60체	0	6.43	8.00	
	10	6.73	8.56	
	20	7.50	9.49	
	30	8.07	10.19	
No. 100체	0	7.67	9.28	1,000
	10	7.49	9.81	
	20	8.01	10.26	
	30	8.34	10.87	
No. 200체	0	8.97	11.00	
	10	9.11	11.20	
	20	9.78	11.52	
	30	10.15	11.89	
표준사	-	13.70	15.90	

표 4. 입경에 따른 파쇄시험결과

구 분	다짐 후 시료				
	No.40	No.60	No.100	No.200	세립분
No.40체 잔류율(%)	35.72	17.01	17.34	22.29	7.64
No.60체 잔류율(%)	-	44.95	20.52	27.09	7.44
No.100체 잔류율(%)	-	-	45.79	27.82	26.39
No.200체 잔류율(%)	-	-	-	37.67	32.33

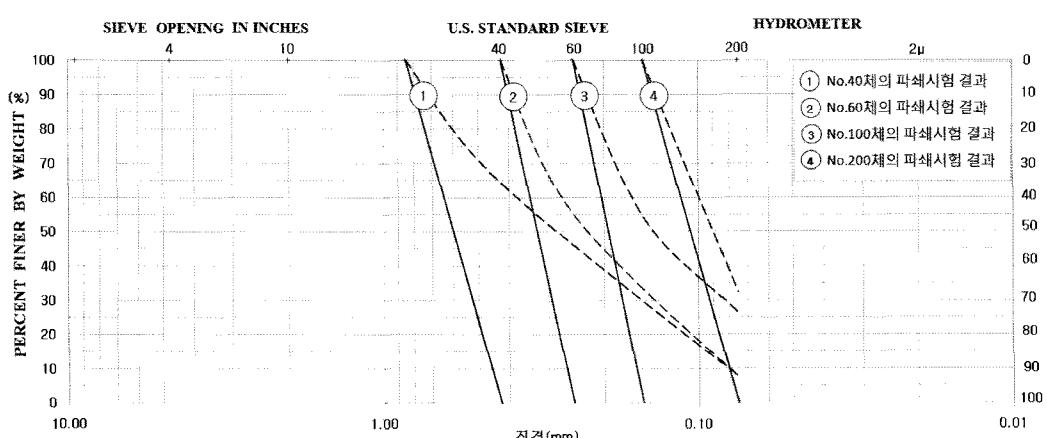


그림 8. 파쇄시험 결과

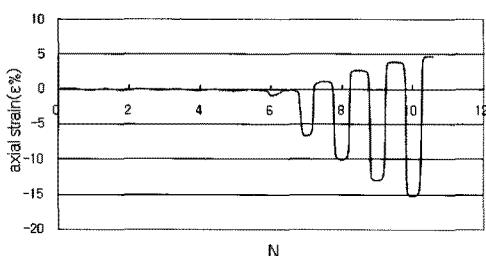
시험에 사용된 다짐에너지는 A다짐 에너지인  $563\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 로 실시되었다. 시험 결과 No.40체 잔류시료의 다짐시험 후 세립분의 잔류율은 7.64%, No.60체 잔류시료의 다짐시험 후 세립분의 잔류율은 7.44%로 세립분이 10% 이내로 증가되었으나 No.100체, No.200체 잔류시료의 경우 세립분 잔류율이 26.4%와 32.3%로 다짐시험 후 세립분이 약 30%까지 증가하였다. No.40체와 No.60체는 입경이 비교적 커 전체 입경에 고른 파쇄가 되었으나 No.100체와 No.200체는 입경이 작아 다짐에너지에 의한 입자의 파쇄가 세립분으로 집중되어 세립분이 증가한 것으로 판단된다.

#### 4.3 반복삼축시험 특성

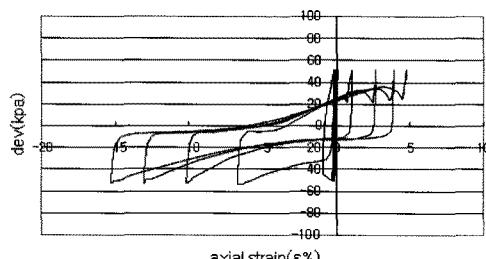
반복삼축시험은 사질토의 동적거동 특성을 규명하기 위한 시험으로 사질토의 역학적 거동을 정확히 설명할 수 있는 시험방법이다. Ishihara(1975)는 사질토의 초기 액상화는 유효응력이 0이거나 혹은 상대밀도 70%이하의 경우 축변형률 5%, 상대밀도 70%이상은 축변형률 10%를 초기액상화의 시점으로 보았다(Ishihara, 1975). 따라

표 5. 표준사의 액상화 저항응력비

상대밀도(Dr, %)	축변형률 5%	축변형률 10%
40	0.22	0.22
55	0.25	0.26
70	0.30	0.32

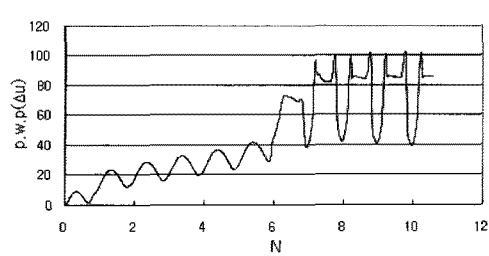


(a) 반복횟수와 축변형률

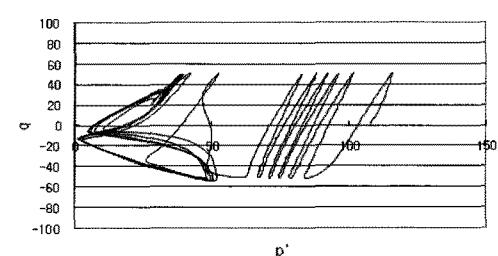


(c) 축변형률과 축차응력

서 본 연구에서는 반복삼축시험의 액상화 저항응력비를 축변형률 5%와 10%로 분석하였으며, 각 변형률에 대해 액상화 저항응력비는 국내의 경우 지진규모 6.5를 기준으로 하기 때문에 반복횟수 10회인 경우의 액상화 저항응력을 액상화 저항응력비로 보았다. 반복삼축시험의 경우 반복횟수 10회에서 결과를 찾기 위해 축차응력 10회 이상과 10회 이하에서의 축차응력을 반복시험으로 찾았으며, 산정된 Bottom Ash의 액상화 저항응력비를 표준사와 비교하였다. 또한, 반복하중을 재하한 경우의 포화 시료의 거동특성 비교를 위해 기존의 포화사질토의 거동(최재순, 2003)과 표준사 시료의 거동 특성을 비교하였으며, Bottom Ash의 반복하중에서의 시료의 거동 특성을 비교 분석하였다. 반복삼축시험의 경우 시험 각 단계에서 밀도의 값에 따라 결과에 영향을 미치게 된다. 그러나 본 연구에서 밀도조건은 시료성형 시 초기 간극비의 크기가 같은 상태인 경우만을 고려하였다. 이는 시험과정에서의 밀도의 변화는 시험조건을 동일하게 시험을 실시하였기 때문에 시험과정에서 밀도 변화는 같을 것으로 가정을 하여 밀도 변화는 고려하지 않고, 다만 초기상태에서 상대밀도만을 고려하여 시료성형을 실시하였다. 시험과정으로 포화는 구속압과 배압의 크기 차이를 5kPa로 동일한 크기로 증가시켜 포화를 실시하여 밀도의 변화는 없을 것으로 가정하였으며, 압밀과정에서의 시료의 간극비의 변화인 밀도감소량은 모든 시료에 동일한 압밀하중을 가하였기 때문에 시험



(b) 반복횟수와 간극수압비



(d) 유효응력경로

그림 9. 표준사의 축차응력 50kPa에서 반복삼축시험 결과

결과에서는 고려하지 않았다. 각체 잔류시료와 표준사, 각체 잔류시료의 세립분 함유량 증가하며 시험을 실시한 결과는 다음과 같다.

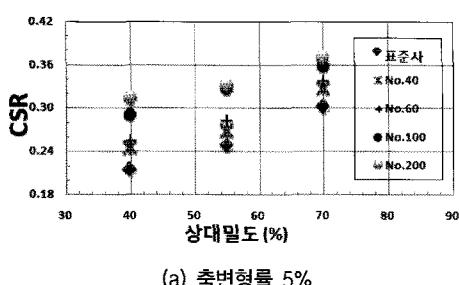
Bottom Ash의 반복삼축시험 특성의 비교 대상인 표준사의 축변형률 5%, 축변형률 10%에 해당하는 액상화 저항응력비는 표 5와 같다. 축변형률 5%의 경우 표준사의 액상화 저항응력비는 0.22에서 0.30의 결과를 보였으며, 상대밀도 증가에 따라 액상화 저항응력비가 0.08정도 증가하였다. 축변형률 10%의 경우 표준사는 0.22에서 0.32의 결과를 보였으며, 상대밀도 증가에 따라 액상화 저항응력비가 0.10정도 증가하였다.

그림 9는 표준사의 상대밀도 55%와 축차응력 50kPa에서 반복삼축시험 결과이다. 그림 9(a)는 반복횟수에 따른 축변형률로 7회 이상의 반복횟수에서 축변형률이 5%와 10%를 넘어 섰으며, 그림 9(b)는 반복횟수와 간극수압 결과로 반복횟수 6이상에서 간극수압이 급격히 증가하여 100kPa에 도달되었다. 그림 9(c)는 축변형률과 축차응력으로 압축과 인장응력이 50kPa로 작용하면서 축변형률이 변화되었으며, 그림 9(d)는 유효응력경로 결과로 점진적인 응력감소구간과 급진적 응력감소구간, 액상화 후 파괴거동을 보여주고 있다. 반복삼축시험 시 포화 완료 후 구속압밀하중이 100kPa로 시험에 사용된 시료의 유효응력은 100kPa이 된다. 표준사의 액상화는 유효응력 0이 되는 경우에 발생되므로 간극수압이 100kPa 일 때 액상화가 발생되어야하며, 그림 9(b)의 간극수압

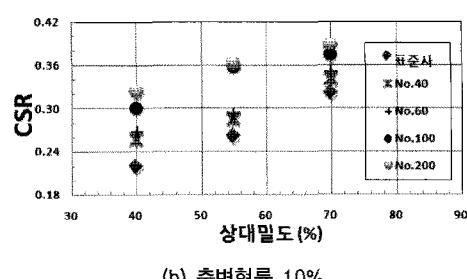
이 100kPa에 도달한 시점인 반복횟수 7회 이상에서 액상화가 발생되어야 한다. 그럼 9(a)에서 액상화의 발생은 반복횟수 7회 이상의 구간에서 5%와 10%로 축변형률이 증가하여 액상화가 발생되었으며, 표준사의 액상화 발생은 유효응력이 0인 구간에서 발생되어 기존 포화사질토의 연구결과와 비슷한 점진적 응력감소, 급진적 응력감소, 액상화 후 거동의 형태로 액상화가 발생되었다.

#### 4.3.1 입경에 따른 시험결과

그림 10, 그림 11은 표 6의 값을 상대밀도와 시료에 따라 정리한 액상화 저항응력비 결과이다. 그림 10은 상대밀도에 따른 액상화 저항응력비 결과로 표준사에 비해 액상화 저항응력비는 모두 크게 나타났다. 상대밀도 40%와 55%의 경우 No.100체, No.200체 액상화 저항응력비가 비슷하였고, No.40체, No.60체 액상화 저항응력비가 비슷하였으나 No.40체, No.60체와 No.100체, No.200체의 액상화 저항응력비는 차이를 보였다. 상대밀도 70%에서는 각체 잔류시료의 액상화 저항응력비 결과 차이는 크지 않았다. 또한, 축변형률 5%의 액상화 저항응력비 값이 축변형률 10%의 액상화 저항응력비보다 분포 범위가 크게 나타났다. 그림 11은 시료의 구분에 따른 액상화 저항응력비이다. 상대밀도의 증가에 따라 No.40 체의 경우 축변형률 5%는 0.25에서 0.33으로 액상화 저항응력비가 증가하였으며, 축변형률 10%는 0.26에서 0.34로 증가하였다. No.60체의 경우 축변형률 5%는 0.26에

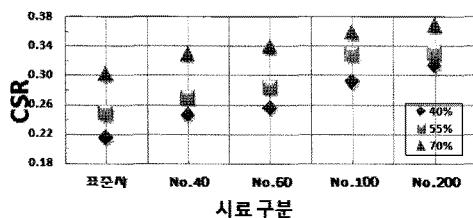


(a) 축변형률 5%

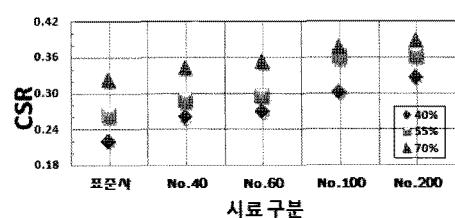


(b) 축변형률 10%

그림 10. 상대밀도에 따른 액상화 저항응력비 결과



(a) 축변형률 5%



(b) 축변형률 10%

그림 11. 시료의 구분에 따른 액상화 저항응력비 결과

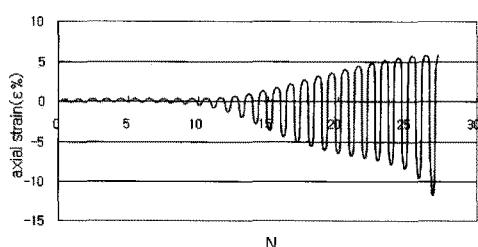
서 0.34, 축변형률 10%는 0.27에서 0.35로 증가하여 No.40체에 비해 액상화 저항응력비는 상대밀도에 따라 0.01정도 증가하여 결과값의 크기 차이는 없었다. 그러나 No.100체의 경우 축변형률 5%에서 액상화 저항응력비가 0.29에서 0.36으로 증가하였고, 축변형률 10%에서는 0.30에서 0.37로 증가하였다. No.200체는 액상화 저항응력비가 축변형률 5%인 경우 0.31에서 0.37, 축변형률 10%는 0.32에서 0.39로 증가되어 No.100체보다 약 0.02정도 결과값의 차이가 없었으나 No.40체와 No.60체에 비해 비교적 크게 증가하였다. Bottom Ash의 경우 입자

의 직경이 작을수록 입자의 파쇄강도가 증가하여 액상화 저항응력비의 값이 증가하였다.

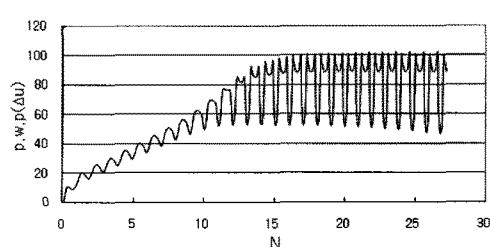
그림 12, 그림 13은 No.40체의 상대밀도 55%와 축차응력 50kPa, 70kPa에서 반복삼축시험 결과이며, 시험시 구속압밀하중이 100kPa로 시험에 사용된 시료의 유효응력이 100kPa이 된다. 그림 12의 경우 그림 12(b)에서 간극수압이 100kPa에 도달되는 시점에 그림 12(a)의 축변형률이 5%와 10%이상으로 증가하여 액상화가 발생되었다. 그러나 그림 13의 경우는 그림 13(b)의 간극수압이 100kPa에 도달하지 않은 시점에서 그림 13(a)의

표 6. 입경에 따른 반복횟수와 응력비와의 관계

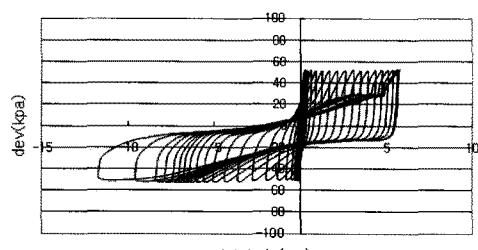
구 분	상대밀도(Dr, %)	액상화 저항응력비(축변형률 5%)	액상화 저항응력비(축변형률 10%)
표준사	40	0.22	0.22
	55	0.25	0.26
	70	0.30	0.32
No.40체 잔류시료	40	0.25	0.26
	55	0.27	0.29
	70	0.33	0.34
No.60체 잔류시료	40	0.26	0.27
	55	0.28	0.29
	70	0.34	0.35
No.100체 잔류시료	40	0.31	0.32
	55	0.33	0.36
	70	0.36	0.37
No.200체 잔류시료	40	0.31	0.32
	55	0.33	0.36
	70	0.37	0.39



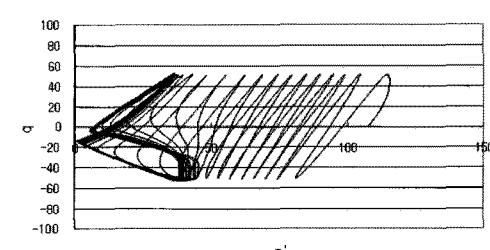
(a) 반복횟수와 축변형률



(b) 반복횟수와 간극수압비



(c) 축변형률과 축차응력



(d) 유효응력경로

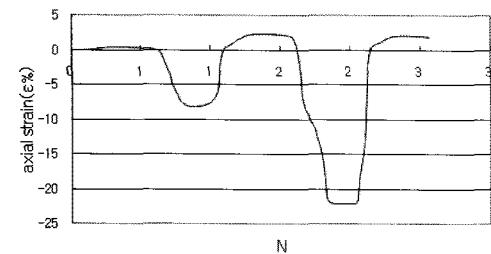
그림 12. No.40체의 축차응력 50kPa에서 반복삼축시험 결과

축변형률이 액상화 발생 기준인 축변형률 5%와 10%로 발생되어 액상화가 시작되었다. 따라서 No.40체 잔류시료의 경우 거동 형태는 시료의 파쇄강도가 약해 높은 축차응력에서 반복하중횟수가 많아질수록 시료가 파괴되면서 발생되었다. 시료의 반복삼축시험 시 시료의 파쇄에 의한 액상화가 발생되었는지 확인을 위해 No.40체의 반복삼축시험 완료 후의 체가름을 실시하였으며, 시험결과는 그림 14와 같다. 시험결과 반복삼축시험 완료 후 40체 통과율이 약 8%정도 증가하는 것으로 평가되어 반복삼축시험 시 시료의 파괴가 발생되는 것으로 판단되었다.

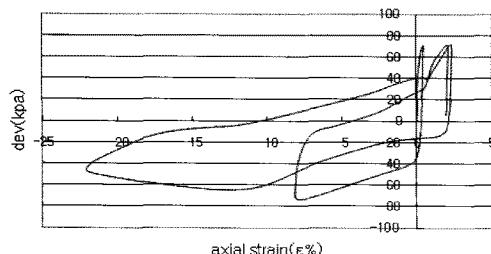
또한, 그림 15, 그림 16은 No.60체의 상대밀도 55%와 축차응력 50kPa, 70kPa에서 반복삼축시험 결과이다. 축

차응력 50kPa의 경우 그림 15(b)에서 간극수압이 반복횟수 30에서 40회 사이에 100kPa에 도달되어 이 구간에서 액상화 시점이 되는데, 그림 15(a)의 축변형률이 반복횟수 30에서 40사이에서 5%를 넘었으며, 반복횟수 40에서 50 사이에서 10%이상으로 증가하여 액상화가 발생되었다. 그러나 그림 16(b)의 간극수압이 100kPa에 도달하지 않은 시점에서 그림 16(a)의 축변형률이 액상화 발생 기준인 축변형률 5%와 10%로 액상화가 발생되어 No.60체 잔류시료 역시 No.40체 잔류시료와 동일하게 최대축차응력에서는 시료의 파괴에 의한 거동 형태가 발생되었다.

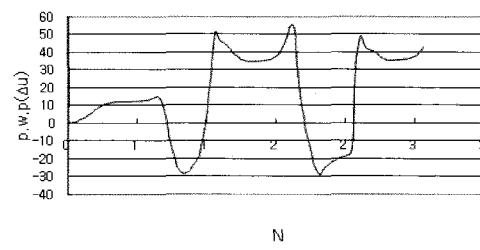
그림 17, 그림 18은 No.100체, No.200체 최대축차응력의 상태에서 반복삼축시험 결과이다. No.100체와 No.200



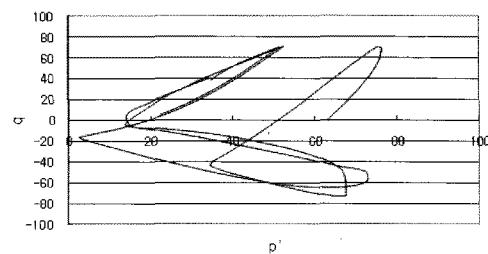
(a) 반복횟수와 축변형률



(c) 축변형률과 축차응력



(b) 반복횟수와 간극수압비



(d) 유효응력경로

그림 13. No.40체의 축차응력 70kPa에서 반복삼축시험 결과

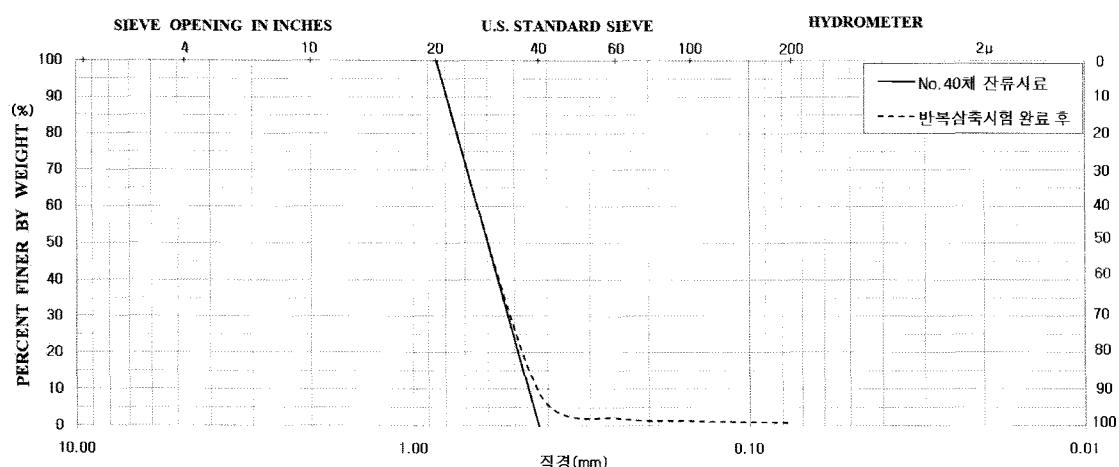


그림 14. No.40체 반복삼축시험 완료 후 체가름 시험 결과

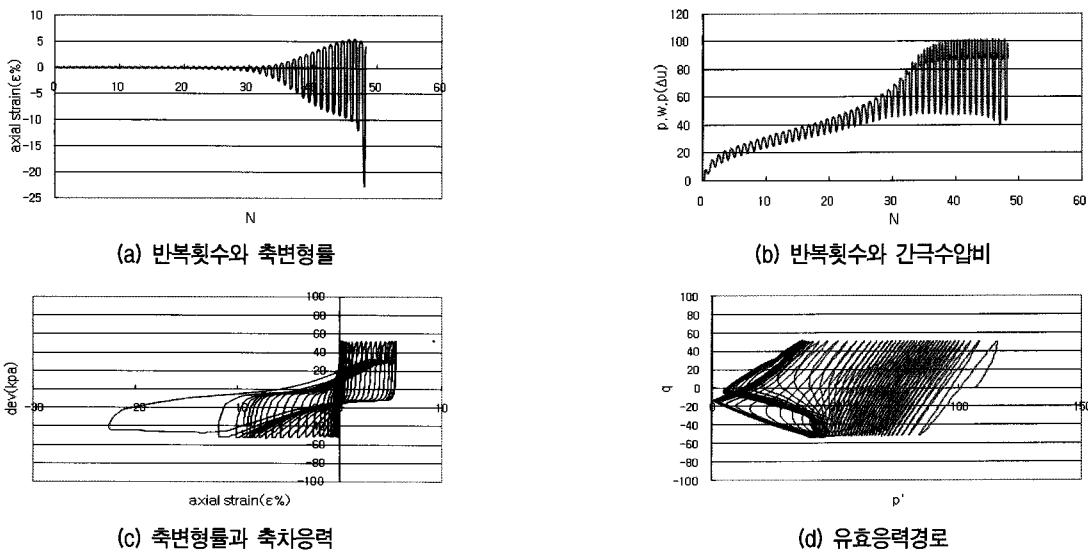


그림 15. No.60체의 축차응력 50kPa에서 반복삼축시험 결과

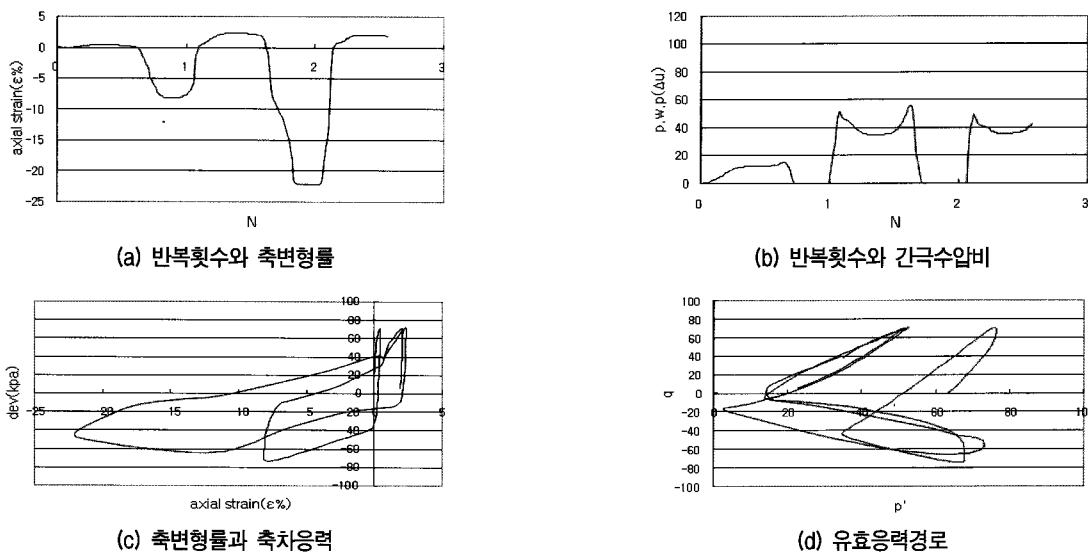


그림 16. No.60체의 축차응력 70kPa에서 반복삼축시험 결과

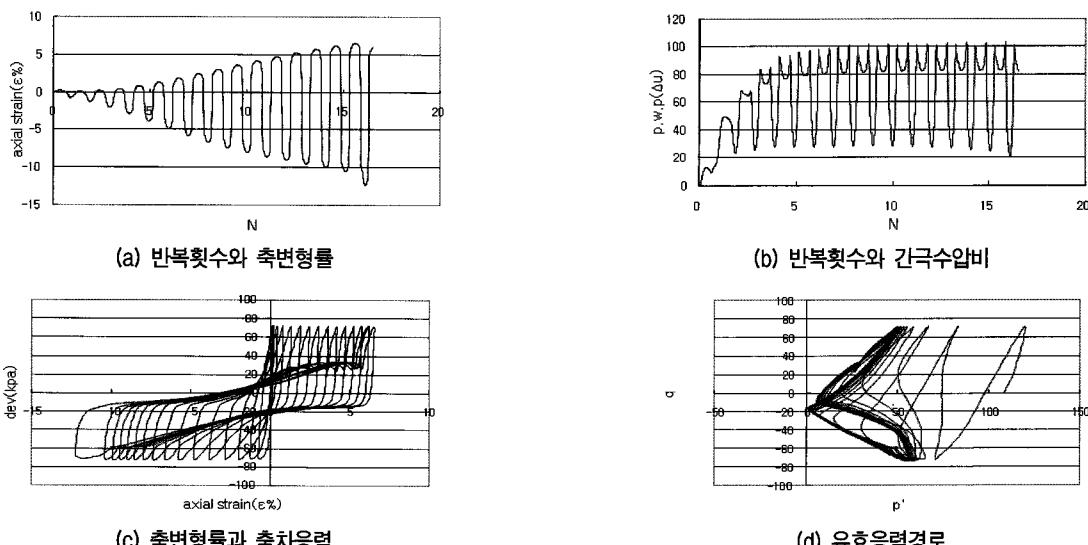


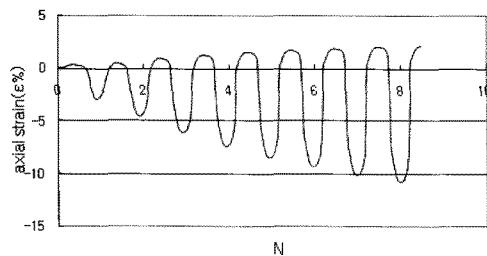
그림 17. No.100체의 축차응력 70kPa에서 반복삼축시험 결과

체의 경우 시험 시 최대축차응력인 70kPa, 80kPa에서 그림 17(b), 그림 18(b)와 같이 간극수압이 100kPa에 도달되는 구간에서 액상화가 시점이 되는데, 그림 17(a)와 그림 18(a)의 축변형률이 간극수압이 100kPa에 도달되는 시점에서 5%, 10%이상으로 증가하여 액상화가 발생하였다. No.100체와 No.200체의 경우 반복하중재하에 의한 기존 포화사질토의 거동 형태로 액상화가 발생되었다. No.40체와 No.60체의 경우 최대축차응력에서 시료의 파괴에 의한 액상화가 발생되었으나 No.100체 이상의 잔류시료는 파쇄강도가 커 기존의 포화사질토와 유사한 유효응력이 0이 되는 시점에서 파괴가 일어나는 형태의 거동이 발생된 것으로 판단된다.

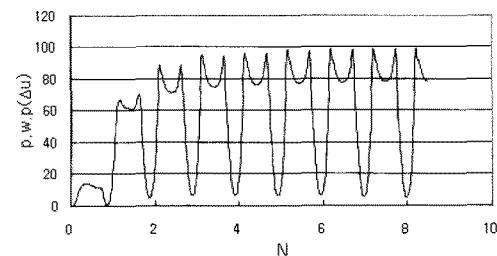
#### 4.3.2 세립분 함유량에 따른 시험결과

그림 19는 No.40체의 반복횟수 10회에 해당하는 액상화 저항응력비 값은 세립분의 함유량에 따라 나타낸 결과이다. 세립분 함유량이 20%까지 증가할수록 액상화 저항응력비가 증가하였으나 세립분 함유량이 20% 이상에서는 액상화 저항응력비가 급격히 감소하는 결과를 보였다. 이러한 Bottom Ash의 거동특성을 건설재로 일반적으로 많이 사용되는 모래에 세립분 함유량을 증가시킨 기존 연구결과와 Bottom Ash에 실트성분을 함유한 기존 연구결과의 거동특성을 비교하였다. 황대진(1993)은 실트분 함유량 30%이상이 되면 모래입자 사이의 실트분에 의한 효과가 약해짐과 동시에 실트입자끼리의 맞물림이 생겨 다시 액상화 강도가 상승하는 현상이 발생되는 연구결과를 발표하였고, 이호영(2008)의 연구결과에 의하면 상대다짐도 80%와 90%의 Bottom Ash에 실트 성분의 세립분 함유량을 증가할수록 액상화 저항응력비의 값이 감소하는 결과를 발표하였다. 기존 연구결과와 본 연구결과를 비교하면 Bottom Ash는 세립분 함유량이 20%까지는 액상화 저항응력비가 증가하다가 20%이후에는 감소는 현상을 보여 이호영(2008)의 연구결과와 황대진(1993)의 모래시료의 연구결과와

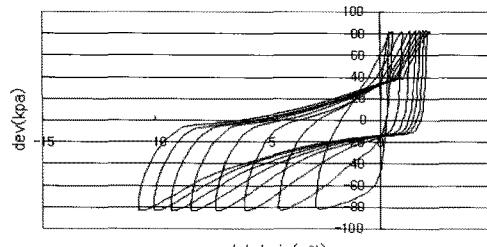
화 저항응력비가 증가하였으나 세립분의 함유량이 20% 이상에서는 액상화 저항응력비가 급격히 감소하는 결과를 보였다. 이러한 Bottom Ash의 거동특성을 건설재로 일반적으로 많이 사용되는 모래에 세립분 함유량을 증가시킨 기존 연구결과와 Bottom Ash에 실트성분을 함유한 기존 연구결과의 거동특성을 비교하였다. 황대진(1993)은 실트분 함유량 30%이상이 되면 모래입자 사이의 실트분에 의한 효과가 약해짐과 동시에 실트입자끼리의 맞물림이 생겨 다시 액상화 강도가 상승하는 현상이 발생되는 연구결과를 발표하였고, 이호영(2008)의 연구결과에 의하면 상대다짐도 80%와 90%의 Bottom Ash에 실트 성분의 세립분 함유량을 증가할수록 액상화 저항응력비의 값이 감소하는 결과를 발표하였다. 기존 연구결과와 본 연구결과를 비교하면 Bottom Ash는 세립분 함유량이 20%까지는 액상화 저항응력비가 증가하다가 20%이후에는 감소는 현상을 보여 이호영(2008)의 연구결과와 황대진(1993)의 모래시료의 연구결과와



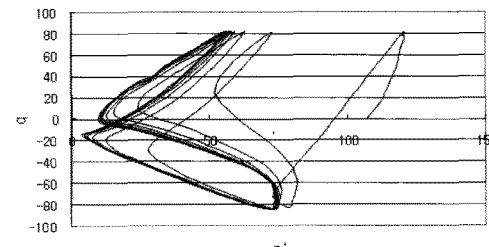
(a) 반복횟수와 축변형률



(b) 반복횟수와 간극수압비



(c) 축변형률과 축차응력



(d) 유효응력경로

그림 18. No.200체의 축차응력 80kPa에서 반복삼축시험 결과

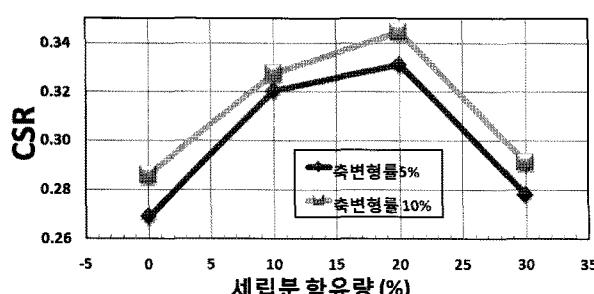


그림 19. No.40체의 세립분 함유량에 따른 액상화 저항응력비 결과

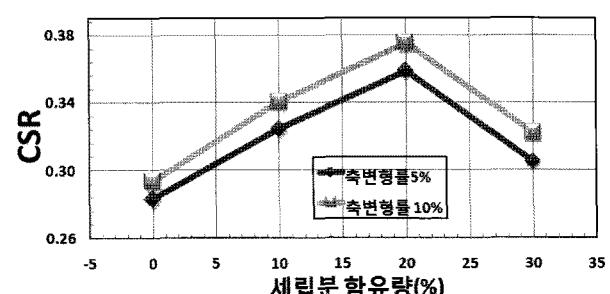


그림 20. No.60체의 세립분 함유량에 따른 액상화 저항응력비 결과

상반된 결과를 얻을 수 있었다.

그림 20은 No.60체의 반복횟수 10회에 해당하는 액상화 저항응력비의 값을 세립분의 함유량으로 정리한 결과이다. No.40체와 동일한 경향을 보이며, 세립분 함유량이 20%까지 증가할수록 액상화 저항응력비가 증가하였으나 세립분의 함유량이 20%이상에서는 액상화 저항응력비가 급격히 감소하였다. 그림 21, 그림 22는 No.100체, No.200체 액상화 저항응력비 값으로 No.40체, No.60체와 같은 경향을 보이며, 세립분 함유량이 20%까지 증가할수록 액상화 저항응력비가 증가하였으나 세립분의 함유량이 20%이상에서는 액상화 저항응력비가 급격히 감소하였다.

각 체 잔류시료에 세립분을 함유하여 반복삼축시험을 실시하고 결과를 종합하면 표 7, 그림 23과 같다. 입

표 7. 세립분 함유량에 따른 반복횟수와 응력비의 관계

구 분	세립분 함유량(%)	축변형률 5%	축변형률 10%
No.40체	0	0.28	0.31
	10	0.32	0.33
	20	0.33	0.34
	30	0.28	0.29
No.60체	0	0.28	0.29
	10	0.32	0.34
	20	0.36	0.38
	30	0.31	0.32
No.100체	0	0.33	0.36
	10	0.35	0.36
	20	0.40	0.40
	30	0.31	0.35
No.200체	0	0.33	0.36
	10	0.35	0.37
	20	0.45	0.47
	30	0.35	0.37

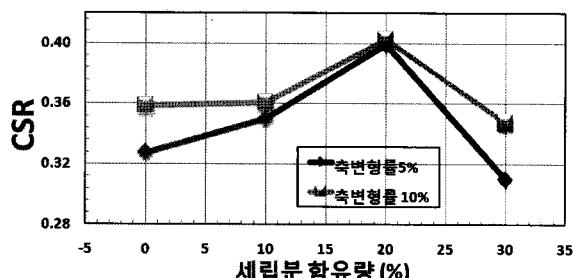


그림 21. No.100체의 세립분 함유량에 따른 액상화 저항응력비 결과

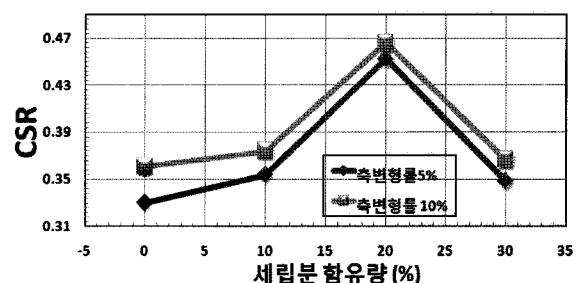
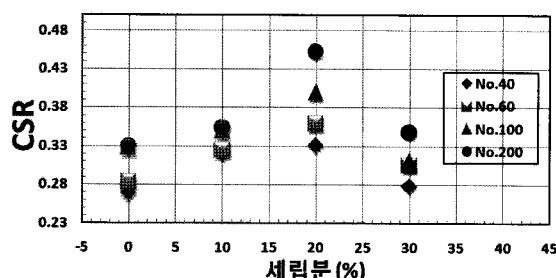
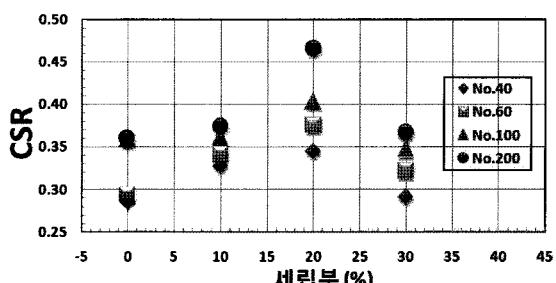


그림 22. No.200체의 세립분 함유량에 따른 액상화 저항응력비 결과

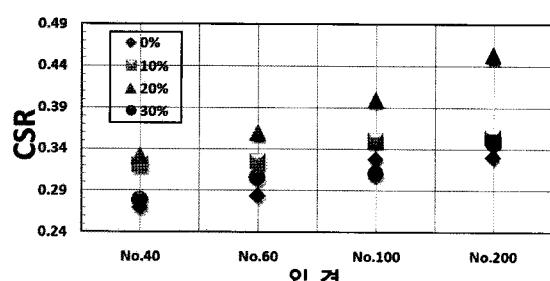


(a) 축변형률 5%

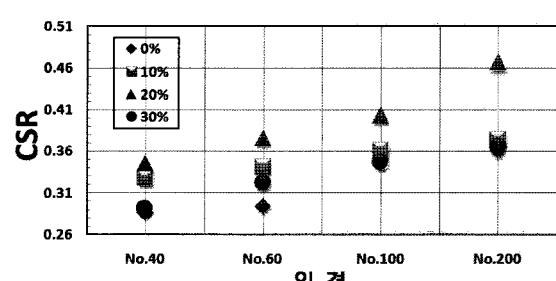


(b) 축변형률 10%

그림 23. 세립분 함유량에 따른 액상화 저항응력비 결과



(a) 축변형률 5%



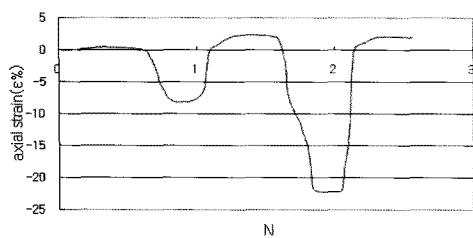
(b) 축변형률 10%

그림 24. 입경에 따른 액상화 저항응력비 결과

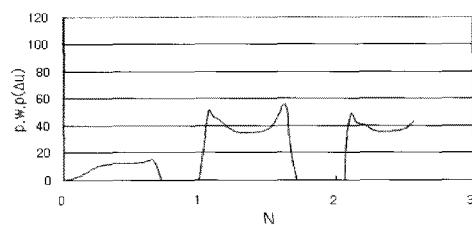
경에 따른 시험 결과 입자의 크기가 작아질수록 액상화 저항응력이 증가하였다. 세립분 함유량에 따른 반복삼축시험 결과 세립분의 함유량이 20%를 기점으로 작아지는데 입경이 작아질수록 감소폭이 커졌다. 따라서 액상화 대책을 위한 목적으로 연약지반에 사용될 경우 세립분의 함유량이 20%를 넘지 않는 시료를 사용하는 것이 적당하였다.

그림 24는 No.60체 세립분 함유량에 따른 시료의 거동 특성이다. 그림 24는 세립분 함유량 10%의 시험결과로 시험 시 시료의 유효응력이 100kPa이 되어 액상화는

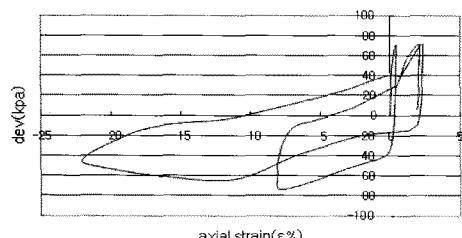
간극수압이 100kPa인 경우에 발생된다. 그러나 No.60체의 경우 그림 24(b)에서 간극수압이 100kPa에 도달되는 구간에서 액상화 시점이 되는데, 그림 24(a)의 축변형률이 간극수압이 100kPa에 도달되기 전에 5%, 10% 이상으로 증가하여 액상화가 발생되었다. 이는 간극수압의 증가보다 시료의 파쇄에 의해 발생된 것으로 판단된다. 그림 25, 그림 26의 No.100체 축차응력 80kPa, 세립분 20%와 No.200체 축차응력 90kPa, 세립분 20%인 시료의 거동특성으로 No.60체와 마찬가지로 간극수압이 100kPa에 도달하기 전에 축변형률이 5%, 10%를 넘



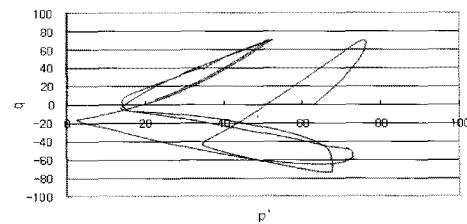
(a) 반복횟수와 축변형률



(b) 반복횟수와 간극수압비

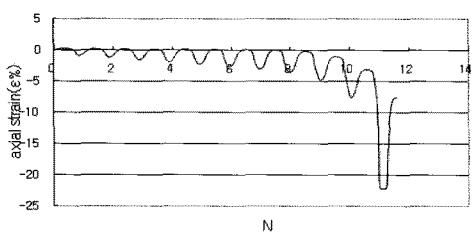


(c) 축변형률과 축차응력

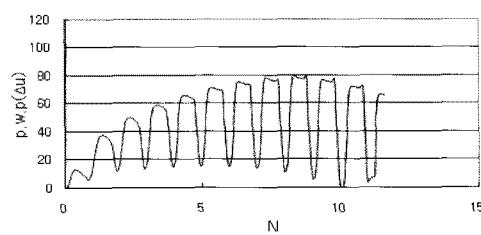


(d) 유효응력경로

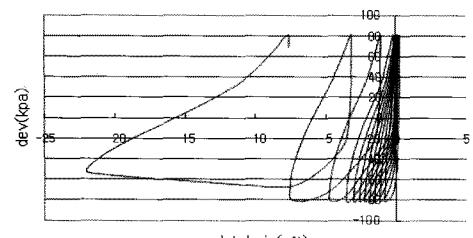
그림 24. No.60체의 축차응력 80kPa에서 반복삼축시험 결과(세립분 10%)



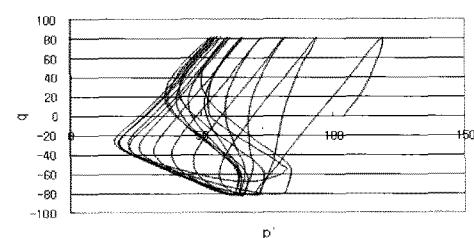
(a) 반복횟수와 축변형률



(b) 반복횟수와 간극수압비



(c) 축변형률과 축차응력



(d) 유효응력경로

그림 25. No.100체의 축차응력 80kPa에서 반복삼축시험 결과(세립분 20%)

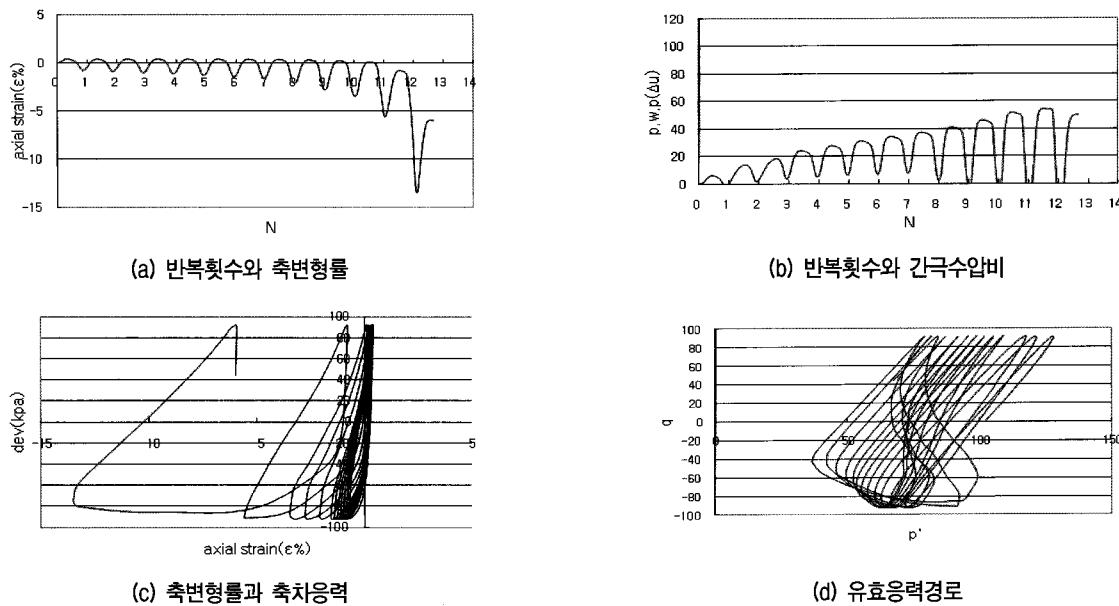


그림 26. No.200체의 축차응력 90kPa에서 반복삼축시험 결과(세립분 20%)

어 시료의 파괴가 발생되었다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 영흥화력발전소에서 발생된 Bottom Ash를 이용하여 액상화 저항특성을 평가하기 위해 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체에 잔류한 시료와 표준사, 세립분 함유량을 조정한 시료에 대해 반복삼축시험, 상대밀도, 파쇄시험을 실시하였으며, 시험결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) Bottom Ash의 상대밀도 시험결과 입도가 작을수록 건조단위중량이 커졌으나 표준사에 비해 작은 값을 보였으며, 세립분 함유량이 증가할수록 단위중량은 증가하였는데 이는 입도가 균등한 잔류 시료에 세립분이 간극을 채워 고른 입도로 개선되어 나타난 현상이라 판단된다.
- (2) 파쇄시험결과 No.40체, No.60체 잔류시료는 입경이 비교적 커 전체 입경에 고른 파쇄가 되어 세립분 잔류율이 10%이내였으나 No.100체, No.200체 잔류시료는 입경이 작아 다짐에너지에 의한 입자의 파쇄가 세립분으로 집중되어 세립분 잔류율이 약 30%까지 증가하였다.
- (3) 각체 잔류시료의 상대밀도에 따른 반복삼축시험결과 상대밀도 70%에서는 입자의 크기에 따른 액상화 저항응력비의 차가 크지 않았으나 상대밀도 55%이

하에서는 입경의 크기에 따른 액상화 저항응력비 차이는 약 0.06 정도로 비교적 컸다.

- (4) 각체 잔류시료와 표준사의 액상화 저항응력비를 비교한 결과 Bottom Ash의 액상화 저항응력비는 표준사에 비해 커졌으며, 입자의 크기가 클수록 상대밀도 증가에 따른 액상화 저항응력비 차이는 커졌으며, 입자의 크기가 작을수록 액상화 저항응력비 값의 차이는 입자가 큰 시료에 비해 작았다.
- (5) 표준사의 경우 축차응력 크기에 상관없이 간극수압 증가로 유효응력 감소에 의한 파괴 거동이 진행되었으나, 입도가 비교적 큰 Bottom Ash의 경우에는 간극수압보다는 축차응력에 의한 시료의 파괴 거동이 진행되었으며, 입자의 크기에 따라 액상화 저항응력비는 0.4를 넘지 않았다. 입도가 작은 Bottom Ash의 경우에는 표준사와 같은 형태의 파괴 거동이 진행되었다.
- (6) 세립분 함유량에 따른 반복삼축시험결과 세립분의 함유량이 시료의 간극을 채워 20%까지는 액상화 저항응력비가 증가하는 것으로 나타나 액상화 대책을 위한 목적으로 Bottom Ash를 사용하는 경우 다짐에너지를 조정하여 세립분 함유량 20%로 조정이 필요하였다.
- (7) Bottom Ash는 입자의 특성상 기공이 많아 입도가 클수록 파쇄강도가 약하여 시료 파쇄에 의한 축변형의 증가로 액상화가 평가되었고, 상대밀도 변화에 따른 액상화 저항응력비의 차이가 크지 않았으며, 세립분이 함유됨에 따라 파쇄강도가 증가하여

높은 반복축하중에서 시료의 파쇄에 의한 액상화가 평가되었다.

## 참 고 문 헌

1. 건설교통부 (2003), “구조물 기초설계기준 해설”.
2. 김영진 (2005), “Bottom Ash를 활용한 콘크리트용 골재사용의 실험 연구”, 한서대학교 석사학위논문.
3. 김상천 (2009), “Sand Mat용 재료로서 Bottom Ash의 적용성 연구”, 순천대학교 석사학위논문.
4. 김종국 (2009), “인천지역 매립지반에 적용된 모래다짐말뚝의 거동특성 평가”, 수원대학교 박사학위 논문.
5. 이호영 (2008), “세립분 함유량에 따른 석탄회의 액상화 거동”, 인하대학교 석사학위논문.
6. 이영휘 (2008), “저희의 연직배수재로서 활용에 관한 연구”, 한양대학교 석사학위논문.
7. 윤원섭, 한재운, 신승구, 채영수 (2010), “석탄회의 동적거동특성 연구”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.1142-1150.
8. 최재순 (2003), “교란상태개념에 기초한 포화사질토의 비배수 동적거동 예측기법개발”, 연세대학교 박사학위 논문.
9. 한국지진공학회 (1999), “항만 및 어항시설의 내진설계 표준서”, 해양수산부.
10. 황대진 (1993), “실트를 포함하는 모래질 흙의 액상화강도에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 13(2), pp.243-252.
11. Chu, S.C., Kao, H.S. (1993), “A Study of Engineering Properties of a Clay Modified by Fly Ash and Slag”, Fly Ash for Soil Improvement, ASCE, Geotechnical Special Publication (36), pp.89-99.
12. Ishihara, K., Yasuda, S. (1975), “Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation”, Soil and Foundations, 15(1), pp.45-59.
13. Seals, R.K., Moulton, L.K., Ruth, B.E. (1972), “Bottom Ash : An Engineering Material”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98(SM4), pp.311-325.
14. Sweeny, L.R., Rivard-Lentz, D.J., Demars, K.R. (1996), “Physical Chemical Behavior of Incinerator Bottom Ash”, Proceedings of the 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, San Diego, California, USA, 1, pp.416-425.

(접수일자 2011. 5. 2, 심사완료일 2011. 6. 24)



# 공진주시험을 통한 Bottom Ash의 특성 연구

## A Study on the Bottom Ash Characteristics of Resonant Column Tests

윤 원 섭<sup>1</sup> Yoon, Won-Sub  
채 영 수<sup>2</sup> Chae, Young-Su

### Abstract

This study investigates relative density test of standard sand and bottom ash which were devided into No.40, No.60, No.100, No.200 and resonant column tests were conducted for samples with the relative density of 40%, 55%, and 70% on the basis of the test results. Resonant column tests were also conducted for each residual bottom ash which contains the passing sample of No.200 with the relative density of 55%. By compressing each residual sample with the compaction energy of A-compact mold test, the passing percentage of No.200 sieve increased up to 30%, which led to the adjustment of relative density to 10%, 20%, and 30%. Test results show that maximum shear modulus and damping ratio of bottom ash are smaller than those of standard sand because crushing strength and unit weight of the former are smaller than those of the latter.

### 요 지

본 연구에서는 표준사와 bottom ash를 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체로 분류하여 상대밀도시험을 실시하였으며, 시험결과를 토대로 40%, 55%, 70%의 상대밀도로 공진주시험을 실시하였다. 또한, 각 체에 잔류한 bottom ash에 대해 55%의 상대밀도로 No.200체 통과시료를 함유하여 공진주시험을 실시하였다. 각 체 잔류시료에 대해 A다짐시험에 해당하는 다짐에너지로 다짐을 하면 No.200체 통과율이 약 30%까지 증가하게 되어 함유량을 10%, 20%, 30%로 조정하였다. 시험결과 bottom ash의 경우 파쇄강도와 단위중량이 표준사에 비해 작아 최대전단탄성계수, 감쇠비 등의 결과값이 표준사의 결과에 비해 작았다.

**Keywords :** Bottom ash, Resonant column test, Maximum shear modulus, Damping ratio

### 1. 서 론

화력발전소에서 석탄회가 생성되는 과정은 미분쇄기를 거친 석탄이 보일러의 연소실에서 연소가 되면서 석탄회가 발생하기 시작한다. 이렇게 발생된 석탄회 중에 연소실 하부에서 채취되는 bottom ash와 연소실에서 생성되어 공기 유동을 따라 이동하여 집진기에서 채취되는 fly ash로 분류된다(산업자원부, 2002). 이러한 석탄회의 국내 재활용 전망으로 환경부(2008)에서는 2008

년 재활용률은 73.5%였고, 2010년 이후에는 73.3%로 재활용률이 예상된다고 하였다. 이중 bottom ash는 지금까지 콘크리트 골재로 많이 활용되어 왔으며, 그 외 대부분은 매립에 의존되어 왔다. 일반적으로 bottom ash의 입도 분포는 입경 0.1mm~1mm의 입자가 50%, 1mm이상의 입자가 50%를 차지하고 있어 입도 조정을 할 경우 잔골재와 굽은 골재로의 활용이 가능하며, 건설재료로 사용 시 bottom ash의 재료적인 연구가 필요한 실정이다.

1 정회원, 수원대학교 토목공학과 공학박사, (Member, Ph.D., Dept. of Civil Engng., The Univ. of Suwon, totoma13@suwon.ac.kr, 교신저자)

2 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engng., The Univ. of Suwon)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

국내에서 bottom ash의 활용율을 높이기 위한 연구로 산업자원부(2005)에서 bottom ash를 활용한 CCP(chemical compaction pile)제조 및 시공기술 개발연구에서 연약지반의 개량효과와 구조적 지지밀도으로서의 기능을 확인하기 위해 실내토조 시험과 팽창량 시험, 온도측정 시험, 그리고 몰드에서 양생한 공시체를 통하여 일축암축시험을 실시한 연구를 수행한 바 있다. 연구결과 CCP타설 후 3일~7일 이내에 연약지반의 함수비와 전단강도가 증가함으로써 개량효과를 얻을 수 있었으며, 주변에 미치는 유해성 또한 기준치에 훨씬 못 미치는 것으로 판단하였다. 또한, 외국의 경우 Sweeny(1996) 등은 bottom ash와 일반자연골재에 동다짐 시험결과 입자의 파쇄 혹은 붕괴현상이 자연골재에서 보다 bottom ash에서 크게 나타났음을 밝혔으며, bottom ash 입자의 파쇄현상과 그에 따른 영향은 동다짐 실시되는 시기에만 제한된다고 보고한 바 있다.

따라서 본 연구에서는 bottom ash의 건설재료로서 활용가능성을 평가하기 위해 현재 일반적인 건설재료로 활용되고 있는 표준사의 공진주시험 결과와 bottom ash의 공진주시험 결과를 비교하였다. Bottom ash는 표준사에 비해 고른 입도를 보여 입자의 크기에 따라 공진주시험 특성 차이가 있을 것으로 판단되어 시료를 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체에 잔류한 시료로 분류하여 시험하였다. 시료의 성형 시 느슨하고, 조밀한 정도를 고려하기 위해 각 체 잔류시료에 상대밀도시험을 실시하여 40%, 55%, 70%의 상대밀도로 표준사와 bottom ash의 공진주시험 특성을 분석하였다. 또한, No.200체 통과시료를 세립분으로 간주하고, 다짐에 따른 세립분 증가량을 고려하여 중간정도 조밀한 55% 상대밀도의 bottom ash에 대해 10%, 20%, 30%로 세립분을 함유하여 공진주시험을 분석하였다.

## 2. 지반의 동적 특성

국내 내진설계기준(1997)에 의하면 설계지반운동은 보통암 지반의 지표면 자유장 운동으로 정의하고 있으며, 현장시험은 관입시험과 탄성파시험으로 구분할 수 있다. 주로 표준관입시험 N치, 콘관입시험  $q_c$ 값으로부터 지반정수와 동적 물성치를 구하고, 실내에서는 공진주시험을 실시하여 전단탄성계수, 감쇠비와 같은 지반의 동적 특성을 결정하여 지진응답해석을 위한 입력물성치로 이용하고 있다.

전단탄성계수의 경우 여러 구속압 단계의 결과를 정규화하여 정규화전단탄성계수( $G/G_{max}$ ) 감소곡선을 설계에 이용하게 되며, 전단탄성계수와 감쇠비 곡선을 선택할 때 대상지반의 평균유효구속압(mean effective stress)을 고려하여 결정하게 된다. 이와 같은 지반의 동적물성치는 지진응답해석을 통하여 액상화 상세평가를 위한 전단응력비의 산정에 중요한 요소로 이용된다. 기존의 연구 결과에 의하면 그림 1은 Seed 등(1970, 1984)이 발표한 모래와 자갈의 일반적인 정규화탄성계수 감소곡선으로 입자크기에 따라 분포범위가 크고 넓게 분포하며, 입자가 클수록 좌측 아래로 그래프가 내려가는 것을 확인할 수 있다. 그림 2는 Iwasaki 등(1976)이 발표한 구속압에 따른 모래의 정규화 탄성계수 감소곡선으로 구속압이 증가함에 따라 정규화 탄성계수 감소곡선은 오른쪽으로 이동하게 되는 것을 알 수 있다. 그림 3은 Seed

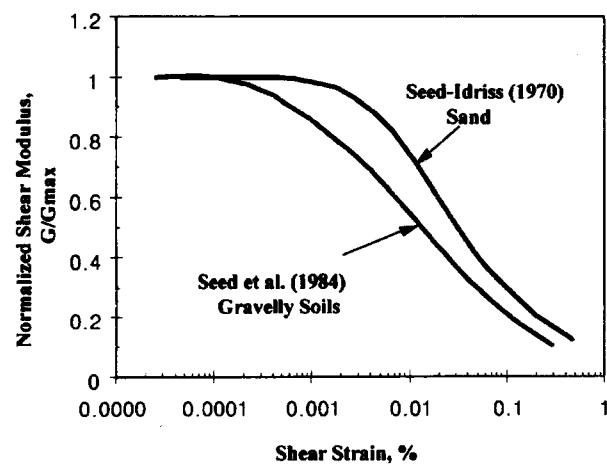


그림 1. 모래와 자갈의 정규화탄성계수 감소곡선(Seed 등, 1970, 1984)

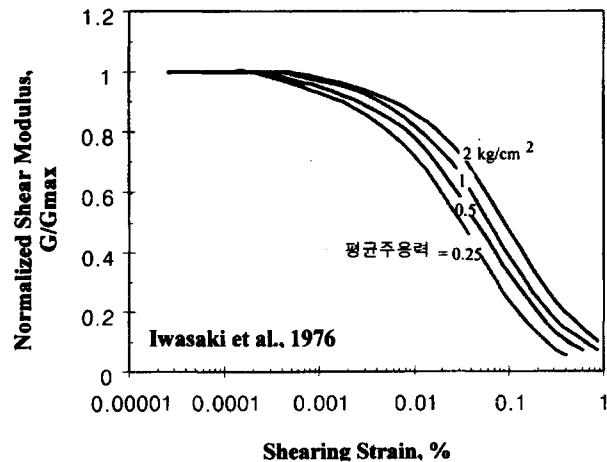


그림 2. 모래의 구속응력에 따른 정규화탄성계수 감소곡선(Iwasaki 등, 1976)

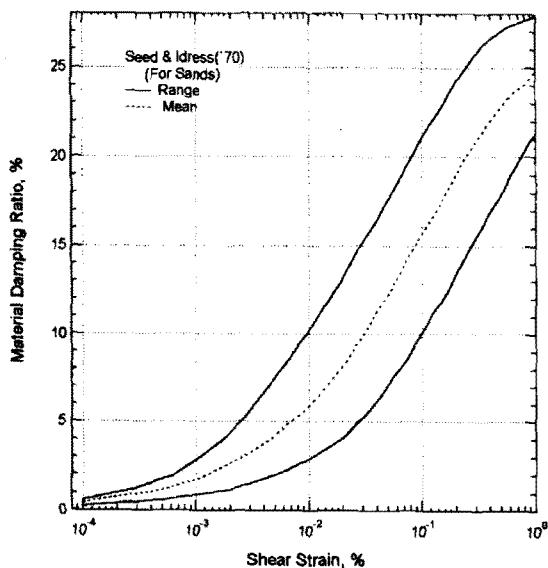


그림 3. 전단변형률에 따른 재료감쇠비 곡선(Seed 등, 1970)

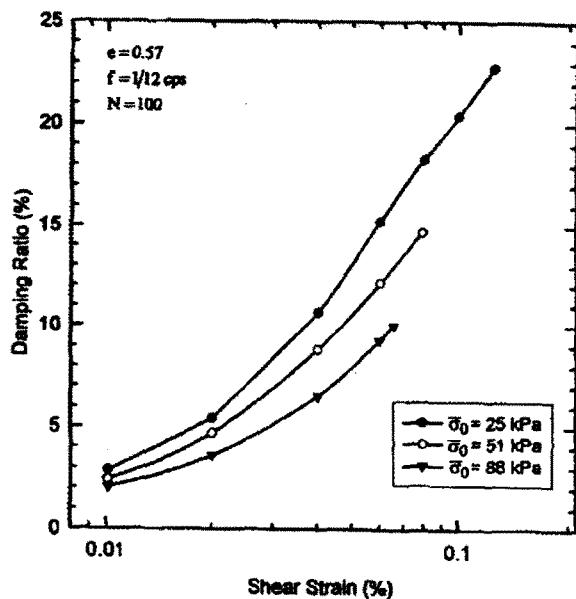
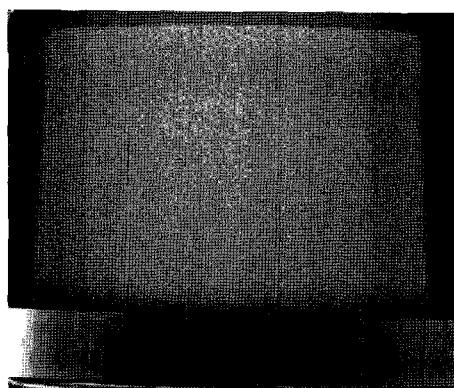
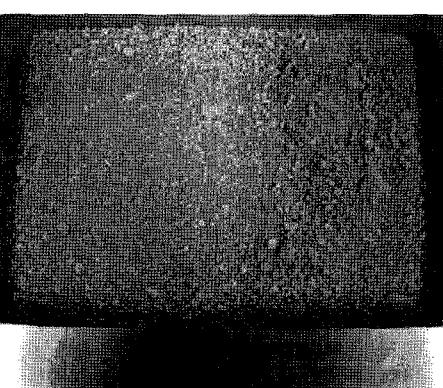


그림 4. 구속압에 따른 사질토 재료감쇠비 곡선(Hardin 등, 1972, Park, 1998)



(a) 표준사



(b) 회처리과정을 거친 Bottom Ash

그림 5. 회처리 과정을 거친 Bottom Ash와 표준사의 시료 전경

등(1970)이 제안한 사질토에 대한 감쇠비의 범위로 비교적 넓은 범위로 분포하는 것을 알 수 있다. 또한, 그림 4는 Hardin 등(1972)과 Park(1997)이 제안한 구속압에 따른 사질토의 재료감쇠비 곡선으로 일정한 변형률에서 구속압이 증가할수록 감쇠비가 감소함을 보여준다.

### 3. 시험내용

Bottom ash는 석탄의 종류와 발전소의 처리과정과 입자의 크기에 따라 공진주시험 특성이 달라질 수 있어 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체에 잔류한 시료로 나누어 시험을 실시하였다. 또한, 각 체 잔류시료에 대해 다짐으로 인해 발생되는 No.200체 통과시료를 세립분으로 간주하여 세립분 함유량에 따른 공진주시험을 실시하였다. 공진주시험에 사용된 bottom ash는 체가름 시험결과 입도가 불량한 모래 혹은 실트질 모래(SP-SM)로 표준사에 비해 비교적 고른 입도를 보였으며, 비중값은 평균 2.0으로 표준사에 비해 작은 값을 보였다. 연구에 사용된 bottom ash는 영홍화력발전소에서 채취한 시료를 사용하였으며, 표준사와 bottom ash는 그림 5와 같고, 각 체에 잔류한 시료와 세립분 시료는 그림 6, 그림 7과 같다.

물성시험 결과 bottom ash는 사질토로 상대밀도에 따라 특성이 달라져 시료의 느슨하고, 조밀한 경우를 고려하여 40%, 55%, 70%의 상대밀도로 시험하였으며, 세립분 함유량에 따른 공진주시험에서는 40%, 55%, 70%의 상대밀도에 대해 시험을 실시할 경우 시험의 양이 많아 세립분 함유량에 따른 시료의 특성을 평가하기 위해 중간정도 조밀한 시료에 해당하는 상대밀도 55%를 대표적으로 사용하였다. 상대밀도시험은 몰드의 진동하중으

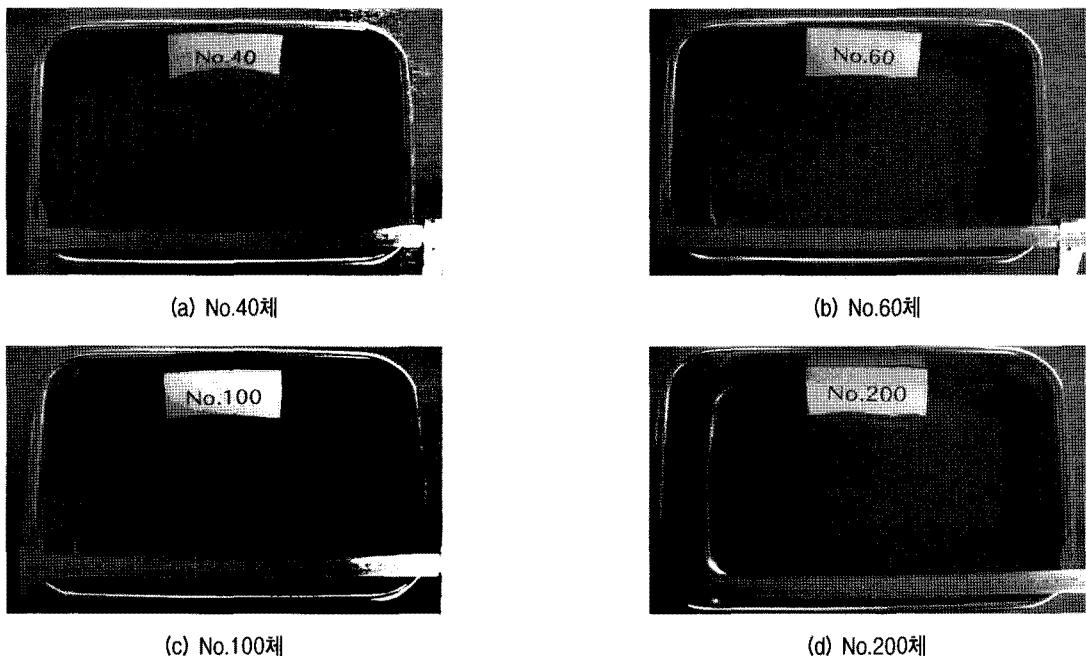


그림 6. 입경별 진류 시료

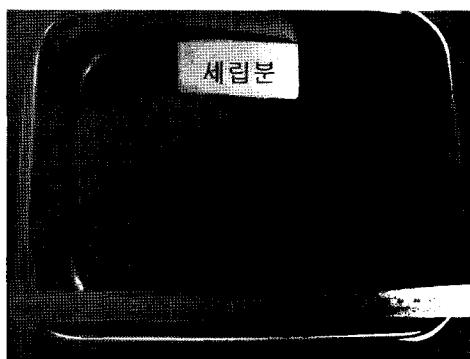


그림 7. 세립분 시료

로 최대 상대밀도 3회, 최소 상대밀도 3회를 측정하여 평균한 값으로 최대 상대밀도, 최소 상대밀도 값을 각각 결정하였으며, bottom ash의 경우 파쇄강도가 약하여 상대밀도시험 시 상재하중을 제거하고 진동하중만을 주어 시험을 실시하여 입자의 파쇄를 최소화 하였다. 또한, Sweeny 등(1996)은 bottom ash 입자의 파쇄현상은 시공이 실시되는 시기에만 제한된다고 하였으므로 bottom ash의 경우 다짐이 완료된 후는 파쇄가 추가적으로 진행되지 않을 것으로 판단되어 다짐시험을 실시하여 세립분의 증가량을 확인할 필요가 있었다. 따라서 다짐 시 발생되는 파쇄율 확인을 위해 KS F 2312의 A다짐 시험 몰드와 햄머, 다짐충수, 다짐횟수를 이용하여 건조 시료에 대해 다짐시험을 실시하였다.

상대밀도와 세립분 함유량 변화에 따른 공진주시험은

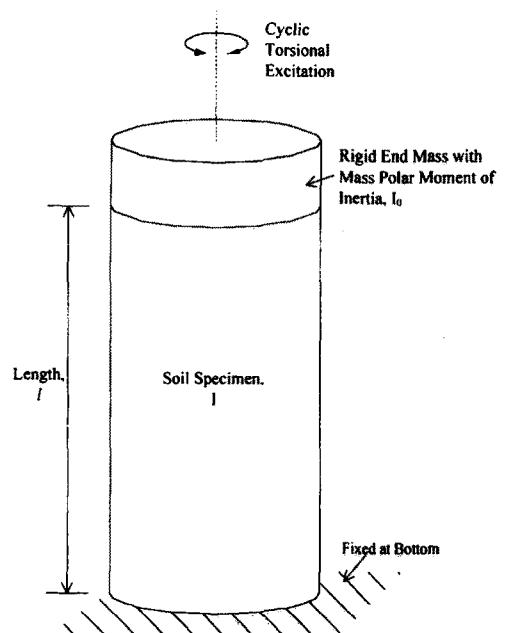


그림 8. 고정-자유단 조건의 공진주시험의 이상화(추연욱, 1997)

전단탄성계수, 전단변형률, 감쇠비를 산정하여 사질토 및 점성토의 동적거동 특성을 판단하는 시험으로 본 연구에 사용한 공진주시험장치는 GEO TM사의 시험장치를 사용하였으며, 그림 8과 같은 고정-자유단의 조건으로 시험을 실시하였고, 시험기 모식도는 그림 9와 같다.

시료의 성형은 직경과 높이를 측정하여 부피를 구한 후 각각의 상대밀도에 해당하는 시료의 중량을 산정하여 성형하였다. 공진주시험은 별도의 포화과정이 없어 건조

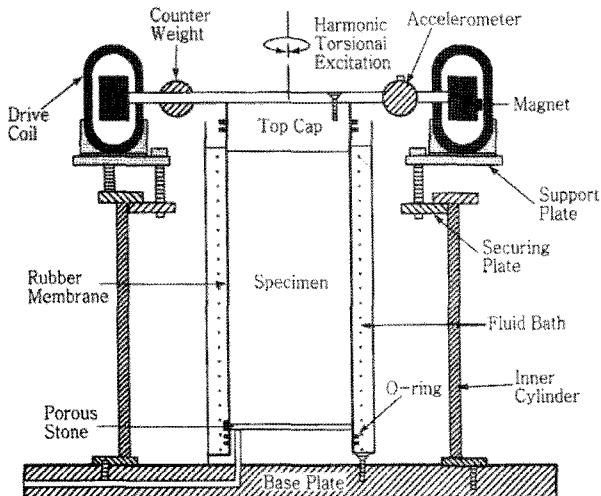


그림 9. 공진주시험 모식도

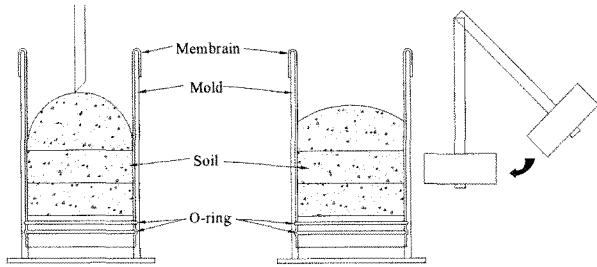


그림 11. 시료성형방법

시료를 사용할 경우 압밀하중에 의한 간극수는 발생되지 않는다. 본 연구에서 사용한 시료는 건조한 시료를 사용하였으며, 시료의 성형완료 후 구속압 50kPa, 100kPa, 200kPa의 3단계에 해당하는 압밀하중을 압축공기를 사용하여 등방의 구속응력을 약 2시간정도 가한 후 시료에 전단변형을 가하였다. 각 구속압에서 1차 모드의 공진주파수  $F_1$ 과 진도의 크기  $A_1$ 를 구한 후 시험기의 특성 및 공시체의 크기, 공시체의 무게를 이용하여 전단파 속도  $V_s$ , 전단탄성계수  $G$  및 전단변형률을 구하며, 자유진동 감쇠곡선을 이용하여 재료의 감쇠비를 측정한다. 시험과정과 시료성형방법은 그림 10, 그림 11과 같으며, 표 1은 시료의 종류와 상대밀도, 세립분 함유량, 구속압 등에 따른 공진주시험 조건이다.

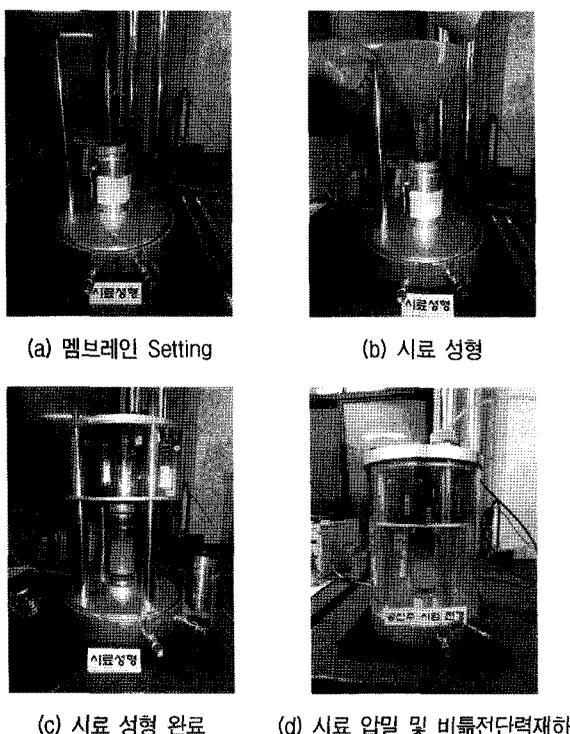


그림 10. 공진주시험 과정

표 1. 공진주시험 조건

구 분		상대밀도(Dr, %)	세립분 함유량(%)	구속응력(kPa)	비고		
공진주 시험	표준사	40, 55, 70	—				
	Bottom Ash	40, 55, 70	—				
	No.40체	40, 55, 70	—	50, 100, 200			
	No.60체		—				
	No.100체		—				
	No.200체		—				
	No.40체	55	10, 20, 30				
	No.60체						
	No.100체						
	No.200체						

표 2. 입경에 따른 상대밀도시험 결과

구 분	최소건조단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	최대건조단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	시료성형조건			비 고
			상대밀도(%)	단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	시료무게	
No.40체	5.50	7.30	40	6.10	119.77	
			55	6.36	124.88	
			70	6.65	130.57	
No.60체	6.43	8.00	40	7.00	133.45	
			55	7.21	141.57	
			70	7.45	146.28	
No.100체	7.67	9.28	40	8.24	161.79	
			55	8.48	166.51	
			70	8.73	171.41	
No.200체	8.97	11.00	40	9.68	190.07	
			55	9.98	195.96	
			70	10.30	202.24	
Bottom Ash	8.40	9.30	40	8.73	171.41	
			55	8.88	174.36	
			70	9.03	177.30	
표준사	13.70	15.90	40	14.50	284.64	
			55	14.83	291.19	
			70	15.17	297.79	

표 3. 입경에 따른 파쇄시험 결과

구 分	다짐 후 시료				
	No.40	No.60	No.100	No.200	세립분
No.40체 잔류율(%)	35.72	17.01	17.34	22.29	7.64
No.60체 잔류율(%)	-	44.95	20.52	27.09	7.44
No.100체 잔류율(%)	-	-	45.79	27.82	26.39
No.200체 잔류율(%)	-	-	-	37.67	32.33

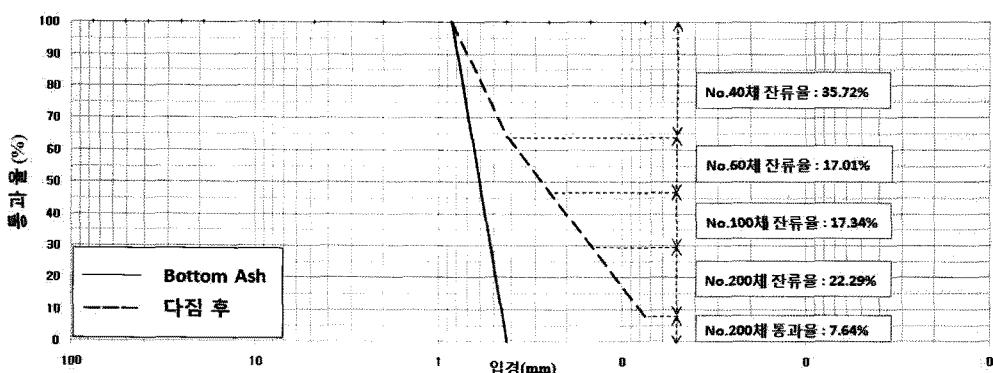


그림 12. No.40체의 파쇄시험 결과

ash와 표준사의 시험 시 시료의 단위중량을 계산하여 시료의 사용 중량을 결정하였다.

또한, bottom ash의 경우 입자의 기공이 존재하고, 입자의 파쇄강도가 작아 다짐에너지의 영향으로 입자의 파쇄가 발생할 것으로 판단되어 다짐에너지 563kN·m/m<sup>3</sup>의 크기로 다짐시험을 실시하였다. 표 3, 그림 12에서

그림 15는 입경별 파쇄 특성 확인을 위한 시험 결과이다. 시험 결과 No.40체, No.60체 잔류시료의 다짐시험 후 세립분의 잔류율은 7.64%, 7.44%로 세립분이 10%이내였으나, No.100체, No.200체 잔류시료의 경우 세립분 잔류율이 26.4%와 32.3%로 다짐시험 후 세립분이 약 30%까지 증가하여 각 체 잔류시료에 세립분의 함유량

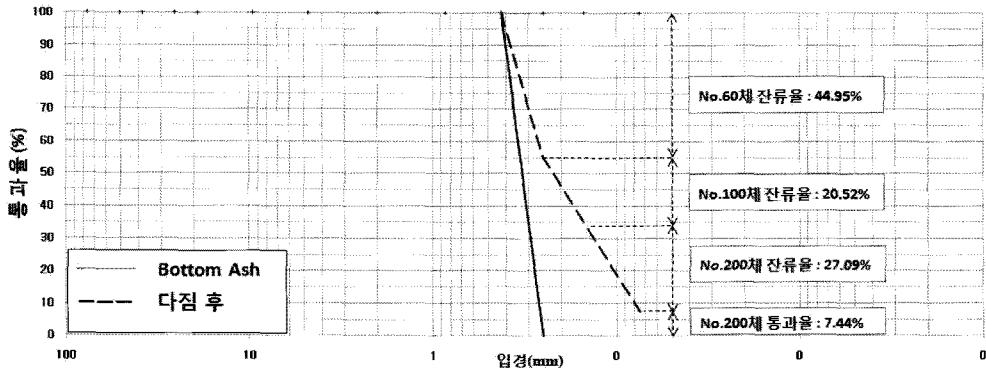


그림 13. No.60체의 파쇄시험 결과

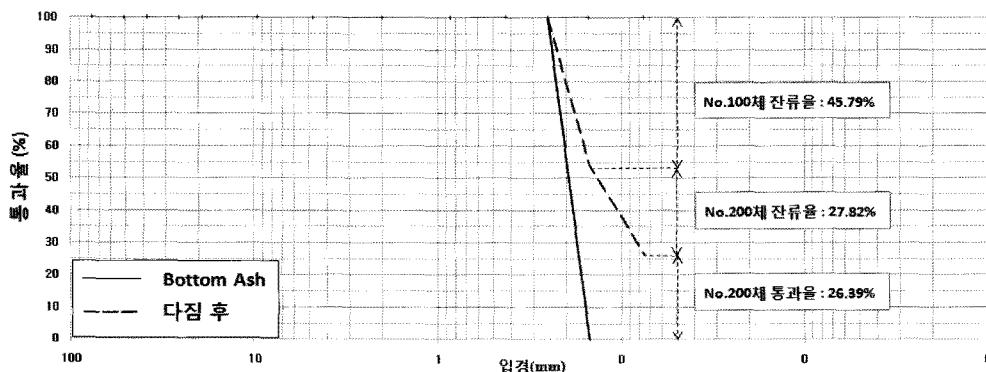


그림 14. No.100체의 파쇄시험 결과

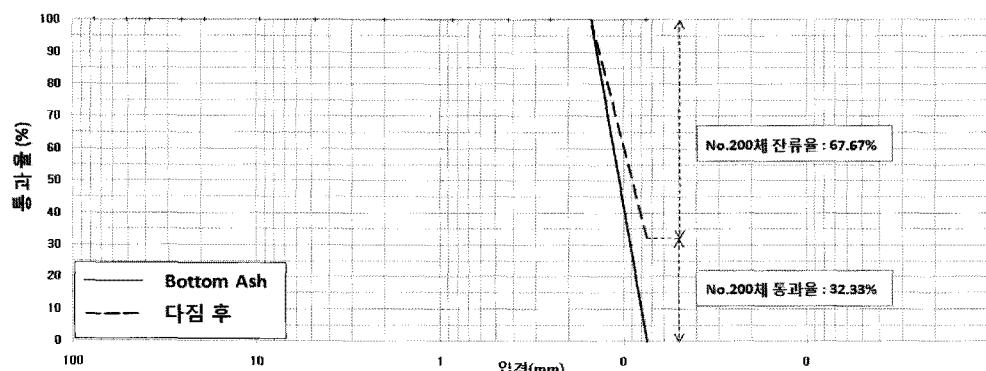


그림 15. No.200체의 파쇄시험 결과

을 10%, 20%, 30%로 결정하였다. 각 체 잔류시료 중량에서 세립분의 중량이 10%, 20%, 30%가 되도록 시료를 섞어 상대밀도시험을 실시하였으며, 시험 결과는 표 4와 같다. 상대밀도시험을 통해 55%에 해당하는 단위중량을 산정하고, 각 체 잔류시료의 시료성형 시 필요한 시료 무게를 계산하여 시험에 사용하였다.

Bottom ash의 공진주시험 특성을 평가하기 위해 건설재료로 일반적으로 많이 사용되는 표준사를 평가 기준으로 사용하였으며, 공진주시험 결과는 일반적으로 구속압밀하중에서 전단변형에 대한 전단탄성계수와 정규

화전단탄성계수, 재료감쇠비의 곡선으로 표시된다. 진응답해석에서 비선형 특성을 고려하기 위해 등가선형형태의 전단탄성계수와 감쇠비의 변형률 의존곡선이 사용되며, 공진주시험 결과를 통해 변형률 의존곡선을 표현할 수 있다. 공진주시험은  $10^{-5}\sim10^{-1}$ %의 작은 변형률 범위에서 지반의 동적 특성치의 변화 양상을 파악하는 시험으로 정규화전단탄성계수( $G/G_{max}$ ) 감소곡선을 이용하며, 시험결과를 초과하는 부분은 Ramberg-Osgood model을 이용하여 정규화 곡선을 그렸다. 또한, 재료감쇠비의 곡선은 Hyptrabolic model을 이용하여 시험결과

를 초과한 부분에 대한 곡선을 그려 결과를 초과한 부분에 대한 시료의 특성을 확인할 수 있었다. 따라서 본 연구에서는 먼저 표준사의 정규화전단탄성계수와 재료감쇠비 곡선의 범위를 결정하고, 회처리과정을 거친 bottom ash와 입경 및 세립분의 함유량에 따른 bottom ash의 공

진주시험 특성을 비교한 결과는 다음과 같다.

#### 4.1 입경에 따른 특성

표 5, 그림 16은 표준사와 회처리과정을 거친 bottom

표 4. 세립분 함유량에 따른 상대밀도시험 결과

구분	세립분 (%)	최소건조단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	최대건조단위중량 (kN/m <sup>3</sup> )	시료성형조건		
				상대밀도(%)	단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	시료무게(g)
No.40체	0	5.50	7.30	55	6.36	124.88
	10	6.38	7.90		7.14	140.19
	20	7.14	8.90		8.01	157.28
	30	7.72	9.71		8.70	170.82
No.60체	0	6.43	8.00		7.21	141.57
	10	6.73	8.56		7.63	149.82
	20	7.50	9.49		8.48	166.51
	30	8.07	10.19		9.11	178.88
No.100체	0	7.67	9.28		8.48	166.51
	10	7.49	9.81		8.61	169.06
	20	8.01	10.26		9.11	178.88
	30	8.34	10.87		9.56	187.80
No.200체	0	8.97	11.00		9.98	195.96
	10	9.11	11.20		10.15	199.33
	20	9.78	11.52		10.67	209.43
	30	10.15	11.89		11.04	216.74
표준사	0	13.70	15.90	40	14.50	284.64
				55	14.83	291.19
				70	15.17	297.79

표 5. 상대밀도 및 구속압에 따른 전단탄성계수 결과

구 분	상대밀도 (Dr, %)	구속압 50kPa		
		G <sub>max</sub>	G <sub>max</sub>	G <sub>max</sub>
표준사	40	75.39	103.33	133.21
	55	80.08	106.07	129.01
	70	87.87	116.72	145.80
Bottom Ash	40	30.19	42.91	61.13
	55	37.98	53.29	75.26
	70	46.29	63.42	89.29
No.40체	40	25.14	35.25	49.27
	55	27.30	38.46	53.82
	70	28.14	40.46	55.79
No.60체	40	24.62	34.64	48.92
	55	26.77	37.83	50.05
	70	28.14	40.46	55.79
No.100체	40	27.90	38.25	53.90
	55	30.18	41.19	56.66
	70	33.16	44.66	60.71
No.200체	40	29.06	40.25	57.11
	55	30.80	44.00	61.19
	70	34.74	48.31	68.43

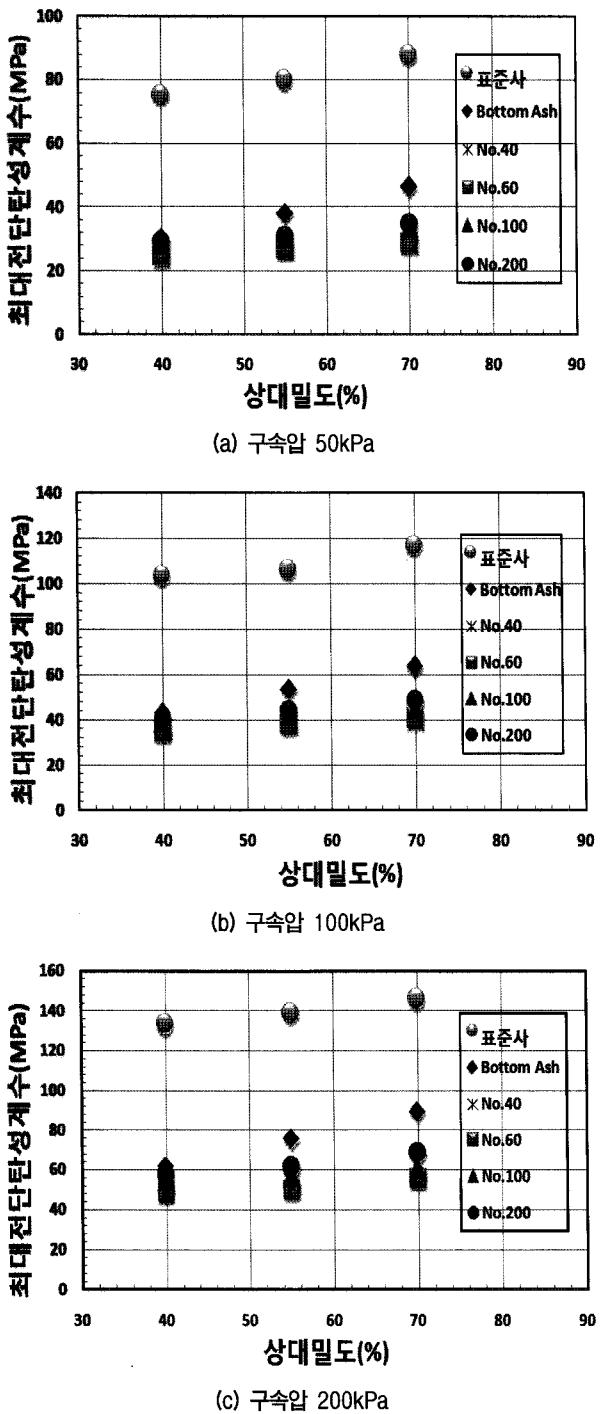


그림 16. 상대밀도에 따른 전단탄성계수

ash의 상대밀도 40%, 55%, 70%, 구속압 50kPa, 100kPa, 200kPa에 따른 최대전단탄성계수 결과이다. 시험 결과 표준사의 경우 최대전단탄성계수는 75.39MPa에서 145.80MPa을 보였고, 회처리과정을 거친 bottom ash는 30.19MPa에서 89.29MPa를 보였다. 구속압의 증가에 따른 전단탄성계수의 증가는 표준사가 bottom ash보다 컸으며, 각 체 잔류시료의 경우 구속압이 증가할수록 입경에 따른 전단탄성계수 증가폭은 커졌고, bottom ash의 입경이 작을

수록 전단탄성계수의 값이 커졌다. 상대밀도에 따른 전단탄성계수의 증가는 회처리과정을 거친 bottom ash와 표준사가 비교적 동일한 크기로 증가하였으며, 상대밀도 증가에 따른 각 체에 잔류된 bottom ash의 전단탄성계수 증가폭보다 회처리과정을 거친 bottom ash의 전단탄성계수 증가폭이 커졌다. 입도가 고르게 분포된 bottom ash의 경우 전단탄성계수 값이 비교적 크게 나타났다. Bottom ash의 파쇄강도는 입자가 클수록 작아지고, 입자가 클수록 입자내의 기공이 많이 존재하여 전단응력이 가해지면 입자의 파쇄가 진행되어 전단탄성계수는 표준사에 비해 약 40%~60%정도 작게 발생되었다.

그림 17은 표준사의 정규화전단탄성계수와 감쇠비 결과로 점선은 표준사의 구속압 50kPa, 100kPa, 200kPa에서의 정규화전단탄성계수와 감쇠비의 범위를 곡선으로 표시한 것이다. 정규화전단탄성계수 감소곡선의 경우 Seed 등(1970)이 제안한 사질토의 정규화전단탄성계수 감소곡선과 대체로 비슷한 곡선을 보였으며, 감쇠비 곡선은 Seed 등(1970)이 제안한 곡선에 비해 좁은 분포를 보였다. 그림 18은 회처리과정을 거친 bottom ash의 공진주시험 결과로 그림 18(a)는 정규화전단탄성계수 시험 결과이다. 시험 결과 표준사의 정규화전단탄성계수값의 범위보다 상한값을 벗어나 표준사보다 넓게 분포하였다. 또한, 그림 18(b)는 bottom ash의 감쇠비 결과로 bottom ash의 감쇠비는 5%보다 낮은 값을 보였으며, 표준사에 비해 하한값의 오른쪽 방향으로 벗어나 넓은 분포를 나타냈다.

그림 19는 No.40체, No.60체, No.100체, No.200체의 정규화전단탄성계수와 감쇠비 곡선이다. 시험 결과 표준사의 정규화전단탄성계수 범위보다 상한값을 벗어나 분포하였으며, 감쇠비는 4%보다 낮은 값을 보였다. 감쇠비는 표준사에 비해 하한값의 오른쪽 방향으로 벗어나 좁은 분포를 나타냈다. 입자의 크기와 회처리과정을 거친 bottom ash의 경우 정규화전단탄성계수 감소곡선과 재료감쇠비 곡선은 일반적인 사질토의 경우 입자가 작고 구속압이 증가하는 경우에 발생되는 결과의 분포를 보였으며, 입자의 크기가 큰 No.40체에서 결과가 가장 많이 벗어난 분포를 보였다.

입자의 크기에 따른 시험결과 구속압에 따른 전단탄성계수의 결과 입도가 작을수록 구속압에 지배를 크게 받아 전단탄성계수의 값의 범위가 증가하였다. 표준사와 bottom ash의 공진주시험 결과 상대밀도와 구속압이 증가할수록 전단탄성계수의 값이 증가하였으며, 표준사

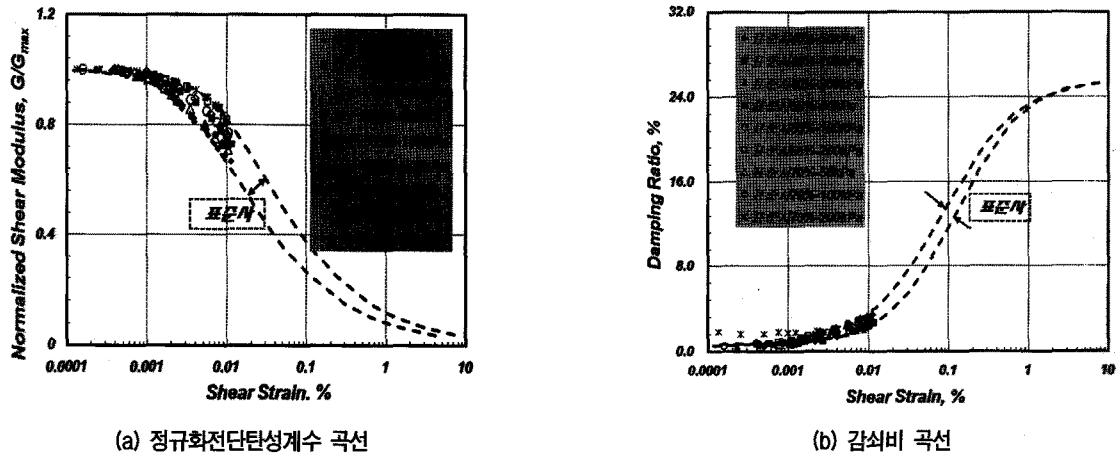


그림 17. 표준사의 공진주시험 결과

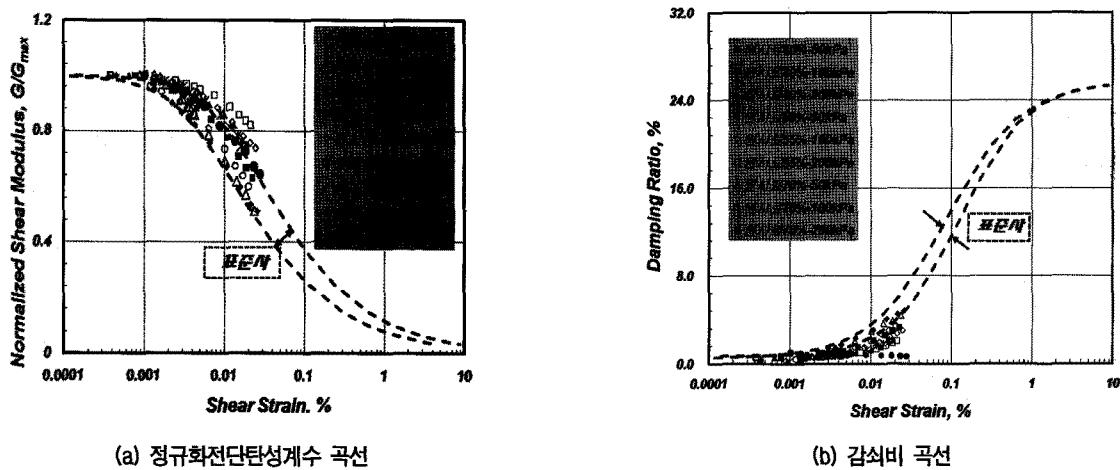


그림 18. Bottom Ash의 공진주시험 결과

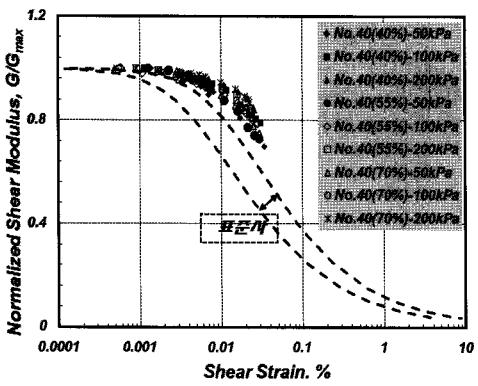
에 비해 bottom ash의 전단탄성계수의 값이 약 45% 작은 값을 보여 내진설계에 영향을 줄 것으로 판단되었다.

#### 4.2 세립분 함유량에 따른 특성

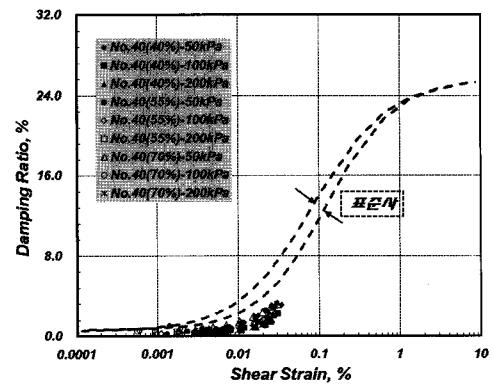
표 6, 그림 20은 각 체 잔류시료의 세립분 함유량에 따른 최대전단탄성계수 시험 결과이다. No.40체, No.60체 잔류시료의 경우 세립분 20%를 기점으로 전단탄성계수가 증가하다가 감소되었다. No.100체는 세립분 함유량의 증가로 전단탄성계수 값이 감소하였으며, No.200체 잔류시료의 경우 20%를 기점으로 전단탄성계수 값이 증가하였다. 구속압이 증가할수록 세립분에 따른 전단탄성계수 값의 범위가 작아졌으며, 전단탄성계수는 No.40체와 No.60체 잔류시료의 경우 세립분 함유량이 20%인 경우 가장 큰 값을 보였고, 세립분 함유량 10%와 30%는 세립분 함유량 0%와 비슷하였다.

회처리과정을 거친 bottom ash의 결과 입도가 양호한 경우 전단탄성계수 값이 크게 나타나므로 No.40체와 No.60체 시료는 세립분 함유량 20%까지 전단탄성계수의 증가는 시료의 입도를 양호하게 조정하는 역할을 한 것으로 판단되며, 세립분이 20%이상에서는 오히려 세립분의 양이 간극의 크기보다 많은 양이 함유되어 전단탄성계수를 감소시키는 요소로 작용된 것으로 판단된다. 그러나 No.200체의 경우 입자 간극의 크기가 작아 작은 양의 세립분이 함유되더라도 간극을 초과하여 세립분이 함유되어 전단탄성계수의 값이 감소하였으며, 20%이상에서는 오히려 No.200체 잔류시료의 성질보다 세립분 시료의 성질로 바뀌게 되어 전단탄성계수가 증가된 것으로 판단된다.

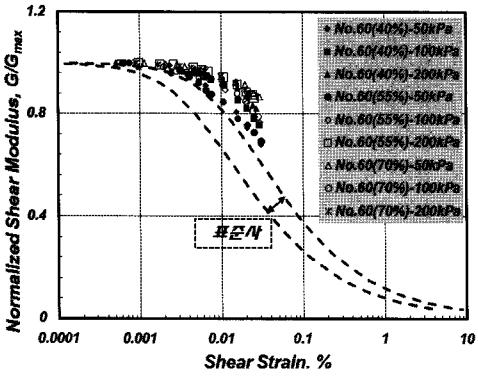
그림 21은 No.40체, No.60체, No.100체와 No.200체 잔류시료의 세립분 함유량에 따른 공진주시험 곡선이다. 시험결과 표준사의 정규화전단탄성계수보다 상한값



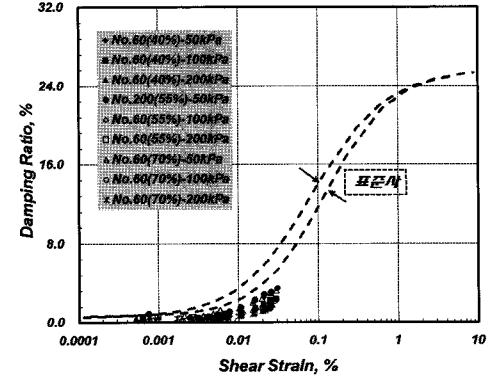
(a) No.40체 정규화전단탄성계수 곡선



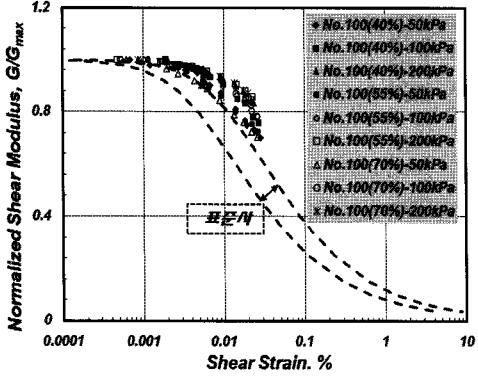
(b) No.40체 감쇠비 곡선



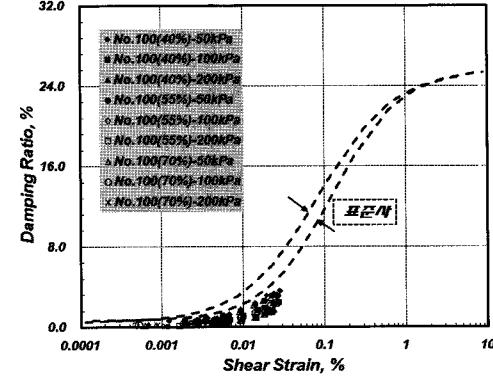
(c) No.60체 정규화전단탄성계수 곡선



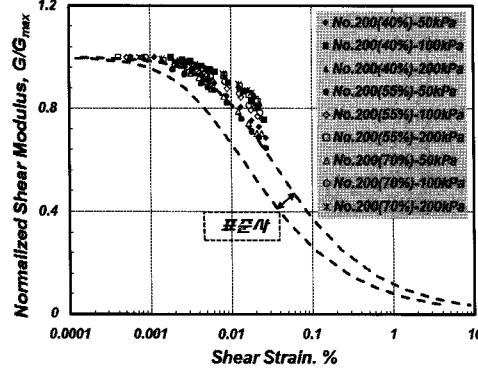
(d) No.60체 감쇠비 곡선



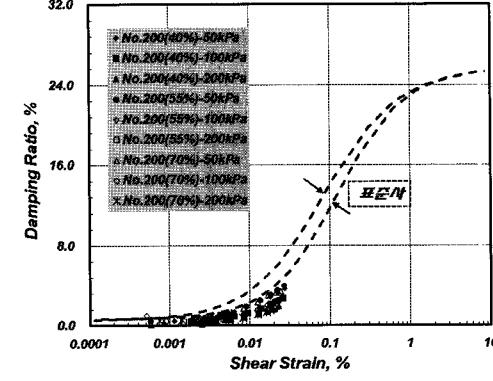
(e) No.100체 정규화전단탄성계수 곡선



(f) No.100체 감쇠비 곡선



(g) No.200체 정규화전단탄성계수 곡선



(h) No.200체 감쇠비 곡선

그림 19. 입자의 크기에 따른 정규화전단탄성계수와 재료감쇠비 곡선

표 6. 세립분 함유량에 따른 최대전단탄성계수

체 번호	상대밀도(Dr, %)	세립분 함유량	구속압(kPa)	최대전단탄성계수(MPa)
No.40체	55	0%	50	27.30
			100	38.46
			200	53.82
		10%	50	27.32
			100	38.48
			200	53.85
		20%	50	30.17
			100	39.83
			200	57.04
		30%	50	26.80
			100	37.23
			200	52.38
No.60체	55	0%	50	26.77
			100	37.83
			200	50.05
		10%	50	25.19
			100	36.88
			200	51.20
		20%	50	28.75
			100	38.85
			200	54.69
		30%	50	26.81
			100	37.89
			200	52.01
No.100체	55	0%	50	30.18
			100	41.19
			200	56.66
		10%	50	28.75
			100	38.20
			200	53.91
		20%	50	27.36
			100	36.92
			200	52.78
		30%	50	23.92
			100	31.08
			200	46.11
No.200체	55	0%	50	30.80
			100	44.00
			200	61.19
		10%	50	26.56
			100	38.90
			200	53.98
		20%	50	25.22
			100	35.69
			200	53.22
		30%	50	28.24
			100	40.59
			200	58.78

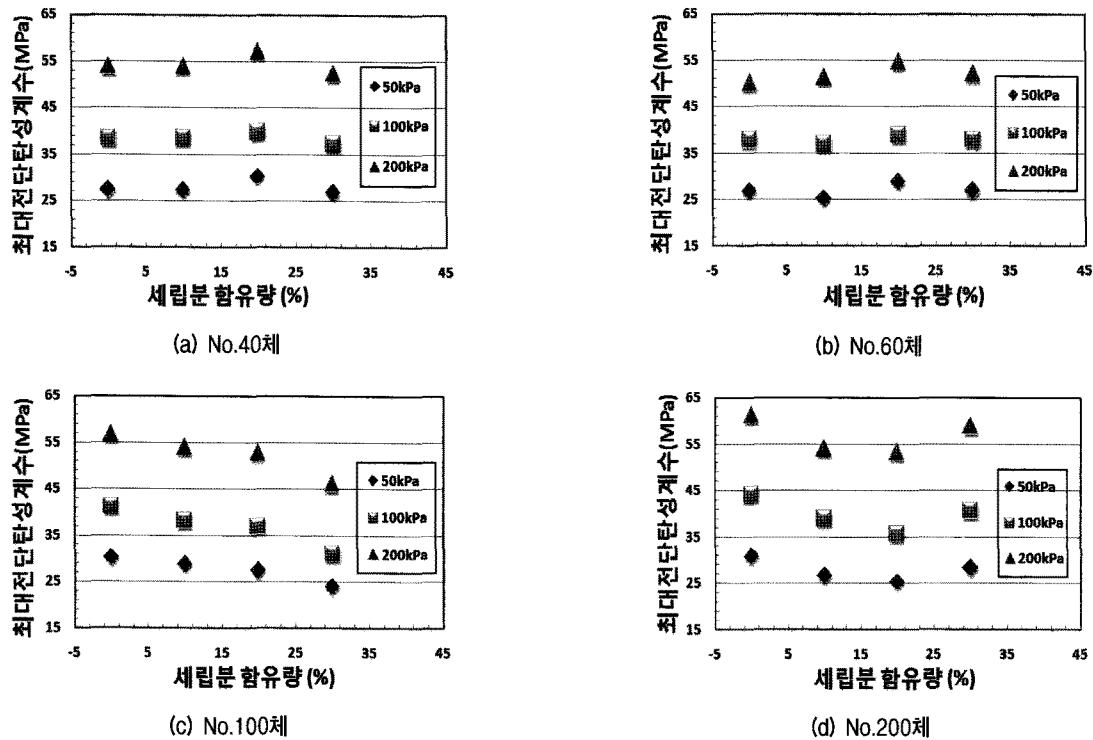


그림 20. 세립분 함유량에 따른 공진주시험 결과

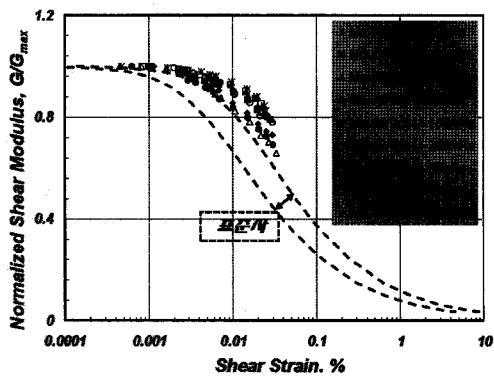
을 벗어나 비교적 넓게 분포하였으며, 감쇠비는 4%보다 낮은 값을 보였다. 감쇠비는 표준사에 비해 하한값의 오른쪽 방향으로 벗어나 좁은 분포를 나타냈다. 그림 21(e)에서 그림 21(h)는 No.100체와 No.200체의 시험결과로 No.100체의 세립분 30%, 구속압 50kPa은 표준사의 시험결과 범위내에 존재하였고, No.200체의 구속압 50kPa 역시 범위안에 분포하였다.

세립분을 함유한 bottom ash 역시 입경에 따른 시험 결과와 마찬가지로 정규화전단탄성계수 감소곡선과 재료감쇠비 곡선은 일반적인 사질토의 입자가 작고, 구속 압이 증가하는 경우에 발생되는 결과의 분포를 보였으며, 입자의 크기가 큰 No.40체에서 결과가 가장 많이 벗어난 분포를 보였다. 또한, 구속압에 따른 전단탄성계수의 결과 입도가 작을수록 값이 증가하는 결과를 보였으며, 세립분이 함유된 bottom ash는 표준사에 비해 전단탄성계수의 값이 약 45% 작은 값을 보여 내진설계에 영향을 줄 것으로 판단되었다. No.40체와 No.60체 잔류시료의 경우 다짐에 의해 고른 입도를 보여 동적 특성이 클 것으로 판단되므로 동적 특성이 요구되는 지반에 사용되는 경우 Sweeny 등(1996)의 연구결과를 고려하여 다짐 후의 입도가 비교적 고르게 파쇄되는 No.40체와 No.60체에 잔류하는 시료의 사용이 적당할 것으로 판단된다.

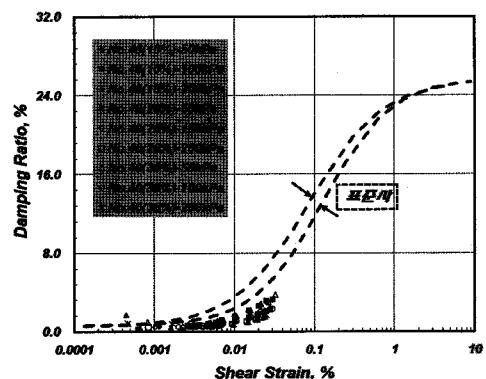
## 5. 결 론

본 연구에서는 석탄회인 bottom ash의 공진주시험 특성을 평가하였다. 시료의 시험조건을 통일하기 위해 상대밀도시험을 실시하였으며, 시료의 다짐에너지에 의한 세립분의 증가량을 확인하기 위해 다짐시험을 실시하고, 각각의 시험 조건을 통일하여 bottom ash, 표준사에 대해 공진주시험을 실시하였으며, 시험결과를 요약하면 다음과 같다.

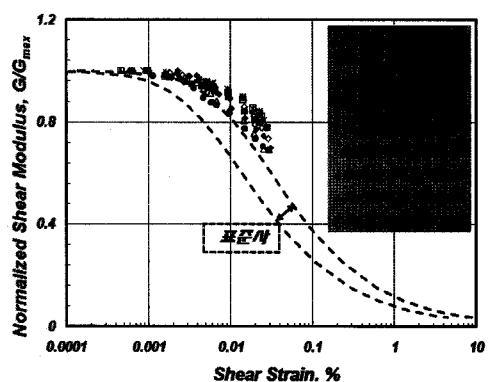
- (1) 표준사의 최대전단탄성계수는 75.39MPa에서 145.80 MPa, 화력발전소에서 회처리과정을 거친 bottom ash는 30.19MPa에서 89.29MPa로 bottom ash는 입자의 파쇄강도가 약하고, 단위증량이 작아 공진주시험에 의한 전단탄성계수는 표준사에 비해 약 40%~60% 정도 작았다.
- (2) 각 체 잔류시료의 경우 파쇄강도는 입자의 직경이 클수록 작아지고, 입자가 클수록 입자내의 기공이 많이 존재하여 입자 파쇄에 의해 전단탄성계수가 크게 발생되었으며, 세립분 함유량이 증가할수록 입자의 직경이 비교적 큰 시료의 경우 세립분 20%에서 전단탄성계수가 가장 컸으며, No.100체는 세립분 함유량의 증가로 전단탄성계수 값이 감소하였



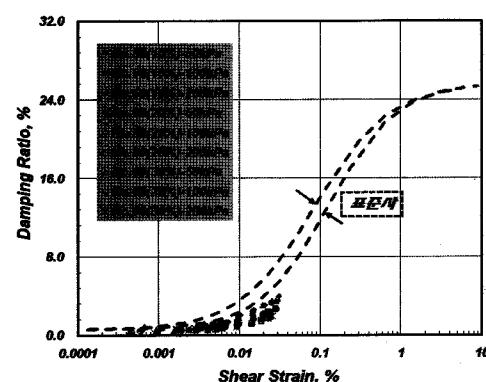
(a) No.40체 정규화전단탄성계수 곡선



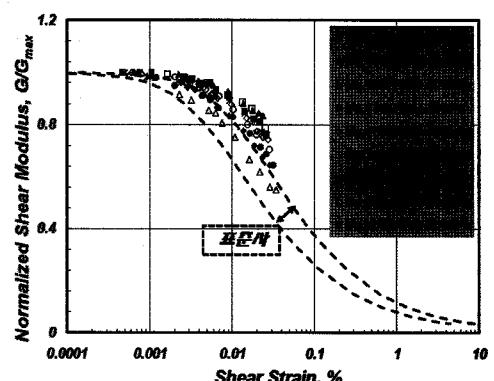
(b) No.40체 감쇠비 곡선



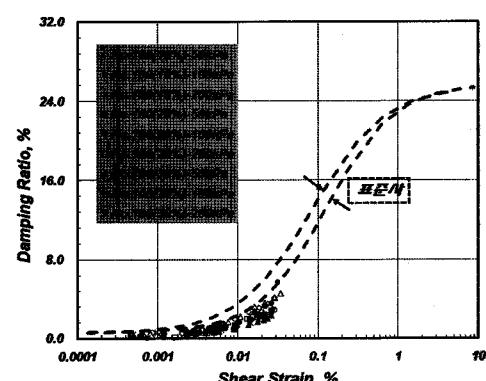
(c) No.60체 정규화전단탄성계수 곡선



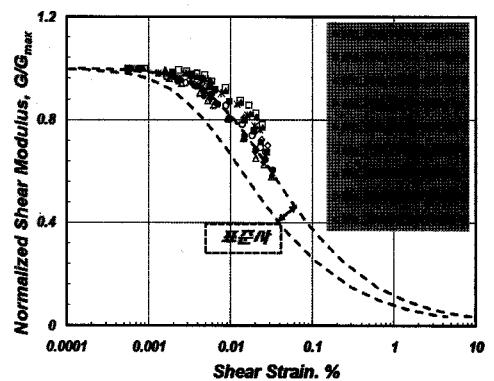
(d) No.60체 감쇠비 곡선



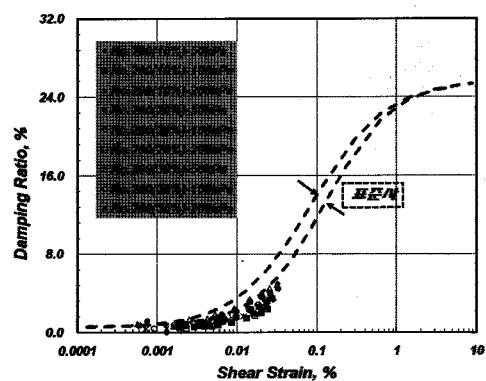
(e) No.100체 정규화전단탄성계수 곡선



(f) No.100체 감쇠비 곡선



(g) No.200체 정규화전단탄성계수 곡선



(h) No.200체 감쇠비 곡선

그림 21. 세립분 함유량에 따른 정규화전단탄성계수와 재료감쇠비 곡선

고, No.200체 잔류시료의 경우 20%에서 전단탄성 계수 값이 가장 작았다.

- (3) 표준사의 공진주시험결과 정규화전단탄성계수 감소곡선의 경우 Seed 등(1970)이 제안한 사질토의 감소곡선과 대체로 비슷한 곡선을 보였으나 감쇠비 곡선은 좁은 분포를 보였다. 또한, 회처리과정을 거친 bottom ash의 경우 표준사의 정규화전단탄성계수값의 범위보다 상한값을 벗어나 표준사보다 넓게 분포하였으며, 감쇠비는 5%보다 낮은 값을 보였고, 표준사에 비해 하한값의 오른쪽 방향으로 벗어나 넓은 분포를 나타냈다.
- (4) 각 체에 잔류한 시료와 세립분을 함유한 시료의 경우 정규화전단탄성계수는 표준사의 범위보다 상한값을 벗어나 분포하였으며, 감쇠비는 4%보다 낮은 값을 보였고, 감쇠비는 표준사에 비해 하한값의 오른쪽 방향으로 벗어나 좁은 분포를 나타냈다. 정규화전단탄성계수 감소곡선과 재료감쇠비 곡선은 일반적인 사질토의 경우 입자가 작고 구속암이 증가하는 경우에 발생되는 결과의 분포를 보였으며, 입자의 크기가 큰 No.40체에서 결과가 가장 많이 벗어난 분포를 보였다.
- (5) 따라서 bottom ash는 입도가 큰 경우 다짐에 의한 세립분의 잔류율이 10%이내로 파쇄에 따른 입도특성을 고려하여 실제 현장 다짐에너지를 고려하여 재료의 품질관리가 요구되며, 입도가 작은 경우 다짐시험에 의한 세립분의 증가가 약 30%로 발생되므로 추가적인 연구가 수행되어야 하지만 세립분의 함유량에 따른 사용에 주의가 요구된다.

## 참 고 문 헌

1. 산업자원부 (2005), “Bottom Ash를 활용한 Chemical Compaction Pile 제조 및 시공기술 개발”.
2. 산업자원부 (2002), “석탄회를 이용한 환경친화 전자재의 개발”.
3. 추연숙 (1997), “공진주/비틀전단시험을 이용한 사질토의 정규화 전단탄성계수 감소곡선에 관한 연구”, 한국과학기술원 토목공학과 석사학위 논문.
4. 환경부 (2008), “제 4차 자원재활용 기본계획”, pp.100~102.
5. 한국지진공학회, 한국건설기술연구원 (1997), “내진설계기준 연구(II)”, 건설교통부, pp.29-41.
6. Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils : Measurement and Parameter Effects”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, July, pp.603-624.
7. Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972), “Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equation and Curves”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, July, pp.667-692.
8. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Takagi, Y. (1976), “Dynamic Shear Damping Properties of Sand for Wide Strain Range”, Report of Civil Engineering Institute, 1085, Ministry of Construction, Tokyo, Japan.25.
9. Park, D.K. (1998), “Evaluation of Dynamic Soil Properties : Strain Amplitude Effects on Shear Modulus and Damping Ratio”, Ph.D. Dissertation, Cornell University.
10. Seed, H.B., Idriss, I.M. (1970), “Soil Moduli and Damping Factors for Dynamics Response Analysis”, Report No.EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Sept., pp.37
11. Seed, H.B., Wang, R.T., Idriss, I.M., Tokmatsu (1984), “Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils”, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-84/14, University of California, Berkely.
12. Sweeny, L.R., Rivard-Lentz, D.J., Demars, K.R. (1996), “Physical Chemical Behavior of Incinerator Bottom Ash”, Proceedings of the 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, San Diego, California, USA, 1, pp.416-425.

(접수일자 2011. 5. 19, 심사완료일 2011. 6. 21)

