

## 대형직접전단시험과 대형삼축시험을 통한 석산골재의 전단거동 특성 비교

### Comparison of Shear Behavior for Quarry Blasted Rocks Based on Large Scale Direct Shear Test and Large Scale Triaxial Test

이 대 수<sup>1</sup> Lee, Dae-Soo  
김 경 열<sup>2</sup> Kim, Kyoung-Yul  
오 기 대<sup>3</sup> Oh, Gi-Dae

#### Abstract

Shear characteristics of quarry blasted rocks were compared using large scale direct shear tests and triaxial tests. For comparison purpose, similar test conditions were simulated as much as possible and three types of relative density (50%, 70%, 90%) were employed for the test. Results indicate that stress-strain behavior shows the same trend for two tests, but the measured shear strengths differ for the different test ms and depends on the relative density. At low relative density, the internal friction angles from direct shear test are smaller than those from triaxial tests. However, at high relative density, this phenomenon is reversed.

#### 요 지

국내 석산에서 생산되는 골재를 사용하여 대형삼축시험과 대형직접전단시험을 동시에 수행한 후 전단특성을 비교하였다. 비교를 위하여 시험조건을 가능한 일치시켰으며, 상대밀도를 50%, 70%, 90%의 세 가지로 변화시켜 시험을 수행하였다. 시험결과 응력-변형률 거동은 두 가지 시험에서 동일하게 나타나며, 전단강도는 상대밀도의 크기에 따라 시험방법별로 추세가 달라진다. 즉, 낮은 상대밀도에서는 대형직접전단시험의 내부마찰각이 대형삼축압축시험 결과값에 비하여 작게 나타나고, 높은 상대밀도에서는 이 현상이 역전됨을 확인하였다.

**Keywords :** Direct sheat test, Large scale, Quarry-blasted rock, Relative density, Softening Internal friction angle, Triaxial test

#### 1. 서 론

석산에서 생산된 쇄석재료는 사용되고 있는 분야가 매우 다양한 반면에, 대형시험설비의 미비로 설계정수

들의 산정에 있어 시험에 의존하지 않고, 외국에서 수행된 실험값이나 참고문헌에 의존하여 구조물의 설계를 수행하여 왔다. 이에 따라 구조물의 안정성에 대한 명확한 판단기준을 가지지 못하고, 계획구조물에 대해 안전

1 정희원, 한전 전력연구원 책임연구원 (Member, Korea Electric Power Research Institute, dslee@kepri.re.kr, 교신저자)

2 정희원, 한전 전력연구원 선임연구원 (Member, Korea Electric Power Research Institute)

3 정희원, 한전 전력연구원 일반연구원 (Member, Korea Electric Power Research Institute)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

측의 강도 및 변형특성을 적용하여 구조물을 설계하게 되므로 과다설계 및 공사비 증액 요인이 발생할 가능성이 높다.

국내에서는 최근에 들어서야 대형전단시험의 중요성이 인식되기 시작하여 대형삼축압축시험기(한국수자원공사, 2001)와 대형직접전단시험기(한국전력공사, 2004)가 개발됨에 따라 다양한 연구들이 시작되고 있는 실정이다. 대형직접전단시험기와 대형삼축압축시험기는 모두 조립재료의 전단강도 산정에 전세계적으로 널리 사용되고 있는 장비이지만, 그 구조적 특징, 시험방법 및 파괴메커니즘 등 많은 부분에서 차이점을 가지고 있어 시험결과가 종종 비교의 대상이 되고 있는 실정이다.

이 두 가지 시험방법은 표 1과 같이 상반된 시험특성이 존재하며, 대체적으로 직접전단시험은 삼축시험에 비해 시험방법이 단순하며, 시험시간이 짧게 소요되고, 평면변형을 조건에서의 전단강도가 직접 산출되기 때문에, 지반활동의 안전성 평가에 있어서 보다 실제 조건에 부합되는 것으로 알려져 있다.

직접전단시험의 단점으로는, 파괴면이 전단상자의 상하 경계면으로 미리 정해지고, 전단하중을 가할 때 상부 전단상자의 기울어짐(tilting)이 발생하며, 시험기구의 특성상 진행성 파괴가 발생하여 전단면상의 응력이 불균질해지며, 이에 따라 전단변형율을 정의하기가 어렵다는 점이 있다. 반면에 삼축시험은 직접전단시험의 단점을 보완해 주는 면이 있으나, 시험이 정교하여 준비에 노력이 많이 필요하고, 본 연구에서 사용한 대형직접전단시험기가 허용하는 최대입경만큼 큰 시험재료를 시험할 수 없다는 단점이 있다.

따라서, 가장 좋은 실험결과를 얻기 위해서는 두 가지 시험을 동시에 실시하여 전단강도를 상호 비교하여, 설계재료를 산정하는 것이 가장 좋은 방법이 될 수 있으나, 전술한 바와 같이 대형시험에 소요되는 노력과 시간

을 감안할 때, 현실적으로는 어려운 감이 있으며, 국내에서는 이러한 비교 시험이 연구차원에서 시작되고 있는 실정이다.

선행연구결과로서 신동훈 등(2002b)은 최대입경이 50.8mm인 사석재료에 대하여 대형직접전단시험과 대형삼축시험을 수행하여 전단강도 특성을 비교하였다. 시험 결과, 전단강도는 대형직접전단시험에 의한 전단강도가 대형삼축시험에 의한 값보다 1.5~1.7배 정도 크게 평가된다고 보고하였다. 서민우 등(2006)은 대형삼축압축시험(공시체: 직경 30cm, 높이 60cm)과 대형직접전단시험(전단상자: 1.0m × 1.0m)을 수행하여 조립재료에 대한 전단강도를 비교하였으며, 시험결과 직접전단시험에서 6~28% 큰 전단강도가 산출됨을 보여주었으며, 보다 많은 시험자료를 축적하여 두 시험 사이의 상관관계 도출이 필요함을 제기하였다.

본 고에서는, 국내 석산에서 생산된 쇄석재료를 선정하여, 시험조건을 가능하면 일치시켜서 대형삼축시험과 대형직접전단시험을 동시에 수행한 후 결과를 비교하였다. 이를 위하여 상대밀도를 50%, 70%, 90%의 세 가지로 변화시켜 응력-변형률 거동을 상호 비교하였으며, 시험방법별로 전단강도의 차이점을 분석하였다.

## 2. 대형전단시험기 특징 및 시험방법

### 2.1 시험기 특징

본 비교시험에 사용한 대형직접전단시험기는 최대허용입경이 150 mm인 시료까지도 시험이 가능하도록 제작되었으며, 전단상자의 규모는 1.5m(W) × 1.5m(L) × 0.6m(H)로써 국내 최대규모이다. 시료에 가하는 수직하중은 최대 200ton, 수평하중은 최대 300 ton까지 재하가 가능하며, 하부 상자 가압방식으로 제작되었다. 또한 변위 측정을 위해서는 수평변위계 1개와 수직변위계 3개를 설치할 수 있다. 대형삼축압축시험기는 원형공시체를 사용하며 직경 30cm, 높이 60cm의 크기로서, 축압은 유압식으로 150ton을 재하시킬 수 있고, 유압설비는 210kgf/cm<sup>2</sup>의 용량으로써 축압을 20kgf/cm<sup>2</sup>까지 발생시킬 수 있다(연엔지니어링, 2006).

### 2.2 시료의 물리적 특성

경북 예천지역 석산에서 시료를 채취하여 물리적 특

표 1. 대형직접전단시험과 대형삼축압축시험의 비교

| 구 분         | 대형직접전단시험            | 대형삼축압축시험               |
|-------------|---------------------|------------------------|
| 파괴면형상       | 명확<br>(평면변형)        | 불명확<br>(파괴형상이 일정하지 않음) |
| 응력상태        | 불명확                 | 명확                     |
| 전체 시험 소요 시간 | 짧음                  | 길음                     |
| 시험 가능 조건    | 제한적<br>(비배수 시험 어려움) | 다양함<br>(배수, 비배수 제어 가능) |
| 시험 가능 입경    | 큼                   | 작음                     |
| 소요 시료량      | 많음                  | 적음                     |

성을 조사한 결과는 표 2와 같으며, 재료의 성분을 확인하기 위하여 광학현미경을 이용한 결정분석을 실시한 결과, 그림 1과 같이 재료의 모암은 흑운모, 석영, 사장석과 휘석으로 구성된 변성암 계열의 흑운모-석류석 편마암(Biotite-Garnet Gneiss)으로 나타났다

### 2.3 시료의 입도조정

일반적으로 대형전단시험에서 시료의 허용최대입경의 결정에는 명시적인 시험기준이 없어 관용적인 방법이 쓰이고 있다. 대형직접전단시험의 경우에는 ① 공시체 가로방향 길이(직경 또는 변)의 1/10~1/5, ② 공시체 높이의 1/7~1/5, ③ 공시체의 가로방향 길이 또는 높이 최소치수의 1/9~1/5 중 적정한 최소값을 시험최대입경으로 결정하고, 대형삼축시험의 경우 공시체 직경의 1/4~1/8로 최대입경을 결정한다(日本土質工學會, 1986).

기준입도분포를 결정하기 위하여 인근지역의 댐시공시 사용된 입도분포를 참고하여, 최대입경은 1,500mm로 하고, 800mm 통과량이 85~100%, 500mm 통과량이 60~100%, 100mm 통과량이 10~60%, 50mm 통과량이

0~40%, 4.8mm(No. 4) 통과량이 5% 이하로 되도록 입도를 조정하였다(그림 2). 또한, 대형직접전단시험과 대형삼축시험기의 시험가능 최대입경이 150mm와 75mm로 차이가 나므로, 기준입도곡선을 수평 이동시켜 두 시료에서의 균등계수를 일치시키는( $C_u=7$ ) 상사입도 방법을 이용하여 시료의 입도를 조정하였다(표 3, 4).

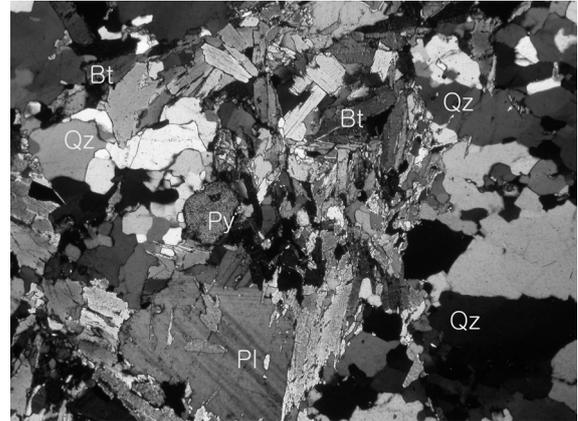


그림 1. 모암의 광학현미경 분석사진 (Cross N.)

Bt=biotite(흑운모), Qz=quartz(석영), Pl=plagioclase(사장석), Py=pyroxene(휘석)

표 2. 모암의 물리적 특성치

| 구 분 | 비 중  |      |      | 흡수율<br>Q(%) | 탄성파속도<br>(Vp, km/s) | 일축압축강도<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-----|------|------|------|-------------|---------------------|----------------------------------|
|     | 절건   | 표건   | 진    |             |                     |                                  |
| 평 균 | 2.75 | 2.75 | 2.76 | 0.14        | 4.2                 | 1,100                            |

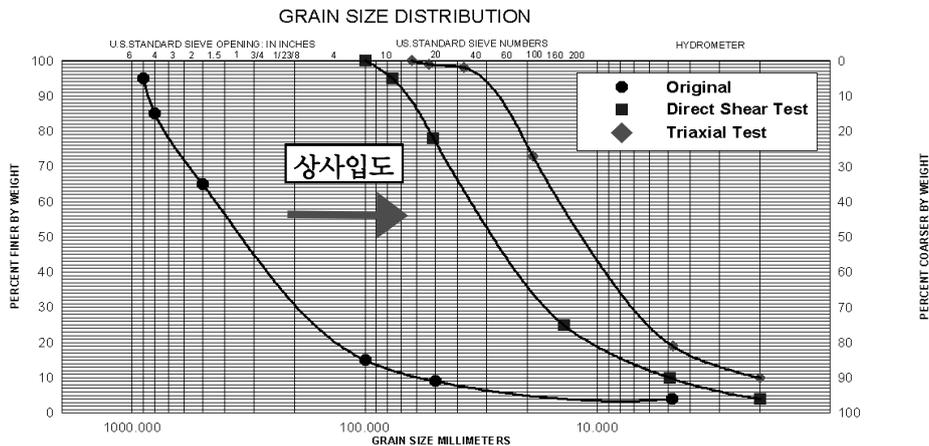


그림 2. 쇄석재료의 대형전단시험용 상사입도곡선

표 3. 대형직접전단시험용 입도

|          |     |      |      |    |     |   |
|----------|-----|------|------|----|-----|---|
| 체 입경(mm) | 100 | 76.3 | 50.8 | 15 | 4.5 | 2 |
| 통과율(%)   | 100 | 95   | 78   | 25 | 10  | 4 |

표 4. 대형삼축압축시험용 입도

|          |     |    |      |      |    |     |      |    |
|----------|-----|----|------|------|----|-----|------|----|
| 체 입경(mm) | 63  | 53 | 37.5 | 26.5 | 19 | 9.5 | 4.75 | 2  |
| 통과율(%)   | 100 | 99 | 98   | 89   | 73 | 41  | 19   | 10 |

## 2.4 다짐시험

표 3과 표 4의 상사입도에 따라서 입경이 큰 쇄석의 형상을 고려하여, 다짐시험 규격인 JIS A 1210과 ASTM E-12에 근거한 다짐시험방법으로 최대 및 최소건조단위중량을 각각 산정하였다. 이때 최대건조단위중량은 다짐용 램머의 직경(D) 및 무게(W)를 쇄석재료에 적합하게 각각 2배로 크게 한 시험기(D=10cm, W=10kg)를 이용하여 일정한 다짐에너지로 다짐횟수를 증가시켜 최대값에 수렴한 값으로 정하였고(日本土質工學會, 1986; 그림 3), 최소건조단위중량은 몰드내에 천천히 시료를 넣는 상태로 최대한 느슨하게 시료를 성형하여 구하였다. 이 결과를 이용하여 대형직접전단 및 삼축시험에 사용할 상대밀도 50, 70, 90%에서의 시험밀도를 산정하였다(표 5).

## 2.5 비교시험 방법

예천지역의 석산에서 생산된 쇄석재료를 사용하여 상대밀도를 달리하여(Dr : 50, 70, 90%) 시료를 성형하고, 구속응력(1, 3, 5kgf/cm<sup>2</sup>)을 달리하여 압밀과정을 거쳐 전단시험을 수행하였다. 전단시험은 변형률 제어방

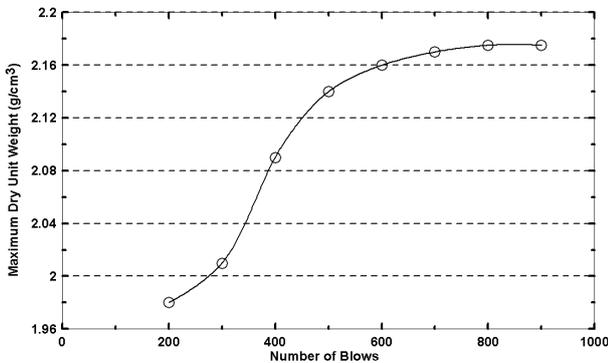


그림 3. 실내 다짐시험 곡선(건조밀도-다짐횟수)

표 5. 상대밀도별 실내시험밀도

| 상대밀도 (%)                   | 50%  | 70%  | 90%  | 최대건조밀도 ( $\gamma_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup> ) | 최소건조밀도 ( $\gamma_{dmin}$ g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------------------------|------|------|------|--|--|
| 시험 밀도 (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.87 | 1.98 | 2.10 | 2.17   | 1.64   |

표 6. 시험조건

| 상대밀도 (Dr, %) | 시료성형방법      |                | 구속응력(kgf/cm <sup>2</sup> ) |         | 압밀방식      |          |
|--------------|-------------|----------------|----------------------------|---------|-----------|----------|
|              | 대형직접        | 대형삼축           | 대형직접                       | 대형삼축    | 대형직접      | 대형삼축     |
| 50,70,90     | 충격식 (진동식램머) | 충격식 (자유낙하식 램머) | 1, 3, 5                    | 1, 3, 5 | 건조상태 일축압축 | 포화후 압밀배수 |

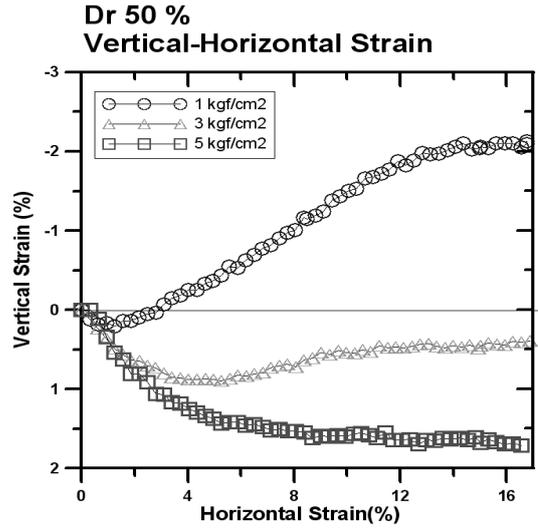
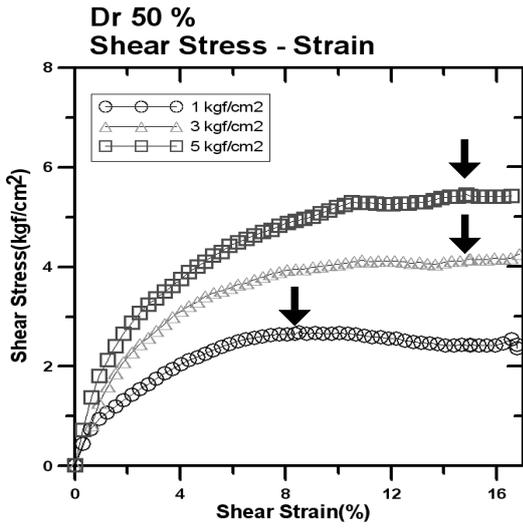
식으로 1%/min의 전단속도를 동일하게 적용하였다. 시료의 성형방법은 두 시험방법 모두 계량된 시료를 각 다짐층마다 일정높이가 될 때까지 다져 목표밀도를 관리하는 방법을 사용하였다. 이 때 다짐방법은 충격식으로 3층 다짐을 수행하였으나, 삼축압축시험에서는 램머를 자유 낙하시켜 다짐에너지를 조절하는 자동다짐기를 사용하였으나, 대형직접전단시험은 전단상자의 크기가 커, 자동다짐기 대신에 진동램머(자중 90kg)를 사용하였다(표 6). 한편, 직접전단시험시 파괴점은 최대전단응력이며, 이 값이 나타나지 않을 시에는 수평변형율 15%에서의 전단응력을 파괴점으로 간주하였고, 전단응력은 단면을 축소 보정하여 산정하였다(산업자원부, 2005).

## 3. 시험 결과

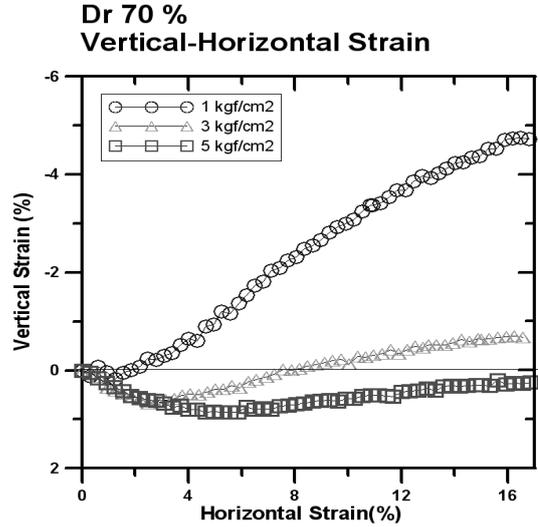
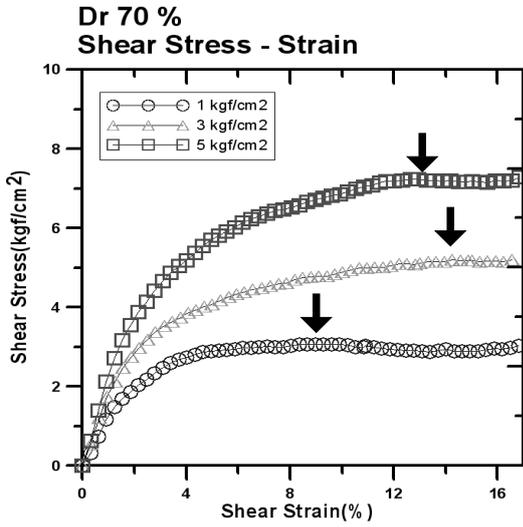
### 3.1 대형직접전단시험 결과

#### 3.1.1 상대밀도 50%

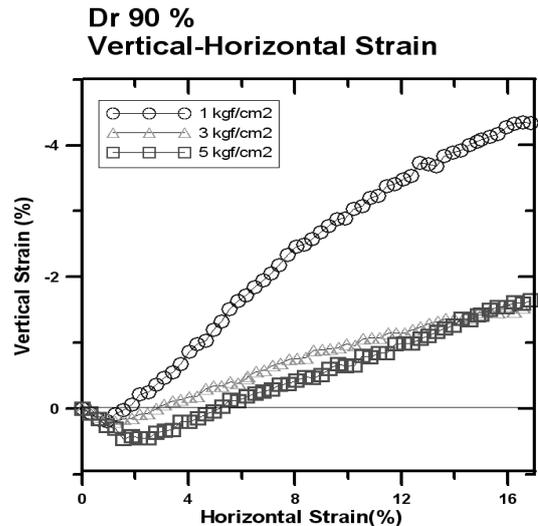
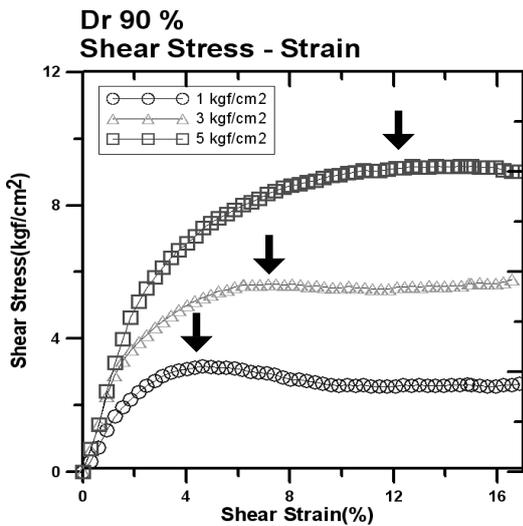
그림 4의 (a)를 살펴보면 수직하중이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>)에는 연화현상(softening)이 미약하게 나타나며, 수직하중이 커질수록 응력의 최대치가 뚜렷하게 나타나지 않는다. 또, 수직하중이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>)에는 시료가 시험초기에 수축하였다가 체적팽창이 크게 나타나며, 그 외의 경우에는 체적팽창이 억제되고 있으며, 시료가 수축상태에서 최대전단응력에 접근한다. 즉, 낮은 구속압에서는 조밀한 모래의 거동을, 높은 구속압에서는 느슨한 모래의 거동을 보이고 있다. 한편, 수직응력 1, 3, 5 kgf/cm<sup>2</sup>에서의 최대 전단응력을 그림 4에 화살표로 표시하였으며, 이를 바탕으로 회귀분석을 실시하고 내부마찰각( $\phi = 34.6^\circ$ )과 점착력( $C = 2.01\text{kgf/cm}^2$ )을 산정하였다(표 7). 이 표에서와 같이 수직응력이 증가할수록 최대전단응력과 그 때의 전단(수평)변형율은 증가한다.



(a) 상대밀도 50%



(b) 상대밀도 70%



(c) 상대밀도 90%

그림 4. 상대밀도별 대형직접전단시험 결과

표 7. 전단강도(Dr = 50% 시료)

| 수직응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 최대전단응력때 수평변형률 (%) | 최대전단응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 점착력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 내부마찰각 (°) |
|-----------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------|-----------|
| 1                           | 8.5               | 2.7                           | 2.01                       | 34.6      |
| 3                           | 15.0              | 4.2                           |                            |           |
| 5                           | 15.0              | 5.5                           |                            |           |

표 8. 전단강도(Dr = 70% 시료)

| 수직응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 최대전단응력때 수평변형률 (%) | 최대전단응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 점착력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 내부마찰각 (°) |
|-----------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------|-----------|
| 1                           | 9.2               | 3.1                           | 2.04                       | 46.1      |
| 3                           | 15.0              | 5.2                           |                            |           |
| 5                           | 12.9              | 7.2                           |                            |           |

표 9. 전단강도(Dr = 90% 시료)

| 수직응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 최대전단응력때 수평변형률 (%) | 최대전단응력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 점착력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 내부마찰각 (°) |
|-----------------------------|-------------------|-------------------------------|----------------------------|-----------|
| 1                           | 4.6               | 3.2                           | 1.40                       | 56.3      |
| 3                           | 7.1               | 5.6                           |                            |           |
| 5                           | 12.7              | 9.2                           |                            |           |

3.1.2 상대밀도 70%

그림 4의 (b)와 표 8을 보면, 전단응력과 체적팽창이 상대밀도 50%의 경우에서보다 증가함을 알 수 있다. 수직하중이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>)에는 상대밀도 50%에서와 같이 연화현상(softening)이 미약하게 나타나며, 수직하중이 커질수록 응력의 최대치가 뚜렷하게 나타나지 않는다. 또한, 수직하중이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>)에 체적팽창이 더욱 크게 나타나, 상대밀도 50%의 경우에서 보다도 체적 팽창량이 2배 이상 커지며, 수직하중이 제일 클 때 (5kgf/cm<sup>2</sup>)는 체적팽창이 억제되고 있으나, 상대밀도 50%의 경우와는 달리 수직응력이 3kgf/cm<sup>2</sup>일 때도 체적팽창이 크게 발생하기 시작하여, 시료가 팽창상태에서 최대전단응력에 접근한다.

3.1.3 상대밀도 90%

그림 4의 (c)와 표 9를 보면, 전단응력과 체적팽창이 상대밀도 70%의 경우에서보다 약간 증가함을 알 수 있다. 그러나 이들과는 달리, 연화현상이 비교적 뚜렷이 나타나 전단응력이 피크치에 도달한 후 감소하는 현상이 보인다. 또한 이전 경우들과는 달리, 구속압의 크기와 관계없이 체적팽창이 모두 발생하여, 시료가 팽창상태에서 최대전단응력에 접근한다. 이는 밀도가 큰 시료의 경우 입자간의 높은 엇물림으로 말미암아 체적팽창이 커짐에 기인하며, 이에 따라 전단강도도 커짐을 예상할 수 있다.

표 10. 상대밀도별 강도정수(대형직접전단)

| 상대밀도 (%) | 내부마찰각 (°) | 점착력 (kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|----------|-----------|----------------------------|
| 50       | 34.6      | 2.01                       |
| 70       | 46.1      | 2.04                       |
| 90       | 56.3      | 1.40                       |

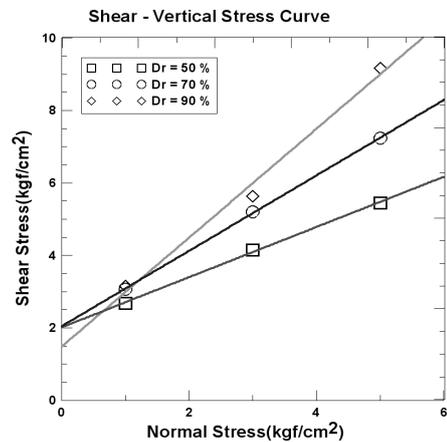


그림 5. 상대밀도별 전단강도

3.1.4 상대밀도별 강도정수 비교

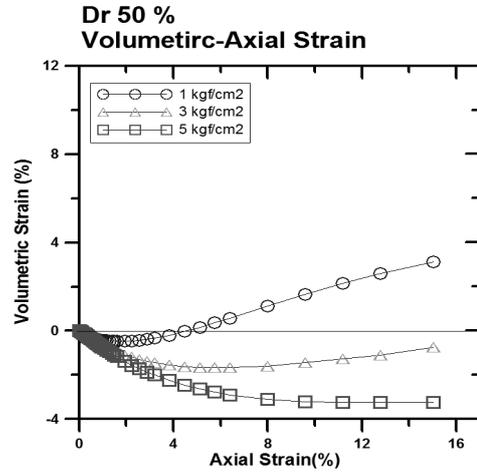
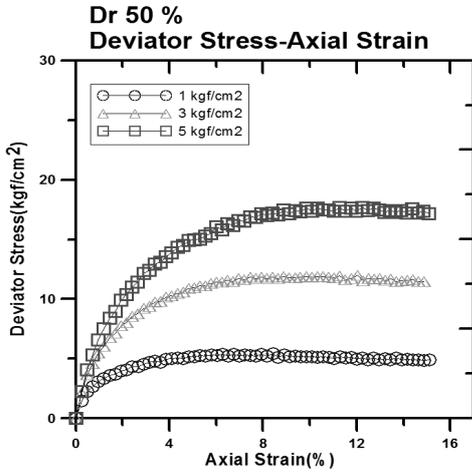
상대밀도를 50, 70, 90%로 변화시킬 때 전단강도를 산정한 결과는 표 10 및 그림 5와 같으며, 밀도가 증가함에 따라서 내부마찰각 역시 34.6°, 46.1°, 56.3°로 증가하고, 점착력은 상대밀도의 증가에 따라 2.01kgf/cm<sup>2</sup>에서 1.40kgf/cm<sup>2</sup>로 감소하는 경향을 나타냈다.

### 3.2 대형삼축압축시험 결과

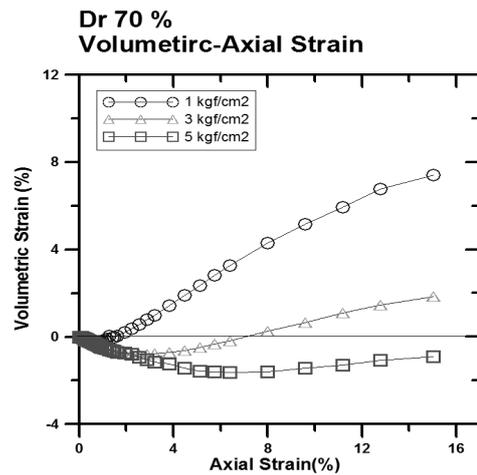
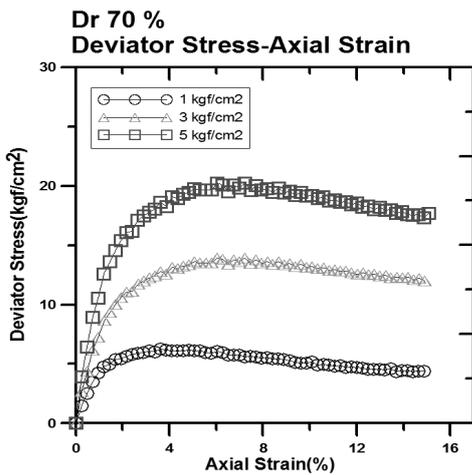
#### 3.2.1 상대밀도 50%

그림 6의 (a)를 살펴보면 직접전단시험의 경우, 동일

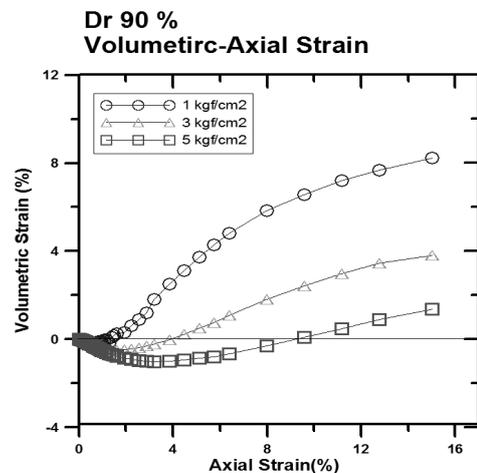
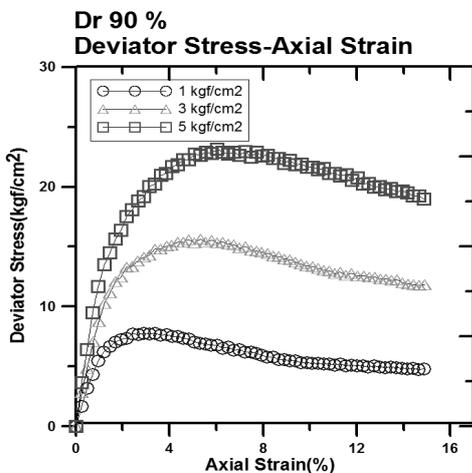
한 상대밀도에서 구속응력이 작을 때( $1\text{kgf/cm}^2$ )에는 연화현상(softening)이 미약하게 나타나며, 구속응력이 커질수록 응력의 최대치가 뚜렷하게 나타나지 않으나, 삼축압축시험의 경우에는 연화현상이 발생하지 않는다.



(a) 상대밀도 50%



(b) 상대밀도 70%



(c) 상대밀도 90%

그림 6. 상대밀도별 대형삼축압축시험 결과

즉, 전단이 진행됨에 따라 응력이 피크치에 도달한 후 감소하는 현상없이 일정 수준을 유지하고 있다. 또, 구속응력이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>), 체적팽창이 크게 나타나며, 그 외의 경우에는 체적팽창이 억제되고 있으며, 시료가 수축상태에서 최대전단응력에 접근한다. 이는 직접전단 시험의 경향과 일치한다.

강도정수의 산정을 위하여는 구속응력과 축차응력을 사용하여 Mohr원을 도시하고, 그 원의 접선들을 연결한 파괴포락선을 이용하여 이 파괴포락선의 접선과 기울기를 가지고 점착력(C = 0.65kgf/cm<sup>2</sup>)과 내부마찰각( $\phi = 37.2^\circ$ )을 구하여, 그림 7에 대표적으로 도시하였다.

### 3.2.2 상대밀도 70%

그림 6의 (b)를 살펴보면, 전단응력과 체적팽창이 상대밀도 50%의 경우에서보다 증가함을 알 수 있다. 직접전단시험의 경우에는 동일한 상대밀도에서, 구속응력이 작을 때(1kgf/cm<sup>2</sup>)에는 연화현상(softening)이 미약하게 나타나며, 구속응력이 커질수록 응력의 최대치가 뚜렷하게 나타나지 않으나, 삼축압축시험의 경우에는 구속응력의 크기에 관계없이 연화현상(softening)이 공통적으로 나타나고 있다. 또한, 구속응력이 작을 때(1 kgf/cm<sup>2</sup>), 체적팽창이 크게 나타나고 상대밀도 50%의 경우에서보다도 팽창량이 2배 이상 커지는 경향은 직접전단시험에서와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 또, 구속응력이 제일 클 때(5kgf/cm<sup>2</sup>)는 체적팽창이 억제되고 있으나, 상대밀도 50%의 경우와는 달리 구속응력이 3kgf/cm<sup>2</sup> 일 때도 체적팽창이 크게 발생하기 시작하여, 시료가 팽창상태에서 최대전단응력에 접근하는 점도 직접전단시험의 경우와 일치한다.

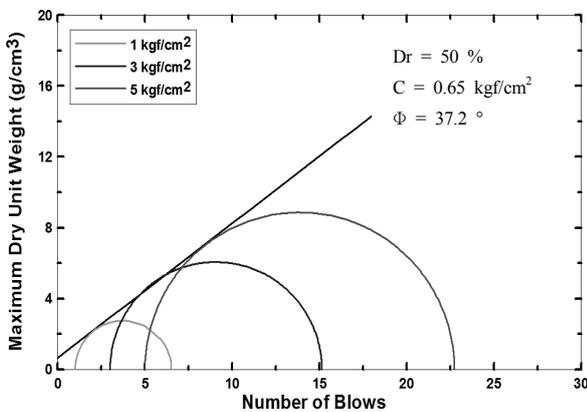


그림 7. 파괴 포락선(상대밀도 50%)

### 3.2.3 상대밀도 90%

그림 6의 (c)를 보면, 직접전단시험의 경우와 동일하게 상대밀도 50%와 70%의 경우와는 달리, 연화현상이 더 뚜렷이 나타나고 있음을 알 수 있다. 또한, 직접전단 시험의 경우에서와 같이 구속응력의 크기와 관계없이 체적팽창이 모두 발생하여, 시료가 팽창상태에서 최대전단응력에 접근한다.

### 3.2.4 상대밀도별 강도정수 비교

상대밀도를 50, 70, 90%로 변화시켰을 때의 내부마찰각은 표 11에서와 같이 37.2°에서 41.1°까지 증가하며, 점착력도 0.65kgf/cm<sup>2</sup>에서 0.93kgf/cm<sup>2</sup>로 증가한다. 즉, 이 경향을 도시하면 그림 8에서와 같이 상대밀도가 증가할수록 파괴포락선의 기울기가 급해짐을 알 수 있다.

## 3.3 시험결과 비교

### 3.3.1 응력 및 변형률 거동 비교

대형직접전단시험과 대형삼축압축시험 모두 쇄석재료에 대한 응력-변형률 및 수직변형률-수평변형률 거동은 유사하게 나타난다. 즉, 응력-변형률 거동은 비선형, 비탄성, 구속압 의존성을 보인다. 구속압이 높아질수록 전단응력은 커지며, 최대전단응력에서의 축변형률(혹은 수평변형률)은 증가하고 체적팽창율은 감소한다. 변화율 연화현상이 두 시험방법에서 약간의 차이는 있으나

표 11. 상대밀도별 강도정수(대형삼축)

| 상대밀도(%) | 내부마찰각(°) | 점착력(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|---------|----------|---------------------------|
| 50      | 37.2     | 0.65                      |
| 70      | 39.7     | 0.71                      |
| 90      | 41.1     | 0.93                      |

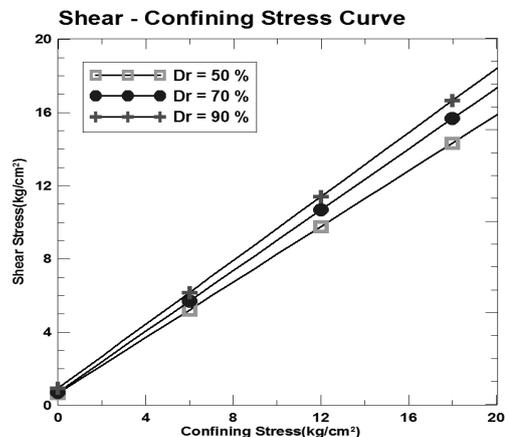


그림 8. 상대밀도별 파괴포락선

나 대체적으로 구속압이 커질수록 감소한다. 상대밀도의 증가에 따라서는 변형을 연화현상이 뚜렷해지며, 전단응력이 증가하고 체적팽창이 크게 나타난다.

### 3.3.2 전단강도 비교

대형직접전단시험과 대형삼축압축시험의 전단강도(내부마찰각)값에 대해서 비교한 결과, 낮은 상대밀도(50%)에서는 대형직접전단시험 결과치가 대형삼축압축시험 결과값에 비하여 약간 작게 나타나고(7%), 반면에 상대밀도가 커질수록 대형직접전단시험의 결과값이 최대 37%까지 크게 나타난다(그림 9와 표 12). 또한 직접전단시험에 의한 내부마찰각이 상대밀도의 변화에 따른 영향을 크게 받아 삼축압축시험에 비해 변동폭이 큼을 알 수 있다.

점착력의 경우에는 대형직접전단시험 결과치가 대형삼축압축시험 결과값에 비하여 51%~209%까지 크게 나타난다(그림 10과 표 12). 또한 직접전단시험에 의한

점착력은 상대밀도에 따라 감소하며, 이와는 반대로 삼축압축시험에서의 점착력은 상대밀도의 증가에 따라 그 값이 커져서, 낮은 상대밀도에서는 두 시험법에 의한 점착력의 차이가 크나, 상대밀도가 증가할수록 점착력의 차이가 감소한다.

한편, 두가지 시험을 통하여 산출한 전단강도(내부마찰각과 점착력)를 동시에 비교하기 위하여 응력수준을 10kgf/cm<sup>2</sup>로 하고, 전단강도를 산출하면, 표 12에서와 같이 직접전단시험에 의한 전단강도가 상대밀도가 증가함에 따라 삼축압축시험에 의한 값보다 1.1배에서 1.7배 정도까지 크게 평가된다.

따라서 알려진 바와 같이 시험방법에 따라서도 전단강도의 차이가 발생하며, 이는 구조물의 설계시 안전성과 시공성에 영향을 줄 수 있으므로, 현장여건에 따라 적절한 시험방법을 선택하는 것이 중요함을 의미한다. 또한 두 가지 시험방법에 의한 전단강도의 차이는 ① 시료입경의 차이 ② 시료의 강도 이방성 ③ 중간주응력의 상대적 크기 ④ 직접전단시험에서의 진행성 파괴 발생 등에서 기인하는 것으로서(日本土質工學會, 1986), 각각의 전단강도가 일치할 수 없는 본질적인 한계를 드러내고 있다.

## 4. 결론

국내 석산에서 생산된 쇄석재료를 대상으로 상대밀도를 세 가지로 변화시켜서 대형삼축시험과 대형직접전단시험을 동시에 수행한 후 결과를 비교하였으며, 그 결과들을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 응력-변형률 및 수직변형률-수평변형률 거동은 대형삼축시험과 대형직접전단시험에서 대체로 유사하게 나타난다. 즉, 구속압이 높아질수록, 변형을 연화현상이 감소하고, 전단응력은 커지며, 파괴시의 전단변형률(수평변형률)은 증가하고 최대전단응력에서의 체적팽창율은 감소한다. 상대밀도의 증가에 따라

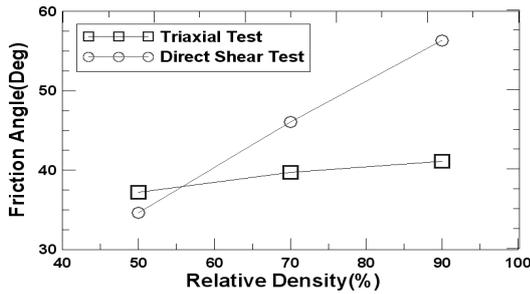


그림 9. 상대밀도별 내부마찰각

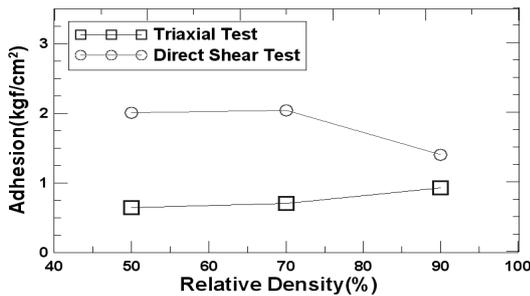


그림 10. 상대밀도별 점착력

표 12. 상대밀도별 전단강도 비교

| 상대밀도 (%) | 내부마찰각(°) |       |        | 점착력(kgf/cm <sup>2</sup> ) |       |        | 전단강도(kgf/cm <sup>2</sup> ) |                       | 전단강도비<br>$\tau_{DIR} / \tau_{TRI}$ |
|----------|----------|-------|--------|---------------------------|-------|--------|----------------------------|-----------------------|------------------------------------|
|          | 삼축 압축    | 직접 전단 | 차이 (%) | 삼축 압축                     | 직접 전단 | 차이 (%) | 삼축 압축<br>$\tau_{TRI}$      | 직접 전단<br>$\tau_{DIR}$ |                                    |
| 50       | 37.2     | 34.6  | 7.0    | 0.65                      | 2.01  | 209.2  | 8.2                        | 8.9                   | 1.1                                |
| 70       | 39.7     | 46.1  | 16.1   | 0.71                      | 2.04  | 187.3  | 9.0                        | 12.5                  | 1.4                                |
| 90       | 41.1     | 56.3  | 37.0   | 0.93                      | 1.40  | 50.5   | 9.6                        | 16.5                  | 1.7                                |

서는 변형을 연화현상이 뚜렷해지며, 전단응력이 증가하고, 체적팽창이 크게 나타난다.

- (2) 전단강도의 측면에서는 일반적으로 알려진 바와 다르게, 낮은 상대밀도(50%)에서는 대형직접전단시험의 내부마찰각이 대형삼축압축시험 결과값에 비하여 약간 작게 나타나고(7%), 반면에 상대밀도가 커질수록 대형직접전단시험의 내부마찰각이 최대 37%까지 크게 나타난다. 또한 직접전단시험에 의한 내부마찰각이 상대밀도의 변화에 따른 영향을 크게 받아 삼축압축시험에 비해 변동폭이 크게 나타난다. 점착력의 경우에는 대형직접전단시험 결과치가 대형삼축압축시험 결과값에 비하여 51%~209%까지 크게 나타난다. 또 직접전단시험에 의한 점착력은 상대밀도에 따라 감소하며, 이와는 반대로 삼축압축시험에서의 점착력은 상대밀도의 증가에 따라 그 값이 커져서, 낮은 상대밀도에서는 두 시험법에 의한 점착력의 차이가 크나, 상대밀도가 증가할수록 차이가 감소한다.
- (3) 두 가지 시험을 통하여 산출한 전단강도(내부마찰각과 점착력)를 동시에 비교하기 위하여 응력수준을 10kgf/cm<sup>2</sup>로 하고, 전단강도를 산출해본 결과 직접전단시험에 의한 전단강도가 상대밀도가 클 때는 삼축압축시험에 의한 값보다 1.1배에서 1.7배 정도까지 크게 평가된다. 따라서 시험방법에 따라서도 전단강도의 차이가 발생하며, 이는 구조물의 설계시 안전성과 시공성에 영향을 줄 수 있으므로, 현장여건에 따라 적절한 시험방법을 선택하는 것이 중요함을 의미한다.
- (4) 비록 대형시험의 특성상 다양한 조건하에서의 비교는 수행하지 못하였으나, 본 연구가 시작점으로서 갖는 의의는 충분하다고 판단하며, 다행히 최근 들어 대형전단시험장비가 추가로 확보되는 추세를 감안할 때, 장기적으로는 국내의 시험기관 혹은 시험기기별로 시험 결과치를 분석하고 DB화하여, 상호간의 자료를 비교 분석하는 작업이 수반되어야 할 것이다.

### 감사의 글

본 연구를 위하여 대형직접전단시험은 한국전력공사 전력연구원에서 수행되었으며, 대형삼축시험은 (주)연엔지니어링에서 수행되었음을 밝히며, 이에 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. 산업자원부 (2005), “구조물 단면절감을 위한 조립질 토목재료 변형특성 연구”, 최종보고서, R-2002-0-172.
2. 서민우, 하익수, 신동훈, 김완영 (2006), “대형전단시험에 따른 전단강도 특성 비교”, 2006 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp.1300-1303.
3. 신동훈, 이경필, 구방서 (2002a), “락재료의 내부마찰각의 구속압 의존성”, 2002 한국지반공학회 가을학술발표회지, pp.253-258.
4. 신동훈, 안태봉, 이경필, 이한출 (2002b), “대형삼축압축시험 및 대형직접전단시험에 의한 사석재료의 전단강도 평가”, 한국지반공학회 가을학술발표회지, pp.259-264.
5. 신동훈, 이경필 (2002), “Dilatancy효과를 고려한 사석재료의 전단강도 평가”, 한국지반공학회 가을학술발표회지, pp.265-270.
6. 연엔지니어링(2006), “예천양수댐 제체에 대한 대형삼축시험결과 보고서”.
7. 이대수, 김경열, 홍성연, 조화경, 황성준 (2005), “대형직접전단시험을 이용한 조립재료의 전단거동 특성(I)”, 한국지반공학회 논문집, 제21권 제6호, pp.81-91.
8. 이대수, 김경열, 홍성연, 황성준 (2006), “대형직접전단시험을 이용한 조립재료의 전단거동 특성(II)”, 한국지반공학회 논문집, 제22권 제4호, pp.51-60.
9. 정철민, 김중수, 채영수 (2002), “대형삼축압축시험을 이용한 북제주 현무암 사석체의 강도정수 및 전단강도”, 한국지반공학회 논문집, 제18권 제2호, pp.81-91.
10. 한국수자원공사 (1999), “댐축조용 조립재료의 대형전단시험 표준화방안 연구”, 최종보고서, WRI-GT-99-3.
11. 한국수자원공사 (2001), “대형삼축기를 이용한 댐재료의 전단강도 특성 연구”, 최종보고서, WRI-GT-01-2.
12. 홍성연, 김경열, 이대수 (2004), “조립재료의 변형 및 강도특성에 대하여 - 대형일면전단시험기 개발-”, 2004 대한토목학회 추계학술발표회지, pp.2362-2365.
13. 日本土質工學會 (1986), “組立材料の變形と強度”, (일본어).
14. Bishop, A.W. (1966), “The Strength of Soils As Engineering Materials”, *Geotechnique*, 16(2), pp.91-130.
15. Bolton, M.D. (1986), “The Strength and Dilatancy of Sands”, *Geotechnique*, Vol. 36, No.1, pp.65-78.
16. Chen, J.W., Lin, C.Y. and Lee, W.F. (2003), “Dilatative Behavior of Granular Materials”, *J. of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 13, No.4, pp.301-307.
17. Gupta, K.K. and Ramamurthy, T. (1978), “Prediction of the Behaviour of Rockfill Materials”, *Proc. of Geotech. Conf. GEOCON-India*, New Delhi, Vol.1, pp.25-31.
18. Lamb, T.W., and Whitman, R.V. (1969), “*Soil Mechanics*”, John Wiley & Sons, New York.
19. Lee, Y.H. (1997), “Engineering Characteristics of Crushed Rockfill Materials”, *J. of the Korean Geotech. Society*, Vol.13, No.3, pp.63-75.
20. JIS A 1210(1990), “Test Method for Soil Compaction Using a Rammer”, *Japanese Industrial Standard*.
21. ASTM Committee E-12(1984), “ASTM Standards on Color and Appearance Measurement”, *American Society for testing and Materials*.

(접수일자 2007. 1. 11, 심사완료일 2008. 2. 20)

## 팽이기초의 형상에 따른 특성 분석

### A Study on the Characteristic of Floating Base Plate due to Plate Shape

이 송<sup>1</sup> Lee, Song

정 대 열<sup>2</sup> Jeong, Dae-Yeol

정 효 권<sup>3</sup> Jung, Hyo-Kwon

이 무 철<sup>4</sup> Lee, Moo-Cheol

#### Abstract

A soft ground improvement method is used for structures which are constructed on soft ground to decrease settlement and increase bearing capacity. The Floating Base Plate has been developed for such purposes. In this study, the load-settlement characteristics were investigated by numerical analysis on various Floating Base Plate shapes to select an optimum shape, different from the conventional shape. The selected optimum shape was used to perform plate bearing test and numerical simulations. It was found that the Floating Base Plate is very effective in reducing the settlement and increasing the bearing capacity.

#### 요 지

압축성이 크고 지지력이 작은 연약지반에 구조물 축조 시 침하저감 및 지지력의 향상을 위한 다양한 공법이 필요하며 이러한 목적으로 팽이기초가 개발되어 사용되어왔다. 본 논문에서는 기존의 구형팽이기초에 형상의 변화를 준 다양한 팽이기초에 대한 수치해석을 실시하여 하중-침하 특성을 파악한 후 침하량 저감 효과가 입증된 부양팽이기초에 대하여 평판재하시험 및 수치해석을 실시하였다. 연구결과, 부양팽이기초는 연약지반의 침하 저감 및 지지력 향상에 효과를 발휘하는 것으로 나타났다.

**Keywords :** Floating Base Plate, Load-Settlements Characteristic, Numerical analysis, Soft ground

#### 1. 서 론

활용가능한 부지가 많던 시기에는 지지력 및 침하특성이 좋은 양호한 지반이 많아 연약지반에 대한 개량의 필요성이나 지지력 및 침하특성의 향상이 불필요하였다. 그러나 산업의 발달 및 인구의 증가와 함께 양호한 토질 특성을 가지는 지반은 거의 구조물이 들어서 있어 현재에 와서는 간척지나 쓰레기 등을 매립한 매립지 등

의 연약지반의 사용이 불가피한 실정이다.

또한 삼면이 해양으로 둘러 쌓인 국내 지역적 특성상, 화물의 중간 집하지로서의 이점을 활용하고자 해안 개발 및 항만 등의 건설이 활발해지고 있으며 이와 함께 해안 인접 지역 부지 개발이 활발해지고 있다. 이러한 해안 지역은 지지력이 약하고 침하가 큰 연약지반이 주를 이루고 있으며 이러한 이유에 따라 연약지반 보강 공법과 안정 공법에 대한 국내의 관심과 연구가 활발히

1 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

2 에메랄드 소프트 대표이사 (President, Emerald Soft Co., Ltd)

3 정희원, 한국팽이파일(주) 대표이사 (Member, President, Hankook Paengyi Pile Co., Ltd)

4 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 박사수료 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Seoul)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

진행되고 있다.

본 연구는 기초의 침하 방지효과 및 안전성과 측방변형을 억제하는 효과를 나타낸다고 보고된바 있는 팽이기초의 형상에 따른 침하 특성을 파악하고자 한다.(日本材料學會, 1991)

팽이기초의 지지력 및 침하 특성을 파악하기 위하여 먼저 3-D를 이용한 수치해석방법을 통하여 쇄석의 탄성 및 탄소성 모델에 대한 침하량 분석, 측압계수 및 연결철근의 위치에 따른 침하특성을 분석하여 팽이기초 형태별 하중-침하특성을 비교분석하여 형상에 따른 침하 저감효과를 파악하였다. 침하량 저감 효과가 입증된 부양팽이기초를 실제작하여 현장평판재하시험을 실시하여 침하 방지 효과 및 지지력 증가에 따른 안전성을 확인하기 위한 연구를 진행하였다.

## 2. 팽이기초공법

팽이기초공법은 일본에서는 “Top-base method”라 불리우며 1980년대 말까지 이미 6천여개소에 달하는 다양한 기초시공 실적이 있다. 우리나라는 1991년에 도입된 이후 1000여개 이상의 설계 및 시공사례가 있다. N치 0~2에 이르는 연약한 간척지, N치 2~7에 이르는 성토층 등에서 각 종 상·하수관로, 건물, 공장, 하수처리장, 지하주차장, 지하차도, 암거, 옹벽 등의 기초에 적용되어 왔다.(에스트건설, 1998)

팽이기초공법은 연약지반에 구조물을 축조하고자 할 때 부족한 지반의 지지력 증가와 함께 침하를 억제시켜 주는 연약지반 표면처리 공법이다. 팽이기초공법은 배근된 위치철근과 연결철근의 보강효과가 작용되면서 재하 하중이 팽이기초로 하여금 채움쇄석을 구속 압축하여 강성을 갖는 지반구조 기초를 얻게 된다. 이러한

표층처리의 기초로서 팽이기초는 지반의 측방변형을 방지하고 침하방지와 부등침하억제의 효과를 얻게 된다.(山田 등, 1987; 安川 등, 1987).

이러한 팽이기초공법은 구조물 하중이 별로 크지 않은 중·소규모의 구조물의 축조 시에 말뚝기초 대신 사용함으로써 지지력의 증가와 침하의 감소를 가져올 수 있으며 시공부지나 대형장비 등에 관계없이 공사기간 단축과 함께 과잉 설계를 피하여 경제적인 기초를 설치할 수 있다.

그리고 연약지반 뿐만 아니라 협소한 곳 등에서 시공이 가능하며, 소음과 지반교란 방지에 적합하고 지진 및 방진에 상당한 효과가 있고 침하의 가능성이 높은 곳에 효과적이며 도로성토기초에서는 진동에 대한 흡진 효과도 기대할 수 있으며 보조기층의 일부 또는 노상의 기초로 효과적이다.

## 3. 팽이기초의 형상별 수치해석

### 3.1 팽이기초의 형상별 특징

팽이기초의 형상에 따른 하중-침하 특성을 파악하기 위하여 PENTAGON-3D를 이용한 수치해석에 앞서, 팽이기초의 형상을 가정하였다.

표 1 및 그림 5, 6과 같이 기존의 구형팽이기초와 부양팽이기초로 크게 분류하였으며 기본형 부양팽이기초는 기본형 구형팽이기초에 총길이 및 원추부, 파일부 길이, 원판부 두께 및 원추부 경사 각도, 목부 직경을 달리 하여 각 부의 제원에 따른 침하 특성을 파악하였다.

원추부 하부의 형상에 따라 쇄석의 근입구속능력에 따라 침하의 차이가 예상되었으며 원추부 하부 형상의 영향을 파악하기 위하여 각 팽이기초는 기존의 부양팽이기초와 하부 형상이 동일한 기본형, 돌출부를 형성시킨 볼록형과 홈을 형성시킨 오목형으로 나누어 해석하

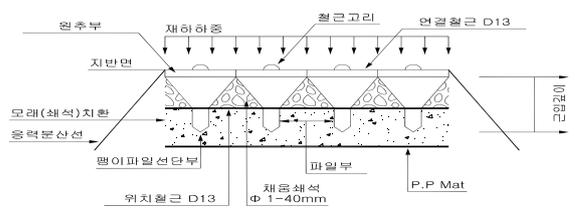
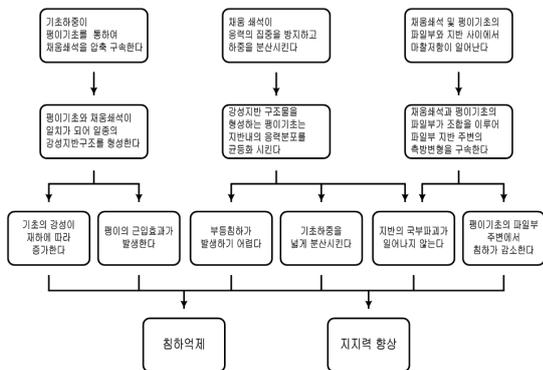


그림 1. 메카니즘 및 팽이기초 각 부의 명칭(日本材料學會, 1991; 에스트건설, 1998)

표 1. 해석에 사용된 기초 형태

| 기초 형태  |      | 원추부 길이 (mm) | 원판부 두께 (mm) | 파일부 길이 (mm) | 총길이 (L) (mm) | 목부직경 (T) (mm) | 원추부 경사각도 (°) | 비교대상    |
|--------|------|-------------|-------------|-------------|--------------|---------------|--------------|---------|
| 모양     | Type |             |             |             |              |               |              |         |
| 무처리지반  |      | A           | -           | -           | -            | -             | -            | 직접기초    |
| 구형팽이기초 | 기본형  | B           | 250         | 50          | 250          | 500           | 100          | 기본 형태   |
|        | 볼록형  | C           | 250         | 50          | 250          | 500           | 100          | 기본 형태   |
| 부양팽이기초 | 기본형  | D           | 200         | 60          | 300          | 500           | 100          | 몸통경사 길이 |
|        |      | E           | 200         | 60          | 350          | 550           | 100          | 몸통경사 길이 |
|        |      | F           | 200         | 60          | 300          | 500           | 130          | 목부직경    |
|        | 볼록형  | G           | 200         | 60          | 300          | 500           | 100          | 기본 형태   |
|        |      | H           | 200         | 60          | 300          | 500           | 100          | 기본 형태   |
|        |      | I           | 200         | 60          | 300          | 500           | 130          | 복합      |

\* 모든 기초의 원추부 직경은 495mm, 파일부 직경은 100mm

여 형상에 따른 침하 특성을 파악하여 침하량 저감 효과를 파악하고자 하였다.

수치해석에 앞서 팽이기초의 제원 및 형상 외에 해석에 영향을 미치는 인자들에 대해 침하특성을 파악하여 기본모델링을 확정하였으며 기본 모델링의 구성 후에는 수치해석을 실시하였다.

무처리지반과 부양팽이기초와의 비교를 통해 부양팽이기초의 지지력 증대 및 침하저감 효과를 입증하고 팽이기초 각 형태에 대한 지지력 특성 및 하중-침하 특성을 파악하였다.

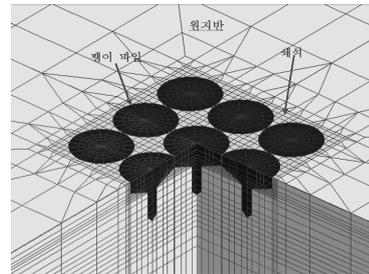
### 3.2 팽이기초의 수치해석 모델링

#### 3.2.1 시공 단계에 따른 해석 순서

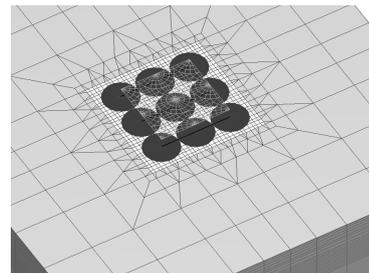
쇄석의 탄성 및 탄소성 모델, 축압 계수 및 철근의 위치에 따른 침하량 특성을 분석하여 수치해석 기본 모델을 구성하였다.

수치해석 기본 모델 구성 후 여러 가지 형태의 팽이기초에 대하여 지지력 및 침하특성을 파악한 후 비교 분석을 수행하여 최적의 팽이기초 형상을 제안하였다.

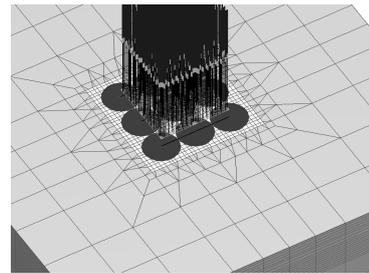
해석에 사용된 기초는 1층 기초를 사용하고, 23mm 판 두께, 길이와 폭이 각 1m인 정사각형 강재 재하판에 총 50 ton의 하중을 재하하고, 기초 지반은 Mohr-Coulomb 탄소성 재료 모델을 사용하여 해석하였다. 재하판 강성이 기초에 미치는 영향을 없애기 위해서 재하판과 기초 사이는 재하판 두께의 반 만큼 띄우고, 재하판과 기초 사이는 하중을 전달할 수 있도록 스프링 요소로 처리하였으며 지반의 등가 강성을 표현하는 Spring 요소의 강성이 Spring 요소가 차지하는 지반 분담 면적에 따라 달라지며 사용한 수치해석 프로그램에서는 Spring 계수가 자동으로 계산하여 나오게 된다.



(a) Element Mesh



(b) Load\_stage 1



(c) Load\_stage 2 ~ 11

그림 2. 해석단계

그림 2와 같이 Load Stage 1에서는 지반과 기초, 재하판의 자중에 의한 해석을 실시하여 자중에 의한 침하량을 추가 침하량에서 제거하였으며 Load Stage 2~11 단계에서는 기존의 팽이기초 시공 현장의 지지력 및 기존의 연구 내용을 기준으로 각 하중단계마다 예상 파괴 하중의 1/5 이하인 5 ton씩 재하하여 총 50 ton의 하중을 재하하여 해석하였다.

### 3.2.2 재료의 특성치

지반은 N=5의 점성토 및 N=4의 실트질 모래층의 두 가지 경우에 대하여 검토하였다. 수치해석 입력 데이터인 재료의 특성치는 N값과 토질분류에 따른 기본값을 따랐으며 수치해석에 있어 기본 모델의 가정에 중요한 변수인 변형계수는 그림 3과 같은 일본 토질공학회에서 제시하는 변형계수(E)와 N치와의 관계를 나타낸 상관식을 이용하여 가정하였다. 콘크리트 기초와 연결철근, 재하판 등은 실제 팽이기초에 사용하는 재료들의 특성치를 사용하였으며 채움쇄석, 점성토와 실트질 모래층은 일반적인 특성치를 사용하였다.

### 3.2.3 Element Mesh

그림 4와 같이 팽이기초는 3×3의 배열로서 총 9개의 팽이기초를 사용하는 것으로 가정하였으며 쇄석부의

크기는 수평 방향의 해석 모델 경계로서 쇄석부를 지나 팽이기초 직경의 약 10D인 5m를 해석 모델 범위로 택하였으며, 연직 방향의 해석 모델의 경계는 지표면에서 팽이기초 길이의 12L인 6m를 택하였다.

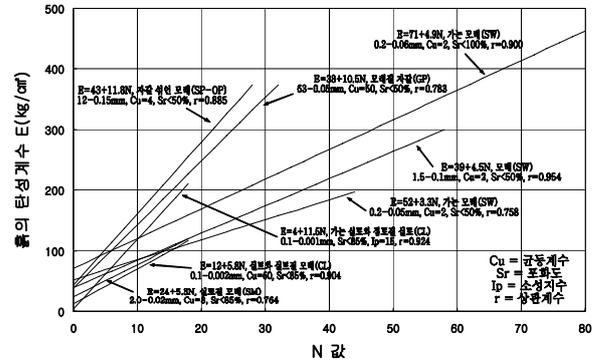


그림 3. 흙의 변형계수 E와 N치와의 관계

표 2. 재료 특성치

| 재료   | 변형계수(t/m <sup>2</sup> ) | 포아송비  | 단위중량(t/m <sup>3</sup> ) | 점착력(t/m <sup>2</sup> ) | 내부마찰각(°) | 비고  |
|--|-------------------------|-------|-------------------------|------------------------|----------|-----|
| 콘크리트 기초<br>$\sigma_{ck}=180 \text{ kg/cm}^2$ | 2,010,000               | 0.167 | 2.3                     | -                      | -        | 탄성  |
| 연결 철근(D=13mm)                                | 20,400,000              | 0.3   | 7.85                    | -                      | -        |     |
| 재하판(t=23mm steel)                            | 20,400,000              | 0.3   | 7.85                    | -                      | -        |     |
| 채움쇄석   | 5,000                   | 0.35  | 1.9                     | 0                      | 42       | 탄소성 |
| 점성토(N=5)                                     | 410                     | 0.3   | 1.6                     | 4.17                   | 0        |     |
| 실트질 모래층(N=4)                                 | 510                     | 0.3   | 1.6                     | 0.5                    | 15       |     |

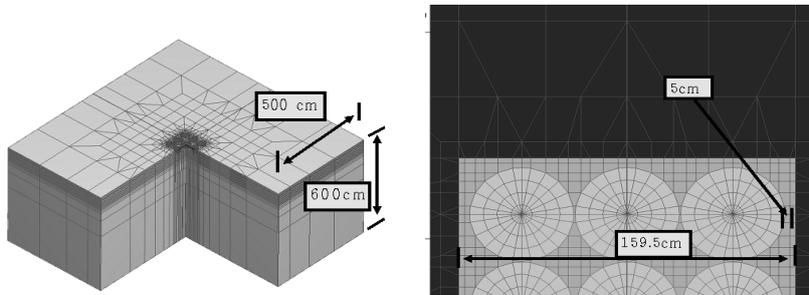
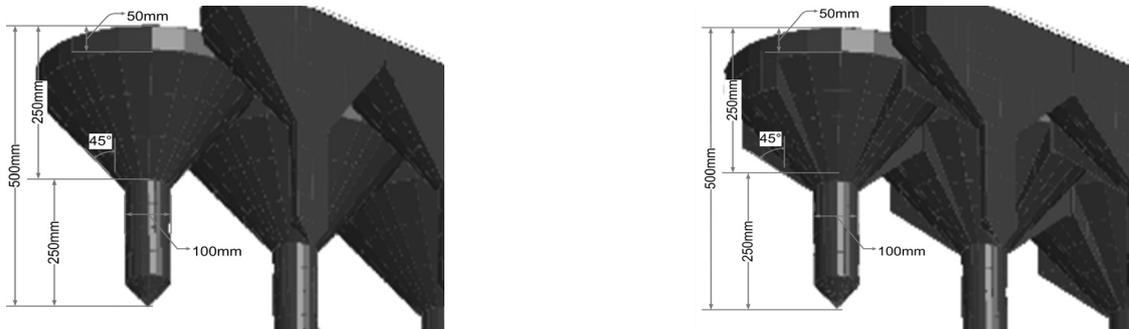


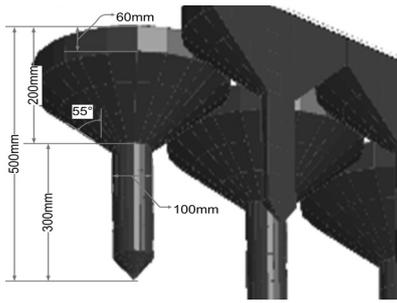
그림 4. 해석모델 범위



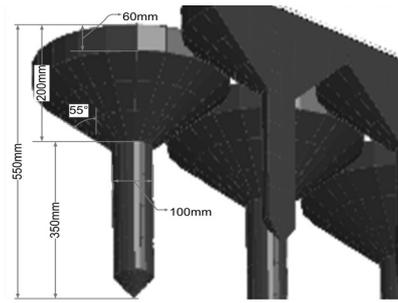
(a) 기본형 구형팽이기초(B-Type)

(b) 블록형 구형팽이기초(C-Type)

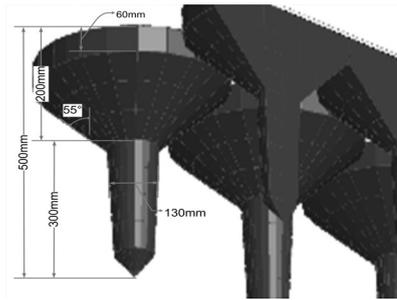
그림 5. 구형팽이기초 형상 및 제원



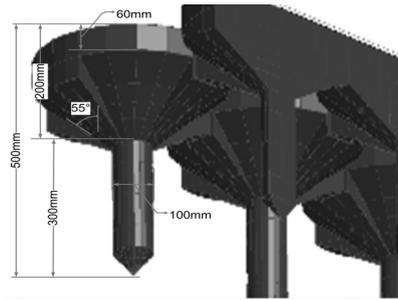
(a) 기본형 부양팽이기초(D-Type)



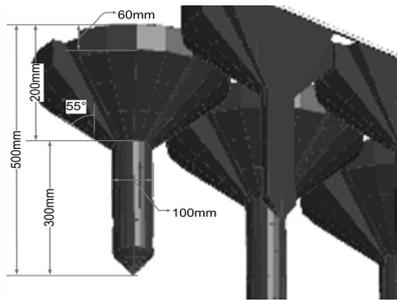
(b) 기본형 부양팽이기초(E-Type)



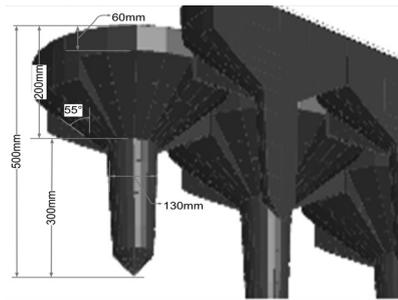
(c) 기본형 부양팽이기초(F-Type)



(d) 오목형 부양팽이기초(G-Type)



(e) 블록형 부양팽이기초(H-Type)



(f) 블록형 부양팽이기초(I-Type)

그림 6. 부양팽이기초 형상 및 제원

### 3.3 수치해석 결과 분석

#### 3.3.1 여러 가지 변수에 따른 침하량 분석

콘크리트 및 위치철근, 재하판은 일체로 거동을 하므로 탄성으로 해석을 하여도 무방하나, 채움쇄석의 경우, 지반과 일체의 거동이 아닌 상호작용이므로 쇄석뿐만 아니라 지반에 대해서도 탄성과 탄소성해석에 따른 침하량을 분석하여야 한다. 분석 결과, 탄소성 재료로 사용한 경우가 침하량이 크며, 그 차이는 약 2% 내외로 무시할 정도였다. 따라서, 모든 해석은 탄소성 재료로 사용하여 분석하는 것으로 확정하였다.

초기응력과 관계있는 지반 물성치는 단위중량과 측압계수가 있다. 측압계수가 지반 물성치에 포함되어 있는 이유는 각 지층별로 지정하기 위해서이다.

쇄석의 경우는 탄성 및 탄소성 해석 시 큰 차이가 없는 것으로 나타났으나, 기초지반의 경우 동일하게 거동을 하는 탄성재료가 아니므로 지지력 및 침하특성을 파악하기 위해서는 측압계수의 영향을 파악하여야 한다. 지반의 자중에 의한 최초 수평 응력의 설정은 연속체 역학에 의한 응력 해석 결과를 그대로 유지시키는 방법과 측압 계수를 사용하여 변경시키는 방법이 있다. 지반 자중에 의해 연속체 역학으로 해석된 수평 응력을 수정하지 않고 그대로 사용한 경우와 측압 계수에 의해 강제로 수평 응력을 수정한 경우에 대해서 침하량 분석을 실행하였다. 이 경우에 측압 계수는 0.5, 1.0, 2.0의 3가지 경우를 검토하였다.

해석 결과, 연속체 역학으로 해석된 응력을 수정하지 않고 사용한 경우에서 침하량이 가장 크게 나타났으며

측압 계수가 작을수록 침하량이 크게 나타났다. 이는 측압계수의 영향에 따라 채움쇄석의 구속 및 팽이파일부의 구속압에 의한 영향으로서 구속압이 커질수록 측방유동에 의한 변위 및 침하가 작게 발생하는 것으로 판단된다.

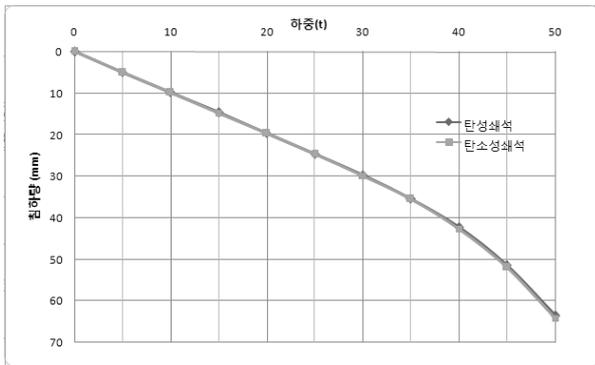
따라서, 최대 침하량에 대한 안전측 해석을 위하여 지반 자중에 의해 연속체 역학으로 해석된 수평 응력을 수정하지 않고 사용하는 것으로 확정하였다.

연결철근의 위치는 부양팽이기초의 거동과 관계가 있으며 연결철근의 위치에 따라 일체거동의 특성이 변

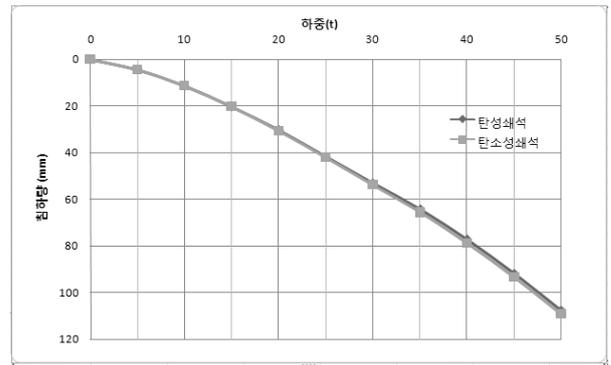
할 것으로 판단되었다.

연결 철근의 위치는 팽이 머리, 팽이 중심, 팽이 목부에 위치시켰을 때를 가정하여 해석하였으며 철근의 위치에 따른 분석을 실시한 결과, 그림 9와 같이 거의 비슷한 결과를 나타내었으며, 목부 연결이 머리부나 중심부 연결에 비해 다소 침하량이 감소하였다.

따라서 연결 철근 위치에 따른 해석 모델링의 구성은 연결 철근의 위치를 머리부로 확정하여 보수적인 해석이 가능하도록 하였다.

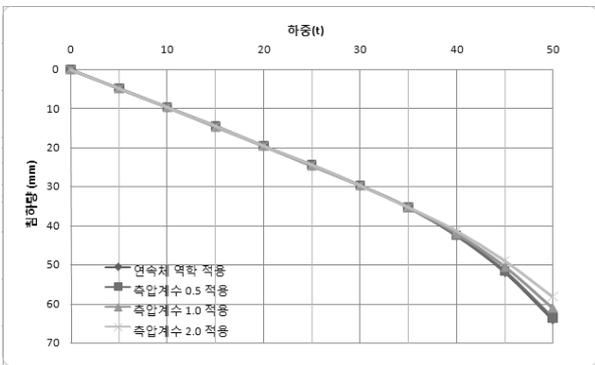


(a) Clay(N=5)

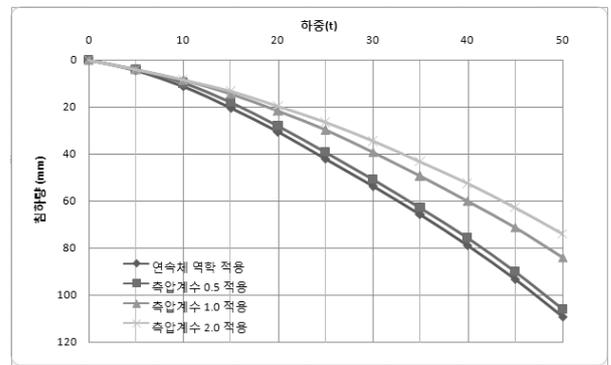


(b) Silty-Sand(N=4)

그림 7. 쇄석 거동에 따른 침하 특성

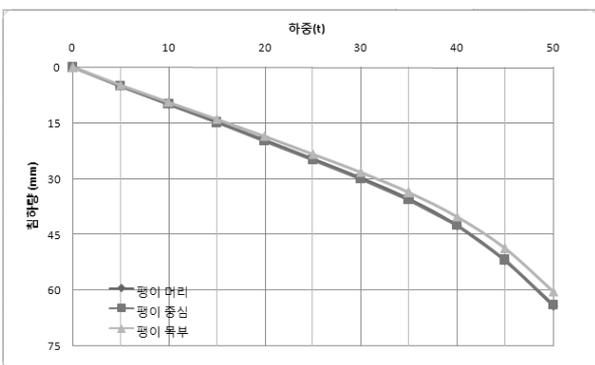


(a) Clay(N=5)

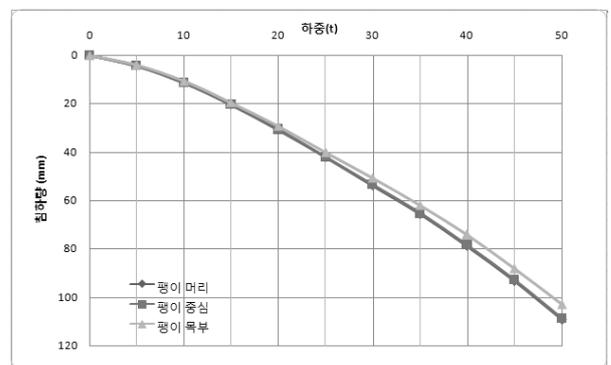


(b) Silty-Sand(N=4)

그림 8. 측압계수에 따른 침하 특성



(a) Clay(N=5)



(b) Silty-Sand(N=4)

그림 9. 연결 철근의 위치에 따른 침하 특성

### 3.3.2 기초 형태별 해석 결과

지반조건을 점성토와 실트질 모래 지반으로 나누고 무처리 원지반 및 팽이기초의 각 형태별로 수치해석을 실시하였다.

먼저 매개변수 연구 시의 중요 인자에 대하여 비교 분석하였다.

부양팽이기초 기본형 Type-D와 Type-E의 비교를 통하여 총길이와 파일부 길이의 차이에 따른 침하량의 감소를 비교하였다. 해석결과, 침하량은 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.

Type D와 F, H와 I의 비교를 통한 목부직경에 따른 침하량 해석 결과, 큰 차이가 발생하지는 않으나 목부직경이 증가할수록 침하량은 감소하였다.

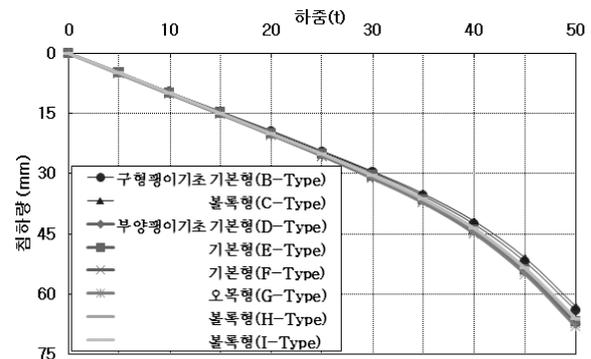
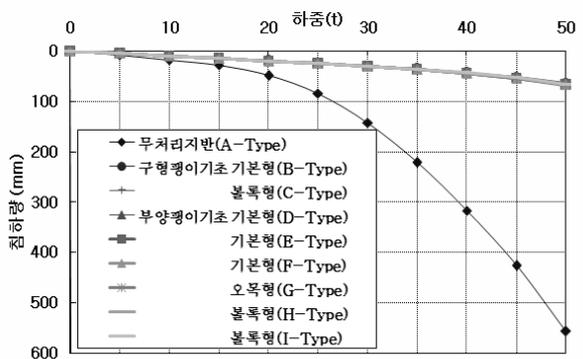
원추부 하부의 세 가지 형상인 기본형(Type D), 볼록형(Type-G), 오목형(Type-H) 및 Type-F와 I, Type-B와 C의 침하량의 감소 효과를 확인한 결과, 볼록형의 침하량이 가장 작았으며 기본형, 오목형의 순으로 침하량이 작게 나타났다. 볼록형 부양팽이기초(Type-G)는 오목형(Type-H)과 비교한 결과, 점성토의 경우 2.79%, 사질토의 경우 10.6%의 침하감소를 보였으며 기본형 부양팽이기초(Type-D)와의

비교 결과, 점성토 지반의 경우 1.5%, 실트질 모래의 경우 9.5% 침하가 저감되었다.

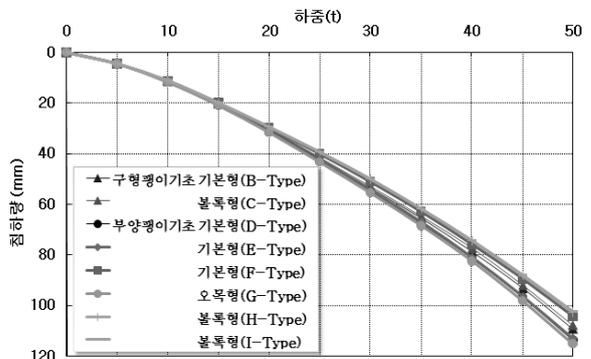
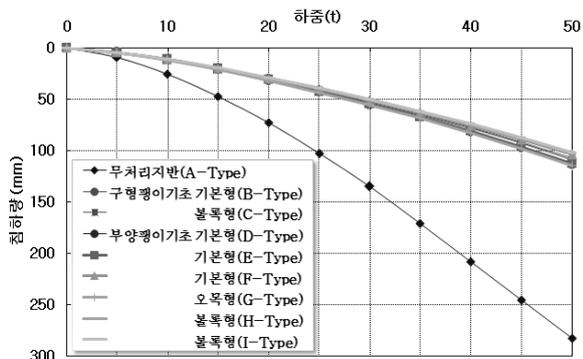
이는 하부에 전달되는 쇄석에 의한 측방변형 억제 및 침하 억제에 크게 관여하는 하부 면적의 차이와 쇄석의 구속압에 기인한다. 즉, 볼록형의 돌출부위가 쇄석과의 거동에 더욱 효과적으로 작용하여 볼록형 팽이기초를 구속시킴으로써 침하 특성을 향상시킨 것으로 판단된다. 이는 기본형이나 오목형에 비해 돌출부를 형성시킨 볼록형이 쇄석과의 일체 거동에 더욱 효과적으로 작용하는 것을 보여준다.

또한 무처리 지반(Type-A)과 볼록형 부양팽이기초(Type-H)를 비교하면 침하량의 측면에서 볼 때 볼록형 부양팽이기초는 점성토의 경우 88.08%, 실트질 모래의 경우 63.6% 감소하였다. 이는 쇄석에 의한 강성지반의 형성을 통해 하중을 넓게 분포시켜서 연약지반상에 전달되는 응력을 감소시킴으로써 침하량을 줄이고 저항능력을 증대시키는 것으로 판단된다.

점성토와 모래의 수치해석 결과를 검토해 보면 점성토 지반에서 침하량의 억제 효과가 더 큰 것으로 나타났으며 따라서 팽이기초 공법은 점성토 지반에 더 적합하다.



(a) Clay(N=5)



(b) Silty-Sand(N=4)

그림 10. 기초 형태별 하중-침하량 추이

## 4. 부양팽이기초의 평판재하시험

### 4.1 부양팽이기초의 형태별 특징

표 1과 같이 3개의 형상(D, G, H-Type)을 가진 부양팽이기초를 선정하였으며 각 부양팽이기초는 그 형태에 차이를 두어 형상에 따른 지지력 및 침하 특성을 파악하고자 하였다. 부양팽이기초 기본형 및 오목형, 볼록형은 기초형상은 동일하며 그 형태만 원추부에 있어서 약간의 차이를 지니고 있는 것으로 가정하였다.

주요 비교대상인 구형팽이기초와 볼록형 부양팽이기초의 형상을 살펴보면 그 제원은 표 1 및 그림 3, 4와 같이 구형팽이기초의 원추부 경사각도는 45°, 원추부 두께는 250mm, 파일부 길이는 250mm이나 볼록형 부양팽이기초의 경우 원추부의 경사각도를 약 55°로 증가시키고 원추부의 두께는 200mm, 파일부 길이는 300mm로 변화시킴으로써 쇄석의 근입구속이 가능한 돌출부를 형성하였고 이에 따라 수평침하의 저감이 예상되며 구형팽이기초의 중량 60kg에 비해 볼록형 부양팽이기초는 형상제작에 소모되는 콘크리트양의 감소에 따라 약 50kg으로 그 무게가 저감되었다. 팽이 기초의 무게가 약 17% 가량 가벼워짐으로써 그 무게의 차이만큼 시공 시

작업속도의 향상과 그에 따른 공기의 단축 및 비용의 절감이 예측되며 이에 따른 경제적인 시공이 예상된다.

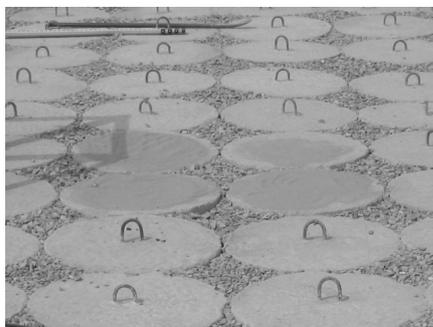
### 4.2 시험위치 선정 및 토질조건

기존의 연구결과 및 시공 자료에 따라 부양팽이기초가 가장 큰 효과를 발휘할 수 있는 연약지반을 대상으로 시험을 실시하기 위하여 평판재하시험에 앞서 시험위치 선정을 위한 토질조사를 실시하였으며 그 결과 부산 명지동(사질토, N=1~2), 김해시 풍유동(점토질 실트, N=1)의 2개 지역을 평판재하시험 지역으로 선정하였다.

선정 지역에 PP 매트 설치 후 잡석 포설 및 기초철근 부설 후 부양팽이기초를 설치하고 채움쇄석 포설과 다짐을 실시한 후 재하판을 설치하기 위하여 위치철근을 잘라낸 후 재하판을 설치하였다. 설치가 완료된 후 콘크리트 블록을 재하하여 볼록형 부양팽이기초와 일반적인 형상의 기본형 부양팽이기초, 원지반에 대한 평판재하시험을 실시하여 지지력 및 침하특성을 파악하였다.

### 4.3 평판재하시험 지지력 결과

허용지지력은 하중(P)-침하량(S) 곡선법을 이용한 항



(a) 부양팽이기초 시공 완료



(b) 하중재하

그림 11. 평판재하시험

표 3. 평판재하시험 결과

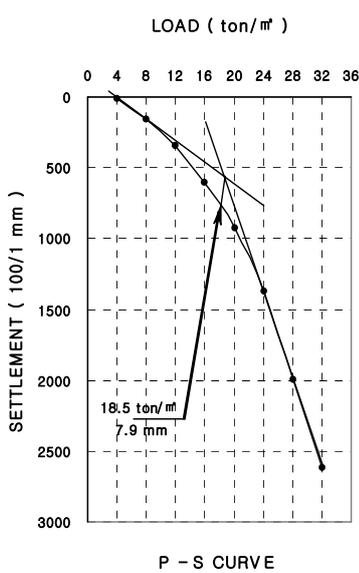
| 지지력(ton/m <sup>2</sup> ) |                  | 무처리 원지반 | 볼록형 부양팽이기초 | 기본형 부양팽이기초 |
|--------------------------|------------------|---------|------------|------------|
| 부산 명지동                   | 항복하중( $q_y$ )    | 7.1     | 20.8       | 19.1       |
|                          | 허용지지력( $q_y/2$ ) | 3.5     | 10.4       | 9.5        |
|                          | 극한하중( $q_u$ )    | 10.4    | 37.9       | 39.2       |
|                          | 허용지지력( $q_u/3$ ) | 3.4     | 12.6       | 13.0       |
|                          | 사용 허용지지력         | 3.4     | 10.4       | 9.5        |
| 김해시 풍유동                  | 허용지지력( $q_u/3$ ) | 2.9     | 9.9        | 8.7        |
|                          | 극한하중( $q_u$ )    | 8.9     | 29.7       | 26.2       |
|                          | 사용 허용지지력         | 2.9     | 9.9        | 8.7        |

복하중과 재하판 침하량 10%발생 시(100mm) 최소값을 적용한 극한하중에 의한 허용지지력 중 작은 값을 기준으로 산정하였다.

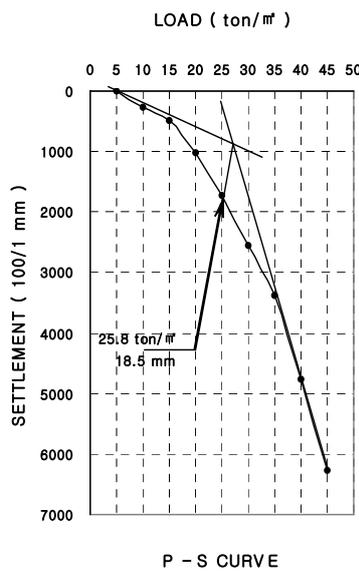
평판재하시험 결과, 블록형과 기본형의 부양팽이기초는 원지반에 비해 지지력이 향상되는 것으로 나타났다. 허용지지력을 산정한 결과, 부산 명지동의 경우 무처리 원지반에 비해 기본형은 179.4%, 블록형은 205.88% 증가했으며 김해시 풍유동의 지반은 기본형은 200%, 블록

형은 241.38%증가하는 결과를 나타냈다. 이를 통해 블록형 부양팽이기초는 실제 연약지반 현장에 적용 시 그 지지력 향상효과가 뛰어난 것으로 판단된다.

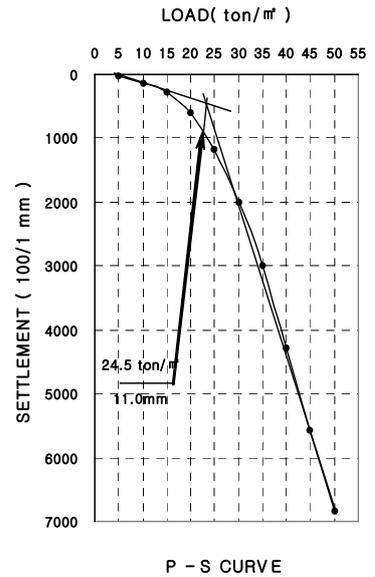
또한 점토질 실트지반인 김해시 풍유동의 결과를 보면 그 허용지지력 증가율이 다른 시험 현장에 비해 큰 것으로 나타났으며 이를 통해 블록형 부양팽이기초는 사질토 보다는 점성토 및 점토질 실트 지반에 더 적합한 것으로 판단된다.



(a) 무처리 원지반

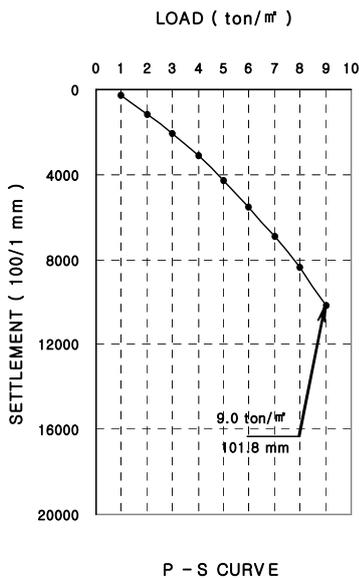


(b) 블록형 부양팽이기초

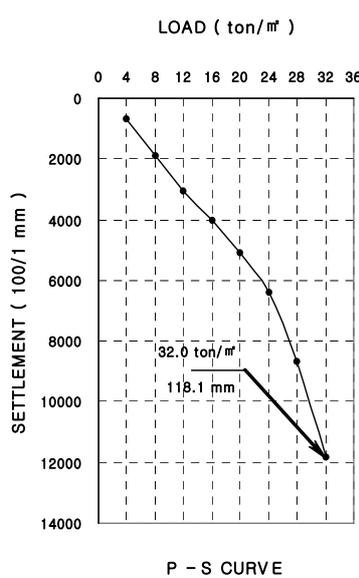


(c) 기본형 부양팽이기초

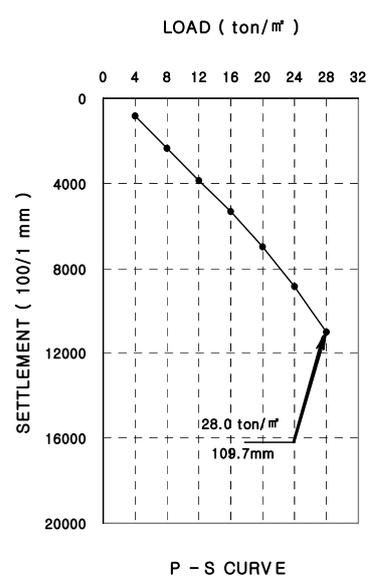
그림 12. 부산 명지동 하중-침하 곡선



(a) 무처리 원지반



(b) 블록형 부양팽이기초



(c) 기본형 부양팽이기초

그림 13. 김해시 풍유동 하중-침하 곡선

#### 4.4 평판재하시험 침하량 결과

평판 재하 시험과 수치해석 결과 하중-침하량 비교를 표 4에 나타내었다.

점토질-실트 지반의 경우 각 재하하중에 따른 침하량을 비교분석해 보면 평판재하시험은 무처리지반에 비해서 77.65%, 76.16% 침하량을 감소시켰으며 점토질 사질토 지반은 무처리지반에 비해서 46.85%, 80.84% 침하량을 감소하는 것으로 나타났다.

침하량 감소효과는 점토질 사질토 지반 보다는 점토질 실트 지반에서 더 큰 효과를 나타내고 있는 것으로 판단된다.

#### 4.5 볼록형 부양팽이기초의 층 구조에 따른 침하량 저감 효과

볼록형 부양팽이기초의 지지력에 대한 연구를 위해, 1층 구조, 2층 구조 및 무처리 지반과의 비교 해석을 실시하였다.

지지력 평가를 위해 단위 m 당 총 50ton의 무게를 점진적으로 재하하였다.

점토질 실트 지반의 최종 침하량은 무처리지반의 575.1mm에 비해 볼록형 부양팽이기초 1층 구조 경우 76.2mm로 86.75%, 2층 구조 경우 41.9mm로 92.71% 감소하였으며 점토질 사질토 지반의 최종 침하량은 무처리지반 경우 128.7mm로 볼록형 부양팽이기초 1층 구조 경우 56.8% 감소한 55.6mm, 2층 구조 경우 67.1% 감소한 42.4mm를 나타냈다.

### 5. 결론

본 연구는 PENTAGON 3-D를 이용하여 팽이기초 형태별 수치해석을 실시하여 팽이기초의 형상에 따른 침

하량 저감효과를 비교 분석하였으며 침하량 저감 효과가 예측된 부양팽이기초를 실제작하여 평판재하시험을 실시한 후 지지력 증대 효과 및 침하량 저감 효과를 확인하였다. 또한 볼록형 부양팽이기초 시공형태에 따른 수치해석을 실시하여 그 결과를 분석하였다. 연구결과에 따른 결론은 다음과 같다.

1. 수치해석 결과, 볼록형 부양팽이기초는 쇄석에 의한 강성지반의 형성을 통해 무처리 원지반에 비해 점성토의 경우 88.08%, 실트질 모래의 경우 63.6% 침하량을 감소시키는 것으로 나타났다.
2. 부양팽이기초의 “오목형”과 “볼록형” 수치해석 비교 결과, 볼록형이 오목형에 비해 점성토의 경우 2.79%, 사질토의 경우 10.6%의 침하감소를 나타냈으며 이는 볼록형의 돌출부위가 쇄석과의 거동에 더욱 효과적으로 작용하여 볼록형 부양팽이기초를 구축하는데 기인한 것으로 판단된다.
3. 연약지반에 대한 평판재하시험에 의한 허용지지력 측정 결과, 무처리 원지반에 비하여 볼록형 부양팽이기초는 197.14~241.38%, 기본형 부양팽이기초는 171.43~200% 증가하는 것으로 나타났으며 점토질 실트 지반의 지지력 증가 비율이 더 큰 것으로 보아 볼록형 부양팽이기초는 사질토 지반 보다는 점성토 및 점토질 실트 지반에 더 효과적인 것으로 판단된다.
4. 평판재하시험에 의한 침하량 분석 결과, 볼록형 부양팽이기초는 점토질 실트의 경우 76.16%, 점토질 사질토 지반의 경우 80.84% 감소시키는 것으로 나타났으며 평판재하시험과 수치해석의 침하량 분석 결과의 오차는 약 25%이나 그 경향은 잘 일치하는 것으로 나타났다.
5. 수치해석을 통한 볼록형 부양팽이기초에 지지력 및 하중-침하량 특성 평가 결과, 점토질 실트지반의 경

표 4. 평판 재하 시험 결과 하중-침하량 비교

| 재하 하중 | 점토질 실트 지반 |            | 재하 하중 | 점토질 사질토 지반 |            |
|-------|-----------|------------|-------|------------|------------|
|       | 무처리 지반    | 볼록형 부양팽이기초 |       | 무처리 지반     | 볼록형 부양팽이기초 |
| 4     | 30.92     | 6.91       | 5     | 13.47      | 7.16       |
| 8     | 83.63     | 19.94      | 10    | 89.36      | 17.12      |
| 12    | -         | 31.26      | 15    | -          | 26.83      |
| 16    | -         | 39.21      | 20    | -          | 38.00      |
| 20    | -         | 44.94      | 25    | -          | 50.45      |
| 24    | -         | 55.05      | 30    | -          | 71.36      |
| 28    | -         | 86.64      | 35    | -          | 96.79      |
| 32    | -         | 118.15     |       |            |            |

우 침하량은 1층 구조는 86.75%, 2층 구조는 92.71% 감소하였으며 점토질 사질토 지반은 1층 구조의 경우 56.8%, 2층 구조의 경우 67.1% 감소하는 것으로 나타났다. 또한 허용지지력은 1층 구조 220%, 2층 구조 300% 증가하는 것으로 나타났다.

6. 블록형 부양팽이기초는 구형팽이기초에 비해 그 무게가 약 17% 가벼우며 이를 통한 운반 및 시공의 용이성, 공기 단축 등의 경제성을 예상할 수 있었으며 이와 함께 지지력 증가 및 침하량 저감의 공학적 특성을 함께 지닌 공법이라 판단된다.

본 연구는 제한된 토질 조건에 대한 수치해석 및 현장재하시험을 이용한 연구로서 향후 지속적으로 다양한 토질 조건에 대한 현장 실험과 실내 모형 실험 결과를 수치해석과 비교한다면 더욱 좋은 연구가 진행될 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 에스트건설(주)(1998), Top-base 공법 설계와 시공편람
2. 단국대학교 토목환경공학과(2004), 현장타설형 팽이말뚝기초공법 적용에 따른 기초 및 지반거동에 관한 연구
3. 서울시립대학교 도시과학연구원(2006), 블록형 부양팽이기초의 실용화를 위한 수치해석 및 지지력 특성 연구
4. Arai, K., Ohnishi, Y., Horita, M., and Yasukawa, I.(1987), "Measurement and Interpretation of Loading Test of Concrete Top Block on Soft Ground", *The proceedings of 2nd International Symposium on Field Measurement in Geomechanics*, Vol. 2, pp. 919-926.
5. Sekiguchi, H. and Ohta, H.(1984), "Induced anisotropy and time dependency in clay", *Proceedings of 9th ICSMFE, Specially Session No.9 : Constitutive Equation of Soils*, pp. 229-238.
6. 日本材料學會 土質安定材料委員會 編(1991), "地盤改良工法 便覽", pp. 205-222.
7. 山田, 齊藤, 安川(1987), "コマ型基礎の沈下抑制効果についての考察", *第 22 回 土質工學研究發表會講演集*, pp. 1833-1836
8. 安川, 山田, 大西, 齊藤(1987), "軟弱地盤におけるま型基礎の支持力特性", *第32回 土質工學シンポジウム—支持杭にらない基礎工法—發表論文集*, pp. 49-54.

(접수일자 2007. 2. 21, 심사완료일 2008. 2. 14)

## 흙막이벽체의 변형해석에 관한 연구

### A Study on Deformation Analysis of the Earth Retaining Wall

이 송<sup>1</sup> Lee, Song

김 성 구<sup>2</sup> Kim, Seong-Koo

#### Abstract

This paper analyzed the effects related to the difference of the geometrical shape of the ground excavation by comparing the displacements of the earth retaining wall of the strut resulting from the change of the excavation breadth B and the excavation length L, adopting the three dimensional FDM analysis. It appeared that the displacement of the earth retaining wall of the strut increases in accordance with the increase of L/B and it decreases as it becomes nearer from the center to the corner where the temporary structural system forms, and the wale member is closed because of the effects of the confining effect by the closure of the earth retaining wall and the wale member. This paper proposed a formula in which the results of three dimensional FDM analysis which considers the shape of the excavation plane can be obtained from those of two dimensional FDM analysis which does not consider the shape of the excavation plane. And the results of the formula were compared with those of the site instrumentation analysis.

#### 요 지

3차원 수치해석에 의해 굴착면적비(L/B)인 굴착 폭 B와 굴착면의 길이 L의 변화에 따른 흙막이벽체의 변위를 비교하여 지반굴착의 기하학적 형상의 차이와 관련된 영향성을 분석하였다. 흙막이벽체의 변위는 동일한 굴착 폭을 기준으로 굴착면의 길이 L이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타나며, 굴착단면의 중앙부에서 띠장부재가 폐합되는 가설 구조체계가 형성되는 모서리부로 갈수록 흙막이벽체와 띠장부재의 폐합에 의한 구속효과의 영향으로 인하여 감소하는 것을 알 수 있었다. 또한 흙막이벽체의 변형해석을 굴착평면의 형상을 고려하지 못하는 2차원 수치해석과 굴착평면의 형상을 고려할 수 있는 3차원 수치해석에 영향을 미치는 인자들 중 굴착면적비와 지반변형계수를 고려하여, 두 해석이 일치하는 상관관계를 흙막이벽체의 최대변위를 기준으로 2차원 수치해석 결과로부터 3차원 수치해석 결과가 도출할 수 있는 관계식을 제안하여 현장계측결과와 비교 하였다.

**Keywords :** Confining effect of the corner, Deformation coefficient, Excavation area ratio, Three dimensional FDM analysis, Two dimensional FDM analysis

#### 1. 서 론

최근 지하공간을 활용하기 위한 지반굴착시 평형상

태를 유지하고 있던 지반이 흐트러지면서 지반내의 균형이 붕괴되고 흙막이벽체의 변형을 유발할 뿐만 아니라 인접 구조물에도 영향을 미치게 되므로 지반굴착에

1 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Ph.D. Prof., Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Seoul)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

다른 안정성 확보 문제가 사회적으로 중요시 되고 있다.

지반굴착에 따라 발생하는 흙막이벽체의 변형 및 인접 구조물의 안정성 해석시 3차원해석을 수행하여야 하나 일반적으로 2차원 해석에 의해 흙막이벽체의 변형 및 안정성을 예측하여 설계에 반영하고 있다. 또한 흙막이벽체의 변형에 의한 지반변형은 굴착평면의 형상이 2차원 또는 3차원 굴착평면의 기하학적 형상 차이로 구분되며, 변형영역은 2차원 굴착이 3차원 굴착보다 크게 발생하는 것으로 발표되고 있다. 이와 같이 굴착평면의 기하학적 형상이 흙막이벽체의 변형해석에 민감한 영향을 미치므로 굴착평면의 기하학적 형상과 관련된 흙막이벽체의 거동을 단순히 2차원 해석만으로 흙막이벽체의 거동을 정확히 예측하는 데는 어려움이 있을 것이다.

따라서 본 연구에서는 굴착평면의 기하학적 형상의 차이, 즉 굴착 폭 B와 굴착면의 길이 L의 변화가 흙막이벽체의 수평변위에 미치는 영향을 평가하기 위하여 직사각형 굴착평면을 대상으로 굴착면의 길이 L을 1.0, 1.4, 1.8, 2.2배로 증가시키면서 3차원 수치해석을 수행하여 비교, 분석하였다. 유한차분해석 프로그램인 FLAC을 사용한 2차원 수치해석과 3차원 수치해석의 상관관계에 영향을 미치는 영향인자들 중 지반변형계수를 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0배로 변화시켜 흙막이벽체의 최대변위를 기준으로 해석을 수행하여 두 해석이 일치하는 결과를 통해 굴착면적비를 고려한 3차원 수치해석결과가 도출될 수 있는 관계식을 제안하였다.

또한 흙막이벽체공법 및 지지공법이 같은 서울지역 12개 현장의 계측자료를 분석하고 굴착면적비를 고려한 3차원 해석결과와 비교하여 모서리부에서 흙막이벽체와 띠장부재의 폐합에 의한 구속효과의 영향 및 2차원과 3차원 해석결과와의 상관 제안식을 검증하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 흙막이벽체의 최대 수평변위

Clough & O'Rourke(1990)는 굴착공사에서 굴착, 버팀부재 설치 등 가장 기본적인 시공 과정만으로 인하여 발생하는 변위를 현장 계측결과를 통하여 정리하였다. 흙막이벽체의 최대 수평변위는 굴착 깊이 H의 0.2%, 최대 침하량은 0.15%H 정도였으며 이때 침하량보다 수평변위가 훨씬 큰 데이터의 분산을 보였다. 또한 흙막이벽체의 형태가 상이해도 최대변위에는 큰 차이가 보이지

않았다. 단단한 흙을 대상으로 지반의 탄성거동을 가정하고 지반의 강성, 흙막이벽체의 강성, 버팀부재의 간격, 측압계수 등을 변화시켜 유한요소해석을 수행하였는데 흙막이벽체의 최대 수평변위는 굴착 깊이에 따라 0.2%H 정도의 선형적인 거동을 보여 관측된 결과와 일치하는 것으로 나타났다.

이러한 조건에서 지반은 강성이 충분히 커서 구조부재에 대한 요구가 최소화되기 때문에 흙막이벽체의 강성과 버팀부재의 간격은 흙막이벽체의 변위에 작은 영향만을 줄 뿐이며 오히려 지반의 탄성계수와 측압계수가 훨씬 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.

Chang-Yu Ou 등(1993)은 실트질 모래와 실트질 점토층이 교호하며 지반을 형성하는 10개소의 현장을 대상으로 현장 측정결과를 이용하여 굴착에 의한 흙막이벽체의 변형특성을 분석하였다. 분석결과 굴착평면 중 모서리 부분이 아닌 굴착 단면의 중앙부 즉, 평면 변형률 조건에서 굴착 내부 흙의 제거로 인하여 힘의 재 평형이 이루어질 때까지 발생하는 흙막이벽체의 최대 수평변위가 발생하는 위치 및 크기는 굴착 바닥면 부근에서 0.2%H~0.5%H의 범위로 나타났다.

### 2.2 지반굴착에 따른 3차원 지반거동

흙막이공사에서 굴착되는 주변지반에서는 지반 이완에 따른 변위가 발생하며, 발생하는 양상은 지반조건, 흙막이공법, 시공순서, 시공시간 등의 영향으로 크게 좌우되므로 고려해야 되는 조건이 많아 정확히 예측하는 것을 어렵게 하는 요인이 된다.

Shigehiko 등(1999)은 연약지반을 대상으로 하는 대규모 굴착사례에서 여러 종류의 지반조건 및 시공조건을 해석 모델로 하는 3차원 연성 FEM해석을 실시하여 흙막이벽체와 지반거동을 검증하였다. 그 결과 지반모델을 비선형 탄소성 모델로 해석 시 지반과 흙막이벽체의 거동이 잘 재현될 수 있을 것을 확인하였다. 흙막이벽체의 변형거동 해석을 흙막이벽체의 변형에 영향을 미치는 영향인자로 모래층의 변형계수 E를 고려하였으며, 변형계수 E를 변형시켜 해석한 결과에서 굴착단계별 흙막이벽체의 수평변위는 모래층의 PS검층에서 구해진 모래층의 변형계수  $E_{ps}$ 를 그대로 사용한  $1E_{ps}$  경우의 해석결과와  $E_{ps}$ 를 변형시켜 해석한 결과에서  $1E_{ps}$ 와  $0.5E_{ps}$ 를 사용하여 해석한 흙막이벽체의 변위가 실측값과 잘 일치하였으며, 모래층의 변형계수를  $0.5E_{ps}$  이상의 값을 적

용한 해석결과가 예측정보로서 활용가능하다고 하였다.

### 2.3 지반굴착에 따른 굴착 폭의 영향

Takeuchi 등(1992)은 유한요소해석을 이용하여 흙막이벽체의 탄소성해석 도입을 위한 굴착 폭의 영향도를 수평지반반력계수  $K_h$ 를 매개변수로 하여 발표하였다. 매개변수  $K_h$ 를  $0.1K_h \sim 4K_h$ 의 범위에서 변화시켜 수치해석에 적용하여 흙막이벽체의 최대모멘트  $M_{max}$  및 최대 수평변위  $\delta_{max}$ 의 관계에서 두 해석이 일치하는 등가  $K_h$ 를 제안하였다. 그림 1과 같이 유한요소해석에서는 굴착 폭 B와  $M_{max}$ ,  $\delta_{max}$ 의 관계는 M보다는  $\delta$ 에 대해서 크게 나타나고 있으며 그림 2와 같이 탄소성해석에서는  $K_h$ 의 변화 비 n과 M,  $\delta$ 의 관계는 n이 감소함에 따라 M,  $\delta$ 는 쌍곡선 함수로 증가하며, n의 영향이  $\delta$ 에 대해서는 크게 나타나고 있는 것을 확인하였다.

유한요소해석의  $\log B - \delta_{max}$ 의 관계와 탄소성해석의  $\log n - \log \delta_{max}$ 의 관계는 직선 경향을 나타냈으며 두 해석의  $\delta_{max}$ 를 일치시켜  $n = (a \log B - b)^c$ 의 관계식을 제안하였다. 여기서 a, b, c는 회기분석법에 의한 상수이다. 이 관계식을 이용한 유한요소해석과 탄소성해석의 비교 분석에서 모멘트는 약 10% 정도 차이가 있으며 변위는 차이가 작은 것을 확인할 수 있었다

이창호(1997)는 엄지말뚝으로 이루어진 굴착지반의 3차원 유한요소해석을 통하여 2차원과 3차원 해석에서 흙막이벽체의 변위와 부재력의 차이를 분석하였다. 엄지말뚝의 횡방향 최대변위는 2차원 해석에서 굴착면의 길이를 무한대로 가정한 3차원 해석에 비해 굴착 깊이가 10m인 경우에 13%, 20m인 경우에는 6% 정도 증가하며 모서리에서 중앙부로 갈수록 변위가 증가하는 것으로 나타났다. 특히 굴착 깊이가 20m~60m인 경우에

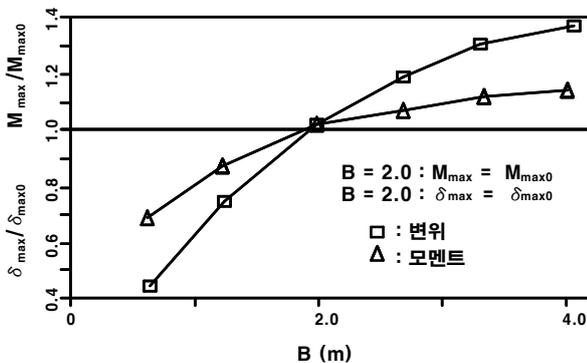


그림 1. 유한요소해석의 B와 M,  $\delta$  관계

모서리 부근에서의 변위는 중앙부의 29%~39% 정도로 감소하며 40m 이상인 경우에는 중앙부에서 굴착면의 길이를 무한대로 가정한 경우에 비해 최대 2.5% 정도의 차이만을 보여 거의 일치하는 것으로 나타났다.

이진구(2000)의 흙막이벽체의 3차원 해석을 통한 흙막이벽체의 변위에 대하여 분석한 결과에서도 굴착형상이 굴착 폭과 굴착면의 길이비가 비교적 작은 직사각형일 때 3차원 해석결과가 중앙에서 모서리로 갈수록 흙막이벽체의 변위는 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 Chang-Yu Ou 등(1993)의 연구결과와 일치하고 있다.

### 3. 수치해석방법 및 해석조건

#### 3.1 해석방법 및 해석조건

해석영역은 굴착 폭 및 굴착 깊이의 영향을 고려하여 수평방향은 굴착 폭의 3배, 수직방향은 굴착 깊이의 3배까지로 하였으며 반단면 해석을 실시하였다. 본 해석에 적용한 지반구성 모델은 탄소성모델인 Mohr-Coulomb 모델로 고려하였으며 흙막이벽체공법은 연성벽체인 H-Pile 공법을 대상으로 하였다. 3차원 수치해석에서 측벽파일 및 버팀부재는 H-300×200, H-300×300 강재를 2절점 Beam 요소로 모델링하여 해석을 수행하였다. 해석에 적용된 경계요소는 X-Y 평면상에서 좌우측 변형을 구속하였으며, 측벽 및 중앙파일의 Z방향 회전을 그림 3, 그림 4와 같이 구속하는 조건으로 해석하였다.

굴착 해석은 표 1과 같이 초기응력상태를 구현한 후 총 6단계의 굴착 및 버팀보를 설치하는 공정으로 구분하여 해석하였으며, 버팀보의 선행하중은 굴착 시 발생하는 누적변위를 고려하여 적용하지 않았다.

굴착면적비인 L/B에 따른 흙막이벽체의 거동을 분석

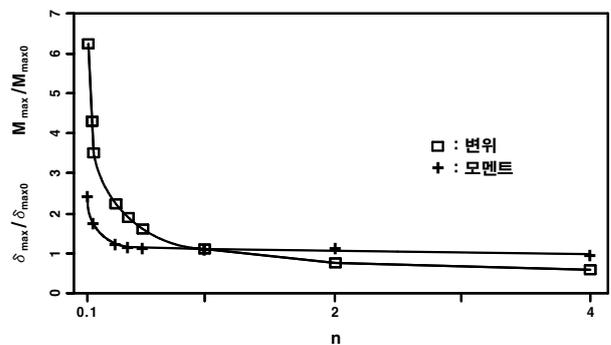


그림 2. 탄소성해석의 n과 M,  $\delta$  관계

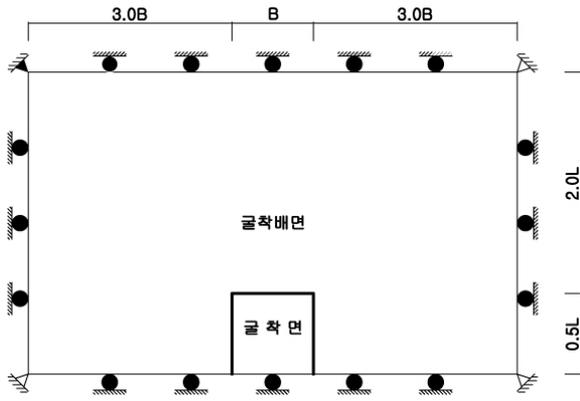


그림 3. 경계조건 개요도

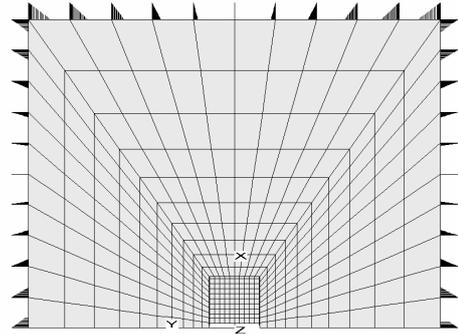


그림 4. 3차원 수치해석 평면도

표 1. 단계별 굴착 시공순서

| Stage 0 | Stage 1  | Stage 2 | Stage 3        | Stage 4        | Stage 5        | Stage 6        |
|---------|----------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 초기응력 조건 | 흙막이벽체 설치 | 1단 굴착   | 1단 버팀<br>2단 굴착 | 2단 버팀<br>3단 굴착 | 3단 버팀<br>4단 굴착 | 4단 버팀<br>최종 굴착 |

하기 위하여 최종 굴착면까지 단계별로 굴착해석을 수행하였으며, 버팀보 설치에 따른 흙막이벽체의 거동을 분석하였고, X-Y 평면상에서 띠장부재가 직교되어 폐합되는 가설구조체로 형성되는 모서리부의 구속효과의 영향에 대하여 연구하였다.

상으로 하여 B:L를 1:1.0, 1:1.4, 1:1.8, 1:2.2의 네 가지 경우로 구분하여 해석하였으며, 해석평면과 단면은 그림 5와 같다. 여기서, L은 굴착면의 길이의 1/2, B는 굴착 폭, H는 굴착깊이이며 B와 H는 각각 10m를 기준으로 하였다.

### 3.2 해석단면 및 토질정수

#### 3.2.2 토질정수

#### 3.2.1 해석단면

본 해석에 적용된 굴착형상은 직사각형 굴착평면을 대

해석을 위한 지반조건은 매립층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성된 지반으로 가정하였으며, 각 지반에 해당하는 토질정수는 표준관입시험 N값을 이용하여 관련자료 및 경험식에 의해 표 2와 같이 적용하였다.

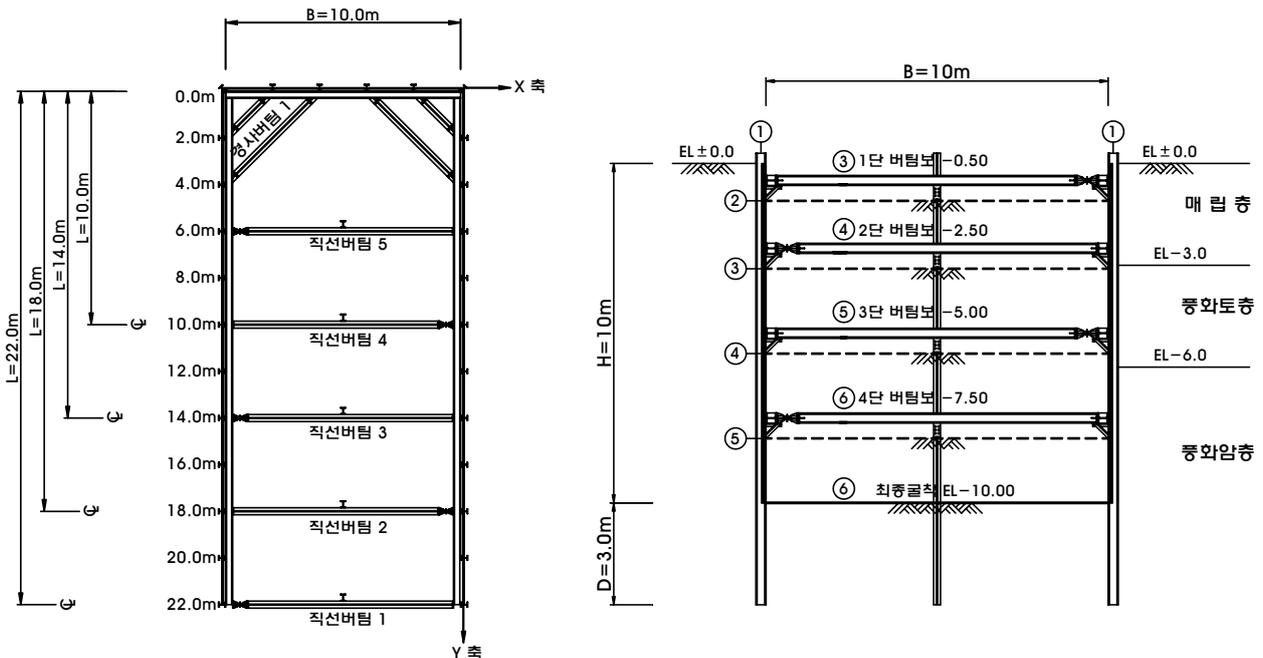


그림 5. 해석평면 및 대표단면도

표 2. 해석에 적용된 토질정수

| 지층   | 두께 (m) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\phi$ (°) | c(kN/m <sup>2</sup> ) | E(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ | Navg. |
|------|--------|-------------------------------|------------|-----------------------|-----------------------|-------|-------|
| 매립층  | 3.0    | 18                            | 25         | 0                     | 28,000                | 0.35  | 10/30 |
| 풍화토층 | 3.0    | 19                            | 30         | 10                    | 84,000                | 0.33  | 30/30 |
| 풍화암층 | 34.0   | 21                            | 35         | 20                    | 140,000               | 0.30  | 50    |

#### 4. 수치해석 결과 및 분석

##### 4.1 3차원 수치해석 결과 및 분석

##### 4.1.1 굴착면적비(L/B)에 따른 흙막이벽체의 수평변위 영향

3차원 수치해석에 의한 굴착면적비 L/B의 변화에 따른 흙막이벽체의 수평변위  $\delta$ 의 변화는 표 3 및 그림 6, 7과

표 3. L/B과 흙막이벽체의 수평변위(mm)관계

| 이격축점 | L/B=1.0    | L/B=1.4    | L/B=1.8    | L/B=2.2    |
|------|------------|------------|------------|------------|
| 22m  | -          | -          | -          | 4.58(100%) |
| 18m  | -          | -          | 4.56(100%) | 4.56(100%) |
| 14m  | -          | 4.29(100%) | 4.53(99%)  | 4.55(99%)  |
| 10m  | 3.73(100%) | 4.20(98%)  | 4.40(97%)  | 4.50(98%)  |
| 6m   | 3.52(95%)  | 3.78(88%)  | 3.88(85%)  | 3.94(86%)  |
| 4m   | 3.31(89%)  | 3.59(84%)  | 3.64(80%)  | 3.66(80%)  |
| 2m   | 2.69(72%)  | 2.87(67%)  | 3.00(66%)  | 3.19(70%)  |

※ ()는 중앙부 기준 각 축점별 비율임.

같다. 각각의 굴착면적비 L/B에서 중앙부에서 모서리부로 갈수록 수평변위는 L/B이 1.0인 경우 28%, 1.4인 경우 33%, 1.8인 경우 34%, 2.2인 경우 30% 감소하고 있으며 L/B>1.0인 굴착평면이 L/B=1.0인 굴착평면보다 크게 감소하는 것을 알 수 있다. L/B의 변화에 따른  $\delta$ 의 변화는 L의 증가에 따라 중앙부에서 100%~123%, 모서리에서 106%~119% 증가하는 것으로 나타나 굴착면적비의 영

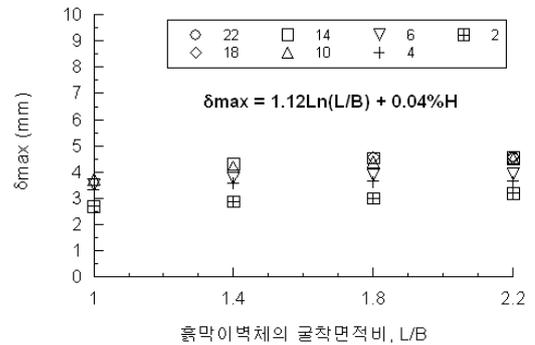
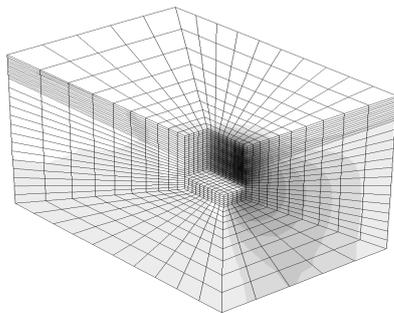
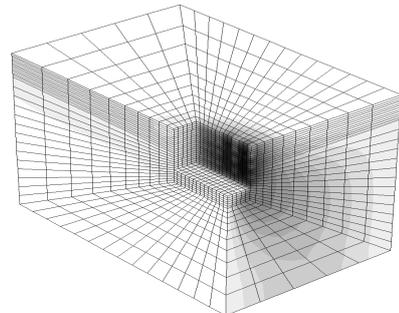


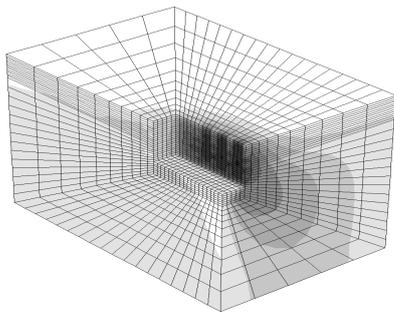
그림 6. L/B과 흙막이벽체의 수평변위 관계



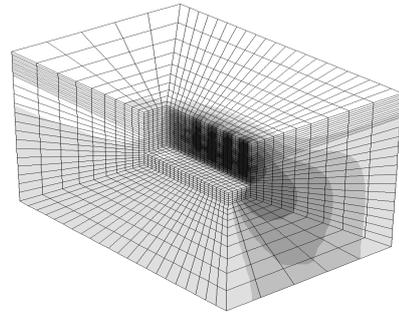
(a) L/B=1.0



(b) L/B=1.4



(c) L/B=1.8



(d) L/B=2.2

그림 7. 3차원 수치해석에 의한 흙막이벽체의 변위 콘타

향은 모서리부보다 중앙부에서 큰 것을 알 수 있었으며  $L/B$ 과  $\delta_{\max}$ 의 관계함수는  $\delta_{\max} = 1.12Ln(L/B) + 0.04\%H$ 으로 나타낼 수 있다.

일반적으로 2차원 해석은 굴착단면을 기준으로 흙막이벽체의 변위는 각 단의 버팀보를 지점으로 하는 연속보 개념의 구조부재로 해석하므로 굴착평면의 형상과 상관없이 중앙부나 모서리부나 흙막이벽체의 수평변위가 동일하게 해석된다. 반면, 3차원 해석은 굴착평면에서 버팀보의 각 단 위치와 양단부인 모서리를 구속지점으로 하는 연속보 개념의 구조부재로 해석하므로 굴착면의 길이가 증가할수록 즉,  $L/B$ 이 증가할수록 모서리 양단부의 구속지점에서 전체 굴착면의 길이가 증가하게 되어 흙막이벽체의 수평변위가 증가하며 구속지점인 모서리보다 중앙부에서의 변위가 증가하게 되는 것을 알 수 있다.

이와 같이 중앙부에서 모서리로 갈수록 흙막이벽체의 변위가 감소하는 것은 Chang-Yu Ou 등(1993), 이진구(2000)의 연구결과에서도 확인되고 있다. 또한, 본 해석에서 최대수평변위 4.58mm는 굴착 깊이의 0.05%H로 Clough & O'Rourke(1990) 등이 유한요소해석을 수행하여 제시한 0.2%H 보다는  $10^{-1}$  레벨만큼 작게 나타나고 있는 것을 확인하였다.

#### 4.1.2 모서리부의 폐합효과에 대한 영향분석

굴착평면의 모서리부에서 흙막이벽체의 변위에 미치는 영향을 분석하기 위하여 중앙부의 해석값과 비교하여 모서리부에서 흙막이벽체와 락장 부재의 폐합에 의한 구속효과의 영향에 대하여 분석하였다.

모서리부에서의 이격거리  $L$ 에 따른 흙막이벽체의 수평변위  $\delta$ 은 중앙부를 기준으로 표 4, 그림 8과 같이 각각의  $L/B$ 에서 중앙부에서 모서리부로 갈수록 감소되는

표 4. 모서리부에서의 이격거리별 흙막이벽체의 수평변위(mm)의 관계

| 이격거리 \ L/B   | L/B     |         |         |         |
|--------------|---------|---------|---------|---------|
|              | L/B=1.0 | L/B=1.4 | L/B=1.8 | L/B=2.2 |
| 0.000L (모서리) | 1.28    | 1.33    | 1.35    | 1.36    |
| 0.125L       | 2.69    | 3.39    | 3.64    | 3.84    |
| 0.250L       | 3.31    | 3.78    | 4.26    | 4.48    |
| 0.375L       | 3.52    | 4.20    | 4.53    | 4.56    |
| 0.500L       | 3.73    | 4.29    | 4.56    | 4.58    |

경향이 굴착면적비( $L/B$ )가 1.0인 경우에서 0.18L, 1.4인 경우에서 0.16L, 1.8인 경우에서 0.13L, 2.2인 경우에서 0.12L까지는 완만한 변화를 나타내고 있으나, 모서리부로 갈수록 급격히 감소하여 모서리부에서는 수평변위가 억제되는 것을 알 수 있으며 굴착면의 길이가 증가할수록 즉,  $L/B$ 이 증가할수록 흙막이벽체의 수평변위가 증가하는 것을 알 수 있다.

이는 흙막이벽체와 락장부재가 폐합되는 가설구조를 형성하는 양단부의 모서리부에서 폐합 가설구조체계의 영향이 크게 작용되어 나타는 것이며, 모서리부에서 가설부재의 폐합에 의한 구속효과의 영향범위는 모서리부에서 굴착면의 길이  $L$ 을 기준으로 평균 0.15L까지 미치고 있다.

#### 4.2 2차원 수치해석과 3차원 수치해석의 상관관계 분석

2차원 수치해석과 3차원 수치해석의 상관관계를 분석하기 위하여 지반변형계수  $E$ 를 도로교설계기준에 의해 산정된  $E_0$ 와 변화시킨  $E$ 의 비( $m$ )를 0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0배로 적용하여 2차원 유한차분해석 FLAC 프로그램에 의해 해석을 수행하였으며, 지반변형계수비  $m$ 의 변화에 따른 흙막이벽체의 최대수평변위  $\delta_{\max}$ 는 표 5와 그림 9와 같다.

두 해석에서 흙막이벽체의 수평변위는  $m=1.0$ 인 2차원 수치해석 결과가  $L/B=1.0$ 인 굴착평면의 3차원 수치해석보다 크게 발생되며, 일반적인 흙막이벽체의 연구결과에서와 같이 최대 수평변위는 2차원 해석이 3차원 수치해석보다 크게 발생하는 것을 확인할 수 있다.

그러나  $L/B > 1.0$ 인 굴착평면에서는 굴착면의 길이가 증가할수록 즉 굴착면적비의 영향으로 3차원 수치해석이 11%~19% 정도 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 또

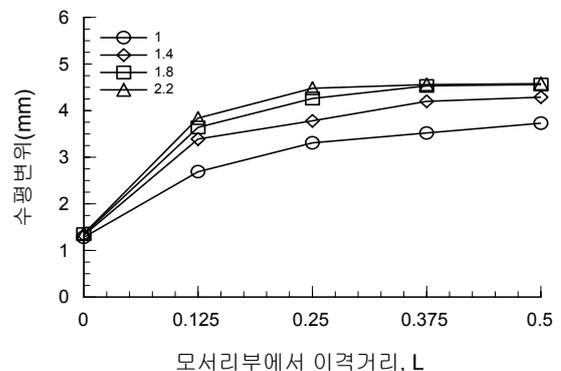


그림 8. 모서리부에서의 이격거리별 흙막이벽체의 수평변위의 관계

표 5. 변형계수비와 굴착면적비의 변화에 따른 흙막이벽체의 최대수평변위(mm)

| 2차원 수치해석 |      | 3차원 수치해석 |      |
|----------|------|----------|------|
| m=0.5    | 5.37 | L/B=1.0  | 3.73 |
| m=0.75   | 4.29 |          |      |
| m=1.0    | 3.86 | L/B=1.4  | 4.29 |
| m=1.25   | 3.47 |          |      |
| m=1.5    | 3.15 | L/B=1.8  | 4.56 |
| m=1.75   | 2.82 |          |      |
| m=2.0    | 2.58 | L/B=2.2  | 4.58 |

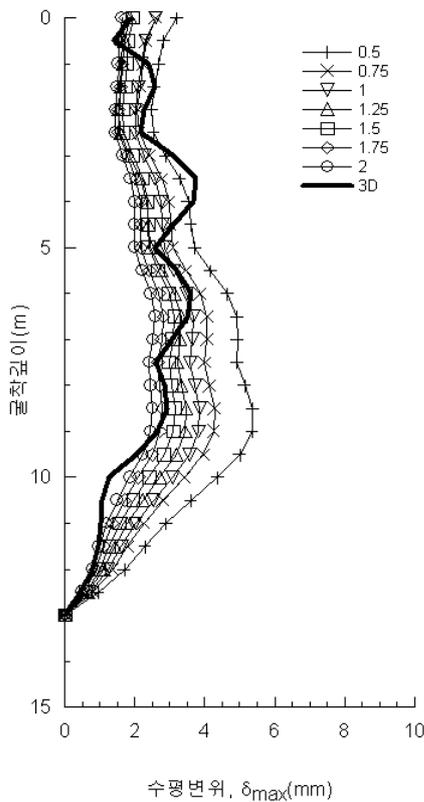


그림 9. 2차원 수치해석의 수평변위(mm)

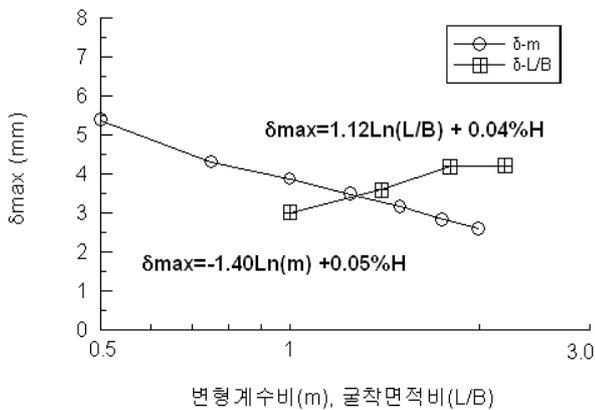


그림 10. m과 L/B비의 변화에 따른 흙막이벽체의 최대수평변위 관계

한, 2차원 수치해석에서 E가 증가할수록  $\delta_{max}$ 는 감소하는 것으로 나타나며, m=1.25의 범위에서 두 해석값이 비슷한 것을 확인할 수 있다.

그림 10과 같이 2차원 수치해석과 3차원 수치해석에서  $\delta_{max}$ 에 영향을 미치는 인자인 m과 L/B은 2차원 해석에서  $\delta_{max} = -1.40\text{Ln}(m) + 0.05\%H$ , 3차원 수치해석에서  $\delta_{max} = 1.12\text{Ln}(L/B) + 0.04\%H$ 와 같은 상관관계로 나타낼 수 있으며, 2차원 수치해석과 3차원 수치해석의 관계식에서 제안된 동일한  $\delta_{max}$ 를 나타내는 교점의 상관관계는  $m = \exp^{-0.80\text{Ln}(L/B) + 1.10}$ 로 나타낼 수 있다.

### 4.3 현장계측 자료에 의한 수치해석결과 비교 분석

흙막이벽체공법 및 지지공법이 같은 서울지역 12개 현장의 계측자료를 분석하여 굴착면적비를 고려한 3차원 해석결과와 모서리부에서 폐합 가설구조체계의 영향 범위 및 2차원 수치해석 결과로부터 제안한 결과와 3차원 해석결과와의 상관관계식을 검증하였다.

#### 4.3.1 현장개요 및 지반조건

본 연구에서는 도심지 굴착공사 중 굴착심도 및 지반조건이 본 연구와 유사한 현장을 대상으로 흙막이벽체공법이 H-Pile공법을 적용한 12개소를 선정하여 현장계측 자료 중 지중수평변위를 분석하였다. 그림 11은 12개소 현장 중 2개소의 대표현장의 주변현황 및 경사계 설치위치에 대한 개략도를 나타낸 것으로 굴착현장 주변에는 인접건물 및 인접도로가 위치하고 있는 대표적인 도심지 근접 굴착공사 현장이며 그림 11에서 (1)~(5)는 경사계 설치위치이다.

그림 12는 대표현장의 지층현황 및 버팀보 설치위치를 나타낸 것으로 대부분 지층조건은 본 연구에 적용한 지반조건과 유사한 매립층, 퇴적층, 풍화대층 및 기반암층으로 구성되어 있다. 각 현장의 대표 단면도에서 매립층 및 퇴적층은 실트 섞인 모래와 자갈로 구성되어 있으며 N값은 4/30~23/30으로 느슨한 상태 내지 보통 조밀한 상태의 상대밀도를 나타내고 있다. 풍화대층은 실트 섞인 모래층으로 구성되어 있으며 N값은 35/30~2/50으로 조밀한 상태 내지 매우 조밀한 상태의 상대밀도를 나타내고 있다. 또한 각 12개소 현장의 지하수위는 굴착심도 이하이거나 EL-3.7m~EL-6.7m이하에서 나타나고 있다.

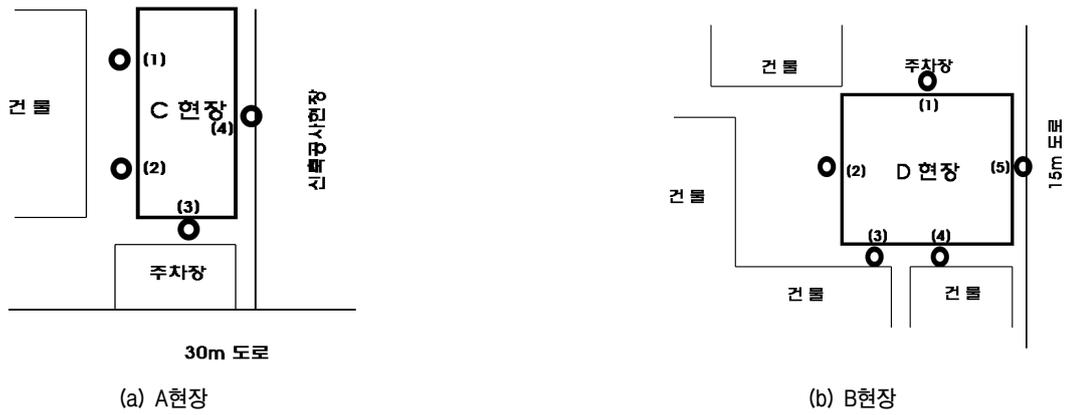


그림 11. 주변현황 및 경사계 설치위치

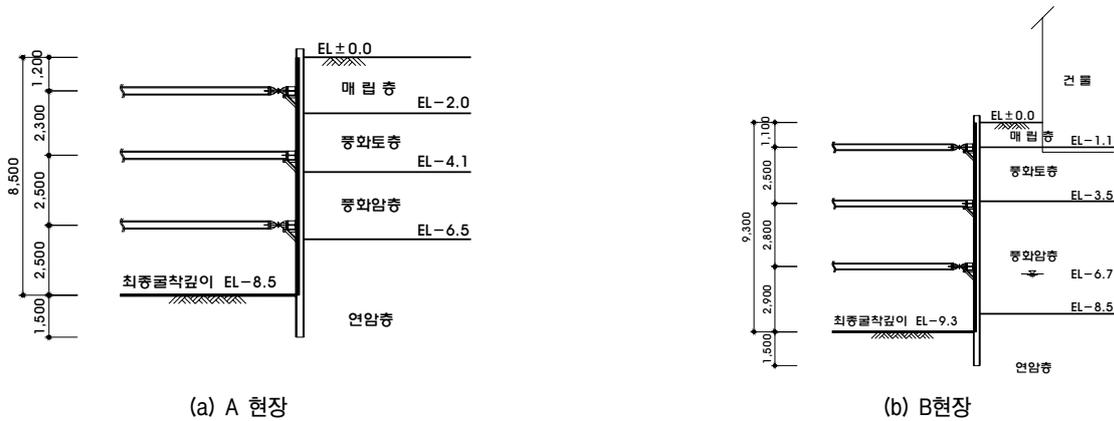


그림 12. 지층현황 및 버팀보 설치 단면도

### 4.3.2 현장 계측결과와 수치해석결과의 비교·분석

흙막이벽체의 최대 수평변위는 각 현장에 설치한 경사계에서 측정된 자료이며, 본 연구에서는 장변에 위치한 두 개의 경사계를 대상으로 모서리부와 중앙부 두 지점의 최대 수평변위를 분석하여 굴착면적비가 유사한 3차원 해석에서 나타난 모서리부의 폐합 가설구조에 따른 효과 및 영향범위를 비교·분석하였다. 모서리부의 최대 수평변위 계측자료는 본 연구결과에서 제안한 모

서리부로 갈수록 감소하는 영향범위인 0.15L에 근접되어 있는 위치의 자료이다.

표 7은 흙막이벽체의 최대 수평변위를 각 현장별 계측결과와 굴착면적비에 근접한 3차원 수치해석의 나타내고 있다. 각 현장별 계측결과에 의하면 최대 수평변위는 모서리부에서 0.04%H~0.07%H, 중앙부에서 0.07%H~0.08%H로 나타나고 있다. 또한 3차원 수치해석 결과에 의하면 최대 수평변위는 모서리부에서 0.03%H, 중앙부

표 6. 현장계측에 의한 흙막이벽체의 최대 수평변위

| 구 분                |        | H-Pile 흙막이벽체<br>A~L(12개소) 현장 |
|--------------------|--------|------------------------------|
| 굴착 규모              |        | L/B=1.1~2.0                  |
| 굴착깊이(m)            |        | EL-8.5~EL-17.5               |
| 현장계측결과             | 모서리부   | 3.61(0.04%)~11.45(0.07%)     |
|                    | 중앙부    | 5.95(0.07%)~14.10(0.08%)     |
| 3차원 해석결과           | 모서리부   | 2.69(0.03%)~3.00(0.03%)      |
|                    | 중앙부    | 3.73(0.04%)~4.56(0.05%)      |
| 모서리부에서의<br>감소비율(%) | 현장계측   | 19~39                        |
|                    | 3차원 해석 | 28~34                        |

※ ( )는 흙막이벽체의 최대 수평변위/굴착깊이 비율임.

표 7. 현장계측결과와 기존연구 및 수치해석결과에 의한 최대 수평변위 비교

| 구 분            |          | H-Pile벽체       |                |
|----------------|----------|----------------|----------------|
|                |          | A~L(12개소) 현장   |                |
| 굴착 규모          |          | L/B=1.1~2.0    |                |
| 굴착깊이, H(m)     |          | EL-8.5~EL-17.5 |                |
| 최대수평변위<br>(mm) | 현장계측     | $S_{max}$      | 5.95mm~14.10mm |
|                |          | $S_{max}/H$    | 0.07%~0.08%    |
|                | 기존 연구    | $S_{max}$      | 17.0mm~87.5mm  |
|                |          | $S_{max}/H$    | 0.2%~0.5%      |
|                | 3차원 수치해석 | $S_{max}$      | 3.25mm~7.78mm  |
|                |          | $S_{max}/H$    | 0.04%          |

에서 0.04%H~0.05%H로 나타나고 있다. 현장계측 결과에 의한 최대 수평변위는 흙막이벽체의 최대 수평변위에 관한 기존의 연구결과인 *Chang-Yu Ou* 등(1993)의 0.2%H~0.5%H, *Clough & O'Rourke*(1990)의 0.2%H, *Peck*(1969)의 엄지말뚝에서 1.0%H, NAVFAC DM-7.2(1982)에서 제안된 0.2%H~0.5%H의 범위 보다는 10<sup>-1</sup> 레벨만큼 작게 나타나고 있으며 본 연구의 3차원 해석결과에서 분석된 결과와 유사한 범위로 확인되고 있다.

또한 표 6은 흙막이벽체의 중앙부와 모서리부에서의 최대 수평변위의 3차원 해석결과와 현장 계측결과와 중앙부를 기준으로 모서리부에서의 최대 수평변위의 감소비율로 나타낸 것이다. 흙막이벽체의 최대 수평변위는 3차원 해석결과가 현장 계측결과의 68%~87%이며 모서리부에서의 최대 수평변위의 감소비율은 3차원 해석결과는 28%~34%이며 현장계측의 경우 19%~39%로 나타나 모서리부의 폐합가설구조에 따른 영향이 본 연구 제안결과와 현장 계측결과가 근접된 것을 확인할 수 있었다.

표 7은 각 현장별 계측결과와 수치해석 결과 및 제안된 관계식으로부터 예측한 흙막이벽체의 최대 수평변위를 나타낸 것으로 최대 수평변위를 기존 연구결과인 *Chang-Yu Ou* 등(1993)이 제안한 0.2%H~0.5%H를 이용하여 예측한 값과 본 연구에서 굴착면적비를 고려한 2차원 수치해석에서 제안한 관계식인  $\delta_{max} = -1.40\ln(m) + 0.05\%H$ 로부터 최대 수평변위를 예측한 결과를 현장계측 결과와 비교·분석하였다.

굴착 깊이가 8.5m~17.5m인 지하굴토현장의 각 현장별 계측결과에서 흙막이벽체의 최대 수평변위는 5.95mm~14.10mm로 굴착 깊이의 0.07%H~0.08%H 범위로서 기존 연구결과에 제안된 0.2%H~0.5%H의 범위보다는 10<sup>-1</sup> 레벨만큼 작게 나타나고 있는 것을 확인할 수 있었

다. 그러나 기존연구 결과는 지반조건과 흙막이벽체의 제한조건이 전제된 결과로 흙막이벽체의 변형에는 차이가 있을 것으로 판단된다. 또한, 굴착면적비를 고려한 3차원 수치해석 결과에 의해 제안된 관계식에 의한 최대 수평변위는 0.04%H로 나타나고 있다.

각 현장별 계측결과와 수치해석 결과에 의해 제안된 관계식으로부터 예측한 흙막이벽체의 최대 수평변위는 기존연구보다 3차원 수치해석에 의해 제안된 관계식의 결과가 현장계측 결과와 더 근접한 값을 얻을 수 있었다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 지반굴착의 기하학적 형상의 차이와 관련된 흙막이벽체의 거동특성을 굴착면적비(L/B)에 따른 3차원 유한차분해석에 의해 흙막이벽체의 변위를 비교하여 굴착면적비의 영향 및 모서리부에서 폐합 가설 구조체계의 영향을 분석하였다. 또한, 2차원 유한차분 해석 및 3차원 유한차분해석에 영향을 미치는 인자를 지반변형계수 및 굴착면적비로 고려하여 각각의 해석이 일치하는 영향인자의 상관관계를 흙막이벽체의 최대변위를 기준으로 하여 제안하였으며, 제안된 관계식을 현장계측 결과와 비교·검토하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 3차원 수치해석으로부터 굴착면적비 L/B의 변화에 따른 흙막이벽체의 최대 수평변위는 모서리부에서 폐합 가설구조체계의 영향으로 인하여 중앙부에서 모서리부로 갈수록 급격히 감소하여 모서리부에서는 수평변위가 억제되는 것을 알 수 있으며, 굴착면의 길이 L이 증가할수록 즉, L/B이 증가할수록 흙막이벽체의 수평변위가 증가하는 것을 알 수 있었다.

또한, 3차원 해석에 의한 모서리부에서 폐합 가설구조체계의 구속효과가 미치는 영향범위는 모서리부에서 굴착면의 길이 L을 기준으로 평균 0.15L까지 미치고 있는 것을 알 수 있었으며 L/B과 최대 수평변위의 관계함수를 나타낼 수 있었다.

- (2) 2차원과 3차원 수치해석에서 흙막이벽체의 수평변위는 지반변형계수비  $m=1.0$ 인 2차원 해석이 굴착면적비  $L/B=1.0$ 인 3차원 해석보다 크게 발생되며,  $L/B>1.0$ 인 3차원 해석에서는 굴착면적비에 의한 영향으로 2차원 해석보다 크게 발생하는 것을 알 수 있었다.
- (3) 2차원과 3차원 수치해석에서 동일한 최대 수평변위를 나타내는 교점을 이용하여 흙막이벽체의 2차원 해석결과로부터 3차원 해석결과를 유추할 수 있는 관계식을 최대 수평변위에 영향을 미치는 인자인 지반변형계수비  $m$ 과 굴착면적비  $L/B$ 을 고려하여 관계식  $\delta_{max}=-1.40Ln(m)+0.05\%H$ 를 제안하였다.
- (4) 현장 계측자료와 수치해석 결과를 비교·분석한 결과 최대 수평변위 및 발생위치는 중앙부에서 모서리부로 근접할수록 감소하는 경향 및 감소비율은 수치해석결과와 유사하며, 최대 수평변위는 기존 연구결과보다 근접한 결과로 나타나고 있다. 이와 같이 3차원 수치해석 결과로부터 도출한 2차원 수치해석의 제안식을 이용하여 흙막이벽체의 최대 수평변위를 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 양구승 (1996), *도심지 깊은 굴착시 인접지반 거동에 대한 분석*, 서울대학교 대학원 토목공학과 박사논문.
2. 이종규, 전성곤 (1993), *다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포*, *한국지반공학회지* 3월호.
3. 이진구, 장서만, 전성곤, 이종규 (2001), “3차원 유한요소해석에 의한 흙막이벽체의 거동특성”, *한국지반공학회 2001년 봄 학술 발표회 논문집*, pp.347-354.
4. 이창호, 정충기 (1997), “굴착지반 해석의 3차원 효과”, *대한토목학회 학술발표회 논문집(III)*, pp.351-354.
5. 유충식, 김연정 (1998), “국내 도심지 깊은 굴착에 따른 흙막이벽체의 거동”, *대한토목학회논문집*, pp.195-204.
6. 한국지반공학회 (1992), *굴착 및 흙막이공법*, 지반공학 시리즈 3권, pp.433-466.
7. Shigehiko Sugie, Takayuki Ueno, Noriyuki Akino, Junji Sakimoto (1999), “3-Dimension Soil Water Coupled Finite Element Analysis of Ground Behaviour Adjacent to Braced Cuts”, *土と基礎* 1999년 7호 Vol.47, No.7 Ser. No.498.
8. K. Takeuchi, H. Higemoto, K. Kawamura and K. Tsuji (1992), “土留め弾塑性法に導入る掘削幅の影響度”, *土質工學研究發表會* 1992년 7호, pp.1515-1516.
9. Chang-yu Ou, Pio-Go Hsieh and Dar-Chang Chiou (1993), *Characteristics of ground surface settlement during excavation.*, *Canadian Geotech. J.* 30, pp.758-767.
10. Clough, G. W., and O'Rourke, T. D. (1990), “Construction Induced Movements of In-Situ Walls”, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Proceedings of a Specialty Conference at Cornell University, ASCE, New York, pp.439-470.

(접수일자 2007. 5. 30, 심사완료일 2008. 2. 14)

# 암종별 특성이 고려된 국내절취사면의 유지관리방안에 관한 연구

## A Study on the Domestic Cut Slope Management Plan Reflecting Quality according to Rock Types

신 창 건<sup>1</sup> Shin, Chang-Gun  
이 소 영<sup>2</sup> Lee, So-Young  
이 송<sup>3</sup> Lee, Song

### Abstract

The collapse of the cut slope occurs owing to mixed effect of many variable factors such as geological, geographic, and hydraulic factors. Nevertheless, it is very difficult to evaluate the influence of the complicated geological factors on the stability of the cut slope during various management stages. This study proposes a management plan for domestic cut slope for a series of the rock masses, based on the collapse characteristics of various rock masses and management case studies.

### 요 지

절취사면의 붕괴는 지질 및 지형적인 요건과 수리적인 요건 등 매우 다양한 요인들이 복합적으로 작용하여 발생한다. 그러나 현행 절취사면의 사전 및 사후 유지관리 단계에서 복잡한 지질조건에 따른 안정성 저해에 미치는 영향을 평가함에 있어 매우 미흡한 실정이다. 본 연구에서는 국내 유지관리 주체별 현황 및 암종별 붕괴 특성 및 유지관리 사례분석 등을 실시하고 이를 통하여 암종별 특성이 고려된 국내 절취사면의 유지관리 방안을 제시하고자 한다.

**Keywords :** Case study, Cut slope, Management, Rock types

## 1. 서 론

### 1.1 연구의 배경 및 목적

사면은 건설공사에서 발생하는 구조물로 절취사면과 성토사면, 암반사면과 토사사면, 도로사면과 부지사면, 기타 토목구조물(철도, 항만, 댐 등)에 의한 사면 등 종류가 다양하다. 국토이용의 극대화에 따른 도로건설 및 부지 조성 시 절취사면의 발생은 필연적이며 도로선형

의 직선화 및 대규모 택지단지 조성에 따라 발생하는 절취사면의 규모도 장대화 되는 추세이다. 대규모 토목 공사에는 여러 종류의 절취사면이 동시에 발생되며 구조물별로 기준이 상이하고 체계적이지 못하기 때문에 혼란을 유발한다.

일반적으로 절취사면의 붕괴는 지질 및 지형적인 요인과 수리적인 요인 등 사면거동을 지배하는 매우 다양한 인자들의 복합 작용으로 발생하는 것으로 알려져 있다. 그러나 현행 절취사면관련 기준들은 규모나 용도별

1 정희원, 한국시설안전기술공단 기술개발실 기초지반팀장 (Member, Team Chief, Dept. of Technical Development Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation)

2 한국시설안전기술공단 기술개발실 기초지반팀 연구원 (Researcher, Dept. of Technical Development Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation)

3 정희원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg. Univ. of Seoul, scugeo@uos.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

로 분산되어 있고 암종별 주요 붕괴요인에 대한 현장반영 및 국내 암종별 특성을 고려한 기준 및 근거제시가 미흡한 실정으로 다양한 종류의 절취사면 유지관리기준 선정에 한계성을 내포하고 있다. 국내 유지관리주체별로 다양하게 적용되고 있는 상태평가 및 유지관리 기법 중 암반사면에 대해서는 주로 절리경사, 절리방향, 풍화정도, 암석종류에 대해 일부 구분을 하고 있으나 화성암, 퇴적암, 변성암의 암종별 특성을 고려한 다양한 상태평가 및 유지관리 기법은 전무한 실정이다. 따라서 시설물별 사용 특성을 반영하는 합리적인 유지관리기준의 필요성과 함께 암종별(화성암, 퇴적암, 변성암) 특성을 반영한 절취사면의 유지관리 방안에 대한 필요성이 대두되어 지고 있다.

### 1.2 연구의 범위 및 방법

암종별 특성이 고려된 국내 절취사면의 유지관리 방안을 제시하기 위하여 본 연구에서는 사례의 통계분석에 따라 절취사면의 암종별 현황 및 특성을 분석하고자 한다. 이를 위하여 국내 국도변 절취사면의 조사자료 1,552개를 바탕으로 하여 일반현황에서부터 대책공법과 개략공사비 등의 항목을 통계, 분석하였다. 또한 기존 국내 기술개발현황에 대한 조사를 위하여 절취사면의 유지관리 실태 및 계측시스템 운용현황 조사를 실시하였다.

### 1.3 절취사면 유지관리의 범위

절취사면 유지관리는 위험절토사면에 대해서 현장정밀조사를 실시하고 안정성 해석 및 대책공법 제시, 투자 우선순위 결정 등 일련의 과정들이 있으나(건설교통부 2006), 본 연구에서는 절토사면의 붕괴가 일어난 후 현장조사를 실시하고 안정성 해석 및 대책공법 제시까지를 유지관리의 범위로 설정하고자 한다.

## 2. 국내 절취사면 유지관리 현황

### 2.1 지자체 관할 절취사면 유지관리실태 및 계측시스템 운용현황

지자체 관할 절취사면은 시설물의 관리주체에 따라 크게 두 부분으로 분류된다. 각 지방도로관리사업소에

서 관리하는 지방도 및 국가지원지방도 사면과 각 시·군·구청에서 관리하는 국도, 시·군도, 택지배후 사면 등으로 구분할 수 있다. 현재 국내의 절취사면 계측 및 유지관리 현황을 파악함에 있어 지자체 관할 절취사면의 유지관리 흐름에 관하여 분석된 사항은 상대적으로 매우 미흡한 실정이다.

우선, 일선 시·구청의 협조를 얻어 수집한 자료를 토대로 현황을 파악해 보면, 지자체의 사면 계측 및 유지관리는 시·구청별 혹은 지방도로관리사업소별 각각의 특성에 따라 이루어지고 있는 것으로 나타났다. 사면 유지관리 실무자와의 탐문 조사에 따르면, 전담 부서 및 전담인력 부족, 예산부족 등 전반적으로 어려움을 토로하고 있다. 특히, 지자체 관할의 사면 유지관리는 절취사면 유지관리시스템의 부재 속에 전체적인 사면분포 현황, 현장점검 및 조사, 대책공법 제시 및 정비 등 기술적, 행정적으로 보완사항이 많은 것으로 나타났다. 또한 다음 장의 표 1의 일선 구청에서 자료를 협조 받은 실무자용 절개지 안전 점검표를 살펴보면 위치, 연장 및 높이와 절개지사면 안정상태, 낙석위험의 유무, 산마루측구 및 배수로의 배수기능 유지관리 상태, 낙석방지책 등 안전시설 설치 및 유지관리 상태만이 조사되고 있을 뿐, 국도 및 고속도로 등의 유지관리현황과 비교하여 상대적으로 미흡한 점이 많은 것을 알 수 있다.

표 1. 일선 구청 실무자용 절개지 안전점검표

| 절개지 안전점검표                |                           |             |      |
|--------------------------|---------------------------|-------------|------|
| <input type="checkbox"/> | 점검개요                      |             |      |
|                          | 위치:                       |             |      |
|                          | 개요: 연장                    | 높이          |      |
| <input type="checkbox"/> | 점검항목                      |             |      |
|                          | 절개지사면 안정상태                |             |      |
|                          | 낙석위험 유무                   |             |      |
|                          | 산마루측구 및 배수로의 배수기능 유지관리 상태 |             |      |
|                          | 낙석방지책 등 안전시설 설치 및 유지관리 상태 |             |      |
|                          | 점검일자                      | 2007. . . . |      |
|                          | 점검자 직                     | 성명          | (서명) |
|                          | 직                         | 성명          | (서명) |

## 2.2 국도변 절취사면 유지관리실태 및 계측시스템 운용 현황

국도 절취사면의 경우 전국을 권역별로 구분한 5개 지방 국토관리청과 지역별로 구분한 18개 국도유지건설사무소에서 도로전반에 대한 유지관리 업무를 담당하고 있으며, 여기에 1998년부터 건설교통부 도로관리팀과 한국시설안전기술공단, 한국건설기술연구원에서 공동으로 수행중인 ‘도로절토사면 유지관리시스템(Cut Slope Management System)’을 운용해 오면서 사면의 체계적인 유지관리와 기술개발에 일익을 담당하고 있다.

이 유지관리시스템은 기존의 재해발생 후 대책강구 방식을 탈피하여 보다 적극적으로 위험사면을 사전에 파악하여 붕괴발생사전에 예방대책을 강구하는 사전재해예방시스템으로, 매년 사면붕괴방지를 위하여 도로변 위험절취사면의 안정성 해석 및 방재차원의 적절한 대책을 수립하고 투자우선순위별로 예산을 투입하여 사전붕괴를 예방하는데 기여하고 있다. 또한, 기 대책된 절토사면에 대하여 네트워크상에서 유지관리 가능한 시스템을 개발하여 인공 및 자연재해에 대비하여 효율적인 국도 이용을 목표로 한다. 도로절토사면 유지관리 시스템의 업무는 전국의 국도변 사면에 대한 현황조사, 이를 근거로 한 위험사면 조사우선순위 결정, 현장조사, 안정성 해석, 대책방안 제시 및 개략 공사비 산정, 투자우선순위 결정, 지리정보시스템 자료입력 등 일련의 업무흐름을 가지고 있으며, 이는 최종적으로 건설교통부, 지방국토관리청, 국도유지건설사무소, 한국시설안전기술공단, 한국건설기술연구원 간의 상호업무 연계성, 인문적 업무분장 및 업무 대처방안에 대하여 운용방안을 수립하고 있다. 국도 사면의 상시계측시스템은 현장조사가 어려운 현장뿐만 아니라 대책이 쉽게 이루어질 수 없는 현장에 대하여 설치하고, 국가의 예산을 효율적으로 배분하여 붕괴를 사전에 방지하고자 운용되고 있다. 국도변 사면의 상시계측시스템이란 사면의 지반변위를 실시간 자동으로 측정함으로써 붕괴 발생 사전에 도로 차단, 주민대피 등의 조치를 취할 수 있어 붕괴에 의한

피해를 최소화할 수 있는 첨단 시스템이다. 현재 전국에 수 십 여개 현장에 계측기를 설치하고 상시계측시스템을 운용 중에 있다. 현장에서 수동/자동으로 측정된 데이터는 현장의 모뎀에 자동으로 저장되는 동시에 관리자의 컴퓨터로 전송되며, 전송된 데이터는 관리자의 컴퓨터에 자동 저장되며 동시에 분석 프로그램 상에 뜨게 되며, 관리자가 설정한 관리기준치 도달 시 경보 발생과 함께 관리자의 자리 이석 시 휴대폰을 통하여 경보 메시지를 받을 수 있다.

이와 같이 상시계측시스템이 운용함에 있어, 사면붕괴가 예측되거나 이상 징후 감지 시 이에 대한 정량적인 평가는 사실상 어려운 실정이다. 이에 국도사면의 계측시스템 운용 시 지반 변위발생시 대책방안으로는 기존의 자료 및 연구결과를 토대로 아래의 표 2와 같이 제시하여 현재 운용하고 있다.(방재연구소 2007)

이러한 상시계측시스템 운용과 함께 사면에 위험징후가 관측될 경우, 이용자에게 신속히 고지하여 사고를 방지하기 위한 방안으로 낙석신호등을 연계 설치하여 운용하고 있다(그림 1). 이는 낙석발생시, 녹색, 황색, 적색의 신호체계를 설치하여 평상시에는 녹색등을 점멸하고, 낙석 및 붕괴위험가능성이 인지될 경우 황색등을 점멸하여 사전에 주의할 것을 알리며, 낙석발생으로 인하여 도로 이용이 불가능할 경우 통행차단 등을 위하여 적색등을 점멸하여 운용하고 있다.



그림 1. 낙석신호등 설치사례

표 2. 상시 계측시스템 결과에 대한 운용

| 구분 | 구분          | 점점위주 / 관측강화       | 대책검토             | 경계 / 응급대책          | 엄중경계 / 일시대피      |
|----|-------------|-------------------|------------------|--------------------|------------------|
| 종류 | 지반변이 감지 센서류 | > 100mm 변이발생(월)   | 5~50mm 변이발생(5일간) | 10~100mm 변이발생(1일간) | >100mm 변이발생(1일간) |
|    | 강우계         | 시우량 30mm 이상시 집중관리 |                  |                    |                  |

## 2.3 고속도로변 절취사면 유지관리실태 및 계측시스템 운용현황

고속도로 사면의 경우는 통행량이 많고 차량의 속도가 빠른 점 때문에 사면의 붕괴 시 대형 사고를 유발할 가능성이 매우 높다. 작은 낙석이 발생하더라도 운전자의 반사적 행동으로 인해 매우 큰 위험을 초래할 수 있으므로 사면의 안정성과 안전시설의 확보는 통행량이 비교적 적은 국도나 지방도 사면의 안정성 확보에 비해 상대적으로 중요하게 고려되어지고 있다.

고속도로 사면에 대한 유지관리는 한국도로공사에서 사면유지관리시스템(HSMS, Highway Slope & Maintenance System)을 구축하여 설계, 건설계획부터 공사, 유지관리까지 전 과정에서 다루어지는 각종 자료를 통합 관리하고 업무흐름에 따라 연계 활용할 수 있도록 통합화한 시스템을 활용하고 있다.(한국도로공사 도로교통기술원 2004)

사면에 대한 유지관리는 붕괴가 발생하였거나 붕괴가 발생할 가능성이 있는 사면을 취약지점으로 선정하고 이를 주기적으로 관리하는 체제를 구성하고 있다. 유지관리를 위한 정보로는 위치 및 관리에 관한 일반적인 정보의 입력 및 취약등급 입력 그리고 취약지점으로서의 선정경위 및 사면 조건을 기술하도록 되어 있다. 이후 이력은 점검현황, 풍수해 실태, 복구현황, 그림 항목으로 구분된다.

## 2.4 철도변 절취사면 유지관리실태 및 계측시스템 운용현황

철도의 건설은 지형적 조건과 경제성을 고려하여 건설되기 때문에 필연적으로 산악지대의 능선을 따라 시공하게 되므로, 선로연변에는 절개면과 자연사면이 많이 존재하게 된다. 현재 철도청에서는 전국 노선에 대하여 산사태·낙석 발생이 우려되는 개소를 지정하여 관리하고 있다. 철도청의 각 시설관리사무소에서 관리하고 있는 재해우려개소에 대한 관리대장은 재해종별, 소요예산, 보강단면도 및 수량산출, 평면도, 사진전경, 특기사항의 항목으로 구성되어 있다. 재해종별에는 예상되는 재해종류를 기입하고, 절개면 위치와 관련하여 노선, 역구간, 위치, 상하, 좌우, 연장 등을 관리하고 있다. 그러나 단순히 절개면의 위치와 사진전경만이 나와 있을 뿐 절개면의 형태, 지형조건, 지질조건, 예상되는 산사태·낙석의 규모 등 체계적으로 절개면의 특성을 파

악하기에는 어려운 실정이다.

이에 한국철도기술연구원에서는 건설교통부사업(1999~2003)으로 ‘철도시설물안정성강화기술개발’ 연구를 추진하여 철도방재의 중요성 및 필요성에 대하여 포괄적으로 성찰함과 동시에 철도현실에 알맞은 철도방재시스템 구축에 기여코자 하였다.(철도청, 한국철도기술연구원 2004)

철도변 사면의 조기 경보체계는 현장에 설치된 적외선 센서 및 와이어 센서를 통해 절개면 재해발생이 감지될 경우 일차적으로 현장에 설치한 경보시스템에 의해 감지 유무를 신속하게 전달해서 작업자 및 현장에 접근하는 열차 운전자에게 경고하여 열차의 주행성을 확보할 수 있게 한다. 이차적으로는 즉각적으로 조기 경보시스템 즉, SMS 서비스, 메일서비스 등을 구동시켜 열차 운전자, 시설관리사무소 및 중앙관리센터로 낙석발생을 전달하게 된다. 마지막으로 웹 서비스를 통하여 현장에 대한 자세한 분석과 재해 발생 가능성을 예측하여 서비스함으로써 재해 발생 혹은 감지된 위치와 시간을 확인할 수 있다. 이러한 감시시스템은 각각의 현장여건을 고려하여 통신망의 확보유무와 전력공급 가능유무에 따라 구분되어 지며, 각각의 경우에 대한 전력공급 방식 및 통신이용 방법을 다양하게 운용하여 이러한 문제를 해소해 나가고 있는 현실이다.

## 3. 사면붕괴현장 사례분석

사면붕괴 원인에 대한 평가인자는 지형적, 수리적, 지질적 요인이 있으며 이러한 요인에 의해 붕괴여부가 좌우되며, 이중 다양한 암종분포를 나타내고 있는 국내 절취사면은 분포 암종에 따라 지질구조, 풍화특성, 붕괴양상 등의 차이를 나타낸다. 이에 국내에 분포하는 절취사면 중 2002년부터 2006년까지 조사된 국도별 암반사면 1,552개를 대상으로 하여 사면의 붕괴원인 및 유형, 특성을 파악하고 암석종류에 따라 사면붕괴유형 등을 분류하여 사면안정에 영향을 주는 요인에 대해서 분석하였다. 사면붕괴원인으로 표 3의 평가인자들을 사용하였으며, 대책공법은 표 4와 같은 목적별로 기준을 정하여 분류하였다.

### 3.1 암반사면의 붕괴원인 및 대책공법적용 분포

사면의 구성 재료별로 살펴보면 크게 토사사면과 혼

표 3. 사면붕괴 원인에 대한 평가인자

| 구성 재료별 | 평가인자   |   |
|--------|--------|---|
| 암반사면   | 지질적 인자 | 풍화정도/불연속면의 방향성/불연속면의 연장성/불연속면(틈새) 충전물/암종/사면경사/낙석가능 암블럭/침식 |
|        | 수리적 인자 | 집중강우/지하수위/누수/배수시설   |
|        | 지형적 인자 | 테일러스/수목분포/집수지형/인장균열/포행/상부자연사면경사/사면경사                      |

표 4. 사면붕괴 원인에 대한 대책공법 분류기준

| 목적      | 대책공법                                      |
|---------|---|
| 활동하중 경감 | 절취/상부절취/면정리/이완암제거/라운딩                     |
| 활동 억제   | 록앵커/앵스앵커/록볼트/소일네일링/말뚝공/버트리스/의지식옹벽/계단식화단옹벽 |
| 낙석 제어   | 낙석방지망/낙석방지울타리/낙석방지옹벽/돌망대옹벽                |
| 표면 보호   | 식생공/격자블록/심박기/숏크리트                         |
| 수리 제어   | 산마루측구/소단배수로/도수로/수평배수공/L형측구                |
| 기타      | 피암터널/도로확폭/모르타르/암파쇄방호시설                    |

합사면, 암반사면으로 나누어지는데 본 연구에서는 암종별 붕괴원인과 대책공법을 알아보려고 암종별 특성을 가장 잘 나타내는 암반사면에 대해서만 분석하였다.

붕괴원인의 평가인자를 표 3과 같이 지질적 인자, 수리적 인자, 지형적 인자로 나누어서 살펴보았다(그림 2).

지질적 평가인자로는 풍화정도, 불연속면의 방향성, 불연속면의 연장성, 불연속면(틈새) 충전물, 암종, 사면경사, 낙석가능 암블럭, 침식의 8가지 인자가 있으며 이에 대한 대책공법을 표 4와 같은 목적에 의해 분류하여 살펴보면 그림 3과 같다.

지질적 인자의 붕괴원인을 갖는 사면에 대하여 적용된 대책공법의 분포는 낙석제어공법이 36.6%로 가장 많았고 활동하중 경감공법이 20.7%로 두 번째로 많았다. 활동억제공법 15.4%, 수리제어공법 11.7%, 표면보호공법 5.9%로 나타났다. 이는 지질적 인자에 불연속면의 방향성과 사면경사 등 붕괴에 직접적인 원인이 될 수 있는 평가요인이 포함되어 있기 때문에 판단된다.

수리적 평가인자로는 집중강우, 지하수위, 누수, 배수시설의 4가지 인자가 있으며 수리적 인자의 붕괴원인을 갖는 사면에 대하여 적용된 대책공법의 분포는 낙석제어공법이 30.5%로 가장 많았고 수리제어공법이 19.8%로 두 번째로 많았다.

활동하중 경감공법 18.9%, 활동억제공법 15.0%, 표면보호공법 8.1%순으로 나타났다(그림 4). 수리제어공법은 산마루측구, 소단배수로, 도수로 등 주로 원활한 배수기능을 위한 대책공법으로 수리적 인자에 따른 것으로 보인다.

마지막으로 암반사면의 지형적 인자에 대해서 살펴보면 테일러스, 수목분포, 집수지형, 인장균열, 포행, 상

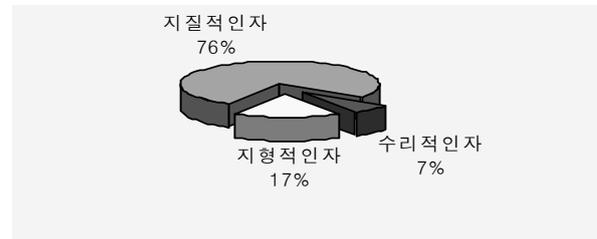


그림 2. 암반사면의 평가인자별 분포

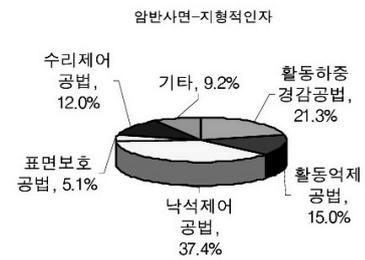


그림 3. 암반사면의 지질적 인자에 따른 대책공법

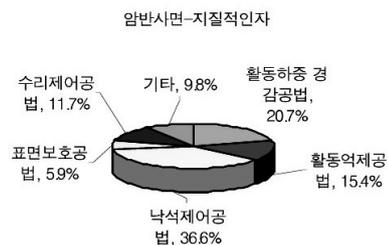


그림 4. 암반사면의 수리적 인자에 따른 대책공법

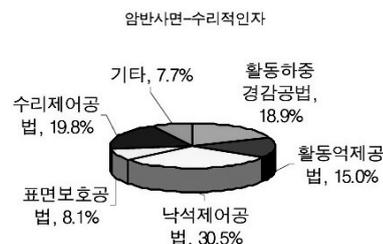


그림 5. 암반사면의 지형적 인자에 따른 대책공법

부 자연사면 경사, 사면경사의 7가지 인자로 평가되었으며 결과는 그림 5와 같다. 지질적 인자와 수리적 인자와 마찬가지로 지형적 인자도 낙석제어공법이 37.4%로 가장 많았고 활동하중 경감공법 21.3%, 활동억제공법 15%, 수리제어공법 12%, 표면보호공법 5.1%순으로 나타났다. 활동하중경감공법에는 절취, 상부절취, 면정리, 이완압제거, 라운딩이 있으며 이 중 면정리는 여타의 다른공법 적용 전에 이루어지는 시공으로 수목분포가 고르지 않거나 포행의 흔적이 있을 경우에 적용될 수 있다. 또한 절취공법은 인장균열의 원인으로 사면붕괴가 이미 발생했을 경우 적용 할 수 있고, 단순한 인장균열이 심한 경우에는 활동억제공법(락볼트, 어스앵커 등)을 적용할 수 있다.

요약하면, 낙석제어공법은 지질적 인자, 수리적 인자, 지형적 인자에 공통으로 가장 많은 분포를 보이기 때문에 대책공법과 각 인자들 간의 상관성 분석에서 제외시켰다.

지질, 지형적 인자의 경우 활동하중 경감의 적극적 공법이 우선 적용되었으며, 다소 소극적인 활동억제, 수리제어, 표면보호 등의 공법이 적용된 것으로 평가한다. 이는 지질, 지형적 특성(불연속면 특성 등)을 고려한 적절한 대책의 적용으로 판단된다. 한편 수리적 인자에 의한 대책공법 적용의 경우 원인제거에 적절한 수리제어공법이 우선적으로 적용되었음을 본 분석을 통해 판단할 수 있었다.

### 3.2 사면규모에 따른 대책공법의 공사비 사례분석

사면규모의 기준으로 사면높이와 사면연장을 사용하였으며 사면높이의 기준은 0~10m, 11~30m, 31~50m, 51m이상 4가지 경우, 사면연장은 0~100m, 101~200m, 201~300m, 300m이상 4가지 경우로 기준을 정하였다. 앞서 정한 기준대로 16가지 경우의 표본을 최대 20개까지 찾아서 총 224개의 사례를 분석하였다. 표 5는 앞서 말한 16가지 경우의 사면에 적용된 대책공법의 평균공사비를 나타낸 것이다. 대체적으로 같은 높이의 사면이

었을 때 연장이 길어질수록 공사비가 많아지는 것을 볼 수 있는데 이는 사면의 규모가 커질수록 공사비가 많이 소요됨을 나타낸다. 그림 6은 표 5를 그래프로 나타낸 것이다. 10이하 301이상, 51m이상 100m이하인 사면은 조건을 둘 다 만족하는 사면의 경우의 수가 부족해서 삭제하였다.

사면규모를 높이와 연장으로 보았을 때 각각 적용된 공법들의 평균공사비는 표 6과 같다. 16가지 경우의 표본으로 수집된 224개의 사면들의 적용된 대책공법 중 가장 많이 차지하는 것은 낙석제어공법으로 분석에 사용된 1,552개의 절취사면 모두 암반사면이기 때문인 것으로 판단된다. 높이가 일정할 때 연장이 길어질수록 공사비가 많아지는 것을 볼 수 있고, 연장이 일정할 때 높이가 높아질수록 공사비가 많이 소요되는 활동하중 경감공법보다는 비교적 작은 경비가 소요되는 활동억제공법이나 수리제어공법이 더 많이 사용됨을 볼 수 있다. 앞으로 보다 많은 사례가 DB로 사용된다면 어떤 사면이 무너졌을 때 사면의 비전문가라 할지라도 그 사면의 규모를 판단하고 어떠한 공법을 적용해야 하는지 예측할 수 있을 것이다. 좀 더 많은 사례로 소요비용까지 적용한다면 대략적인 공사비까지 산출될 수 있을 것이다.

### 3.3 암종과 붕괴원인 및 대책공법과의 관계분석

암종과 붕괴원인과의 관계를 나타내기 위해서 암반사면에 가장 많은 영향을 주는 지질적 인자의 평가 요인을 사용하여 분석하였다. 지질적 인자로는 풍화정도, 불

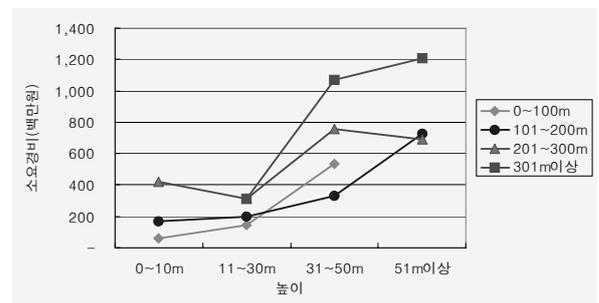


그림 6. 사면규모별 대책공법 평균공사비

표 5. 사면규모별 대책공법 평균공사비

(단위 : 백만원)

|        | 0~100m | 101~200m | 201~300m | 301m이상 |
|--------|--------|----------|----------|--------|
| 0~10m  | 62     | 171      | 421      | -      |
| 11~30m | 145    | 201      | 310      | 314    |
| 31~50m | 536    | 330      | 760      | 1070   |
| 51m이상  | -      | 730      | 690      | 1210   |

표 6. 높이-연장별 적용 대책공법 공사비

(단위 :백만원)

|    | 높이(m) | 연장(m)   | 활동하중<br>경감공법 | 활동억제<br>공법 | 낙석제어<br>공법 | 표면보호<br>공법 | 수리제어<br>공법 | 기타     | 평균<br>공사비 |
|----|-------|---------|--------------|------------|------------|------------|------------|--------|-----------|
| 1  | 0~10  | 0~100   | 17.87        | 6.87       | 24.74      | -          | 8.25       | 4.12   | 62        |
| 2  | 0~10  | 101~200 | 44.69        | 22.34      | 55.86      | 7.45       | 26.07      | 14.90  | 171       |
| 3  | 0~10  | 201~300 | 70.17        | 70.17      | 70.17      | 70.17      | 140.33     | -      | 421       |
| 4  | 0~10  | 301이상   | -            | -          | -          | -          | -          | -      | -         |
| 5  | 11~30 | 0~100   | 31.76        | 24.70      | 42.35      | 7.06       | 31.76      | 7.06   | 145       |
| 6  | 11~30 | 101~200 | 15.14        | 10.09      | 35.32      | 17.66      | 17.66      | 2.52   | 201       |
| 7  | 11~30 | 201~300 | 82.24        | 37.96      | 94.90      | 25.31      | 37.96      | 31.63  | 310       |
| 8  | 11~30 | 301이상   | 56.02        | 78.43      | 123.25     | 11.20      | 44.82      | -      | 314       |
| 9  | 31~50 | 0~100   | 122.78       | 66.97      | 178.58     | 44.65      | 66.97      | 55.81  | 536       |
| 10 | 31~50 | 101~200 | 49.44        | 90.64      | 123.60     | 24.72      | 16.48      | 24.72  | 330       |
| 11 | 31~50 | 201~300 | 131.47       | 160.68     | 233.72     | 73.04      | 73.04      | 87.65  | 760       |
| 12 | 31~50 | 301이상   | 194.55       | 194.55     | 162.12     | 194.55     | 194.55     | 129.70 | 1070      |
| 13 | 51이상  | 0~100   | -            | -          | -          | -          | -          | -      | -         |
| 14 | 51이상  | 101~200 | 117.79       | 141.35     | 235.58     | 70.67      | 47.12      | 117.79 | 730       |
| 15 | 51이상  | 201~300 | 73.98        | 123.30     | 147.95     | 98.64      | 172.61     | 73.98  | 690       |
| 16 | 51이상  | 301이상   | 127.41       | 254.83     | 127.41     | 318.53     | 254.83     | 127.41 | 1210      |
|    | 합 계   |         | 1,135.31     | 1,282.88   | 1,655.55   | 963.65     | 1,132.45   | 677.29 | 6,950     |

연속면의 방향성, 불연속면의 연장성, 사면경사, 낙석가능 암블럭, 기타(불연속면 충전물, 침식)를 사용하였으며 다음과 같은 결과를 보였다.

관계분석을 위해 채집된 자료의 암종은 그림 7에서 보이는 바와 같이 퇴적암, 변성암, 화성암 순으로 집계되었다.

암종과 붕괴원인 평가인자와의 관계를 분석한 결과 다음 장의 그림 8과 같이 붕괴원인별로 분포하는 경향은 낙석가능 암블럭 > 풍화정도 > 불연속면의 방향성 > 사면경사 > 기타 > 불연속면의 연장성 순으로 나타났으며 암종별로 분포하는 경향은 “사면경사” 평가인자를 제외한 모든 평가인자들이 화성암 > 변성암 > 퇴적암 순으로 나타났다.

암종과 대책공법의 관계를 분석한 결과 아래의 그림 9와 같이 대책공법별로 분포하는 경향은 낙석제어공법 > 활동하중경감공법 > 활동억제공법 > 수리제어공법 > 표면보호공법 > 기타 순으로 나타났으며 암종별로는 모든 공법에서 화성암 > 변성암 > 퇴적암 순으로 분포하는 경향을 보였다.

모든 암종에서 낙석가능 암블럭이 가장 높은 붕괴원인 분포를 보였으나, 암반사면의 특정 파괴유형으로 나타나는 붕괴양상이 아니라 도로교통에 위협한 요인으로 작용하는 평가인자이기 때문에 분포상의 많은 수치를 보이는 것으로 사료된다.

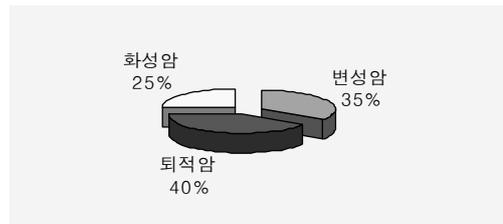


그림 7. 수집된 자료의 암종 분포

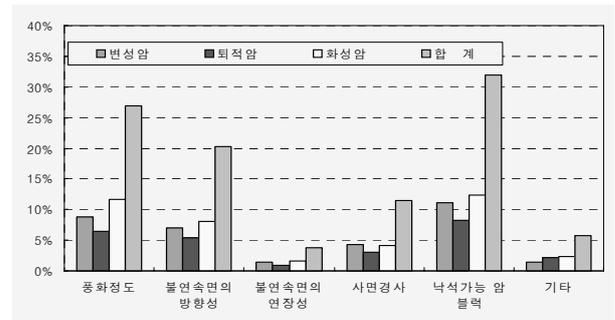


그림 8. 암종별 붕괴원인 분포

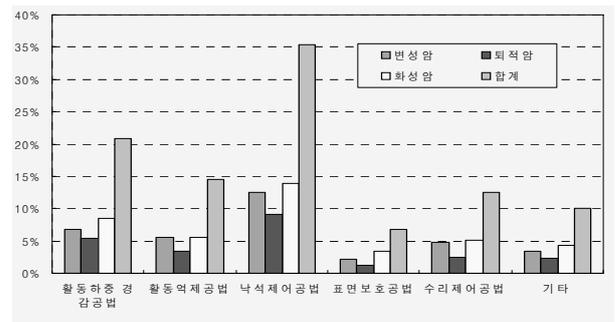


그림 9. 암종별 대책공법 분포

앞에서 기술하였듯이 수집된 자료의 분포는 퇴적암, 변성암, 화성암 순이었지만 붕괴원인 평가인자나 대책 공법 적용의 분포는 화성암, 변성암, 퇴적암 순으로 나타나는 결과에서 볼 때 암반사면에서의 붕괴징후 및 요인으로 화성암이 많이 나타남을 알 수 있었다.

#### 4. 결 론

지금까지 분석한 내용을 토대로 살펴보면 암반사면의 지형적, 수리적, 지질적 인자 중 지질적 인자가 가장 많은 분포를 보였고 이는 풍화정도 및 불연속면의 발달에 따른 붕괴원인이 주된 요인으로 작용하기 때문이다. 암종별 붕괴원인 및 대책공법 관계분석에서는 화성암이 붕괴원인 평가인자의 영향을 가장 많이 받아 그에 대한 대책공법도 많이 적용된 것으로 나타났다. 각 사면별로 한 가지 공법만 쓰인 것이 아니기 때문에 이는 많은 붕괴원인별로 여러 대책공법을 가진다고 할 수 있다.

사면규모와 대책공법 관계분석에서 알 수 있듯이 규모별 조건을 만족하는 사례가 충분하지 않은 부분은 추후 자료축적을 통하여 보완할 예정이다. 또한 앞으로 보다 더 많은 사례가 DB화 되어 유지관리 자료로 축적되어지면 붕괴사면에 대하여 비전문가일지라도 유지관리 자료를 통해 사면의 규모 및 붕괴유형과 지질(암종)이 파악되면 붕괴사면에 대한 대책공법적용이 원활하게 이루어질 것으로 사료된다. 관리주체의 경우 사면별 대책공법의 검증에도 이용이 가능하다. 또한 대책공법 적

용에 따른 공사비까지 적용한다면 대략적인 비용까지 산출할 수 있을 것이다. 이를 통하여 피해지접비용 대비 사전예방적 유지관리 효율성을 검증하여 효율적인 국가 예산관리 및 대책방안 마련이 가능해 질 것으로 판단되며, 더불어 함께 진행 중인 객관적 사면 조사평가 모델(평가표)이 완성되면 기존 운용중인 사면에 대한 최적유지관리시스템을 구현할 수 있을 것으로 기대된다.

#### 참 고 문 헌

1. 건설교통부 (2003), 도로관리통합시스템, 건설교통부.
2. 구호본 (2003), 절토사면 붕괴 재해에 대한 국가차원의 적극적인 대책방안, 건설기술정보, pp.1-6.
3. 국립방재연구소, (사)한국 토질 및 기초기술사회 (2004), 강릉시 지방도 위험사면평가시범사업 보고서.
4. 방재연구소, 국립방재교육연구원 (2006) 사면재해저감 및 안전관리를 위한 연구, p.452.
5. 사면붕괴 감지 및 관측에 관한 연구(1) (현장조사 및 국내의 사례를 중심으로). 소방방재청 국립방재연구소.
6. 철도청, 한국철도기술연구원 (2004), 철도절개면 안정성 평가 및 대책방안 연구보고서, p.12-13.
7. 한국도로공사, 도로교통기술원 (2004), 2004 고속도로 절토사면 유지관리시스템 개발연구, p.6.
8. 한국방재협회 (2004), 방재정보, PP.25-33.
9. 한국시설안전기술공단 (2006), 사면붕괴 위험수준 결정기법 개발 연구.
10. 한국시설안전기술공단 (2007), 도로절토사면 유지관리시스템 운영업무 연구보고서, p.4.
11. 한국지반공학회 (2007), 지반재해와 저감기술, pp.420-431.
12. <http://landslides.usgs.gov/>
13. The U.S. Geological Survey Landslide hazards Program 5-year Plan 2006-2010, U.S. Geological Survey.

(접수일자 2007. 6. 21, 심사완료일 2008. 2. 18)

# 분기기 망간 크로싱부 노반거동

## Roadbed Behavior in Managense Crossing of Turnout System

전 상 수<sup>1</sup> Jeon, Sang-Soo  
 엄 기 영<sup>2</sup> Eum, Ki-Young  
 김 재 민<sup>3</sup> Kim, Jae-Min

### Abstract

The improved turnout system is developed to speed-up the pre-existing railroad. The research has been actively carried out for the improved turnout system and the impact factor is estimated using the data sets achieved from the dynamic wheel-load field tests in both the conventional and the improved turnout system. In this study, the track performance and roadbed behavior are examined for the conventional and improved turnout system using the estimated impact factor. Dynamic wheel load and rail pressure are evaluated to assess the track performance. Roadbed stress and settlements are estimated using numerical analysis. Additionally, the stability of roadbed is estimated in soft roadbed condition influenced by the weather effects and cyclic train loading. The results show that dynamic wheel load, rail pressure, roadbed stress, and roadbed settlements in the improved turnout system substantially decrease compared with those in the conventional turnout system.

### 요 지

현재 기존선의 고속화를 위하여 개발된 개량 분기기에 대한 성능 평가 연구가 활발히 진행되고 있으며, 동적운중 현장계측을 통하여 기존 및 개량 분기기 충격계수가 산정되었다. 본 연구에서는 산정된 충격계수를 이용해 기존 및 개량 분기기 궤도 성능과 노반의 거동을 평가하였다. 궤도 성능 평가를 위해 동적운중 및 레일압력을 검토하였고 노반거동 평가를 위해 수치해석을 이용하여 노반응력 및 침하를 검토하였으며, 기후변화 및 열차의 반복하중으로 인해 연약해진 노반의 안정성 검토를 수행하였다. 그 결과, 분기기 개선에 따른 동적운중 및 레일압력 그리고 노반의 침하 및 응력의 현저한 저감 효과를 확인할 수 있었다.

**Keywords :** Dynamic wheel load, Impact factor, Numerical analysis, Rail pressure, Roadbed settlement, Turnout system

### 1. 서 론

기존선의 속도향상을 저해하는 많은 요인들 중에 분기기 통과속도 규정은 그 중 가장 대표적인 사례로 손

꼽히고 있으며(정우진 등, 2005), 현재 기존선 분기기의 직선측 최고 통과속도는 일반 선로의 차량 최고주행속도인 140km/h에 비해 10km/h 낮은 130km/h로 제한되어 있다(한국철도기술연구원, 2004). 우리나라 철도는

1 정희원, 인제대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Inje Univ., ssj@inje.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 한국철도기술연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Korea Railroad Research Institute (KRRRI))

3 인제대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Inje Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

기존선의 최고운행속도를 200km/h까지 향상시키는 장기계획을 수립하고, 곡선부가 많은 우리나라 지형에 적합한 최고운행속도 180km/h의 틸팅차량을 개발 중이다(한국철도기술연구원, 2006). 그러나 기존선로에 틸팅차량을 적용하기 위해서는 속도의 저감없이 틸팅차량을 통과시킬 수 있는 안정적인 분기기시스템의 확립이 선행되어야 한다(엄기영 등, 2006). 따라서 틸팅차량의 직선측 분기기에서의 속도향상을 위해 기존의 분기기를 개선하여 보다 성능이 향상된 개량 분기기에 대한 연구가 활발히 진행 중이며, 전상수 등(2007)은 동적운동 현장계측 데이터를 이용하여 기존 및 개량 분기기 크로싱부 충격계수를 산정하였다.

분기기의 개선으로 인한 속도향상은 궤도부담력의 증가를 의미하며, 궤도부담력이 증가하면 궤도 하부구조인 노반의 침하와 응력은 증가하고 이는 열차 주행시 주행안정성에 큰 영향을 미치게 된다. 열차주행에 따라 발생하는 노반의 침하는 궤도틀림이나 열차의 탈선과 같은 대형 사고를 유발할 수 있으며, 노반의 지지력이 부족한 경우 노반 연약화 현상에 따른 노반분리가 발생하여 열차주행에 지장을 초래할 뿐만 아니라 열차의 안전운행에 위협을 가하게 되므로 열차주행에 대한 노반의 침하 및 지지력에 대한 검토가 필요하며, 또한 열차의 반복하중 및 기후변화로 인한 지반의 강성이 감소할 경우의 노반 안정성 검토가 필요하다.

따라서 본 연구는 기존 및 개량 분기기 크로싱부 충격계수를 이용하여 기존 및 개량 분기기 궤도 성능과 노반의 거동을 분석하였으며, 분기기 개선에 따른 궤도 부담력과 노반의 침하 및 응력 저감 효과를 평가하고

노반의 침하 및 응력과 허용침하량 및 허용지지력(허용압력)을 비교하여 노반의 안정성을 검토하였다. 또한, 상·하부 노반 및 원지반의 탄성계수를 변화시켜 지반 강성 변화에 따른 노반의 침하를 평가하였다.

## 2. 기존 및 개량 분기기 특성 비교

국내 기존선에 부설되어 있는 분기기의 대부분은 50kg 분기기로써 전체 분기기의 70%이상을 차지하고 있다. 그러나 최근 기존선의 고속화, 고밀화 추세에 따라 선로의 조건도 이에 적합하게 개선되어야 할 필요가 있다. 개량 분기기에서는 기존 분기기에서 사용되던 50kg 레일을 60kg 레일로 변경하였으며, 이러한 레일의 중량화는 궤도의 강성을 크게 함으로써 고속 열차 주행하중에 따른 궤도부담력을 줄이고 레일의 정·동적거동을 보다 안정적으로 유도할 수 있다. 그리고 분기기에서는 특성상 결선부가 존재하여 열차 통과시 충격을 유발하며 이는 분기부 궤도부담력을 가중시키고 열차의 주행 안정성 및 승차감을 저하시킬 뿐만 아니라 소음과 진동을 발생시므로, 개량 분기기에서는 노즈부 접촉각을 3배 이상 감소시킴으로써 차륜과 워레일 및 노즈레일의 접촉면을 적게 하여 이와 같은 단점을 보완하였다. 또한, 개량 분기기에서는 공장조립이 가능하며 현장 시공성을 확보할 수 있는 분절형 PC침목을 사용하였으며, 기존선 고속화에 따른 궤도의 충격 및 승차감 저하를 방지하고 유지보수비용 절감을 위해 크로싱부 연결방식을 레일이 음매판을 이용한 연결방식에서 테르밋 용접을 이용한 방식으로 변경하였다(한국철도기술연구원, 2006). 본 연



(a) 기존 분기기



(b) 개량 분기기

그림 1. 분기기 크로싱부

구에서의 기존 분기기는 50kg 탄성분기기(목침목형, 고정 망간크로싱, 연결방식: 이음매판)를 의미하고 개량 분기기는 60kg 탄성분기기(PC침목형, 고정 망간크로싱, 연결방식: 테르밋용접)를 의미하며, 그림 1은 기존 및 개량 분기기 크로싱부를 나타낸다.

### 3. 동적운동 현장측을 통한 기존 및 개량 분기기 크로싱부 충격계수 산정

운동이란 차륜이 레일과 접촉면을 통하여 궤도에 수직방향으로 전달되는 힘을 말하며 열차의 자중에 의한 정적 운동과 열차의 주행 속도에 따라 발생하는 동적 효과인 충격력의 영향까지 포함된 동적 운동으로 구분할 수 있다. 분기기 크로싱 구조성능 평가를 위한 동적운동 현장 측정은 개량 분기기(#10)가 부설된 구미역과 기존 분기기 중 변수(#10)가 같고 같은 종류의 차량이 통과하는 왜관역을 선정하여 부설된 고정 망간크로싱을 대상으로 실시되었으며, 해당 분기기는 모두 #10 분기기로써 왜관역 상선 297km 지점과 구미역 상선 277km 지점에 각각 위치하며, 두 분기기는 모두 배향 분기기이다. 측정 방법은 동적계측장비(DRA101, MGC-PLUS)를 이용

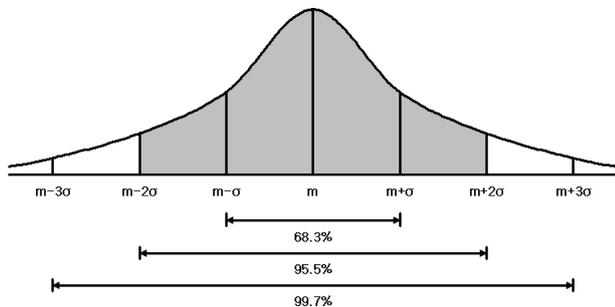
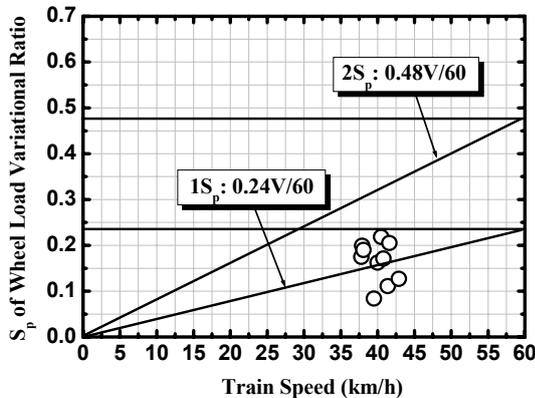
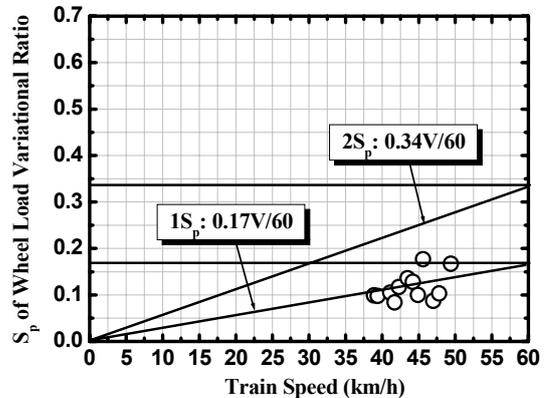


그림 2. 정규분포 곡선



(a) 기존 분기기



(b) 개량 분기기

그림 3. 2σ 적용한 운동변동율의 표준편차(전상수 등, 2007)

하여 동적 발생응답을 50Hz 또는 100Hz의 샘플링 주기로 측정하고 변위, 응력, 가속도 센서들을 부착하여 Data Acquisition System, 신호 증폭기, 저장장치, Filtering System 등을 사용해 발생 신호들을 수집하였다(한국철도기술연구원, 2006).

현장측정 대상구간을 통과하는 열차는 크게 무궁화호, PMC 새마을호, 화물열차로 구분되며, 동적운동 측정을 통한 충격력의 영향분석은 비교적 열차 편성이 일률적인 무궁화호에 대한 측정결과를 바탕으로 수행되었으며, 정확한 정적운동의 확인이 가능한 무궁화호의 동력차 운동만이 고려되었다(전상수 등, 2007).

일반적으로 충격계수는 운동변동율에 대한 표준편차의 2배, 즉  $2\sigma$ 를 사용하여 산정한다(鐵道總合技術研究所, 1997). 운동변동율은  $(P_{dyn}-P_{sta})/P_{sta}$ 로 나타내며, 이는 열차주행에 따른 운동의 변동량을 정적운동으로 나눈 값으로서 순수한 동적하중의 변동값을 나타낸다. 그림 2는 연속 확률변수  $X$ 가 정규분포  $N(m, \sigma^2)$ 을 따를 때, 표준편차  $\sigma \sim 3\sigma$ 일 때의 정규 분포도를 나타내고 있다. 이러한 정규분포는 평균( $m$ )값에서 최대 확률값을 가지며 평균( $m$ )에서 멀어짐에 따라 하강하여  $x=m+\sigma$ 에서 변곡하며, 평균에서 멀어짐에 따라 확률은 0의 값으로 접근한다. 분포곡선과  $x$ 축으로 둘러싸는 넓이가 전 두수를 나타내고  $m+\sigma$ 의 구간에서는 68.3%,  $m+2\sigma$ 의 구간에서는 95.5%,  $m+3\sigma$ 의 구간에서는 99.7%의 확률분포를 가지게 된다. 일본의 경우에는, 설계상의 운동변동분은 그 검토 대상에 따라  $\sigma$  또는  $3\sigma$ 에 대응한 값을 사용하고 있으며, 특히 충격계수 산정에 있어서의 운동 변동은 표준편차의  $2\sigma$ 의 값으로 표현하고 있다.

그림 3은 기존 및 개량 분기기에서 운동변동율의 표준편차 평균값과 여기에 안전율을 고려한 표준편차의

표 1. 기존 및 개량 분기기 크로싱부 속도충격율(i)(전상수 등, 2007)

| 구분        | 기존 분기기           | 개량 분기기            |
|-----------|------------------|-------------------|
| 속도충격율 (i) | $i = 1 + 0.008V$ | $i = 1 + 0.0057V$ |

2배(2σ)를 취하여 충격계수 값을 나타낸 것이며, 이를 식으로 표현하면 표 1과 같다.

#### 4. 분기기 개선에 따른 동적윤중 및 레일압력 저감 효과

동적윤중 현장계측을 통하여 기존 및 개량 분기기 크로싱부 충격계수가 산정되었으며, 그 결과 기존 분기기에 비해 개량 분기기의 충격계수가 작은 것을 알 수 있다. 이는 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 열차주행에 의해 발생하는 충격력이 감소하는 것을 의미하며, 이를 정량적으로 분석하고자 기존 및 개량 분기기 크로싱부 충격계수를 이용하여 동적윤중 및 레일압력을 검토하였다.

##### 4.1 차량제원 및 궤도조건

분기기 개선에 따른 동적윤중 및 레일압력의 저감 효과를 파악하고자 새마을호와 틸팅차량을 대상으로 기존 및 개량 분기기에서의 동적윤중 및 레일압력을 검토

표 2. 새마을호 및 틸팅차량의 제원

| 변수           | 사용된 값 |      |
|--------------|-------|------|
|              | 새마을호  | 틸팅차량 |
| 축 중(tonf)    | 22    | 15   |
| 최대운행속도(km/h) | 140   | 180  |
| 고정 축거(m)     | 2.5   | 2.6  |
| 편성           | 8량    | 6량   |

표 3. 궤도조건

| 변수                             | 사용된 값             |       |
|--------------------------------|-------------------|-------|
|                                | 기존분기기             | 개량분기기 |
| 레일 종류                          | KS 50             | KS 60 |
| 침목 종류                          | 목침목               | PC침목  |
| 침목 규격(mm)                      | 150 × 240 × 3,100 |       |
| 침목 간격(m)                       | 0.6               |       |
| 도상 깊이(m)                       | 0.3               |       |
| 레일패드 수직 스프링계수(tf/m)            | 4,750             |       |
| 목침목 압축 스프링계수(tf/m)             | 10,000            |       |
| 도상 수직 스프링계수(tf/m)              | 20,000            |       |
| 노반의 지반반력계수(tf/m <sup>3</sup> ) | 7,200             |       |

하였다. 새마을호 및 틸팅차량의 제원과 궤도조건은 각각 표 2 및 표 3에 나타내었다.

#### 4.2 동적윤중 저감 효과

차륜으로부터 레일과의 접촉면을 통과하여 궤도에 전달되는 힘을 윤중이라고 하며, 차량의 중력에 기초로 한 정적윤중과 주행에 기초로 한 동적인 변동을 추가한 동적윤중으로 구분할 수 있다. 동적윤중은 윤중의 정상분과 변동분의 합으로 나타낼 수 있으며, 직선부에서의 윤중 정상분은 식 (1)과 같다(鐵道總合技術研究所, 1997).

$$P_{sta} = \frac{W_o}{2} \quad (1)$$

여기서,  $P_{sta}$  : 윤중 정상분(tf)

$W_o$  : 축중(tf)

윤중 변동분은 속도충격율(i)에 의한 값을 사용하며, 식 (2)로부터 산정한다.

$$\Delta P_{sta} = 3[0.5 \times P_{sta} \times (i - 1)] \quad (2)$$

여기서,  $\Delta P_{sta}$  : 윤중 변동분(tf)

기존 분기기와 개량 분기기에서 속도충격율 i는 표 1에서 제시된 값을 사용하였다. 따라서, 윤중의 총합은 다음의 식 (3)과 같다.

$$P_{dyn} = P_{sta} + \Delta P_{sta} \quad (3)$$

여기서,  $P_{dyn}$  : 동적윤중(tf)

표 4 및 표 5와 그림 4는 열차속도에 따른 새마을호 및 틸팅차량의 동적윤중을 나타내며, 새마을호와 틸팅

표 4. 새마을호 운행시 열차 속도별 동적윤중

| 속도 (km/h) | 동적윤중(tonf) |       | 동적윤중 감소효과(%) |
|-----------|------------|-------|--------------|
|           | 기존분기기      | 개량분기기 |              |
| 0         | 11.00      | 11.00 | 0.0          |
| 20        | 13.64      | 12.88 | 5.6          |
| 40        | 16.28      | 14.76 | 9.3          |
| 60        | 18.92      | 16.64 | 12.1         |
| 80        | 21.56      | 18.52 | 14.1         |
| 100       | 24.20      | 20.41 | 15.7         |
| 120       | 26.84      | 22.29 | 17.0         |
| 140       | 29.48      | 24.17 | 18.0         |

표 5. 틸팅차량 운행시 열차 속도별 동적윤중

| 속도 (km/h) | 동적윤중 (tonf) |       | 동적윤중 감소효과 (%) |
|-----------|-------------|-------|---------------|
|           | 기존분기기       | 개량분기기 |               |
| 0         | 7.50        | 7.50  | 0.0           |
| 30        | 10.20       | 9.42  | 7.6           |
| 60        | 12.90       | 11.35 | 12.0          |
| 90        | 15.60       | 13.27 | 14.9          |
| 120       | 18.30       | 15.20 | 16.9          |
| 150       | 21.00       | 17.12 | 18.5          |
| 180       | 23.70       | 19.04 | 19.7          |

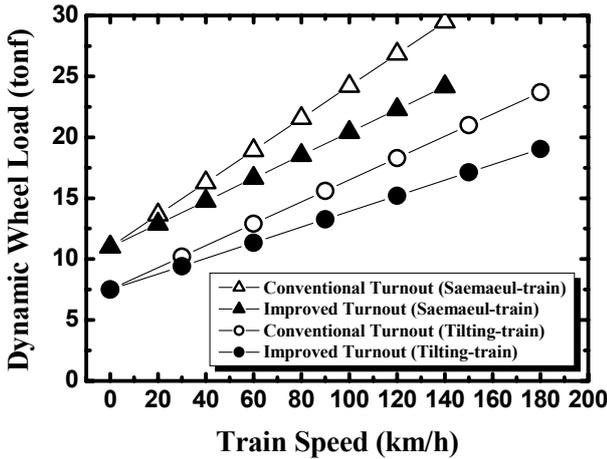


그림 4. 열차 속도별 동적윤중

차량 각각의 최대운행속도에서 동적윤중은 기존 분기기에서 29.48tf 및 23.70tf, 개량 분기기에서 24.17tf 및 19.04tf으로 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 약 18% 및 19%의 동적윤중 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 20% 정도의 동적윤중 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.

#### 4.3 레일압력 저감 효과

레일과 침목 간에 작용하는 힘을 레일압력이라고 하며, 최대 레일압력은 윤중  $P_{dyn}$ 가 침목 직상에 작용하는 경우와 침목과 침목사이 중앙에 작용하는 경우에 대하여 고려한다(鐵道總合技術研究所, 1997).

- 윤중이 침목 직상에 작용할 때

$$P_R = P_{dyn} (1 - e^{-\beta \frac{a}{2}} \cos \beta \frac{a}{2}) \quad (4)$$

- 윤중이 침목과 침목사이 중앙에 작용할 때

표 6. 새마을호 운행시 열차 속도별 레일압력

| 속도 (km/h) | 레일압력 (tonf) |       | 레일압력 감소효과 (%) |
|-----------|-------------|-------|---------------|
|           | 기존분기기       | 개량분기기 |               |
| 0         | 4.20        | 3.53  | 16.0          |
| 20        | 5.21        | 4.13  | 20.7          |
| 40        | 6.22        | 4.73  | 24.0          |
| 60        | 7.23        | 5.33  | 26.3          |
| 80        | 8.24        | 5.94  | 27.9          |
| 100       | 9.24        | 6.54  | 29.2          |
| 120       | 10.25       | 7.14  | 30.3          |
| 140       | 11.26       | 7.74  | 31.3          |

표 7. 틸팅차량 운행시 열차 속도별 레일압력

| 속도 (km/h) | 레일압력 (tonf) |       | 레일압력 감소효과 (%) |
|-----------|-------------|-------|---------------|
|           | 기존분기기       | 개량분기기 |               |
| 0         | 2.87        | 2.40  | 16.4          |
| 30        | 3.90        | 3.02  | 22.6          |
| 60        | 4.93        | 3.64  | 26.2          |
| 90        | 5.96        | 4.25  | 28.7          |
| 120       | 6.99        | 4.87  | 30.3          |
| 150       | 8.02        | 5.49  | 31.5          |
| 180       | 9.05        | 6.10  | 32.6          |

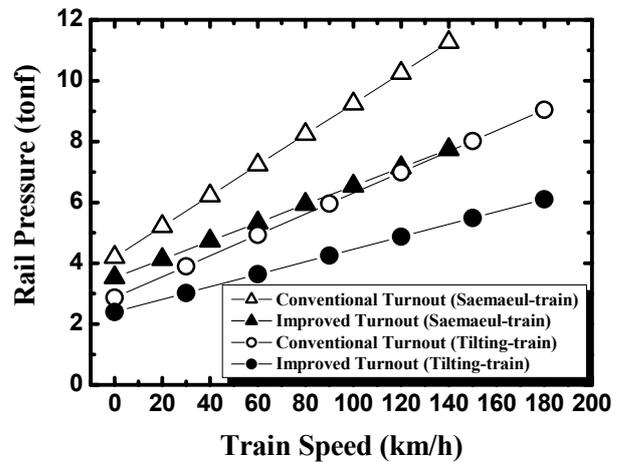


그림 5. 열차 속도별 레일압력

$$P_R = \frac{P_{dyn}}{2} (1 - e^{-\beta a} \cos \beta a) \quad (5)$$

여기서,  $P_R$  : 레일압력(tf)

$P_{dyn}$  : 동적윤중(tf)

$a$  : 침목간격(m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI_x}}$$

표 6 및 표 7과 그림 5는 열차속도에 따른 새마을호 및 틸팅차량의 레일압력을 나타내며, 새마을호와 틸팅차

량 각각의 최대운행속도에서 레일압력은 기존 분기기에서 11.26tf 및 9.05tf, 개량 분기기에서 7.74tf 및 6.10tf으로 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 약 31% 및 32%의 레일압력 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 30% 정도의 레일압력 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.

## 5. 수치해석을 이용한 분기기 하부 노반거동 평가

기존 및 개량 분기기 하부 노반거동 평가는 상용 유한차분해석 프로그램인 FLAC<sup>2D</sup>를 이용해 동적해석을 수행하였다. 분기기 개선에 따른 노반응력 및 침하 저감 효과를 검토하였으며, 허용지지력(허용압력) 및 허용침하량과 비교하여 안정성을 평가하였다. 하중 재하는 열차 하중을 노반압력으로 모사하여 정현파 이용해 재하하였으며, 검토대상 열차는 새마을호와 텀팅차량을 대상으로 하였다.

### 5.1 Mohr-Coulomb 파괴규준

본 해석에서 사용된 파괴 규준은 Mohr-Coulomb 파괴 조건이며 이는 탄소성 거동을 보이는 지반에 적합하다. Mohr-Coulomb plasticity law의 이론적 배경을 소개하면 다음과 같다. 소성흐름의 적용은 Mohr-Coulomb 파괴조건과 plastic potential function에 일치하는 plain strain 상태의 탄성-완전소성 물체라 가정하면 yield surface(f)는 다음과 같이 주어진다.

$$f = \sigma_1 - N_\phi \cdot \sigma_3 + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (6)$$

Plastic potential function(g)은 다음과 같다.

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (7)$$

여기서,  $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$ (주응력)

$$N_\phi = \frac{(1 + \sin \Phi)}{(1 - \sin \Phi)}$$

$$N_\psi = \frac{(1 + \sin \Psi)}{(1 - \sin \Psi)}$$

여기서, c : 점착력

$\phi$  : 내부마찰각

$\Psi$  : 팽창각

변형률 증분은 탄성, 소성의 두 성분으로 표시할 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta\epsilon_{11} &= \Delta\epsilon_{11}^e + \Delta\epsilon_{11}^p \\ \Delta\epsilon_{22} &= \Delta\epsilon_{22}^e + \Delta\epsilon_{22}^p \\ \Delta\epsilon_{33} &= \Delta\epsilon_{33}^e + \Delta\epsilon_{33}^p \end{aligned} \quad (8)$$

항복후의 거동에 대한 non-associated flow rule을 적용하면 소성 변형률은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \Delta\epsilon_{11}^p &= \lambda_1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_{11}} + \lambda_2 \cdot \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_{11}} \\ \Delta\epsilon_{22}^p &= \lambda_1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_{22}} + \lambda_2 \cdot \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_{22}} \\ \Delta\epsilon_{33}^p &= \lambda_1 \cdot \frac{\partial g^1}{\partial \sigma_{33}} + \lambda_2 \cdot \frac{\partial g^2}{\partial \sigma_{33}} \end{aligned} \quad (9)$$

여기서,  $\lambda_1 = \lambda_2$ 의 관계를 사용하면

$$\begin{aligned} \Delta\epsilon_{11}^p &= -\lambda_1 N_\psi \\ \Delta\epsilon_{22}^p &= 2\lambda_1 \\ \Delta\epsilon_{33}^p &= -\lambda_1 N_\psi \end{aligned} \quad (10)$$

주응력 증분은

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{11} &= a_1 \lambda_1 N_\psi + a_2 (v\Delta t - 2\lambda_1 + \lambda_1 N_\psi) \\ \Delta\sigma_{22} &= a_1 (v\Delta t - 2\lambda_1) + 2a_1 \lambda_1 N_\psi \\ \Delta\sigma_{33} &= \Delta\sigma_{11} \end{aligned} \quad (11)$$

여기서,  $\lambda_1 = (v\Delta t) \lambda$

$$\lambda = \frac{a_1 - a_2 N_\phi}{(a_1 + a_2) N_\phi N_\psi - 2a_2 (N_\phi + N_\psi) + 2a_1}$$

$$a_1 = (K + \frac{4}{3})G$$

$$a_2 = (K - \frac{2}{3})G$$

여기서, K : 체적탄성계수(bulk modulus)

G : 전단탄성계수(shear modulus)

## 5.2 수치해석 모델링

### 5.2.1 수치해석 조건

수치해석에 사용된 단면은 상부노반이 1.5m, 하부노반이 1.5m 성토된 경우에 대하여 모델링하였다. 모델링의 범위는 상부노반의 폭은 7.2m로 하였으며 노반의 경사는 1:1.8로 하였고 원지반의 크기는 파의 반사에 의한 영향을 고려하여 깊이 72m, 폭 180m로 하였다. 그림 6

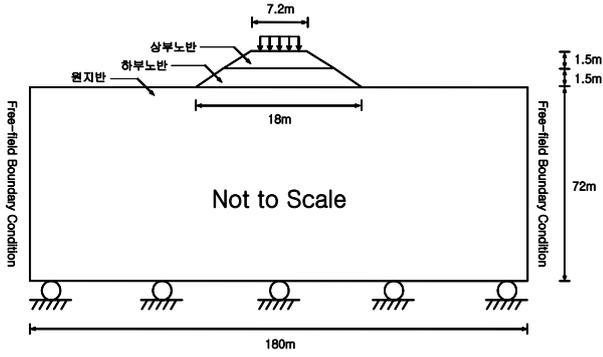


그림 6. 수치해석 모델 모식도

표 8. 지반물성

| 구 분                      | 상부노반  | 하부노반  | 원지반   |
|--------------------------|-------|-------|-------|
| 단위중량(tf/m <sup>3</sup> ) | 1.8   | 1.8   | 1.8   |
| 탄성계수(tf/m <sup>2</sup> ) | 8,000 | 6,000 | 8,000 |
| 포아송비                     | 0.3   | 0.28  | 0.3   |
| 접착력(tf/m <sup>2</sup> )  | 0.2   | 0.4   | 0.2   |
| 내부마찰각(°)                 | 32    | 30    | 32    |

은 수치해석 모델 모식도를 나타낸다. 수치해석 시 경계 조건의 경우 바닥면에 대해서는 수직방향을 구속하였고 양쪽 수직면에 대해서는 파를 흡수하는 경계조건인 free-field boundary condition을 사용하였다. 재료감쇠비는 Richart 등(1970)에 의해 제시된 값 중 dry sand and saturated sand의 중간 값인 0.02를 사용하였으며, 해석에 사용된 지반물성은 표 8에 나타내었다. 해석에 사용된 지반물성의 경우 상·하부노반의 물성은 기존 연구(한국철도기술연구원, 2001; 이수형, 2005)를 참고하여 일반적으로 사용되는 값을 사용하였다.

### 5.2.2 열차하중 재하

본 연구에서는 새마을호와 텀팅차량의 하중을 노반 압력으로 모사하여 정현파로 재하 하였다. 노반압력 모사과정은 그림 7에 나타내었다.

동적운중과 레일압력을 구하는 과정은 식 (1)~식 (5)와 같으며, 이 과정에서 산정된 레일압력을 이용하여 침목하면압력 및 노반압력을 산정한다. 침목하면 압력을 구하는 과정은 식 (12)와 같고, 노반압력의 산정은 도상내 압력의 분포도(그림 8)를 이용하였다.

$$P_t = \frac{2 \times P_{R_{max}}}{B \times L} \quad (12)$$

여기서,  $P_t$  : 침목하면압력(tf/m<sup>2</sup>)

$P_{R_{max}}$  : 레일압력(tf), 윤증이 침목 직상 및 침



그림 7. 노반압력 모사과정

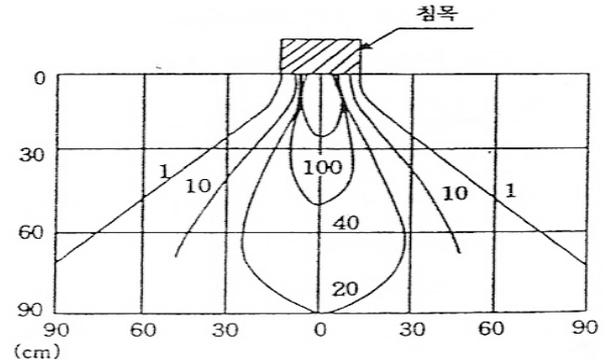


그림 8. 도상내 압력의 분포도(서사범, 2002)

목사이 중앙에 작용할 경우 중 큰 값

B : 침목의 폭(m)

L : 침목의 길이(m)

도상내 압력의 분포는 침목의 직하부에서 압력이 가장 크고 깊이가 깊어질수록, 그리고 침목의 중심에서 멀어질수록 압력이 감소하는 것을 알 수 있으며, 노반압력으로 모사된 열차하중을 정현파를 이용해 노반면에 재하 하였다.

### 5.3 노반의 허용지지력(허용압력) 및 허용침하 기준

#### 5.3.1 허용지지력(허용압력) 기준

노반의 허용압력은 Terzaghi 지지이론, 재래선의 평판재하시험결과, 여러 기관에 대한 지지력 값의 기준 등에서 대표적 노반을 3개로 분류하여 각 구분에 대한 허용지지력을 표 9에 나타내었다. 노반 상태가 양호한 경우(강화노반)는 3.0kgf/cm<sup>2</sup>, 노반 상태가 보통인 경우는

표 9. 노반 상태별 노반의 허용지지력(한국철도기술연구원, 2005)

| 노반상태 | 허용지지력(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 비고             |
|------|-----------------------------|----------------|
| 양호   | 3.0                         | 견고하게 다짐된 사질토 등 |
| 보통   | 2.4                         | 견고하게 다짐된 점성토 등 |
| 불량   | 1.5                         | 약간 연약한 흙       |

2.4kgf/cm<sup>2</sup>의 허용지지력을 적용하며 노반 상태가 불량한 경우는 구체적인 장소를 지정하여 관리하고 허용지지력으로는 1.5kgf/cm<sup>2</sup>를 적용한다(한국철도기술연구원, 2005). 본 연구에서는 노반 상태가 보통인 경우의 허용지지력인 2.4kgf/cm<sup>2</sup>를 적용하였다.

### 5.3.2 허용침하 기준

탈선한계에 따른 궤도의 총 허용변위량은 10mm 정도이지만 차량의 종류에 따라 다르며 궤도보수 등을 고려하면 일률적으로 정하는 것이 어렵다. 반복되는 열차주행에 의한 큰 진동변위는 도상자갈을 느슨하게 하여 도상자갈의 보수주기를 단축시키게 되므로 보수가 요구되는 범위 내에서 변위를 정할 필요가 있으며, 이것은 선로조건이나 보수체제에 따라서 다르지만 약 2~5mm 정도라고 알려져 있다. 궤도 레일패드와 도상 발라스트의 압축량이 1mm 정도이므로 안전성 한도의 노반의 침하량은 레일의 허용침하량으로부터 그 값을 뺀 9mm이지만 승차감 등을 고려하면 노반의 허용침하량은 4mm 이내가 된다. 지금까지 경험에 의하면 노반의 변형이 4mm 이내면 궤도 보수상 문제가 없으며, 2.5mm 이내면 승차감 및 궤도 보수상 문제가 없는 것으로 알려져 있다(鐵道總合技術研究所, 1992; 한국철도시설공단, 2004).

표 10. 노반의 허용침하량(鐵道總合技術研究所, 1992)

| 구 분       | 노반의 허용침하량 (mm) | 비 고               |
|-----------|----------------|-------------------|
| 경험적 허용침하량 | 4              | 궤도 보수상 문제없음       |
| 설계 허용침하량  | 2.5            | 승차감 및 궤도 보수상 문제없음 |

표 10은 노반의 허용침하량을 나타낸다.

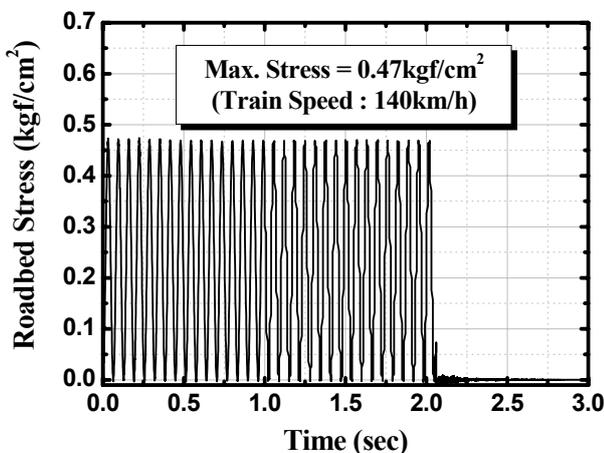
## 5.4 열차주행에 따른 분기기 하부 노반거동 평가

기존 및 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량이 운행될 경우에 대한 노반의 응력 및 침하를 수치해석을 통하여 검토하였다. 새마을호의 경우 20~140km/h까지 20km/h씩 증가시켰으며, 틸팅차량의 경우 30~180km/h까지 30km/h씩 증가시켜 노반의 응력 및 침하를 검토하였다.

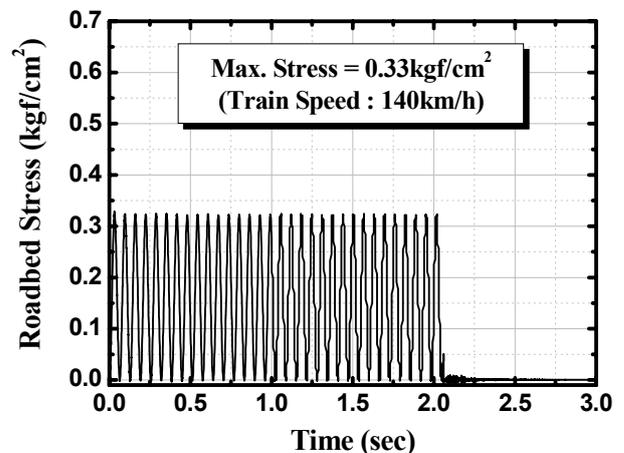
### 5.4.1 노반응력 평가

기존 및 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량이 운행될 경우에 대한 노반응력을 검토하여 분기기 개선에 따른 노반의 응력저감 효과를 평가하였으며, 열차운행에 의한 노반응력과 허용지지력(허용압력)을 비교하여 안정성을 검토하였다. 그림 9와 그림 10은 기존 및 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량이 각각의 최대운행속도로 운행될 때 발생한 노반의 응력을 나타내며, 정현파하중 재하에 따라 노반의 응력이 증가하고 감소하는 과정이 반복됨을 알 수 있다.

새마을호와 틸팅차량 운행시 열차 속도별 노반의 응력은 표 11 및 표 12와 그림 11에 나타내었으며, 새마을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 노반응력은 기존 분기기에서 0.47kgf/cm<sup>2</sup> 및 0.38kgf/cm<sup>2</sup>, 개량 분기기에서 0.33kgf/cm<sup>2</sup> 및 0.26kgf/cm<sup>2</sup>로 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 약 30% 및 32%의 노반응력 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 그리고 새마을호의 최대

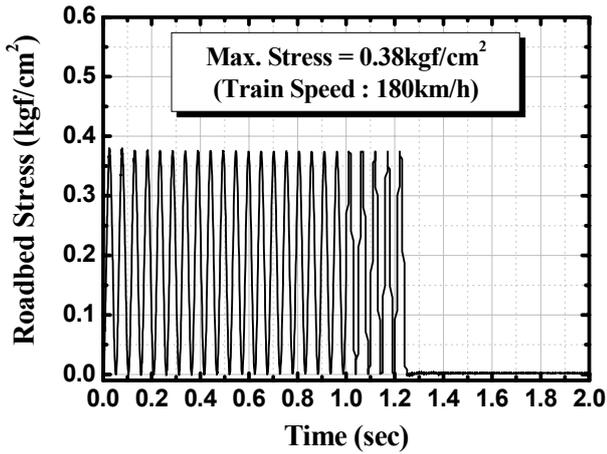


(a) 기존 분기기

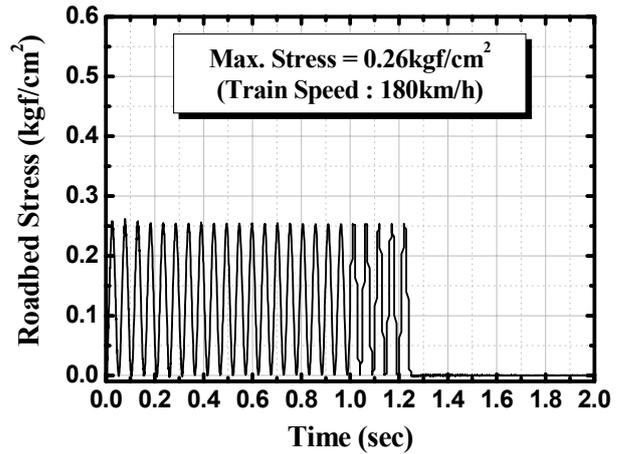


(b) 개량 분기기

그림 9. 새마을호 하중에 의한 노반응력(전상수 등, 2007)



(a) 기존 분기기



(b) 개량 분기기

그림 10. 틸팅차량 하중에 의한 노반응력(전상수 등, 2007)

표 11. 새마을호 운행시 열차 속도별 노반응력(전상수 등, 2007)

| 속도 (km/h) | 노반응력(kgf/cm <sup>2</sup> ) |       | 노반응력 감소효과(%) |
|-----------|----------------------------|-------|--------------|
|           | 기존분기기                      | 개량분기기 |              |
| 20        | 0.22                       | 0.17  | 22.7         |
| 40        | 0.26                       | 0.20  | 23.1         |
| 60        | 0.30                       | 0.23  | 23.3         |
| 80        | 0.34                       | 0.25  | 26.5         |
| 100       | 0.39                       | 0.28  | 28.2         |
| 120       | 0.43                       | 0.30  | 30.2         |
| 140       | 0.47                       | 0.33  | 29.8         |

표 12. 틸팅차량 운행시 열차 속도별 노반응력 (전상수 등, 2007)

| 속도 (km/h) | 노반응력(kgf/cm <sup>2</sup> ) |       | 노반응력 감소효과(%) |
|-----------|----------------------------|-------|--------------|
|           | 기존분기기                      | 개량분기기 |              |
| 30        | 0.16                       | 0.13  | 18.8         |
| 60        | 0.20                       | 0.16  | 20.0         |
| 90        | 0.25                       | 0.18  | 28.0         |
| 120       | 0.29                       | 0.21  | 27.6         |
| 150       | 0.33                       | 0.23  | 30.3         |
| 180       | 0.38                       | 0.26  | 31.6         |

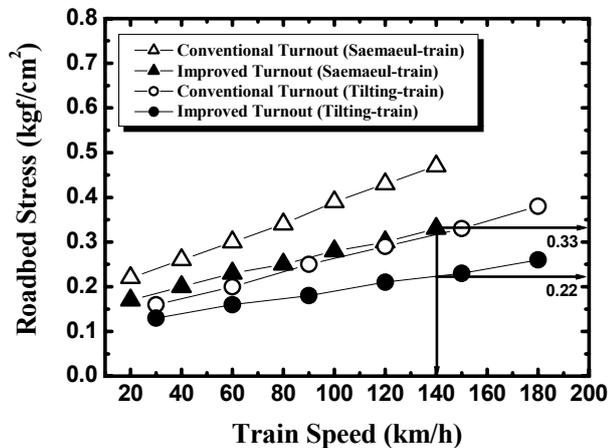


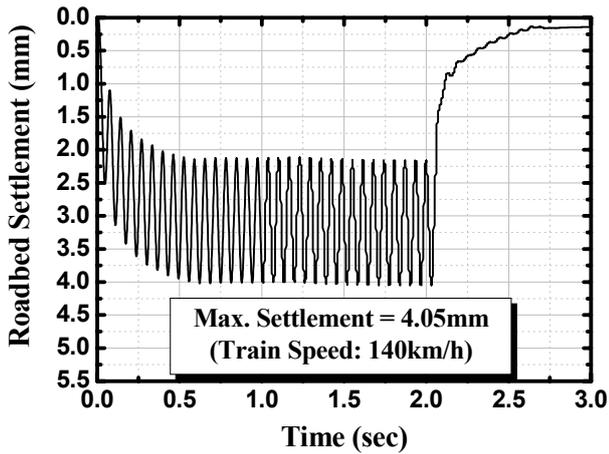
그림 11. 열차 속도별 노반응력(전상수 등, 2007)

운행속도 140km/h를 기준으로 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량에 의한 노반응력은 각각 약 0.33kgf/cm<sup>2</sup> 및 약 0.22kgf/cm<sup>2</sup>로 나타났다. 따라서, 틸팅차량이 투입될 경우 새마을호에 비해 약 30%의 노반응력 저감 효과가 기대된다. 또한, 개량 분기기에서 틸팅차량 최대운행속도 180km/h에서의 노반응력은 0.26kgf/cm<sup>2</sup>로 보통 상태 노반의 허용지지력(허용압력) 2.4kgf/cm<sup>2</sup> 이하이므로 틸팅차량이 최대운행속도로 운행될 경우 노반의 지지력 측면에서 안전성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

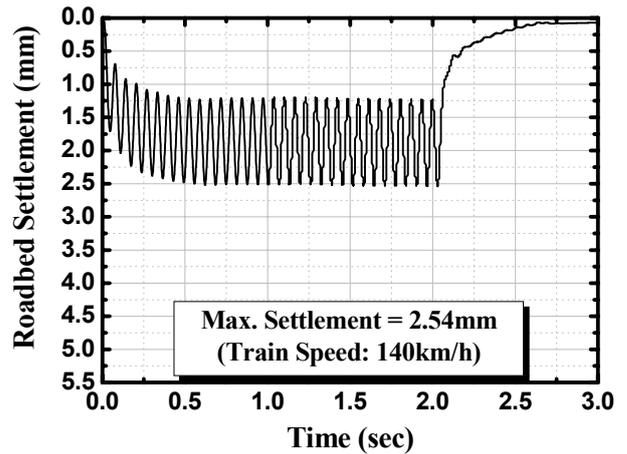
#### 5.4.2 노반침하 평가

기존 및 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량이 운행될 경우에 대한 노반침하를 검토하여, 분기기 개선에 따른 노반의 침하저감 효과를 평가하였으며, 열차운행에 의한 침하량과 허용침하량을 비교하여 안정성을 검토하였다. 그림 12와 그림 13은 기존 및 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅차량이 각각의 최대운행속도로 운행될 때 발생한 노반의 침하량을 나타낸다. 그림 12(a)에서, 하중이 처음 재하 됨에 따라 약 2.5mm의 즉시 침하가 발생하였고 하중이 반복적으로 재하 됨에 따라 4.05mm의 최대침하량이 발생하였다. 정현파 하중 재하에 따라 침하가 발생하고 복원되는 과정이 반복됨을 볼 수 있으며, 하중이 제거된 후 발생했던 침하가 복원되는 것을 알 수 있다. 그림 12(b)와 그림 13은 전체적인 침하의 특성은 그림 12(a)와 같으며 침하량의 크기에서만 차이가 있다.

새마을호와 틸팅차량 운행시 열차 속도별 노반의 침하량은 표 13 및 표 14와 그림 14에 나타내었으며, 새마

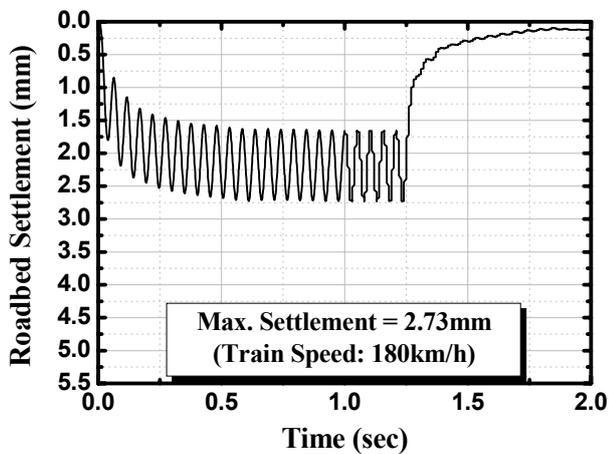


(a) 기존 분기기

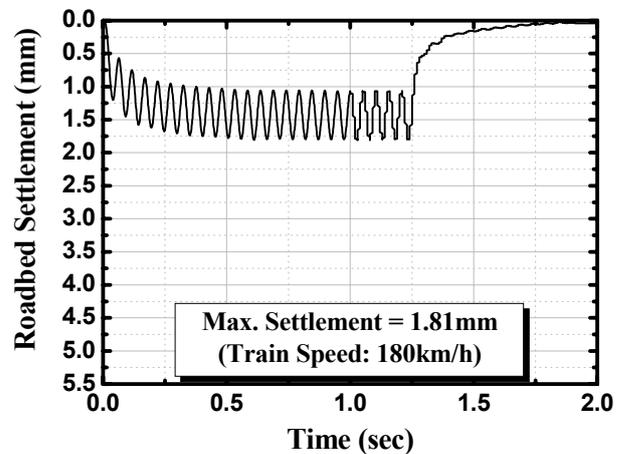


(b) 개량 분기기

그림 12. 새마을호 하중에 의한 노반침하



(a) 기존 분기기



(b) 개량 분기기

그림 13. 틸팅차량 하중에 의한 노반침하

표 13. 새마을호 운행시 열차 속도별 노반의 침하량

| 속도<br>(km/h) | 노반의 침하량(mm) |       | 노반침하<br>감소효과(%) |
|--------------|-------------|-------|-----------------|
|              | 기존분기기       | 개량분기기 |                 |
| 20           | 2.25        | 1.77  | 21.3            |
| 40           | 2.44        | 1.85  | 24.2            |
| 60           | 2.69        | 1.98  | 26.4            |
| 80           | 3.02        | 2.17  | 28.1            |
| 100          | 3.20        | 2.25  | 29.7            |
| 120          | 3.47        | 2.35  | 32.3            |
| 140          | 4.05        | 2.54  | 37.3            |

표 14. 틸팅차량 운행시 열차 속도별 노반의 침하량

| 속도<br>(km/h) | 노반의 침하량(mm) |       | 노반침하<br>감소효과(%) |
|--------------|-------------|-------|-----------------|
|              | 기존분기기       | 개량분기기 |                 |
| 30           | 1.56        | 1.20  | 23.1            |
| 60           | 1.84        | 1.36  | 26.1            |
| 90           | 2.14        | 1.52  | 29.0            |
| 120          | 2.30        | 1.60  | 30.4            |
| 150          | 2.59        | 1.75  | 32.4            |
| 180          | 2.73        | 1.81  | 33.7            |

을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 노반의 침하량은 기존 분기기에서 4.05mm 및 2.73mm, 개량 분기기에서 2.54mm 및 1.81mm로 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 약 37% 및 34%의 노반침하 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 그리고 새마을호의 최대운행속도 140km/h를 기준으로 개량 분기기에서 새마을호와 틸팅

차량에 의한 노반의 침하량은 각각 약 2.54mm 및 약 1.70mm로 나타났다. 따라서, 틸팅차량이 투입될 경우 새마을호에 비해 약 33%의 노반응력 저감 효과가 기대된다. 또한, 틸팅차량의 최대운행속도 180km/h에서의 노반 침하량은 1.81mm로 노반의 설계 허용침하량인 2.5mm 이하이므로 개량 분기기에서 틸팅차량이 최대운행속도로 운행될 경우 승차감 및 궤도 보수상 문제가

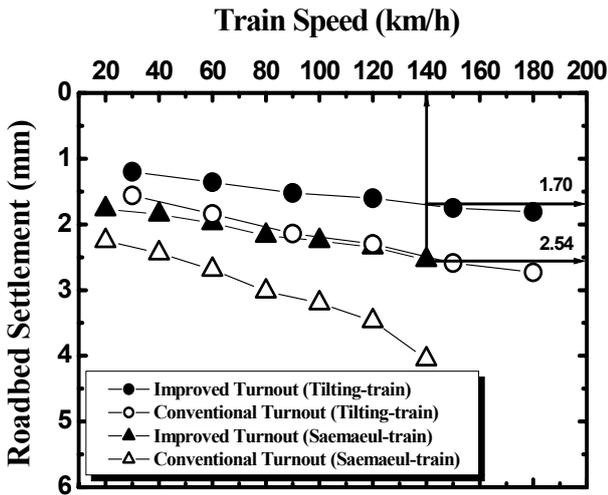


그림 14. 열차 속도별 노반의 침하량

없으며, 노반의 침하량 측면에서 안전성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

### 5.5 틸팅차량의 개량분기기 주행시 지반강성에 따른 분기기 하부 노반침하 평가

궤도를 지지하는 노반은 동절기 동결융해에 의한 노반의 팽창현상이나 열차의 반복하중 등에 의한 노반의 지지력 감소 및 연약화와 지반의 특성상 상·하부 노반 및 원지반의 강성이 모든 구간에서 균일하다고 보기 힘든 점을 고려한 지반의 강성이 약할 경우에 대한 노반의 안정성 검토가 필요하다. 틸팅차량이 최대운행속도로 운행될 경우 발생한 개량 분기기 하부 노반의 응력 및 침하량은  $0.26\text{kgf/cm}^2$  및  $1.81\text{mm}$ 로 각각 허용지지력  $2.4\text{kgf/cm}^2$  및 허용침하량  $2.5\text{mm}$ 의 약 11% 및 75%로 나타났으며, 일반적으로 연약한 지반에서도 열차하중에 대한 궤도 자체의 지지력이 문제가 되는 경우는 거의 없고 주로 허용치 이상의 과도한 침하가 문제가 되고

있다(이수형, 2005). 따라서, 틸팅차량이 개량 분기기에 서 최대운행속도로 운행될 경우 상·하부 노반 및 원지반의 탄성계수를 변화시켜 지반 강성 변화에 따른 노반의 침하특성을 검토하였으며, 탄성계수의 변화 범위는 상부노반의 경우  $3,000\sim 8,000\text{tf/m}^2$ , 하부노반은  $3,000\sim 6,000\text{tf/m}^2$ , 원지반은  $3,000\sim 8,000\text{tf/m}^2$ 이다.

상·하부 노반 및 원지반의 탄성계수 변화에 따른 노반의 침하량 변화는 그림 15에 나타내었으며, 탄성계수 변화와 노반의 침하량 변화에 대한 관계식을 회귀분석을 이용해 도출하였고 회귀분석 결과  $R^2=0.99$ 로 매우 높은 상관관계를 가지는 것으로 나타났으며, 지반의 강성이 강한 경우보다 지반의 강성이 약한 경우에 탄성계수 변화에 따른 노반의 침하량이 급격하게 증가하는 것을 알 수 있다.

표 15 및 그림 16은 상·하부 노반 및 원지반의 탄성계수 감소율에 따른 노반의 침하량 증가율을 나타내며, 탄성계수가 감소할수록 노반의 침하량이 증가하는 것을 알 수 있다.

지반의 강성이 노반의 침하량에 미치는 영향은 원지반, 상부노반, 하부노반 순으로 크게 나타났으며, 궤도를 지지하는 원지반의 강성이 약할 경우 열차 주행에 따른 승차감 및 안정성에 큰 영향을 미칠 것으로 보인다. 또한, 철도설계기준(건설교통부, 2004)에서는 상부노반 및 하부노반 성토시 KS F 2312의 D 다짐에 의해 지반반력계수  $K_{30}$ 이  $11\text{kgf/cm}^3$  및  $7\text{kgf/cm}^3$  이상이 되도록 규정하고 있으므로 상·하부 노반의 경우 일정값 이상의 지지력을 가진다고 가정하면 원지반의 강성이 약한 구간에서 허용치 이상의 침하가 문제가 될 수 있으므로 그림 15에서 도출된 회귀분석을 이용한 관계식을 적용하여 틸팅차량이 개량 분기기에 서 최대운행속도로 운행될 경우 노반의 설계 허용침하량  $2.5\text{mm}$ 와 경험적 허

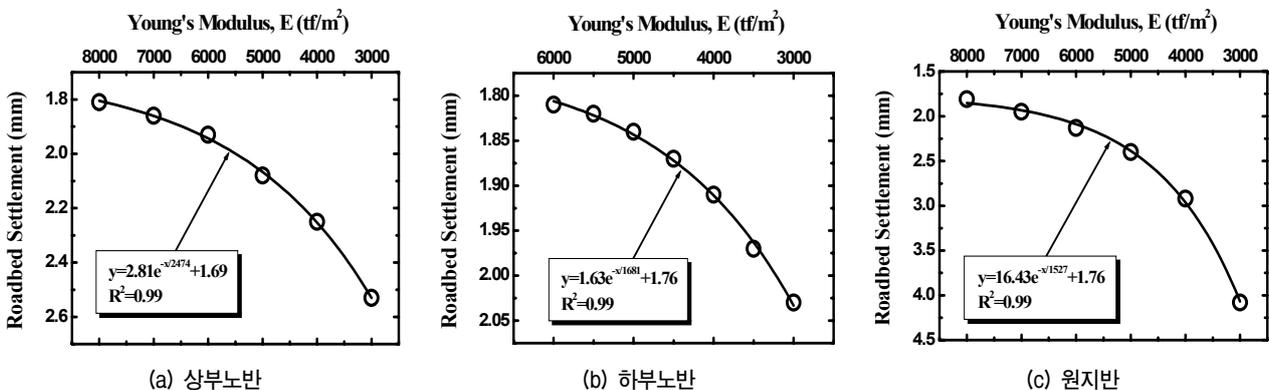


그림 15. 탄성계수 변화에 따른 노반의 침하량

표 15. 지반 탄성계수 감소율에 따른 노반의 침하량 증가율

| 상부노반    |                            |         |            | 하부노반    |                            |         |            | 원지반     |                            |         |            | 비 고 |
|---------|----------------------------|---------|------------|---------|----------------------------|---------|------------|---------|----------------------------|---------|------------|-----|
| 탄성계수    |                            | 침하량     |            | 탄성계수    |                            | 침하량     |            | 탄성계수    |                            | 침하량     |            |     |
| 감소율 (%) | 변화된 값 (tf/m <sup>2</sup> ) | 증가율 (%) | 변화된 값 (mm) | 감소율 (%) | 변화된 값 (tf/m <sup>2</sup> ) | 증가율 (%) | 변화된 값 (mm) | 감소율 (%) | 변화된 값 (tf/m <sup>2</sup> ) | 증가율 (%) | 변화된 값 (mm) |     |
| -       | 8,000                      | -       | 1.81       | -       | 6,000                      | -       | 1.81       | -       | 8,000                      | -       | 1.81       | 기준값 |
| 10      | 7,200                      | 2.2     | 1.85       | 10      | 5,400                      | 1.1     | 1.83       | 10      | 7,200                      | 5.5     | 1.91       |     |
| 20      | 6,400                      | 5.5     | 1.91       | 20      | 4,800                      | 2.2     | 1.85       | 20      | 6,400                      | 11.0    | 2.01       |     |
| 30      | 5,600                      | 9.9     | 1.99       | 30      | 4,200                      | 4.4     | 1.89       | 30      | 5,600                      | 21.0    | 2.19       |     |
| 40      | 4,800                      | 16.0    | 2.10       | 40      | 3,600                      | 7.7     | 1.95       | 40      | 4,800                      | 36.5    | 2.47       |     |
| 50      | 4,000                      | 24.3    | 2.25       | 50      | 3,000                      | 12.2    | 2.03       | 50      | 4,000                      | 63.5    | 2.96       |     |

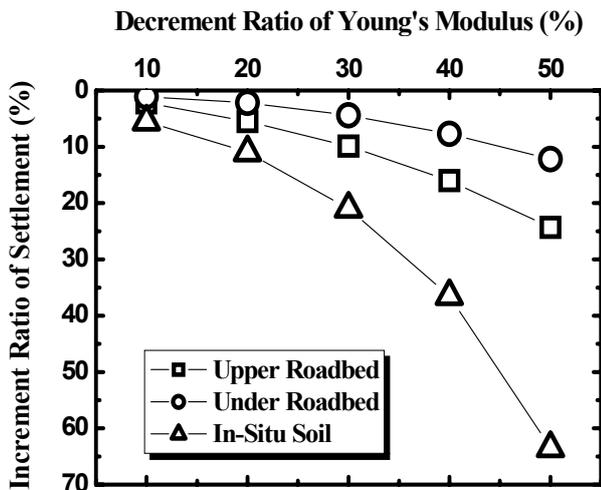


그림 16. 탄성계수 감소율에 따른 노반의 침하량 증가율

용침하량 4mm를 초과하는 원지반의 탄성계수를 검토하였으며, 그 결과 각각 4,700tf/m<sup>2</sup> 및 3,000tf/m<sup>2</sup>으로 나타났다. 따라서 틸팅차량이 개량 분기기에서 최대운행속도로 운행될 경우 원지반의 탄성계수가 3,000tf/m<sup>2</sup> 이상이면 궤도 보수상 문제가 없을 것으로 보이며, 4,700tf/m<sup>2</sup> 이상이면 승차감 및 궤도 보수상 문제가 없을 것으로 판단된다.

## 6. 결론

본 연구는 기존 및 개량 분기기 궤도 성능과 노반의 거동을 분석하였으며, 분기기 개선에 따른 궤도부담력과 노반응력 및 침하저감 효과를 평가하였다. 또한, 노반의 침하 및 응력과 허용침하량 및 허용지력(허용압력)을 비교하여 노반의 안정성을 검토하였으며, 상·하부 노반 및 원지반 탄성계수 변화에 따른 노반의 침하를 평가하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

(1) 새마을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 동

적응중은 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 약 18% 및 19%의 동적운중 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 20% 정도의 동적운중 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.

- (2) 새마을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 레일압력은 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 약 31% 및 32%의 레일압력 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 30% 정도의 레일압력 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.
- (3) 새마을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 노반응력은 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 약 30% 및 32%의 노반응력 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 30% 정도의 노반응력 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.
- (4) 새마을호와 틸팅차량 각각의 최대운행속도에서 노반침하는 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 약 37% 및 34%의 노반침하 저감 효과가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 개량 분기기에서 기존 분기기에 비해 최대 약 35% 정도의 노반침하 저감 효과가 있을 것으로 기대된다.
- (5) 기존 분기기에 비해 개량 분기기에서 동적운중 및 레일압력 그리고 노반응력 및 침하 저감 효과를 확인할 수 있었으며, 이는 레일의 중량화와 크로싱 연결방식의 변화 등으로 인한 충격력의 감소 효과로 판단된다.
- (6) 틸팅차량이 투입될 경우 새마을호에 비해 최대 약 30% 정도의 노반응력 및 침하 저감 효과가 기대되며 이는 틸팅차량의 축중이 새마을호의 축중보다

가벼운 점에 기인한 것으로 판단된다.

- (7) 개량 분기기에서 틸팅차량이 최대운행속도로 운행될 경우 발생하는 노반응력 및 침하량은 각각 노반의 허용지지력(허용압력) 및 허용침하량 이하이므로 노반의 지지력 및 침하 측면에서 안정성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.
- (8) 상·하부 노반 및 원지반의 탄성계수 변화에 따른 노반의 침하량 변화를 검토한 결과 지반 강성이 노반의 침하량에 미치는 영향은 원지반, 상부노반, 하부노반 순으로 크게 나타났다.
- (9) 상·하부 노반의 경우 성토시 철도설계기준에 따라 일정값 이상의 지지력을 가지도록 시공이 되었다면 원지반의 강성이 약한 곳에서 허용치 이상의 침하가 발생할 수 있다. 틸팅차량이 개량 분기기에서 최대운행속도로 운행될 경우 원지반의 탄성계수가 3,000tf/m<sup>2</sup> 이상이면 궤도 보수상 문제가 없을 것으로 보이며, 4,700tf/m<sup>2</sup> 이상이면 승차감 및 궤도 보수상 문제가 없을 것으로 판단된다.

본 연구는 분기기 망간크로싱 하부 노반의 거동을 수치해석을 통해 평가한 것으로 수치해석시 사용된 물성은 선행연구를 참조하여 일반적으로 사용되는 값으로 산정하였다. 하지만 노반압력 산정시 사용된 노반의 압력 분포도는 침목의 재질, 도상 발라스트 및 노반의 물성에 따라 압력분포가 달라질 수 있으며, 수치해석시 사용된 물성은 현장계측을 통한 정확한 값이 아니므로 결과물의 신뢰성 확보를 위하여 추후 현장계측 및 실물 재하시험 등을 통한 검증이 필요하다.

## 감사의 글

본 연구는 2006년도 인제대학교 학술연구조성비 지원에 의해 이루어졌으며 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 건설교통부 (2004), *철도설계기준(노반편)*, 건설교통부.
2. 서사범 (2002), *개정판 선로공학* 열과알.
3. 엄기영, 엄주환, 이진형 (2006), “개량분기기 인근의 소음진동 시뮬레이션”, *한국시뮬레이션학회논문집*, 제15권, 제4호, pp.119-128.
4. 이수형 (2005), “수치해석을 통한 콘크리트 궤도 침하 감소 목적의 말뚝기초 설치 효과 평가”, *한국지반공학학회논문집*, 제21권, 제10호, pp.73-83.
5. 전상수, 엄기영, 김재민 (2007), “기존 및 개량 분기기 충격계수 산정에 따른 노반 지지력”, *한국철도학회논문집*, 제10권, 제5호, pp. 582-588.
6. 정우진, 구동희, 양신추 (2005), “분기기 통과속도 제한규정에 대한 타당성 검토연구”, *한국철도학회논문집*, 제8권, 제1호, pp.93-100.
7. 한국철도기술연구원 (2001), *토구조물 최적설계-철도강화노반재료 및 지지력 강화방안에 관한 연구*, 한국철도기술연구원.
8. 한국철도기술연구원 (2004), *분기기 성능개선을 통한 기존선 속도향상 방안 연구*, 3차년도 연구보고서, 한국철도기술연구원.
9. 한국철도기술연구원 (2005), *기존선 속도향상을 위한 선로시스템 개선기술 개발*, 4차년도 연구보고서, 한국철도기술연구원.
10. 한국철도기술연구원 (2006), *분기기 성능개선을 통한 기존선 속도향상 방안 연구*, 5차년도 연구보고서, 한국철도기술연구원.
11. 한국철도시설공단 (2004), *철도설계편람(토공II)*, 한국철도시설공단.
12. 鐵道總合技術研究所 (1992), *鐵道構造物等設計標準·同解説 土構造物*, 鐵道總合技術研究所, 日本.
13. 鐵道總合技術研究所 (1997), *鐵道構造物等設計標準·同解説 軌道構造 「有道床軌道」(案)*, 鐵道總合技術研究所, 日本.
14. Itasca Consulting Group, Inc. (2002), *FLAC<sup>2D</sup> Manual: Theory and Background*, Itasca Consulting Group, Inc., Minnesota, USA.
15. Richart, F. E., Woods, R. D. and Hall, J. K. (1970), *Vibration of Soils and Foundations*, PrenticeHall, Englewood Cliffs. N. Y.

(접수일자 2007. 11. 12, 심사완료일 2008. 1. 30)



## 수치근접사진측량을 이용한 모형지반 거동량 측정

### The Behavior Measurement of Simulated Ground by Digital Close-Range Photogrammetry

이 효 성<sup>1</sup> Lee, Hyo-Seong

주 재 우<sup>2</sup> Ju, Jae-Woo

정 재 성<sup>3</sup> Jung, Jae-Sung

안 기 원<sup>4</sup> Ahn, Ki-Won

#### Abstract

Digital close-range photogrammetric technique can measure and describe 3D geometric form from 2D image. This technique is increasingly applied in the field of sciences. In the fields of civil and mechanical engineering, which need precise measurements for design, expensive measuring equipments are widely used. In occasions where visual inspection is required in addition to other forms of measurements, appropriate measuring equipments have not been yet available. This study utilizes digital close-range photogrammetric technique to quantitatively analyze behavior patterns before and after destruction from test model of reinforced-soil wall. Then the results are compared with the measurements obtained using digital theodolite to verify the reliability of the proposed method.

#### 요 지

수치근접사진측량은 사진상에 나타난 대상물의 2차원적 형상으로부터 3차원적 기하형상을 측정하고 묘사하는 기술로서 여러 과학 분야에서 그 활용가능성이 증대되고 있다. 그럼에도 불구하고 정밀을 요하는 건설·기계분야에서 수치사진측량 방법 대신 값비싼 계측장비를 이용하는 경우가 많고, 마땅한 계측장비가 없어 시각적인 방법으로 분석하는 경우도 발생한다. 따라서 본 연구에서는 보강토 옹벽 실내모형 시험 장치로부터 수치근접사진측량기법을 적용하여 모형옹벽 파괴전과 파괴 후에 대한 모형지반 거동양상을 정량적으로 제시하고자 한다. 그리고 모형지반 내에 설치한 기준점 변형 량을 각 측정기를 이용하여 측정한 후, 수치근접사진측량 결과 값과 비교하였으며, 이를 통해 적용방법의 신뢰성을 확보하고자 하였다.

**Keywords** : Behavior patterns, Digital close-range photogrammetric technique, Reinforced-soil wall

#### 1. 서 론

보강토공법은 보강기초, 보강성토 및 보강토 옹벽 등의 토류 구조물으로써 다양하게 개발되어 오고 있다. 이 중 보강토 옹벽은 보강재가 파단 되면 위험한 구조물이지만 지진 등의 동적하중에 대한 저항력은 큰 것으로 밝혀져 있다. 보강토 옹벽의 안정성에 대한 중요 요소

는 사용 보강재의 포설길이와 연직간격이라 볼 수 있다 (사용보강재의 포설길이가 길고, 연직간격이 짧을수록 더욱 안정적이다). 그러나 보강재가 길고, 보강간격이 짧으면, 사용 보강재의 면적이 늘어날 수 있다(주재우 등, 2004). 주재우 등(2004)과 김성태(2005)는 보강토 옹벽의 경제적 설계를 위해 알루미늄 봉을 이용한 보강 옹벽모형시험 장치를 이용하여 똑같은 높이를 갖는

1 순천대학교 공과대학 토목환경공학부 조교수 (Assistant Prof. Dept. of Civil & Environmental Eng., Suncheon National Univ., hslee@suncheon.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 순천대학교 공과대학 토목환경공학부 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil & Environmental Eng., Suncheon National Univ.)

3 순천대학교 공과대학 토목환경공학부 부교수 (Associate Prof. Dept. of Civil & Environmental Eng., Suncheon National Univ.,)

4 경상대학교 공과대학 토목공학과 교수, 경상대학교 공학연구원 책임연구원 (Prof. Dept. of Civil Eng., Gyeongsang National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

보강토 옹벽에 있어서, 보강재의 길이 및 연직간격을 바꾸어 가며 자립상태(안전율 1)가 되는 조건을 찾는 실험을 실시하였다. 이때 보강토 옹벽내부의 거동모습과 파괴형상은 저속 단사진 촬영방법인 B-shutter촬영을 통해 관찰하였다. 그러나 이 방법은 보강옹벽 모형시험 장치 내에 있는 알루미늄봉의 파괴전·후에 대한 이동경로를 시각적으로만 분석하였기 때문에 보강재의 길이와 간격에 따른 정량적 거동양상(거동방향과 거동량)에 대한 조사는 이루어지지 못했다.

만일 보강재의 파괴 전·후에 대한 거동양상도 정확히 측정된다면 보강재 길이와 간격은 보다 경제적이고 정확하게 설계되어질 수 있을 것이다. 거동양상을 정량적으로 측정하기 위해선 각 측정기나 토털스테이션(Total Station), 레이저 측정 장비 등을 활용할 수 있겠으나 이들 장비들은 기계 셋업(Set-up) 시간, 측정시간과 비용이 많이 소요될 뿐만 아니라 수치자료만을 제공하므로 시각적 분석을 동시에 할 수 없다. 본 연구에서는 이러한 문제점을 보완할 수 있는 대안적 계측방법으로 수치근접사진측량방법을 제안하고자 한다. 수치근접사진측량은 사진측량의 기본원리를 이용하여 사진상에 나타난 대상물의 2차원적 기하형상으로부터 3차원 형상을 측정하고 묘사하는 기술로서 정밀성, 안전성, 경제성, 일관성과 자동화가 요구되는 여러 과학 분야에서 활용되고 있는 추세이다. 그 중에서도 정밀산업 기계부품분야의 외형적 품질검사와 건설 분야의 구조물 안전진단을 위한 변형 모니터링분야 등에 값비싼 계측장비를 대체하고 자동화 할 수 있다는 장점 때문에 그 활용가능성이 증대되고 있다.

이와 관련한 연구로는 Fraser등(1995)이 DCS 200, CRC-1 측정용 디지털 카메라를 이용한 수치근접사진측량시스템으로 보잉777 항공기 방향타 탭(tab)을 제조하는 기계설비의 치수를 획득하였으며, 석탄 준설선의 작동상황을 관측한 후, 변동차를 모니터링 하였다. Forlani 등(1996)은 측정용 Rolleiflex 6006카메라로 촬영거리 0.7m에서 취득한 알루미늄 판의 변형전과 변형 후에 대한 수치영상을 최소제곱법으로 매칭하여 3차원 위치를 결정한 후, 유한요소법으로 변형량을 측정하고 해석하였다. Jessell 등(1995)은 암석표면을 필름용 카메라로 입체촬영하고, 수치사진측량기법을 적용한 후, 수치표고모형을 작성하였다. 그리고 이로부터 표면 거칠기의 이방성을 측정한 후, 레이저 프로파일러(정밀 3차원 측정기) 측정결과와 비교한 결과 큰 차이가 없음을 제시하

였다. Butler 등(1998)은 약 2.2m의 높이에서 초점거리 80mm 렌즈가 부착된 Hasselblad ELX 500 비측정용 카메라로 취득한 흙 표면의 수치영상을 이용하여 수치표고모형을 작성한 후, 표면 상태를 파악하였다. Merel 등(1998)은 P32 카메라를 이용하여 약 2.4m 높이에서 주기적으로 반복 촬영한 면적 3×1.5m 흙 표면의 수치영상을 DSR14 해석도화기로 3차원 위치를 결정한 후, 흙 표면의 거칠기 변화를 모니터링 하였다. Lascelles 등(2002)은 강우로 인한 지면의 침식작용과 육지에서의 골짜기 형성에 관한 모의실험을 위해, 수치근접사진측량기법을 이용하여 가상의 강우 발생 전과 발생 후의 지면에 대한 수치표고모형을 분석하고, 소규모 지역에 대한 지면변화 양상을 파악하였다. Lee 등(2004)은 Rolleiflex 6006 측정용 카메라와 DCS 420 디지털 카메라로부터 촬영된 입체영상을 이용하여 수치근접사진측량 기법으로 암석의 표면 거칠기를 제시하고, 이들 결과를 레이저 프로파일러로부터 획득한 거칠기 값과 비교하여 제안기법의 신뢰성을 확보하였다.

이진덕 등(1996)은 스틸비디오 카메라를 이용한 비전 측정시스템으로 콘크리트 사일로 지지구조물의 변형을 높은 정밀도로 모니터링 하였다. 신봉호 등(1997)은 DCS 200 디지털 카메라를 사용하여 구조물의 변형측정과 수치영상의 정확도 향상을 위하여 윈도우 환경의 수치영상분석시스템을 구축한 후, 하중변화에 의한 모의교량의 순간거동을 파악하였다. 강준목 등(2000)은 수치근접사진측량기법을 이용하여 건설과 산업구조물의 안전진단을 위한 변형 및 순간거동을 보다 효율적으로 해석하기 위해 CCD 카메라를 이용한 순간동기입체영상 획득시스템을 구축하였으며, 콘크리트 공시체의 하중변화에 따른 변위량을 알아낸 후, 휨 변형량을 해석하였다. 한중근 등(2007)은 수치영상을 이용한 3차원 자동화 비주얼 모니터링 시스템을 개발하였으며, 이로부터 콘크리트 벽면의 강체변위와 보강토 옹벽블록의 변위계측 실험을 실시하였다. 그리고 실험결과를 토털스테이션의 측정결과와 비교하여 개발한 시스템의 활용 가능성을 확인하였다. 그러나 기존연구 사례에서 수치근접사진측량 기법을 지반 공학적 측면에서 활용한 사례는 극히 드물며, 특히 모형지반의 거동량을 효과적으로 측정하기 위한 실험은 거의 시도되지 않았다. 따라서 본 연구에서는 주재우 등(2004)의 선행연구를 통해 제작된 보강토 옹벽 실내모형 시험 장치로부터 수치근접사진측량기법을 적용하여 모형옹벽 파괴전과 파괴 후에 대한

모형지반 거동양상을 정량적으로 제시하고자 한다. 그리고 모형지반 내에 설치한 기준점 변형 량을 각 측정기를 이용하여 삼각측량 원리로 측정한 후, 수치근접사진측량 결과 값과 비교하였으며, 이를 통해 적용방법의 신뢰성을 확보하고자 하였다.

## 2. 계측방법

수치사진측량 기법으로 모형지반 거동양상을 측정하기 위해선 우선적으로 한 쌍의 입체영상을 획득하고, 이로부터 분석하고자하는 지점들의 3차원 위치를 획득해야만 한다. 좌·우 입체영상으로부터 3차원 위치를 결정하기 위한 순서는 다음과 같다.

첫 번째, 촬영 당시의 좌우측 카메라 위치( $X_L, Y_L, Z_L, X_R, Y_R, Z_R$ )와 자세( $\omega_L, \phi_L, \kappa_L, \omega_R, \phi_R, \kappa_R$ ) 즉, 외부표정요소(Exterior Orientation Parameters; EOPs)를 구해야 한다. 이를 위해 그림 1(우측 그림)에서 보는바와 같이, 카메라 렌즈중심과 사진 상의 점, 대상점이 일직선상에 있다는 공선조건을 기본으로 최소제곱법을 이용한 번들조정 기법을 적용할 수 있다. 식 (1)은 카메라 렌즈 중심의 3차원 위치와 자세, 임의 점에 대한 3차원 위치, 이에 대응하는 영상좌표에 대한 관계식을 표현한 것이다 (Moffitt 등, 1980).

$$\begin{aligned} x_L &= -f_L \frac{m_{L11}(X - X_L) + m_{L12}(Y - Y_L) + m_{L13}(Z - Z_L)}{m_{L31}(X - X_L) + m_{L32}(Y - Y_L) + m_{L33}(Z - Z_L)} \\ y_L &= -f_L \frac{m_{L21}(X - X_L) + m_{L22}(Y - Y_L) + m_{L23}(Z - Z_L)}{m_{L31}(X - X_L) + m_{L32}(Y - Y_L) + m_{L33}(Z - Z_L)} \end{aligned} \quad (1)$$

여기서,  $x_L, y_L$ 는 임의 점의 좌측 영상좌표,  $X_L, Y_L, Z_L$ 는

좌측 카메라 렌즈중심의 3차원 위치,  $X, Y, Z$ 는 임의 점의 3차원 위치,  $f_L$ 은 좌측영상의 초점거리이다. 그리고  $m_{L11} \dots m_{L33}$ 은  $\omega_L, \phi_L, \kappa_L$ 이 포함되어 있는 좌측영상의 회전행렬이다.

두 번째, 실험 대상물을 두 장 이상 중복시켜 촬영한 좌·우 입체영상에서 원하는 지점의 동일 사진좌표(또는 영상좌표)를 획득해야 한다. 동일한 지점의 영상좌표를 획득하는데 있어선 시각적인 방법 또는 수치적 영상처리에 의한 자동화 방법이 있다.

세 번째, 결정된 EOPs와 좌·우 영상의 동일점을 이용하여 3차원 위치를 계산하기 위해선 공간교차이론을 적용한다. 공간교차이론은 중복된 좌·우 영상에서 임의의 동일점을 찾았을 경우, 그때의 좌·우 카메라 투영중심에 의하여 두 개의 직선(또는 공선)이 형성된다는 원리에 근거한다(Moffitt 등, 1980). 그림 1(우측 그림)에서 이론적으로는 두 공선이 한 점에서 만나야 하지만, 일반적으로 EOPs를 결정할 때와 좌·우 영상의 동일지점(또는 매칭위치) 결정에서 피할 수 없는 오차들로 인하여 두 공선은 서로  $d(=[d_x, d_y, d_z]^T)$ 만큼 교차하지 않는다. 따라서 실제에 있어서는 두 직선의 최단 거리인 벡터  $k \cdot d$ 를 찾아 이것의 중간점을 교차점으로 간주하여 3차원 위치를 계산한다. 이는 다음의 식으로 나타낼 수 있다.

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_L \\ Y_L \\ Z_L \end{bmatrix} + \lambda_{L1} \cdot M_L^T \cdot \begin{bmatrix} x_L \\ y_L \\ -f_L \end{bmatrix} + \frac{1}{2} k \begin{bmatrix} d_x \\ d_y \\ d_z \end{bmatrix} \quad (2)$$

여기서,  $\lambda_{L1}$ 은 그림 1(우측그림)에서 임의지점에 대한 좌측영상 면과 대상 면까지의 공선에서 렌즈중심으로부터 영상 면까지의 벡터와 렌즈중심으로부터 대상 면까지의 벡터 비,  $\kappa$ 는 최단 거리  $d$ 에 대한 방향벡터  $\vec{d}$ 의 스칼라

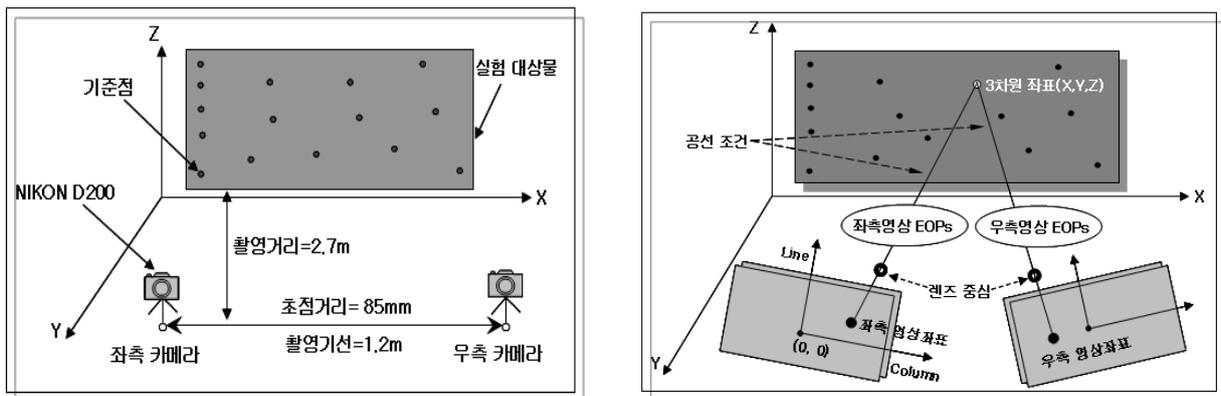


그림 1. 사진측량을 위한 대상물과 카메라 셋업 모습(좌측그림), 대상물 임의 지점과 이에 대응하는 좌·우 영상 지점 각각에 대한 공선조건 및 좌·우 영상 동일 영상지점의 공간교차 이론(좌·우 공선이 대상물임의 지점에서 교차하는 이론)에 의한 3차원 위치 추출 개념도(우측그림)

라(Scalar),  $M_L^T$ 은 회전행렬  $\begin{bmatrix} m_{L11} & m_{L12} & m_{L13} \\ m_{L21} & m_{L22} & m_{L23} \\ m_{L31} & m_{L32} & m_{L33} \end{bmatrix}$ 의 전치행렬이다.

이 방법은 근사적인 방법이지만 실용적인 면에서 가장 많이 사용된다. 정확한 해를 구하기 위하여 공선조건식을 이용한 최소제곱법을 사용하기도 하지만, 이것은 계산시간이 많이 소요되고, 반복계산을 요구하므로 주로 셋 이상의 직선을 교차시킬 때 사용한다.

### 3. 적용실험과 비교분석

본 연구에서 사용한 실내모형 시험 장치는 그림 3에서 보는바와 같이 가로×세로×폭이 각각 500×260×50mm의 크기로서 직경이 각각 1.6mm와 3.0mm의 소형 알루미늄 봉을 일정 중량비로 포설하여 모형지반으로 활용하였고, 옹벽(또는 벽체)은 높이 24cm의 나무막대를 이용하였다. 그리고 보강재로는 비교적 인장강도가 큰 한지를 사용하였으며, 보강재 내부를 그림 2에서와 같이 일부를 격자형으로 도려내어 보강재 상·하부 알루미늄 봉이 맞닿아 있도록 하였다. 보강재로 사용한 한지는 인장강도시험을 행한 결과 최대 인장강도가 약 205kg/m이었다. 또한 실험장치(그림 5)에서 모형벽체와 보강재는 왼쪽 잠금장치를 풀면 보강재 길이나 연직 포설간격 등 포설조건에 따라서 자립하기도 하고 파괴되기도 하

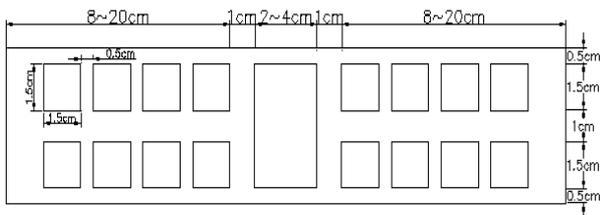


그림 2. 격자형 보강재의 형태

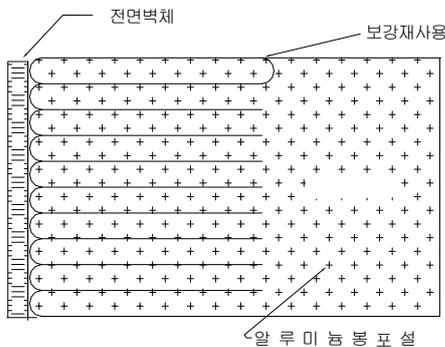


그림 3. 보강옹벽, 보강재와 지반으로 구성된 실내모형 시험장치

지만 본 실험에서는 모형지반 파괴 시 거동 량 측정을 위한 것이므로 자동적으로 파괴현상이 일어나도록 설치하였다.

실험에 사용된 카메라는 CCD 크기가 가로 23.6mm×세로 15.8mm(한 화소 크기 : 0.006mm)인 NIKON D200 디지털 비측정용 카메라를 이용하였으며(그림 4), 3,872×2,592 화소와 초점거리 85mm로 수평 촬영하여 입체영상을 획득하였다. 촬영기선은 1.20m, 촬영거리는 약 2.7m로 하였다(그림 1에서 좌측그림). 좌표축은 X축이 좌·우 카메라의 기선방향, Y축이 카메라 촬영방향이 되도록 하였으며, Z축은 XY 평면과 직각방향이 되도록 설정하였다. 외부표정요소 초기 값으로 사용될 회전요소 중 X, Z축 회전요소는 카메라 중심과 임의 기준점간의 기하학



그림 4. NIKON D200 디지털 카메라

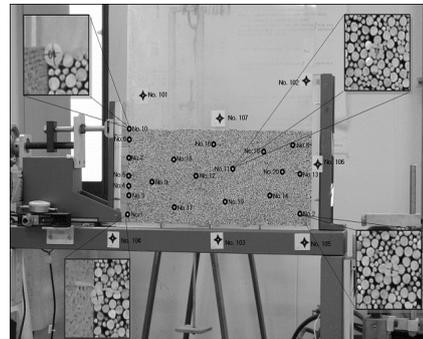


그림 5. 모형시험 장치와 기준점 배치도 및 일부 기준점 확대모습



그림 6. 모형시험 장치의 거동 전·후 변화량 측정모습

적 관계를 이용하여 구하였고, Y축은 회전이 거의 없는 것으로 설정하였다.

입체영상은 모형지반 거동 전, 거동 후 각각에 대하여 획득하였으며(그림 7), 이때 카메라의 흔들림을 방지하고, 거동 전·후 입체영상의 동일한 외부표정요소를 획득할 수 있도록 무선 리모컨을 이용하여 촬영하였다. 그리고 포설된 알루미늄 봉에 20점, 시험장치 주변에 7점의 타겟(또는 측정점)을 설치하였으며(그림 5), 27점의 3차원 위치는 모형지반 거동 전·후 각각에 대하여 5초읽기 데오드라이트(DT5S 각 측정기)를 이용한 삼각측량 원리로 구하였다(그림 6). 사용한 각 측정기는 정밀도가 5초 내외이고, 거리 약 4.5m 정도에서 각 측정이 이루어졌으므로 각 측정기의 위치결정 정밀도는 0.1mm 정도가 된다고 볼 수 있으나 이는 측정자의 숙련도에 따른 개인 오차 등을 제외한 수치이다. 시험장치 주변 7점을 모형지반 거동 전·후에 대한 영상의 내·외부표정요소 결정을 위한 기준점으로 활용하였고, 알루미늄 봉에 설치된

20점 중 측량오차가 큰 측정점을 제외한 나머지 점들은 모형지반 거동 량 및 측정정확도 파악을 위한 검사 점으로 활용하였다(그림 5).

기준점의 3차원 위치와 영상좌표, 카메라 렌즈중심의 대략적 위치와 회전요소를 이용하여 번들조정을 수행한 후, 입체영상의 외부표정요소를 결정함과 동시에 내부표정요소(초점거리 등)를 조정하였다. 이로부터 모형지반 거동 전·후에 대한 검사 점의 3차원 위치를 구하고, 각 측정기로 실측한 결과 값과 비교하였다(표 1). 외부표정요소 결정정확도(촬영된 사진으로부터 대상물의 위치를 계산하는데 있어서 정확도의 척도가 되는 부분 즉, 외부표정요소 결정정확도가 낮으면 위치계산의 정확도도 떨어지게 된다)는 표 1에서 보는바와 같이 모형지반 거동전이 거동후보다 비교적 높게 나타났다. 리모컨으로 촬영한 카메라는 거의 움직임이 없다고 봤을 때, 모형지반 거동 후 측량한 검사 점의 정확도가 측정자의 개인적 피로 등에 의해 측정 정밀도가 상대적으로 떨어

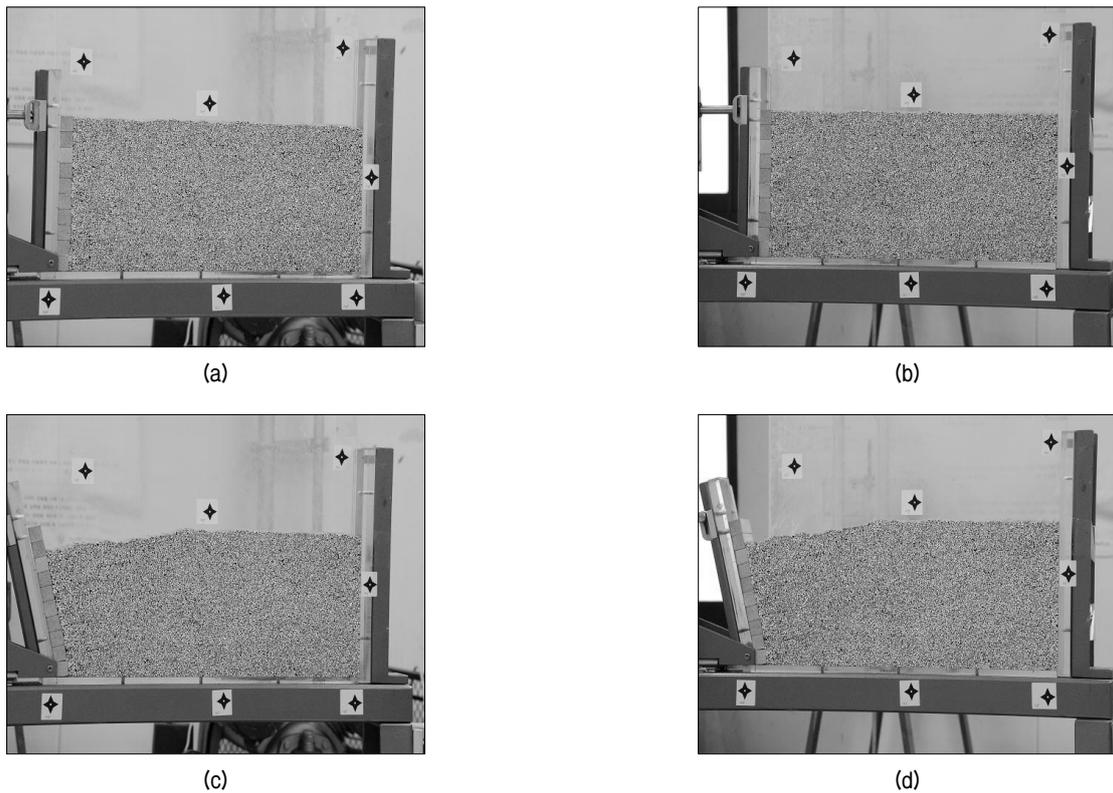


그림 7. 모형지반 거동전의 좌·우 입체영상(a, b)과 보강토 응벽 파괴에 의한 거동후의 좌·우 입체영상(c, d)

표 1. 모형지반 영상의 외부표정요소 결정 정확도(단위: mm)

| Case    | RMSE X | RMSE Y | RMSE Z |
|---------|--------|--------|--------|
| 거동 전 영상 | 0.78   | 1.06   | 0.36   |
| 거동 후 영상 | 1.11   | 1.33   | 1.12   |

졌기 때문인 것으로 판단된다.

표 2는 각 측정기와 수치사진측량으로 획득한 검사 점의 모형지반 거동 전·후 변화량을 비교한 것이다. 비교 결과, 두 방법에서 12번의 Z방향 변화량 차이가 3mm 정도로 가장 크게 나타났으며, 나머지 점들은 대부분 2mm 내외의 변화량 차이를 보였다. 두 방법에 대한 전체적인 평균제곱근 오차는 X방향이 0.51mm, Y방향이 1.69mm, Z방향이 0.92mm의 결과를 보였다. 여기서 Y방향(촬영방향)의 오차가 X, Z방향에 비해 상대적으로 큰 이유는 기준점 배치가 평면적(X, Z방향)으로는 골고루 분포되는 반면에 촬영방향에 대해선 평면적 분포만큼 배치시킬 수 없고(그림 5), 촬영기선에 비해 촬영거리가 상대적으로 길기 때문이다(그림 1에서 좌측그림).

이로부터 결정된 외부표정요소는 위치결정 정확도에 있어서 직접적인 영향을 주게 된다. 그리고 촬영한 카메라의 초점거리가 85mm, 촬영거리가 2700mm이면 영상 축척(초점거리/촬영거리)은 약 1/32이 되고, 촬영된 영

상의 한 화소크기는(원래 한 화소크기×축척 분모 수) 0.2mm 정도가 된다. 측정용 카메라를 사용할 경우 평면 위치(본 연구에서 X, Z방향) 측정 정확도가 일반적으로 1~2 화소크기 내에 들어오나, 본 연구에서 사용한 카메라는 측정용이 아니기 때문에 초점거리의 부정확성과 렌즈왜곡 등으로 인한 오차를 감안하면 계산한 화소 크기보다 더 큰 오차가 발생할 가능성이 크다고 볼 수 있다.

결론적으로 NIKON D200 디지털 비측정용 카메라로부터 수치근점사진측량을 적용하여 보강토 옹벽 실내 모형 시험장치의 거동량을 약 3m 거리에서 측정할 경우 평면위치는 ±1mm 범위, 평면과 직각방향은 ±2mm 범위내외에서 계측이 가능할 것으로 판단된다. 그리고 그림 8에서 보는바와 같이 모형지반은 옹벽 부근 지반들의 변형이 많이 일어난 것에 비해 다른 지점들은 보강재에 의해 거의 변형이 일어나지 않은 것을 알 수 있다.

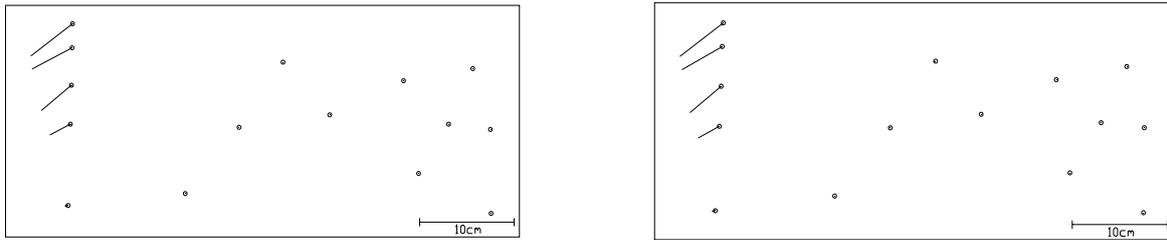


그림 8. 측정기(좌)와 사진측량(우)에 의한 모형지반 검사 점의 거동방향과 거동 량

표 2. 각 측정기와 사진측량으로 획득한 검사 점의 거동 전·후 변화량 비교(단위: mm)

| No.  | X방향 변화량 |       | Y방향 변화량 |      | Z방향 변화량 |       | 두 방법의 차이 값 |      |      |
|------|---------|-------|---------|------|---------|-------|------------|------|------|
|      | 각 측정기   | 사진측량  | 각 측정기   | 사진측량 | 각 측정기   | 사진측량  | X 차        | Y 차  | Z 차  |
| 1    | 3.64    | 4.05  | -0.06   | 1.84 | 0.71    | 0.25  | 0.41       | 1.90 | 0.46 |
| 2    | -0.28   | 0.37  | -0.20   | 0.66 | 0.21    | -0.19 | 0.65       | 0.86 | 0.30 |
| 5    | 21.82   | 22.41 | -0.11   | 1.78 | 11.34   | 11.17 | 0.58       | 1.89 | 0.17 |
| 6    | 42.65   | 42.14 | 4.14    | 0.47 | 24.07   | 22.64 | 0.51       | 1.70 | 1.43 |
| 7    | 31.92   | 32.62 | -1.01   | 1.52 | 26.12   | 25.54 | 0.70       | 2.53 | 0.58 |
| 8    | -0.20   | 0.17  | -0.51   | 0.56 | 0.21    | 0.03  | 0.37       | 1.07 | 0.18 |
| 10   | 44.35   | 45.32 | -1.90   | 0.64 | 33.46   | 32.75 | 0.97       | 2.54 | 0.71 |
| 11   | 0.05    | 0.25  | -0.39   | 0.35 | -0.26   | -0.08 | 0.20       | 0.74 | 0.18 |
| 12   | 0.20    | 0.48  | -0.59   | 0.68 | 0.71    | 0.18  | 0.28       | 1.27 | 0.53 |
| 17   | -0.76   | 0.34  | -1.48   | 0.79 | -0.16   | 0.03  | 1.10       | 2.27 | 0.19 |
| 19   | -0.35   | 0.29  | -0.78   | 1.25 | 0.36    | -0.17 | 0.64       | 2.03 | 0.53 |
| 20   | -0.19   | 0.22  | 0.13    | 0.26 | -2.99   | -0.04 | 0.41       | 0.13 | 2.95 |
| 25   | 1.61    | 2.05  | -0.57   | 0.36 | 0.37    | 0.47  | 0.44       | 0.93 | 0.10 |
| 42   | -0.06   | 0.12  | -0.74   | 1.50 | 0.01    | -0.11 | 0.18       | 2.24 | 0.12 |
| 54   | -0.21   | 0.35  | -0.05   | 0.85 | 0.10    | -0.04 | 0.56       | 0.90 | 0.14 |
| RMSE |         |       |         |      |         |       | 0.59       | 1.69 | 0.92 |

#### 4. 결 론

본 연구에서는 보강토 옹벽 실내모형 시험 장치로부터 모형옹벽 파괴전과 파괴 후에 대한 모형지반 거동량을 수치근접사진측량기법으로 측정된 후, 측량기기에 의한 실측값과 비교해 보았다. 그 결과, 최대오차는 3mm, 평균제곱근 오차는 2mm를 넘지 않았다. 따라서 수치근접사진측량으로 보강토 옹벽 실내모형 시험장치의 거동량 계측가능성을 제시할 수 있었으며, 보다 빠른 자동화가 가능하다면 고가의 계측장비가 요구되는 기계·건설 분야의 구조물 측정에 활용이 가능할 것으로 판단된다.

#### 참 고 문 헌

1. 강준목, 배연성, 주영은, 엄대용 (2000), CCD 영상획득 시스템에 의한 피사체의 변위 측정, *한국측량학회지*, 제 18권, 제 1호, pp.25-32.
2. 김성태 (2005), *보강재의 길이와 간격을 고려한 보강토옹벽의 한계파괴조건 연구*, 순천대학교 석사학위논문.
3. 신봉호, 엄재구, 양승용, 송왕재 (1997), 구조물의 변형측정을 위한 수치영상의 정확도 향상, *대한토목학회논문집*, 제 19권 제 3-4호, pp.677-685.
4. 주재우, 김성태, 김재영, 장용채, 조삼덕 (2004), 사진촬영을 통한 보강토옹벽의 파괴조건 연구, *2004 한국지반공학회 춘계학술대회논문집*.
5. 이진덕, Fraser. C. S. (1996), 비전측정시스템을 이용한 구조물의 변형 모니터링, *대한토목학회논문집*, 제 16권, 제 3-4호, pp.343-350.
6. 한중근, 홍기권, 김영석, 조삼덕, 광기석 (2007), 수치사진영상을 이용한 자동변위계측시스템의 개발과 적용, *한국지반공학회논문집*, 제 23권, 제 5호, pp.53-62.
7. Butler, J. B. and Lane, S. N. (1998), Assessment of DEM quality for characterizing surface roughness using close range digital photogrammetry. *Photogrammetric Record*, 16, pp.271-291.
8. Forlani, G., Guzzetti, F., Pinto, L. (1996), Reconstruction of the Deformation Surface of CFER Panels, *IAPRS*, Vol. 31, B5, pp.209-214.
9. Fraser, C. S. and Shortis M. R. (1995), Metric Exploitation of Still Video Imagery, *Photogrammetric Record*, Vol.15, No.85, pp.107-122.
10. Jessell, M. W., Cox, S. J. D., Schwarze, P. and Power. W. (1995), The anisotropy of surface roughness measured using a digital photogrammetric technique. *Geological Society of London Special Publication*, 92, 27-37.
11. Lascelles, B., David, F. M., Parsons, T. and Boardman, J. (2002), Automated Digital Photogrammetry: A Valuable Tool for Small-scale Geomorphological Research for the Non-photogrammetrist?, *Transactions in GIS*, Vol. 6, No.1, pp.5-15.
12. Lee, H. S. and Ahn, K. W (2004), A prototype of digital photogrammetric algorithm for estimating roughness of rock surface, *Geosciences Journal*, Vol.8, No.3, pp.333-341.
13. Merel, A. P., Farres, P. J. (1998), The monitoring of soil surface development using analytical photogrammetry. *Photogrammetric Record*, 16, 331-345.
14. Moffitt, F. H. and Mikhail, E. M. (1980), *Photogrammetry*, 3rd ed., Happer & Row, New York.

(접수일자 2007. 11. 14, 심사완료일 2008. 2. 29)

## 지반내 입자거동 및 흐름을 고려한 수압작용 모델링

### Fluid Injection Simulation Considering Distinct Elements Behavior and Fluid Flow into the Ground

전 제 성<sup>1</sup> Jeon, Je-Sung

김 기 영<sup>2</sup> Kim, Ki-Young

#### Abstract

It is interesting to note that distinct element method has been used extensively to model the response of micro and discontinuous behavior in geomechanics. Impressive advances related to response of distinct particles have been conducted and there were difficulties in considering fluid effect simultaneously. Current distinct element methods are progressively developed to solve particle-fluid coupling focused on fluid flow through soil, rock or porous medium. In this research, numerical simulations of fluid injection into particulate materials were conducted to observe cavity initiation and propagation using distinct element method. After generation of initial particles and wall elements, confining stress was applied by servo-control method. The fluid scheme solves the continuity and Navier-Stokes equations numerically, then derives pressure and velocity vectors for fixed grid by considering the existence of particles within the fluid cell. Fluid was injected as 7-step into the assembly in the x-direction from the inlet located at the center of the left boundary under confining stress condition,  $0.1MPa$  and  $0.5MPa$ , respectively. For each simulation, movement of particles, flow rate, fluid velocity, pressure history, wall stress including cavity initiation and propagation by interaction of fluid-particles were analyzed.

#### 요 지

개별요소방법은 재료의 미시적 거동 및 불연속적 거동과 관련하여 지반공학 분야에서 그 활용이 증가하고 있으나, 기존 개별요소 방법들은 입자형태의 재료들간 상호작용을 위주로 연구 되었으며, 이는 지반공학 분야에 개별요소 방법을 제한적으로 적용하는 주요 원인이 되었다. 최근 기존 개별요소 방법에 흙, 암반 및 투수성 매질에서의 물 흐름을 고려한 수리연동 기법의 적용연구(Kawaguchi et al., 2003; Shimizu, 2004)가 진행되고 있다. 본 연구에서는 기존 개별요소방법에 수리연동 기법을 적용하여 수압조건별 지반의 공동생성 및 확장에 대한 수치해석을 실시하였다. 직사각형 해석요소 입자크기와 초기 간극률 조건에 대한 개별요소 및 경계면 생성 후, 서보 제어방법을 통한 경계면 응력조건을 구현하였다. 수리거동의 고려는 연속방정식과 Navier-Stokes 방정식을 이용하여 압력과 속도를 구한 후, 입자와 유수간의 상호작용을 풀어가는 방식(Tsuji, 1993)으로 수행하였다. 구속압 조건( $0.1MPa$ ,  $0.5MPa$ )에 대하여 해석모델 중앙지점에 7단계로 증가되는 수평방향 유속을 재하하고, 재하지점 인근의 개별요소 이동 및 지점별 유량, 유속, 압력, 경계면 응력변화 등을 분석하였으며, 해석조건에 따라 개별요소와 수리영향의 상호거동을 통한 공동생성 및 확장, 한계압력 발생 등을 확인하였다.

**Keywords :** Cavity initiation, Distinct element method, Fluid coupling, Fluid injection, Fluid scheme, Numerical method

1 정희원, 한국수자원공사 수자원연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, KIWE, Korea Water Resources Corporation, jsjeon@kwater.or.kr, 교신저자)

2 정희원, 한국수자원공사 수자원연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, KIWE, Korea Water Resources Corporation)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

지반공학분야에 있어 개별요소방법은 기존 연속체 개념의 수치해석 방법에서 구현하기 어려웠던 재료의 미시적 거동 및 불연속적 거동을 모델링할 수 있는 효과적인 방법으로서, 실제 지반공학적인 문제에 이 방법을 적용하기 위한 많은 응용연구(Skinner, 1969; Stfield et al, 1988; Ting et al., 1989; Cundall et al., 1979, 2001)가 진행되어 왔다.

개별요소방법이 가장 활발하게 적용된 암반공학 분야에 있어서는 암반의 미시적 거동분석을 통한 파괴 메카니즘 연구(Owen et al., 2002) 및 암석과 절리암반의 강도, 변형특성 연구(Cho et al., 2004; 신중호 등, 2000; 박의섭 등, 2005), 수치실험실로서의 활용연구(Li et al., 2002) 등 다양한 분야의 연구가 진행되어 왔다.

또한 개별요소방법은 조립재료 및 락필재료를 대상으로한 지반공학적인 분야에 그 활용성이 증가되고 있는데, 지반공학분야에의 응용방안 제시(Cundall, 1979, 2001)를 시작으로 조립재료의 미시적 강도특성(Ting et al., 1988, 1989), 조립재료의 형상 모델링 기법(Thomas et al., 1999), 실내시험 모델링을 통한 기초 지지력 연구(Hainbüchner et al., 2002), 대규모 락필재료에 대한 입도분포 생성 및 실내시험 모델링(전제성 등, 2006) 등 많은 분야에 그 적용이 증가되고 있다.

그러나, 기존의 개별요소방법은 입자형태의 재료들 간 상호작용을 위주로 개발되었으며, 이는 물의 영향이 미시적 혹은 전체적 거동에 큰 영향을 미치는 지반공학적인 분야에 있어 개별요소방법을 제한적으로 적용할 수 밖에 없었던 근본 이유가 되었다.

최근들어 기존 개별요소방법과의 수리 연동해석 기법이 개발(Kawaguchi et al., 1992, 2003; Shimizu, 2004)되었으며, 이를 통해 개별요소해석에 수리문제를 접목시키는 연구가 시도되고 있다. 본 연구에서는 기존 개별요소방법에 수리연동 기법을 적용하여 수압조건별 지반의 공동생성 및 확장에 대한 모델링을 실시하였으며, 구속압 및 재하유속 조건에 대하여 재하지점 인근의 개별요소 이동 및 지점별 유량, 유속, 압력, 경계면 응력변화 등을 분석하였다.

## 2. 개별요소해석

### 2.1 해석모델

개별요소방법에 대한 수리연동 해석을 위해서는 기

본적으로 일정 해석영역을 설정하고 그 영역안에 임의의 직경범위에 대한 개별요소를 생성하여야 하며, 이들에 대한 미시 물성치를 부여하는 과정이 선행되어야 한다.

본 연구에 이용된 개별요소해석 프로그램은 PFC<sup>2D</sup> (Itasca, 2004)로서, 본 프로그램은 각각의 독립적인 입자들로 전체 모델을 생성하게 되며, 각 입자간 접촉면에서의 하중-변위관계로 표현되는 접촉면 구성모델에 의해 입자 개개의 미시적 거동 및 전체적인 거동에 대한 해석을 수행하게 된다.

본 연구에서 적용한 해석모델은 길이 100mm, 높이 80mm의 직사각형 해석영역에 최소반경 0.5mm, 최대반경 0.8mm의 개별요소를 초기간극률 0.15 조건으로 생성하였다. 최종 개별요소 생성결과 및 전체적 해석모델은 그림 1과 같으며, 해석결과와 분석을 용이하게 하기 위하여 각 위치별 개별요소의 색을 다르게 선정하였다.

간극률 및 개별요소 크기를 고려한 적정 요소수는 식 (1)에 의해 결정되고, 최종 간극률 조건을 만족시키기 위해 식 (2)와 같은 요소확장계수( $m$ )를 산정, 기존 생성된 개별요소들의 크기를 변경시키는 과정을 통해 초기 해석모델을 생성하였으며, 최종 생성된 개별요소는 5,123 개 이다.

$$N_p = \frac{A}{\pi(\bar{R})^2} [1-n] \tag{1}$$

여기서,  $N_p$  : 개별요소수(number of particles)

$A$  : 전체 시료면적

$\bar{R}$  : 평균 입자반경,  $\bar{R} = (R_{min} + R_{max})/2$

$n$  : 간극률

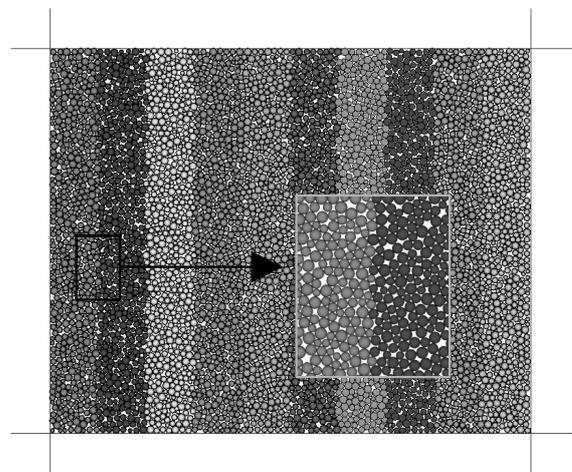


Fig. 1. Initial model for DEM

$$m = \sqrt{\frac{1-n}{1-n_o}} \quad (2)$$

여기서,  $n$  : 목표 간극률

$n_o$  : 현 요소생성 상태에 대한 간극률

해석영역 외곽에는 경계조건 구현을 위한 4개의 경계면(wall)을 생성하였으며, 그 길이는 구속응력 재현시의 서보 제어를 위해 약간의 여유를 두었다.

한편, 개별요소법에서는 일반적인 연속체 해석에서와 같이 미리 정해진 해석재료의 대표 물성치를 이용하는 것이 아닌, 각 입자요소들의 상호거동을 표현하는 미시 물성치를 이용하여 세부적인 역학거동을 해석하게 된다. 즉, 개별요소방법은 일반적인 연속체 해석과 달리 해석대상의 전체적 거동을 적절하게 표현할 수 있는 미시 물성치의 산정과정이 매우 중요하다.

Huang(1999)은 암반에 대한 미시물성치 산정을 포함하는 관련 연구를 수행하였으며, 본 연구에서는 기존의 연구결과를 이용하여 개별요소를 생성하였다.

본 연구에 적용된 개별요소와 경계면에 대한 구체적인 미시물성치 값은 표 1 및 그림 2와 같으며, 이를 연속체 해석시의 특성치로 나타내면  $\phi = 40^\circ$ ,  $E = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0.494$ 에 해당된다(Huang, 1999).

Table 1. Micro-parameters used for simulations

| Microparameter                                | Value             |
|---|-------------------|
| Density of ball, $\rho(\text{kg}/\text{m}^3)$ | 2,650             |
| Normal stiffness, $k_n(\text{N}/\text{m})$    | $5.0 \times 10^7$ |
| Shear stiffness, $k_s(\text{N}/\text{m})$     | $5.0 \times 10^7$ |
| Friction coefficient, $\mu$                   | 0.84              |
| Wall Stiffness reduction factor               | 1.0               |

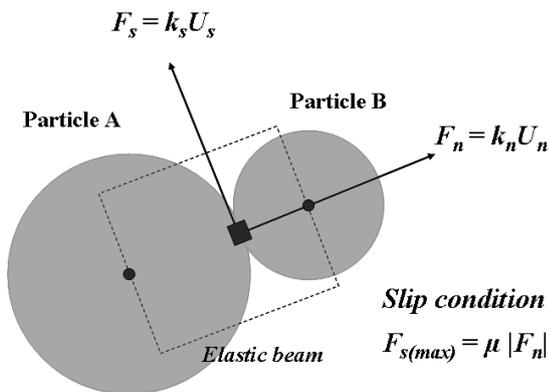


Fig. 2. Contact model

## 2.2 경계면 응력조건 구현

초기조건에 대한 개별요소 생성 및 그에 대한 평형조건이 만족된 후에는 수리연동 해석과정에서의 구속압 조건을 만족시키기 위한 경계면 응력조건 구현이 필요하다.

구속압 재하 모델링은 4개 외측경계면 개별요소에 특정 응력을 재하하는 응력 제어방법과 4개 경계면(wall)을 이동시켜가며 특정 응력조건에 대한 만족여부를 확인하는 변위 제어방법의 두 가지로 이루어 질 수 있다.

Cundall 등(1982)의 연구결과에 의하면, 응력 제어방법은 해석상 구현에 있어 손쉬운 것이 사실이지만, 해석과정중 일관된 구속압 재하가 불가능하고 해석중의 개별요소 이동 및 초기모델 영역 밖으로의 이탈현상 등으로 인하여 그 결과의 신뢰성 확보가 어려운 것이 사실이다.

본 연구에서는 변위 제어방법을 통해 소정의 구속압 조건을 구현하였다. 일단 4개 경계면중 수평방향 경계면 2개와 수직방향 경계면 2개를 특정 속도로 이동시킨 후 그 시점에서 각 경계면에 작용하는 수직 및 수평방향 응력을 산정하였다. 본 연구에 사용된 프로그램에서는 경계면에 작용하는 응력을 직접적으로 산정할 수 없으므로, 경계면에 작용하는 총 하중과 시점별 경계면 길이를 고려하여 경계면 응력을 산정하였다. 이렇게 산정된 방향별 경계면 응력과 재하하고자 하는 방향별 구속압의 크기를 비교하여 그 차이가 소정의 허용범위( $\alpha$ )를 만족하지 않으면 다시 경계면의 속도를 식 (3) 및 식 (4)에 의해 산정하고 동일한 계산과정을 반복하였다.

이러한 일련의 과정은 수리연동 해석시의 전 해석단계별에 있어 서보-제어 방식으로 수행되었다.

$$G = \frac{\alpha A}{k_n^{(w)} N_c \Delta t} \quad (3)$$

여기서,  $\alpha$  : 측정응력 및 구현응력에 대한 허용범위

$A$  : 경계면 면적

$N_c$  : 경계면과 개별요소의 접촉점 수

$k_n^{(w)}$  : 접촉면에서 경계면과 개별요소의 평균 강성

$\Delta t$  : 한단계 해석단계 시간

$$\dot{u}_w = G(\sigma_m - \sigma_r) = G \Delta \sigma \quad (4)$$

여기서,  $\dot{u}_w$  : 경계면의 이동속도

$\sigma_m$  : 경계면 이동후 경계면에 작용하는 측정 응력

$\sigma_r$  : 재하하고자 하는 구속응력

그림 3과 그림 4는  $\sigma_{xx} = 0.1 MPa$ ,  $\sigma_{yy} = 0.1 MPa$ 의 구속압 조건을 구현하기 위한 반복 서보-제어 과정에서의 경계면 변형률 및 응력값을 나타낸 것이다.

그림 3에서의 변형률은 식 (5)에 의해 산정되었으며, 결과에서 알 수 있듯이, 초기 해석단계에서는 별도의 경계면 응력상태가 발견되지 않았으므로 초기 경계면의 이동이 큰 폭으로 진행되었으며, 방향별 경계면 이동은 증가와 감소를 반복하고 이러한 반복과정을 통해 경계면 응력은 일정한 값에 수렴하고 있다.

$$\varepsilon = \frac{l - l_o}{0.5(l_o + l)} \quad (5)$$

여기서,  $l_o$  : 각 방향별 초기 모델의 길이

$l$  : 서보-제어과정에 따른 현재의 각 방향별 모델 길이

그림 4는 이러한 서보-제어 과정에서 측정된 경계면 응력값을 나타낸다. 초기의 경계면 응력값은 큰 폭으로 증가와 감소를 반복하고 있으나, 위에서의 서보-제어 과정을 통해 그 폭은 점차 감소하게 되며, 최종적으로는

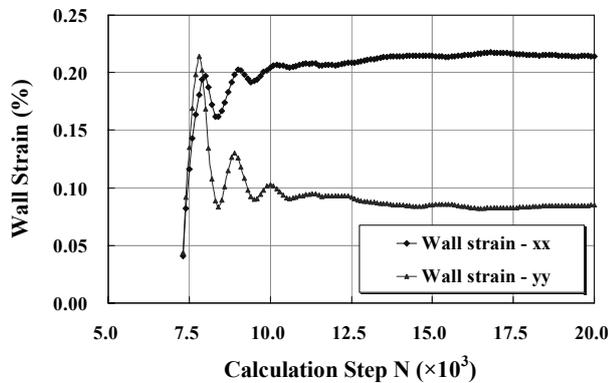


Fig. 3. Wall strain with step during servo-control procedure

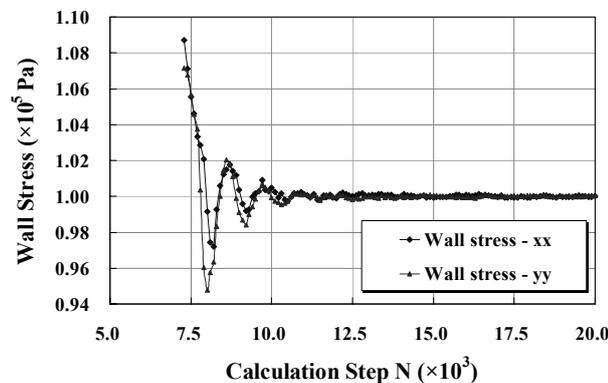


Fig. 4. Wall stress with step during servo-control procedure

구현하고자 하는 방향별 구속압  $0.1 MPa$ 을 만족하게 된다. 이러한 경계면 응력조건의 구현과정은 수리연동 해석시의 모든 과정에서도 동일하게 수행되어 항상 일정한 구속압 조건을 유지시키게 된다.

### 3. 개별요소방법에 대한 수리연동 해석

#### 3.1 수리거동 및 입자유동의 상호작용

개별요소해석에 수리거동을 접목시키는 가장 일반적 방법은 오일러언 좌표계에서 압력과 속도를 계산하기 위한 연속방정식을 풀어가는 것이며, 이때 Darcy 방정식은 유량과 속도의 선형적 관계를 표현하는데 사용되어진다. 한편 개별요소방법에서의 입자유동은 라그랑지안 방법을 통해 유도되며, 입자유동으로 인한 입자 재배열은 압력의 변화를 초래하여 결과적으로는 입자에 작용하는 체적력을 변화시키게 된다.

Tsuji 등(1993)은 라그랑지언 및 오일러언 방법을 혼합한 적용기법으로서, 연속방정식과 Navier-Stokes 방정식을 풀고 이를 통해 수리거동에 의한 압력과 속도를 구한 후, 수리거동시의 입자와 유수간의 상호작용을 고려하는 방법을 제안하였으며, 본 연구에서도 이러한 방법으로 입자유동 및 수리거동에 대한 연동해석을 실시하였다.

임의 흐름조건에 대해 3차원 미소요소내 개별요소에 작용하는 하중은 식 (6)과 같이 표현되며, 3차원 조건에서의 간극률 정의를 도입한 임의방향에 대한 하중은 식 (7)로 나타내어진다.

$$f_{dsum} = \sum_{i=1}^{n_p} f_{dix} = -f_{intx} \Delta x \Delta y \Delta z - \frac{dp}{dx} \frac{\pi}{6} \sum_{i=1}^{n_p} d_{Pi}^3 \quad (6)$$

여기서,  $f_{d\sum}$  : 작용력 합계

$f_{intx}$  : 단위체적내 유체와 입자들간의 상호작용력

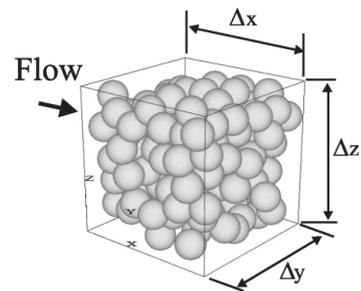


Fig. 5. Fluid flow through particle assembly

$d_{p_i}$  : 개별요소들의 직경  
 $n_p$  : 단위체적내의 개별요소수  
 $\frac{dp}{dx}$  : x방향에 대한 압력경사

$$f_{d_i} = - \left( \frac{f_{int_j}}{1-n} + \nabla P_j \right) \frac{\pi}{6} d_{p_i}^3 \quad (7)$$

여기서,  $i$  : 각각의 개별요소(1~np)  
 $j$  : 각 방향(x, y, z)  
 $n$  : 간극률

한편, 다공체 통과시의 압력경사를 표현하는 경험식으로서 Darcy 및 Ergun의 방정식을 들 수 있다. Darcy의 방정식은 레이놀즈 수가 1에서 10범위인 층류(laminar flow)에 적용이 가능하다고 알려져 있으며, 보다 큰 레이놀즈 수를 나타내는 흐름에서의 압력경사를 평가하기 위한 경험식으로서 Ergun의 방정식이 이용되고 있다.

본 연구에 이용된 해석프로그램(PFC<sup>2D</sup>)에서는 기본적으로 Ergun의 방정식을 이용하되, 투수계수와 간극률의 상관식인 Kozeny-Carman 방정식을 적용하고 있으며, 이에 대한 최종 압력경사 방정식은 식 (8)과 같다.

또한 압력경사는 개별요소와 유체의 상호작용을 통해서만 발생한다고 가정하면 식 (6)에서의 유체와 입자들간의 상호작용력은 식 (9)와 같이 표현되며, 식 (8)과 식 (9)를 통해 최종적인 해를 얻을 수 있다.

$$\nabla P_j = \left( 150 \frac{(1-n)^2}{n^2 (d_p)^2} \nu_f + 1.75 \frac{(1-n)\rho_f}{n d_p} |v_j - u_j| \right) (v_j - u_j) \quad (8)$$

여기서,  $\nu_f$  : 유체점성  
 $\rho_f$  : 유체밀도  
 $v_j$  : 해석요소의 평균속도  
 $u_f$  : 간극을 통한 침투유속

$$f_{int_j} = n \nabla P_j \quad (9)$$

### 3.2 해석모델

수리연동해석에 이용된 모델은 초기조건 및 특정 구속압조건을 만족시키는 개별요소모델을 이용하되, 특정 위치에서의 임의 유속 재하조건에 대한 수리연동 모델을 적용하였으며, 기본 모델에 수리연동해석을 위한 수리연산 요소망을 그림 6과 같이 x-방향 17개( $i=1\sim 17$ ), y-방향 15( $j=1\sim 15$ )개로 구성하였다. 또한 모델 외곽에는

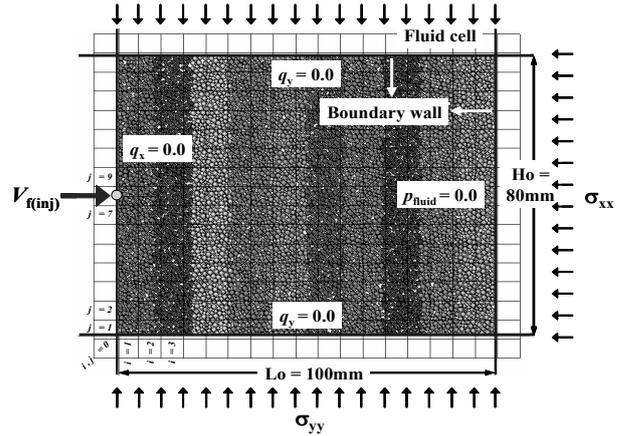


Fig. 6. Fluid cells with an assembly of particles and boundary condition

수리연동 해석시의 경계조건 부여를 위한 별도의 요소 망( $i=0, i=18, j=0, j=16$ )이 배치되어 있다.

유속 재하는 기본적으로 전체 모델의 좌측 경계면의 중앙부 1개 지점에 적용되었으며, 유속의 크기( $v_{f_{inj}}$ )를 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210m/s로 증가시켜며 해석을 실시하였다. 유속의 크기는 일반적인 수로터널 내부유량 및 라이닝 손상면적 등을 고려하여 선정하였다. 각 재하 유속 단계별로 0.001초의 흐름시간 까지 해석을 실시하였는데, 이는 입자유동에 대한 해석은 제외된 순수 흐름해석에 대한 시간을 나타낸다. 본 연구에서는 흐름 해석을 위한 시간증분을  $5.0e-6$ 초로 고려하여 해석을 실시하였다. 또한 유속 재하 위치를 중앙부 근처 3개 부위에 분산시키되 유속크기를 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70m/s 조정해 해석을 실시하였는데, 이 두 경우에 있어 각 유속크기별 작용 유량이 동일하도록 유속을 조정하여 적용하였다.

해석모델의 구속압( $\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ )은 0.1 MPa, 0.5 MPa의 두가지 경우에 대해 해석을 실시하였다. 수리거동 해석에 대한 경계조건을 살펴보면, 우측 경계면에서의 간극수압은 항상 0.0으로 유지하고 그 이외의 경계면은 불투수층으로 고려하여 수평방향으로의 흐름현상을 유도하였다. 본 해석시 유체의 밀도는  $1,000(\text{kg}/\text{m}^3)$ , 점성은  $1.0 \times 10^{-3}(\text{Pa}\cdot\text{s})$ 로 고려하였다.

### 3.3 해석결과

본 연구에서는 각 경우별 수리연동해석을 통해 해석영역내 위치별 침투유량 및 수압, 침투유속, 흐름벡터 변화 등을 살펴보았으며 유속재하 부근에서의 공동생

성과 확장, 이로 인한 각 결과의 변화를 분석하였다.

그림 7~그림 10은 구속압 0.5 MPa 조건에서, 중앙부 1개 지점( $i=0, j=8$ )에 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210m/s 크기의 유속( $v_{f\ inj}$ )을 재하했을 경우에 대한 수리거동 결과를 나타낸다.

그림 7은 각 재하 유속의 크기와 시간별에 대한 특정 지점에서의 유량 변화를 나타낸 것으로서, 유량은  $i=2, 10, 17$  지점에 대하여 수직방향 전단면( $j=1 \sim 15$ )에서의 평균 값을 산정하였다. 결과에서 알 수 있듯이, 유속 재하지점에서 가까운  $i=2$  지점에서의 유량이 상대적으로 먼 거리에 위치하는  $i=10, 17$  지점의 유량보다 다소 크게 나타나고 있으며,  $i=10, 17$  두 지점의 값은 거의 동일한 결과를 보이고 있다. 또한 각 지점별 유량은 재하되는 유속 크기의 증가형태에 비례하여 증가하고 있으며, 그 증가폭도 일정함을 알 수 있다.

그림 8~그림 10은  $i=1, 2, j=8$  지점에 해당하는 4개의 수리연산 요소망에 대한 유속 및 압력, 경계면 응력의 평균값 변화를 나타낸다.

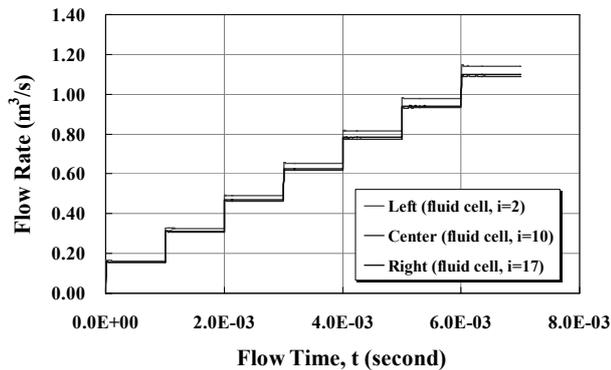


Fig. 7. Flow rate history for confining stress 0.5 MPa and the injection velocities,  $v_{f\ (inj)}=30, 60, 90, 120, 150, 180,$  and 210 m/s

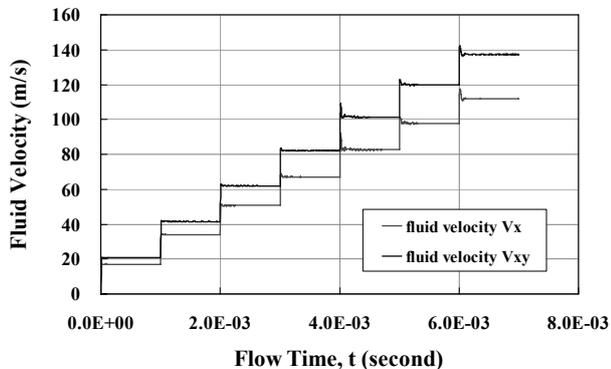


Fig. 8. Flow velocity history for confining stress 0.5 MPa and the injection velocities,  $v_{f\ (inj)}=30, 60, 90, 120, 150, 180,$  and 210 m/s

그림 8에서는 흐름방향(수평방향)에 대한 유속  $v_x$  및 각 방향별 유속의 벡터크기 합  $v_{xy}$ 를 나타내었다. 각 재하 유속단계별로 측정유속이 증가하고 있으며, 동일 유속단계에 있어서는 일정한 값의 유지형태를 보이고 있다. 그러나,  $v_{f\ inj}$ 가 150m/s 이상인 경우부터는 초기 재하유속의 급증으로 인한 입자유동 및 유수와 입자들간의 상호작용 영향으로 인해 약간의 초기 증감현상이 나타난 후 점차 안정상태로 수렴하는 것을 알 수 있다.

그림 9는 각 재하유속 단계별 압력변화를 나타낸 것으로서, 재하 유속의 크기가 증가한 바로 그 시점에서는 순간적 유속증가로 인해 과도한 압력이 생성되지만, 이로 인한 입자유동이 발생한 후부터는 원상태의 안정적 값에 수렴하는 것을 알 수 있다.

그림 10은 모든 해석과정에서의 경계면 응력을 나타낸 것으로서, 각 단계별로 재하 유속이 증가함에 따라 일정한 구속압 조건을 유지하기 위한 서보 제어방식의 경계면 변위속도가 발생하게 된다. 유속 재하 시점에서는 순간적 최대 경계면 응력이 발생하고 이로 인한 큰

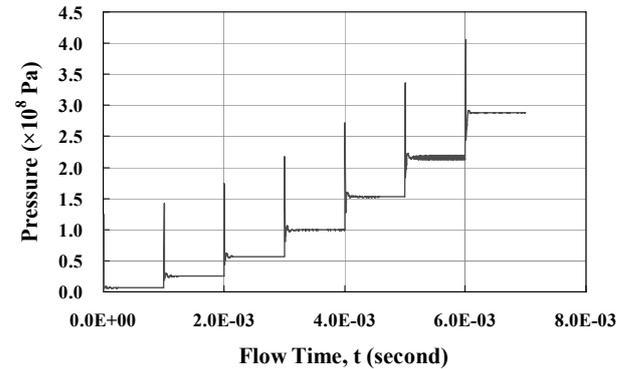


Fig. 9. Pressure history for confining stress 0.5 MPa and the injection velocities,  $v_{f\ (inj)}=30, 60, 90, 120, 150, 180,$  and 210 m/s

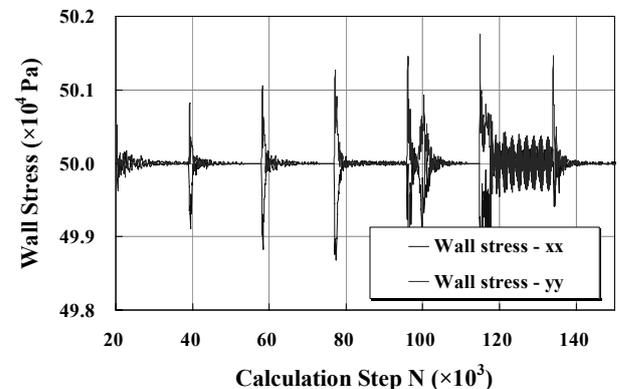


Fig. 10. Confining stress history by servo-control for confining stress 0.5 MPa and the injection velocities

경계면 변위속도가 가해지므로 경계면 응력은 큰 폭으로 증감을 반복하게 된다. 그 증감폭은 해석과정을 통해 급격히 감소하게 되며, 최종적으로는  $0.5 MPa$ 의 일정한 구속압 조건을 만족시키고 있음을 알 수 있다.

모든 해석결과에서 알 수 있듯이, 모든 재하 유속단계에 있어 안정된 흐름상태를 유지하고 있으며, 이는 그림 11에서 보듯이, 유속 재하가 발생하더라도  $0.5 MPa$ 의 구속압 효과로 인해 별다른 개별요소 유동이 발생하지 않음을 나타낸다.

그림 12~그림 15는 초기 개별요소 및 수리거동에 대한 모든 해석조건은 동일하게 하되, 구속압을  $\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = 0.1 MPa$ 로 적용시킨 해석결과를 나타낸다.

그림 12는 재하 유속의 크기가  $60m/s$ ,  $120m/s$ ,  $180m/s$ 인 경우에 대하여, 유속 재하지점 인근의 개별요소 유동상태를 나타낸 것으로서, 재하 유속의 크기가  $60m/s$ 의 경우는 별다른 개별요소 유동이 나타나지 않지만 그 크기가  $120m/s$ 로 증가하면서 유속 재하지점을 중심으로 공동이 발생하기 시작함을 알 수 있다. 재하 유속의 크기가 더욱 증가함에 따라 공동은 더욱 확장되며, 이러한

공동발생 및 확장으로 인해 유량, 유속, 압력 등은 그림 7~그림 9와 다른 양상을 나타내게 된다.

재하 유속이 작은 단계에서의 유량은 일정한 양상을 보이며, 그림 13에서 보듯이, 작은 규모의 초기 공동이 생성되기 시작하는 재하 유속  $120m/s$  단계에서도 유량의 증가는 크지 않게 나타나고 있다. 그러나 이 시점에서의 재하 초기 유량변화를 살펴보면 소폭의 증감이 나타나고 있으며, 이는 개별요소의 부분적 유동이 발생함을 의미한다. 반면 재하 유속이  $180m/s$ 를 넘어서부터 유량은 급격히 증가함을 알 수 있는데, 이때는 기존의 초기 공동이 상당한 규모로 확장되는 단계이다.

재하 유속  $210m/s$  단계에서는 재하 직후 일시적 유량의 급상승이 보이지만, 확장된 공동의 추가 공동확장으로 인한 추가 유량상승 없이 최종 유량은 기존  $180m/s$  단계와 비슷한 값으로 수렴하게 된다.

유속의 경우도 유량과 마찬가지로 공동이 생성되면서 그 크기가 증가하기 시작함을 알 수 있는데, 그 크기는 공동확장이 최고조에 달하면서 추가적으로 증가함을 알 수 있다. 반면 압력의 경우는, 공동이 없거나 초기

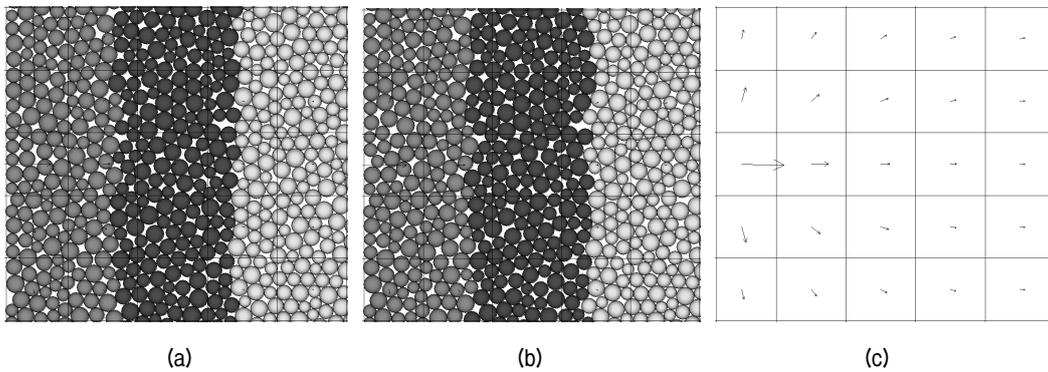


Fig. 11. Cavity propagation for confining stress  $0.5 MPa$  at the fluid injection velocities: (a)  $v_{f(inj)} = 60m/s$ , (b)  $v_{f(inj)} = 180m/s$ , and (c) fluid vector

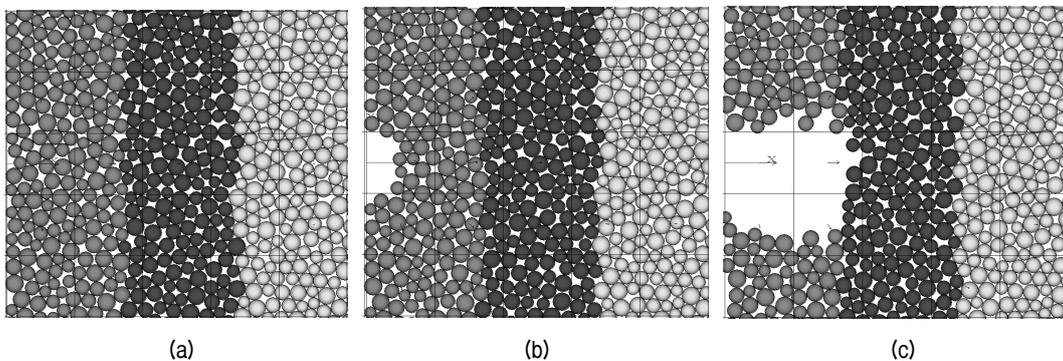


Fig. 12. Cavity propagation for confining stress  $0.1 MPa$  at the fluid injection velocities: (a)  $v_{f(inj)} = 60m/s$ , (b)  $v_{f(inj)} = 120m/s$ , and (c)  $v_{f(inj)} = 180m/s$

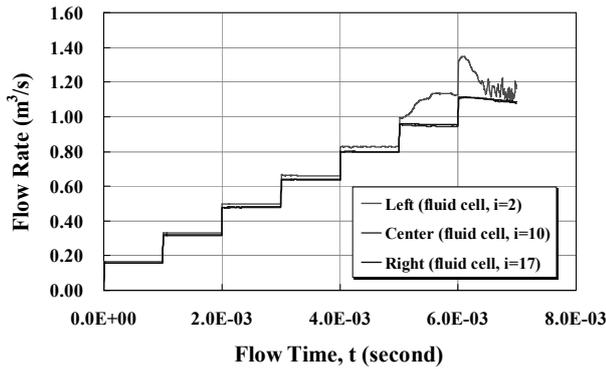


Fig. 13. Flow rate history for confining stress 0.1 MPa and the injection velocities,  $v_{f(inj)}$  = 30, 60, 90, 120, 150, 180, and 210 m/s

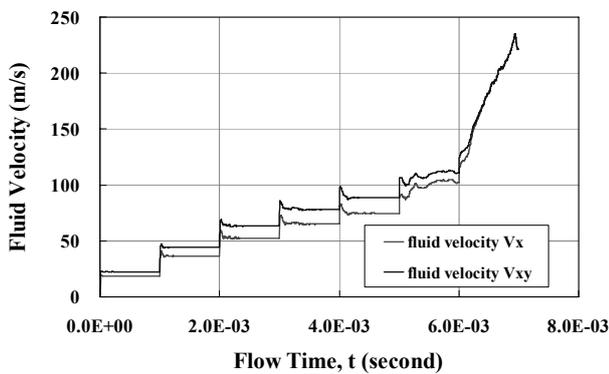


Fig. 14. Flow velocity history for confining stress 0.1 MPa and the injection velocities,  $v_{f(inj)}$  = 30, 60, 90, 120, 150, 180, and 210 m/s

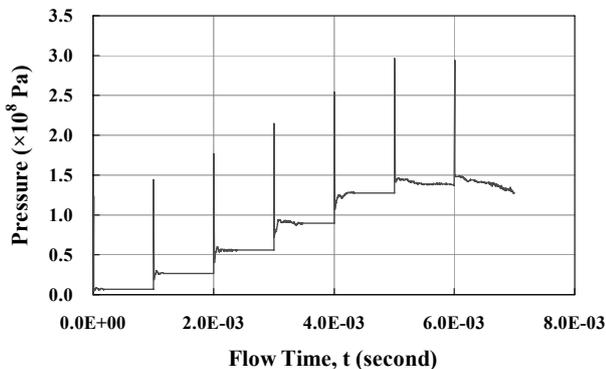


Fig. 15. Pressure history for confining stress 0.1 MPa and the injection velocities,  $v_{f(inj)}$  = 30, 60, 90, 120, 150, 180, and 210 m/s

공동생성 단계에서는 일정한 압력발생을 나타내지만, 공동이 확장됨에 따라 압력이 감소함을 알 수 있다.

즉, 초기 공동이 없었던 상태에서부터 재하 유속이 증가함에 따라 국부적 공동이 생성되기 시작되는데, 이때는 유량 및 유속, 압력에 있어 커다란 변화를 수반하지 않는다. 이때의 공동을 역학적으로 안정한 상태의 공동발

생 단계라고 한다면, 재하 유속의 지속적 증가에 따른 추가 공동확장은 유량, 유속, 압력 등의 급격한 변화를 초래하며 이 단계를 역학적으로 불안정한 상태의 공동 발생 단계라고 표현할 수 있다.

#### 4. 결론

입자요소간 상호작용을 모델링하는 개별요소기법에 수리거동을 접목시키는 연동해석 기법은 지반공학 분야에 개별요소 방법의 적용을 확장시킬 수 있는 주요 내용이라 할 수 있다. 본 연구에서는 직사각형 해석 요소망을 대상으로 구속압 및 유수 재하속도 조건별 개별 요소에 대한 수리연동 모델링을 수행하였다.

특정 속도로 경계면을 이동시켜가는 변위제어 방식을 통해 전체 해석과정에서의 일정 구속압 유지가 가능하였으며, 수리연동 해석에서도 구속압 효과로 인한 압력변화 및 유속변화, 유량변동 등을 확인할 수 있었다.

구속압을 0.1MPa, 0.5MPa로 달리한 조건에 대해, 해석모델 좌측 중앙지점에서 7단계로 수평유속을 증가시켜가며 유수 재하를 실시한 결과, 0.5MPa 구속압 조건에서는 재하유속( $v_{f(inj)}$ ) 150m/s 부터 유수작용으로 인한 초기 입자유동이 발생되지만, 공동의 초기생성으로는 발전되지 못했으며, 지점별 유량 및 유속, 압력 등도 일정한 값에 안정적으로 수렴하였다. 반면, 동일한 조건에 대하여 구속압을 0.1MPa로 적용시킨 경우는 재하유속( $v_{f(inj)}$ )이 120m/s를 넘어서면서 소폭의 유량증감을 동반하며 초기 공동이 발생하기 시작하였다. 재하유속 180m/s 이상에서는 기존 초기공동의 확장으로 인한 일시적 유량 급상승 및 유속증가가 발생하였으며, 개별요소와 수리작용의 상호거동에 대한 압력은 감소하는 형태를 나타내었다. 추가적인 유속증가 단계에서는 더이상의 유량증가 없이 전단계에서의 유량에 수렴하는 결과를 보이는 것으로 나타났으며, 공동확장 효과로 인해 유속은 큰 폭으로 증가하였고, 압력은 재하유속 180m/s 단계에 비해 큰 폭으로 감소하였다.

본 연구에서는 기존 개별요소 방법에 수리연동 기법이 적용된 모델링을 수행함으로써, 구속압 및 수압조건에 따른 지반내 입자유동과 공동생성 및 확장, 유량 및 유속 변화 결과 등을 통해 공동생성이 발생하는 한계 압력 등을 예측할 수 있었으며, 이는 수리연동 해석기법이 지반 재료에 대한 미시 물성치 산정과정을 통해 다양한 지반 공학적 분야에 적용 가능성을 의미한다고 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 박의섭, 류창하 (2005), “PFC2D를 이용한 절리암반의역학적 물성 평가연구”, *한국암반공학회지*, Vol.15, No.2, pp.119-128.
2. 신중호, 박 찬, 신희순, 정용복, 이희근 (2000), “Brazilian 시험의 수치해석 시뮬레이션을 통한 파괴인성 산정 및 영향변수 분석”, *한국암반공학회지*, Vol.10, No.3, pp.320-328.
3. 전제성, 김기영, 신동훈 (2006), “개별요소법에 의한 락필재료의 대형삼축압축시험 모델링”, *한국지반공학회논문집*, 제22권, 10호, pp.111-120.
4. Achmus, M. and K. Abdel-Rahman. (2002), “The influence of “Up-Scaling” on the results of particle method calculations of non-cohesive soils”, *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, A. A. Balkema, Lisse, pp.183-187.
5. Cho, N., Martin, C.D., Segoo, D.C. and Christiansson, R. (2004), “Modelling Dilation in Brittle Rocks” in *Gulf Rocks 2004: Rock Mechanics across Borders & Disciplines (Proceedings of the 6<sup>th</sup> NARMS Conference, Houston, June 2004)*. D. P. Yale, S. M. Willson and A. S. Abou-Sayed, Eds. Paper no. ARMA/NARMS 04-483.
6. Cundall, P.A., A. Drescher and O.D.L. Strack (1982), “Numerical experiments on granular assemblies; Measurements and observations”, in *Deformation and failure of granular materials*, Rotterdam: A.A. Balkema, pp.355-370.
7. Cundall, P.A. (2001), “A discontinuous future for numerical modelling in geomechanics?”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical engineering*, Vol.149, No.1, pp.41-48
8. Cundall, P.A., and Strack, O.D.L. (1979), “A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies”, *Geotechnique*, 29, pp.47-65.
9. Hainbüchner, E., Potthoff, S., Konietzky, H., and Kamp, L. (2002), “Particle based modeling of shear box tests and stability problems for shallow foundations in sand”, *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, A. A. Balkema, Lisse, pp.151-156.
10. Huang, H. (1999), “Discrete element modeling of tool-rock interaction”, Ph.D. thesis, University of Minnesota.
11. Itasca Consulting Group, Inc. (2004), *PFC2D User's Guide & Fish in PFC2D*, Minneapolis, Minnesota
12. Kawaguchi, T., Tanata, T. and Tsuji, Y. (1992), “Numerical simulation of fluidized bed using the discrete element method”, *JSME*, Vol.58, No.551, pp.79-85.
13. Kawaguchi, T. (2003), “Discrete particle simulations of gas-fluidized bed”, Ph.D. Thesis, Osaka University.
14. Li, L., and Holt, R.M. (2002), “Development of discrete particle modeling towards numerical laboratory”, *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, A. A. Balkema, Lisse, pp.19-27.
15. Owen, D.R.J., Feng, Y.T., and Cottrell, M.G. (2002), “Numerical modeling of industrial application with multi-fracturing and particulate phenomena”, *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods*, A. A. Balkema, Lisse, pp.3-12.
16. Shimizu, Y. (2004), “Fluid coupling in PFC<sup>2D</sup> and PFC<sup>3D</sup>”, in *Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods-2004: Proceeding of he 2nd international PFC symposium, Kyoto, Japan*, Y. Shimizu, R.D. Hart and P.A. Cundall, Eds. A. A. Balkema, Lisse, pp.3-12.
17. Skinner, A.E. (1969), “A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particle”, *Geotechnique*, Vol.19, No. , pp.150-157.
18. Stafield, A.E. and P.A., Cundall (1988), “Towards a methodology for rock mechanics modeling”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abst.*, Vol.25, No.3, pp.99-106.
19. Thomas, P.A. and Bray, J.D. (1999), “Capturing nonspherical shape of granular media with disk clusters”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.3, pp.169-178.
20. Ting, J.M. and Corkum, B.T. (1988), “Strength behavior of granular materials using discrete numerical modelling”, *Numerical method in geomechanics*, Innsbruck, pp.305-310.
21. Ting, J.M., Corkum, B.T., Kauffman, C.R., and Greco, C. (1989), “Discrete numerical model for soil mechanics”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.115, No.3, pp.379-398.
22. Tsuji, Y., T. Kawaguchi and T. Tanata (1993), “Discrete particle simulation of two-dimensional fluidized bed”, *Power Tech.*, Vol.77, pp.79-87.

(접수일자 2007. 11. 23, 심사완료일 2008. 1. 28)



# 초소형 마이크로콘 관입시험기의 개발 및 적용

## Development and Application of Ultra Small Micro-Cone Penetrometer

이 중 섭<sup>1</sup> Lee, Jong-Sub

신 동 현<sup>2</sup> Shin, Dong-Hyun

윤 형 구<sup>3</sup> Yoon, Hyung-Koo

이 우 진<sup>4</sup> Lee, Woojin

### Abstract

The disturbance zone and measured values are affected by the size of the penetrometer. The local value may be measured by the smaller penetrometer. An ultra small Micro-Cone penetrometer (5mm in outer diameter) is designed and manufactured to characterize soil properties with minimum disturbance during penetration tests. The tip resistance is measured by using stain gauges attached near the Micro-Cone. In addition, the friction sleeve is adopted to effectively remove the skin friction from the tip resistance. Design concern includes the installation of stain gauges, circuits, penetration systems, penetration rate, sampling rate, operating temperature, and calibration. Application tests show that the clay interface, and the soil layers consisting of clay and sand are clearly detected by the Micro-Cone. Furthermore, the cone tip resistances measured by the Micro-Cone and the miniature cone (16mm in outer diameter) are similar. Note the resolution is much higher in the Micro-Cone. This study shows that the Micro-Cone may effectively detect the soil interface with high resolution, and with minimum disturbance.

### 요 지

흙의 교란영역과 측정값은 관입시험기의 크기에 영향을 받는다. 관입기의 크기가 작을수록 더 국부적인 값을 얻을 수 있다. 관입시험 시 흙의 교란을 최소화 하면서 흙의 특성을 파악하기 위하여 극소형 마이크로콘(외경 5mm)을 설계 및 제작하였다. 선단저항력은 마이크로콘 선단부에 설치된 변형률계를 이용하여 측정하였다. 뿐만 아니라 선단 저항력으로부터 마찰저항력 성분을 효과적으로 제거하기 위하여 이중관 형식의 마찰 슬리브를 채택하였다. 설계 시 변형률계의 설치, 회로구성, 관입시스템, 관입속도, 측정률, 작동 온도, 그리고 calibration 과정이 고려되었다. 점토의 경계면, 점토-모래지반의 경계면을 마이크로콘을 적용함으로써 효과적으로 찾아 낼 수 있었다. 뿐만 아니라, 마이크로 콘과 직경 16mm의 미니어처 콘을 이용하여 측정한 선단저항력이 매우 유사하지만, 마이크로 콘의 해상도가 매우 높은 것으로 나타났다. 본 논문은 마이크로 콘이 매우 높은 해상도 그리고 주변지반의 변형을 최소화하면서 흙의 경계면을 효과적으로 감지할 수 있음을 보여준다.

**Keywords :** Calibration Chamber, Cone tip resistance, Interface detection, Layer detection, Liquefaction, Miniature cone

### 1. 서 론

최근 들어 빠르고 경제적이며 연속적인 데이터를 획득

할 수 있다는 장점 때문에 콘관입시험이 많이 수행되고 있다. 콘관입시험은 대상 지반에 일정한 속도(표준 20mm/sec)로 콘을 관입시켜 연속적인 관입저항치를 측

1 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ)  
2 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)  
3 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)  
4 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr 교신저자)  
\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

정하는 시험으로써, 별도의 시추공이 필요 없고 신뢰할 만한 데이터를 획득할 수 있기 때문에 대상 지반의 공학적 특성을 평가하기 위해 오늘날 보편적으로 사용되는 지반조사 시험방법 중 하나이다. 그러나 원지반 속으로 콘을 밀어 넣기 때문에 타 지반 조사 장비와 마찬가지로 주변 지반을 교란시키게 된다. 이때 발생하는 저항특성을 콘을 이용하여 측정하게 된다. 그러나 지층을 감지하기 위해서는 관입에 따른 주변 지반의 교란을 최소화시키는 것이 상당히 중요하다. Powell와 Quarterman (1988)에 따르면 콘의 직경은 관입시험 동안에 생성되는 과잉간극수압의 크기에 비례한다고 하였다. 또한, 콘의 직경이 커지게 되면 관입에 따른 주변 지반의 전단변형에 더 넓은 면적이 관여되어 평균화 되기 때문에 해상도가 감소하게 된다(Hird 등 2003). 표준 콘을 가지고 실내시험을 할 경우, 그 크기에 의한 영향(시료-콘 직경비)과 시료 경계에 의한 영향(boundary effects) 때문에 더욱 더 부정확한 데이터를 얻게 된다(Parkin와 Lunne 1982; Baldi 등 1985). 따라서 콘의 직경이 작을수록 관입에 따른 교란이 작아지고 시료 경계에 대한 영향도 줄어든다.

본 논문에서는 주변 지반의 교란을 최소화시키고 실내 시험 시 크기에 의한 영향을 줄이기 위해, 콘의 크기가 작으면서도 주변마찰력을 완전히 분리하여 선단저항력을 측정할 수 있는 마이크로콘 관입시험기(Micro-Cone penetrometer)를 개발하였다. 그리고 새롭게 개발된 마이크로콘 관입시험기의 다양한 적용성을 소개하였다.

## 2. 기존의 소형 관입시험기

지금까지, 주로 간극수압을 측정할 수 있는 소형 관입장비들이 개발되었다. Hird 등(2003)은  $1\text{cm}^2$ (직경11.3mm)의 면적을 가진 소형 피에조콘(Miniature piezocone)을 개발하여 얇은 층상으로 구성된 시료(thinly layered soil)에 대한 관입 시험을 수행하였다. 그 결과  $1\text{cm}^2$ 의 소형 피에조콘이 그보다 큰 직경을 갖는 콘에 비해 뛰어난 층상 구별 능력을 가지며 투수층의 탐지 면에 있어서도 민감하게 반응하는 것을 관찰하였다. 이는 DeJong 등(2003), Yafate와 Dejong(2005)의 결론과도 일치한다. 그들은 각각 12.5mm, 12.7mm의 직경을 갖는 소형 피에조프로브(Miniature Piezoprobe)를 개발하여 varved clay와 같은 층상구조를 지닌 시료에 대한 시험을 실시하여 소형 피에조프로브가 일반적인 CPTu보다 훨씬 고해상

도로 층상 경계면을 탐지해 낸다는 점을 입증하였다.

간극수압이 아닌 콘 저항력을 측정하는 소형 관입장비도 개발되었다. Yun(2005)은 외경 5.6mm의 콘 모양 스테인레스 스틸에 full-bridge 변형률계 회로를 이용하여 콘 저항치를 측정할 수 있는 소형 콘 모양의 장비를 개발하지만 선단저항력과 주변마찰력을 분리가 어려운 장비로써 전체지지력이 측정되는 장비였다. Liu 등(2006)은 직경 0.3~1mm의 관입 프로브를 가진 초소형 관입기(Micropenetrometer)를 개발하여 연약지반의 조직 강도(structural strength)를 측정하였다. 지금까지 개발된 소형 관입기 중에서 가장 작은 직경을 갖는 관입기 이기는 하지만 프로브 전체가 로드셀에 연결되어 관입 저항치를 측정하기 때문에 이 역시 선단저항력과 주변마찰력의 정확한 구분이 불가능하였다.

## 3. 마이크로콘 관입시험기

### 3.1 설계 시 고려사항

지금까지 간극수압이 아닌 콘 저항치를 측정할 수 있는 소형 관입장비들의 최대 문제점은 주변마찰력을 완전히 분리하여 선단저항력을 정확하게 측정하는 것이 불가능하였다는 점이다. 본 논문에서는 이러한 단점을 보완하여 선단저항력을 정확하게 측정할 수 있는 새로운 마이크로콘 관입시험기를 소개하려고 한다(Shin 2008).

마이크로콘 관입시험기의 설계에 있어서 가장 주요한 고려사항은 다음의 세 가지이다: (1) 직경 5mm; (2) 독립적인 선단저항력의 측정; 그리고 (3) 상대적으로 높은 해상도의 획득. 주변마찰력과 선단저항력의 완전한 분리를 위해 일명 “Subtraction Cone”을 참고로 하여 2중 관으로 된 로드(rod)가 고려되었다(Schaap과 Zuidberg 1982; Lunne 등 1997). 선단저항력은 콘 선단과 연결되어 있는 내관(inner rod)의 앞부분에 부착된 초소형 변형률계를 이용하여 측정을 하게 되고 주변마찰력의 영향을 받는 외관(outer rod)은 콘의 선단 및 내관의 앞부분과 분리되어 있으며 내관의 뒷부분에서 연결되도록 하여 주변마찰력의 영향을 제거하였다. 이와 동시에 직경이 5mm로 상당히 작기 때문에 내관 안쪽 벽면에 변형률계의 부착 가능성과 2중 관의 강성을 고려하되 민감한 변형률의 획득을 위하여 가능한 한도 내에서 최대한 얇은 두께로 내관과 외관의 두께를 결정하였다. 그림 1은 마이크로콘 관입시험기의 개요도 및 사진을 나타낸다.

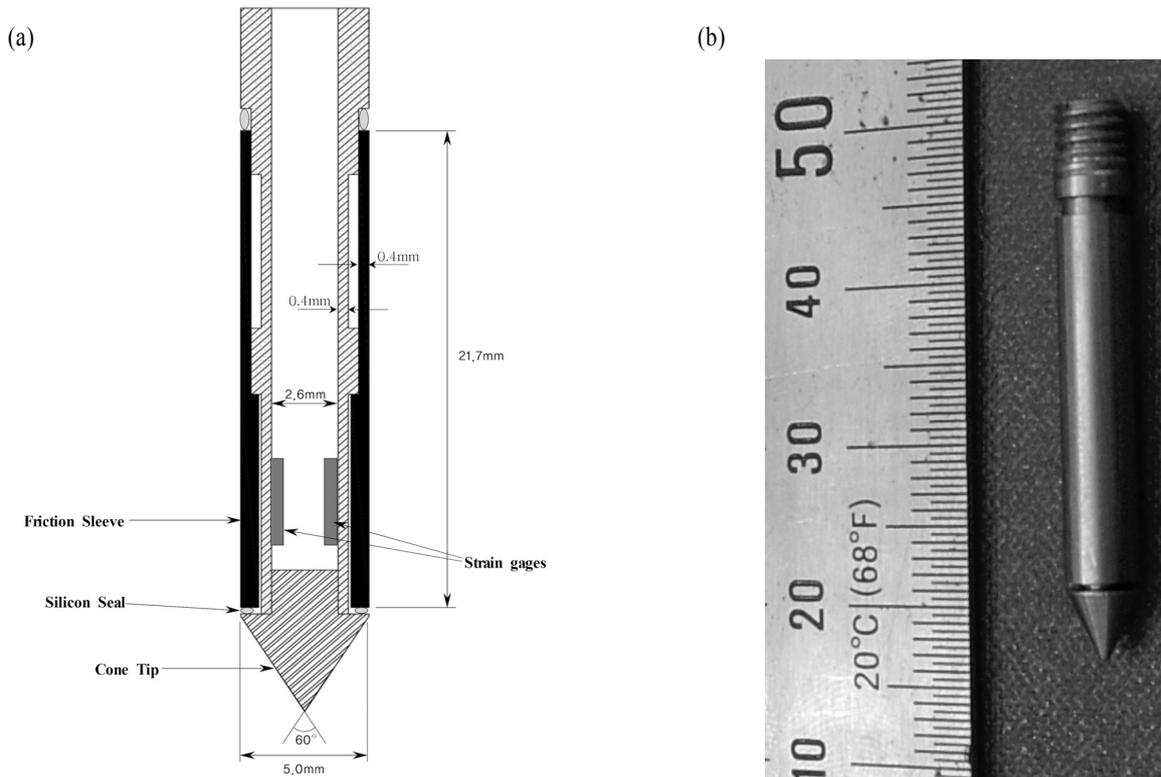


그림 1. 마이크로콘 관입시험기: (a) 개요도; (b) 사진

### 3.2 회로의 구성

선단저항력은 콘 선단과 연결되어 있는 내관의 앞부분 내벽에 부착된 두 개의 초소형 변형률계를 이용하여 측정을 하게 된다. 변형률계는 피측정물이 받는 변형률과 동일하게 늘어나거나 수축되도록 단단히 접착되어, 수감소자(금속저항박)가 변형률에 따라 신축된다. 대부분의 금속은 기계적인 인장과 압축이 가해질 때 그 본래의 전기저항은 변화하며 변형률계는 이 원리를 응용해 저항변화에서 변형률을 측정한다. 하지만 변형률 자체가 아주 작기 때문에 그것에 의해 발생하는 저항 변화도 극히 미세하다. 이와 같은 미소한 저항변화를 정확하게 측정하는 것은 어렵기 때문에 일반적으로 사용되고 있는 저항계로는 측정이 불가능하다. 따라서 휘트스톤 브리지(Wheatstone Bridge)라고 불리는 변형률 증폭 전용 전기회로를 이용하여 미소한 저항변화를 측정한다.

그림 2는 선단저항력 측정을 위한 주변장치를 나타낸 것이다. 마이크로콘 관입시험기가 대상 지반에 관입될 때 선단부에 부착된 변형률계의 저항 변화를 휘트스톤 브리지를 이용하여 증폭시키고 전압의 변화로 변형시킨다. 이 전압의 변화를 Agilent 34401A 멀티미터로 측정하여 지반의 관입저항을 평가하게 된다.

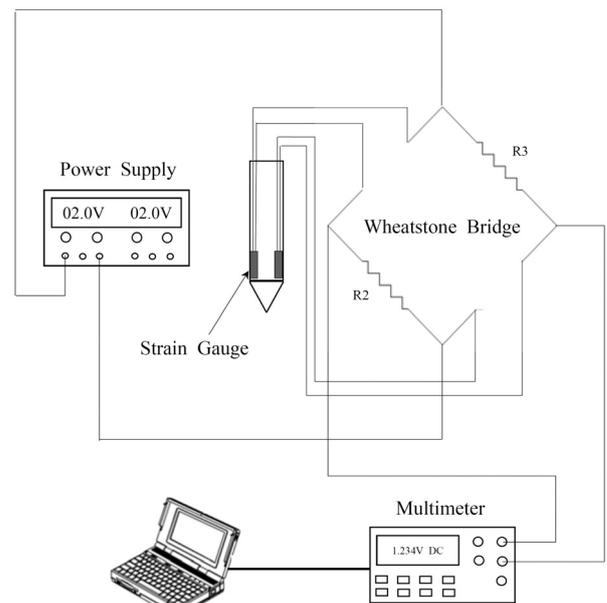


그림 2. 선단저항력 측정을 위한 주변장치

### 3.3 관입 장치

마이크로콘의 관입 장치는 크게 연결 로드(pushing rod)와 추력 구동부(thrust mechanism)로 구성되어 있다. 두 개의 변형률계와 연결된 전선의 보호와 로드 내 전선의 위치 확보를 고려하여 외경 10mm, 내경 7mm의 스테인레스 스틸 증공관을 가공하여 연결로드로 사용하

였다. 추력 구동부는 콘 로드의 외측에 배치되고 콘 관입을 위한 회전 구동력을 생성하는 전기모터와, 로드 추력 베어링, 전기모터의 회전 구동력을 로드 추력 베어링에 전달하는 로드 추력 변환 장치로 구성되어 있다. 로드 추력 변환 장치는 모터의 구동축에 배치되는 구동 풀리와 로드 추력 베어링 각각의 외주에 접촉하는 구동 벨트로 구성되어 있고 관입 속도는 감속기에 의해 조절된다.

### 3.4 관입 속도(Penetration Rate)

Lunne 등(1997)에 따르면, 단면적이  $5\text{cm}^2 \sim 15\text{cm}^2$ 인 콘은 대부분의 지반에서 상당히 유사한 선단저항력을 나타내지만, 이보다 크거나 작은 콘을 사용할 경우, 콘의 관입속도는 변형률 속도(strain rate)의 차이를 고려하여 이상적으로 조정되어야 한다. de Lima와 Tumay(1991)는 단면적  $1.27\text{cm}^2$ 인 콘의 선단저항력이 표준콘의 선단저항력 보다 18% 정도 더 크다고 하였다. 이는  $2\text{cm}^2$  콘과  $15\text{cm}^2$  콘의 선단저항력을 비교 분석한 Titi 등(2000)의 연구 결과와도 연관성이 있다. 그들은  $2\text{cm}^2$  콘이 표준콘에 비하여 선단저항력의 경우 11% 정도 큰 측정값들을 보이고 주변마찰력은 9% 정도 작은 측정값들을 보인다고 하였다. 따라서 본 연구에서 개발한 직경 5mm (단면적  $0.196\text{cm}^2$ )의 마이크로콘 관입시험기를 사용할 경우, 표준콘보다 큰 선단저항력을 측정하게 되므로 관입속도의 조정이 필요하다.

콘의 관입속도는 크립(creep)이나 입자 파쇄 등을 일으킬 수 있으나, 일반적으로 피에조콘 사용 시 간극수압 측정에 가장 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. Bemben와 Myers(1974)는 약간 과압밀된 점토에서  $0.2\text{mm/sec} \sim 200\text{mm/sec}$ 의 콘관입속도에 대한 선단저항력 비교 실험을 실시하여, 그림 3과 같이 정리하였다.  $2\text{mm/sec}$ 의 콘

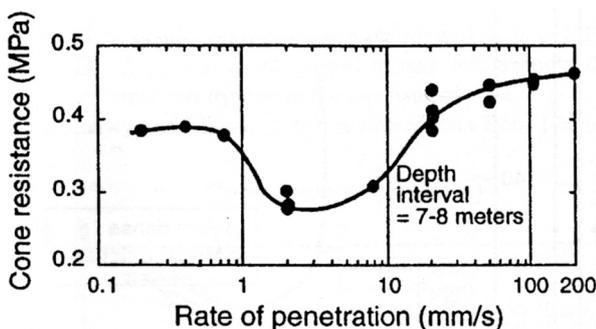


그림 3. 콘관입속도가 선단저항력에 미치는 영향(Bemben와 Myers 1974)

관입속도에서 측정된 선단저항력은 최소이고 그보다 빠를 경우와 느릴 경우 모두 선단저항력이 증가함을 확인할 수 있다. 이는 Roy 등(1982)의 결과와도 거의 일치한다.

마이크로콘의 관입속도를 결정함에 있어서 고려해야 할 또 다른 사항은 배수조건이다. 마이크로콘의 관입은 주변지반의 변형을 발생시켜 포화된 점토 지반에서 과잉간극수압을 발생시킨다. 콘 선단 주변의 배수 조건은 콘이 관입되는 시간( $t_{pen}$ ) 및 과잉간극수압의 소산시간( $t_{dis}$ )과 관계가 있다. Lee(2003)의 연구에 의하면  $t_{dis}/t_{pen} \gg 1$ 인 비배수 관입 조건에서는 콘의 관입이 지반의 국부적인 체적 변화를 일으키지 않는다고 하였다.

$$\frac{t_{dis}}{t_{pen}} \cong \frac{d^2/c_v}{\lambda/V_{in}} = \left(\frac{d}{\lambda}\right) \cdot \frac{d \cdot V_{in}}{c_v} \quad (1)$$

여기서,  $d$ 는 마이크로콘의 직경,  $\lambda$ 는 콘 선단부의 길이,  $V_{in}$ 은 관입 속도,  $c_v$ 는 압밀계수를 나타낸다.

본 논문에서는 마이크로콘의 단면적과 관입속도에 의한 영향을 고려하는 동시에, 관입 시 비배수 상태를 유지하도록 콘 관입 속도를  $1\text{mm/sec}$ 로 결정하였다.(식 1)을 이용하여 콘 관입 속도가  $1\text{mm/sec}$ 일 때의 배수 조건을 검증해 보면, 점토에서  $c_v = 1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ (Lambe와 Whitman, 1979),  $\lambda = 0.433\text{cm}$ ,  $d = 0.5\text{cm}$ ,  $V_{in} = 0.1 \text{cm/sec}$ 이고 이를 토대로 계산된  $t_{dis}/t_{pen} = 57.737$ 이다. 따라서  $1\text{mm/sec}$ 로 관입하는 것은 비배수 상태임을 알 수 있다.

### 3.5 Calibration

마이크로콘의 선단저항력은 변형률계를 이용하여 측정된 전압의 변화량으로부터 계산된다. 여기서 주의할 점은 변형률계의 저항이 변형률에 의해 변화될 뿐만 아니라 주변 온도에 의해서도 변화된다는 점이다. 또한, 입력 전압이 너무 클 경우 변형률계가 점차 가열되어 저항의 변화가 발생하게 된다. 따라서 적절한 입력 전압과 작동 온도 범위는 사전에 결정되어야 할 것이다.

그림 4는 입력 전압에 의한 영향을 나타낸다. 일정한 작동 온도 ( $20^\circ\text{C}$ )에서 작용되는 하중 없이 입력 전압의 크기만 다르게 하였을 때 시간의 경과에 따라 측정되는 전압을 도시한 것이다. 입력 전압이 1~2V일 경우 시간에 따라 측정된 전압에는 변화가 거의 없다. 그러나 입력 전압이 3V 이상일 경우 시간이 경과함에 따라 측정

된 전압이 감소함을 알 수 있다. 작용되는 하중이 없는 데도 불구하고, 높은 입력 전압에 의해 변형률계가 가열되면서 측정 전압에 변화가 생긴다. 따라서 본 연구에서는 입력 전압으로 2.0V를 선택하였다.

그림 5는 작동 온도에 의한 영향을 나타낸다. 일정한 입력 전압(2.0V) 하에서 작용되는 하중 없이 주변 온도만 다르게 하였을 때 시간의 경과에 따라 측정되는 전압을 도시한 것이다. 주변 온도가 20°C일 경우 시간에 따라 측정된 전압에는 변화가 거의 없다. 그러나 주변 온도가 20°C 미만일 경우 변형률계에 약간의 수축이 발생하고, 주변 온도가 20°C 초과일 경우 변형률계에 약간의 이완이 발생하여 시간에 따라 측정된 전압에는 변화가 발생하였다. 따라서 본 연구에서는 작동 온도가 항상 18°C~22°C를 유지하도록 하였다.

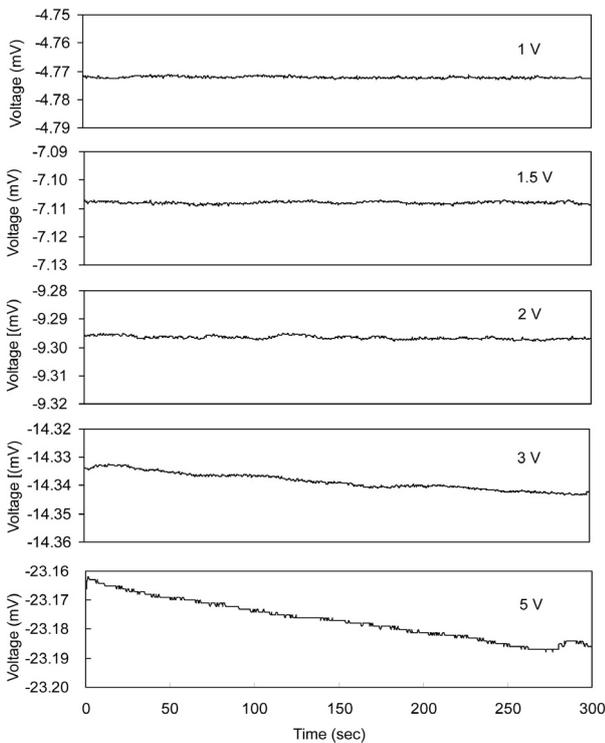


그림 4. 입력 전압에 의한 영향(온도: 20°C)

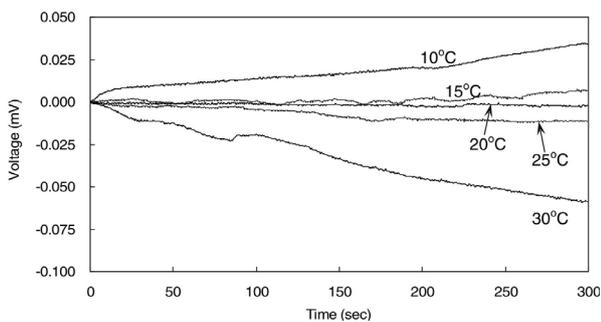


그림 5. 작동 온도에 의한 영향(입력 전압: 2.0V)

일정한 입력 전압(2.0V)과 작동 온도(18°C~22°C) 하에서 특별히 제작된 calibration 장비를 이용하여 4.8kg의 연직 작용 하중까지 마이크로콘의 calibration을 수행하였다. 그림 6은 마이크로콘의 calibration 데이터를 나타낸다. 마이크로콘의 calibration 결과, 작용 하중 (P)와 측정 전압 변화량 ( $\Delta V$ ) 사이에 (식 2)와 같은 관계가 있음을 확인하였다.

$$P [g] = 21971.76 \times \Delta V [mV] \quad (2)$$

#### 4. 적용 시험

본 연구에서 개발한 마이크로콘의 적용성 검증을 위하여 특별히 준비된 각종 시료를 가지고 마이크로콘의 다양한 적용성 실험을 실시하였다. 실시된 모든 실험에 있어서 입력 전압은 2V, 작동 온도는 18°C~22°C였으며 마이크로콘은 1mm/sec의 속도로 관입되었고 데이터는 매 0.5mm마다 획득하였다.

##### 4.1 경계면 탐지(Interface Detection)

작은 크기의 관입시험기는 경계면(interface)을 더 정확하게 탐지해낼 수 있는 방향으로 점차 발전되어왔다. 본 연구에서 개발한 마이크로콘의 경계면 탐지 능력을 분석하기 위하여 부산 점토를 물과 혼합하여 슬러리 상태로 만든 후 이를 액성한계까지 압밀시킨 점토 시료를 가지고 경계면 탐지 실험을 실시하였다. 그림 7은 마이

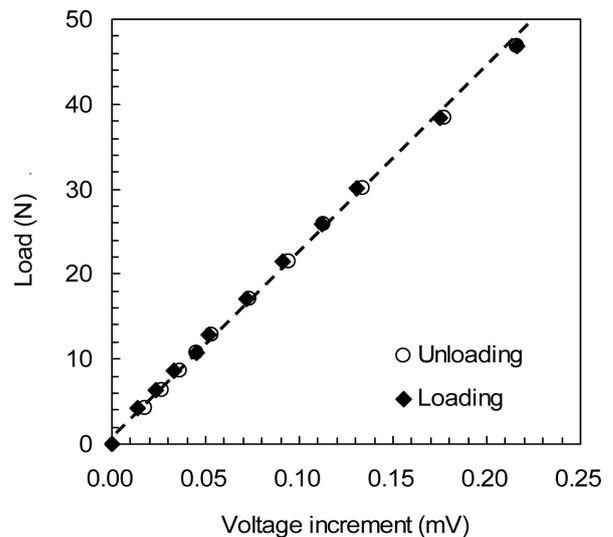


그림 6. 마이크로콘 calibration: 작용 하중과 출력 전압 관계(입력 전압: 2.0V, 온도: 20°C)

크로콘으로 공기와 점토의 경계면 탐지 실험을 실시한 결과를 도시한 것이다. 공기 중에서 일정하던 선단저항은 점토시료의 경계면에서부터 15mm 부근까지 선형적으로 증가하는 것을 관찰할 수 있었다. 이와 같은 이유는 압밀후 관입실험을 실시하기 위하여 시료의 하중을 제거하여 상부의 하중이 이완되어 나타난 현상으로 사료된다. 15mm 이후의 선단저항이 비교적 일정한 값에 수렴하기는 하지만 미세하게 증가함을 알 수 있다. 이는 점토 압밀 시료를 조성할 때 하부 방향 배수조건이어서 시료 하부에 조금 더 많은 압밀이 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.

#### 4.2 층상 탐지(Layer Detection)

지금까지 소형 관입장비는 많은 연구자들에 의해 연구되었으며 다양한 형태의 소형 관입장비들이 개발되었다. 이렇게 개발된 소형 관입장비들은 기존의 표준 콘보다 더 정밀하고 연속적이며 높은 해상도를 갖는 것을 특징으로 하였다. 이런 특징들을 효과적으로 검증할 수 있는 것이 바로 층상 탐지 실험이다. 그러나 지금까지

고해상도의 소형 관입장비는 주로 간극수압을 측정하는 것으로부터 비롯되었다. 선단저항력의 정확한 분리 측정이 가능하지 못했을 뿐 아니라 간극 수압을 측정하는 것이 좀 더 민감한 측정 값을 얻을 수 있었기 때문에 판단된다. 이에 본 연구에서는 선단저항력을 정확하게 측정할 수 있도록 새롭게 개발된 마이크로콘을 가지고 층상 탐지 실험을 실시하였다.

특별히 제작된 층상 모형 셀에 점토와 사질토가 번갈아 쌓여있는 시료에 대해 마이크로콘의 층상 탐지 실험을 실시하였다. 점토층은 분말상태의 카올리나이트(kaolinite)를 이용하여 액성한계보다 약간 낮은 60%의 함수비로 반죽하여 층을 만들었다. 사질토층은 규암 분쇄토인 K-7 모래를 사용하였다. 카올리나이트와 K-7 모래의 기본 물성치는 표 1과 2에 각각 정리하여 나타내었다.

그림 8은 층상 모형 셀의 개요도를 나타낸다. 셀은 투명한 아크릴 재질로 내경 200mm, 높이 310mm의 원통형 모양으로 만들어졌다. 셀은 총 9개의 층으로 나누어지는데 5개 층은 높이 50mm의 점토층, 나머지 4개 층은 높이 15mm의 사질토층으로 조성하였다. 그림 9에 조성된 시료 사진을 나타내었다.

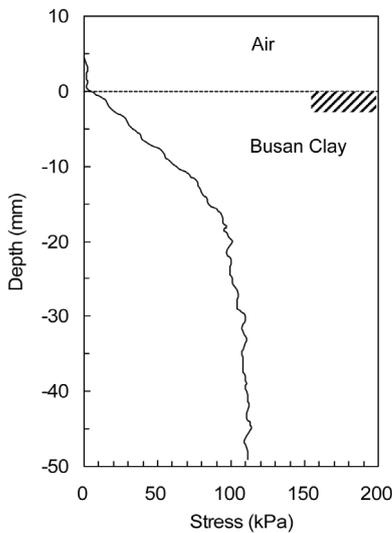


그림 7. 공기-점토의 경계면 탐지

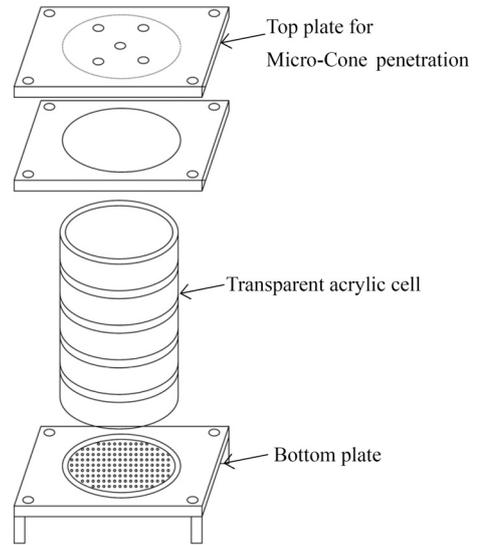


그림 8. 층상 탐지 셀의 개요도

표 1. 카올리나이트 및 부산 점토의 기본 물성치

| 액성한계 (%) | 소성한계 (%) | 소성지수 | 비중   | 통일분류법 |
|----------|----------|------|------|-------|
| 67.2     | 30.8     | 36.4 | 2.65 | CH    |
| 46.4     | 24.1     | 22.3 | 2.64 | CL    |

표 2. K-7 모래의 기본 물성치

| 비중   | D <sub>10</sub> (mm) | D <sub>50</sub> (mm) | 곡률계수 | 균등계수 | e <sub>max</sub> | e <sub>min</sub> | 통일분류법 |
|------|----------------------|----------------------|------|------|------------------|------------------|-------|
| 2.65 | 0.09                 | 0.17                 | 0.99 | 2.11 | 1.05             | 0.71             | SP    |

깊이에 따라 측정된 마이크로콘의 선단저항력은 그림 10과 같다. 실험 결과, 점토층에서 선단저항력은 깊이에 따라 큰 변화 없이 약간 증가하는 경향을 보이다가 점토층에서 사질토층으로 바뀌는 경계면에서는 선단저항력이 상당히 크게 증가하는 것을 관찰할 수 있다. 이는 시료의 층상 구조에 따라 마이크로콘의 선단저항력이 상당히 민감하게 반응하여 층상구조를 비교적 정확하게 탐지해 내는 것을 나타낸다. 그러나 그림 10에서 확인할 수 있는 바와 같이 사질토층에서 점토층으로 바뀌는 경계면은 민감하게 탐지하지 못하는 것을 알 수 있다. 즉, 하부에 강성이 큰 물질이 있을 경우는 저항이 빠르게 변화하고 반대의 경우는 반응이 늦게 일어나는 일반적인 콘 선단 저항치 데이터와 비슷한 경향으로 나타난 것을 확인해 볼 수 있었다. 이에 따라 사질토층에서 점토층으로 바뀌는 경계면은 뚜렷하게 구별되지 못하고 선단저항력이 완만하게 감소하였다. 만약 점토층이 좀 더 단단하다면 사질토층에서 점토층으로 바뀌는 경계면이 좀 더 민감하게 탐지될 것으로 판단된다.

마이크로콘의 층상 탐지 실험 결과, 지금까지 개발된 소형 관입장비들의 주된 연구였던 간극 수압이나 전기 비저항 탐사가 아닌 마이크로콘의 선단저항력으로 상당히 고해상도의 층상 탐지 능력이 가능함을 확인하였다.

#### 4.3 미니어처 콘(Miniature Cone) vs. 마이크로콘 관입 시험기

마이크로콘을 이용하여 측정한 선단저항력의 타당성 검증을 위하여 직경 16mm(단면적 2cm<sup>2</sup>)의 미니어처 콘과 본 연구에서 개발된 마이크로콘의 선단저항력 측정 비교 실험을 실시하였다. 본 연구에서 비교 실험을 실시한 16mm 미니어처 콘은 기존의 실험을 통하여 이미 그 효율성이 검증된 바 있고 실내 실험 시 시료-콘 직경 비에 의한 영향과 시료 경계에 의한 영향을 줄이기 위해 표준 콘 대신 비교 대상으로 선정되었다.

그림 11은 마이크로콘, 미니어처 콘, 그리고 표준 콘의 크기를 비교한 사진이다. 실험에 사용된 미니어처 콘과 마이크로콘의 상세 제원은 표 3에 정리하였다.

마이크로콘과 미니어처 콘의 비교 실험은 내경 700mm,

표 3. 미니어처 콘과 마이크로콘의 상세 비교

|                | 직경    | 콘면적                 | Cone tip angle | 관입속도    |
|----------------|-------|---------------------|----------------|---------|
| Miniature Cone | 1.6cm | 2.01cm <sup>2</sup> | 60°            | 2cm/sec |
| Micro-Cone     | 0.5cm | 0.20cm <sup>2</sup> | 60°            | 1mm/sec |

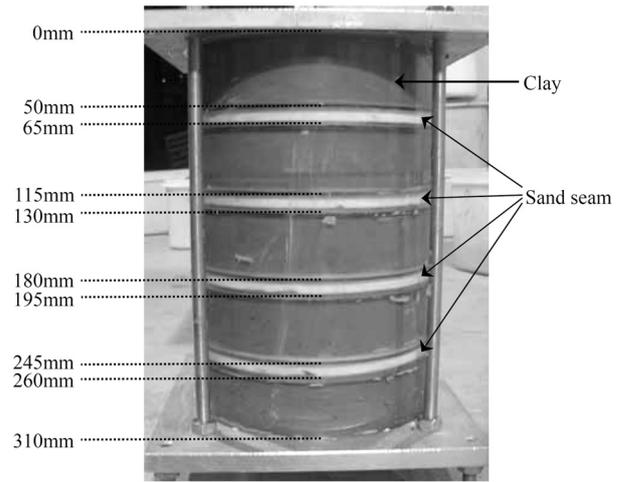


그림 9. 층상 탐지 셀에 조성된 층상 시료

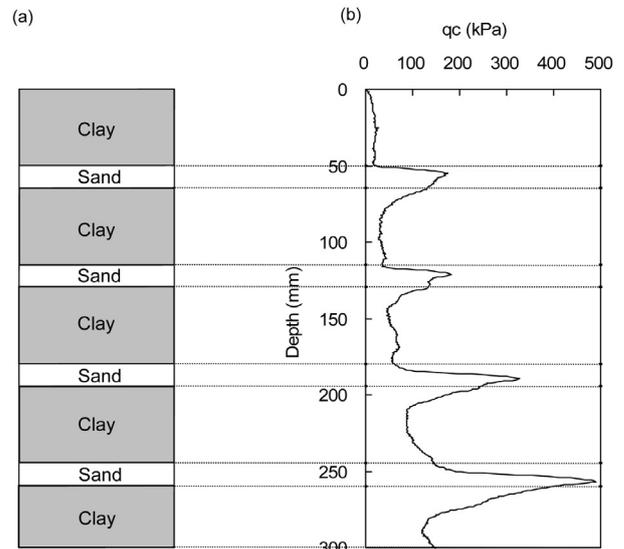


그림 10. 깊이 별 측정된 선단저항력



그림 11. 마이크로콘, 미니어처 콘, 표준 콘 비교

높이 1000mm의 대형 챔버에서 이루어 졌다. 본 실험에서 사용한 부산 점토의 기본 물성치는 표 1에 정리하였다. 시료를 슬러리 상태로 만들기 위해 대형 슬러리 믹서기를 이용하여 액성한계 두 배의 함수비(93.2%)로 물과 혼합하였다. 혼합하는 동안 대형 슬러리 믹서기에 연결되어 있는 진공 펌프를 이용하여 점토 속 공기를 제거하였다. 시료의 균등 압밀을 위하여 챔버 하부판에 필터재(fliter textile)와 모래층(sand mat)을 30mm 두께로 깔고 슬러리를 대형 챔버로 옮겼다. 시료 표면에도 필터재(fliter textile)와 모래층(sand mat)을 30mm 두께로 깔았다. 이틀간 50kPa의 압력을 가하여 시료를 안정시킨 후, 압력을 200kPa까지 단계적으로 증가시켜가며 30일 동안 챔버의 위, 아래 양방향 배수 압밀을 시켰다. 32일 간의 압밀 후, 시료의 최종 높이는 651mm이었다.

압밀 후 실시한 마이크로콘(관입속도: 1mm/sec)과 미니어처 콘(관입속도: 20mm/sec)의 관입시험 결과는 그림 12에 도시한 것과 같다. 그림 12에서 확인할 수 있는 바와 같이 마이크로콘의 선단저항력은 관입 초기에 상당히 큰 값을 보이고 시료의 중간 부분인 300~400mm 깊이에서 가장 작은 값을 보이다가 시료의 하부로 가면서 다시 증가하게 되는데, 이는 챔버의 경계효과 때문인 것으로 판단된다. 시료를 압밀시킬 때 챔버의 위, 아래 양방향 배수이기 때문에 시료의 윗부분과 아랫부분은 시료의 중앙부 보다 더 많은 압밀이 발생하였고 이에 기인하여 시료의 위와 아래 경계면 부분에서 훨씬 더 큰 선단저항력이 측정된 것으로 추정된다. 이는 미니어처 콘 선단저항력 프로파일의 경향과도 일치한다. 그러나 미니어처 콘의 관입 시험은 챔버 상판 어댑터(adaptor)의 문제로 인해 50mm 정도 미리 관입을 시켜놓고 실험을 실시하였다. 이에 따라 미니어처 콘 관입 시험의 데이터는 150mm 이후의 것만 분석에 사용하였다. 실험 결과, 측정된 마이크로콘과 미니어처 콘의 선단저항력은 상당히 유사한 경향을 보이고 측정된 선단저항력의 크기 또한 큰 차이 없이 유사함을 확인하였다. 측정된 선단저항력의 크기가 서로 유사하다는 점은 미니어처 콘과 마이크로콘의 단면적과 관입속도 차이에 의한 영향을 고려했을 때 타당한 결과라고 할 수 있다. de Lima와 Tumay(1991)와 Titi 등(2000)은 단면적이 7~8배 정도 작은 콘의 선단저항력이 큰 단면적을 갖는 콘에 비해 11~18% 정도 크게 측정된다고 하였다. 따라서 마이크로 콘은 미니어처콘 보다 10~20% 정도 큰 측정값을 나타낼 것이다. 그러나 관입속도에도 차이가 있기 때문에 이점

또한 고려를 해야 한다. 앞의 그림 3에서 확인할 수 있는 바와 같이, 미니어처콘의 관입속도 20mm/sec일 때의 선단저항력이 마이크로 콘의 관입속도 1mm/sec일 때 보다 14% 정도 크다(Bemben와 Myers 1974). 이에 따라 콘의 단면적과 관입속도를 동시에 고려할 경우, 미니어처 콘과 마이크로콘의 선단저항력은 큰 차이없이 유사한 값을 보이게 된다. 실험 결과에서 확인할 수 있는 바와 같이 단면적 차이에 의한 영향과 관입속도 차이에 의한 영향이 서로 상쇄되어 비슷한 크기의 선단저항력이 측정되었다. 이는 개발된 마이크로 콘의 측정 데이터가 신뢰성이 있다는 것을 의미 하며, 추후 초소형 크기의 장점을 이용하여 타 장비와의 결합을 통해 하이브리드 장비로 발전할 수 있다는 가능성을 제시한다. 뿐만 아니라, 마이크로 콘의 직경이 작기 때문에 챔버의 경계효과를 고려하여 챔버의 직경을 줄일 수 있어 챔버실험시 비용과 시간을 줄일 수 있다.

#### 4.4 액상화로 인한 지지력 변화

액상화 현상이 발생된 후에 강도 변화를 조사하기 위해 1g 모델을 이용하여 액상화 실험을 수행하였다. 액상화 토조의 치수는 높이 400mm 내경이 190mm이다. 층상 탐지에 사용된 동일 시료인 규암 분쇄토 K-7 모래시료를 이용하여 수중 강하법을 통해 시료를 조성 하였다. 시료의 초기 높이는 310mm로서 상대밀도는 37%로 나타났다. 액상화 시험은 수중 강하 이후 24시간 경과후에 수행되었다. 100N의 햄머를 이용하여 액상화 토조의 하판을 타격하여 시료의 액상화 현상을 유발 시켰다(자세

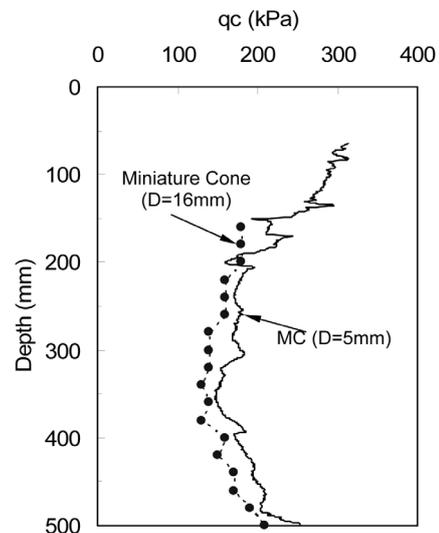


그림 12. 마이크로콘과 미니어처 콘 관입 시험 결과

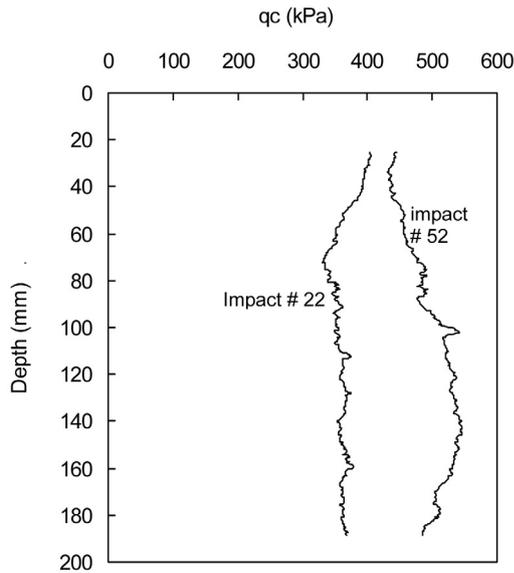


그림 13. 액상화 이후 지지력 증가

한 실험방법은 Lee와 Santamarina 2007 참조). 관입기는 시료의 중앙에 관입 될 수 있도록 설치 되었으며 22번과 52번의 타격후 1시간 경과후 마이크로 콘의 관입실험이 진행되었다. 측정된 마이크로콘의 선단 저항력은 그림 11에 나타내었다. 액상화가 진행되면서 지반의 상대밀도가 증가하여 선단저항력이 350kPa에서 500kPa까지 크게 증가 된 것을 알 수 있었다.

## 5. 요약 및 결론

본 연구에서는 주변 지반의 교란을 최소화시키고 실내 실험 시 크기에 의한 영향을 줄이기 위해 외경 5mm로 크기가 작으면서도 주변마찰력을 완전히 분리하여 선단저항력을 측정할 수 있는 마이크로콘 관입시험기를 개발하여 그 적용성을 검증하였다. 마이크로콘의 관입 시 비배수 상태를 유지하도록 콘 관입 속도를 1mm/sec로 유지하였고 데이터는 매 0.5mm마다 하나씩 획득하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 변형률계의 저항은 변형률에 의해 변화할 뿐만 아니라, 주변 온도 및 과도한 입력 전압에 의한 가열에 의해서도 변화한다. 신뢰성 높은 측정 결과의 획득을 위해서는 적절한 입력 전압과 작동 온도 범위가 결정되어야 한다. 본 연구에서는 정확하고 안정된 선단저항력 측정을 위하여 입력 전압은 2.0V, 작동 온도는 18°C~22°C로 일정하게 유지하였다.
- (2) 공기-점토 경계면 탐지 실험 결과, 마이크로콘은 점

토의 경계면을 효과적으로 탐지할 수 있고 전이 구간의 길이는 대략 15mm임을 확인하였다.

- (3) 점토와 사질토가 교차하여 쌓여있는 층상 시료에 대한 관입시험 결과, 시료의 층상 구조에 따라 선단저항력이 상당히 민감하게 반응하여 층상구조를 비교적 정확하게 탐지해 내는 것을 확인할 수 있었다. 그러나 마이크로콘이 상대적으로 단단한 사질토층을 지나 연약한 점토층으로 관입될 때, 콘의 선단 앞부분에 있는 모래와 콘 벽면에 있는 모래 일부분이 콘과 함께 점토층으로 관입되면서 사질토층에서 점토층으로 바뀌는 경계면은 뚜렷하게 구별되지 못하고 선단저항력이 완만하게 감소하였다.
- (4) 마이크로콘과 직경 16mm 미니어처 콘(miniature cone)의 선단저항력은 상당히 유사한 경향을 보임을 확인할 수 있었다. 측정된 선단저항력의 크기에 있어서도 큰 차이 없이 비슷하게 측정되었다. 이는 단면적 차이에 의한 영향과 관입속도 차이에 의한 영향이 서로 상쇄되는 효과에 기인하는 것으로 판단된다.
- (5) 액상화이후 지반의 강성 변화를 1g 모델의 액상화 토조에 시료를 조성한후 마이크로 콘 관입시험을 통하여 조사하였다. 액상화가 진행되면서 지반의 상대밀도가 증가하여 콘의 선단저항력이 증가함을 관찰할 수 있었다.

## 참 고 문 헌

1. Baldi, G., Bellotti, R., Crippa, V., Fretti, C., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E., Pedroni, S., and Ostricati, D. (1985), "Laboratory Validation of In-Situ Tests", *AGI Golden Jubilee Volume for XI ICSMFE*, San Francisco, pp.217-239.
2. Bembem, S. M. and Myers, H. J. (1974), "The Influence of Rate of Penetration on Static Cone Resistance in Connecticut River Valley Varved Clay", *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing*, Stockholm, Vol. 2.2, pp.33-34.
3. DeJong, J. T., DeGroot, D. J., Yafraie, N. J., and Jakubowski, J. (2003), "Detection of Soil Layering Using a Miniature Piezoprobe", *Soil Rock America 2003*, Boston, MA, pp.151-156.
4. de Lima, D. C. and Tumay, M. T. (1991), "Scale Effects in Cone Penetration Tests", *Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress 1991*, ASCE, Boulder, Colorado, Vol.1, pp.38-51.
5. Hird, C. C., Johnson, P., and Sills, G. C. (2003), "Performance of Miniature Piezocones in Thinly Layered Soils", *Geotechnique*, Vol 53, No.10, pp.885-900.
6. Lambe, T. W. and Whitman, R. V. (1979), "Soil Mechanics", John Wiley & Sons. 523p.
7. Lee, J. S. (2003), "High Resolution Geophysical Techniques for Small-Scale Soil Model Testing", Ph.D. thesis, Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.

8. Lee, J.S., and Santamarina, J.C. (2007), "Seismic monitoring short-duration events - Liquefaction in 1g models", *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 659-672.
9. Liu, Z., Shi, B., and Sheng, D. (2006), "A Micropenetrometer for Detecting Structural Strength Inside Soft Soils", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.29, No.6, pp.15-22.
10. Lunne, T., Robertson, P. K. and Powell J. J. M., (1997), "*Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*", Chapman & Hall, London.
11. Parkin, A. K. and Lunne, T. (1982), "Boundary Effects in the Laboratory Calibration of a Cone Penetrometer in Sand", *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol.2, pp.761-768.
12. Powell, J. J. M. and Quarterman, R. S. T. (1988), "Interpretation of Cone Penetration Tests in Clays, with Particular Reference to Rate Effects", *Proceedings of the First International Symposium on Penetration*, Orlando, FL, Vol.2, pp.903-910.
13. Roy, M., Tremblay, M., Tavenas, F. and La Rochelle, P. (1982), "Development of Pore Pressures in Quasi-Static Penetration Tests in Sensitive Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No. 2, pp.124-138.
14. Schaap, L. H. J. and Zuidberg, H. M. (1982), "Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetrometer tip", *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol.2, pp.841-851.
15. Shin, D. H. (2008), "Detection of Smear Zone Using Micro-Cone and Electrical Resistance Probe", Master. D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Korea University, Seoul.
16. Titi, H. H., Mohammad, L. N. and Tumay, M.T. (2000), "Miniature Cone Penetration Tests in Soft and Stiff Clays," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.23, No.4, pp.432-443.
17. Yafraie N. J. and DeJong, J. T. (2005), "Detection of Stratigraphic Interfaces and Thin Layering Using a Miniature Piezoprobe", *Geo Frontiers 2005*, ASCE, Austin, Texas, GSP 138, pp.2103-2113.
18. Yun, T. S. (2005), "*Mechanical and Thermal Study of Hydrate Bearing Sediments*", Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.

(접수일자 2007. 12. 10, 심사완료일 2008. 1. 29)

## 고결된 Engineered Soils의 탄성파 특성

### Elastic Wave Characteristics in Cemented Engineered Soils

이 창 호<sup>1</sup> Lee, Changho

윤 형 구<sup>2</sup> Yoon, Hyung-Koo

이 우 진<sup>3</sup> Lee, Woojin

이 종 섭<sup>4</sup> Lee, Jong-Sub

#### Abstract

Behaviors of cemented engineered soils, composed of rigid sand particle and soft rubber particle, are investigated under  $K_0$  condition. The uncemented and cemented specimens are prepared with various sand volume fractions to estimate the effect of the cementation in mixtures. The vertical deformation and elastic wave velocities with vertical stress are measured. The bender elements and PZT sensors are used to measure elastic wave velocities. After cementation, the slope of vertical strain shows bilinear and is similar to that of uncemented specimen after decementation. Normalized vertical strains can be divided into capillary force, cementation, and decementation region. The first deflection of the shear wave in near field matches the first arrival of the primary wave. The elastic wave velocities dramatically increase due to cementation hardening under the fixed vertical stress, and are almost identical with additional stress. After decementation, the elastic wave velocities increase with increase in the vertical stress. The effect of cementation hinders the typical rubber-like, sand-like, and transition behaviors observed in uncemented specimens. Different mechanism can be expected in decementation of the rigid-soft particle mixtures due to the sand fraction: a shape change of individual particles in low sand fraction specimens; a fabric change between particles in high sand fraction specimens. This study suggests that behaviors of cemented engineered soils, composed of rigid-soft particles, are distinguished due to the cementation and decementation from those of uncemented specimens.

#### 요 지

단단한 모래 입자와 연약한 고무 입자로 이루어진 Engineered soils을 고결화 시킨 후  $K_0$  상태에서의 거동 특성을 분석하였다. 고결화 효과에 따른 영향 및 모래부피비에 따른 영향을 파악하기 위하여 다양한 모래부피비를 가지는 비고결화 및 고결화 시료를 준비하여, 수직 응력에 따른 변형 및 탄성파 속도를 측정하였다. 탄성파 속도 측정은 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트를 이용하였다. 고결화 이 후 응력에 따른 수직 변형율의 기울기는 이중 선형 관계를 보이며 고결화 결합 파괴 이후에는 비고결화 시료와 비슷한 기울기를 가진다. 정규화된 수직 변형량은 응력에 따라 capillary force, cementation, decementation 구간으로 나눌 수 있다. 근접장 내에서 측정된 전단파 신호의 첫 번째 움직임은 압축파의 도달과 일치하였다. 고결화에 의해 탄성파 속도는 수직 응력의 증가 없이 급격한 증가를 보였으며, 고결화 이후 추가적인 응력 증가에도 일정한 값을 보였다. 고결화 파괴 후 지속적인 수직 응력의 증가에 따라 탄성파 속도는 증가하였다. 고결화는 비고결화 시료에서 나타나는 유사고무, 유사모래, 전이 3가지의 거동을 방해한다. 고무 모래 혼합재의 고결화 결합의 파괴 메커니즘은 모래부피비에 따라 다르며 낮은 모래부피비의 시료는 입자 모양의

1 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사 후 연구원 (Members, Postdoctoral Fellow, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

3 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수 (Members, Associate Prof., Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학과 조교수 (Members, Assistant Prof., Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., jongsu@korea.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

변화가, 높은 모래부피비 시료에서는 입자 구조의 변화가 고결화 결합의 파괴가 주요한 원인이다. 본 연구를 통해 연약한 고무 입자와 단단한 모래 입자의 혼합재인 Engineered soils의 거동은 고결화 및 고결화 파괴에 따라 비고결화 시료와 구분됨을 알 수 있었다.

**Keywords :** Cementation, Decementation, P-wave, Rigid-soft particle mixtures, S-wave

## 1. 서론

고결화는 입자와 입자 사이의 접촉 면적을 증가시키며 개별 입자들을 하나로 결합시켜, 강도 및 강성, 물리적 특성, 그리고 미소 변형률 거동 등을 포함한 흙의 특성에 상당한 영향을 미친다. 따라서, 기초의 설계, 사면의 안정성 평가, 그리고 액상화 예측 등을 수행할 때 이러한 고결화 효과를 고려해야 한다.

일반적으로 자연 상태에서 고결화는 아열대 및 열대 지방에서 주로 발생하며, 고결화에 의하여 부분적으로 증가한 흙의 강도 및 강성은 풍화 및 침식에 의해 경이로운 자연 경관을 만들기도 한다. 자연 상태의 고결화된 흙에 대한 실험은 시료 채취 과정 및 현장 실험 장비의 관입에 의한 고결화 효과의 파괴로 인하여 매우 어려워, 고결화에 관한 많은 연구는 인공적으로 시료를 고결화를 시킨 후 다양한 실내 실험을 통하여 고결화된 흙의 거동 특성을 파악하는 것이 일반적인 방법이다(Airey 1993; Baig et al. 1997; Coop and Atkinson 1993; Fernandez and Santamarina 2001; Ismail et al. 2002; Yun and Santamarina 2005).

일반적으로 건설 및 토목 분야에 사용되는 고품 폐기물로는 파쇄 유리, 고로 슬래그, 그리고 페타이어 등이 있으며, 그 중 페타이어가 가장 대표적이라 할 수 있다. 이러한 페타이어의 활용 분야로는 경량 뒷채움재(Ahmed and Lovell 1993), 고속도로 교대(Bosscher et al. 1997), 보강토 옹벽(Garga and O'Shaughnessy 2000), 그리고 아스팔트 포장 재료(Elazar and Barlaz 1992), 그리고 도로 건설(Tweedie et al. 1998; Lee et al. 1999; Feng and Sutter 2001; Zornberg et al. 2004) 등이 있다.

흙과 재료의 물리적 특성이 매우 다른 연약한 고무 입자의 추가는 혼합재의 전단 강도 및 강성, 투수성, 밀도, 비중을 감소시키는 반면에 감쇄 및 압축성을 증가시켜 흙 고유의 특성을 변화시킨다. 따라서 혼합재 내의 강성과 힘 전달 체계 역시 다르며 상대적으로 단단한 모래 입자는 하중 전달을, 연약한 고무 입자는 비틀

어짐 방지 역할을 수행하는 것으로 알려져 있다(Lee et al. 2006). 고결화는 입자들 사이의 접촉점에 미세한 결합을 발생시켜 이러한 고무-모래 혼합재인 Engineered Soil의 거동 특성에 상당한 영향을 미칠 것으로 예상되나, 현재까지 연구는 비고결화(uncemented) 상태의 고무-모래의 혼합재에 관한 연구가 주류를 이루었으며, 고무-모래 혼합재료의 고결화 거동에 대한 연구는 미미한 실정이다.

본 연구에서는 단단한 모래입자와 연약한 고무입자로 이루어진 혼합재를 고결화(cemented) 시킨 후  $K_0$  구속 상태에서의 거동 특성을 분석하였다. 모래 함유량 또는 고무 함유량에 따른 거동 특성 파악을 위하여 다양한 모래부피비(sand volume fraction)를 가지는 시료를 준비하였으며 고결화 정도에 따른 영향을 연구하였다. 미소 변형률 상태의 거동을 평가하기 위하여  $K_0$  구속 상태에서 응력 수준에 따라 탄성과 속도를 측정하였다.

## 2. 고결화 효과에 따른 미소 변형률 거동

고결화 효과에 의한 흙의 거동은 고결화 작용제(cementation agent)의 종류와 양, 시료의 입도 분포, 밀도, 그리고 고결화 시 구속 응력의 크기 및 고결화 시간 등에 영향을 받는다고 알려져 있다(Acar and El-Tahir 1986; Baig et al. 1997; Clough et al. 1981; Ismail et al. 2002; Saxena et al. 1988). 입상 재료의 거동은 간극비, packing, coordination number 등 입자 접촉 특성에 의해 지배 받는다. 고결화 작용제는 각각의 입자 주위를 둘러싸 입자 접촉 면적을 증가시켜 이러한 입자의 접촉 거동에 영향을 미친다(Santamarina et al. 2001).

고결화된 흙은 강성 반응에 따라 낮은 응력에서의 고결화 지배 구간(cementation-controlled region)과 높은 응력 아래에서 응력 지배 구간(stress-controlled region)으로 나눌 수 있다. 고결화된 흙(cemented soils or bonded soils)은 입상 물질(particulate materials)보다 합성 물질(composite material)처럼 거동하기 때문에 고결화 효과는 낮은 구속

응력조건에서 강도 및 강성의 현저한 변화를 보여, 응력 변화에 따른 파 전달 속도의 변화가 매우 제한된다 (Fernandez and Santamarina 2001). 구속응력이 증가함에 따라 고결화 효과는 파괴(decementation)되며, 고결화 파괴 이후 흙의 거동은 구속 응력에 의해 지배 받는다. 고결화 지배 구간과 응력 지배구간 사이의 전이 응력은 고결화 작용제의 양에 따라 결정된다(Saxena et al. 1988; Dass et al. 1994; Baig et al. 1997).

### 3. 실내 실험

#### 3.1 실험 재료

고무-모래 혼합재는 단단하고 모나며 균등한 주문진 모래 입자와 연약한 분쇄 타이어 분말 고무 입자가 혼합된 상태이다. 각 모래 및 고무 입자의 크기 비에 따른 영향을 최소화 하기 위하여 사전 체가름 실험으로 분류된( $D = 0.60 \sim 0.85\text{mm}$ ) 평균 유효 입경  $D_{50} = 0.725\text{mm}$  를 가지는 모래 및 고무 입자로 시료를 조성하였다( $D_{\text{sand}}/D_{\text{rubber}} \approx 1$ ): 주문진 모래(모나며 균질,  $e_{\text{min}} = 0.60$ ,  $e_{\text{max}} = 0.87$ ,  $G_s = 2.62$ ); 고무 분말(모나며 불규칙 모양,  $G_s = 1.15 \sim 1.17$ ). 모래는 수세식 체분석을 실시하였으며 체분석 이후 완전히 건조시킨 후 시료 조성에 이용하였다. 사용된 모래와 고무 입자의 재료적 특성 및 사진은 표 1과 같다.

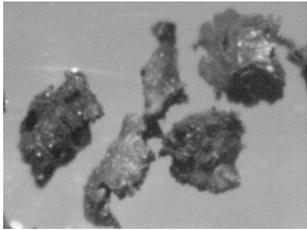
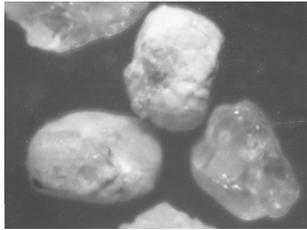
#### 3.2 시료 준비

모래부피비(sand volume fraction)가  $sf = V_{\text{sand}}/V_{\text{total}}$ : 0(고무), 0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 그리고 1.0(모래)의 7가지 시료를 준비하였다. 고결화 시료를 조성하기 위하여 건조 모래-고무 혼합재에 20g의 증류수와 동일한 양인 20g의 1종 포틀랜드 시멘트를 용기에 넣고 약 5분간 혼합하였다(물-시멘트 비=1). 각 입자와 물 그리고 시멘트가 완전히 혼합된 이후, 시료를 내경 74mm, 높이 63mm, 그리고 두께 16mm를 가지는 압밀셀에 재료 분리에 유의하면서 4개의 층으로 시료를 조성하였다. 각 층의 무게는 동일하게 유지하였으며, 탭핑(tamping) 방법을 이용하여 동일한 에너지를 각 층에 가하였다. 셀에 시료 조성을 완료하고, 상부캡을 설치한 후 시료의 초기 상태 결정을 위하여 초기 시료 높이를 측정하였다.

#### 3.3 실험 과정

준비된 시료에 대하여 각각 재하, 제하, 그리고 재재하 실험을 실시하였다. 하중 증가 및 감소비는 각 하중 단계별로 2배씩 유지하였으며, 각 하중 단계는 30분 동안 지속하였다. 고결화 시료는 시료가 경화되기 이전에 약 21kPa까지 수직 응력을 증가시킨 후 21kPa의 양생 수직 응력( $\sigma_{\text{sit}}$ )에서 72시간 양생을 실시하였다. 최대 수직 응력의 크기는 630kPa이며, 각 하중 단계별로 시료

표 1. 분쇄 타이어 분말 고무와 모래의 재료적 특성

| 재료적 특성                        | 고무  | 주문진모래 (20/30)   |
|-------------------------------|---|---|
| 비중                            | 1.15~1.16   | 2.62  |
| 전단탄성계수[MPa] *                 | 1   | ≈100  |
| 포아송 비 *                       | 0.49  | 0.3   |
| $D_{50}$ [mm]                 | 0.72  | 0.72  |
| $e_{\text{max}}$              | -   | 0.87  |
| $e_{\text{min}}$              | -   | 0.60  |
| 밀도 [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ] | 0.53  | 1.67  |
| 사진                            |  |  |

Note: \* value relevant to the material that makes the particles

의 간극비와 탄성과 이동 거리를 결정하기 위하여 시료의 수직 변위를 측정하였다. 탄성과 및 수직 변위는 다음 하중 단계 재하 및 제하 직전에 측정하였다.

### 3.4 탄성과 측정

본 연구에서 적용한 탄성과 측정 트랜스듀서는 PZT (Piezo Zirconite Titanate) 재료로써 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트를 사용하였다. 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트는 홀트랜스듀서의 접촉 특성 및 적절한 작동 주파수로 인하여 토질 실험에 널리 이용되는 탄성과 트랜스듀서이다. 전단파(shear wave: S-wave) 측정을 위한 트랜스듀서로 벤더 엘리먼트(Piezo Systems PSI5H4E T226-H4-Y)를 이용하였으며, 압축파(primary wave: P-wave)의 발생 및 탐지를 위한 트랜스듀서로는 PZT 엘리먼트(Kangseo EST, BPE-20C)를 이용하였다. 벤더 엘리먼트 및 PZT 엘리먼트는 극화된 압전 물질 및 금속판으로 이루어져있다. 그림 1(a)와 같이 셀을 통한 직접파의 전달을 피하기 위하여 벤더 엘리먼트를 나일론 재질의 스크류 속에 고정하였다. 실험에 사용된 벤더 엘리먼트의 크기는 11.0×4.0×0.6 (길이×너비×두께, mm)이다. 시료 속으로 돌출된 외팔보의 길이는 6mm이다. PZT 엘리먼트는 그림 1(b)와 같이 원형의 금속판의 한쪽 면에 압전 소자가 덮여 있는 형태이며 압전 소자의 직경은 14mm, 센서 직경은 20mm, 그리고 두께는 0.45mm이다. PZT 엘리먼트 역시 직접파의 전달을 피하기 위하여 셀과 임피던스가 차이가 큰 재료를 사용하여 고정하였다. 실험에 사용한 모든 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트는 에폭시를 이용하여 방수 처리를 하였으며, 발신기와 수신기 사이의 전기적 간섭 현상인 누화현상(crosstalk)을 방지하기 위하여 전도성 페인트 및 접지로 차폐를 실시하였다.

PZT 엘리먼트와 벤더 엘리먼트 실험에서 압축파 및 전단파 속도는 다음 식 (1)과 같이 계산할 수 있다.

$$V_{P(or S)} = L_{P(or S)} / t_{P(or S)} \quad (1)$$

여기서,  $L_{P(or S)}$  = 발신기와 수신기의 끝단 간 거리(Dyvik and Madshus 1985; Viggiani and Atkinson 1995);  $t_{P(or S)}$  = 시료를 통한 압축파 또는 전단파의 이동 시간이다. 탄성과 속도의 초동 도달 시점은 zero after first bump점을 이용하였다(Lee and Santamarina 2005). 압축파 및 전단파는 10<sup>-3</sup>% 정도의 미소 변형율로 전파되므로 압축파와 전단파의 측정 동안 고결화 결합의 파괴는 발생하지 않

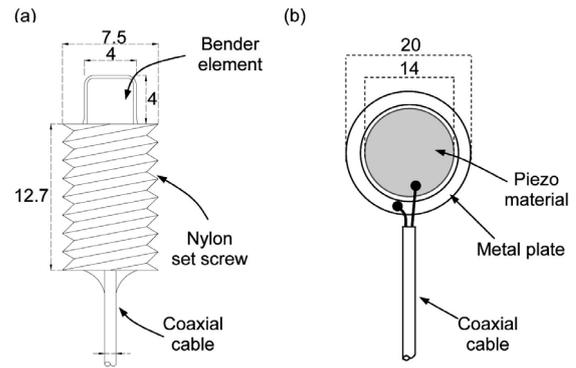


그림 1. 탄성과 트랜스듀서: (a) 벤더 엘리먼트 (b) PZT 엘리먼트. 그림내 숫자의 단위는mm 이다.

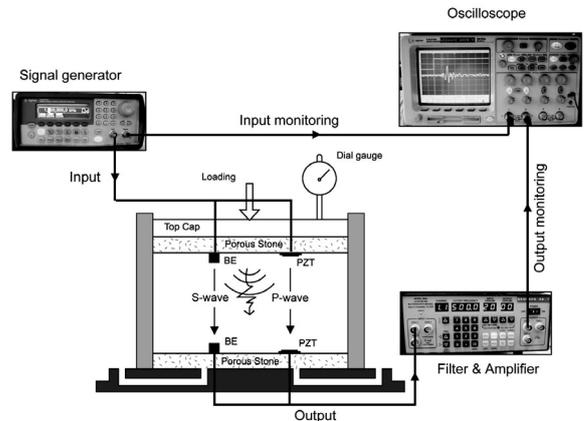


그림 2. 압밀셀 및 탄성과 측정을 위한 주변 장치

는다. 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트는 압밀셀의 상부 및 하부판에 설치하였으며 연직 방향을 따라 투과법으로 측정하였다.

탄성과 측정은 신호발생기(Agilent 33220A)로부터 발생된 단일정현파를 입력 신호로 사용하였다. 발신 벤더 엘리먼트 및 PZT 엘리먼트로부터 생성된 전단파 및 압축파는 시료를 통과하여 수신기에서 획득되고 전기적 신호로 전환된다. 획득된 전기적 신호는 Filter & Amplifier (Krohn-Hite Model 3364)를 이용하여 신호의 잡음 제거와 증폭을 실시하였다. 처리된 신호는 디지털 오실로스코프(Agilent 54624A)로 저장하였다(그림 2). 임의의 부정확한 잡음(random and uncorrected noise)을 제거하기 위하여 1024개의 신호를 평균하였다.

## 4. 실험 결과 분석

### 4.1 수직 변형(횡방향 구속 K<sub>0</sub> 상태)

비고결화 및 고결화 된 모래부피비 0.2 및 0.8 시료의

응력-수직 변형 관계( $K_0$  상태)를 그림 3에 나타내었다. 비고결화 시료의 경우, 수직 응력이 증가함에 따라 수직 변형은 커졌으며, 수직 변형의 크기는 모래부피비가 작을수록 큰 값을 보였다. 또한 하중 제하 이후 모래부피비에 관계 없이 잔류 변형이 관찰되었으며, 모래부피비가 작은 시료일수록 큰 잔류 변형을 보였다. 고결화 시료의 경우, 고결화 이전의 낮은 수직 응력 수준에서는 비고결화 시료와 유사한 거동을 보였다. 그러나, 고결화 이후 고결화 결합이 파괴 될 때까지 매우 작은 변형을 증가를 보인다. 수직 변형율에 따르면 모래부피비 0.2 시료의 경우 약 90kPa에서, 모래부피비 0.8 시료의 경우 약 240kPa에서 고결화 파괴(decementation) 현상을 보인다. 고결화 결합 파괴 응력에 도달한 시료는 상당한 크기의 수직 변형율의 증가가 관찰되었다. 고결화 이후 응력에 따른 수직 변형율의 기울기는 이중 선형 관계를 보이며 고결화 결합 파괴 이후에는 비고결화 시료와 비슷한 기울기를 가진다. 또한 모래부피비 0.2 및 0.8 시료 모두 하중 제하에 따른 잔류 변형은 비고결화 시료에 비해 작은 값을 보였다.

그림 4는 모래부피비 0.2 및 0.8 시료의 정규화된 수직 변형율( $\epsilon_{\text{cemented}} / \epsilon_{\text{uncemented}}$ )을 나타낸다. 정규화된 수직 변형율은 응력에 따라 1) capillary force, 2) cementation, 3) decementation 구간으로 나눌 수 있다. 고결화 시료의 경우, 고결화를 유발하기 위하여 시료 조성 시 20g의 물을 첨가하며, 첨가된 물은 각 입자 표면을 감싸기 때문에 입자 사이에 모세관력(capillary force)을 작용시킨다. 이러한 모세관력에 의하여 고결화 이전 낮은 수직응력 상태에서 고결화 시료는 비고결화 시료보다 더 적은 수직변형율을 보이며(물에 의한 pseudo cementation), 추가적인 하중 증가에 의하여 수직 응력이 모세관력을 넘어서게 되어 수직 변형율 비율은 1에 가까워지고 있다. 2) cementation 구간에서는 고결화 시료의 변형은 고결화 작용제의 영향으로 인하여 적은 반면, 비고결화 시료의 변형은 계속 발생하므로 정규화하면 감소하는 경향을 보인다. 고결화 파괴(sf=0.2 시료의 경우 약 80kPa, 모래부피비 sf=0.8 시료의 경우 약 160kPa)로 인하여 3) decementation 구간에서는 하중 증가에 따라 정규화된 수직 변형율은 증가하여 1에 가까워지고 있다.

#### 4.2 근접장 내의 탄성과 신호

벤더 엘리먼트는 매질 속으로 벤더 엘리먼트가 설치

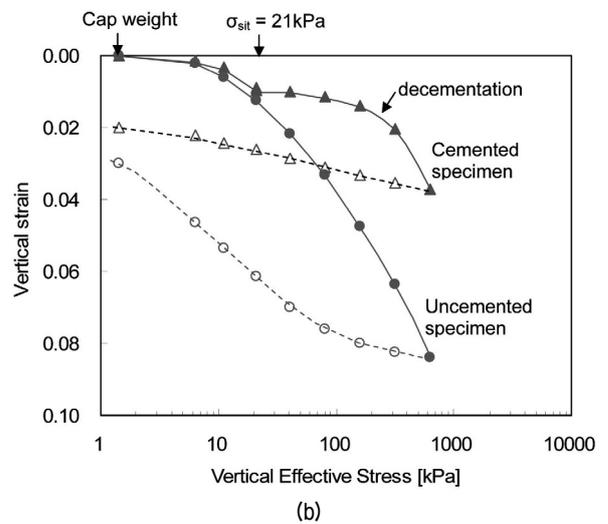
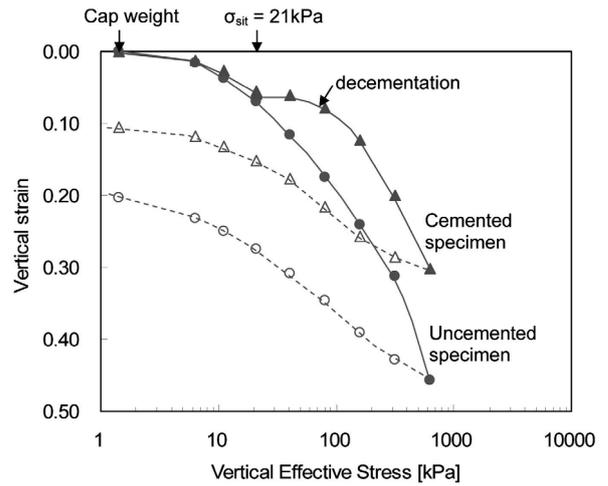


그림 3. 고결화 및 비고결화 시료의 응력에 따른 수직 변형율 비교: (a)  $sf = 0.2$  (b)  $sf = 0.8$

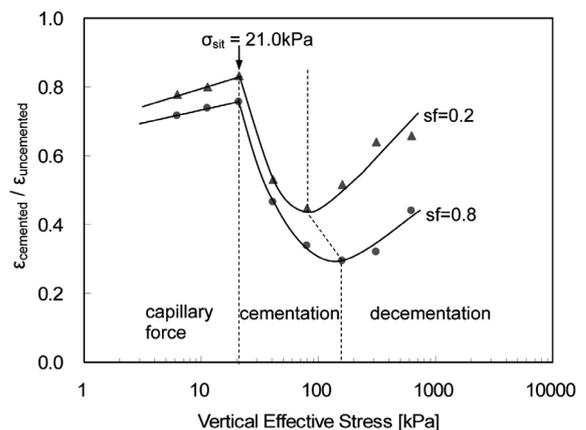


그림 4. 모래부피비 (sf) 0.2 및 0.8 시료의 정규화된 수직 변형율 ( $\epsilon_{\text{cemented}}/\epsilon_{\text{uncemented}}$ )

된 방향으로의 전단파의 전파뿐만 아니라 근접장 효과(near field effect)로 인한 수직한 방향의 압축파 역시 발생시킨다. 이러한 압축파의 전파는 전단파의 도착 시점

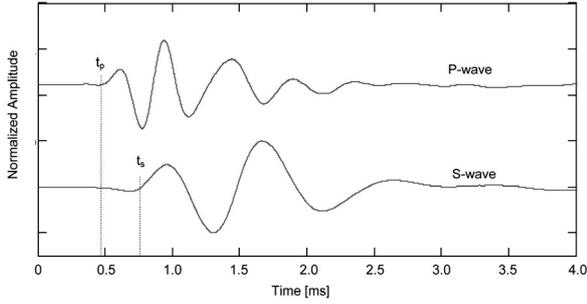


그림 5. 수직 응력 6.3kPa에서 수신 PZT 엘리먼트(P-wave)와 벤더 엘리먼트(S-wave)에서 얻은 탄성파 신호

판단을 어렵게 할 수 있다. 이러한 근접장 효과는 실내 실험과 같이 발신기와 수신기의 거리가 가까울수록 더욱 중요하다. 그림 5는 수직 응력 6.3kPa에서 수신 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트에서 얻은 신호이다. 근접장 내에서 전단파의 도달 시간 결정은 이러한 압축파로 인한 근접장 효과를 고려하여 결정하여야 한다. Signal matching technique에 따르면 근접장 내의 전단파의 도달은 전형적인 전단파 신호 중 첫 번째 최고점 이후 0인 점에 가까운 것으로 알려져 있다(Lee and Santamarina 2005). 또한, 근접장 효과는 발신기와 수신기 사이의 거리 ( $L$ )와 전단파의 파장( $\lambda_s$ )의 비인  $L/\lambda_s$ 로 판단할 수 있다.  $L/\lambda_s$ 가 커지면 압축파와 전단파 도달 시간의 차이는 점점 커지며, 압축파의 감소로 인하여 압축파의 크기 역시 줄어들어 전단파의 도달 시간을 더욱 명확하게 판단할 수 있다. 이러한  $L/\lambda_s$ 는 흙의 댐핑에 영향을 받지만 4이상이면 압축파와 전단파를 쉽게 구별 할 수 있다고 알려져 있다(Sawanguriya et al. 2006). 트랜스듀서의 공진주파수는 압전 물질의 탄성계수, 앵커 특성, 트랜스듀서의 주위 지반의 밀도 및 강성에 의해 영향을 받는다. 그림 5에 나타난 바와 같이 벤더 엘리먼트로 얻은 전단파 신호의 공진주파수보다 PZT 엘리먼트로 측정된 압축파의 공진 주파수가 더 큼을 알 수 있다.

### 4.3 탄성파 신호 및 속도

재하 및 제하 시 측정된 고결화 시료(sf=0.2, 0.8)의 대표적인 압축파 및 전단파 신호를 그림 6과 그림 7에 각각 나타내었다. 고결화 이전의 압축파 및 전단파의 초동 시간은 수직 응력이 증가함에 따라 감소하였다. 높은 모래부피비(sf=0.8) 시료보다 낮은 모래부피비 시료(sf=0.2)의 강성이 상대적으로 작기 때문에, 낮은 모래부피비 시료의 탄성파 신호는 높은 모래부피비 시료보다 낮은 공

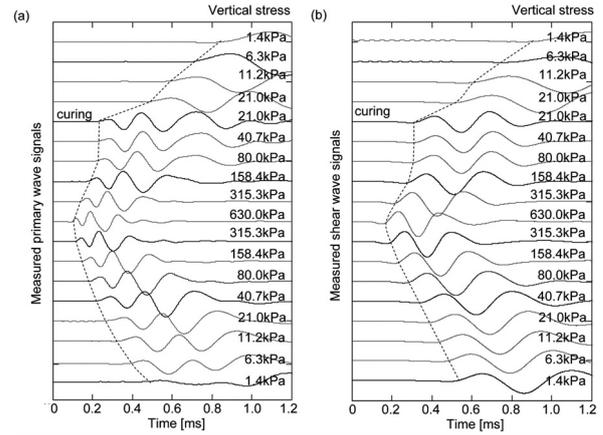


그림 6. 재하 및 제하 시 측정된 모래부피비 sf = 0.2 시료의 탄성파 신호: (a) 압축파 (b) 전단파

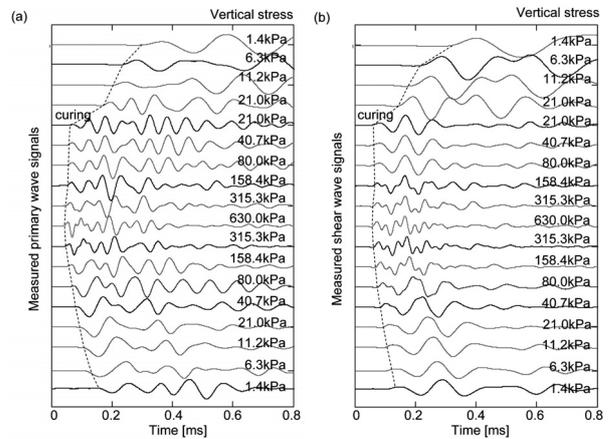


그림 7. 재하 및 제하 시 측정된 모래부피비 sf = 0.8 시료의 탄성파 신호: (a) 압축파 (b) 전단파

진주파수 및 긴 초동 시간을 보였다. 고결 시(수직응력 21kPa) 압축파와 전단파 모두 수직 응력의 증가 없이 초동 시간의 급격한 감소가 관찰 되었다. 고결화 이후, 탄성파의 공진주파수 및 이동 시간은 수직 응력이 증가함에도 불구하고 고결화 결함이 파괴되는 시점(decementation) 까지 거의 일정하게 유지되었다.

응력 상태가 등방성인 경우(isotropic state of stress)의 경우, 탄성파의 polarization plane에서 평균 유효 응력( $\sigma'_o$ )을 이용하여 탄성파의 전파 속도는 다음과 같이 표시할 수 있다(P파와 S파 포함).

$$V = \alpha \left( \frac{\sigma'_o}{1kPa} \right)^\beta \quad (2)$$

여기서,  $\alpha$  및  $\beta$ 는 실험적으로 결정되는 값이다.  $\alpha$  계수는 유효 응력 1kPa에서의 혼합재의 탄성파 속도이며 간극비, 입자 구조, 그리고 입자의 강성에 지배 받는다.  $\beta$

지수는 접촉 특성 및 입자 구조 변화에 영향 받으며, 대수축(log scale)에서 응력과 탄성과 속도의 기울기를 나타낸다(Santamarina et al. 2001). 고결화 및 비고결화 시료(sf = 0.2, 0.8)의 하중 재하 동안 수직 응력의 변화에 따라 측정된 압축파 및 전단파 신호로부터 산정한 탄성과 속도를 그림 8에 나타내었다. 비고결화 시료의 경우, 압축파 및 전단파 속도는 수직 응력이 증가함에 따라 증가하였으며, 높은 모래부피비를 가지는 시료일수록 동일한 크기의 수직 응력에서 더 빠른 압축파 및 전단파 속도를 보였다. 고결화 시료의 경우, 시료가 경화되기 이전의 낮은 구속 응력(1.4kPa ~ 21kPa)에서 비고결화 시료와 유사하게 수직 응력의 증가에 따라 탄성과 속도는 증가하는 경향을 보인다. 그러나 고결화 이전에도 고결화 시료의 탄성과 속도가 모세관현상으로 인하여 약간 더 큰 값을 보였다. 동일한 크기의 응력( $\sigma_{sit} = 21\text{kPa}$ )에서 72시간 동안 고결화 후 경화에 의해 압축파 및 전단파 속도의 급격한 증가가 관찰되었다. 고결화 이후 추가적인 하중의 증가에도 탄성과 속도는 고결화 결합에 의하여 일정한 값을 보였다(고결화지배구간). 고결화 이후 지속적인 하중의 증가는 고결화 결합을 파괴시켜 응

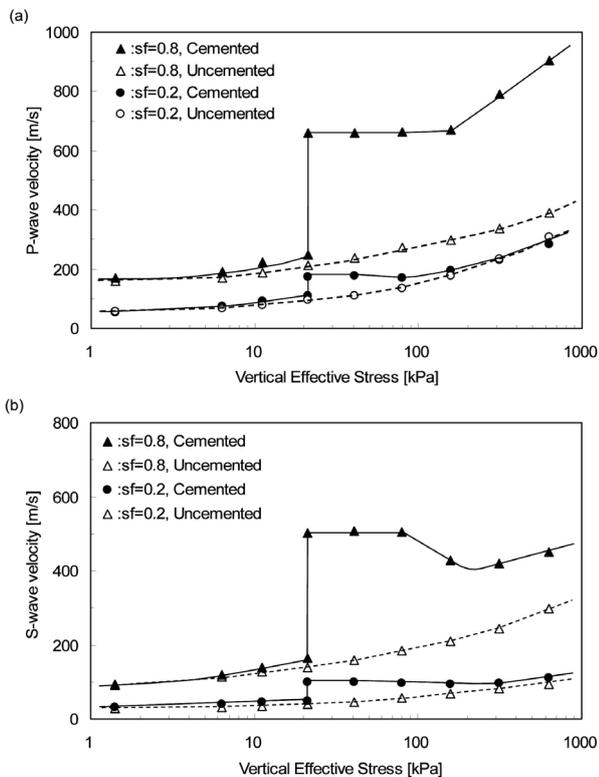


그림 8. 고결화 및 비고결화 시료 (sf = 0.2, 0.8)의 하중 재하동안 수직 응력의 변화에 따라 산정한 탄성과 속도: (a) 압축파 속도 (b) 전단파 속도

력의 증가에도 불구하고 전단파 속도의 감소를 발생시켰다. 전단파 속도에서 고결화 결합 파괴는 모래부피비 sf=0.2 시료의 경우 약 160kPa, 모래부피비 sf=0.8 시료의 경우 약 200kPa에서 관찰되었다. 그러나 압축파의 경우 하중 증가에 따라 전단파 속도의 감소와 비교하여 미소한 감소가 관찰되었으며, 이 후 응력의 증가에 따라 압축파 속도는 증가하는 경향을 보였다. 압축파 속도에서 고결화 결합 파괴는 모래부피비 sf=0.2 시료의 경우 약 80kPa, 모래부피비 sf=0.8 시료의 경우 약 160kPa에서 관찰(그림 4의 정규화된 수직 변형율로 산정한 값과 일치)되었다. 이는 고결화 결합의 파괴로 인한 강성의 감소 효과와 수직 변형에 따른 압축 구속의 증가 효과가 서로 상충된 결과로 판단된다. 고결화 결합의 파괴 이후, 추가적으로 하중이 증가함에 따라 탄성과 속도는 비고결화 시료와 유사하게 응력의 증가에 따라 증가하였다(응력지배구간).

#### 4.4 고결화에 따른 탄성과 속도 변화

그림 9(a)은 고결화 시간에 따른 sf=0.2 및 0.8 시료 압축파 및 전단파 속도의 비고결화 시료의 탄성과 속도

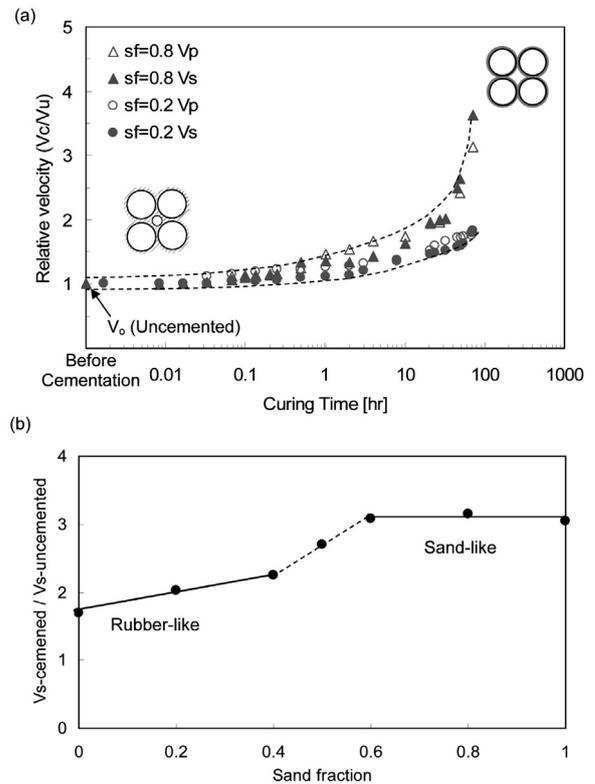


그림 9. 고결화에 따른 탄성과 속도 변화. (a) 고결화 동안 탄성과 속도 비율:  $V_c$ - 고결화 시료의 탄성과 속도,  $V_u$ - 비고결화 시료의 탄성과 속도,  $\sigma_v = 21\text{kPa}$ ; (b) 고결화 이후 모래부피비에 따른 전단파 속도의 비 ( $V_{s-cemented}/V_{s-uncemented}$ ).

에 대한 상대적인 속도를 나타낸다. 입상 매질의 강성은 유효 응력의 상태에 의해 정의된다. 그러나 고결화 작용제는 유효 응력의 증가 없이도 시간에 따라 입자의 접촉점 주변의 면적을 증가시켜 미소 변형을 강성을 상당히 증가시킨다. 시간에 따른 압축파 및 전단파의 증가 양상은 거의 유사하며, 하중 재하 후 약 1시간 동안 탄성과 속도는 거의 증가하지 않으며 약 1시간 이 후 탄성과 속도는 시간에 따라 급격한 증가를 보인다. 하중 재하 직후에도 약간의 탄성과 속도의 증가가 관찰되는데 이는 하중 재하에 따른 입자 내 하중 재분배 때문으로 판단된다. 이러한 시간에 따른 경화 특성은 고결화 작용제의 종류와 양에 따라 좌우된다. 그림 9(b)는 모래부피비에 따른 고결화에 의한 전단파 속도의 증가비( $V_{s-cemented}/V_{s-uncemented}$ )를 나타낸다. 고결화에 따른 전단파 속도의 상대적 증가량은 모래부피비에 따라 구별할 수 있으며, 모래부피비  $sf = 0.2$  이하의 낮은 증가비를 보이는 그룹(rubber-like), 모래부피비  $sf = 0.8$  이상의 높은 증가비를 보이는 그룹, 그리고 모래부피비  $sf = 0.4-0.6$ 의 천이 구간으로 구별할 수 있다.

#### 4.5 속도-간극비 관계

그림 10은 모래부피비 0.2 및 0.8 시료의 압축파 및

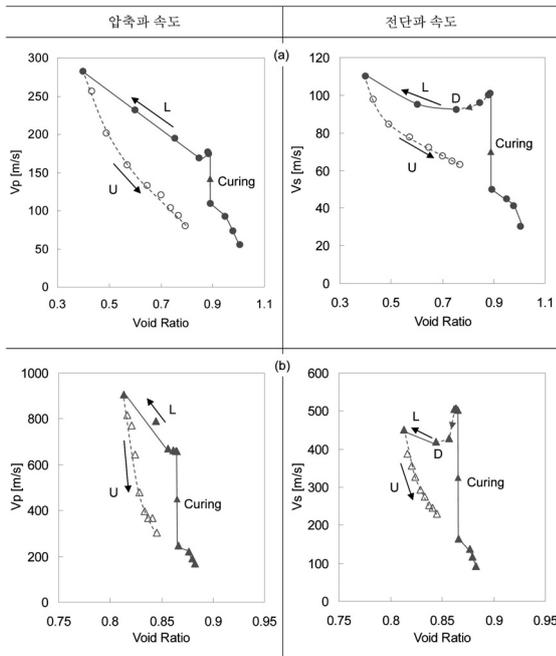


그림 10. 탄성과 속도-간극비 관계: (a)  $sf = 0.2$  (b)  $sf = 0.8$ . 그림 내 L 및 U는 각각 하중 재하 및 제하를 표시하여, D는 고결화 결합 파괴를 의미

전단파 속도-간극비 곡선을 나타낸다. 고결화에 따라 동일한 간극비에서 급격한 압축파 및 전단파 속도의 증가를 보인다. 전단파 속도의 경우 하중 증가에 따른 고결화 결합의 파괴(collapse) 및 연화 현상(softening)이 명확하게 관찰되었다. 또한 모래부피비가 낮은  $sf=0.2$  시료에서 더 큰 연화 현상이 관찰되었다. 그러나, 압축파 속도의 경우 낮은 모래부피비 시료에서는 미미한 고결화 결합 파괴가 관찰되었으나 명확한 연화 현상은 관찰되지 않았다. 이러한 연화 현상은 고결화 결합이 하중에 따라 순간적으로 파괴되는 것이 아니라 부분적인 파괴(partially collapse)가 진행되기 때문이다. 실험이 끝난 후 시료의 육안 관찰 시에도 부분적인 고결화 파괴가 확인되었다.

#### 4.6 전단탄성계수

미소변형 전단탄성계수  $G_{max}$ 는 전단파 신호로부터 계산된 전단파 속도( $V_s$ )와 밀도( $\rho$ )로부터 다음 식(3)과 같이 계산할 수 있다.

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (3)$$

그림 11은 재하과정 시 비고결화 시료의 수직유효응력에 따른 미소변형 전단탄성계수  $G_{max}$  값의 변화와 고결화 시료( $sf = 0.0, 0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8$ , 그리고  $1.0$ )의 재하 및 재재하 과정 동안 수직 응력에 따른 미소변형 전단탄성계수  $G_{max}$  값의 변화를 나타낸다. 비고결화 시료의 경우  $G_{max}$  값은 고무와 같이 낮은 전단탄성계수를 보이는 그룹( $sf \leq 0.2$ )과 모래와 같이 높은 전단탄성계수를 보이는 그룹( $sf \geq 0.8$ )의 두 그룹으로 크게 분류된다(그림 11-a). 또한 모래부피비가  $0.4-0.6$ 인 시료는 응력 변화에 따라 매우 민감한 거동을 보인다. 특히 모래부피비가  $0.4$ 인 시료는 구속응력에 따라 낮은 구속압에서는 고무와 비슷한 거동양상을 보이거나 높은 구속압에서는 모래와 비슷한 거동을 보인다(유사고무거동 및 유사모래거동 그룹의 경계). 고결화 시료의 경우 재하 시, 시료는 고결화와 고결화 파괴를 겪게 된다. 양생 응력( $\sigma'_{sit}$ )에서 고결화 및 추가 하중 증가에 따른 고결화 결합 파괴는 비고결화 시료에서 관찰되었던 유사 고무, 유사 모래, 그리고 전이 거동을 방해한다. 그러나 재하 과정 동안 고결화 결합의 파괴를 경험하여 재재하 과정 동안 고결화 시료와 상이한 거동을 보이며 양생 응력을 경계로 고결화 지배 구간과 응력 지배 구간으로 구별된다(그림 11-c). 응력 지배구간에서는 비고결화 시료와 유사한

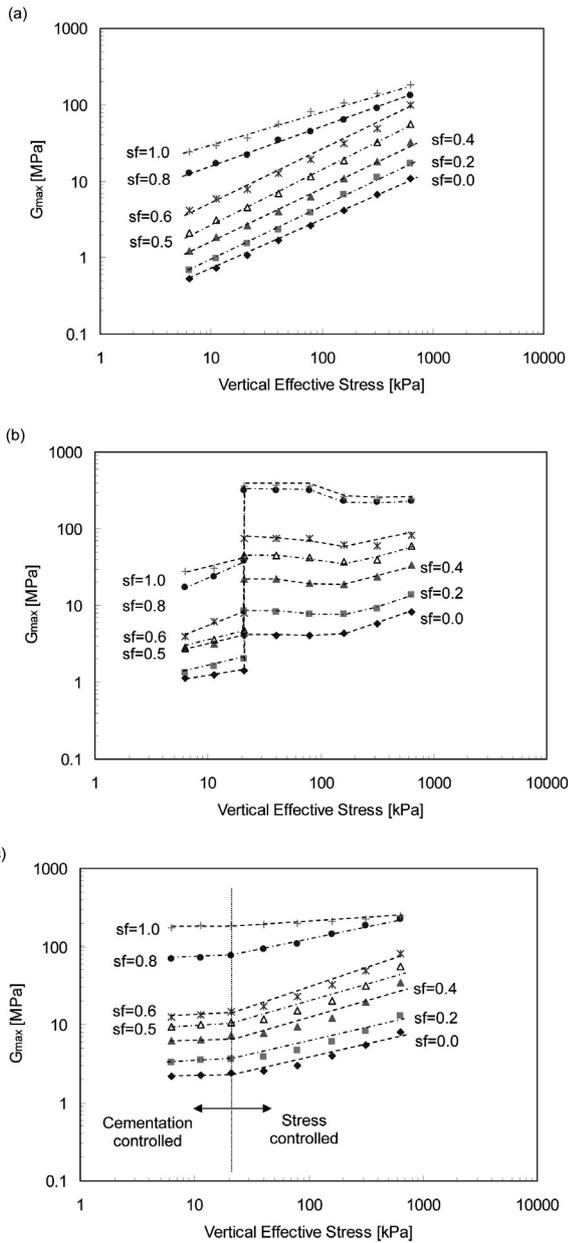


그림 11. 고결화에 따른 전단탄성계수의 변화: (a) 비고결화 시료 (b) 재하 시 고결화 시료 (c) 재재하 시 고결화 시료

경향을 보이지만, 고결화 파괴 이 후 고결화 시료의 미소변형 전단탄성계수는 비고결화 시료의 전단탄성계수보다 더 큰 값을 보인다.

## 5. 토의

### 5.1 고결화 시료의 속도-응력 관계

그림 12는 비고결화 시료와 고결화 시료의 속도-응력의 관계를 나타낸다. 고결화 시료의 속도-응력의 관계는 고결화 지배 구간과 응력 지배 구간으로 나뉘며, 고결화

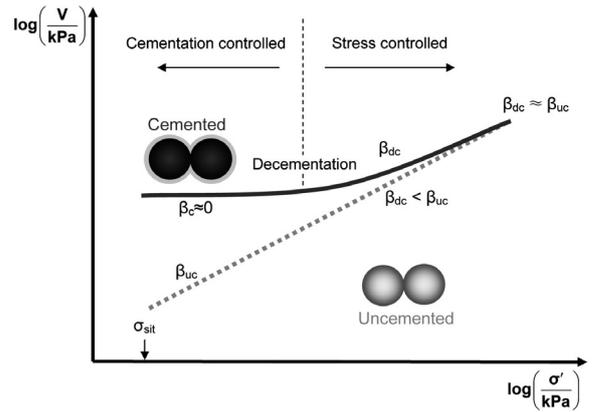


그림 12. 비고결화 시료와 고결화 시료의 속도-응력의 관계.  $\beta_{uc}$ 는 비고결화 시료의  $\beta$  지수,  $\beta_{dc}$ 는 고결화 파괴 이후 고결화 시료의  $\beta$  지수를 표시함

결합이 파괴되기 이전인 고결화 지배 구간의  $\beta$  지수는 0에 가까운 값을 가진다. 일반적으로 낮은 응력 하의 탄성 구형 입자의 경우  $\beta$  지수는  $1/6$ (Hertzian contact), 높은 응력 구간에서는 contact yield로 인하여  $\beta \approx 1/4$  값을 가진다. 앞서 설명한 바와 같이  $\beta$  지수는 접촉 특성 및 입자 구조 변화에 영향을 받는다. 모래의 경우 강성이 크거나 조밀한 구조일수록 더 낮은  $\beta$  지수를 가지며, 점토의 경우 소성 지수가 높을수록 높은  $\beta$  지수를 가지며 preloading 및 aging 정도가 클수록 더 낮은  $\beta$  지수를 가진다(Santamarinat et al. 2001). 고결화 시료는 응력의 증가에 따라 고결화 결합이 파괴되더라도 부분적으로 고결화 결합이 남아 있으며 파괴된 고결화 작용제가 공극을 채우게 되어 비고결화 시료보다 동일한 구속 응력 하에서 더 조밀한 구조 및 더 큰 강성을 가지게 된다. 따라서 고결화 결합 파괴 이후의  $\beta_{dc}$ 는 비고결화 시료의  $\beta_{uc}$ 보다 더 작은 값을 가게 되어 응력이 증가함에 따라 속도는 비고결화 시료의 속도 값에 접근하게 된다. 그러나 고결화 결합이 완전히 파괴된 이 후에는 비고결화 시료와 유사한 속도-응력 관계를 보인다.

### 5.2 고결화결합 파괴 메커니즘

고무-모래 혼합재의 고결화 결합의 파괴 메커니즘은 크게 2가지로 예상할 수 있다: (1) 각 입자 모양의 변화; (2) 입자 이동. 그림 13은 고무-모래 혼합재의 고결화 결합의 파괴 메커니즘을 보여준다. 고무 입자의 강성은 모래 입자의 강성에 비하여 매우 작기 때문에, 그림 13(a)와 같이 낮은 모래부피비의 시료는 하중 작용 시 연약한 고무 입자 자체의 큰 변형으로 인하여 고결화 결합의

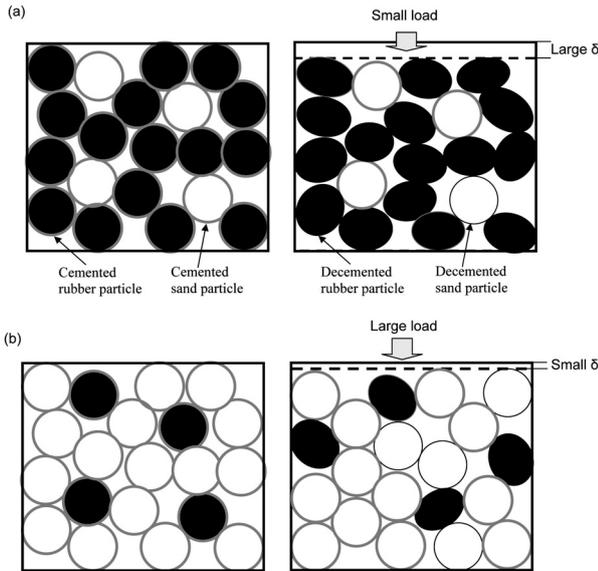


그림 13. 고무-모래 혼합재의 고결화 파괴 메커니즘: (a) 개별 입자 모양의 변화 (b) 입자 구조의 변화

파괴가 발생한다. 반면에 그림 13(b)와 같이 높은 모래부피비 시료에서는 큰 입자 모양의 변화 없이 단단한 모래 입자가 수직 하중을 분담한다. 따라서, 높은 모래부피비 시료의 고결화 결함을 파괴하기 위해서는 입자 사이의 미끄러짐이나 회전 등으로 인한 입자 구조의 파괴를 유발할 충분히 큰 하중이 요구되며, 낮은 모래부피비 시료에 비하여 상대적으로 높은 강성으로 인하여 적은 변형이 발생한다.

## 6. 요약 및 결론

다양한 모래부피비를 가지는 단단한 모래 입자와 연약한 고무 입자 혼합재의 고결화에 따른 거동 특성을 분석하였다. 비고결화 및 고결화 시료를 조성하여 실험을 수행하였으며 탄성파(압축파 및 전단파)의 측정은 실내 실험에서 널리 사용되는 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트를 이용하였다. 벤더 엘리먼트와 PZT 엘리먼트 모두 압밀셀을 통한 직접파의 전달을 방지하기 위하여, 셀과 임피던스 차이가 큰 물질을 이용하여 셀에 고정하였으며 방수, 전기적 차폐, 그리고 접지를 실시하였다.

비고결화 시료의 경우, 응력의 증가에 따라 수직 변형은 증가하였으며, 그 크기는 모래부피비가 작을수록 큰 값을 보였다. 또한 제하 이후 모래부피비에 관계 없이 잔류 변형이 관찰되었으며, 모래부피비가 작은 시료일수록 큰 잔류 변형을 보였다. 고결화 시료의 경우, 고결화 이전에는 비고결화 시료와 유사한 거동을 보였으나,

고결화에 따라 응력 저항 거동을 보인다. 고결화 결합 파괴 응력에 도달한 후에는 상당한 수직 변형의 증가가 관찰되었다. 하중 제하에 따른 잔류 변형 역시 비고결화 시료에 비해 상당히 작은 값을 보였다.

근접장 내에서 측정된 전단파 신호의 첫 번째 움직임은 압축파의 도달 시간과 일치하였으며, 근접장 내의 전단파 초기 도달시간을 결정 시에는 근접장에 따른 효과를 고려하여야 한다. 비고결화 시료의 압축파 및 전단파 속도는 수직 응력의 증가에 따라 증가하였으며 압축파 및 전단파 속도는 모래부피비가 증가함에 따라 증가하였다. 고결화 경화에 따라 탄성파 속도는 수직 응력의 증가 없이 급격한 증가를 보였으며, 추가적인 응력 증가에도 일정한 값을 보였다. 지속적인 수직 응력의 증가는 고결화 결합의 파괴를 유발하고 고결화 결합의 파괴는 응력의 증가에도 불구하고 압축파 및 전단파 속도의 감소를 발생하였다. 고결화 결합을 파괴 시키기 위한 응력은 모래부피비에 따라 다르며, 높은 모래부피비의 시료일수록 더 큰 파괴 응력을 보였다. 또한 정규화된 수직 변형율과 압축파로 산정한 고결화 파괴 응력이 유사하였다. 고결화 결합의 파괴 이후, 추가적으로 하중이 증가함에 따라 탄성파 속도는 비고결화 시료와 유사하게 응력의 증가에 따라 증가하였다.

비고결화 시료는 응력에 따른 미소변형 전단탄성계수의 변화에 따라 유사고무, 유사모래, 전이 3가지의 거동을 보이며, 유사고무거동 및 유사모래거동 그룹의 경계인 전이 시료의 모래부피비는 약 0.4~0.6으로 나타났다. 고결화는 비고결화 시료에서 나타나는 유사고무, 유사모래, 전이 3가지의 거동을 방해하며, 고결화 작용제의 양에 따라 재재하 시의 다른 거동이 관찰되었다. 재재하 시 고결화 시료의 전단탄성계수는 동일한 크기의 수직응력에서 비고결화 시료의 전단탄성계수보다 더 큰 값을 보인다. 고무-모래 혼합재의 고결화 결합의 파괴 메커니즘은 모래부피비에 따라 다르며 낮은 모래부피비의 시료는 입자 모양의 변화가 고결화 결합의 파괴에 주요 원인이나, 높은 모래부피비 시료에서는 입자 구조의 변화에 의한 고결화 결합의 파괴가 주요한 원인이다.

## 감사의 글

이 논문은 2005년도 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구(KRF-2005-042-D00315)임을 밝히며 깊이 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. Acar, Y. B. and El-Tahir, A. (1986). "Low strain dynamic properties of artificially cemented sand." *J. Geotech. Eng.*, 112(11), 1001-1015.
2. Ahmed, I. and Lovell, C. W. (1993). "Rubber soils as light weight geomaterials." *Transportation research record* 1422. Transportation Research Board, 61-70.
3. Airey, D. W. (1993). "Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 119(9), 1379-1398.
4. Baig, S., Picornell, M., and Nazarian, S. (1997). "Low strain shear moduli of cemented sands." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(6), 540-545.
5. Bosscher, P. J., Edil, T. B., and Kuraoka, S. (1997). "Design of highway embankments using tire chips." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(4), 295-304.
6. Clough, G. W., Rad, N. S., Bachus, R.C., and Sitar, N. (1981). "Cemented sands under static loading." *J. Geotech. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 107(6), 799-817.
7. Coop, M. R. and Atkinson, J. H. (1993). "The mechanics of cemented carbonate sands." *Geotechnique*, 43(1), 53-67.
8. Dass, R. N., Yen, S. S., Das, B. M., Puri, V. K., and Wright, M. A. (1994). "Tensile stress-strain characteristics of lightly cemented sand." *Geotech. Test. J.*, 17(3), 305-314.
9. Dyvik, R. and Madshus, C. (1985). "Lab measurements of Gmax using bender element." *Proc. ASCE convention on Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, 186-196.
10. Feng, Z. Y. and Sutter, K. G. (2000). "Dynamic properties of granulated rubber sand mixtures." *Geotech. Test. J.*, 23(3), 338-344.
11. Fernandez, A. L. and Santamarina, J. C. (2001). "Effect of cementation on the small-strain parameters of sands." *Can. Geotech. J.*, 38(1), 191-199.
12. Garga, V. K. and O'Shaughnessy, V. (2000). "Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design." *Can. Geotech. J.*, 37(1), 75-96.
13. Eleazer, W. E. and Barlaz, M. A. (1992). "Technologies for Utilization of Waste Tires in Asphalt Pavement." *Proc. Utilization of Waste Materials in Civil Engineering Construction*, ASCE, New York, NY, September 13-17, 193-201.
14. Ismail, M. A., Joer, H. A., Sim, W. H., and Randolph, M. F. (2002). "Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(6), 520-529.
15. Lee, J. H., Salgado R., Bernal, A., and Lovell, C. W. (1999). "Shredded tires and rubber-sand as lightweight backfill." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(2), 132-141.
16. Lee, J. S. and Santamarina, J. C. (2005). "Bender elements: performance and signal interpretation." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 131(9), 1063-1070.
17. Lee, J. S., Dodds, J., and Santamarina, J. C. (2006). "Behavior of rigid-soft particle mixtures." *J. Materials in civil Eng.*, ASCE, 19(2), 179-184.
18. Santamarina, J. C., Klein, K. A., and Fam, M. A. (2001). *Soils and Waves - Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring*. John Wiley and Sons. New York.
19. Saxena, S. K., Reddy, K. R., and Avramidis, A. S. (1988). "Static behavior of artificially cemented sand." *Indian Geotechnical J.*, 18(2), 111-141.
20. Sawangsurriya, A., Biringen, E., Fratta, D., Bosscher, P. J., and Edil, T. B. (2006). "Dimensionless limits for the collection and interpretation of wave propagation data in soils." *ASCE Geotechnical Special Publication (GSP) No. 149: Site and Geomaterial Characterization*, 160-166.
21. Tweedie, J. J., Humphrey, D. N., and Sandford, T. C. (1998). "Tire shreds as lightweight retaining wall backfill: active conditions." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124(11), 1061-1070.
22. Viggiani, G. and Atkinson, J. H. (1995). "Interpretation of bender element tests." *Geotechnique*, 45(1), 149-154.
23. Yun, T. S. and Santamarina, J. C. (2005). "Decementation, softening, and collapse: changes in small-strain shear stiffness in koloadng." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(9), 350-358.
24. Zornberg, J. G., Cabral, A., and Viratjandr, C. (2004). "Behaviour of Tire Shred-Soil Mixtures." *Can. Geotech. J.*, 41(2), 227-241.

(접수일자 2007. 12. 18, 심사완료일 2008. 1. 29)

