

풍화지반에 근입된 마이크로파일의 하중전이곡선 추정을 위한 경험식 개발

Development of an Empirical Equation for Estimating Load Transfer Curve for Micropile in Weathered Soils

노 강 구¹ Roh, Kang-Koo
박 성 완² Park, Seong-Wan
조 국 환³ Cho, Kook-Hwan

Abstract

Micropiles have been used for underpinning or rehabilitation of existing foundations, and direct structural support system as well. However, relatively few studies have been done on the load-transfer mechanism of micropile systems in Korea. In addition to that, only the limited information is available for estimating the side friction values on micropiles installed in weathered soils. In this study, a full-scale test on an instrumented micropile is performed in order to establish the load-transfer curves based on a hyperbolic function. Then, an empirically derived equation that correlates the load-transfer curve of micropiles with the N values from field standard penetration tests is proposed. The results from all procedures are presented in this paper. Finally, back analysis using a finite difference method and the published field data are adopted for examination of a developed skin friction equation of micropile in weathered soils respectively.

요 지

최근 사용이 증가 추세에 있음에도 불구하고 마이크로파일의 하중전이곡선에 관한 연구는 매우 미미한 실정이다. 이에 본 연구에서는 국내지반 및 시공조건이 반영된 실험물크기의 시험말뚝에 대한 현장시험을 실시하여 마이크로파일의 주변하중전이곡선을 산정하는 경험식을 제안하였다. 말뚝재하시험 결과로부터 깊이별 하중전이곡선을 구하고, 이를 쌍곡선 함수형태로 전환 시킨 후, 하중전이하수와 지반의 표준관입시험 저항치(N)와의 관계를 정립하였다. 이러한 일련의 과정을 거친 결과를 토대로 유한차분법과 문헌자료를 활용하여 개발된 하중전이하수로부터 풍화토에서 마이크로파일의 주변마찰력을 추정할 수 있음을 평가하였다.

Keywords : Field test, Load transfer, Micropile, Skin friction, Weathered soils

1. 서 론

도심지 내 공사에 대한 각종 환경규제가 심해지고 그에 따른 민원발생이 우려되면서 저소음과 저진동을 위하여 마이크로파일 사용이 증가하고 있는 실정이다. 또

한 최근 내진설계의 강화로 기존 구조물의 성능 향상 목적으로 마이크로파일 적용사례도 증가하는 추세이나 국내현장 적용을 위한 체계적인 연구는 매우 부족한 실정이다.

마이크로파일은 150~300mm 직경의 현장타설용 말

1 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 공학석사 (Member, Master of Engrg., Dept. of Civil & Environment Engrg., Dankook Univ.)

2 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environment Engrg., Dankook Univ., spark@dankook.ac.kr, 교신저자)

3 정회원, 서울산업대학교 구조공학과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Structural Engrg., Seoul National Univ. of Technology)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

목으로 정의되며, 대부분의 하중이 선단 지지력이 아닌 주변 마찰력에 의해 지지되는 것으로 알려져 있어 기초 설계 시 말뚝의 극한주면마찰력 산정에 있어 신중을 기해야 한다. 이러한 마이크로파일은 일반적으로 구조물 기초시스템으로 사용되지만 연약지반에 위치한 구조물의 침하 억제용으로 사용되기도 하며 억지말뚝 형태로 시공되어 사면안정 목적으로 사용되는 등 다양한 목적으로 활용되고 있다(FHWA, 2000).

국내에서도 마이크로파일에 대한 시험 및 적용은 상당수 이루어지고 있음에도 그에 상응한 하중전이 관련 자료는 전무한 실정이다. 또한 문헌에서 많이 참고하고 있는 미국 FHWA(2000)와 일본 토질공학회 자료(1980)들도 국내에 활용하기에는 제한적이며 현장타설말뚝이나 어스 앵커 적용시의 주면마찰력이라 적지 않은 문제가 있다(노강구, 2006). 이에 본 논문에서는 모래지반에 대한 실험 크기의 고성능 마이크로파일에 대한 하중재하시험 결과로부터 산정한 하중전이곡선과 지반조사 자료와의 상관관계를 토대로 추정 경험식을 제안하였다. 또한 제안된 경험식의 현장 적용성을 평가하기 위하여 유한차분법에 의한 역해석과 문헌자료를 통한 비교검증을 실시하였다.

2. 말뚝재하시험

2.1 지반조사

말뚝의 지지력을 확인하기 위한 말뚝재하시험 방법으로는 정재하시험, 동재하시험, 정·동재하시험, 오스터버그셀시험 등 여러 시험법들이 있으나 현재까지는 정재하시험의 신뢰도가 가장 높은 것으로 알려져 있다. 하중전이함수는 하중전이 함수법(Coyle & Reese, 1966)에 의한 말뚝의 침하거동 해석에 있어서 필수적인 요소가 되며, 여러 연구자들에 의해 다양한 종류의 함수 형태로 제안되었다. 그러나 하중전이함수는 지반조건과 시공조건에 큰 영향을 받음으로 실제 현장실험을 통해 개발되는 것이 보통이다. 따라서 국내 지반 및 시공조건을 반영한 마이크로파일의 경험적 하중전이함수 개발을 위해 실험 크기의 마이크로파일 시험말뚝에 대하여 정재하 시험을 수행하였다.

시험 말뚝은 서울의 O지역 신설 교대기초 구간에 시공되었으며 시추조사를 통하여 그림 1과 같은 주상도를 얻었다. 콘크리트 캡 하부를 기준으로 모래 섞인 실트,

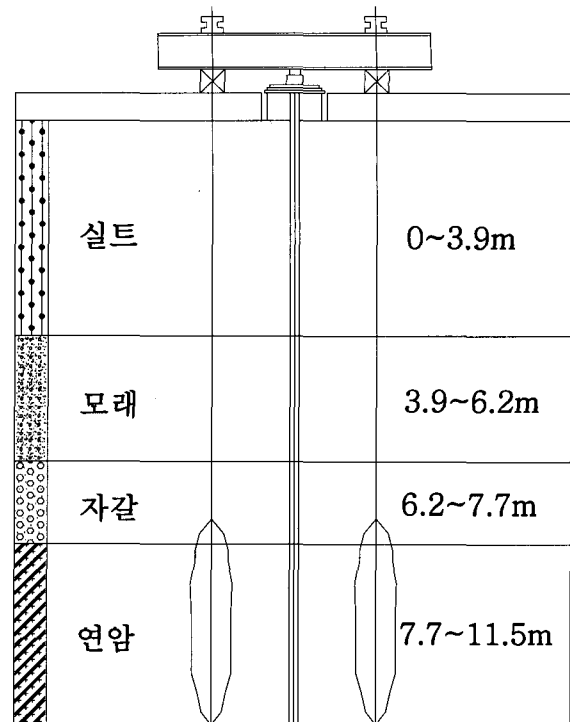


그림 1. 지반의 구성 및 재하시험 개념도

실트 섞인 모래, 실트 섞인 자갈모래, 연암 순으로 층을 이루고 있다. 표준관입시험에 의한 N치는 (-)7.7m 구간까지의 토사부가 13/30~36/30으로 보통 조밀한 상태로 나타났고, (-)7.7m 구간이하 연암층의 RQD 평균값은 18로 파쇄 정도가 매우 심한 것으로 조사되었다. 그리고 채취된 암석시료에 대하여 일축압축시험을 실시한 결과 암석의 일축압축강도, $q_u = 14.23 \text{ MPa}$ 로 나타났다. 지하수위는 콘크리트 캡 하부를 기준으로 (-)1.2m에 위치했으며 시험 전 후의 지하수위 변동은 없었다.

2.2 시험말뚝 시공 및 계측기 설치

마이크로파일은 치환(대체)말뚝의 일종으로 선행굴착(pre-drilling)을 실시하는데 대략의 시공순서는 다음과 같다. 먼저 토사부는 C6 유압식 장비를 이용하여 수세식 천공을 하였고, 암반층은 공압식 해머를 이용하여 소정의 깊이까지 천공하였다. 천공 후 말뚝의 전체 길이에 대하여 강관 케이싱을 설치하였으며, 그라우트 주입시에도 케이싱(casing)을 인발하지 않고 말뚝의 구조체로 사용하였다. 다음 단계로 D32mm 보강철근 4EA와 그라우트 주입호스, 철근 센트럴라이저(centralizer)로 구성된 케이지(cage)를 강관 안으로 삽입하였다. 마지막으로 그라우트 주입은 두 차례에 걸쳐 실시하였는데 1차 그라

우팅은 주입호스를 통해 중력식으로 강관 내부에 실시했고, 2차 그라우팅은 강관 외부와 천공홀 사이의 간극을 메우는 정도로 $0.1MPa \sim 0.3MPa$ 의 가압을 실시하였다. 시공된 마이크로파일은 미국의 FHWA(2000) 분류기준으로 Type A 형태로 중력에 의존한 그라우팅으로 시공되었다. 또한 말뚝 두부는 지면에서 70cm 상부에 위치하도록 하여 콘크리트 캡($1m \times 1m \times 0.9m$)안으로 포함시켰으며, 압축력 작용 시 말뚝의 편칭 전단을 막기 위해 두부에 강재판을 설치하였다. 그림 2는 마이크로파일의 단면을 보여주고 있다.

말뚝 두부에서 재하된 시험하중의 깊이에 따른 축하중 분포를 획득하기 위하여 진동현식 변형률계(vibrating wire type strain gauge)를 사용하였다. 설치 위치는 마이크로파일의 강관 내부에 부착을 하여야 하나 구경이 작은 관계로 설치가 용이하지 못하여 보강용 철근에 깊이 별로 부착을 하여 측정하였다. 이 때 철근에서의 변형률은 전체 단면에 걸쳐 동일하다고 가정함으로써 말뚝의 임의의 깊이에서의 전하중을 산정하였다.

2.3 재하시험

재하시험은 KSF-2445 표준재하방법을 준용하여 실시하였으며 981kN의 시험하중을 8단계로 나누어 적용하였다. 또한 하중재하를 위한 반력수단으로 말뚝 주위 4개 지점에 미리 설치한 그라운드 앵커를 사용하였으며 그림 1의 단면도에 나타나 있다.

그림 3은 재하시험 결과를 나타낸 하중-침하 곡선이며 최종 시험하중(981kN)까지 마이크로파일이나 혹은 지반에서 파괴는 일어나지 않았다. 그러나 Davisson(1972)의 방법으로 제한하중을 설정하면 824kN임을 알 수 있다

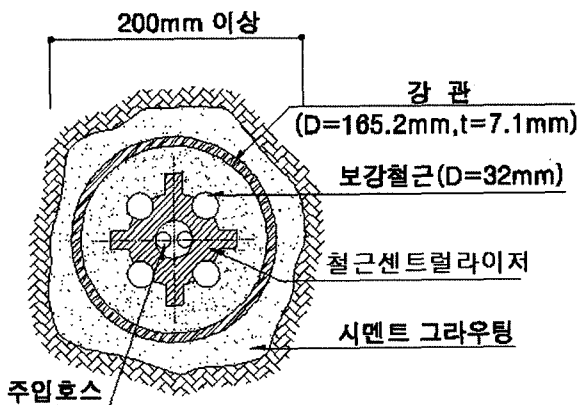


그림 2. 마이크로파일 단면

며, 안전율 2를 적용하여 허용하중을 412kN으로 추정하였다(한국지반공학회, 2003).

그림 4는 압축하중을 받는 마이크로파일의 깊이에 따른 축하중 분포를 나타낸 것으로 두부에 재하되는 하중이 증가함에 따라 마이크로파일 주변에서의 마찰저항력의 발현으로 인하여 선단부위에서 측정된 하중은 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 특히, 축하중 분포에서 재하 하중의 대부분을 7.5m 이하의 암반층에서 분담하는 것으로 나타났다. 최종 하중단계인 981kN 재하 시 변형률계에 측정된 데이터가 이전과 달리 하중-침하곡선의 기울기가 증가하는 경향을 보여 해석에서 제외하였다.

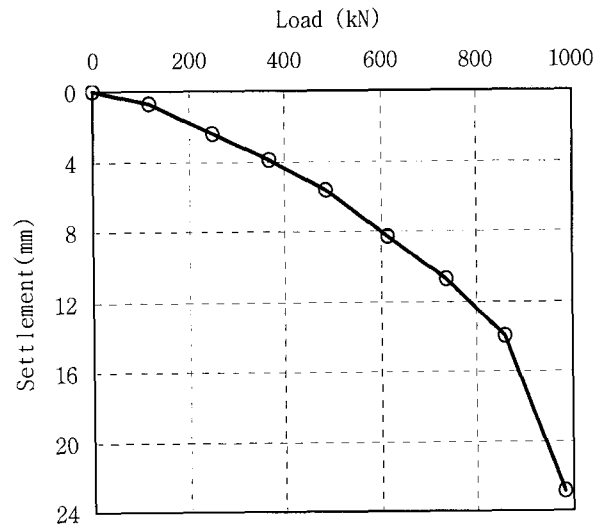


그림 3. 마이크로파일의 하중-침하곡선

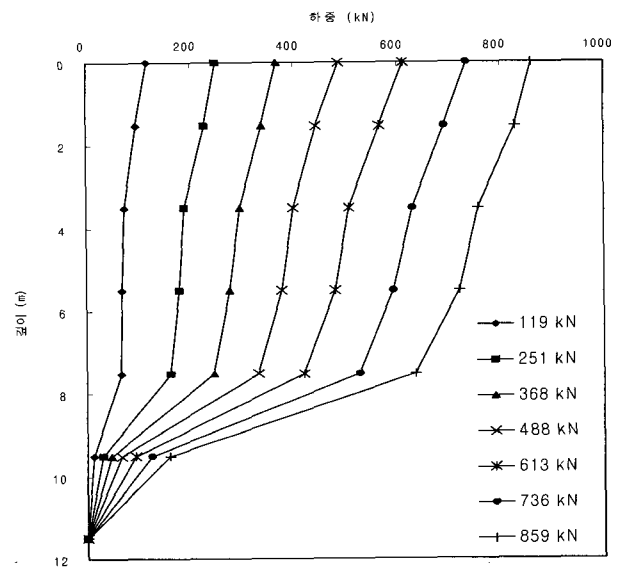


그림 4. 마이크로파일의 축하중 분포

그림 5는 임의 구간에서의 전이하중을 말뚝의 주면적으로 나누어 깊이에 따른 평균 단위주면마찰력을 구한 것으로 말뚝 두부에 재하 되는 하중의 크기가 증가할수록 마이크로파일의 주면과 지반사이의 경계면에서 발견되는 단위주면마찰력의 크기도 동시에 증가하는 것을 알 수 있다. 그리고 깊이에 따른 단위주면마찰력의 분포를 보면, 동일 지층인 경우에 한해 깊이가 증가할수록 단위주면마찰력의 크기가 약간 증가하는 경향을 보였다.

그러나 암반층의 경우 7.5~9.5m 구간에서 마이크로파일에 재하 되는 축하중의 대부분을 지지하고 있는 것으로 나타나 9.5~11.5m 구간으로 더 이상 하중이 전이되지 못한 것으로 추정되었다.

그림 6은 임의 깊이에서 말뚝의 변위와 단위주면마찰력과의 관계를 나타내는 주면하중전이곡선이다. 총 7개

구간에서의 주면하중전이곡선을 구했으며 깊이에 따라 곡선의 초기 기울기 값도 증가하는 경향을 보였다. 그러나 상부 실트층(0~1.5m 구간, 1.5~3.5m 구간)의 곡선들은 하부에 위치한 모래자갈층(3.5~5.5m 구간, 5.5~7.5m 구간)에서의 곡선들과 비교할 때 기울기가 더 크게 나타났다. 이러한 결과는 말뚝두부에 설치한 콘크리트 캡(1m×1m×0.9m)에 대한 지반반력의 효과 때문인 것으로 추정된다.

한편 말뚝과 지반 경계면에 해당하는 마이크로파일 주면 뿐 아니라 콘크리트 캡 하부 지반으로도 하중이 전이된 것으로 판단된다. 이러한 말뚝캡에 의한 지반반력효과를 무시하고 마이크로파일의 직경을 일률적으로 165.2mm로 놓고 주면마찰력을 계산하는 결과는 상부의 단위주면마찰력 값이 과다하게 산정될 수 있다.

3. 경험적 주면하중전이곡선의 개발

3.1 쌍곡선 함수식 형태로의 변환

현장시험이 극한상태까지 실시되지 못한 관계로 주면마찰력의 극한값을 찾을 수 없어 선형회귀 분석법을 이용하여 하중전이곡선을 쌍곡선 함수 형태로 정규화시켜 극한주면마찰력 값을 추정하였다. 말뚝과 지반사이의 상호관계를 나타내는 주면하중전이곡선은 여러 가지 비선형의 함수로 표현될 수 있는데 여기서는 두 가지 변수, 즉 곡선의 초기접선 기울기 값(k)과 극한주면마찰력 값(t_{max})에 의하여 곡선의 형태가 결정되는 쌍곡선 함수형태로 가정하여 나타내었다. 이 관계는 식 (1)과 같고, 이를 선형관계로 정리하면 식 (2)와 같다.

$$t = \frac{z}{\frac{1}{k} + \frac{z}{t_{max}}} \quad (1)$$

$$\frac{z}{t} = \frac{1}{k} + \frac{1}{t_{max}} z \quad (2)$$

여기서, k는 쌍곡선 함수의 초기접선 기울기, 그리고 t_{max} 는 극한주면마찰력.

그림 7은 3.5m~5.5m 구간의 주면하중전이곡선을 식 (2)의 형태로 표현한 것이며 해석결과 비교적 높은 상관도(R^2)를 보였다. 나머지 5개 구간에 대한 선형회귀분석 결과 또한 0.73~0.94로 양호하게 나타났다. 그리고 식 (1)에서 표현된 1차 함수의 기울기($1/t_{max}$)와 절편($1/k$)을 취하여 식 (1)에 대입하면 그림 8과 같이 마이크로파일

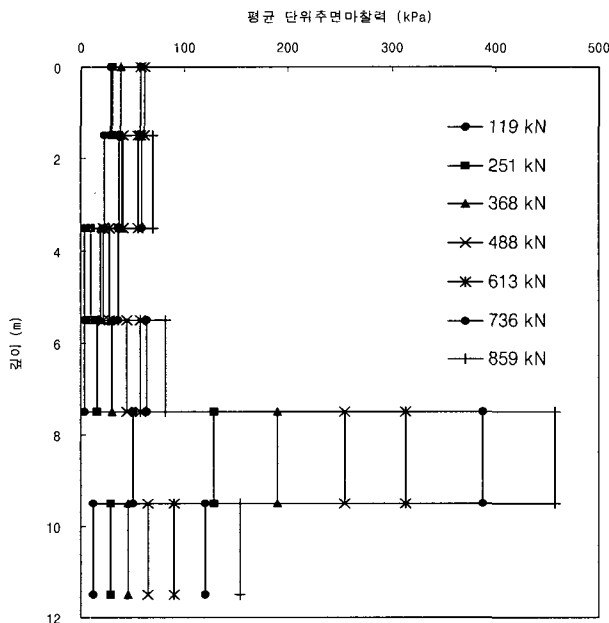


그림 5. 마이크로파일의 단위주면마찰력 분포

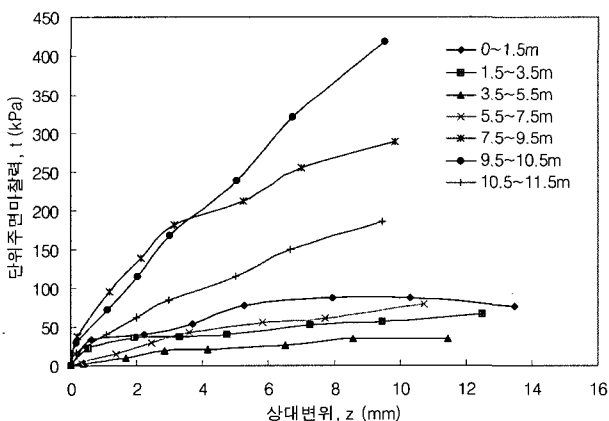


그림 6. 깊이별 마이크로파일의 주면하중전이곡선

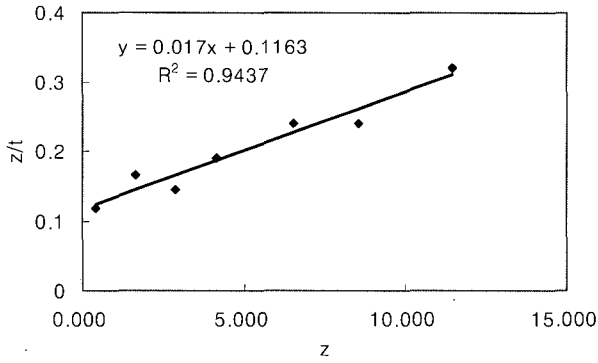


그림 7. 선형회귀분석(3.5~5.5m 구간)

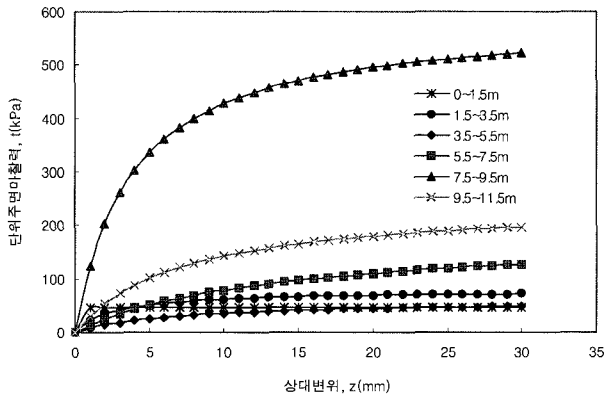


그림 8. 쌍곡선 함수 변환 주면하중전이곡선

의 주면하중전이곡선을 다시 쌍곡선 함수 형태로 나타낼 수 있다.

3.2 주면 하중전이곡선과 지반물성과의 상관관계

표 1은 그림 8에 나타난 주면하중전이곡선의 초기접선 기울기(k)와 극한주면마찰력(t_{max})을 정리한 것이다. 모래 및 자갈층을 보면 지층의 깊이가 증가함에 따라 곡선의 기울기 값(k)이 커짐을 알 수 있다. 또한 극한주면마찰력 값(t_{max})은 일반적으로 깊이보다는 지층의 관입 저항에 따라 변화하는 것으로 알려져 있다. 따라서 지반 시추조사를 통하여 용이하게 획득할 수 있는 표준관입시험 저항치(N)와 극한주면마찰력 값과의 경험적인 상관관계를 알아보았다.

모래 및 자갈층 이외의 실트층이나 암반층의 자료를 보면 자료의 상호간 상관관계가 뚜렷하지 않아 해석대상에서 제외하였다. 실트층에 대해서는 앞서 언급했듯이 말뚝 두부에 설치한 콘크리트 캡의 지반반력 효과 때문에 곡선의 기울기 및 극한주면마찰력 값이 과대평가 된것으로 추정된다. 또한 암반층에서는 축하중 분포

표 1. 쌍곡선 함수의 초기접선 기울기 및 극한주면마찰력

구간	지층	k (kPa/m)	t_{max} (kPa)	N_{avg}
0~1.5m	실트	2500	46.3	12
1.5~3.5m	실트	30.3	77.5	14
3.5~5.5m	모래자갈	8.6	58.8	19
5.5~7.5m	모래자갈	13.8	181.8	29
7.5~9.5m	연암	156.3	588.2	—
9.5~11.5m	연암	34.2	243.9	—

주) N_{avg} : 구간에서의 평균 N값

도의 7.5~9.5m구간에서 대부분의 하중을 분담한 것으로 나타나 말뚝의 선단부 9.5~11.5m에서 주면마찰력이 발휘되지 못한 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 모래 및 자갈층에 대한 해석만을 수행하였다.

지층의 깊이(Z)를 말뚝의 직경(D)으로 나눈 무차원 값(Z/D)과 쌍곡선 함수의 초기접선 기울기(k)와의 상관관계를 나타내면 다음과 같다.

$$k = \alpha \left(\frac{Z}{D} \right) = 0.334 \left(\frac{Z}{D} \right) \quad (3)$$

또한 표준관입시험 저항치(N)와 쌍곡선 함수의 극한주면마찰력 값(t_{max})의 상관관계는 다음의 식 (4)와 같이 표현될 수 있다.

$$t_{max} = \beta(N) = 4.69(N) \quad (4)$$

식 (3) 및 (4)는 모래 및 자갈층의 자료만을 활용하여 선형의 상관관계를 나타낸 것이며, 표준관입시험 저항치(N)의 범위 또한 15~35 사이인 경우로 제한한다.

3.3 역해석에 의한 비교

제안한 방법을 이용하여 본 현장 말뚝재하시험의 하중-침하 곡선을 예측해 보았다. 이 때 주면하중전이곡선을 입력변수로 하여 말뚝 두부에서의 하중-침하곡선을 계산하는 유한차분프로그램인 TZPILE(2005)을 이용하였다.

그림 9는 말뚝두부에 설치된 로드셀과 다이얼 게이지로부터 측정한 값(실선)과 제안한 방법을 이용하여 계산된 값(점선)을 비교한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 제안된 경험식으로 구한 하중-침하 곡선이 실제 측정된 곡선과 비교적 잘 일치하였다. 그러나 예측된 하중-침하곡선이 계측된 곡선보다 다소 과대평가된 경향이 있는데 이는 변형률 데이터가 7단계(859kN)까지만 획

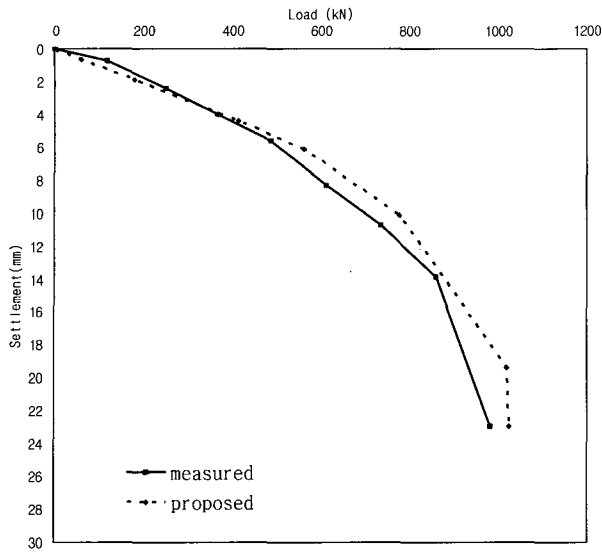


그림 9. 하중-침하 곡선의 비교

득되고 최종 하중단계(981kN)에서의 변형을 값이 누락됐기 때문인 것으로 판단된다.

3.4 현장 자료를 통한 검증

마이크로파일의 주면마찰력은 시공 및 지반조건에 크게 좌우되기 때문에 현장하중재하시험 자료를 활용하여야 하나 국내에는 가용한 문헌자료가 매우 미미한 실정이다. 따라서 최근 발표된 공규표(2004)의 연구 결과를 활용하여 제안식을 평가하였으며 N치가 정확하게 제시되지 못한 관계로 쌍곡선 형태의 하중전이곡선의 적용성만을 검토하였다. 그림 10과 같이 3.0m~5.0m 구간의 주면하중전이곡선을 식 (2)의 형태로 표현하여 0.73의 상관도를 보이며 5.0m~9.0m 구간에서는 0.80 정도를 보였다.

또한 본 논문에서는 지반조사 및 하중전이 자료의 활용이 모두 가능한 2000년 이창수의 연구결과를 고찰하고, 제한한 경험식의 적용 가능성을 평가하는 것으로 비교검증을 실시하였다. 시험말뚝의 직경 및 길이는 각각 150mm, 9.7m로 본 현장의 제원과 비슷하였다.

그러나 풍화암 지층에 대한 주면의 하중전이곡선 예측은 본 연구내용의 범위를 벗어나므로 비교대상에서 제외하고, 풍화암류토층에서의 주면하중전이곡선만을 적용하였다. 표 2는 시험말뚝을 6개 구간으로 나누어 정리한 지반조건 및 해석변수들이다.

그림 11에서 14까지는 실측값과 본 연구에서 제안한 방법으로 추정되는 하중전이곡선을 비교한 것이다. 그

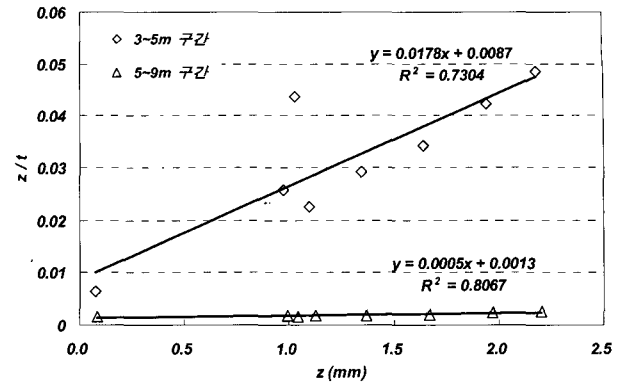


그림 10. 주면하중전이곡선의 비교

표 2. 쌍곡선 함수의 초기접선 기울기 및 극한주면마찰력(이창수, 2000)

구간	지층	k	t _{max}	N _{avg}
0~1.9m	풍화토	13.3	117	4
1.9~3.4m	풍화토	5.1	127	14
3.4~4.9m	풍화토	20.1	156	36
4.9~6.4m	풍화토	58.3	372	50 이상
6.4~7.9m	풍화암	118.5	372	50 이상
7.9~9.7m	풍화암	49.7	265	50 이상

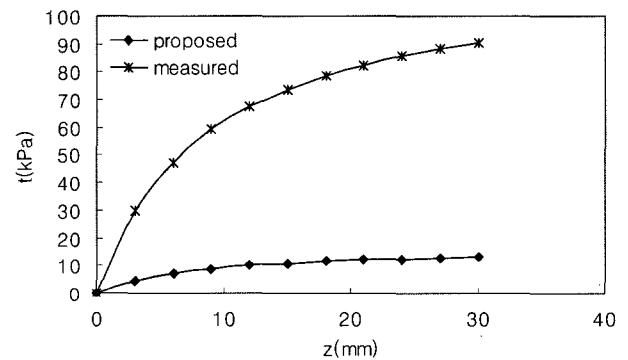


그림 11. 주면하중전이곡선의 비교(0~1.9m 구간)

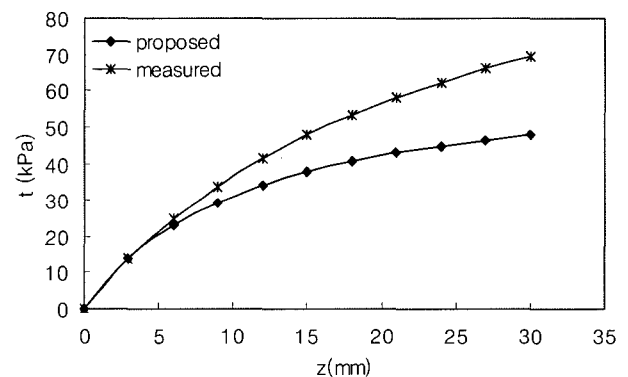


그림 12. 주면하중전이곡선의 비교(1.9~3.4m 구간)

림 11과 같이 표준관입시험 저항치(N)가 낮은 범위와 그림 14과 같이 높은 범위에서는 많은 오차를 보여주고

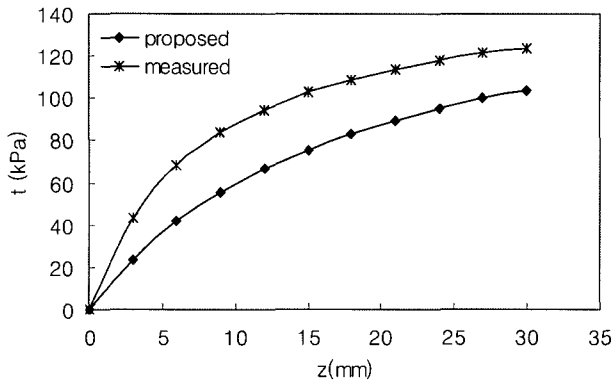


그림 13. 주면하중전이곡선의 비교(3.4~4.9m 구간)

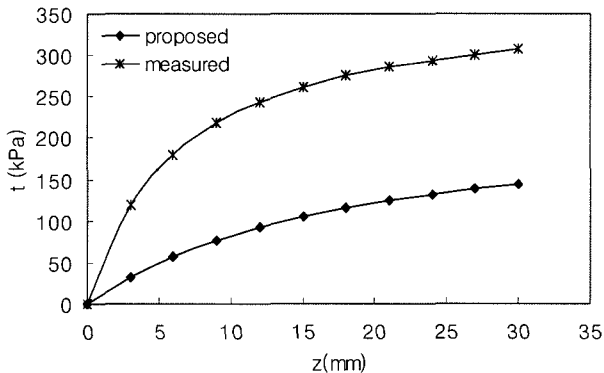


그림 14. 주면하중전이곡선의 비교(4.9~6.4m 구간)

있다. 반면 그림 12과 13과 같이 저항치(N)의 범위가 15~35 정도인 풍화지반에서는 상대변위별 주면마찰력의 크기를 적절하게 추정함을 보여주고 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 실물크기의 마이크로파일에 대한 현장 하중재하시험을 실시하였으며 그 결과를 바탕으로 하여 마이크로파일의 경험적 주면하중전이곡선을 개발하였다. 그리고 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 마이크로파일의 주면하중전이곡선을 쌍곡선 함수 형태로 변환후 선형회귀분석을 실시한 결과 비교적

높은 상관도를 나타냈으며, 이를 통하여 극한주면 마찰력 값의 추정이 가능함을 알 수 있었다.

- (2) 본 연구를 통해 개발된 경험식을 이용하여 표준관입 시험 저항치(N)의 범위가 15~35인 풍화지반에 적용한 결과, 주면하중전이곡선을 비교적 잘 예측하였다.
- (3) 본 연구에서 제안한 방법은 사용된 시험 데이터의 한계로 인하여 개발된 경험식의 적용이 매우 제한적임으로 추후 다양한 지반조건에서 실시되는 마이크로파일에 대한 하중재하시험 자료의 확보 및 보완 연구들이 요구된다.

감사의 글

본 논문은 서울시 지하철건설본부 산학협동연구의 일부로서, 연구를 가능케 한 서울시와 (주)대우건설 관계자 여러분께 감사드립니다. 아울러 본 논문의 내용은 서울시의 공식적인 내용이나 정책이 포함되어 있지 않음을 밝힙니다.

참 고 문 헌

1. 공규표 (2004), 소구경 말뚝의 재하시험에 의한 하중전이에 관한 연구, 석사학위논문, 부산대학교 산업대학원.
2. 노강구 (2006), 모래지반에서의 마이크로파일 하중전이곡선 개발에 관한 실험적 연구, 석사학위논문, 단국대학교.
3. 이창수 (2000), 축하중을 받는 소구경 말뚝의 하중전이특성, 석사학위논문, 단국대학교.
4. 일본토질공학회 (1980), 어스앵커공법, 박문기술부.
5. 한국산업규격 (2002), "KSF-2445, 축하중에 의한 말뚝침하 시험방법"
6. 한국지반공학회 (2003), 구조물 기초설계기준 해설.
7. Coyle, H. M. and Reese, L. C. (1966), "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.1-26.
8. Federal Highway Administration (2000), Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual, Report No. FHWA-SA-97-070, US Department of Transportation, Washington, D.C.
9. TZPILE (2005), Manual for Computer Program TZPILE, 2.0, Ensoft, Inc. Austin, Texas, U.S.

(접수일자 2006. 5. 24, 심사완료일 2007. 1. 11)

Rock Socket Roughness with Drilling Tools

굴착장비에 따른 암반근입말뚝의 공벽 거칠기

Moon S. Nam¹

남 문 석

요 지

암반에 근입된 현장타설말뚝은 뛰어난 암반의 지지능력을 이용함으로써 교량이나 다른 대형구조물의 기초형식으로 널리 사용 중이다. 이러한 암반 근입 말뚝의 지지력은 주면 마찰력과 선단지지력으로 나누어 지는데, 이 중 암반부의 주면마찰력이 대부분의 상부하중을 지지하는 경우가 많다. 몇몇의 연구자들에 의하여 암반 근입부의 공벽 거칠기가 주면마찰력에 영향을 준다는 보고를 하였으나, 거칠기에 중요한 영향을 미칠 것으로 판단되는 굴착장비에 따른 거칠기에 관한 연구는 부족한 실정이다. 본 연구에서는 현장시험을 통하여 암반 굴착장비에 따른 공벽 거칠기에 대한 영향을 분석하였고, 그 결과로 굴착도구가 거칠기에 영향을 미치는 것으로 확인되었다.

Abstract

Rock socketed drilled shafts are used as foundations for bridges and other transportation structures because of their load carrying capabilities. However, only limited information is available in the literature on the effects of roughness on the unit side resistance of rock socketed drilled shafts. The objective of this study is to investigate the effect of drilling tools on the socket roughness in soft clay shale in Texas. Field study showed that the drilling tools, auger and core barrel, produced different roughness in the boreholes.

Keywords : Drilling tools, Rock socketed drilled shafts, Roughness, Side resistance

1. Introduction

The demand for carrying higher loads coupled with the geological conditions has resulted in placing the drilled shafts in rocks. Rock socketed drilled shafts are increasingly used as foundations for bridges and other structures.

Numerous design methods for rock sockets have been developed throughout the world. Most of these methods use unconfined compressive strength (q_u) as a measure of rock capacity. Only a few studies have considered socket roughness along the sides of the socket in any explicit. The objective of this study is to quantify the

effect of drilling tools on the roughness in the soft clay shale in Texas.

2. Design Method Considering Socket Roughness

Several models, including those of Horvath et al. (1983), Rowe and Armitage (1987), Kulhawy and Phoon (1993), O'Neill and Hassan (1993), and Seidel and Collingwood (2001) appear appropriate for developing relations between q_u and maximum unit side resistance (f_{max}) for soft rock sockets.

Seidel and Collingwood (2001) performed a parametric

¹ Member, Senior Researcher, Dept. of Geotechnical Engrg., Highway & Transportation Technology Institute, Korea Highway Corp., msnam@freeway.co.kr

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

study using ROCKET, a model for predicting the shearing resistance of the side of a rock socket using a simulation program developed at Monash University, in Australia, sufficient to define a method for producing socket side shear-displacement relationship to assist designers to compute load-settlement behavior without rigorous numerical analyses. They proposed a shaft resistance coefficient (SRC), and it was represented as follows (Seidel and Collingwood, 2001).

$$SRC = \eta_c \frac{n}{(1+\nu)} \frac{\Delta r_e}{D_s}, \quad (1)$$

$$\Delta r_e = \frac{D_s (1+\nu) SRC}{\eta_c n}, \quad (2)$$

where η_c = construction method reduction factor, equal to 1 for socket with clean unbonded concrete-rock interface but possibly less than 1 for sockets with smear or residual mudcake from mineral drilling muds,

ν = Poisson's ratio of the surrounding rock,

n = ratio of rock mass modulus to unconfined compressive strength of the rock (E_m/q_u),

Δr_e = effective asperity roughness height, and

D_s = socket diameter.

Using a data base of rock-socket load tests, Seidel and Collingwood (2001) developed relationships between back-calculated values of Δr_e and q_u , and the results are shown in Figure 1. The results in Figure 1 contained

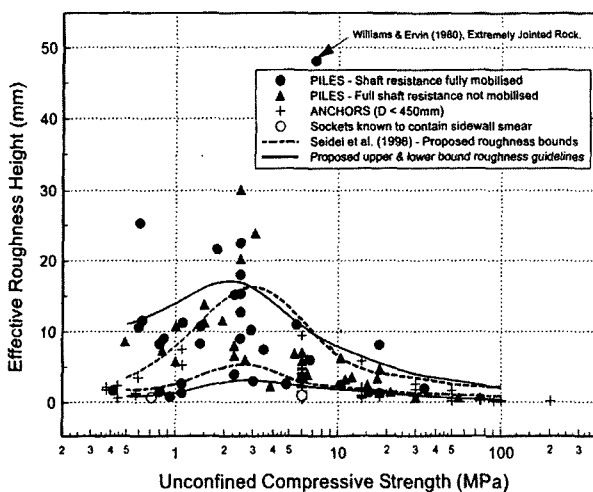


Fig. 1. Back-calculated values of Δr_e (Seidel and Collingwood, 2001)

many types of rock, including shale, mudstone, sandstone, schist, chalk and limestone. Specific results, however, are not identified according to rock type. Drilling tools, and their effect on socket roughness, likewise were not identified. Also, other models, including those of Horvath et al. (1983), Rowe and Armitage (1987), Kulhawy and Phoon (1993), and O'Neill and Hassan (1993) are not specific about rock type and drilling tools.

3. Borehole Roughness Profile Device

A laser borehole roughness profile device (LBRP) was developed during this study in order to be adapted with the Kelly bar of a drill rig. The LBRP was based on the laser triangulation principle to measure the roughness. The hardware included a laser generator, a position sensitive device (PSD) as laser detector, signal processing circuits, laser control circuits, data acquisition, and digital control units. A block diagram of the hardware is shown in Figure 2 (Liang, 2002).

In order to measure the borehole roughness, the laser device was attached to the Kelly bar and lowered into the borehole to measure the roughness. A distance measurement device was attached to the Kelly bar to record the vertical distance. The LBRP measured the roughness at a speed of 100-kilo samples per second while the Kelly bar

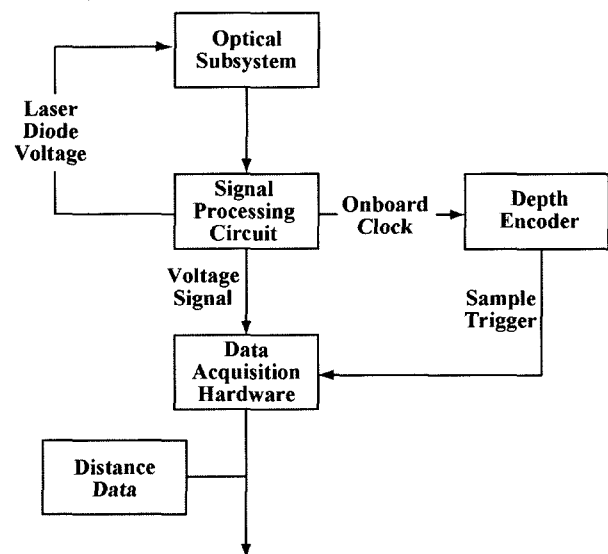


Fig. 2. Overall schematic of laser borehole roughness profiling system (Liang, 2002)

moved up from the bottom of the borehole (Figure 3). Four vertical profilings were measured, 90 degrees apart, at 6, 9, 12, and 3 o'clock positions in the borehole (Figure 3). The roughness measurement accuracy was better than 0.5 mm in both the vertical and radial directions (Liang, 2002).

The important part of the LBRP system is the laser device shown in Figure 3, which is based on the laser triangulation principle. The laser device consists of three parts: a laser diode module, convex lens, and a position sensitive detector (PSD). Figure 4 shows the laser triangulation distance measurement device. The laser diode module emits a laser beam to produce a light spot on a diffusive surface, and then the convex lens collects part of the reflected light and converges it to an image spot on the PSD. If the distance between the measure-

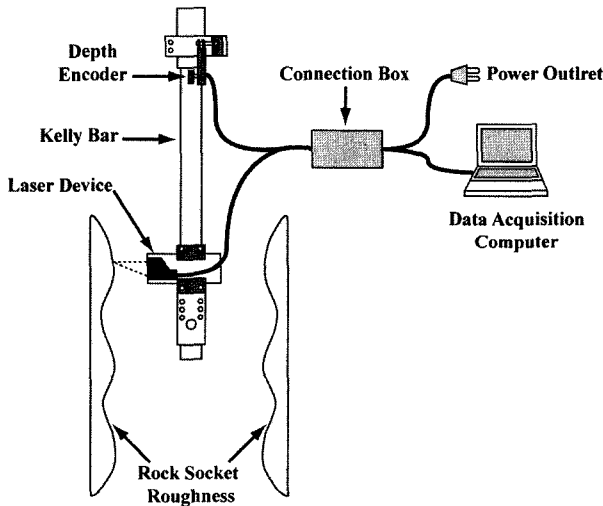


Fig. 3. Physical arrangement of LBRP system (Liang, 2002)

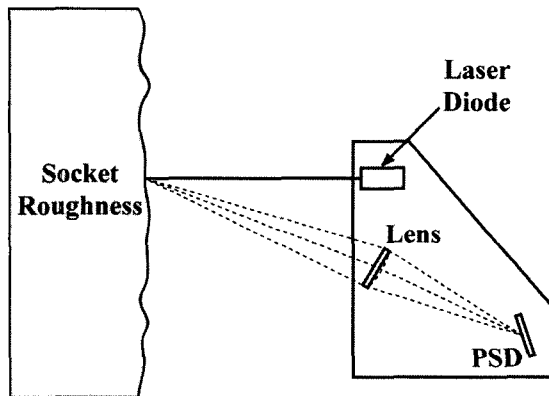


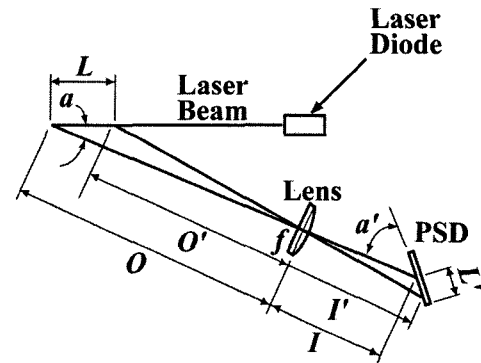
Fig. 4. Laser triangulation distance measurement device (Liang, 2002)

ment device and the object surface changes, the position of image spot on the PSD will also be shifted. According to the position and the light intensity of the image spot, the PSD can output current signals to the electronic circuit. This is the basic principle of the laser triangulation distance measurement device as shown in Figure 5. Also, Figure 5 shows detail mathematical formulae used in determining the roughness height.

4. Construction of Test Sockets and Roughness Measurements

In order to investigate the effect of drilling tools on socket roughness, four test sites [Hampton (HT), Denton Tap (DT), Rowlett Creek (RC), and Texas Shafts (TS)] were selected in North Central Texas where soft rock formations are upper Cretaceous formations, including the Eagle Ford (clay shale) and Austin (limestone) formations. The test sites consisted of two clay shale sites (HT and DT) and two limestone site (RC and TS).

Two common types of rock drilling tools were used at the test sites: (1) an auger and (2) a core barrel to



Basic Optics:

$$L = \frac{(O-f)L \sin a'}{L \cos a \sin a' + f \sin a}$$

$$\tan a' = \frac{L \sin a}{I - I'} = \frac{fL \sin a}{O - L \cos a - f} \times \frac{(O-f)(O - L \cos a - f)}{f^2 L \cos a'}$$

$$I = \frac{Of}{O-f} \text{ and } I' = \frac{f(O - L \cos a)}{O - L \cos a - f}$$

L' is sensed on the position sensitive detector (PSD); f is the known focal length of the lens; a (angle) is a designed property of the profiler (constant); the above three equations are solved simultaneously using software in the data acquisition system to obtain L .

Fig. 5. Principle of operation of laser borehole roughness profiling (Liang, 2002)

quantify borehole roughness. The auger was 724 mm in diameter and 1674 mm in height with heavy blunt flat blade teeth on double cutting edges and double flights. Outside tooth was turned slightly to the outside perhaps to give slightly larger outer diameter than 724 mm as shown in Figure 6 (a). The single-walled core barrel (CB-3610) had a diameter of 762 mm and height of 1270 mm with slightly out-sided heavy blunt conical teeth on the bottom of the single wall as shown in Figure 6 (b). Two boreholes were drilled in close proximity at the site.

Each borehole was profiled at 6, 9, 12, and 3 o'clock positions using the laser borehole profiling system as described before. The borehole roughness profile at each profile line was measured at 0.25 mm intervals (vertical distance), and all roughness profiles at each site are shown in Figures 7 to 10. Occasional spurious signals as very sharp spikes of very short wave length were filtered out of the data set. It must be noted that roughness profiles shown in these figures are referred to an arbitrary zero radius. That is, these profiles were not an indication of true borehole diameter.

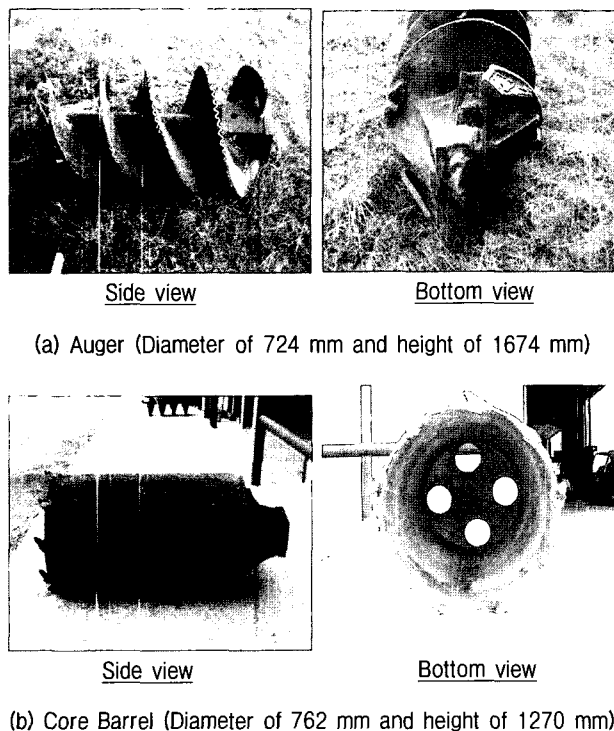


Fig. 6. Drilling tools

Graphically based on roughness profiles as shown in Figures 7 to 10, it was revealed that the type of drilling tools had significant effect on the borehole roughness. That is, the borehole roughness of core barrel test hole was consistently and relatively rougher than the auger test hole for all sites. Actual photos of boreholes at Texas Shafts' site, as shown in Figure 10, reinforce that the auger test hole was smoother than the core barrel test hole. This phenomenon may be caused due to the following reasons: (1) flat blade teethes of the auger resulted in smoother borehole than conical teethes of the

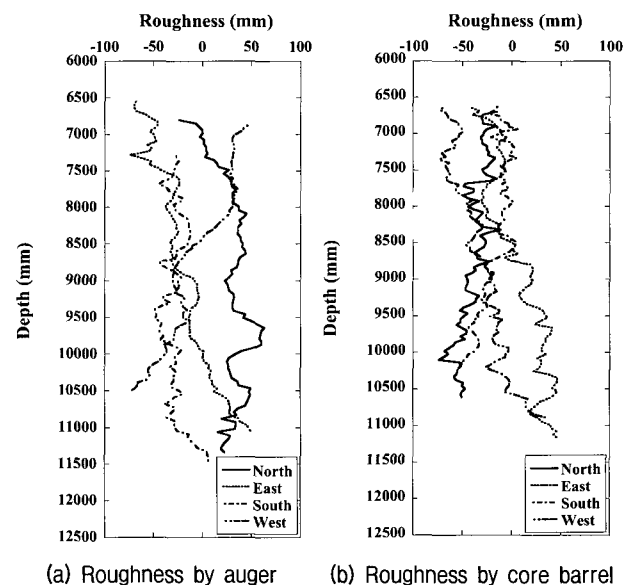


Fig. 7. Roughness profiles at HT site

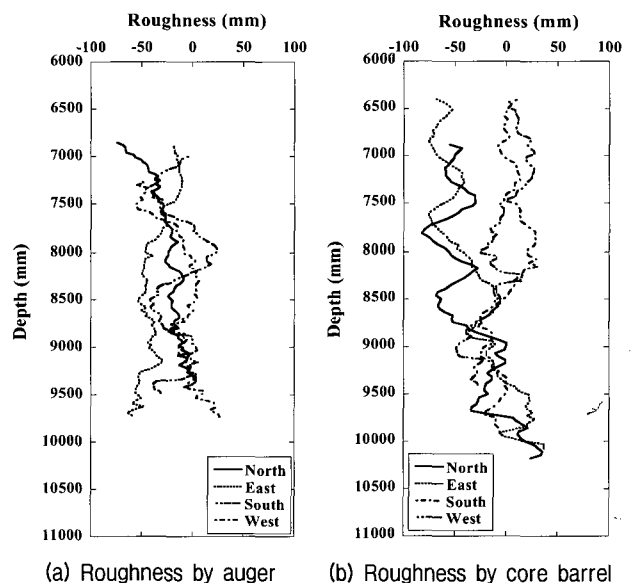


Fig. 8. Roughness profiles at DT site

core barrel [Figure 6 (a)], and (2) discontinuous drilling processing of the core barrel due to rock coring produced a rougher borehole.

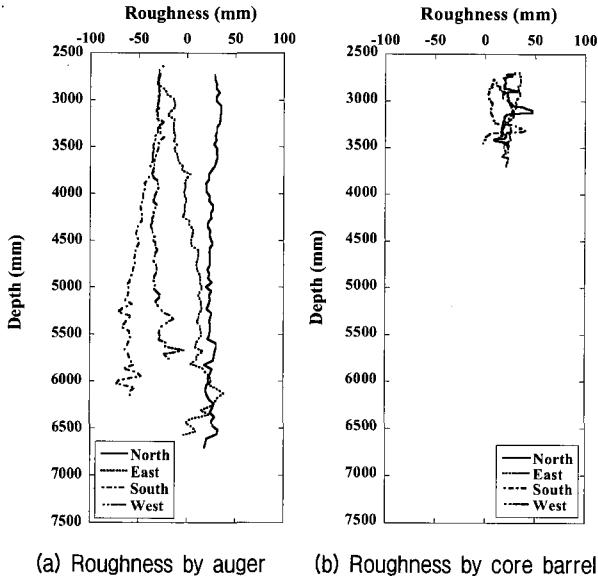


Fig. 9. Roughness profiles at RC site

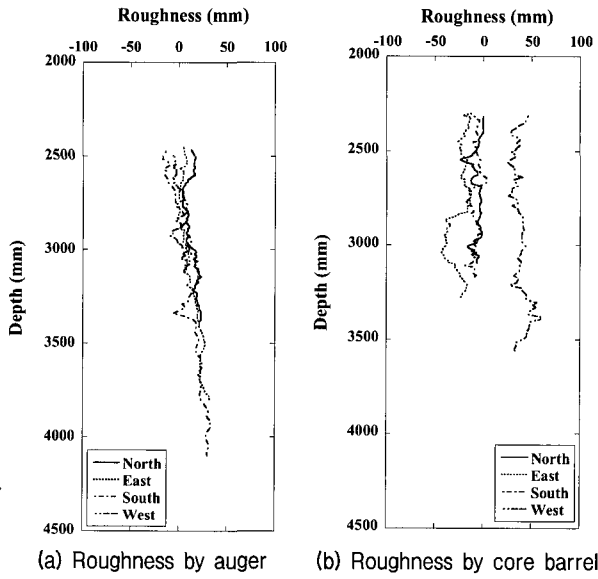


Fig. 10. Roughness profiles at TS site

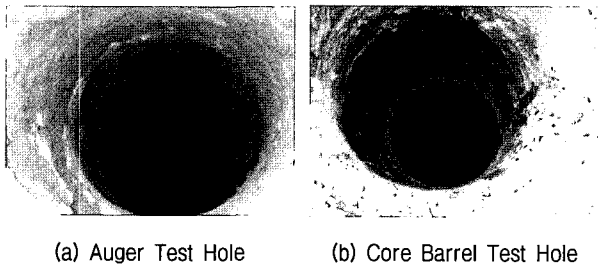


Fig. 11. Photos of boreholes excavated by auger and core barrel at TS site

5. Analysis of Socket Roughness

5.1 Roughness–Length Method

The roughness-length method (RLM), a simple procedure for estimating the fractal dimension of self-affine series and proposed by Malinverno (1990), was applied to analyze the socket roughness statistics in this study. Using the concepts adopted from fractal geometry of self-affine series, it was possible to analyze these roughness profiles using the RLM to obtain roughness statistics such as mean roughness and standard deviation of the roughness. For a self-affine fractal profile, the window length w (as shown in Figure 12) was used to relate to the standard deviation of the roughness profile height as follows,

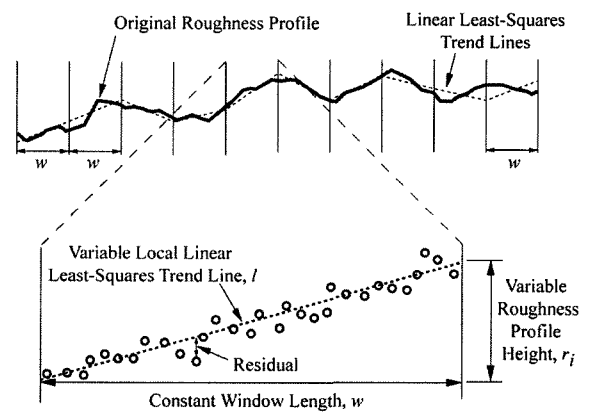
$$s(r) = Aw^H, \quad (3)$$

where $s(r)$ = standard deviation of the roughness profile height,

w = spanning length of the profile,

H = Hurst exponent can be estimated from the slope of the plot between logarithm of $s(r)$ and logarithm of w and,

A = proportionality constant also can be estimated from the intercept of the plot between logarithm of $s(r)$ and logarithm of w .



$$\text{Mean Roughness Height} = \bar{r} = \frac{1}{n_w} \sum_{i=1}^{n_w} |r_i| = \Delta r$$

$$\text{Standard Deviation of } r = s(r) = \text{RMS}(r) = \frac{1}{n_w} \sum_{i=1}^{n_w} \sqrt{\frac{1}{m_i - 2} \sum_{j \in w_i} (\epsilon_j - \bar{z})^2}$$

Fig. 12. Main characteristics of the RLM (after Kulatilake and Um, 1999)

Malinverno (1990) proposed the relation between $s(r)$ and w , the $s(r)$ (using RLM) calculated as the root-mean-square (RMS) value of the profile height residuals on a linear least-squares trend line fitted to the sample points in a window of length, w , as shown in Figure 12 according the following equation

$$s(r) = RMS(r) = \frac{1}{n_w} \sum_{i=1}^{n_w} \sqrt{\frac{1}{m_i - 2} \sum_{j \in w_i} (z_j - \bar{z})^2}, \quad (4)$$

where n_w = total number of windows of length w ,

m_i = number of points in window w_i ,

z_j = residuals on the trend and,

$\bar{z}$ = mean residual in window w_i .

Based on Figure 12, mean of absolute roughness height, $\bar{r} = \Delta r$ was also calculated as below,

$$\bar{r} = \frac{1}{n_w} \sum_{i=1}^{n_w} |r_i| = \Delta r, \quad (5)$$

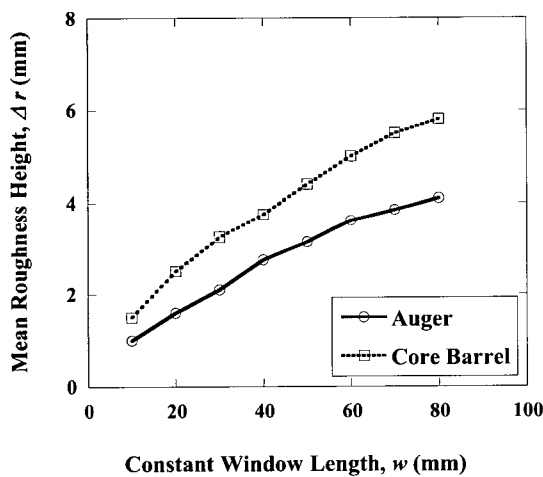
This process was carried out using the Microsoft Excel spread sheets to analyze roughness profile by traversing the profile with the constant window length, w . This process was performed for various constant window lengths (10 to 80 mm with 10 mm intervals) up to approximately 10% of the socket diameter (76.2 mm $\approx$ 80 mm) as suggested by Seidel (2000).

5.2 Socket Roughness Analysis by RLM

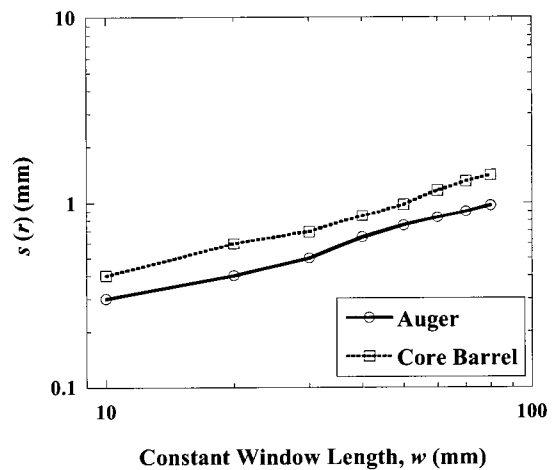
The results of roughness analysis are shown in Figures 13 through 16. As described in the previous section, mean borehole roughness height due to the core barrel was higher than the auger drilling. For the HT site as shown in Figure 13, the mean roughness height of the core barrel test hole was approximately 40% higher than the auger test hole for the various constant window lengths. Also, the standard deviation of the roughness profile height of the core barrel test hole was approximately 30% higher than the auger test hole along with various constant window lengths.

For the DT site as shown in Figure 14, the mean roughness height of the core barrel test hole was approximately 10% higher than the auger test hole along with the various constant window lengths. Also, the standard deviation of the roughness profile height of the core barrel test hole was approximately the same as the auger test hole along various window lengths.

For the RC site as shown in Figure 15, the mean roughness height of the core barrel test hole was approximately 20% higher at the window length of 10 mm than the auger test hole, and then gradually increased up to 70% at the window length of 80 mm. The standard deviation of the roughness profile height of the core barrel was approximately 40% less at the window length

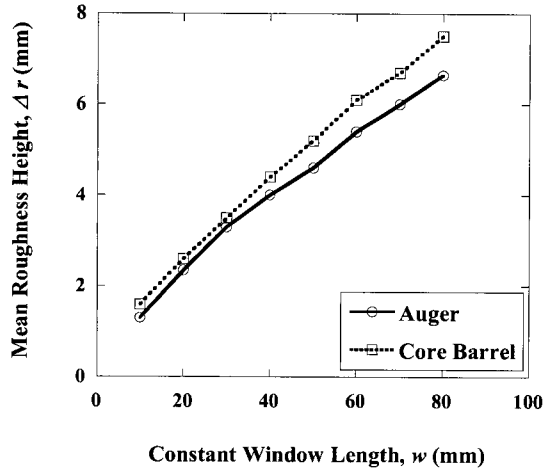


(a) Δr versus w

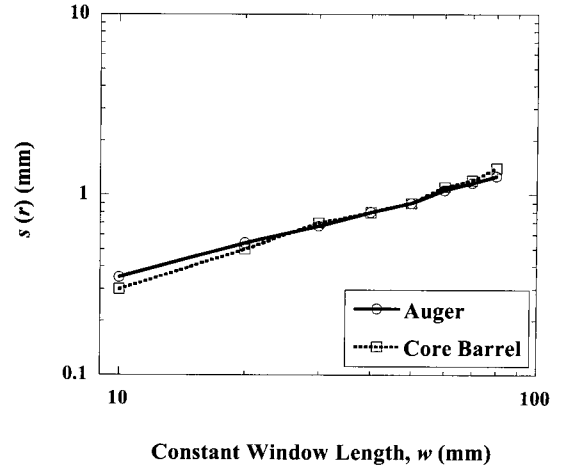


(b) $s(r)$ versus w

Fig. 13. RLM analysis results for the HT site

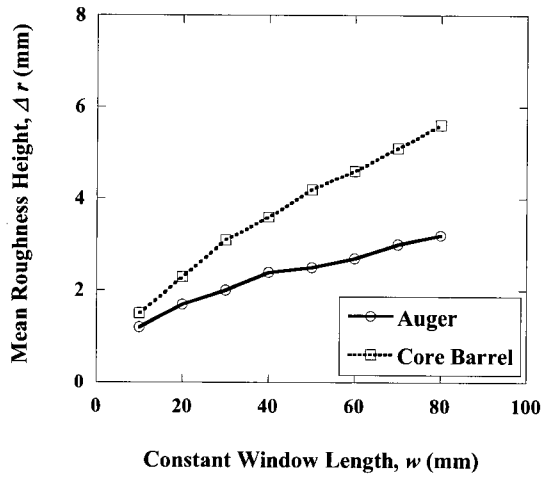


(a) Δr versus w

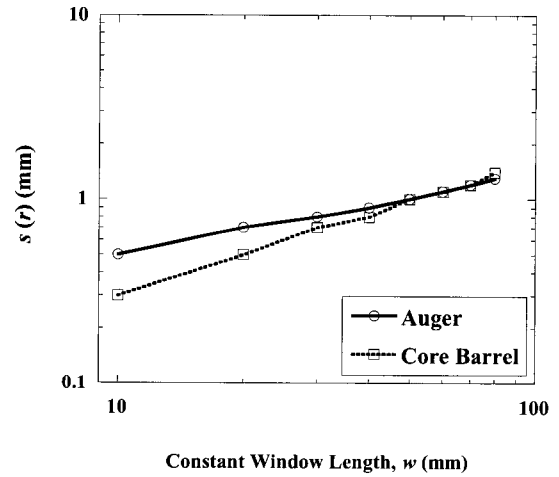


(b) $s(r)$ versus w

Fig. 14. RLM analysis results for the DT site



(a) Δr versus w



(b) $s(r)$ versus w

Fig. 15. RLM analysis results for the RC site

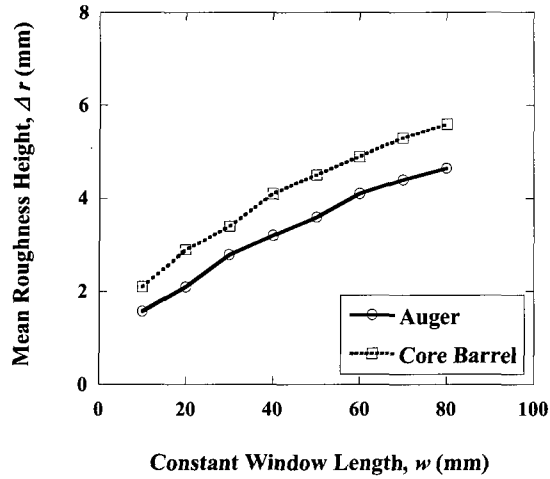
of 10 mm than auger drill which reduced with increased window length.

For the TS site as shown in Figure 16, the mean roughness height of the core barrel was approximately 20% higher than the auger drill. Also, the standard deviation of the roughness profile height produced by the core barrel was approximately 30% higher than the auger drill.

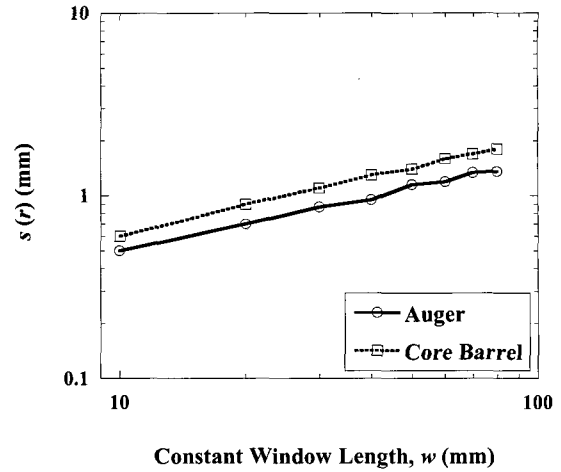
The results of socket roughness analysis using the RLM for all test sites are summarized in Table 1. Based on Table 1, it was evident that the roughness of the borehole was affected by the drilling tools. The roughness caused by the core barrel was about 30% rougher than the auger drill in overall. However, the socket

roughness was not much related with rock types (clay shale and limestone) and their unconfined compressive strengths.

Average socket roughness values in the Table 1 were compared with the back-calculated values of effective roughness height proposed by Seidel and Collingwood (2001) (Figure 1), and the result of the comparison is shown in Figure 17. It was noted that the unconfined compressive strength (q_u) for TS site was assumed as 8 MPa in Figure 17. The socket roughness in this study was close to the lower limit proposed by Seidel and Collingwood (2001), and had similar trend with their lower limit.



(a) Δr versus w



(b) $s(r)$ versus w

Fig. 16. RLM analysis results for the TS site

Table 1. Socket roughness heights (Δr) based on cord lengths (w)

Sites	Rock Type / q_u	Types of Drilling*	Δr for corresponding w (mm)				Average Values	Overall $\Delta r_c / \Delta r_A$
			$w = 10$	$w = 30$	$w = 50$	$w = 70$		
HT	Clay Shale / 1.2 (MPa)	Δr_A	1.0	2.1	3.2	3.8	2.5	1.3
		Δr_c	1.5	3.3	4.4	5.5	3.7	
		$\Delta r_c / \Delta r_A$	1.4	1.6	1.4	1.5	1.5	
DT	Clay Shale / 2.1 (MPa)	Δr_A	1.4	3.3	4.7	6.0	3.8	
		Δr_c	1.5	3.5	5.2	6.7	4.2	
		$\Delta r_c / \Delta r_A$	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
RC	Limestone / 10.0 (MPa)	Δr_A	1.2	2.0	2.5	3.1	2.2	
		Δr_c	1.5	3.1	4.2	5.1	3.5	
		$\Delta r_c / \Delta r_A$	1.2	1.5	1.7	1.7	1.5	
TS	Limestone / N/A	Δr_A	1.6	2.8	3.6	4.4	3.1	
		Δr_c	2.1	3.4	4.5	5.3	3.8	
		$\Delta r_c / \Delta r_A$	1.3	1.2	1.3	1.2	1.3	

* Δr_A is roughness by Auger and Δr_c is roughness by core barrel.

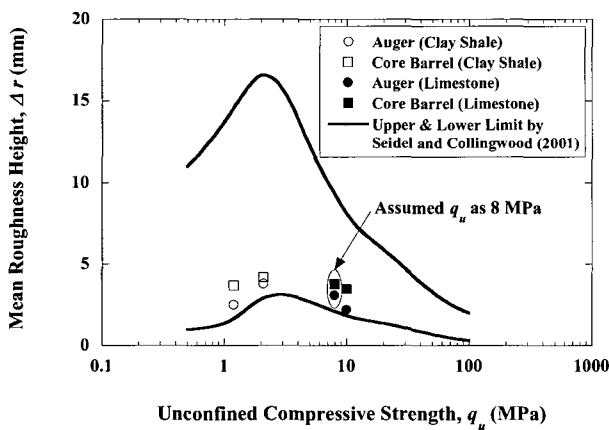


Fig. 17. Comparison of roughness height with upper and lower limits proposed by Seidel and Collingwood (2001).

6. Conclusions

Based on this study, the following conclusions are drawn;

- (1) A laser borehole roughness profile device (LBRP) was developed in this study using the laser triangulation principle to measure the roughness.
- (2) Two different types of drilling tools (auger and core barrel) were applied to the four test sites, and LBRP was used to measure the socket roughness.
- (3) The socket roughness developed by the core barrel

was about 30% rougher than that by the auger in overall.

- (4) The socket roughness was affected with the types of drilling tools. However, the socket roughness was not related with rock types and also their unconfined compressive strengths.

References

1. Seidel, J. P. and Collingwood, B. (2001), "A New Socket Roughness Factor for Prediction of Rock Socket Shaft Resistance", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.38, February, pp.138-153.
2. Horvath, R. G., Kenney, T. C. and Kozicki, P. (1983), "Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.758-772.
3. Kulatilake, P. H. S. W. and Um, J. (1999), "Requirements for Accurate Quantification of Self-Affine Roughness Using the Roughness-Length Method", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.36, pp.5-18.
4. Kulhawy, F. H. and Phoon, K-K (1993), "Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock", *Design and Performance of Deep Foundations*, GSP No. 38, Ed. by P. P. Nelson, T. D. Smith and E. C. Clukey, ASCE, October, pp.172-183.
5. Liang, R. (2002), *Development of A Laser Triangulation Distance Measurement Device and Its Application to Borehole Roughness Detection*, MSEE Thesis, Department of Electrical Engineering, University of Houston, Houston, Texas.
6. Malinverno, A. (1990), "A Simple Method to Estimate The Fractal Dimension of A Self Affine Series", *Geophysical Research Letters*, Vol.17, pp.1953-1956.
7. Rowe, P. K. and Armitage, H. H. (1987), "A Design Method for Drilled Piers in Weak Rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.126-142.
8. O'Neill, M. W. and Hassan, K. M. (1993), "Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts in the Eagle Ford Formation", *GSP No. 38*, Ed. by P. P. Nelson, T. D. Smith and E. C. Clukey, ASCE, October, pp.229-244.
9. Seidel, J. P. (2000), *ROCKET Executable File*, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Victoria, Australia.

(접수일자 2006. 6. 7, 심사완료일 2006. 9. 21)

풍화암에 근입된 선단확장형 PHC 말뚝의 선단지지력

End Bearing Capacity of Pile Tip-enlarged PHC Piles in Weathered Rock

유 충 식¹ Yoo, Chung-Sik

김 선 빈² Kim, Sun-Bin

허 갑 수³ Heo, Kab-Soo

송 기 용⁴ Song, Ki-Yong

Abstract

Recently a concept of pile-tip enlarged PHC pile (Ext-PHC pile), for use in the auger-drilled construction method, has been developed and is being implemented in practice. A series of field axial load tests on both PHC and Ext-PHC piles were conducted at an experimental site. In addition, a parametric study on a number of influencing factors was made using a validated finite element model. The field axial load tests indicated an enhanced load-settlement characteristics for the Ext-PHC piles compared with the PHC piles, giving approximately 50% increase in the end bearing capacity. Also found in the results of the parametric study was that the increase in the end bearing capacity of Ext-PHC piles slightly varies with the mechanical properties of supporting ground as well as pile length, in the range of 1.25 to 1.4 time that of PHC. Overall, the results of the field tests as well as the numerical study confirmed that the end bearing capacity of PHC pile can be improved by the concept of Ext-PHC pile.

요 지

매입공법으로 시공되는 PHC 말뚝의 선단지지력 증진 방안으로서 선단에 선단확장판을 설치하여 선단 확장을 통해 선단지지력을 증가시키는 개념(일명 Ext-PHC 말뚝)이 개발되어 현장에 적용되고 있다. 본 연구에서는 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 증가 효과를 확인하고 현장 적용성 검토의 일환으로 직경 400mm 말뚝에 대한 현장재하시험을 실시하였으며 검증된 유한요소해석 모델을 이용하여 다양한 조건에 대한 매개변수 연구를 실시하였다. 현장재하시험 결과를 분석한 결과 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력은 PHC 말뚝 대비 약 40~50% 증가되는 것으로 나타났으며 다양한 변수에 대한 매개변수 결과에서는 선단 지지층의 역학적 특성과 말뚝 길이에 따라 일반 PHC 대비 선단지지력 증가비는 1.2~1.4 정도를 보이는 것으로 분석되었다. 이러한 연구결과에 근거할 때 본 연구에서 고려한 시공조건에 있어 Ext-PHC 말뚝을 적용함으로써 일반 PHC 말뚝의 선단지지력 증진 효과를 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

Keywords : Auger-drilled pile, Axial load test, End bearing capacity, Finite element analysis, PHC pile

1. 서 론

산업화의 가속 및 경제 성장과 더불어 근래 들어서는 고층빌딩 및 아파트 뿐만 아니라 교량 등의 건축 및 토목 구조물이 대형화, 중량화 되고 있으며, 이러한 이유

로 구조물의 하중을 지반에 전달하여 지지하는 말뚝기초가 활발히 적용되고 있다. 이러한 말뚝기초의 사용물량은 주택건설 수요와 서해안 개발 등 대규모 사회기반시설의 확충으로 인해 앞으로도 꾸준히 증가할 것으로 예상된다. 말뚝기초의 시공 물량 증가와는 반대로 시공대

1 정회원, 성균관대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

2 성균관대학교 토목환경공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ., ksb9677@hanmail.net, 교신저자)

3 극동건설 주식회사 기술연구소 선임연구원 (Senior Researcher, Research Institute, Kukdong Corporation)

4 정회원, 이엑스티 유한회사, 대표이사 (Member, President, EXT Korea Co., Ltd.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

상 지반의 조건은 갈수록 열악해져가고 있어 종래 비교적 양호한 지반조건 보다는 해안지역 등 불리한 지반조건에서의 말뚝 시공이 증가할 것으로 예상되어 경제적인 말뚝의 지지력 확보 방안이 매우 중요하게 대두되고 있다.

기성말뚝으로 콘크리트 말뚝은 강관말뚝에 비해 저렴하다는 장점으로 각종 구조물 기초로의 사용량이 증가하고 있다. 종래에는 기성 콘크리트 말뚝으로서 압축강도 $500\text{kg}/\text{cm}^2$ 정도의 원심력 PC말뚝이 많이 적용되었으나 시공시 낮은 재질강도와 시공관리의 부적절함 등의 원인으로 두부파손, 중파, 그리고 중방향 균열발생 등이 문제점으로 지적받아 왔다. 이러한 문제점에 대응하기 위해 1992년부터 국내에서도 사용되기 시작한 원심력 고강도 콘크리트 말뚝(Pretensioned Span High Strength Concrete Piles, PHC 말뚝)이 개발 적용되고 있다. PHC 말뚝의 압축강도는 기존의 원심력 PC 말뚝보다 60% 가량 향상된 $800\text{kg}/\text{cm}^2$ 로서 철저한 시공관리와 함께 항타시 두부손상 및 중파 등 기존의 문제점을 피할 수 있는 것으로 알려져 있다.

기성말뚝의 시공에 있어 기존의 직항타 공법은 소음 및 진동 등 건설공해 요인으로 인해 민원 등의 문제가 발생하는 경우가 많아 이를 해결하기 위해 선굴착 후 말뚝을 매입하는 공법이 적용되고 있다. 매입공법은 일반적으로 시멘트페이스트 주입여부에 따라 선굴착 및 최종항타공법과 시멘트페이스트 주입공법으로 구분되나 시멘트페이스트 주입공법이 주로 사용되고 있다. 시멘트페이스트 주입공법은 선굴착시 케이싱 사용여부 및 말뚝을 지지층에 안착시키는 방법에 따라 SIP, SAIP, COREX 공법 들로 구분되

며(이명환 등 1995) 이러한 공법을 적용할 경우 정밀시공을 통한 품질관리가 지지력 확보 측면에서 매우 중요한 부분을 차지한다. 즉, 매입말뚝은 선굴착후 말뚝을 설치하는 시공법의 특성상 선단 및 주면지반의 교란효과로 인해 동중 직항타 말뚝에 비해 선단 및 주면지력이 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 정도만 발현되는 것으로 보고되고 있으며 특히 시멘트페이스트 주입과정에서의 철저한 시공관리가 필요하다. 한편, 시공관리가 철저히 된 매입말뚝의 지지력은 주면마찰력이 상당한 부분을 차지하나 시멘트페이스트 주입에 따른 시공 품질 상태에 따라 주면지지력의 발현정도가 결정되므로 설계/시공시 주면지지력이 충분히 발현될 것이라는 확신을 가지고 이를 지지력 산정시 반영하기가 상당히 어려우려 따라서 선단지지력이 매우 중요하게 간주되고 있다.

이러한 관점에서 최근 들어 매입공법으로 시공되는 PHC 말뚝의 지지력 증진 방안으로서 선단에 선단확장판을 설치하여 선단 확장을 통해 선단지지력을 증가시키는 개념(일명 Ext-PHC 말뚝)이 개발되어 현장에 적용되고 있다. 본 연구에서는 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 증가 효과를 확인하고 현장 적용성을 검토하는 일환으로 현장 재하시험을 실시하였으며 이 결과를 토대로 Ext-PHC 말뚝의 지지력 증가효과를 정량적으로 분석하였다.

2. Ext-PHC 말뚝

Ext-PHC 말뚝은 그림 1에서와 같이 PHC 말뚝의 선단에 두께 17mm의 강철판(SS400)으로 제작된 선단보강판

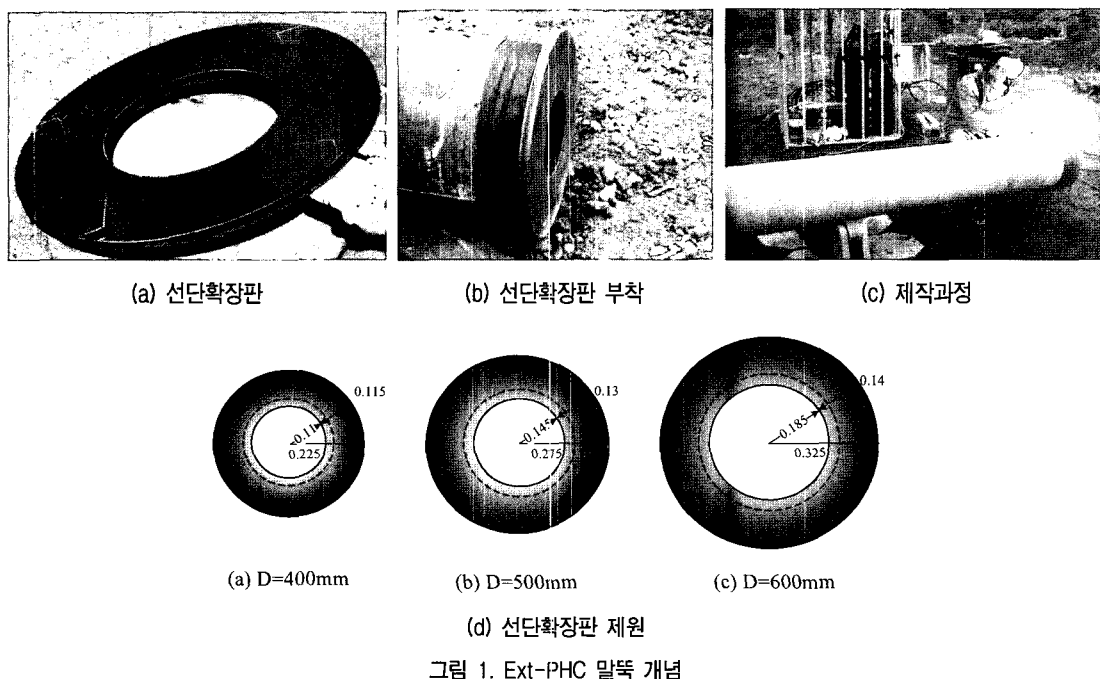


표 1. 선단 단면적 비교

말뚝직경 (mm)	순단면적(cm^2)			폐색단면적(cm^2)		
	PHC	Ext-PHC	단면적 증가비(%)	PHC	Ext-PHC	단면적 증가비(%)
400	684	1,210	177	1,257	1,590	127
500	1,055	1,714	130	1,963	2,376	121
600	1,044	2,242	140	2,827	3,318	117

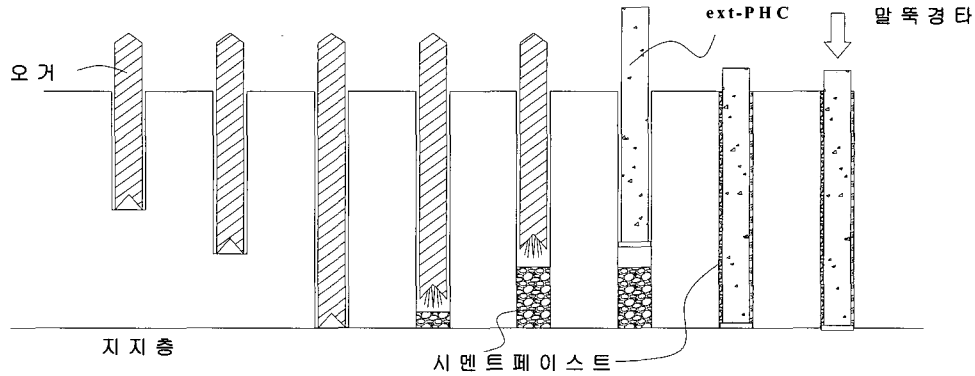


그림 2. Ext-PHC 말뚝의 시공 순서

표 2. Ext-PHC 및 PHC 말뚝의 시공순서 비교

기성 PHC 말뚝 시공순서	Ext 말뚝 시공순서
① Leader의 수직도 확인, 오거로 굴착	① 좌 동
② 일정 깊이까지 굴착(N치 50/10~6 해당)	② Ext-Pile의 종류에 따라 굴착 깊이 조절(N치 50/20~6 해당)
③ 시멘트페이스트 주입시 오거로 선단교반(슬라임 제거 포함)	③ 제자리에서 고압분사(약20~30초)로 슬라임제거(오거로 선단교반 금지)
④ 시멘트페이스트 주입하며 오거 인발	④ 좌 동
⑤ 자중에 의한 말뚝 침설	⑤ 말뚝 침설 전 선단부 청소 후 말뚝 침설
⑥ 경타로 허용 오차 이내 타입	⑥ 좌 동

을 부착하여 선단을 확장하는 개념을 적용하고 있다. 선단확장판의 제원은 표 1에 정리되어 있는 바와 같이 PHC 말뚝의 직경에 따라 달라지게 되나 근본적으로 말뚝의 직경이 총 50mm가 늘어나는 형태로 되어 있다. 따라서 Ext-PHC 말뚝의 두께를 고려한 선단의 순단면적은 말뚝의 직경에 따라 PHC 말뚝 대비 56~77% 증가하게 된다.

Ext-PHC 말뚝의 시공은 매입말뚝의 형태로 시공되는 기존 PHC 말뚝 시공방법과 동일하나(그림 2) 표 2에 정리된 바와 같이 선굴착 후 시멘트풀 주입시 고압분사로 선단부 슬라임을 제거하여 선단부 지지층이 교란되는 것을 최소화하도록 하는데 주안점을 두고 있다.

3. 현장재하시험

3.1 개요

현장 재하시험은 Ext-PHC 말뚝의 선단확장으로 인한

PHC 말뚝 대비 선단지지력 증가 확인에 초점을 맞추었으며 동일한 시공 조건에서 선단지지력의 직접적인 비교가 가능하도록 계획하였다. 이를 위해 직경 $D=400\text{ mm}$ 의 PHC 말뚝과 Ext-PHC 말뚝 각각 세 본에 대한 재하시험을 실시하여 객관성을 확보할 수 있도록 하였다. 한편, 재하시험을 보다 수월하게 관리하고 진행하기 위해 시험시공 측면에서 현장관리가 용이한 부지인 경기도 수원시 장안구 천천동에 소재한 성균관대학교 지반시험장에서 수행하였다. 아래에서는 현장재하시험 및 결과에 대한 내용을 상세히 다루었다.

3.2 현장조건

그림 3은 재하시험이 실시된 성균관대학교 야외 지반시험장 전경을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 대상 부지는 약 $225\text{ m}^2(15\text{ m}\times 15\text{ m})$ 로서 총 6 본에 대한 시험시공이 가능한 공간을 확보하도록 하였으며 현장재하

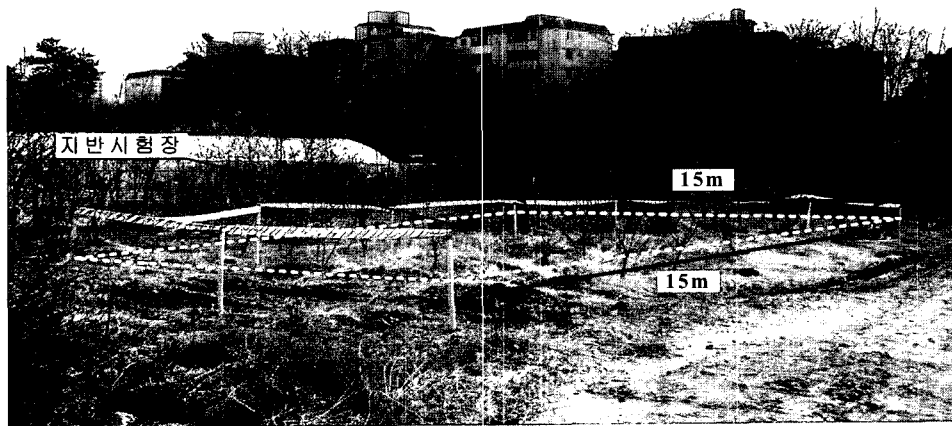


그림 3. 재하시험을 위한 지반시험장

시험을 원활히 수행할 수 있도록 주변 정지작업 후에 말뚝시공 장비 및 재하시험 장치를 반입하여 현장재하시험을 수행하였다.

시험말뚝의 시공에 앞서 지반시험장의 지질특성 파악을 위해 시추조사를 실시하였다. 시추조사는 BX사이즈로 수행하였으며, 조사 결과 대상 지층은 상부에 조밀한 상태의 모래질 점토 및 실트질 매립층이 위치하고 그 하부에는 조밀하게 형성된 풍화잔류토가, 그리고 그 아래에 풍화암 내지 연암이 위치하는 것으로 나타났다. 시추조사로부터 작성된 표준관입시험결과

와 주상도를 보여주고 있는 그림 4를 관찰하면 보이는 바와 같이 지표면으로부터 깊이 4~5m까지 6~10 정도의 N치를 보이는 매립층과 퇴적층이 위치하며 그 하부에 약 8~9m의 두께로 위치하는 N치 50/30~50/15 정도의 조밀한 풍화토가 형성되어 있는 것으로 조사되었다. 한편, 그 아래에는 GL-12m 정도에 위치에 N치 50/7 이하의 풍화암내지 연암이 위치하는 것으로 조사되었다.

3.3 시험말뚝 시공

앞서 언급한 바와 같이 시험 대상 말뚝으로는 A-type의 $D=400\text{ mm}$ PHC 말뚝과 선단확장판을 부착한 동일 직경의 Ext-PHC 말뚝을 대상으로 하였다. 시험결과와 반복성 확보를 위해 말뚝 타설 본수는 PHC 및 Ext-PHC 말뚝 각각 3 본씩으로 하였으며 N치 50/10이하의 암반에 안착시키는 것으로 계획하였다. 표 3은 본 재하시험에 적용된 PHC 말뚝의 제원을 정리하고 있다.

그림 5는 시험말뚝 시공과정을 사진으로 보여주고 있는데 먼저 DH508-105M 오거를 이용하여 선굴착 후 케이싱($\Phi 480\text{ mm}$)과 함께 말뚝을 설치하고 케이싱 인발 후 최종 경타를 실시하는 일명 SAIP공법으로 시공하였다. 일반적으로 SAIP 공법은 시멘트풀을 선단부 뿐만이 아니라 주변 전체에 주입하여 주변 마찰력을 확보하나 본 재하시험은 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 증가 효과

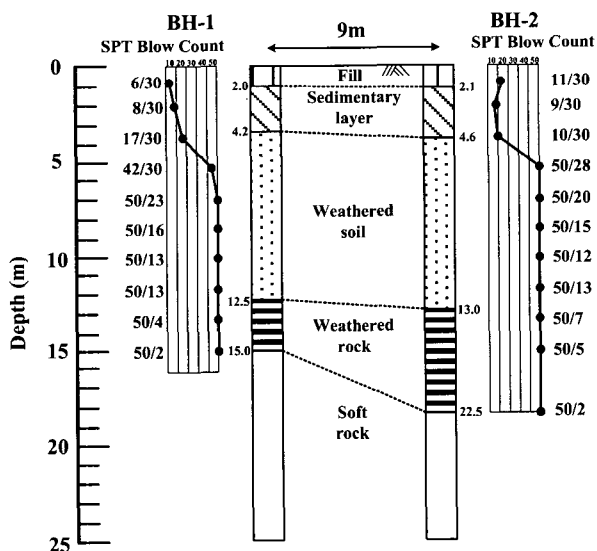


그림 4. 재하시험 현장부지의 주상도

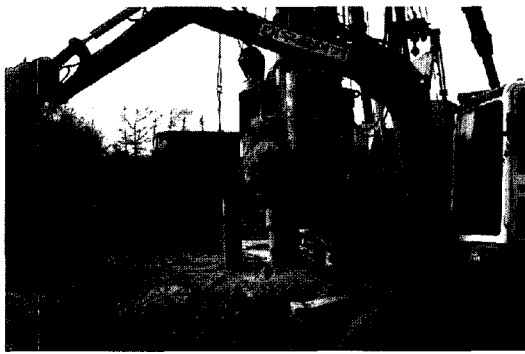
표 3. 시험말뚝의 말뚝의 제원

외경 D(mm)	두께 t(mm)	종별	콘크리트 단면적 $A_c(\text{cm}^2)$	환산단면적 $A_s(\text{cm}^2)$	축방향 허용하중 $P_a(\text{ton})$
400	65	A type	684	704	112

를 확인하는데 주목적을 두고 주면고정을 위한 시멘트 페이스트 주입은 실시하지 않아 의도적으로 주면마찰은 제거되도록 하였다. 한편 최종 경타는 50ton 햄머를 이용하여 실시하였다.

그림 6(a)는 시험말뚝 배치 평면도를 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 말뚝사이의 간격은 3m를 유지하면

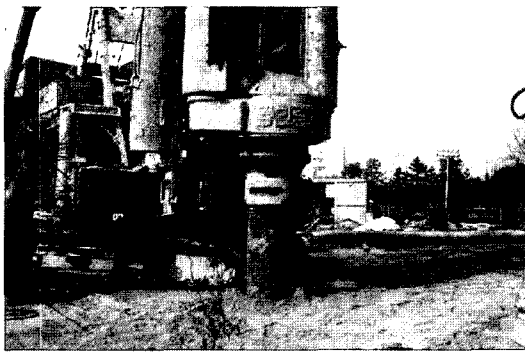
서 정방형 배치로 설치하여 재하시험시 발생하는 상호 간섭효과를 최대한 배제할 수 있도록 하였다. 한편, 시험말뚝은 그림 6(b)에서와 같이 총 관입깊이는 약 13m 정도로서 선단부는 지지층(풍화암)에 최대 50cm 가량 근입된 것으로 파악되었다.



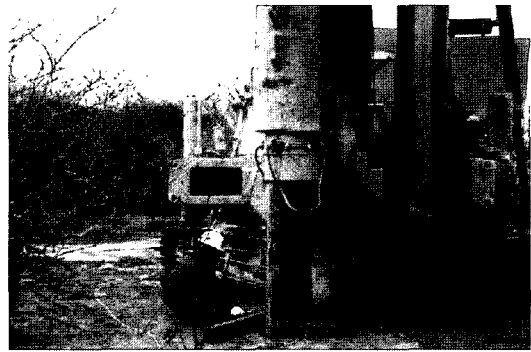
(a) 오거 천공 및 케이싱 삽입



(b) 말뚝 설치

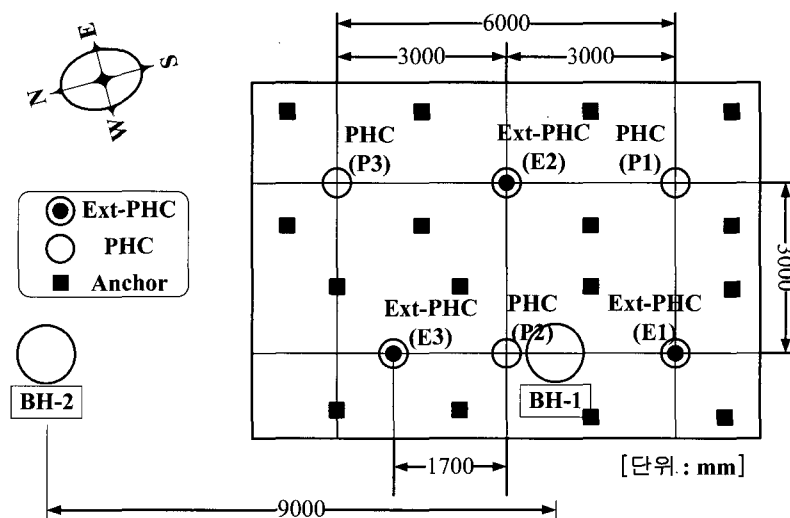


(c) 케이싱 인발

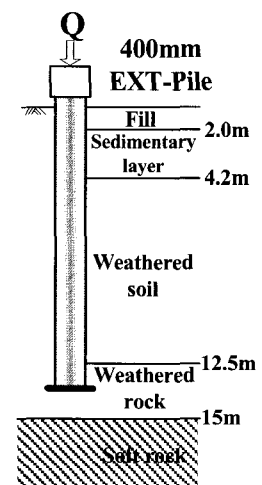


(d) 말뚝 경타

그림 5. 시험말뚝 시공과정



(a) 시험말뚝 설치 위치



(b) 시험말뚝 설치 단면도

그림 6. 시험말뚝 설치 위치 및 개략도

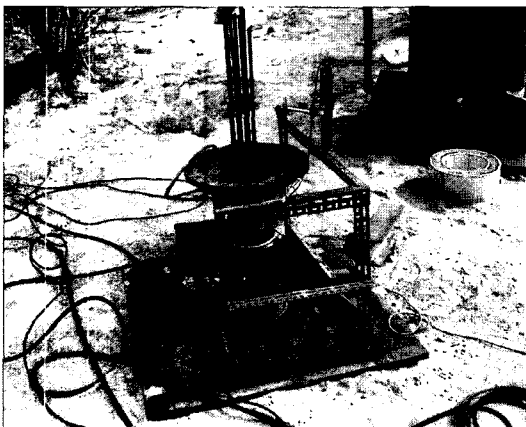
3.4 정재하시험 장치 및 시험과정

3.4.1 반력앵커

말뚝의 축방향 압축 재하시험에 필요한 재하하중은 실물하중이나 주변에 반력말뚝을 설치하여 재하할 수 있으며 소요하중이 클 경우에는 반력앵커를 설치하여 앵커의 반력을 이용하여 재하할 수 있다. 본 재하시험에서는 시험말뚝의 극한하중까지 재하하고자 300ton 이상의 매우 큰 하중이 필요할 것으로 예상되어 반력앵커를 설치하여 재하하는 방법을 선택하였다.

반력앵커는 공당 약 100ton의 용량을 보유하도록 9가닥의 PC강연선(각 강선의 직경 12.7mm)을 수직으로 약 25m 가량 설치하고 전면을 정착하여 25m의 정착장을 갖도록 시공하였다. 한편, 그림 6(a)와 같이 말뚝 1본당 4개소의 반력앵커를 설치하여 말뚝에 400ton 이상을 재하할 수 있도록 계획하였으며 기존의 연구결과(Comodromos et al. 2003)에 근거해 앵커와 말뚝의 상호작용이 최소화될 수 있도록 1.5m의 간격을 유지하도록 하였다. 앵커 정착을 위한 그라우팅은 물-시멘트비를 45% 이하로 배합하여 3일 재령 후 압축강도가 220kg/cm² 이상 발현되도록 하였다.

재하시험에 앞서 반력앵커 시공 완료 3일후 최대인발하중을 확인하기 위하여 인발시험을 수행하였다(그림 7). 그림 7(b)는 인발하중-변위 관계곡선을 보여주고 있는데 약 60ton의 인발하중 재하까지는 선형의 하중-변위 관계를 보이다 그 이상의 하중에서는 다소 완만한 기울기를 보여 마치 항복한 것처럼 보이는는 하나 이는 그림 7(a)에서 재하판이 침하함에 따른 측정오차를 반영하는 것으로서 반력앵커로 활용하는데 무리가 없는



(a) 앵커 인발시험 전경

것으로 분석되었다.

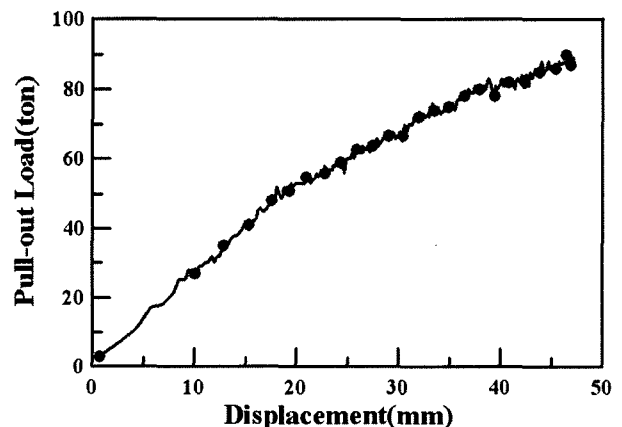
3.4.2 재하장치 구성

그림 8 및 9는 각각 재하시험 장치구성 개요도와 재하장치 세팅후 전경을 사진으로 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 재하하중은 말뚝 두부에 500ton 용량의 유압잭을 이용하여 작용시켰으며 그 상부에 재하 프레임을 거치한 후 이를 앵커로 결속하여 말뚝에 재하하중이 작용될 수 있도록 하였다. 시험중 말뚝에 재하되는 하중과 두부에서의 침하량을 측정하기 위하여 각각 490ton 용량의 로드셀과 Tokyo Sokki사의 50mm 용량의 LVDT가 사용되었으며, TDS-303 데이터로거를 이용하여 실시간 자동 계측을 수행하였다.

한편, 시험중 재하되는 하중의 축방향 전이 메카니즘을 확인하고 주변마찰의 제거여부를 확인하기 위해 1.3~1.5m 간격으로 말뚝외벽에 길이 60mm의 Tokyo Sokki사의 YFLA-5 스트레인게이지를 부착하였으며 CN접착제, 스트레인게이지, N-1 코팅제 순으로 부착한 후 VM 테이프와 마감테이프로 최종 마감하였다. 본 재하시험 중 사용된 투입장비가 표 4에 정리되어 있다.

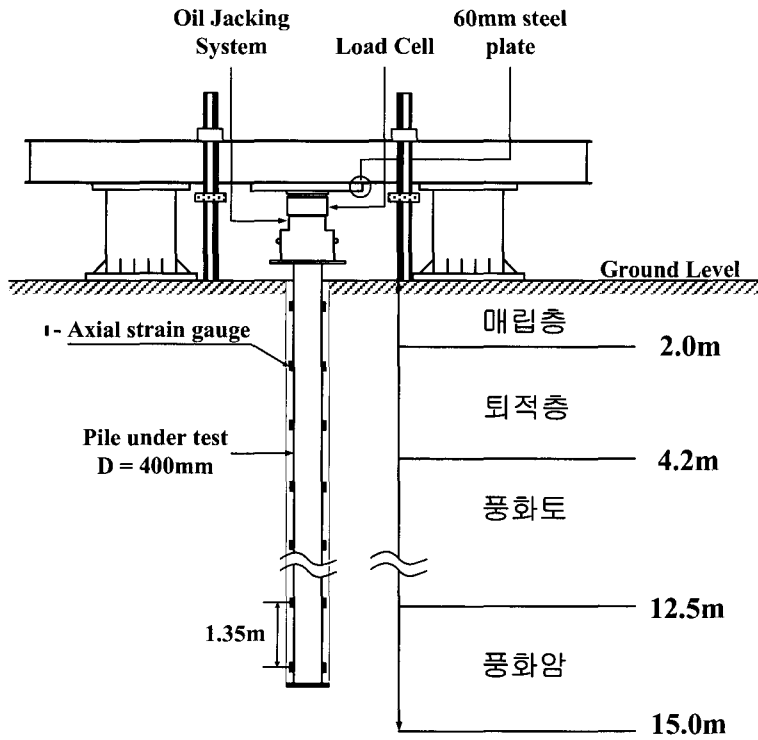
3.4.3 시험방법

정재하시험은 말뚝을 시공 완료 후 20일 경과 후에 KS F-2445 규정에 의거한 완속시험법에 근거하여 수행하였으며 구체적인 시험 방법은 표 5에 정리되어 있다. 한편, KS F-2445 규정에서 단말뚝의 경우 설계하중의 2배 이상을 가하도록 규정하고 있는데 착안하여 직경 D=400mm A종 Ext-PHC 파일의 설계하중 120ton을 고

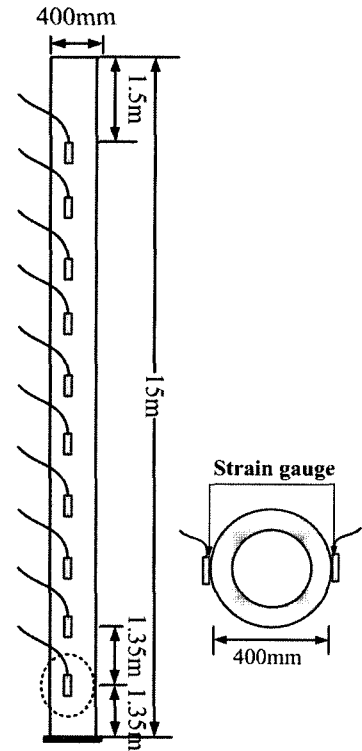


(b) 앵커 인발시험 결과

그림 7. 앵커 인발시험 및 결과

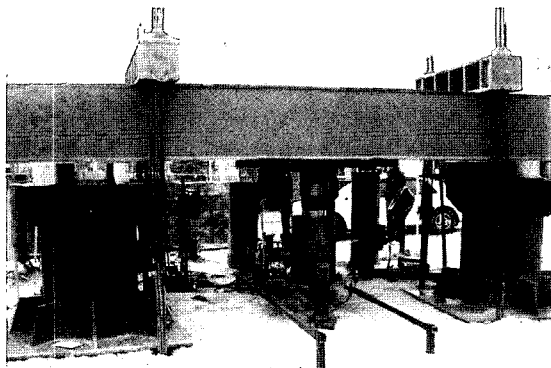


(a) 재하시험 구성



(b) strain gauge 부착

그림 8. 재하시험 장치구성



(a) 재하시험 세팅



(b) 하중재하장치

그림 9. 재하시험 장치 사진

표 4. 투입장비 현황

장 비 명		용 량 (규격)	수 량
가압장치	유압 JACK	500ton	2
	유압 PUMP	500ton	2
재하장치	재하 FRAME	Beam Weight : 약 8ton	2
계측장치	Load Cell	약 490.3ton	2
	LVDT	50.0mm	4
	strain gauge	Gauge 길이(60mm), 폭(1mm)	60
	Magnetic Holder	자석식	4
	데이터로거(TDS-303)	30채널, 10채널	2
	노트북		2

표 5. 재하시험 방법

순서	시 험 방 법
①	총 시험하중을 240 ton까지 8단계로 나누어 30ton씩 증가시켜 재하
②	각 하중단계에서 말뚝 두부의 침하율이 시간당 0.25mm 이하가 될 때까지 재하하중을 유지
③	재하하중 단계가 설계하중의 50%, 100% 및 150%에 도달하였을 때 재하하중을 각각 1시간 지속한 후 하중을 완전히 제하
④	하중을 완전히 제하한 후 설계하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하여 ②번의 과정을 따라 다음 단계로 재하
⑤	재하하중이 목표하중인 240ton까지 도달한 경우에도 파괴가 발생하지 않을시 말뚝의 침하량이 분당 0.25mm 정도를 유지하도록 재하하중을 조절
⑥	재하중 말뚝이 파괴되거나 지반이 극한상태를 초과한 경우 시험을 종료

려하여 이의 두 배에 해당하는 하중(240ton)을 1차 목표 하중으로 책정하였으며 그 이후 극한하중 하에서의 하중-변위 특성을 파악하기 위해 300ton 이상의 하중을 가하여 말뚝 혹은 지반이 극한상태에 도달하여 파괴에 이를 때까지 재하 하도록 계획하였다.

4. 결과분석

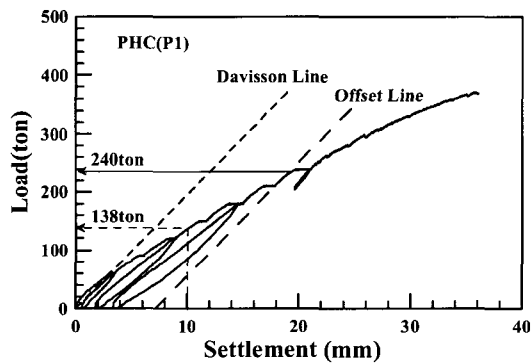
4.1 하중-변위 특성

그림 10은 시험말뚝의 말뚝 두부에서의 하중-변위 (P-S) 곡선을 보여주고 있다. 시험 중에 말뚝에 작용시킬

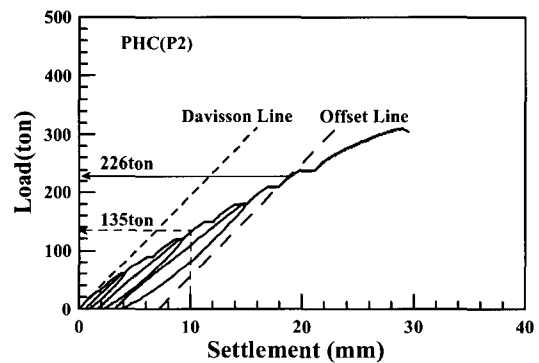
수 있는 최대 재하하중은 지반의 파괴보다는 말뚝의 재료 파괴로 결정되었으며 말뚝의 종류(PHC 또는 Ext-PHC)에 관계없이 전반적인 경향을 살펴보면 재하(loading)-제하(unloading) 과정에서 말뚝 자체의 탄성변형이 회복되는 경향을 관찰할 수 있다.

한편, 그림 11은 각각 각 재하단계에서 말뚝두부 최대 변위를 토대로 작성된 PHC 말뚝과 Ext-PHC 말뚝의 P-S 곡선을 비교하고 있으며, 파일 P3 및 E3는 정상적으로 실험이 진행되지 않은 것으로 판단되어 비교대상에서 제외하였다.

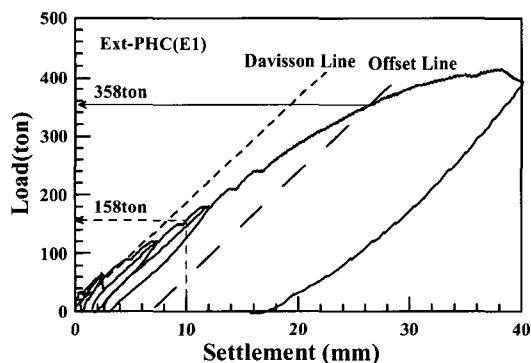
그림 11에서 관찰할 수 있는 바와 같이 먼저 첫 번째와 두 번째 시험에서는 종류별 P-S 곡선이 거의 일치하



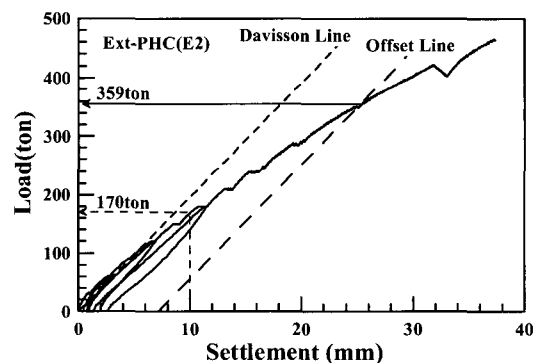
(a) P1(PHC)



(b) P2(PHC)



(c) E1(Ext-PHC)



(d) E2(Ext-PHC)

그림 10. 정재하시험 결과(하중-침하곡선)

표 6. 재하하중 단계별 말뚝 및 선단지반의 침하 관계(P1, E1)

구분	하중단계 (ton)	전체침하량 (mm)	잔류침하량 (mm)	회복된 침하량 (mm)	말뚝의 탄성침하량 (mm)	선단지반의 침하량 (mm)
P1	60	3.5	0.5	3.0	3.0	0.0
	120	8.9	1.8	7.1	5.9	3.0
	180	14.6	3.4	11.2	8.9	5.7
E1	60	2.8	0.4	2.4	2.9	-
	120	6.8	0.9	5.9	5.8	1.0
	180	11.4	2.0	9.4	8.8	2.6

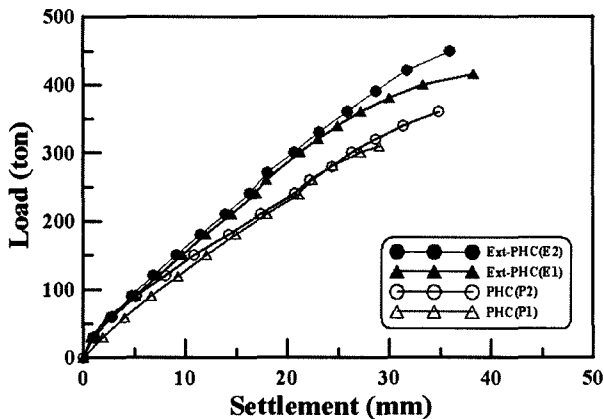


그림 11. 정재하시험 결과 종합 비교

는 것으로 분석되어 실험과정과 결과가 충분한 반복성을 확보한 것으로 분석되었다. 전반적인 하중지지 특성에 있어 이 그림에서 관찰할 수 있는 바와 같이 Ext-PHC 말뚝의 P-S 곡선이 PHC 말뚝 보다 위에 위치하여 임의 하중에서의 변위가 현저히 감소됨을 알 수 있어 Ext-PHC 말뚝의 선단 하중 지지력이 향상되는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 말뚝두부에서의 재하하중 단계별 말뚝 및 순침하량을 정리하고 있는 표 6에서 관찰할 수 있다. 즉, 표 6은 말뚝 P1 과 E1에 대해 정리하고 있는데 PHC 말뚝과 Ext-PHC 말뚝의 임의 재하하중에서의 선단에서의 말뚝 두부 전체 침하량에서 말뚝의 탄성변위를 제거한 순침하량으로 비교하면 180ton의 재하하중에서 선단 지반의 침하량이 각각 5.7mm, 2.6mm 로서 Ext-PHC 말뚝이 PHC 말뚝에 비해 50% 정도인 것으로 나타났다. 이러한 경향은 Ext-PHC 말뚝의 선단 확장으로 인한 선단부 접지압 감소에 기인한 것으로 판단되며, 이는 P-S 곡선에서 관찰한 경향과 잘 일치하고 있다. 한편, 전반적으로 말뚝 선단에서의 침하가 재하하중 180ton에서 6mm 이내로 나타나고 있다. 한편, Ext-PHC 파일이 적용된 현장에서 수행된 정재하 시험결과(탐기초엔지니어링주식회사 2005a,b; 태안특수건설 2004)에 근거할

때 Ext-PHC 파일 공법이 적용된 현장에서 수행된 정재하시험 결과에 근거할 때 재하하중 약 200 ton에서 N치 50/8 정도의 암반에서는 약 6~8mm 정도의 순침하량이 50/3~6 정도의 암반에서는 2~3mm의 순침하량이 발생하는 것으로 보고된바 있어 당 현장의 선단지지층은 풍화암 이상의 연암에 가까운 암반층이 자리 잡고 있는 것으로 판단된다.

4.2 선단지지력 평가

건설교통부제정 구조물기초설계기준(2003)에 기술된 바와 같이 재하시험으로부터 수집된 하중-변위 곡선으로부터 말뚝의 극한지지력을 산정하는 방법은 많은 연구자들이 다양한 방법을 제시한 바 있으며(Chin 1970, Davisson 1973) 각 방법들로부터 얻어진 극한지지력은 다소의 편차를 보이는 것이 일반적이다(조천환 등 1997). 일반적으로 하중-변위 곡선이 뚜렷한 파괴점을 보일 경우에는 극한지지력을 산정하는데 큰 무리가 없으나 암반에 관입된 말뚝의 재하시험 결과는 뚜렷한 파괴점을 보이지 않으므로 이러한 문제점을 극복하고자 다양한 기준들이 제시되었다. 본 재하시험 결과도 뚜렷한 항복점을 보이지 않기 때문에 가장 신뢰도 높은 결과를 주는 Davisson 방법(Davisson 1973)과 말뚝직경의 2.5%에 해당하는 순침하량을 극한지지력으로 간주하는 DIN 4026(1975) 기준을 사용하여 극한지지력을 평가하였다.

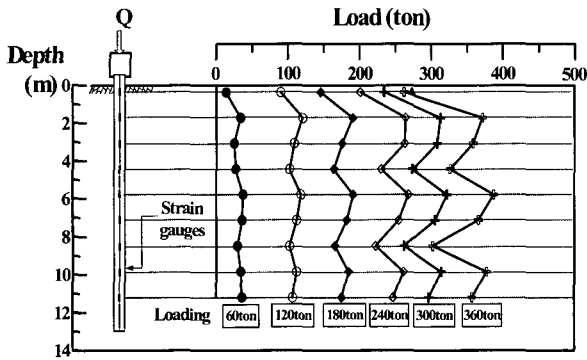
재하시험으로부터 얻어진 시험말뚝의 P-S 곡선을 이용하여 선단지지력을 산정하기에 앞서 P-S 곡선이 선단에서의 하중-변위 관계를 반영하는지에 대한 검토를 위해 말뚝에 설치된 스트레인게이지 측정결과를 토대로 산정한 각 재하하중 단계에서의 말뚝의 축하중 분포를 도시한 그림 12를 검토하였다. 보이는 바와 같이 각 재하하중 단계에서 측정된 축하중 분포가 말뚝 두부로부터 선단에 이르기 까지 깊이별로 거의 일정하게 나타나

고 있는데 이는 주변 마찰이 거의 배제된 상태에서 재하하중이 선단부에 전달되고 있다는 점을 의미하며 따라서 그림 10에서 제시된 P-S 곡선으로부터 얻어진 지지력은 선단지지력으로 간주할 수 있는 것으로 나타났다.

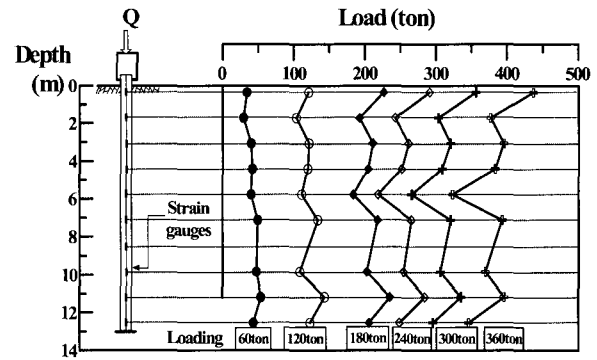
표 7과 8은 P-S 곡선을 이용하여 Davisson 방법과 DIN 4026 방법으로 산정한 극한지지력과 안전율 2.0을 적용하여 결정된 허용지지력을 비교하고 있다. 이 표에서 관찰할 수 있는 바와 같이 Davisson 방법에 근거할 때 PHC 말뚝은 110~240ton 정도의 극한지지력을, Ext-PHC 말뚝은 280~360ton 정도의 극한지지력을 보이는 것으로 분석되었으며, DIN 4026에 근거할 때 PHC 말뚝은 276~280ton 정도로, 그리고 Ext-PHC 말뚝은 389~416ton 정도의 범위를 보이는 것으로 나타났다. 실험 결과에서

반복성이 떨어지는 P3 및 E3 결과를 제외하고 평균적인 수치에 있어서 Davisson 방법의 PHC의 극한 및 허용지지력은 233ton과 117ton으로 분석되었으며, Ext-PHC에 있어서는 각각 358ton과 179ton으로 나타났다.

본 시험말뚝이 풍화암 이상 연암에 가까운 암반에 안착된 관계로 산정된 극한/허용지지력은 일반적으로 $\phi 400\text{ mm}$ PHC 말뚝의 설계하중인 80ton을 훨씬 웃돌 뿐만 아니라 말뚝재료의 허용응력에 근거한 허용하중 110ton을 초과하는 것으로서 설계에 적용하는 설계지지력은 같다고 볼 수 는 있으나 직접적인 비교에 있어 당 시험말뚝의 시공조건에서 Ext-PHC 말뚝의 극한/항복지지력은 PHC 말뚝대비 약 50% 정도 증가되는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 기존의 극한지지력 산정 이론식에 근거



(a) PHC(P1)



(b) Ext-PHC(E1)

그림 12. 재하하중에 따른 말뚝의 깊이별 하중전이분포

표 7. Davisson 분석법을 이용한 허용하중 결과 비교

말뚝종류		극한지지력(ton)		허용지지력 (ton)		증가비 (%)
		본당 지지력	평균	본당 지지력	평균	
PHC	P1	240.0	233	120.0	117	153
	P2	226.0		113.0		
	P3	110.0	-	55.0	-	
Ext-PHC	E1	358.0	358	179.0	179	
	E2	359.0		179.5		
	E3	280.0	-	140.0	-	

표 8. DIN 4026 기준을 이용한 허용하중 결과 비교

말뚝종류		극한지지력(ton)		허용지지력 (ton)		증가비 (%)
		본당 지지력	평균	본당 지지력	평균	
PHC	P1	280.4	278.2	140.2	139.1	145
	P2	276.0		138.0		
	P3	—	—	—	—	
Ext-PHC	E1	416.3	402.7	208.2	201.4	
	E2	389.0		194.5		
	E3	—	—	—	—	

할 때 선단지지력은 선단면적(A_p)에 비례하므로 Ext-PHC 말뚝이 PHC 말뚝 대비 1.27배의 A_p 를 가지는 점을 감안 할 때 다소 크게 평가된 것으로는 판단된다. 이에 대한 원인 파악을 위해서는 구체적인 연구가 필요하나 극한 지지력을 평가하기 위해 사용한 Davisson 방법이나 DIN 4026 방법으로부터 얻어진 지지력이 실제 지반의 파괴를 반영하지 않음에서 비롯된 것으로 판단된다.

5. 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구

5.1 개요

4장에는 정재하시험 결과를 분석을 통해 Ext-PHC 말뚝의 선단확장을 통한 지지력 증가경향을 확인 한 바 있다. 많은 비용과 시간이 소요되는 현장재하시험의 특성상 다양한 지반 조건에 대해 재하시험을 수행하는 데는 많은 어려움이 있다. 따라서 본 연구에서는 현장재하시험 결과를 토대로 검증된 유한요소해석 모델을 이용하여 지반 조건 및 말뚝 길이 등 다양한 시공조건에서 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 거동 특성을 추가적으로 검토하였다. 본 장에서는 이에 대한 내용을 상세히 다루었다.

5.2 해석조건 및 유한요소해석 모델링

5.2.1 해석조건

본 연구에서는 표 9에서 보이는 바와 같이 선단 지지층의 탄성계수(E_r)와 전단강도(c, ϕ), 그리고 말뚝 길이(L)를 주 변수로 채택하고 이러한 변수들에 따른 Ext-PHC 말뚝의 지지력 변화 경향을 검토하였다. 선단 지지층의 탄성계수와 전단강도의 범위는 국내에서 조사된 풍화암 및 연암 정도의 물성을 선정하였으며 앞서 언급한 바와 같이 본 매개변수 연구의 목적을 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 변화 경향 파악에 두었으므로 주변 마찰이 배제된 단말뚝 조건에 대한 해석을 수행하였다.

표 9. 해석조건

항목	범위
탄성계수(E_r , MPa)	500 ~ 1,000
점착력(c , kPa)	300 ~ 800
내부마찰각(ϕ , °)	35 ~ 40
말뚝길이(L , m)	10 ~ 25

5.2.2 유한요소해석 모델링

유한요소해석은 토목 및 기계 등 다양한 분야에 적용되며 특히 지반공학 분야에서 다양한 흙의구성모델을 제공하고 소성거동 모사에 대한 알고리즘이 효율적인 범용 유한요소 해석 패키지 ABAQUS 6.4-2(Hibbitt et al. 2004)를 사용하였다.

그림 13은 본 해석에서 적용한 해석 모델링 개요도를 보여주고 있다. 단말뚝 조건에서 해석영역과 하중조건이 축대칭조건에 부합되므로 그림 14에서 보이는 바와 같이 1/2 단면에 대한 축대칭(Axisymmetry) 2차원 모델링을 수행하였다. 해석영역은 말뚝의 하중-변위 특성에 영향을 미치지 않도록 말뚝중심축으로부터 15m의 떨어

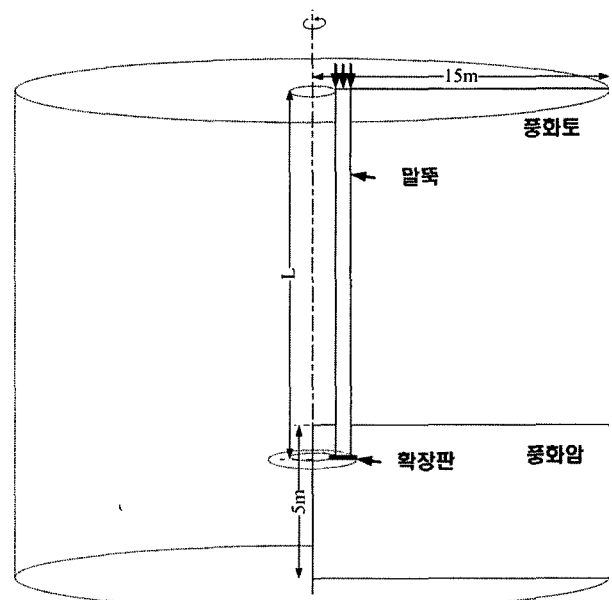


그림 13. 해석영역

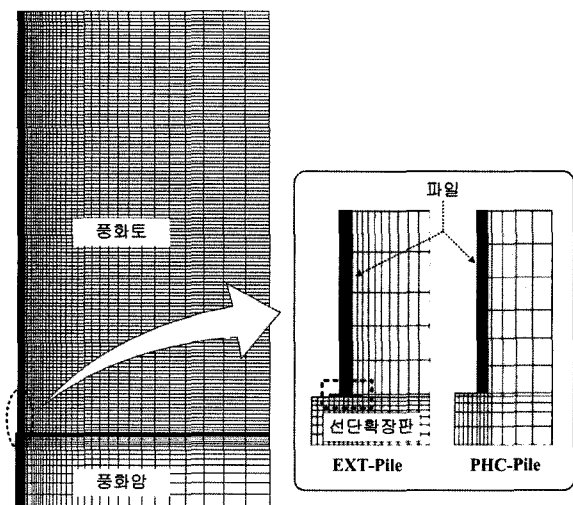


그림 14. 유한요소모델

진 지점에 측면경계를 설정하였으며 지지층은 약 5m를 해석영역에 포함하였다(그림 13).

모델링에서 기반과 말뚝은 축대칭 4절점 가감 적분 요소(CAX4R)를 적용하였다. 한편, 경계조건으로 측면 경계는 수평방향 변위를 그리고 바닥경계는 수직 방향 변위를 구속시켰으며 초기 지중응력 구현 후 작용하중을 단계별로 적용시키는 방법으로 해석을 수행하였다.

말뚝에 대한 모델링에 있어서 주면마찰의 정도에 따라 상당부분의 지지력이 주면마찰력으로 발현되므로 말뚝과 기반사이의 경계면에 대한 모델링 매우 중요하다. 본 해석 모델링에 있어서 말뚝 주면마찰이 제거된 상태에서의 하중지지 특성을 고찰하기 ABAQUS 6.4에서 지원하는 Contact pair를 말뚝 주면과 주면지반 사이에 설치하여 말뚝과 주면지반과의 상호작용을 제거하였다. Contact pair는 이질층간의 상호거동을 Coulomb Friction 모델을 이용하여 모사하는데 최대 허용 마찰응력과 Contact 접촉면사이의 접지압(contact pressure)을 이용하여 접촉면에서의 거동을 모사한다. 특히, Contact 모델링은 두 개체를 별도로 모델링하여 절점을 공유하지 않게 함으로써 접촉면에서의 미끄러

짐이 발생할 수 있도록 하는데 초점이 맞추어져 있다. 즉, 가장 기본적인 Coulomb Friction 모델에서는 접촉면의 전단응력 τ 가 접지압(p)의 일부로 표현되는 임계전단응력 $\tau_{crit} = \mu \cdot p$ (여기서 μ =마찰계수)을 초과할 경우 미끄러짐 현상이 발생하는 것으로 간주하며 한계전단응력(τ_{max})을 지정하여 모사할 수도 있다. 그림 15는 Coulomb Friction 모델에서 적용하는 파괴포락선 개념을 보여주고 있다.

한편, 해석영역의 재료 모델링에 있어서 말뚝 주면지반과 지지층은 비관련흐름법칙(non-associated flow rule)을 따르는 Mohr-Culomb 항복규준을 적용하였으며 말뚝과 선단확장판은 선형탄성 모델을 적용하여 모델링하였다. 표 10은 해석에 적용된 기본조건에 대한 지반 및 파일의 역학적 특성을 나열하고 있다.

위에 제시한 모델을 이용하여 매개변수 연구를 수행하기 위해 앞서 해석 모델링에 대한 검증 차원에서 본 연구에서 수행한 현장재하시험에 대한 모델링을 실시하고 그 결과로부터 얻어진 P-S 곡선을 과정을 통해 검증을 실시하였다.

현장재하시험의 해석 모델링에 있어 지지층의 탄성계수와 전단강도 정수는 캘리브레이션을 통해 재하시험에서 초기단계에서 P-S 곡선의 기울기와 항복 후 기울기를 반복 해석하는 과정을 통해 결정하였다. 이 과정에서 선단 지지층의 탄성계수는 $E_r = 1,800,000 \text{ kPa}$, 그리고 강도정수 $c = 800 \text{ kPa}$, $\phi = 35^\circ$ 정도로 분석되었다. 그림 16은 재하시험 결과와 해석 모델링에서 얻어진 결과를 선단 두부에서의 하중-침하 곡선과 축하중 전이 곡선의 형태로 비교하고 있다. 보이는 바와 같이 유한요소해석 모델링으로부터 얻어진 결과가 재하시험결과와 잘 일치하는 것으로 나타나 본 해석에서 채택한 Ext-PHC 말뚝의 모델링이 타당한 것으로 분석되었다.

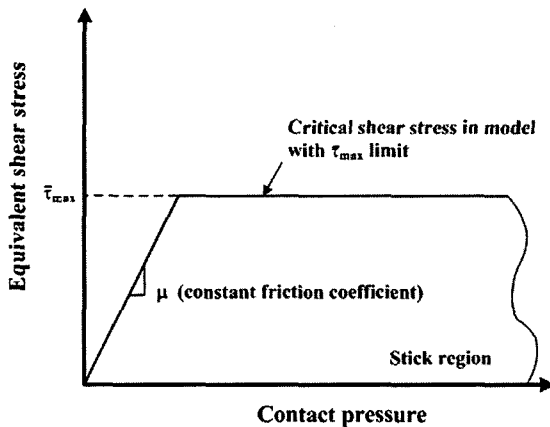
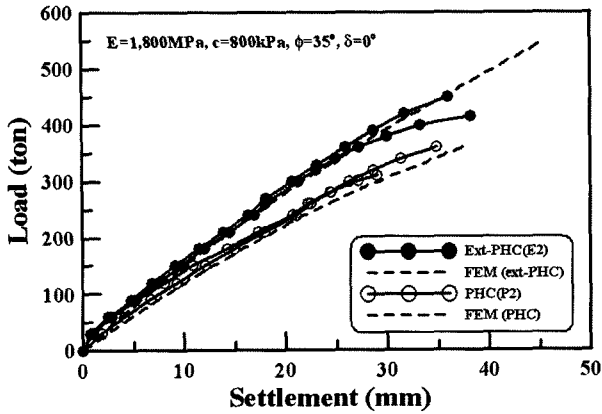


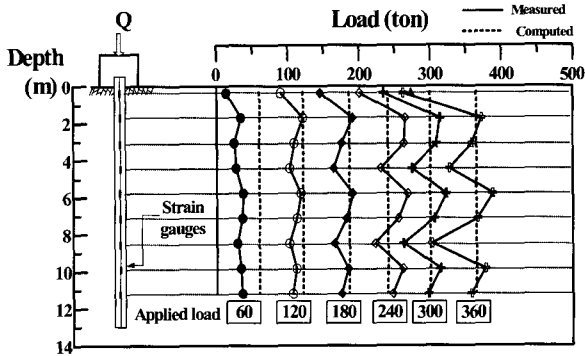
그림 15. Coulomb Friction 모델 개념도

표 10. 해석에 적용된 재료의 역학적 특성

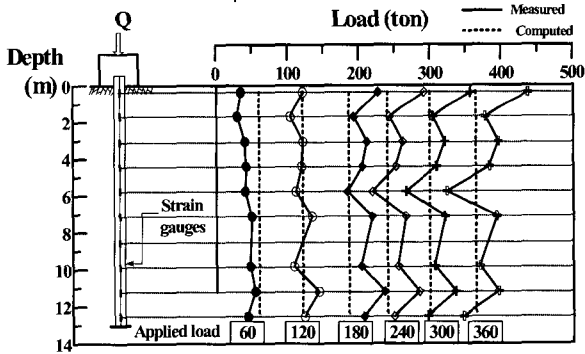
항목	역학적 특성					
	단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (deg)	팽창각 (deg)	접착력 (kPa)	변형계수 (MPa)	프라이송비
주면지반 (풍화토)	20	30	10	50	50	0.3
선단지지층	20	35/40	6	300/500/800	500~1000	0.3
말뚝	20	—	—	—	40000	0.3
선단확장판	20	—	—	—	200000	0.3



(a) 하중-침하 곡선 비교



(b) 하중전이곡선 비교-PHC(P1)



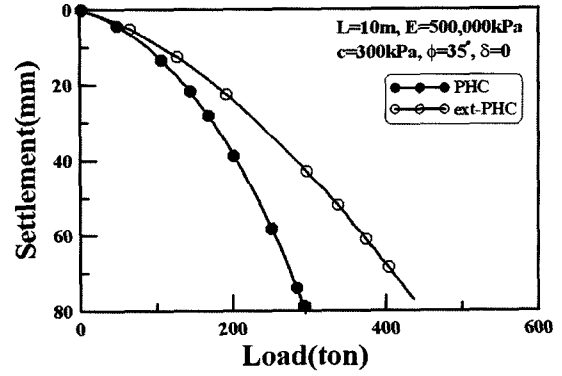
(c) 하중전이곡선 비교-Ext-PHC(E1)

그림 16. 해석 결과의 검증

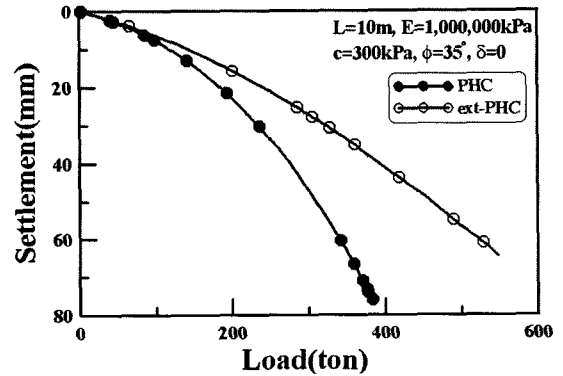
5.3 매개변수 결과

그림 17~20은 앞서 언급한 주 변수를 변화시킨 조건에 대한 PHC 말뚝과 Ext-PHC 말뚝의 P-S 곡선을 보여주고 있다. 모든 조건에 있어 Ext-PHC 말뚝의 P-S 곡선이 PHC 말뚝 위에 위치하여 전반적으로 하중-변위 특성이 크게 향상된 것으로 나타나고 있으나 Ext-PHC의 PHC 대비 지지력 증가 정도는 각 변수의 변화에 따라 그 정도가 달라지는 경향을 관찰할 수 있다.

위에 언급한 경향에 대한 구체적 고찰을 위해 Davisson

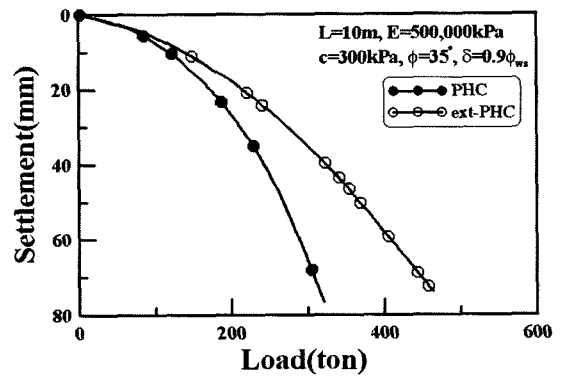


(a) E=500MPa(D=400mm)

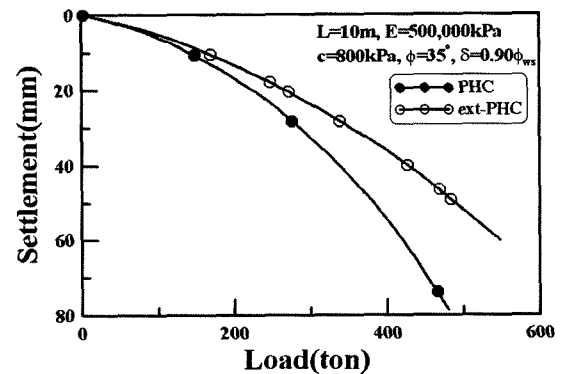


(b) E=1,000MPa(D=400mm)

그림 17. 선단지지층 강성에 따른 하중-침하곡선

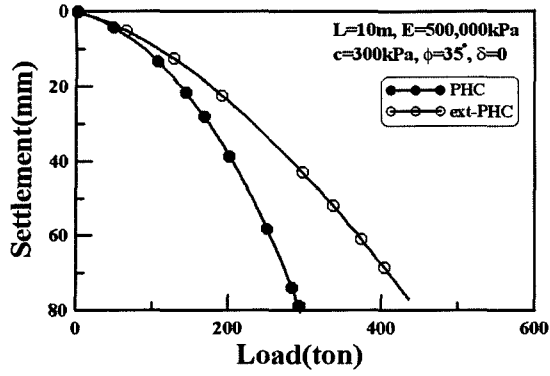


(a) c = 300kPa(D=400mm)

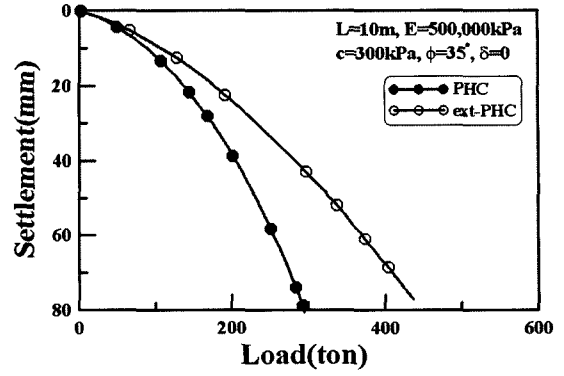


(b) c = 800kPa(D=400mm)

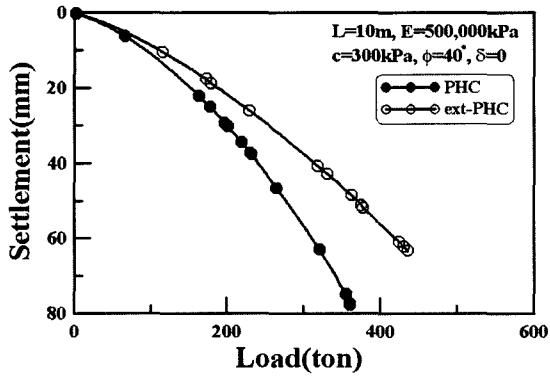
그림 18. 선단지지층 점착력에 따른 하중-침하곡선



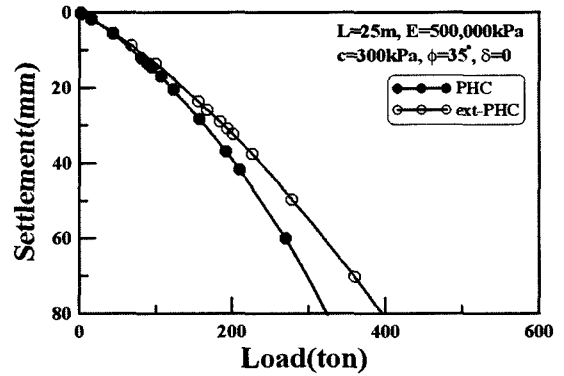
(a) $\phi = 35^\circ (D=400\text{mm})$



(a) $L = 10\text{m} (D=400\text{mm})$



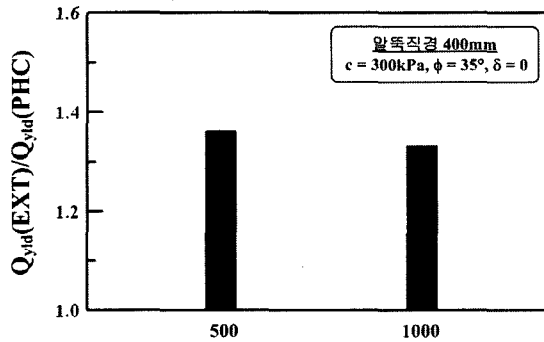
(b) $\phi = 40^\circ (D=400\text{mm})$



(b) $L = 25\text{m} (D=400\text{mm})$

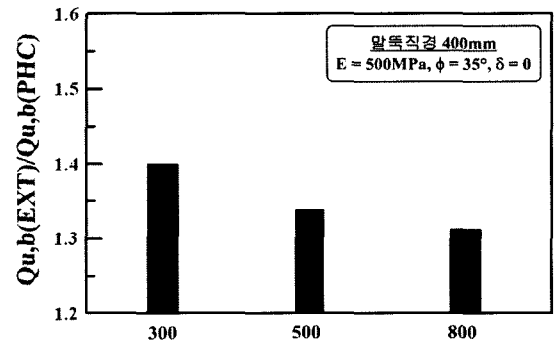
그림 19. 선단지지층 내부마찰각에 따른 하중-침하곡선

그림 20. 말뚝길이에 따른 하중-침하곡선



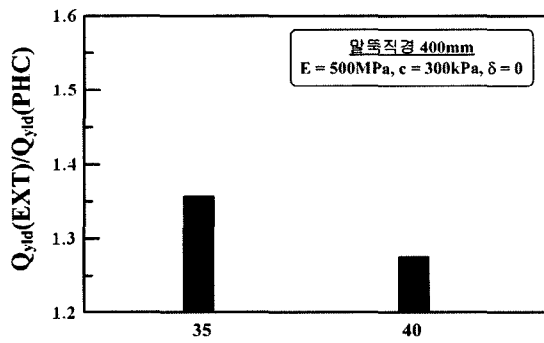
선단지지층의 탄성계수, E (MPa)

(a) 지지층 탄성계수



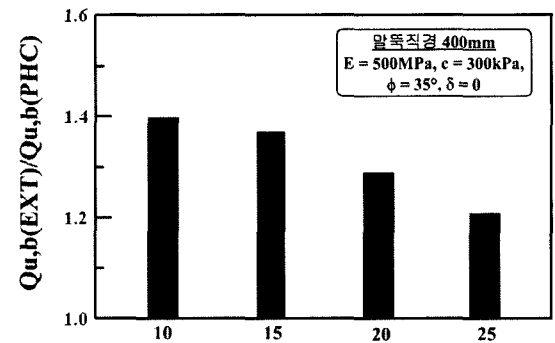
점착력, c (kPa)

(b) 지지층 점착력



내부마찰각, ϕ (degree)

(a) 지지층 내부마찰각



말뚝길이, L (m)

(b) 말뚝 길이

그림 21. $Q_{u(EXT)}/Q_{u(PHC)}$ 변화 경향

방법을 이용하여 극한지지력을 산정하고 이를 토대로 산정한 극한지지력비($Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)}$)를 그림 21에서 검토하였다. 먼저 선단지지층의 강성에 따른 극한지지력비($Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)}$)를 보여주고 있는 그림 21(a)를 관찰하며 선단 지지층의 강성이 증가하면서 $Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)}$ 가 다소 감소하나 $Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)} = 1.4$ 정도의 값을 보이는 것으로 나타나 지반의 강성에 따른 극한지지력의 변화는 그다지 크지 않은 것으로 나타났다. 한편, 그림 21(b)와 21(c)에서 보이는 지지층의 전단강도 정수에 따른 추이를 관찰하면 본 연구에서 고려한 범위내에서 그 차이는 그다지 크지 않으나 전반적으로 전단강도(c, ϕ)가 증가할수록 극한지지력비가 $Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)}$ 가 다소 감소하여 최대 1.4, 최소 1.3 정도의 수치를 보이는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 지지층의 탄성계수에 따른 변화 추이와도 잘 부합되는 것으로서 Ext-PHC 말뚝의 선단확장으로 인한 선단지지력 증가 효과는 다소 불리한 지지층 조건에서 극대화 될 수 있다는 점을 나타내 준다고 하겠다. 말뚝의 길이에 따른 변화추이를 보여주고 있는 그림 21(d)에서는 보이는 바와 같이 말뚝이 길어지면서 $Q_{u(ext)}/Q_{u(PHC)}$ 가 1.2까지 감소하여 경향을 보이고 있는데 이는 말뚝이 길어질수록 말뚝의 탄성변위가 증가함에 따른 영향으로 판단된다.

이러한 결과에 근거할 때 $D=400\text{ mm}$ Ext-PHC 말뚝의 선단확장 효과는 본 연구에서 검토한 지지층 조건과 말뚝의 길이 범위에서 Ext-PHC의 선단확장은 PHC 말뚝 대비 선단지지력을 20~40% 증가시키는 효과를 가져오는 것으로 나타났으며 그 구체적인 증가량은 말뚝 선단 지지층의 조건, 그리고 말뚝의 길이에 따라 다소 차이가 있는 것으로 나타났다.

6. 결 론

본 연구에서는 매입공법으로 시공되는 PHC 말뚝의 선단지지력 증진 방안으로서 선단에 선단확장판을 설치하여 선단 확장을 통해 선단지지력을 증가시키는 개념을 적용하고 있는 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 증가 효과를 확인하고 현장 적용성 검토의 일환으로 직경 400mm 말뚝에 대한 현장재하시험을 실시하였으며 검증된 유한요소해석 모델을 이용하여 다양한 조건에 대한 매개변수 연구를 실시하였다. 본 연구결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- (1) 현장재하시험 결과를 분석한 결과 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력은 PHC 말뚝 대비 약 40~50% 증가되

는 것으로 나타났다.

- (2) 현장재하시험 결과를 토대로 검증된 유한요소해석 모델을 이용하여 다양한 변수에 대한 매개변수를 수행한 결과 해석에서 고려한 범위에 있어 Ext-PHC 말뚝의 선단지지력 증가 정도는 선단 지지층의 역학적 특성과 말뚝 길이에 따라 일반 PHC 말뚝 대비 1.2~1.4 정도를 보이는 것으로 분석되었으며, 이러한 증가율은 지지층의 경도와 강도가 작아질수록 다소 증가하는 경향을 나타냈으며 말뚝 길이가 짧아질수록 증가율이 증가하는 경향을 보였다.
- (3) 본 연구결과에 근거할 때 본 연구에서 고려한 시공 조건에 있어 Ext-PHC 말뚝을 적용함으로써 일반 PHC 말뚝의 선단지지력 증진 효과를 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 (주)극동건설과 이엑스티(유)의 연구비 지원에 의해 수행되었으며, 현장재하시험 부지 제공과 아울러 시험에 적극적으로 협조하여주신 성균관대학교 자연과학캠퍼스 관계자분들에게 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부 (2003), 구조물 기초설계기준.
2. 이명환, 홍현성, 조천환, 이장덕, 이원재, 전영석 (1995), 매입 말뚝공법의 지지력 특성, 95 가을 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.1-1~1-10.
3. 조천환, 이명환, 홍현성, 엄재경 (1997), 매입말뚝의 하중-침하량 곡선의 특성 및 분석기법 연구, 97 봄학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.39-46.
4. 탐기초엔지니어링주식회사 (2005a), 신창지구 A-5B/L, B-4B/L 남양휴튼 APT 신축공사현장 말뚝정재하시험 보고서.
5. 탐기초엔지니어링주식회사 (2005b), 아산 복수리 롯데 캐슬 신축공사 현장 말뚝 정재하시험 보고서.
6. 태안특수건설 (2004), 용인수지 8차 I-PARK 신축공사 현장 말뚝 정재하시험 보고서.
7. Chin, F.K. (1970), "Estimation of the Ultimate Load of Pile not Carried to Failure", *Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore*, pp.81-90.
8. Comodromos, E.M, Anagnostopoulos, C.T., and Georgiadis, M.K. (2003), Numerical assessment of axial pile group response based on load test, *Computers and Geotechnics*, Vol.30, pp.505-515.
9. Davisson, M. T. (1973), High Capacity Piles, Department of civil Engineering, Illinois Institute of Technology, Chicago, Illinois.
10. DIN 4026. (1975), "Driven piles: construction procedure and permissible loads".
11. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen Inc. (2004), *ABAQUS users manual*, Version 6.4, Providence, R.I.

(접수일자 2006. 7. 10, 심사완료일 2007. 1. 2)

민감도분석을 통한 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량 예측

Estimation of Settlement on the Crest of CFRD Subjected to Earthquake Loading Using Sensitivity Analysis

하 익 수¹ Ha, Ik-Soo

Abstract

In this study, quantitative sensitivity analysis on rockfill material influencing the dam crest settlement of CFRD (Concrete-Faced Rockfill Dam) subjected to earthquake loading was carried out. The purpose of this study is to indicate the most important input parameter from the results of sensitivity analysis, to show the quantitative variation of settlement at the crest of CFR type dam during earthquake with this input parameter, and to recommend the approximate estimation method of the settlement on the crest of CFRD subjected to earthquake loading. The statistic characteristics of rockfill parameters which were obtained from large triaxial tests were evaluated. The total 108 dynamic numerical analyses (2 input earthquake, 2 magnitudes for each earthquake, 27 rockfill material property combinations) on CFRD were conducted. The global sensitivity analysis was carried out using the results of numerical analysis. From the sensitivity analysis, It was found that the crest settlement of the CFRD subjected to earthquake was absolutely affected by the shear modulus of rockfill material irrespective of the input earthquakes and the magnitude of input acceleration. On the contrary, it was found that the effect of cohesion and friction angle of rockfill was negligible. From the results of sensitivity analysis and numerical analysis, the approximate estimation method of the settlement on the crest of CFRD subjected to earthquake loading was recommended on condition that the rockfill shear modulus and simple dam information was known.

요 지

본 연구의 목적은 수치해석을 이용한 정량적 민감도분석으로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량 변화의 주 영향인자를 찾고, 주 영향인자 변화에 따른 침하량의 변화양상을 고찰하고, 이로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량을 근사적으로 추정하는 방법을 제안하는 데 있다. 대형삼축압축시험으로부터 얻어진 사력재료 물성을 통계 분석하여 사력재료 물성 통계특성값을 산정하고, 산정된 통계특성값을 이용하여 작성된 27개 해석단면에 대해 해석조건을 달리한(2개 지진파, 각 지진파별 2가지 가속도 크기) 총 108개 CFRD 해석단면에 대한 동적수치해석을 수행, 그 결과를 이용한 정량적 민감도분석을 수행하였다. 민감도분석 결과, 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량은 입력 물성 중 전적으로 사력재료의 전단탄성계수에 의존하는 것으로 나타났고 점착력과 마찰각의 영향은 미미하였다. 민감도분석 결과와 전단탄성계수 변화에 따른 CFRD 동적해석 결과로부터, 사력재료의 전단탄성계수와 간단한 댐 정보를 이용하여 지진하중 작용시 CFRD 정상부 침하량을 근사적으로 추정하는 방법을 제안하였다.

Keywords : CFRD, Dam, Dynamic analysis, Earthquake, Sensitivity analysis

¹ 정회원, 한국수자원공사 수자원연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Korea Institute of Water and Environment, Korea Water Resources Corporation, geodoc@kwater.or.kr, 교신저자)

1. 서론

콘크리트 표면차수벽형 석괴담(Concrete-Faced Rockfill Dam, 이하 “CFRD”라 한다)이란 그림 1과 같이 담 단면이 물과 접하는 상류부에 차수를 위한 프린스(plinth) 및 콘크리트 표면차수벽과 차수벽을 지지하는 차수벽 지지존 및 암석존으로 구성되는 담을 말한다(담설계기준, 2003). CFRD는 콘크리트를 차수벽으로 이용하기 때문에 차수재로 점성토를 사용하는 락필담에 비해 상대적으로 제체 강성이 크고, 차수가 담 상류부 표면에서 이루어져 제체가 건조상태이므로 액상화나 과잉간극수압 증가에 따른 제체 재료의 강도저하가 없고, 규모가 큰 지진에 대해 차수벽에 균열이 발생하여 누수량이 증가할 수 있으나 차수벽 지지존과 선택존을 통해 누수가 안전하게 처리되기 때문에 일반적으로 지진에 안정된 형식의 담으로 알려져 있다(Seed 등, 1985). CFRD는 이러한 이유와 함께 시공성과 경제성이 우수하다는 이유로 최근 들어 대담(높이 15m 이상) 시공 시 가장 많이 적용되는 담 형식이다.

현재 흙담 및 사력담의 내진성능 및 안정성을 수치해석을 통한 변형해석으로 판단하고자할 때, 담 정상부 응답 침하량을 기준값(담 높이의 1% 이하, 한국시설안전 기술공단, 2004)과 비교함으로써 내진 안정성을 판단하고 있다. CFRD의 경우, 아직까지 내진안정성을 평가하는 침하량 기준에 대해서는 명확히 보고된 바는 없으나, CFRD 제체 대부분이 사력재료로 구성되어 있기 때문에 위의 기준을 따른다 하더라도 큰 무리는 없을 것으로 여겨지고 있다. 따라서 현재, 지진하중에 대한 담 정상부의 응답침하량이 CFRD 내진안정성을 판단하는 가장 중요한 기준이라고 할 수 있다. 일반적으로 CFRD의 동적거동을 평가하는 경우, 콘크리트 표면차수벽의 구조적 역할은 무시된다(Uddin 등, 1992). 따라서 CFRD의 거동은 제체 구성재료의 대부분을 차지하는 사력재료

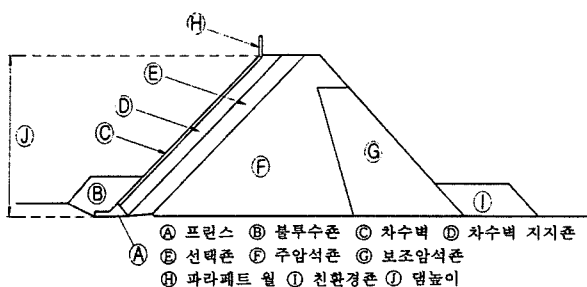


그림 1. CFRD 표준단면도(담설계기준, 2003)

의 공학적 특성에 의존한다고 할 수 있다.

CFRD의 지진하중에 대한 안정성을 평가하는 대표적인 방법으로는 지진하중을 예상 활동 토체에 등가의 정적하중으로 치환하여 한계평형해석 등에 기초한 사면 안정해석을 수행하는 방법과 담을 수치모델화하여 해석면 바닥에 지진하중을 입력하여 담 전체 응답을 고려하는 시간이력해석에 기초한 동적변형해석 방법이 있다. 동적변형해석의 경우, 등가정적해석에 비해 담의 전반적인 거동을 파악할 수 있고, 각 존별 응력전이나, 입력지진하중의 주파수 특성 등을 반영한 안정성 평가가 가능하다는 장점이 있다. 그러나 안정성 여부를 판단하는 데까지는 많은 절차와 시간이 소요되므로, 최초 설계 단계나 안정성 평가여부를 결정하는 단계에 있어서 실무 기술자들에게 직관력을 제공하기에는 부족하다는 단점을 가지고 있다.

본 연구에서는 동적변형해석을 이용한 정량적 민감도분석으로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량 변화의 주 영향인자를 찾고, 주 영향인자 변화에 따른 침하량의 변화양상을 고찰하고, 이로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량을 근사적으로 추정하는 방법을 제안하고자 하였다. 민감도분석을 위한 신뢰성 있는 물성 확보를 위해 2001년 이후 현재까지 22개 현장, 34개 사력 및 사석재료에 대해 수행된 대형삼축압축시험으로 얻어진 물성을 활용하였다. 시험결과로부터 획득한 물성자료를 통계 분석하여 물성범위, 분포특성, 물성간 상관성과 같은 통계특성치를 산정하였다. 산정된 통계특성치를 바탕으로 Latin Hypercube 표본추출기법(Mckay 등, 1979)에 의해 27개의 물성조합을 구성하고, 각 물성조합으로 구성된 단면에 대하여 동적수치해석을 수행하여 지진하중에 의한 담 정상부 침하응답을 고찰하였다. 해석 대상담은 가장 최근에 축조된 CFRD 형식의 경상남도에 위치한 D담으로 하였고, 해석 시 입력 지진동의 주파수 특성을 고려하기 위하여 일본 향만에서 실제측된 장주기 특성이 지배적인 Hachinohe 지진파와 단주기 특성이 지배적인 Ofunato 지진파를 해석 입력지진동으로 이용하였다. 입력지진동으로 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 최대가속도의 크기를 0.11g와 0.154g로 규모 조정하여 사용하였는데, 이러한 이유는 국내에 기 축조된 모든 CFRD의 설계진도를 계산해보면 이 두 값 중 하나이기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 2가지 지진파, 각 지진파에 대해 2가지 설계진도, 물성값이 다른 해석단면 27개, 총 108개 해석단면에 대

한 동적 수치해석을 수행하고 CFRD 정상부 침하량을 산정하였다. 산정된 결과를 이용하여 민감도분석을 수행하였고, 민감도분석 결과로부터 얻어진 사력재료 주 영향인자에 대한 침하량의 변화 양상을 고찰하고 이로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량을 근사적으로 예측하는 방법을 제안하였다.

2. 민감도분석 조건 및 입력자료

2.1 민감도분석 개요

한번에 하나의 변수에 대한 값을 변화시켜가며 표본을 추출하고 그 결과들에 대한 잔차를 비교하여 분석하는 선별적 민감도분석 기법(screening)과 달리, 대역적 민감도분석(global sensitivity analysis)은 각 입력변수의 불확실성이 출력변수의 불확실성에 미치는 영향이 평가되며 각 입력변수에 대한 분포특성값이 해석을 위한 입력값으로 사용된다(배규진 등, 2003). 모든 변수들을 동시에 변화시키고, 각 입력변수의 전체 범위에 대해 민감도를 평가할 경우 대역적 민감도분석 기법을 적용해야 한다(Saltelli 등, 2000).

본 연구에서는 입력변수들 분포 특성을 고려하여 출력 결과들의 중요도와 불확실성을 유용하게 분석할 수 있는 대역적 민감도분석을 수행하였다. 본 연구에 적용된 민감도분석 절차는 다음과 같다.

- ① 사력재료 각 입력변수에 대한 범위와 분포특성을 산정
- ② 1단계에서 산정된 범위와 분포로부터 표본을 발생하여 물성조합 작성
- ③ 작성된 물성조합을 입력값으로 한 동적수치해석을 수행하여 정상부 침하량 출력
- ④ 입력값과 출력값을 이용하여 민감도지수를 산정, 민감도 분석

민감도분석 시 각 변수 표본추출은 Latin Hypercube 표본추출기법(LHS)을 사용하였다. 효율적으로 표본을 추출하기 위해서는 무작위성을 유지하면서 입력변수들의 값이 전 범위에서 가급적 고르게 추출되도록 함이 중요하다. LHS란 입력변수의 범위를 동일한 확률을 가진 N개의 간격으로 나누고 각 간격에서 입력변수의 대표값을 추출하는 기법이다. Mckay 등(1979)이 제안한 이 기법은 출력결과가 입력변수들 가운데 단지 몇가지 요소들에 의해 지배될 때 매우 우수하다. 또한, 출력결

과의 평균과 분포함수를 추정하는데 있어 기존의 랜덤 추출기법보다 우수하다고 알려져 있으며 입력변수 개수의 1.5배 이상 표본을 추출할 것이 제안되고 있다(Saltelli 등, 2000).

출력값의 입력변수값에 대한 민감도는 민감도지수로 정량적으로 표현된다. 대표적인 민감도지수로 SRC(Standard Regression Coefficient)와 PCC(Partial Correlation Coefficient)가 있다. SRC는 각 입력변수별로 각각 입력값과 출력값 자료에 최소자승법을 적용하여 각 입력변수의 변화로 인한 영향을 정량적으로 나타내는 민감도지수이다. 그러나 이 값은 대상 입력값과 출력값과의 관계 외에 제 3의 변수에 의한 영향들도 함께 포함한다. 반면에 편상관계수(PCC)는 두 변수간의 상관관계의 정도가 다른 제 3의 변수들에 의해 영향을 받지 않는 순수한 상관관계 정도만을 표시하는 민감도지수이다. 즉, PCC가 SRC와 비슷하면 한 변수와 출력값과의 상관관계는 제 3의 변수에 영향을 받지 않음을 의미한다. 또한, PCC의 절대값이 1에 근접하면 한 변수와 출력값은 제 3의 변수에 상관없이 영향도가 큼을 의미하며, PCC의 절대값이 0에 근접하면 한 변수와 출력값은 제 3의 변수가 출력값에 영향도가 크거나 제 3의 변수들이 이 변수와 출력값의 상관관계에 지대한 영향을 가지기 때문에 상관성이 전혀 없음을 의미한다.

본 연구에서는 편상관계수를 민감도분석을 위한 민감도지수로 사용하였고, 편상관계수의 절대값을 이용하여 절대적인 민감도 순위를 결정하였다.

2.2 민감도분석 입력 물성

민감도분석 시 수치해석을 위한 사력재료 해석모델은 복잡한 모델을 사용하는 경우 변수가 많아지는 점과 선정된 모델에 사용된 입력변수들의 물리적 의미를 쉽게 짐작할 수 있어야 한다는 점을 감안하여 본 연구에서는 Mohr-Coulomb 모델을 해석모델로 선정하였다.

통계분석 시 사용된 사력재료 물성은 2001년 이후 현재까지 댐 축조재료와 직접 관련한 6개 현장, 성토 사석재료와 관련한 8개 현장, 항만구조물 사력재료와 관련한 4개 현장, 지하철공사 사력재료 3개 현장, 광산폐기물관련 사력재료 1개 현장, 총 22개 현장의 34개 사력재료에 대해 한국수자원공사에서 수행한 대형삼축압축시험 결과로 도출된 물성값을 이용하였다(표 1 참조, 한국수자원공사, 2005). 표 1에서 전단탄성계수값은 대형 삼

표 1. 사력재료 물성 대형삼축압축시험 결과(한국수자원공사, 2005)

시료번호	재 료	건조단위중량 (kN/m ³)	마찰각 (°)	점착력 (kg/cm ²)	전단탄성계수 (kg/cm ²)
1	댐 필터	19.4	40.6	0.76	353.8
2	댐 트렌지션	20.9	41.9	1.15	318.5
3	댐 트렌지션	19.0	37.5	0.90	141.5
4	댐 트렌지션	19.9	39.4	1.10	308.9
5	락필	19.2	38.2	0.73	120.6
6	락필	19.9	40.3	0.77	248.8
7	베딩	21.3	40.6	0.71	313.7
8	베딩	22.4	38.4	1.62	430.7
9	Selected Rock	20.6	40.1	0.50	223.0
10	Selected Rock	21.8	40.2	1.01	371.4
11	락필	20.4	45.6	0.14	538.1
12	락필	20.0	38.7	0.44	146.7
13	락필	21.5	39.7	0.52	230.0
14	락필	21.3	42.1	0.66	470.8
15	락필	21.3	38.6	0.63	234.8
16	락필	19.0	39.0	1.00	154.6
17	락필	20.0	38.5	0.33	152.0
18	락필	21.5	39.7	0.44	247.7
19	락필	21.1	39.4	0.53	250.4
20	락필	21.4	39.9	0.41	193.0
21	락필	16.0	35.7	0.65	199.6
22	모래자갈	19.3	39.4	0.93	437.7
23	락필	19.3	37.0	1.22	337.0
24	석산골재	18.8	40.5	0.53	174.8
25	저밀도 사력	15.1	35.3	0.47	102.3
26	중밀도 사력	16.1	36.4	0.80	88.46
27	고밀도 사력	17.0	38.5	0.90	152.3
28	저밀도 사력	18.7	43.0	0.21	627.3
29	고밀도 사력	20.5	41.4	0.76	557.3
30	석산골재	19.4	34.1	0.12	-*
31	석산골재	19.0	34.8	0.50	-
32	석산골재	19.5	37.9	0.99	-
33	사력재료	17.8	36.1	0.55	-
34	사력재료	19.6	39.4	0.35	-

* 응력-변형률 자료 탐색 중

축압축시험결과, 구속압별 응력-변형률 관계곡선의 평균 초기 접선탄성계수값으로부터 산정된 결과이다.

Mohr-Coulomb 모델 적용시 필요한 입력정수로는 단위중량, 전단탄성계수, 마찰각, 점착력 등이 있으며 이중 단위중량은 밀도변화에 따른 강도정수 변화를 보기 위한 시험을 제외하고는 대부분의 경우 시험 시 단위중량이 거의 비슷하여 민감도분석 시 일정한 값으로 하였고, 마찰각, 점착력, 전단탄성계수는 통계분석을 통해 산정한 통계특성값(범위, 분포특성, 변수간 상관성)을 민감도분석에 이용하였다. 댐 기초지반과 콘크리트차수

벽의 입력물성은 모든 CFRD에서 편차가 작고 거의 일정하므로 댐 공사지에서 제시하는 고정된 입력정수를 민감도분석시 고정값으로 사용하였다.

2.3 사력재료 물성 통계특성값 산정

대형삼축압축시험으로 얻어진 사력재료 물성을 통계 분석한 결과, 마찰각의 분포는 90% 신뢰도로 평균 39.0°, 표준편차 2.35°의 정규분포를, 점착력의 분포는 90% 신뢰도로 평균 66.9kN/m², 표준편차 33.0kN/m²의 정

구분포를, 전단탄성계수의 분포는 90% 신뢰도로 평균 24700kN/m^2 , 표준편차 15483kN/m^2 의 대수정규분포를 이루는 것으로 나타났다. 마찰각은 $34.1^\circ\sim 45.6^\circ$, 점착력은 $9.81\sim 158\text{ kN/m}^2$, 전단탄성계수는 $8679\sim 61488\text{ kN/m}^2$ 의 범위 값을 가졌다. 마찰각, 점착력, 전단탄성계수의 분포 특성은 그림 2와 표 2에 나타나 있다. 또한, 변수별 변동 크기는 점착력, 전단탄성계수, 마찰각 순으로 나타났다.

각 변수 간 상관성을 평가해 본 결과, 마찰각과 점착력 상관계수는 -0.059 , 점착력과 전단탄성계수 상관계수는 0.202 , 마찰각과 전단탄성계수 상관계수는 0.575 로 나타났다(그림 3 참조). 이상의 결과는 각 변수는 상관

성이 작긴 하나 세 변수가 완전한 독립적 변수가 아닌 것으로 분석되어, 본 연구에서는 변수 상호간의 상관성을 고려하고 모든 변수들을 동시에 변화시켜 각 입력변수의 전체 범위에 대한 민감도를 평가하는 대역적 민감도분석법을 적용하였다.

2.4 해석대상

민감도분석을 위한 수치해석 대상댐은 경상남도 지역에 위치해 있으며 댐 높이는 52m 이고 총저수량은 28.5백만m^3 인 D댐이다. 그림 4는 대상댐의 해석단면이

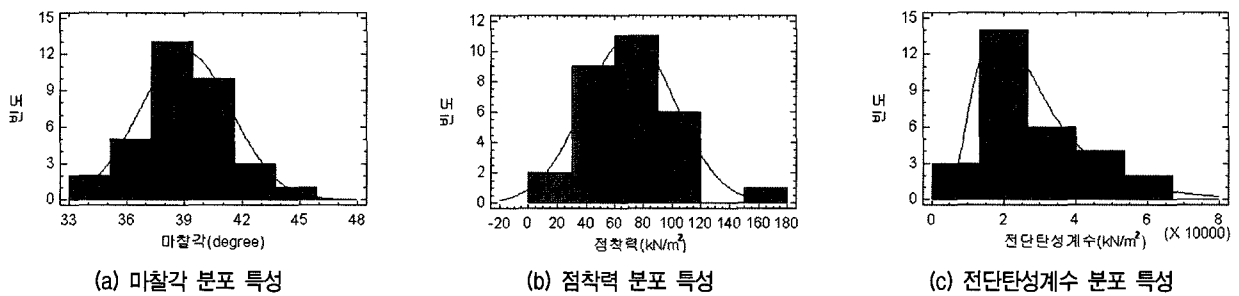


그림 2. 사력재료 주요 물성 분포 특성

표 2. 사력재료 주요 물성 분포 특성치

입력변수	분포	범위	평균	표준편차
마찰각(degree)	정규분포(90% 신뢰도)	$34.1\sim 45.6$	39.04	2.35325
점착력(kN/m^2)	정규분포(90% 신뢰도)	$9.81\sim 158$	66.90	33.0270
전단탄성계수(kN/m^2)	대수정규분포(90% 신뢰도)	$8679\sim 61488$	24700	15483

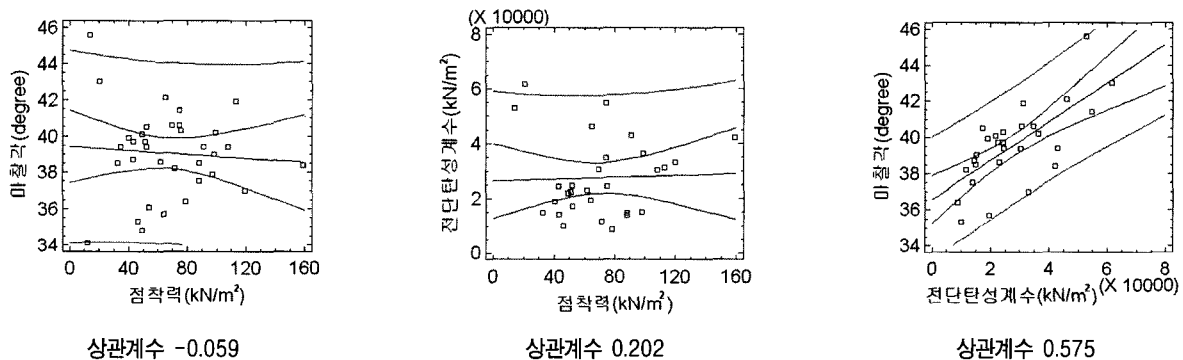


그림 3. 사력재료 주요 물성 간 상관성

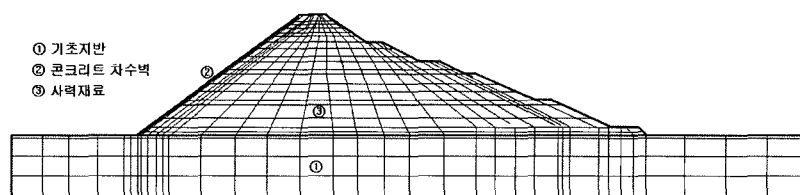


그림 4. CFRD 해석요소망 및 물성 구분

다. 수치해석 적용 시 물성은 그림에서 보는 것처럼 기초지반, 콘크리트차수벽, 사력재료로 구분하였다.

2.5 사력재료 물성 표본의 추출

본 연구에서는 민감도분석시 각 변수 표본추출은 Latin Hypercube 표본추출기법(LHS)을 사용하였다. 각 변수별로 산정된 물성분포곡선(그림 2 참조)에서 같은 확률을 갖도록 물성 분포곡선을 3등분하고 각 등분된 곡선 내에서 평균확률을 가지는 표본을 각각 1개씩 추출하였다. 이를 통해 추출된 각각의 변수 표본값은 표 3과 같다. 수치해석 시 표 3에서 추출된 각각의 값을 조합하여 27개의 물성조합을 만들었다.

2.6 CFRD 동적수치해석 개요

본 해석에서는 댐의 상시만수위를 저수위조건으로 하는 정적해석을 선행하고, 변위값과 속도를 초기화한 후, 해석면 바닥에 지진하중을 가하여 댐 정상부 침하량 응답을 살펴보았다.

27개 물성조합에 2가지 지진파, 각 지진파별 2가지 설계진도(0.11g와 0.154g)에 해당되는 총 108개 단면에 대한 수치해석을 수행하여 지진하중 작용 시, 정상부의 최대침하량을 산정하였다.

수치해석은 범용 유한차분해석 프로그램인 FLAC4.0을 사용하였고, 사력재료의 해석모델은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 상시만수위의 수위조건은 정수압을 차수벽 표면에 하중으로 작용시키는 것으로 구현하였다.

수치해석 시 해석요소망 및 물성구분은 그림 4와 같다.

동적해석시 입력하중은 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 규모 조정한 가속도 시간이력을 사용하였고 해석면 바닥에 댐체 바닥에서 최대가속도 크기가 두 지진파 모두 0.11g와 0.154g가 되도록 하였다. 그림 5와 그림 6은 각각 댐체 바닥에서 최대가속도 0.11g, 0.154g가 발현되도록 조정되어 해석면 바닥에 입력된 Hachinohe 지진파 시간이력을 나타낸 것이다. 마찬가지로, 그림 7

표 3. 변수의 추출 표본 물성값

민감도 분석에 사용된 사력재 입력물성	추출 표본 물성값		
	1	2	3
마찰각(degree)	36.8	39.0	41.3
점착력(kN/m ²)	34.4	66.9	99.6
전단탄성계수(kN/m ²)	14900	24700	40900

과 그림 8은 각각 댐체 바닥에서 최대가속도 0.11g, 0.154g가 발현되도록 조정되어 해석면 바닥에 입력된

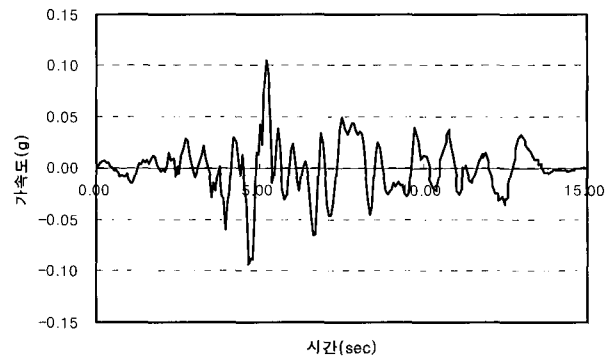


그림 5. Hachinohe 가속도 시간이력(댐바닥 0.11g 발현)

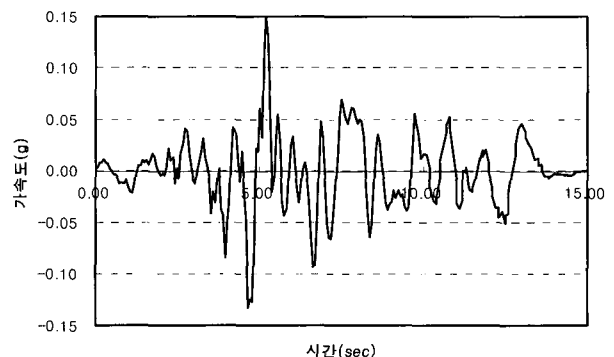


그림 6. Hachinohe 가속도 시간이력(댐바닥 0.154g 발현)

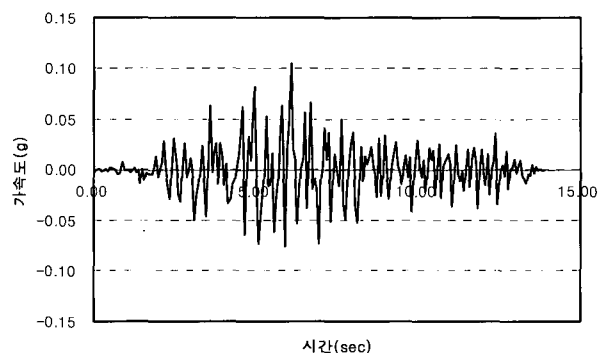


그림 7. Ofunato 가속도 시간이력(댐바닥 0.11g 발현)

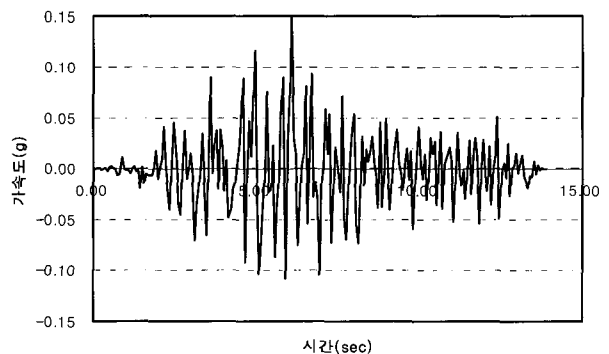


그림 8. Ofunato 가속도 시간이력(댐바닥 0.154g 발현)

Ofunato 지진파 시간이력을 나타낸 것이다.

물성구분은 그림 4에 나타낸 것과 같이 기초지반, 콘크리트 차수벽, 사력재료로 구분하였다. 사력재료의 경우, 표 3에서 추출한 각각의 값을 조합하여 27개의 물성 조합을 작성하였고 기초지반과 콘크리트 차수벽의 물성은 공사지에 제시된 값을 사용하였다. 표 4는 동적수치해석에 사용된 단면별 축조재료 입력물성을 나타낸 것이다.

시간이력을 예(표 4의 단면 1 해석결과)로써 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이, 침하량의 응답특성은 입력지진의 주파수 특성에 따라 다름을 알 수 있고 본 단면(단면 1)의 경우에는 장주기 주파수특성이 탁월한 Hachinohe 지진파 작용시 정상부 침하 응답이 더 크게 나타났다. 표 4는 수치해석결과 나타난 지진파별, 가속도 크기별 각 물성조합에 따른 동적해석 결과 나타난 댐 정상부 최대침하량을 나타낸 것이다.

3. CFRD 민감도분석 결과

3.1 CFRD 동적수치해석 결과

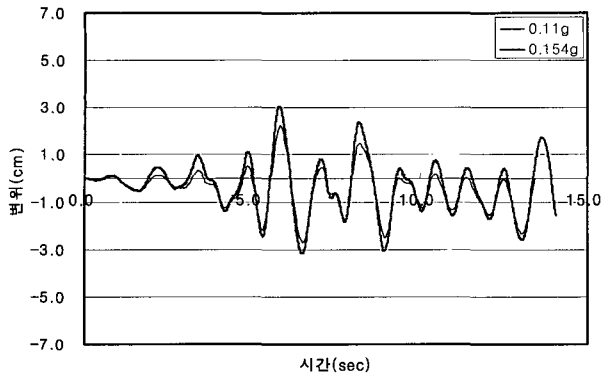
그림 8은 Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파 작용시 동적 수치해석 결과 나타난 댐 정상부의 침하량 응답

3.2 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량의 사력재료 물성에 대한 민감도분석 결과

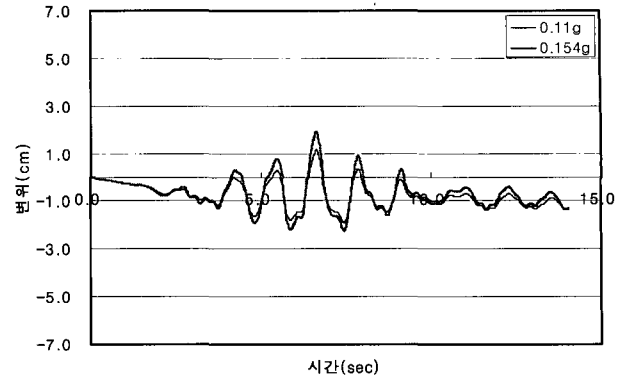
그림 9는 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량의 사력재료 입력물성에 대한 상대적 민감도를 정량적으로 나타내기 위하여 댐 정상부 최대 침하량에 대한 각 입력

표 4. CFRD 수치해석 입력물성

구분 단면#	기초지반			Face Slab			사력재			
	c (kN/m ²)	ϕ (°)	G (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	G (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	G (kN/m ²)	γ (kN/m ³)
1	100.0	45	8.3E6	1000	60	8.3E6	34.4	36.8	14900	20
2							34.4	36.8	24700	
3							34.4	36.8	40900	
4							66.9	36.8	14900	
5							66.9	36.8	24700	
6							66.9	36.8	40900	
7							99.6	36.8	14900	
8							99.6	36.8	24700	
9							99.6	36.8	40900	
10							34.4	39	14900	
11							34.4	39	24700	
12							34.4	39	40900	
13							66.9	39	14900	
14							66.9	39	24700	
15							66.9	39	40900	
16							99.6	39	14900	
17							99.6	39	24700	
18							99.6	39	40900	
19							34.4	41.3	14900	
20							34.4	41.3	24700	
21							34.4	41.3	40900	
22							66.9	41.3	14900	
23							66.9	41.3	24700	
24							66.9	41.3	40900	
25							99.6	41.3	14900	
26							99.6	41.3	24700	
27							99.6	41.3	40900	



(a) Hachinohe 지진파 작용



(b) Ofunato 지진파 작용

그림 8. 지진하중 작용 시 정상부 응답 침하량 예(단면 1)

표 5. 동적 수치해석 결과 댐 정상부 최대침하량(단위: cm)

단면#	구분	Hachinohe 지진파		Ofunato 지진파	
		0.11g	0.154g	0.11g	0.154g
1		2.71	3.13	1.89	2.24
2		1.86	2.17	1.39	1.81
3		1.01	1.31	0.605	0.87
4		2.67	3.26	1.73	2.14
5		2.04	2.39	1.36	1.80
6		1.09	1.44	0.60	0.90
7		2.68	3.31	1.75	2.10
8		2.03	2.40	1.37	1.82
9		1.09	1.44	0.61	0.91
10		2.69	3.12	1.82	2.21
11		1.89	2.21	1.39	1.82
12		1.02	1.34	0.61	0.90
13		2.67	3.26	1.72	2.13
14		1.94	2.42	1.37	1.80
15		1.09	1.44	0.61	0.91
16		2.62	3.27	1.75	2.13
17		1.93	2.39	1.36	1.81
18		1.09	1.45	0.61	0.91
19		2.68	3.17	1.76	2.17
20		1.95	2.26	1.38	1.81
21		1.03	1.36	0.61	0.90
22		2.63	3.28	1.70	2.13
23		1.94	2.39	1.36	1.82
24		1.10	1.45	0.61	0.90
25		2.64	3.31	1.70	2.09
26		1.94	2.41	1.38	1.81
27		1.09	1.44	0.61	0.91

변수의 편상관계수(PCC) 절대값을 지진파별(Hachinohe/Ofunato), 설계진도별(0.11g/0.154g)로 나타낸 것이다. 그림 9에서 알 수 있듯이 지진하중을 받는 CFRD의 정상부 침하량은 사력재료의 전단탄성계수에 전적으로 영

향을 받는 것으로 나타났다. 그림 9에서 정상부 침하량의 사력재료 전단탄성계수에 대한 PCC의 절대값이 지진파 종류(Hachinohe와 Ofunato)와 설계진도 크기(0.11g와 0.154g)에 상관없이 0.98 이상으로서 사력재료 전단

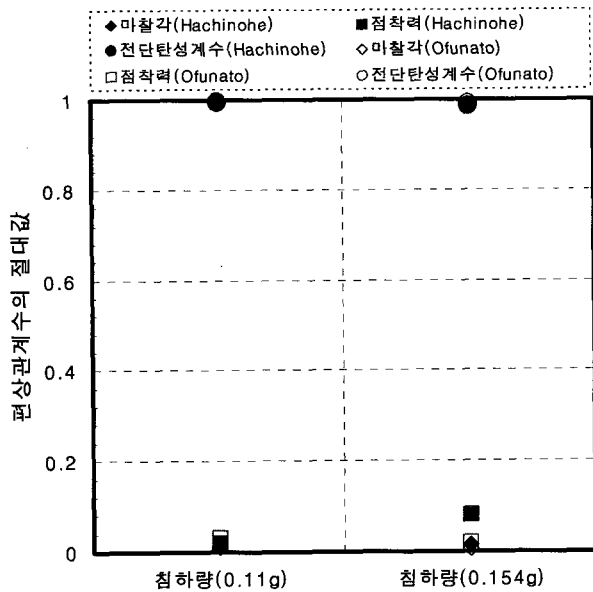


그림 9. 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량 민감도

탄성계수가 지대한 영향을 미치는 것으로 나타났고, 반면 사력재료 점착력과 마찰각에 대한 PCC의 절대값은 0.1이하로서 90%이상의 불확실성이 포함되는 것으로 나타나 정상부 침하량에 미치는 영향은 거의 없음을 알 수 있다. 이러한 사실로부터, 지진하중 작용 시 댐 정상부 침하량은 입력지진의 종류와 설계진도 크기에 상관없이 입력물성 중 사력재료 전단탄성계수에 절대적인 영향을 받음을 알 수 있다. 또한, 본 연구결과에 한해 CFRD 정상부 침하량의 사력재료 마찰각에 대한 PCC의 절대값은 모두 0.03이하로 97% 이상의 불확실성이 포함되는 것으로 나타나 마찰각은 지진하중에 의한 CFRD 정상부 침하량에는 전혀 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

4. 지진시 사력재료 전단탄성계수의 CFRD 정상부 침하량에 미치는 영향

3장의 민감도분석 결과를 바탕으로 본 장에서는 사력재료 전단탄성계수 변화에 따른 댐 정상부 침하량의 정량적인 변화정도를 파악하였다. 침하량에 미치는 영향이 미미한 점착력과 마찰각은 표 2를 참조하여 평균값을 사용하고 전단탄성계수는 표 3에서 표본추출된 3개 값 외에 표 2의 최소값과 최대값 2개를 추가, 총 5개 단면에 대한 결과로부터 사력재료 전단탄성계수 변화에 따른 CFRD 댐 정상부 침하량의 변화 정도를 살펴보았다.

그림 10은 지진하중 작용 시 사력재료 전단탄성계수

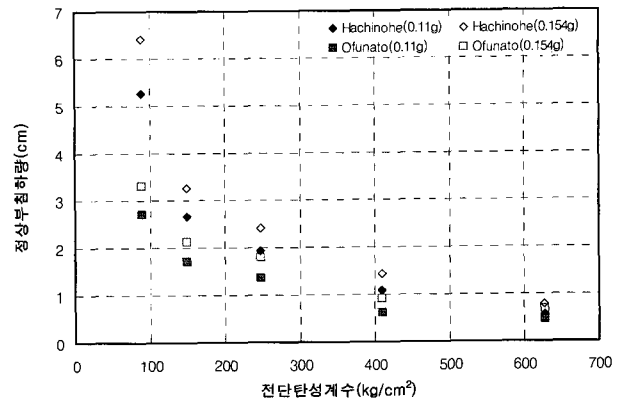


그림 10. 지진 시 CFRD 정상부 침하량 전단탄성계수 영향

에 따른 CFRD 정상부 최대침하량의 변화를 입력지진 파별, 입력지진파의 최대가속도 크기별로 나타낸 것이다. 그림에서 전단탄성계수가 커짐에 따라 정상부 침하량은 지수 함수적으로 감소함을 알 수 있다. 그리고 전단탄성계수가 작은 경우, 침하량은 입력지진파와 입력지진파의 가속도 크기에 따라 편차가 크게 나타났고 이러한 편차는 전단탄성계수가 커지면 감소하여, 본 해석상의 전단탄성계수 최대값(627kg/cm^2) 정도에서는 입력지진파와 입력파의 최대가속도 크기에 영향 없이 정상부 침하량은 비슷하게 나타났다($0.4\text{cm} \sim 0.8\text{cm}$). 해석결과, Hachinohe 지진파를 입력한 경우가 Ofunato 지진파를 입력한 경우보다 사력재료의 전단탄성계수 차이로 인한 침하량의 편차가 큰 것으로 나타났다. 즉, Hachinohe 지진파를 입력지진파로 사용한 경우, 사력재료의 전단탄성계수가 약 7배 증가하면 CFRD 정상부 침하량은 최대 약 8배 감소하는 것으로 나타났고, Ofunato 지진파를 입력지진파로 사용한 경우, 사력재료 전단탄성계수가 약 7배 증가하면 CFRD 정상부 침하량은 최대 약 5배 감소하는 것으로 나타났다.

그림 11은 해석 시 입력값으로 정한 사력재료 전단탄성계수, G 를 입력값 중 가장 작은 값, $G_{\min}(88.5\text{kg/cm}^2, \text{표 2 참조})$ 으로 나눈 값($G/G_{\min}$, 이하 전단탄성계수비로 정의)의 변화에 따른 해석결과 나타난 정상부의 침하량, S 를 해석결과 중 가장 큰 값, $S_{\max}(\text{Hachinohe } 0.11\text{g 작용시 } 5.26\text{cm}, \text{Hachinohe } 0.154\text{g 작용시 } 6.42\text{cm}, \text{Ofunato } 0.11\text{g 작용시 } 2.71\text{cm}, \text{Ofunato } 0.154\text{g 작용시 } 3.31\text{cm})$ 로 나눈 값($S/S_{\max}$, 이하 침하량비로 정의)의 변화를 나타낸 것이다. 따라서 그림 11에서 x축의 '1' 값에 대응되는 y축 값은 전단탄성계수 하한값을 입력했을 때의 침하량 결과를, '7.06'에 대응되는 y축 값은 전단탄성계수 상한값일

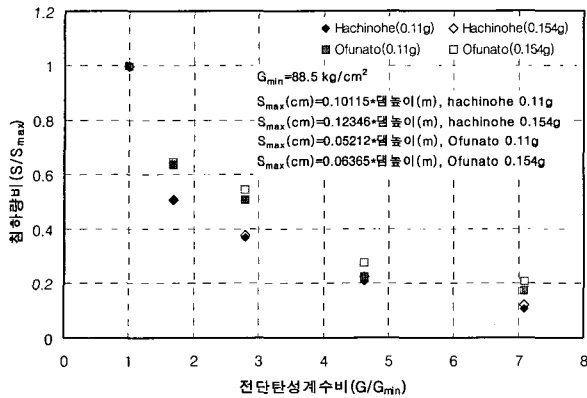


그림 11. 지진 시 CFRD 정상부 침하량 추정

때의 결과를 나타낸다고 할 수 있다. 그림에서 지진파가 다른 경우에는 감소 경향선에 차이를 보이나 각 지진파 별로는 입력가속도의 크기에 상관없이 거의 일치된 경향선을 볼 수 있는데, 이로부터 전단탄성계수 변화 폭에 따라 발생하는 정상부 침하량의 변화폭은 입력지진파의 종류에는 영향을 받으나 같은 입력파를 사용하는 경우 입력파 가속도 크기에는 변화폭은 거의 없는 것을 알 수 있다.

일반적으로 CFRD의 단면은 그림 1에서 보여주는 표준단면을 따르며, 국내 대부분의 CFRD 댐 상류면의 경사 구배는 1:1.4이고, 하류면의 경우에는 대부분 1:1.4~1:1.8 범위 내에서 거의 일정하다. 이러한 점에서 그림 11은 최초 내진설계 단계나 지진 안정성 평가여부를 결정하는 단계에서 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량을 사전에 가늠해 볼 수 있는 실마리를 제공한다. 예를 들어, CFRD 내진설계 단계에서 사력재료 전단탄성계수에 대한 정보를 가지고 있다면 그림 11에서 x축에 해당되는 전단탄성계수비를 산정할 수 있고, 경향선을 이용하여 이 값에 대응하는 y축 상의 침하량비를 추정할 수 있다. 추정된 침하량비와 예측 대상댐의 댐 높이를 본 연구 결과로 얻어진 그림 11 상에서 보여주는 최대침하량 산정식에서 최대침하량을 산정하게 되면 각 지진파별, 입력가속도 크기별 CFRD 정상부 침하량, S를 추정할 수 있다.

CFRD 지진 시 안정성을 평가하는 방법 중, 수치해석을 이용한 동적변형해석의 경우 등가정적해석에 비해 댐의 전반적인 거동을 파악할 수 있고, 각 준별 응력전이나, 입력지진하중의 주파수 특성 등을 반영한 안정성 평가가 가능하다는 장점이 있다. 그러나 안정성 여부를 판단하는 데까지는 많은 절차와 시간이 소요되므로, 최초 설계단계나 안정성 평가여부를 결정하는 단계에 있

어서 실무 기술자들에게 직관력을 제공하기에는 부족하다는 단점을 가지고 있다. 이러한 점에서 본 연구에서 제안하는 지진 시 CFRD 정상부 침하량 추정방법은 사력재료의 전단탄성계수에 따라 발생할 수 있는 댐 정상부의 침하량을 사전에 추정해 볼 수 있는 실무적 견지에서 유용한 정보를 제공할 수 있다. 다만, 제안된 추정법은 대형삼축압축시험 결과로 얻어진 전단탄성계수와 이 값을 통계분석하여 얻은 통계특성치를 입력치로 이용하고, 사력재료 해석모델은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하여 얻어진 결론임에 유의해야 한다. 또한, 제안된 추정방법은 예측 대상댐의 높이를 본 해석결과로 얻어진 최대침하량, S_{max} 를 산정하는 식에 직접 대입하여 얻게 되는데 이는 댐 높이 차이에 따른 댐 고유진동수 영향을 반영하지 않는 방법이라고 할 수 있다. 향후, 다른 CFRD에 대한 추가해석을 수행하여 이에 대한 영향을 보정하고, 사력재료에 대한 현장시험결과나 보다 정확한 문헌제시 값들의 보충으로 물성 통계값의 정확도를 향상시킨다면 간단한 댐 정보(설계진도, 댐 높이 등)만을 가지고도 댐 정상부의 침하량을 예측할 수 있는 유용한 결과를 도출할 수 있을 것으로 기대된다.

5. 결 론

본 연구에서는 동적변형해석을 이용한 정량적 민감도분석으로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량 변화의 주 영향인자를 찾고, 주 영향인자 변화에 따른 침하량의 변화양상을 고찰하고, 이로부터 지진하중을 받는 CFRD 정상부 침하량을 근사적으로 추정하는 방법을 제안하고자 하였다. 연구결과로부터 도출된 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 대형삼축압축시험으로 얻어진 사력재료 물성을 통계 분석한 결과, 모두 90%의 신뢰도로 마찰각의 분포는 평균 39.0° , 표준편차 2.35° 의 정규분포를, 점착력의 분포는 평균 66.9kN/m^2 , 표준편차 33.0kN/m^2 의 정규분포를, 전단탄성계수의 분포는 평균 24700kN/m^2 , 표준편차 15483kN/m^2 의 대수정규분포를 이루는 것으로 나타났다.
- (2) 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량은 제체 구성 재료의 대부분을 차지하는 사력재료의 전단탄성계수에 전적으로 의존적이며 마찰각과 점착력의 영향은 미미하였다. 또한, 본 연구결과에 한해 마찰각은

지진하중에 의한 CFRD 정상부 침하량에는 전혀 영향을 주지 못하는 것으로 나타났다.

- (3) 지진하중 작용 시 CFRD 정상부 침하량은 사력재료의 전단탄성계수가 커짐에 따라 지수 함수적으로 감소하였다. 사력재료의 전단탄성계수가 작은 경우, 침하량은 입력지진파와 입력지진파의 최대가속도 크기에 따라 편차가 크게 나타났고 전단탄성계수가 커질수록 그 편차는 감소하였다.
- (4) Hachinohe 지진파를 입력지진파로 사용한 CFRD 동적해석결과, 사력재료의 전단탄성계수가 약 7배 증가하면 CFRD 정상부 침하량은 최대 약 8배 감소하였고, Ofunato 지진파를 사용한 결과, 사력재료의 전단탄성계수가 약 7배 증가하면 CFRD 정상부 침하량은 최대 약 5배 감소하였다.
- (5) 본 연구에서는 민감도분석 결과와 전단탄성계수 변화에 따른 CFRD 동적해석 결과로부터, 사력재료의 전단탄성계수와 간단한 댐 정보(설계진도, 댐 높이 등)를 이용하여 지진하중 작용시 CFRD 정상부 침하량을 개략적으로 추정하는 방법을 제안하였다.
- (6) 제안된 추정법은 향후, 다른 CFRD에 대한 추가해석을 수행하여 댐 높이 차에 따른 댐 고유진동수 영향을 보정하고, 사력재료에 대한 현장시험결과나 보다

정확한 문헌제시 값들의 보충으로 물성 통계값의 정확도를 향상시킨다면 최초 CFRD 내진설계 단계나 안정성 평가 여부를 결정하는 단계에 있어 보다 유용한 정보를 제공할 수 있을 것으로 기대된다.

참 고 문 헌

1. 배규진, 이두화, 장수호, 김영근 (2003), 슛크리트 라이닝의 거동해석에 영향을 미치는 입력변수들에 대한 민감도분석, *대한토목학회 논문집*, 제23권 제15C호, pp.345-356.
2. 한국수자원공사 (2005), *해석 및 조사를 통한 지반의 정적·동적물성치 산정기법 개발*, 한국수자원공사 연구보고서, KIWE-GG-05-05, pp.63.
3. 한국수자원학회 (2003), *댐설계기준*, pp.453-471.
4. 한국시설안전기술공단 (2004), *기존 댐의 내진성능 평가 및 향상요령*, pp.50-99.
5. McKay, M.D., Beckman, R.J. and Conover, W.J. (1979), "A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code", *Technometrics*, Vol.21, No.2, pp.239-245.
6. Saltelli, A., Chan, K., and Scott, E.M. (2000), *Sensitivity analysis*, John Wiley & Sons Ltd., England.
7. Seed, H.B. and Seed, R.B. (1985), "Seismic Design of Concrete Faced Rockfill Dams", *Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*, *Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, Michigan, 1985, pp.459-478.
8. Uddin, N. (1992), "Seismic analysis of earth-core and concrete-face rockfill dams." PhD thesis, State Univ. of New York at Buffalo.

(접수일자 2006. 8. 2, 심사완료일 2006. 12. 23)

암반 불연속면 탐측을 위한 초음파 반사 이미지 - 실내실험

Ultrasonic Reflection Imaging for Discontinuity Detection of Rock Mass - Laboratory Study

이 종 섭¹ Lee, Jong-Sub

김 승 선² Kim, Seung-Sun

김 동 현³ Kim, Dong-Hyun

김 옥 영⁴ Kim, Uk-Young

이 인 모⁵ Lee, In-Mo

Abstract

The purpose of this study is the development and application of a high resolution ultrasonic wave imaging system to detect discontinuity plane in lab-scale rock models. This technique is based on received time series which capture the multiple reflections at interface. This study includes the fundamental aspects of ultrasonic wave propagation in rock mass, the selection of the optimal ultrasonic wave transducer, data gathering, a signal processing, imaging methods, and experiments. Experiments are carried out by the horizontal movement and rotation devices. Experimental studies show the discontinuity is well detected by the horizontal movement and rotation devices under water. Furthermore, the discontinuity and the cavity on the plaster block are identified by the rotation device. This study suggests that the new method may be an economical and effective tool for the detection of the discontinuity on rock mass.

요 지

본 논문의 목적은 초음파 탐사 방법을 이용하여 지반내의 불연속 물질을 탐측할 수 있는 고해상도의 시스템을 개발하고 실내에서 적용하는 것이다. 초음파 탐측 방법은 불연속면의 경계면에서 반사되어온 반사파를 탐측하고, 이를 배열하여 불연속면의 존재를 찾는 방법이다. 본 논문은 암반내 초음파의 전달 양상, 최적화된 트랜스듀서의 선택, 데이터 획득, 신호처리 방법, 영상화 기법, 그리고 실내 적용실험을 포함하고 있다. 실내실험은 수평이동장치와 회전이동장치를 이용하여 수행된다. 수중에서 수평이동 및 회전실험 결과, 불연속면의 위치와 크기가 정확하게 평가 되었다. 또한 석고시료에서 회전실험결과 석고 내에 존재하는 균열과 공동이 비교적 정확하게 영상화됨을 알 수 있다. 본 논문은 새롭게 제시된 방법이 암반 불연속면 탐측에 매우 경제적이고 효과적인 방법이 될 수 있음을 보여준다.

Keywords : Cavity, Coupling, Directivity, Discontinuity, Impedance, Reflection, Signal processing, Transducer, Ultrasonic waves

1 정회원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Korea Univ.)

2 고려대학교 사회환경시스템공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Korea Univ.)

3 GS 건설 지하공간팀 과장 (Manager, GS Engrg. & Construction, Geosystem Engrg. Team)

4 GS 건설 지하공간팀 대리 (Assistant Manager, GS Engrg. & Construction, Geosystem Engrg. Team)

5 정회원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Korea Univ., inmolee@korea.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

터널의 조사와 시험은 노선 계획단계에서부터 공사 단계까지 여러 가지 목적에 따라 실시되고 있다(한국지반공학회 1997). 노선 계획단계에서 수행되는 사전 조사단계에서는 광역 조사 및 지표 지질 조사, 물리 탐사, 그리고 현장 조사 및 시험 등을 포함한다. 터널 시공 중 위험 구간을 사전에 예측하기 위하여 막장 전방에 대하여 지질 맵핑(mapping), 선진수평보링, Tunnel Seismic Prediction(TSP) 등과 같은 여러 가지 지반조사가 수행되고 있다. 지질 맵핑의 경우 직접적이고 신뢰성이 높으나 막장의 표면에 국한되어 터널 전방의 예측에는 한계가 있으며, 선진 수평 보링의 경우 눈으로 직접 확인하는 장점이 있으나 일차원적인 조사 방법으로 국부적인 변화를 검출하기가 어려우며, 많은 시간과 고가의 비용이 소요되는 단점이 있다. 그리고 TSP의 경우 절리 혹은 파쇄대 등의 파악에 유리하고 조사 범위가 비교적 크나, 공동이나 수평 절리의 판단이 어렵고 탄성과 발신을 위해서 발파를 이용해야 한다는 단점이 있다.

그림 1(a)는 탄성파를 이용한 대표적인 터널막장 전방 파쇄대 예측방법인 TSP 방법을 보여주고 있다(이인모 외 2002). TSP 방법에서는 그림 1(a)와 같이 여러 개의 발파공(source)에 대하여 장약 후 발파를 실시하여 파를 발생시키며, 불연속면으로부터 되돌아온 반사파를 하나의 수신원에서 획득하여 불연속면에 대한 정보를 획득하는 방법이다. 일반적으로 TSP 방법의 탐측범위는 100m 이상인 것으로 알려져 있다. TSP 방법에서는 파의 발생을 위하여 발파를 이용하므로 파가 모든 방향으로 전파되므로 측정된 파의 해석을 위해서 복잡한 과정이 필요하다. 압축파(P-wave)의 주파수가 20kHz이상이면 초음파

(ultrasonic wave)라고 불리며 초음파가 전파되면서 매질과 임피던스(impedance)의 차이가 발생한 경계면에서 초음파가 다시 반사되어 되돌아 온다(Richert et al. 1970; Aki and Richards 1980). 이와 같은 개념을 이용하여 금속들의 결함부위를 찾는 비파괴시험(McIntire 1991), 수중에서 잠수함의 운행을 돕는 수중항해(underwater navigation), 해양탄성과 탐사(Waters 1992) 등이 실생활에 적용되고 있다. 뿐만 아니라 초음파의 주파수를 MHz이상으로 올려 의학분야에서 태아의 건강상태 검진용으로 매우 활발하게 적용되고 있다(Gomm and Mauseth 1999).

본 연구에서는 그림 1(b)와 같이 수중항해나 의학분야에 적용되는 초음파 반사법을 터널 막장 전방조사에 적용하기 위해 실내실험을 수행하였다. 즉, 파의 발신과 수신을 위해서 초음파 트랜스듀서를 이용하여 동일한 지점에서 파를 발생시키고 불연속 구간으로부터 되돌아온 반사파를 획득하는 방법을 이용한 것이다.

본 논문에서는 트랜스듀서를 적용하여 터널막장 불연속면의 탐측방법을 조사하기 위한 것으로 트랜스듀서의 구성과 파의 지속시간, 해상도와 탐측심도와 관련된 트랜스듀서의 특징을 우선 조사하였다. 트랜스듀서에서 발산된 빔의 근접장(near field)과 원거리장(far field)에서 영향과, 원거리장에서 지향성(directivity)을 조사하였다. 그리고 탐측 시 측정되는 직접 전달파를 제거하는 방법과 트랜스듀서와 시험체 사이의 커플링층(coupling layer)의 선택방법을 살펴보았다. 또한 측정된 신호의 영상화를 위한 신호처리 과정을 소개한 후, 수중에서 고체 파라핀 불연속면에 대한 수평이동 실험과 석고 블럭에 대한 회전이동 실험을 통하여 이미지 획득하였다. 마지막으로 수평이동과 회전이동 실험을 통하여 산정된 이미지를 비교·분석하였다.

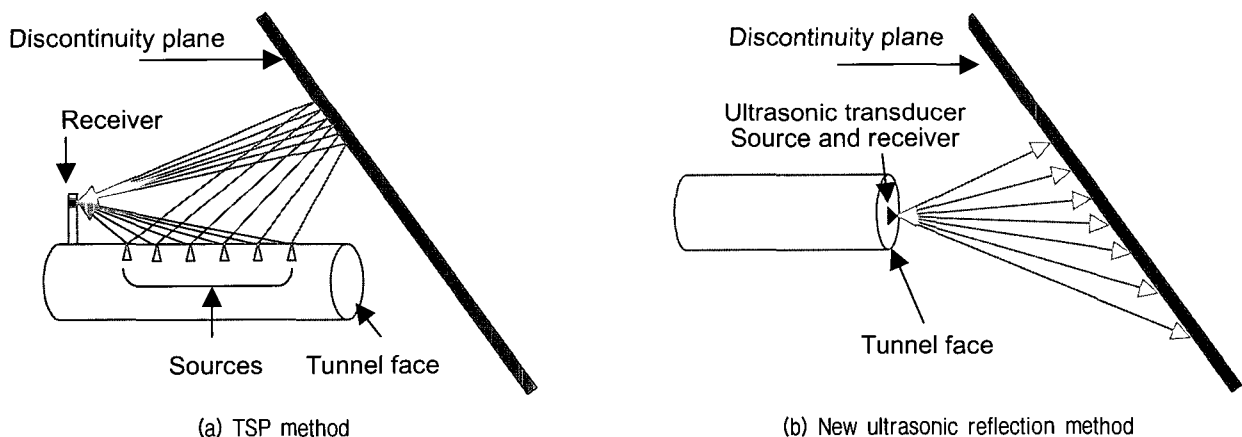


그림 1. 새로운 초음파 탐측 방법과 TSP의 개요도

2. 트랜스듀서(Transducer)

트랜스듀서는 기계적 신호를 전기적 에너지로, 또는 전기적 에너지를 기계적 신호로 바꾸어 주는 장치이다. 이 장치는 초음파 탐측 시 파의 송신과 수신 용도로 사용된다. 초음파 트랜스듀서의 이용 시 주파수에 따라 해

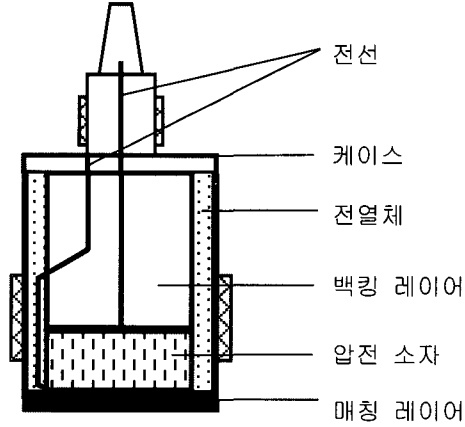


그림 2. 트랜스듀서의 구성

상도 및 탐측 심도가 좌우된다.

2.1 트랜스듀서의 구성

트랜스듀서는 그림 2와 같이 파를 발생시키는 압전소자(piezoelectric element)와 케이싱(casing), 매칭 레이어(matching layer), 백킹 레이어(backing layer), 케이블, 전열체 등으로 구성되어 있다(Lee and Santamarina 2004).

2.1.1 백킹 레이어(Backing layer)

여진 주파수로 인하여 물체는 자신의 주파수에서 진동하는 울림(ring) 현상이 있다. 이런 외부의 울림 현상은 트랜스듀서의 압전소자의 뒤에 뒷채움 물질로 조절할 수 있다. 이런 뒷채움 물질을 백킹 레이어(backing layer 또는 backing block)라 한다. 그림 3과 같이 뒷채움 물질의 댄핑이 높으면 신호의 지속 시간은 짧아지게 되고 진폭도 감소하게 되며, 낮은 댄핑의 뒷채움 물질을 사용하면 신호의 지속 시간은 길어지고 진폭의 감소도 적다(Wells

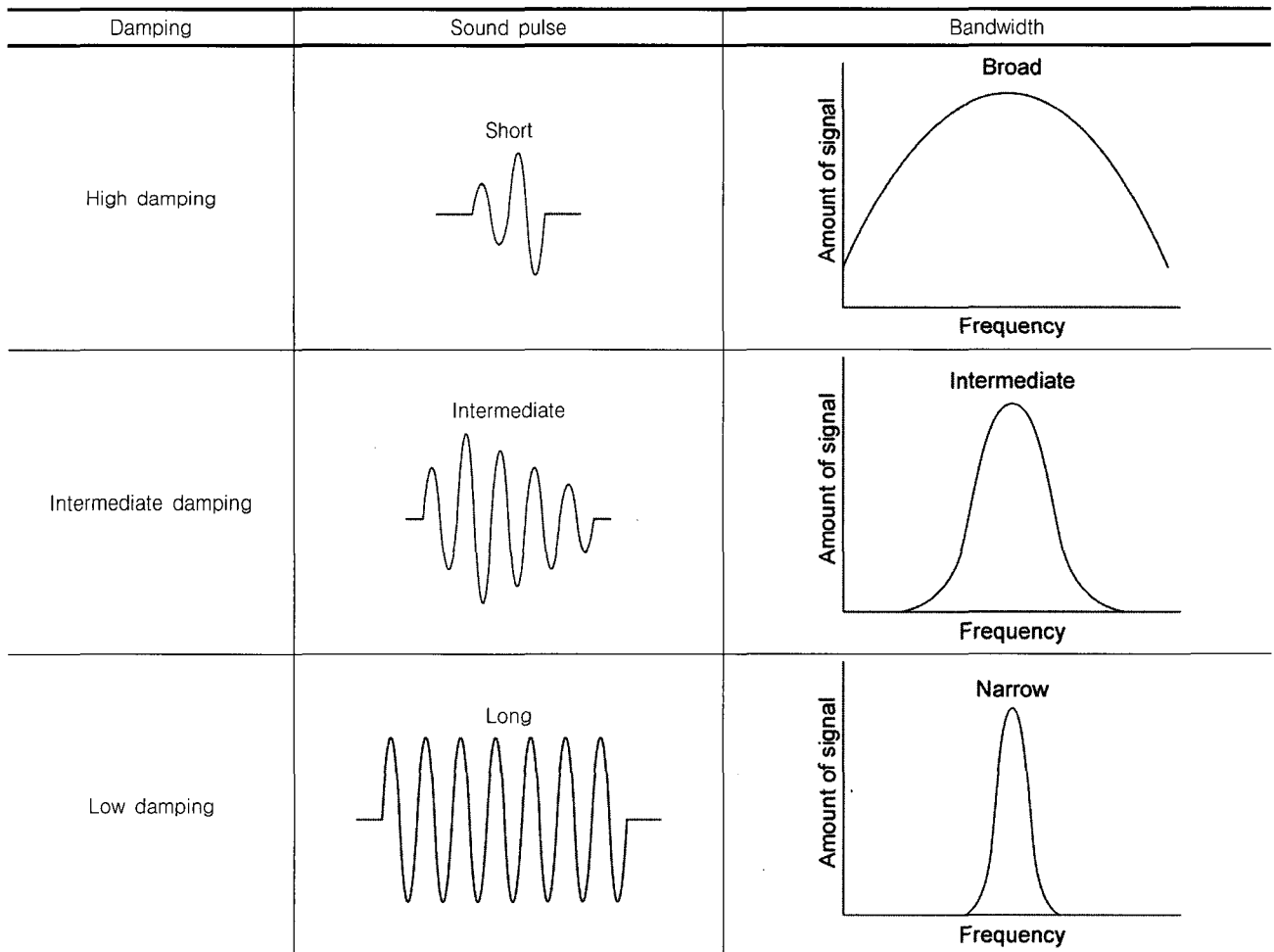


그림 3. 댄핑과 파동의 지속시간에 따른 주파수의 대역(Wells 1977; Zagzebski 1996)

1977). 진동의 지속 시간이 짧을수록 트랜스듀서의 측 해상도를 증가시킬 수 있으므로 불연속 지반을 탐측하기 위해서는 높은 댐핑을 가진 트랜스듀서를 사용해야 한다.

2.1.2 매칭 레이어(Matching layer)

매칭 레이어는 트랜스듀서와 매개체 사이의 중간물질로 트랜스듀서를 보호할 뿐만 아니라 트랜스듀서와 매질 사이 혹은 매질에서 트랜스듀서 사이에서 파의 효과적인 전달을 위한 부분으로써 트랜스듀서의 대역폭(bandwidth)과 민감도에 영향을 미친다. 매체와 트랜스듀서 사이의 큰 임피던스 차이는 반사율을 크게 하기 때문에, 중간 매체인 매칭 레이어는 반사파를 줄여 주는 역할을 한다. 또한 파의 에너지를 효율적으로 전달하여 트랜스듀서에 발생하는 울림 현상을 줄여주게 된다. 트랜스듀서는 일반적으로 하나의 주파수가 아니라 광역 주파수이므로 매칭 레이어는 중심 파장을 보내는 역할을 한다. 즉, band-pass filter 역할을 하게 된다(Zagzebski 1996). 매칭 레이어의 가장 적절한 두께는 파장의 1/4이다. 매칭 레이어의 임피던스는 트랜스듀서와 매질 사이의 중간 값을 갖도록 설계된다. 탐측 매질의 임피던스가 z_w 이고 트랜스듀서의 임피던스가 z_t 인 경우, 매칭 레이어의 임피던스가 $z_m = \sqrt{z_w \times z_t}$ 인 경우 가장 효율적인 것으로 알려져 있다(Hadjicostis et al. 1988). 매칭 레이어의 재질은 지향성 부분에서 언급한 렌즈의 설계에 영향을 주게 된다.

2.2 트랜스듀서의 특징

2.2.1 파동 지속시간

파의 진동이 시작되는 시간부터 끝나는 시간까지의 길이를 파장의 지속시간(pulse duration)이라 한다. 파장의 지속시간이 짧을수록 더 넓은 대역폭을 가지며 파장의 지속시간이 길수록 좁은 범위의 주파수 대역을 띄게 된다(그림 3).

2.2.2 해상도

해상도는 축방향 해상도(axial resolution)와 측방향 해상도(lateral resolution) 두 가지 종류가 있다. 축방향 해상도는 빔이 향하는 방향으로 매질과 다른 이질적 물질(anomaly) 간격이 어느 정도까지 측정이 가능한지를 나타내는 능력이며, 측방향 해상도는 축에 교차되는 방향으로 매질과 이질층을 구분할 수 있는 능력을 말한다(Zagzebski 1996). 트랜스듀서의 축방향 해상도는 펄스의 지속 시간, 즉 트랜스듀서에 의해 매질로 이동되는 음파의 펄스 지속시간과 트랜스듀서의 주파수에 의해 영향을 받는다. 그러나 트랜스듀서의 측방향 해상도는 트랜스듀서의 주파수뿐만 아니라 트랜스듀서의 크기와 방향성에 따라 달라지게 된다. 즉, 빔의 폭에 의해 결정된다. 만약 신호가 빔의 측방향이나 측방향에서 각기 다른 위치에서 반사되어온 신호가 왔을 때 시간 간격이 펄스의 지속시간보다 크다면 그림 4와 같이 신호는 분해가 가능해지게 된다. 그러나 짧은 지속시간은 더 넓은 주파수 대역폭을 나타낸다. 따라서 짧은 지속시간은 축

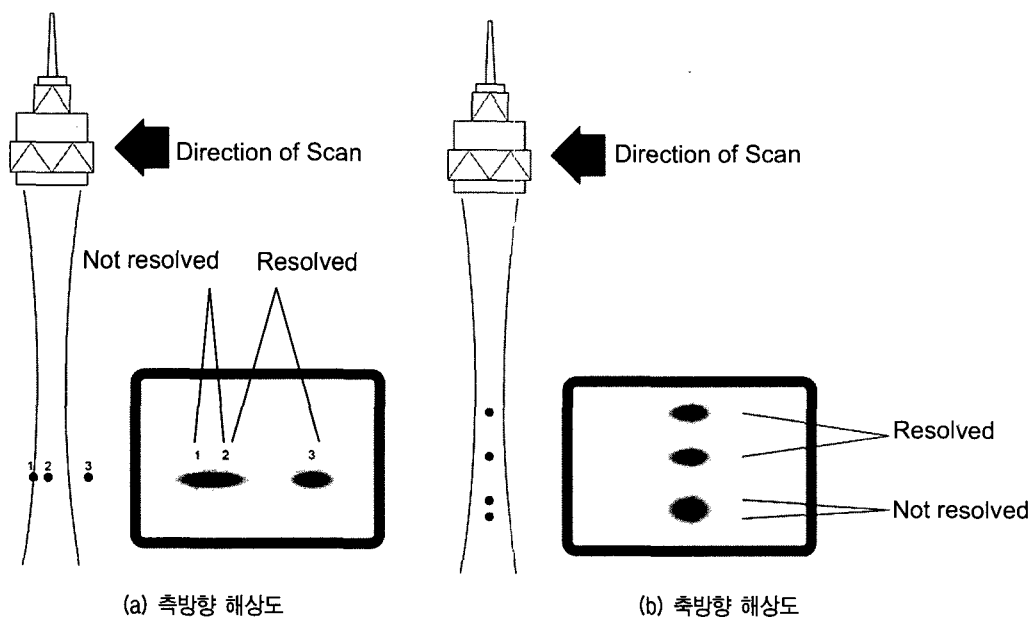


그림 4. 트랜스듀서의 축해상도와 측해상도의 모식도(Zagzebski 1996)

방향 해상도를 증가시키지만 민감도를 낮추게 된다. 초음파를 이용한 영상화 기법을 적용한 경우 높은 댐핑(damping)을 가진 트랜스듀서를 사용하여 파의 지속시간을 짧게 하여 해상도를 높이고, 낮아지는 민감도는 출력 에너지나 입력에너지를 조절함으로써 극복해야 한다.

2.2.3 탐측 심도(Skin depth)

주어진 매질의 깊이 혹은 민감도(sensitivity) 내에서 매질과 이질층을 측정할 수 있는 능력을 신호의 진폭이라고 한다. 민감도는 전달파의 에너지가 크거나 혹은 수신기로 되돌아 오는 파의 크기가 클 때 향상된다. 따라서 반사파의 진폭은 감쇠 α 와 탐측 가능한 최대 깊이인 탐측 심도(skin depth, S_d)에 따라 변하게 된다. 탐측 심도는 식 (1)과 같이 표현된다(Santamarina et al. 2001).

$$S_d = \frac{1}{\alpha} = \frac{V}{2\pi Df} \quad (1)$$

여기서, V 는 초음파 속도, D 는 댐핑 비율(damping ratio)

이고, f 는 주파수이다. 주파수가 증가함에 따라 해상도는 증가하지만 탐측심도는 감소하게 된다.

2.3 트랜스듀서의 선택

본 논문에 사용된 트랜스듀서는 초점방식(focal type)의 트랜스듀서(Panametrics A3441)와 비초점방식(nonfocal type)의 트랜스듀서(Panametrics V318)로, 두 종류의 트랜스듀서가 사용되었다. 두 트랜스듀서는 직경이 19mm, 공진주파수가 500kHz로 동일하며 또한 모두 수중에서 사용하기에 적합한 immersion type이다.

3. 트랜스듀서의 빔 특징

3.1 기본 이론

3.1.1 근접장(Near field)과 원거리장(Far field)

비초점 방식의 트랜스듀서는 그림 5와 같이 일반적으

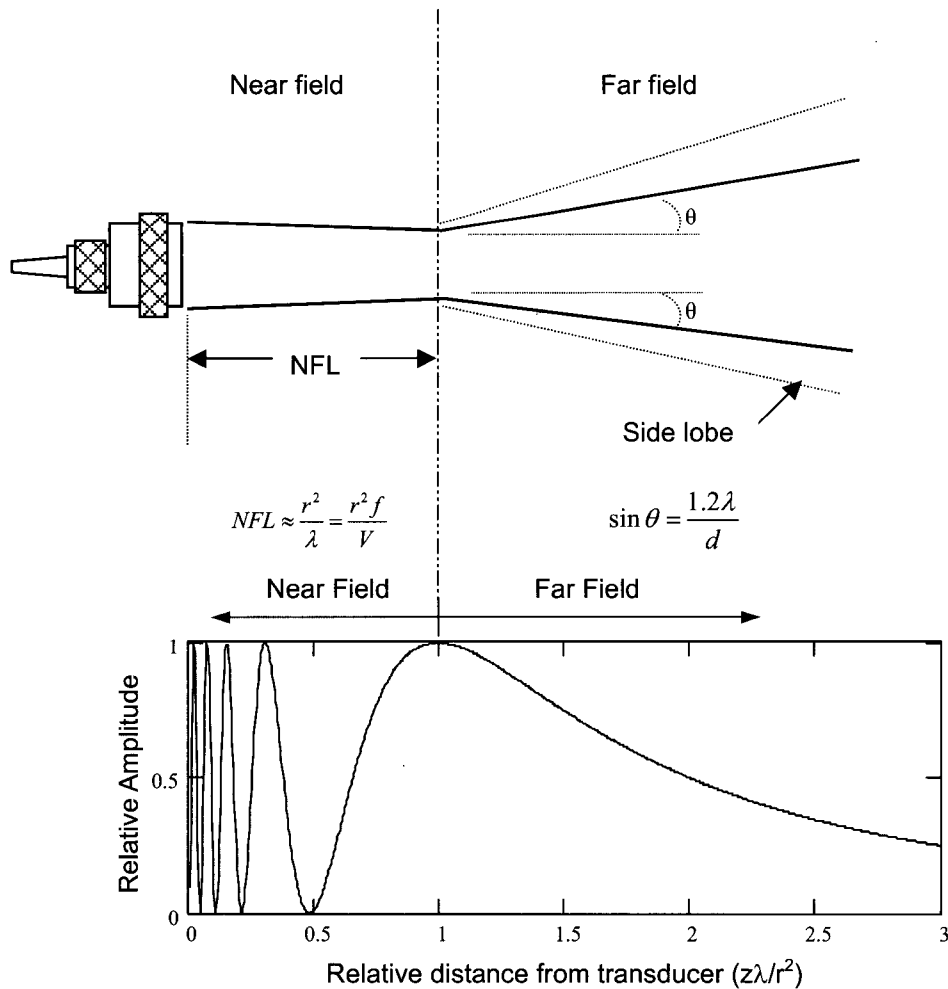


그림 5. 트랜스듀서 빔의 특징

로 두 가지로 구분되는 빔의 구간이 있다. 그 두 구간은 근접장(near field)과 원거리장(far field)이다. 근접장은 Fresnel Zone 라고도 하며, 원거리장은 Fraunhofer Zone 라고 한다. 근접장 구간(Near Field Length, NFL)은 아래 식 (2)와 같다(Krautkramer and Krautkramer 1990).

$$NFL \approx \frac{r^2}{\lambda} = \frac{r^2 f}{V} \quad (2)$$

여기서, r 은 트랜스듀서의 반경, λ 는 파장, f 는 주파수, 그리고 V 는 초음파 속도이다. 근접장내에서 진폭은 공간적으로 높은 파동을 보이다가 점차 감소하게 된다. 그러나 이 감소는 기하학적인 감소 경향을 보이는 것은 아니다. 트랜스듀서의 직경이 크거나 주파수가 높은 트랜스듀서의 경우 근접장 구간이 길어지게 된다.

3.1.2 파의 지향성(Beam directivity)

트랜스듀서로부터 발생되는 파는 전방향으로 발산하게 된다. 그러나 실험에 사용되는 트랜스듀서는 그림 5와 같이 중심축으로 지향하여 발산하게 되는 형태이다. 이런 파는 반경방향으로 벗어날수록 에너지가 소산되어 사라지게 된다. 이와 같이 소산되는 구간을 로브(lobe)라고 한다. 파가 어느 정도의 각도로 발산하는 지를 나타내는 것이 지향성(directionality)이다. 원거리장에서

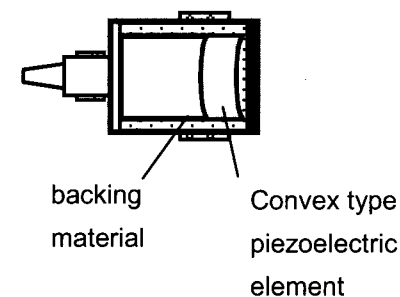
발산각은 다음 식 (3)과 같다(Zagzebski 1996).

$$\sin \theta = \frac{1.2\lambda}{d} = \frac{1.2V}{fd} \quad (3)$$

여기서 θ 는 발산각, λ 는 파장, d 는 트랜스듀서의 직경을 의미한다. 발산각은 매질의 속도가 크거나 트랜스듀서의 주파수가 작거나, 직경이 작은 경우 커지게 된다.

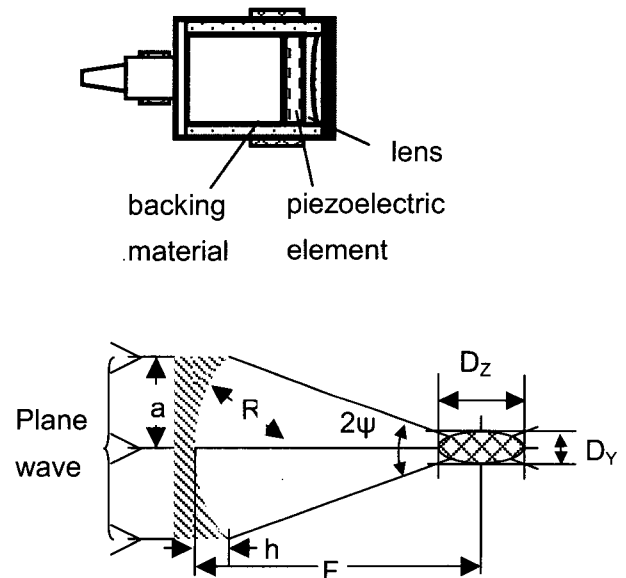
3.2 지향성(Directivity)의 향상

트랜스듀서의 지향성을 향상 시키기 위해 기초 광학의 원리를 적용할 수 있다. 이때 고려되는 초점 구간이 파장보다 매우 크지 않는 경우에는 광학 이론에서 벗어나게 된다. 즉, 그림 6(a)와 같이 트랜스듀서의 압전 소자를 곡면으로 만들어 빔을 집중시키는 방법과 그림 6(b)와 같이 트랜스듀서의 압전 소자 앞에 렌즈를 부착하여 지향성을 향상시키는 방법이 있다. 곡면의 압전 소자를 사용할 경우 그림 6(a)와 같이 초점 거리 F 는 한 점으로 표시될 수 있지만, 렌즈를 부착한 경우에는 그림 6(b)와 같이 초점 거리가 한 점으로 나타나지 않고 초점 구간으로 표시된다. 이런 렌즈로는 물보다 초음파 속도가 빠른 가공된 형태의 고체를 사용하는 것이 일반적이다. 렌즈를 사용한 경우, 트랜스듀서의 중심축으로부터



a : 트랜스듀서의 반경
 R : 압전소자의 굴곡 반경
 F : 초점 거리

(a) 굴곡의 압전 소자를 사용한 초점 방식 및 초점 거리



(b) 렌즈를 사용한 초점 방식 및 초점 영역

그림 6. 트랜스듀서의 초점 방식과 초점 거리(Krautkramer and Krautkramer 1990)

수렴 영역이 만나는 중심점까지의 거리를 초점 거리(F)라고 한다. a 를 렌즈의 반지름, R 이 렌즈의 곡률 반경이고, 2ψ 가 초점각이라고 할 때, 렌즈의 구면으로부터 외각의 높이 h 가 $0.1R$ 이하일 경우에, 초점 거리 F 는 다음과 같다(Wells 1977).

$$F = R / (1 - 1/n) \quad (4)$$

여기서 $n=V_1/V_2$ 이며 V_1 은 렌즈에서의 초음파 속도이고 V_2 는 전달 매개체의 초음파 속도이다.

그림 7은 트랜스듀서의 지향성을 측정할 실험 개요도이다. 지향성 실험은 물속에서 발신기와 수신기 사이의 축방향 거리를 고정시킨 후 한쪽 트랜스듀서를 수평방

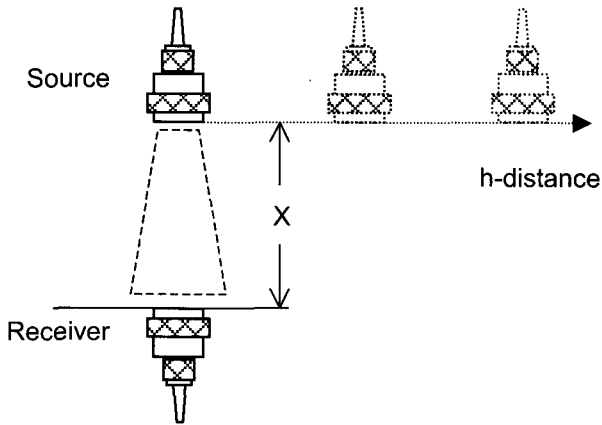


그림 7. 지향성 실험 개요도(Lee and Santamarina 2004)

향으로 이동시키면서 진폭의 변화를 측정하는 실험이다. 초점방식의 트랜스듀서(A3441)와 비초점 방식의 트랜스듀서(V318)를 적용하여 그림 8과 같은 결과를 얻었다. 그림 8(a)와 같이 초점 방식의 트랜스듀서 A3441이 그림 8(b)와 같이 비초점 방식의 트랜스듀서 V318 빔보다 발산되지 않음을 알 수 있다. 즉, 초점방식이 비초점 방식보다 지향성이 큼을 보여준다. 한편 비초점 방식의 트랜스듀서 V318의 지향성을 향상시키기 위해 트랜스듀서 앞에 곡면의 초점 렌즈(matching lens)를 부착시킬 수 있으며 그 결과는 그림 8(c)와 같다. 그림 8(c)와 같이 초점 렌즈를 부착할 경우 트랜스듀서의 지향성이 월등히 향상됨을 보여준다.

4. 탐측 시 고려사항

탐측 시스템을 이용하여 불연속면을 탐측하기 위해서는 불충분한 샘플링(sampling)으로 인한 영상신호의 결함인 공간적 및 시간적 에일리아싱(aliasing)을 피하여야 한다. 에일리아싱은 샘플링 주파수와 샘플링 간격을 조절하면 쉽게 해결될 수 있다. 그러나 트랜스듀서에서 트랜스듀서로 직접 전달되는 기계적 신호와 트랜스듀서와 측정하려는 시험체 사이에 존재하는 커플링층(coupling layer)의 선택은 실험을 통하여 해결하여야 한다.

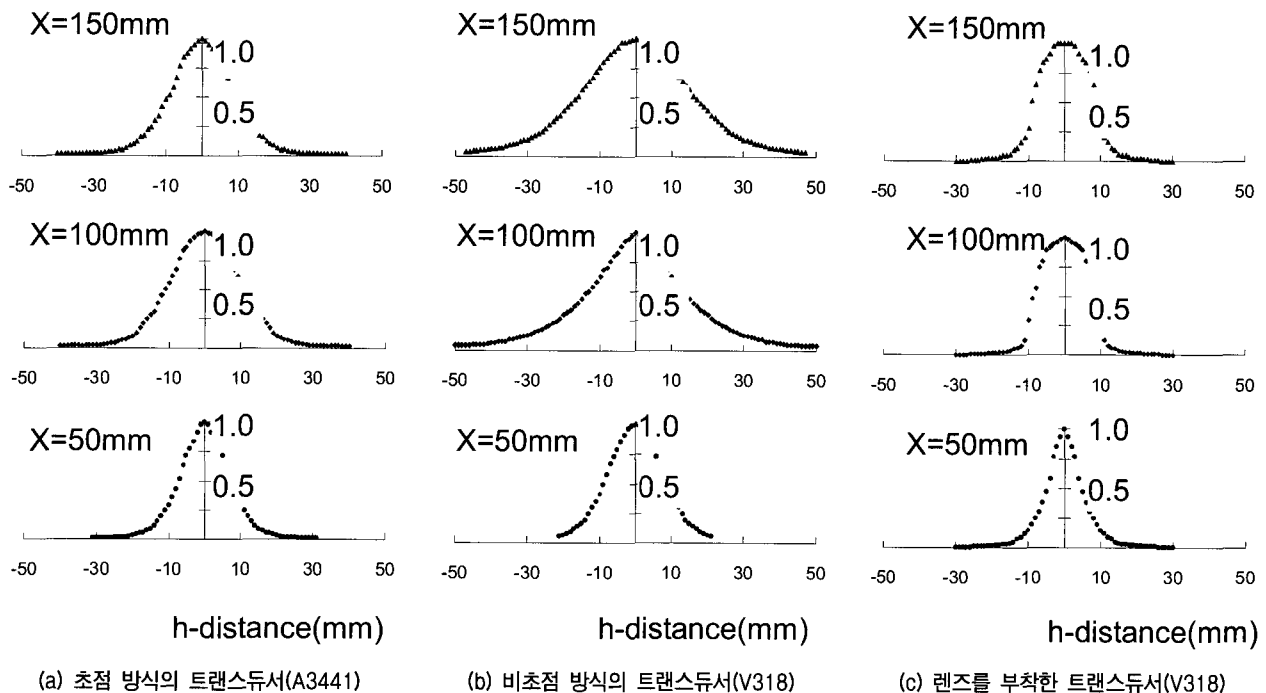


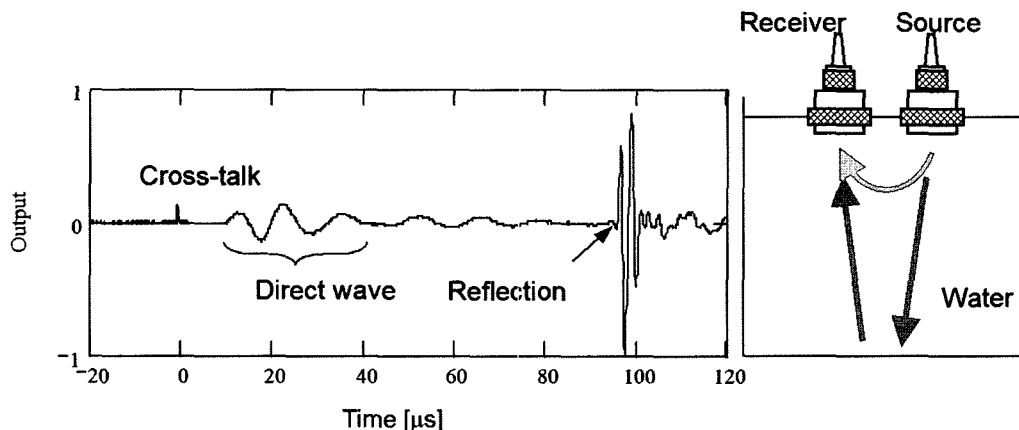
그림 8. 트랜스듀서 지향성 실험 결과

4.1 직접 전달파(Directly transmitted waves)

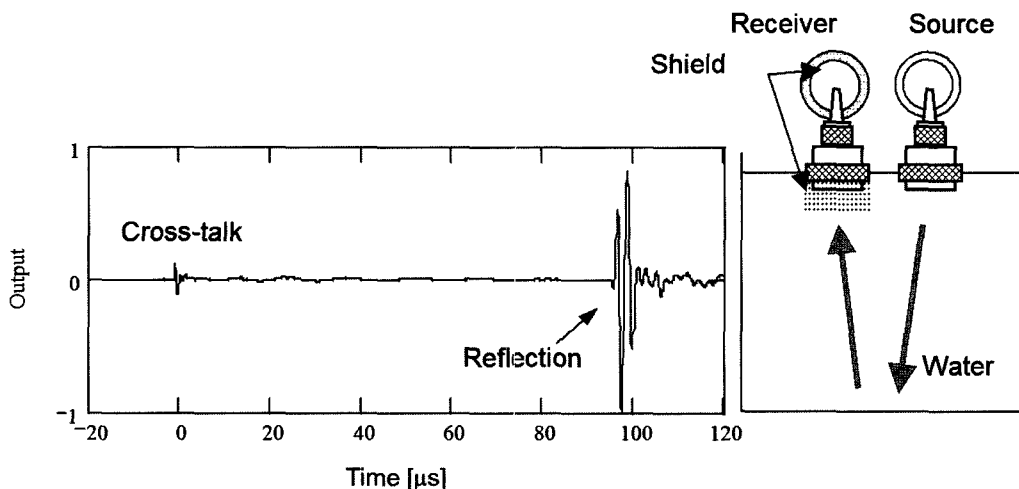
발신용 트랜스듀서에서 수신용 트랜스듀서로 직접 전달되는 그림 9(a)와 같은 기계적 신호는 측정신호의 노이즈(noise)를 증가시키며 그 크기 또한 커서 반사파의 크기를 상대적으로 작아지게 하여 신호처리를 어렵게 한다. 직접 전달되는 신호는 신호 중첩(stack)을 통해서도 제거되지 않는다. 직접 전달파가 매질을 통한 신호이기 때문에 기계적 장치를 설치하여 제거하려 하였다. 그림 9(b)와 같이 발신용 트랜스듀서나 수신용 트랜스듀서 중 한 개에 대하여 방어벽(barrier or shield)을 설치하였다. 방어벽은 여러 층으로 구성된 알루미늄 호일을 사용하여 각 층마다 반사와 전달을 통하여 파의 전달을 차단시켜 그림 9(b)와 같이 매우 선명한 신호를 신호처리과정 없이 얻을 수 있었다.

4.2 커플링층(Coupling layer)

트랜스듀서와 측정하려는 시험체 사이에 중간층을 커플링층(coupling layer)이라고 한다. 트랜스듀서로부터 시험체로 파의 에너지 전달을 높이기 위하여 커플링층으로 사용될 매질을 결정하여야 한다. 커플링층의 매질로써 진공그리스(vacuum grease)와 물을 실험하였다. 트랜스듀서와 대상 매체 사이에 진공그리스를 적용하여 밀착이 완전히 이뤄지지 않은 경우에는 그림 10(a)와 같이 반사파의 신호가 매우 미약함을 알 수 있다. 그러나 대상 매질과 트랜스듀서를 완전히 밀착시킨 경우, 그림 10(b)와 같이 반사파의 신호가 상당히 뚜렷하게 나타나고 있음을 알 수 있다. 진공그리스를 이용해 트랜스듀서를 밀착시킨 경우 시험대상체 표면으로 직접 전달파(directly transmitted wave)가 발생함에 주의하여야 한다. 한편 커플링층으로 물을 사용하고 방어벽을 설치한

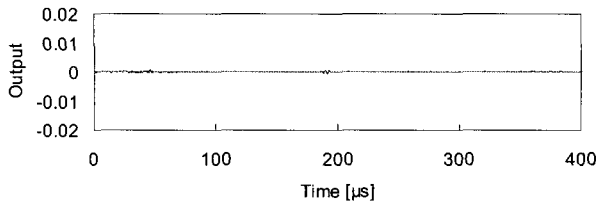


(a) 실드가 없는 경우

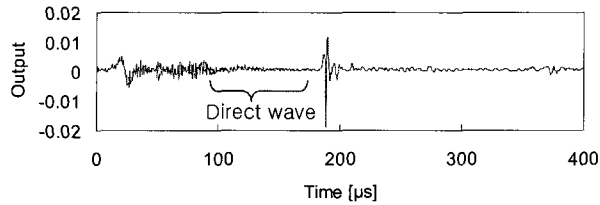


(b) 실드가 있는 경우

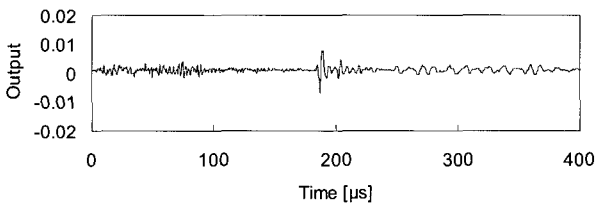
그림 9. 직접 전달파를 제거 방법(Lee and Santamarina 2004)



(a) 진공 그리스 - 밀착 상태가 나쁜 경우



(b) 진공 그리스 - 밀착 상태가 좋은 경우



(c) 물

그림 10. 트랜스듀서와 시료의 커플링층에 따른 반사파 특성

경우 그림 10(c)와 같은 신호가 얻어졌다. 물을 사용한 경우 잘 밀착시킨 진공그리스 보다 민감도가 떨어지지만, 트랜스듀서를 수평이동 또는 회전시키면서 반사파를 탐측해야 하는 경우에는 이동시에도 그 접촉성을 유지할 수 있는 물이 효율적인 것으로 나타났다.

트랜스듀서의 매칭레이어와 시험대상체의 중간 정도의 임피던스(impedance)를 갖는 재료를 커플링층으로 사용하는 것이 에너지 전달에는 가장 효율적일 수 있을 것으로 판단되어 물과 분말가루를 혼합한 복합재료를 사용하여 반사파를 측정하였다. 그러나 이와 같은 복합 재료를 커플링층으로 사용한 경우, 댐핑 효과가 크게 증가하여 반사파의 민감도가 오히려 감소하는 경향을 보였다. 이와 같은 이유로 본 연구에서는 트랜스듀서와 대상 시험체 사이의 커플링층으로 물을 사용하였다.

5. 신호 처리 및 영상화

탐측된 신호는 잡음 신호를 포함하고 있으며, 불필요한 대역의 신호가 존재한다. 또한 거리에 따라 감쇠 현상에 의해 신호의 진폭이 감쇠되게 된다. 따라서 탐측된 신호를 이용해 불연속 지반에서 불연속 구간의 위치 및

형상을 알아내고 보기 쉽게 변환하기 위해 신호 처리가 필요하다. 신호 처리 과정은 크게 잡음을 줄이는 과정, 신호를 증폭시켜주는 과정, 신호를 변환하는 과정 그리고 영상화 하는 과정으로 나뉘게 된다.

5.1 잡음 조절

신호 잡음을 줄이기 위해 가장 중요한 부분은 탐측 시에 발생 할 수 있는 백색 잡음(white noise)을 최대한 줄여서 측정해야 한다는 것이다. 백색 잡음을 가장 효과적으로 제거할 수 있는 방법은 신호 중첩(stack)으로서 본 연구에서는 1개의 signal trace를 얻기 위하여 1024개의 신호를 중첩하였다. 이 과정을 통해 그림 11(a)와 같은 신호를 얻을 수 있다.

5.2 신호 증폭(Amplification) 및 보상(Compensation)

초음파 탐측을 통해 불연속면으로부터 되돌아온 신호는 수신용 트랜스듀서로 측정된다. 그러나 감쇠 현상(attenuation)으로 인해 측정된 신호의 민감도는 매우 작은 상태이다. 이 신호는 영상화하기에 미약하므로 되돌아온 신호를 증폭시켜주고 보상해주는 과정이 필요하다. 신호 보상은 탐측된 반사파를 시간 혹은 거리에 따라 신호 증폭의 크기를 증가시키는 방법으로써 본 논문에서는 시간에 따른 보상 즉, Time Gain Compensation (TGC) 방법을 적용하였다 (Zagzebski 1996). 이 보상 방법은 시간에 따른 일정 함수(gain curve)를 곱해 진폭을 증가시켜주는 방법으로, 그림 11(b)와 같은 logsig함수를 사용하였다. 그림 11(a)와 같은 원신호를 그림 11(b)의 logsig함수와 곱하여 그림 11(c)와 같이 보상이 이루어진 신호를 얻을 수 있다.

5.3 신호 변환(Demodulation and Rejection)

보상이 이루어진 신호의 영상화와 자료 분석을 용이하게 하기 위해서 신호를 변환하는 과정이 필요하다. 이런 신호 변환의 과정은 신호정류(retification), 이동평균(moving average), threshold를 통한 신호 제거(rejection)가 포함된다. 첫째, 신호 정류는 신호의 크기만을 얻기 위해 신호에 절대값을 취해주는 방법으로 그림 11(d)와 같은 결과를 얻을 수 있다. 둘째, 이동평균에서는 [1/20, 2/20, 4/20, 6/20, 4/20, 2/20, 1/20]의 kernel을 적용하였

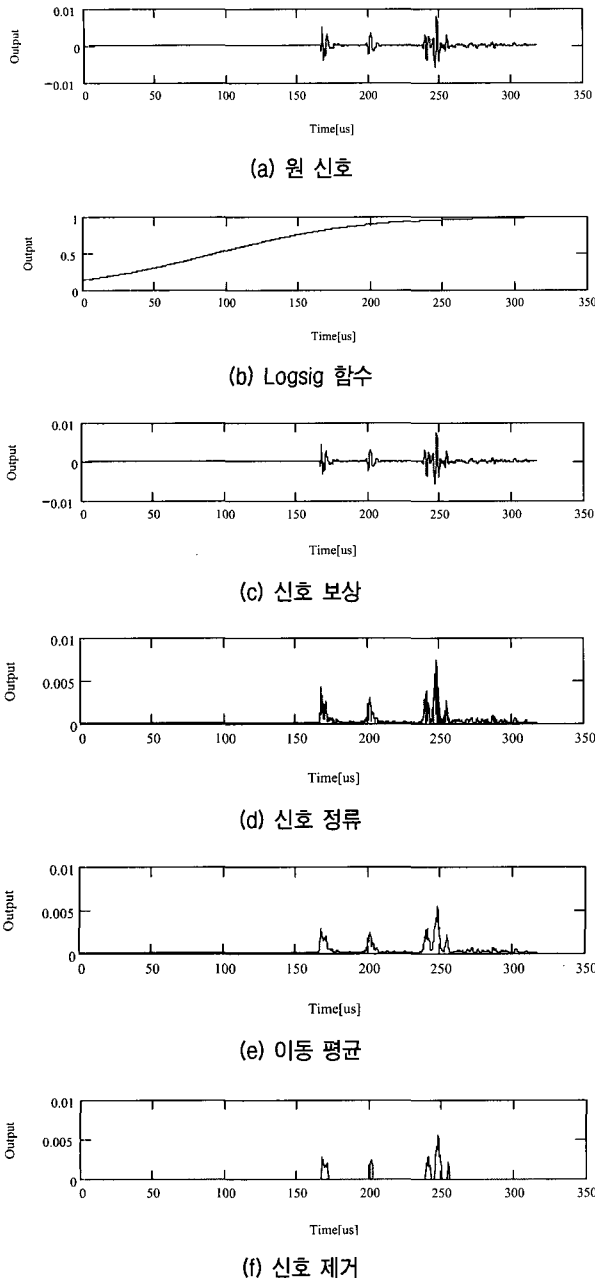


그림 11. 신호 처리 과정

으며(Santamarina and Fratta 1998) 그림 11(e)와 같은 결과를 얻을 수 있다. 마지막으로 신호 제거는 일정 미만의 신호는 탐측된 신호에서 중요한 정보는 포함하지 않는다고 판단되어 제거해주는 방법으로 본 연구에서는 최대 진폭에서 10%~20% 미만의 신호는 제거하여 그림 11(f)와 결과를 얻었다.

5.4 영상화

신호처리과정을 통한 신호를 영상화(imaging)에 적용

하며 영상화 방법은 두 가지 방법을 포함한다(Zagzebski 1996). 첫째, Amplitude mode(A-mode)로써 탐측된 반사파를 신호의 진폭(amplitude)에 따라 화면에 표시하는 방법으로 거리에 따라 진폭의 크기를 보여주는 방법이다. 이 방법은 반사파의 위상 변화와 신호의 구조와 관계를 연구하기 쉬운 방법이다. 하지만 이 방법은 신호를 하나의 선상에 두게 되어 전체의 신호를 보기에는 적합하지 않으며 신호의 처리 이전 보조적인 방법으로 사용되는 방법이다. 둘째, Brightness mode(B-mode)로써, 신호의 강도를 흑백의 밝기로 바꾸어주어 점으로 표현하는 방법으로 신호 강도가 큰 부분은 백색으로 작은 부분은 흑색으로 표현하는 방법이다.

6. 실내 모형 실험

초음파를 이용한 불연속지반의 탐측을 위하여 실내 실험을 통하여 적용성을 평가하였다. 이들 실험은, 1) 수중 파라핀 불연속면 탐측을 위한 수평이동 실험; 2) 석고 블럭의 절리와 공동과 같은 불연속면 탐측을 위한 회전이동 실험을 포함한다. 적용성 평가 실험에서는 초점방식이며 주파수가 500kHz인 A3441 트랜스듀서를 이용하였다.

6.1 수중 파라핀 불연속면 탐측을 위한 수평이동 실험

물속에 두께 35mm의 고체 파라핀을 설치한 후 그림 12(a)와 같이 한 쌍의 트랜스듀서를 수평 이동하면서 반사파를 측정하였다. 탐측간격은 공간적인 에일리어싱을 피하기 위하여 1mm(파장 $\lambda=3\text{mm}$)로 설정하였다. 탐측 결과는 신호처리 과정을 통하여 그림 12(b)와 같이 A-mode 또는 그림 12(c)와 같이 B-mode로 나타내었다. 사용된 트랜스듀서의 지향성이 높은 관계로 A-mode 및 B-mode 모두 파라핀의 실제 위치를 매우 잘 나타내고 있다. 또한 10mm 두께의 수조 바닥도 영상으로 잘 표현되고 있음을 알 수 있다. 그림 12와 같이 지향성이 높은 트랜스듀서를 사용하였기 때문에 지구물리에서 일반적으로 적용하고 있는 영상화를 위한 migration(자세한 내용은 Yilmaz 1988; Sheriff and Geldard 1995)과 같은 후처리 과정 없이도 상당히 선명한 이미지를 얻을 수 있다.

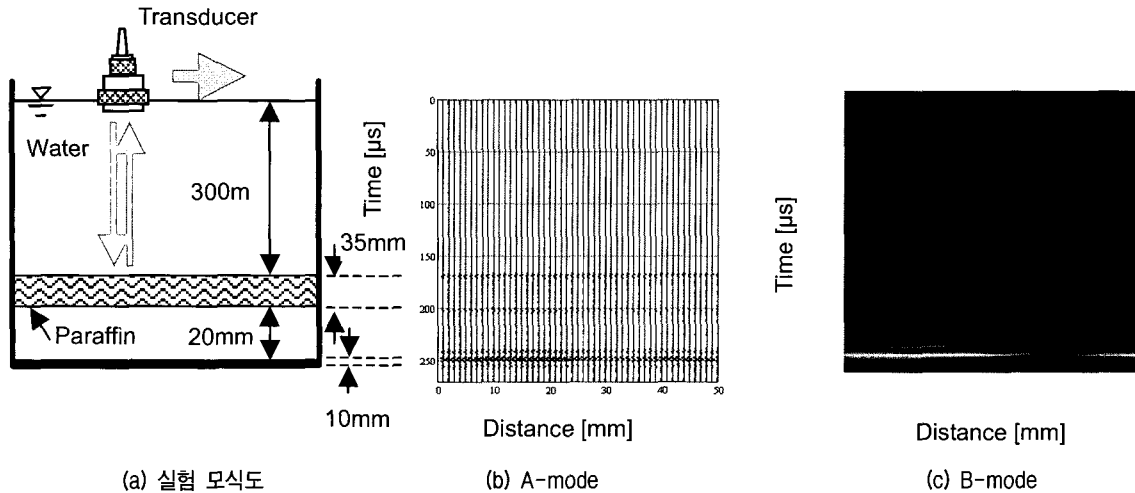


그림 12. 수중 파라핀 탐측 수평이동 실험

6.2 석고 블록의 불연속면 탐측을 위한 회전이동 실험

암반 내의 불연속면을 모델링하기 위해 300mm×300mm×150mm 크기의 석고시편(삼우화학 M30-3, 초음파 속도: 2650m/s)을 제작하였다. 석고의 상부는 회전 이동 장치가 회전 가능하도록 원형으로 제작하였으며 물을 커플링층으로 사용하였기 때문에, 물에 의해 석고의 재질의 변화가 없도록 상부에 방수 페인트를 이용하여 2~3mm 두께로 방수 처리하였다. 석고시료의 바닥 면에서 탐측간격이 1.134mm 정도가 되도록 시료상부에서 트랜스듀서를 회전시켰다. 실험에는 1) 건전한 석고 블록, 2) 경사 균열이 존재하는 석고 블록, 3) 공동이 존재하는 석고 블록과 같이 3종류의 시편이 이용되었다.

(1) 건전한 석고 블록

건전한 석고 블록에 대한 회전이동 실험결과를 그림 13에 실험 모식도와 함께 나타내었다. 약 200μs 구간에 반사파가 크게 발생하며 석고의 초음파 속도를 고려할 경우, 파는 깊이 약 260mm에서 반사되었으며, 이 값은 시험체의 표면부터 바닥면까지의 길이와 일치한다. 즉, 바닥면이 석고와 공기의 경계면으로 임피던스 값에서 큰 차이가 발생하여 파가 반사되었음을 보여준다.

(2) 경사 균열이 존재하는 석고 블록

석고 시험체는 경사 균열 그림 14(a)와 같은 1개의 경사균열과 바닥면으로 두 개의 불연속면이 존재한다. 경사균열 상하부의 석고 시험체는 진공그리스를 사용하여 밀착시켜 경사균열부에서 에너지 전달을 높이려고

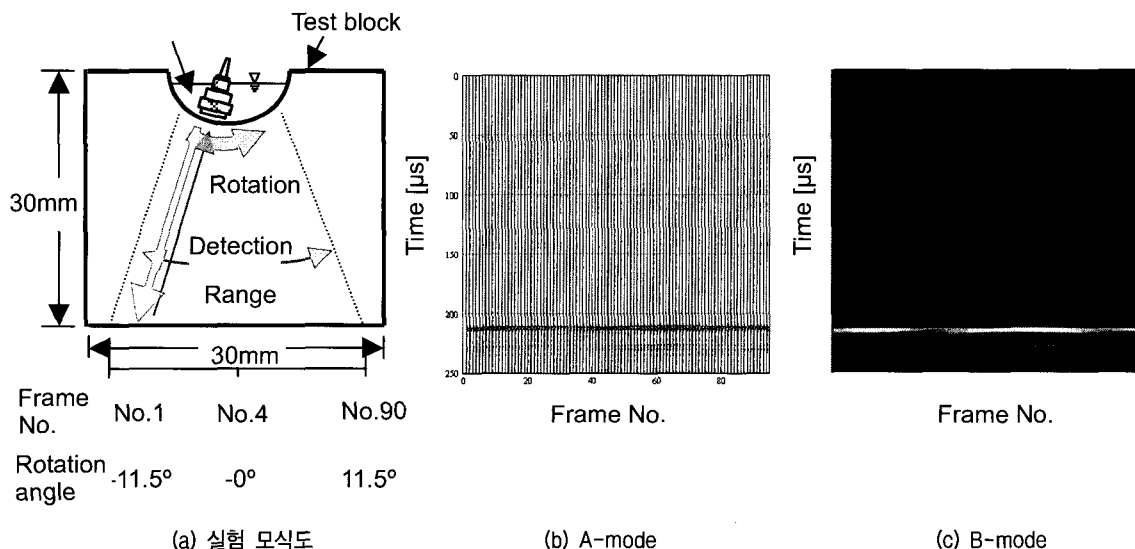


그림 13. 건전한 석고 블록

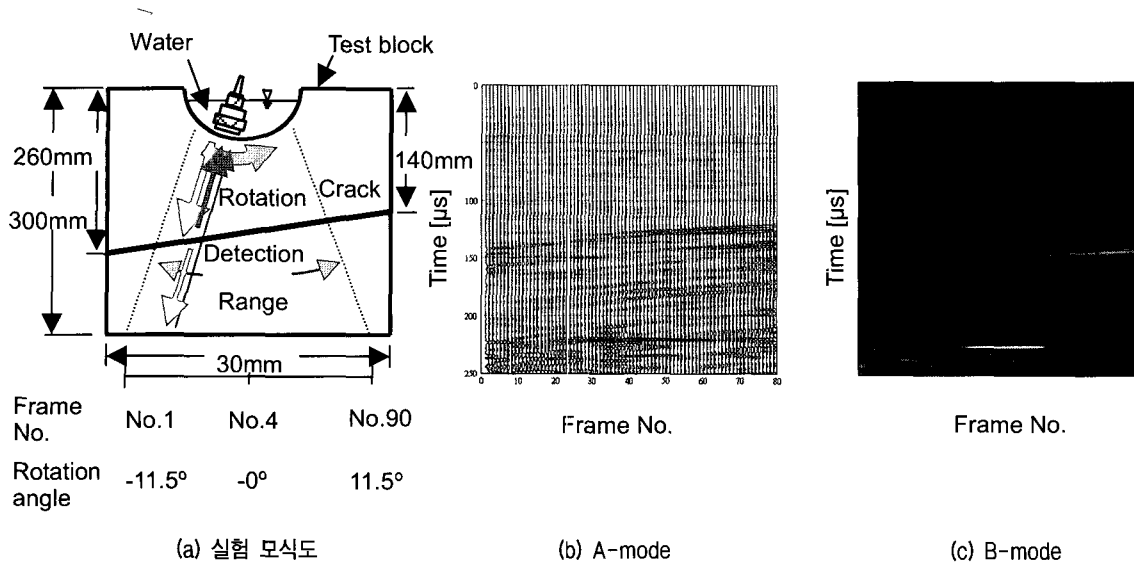


그림 14. 경사 균열이 존재하는 석고 블록

하였다. 탐측결과는 그림 14(b) 및 14(c)와 같다. 반사파는 약 $100\mu\text{s} \sim 110\mu\text{s}$ 에서 반사파가 되돌아 오는 것을 알 수 있으며, 이는 경사진 균열로부터 발생한 것으로서 시험체에서 실제균열 위치인 $130 \sim 140\text{mm}$ 와 잘 일치한다. 또한 약 $200\mu\text{s}$ 에서 또 다른 반사파가 측정되었으며, 초음파 속도로부터 역산된 거리는 270mm 로써 실제 모형 시험체 바닥면을 나타낸다. A-mode와 B-mode로 표시된 영상에서 균열의 오른쪽 부분에서 더 선명하고 큰 반사파가 잡히는 것으로 나타났다. 이와 같은 이유는 균열의 오른쪽에서 입사파가 절리면과 수직에 가까워지기 때문에 모드변환(mode conversion)이 적어 반사파의 진폭이 증가하기 때문이다.

(3) 공동이 존재하는 석고 블록

건전한 석고 블록의 좌측 하단부에 그림 15(a)와 같이 직경 30mm 의 공동을 제작한 후 공동의 탐측을 실시하였다. 탐측결과는 그림 15(b) 및 15(c)와 같다. 강한 반사파가 프레임 번호 10번~50번 사이에서만 존재하며 초음파 속도를 이용한 환산한 거리는 약 260mm 로 석고 시험체의 표면으로부터 공동 부분까지의 깊이와 일치하는 것을 알 수 있다. 또한 석고시료 바닥면도 뚜렷하게 표현된다. 반사파의 파형을 분석해 볼 경우, 공동 부분의 반사파는 30프레임 근처에서 좌우 23프레임 즉 좌우 11.5° 정도로 약 43mm 의 크기의 공동이 있는 것으로 나타난다. 이와 같은 이유는 트랜스듀서의 직경 19mm 이며 또한 원거리장에서 빔의 발산각이 존재하기 때문

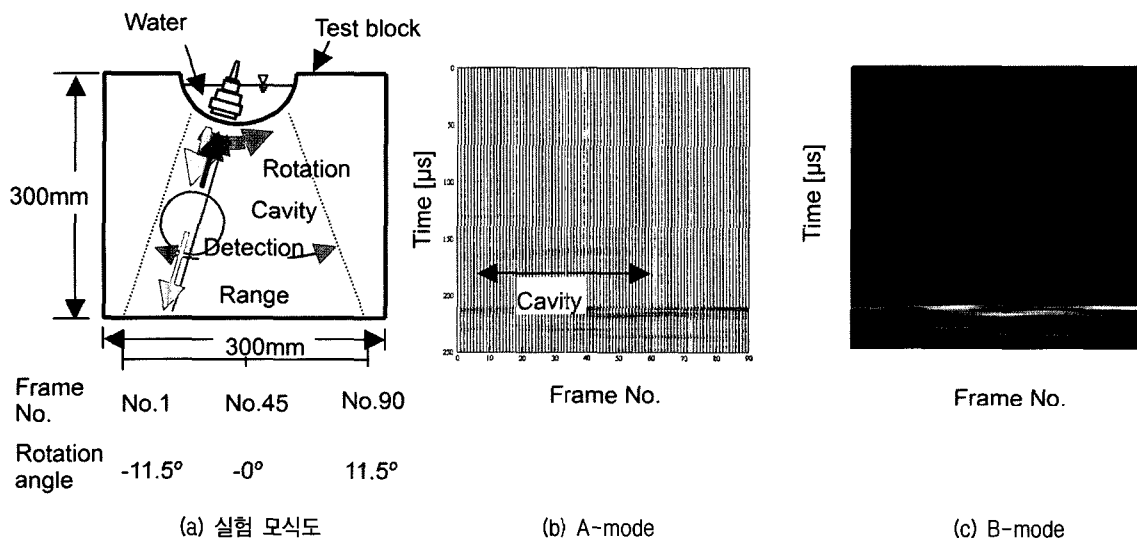


그림 15. 공동이 존재하는 석고 블록

에 실제공동보다 더 공동이 산정된다. 한편 불연속면의 탐측과 달리 반사파의 형태가 연속적이지 않고 끊어지게 나타난다. 따라서 불연속면의 반사파와 공동의 반사파 형태는 차이가 있음을 알 수 있다.

7. 토 의

회전 이동 장치를 이용하여 불연속면을 탐측한 결과

는 정확한 위치 정보를 포함하지는 않는다. 영상화를 통해 보여준 화면은 사각형의 주시 곡선이나, 실제의 탐측은 회전 이동을 하였으므로 위쪽이 휘어진 부채꼴 모양의 사각형이 나와야 한다. 즉, 수평 균열을 탐측한 경우에는 위쪽으로 휘어진 반사파의 배열이 있어야 하지만 실제로는 수평 균열이 탐측 된다. 그림 16은 수중에서 고체 파라핀 불연속면에 대한 수평이동과 회전이동 실험결과를 보여준다. 그림 16(a)과 같이 수평이동으로 탐

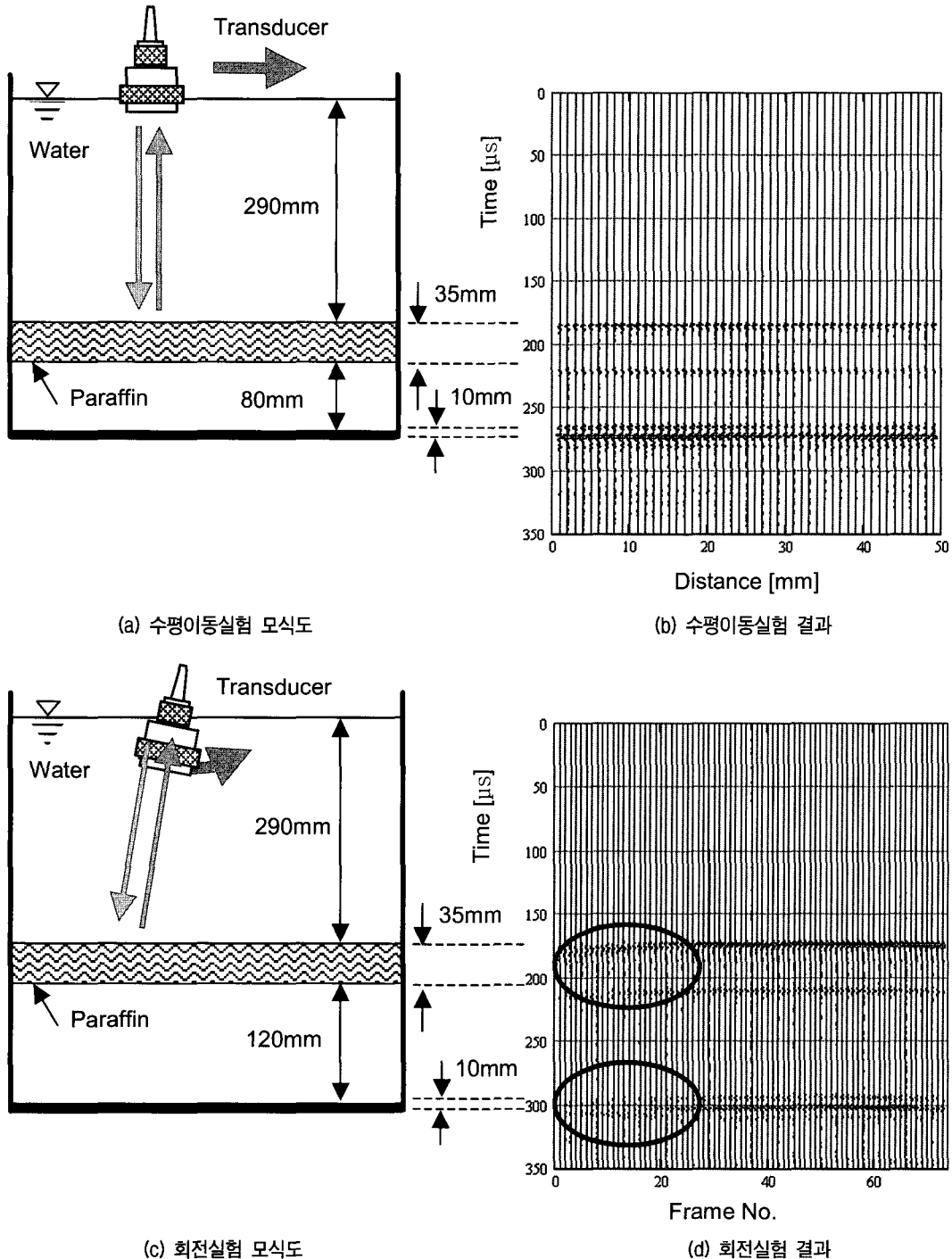


그림 16. 수평 실험과 회전 실험의 비교

측하였을 경우 그림 16(b)와 같이 파라핀의 윗부분과 파라핀의 아래 부분 그리고 바닥면의 윗부분과 아래 부분에서 반사된 반사파가 모두 탐측되는 것을 알 수 있다. 동일한 시료에 대하여 그림 16(c)와 같은 회전이동 장치를 이용하여 실험한 경우, 그림 16(d)와 같은 결과를 얻을 수 있다. 트랜스듀서로부터 발산된 파의 파라핀에 입사되는 각도가 frame No 20이하인 경우, 반사파의 도달 시간이 길어지고 진폭이 감소하는 것으로 나타났다. 이와 같은 이유는 frame No 20이하인 경우에서 초음파의 이동거리가 약간 길어지고 입사각이 수직에서 벗어나므로 경계면에서 모드변환(mode conversion)이 발생하기 때문이다.

수평이동과 회전이동 탐측의 결과가 유사한 것은 트랜스듀서의 크기(19mm), 지향성 그리고 Fresnell's ellipse에 기인한다. 즉, 트랜스듀서의 빔은 레이저 포인터의 빔보다는 지향성이 떨어지므로, 수직면이 아닌 경사면에서도 반사파가 측정될 수 있으나 트랜스듀서의 측방향과 수직을 이루는 불연속면에서 가장 큰 진폭의 반사파가 측정된다. 즉, 그림 14에서와 같이 트랜스듀서가 반시계 방향으로 회전하면서 트랜스듀서의 측방향이 불연속면과 점점 수직을 이루게 되므로 보다 큰 진폭의 파가 측정되어, A-mode 와 B-mode로 표시된 영상에서 균열의 오른쪽 부분에서 더 선명하고 큰 반사파가 잡히는 것을 알 수 있다. 즉, Snell's law(Fishbane et al. 1996)에 의해 경사진 불연속면에서는 모드변환이 발생하여 반사파의 진폭이 감소하게 된다. 그리고 트랜스듀서의 크기와 Fresnell's ellipse의 영향으로 빔의 크기차가 존재하므로, 경사진 부분에서는 빔의 중심축에서 빔 폭의 거리만큼 떨어진 부분에서 먼저 반사되어 오게 되며, Fresnell's ellipse 크기만큼의 이동거리에서 차이가 나지 않는 경우에는 수평이동과 회전 이동의 탐측 결과가 유사하게 나오게 된다.

8. 결 론

초음파를 이용한 불연속 지반 탐측을 위해 고해상도를 가지는 초음파 탐측 시스템을 개발하여 실내실험에 적용하였다. 본 논문에서는 초음파 탐측 시에 높은 해상도를 가질 수 있는 여러 요소를 분석하고 높은 해상도를 얻는 방법을 고찰하였다. 개발과정과 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 반사 초음파의 해상도를 증가시키기 위하여 지향성이 높은 초점방식의 트랜스듀서를 사용할 수 있다. 또한 지향성이 낮은 비초점방식의 트랜스듀서의 경우, 트랜스듀서 앞에 오목렌즈 형태의 매칭렌즈를 설치하여 지향성과 영상의 해상도를 높일 수 있었다.
- (2) 발신용 트랜스듀서에서 수신용 트랜스듀서로 직접 전달되는 기계적 신호는 트랜스듀서 사이에 방어벽(barrier or shield)을 설치하여 효과적으로 제거할 수 있었다.
- (3) 트랜스듀서와 탐측 매질 사이에 커플링층으로 진공 그리스가 가장 큰 에너지를 전달시키는 것으로 나타났다. 그러나 수평이동이나 회전을 통하여 영상을 얻는 경우에는 커플링층으로 물을 사용하는 것이 더 효과적인 것으로 나타났다.
- (4) 수중에서 고체 파라핀 불연속면에 대한 수평이동 실험한 결과, 잡음조절, 신호증폭, 신호보상, 이동평균, 미소신호 제거 등의 신호처리 과정을 적용하여 최종적으로 A-mode와 B-mode의 영상을 통해 모두 파라핀의 실제 위치를 정확하게 표시하였다. 또한 10mm 두께의 수조 바닥도 영상으로 잘 표현될 수 있음을 알 수 있었다. 또한 지향성이 높은 트랜스듀서를 사용하였기 때문에 migration과 같은 영상화 후처리 과정 없이도 상당히 선명한 이미지를 얻을 수 있었다.
- (5) 석고 블럭에 대한 회전 탐사 실험을 통하여, 수평균열, 경사균열 및 공동의 위치를 산정할 수 있었다. 균열이 존재하는 경우에는 직각을 이루는 면에서 큰 진폭의 반사파가 발생하고 점점 감소하는 직선의 trace를 보이고, 공동의 경우에는 직선의 trace가 아닌 곡선 형태를 보인다.
- (6) 불균질한 매질일수록 잡음이 증가하며 전달되는 에너지가 떨어지므로 이를 극복하기 위한 연구가 계속되어야 한다. 특히 실제 터널 현장과 같은 곳에서 적용하기 위해서는 더 낮은 주파수와 높은 에너지를 가진 트랜스듀서의 연구와 함께 해상도를 높일 수 있는 방법이 연구되어야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 이인모, 최상순, 김시탁, 김창기, 전제성 (2002), “반사 탄성파를 이용한 터널막장 전방 파쇄대의 3차원적 예측”, *터널기술*, 4(4), pp.301-317.
2. 한국지반공학회 (1997), *터널*, 구미서관, 서울.

3. Aki, K. and Richards, P.G. (1980), *Quantitative Seismology - Theory and Methods*, Freeman Company, San Francisco.
4. Fishbane, P.M., Gasiorowicz, S., and Thornton, S.T. (1996), *Physics for scientists and engineers-2nd edition*. Prentice Hall International, New Jersey.
5. Gomm, T.J. and Mauseth, J.A. (1999), "State of the Technology: Ultrasonic Tomography", *Materials Evaluation*, Vol.57, No.7, pp. 737-755.
6. Hadjicostic, A.N., Hottinger, C.F., Rosen, J.J., and Wells, P.N.T. (1988), "Ultrasonic transducer materials for medical application", *Medical application of piezoelectric polymers*, Gordon and Breach Science publisher, pp.169-188.
7. Krutkramer, J. and Krautkramer, H. (1990), *Ultrasonic Testing of Materials*, Springer-verlag, London.
8. Lee, J.S. and Santamarina, J.C. (2004), "P-Wave Reflection Imaging", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.28, No.2, pp.197-206.
9. McIntire, P. (1991), *Nondestructive testing handbook - Ultrasonic testing*. 2nd edition, American Society of Nondestructive Testing, USA.
10. Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D. (1970), *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, USA.
11. Santamarina, J.C. and Fratta, D. (1998), *Introduction to Discrete Signals and Inverse Problems in Civil Engineering*, ASCE Press, Virginia.
12. Santamarina, J.C., Klein, A.K. and Fam, M.A. (2001), *Soils and Waves*, John Wiley & sons Ltd., England.
13. Sheriff, R.E. and Geldard, L.P (1995), *Exploration Seismology 2nd edition*, Cambridge University press, New York.
14. Waters. K.H. (1992), *Reflection Seismology: A Tool for Energy Resource Exploration - 3rd Edition*. John Wiley & Sons, England.
15. Wells, P.N.T. (1977), *Biomedical Ultrasonics*, Academic press, London.
16. Yilmaz, O. (1988), *Seismic Data Processing*, Society of Exploration Geophysics, USA.
17. Zagzebski, J.A. (1996), *Essentials of Ultrasound Physics*, Mosby, Inc., Missouri.

(접수일자 2006. 8. 24, 심사완료일 2007. 1. 4)

대변형을 고려한 flat DMT의 3차원 관입 해석

An Analysis of Flat DMT Penetration Based on a Large Strain Formulation

변 위 용¹ Byeon, Wi-Yong

이 승 래² Lee, Seung-Rae

Abstract

Flat DMT penetration was analyzed using a finite element model based on a large strain formulation. The ABAQUS/Explicit, a commercial finite element method, was used to study the flat DMT penetration in soils. Then, because the very large mesh distortion occurred due to the penetration of flat DMT, the adaptive meshing technique was utilized to maintain a high quality mesh configuration. The undrained shear strength obtained from the flat DMT is estimated using only the horizontal stress index (K_D) and so it became necessary to examine using the analysis results obtained from the penetration of the flat DMT. Analysis results show that in normally consolidated region of $K_D=2$, the results obtained from the correlations proposed by Marchetti show good agreement with those estimated from the finite element method. The present analysis also shows that in overconsolidated region of $K_D>2$, the results obtained from the relationships proposed by Kamei and Iwasaki show good agreement with those provided by the penetration analysis.

요 지

대변형을 고려한 유한요소법을 이용하여 flat DMT의 3차원 관입을 모사하였다. 상용 프로그램으로 널리 알려진 ABAQUS/Explicit를 이용하여 flat DMT의 3차원 관입 해석을 수행하였으며 관입 도중에 발생하는 큰 요소 변형을 해결하기 위하여 adaptive meshing 기법을 도입하였다. 해석 결과를 바탕으로, flat DMT 시험방법으로부터 얻어지는 3가지 지수 중에 하나인 수평응력지수(K_D)와 지반 설계 정수인 비배수 전단강도 간의 관계를 살펴보았다. 그 결과 $K_D=2$ 인 정규압밀지반에서는 Marchetti(1980)가 제안한 경험적 상관관계식과, K_D 가 2이상으로 모사되는 과압밀지반에서는 Kamei & Iwasaki(1995)가 제안한 경험적 상관관계식과 잘 일치하는 결과를 제공하였다.

Keywords : Flat dilatometer test (DMT), Finite element method, Penetration, Undrained shear strength

1. 서 론

Flat DMT는 Marchetti(1980)에 의해 처음 제안된 현장 시험방법으로 매우 신속하고 간편하며 경제적으로 시험을 수행할 수 있을 뿐 아니라 시험자에 거의 상관없

이 매우 신뢰성 있는 결과를 제공하는 장점을 가지고 있다. Flat DMT 결과는 Marchetti에 의해 제안된 3가지 중간지수(I_D , K_D , E_D)에 의해 해석이 이루어지며 많은 연구자들에 의해 이들 지수들을 이용하여 지반 설계변수들을 예측하는 상관관계식들이 제안되었다. 특히 비배수

1 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 연수 연구원 (Member, Post-Doc, Dept. of Civil & Environmental Engineering, KAIST, dyuran@hanmail.net, 교신저자)

2 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., KAIST)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

전단강도의 경우 flat DMT 시험에 의해 가장 신뢰성 있고 유용하게 추정할 수 있는 지반 설계변수값으로 알려져 있다(Marchetti, 2001).

Flat DMT로부터 비배수 전단강도를 추정하는 기존에 제안된 경험적 상관관계식들은 Marchetti가 처음 제안한 수평응력지수(K_D)와 비배수 전단강도 간의 관계를 이용하는 방법으로 많은 연구자들이 이를 토대로 각기 다른 대상 지반에서 수행된 결과로부터 수정된 경험적인 상관관계식을 제안하였다.

Flat DMT를 포함한 대부분의 현장 시험들은 관입으로 인하여 큰 소성변형을 내포하고 있음에도 불구하고 현장 시험 동안에 측정된 자료들과 지반 물성들간의 관계로부터 다양한 설계변수들을 추정하고 있다. 이러한 현장 시험을 모사하고자 할 때 대상 문제가 아주 복잡하기 때문에 수치해석적인 방법으로부터 대략적인 해를 구할 수 있다. 많은 연구자들에 의하여 적용된 수치해석적인 방법들은 지반 공학분야에서 아주 유용하게 사용되어 왔으며 개발되어 왔다. 이 중에서 유한요소법은 쉽게 다양한 구성모델들을 이용할 수 있으며 복잡한 형상을 갖는 문제를 풀 수 있고 높은 정확도를 제공할 수 있다.

본 연구에서는 flat DMT로부터 비배수 전단강도를 추정하기 위하여 K_D 와 비배수 전단강도를 이용하는 방법에 대하여 살펴보았다. Flat DMT를 포함한 현장 시험 방법의 경우 관입을 통하여 측정된 값과 설계변수 간의 관계를 도출하기 때문에 K_D 와 비배수 전단강도 간의 관계를 살펴보기 위하여 수치해석을 이용한 flat DMT의 관입을 모사해야 한다. 따라서 상용프로그램으로 널리 알려진 유한요소 프로그램인 ABAQUS/Explicit를 이용하여 flat DMT의 3차원 관입 해석을 수행하였으며 flat DMT로부터 구하는 K_D 와 비배수 전단강도 간의 관계를 수치해석 결과와 비교 검토하였다.

2. Flat DMT에서의 비배수 전단강도

Marchetti(1980)는 제안한 3가지 중간지수(식 (1))를 이용하여 flat DMT로부터 지반의 여러 설계변수들을 예측하는 상관관계식을 제안하였다. 특히 flat DMT로부터 구할 수 있는 여러 설계변수들 중에 하나인 비배수 전단강도는 Marchetti(1980)에 의해 처음 제안되었으며 OCR과 flat DMT로부터 구한 K_D 간의 경험적 상관관계식(식 (2))과 Ladd 등(1977)이 제안한 식(식 (3))을 기초로 해서

처음 제안되었다(식 (4)). 또한 $(s_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ 는 Mesri(1975)가 현장베인시험 결과로부터 제안한 0.22를 사용하였다.

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \quad (1a)$$

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{v0} \quad (1b)$$

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (1c)$$

여기서, I_D 는 재료지수, K_D 는 수평응력지수, E_D 는 dilatometer modulus, u_0 는 관입 전 현장지반의 간극수압, p_0 는 초기 접촉압력, p_1 은 1.1mm 팽창 압력, σ'_{v0} 는 연직유효응력이다. 그리고 이들 계수로부터 추정되는 OCR 값과 비배수 전단강도 상관관계식은 다음과 같다(Marchetti, 1980).

$$OCR = (0.5K_D)^{1.56} \quad (2)$$

$$(s_u/\sigma'_{v0})_{OC} = (s_u/\sigma'_{v0})_{NC} OCR^{0.8} \quad (3)$$

$$s_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5K_D)^{1.25} \quad (4)$$

한편 Kamei & Iwasaki(1995)는 일본 지역에서 수행한 시험 자료들을 활용하여 다음의 수정된 비배수 전단강도식을 제안하였다.

$$s_u = 0.35\sigma'_{v0} (0.47K_D)^{1.14} \quad (5)$$

3. 관입 모사에 적용된 해석 기법

압출(extrusion), forging, rolling, metal forming 그리고 관입과 같은 문제들은 해석 과정에서 매우 큰 요소변형을 유발하며 이를 해결하기 위하여 다음의 두 가지 기법들이 개발되었다. 하나는 arbitrary Lagrangian Eulerian (ALE) 수식화이고 다른 해석 기법은 adaptive remeshing 기법이 적용된 Lagrangian 수식화이다.

ALE 기법은 공간상에 고정되어 있도록 제한 받지 않고 물체 내부의 절점들과 같이 움직이도록 구속되지도 않는 기준계를 도입하여 유한요소의 움직임을 사용자의 의도대로 제어할 수 있도록 한 해석법으로 과도한 요소 변형을 피할 수 있다. 다른 방법은 Lagrangian 수식화를 사용하며 요소가 변형할 때 adaptive remeshing 기법을 사용하는 것이다. Hamel 등(2000)은 매개 변수들에 매우 의존적이고 접촉면(contact interface)이 복잡한 문제에 대하여 adaptive remeshing 기법이 매우 큰 장점을 갖고 있다고 하였다. 본 논문에서는 ABAQUS/Explicit에서 adaptive meshing 기법을 도입한 Lagrangian 수식화를 이용하여 3차원 관입 해석을 수행하였다.

3.1 ABAQUS/Explicit에서의 유사정적해석(quasi-static analysis)

Explicit 해석 방법은 복잡한 문제의 경우에 implicit 해의 비효율성을 해결하기 위하여 개발되었다. Sun 등(2000)은 동적인 문제(dynamic problems)에 대하여 implicit와 explicit 방법들을 비교하였으며 Rebelo 등(1992)은 explicit 방법이 비연속성이고 비선형성을 갖는 복잡한 문제에 적합하다고 서술하였다. 매우 복잡한 문제의 경우 implicit 방법은 시간 증분이 감소함에 따라 해석 비용이 급격하게 증가하게 되고 분산을 야기할 수 있다(Sun 등, 2000). 그러나 explicit 방법의 경우 시간 증분의 크기는 대상 문제의 복잡성에 의해 결정되는 것이 아니라 element dimension과 재료 성질에만 의존하게 되고 따라서 일반적으로 복잡한 접촉 조건에 의해 영향을 받지 않는다(Hibbit 등, 2005).

Explicit dynamics 해석 과정에서는 lumped element mass matrices를 사용하며 물체의 움직임을 나타내는 식은 explicit central-difference integration rule을 적용한다(Hibbit 등, 2005).

$$\dot{u}_{(i+1/2)} = \dot{u}_{(i-1/2)} + \frac{\Delta t_{(i+1)} + \Delta t_{(i)}}{2} \ddot{u}_{(i)} \quad (6a)$$

$$u_{(i+1)} = u_{(i)} + \Delta t_{(i+1)} \dot{u}_{(i+1/2)} \quad (6b)$$

여기서 i 는 increment number, u 는 변위, 그리고 Δt 는 시간증분이다.

3.2 Adaptive Meshing 기법

Adaptive meshing 기법은 관입이 진행되는 동안 요소의 모양을 유지하며 정확한 해석을 수행하고 수렴을 유지할 수 있도록 사용된다. Adaptive meshing 기법은 크게 smooth한 요소를 생성하고 advection sweep으로 불리는 예전 요소에서 새로 생성된 요소로 해석 값(solution variables)들을 다시 재구성(remapping)하는 과정으로 나

누어진다.

기본적으로 요소를 smoothing하는 방법은 3가지 방법이 있으며 Laplacian 방법, Weighted area 방법, 그리고 Equipotential 방법이 있다. Smoothing 방법은 각 반복과정(iteration)중에 절점들의 움직임이 수렴 거리(convergence distance) 또는 최대 반복 수를 만족할 때까지 반복적으로 절점들을 움직임으로써 요소의 품질(quality)을 개선하는 방법이다.

Laplacian 방법은 한 절점이 이웃한 절점들의 중앙에 위치하는 것으로 이웃한 절점들의 좌표를 직접적으로 평균하여 절점을 재배치하는 것이다. 그림 1(a)와 같이 $(x, y)_0$ 의 위치는 절점 1, 2, 3, 4 또는 5, 6, 7, 8에 따라 결정되며 요소의 비틀림(distortion)을 감소시키기 위하여 식 (7)로 표현되는 이동벡터(movement vector)에 따라 이동한다.

$$\Delta V_L = \frac{1}{nnode} \sum_{i=1}^{nnode} V_i \quad (7)$$

여기서 $V_i = (x_i - x_0, y_i - y_0)$ 이다.

Weighted area 방법은 기본적으로 한 절점을 둘러싸고 있는 각각의 요소들은 각 요소들의 중심(center)으로 절점을 끌어당긴다는 생각으로부터 출발한다. 이러한 끌어당기는 힘은 각 요소들의 면적과 벡터로부터 구해진다. 예를 들면 그림 1(b)에서 절점 M은 요소 중심 c_1 로부터 c_3 로 이동한다.

$$\Delta V_W = \frac{\sum_{i=1}^{nel} A_i v_i}{\sum_{i=1}^{nel} A_i} \quad (8)$$

여기서 A_i 는 이웃한 요소들의 면적, v_i 는 $(x, y)_0$ 로부터 요소의 질량 중심까지의 벡터, nel 은 요소 수이다.

마지막으로 Equipotential 방법은 한 절점에 이웃한 모든 절점들의 위치를 계산하여 재배치하는 방법으로 대각선상에 존재하는 두 개의 이웃한 절점 사이에 동일한 가중치를 사용한다. 즉 그림 1(c)에서와 같이 인접한

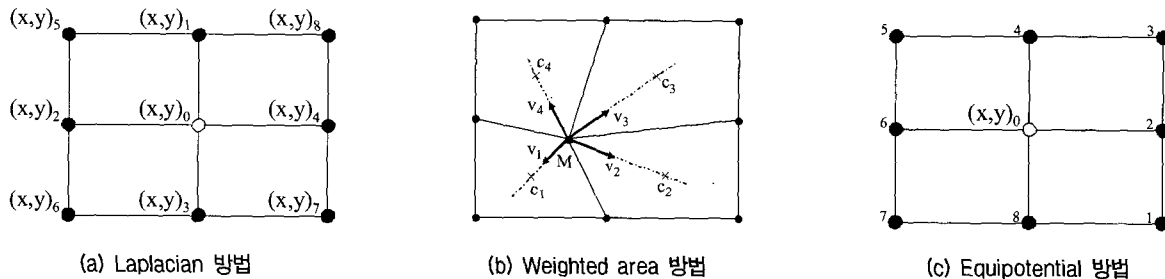


그림 1. Adaptive meshing 기법(Hyun & Lindgren, 2001; Susila & Hryciw, 2003)

절점 1과 5, 2와 6, 3과 7, 그리고 4와 8 사이의 동일한 가중치(weights)를 사용한다. 따라서 새로운 절점의 위치는 다음과 같다.

$$(x, y)_{new} = \frac{\sum_{i=1}^8 \zeta_i (x, y)_i}{\sum_{i=1}^8 \zeta_i} \quad (9)$$

여기서 가중치(weight)는 다음과 같다.

$$\zeta_1 = \zeta_5 = \frac{1}{2} [(x_2 - x_6)(x_4 - x_8) + (y_2 - y_6)(y_4 - y_8)] \quad (10a)$$

$$\zeta_2 = \zeta_6 = \frac{1}{4} [(x_4 - x_8)^2 + (y_4 - y_8)^2] \quad (10b)$$

$$\zeta_4 = \zeta_8 = \frac{1}{4} [(x_2 - x_6)^2 + (y_2 - y_6)^2] \quad (10c)$$

$$\zeta_3 = \zeta_7 = -\zeta_5 \quad (10d)$$

3.3 ABAQUS/Explicit에서의 Contact Algorithm

ABAQUS/Explicit에서는 두 표면(surface) 사이의 접촉(contact)을 모사할 수 있으며 사용되는 contact 알고리즘은 ABAQUS/Explicit에 소개되어 있다(Hibbit 등, 2005). 본 논문에서는 contact 알고리즘에 대해서 간략히 설명하였다. 접촉하고자 하는 각각의 표면은 master와 slave간의 관계로 고려된다. Master 면에 있는 절점들은 slave 면을 관입할 수 있으나 반대로 slave 면에 있는 절점들은 master 면으로 관입할 수 없다. Flat DMT의 관입 문제의 경우 blade를 master로 고려하며 지반을 slave로 고려하였다. Slave 면으로 관입되는 것은 slave의 요소들을 세밀하게 구성함으로써 최소화할 수 있다.

접촉을 모사하는 과정에서 중요한 부분 중에 하나는 접촉하는 면들을 찾는 것이다. ABAQUS/Explicit에서는 finite sliding과 small sliding 모델이 있으며 small sliding인 경우 물체가 큰 움직임을 경험하더라도 한 면을 따라 다른 면의 sliding이 상대적으로 거의 일어나지 않는다고 가정하는 알고리즘이다. 본 대상 문제의 경우 finite sliding 알고리즘을 사용하였다. Finite sliding 모델은 small sliding 모델에 비해서 더 좋은 결과를 보장한다(Susila & Hryciw, 2003). 또한 접촉으로부터 발생된 응력의 경우 slave 면에 있는 절점이 master 면과 접촉하지 않는다면 수직(normal) 또는 접선(tangential) 방향으로 접촉 응력을 전달하지 못하도록 모델링되었다.

4. Flat DMT의 관입 해석

Flat DMT 관입 시 대상 지반의 특성에 따라 발생하는 거동 특성을 살펴보기 위하여 상용 프로그램으로 널리 알려진 ABAQUS/Explicit를 이용하여 관입 해석을 수행하였다. 관입 해석에 적용되는 여러 해석 기법들과 특히 adaptive meshing 기법의 적용성을 살펴보기 위하여 3차원 관입 해석을 수행하기에 앞서 먼저 2차원 관입 해석을 수행하였다.

4.1 해석 단면

ABAQUS/Explicit를 이용하여 DMT blade 형상과 CPT 형상에 대하여 2차원 관입 해석을 수행하였다(그림 2(a), 2(b)). 또한 그림 2(c)의 단면형상을 이용하여

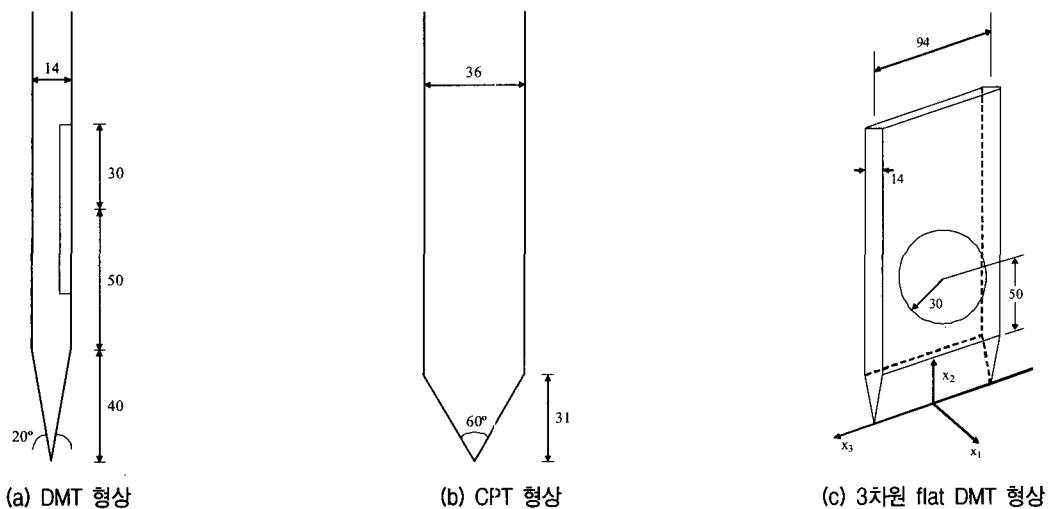


그림 2. 관입체 형상

flat DMT에 대하여 3차원 관입을 모사하였다. 2차원 및 3차원의 경우 동일한 지반 조건하에서 관입체 형상을 달리하여 해석을 수행하였으며 관입 속도는 20mm/sec로 관입하였다.

4.2 관입체로 인한 요소 변형 특성

Flat DMT의 3차원 관입을 모사하기 위하여는 관입에 의한 큰 요소 변형을 해결해야 하며 이를 위하여 adaptive meshing 기법을 적용하였다. 이를 위하여 먼저 2차원 관입 문제를 해석하였다. 여러 현장 시험 방법들 중에서 CPT의 경우 flat DMT와는 달리 접촉 면적이 상대적으로 크기 때문에 2차원 모사의 경우에도 큰 요소 변형이 유발한다. 따라서 이러한 대상 문제를 이용하여 adaptive meshing 기법의 적용성을 살펴보았다. 그리고 상대적으로 작은 면적을 가지는 flat DMT에 대하여 축대칭 및 평면변형을 조건하에서 관입을 모사하였다.

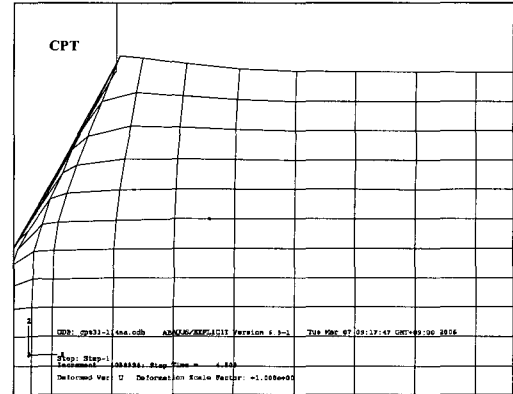
4.2.1 Adaptive Mesh를 고려하지 않은 경우

먼저 2차원 관입 해석 과정에서 adaptive meshing 기법의 적용성을 살펴보기 전에 adaptive meshing 기법을 고려하지 않은 경우에 대하여 관입을 모사하여 검토하였다. 관입체 형상에 따른 요소 변형 특성을 살펴보기 위하여 동일한 조건하에서 CPT와 flat DMT의 관입을 모사하였다. CPT와 flat DMT의 해석 결과에서 알 수 있듯이 관입체 주변 요소가 변형이 크게 발생함을 확인할 수 있으며 특히 CPT의 경우 훨씬 큰 요소 변형을 허용함을 볼 수 있다(그림 3). 따라서 CPT의 경우 해석이 수렴되지 않는 결과를 주었다. 반면에 그림 4와 같이 flat DMT의 경우 관입으로 인하여 관입체 주변에서 큰 요소 변형이 발생하지만 CPT에 비하여 변형 크기가 작다. 그리고 대부분의 이전 연구들에 의하면 flat DMT의 경우 접촉면 바로 인접한 영역에서 발생한 큰 요소 변형을 고려하여 어느 정도 떨어진 지점에서의 접촉응력을 구함으로써 adaptive mesh를 고려하지 않은 경우에도 flat DMT는 CPT와는 달리 적용이 가능하다고 하였다.

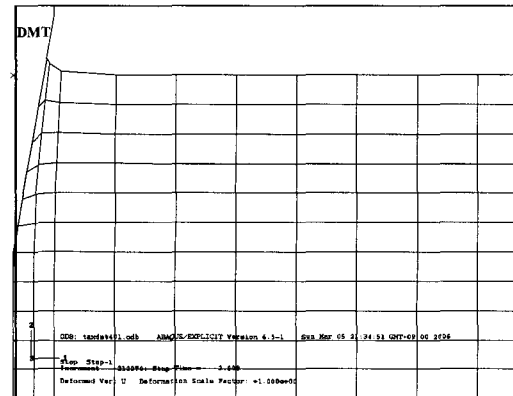
4.2.2 Adaptive Mesh를 고려한 경우

다음은 adaptive mesh를 고려한 경우에 대하여 관입체 주변에서의 요소 변형을 관찰하였다. 축대칭 조건인 CPT와는 달리 flat DMT의 경우 평면변형을 조건이므로 이를 고려하여 관입을 모사하였다. 그림 5에서 알 수 있

듯이 앞에서 adaptive mesh를 고려하지 않은 경우와 비교하면 좋은 품질의 요소를 나타내는 것을 확인할 수 있다.



(a) CPT 초기 관입



(b) DMT 초기 관입

그림 3. Adaptive meshing 기법을 적용하지 않은 경우

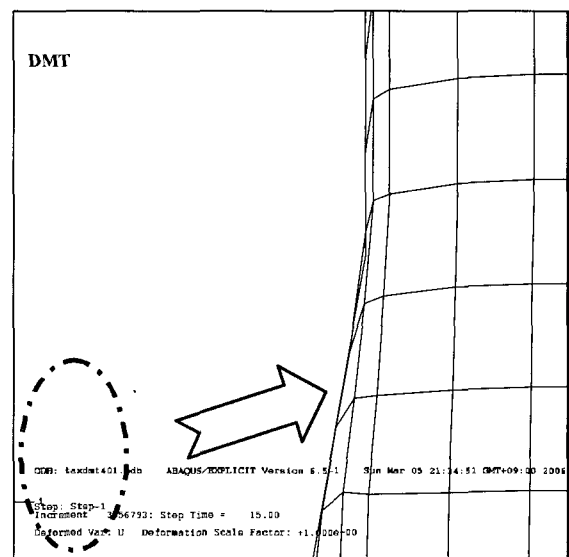
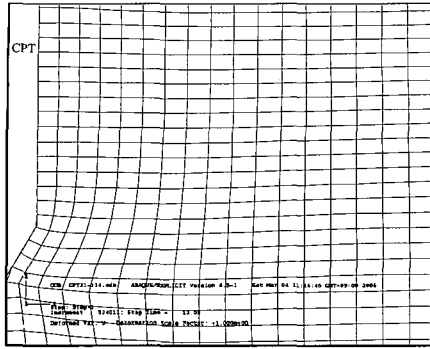
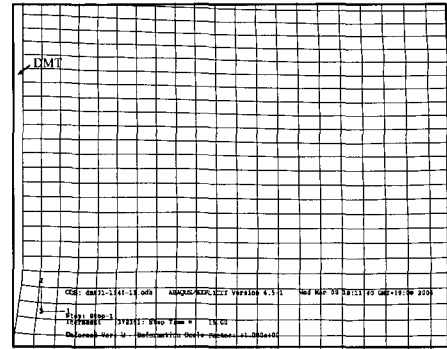


그림 4. DMT 관입이 진행된 후(adaptive mesh를 적용하지 않은 경우)



(a) CPT 초기 관입



(b) DMT 초기 관입

그림 5. Adaptive meshing 기법을 적용한 경우

4.3 Flat DMT의 3차원 관입 해석

CPT와는 달리 flat DMT의 경우 관입체가 3차원 형상이므로 엄밀한 해석을 위하여 3차원 관입 해석을 수행하였다. 앞의 2차원 해석과 동일한 조건으로 adaptive meshing 기법을 적용하여 관입 해석을 수행하였다.

3차원 관입 해석 결과로부터 관입으로 발생된 수평응력과 소성변위 분포를 도식하였다(그림 6~그림 7). 그림 7(a)에서 알 수 있듯이 관입으로 인하여 선단 부근에서 큰 수평응력이 발생하는 것을 확인하였다. 그리고 그림 6에서 원으로 표시된 영역은 DMT blade의 membrane이 거동하는 영역으로 이 영역에서의 수평응력 및 소성변위가 접촉응력, 즉 p_0 값에 영향을 미치게 된다. 3차원 관입 해석 결과에서 알 수 있듯이 membrane 영역에서 일정한 응력값을 갖는 것이 아니라 변화되는 응력 및 변위 형상을 확인할 수 있으며 이는 접촉 응력, 즉 p_0 값에 영향을 줄 수 있다.

4.4 수평응력지수와 비배수 전단강도간의 관계

Flat DMT 시험 시 측정되는 관측값들 중에 하나인 초기 접촉 응력(initial contact pressure, p_0)은 관입 동안에 발생하는 총간극수압에 크게 영향을 받는다(Campanella 등, 1985). 또한 Mayne(1987)은 관입으로 발생된 총간극수압(total pore pressure)을 측정하기 위하여는 p_0 를 사용해야 하며 이는 16개의 점토 지반에서 수행된 CPTU와 flat DMT 시험 결과 비교로부터 확인할 수 있었다(Mayne & Bachus, 1989).

그리고 Campanella & Robertson(1991)은 UBC에서 개발한 research DMT를 이용하여 시험한 결과 연약지반에서 관입 후 membrane에서 측정된 간극수압은 매우

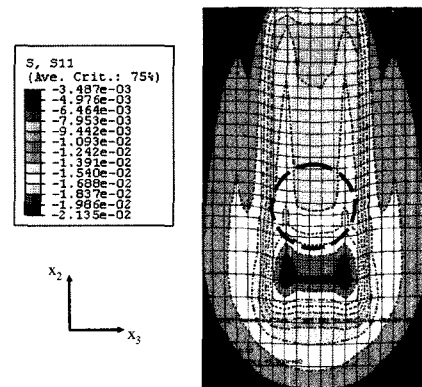
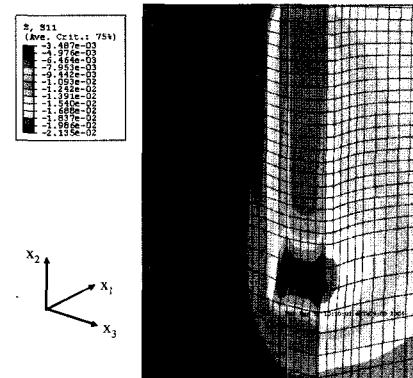
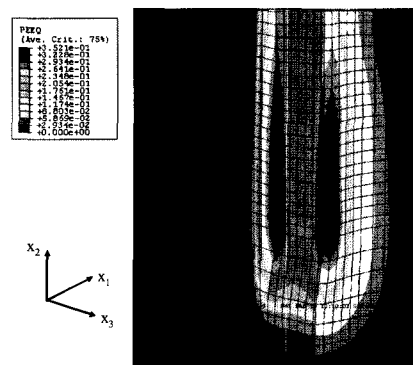


그림 6. 3차원 관입 시 수평 응력 분포



(a)



(b)

그림 7. 3차원 관입 시 수평 응력 분포(a)와 소성변위 분포(b)

큰 값을 나타내지만 유효응력은 매우 작으며 시험 동안 팽창과 압력을 제거하는 동안 유효응력은 일정하게 유지하고 있는 것을 발견하였다.

그러므로 관입에 의하여 발생한 접촉 응력(contact pressure)과 p_0 와의 연관성을 부여할 수 있으며 따라서 접촉 응력의 변화는 K_D 의 변화와 관련성이 있다고 설명할 수 있다. 즉 수치해석을 이용하는 경우 flat DMT의 관입 후 팽창 과정을 모사하지 않고 관입에 의하여 발생한 membrane 영역에 작용한 수평응력을 이용하였다. 따라서 대상 지반의 비배수 전단강도와 K_D 간의 상관관계식으로부터 알 수 있듯이 대상 지반의 강도 변화는 K_D 변화와 관련이 있으며 결국에 DMT의 관입 시 발생한 접촉 응력에 영향을 주게 된다.

이러한 상관성을 살펴보기 위하여 flat DMT를 3차원으로 모델링하여 유한요소법을 이용하여 관입 해석을 수행하였다. 대상 지반의 지반 정수들을 변화시켜가며 초기 연직응력으로 정규화한 비배수 전단강도와 membrane 영역에 작용한 수평응력간의 관계를 비교하였으며 이로부터 초기 연직응력으로 정규화한 비배수 전단강도와 수평응력지수(K_D)간의 관계를 파악하였다.

대상 지반은 von Mises 항복조건을 가지는 탄소성 모델로 고려하였으며 관입으로 인한 영향을 살펴보기 위하여 대상 지반의 탄성계수, 초기 연직응력 그리고 비배수 전단강도를 조합하여 해석하였다. 먼저 관입 깊이가 크지 않기 때문에 대상 지반에 걸쳐 균등한 연직응력 분포를 갖는다고 가정하였다. 또한 지반과 관입체 사이의 마찰은 고려하지 않았으며 정지토압계수(K_0)는 1로 가정하였다.

(1) 탄성계수에 의한 영향

먼저 정규화한 비배수 전단강도를 일정한 조건 하에서 탄성계수를 증가시킨 경우에 대하여 관입 해석을 수행하였다. 기존에 제안된 경험적 상관관계식의 경우 탄성계수에 대하여는 고려하지 않고 있으며 수평응력지수와 비배수 전단강도 간의 관계만을 제안하고 있다. 그러나 유한요소법을 이용한 관입 해석의 경우 사용되는 설계변수들 중에 탄성계수를 필요로 하며 따라서 탄성계수 값은 관입 해석에 영향을 줄 것이다.

따라서 탄성계수에 대한 영향을 살펴보기 위하여 표 1에 제시된 조건과 같이 탄성계수와 강도 비가 각각 일정한 상태에서 연직응력을 달리하여 해석을 수행하였으며, 또한 표 2에서와 같이 탄성계수와 연직응력 비가

일정한 조건하에서 강도를 달리하여 해석을 수행하였다. 표 1과 표 2의 조건으로부터 구한 수치해석 결과를 그림 8~그림 10에 도시하였다. 또한 변위용 등(2004a)의 논문에서 제시한 국내 지반으로부터 구한 수평응력지수와 초기 연직응력으로 정규화한 비배수 전단강도 간의 상관관계식과 기존에 제안된 Marchetti(1980) 식 및 Kamei & Iwasaki(1995) 식을 함께 도시하였다. 그리고 변위용 등(2004b)의 논문에서 인공신경망 모델을 훈련 및 검증하기 위하여 사용된 자료들을 함께 도시하여 수치해석으로부터 구한 결과와 비교하였다.

그림 8과 10에서 알 수 있듯이 탄성계수 증가에 따른 접촉응력 변화는 초기 연직응력과 지반의 비배수 전단강도에 의한 영향에 비하여 크지 않은 결과를 보여주고 있다. 또한 이러한 탄성계수에 의한 영향은 대상 지반의 종류와 관련된 것으로 볼 수 있으며 따라서 기존에 제안된 경험적 상관관계식의 경우와 동일하게 수평응력지수와 비배수 전단강도 간의 관계를 모사하였다.

표 1. E/s_u 변화에 따른 수치해석 결과

	E	σ'_{v0}	s_u	K_D	s_u/σ'_{v0}
$E/s_u=150$	3000.00	10.00	20.00	8.12	2.00
	3000.00	20.00	20.00	4.46	1.00
	3000.00	30.00	20.00	3.24	0.67
	3000.00	40.00	20.00	2.71	0.50
$E/s_u=300$	6000.00	10.00	20.00	8.98	2.00
	6000.00	20.00	20.00	4.98	1.00
	6000.00	30.00	20.00	3.65	0.67
	6000.00	40.00	20.00	3.01	0.50
$E/s_u=450$	9000.00	10.00	20.00	9.61	2.00
	9000.00	20.00	20.00	5.34	1.00
	9000.00	30.00	20.00	3.94	0.67
	9000.00	40.00	20.00	3.19	0.50

표 2. $E/\sigma'_{v0}=150$ 인 조건 하에서의 수치해석 결과

	E	σ'_{v0}	s_u	K_D	s_u/σ'_{v0}
$E/\sigma'_{v0}=150$	3000.00	20.00	5.00	2.20	0.25
	3000.00	20.00	10.00	3.02	0.50
	3000.00	20.00	15.00	3.79	0.75
	3000.00	20.00	20.00	4.46	1.00
$E/\sigma'_{v0}=150$	4500.00	30.00	10.00	2.47	0.33
	4500.00	30.00	15.00	3.03	0.50
	4500.00	30.00	20.00	3.47	0.67
$E/\sigma'_{v0}=150$	6000.00	40.00	10.00	2.17	0.25
	6000.00	40.00	15.00	2.59	0.38
	6000.00	40.00	20.00	3.01	0.50

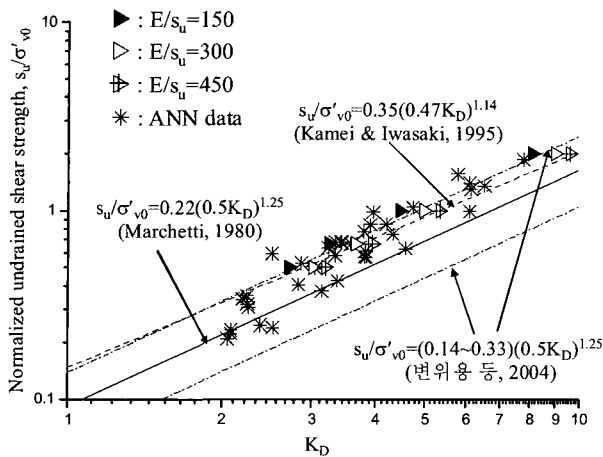


그림 8. E/s_u를 변화시켜 가며 초기 응력에 따른 수치해석 결과

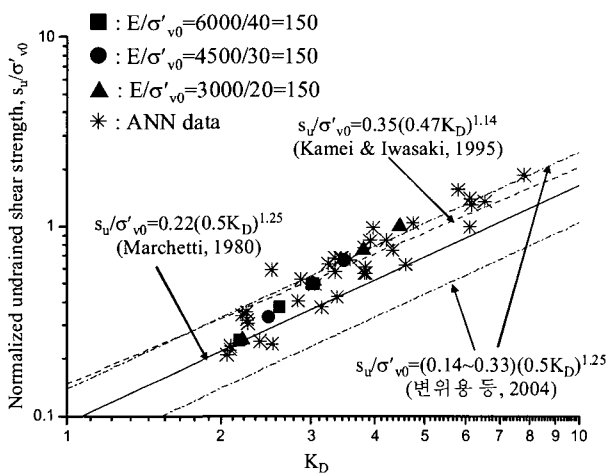


그림 9. E/σ'_{v0}=150인 조건하에 따른 수치해석 결과

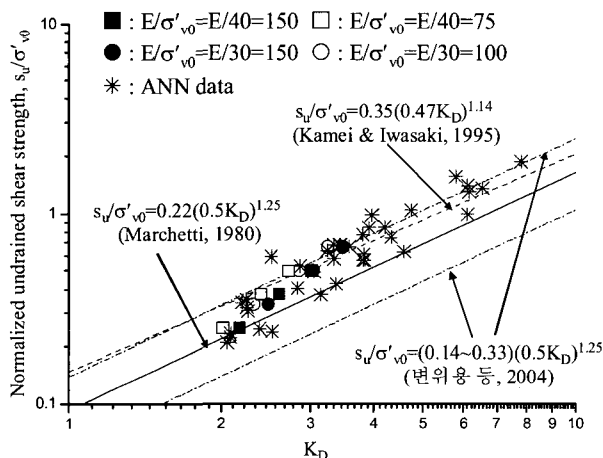


그림 10. 탄성계수 증가에 따른 수치해석 결과

(2) E/σ'_{v0} 변화에 따른 관입 해석 결과

표 3에서 제시한 바와 같이 대상 지반의 탄성계수와 초기 연직응력 비를 75, 100, 150인 경우에 강도를 변화시켜 관입 해석을 수행하였으며 해석된 결과로부터 수

표 3. E/σ'_{v0} 변화에 따른 수치해석 결과

	E	σ'_{v0}	s _u	K _D	s _u /σ'_{v0}
E/σ'_{v0}=150	3000.00	20.00	5.00	2.20	0.25
	3000.00	20.00	10.00	3.02	0.50
	3000.00	20.00	15.00	3.79	0.75
	3000.00	20.00	20.00	4.46	1.00
E/σ'_{v0}=100	3000.00	30.00	10.00	2.31	0.33
	3000.00	30.00	15.00	2.84	0.50
	3000.00	30.00	20.00	3.24	0.67
E/σ'_{v0}=75	3000.00	40.00	10.00	2.01	0.25
	3000.00	40.00	15.00	2.39	0.38
	3000.00	40.00	20.00	2.71	0.50

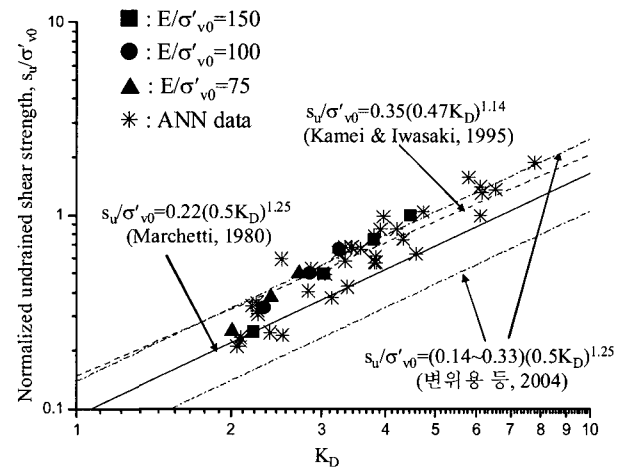


그림 11. E/σ'_{v0} 변화에 따른 수치해석 결과

평응력지수와 초기 연직응력으로 정규화한 비배수 전단강도를 도출하였다(그림 11).

Marchetti(1980)는 Ladd 등(1977)이 제안한 상관관계식과 Mesri(1975)가 현장 베인시험 결과로부터 제안한 $(s_u/\sigma'_{v0})_{NC}=0.22$ 를 이용하여 비배수 전단강도식을 제안하였다. 또한 Marchetti(1980)는 수평응력지수로부터 과압밀비를 예측하는 상관관계식을 제안하였으며 제안된 식은 OCR=1일 때 $K_D=2$ 를 내포하고 있다. 따라서 표 3에서 대략적으로 $s_u/\sigma'_{v0}=0.25$ 인 경우 $K_D=2.2$ 이므로 정규압밀지반으로 고려할 수 있다.

수치해석으로부터 구한 수평응력지수와 연직유효응력으로 정규화한 비배수 전단강도간의 관계(그림 11)에서 알 수 있듯이 정규압밀지반의 경우 Marchetti(1980)가 제안한 상관관계식을 따르며 점차 강도가 증가되면서 Kamei & Iwasaki(1995)가 제안한 상관관계식과 일치하는 결과를 보여주고 있다. 또한 국내 지반 자료로부터 구한 경험적 상관관계식의 경우와도 잘 일치하는 결과를 제공하는 것을 확인할 수 있다.

또한 Marchetti(1980)는 OC 지반에서는 깊이에 따라 수평응력지수가 감소하는 것을 발견하였다. 표 3과 그림 11에서 알 수 있듯이 수치해석 결과로부터 동일 강도에 대하여 깊이에 따른 수평응력지수의 변화를 살펴보면 수평응력지수가 감소하는 것을 확인할 수 있다.

(3) 정규화한 비배수 전단강도에 따른 해석 결과

대상 지반의 탄성계수가 일정한 조건 하에 초기 연직 응력으로 정규화한 비배수 전단강도가 0.5와 1.0일 때의 수평응력지수를 구하여 그림 12에 도시하였다. 이때 표 4에서 제시된 바와 같이 탄성계수가 일정한 조건하에 초기 연직응력과 비배수 전단강도가 일정한 비를 갖도록 변화시켜 가며 관입 해석을 수행하였다.

표 4와 그림 12를 살펴보면 탄성계수로 인한 영향이 확인되었으며 따라서 탄성계수를 초기 연직응력과 비배수 전단강도에 따라 비례하여 증가시켜 해석을 수행하였다.

표 5와 그림 13에서 알 수 있듯이 수평응력지수와 초기 연직응력으로 정규화한 비배수 전단강도 간의 관계가 일정한 값을 갖는 것을 볼 수 있다. 그리고 $K_D=2$ 부근에서 Marchetti(1980)가 제안한 상관관계식과 잘 부합

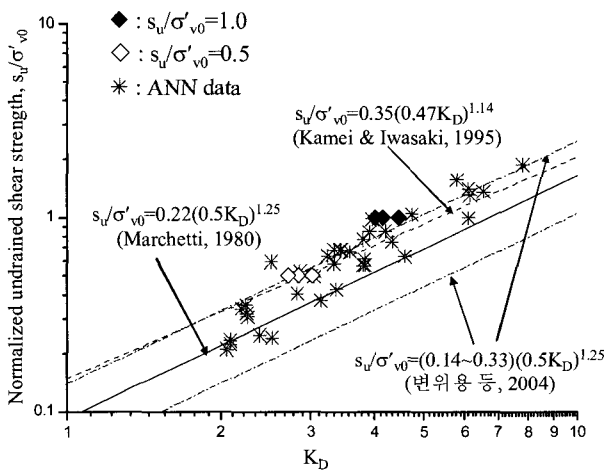


그림 12. s_u/σ'_{v0} 가 1.0, 0.5인 경우 수치해석 결과

표 4. s_u/σ'_{v0} 가 1.0과 0.5인 조건 하에서의 수치해석 결과

	E	σ'_{v0}	s_u	K_D	s_u/σ'_{v0}
$s_u/\sigma'_{v0}=1.0$	3000	20	20	4.46	1.00
	3000	30	30	4.16	1.00
	3000	40	40	4.01	1.00
$s_u/\sigma'_{v0}=0.5$	3000	20	10	3.02	0.5
	3000	30	15	2.84	0.5
	3000	40	20	2.71	0.5

하며 OC영역에서는 Kamei & Iwasaki(1995) 식과 잘 일치하는 경향을 주는 것을 확인하였다. 따라서 기존에 제안된 수평응력지수와 비배수 전단강도 간의 관계가 적합한 상관식임을 확인할 수 있다. 그러나 이러한 상관관계식은 대상 지반의 지반 특성에 따라 달라질 수 있으므로 지역적인 특성을 고려한 상관관계식 도출이 필요하다.

5. 결론

대부분의 관입을 동반하는 현장 시험방법을 모사하기 위하여 여러 수치해석적인 방법들이 제안되었으며 특히 CPT의 경우 축대칭 문제로 가정하여 많은 연구가 진행되었다. 그러나 flat DMT는 DMT blade 형상으로

표 5. $E-\sigma'_{v0}-s_u$ 변화에 따른 수치해석 결과

E	σ'_{v0}	s_u	K_D	s_u/σ'_{v0}
3000	20	4	2.05	0.2
6000	40	8	2.00	0.2
3000	20	5	2.20	0.25
6000	40	10	2.17	0.25
3000	20	10	3.02	0.5
4500	30	15	3.03	0.5
6000	40	20	3.01	0.5
3000	20	20	4.46	1.0
4500	30	30	4.46	1.0
6000	40	40	4.51	1.0
1500	5	10	8.01	2.0
3000	10	20	8.12	2.0
4500	15	30	7.88	2.0
6000	20	40	7.95	2.0

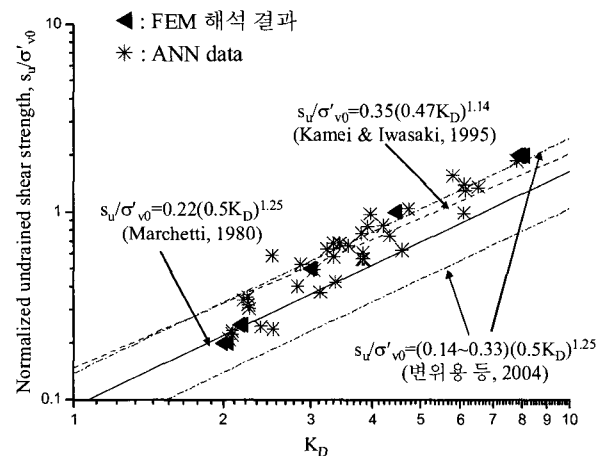


그림 13. $E-\sigma'_{v0}-s_u$ 에 따른 수치해석 결과

인하여 3차원 문제이며 따라서 flat DMT의 관입을 모사하기 위하여 3차원 관입 해석이 이루어져야 한다.

본 논문에서는 상용프로그램으로 널리 알려진 ABAQUS/Explicit을 이용하여 flat DMT의 3차원 관입 모사를 수행하였으며 3차원 관입 해석결과로부터 수평응력지수와 비배수 전단강도 간의 관계를 파악하였다. 먼저 기존에 제안된 상관관계식의 경우에는 고려되지 않는 탄성계수에 의한 영향을 살펴보았으며 초기 연직응력과 비배수 전단강도에 비하여 수평응력지수와 비배수 전단강도 간의 관계에는 작은 영향을 미치고 있다. 또한 이러한 탄성계수에 의한 영향은 주어진 지반의 특성에 의한 영향으로 유추할 수 있다.

그리고 3차원 관입 해석결과로부터 구한 수평응력지수와 비배수 전단강도 관계를 살펴보기 위하여 기존에 제안된 Marchetti(1980)식과 Kamei & Iwasaki(1995)식을 도시하였으며 국내 지반에서 수행된 자료로부터 구한 경험적 상관관계식(변위용 등, 2004a)도 함께 도시하였다. 그리고 변위용 등(2004b)의 논문에서 사용된 국내 지반 자료를 함께 도시하여 수치해석 결과로부터 구한 값과 비교하였다. 해석 결과에서 알 수 있듯이 $K_p=2$ 인 정규압밀 영역의 경우 Marchetti(1980)식에 부합하는 결과를 보여 주었으며 OC 영역으로 갈수록 Kamei & Iwasaki(1995)식에 부합하는 결과를 제공하는 것을 알 수 있다.

그러나 관입으로 발생된 수평응력은 지반 내의 강도 뿐 아니라 여러 요인들에 의해 영향을 받는다. 그러므로 추후 더 엄밀한 검토가 필요하며 특히 관입 시 발생하는 과잉간극수압에 의한 영향이 매우 중요한 역할을 수행하기 때문에 유효응력을 고려할 수 있는 모델을 이용하여 이에 대한 영향 등을 파악할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구는 과학기술부가 선정한 스마트 사회기반시설연구센터(생산기반 분야/ERC)의 연구비 지원으로 수행된 것으로 이에 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 변위용, 김영상, 이승래 (2004a), "Flat DMT를 이용한 국내 연약 지반의 비배수 전단강도 추정 시 영향을 미치는 요소들", *한국지반공학회논문집*, 제20권, 제4호, pp.103-113.
2. 변위용, 김영상, 이승래, 정은택 (2004b), "국내 연약지반의 신뢰성있는 비배수 전단강도 추정을 위한 flat DMT와 인공신경망 이

- 론의 적용", *한국지반공학회논문집*, 제20권, 제5호, pp.17-25.
3. Campanella, R. G., Robertson, P. K., Gillespie, D. and Grieg, J. (1985), "Recent Developments in In-Situ Testing of Soils", *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, San Francisco, pp.849-854.
 4. Campanella, R. G. and Robertson, P. K. (1991), "Use and interpretation of a research dilatometer", *Can. Geotech. J.*, Vol.28, No.1, pp.113-126.
 5. Hamel, V., Roelandt, J. M., Gacel, J. N. and Schmit, F. (2000), "Finite element modeling of clinch forming with automatic remeshing", *Computers & Structures*, Vol.77, No.2, pp.185-200.
 6. Hibbit, Karlsson and Sorensen, Inc. (2005), *ABAQUS/Explicit User's Manual*. Version. 6.5.
 7. Hyun, S. and Lindgren, L. (2001), "Smoothing and adaptive remeshing schemes for graded element", *Communications in Numerical Methods in Engineering*, Vol.17, pp.1-17.
 8. Kamei, T. and Iwasaki, K. (1995), "Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a flat dilatometer", *Soils and Foundations*, Vol.35, No.2, pp.111-116.
 9. Ladd, C. C., Foot, R., Ishihara, K., Poulos, H. G. and Schlosser, F. (1977), "Stress-deformation and strength characteristics", *Proc. 9th ICSMFE*, Vol.2, State-of-the-Art-Paper, pp.421-494.
 10. Marchetti, S. (1980), "In situ tests by flat dilatometer", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.299-321.
 11. Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. and Calabrese, M. (2001), "The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. A Report by the ISSMGE Committee TC 16.", *Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. On In Situ Measurement of Soil Properties*, Bali Indonesia, pp.1-41.
 12. Mayne, P. W. (1987), "Determining preconsolidation stress and penetration pore pressures from DMT contact pressures", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.10, No.3, pp.146-150.
 13. Mayne, P. W. and Bachus, R. C. (1989), "Penetration Pore Pressure in Clay by CPTU, DMT, and SBP", *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, Rio de Janeiro, pp.291-294.
 14. Mesri, G. (1975), Discussion of "New design procedure for stability of soft clays" by Ladd, C.C., Foot, R., *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.101, No.GT4, pp.409-412.
 15. Rebelo, N., Nagtegaal, J. C. and Taylor, L. M. (1992), "Comparison of implicit and explicit finite element methods in the simulation of metal forming processes", In *Numerical Methods in Industrial Forming Processes*, Chenot, Wood, Zienkiewicz eds., pp.99-108.
 16. Sun, J. S., Lee, K. H. and Lee, H. P. (2000), "Comparison of implicit and explicit finite element methods for dynamic problems", *Journal of Materials Processing Technology*, Vol.105, No.1, pp.110-118.
 17. Susila, E. and Hryciw, R. D. (2003), "Large displacement FEM modeling of the cone penetration test (CPT) in normally consolidated sand", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.27, No.7, pp.585-602.
 18. Teh, C. I. and Houlsby, G. T. (1991), "An analytical study of the cone penetration test in clay", *Geotechnique*, Vol.41, No.1, pp.17-34.

(접수일자 2006. 9. 28, 심사완료일 2006. 12. 26)