축소모형실험을 통한 이격거리에 따른 근접터널의 거동

Behavior of Closely-Spaced Tunnel According to Separation Distance Using Scaled Model Tests

안	현	৾৾৾	Ahn, Hyun-Ho	최	정	인 ²	Choi, Jung-In
심	성	현3	Shim, Seong-Hyeon	၀]	석	원4	Lee, Seok-Won

Abstract

Most of roadway tunnels have been constructed in the form of parallel twin tunnel in Korea. If parallel twin tunnel does not have a sufficient separation distance between tunnels, the problem of tunnel stability can occur. Generally, it is reported that tunnels are not influenced by each other when a center distance between tunnels is two times longer than tunnel diameter under the complete elastic ground and five times under the soft ground. In this study, the scaled model tests of closely-spaced parallel twin tunnel using homogeneous material are performed and induced displacements are measured around the tunnel openings during excavation. The influence of separation distance between tunnels on the behavior of closely-spaced tunnel is investigated. The experimental results are expressed by the induced displacement vector and progress of crack during construction and at failure. The results show that based on the analysis of induced displacement at the crown during construction, the additional displacement of the preceding tunnel induced by the excavation of following tunnel decreases as the separation distance between twin tunnel increases until the center to center distance is two times of tunnel diameter. Beyond this point, however, the additional displacement has become stabilized.

요 지

국내에서는 대부분의 도로터널이 병설터널로 건설되어 왔다. 그러나 이러한 병설터널을 건설할 때 충분한 터널 간 이격거리를 확보하지 못한다면 터널의 안정성에 문제가 될 수 있다. 근접 병설터널의 적정 이격거리에 대하여 일반적으로 지반이 완전 탄성체일 경우에는 터널 간 중심 간격이 굴착 직경(D)의 2배, 지반이 연약 지층인 경우 5배 이상으로 하면 터널 상호간에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 보고되고 있다. 본 연구에서는 균일재료를 사용하여 근접 병설터널에 대한 축소 모형실험을 수행하고 굴착과정 중에 터널 주변에서 발생하는 변위를 측정하였다. 터널 간 이격거리가 근접터널의 거동에 미치는 영향을 조사하였다. 실험 결과는 터널 굴착과정과 파괴 단계에서 발생된 변위 벡터와 균열양상으로 표현하였다. 터널 굴착과정 중 천단부에서 발생하는 변위를 분석하여보면, 후행터널 굴착 으로 추가적으로 선행터널에서 발생하는 변위는 터널 간 중심 간격이 터널직경의 두 배(2.0D)까지는 이격거리가 증가 함에 따라 감소하는 경향을 보인다. 그러나 중심 간격이 2.0D를 넘으면 추가변위는 발생하지 않았다.

Keywords : Closely-spaced twin tunnel, Scaled model tests, Separation distance, Tunnel behavior

¹ 청석엔지니어링 터널사업부 사원 (Staff, Tunnel Eng. Div., Chungsuk Engineering)

² 건국대학교 사회환경시스템공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Envir. System Engrg, Konkuk Univ.)

³ 삼성물산 건설부문 토목 ENG팀 차장 (Deputy General Manager, Civil ENG Team, Samsung Corporation)

⁴ 건국대학교 사회환경시스템공학과 부교수 (Assoc. Prof., Dept. of Civil and Envir. System Engrg., Konkuk Univ., swlee@konkuk.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

도로 건설시 최근 용지확보의 제한과 선형문제 및 환 경훼손 최소화 등을 고려하여 터널의 건설이 증가하고 있다. 이로 인해 터널 건설기술도 발전되어 최근의 터널 은 대단면화 되고 터널 간 이격거리가 근접된 형태로 건설되고 있는 추세이다. 병설터널은 상행터널과 하행 터널이 수평으로 배치된 국내 터널의 가장 보편적인 형 태이다. 병설터널은 터널 간 이격거리를 충분히 확보하 지 않으면 안정성에 문제가 발생할 수 있다. 그러나 최 근 용지 확보의 어려움과 선형문제, 환경파괴 우려 등으 로 터널 간 이격거리를 충분히 확보하지 못하는 경우가 종종 발생하고 있다. 이러한 어려움으로 인해 설계를 근 접터널이나 2-Arch 터널로 적용하는 사례가 많아지고 있다. 하지만 이러한 근접터널에 있어서 터널 상호간의 거동에 관한 연구는 미흡한 실정이다. 근접터널 이격거 리에 대하여 지반이 완전탄성체일 경우에는 중심 간격 이 굴착폭(D)의 2배, 지반이 연약지층인 경우 5배 이상 으로 하면 터널 상호간에 거의 영향을 미치지 않는 것으 로 보고되고 있다. 본 연구에서는 근접터널에서 터널 간 이격거리의 변화에 따른 굴착단계별 터널 상호간의 거 동을 축소모형실험을 통해 분석하였다.

본 연구의 목표는 근접터널을 건설할 때 굴착과정 시 발생하는 터널 상호간의 거동을 분석하는 것이다. 이를 위하여 본 연구에서는 2차원 축소모형실험을 수행하였 다. 모형 재료로 모래, 석고, 물의 혼합물을 사용하여 지 반을 모사하였고, 터널굴착은 원형터널로 굴착과정을 모사하였다. 터널 상호간의 거동을 분석하기 위하여 터 널 주변에 포인트를 마킹하여 포인트들의 변위량을 측 정하였다. 변위량은 굴착단계별로 측정하여 굴착 과정 중의 터널 거동을 파악하고자 하였다. 이와 같은 방법으 로 터널 중심 간격을 달리하여 4가지 모델에 대하여 실 험을 수행하였다.

본 연구에서는 다음을 우선 밝히고자 한다. 본 연구의 목표는 모형실험을 통하여 실제 발생된 변위량의 절대 적인 수치 값이 아닌 이격거리 변화에 따른 모델간의 상대비교이며, 이를 통하여 병설터널 굴착에 있어서 터 널 간 상호간섭이 발생하지 않는 적정 이격거리를 실험 적으로 제시함에 있다. 기존의 연구들은 대부분 지반을 모사한 시편에 미리 터널을 굴착하여 놓고 하중을 가압 하여 변위 측정 및 파괴 경향을 연구하였으나, 본 연구 는 지반 상재하중을 모사한 상부하중을 가압한 후 병설 터널을 실제 시공순서에 입각하여 굴착을 수행하면서 발생되는 변위를 측정한 것이 가장 큰 차이점이라 할 수 있다. 이것은 후행터널 굴착이 선행터널에 미치는 영 향, 즉 상호간섭 영향을 정량적으로 밝힐 수 있는 방법 이라 판단된다.

2. 축소모형실험

2.1 모형재료

축소모형실험에 사용되는 재료로는 모래, 점토, slurry, 석고, 기타 혼합물 등이 있다. 모래를 이용한 모형실험 은 국내에서 이미 많은 연구가 진행되었고, Chapman 등(2006)은 slurry로 지반을 모사하여 터널 상호간 거 동을 분석한 바 있다. 이와 같이 모형재료로서 모래와 점토, slurry 등은 토사지반을 모사하기 위해 사용되 었다.

반면, 암반을 모사하기 위해서는 암석 시료, 석고, talc powder 등이 사용되었다. 국외의 경우 Adhikary 등(1997) 은 암반사면에서의 토플링 파괴 메커니즘을 규명하기 위 하여 취성재료(brittle material)로서 모래와 석고의 혼합물 을, 연성재료(ductile material)로서 fibre-cement sheeting 을 사용하였다. Fossen과 Gabrielsen(1996)은 단층을 모사하기 위한 모형 재료로서 기존에 사용해왔던 점토 나 모래 대신 성형시간이 빠르고 성형 후의 내구성이 좋은 석고를 사용한 바 있다. 국내의 경우도 모래와 석 고의 혼합물을 사용한 축소모형실험에 관한 연구가 이 미 진행된 바 있다(안현호 등, 2006). 전석원 등(2003) 은 터널 부근에 석회암 공동이 존재할 경우에 공동의 제반 특성이 터널의 안정성에 미치는 영향을 연구하였 고, 김종우 등(2004)은 지하 채굴적이 상부 지표 구조 물의 안정성에 미치는 영향을 연구하였으며, 장부식 등(2006)은 병설터널에서 보강 필라의 거동 특성을 연 구하였다.

이러한 문헌조사 결과를 토대로 암반지반을 모사하 기 위하여 본 연구에서도 모형재료로서 모래:석고:물의 혼합물을 사용하였다. 모래는 균일한 강도 발현을 위해 주문진 표준사를 사용하였고, 석고는 도자기형재용 석 고를 사용하였다. 표준사와 석고의 혼합물을 물과 섞을 때 기포가 많이 발생되는데 기포 발생을 억제하는 소포 제를 사용하여 이를 현저히 줄일 수 있었다. 본 연구에 서 설정한 모형재료의 목표 강도는 0.28MPa 이고, 이와 같은 모형을 만들기 위하여 각 재료의 배합비를 달리하 여 일축압축강도 시험을 실시하였는데, 모래:석고:물의 중량비가 1.0:1.0:2.5인 공시체의 단위중량이 7.2kN/m³ 이 되었을 때 원하는 강도를 얻을 수 있었다.

2.2 차원해석

원지반의 변형거동을 연구하기 위하여 축소모형실험 을 실시할 때 현장조건이 충분히 구현될 수 있도록 하기 위해서는 원지반과 축소모형간의 상사성(차원 해석)을 실시해야 한다. 세 가지 기본 차원을 길이[*L*], 질량[*M*], 시간[*T*] 이라고 할 때 축소율을 산정하는 순서는 우선 길이에 대한 축소율을 결정한 후 이를 이용하여 시간, 밀도, 질량, 응력, 강도 등의 축소율을 차례로 산정하게 된다(Hobbs, 1969; 전석원 등, 2003).

길이에 대한 축소율은 가상현장 터널의 폭을 14m로 가정하고 모형의 크기(1,000×600×100mm)를 고려하여 터널의 상·하·좌·우로 1.5D 이상만큼 지반이 존재할 수 있도록 모형 터널의 폭을 140mm로 정하여 1/100로 하였다.

시간에 대한 축소율은 중력가속도 일정 원리가 사용 된다. 즉, 중력가속도[*LT*⁻²]는 현장과 실험실에서 모두 같으므로 식 (1)에 의하여 시간[*T*]의 축소율은 1/10이 된다.

$$\frac{L}{T^2} = 1 \tag{1}$$

모래+석고+물의 혼합물의 밀도는 7.2kN/m³ 이고 원 지반의 밀도를 21.4kN/m³ 로 가정하면 식 (2)에 의하여 밀도[ML⁻³]에 대한 축소율은 1/2.97이 된다.

$$\frac{M}{L^3} = \frac{7.2}{21.4} = \frac{1}{2.97} \tag{2}$$

여기서 길이[L]의 축소율은 1/100이므로 식 (2)에서 질량[M]의 축소율은 식 (3)과 같이 계산된다.

$$M = \frac{1}{2.97} \times L^3 = \frac{1}{2.97} \times \left(\frac{1}{100}\right)^3 = \frac{1}{2.97 \times 10^6} \qquad (3)$$

여기까지 기본 차원인 길이[L], 시간[T], 질량[M]의 축소율이 결정되었다. 따라서 응력, 탄성계수, 강도 등 [ML⁻¹T²]의 축소율은 식 (4)와 같이 1/297로 구하여진다.

$$\frac{M}{LT^2} = \frac{\left(\frac{1}{2.97 \times 10^6}\right)}{\left(\frac{1}{100}\right) \times \left(\frac{1}{10}\right)^2} = \frac{1}{297}$$
(4)

2.3 실험 방법 및 해석 프로그램

본 연구에 사용된 모형실험장치는 그림 1과 같이 2,290×1,930×710mm(가로×세로×폭) 크기로 제작되었 다. 하부면은 철판으로 고정되어 있고 전·후면은 아크 릴을 먼저 대고 프레임을 추가로 설치하여 하중 가압에 따른 아크릴의 휨을 방지하여 평면 변형률 조건을 적용 하였다. 단, 여기에서 서술한 평면 변형율 조건은 실제 시편의 폭이 10cm로 작고 또한 상부 가압판이 폭 전체 를 가압함으로써 최대한 평면 변형율 조건을 만족시켰 음을 의미하고 정밀한 평면 변형율 조건은 아님을 밝히 고자 한다. 하중은 좌·우 측면과 상부면의 가압판으로 가압하였다. 즉, 상부에 1개, 좌·우 측면에 각각 1개씩, 총 3개의 가압장치를 설치하여 실험을 수행하였다. 상 부의 하중 가압장치는 서보 컨트롤 시스템이고, 측면은 유압식인데 좌·우 실린더를 하나의 유압잭에 연결하여 좌·우의 하중 가압량이 동일하도록 하였다. 그리고 유 압잭은 실린더가 크지 않으면 미세한 압력조절이 어려 운 단점이 있는데 이러한 문제점을 해결하기 위하여 유 압잭에 압력셀과 유량을 조절할 수 있는 밸브를 설치하 여 보다 정확하고 미세한 컨트롤이 가능하도록 하였다. 가장 먼저 모형을 배합비(모래:석고:물=1.0:1.0:2.5)에

맞게 제작하여 단위중량이 7.2kN/m³이 될 때까지(약 20 일) 실내 실온에서 양생시켰다. 전면의 아크릴을 제거한 후 실험장치에 모형을 거치시키고 변위를 측정하기 위



그림 1. 2차원 축소모형실험 장치

하여 그림 2와 같이 포인트를 찍었다. 이는 사진측량 소 프트웨어인 PhotoModeler Pro 5를 이용하여 모형의 변 위를 측정하기 위한 것이다. 이 작업이 완료되면 전면의 아크릴을 조립하고 모형에 하중을 가압하게 된다.

하중은 측압계수(K) 조건에 따라 상부와 좌·우 측 방 향으로 가압하는데 최종하중을 14단계로 나누어 각 단 계 사이에는 일정 시간을 두고 단계별로 하중을 가압한 다. 본 실험에서는 모형재료의 강도를 고려하여 최종 상 부하중을 14kN으로 설정하였다. 최종 하중에 도달한 후 모형의 안정화를 위하여 1시간 정도 기다린다. 안정화 단계 후 터널을 굴착하게 되는데 선행터널과 후행터널 로 나누어 그림 3과 같이 원형으로 굴착하였고 굴착도 구로 미세한 드릴을 이용하였다. 선행터널 굴착이 완료



그림 2. 포인터 위치도

1:	선행터널	천단부	21:	필러중앙부에서	3cm 아래
4:	선행터널	우측벽부	22:	필러중앙부	• •
6:	선행터널	바닥부	23:	필러중앙부에서	5cm 위
8:	선행터널	좌측벽부	24:	필러중앙부에서	8cm 위
11:	후행터널	천단부	25:	필러중앙부에서	14cm 위
14:	후행터널	우측벽부			
16:	후행터널	바닥부			
18:	후행터널	좌측벽부			



그림 3. 터널 굴착 완료

되면 다시 1시간 정도 안정화 단계를 거쳐 후행터널을 굴착한다. 같은 방법으로 후행터널 굴착이 완료되면 1 시간 정도 안정화 단계를 거친다.

이렇게 일정 상부하중 하에서 병설터널 굴착에 따른 터 널 거동을 조사한 후, 병설터널이 견딜 수 있는 최대 하중, 즉 기존연구와 같이 파괴하중 및 파괴 경향을 파악하기 위해 상부하중 가압량을 1kN씩 단계별로 증가시켰다. 측 압계수 조건에 따라 측 방향 하중도 동시에 증가시켰다.

실험의 전 과정에 있어 각 단계마다 디지털 카메라로 사진촬영을 하여 PhotoModeler Pro 5로 변형 양상을 분 석했다. PhotoModeler Pro 5는 삼각측량 원리를 이용하 여 타겟의 위치를 추적해내는 프로그램으로써 일반적 인 고해상도 카메라를 이용할 때 1/5,000의 정확도를 보 이며, 본 연구에서는 최소 계측한계를 0.01mm로 설정 하였다. 또한 AutoCAD는 물론 3D 랜더링 하는 대부분 의 소프트웨어로 파일 전송이 가능해 그 적용 범위가 매우 넓다는 장점이 있다.

3. 모형실험 결과

본 연구에서 수행한 4가지 모델에 대한 실험조건을 표 1 및 그림 4에 나타내었다.

모델 1~4에 대하여 굴착단계별 변위 벡터와 변위량 을 실험 결과로 나타내었다. 또한 최종 파괴 시의 모형 균열 양상을 나타내었다. 본 실험을 위해 제작된 모형은 비교적 균질하나 실험시 온도, 습도 등의 환경적 요인으 로 인해 강도의 차이가 다소 발생하였다. 따라서 이러한 문제점을 실험 결과에 반영하기 위하여 상부의 컨트롤 서보가 움직인 변위량을 기준으로 각 포인트들의 변위 량을 정규화(normalization)하였다. 다시 말해, 각 모델 들의 상부 가압판의 변위량을 표준 모델로 선정한 모델 1의 상부 가압판에 표시한 점의 변위량과 동일하게 맞 추고, 모델별 서보의 변위량을 모델 1에서 서보가 움직 인 변위량으로 나누어 각각의 점들에 곱해주었다. 마지 막으로 모형의 균열 양상을 나타내었다.

표	1.	각	모델별	! 실험	조건
ш	۰.	-i	<u> 포 걸 ㄹ</u>	1 22	111

모델	터널 중심 간격	측압계수(K)
모델 1	1.2D	1.0
모델 2	1.5D	1.0
모델 3	2.0D	1.0
모델 4	3.0D	1.0



3.1 굴착 단계별 변위 벡터

모델 1~4까지 각 모델에 대하여 굴착단계별 포인트 들의 변위 양상을 그림 5~8에 벡터로 나타내었다. 실





(d) 파괴 직전까지 발생된 총변위 벡터

(c) 터널 굴착으로 인해 발생된 총변위 벡터

그림 7. 모델 3의 변위 벡터

으로 인해 발생된 총변위 벡터(각 그림에서 (c)), 그리고 파괴 직전까지 발생된 총변위 벡터(각 그림에서 (d))의 4가지 그림으로 나타내었다.

3.2 굴착 단계별 변위량

모델 1~4에 대하여 굴착 단계에 따른 주요 포인트에 서의 누적변위량을 그림 9~12에 나타내었다. 포인트는 그림 2를 참조하여 선행터널 천단부(*I*), 후행터널 천단 부(*II*), 선행터널 우측벽부(*4*), 후행터널 좌측벽부(*I8*), 필러 중앙부(*22*), 필러 중앙부에서 5cm 위(*23*), 필러 중 앙부에서 8cm 위(*24*)의 7개 지점을 선정하였다. 그리고 초기 상재하중과 측압계수 조건에 따른 측 방향 하중을 가압한 후 안정화 단계가 완료된 시점을 실험시작 단계 로 선정하여 각 굴착 단계별로 측정된 누적 변위량을 그래프로 나타내었다. 모든 굴착이 완료되면 모형이 파 괴될 때까지 상부하중을 기준으로 1*k*N씩 증가시켜 변 위량을 측정하였다. 이 때 측압계수(*K*) 조건에 따라 측 방향 하중도 동시에 가압하였다.

굴착 단계별 변위량을 조사하여 본 결과, 터널 중심

간격이 1.2D로 좁은 경우 변위량이 제대로 증가하지 못 하는 상황, 즉 매우 낮은 하중에서 필라 부분의 갑작스 런 파괴가 발생하여 변형이 이루어지지 못한 것을 알 수 있다. 이는 두 개 터널의 이격거리가 작은 경우 병설 터널의 두 개의 터널 관점이 아닌 하나의 터널과 같은 거동을 하는 것으로 판단된다. 이렇게 터널 간의 필라 부분이 파괴되는 것은 이격 거리가 1.5D일 때까지 발견 되다가 2.0D를 넘어서면 그 영향 정도가 매우 감소함을 알 수 있다. 즉 터널 상호간의 영향이 감소함을 알 수 있다.

이를 정리하여 보면 터널 중심 간격이 1.2D인 경우, 그림 9에서 보는 바와 같이 선행 및 후행 2개 터널의 천단부와 23, 24 위치의 변위량이 유사함을 볼 때, 즉 터널 천단부 위치에서의 변위량이 전체적으로 유사한 것을 볼 때 하나의 터널 거동으로 보아도 될 것으로 판 단된다. 터널 중심 간격이 1.5D인 경우, 필라 폭이 충분 히 확보되지 않아서 그림 10에서 보는 바와 같이 1.2D 의 경우와 유사하게 천단부 위치에서의 변위량이 전체 적으로 같이 변형되나 1.2D의 경우보다는 필라 폭을 확 보하여 천단부보다는 23, 24 위치에서 다소 적은 변위량



(d) 파괴 직전까지 발생된 총변위 벡터



그림 8. 모델 4의 변위 벡터



그림 12. 모델 4의 굴착 단계별 변위량





실험시작

선 행 터 널 굴 착 후 후 행 터 널 굴 착 후 상부 하 중 15 k N

실험 단계

5

4 3

2

1

0

누적변위량(mm)



(a) 굴착단계까지의 누적변위량



상부하중 상부하중 상부하중 상부하중 상부하중 16kN 17kN 18kN 19kN 20kN





(b) 파괴시까지의 누적변위량



을 보이고 있다. 터널 중심 간격이 2.0D인 경우, 필라 폭이 어느 정도 확보 되어 그림 11에서 보는 바와 같이 각 터널의 천단부에서 변위량이 가장 많이 발생하고 상 대적으로 23, 24 위치에서의 변위량이 적게 발생하였다. 터널 중심 간격이 3.0D인 경우, 그림 12에서 보는 바와 같이 필라 부분인 23, 24 위치에서 변위량이 적고 전체 적으로 모든 지점에서 변위량이 유사한 것을 볼 때 두 개의 터널은 완전히 독립적인 터널 거동을 하는 것으로 판단된다.

3.3 초기 균열 및 최종 파괴 양상

터널 중심 간격에 따른 초기 균열 및 최종 파괴 양상

을 그림 13~16에 분석하였다. 모델 1~4에 대하여 각 모델별로 균열 및 파괴 양상을 분석해보면, 모델 1은 그 림 13에 보인 바와 같이 후행터널 굴착을 완료하고 30 분 경과 후 필러중앙부에 미세균열이 발생하였고, 상부 하중이 17kN이 되었을 때 선행 및 후행터널 측벽부에 균열이 발생하여 17.7kN이 되었을 때 최종 파괴되었다. 모델 2는 그림 14에 보인 바와 같이 상부하중이 18kN이 되었을 때 필러중앙부에 초기균열이 발생하여 19kN에 서 최종 파괴되었다. 모델 3은 그림 15에 보인 바와 같 이 상부하중이 19kN이 되었을 때 모형 상단 끝부분에서 초기균열이 발생하였고, 하중을 증가시킨 결과, 하중 증 가에 따라 모형 상단 끝부분의 균열이 터널 좌·우 측벽 부와 이어져 상부하중이 20.8kN이 되었을 때 필러중앙



(b) 최종 파괴 양상



(a) 초기 균열 양상

그림 13. 모델 1의 초기 균열 및 최종 파괴 양상







(a) 초기 균열 양상





그림 15. 모델 3의 초기 균열 및 최종 파괴 양상



- 2mm

(a) 초기 균열 양상

(b) 최종 파괴 양상

그림 16. 모델 4의 초기 균열 및 최종 파괴 양상

부의 균열과 동시에 최종 파괴되었다. 모델 4는 그림 16 에 보인 바와 같이 상부하중이 17kN이 되었을 때 모형 상단 끝부분에서 초기균열이 발생하였고, 상부하중이 17.7kN이 되었을 때 최종 파괴되었다.

모델 1과 2는 초기균열이 필러중앙부에서 시작된 반 면 모델 3과 4는 모형의 상단 끝부분에서 균열이 시작되 어 선행 및 후행터널 측벽부의 균열과 이어졌다. 최종 파괴 양상은 4개의 모델이 모두 같은 경향을 나타내었 다. 모델 4의 경우 최종 파괴 하중이 작게 발생되었는데 이는 터널 중심 간격이 증가할수록 터널이 모형 토조 측면의 경계면과 가까워져 측 방향 하중 전달량이 커졌 기 때문이다. 따라서 다른 모델보다 작은 하중에서 최종 파괴되었다. 터널 중심 간격에 따른 균열 및 파괴 양상 을 분석한 결과, 이격거리가 커질수록 초기 균열 및 최 종 파괴를 일으키는 하중이 증가함을 알 수 있다.

3.4 터널 중심 간격에 따른 터널의 거동 분석

터널 중심 간격에 따른 후행터널 굴착완료 시점까지 주요 포인트들의 총 변위량을 비교 분석하였다. 먼저 선 행터널 천단부, 후행터널 천단부, 필러중앙부의 세 지점 을 비교한 그래프를 그림 17에 나타내었다.

그림 17에서 보는 바와 같이 터널 중심 간격이 증가 할수록 전체적인 총변위 발생량이 감소하였고, 선행터 널 천단부와 후행터널 천단부 변위량의 차이가 좁혀지 는 것을 확인할 수 있다. 하지만 터널 중심 간격이 1.2D 인 경우에는 필러부에 집중되는 응력을 견디지 못해 주 저앉아 선행터널 천단부와 후행터널 천단부의 변위량 이 거의 같아졌다.

터널 중심 간격이 1.5D인 경우에는 선행터널 천단부 의 변위가 후행터널 천단부의 변위보다 다소 크게 발생 하였다. 이는 후행터널 굴착에 의한 응력의 재분배 현상



그림 17. 터널 중심간격에 따른 총변위 (1)



그림 18. 터널 중심간격에 따른 총변위 (2)

으로 인해 선행터널 천단부의 변위량을 증가시켰기 때 문이다.

반면, 터널 중심 간격이 2.0D인 경우에는 후행터널 굴착으로 인한 선행터널 천단부의 추가적인 변위 발생 량이 거의 없음을 확인할 수 있다. 이는 터널 중심 간격 이 3.0D인 경우에서도 확인할 수 있었다. 따라서 터널 중심 간격 2.0D 이상에서는 병설터널 상호간의 간섭효 과가 현저히 떨어짐을 알 수 있다.

한편, 필러중앙부가 천단부보다 변위량이 작은 이유 는 터널 형상이 원형이기 때문인 것으로 판단된다. 다시 말해 필러중앙부 아래는 일반적인 터널 필러부분의 형 상과 달리 필러를 지지하는 형상으로 되어 있어 필러 부분의 변위 분석을 위해서는 필러중앙부가 아닌 필러 중앙부에서 위에 있는 포인트들을 분석해야 한다. 따라 서 필러부분의 변위 분석을 위해 필러중앙부에서 위로 각각 5, 8, 14*cm* 떨어진 포인트들을 선정하여 그림 18에 나타내었다.

분석 결과, 중앙부에서 위로 갈수록 변위량이 커지지 만 5cm 위의 지점이나 14cm 위의 지점이나 모두 경향 이 같다는 것을 확인할 수 있었다. 한편 필러중앙부에서 3cm 아래의 포인트는 터널 중심 간격이 1.2D인 경우에 가장 작은 변위량을 나타내었는데 이는 후행터널 굴착 도중 필러 중앙부에 미세 균열이 발생하였는데 이로 인 하여 응력이 아래 지점까지 전달되지 않았기 때문인 것 으로 판단된다.

4. 결 론

본 연구의 목표는 모형실험을 통하여 실제 발생된 변 위량의 절대적인 수치 값이 아닌 이격거리 변화에 따른 모델간의 상대비교이며, 이를 통하여 병설터널 굴착에 있어서 터널 간 상호간섭이 발생하지 않는 적정 이격거 리를 실험적으로 제시함에 있다. 기존의 연구들은 대부 분 지반을 모사한 시편에 미리 터널을 굴착하여 놓고 하중을 가압하여 변위 측정 및 파괴 경향을 연구하였으 나, 본 연구는 지반 상재하중을 모사한 상부하중을 가압 한 후 병설터널을 실제 시공순서에 입각하여 굴착을 수 행하면서 발생되는 변위를 측정한 것이 가장 큰 차이점 이라 할 수 있다. 이것은 후행터널 굴착이 선행터널에 미치는 영향, 즉 상호간섭 영향을 정량적으로 밝힐 수 있는 방법이라 판단된다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음 과 같다.

(1) 터널 중심 간격에 따른 실험 단계별 주요 포인트들 의 변위량을 분석한 결과, 선행터널 굴착으로 인해 선행터널 주변의 변위량이 크게 증가하였고, 후행 터널 굴착으로 인해 선행터널 주변에 추가적인 변 위가 발생하였다. 굴착단계까지 발생된 총 변위량 은 터널 중심 간격이 증가할수록 감소하는 경향을 나타내었다. 그러나 굴착단계 이후 추가적인 하중 가압으로 인한 파괴 직전까지의 변위량은 터널 중 심 간격이 증가할수록 오히려 증가하는 경향을 나 타내었다. 이는 터널 중심 간격이 증가할수록 필러 부의 지지효과가 커져 높은 하중까지 터널이 파괴 되지 않고 지지할 수 있기 때문이다. 다시 말해, 중 심 간격이 작은 경우는 낮은 하중에서 이미 파괴되 어 실험에서 측정되는 총 변위량은 작게 된다.

- (2) 터널 중심 간격에 따른 선행터널 천단부와 후행터널 천단부의 총 변위량을 분석한 결과, 선행터널 천단 부에서 발생된 총 변위량 중 후행터널 굴착으로 인 해 발생된 추가적인 변위량은 터널 중심 간격이 증 가할수록 작아지는 경향을 나타내었다. 이는 선행터 널이 터널 중심 간격이 증가할수록 후행터널 굴착으 로 인한 영향을 적게 받는다는 것을 의미한다. 본 실 험에서는 일반적으로 알려진 바와 같이 터널 중심 간격이 2.0D 이상일 경우 후행터널 굴착이 선행터널 에 크게 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.
- (3) 초기 균열 및 파괴 양상을 분석한 결과, 모델 1(1.2D) 과 모델 2(1.5D)는 초기균열이 필러중앙부에서 시작 된 반면 모델 3(2.0D)과 모델 4(3.0D)는 모형의 상단 끝부분에서 균열이 시작되어 선행 및 후행터널 측벽 부의 균열과 이어졌다. 따라서 터널 중심 간격이 감 소할수록 필러부의 안정성이 떨어지는 것으로 나타 났다. 최종 파괴 양상은 4개의 모델이 모두 같은 경 향을 나타내었다.
- (4) 모사재료를 사용한 모형실험결과는 전술한 바와 같 이 실험에서 산출되는 변위 및 하중을 실제 현장에 직접적으로 적용할 수 없는 한계를 가지고 있다. 다 만, 몇 개의 모델에 대한 실험 결과의 상대 비교를 통하여 상호간의 정성적 비교는 가능하다고 판단된 다. 따라서 본 논문에서 제시되는 실험 결과는 상호 비교 또는 정성적인 경향만을 나타내는 한계를 가 지고 있음을 밝혀두고자 한다.

감사의 글

본 논문은 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술 평가원에서 위탁 시행한 2004년도 건설핵심기술연구개 발사업(04핵심기술C01)의 지원으로 이루어졌습니다.

참 고 문 헌

- 김종우, 전석원, 서영호 (2004), "지하 채굴적이 지표 구조물의 안정성에 미치는 영향에 관한 모형실험 연구", 한국암반공학회 지, 제 14권, 제 1호, pp.43-53.
- 안현호, 서병욱, 이석원, 김동현 (2006), "모형실험을 통한 편토 압이 터널의 안정성에 미치는 영향", 2006 대한토목학회 정기학 술대회 논문집, pp.554-557.
- 장부식, 황정순, 이상오, 윤배식, 김홍택 (2006), "축소모형실험을 통한 병설터널 보강필라의 거동특성평가에 관한 연구", 2006 한

국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.2176-2185.

- 전석원, 김종우, 홍창우, 김영근 (2003), "석회암 공동이 터널 안 정성에 미치는 영향에 관한 연구", 한국지구시스템공학회지, Vol.40, No.3, pp.147-158.
- Adhikary, D. P., Dyskin, A. V., Jewell, R. J., and Stewart, D. P. (1997), "A study of the mechanism of flexural toppling failure of rock slopes", *Rock Mech. Rock Engrg.*, Vol.30, No.2, pp.75-93.
- Chapman, D. N., Ahn, S. K., Hunt, D. V. L., and Chan, A. H. C. (2006), "The use of model tests to investigate the ground displacements associated with multiple tunnel construction in soil",

Tunnelling and underground space technology, Vol.21, No.3/4, pp.413-413.

- Fossen, H. and Gabrielsen, R. H. (1996), "Experimental modeling of extensional fault systems by use of plaster", *Journal of structural geology*, Vol.18, No.5, pp.673-687.
- Hobbs, D. W. (1969), "Scale model study of strata movement around mine roadways. IV. roadway shape and size", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomech. Abstr*, 6, pp.305-404.

(접수일자 2008. 6. 2, 심사완료일 2008. 7. 25)

낮은 모관흡수력 수준에서 불포화토의 Bishop 응력에 관한 연구

On the Bishop Stress of Unsaturated Soils under the Low Level of Matric Suction

오세 붕¹ Oh, Se-Boong 김태경² Kim, Tae-Kyung

Abstract

In this study, the triaxial behaviour of an unsaturated soil was analyzed by Bishop stress descriptions. K_0 stress paths and those final values were independent of matric suctions after describing by the Bishop stress. The failure criteria could be defined uniquely by the Bishop stress and were also independent of matric suctions. In the low level of matric suctions the failure criteria have a linear relationship and the estimated criterion fits the measured accurately. The variable χ for describing the Bishop stress was a constant theoretically under the low level of matric suctions. The suction stress could be defined at zero deviatoric stress in the failure criteria and increased linearly with respect to matric suctions in both the theory and the experiments.

요 지

본 연구에서는 불포화토의 삼축시험시 거동을 Bishop 응력으로 기술하여 분석하였다. Bishop 응력으로 기술한 K₀ 압축시 경로 및 최종값은 모관흡수력에 무관하게 유일한 관계로 나타나고 있음을 알 수 있었다. 불포화토의 파괴포락 선은 Bishop 응력으로 기술할 경우에 모관흡수력에 무관하게 유일한 관계를 나타내고 있었다. 특히 모관흡수력이 낮은 경우에는 선형적인 관계를 나타내며 실험치와 이론치가 잘 일치하고 있었다. 그리고 Bishop 응력을 기술하는 변수 χ는 이론적으로 일정한 값을 가지고 있음을 입증하였다. 파괴규준에서 축차응력이 0인 경우 정의되는 흡수응력 은 모관흡수력에 대하여 선형적으로 증가하며 실험치와 이론치가 적절하게 일치하였다.

Keywords : Bishop stress, Failure criteria, Matric suction, Unsaturated soils

1. 서 론

Bishop(1959)은 이미 1950년대부터 유효응력을 불포 화토의 간극공기압을 포함하여 정의하였다.

$$\sigma^* = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \tag{1}$$

여기서 σ^* 는 Bishop의 유효응력, σ 는 전응력, u_a 와 u_w 는 각각 간극공기압과 간극수압을 나타낸다. χ 는 포화 도에 의존하는 변수로서 완전 포화시는 1의 값을 가지 고 완전 건조시는 0의 값을 가진다. Bishop 응력은 그림 1과 같이 수직응력 성분을 식 (1)과 같이 흙 골격의 대 표단면에 작용하는 응력변수로 정의하는 것이다. 따라 서 Bishop 응력으로 기술할 경우에는 모관흡수력이 독 립적인 응력변수로 정의될 수 없다.

Fredlund 등(1978)에 의하면 동일한 순연직응력 조건에 서 모관흡수력의 증가에 따라 전단강도가 선형적으로 증가 한다. 한편 Vanapalli 등(1996)과 Rassam과 Williams(1999)

¹ 정회원, 영남대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., School of Civil and Environmental Engineering, Yeungnam Univ., sebungoh@yu.ac.kr, 교신저자)

² 정회원, 영남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yeungnam Univ.)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.



그림 1. Bishop 응력의 정의

의 연구에서는 모관흡수력이 증가하면서 점차 비선형 적인 변화를 나타내는 것으로 확인되었다.

하지만 Lu와 Likos(2006)에 의하면 모관흡수력은 작 용면이 흙 미시구조의 물과 공기의 접면에 작용하므로 흙 골격의 대표단면에 작용하는 독립적인 응력변수로 적용하기가 곤란하다. 더욱이 Bishop 응력을 적절하게 정 의하면 불포화토의 전단강도를 포화토와 동일한 Mohr-Coulomb 파괴규준으로 정의할 수 있다고 보고되고 있 다(Oberg와 Sallfors, 1995; Bolzon 등, 1996; Khalili와 Khabbaz, 1998). 또는 흡수응력(suction stress)을 정의하 여 모관흡수력과의 관계를 기술하고 이로부터 파괴규 준을 정의하였다(Lu와 Likos, 2006). 이러한 연구를 토 대로 Bishop 응력을 독립변수로 응력-변형률 관계 및 강 도를 기술하는 것이 합리적이라고 판단된다. 이 때 식 (1)에 나타난 χ의 정의가 필요하다.

Bishop 응력을 기술하는 변수 χ는 포화도나 모관흡수 력의 함수로 나타난다. Khalili와 Khabbax(1998)는 χ를 공기함입치로 규준화한 모관흡수력의 함수로 정의하였 다. 한편 Vanapali와 Fredlund(2000)는 포화도의 함수로 χ를 정의하였다. 김영석과 Oka(2008)는 횡변위를 측정 한 등방삼축시험을 수행하여 불포화토의 체적변화를 측정하였다. 이러한 실험결과에 대하여 χ를 포화도로 정의하여 Bishop 응력을 분석한 결과, 한계상태강도가 다양한 모관흡수력에 대하여 동일한 파괴규준으로 정 의되는 것을 밝혔다. Tarantino(2007)는 규준화한 포화 도를 χ로 정의하여 유사한 결과를 보고한 바 있다. 이러 한 연구를 토대로 χ를 포화도로 정의하는 것이 가장 편 리할 것으로 판단된다. 불포화토에 작용하는 모관흡수력의 크기는 수리특성 에 따라 다양하게 변화한다. 이인모 등(2003)은 현장사 면에서 모관흡수력 및 체적함수비를 계측하였고 대상 지반에 대한 투수해석을 수행하였다. 강우 전 모관흡수 력이 작을수록 침투현상이 미약하게 이루어지며 흡수 력의 변화가 작게 발생하였다. 반면 투수계수는 크기 때 문에 깊은 깊이까지 영향을 끼치는 것을 확인하였다. 오 세붕 등(2008)은 강우시 붕괴사면의 사례 연구를 통하 여 사면에 작용하는 모관흡수력이 20kPa 정도의 낮은 수준임을 보여주었다. 이로 미루어 보건대 실제 사면과 같은 공학적 문제에서 발생하는 모관흡수력의 수준은 제한적인 범위에서 작용할 경우가 있다. 따라서 이러한 제한적인 조건에서 Bishop 응력을 정의하는 것이 실용 적으로 필요한 실정이다.

본 연구에서는 김태경과 오세붕(2008)에 의한 실험결 과를 토대로 Bishop 응력에 의거하여 K₀ 압밀 불포화토 의 거동을 분석한다. 본 연구는 낮은 모관흡수력 수준의 거동에 초점을 두고 있으며, 변수 χ를 포화도에 의거하 여 Bishop 응력을 기술한다.

먼저 Bishop 응력을 독립변수로 K₀ 압밀 경로와 응력 -변형률 관계를 기술할 수 있음을 입증하고자 한다. 또 한 파괴규준을 모관흡수력에 상관없이 유일한 관계로 기술할 수 있는지에 초점을 두고 있다. 마지막으로 파괴 시 χ에 대하여 실험치와 이론치의 비교를 할 것이다.

2. 불포화토의 삼축실험

김태경과 오세붕(2008)은 국내 풍화토를 대상으로 모 관흡수력을 조절하며 K₀ 압밀 삼축압축시험을 수행하 였다. 삼축시험장비는 2중셀 구조로 외부셀과 내부셀로 구분된다. 이중 내부셀은 K₀ 압밀시 시료의 체적을 측 정하여 시료의 횡방향 변화량을 측정하게 하는 역할을 한다. 내부셀에는 캡센서가 설치되어 있으며, 여기서 측 정되는 횡방향 변위의 변화량은 피드백라인을 통하여 K₀ 컨트롤서보로 보내어진다. K₀ 컨트롤서보는 구속압을 증 가시켜 K₀ 상태를 유지시킨다. 하부 좌대(base pedestal)는 불포화토를 시험하기 위하여 세라믹 디스크를 사용하 였으며, 상부 캡(top cap)은 기존의 다공판을 이용하였 다. 상부 배수라인은 공기압을 적용할 수 있도록 되어 있으며 공기압은 레규레이터로 조절한다. 하부 라인은 압 밀 및 전단시 시료내부에서 배수되는 물의 통로가 된다. 실험에 사용된 시료는 직경 50mm, 높이 100mm의 실

린더 형태로 재성형하여 시험을 수행하였다. 최대 건조 단위중량은 1.74t/m³이고 최적함수비는 14.8%이며 초 기 간극비는 0.514였다. 모관흡수력은 20, 50, 80kPa의 경우에 대하여 수행하였으며 순체적응력은 100, 200, 300, 400kPa로 실험을 수행하였다. 이때 압밀 및 파괴시 상 태와 응력은 표 1에 정리하였다.

표 1에서 σ_{hc}, σ_{rc} 는 압밀완료시 수평응력과 연직응력 이고 ψ 는 모관흡수력이다. 그리고 p_c , q_c 는 압밀완료시 순체적응력, 축차응력이며 p_f , q_f 는 파괴시 응력이다. 또 한 $(S_r)_c$ 는 압밀완료시 포화도이며, $(S_r)_f$ 는 파괴시 포화 도 이다. 범례는 압밀완료시 순 체적응력과 모관흡수력 으로 표시하였다. 예를 들어 K100/50은 순 체적응력 약 100kPa까지 K₀ 압밀한 경우로 모관흡수력은 50kPa이 다. 각 모관흡수력에 따른 구분은(K/모관흡수력의 크기) 로 나타냈으며, 예를 들어 K/20은 모관흡수력이 20kPa 인 시험들을 칭한다.

그림 2에서는 대상 시료의 포화도로 나타낸 함수특성

곡선을 보여주고 있다. 모관흡수력이 100kPa 미만일 경 우에는 포화도가 90%이상의 큰 값을 나타내고 있다. 이 는 국내 풍화토에서 투수계수가 작은 경우에 나타나는 현상으로 여겨진다(오세붕 등, 2008).

식 (1)의 Bishop 응력에서 나타난 변수 χ 를 포화도 S_r 로 나타내면 Bishop 체적응력은 다음과 같이 정의할 수 있다(김영석과 오카, 2008).

$$p^* = (p - u_a) + S_r(u_a - u_w)$$
(2)

그림 3에서는 K₀ 압밀시 Bishop 체적응력과 축차응 력 면에서의 경로를 나타내고 있다. 압밀과정에서 응력 경로는 낮은 응력수준에서는 비선형적인 형태를 나타 내지만 응력이 증가함에 따라 차차 선형적인 형태로 전 환되고 있다. 특히 Bishop 응력으로 기술한 결과 모관흡 수력과 상관없이 응력경로가 유일한 직선으로 수렴하 고 있음을 알 수 있다. 압밀과정에서 평균 포화도는 0.94 였다.

구분	범례	σ_{hc} (kPa)	σ_{vc} (kPa)	ψ (kPa)	— 	q_c (kPa)	 (kPa)	$q_{\!f}$ (kPa)	$egin{array}{c} (S_r)_c \ (\%) \end{array}$	$\begin{array}{c}(S_r)_f\\(\%)\end{array}$	비고
	K100/0	73	168	0	104	95	135	200	100	100	K300/0는
$K\!/0$	K200/0	155	313	0	208	158	270	347	100	100	분석에서
	K300/0	223	470	0	305	248	404	543	100	100	제외
12/00	K100/20	93	182	20	104	89	144	212	95.7	96.5	
N /20	K300/20	239	504	20	308	265	376	468	100	100	
	K100/50	112	240	50	104	128	145	248	NA	NA	
K/50	K200/50	184	402	50	207	217	269	403	NA	NA] 제석변화 - 측정 못함
	K300/50	262	551	50	308	289	392	540	NA	NA	
12/00	K100/80	142	270	80	105	129	163	304	86.3	89.9	
K/80	K400/80	368	746	80	414	378	517	687	92.6	100	

400







표 1. K₀ 압밀 삼축실험 초기조건 및 결과

그림 4 (a)에서는 K₀ 압밀시 순체적응력에 따른 압밀 완료시 축차응력을 보여주고 있다. 모관흡수력이 증가 할수록 동일한 체적응력에 대한 축차응력은 증가하는 경향을 보이고 있다. 하지만 모관흡수력 50kPa이상이 되면 동일한 체적응력에 대한 축차응력은 거의 유사한 값을 가지는 것으로 나타났다.

반면 그림 4 (b)에서 보여지듯이 Bishop 응력으로 체 적응력을 기술하면 모관흡수력에 상관없이 유일한 직 선으로 나타나고 있다. 불포화토에서 정지토압계수는 식 (3)과 같이 정의할 수 있다.

$$K_0 = \frac{\sigma_h^*}{\sigma_v^*} = \frac{3 - \eta_0}{2\eta_0 + 3}$$
(3)

여기서 그림 4에서 나타난 체적응력과 축차응력간의 기울기 η_0 가 0.8038이므로 정지토압계수는 0.4766으로 일정하게 나타났다.

전단시의 응력-변형률 관계에서 Bishop 체적응력으 로 규준화하여 그림 5에 나타내었다. 순체적응력이 100, 200, 300kPa인 경우에 대하여 모관흡수력에 따른 응력-변형률 관계를 비교하였으며 포화시료의 등방압축시





결과가 포함되어 있다. 그림 5 (a)에서 보여지듯이 순체 적응력 100kPa이고 모관흡수력이 20, 80kPa인 경우에 는 규준화한 응력-변형률 관계가 잘 일치하고 있으며 등 방압축시 결과와도 수렴하는 경향을 나타내고 있다. 다 만 모관흡수력이 0인 K100/0 경우(순체적응력 100kPa 인 포화시료)에는 다소 불일치하는 경향을 보이고 있다. 그림 5 (b)에서 보여지듯이 순체적응력 200kPa인 포



과와 수렴하는 경향을 나타내고 있다. 그림 5 (c)에서는 순체적응력이 300kPa인 경우에 모관흡수력이 20kPa에 대한 관계(K300/20)는 등방압축시 결과에 잘 수렴하고 있다.

이러한 경향으로 미루어 보건대, Biship 응력으로 기 술하는 응력-변형률 관계가 모관흡수력과 무관하게 표 현될 수 있는 가능성을 보여준다. 하지만 관련된 자료의 축적이 추가적으로 이루어져야 할 것으로 보인다.

그림 6에서는 K₀ 압밀 불포화토의 체적변형률을 보 여주고 있으며 순체적응력이 증가할수록 체적변형률이 증가하는 경향을 나타낸다. 순체적응력이 100kPa인 경 우에는 모관흡수력이 20, 80kPa인 경우가 비교되고 있 으며 두 가지 경우의 체적변형률이 큰 차이가 없는 것으 로 나타났다.

3. 불포화토의 파괴규준

Fredlund 등(1978)은 순연직응력과 모관흡수력을 독 립적인 응력변수로 정의하였으며, 불포화토의 수정 Mohr-Coulomb 파괴규준을 식 (4)와 같이 정의하였다.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \tag{4}$$

여기서, σ-u_a는 순연직응력, u_a-u_w는 모관흡수력 을 의미한다. 그리고 c'는 포화토의 점착력, φ'는 내부 마찰각으로 포화토의 실험결과로부터 구할 수 있다. φ^b 는 모관흡수력에 다른 겉보기 점착력의 변화 기울기를 나타내는 흡수마찰각이다.

본 연구는 모관흡수력의 수준이 낮은 영역에서의 거 동에 국한하고 있다. 따라서 모관흡수력에 따른 겉보기 점착력이 선형적으로 나타나고 ϕ^b 가 일정한 경우를 대



그림 6. K₀ 압밀 삼축시험시 체적변화

상으로 한다.

불포화토의 파괴규준을 응력 불변수(stress invariant) 를 이용하여 정의할 수 있다. p_f 는 파괴시 순 체적응력 (즉 $p_f - u_a$), q_f 는 파괴시 축차응력, ψ_f 는 파괴시 모관흡 수력(즉 $u_a - u_w$)일 때 파괴시 축차응력은 다음과 같이 나타난다(김태경과 오세붕 2008).

$$q_f = d + M \overline{p_f} + N \psi_f \tag{5}$$

여기서 M은 한계상태 기울기, N은 모관흡수력에 따 른 순 점착력 성분의 변화 기울기, d는 모관흡수력이 0 일때의 $\bar{p}-q$ 축의 절편을 나타낸다. 그림 7에서와 같이 모관흡수력이 증가할 때 불포화토의 파괴규준은 공간 상에서 유일한 파괴 평면을 형성하고 있음을 알 수 있 다. 모관흡수력의 수준이 높은 영역에서 ϕ^b 가 일정하지 않으면 N도 모관흡수력의 함수로 나타날 것이다. 이러 한 경우는 그림 7의 파괴면이 곡면으로 나타난다.

이 때 삼축압축조건시 마찰각과 관련된 파괴규준의 기울기는 다음과 같이 나타난다.

$$\phi' = \sin^{-1}\{3M/(6+M)\}$$
(6)

c', ϕ^b 는 다음 식 (7)과 (8)로부터 도출할 수 있다.

$$c' = \frac{d}{M} \tan \phi' \tag{7}$$

$$\phi^{b} = \tan^{-1} \left(\frac{N}{M} \tan \phi' \right) \tag{8}$$

김태경과 오세붕(2008)은 식 (5)의 파괴규준을 기술



그림 7. 불포화토의 파괴규준

하는데 필요한 불포화토의 강도정수를 표 2와 같이 실 험적으로 획득하였다. 이러한 결과를 그림 8의 응력공 간에 나타내면 등방압축시 및 K₀ 압축시 파괴규준이 유 일한 평면으로 규정되는 것을 알 수 있다.

Bishop 응력에 의하여 수직응력을 정의하면 Mohr-Coulomb 파괴규준은 다음과 같이 정의할 수 있다(Lu와 Likos, 2004).

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_a)_f \tan \phi' + \chi_f (u_a - u_w) \tan \phi'$$
(9)

이를 식 (4)에서 흡수마찰각 ϕ^b 와 비교하면 다음과 같다.

$$\tan\phi^b = \chi_f \tan\phi' = f(u_a - u_w) \tag{10}$$

이 때 ϕ^b 는 모관흡수력의 함수로 정의되며 포화도나 체적함수비를 변수로 기술할 수 있다.

식 (1)에 나타난 Bishop 응력으로 체적응력을 정의하 면 다음과 같다.

$$p^* = (p - u_a) + \chi (u_a - u_w) \tag{11}$$

그리고 Bishop 응력에 대한 파괴규준은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$q_f = d + M p_f^* \tag{12a}$$

즉

$$q_f = d + M \{ (p - u_a)_f + \chi_f (u_a - u_w)_f \}$$
(12b)

표 2. 불포화토의 강도정수

М	N	d	c'~(kPa)	ϕ (°)	ϕ^b ($^\circ$)
1.1	1.0	45	21.5	27.7	25.5



그림 8. 대상 불포화토의 파괴규준

이다. 여기서 メィ는 다음과 같이 유도된다.

$$\chi_f = \frac{q_f - d - M(p - u_a)_f}{M(u_a - u_w)_f}$$
(13)

식 (13)에 식 (5)을 대입하면 Xr는 다음과 같다.

$$\chi_f = N/M \tag{14}$$

결국 모관흡수력의 수준이 낮은 경우, N이 일정한 영 역의 거동에서는 X_f가 일정하게 나타난다. 따라서 표 2 에 나타난 결과를 대입하면 X_f는 0.9091이 된다.

그림 9에서는 Bishop 응력에 따른 파괴규준을 나타내 고 있으며 실선은 식 (12)의 파괴포락선이다. 식 (12)의 파괴규준은 포화시 모관흡수력이 0일 경우에 식 (5)에 서 기술하는 파괴규준과 일치한다. 그림 9 (a)는 실험치 는 χ = S,인 경우에 Bishop 응력을 정의하여 나타낸 것 으로 실험치의 평균 포화도는 0.966이었다. 그림 9 (b)에 서는 χ = N/M일 경우에 해당하며 포화도를 측정하지 못한 모관흡수력 50kPa인 경우를 포함한다. 실험치는 모관흡수력에 상관없이 전반적으로 유일한 직선상에 나



타나며, 식 (12)의 파괴포락선과 잘 일치하고 있다. 특히 낮은 모관흡수력 수준에서 χ = *S*_r인 경우와 χ_f = *N/M*인 경우의 분석결과가 별 차이를 나타내지 않고 있다.

따라서 Bishop 응력으로 정의된 파괴규준은 모관흡 수력에 상관없이 유일하게 정의될 수 있으며 모관흡수 력의 수준이 낮은 경우에는 $\chi_f = N/M$ 로 정의할 수 있음 을 알 수 있다.

그림 10에서는 K₀ 압밀 삼축실험 결과 나타난 순체적 응력에 따른 최대축차응력을 보여준다. 최대축차응력은 순체적응력이 증가할수록 평행한 기울기를 가지며 증 가하고 있다. 이러한 파괴규준을 축차응력이 0인 경우 까지 연장하면 흡수응력(suction stress)을 다음과 같이 정의할 수 있다(Lu와 Likos, 2006).

$$p_s = \frac{q_f}{M} - \overline{p_f} = \frac{d + N\psi_f}{M} \tag{15}$$

Lu와 Likos(2006)는 그림 9에 나타난 흡수응력을 적 용한 파괴규준을 다음과 같이 기술하였다.

$$q = M(p - u_a)_f + Mp_s \tag{16}$$

이 때 흡수응력은 다음과 같이 정의된다.

$$p_s = X(u_a - u_w)_f \tag{17}$$

여기서 X는 흡수응력 계수이다. 이러한 흡수응력은 모관흡수력에 대하여 유일한 관계를 나타내며 이를 흡 수응력 특성곡선으로 기술할 수 있다. 따라서 식 (9)에 의하여 흡수응력은 다음과 같이 유도된다.

$$p_s = d/M + N(u_a - u_w)/M \tag{18}$$



그림 10. 파괴시 순체적응력에 따른 축차응력

그림 11에서는 낮은 응력수준의 모관흡수력에 따른 흡수응력을 보여주고 있다. 실험에서 구한 흡수응력은 파괴시 응력을 축차응력이 0인 경우까지 연장하여 구한 것이다. 즉

$$p_s = \frac{q_m}{M} - \overline{p_m} \tag{19}$$

여기서, q_m은 측정된 축차응력이며, p_m는 측정된 순 체적응력이다. 식 (18)에서 나타난 바와 같이 모관흡수 력이 증가함에 따라 흡수응력은 선형적으로 증가하고 있으며 실험치로부터 구한 흡수력과 잘 일치하는 것으 로 보여진다.

흡수응력 계수 X는 다음과 같이 나타난다.

$$X = d/M(u_a - u_w) + N/M$$
 (20)

한편 측정된 응력으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$X = \frac{q_m/M - \overline{p_m}}{u_a - u_w} \tag{21}$$

그림 12에서는 모관흡수력에 따른 흡수응력계수를



보여주고 있으며 식 (20)에서 나타난 결과가 실험치로 부터 구한 흡수력 계수와 잘 일치하고 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 김태경과 오세붕(2008)에 의한 실험결 과를 토대로 불포화토의 Bishop 응력을 기술하였다. 이 로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 낮은 수준의 모관흡수력에서는 Bishop 응력을 포화 도를 이용하여 기술할 수 있었다. 이러한 Bishop 응 력을 이용한 경우에 K₀ 압축시 경로가 모관흡수력 에 무관하게 유일한 직선으로 수렴하였다. 또한 압 밀완료시 응력이 유일한 직선으로 나타나며 K₀ 값 이 0.48로 나타났다.
- (2) Bishop 응력으로 규준화한 응력-변형률 관계를 통 하여 모관흡수력에 따른 차이가 크게 나타나지 않 고 수렴하는 경향을 확인하였다. 하지만 일부 실험 결과에서는 차이가 발생하였으며, Bishop 응력으로 실제 응력-변형률 관계를 기술하는 추가적인 자료 의 축적이 필요하다.
- (3) Bishop 응력으로 기술한 Mohr-Coulomb 파괴규준은 유일한 직선으로 정의할 수 있었다. 그리고 실험에 서 구한 파괴시 응력과 잘 일치하였다. 특히 낮은 모관흡수력 수준에서는 파괴시 χ가 일정한 값으로 나타남을 이론적으로 입증하였다.
- (4) 흡수응력은 모관흡수력에 대하여 선형적인 관계를 가지고 있으며 실험치와 이론치가 적절하게 일치하 고 있었다. 그리고 흡수응력 계수는 모관흡수력이 증가함에 따라 비선형적으로 감소하는 특성을 실험 치와 이론치로부터 확인할 수 있었다.

감사의 글

이 연구는 2008학년도 영남대학교 학술연구조성비에 의한 것으로 연구비의 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김영석, 오카 후사오 (2008), "다양한 석션 레벨에서의 불포화실 트의 삼축압축거동에 관한 실험적 연구", 한국지반공학회논문집 제24권 1호, pp.25-35.
- 김태경, 오세붕 (2008), "불포화토의 K₀ 압밀 삼축압축실험시 모 관흡수력에 따른 정지토압계수 및 전단강도에 관한 연구", 한국 지반공학회논문집, 제24권 5호, 인쇄중.
- 오세붕, 문종호, 김태경, 김윤기 (2008), "불포화 지반특성 영향 에 대한 강우시 사면붕괴의 사례연구", 대한토목학회논문집, 제 28권 3C호, 인쇄중.
- 이인모, 조우성, 김영욱, 성상규 (2003), "풍화토 사면에서 강우 로 인한 간극수압 변화에 대한 실험연구", 한국지반공학회논문 집, 19권, 1호, pp.41-49.
- Bishop, A. W. (1959), "The Principle of Effective Stress", Technisk Ukeblad, 106(99), pp.859-863.
- Bolzon, G., Schrefler, A. and Zienkiewicz, O. C. (1996), "Elasto-plastic soil constitutive laws generalized to partially saturated state", *Géotechnique*, Vol.48, No.2, pp.279-289.
- Fredlund, D. G., Mogensten, N. R. and Widger, R. A. (1978), "The shear strength of unsaturated soils", *Canadian Geotechical Journal*, 15, pp.313-321
- Khalili, N. and Khabbaz, M. H. (1998), "A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils", *Géotechnique*, Vol.48, No.5, pp.681-687.
- 9. Lu, N., and Likos, W. J. (2004). Unsaturated soil mechanics, Wiley, New York.
- Lu, N., and Likos, W. J. (2006), "Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.132, No.2, pp.132-142
- Oberg, A. L. and Sallfors, G. (1995), "A rational approach to the determine of the shear strength parameters fo unsaturated soils", *Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils*, Paris, pp.151-158.
- Tarantino, A. (2007), "A Possible critical state framework for unsaturated compacted soils", *Géotechnique*, Vol.57, No. 4, 385-389
- Rassam, D. W. and Williams, D. J. (1999), "A relationship describing the shear strength of unsaturated soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, pp.363-368.
- Vanapilli S. K. Fredlund D. G., Pufahl D. E., and Clifton A. W. (1996), "Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, pp.379-392.
- Vanapalli, S. K., and Fredlund, D. G., 2000, "Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve," in Advances in Unsaturated Geotechnics, Shackelford, C. D, Houston, S. L., and Chang, N. Y., eds., GSP No.99, ASCE, Reston, VA, pp.195-209.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 14)

디지털 이미지 코릴레이션 기법으로 평가한 평면변형률 시험의 단부 구속 효과

Restrained Effect of End Plate on Plane Strain Test Evaluated by Digital Image Correlation Method

장	의	ब्र े	Jang, Eui-Ryong	추	윤	식²	Choo, Yoon-Sik
[ہ	원	택	Lee, Won-Taeg	정	충	フ] ⁴	Chung, Choong-Ki

Abstract

The plane strain test can reproduce the real field condition and failure behavior precisely over other laboratory shear tests. Accordingly, this test has been utilized to investigate the shearing behaviors associated with overall failure behavior and local deformation of soils. However, most plane strain tests have been carried out with restrained end plates due to difficulties in manufacturing the equipment and also performing it. This restraint induces different results with real field because of shear stress on end plates. In this study, plane strain tests with/without bottom plate restraint were performed on Jumunjin-sand. The measurement of overall and local deformation was accomplished by digital image correlation technique as well as external LVDT. By applying digital image correlation method using two consecutive images captured through the transparent wall, local deformation behavior of various parts inside the specimen was estimated. And the formation and development of shear band caused by the restrained effect of end plate and the deformation mechanism of sand under plane strain condition were examined.

요 지

평면변형률 시험기는 실제 지반의 파괴 거동을 보다 근사하게 모사할 수 있다는 장점 때문에 평면변형률 조건을 구현하려는 목적 외에도 흙의 국부적인 변형을 포함하는 전체적인 파괴거동을 관찰하기 위한 목적으로 활용되고 있다. 그러나 대부분의 평면변형률 시험은 시험기 제작과 시험 수행의 어려움 때문에 바닥판이 고정된 단부 구속 하에서 수행되는 경우가 일반적이다. 최대 주응력 면의 단부 구속은 주응력 면에 추가적인 전단응력을 유발시켜 의도 된 전단 거동을 저해하므로, 시험 결과가 실제 현장에서 발생하는 전단 거동과 다를 수 있다. 본 연구에서는 바닥판 구속을 제어할 수 있는 평면변형률 시험기를 이용하여 단부 구속 여부에 따른 두 가지 시험을 주문진 표준사에 대하여 수행하였다. 시료의 국부적인 변형을 포함하는 전체적인 거동을 측정하기 위해 외부 LVDT와 함께 디지털 이미지 코릴레이션 기법(DIC)을 적용하였다. 평면변형률 시험기의 투명한 측면판을 통하여 서로 다른 시간에 촬영된 두 개의 디지털 이미지를 본 기법으로 해석하여 응력-변형률 거동과 하중 증가에 따라 나타나는 시료 내부 모든 위치에서의 국부적 변형 거동을 파악하였다. 이로써 단부 구속 여부에 따라 발생하는 평면변형률 조건하에서 사질토의 파괴면 형성과 발달과정 그리고 변형 메커니즘을 규명하였다.

Keywords : Digital Image Correlation (DIC), End plate, Plane strain, Restrained effect, Shear band, Strain localization

¹ 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engineering, Seoul National Univ.)

² 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engineering, Seoul National Univ.)

³ 정회원, 호남대학교 토목공학화 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Honam Univ.)

⁴ 정회원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Professor, Dept. of Civil, Urban & Geosystem Engineering, Seoul National Univ., geolabs@snu.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

실내시험에서 현장 지반의 변형 특성을 파악하기 위 하여 시료 내부의 파괴면 발생양상을 포함하는 위치별 변형 거동 메커니즘을 종합적으로 분석, 평가하는 연구 가 이루어지고 있다. 대표적인 예로 삼축 시험의 전단 중에 시료를 굳힌 후 절단하여 살펴보거나 X-ray 단층 촬 영을 활용하여 변형거동을 관찰한 연구가 있다(Desrues et al., 1996; Alshibli et al., 1999, 2003). 그러나 이 기법 들은 시료의 관찰이 일회적이고, 고가의 장비의 사용을 필요로 한다는 단점이 있다. 반면에 평면변형률 시험에 서는 시료의 변형이 구속되는 중간 주응력면에 투명한 측면판을 설치하여 재하 중에 발생하는 변형을 보다 쉽 게 관찰 할 수 있다. 또한 평면변형률 조건에서는 변형 이 중간 주응력 방향으로 발생하지 않기 때문에 측면판 이 윤활작용을 하여 모래와 측면판과의 마찰을 최소화 할 경우 측면판에 나타난 변형이 시료 내부의 변형과 같다고 할 수 있다(Tatsuoka et al., 1984, 1985). 이러한 이유에서 평면변형률 시험기는 평면변형률 조건을 근 사하게 모사하려는 목적 외에도 흙의 국부적인 변형을 포함하는 전체적인 파괴 거동을 보다 정확하게 파악하기 위한 목적으로 활용되고 있다(Liang et al., 1997; Alshibli et al., 2003).

평면변형률 시험을 통해 현장 평면변형률 조건의 정 확한 응력-변형률 관계와 파괴 거동을 얻기 위해서는 시 료 단부가 구속되지 않아야 한다. 시료의 주응력 면인 양 단부에 전단응력을 발생시키는 단부 구속 효과는 전 단 중에 바닥판이 움직이는 시험기를 사용하여 제거할 수 있으며, 이로써 보다 정확한 평면변형 조건의 전단 변형 거동 관찰이 가능하다(Finno et al., 1997, Alshibli et al., 2004). 그러나 대부분의 평면변형률 시험은 시험 기 제작과 시험 수행의 어려움 때문에 시료 단부 구속 하에서 수행되고 있다(Marachi et al., 1981; Tatsuoka et al., 1986, Wanatowski et al., 2006).

현장을 모사하려는 실내시험에서 시료의 변형 경계 조건이 현장과 다를 경우에는 흙의 거동 특성이 실제와 다르게 평가될 수도 있다. 이러한 문제를 인식하고 바닥 판의 움직임을 조절할 수 있는 시험기를 개발하여 시료 단부 구속 여부에 따라 거동을 비교한 연구도 이루어져 왔다(Alshibli et al., 2004, 장의룡 등, 2006). 그러나 기존 의 연구는 강도를 비롯한 응력-변형률 거동에만 초점을 맞추어 비교하여 왔으며, 파괴면의 발생 양상을 포함하 는 시료 내부의 변형 거동을 관찰하고 분석하여 단부 구속 효과를 평가하는 연구는 이루어지지 않고 있다. 본 연구에서는 평면변형률 시험기의 단부, 즉 바닥판 의 구속을 제어할 수 있는 시험기를 이용하여 바닥판이 구속되는 시험과 바닥판이 자유로이 움직일 수 있는 두 가지 시험을 주문진 표준사에 대하여 수행하였다. 전단 중에 시험기의 투명한 측면판을 통하여 시료 내부의 변 형 형상을 디지털 카메라로 연속 촬영하였다. 변형 거동 을 파악하고자 하는 시간 간격의 이미지들을 선택하여 이미지 해석을 수행하였고, 다양한 변형률 영역에서 변 형 거동을 측정, 분석하였다. 이를 활용하여 단부 구속 여부에 따라 발생하는 평면변형률 조건하에서 사질토 의 파괴면 형성과 발달과정 그리고 변형 메커니즘을 규

평면변형률 시험에서 변형 측정을 위한 이미지 해석 은 일반적으로 멤브레인에 격자를 그린 후 전단에 따라 서 변화하는 이미지를 추적하여 이루어져 왔다(Liang et al., 1997; Alshibli et al., 2003). 이때 이미지의 변화는 제한된 측정점을 이용하여 수작업으로 진행되기 때문 에 시간이 오래 걸릴 뿐만 아니라 시료 전체 변형을 세 밀하고 정확하게 측정하기 어렵다. 그러나 최근에는 자 동화된 디지털 이미지 프로세싱 기술이 널리 개발 되어 활용되고 있다(White et al., 2003; Rechenmacher et al., 2004). 본 연구에서는 서로 다른 시간에 촬영된 두 개의 디지털 이미지를 이용하여 픽셀의 상관성으로 원하는 위치에서 변위를 산정하는 디지털 이미지 코릴레이션 기법을 적용하였다. 이로써 평면변형률 시험에서 나타 나는 전체적인 변형 거동뿐만 아니라 시료 내부 모든 위치의 국부적인 변형 거동을 파악할 수 있었다.

2. 시험 개요

명하였다.

2.1 시험기 개요

본 연구에서 수행된 평면변형률 시험은 그림 1과 같 이 바닥판의 움직임을 조절할 수 있는 평면변형률 시험 기(장의룡 등, 2006)를 이용하여 수행되었다. 시험기의 바닥판은 위, 아래 2개의 부분으로 나누어져 있으며, 하 부 바닥판은 시험기 저판에 고정되어 있고, 리니어베어 링 위에 놓인 상부 바닥판은 바닥판 고정 장치에 의해 움직이거나 구속될 수 있다. 두 개의 측면판 중 하나는 벽체 응력을 측정하기 위하여 토압계가 설치되어 있고

그림 2. 굴절 없이 시료를 관찰하기 위한 직육면체 형상의 셀

그림 1. 바닥판 움직임을 조절할 수 있는 평면변형률 시험기의 개략도

Pressure 상부 재하판 Bracing (상부 Cap) 토압계 투명하 측면판 움직이는 바닥판 (상부 바닥판) 멤브레인 리니어베어링 상부배수 밸브 하부배수 고정된 바닥판 밸브 (하부 바닥판) 바닥판 고정장치

정된 하부 바닥판에 연결되어 있으면서 상부에는 브레

이싱(Bracing)을 설치하여 측면판의 횡방향 변위를 구

기존에 개발 사용되어온 평면변형률 시험기 셀은 대

부분 삼축시험기 셀과 동일한 실린더 형태로 제작되어 위치에 따라 빛의 굴절이 달라지기 때문에 시료의 관찰

이 정확하게 이루어질 수 없다. 본 연구에서 활용된 시

험기의 셀은 실린더형이 아닌 직육면체 형상(그림 2)으

로 투명한 측면판이 있는 방향에서 전단 과정 중에 시료

의 변형 형상을 굴절 없이 관찰 하는 것이 가능하다.

가압봉

속하여 평면변형률 조건을 구현하였다.

Cell

다른 하나는 시료 내부 변형 형상의 이미지 촬영을 위하 2.2 사용 시료 및 시험조건 여 투명한 아크릴로 만들어져 있다. 측면판의 하부는 고

본 연구에서 수행된 평면변형률 시험은 상대밀도 74% (초기 간극비: 0.67)로 성형된 주문진 표준사(표 1, 그림 3)를 이용하였으며, 단부의 구속 여부, 즉 바닥판의 움 직임에 따른 두 가지 시험으로 나누어 진행하였다. (UBP : 바닥판 움직임 허용한 시험, RBP : 바닥판 움직 임 구속한 시험) 시료 성형은 장의룡 등(2006)의 장비를 사용하고, 절차도 동일하게 하였다. 측면판과 시료와의 마찰을 최소화하기 위하여 매끄러운 아크릴 측면판과 멤브레인에 실리콘 그리스를 활용하였다. 시료는 CO2 를 이용한 배압 포화(Back Pressure Saturation)과정을 통해 포화시켰다. K₀ 압밀을 수행할 때에는 횡방향 응력 이 100kPa에 도달될 때까지 진행하였으며, 전단은 일정 구속압 하에서 연직방향 하중을 파괴 시까지 재하하는 방식으로 수행하였다.

표 1. 시험에 사용된 주문진 표준사의 물성

통일 분류	SP
비중 <i>G</i> s	2.65
최대 간극비 e _{max}	0.992
최소 간극비 e _{min}	0.596
평균 입경 D ₅₀	0.56
균등계수 Cu	1.53
곡률계수 Cc	0.94

주문진 표준사의 입도 분포 곡선



	입자 크기 (r	nm)
그림 3. 주문	문진 표준사의 입도 분	란포 곡

표 2. 시험 조건

UBP	RBP				
Unrestrained	Restrained				
Bottom Plate	Bottom Plate				
바닥판 움직임 허용	바닥판 움직임 구속				
상대밀도 74%					
σ ₃ ' = 100kPa (<i>K</i> ₀ 압밀)					



그림 4. 전단 중에 측면판을 통하여 촬영된 디지털 이미지

2.3 디지털 이미지

디지털 이미지 분석을 위하여 300만 화소(2016×1512 Pixels)의 측정이 가능한 디지털 카메라(Sony SD-100) 를 이용하였으며, 시험을 수행하는 동안 평균 연직 변형 률 0.05~0.15% 간격(약 1분 간격)으로 사진을 촬영하였 다. 카메라는 삼각대를 활용하여 고정시켰으며 리모컨 으로 사진을 촬영하여 시간 차에 따른 카메라의 위치 변화를 최소화 하였다. 이때에 얻어진 pixel단위의 사진 은 기지점을 활용한 이미지 캘리브레이션(Image Calibration)을 통하여 mm단위로 환산을 하며, 피치 못할 경 우로 발생된 카메라의 위치 변화를 보정하게 된다. 그림 4와 같이 시료 전체를 모두 포함하게 촬영되었으며 대 략 0.1mm/pixel의 해상도를 확보하였다. 시료는 시험기 의 투명한 측면판을 통하여 관측하였으며, 고정된 카메 라의 방향과 측면판은 수직을 유지하였다. 일정한 밝기 를 유지할 수 있도록 외부 빛이 차단된 공간에서 전단 과정 동안 일정하게 유지되는 조명을 양 측면에서 비스 듬히 비추어 이미지 해석에 적합한 디지털 이미지를 얻 었다.

3. 디지털 이미지 코릴레이션

3.1 디지털 이미지 프로세싱의 개요

디지털 이미지를 활용한 해석 기법은 여러 분야에서 관찰하고자 하는 대상 물체의 변형을 측정하기 위하여 이용되고 있다. 토질 역학의 분야에서도 PIV(Particle

28 한국지반공학회논문집 제24권 제7호 / 특별논문집 제5호 /

Image Velocity)와 DIC(Digital Image Correlation)기법 들이 시료의 변형 측정을 위하여 적용되고 있다.(White et al., 2003; Rechenmacher et al., 2004) 이 기법들은 알 고리즘에 차이는 있지만 서로 다른 시간에 촬영된 두 개의 디지털 이미지를 이용하여 픽셀(pixel)들의 상관성 으로 상대적인 변위를 측정한다는 공통점을 가지고 있 다. 그러나 DIC는 변형을 고려하여 변위를 산정하는 반 면 PIV는 변형을 고려하지 않고 변위만 측정하게 된다. 본 연구에서는 두 이미지가 가지는 픽셀들의 상관성을 고려할 때에 변위뿐 아니라 변형까지 동시에 고려할 수 있는 디지털 이미지 코릴레이션 기법(DIC)을 사용하여 해석을 수행하였다.

디지털 이미지 해석을 수행하기 위하여 관찰되는 대 상은 굴곡이 없는 평면이어야 하며, 시료 내부와 시료 표면에서 관찰되는 거동이 동일해야 한다. 이는 평면변 형률 시험에서 가장 적절하게 만족시킬 수 있으며, 이를 근거로 최근에 평면변형률 시험에 디지털 이미지 코릴 레이션 기법의 적용성을 검증한 연구가 진행되어 왔다 (Rechenmacher et al., 2004; 장의룡 등, 2007).

3.2 디지털 이미지 코릴레이션 기법의 알고리즘

변형 측정을 원하는 서로 다른 시간에 촬영된 두 개 의 디지털 이미지는 일반적으로 흑백 사진으로 변환되 며, 각 픽셀은 0부터 255까지의 레벨로 구분되는 명암을 갖게 된다. 두 이미지를 맞출 때에 하나의 픽셀을 사용 하지 않고 임의의 명암 패턴을 가지는 픽셀 집합을 이용 한다. 이는 단일 픽셀을 사용할 경우에는 변형 후의 이 미지에서 같은 명암강도를 가지는 수많은 단일 픽셀들 이 존재할 가능성이 높아 동일 픽셀에 근거한 해석이 어렵기 때문이다. 즉, 그림 5와 같이 초기 이미지에서 임의의 명암 패턴을 가지는 사각형의 픽셀 집합을 만들 고, 변형이 발생한 이미지에서 그와 가장 유사한 패턴을 가지는 픽셀 집합을 상관성으로부터 찾아서 위치의 변 화를 결정하는 것이다. 픽셀 집합의 상관성은 식 (1)로 부터 코릴레이션 계수를 구하여 결정한다.

$$S\left(x, y, u, v, \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}\right) = 1 - \frac{\sum_{i} \left[F\left(x_{i}, y_{i}\right) \times G\left(x_{i}^{*}, y_{i}^{*}\right)\right]}{\left[\sum_{i} \left(F\left(x_{i}, y_{i}\right)\right)^{2} \times \sum_{i} \left(G\left(x_{i}^{*}, y_{i}^{*}\right)\right)^{2}\right]^{1/2}}$$
(1)

여기서 F(x_i, y_i)는 초기 픽셀 집합에서 (x_i, y_i) 좌표에



그림 5. 초기 이미지와 변형된 이미지에서의 픽셀 집합과 좌표

해당하는 픽셀의 명암 값이며, G(x_i^{*}, y_i^{*})는 변형된 픽셀 집합의 (x_i^{*}, y_i^{*}) 좌표에 해당하는 픽셀이 가지는 명암 값 이다. 변형된 픽셀 집합의 (x_i^{*}, y_i^{*})는 그림 1에 나타난 것처럼 초기 픽셀 집합의 (x_i, y_i)에 위치한 시료의 지점 이 변화하여 옮겨진 좌표이다. 변형 전의 초기 좌표와 변형된 좌표의 관계는 이미지 코릴레이션을 통하여 구 하고자 하는 변위 u와 v를 이용하여 식 (2)와 같이 표현 할 수 있다.

$$x_{i}^{*} = x_{i} + u + \frac{\partial u}{\partial x} \Delta x_{i} + \frac{\partial u}{\partial y} \Delta y_{i}, \quad y_{i}^{*} = y_{i} + v + \frac{\partial v}{\partial x} \Delta x_{i} + \frac{\partial v}{\partial y} \Delta y_{i} \quad (2)$$

여기서 *u*와 *v*는 픽셀 집합 중심의 변위이며, Δ*x*,와 Δ*y*_i 는 픽셀 집합 중심에서 (*x*, *y*_i) 좌표까지의 거리이다. 그 리고 $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial y}$ 은 변형률에 관계되는 값들로써, 이 값들이 없을 경우 픽셀 집합의 모양은 변하지 않고 이동 만 하게 된다. 하지만 이 값들로 인하여 픽셀 집합의 모 양이 변하는 것을 고려할 수 있게 되며 더 정밀한 코릴레 이션을 수행할 수가 있다. 이미지 코릴레이션의 목적은 식 (1)의 *S* 값을 최소화하는 최적의 *u*, *v*, $\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}$ 을 찾는 것이며, 최적의 값을 효율적으로 찾기 위하여 Newton-Raphson 방법을 이용하였다(Bruck et al., 1989). 위의 알고리즘을 그림 6에 요약된 절차처럼 여러 픽셀 집합에 대하여 적용하면 여러 지점에서의 변위를 얻어 낼 수 있다. 본 연구에서는 위에 설명된 디지털 이미지 코릴레이션 기법을 MATLAB을 활용하여 자동화된 프 로그램으로 작성하여 사용하였다.

4. 시험 결과

4.1 **압밀**

평면변형률 시험의 Ko압밀은 시료가 측면판과 밀착



그림 6. 디지털 이미지 코릴레이션 기법을 적용하여 변형을 측정하는 절차 흐름도

표 3. K₀ 압밀 결과

시험	σ1'(kPa)	σ²'(kPa)	σ ₃ '(kPa)	K ₀
UBP	372	109	100	0.27
RBP	372	121	100	0.27

된 상태에서 횡방향 변형이 일어나지 않으면서 연직 변 형이 발생해야 한다. 이러한 조건을 만족시키면서 전단 중에 바닥판이 움직임을 허용하는 시험의(UBP) 압밀을 수행하여 K₀ 값을 찾았다. 전단 중에 바닥판이 고정되는 경우(RBP)의 압밀은 UBP 시험과 동일한 응력경로를 거쳐 같은 값에 도달하게 하였다. 표 3의 결과와 같이 동일한 응력경로, 같은 K₀ 값이라고 하더라도 측면판에 작용하는 응력(o₂)이 유효 구속압인 최소 주응력(o₃) 보 다 약간 크게 나타났다. 이는 미세한 시료 성형의 차이 와 큰 응력을 일으키는 연직 변형률의 작은 변화 때문에 발생된 것으로 판단되며, 전단 결과에는 큰 영향을 미치 지 않는 것으로 확인하였다.

4.2 응력 변형률 및 부피변형률 거동

K₀ 압밀이 수행된 후 바닥판의 구속을 조절하여 전단 을 시킨 두 개의 시험에서 나타난 응력 - 평균 연직 변형 률(외부 LVDT로 측정한 변형률) 관계와 부피 변형특성 을 그림 7과 8에 각각 나타내었다. 두 시험에 작용하는 유효 구속압(03')은 100kPa로 일정하게 유지하였으며, 그림 7과 같이 측면판에 부착된 토압계를 이용하여 측



그림 8. 부피 변형률 그래프

표 4. 최대 연직응력 상태에서의 응력, 마찰각 및 평균 연직 변형률

시험	σ1'(kPa)	σ2 ['] (kPa)	ϕ ' (°)	$(\mathcal{E}_v)_{ave}(\%)$	(<i>ɛ</i> ,) _{<i>ave</i>(%) at 2nd Peak}
UBP	664	223	47.6	3.09	
RBP	667	250	47.7	3.41	15.75

30 한국지반공학회논문집 제24권 제7호 / 특별논문집 제5호 /

정된 벽체에 작용하는 중간주응력(σ₂')도 연직응력(σ₁') 과 함께 도시하였다.

두 경우 모두 최대 응력에 도달한 이후 응력이 감소 하는 응력 연화 현상이 나타나며, 초기 응력 - 평균 연직 변형률 관계에서는 바닥판 구속 여부에 따른 영향이 분 명하게 나타나지 않는다. 그러나 응력 연화 이후에는 단 부를 구속한 경우가 구속하지 않은 경우보다 연직 응력 과 벽체 응력이 더 크게 나타났으며, 연직 응력의 경우 전단 변형이 크게 발생하여 잔류 응력 상태에 도달한 이후로 판단되는 평균 연직 변형률 16% 부근에서 두 번 째 최대 값(peak)이 관찰되었다. 최대 연직응력을 가지 는 평균 연직 변형률은 단부를 구속하지 않은 경우가 3.09%로 구속된 3.41% 보다 약간 작게 나타났으며, 이 는 기존의 연구에서 제시된 결론과 유사하다(Alshibli et al., 2004; 장의룡 등, 2007). 그러나 마찰각(표 4. 참조) 은 거의 차이가 발생하지 않아 바닥판이 구속된 경우에 더 큰 강도를 보이는 기존의 연구와 차이를 보였다. 부 피 변형 특성의 경우 거의 일치하였으나 바닥판이 구속 되었을 때는 연직응력이 두 번째 peak 값을 가지는 부분 에서 다시 증가하는 경향을 나타내었다.

5. 디지털 이미지 해석 결과

이미지 해석은 평균 연직 변형률 증가에 따라 변화하 는 이미지 두 개를 비교함으로써 이루어진다. 본 연구에 서는 평균 연직 변형률 1% 간격을 적용하였다. 또한 파 괴면의 형성과 발달을 자세히 관찰하기 위하여 파괴면 이 발생하는 부근에서는 더 작은 변형률 간격으로 이미 지를 선택하고 해석을 수행하였다. 디지털 이미지 코릴 레이션 알고리즘에서 Newton - Raphson 방법을 적용할 때에 수렴조건은 0.01pixel로 하였다. 이 수렴 조건은 대 략 0.001mm의 정확도를 가지며, 8×10⁴%변형률 증분을 표현할 수 있다. 변위가 구해지는 픽셀집합의 중심점들 은 1000개 이상 설정하였으며, 각 픽셀집합은 30×30 pixel로써 충분히 유일한 패턴을 가질 수 있는 크기로 결정하였다. 변형률을 산정할 필요가 있을 경우에는 변 위가 구해진 점들을 이용하여 만들 수 있는 가장 작은 사각형 요소 내의 선형 변위장(u^e, v^e)을 최소 오차법을 이용하여 위치에 따른 함수로 구하였다. 구해진 선형 변 위장 함수를 식 (3)과 같이 미분하여 요소 내에서 변형 률 값들을 상수로 산정하였다.

$$\varepsilon_{xx}^{e} = \frac{\partial u^{e}}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy}^{e} = \frac{\partial v^{e}}{\partial y}, \quad \varepsilon_{xy}^{e} = \frac{\partial u^{e}}{\partial y} + \frac{\partial v^{e}}{\partial x}$$
 (3)

5.1 평균 연직 변형률 1% 간격의 이미지 해석

전단이 진행되는 전 과정을 해석하였고, 그 중 대표적 인 결과를 시각적으로 용이하게 확인할 수 있도록 명암 에 따른 등고선을 활용하여 도시하였다. 제시된 변위 값 들은 비교되는 두 이미지 요소의 상대 변위(mm)이며 연 직 방향(v축 방향)은 양의 변위를 위로, 횡방향(x축 방 향)은 양의 변위를 오른쪽으로 표기하였다. 또한 등고선 에 표시된 변형률(%)은 필요에 따라 Moving Average기 법을 적용하였으며, 압축을 양수로 팽창을 음수로 표현 하였다.

전단 초기에는 그림 9와 같이 바닥판의 구속 여부에 따른 거동의 차이가 크게 나타나지 않는다. 두 경우 모 두 횡방향 변형은 시료 가운데 연직 축(횡방향 변위가 없는 축)을 중심으로 비교적 균일하게 좌, 우로 팽창하 며, 연직방향 변위는 같은 높이에서 거의 동일한 값이 나타난다. 그리고 중앙에서 좌우로 갈수록, 하부에서 상 부로 갈수록 횡방향 변위와 연직방향 변위가 각각 증가 한다. 각 요소의 변형을 기준으로 하는 변형률을 산정하 면 모두 그림 9(c)와 같이 위치에 따른 경향성이 초기 재하 중에는 나타나지 않는다.

최대 연직응력에 도달하기 전까지는 그림 10에서와 같이 단부 구속효과가 명확히 관찰되지 않는다. 바닥판 구속여부에 상관없이 변형률이 증가함에 따라 시료 중 앙에서 좌, 우로 횡방향 변위가 증가하며, 연직 변위의 등고선의 좁아진 간격에서 알 수 있듯이 위치별 변위 차이가 증가한다. 이러한 위치에 따른 변형의 차이는 그 림 10(c)와 (d)의 변형률 그래프로부터 시료 중앙에 횡 방향 팽창과 연직방향 압축이 다른 부분과 비교하여 크 게 나타나는 벌징(Bulging) 현상임을 확인할 수 있다. 이 러한 변형은 전단면 형성을 위한 초기 단계로 판단된다.

최대 연직응력이 포함되는 구간(그림 11)에서부터 단 부 구속 효과가 나타나기 시작한다. 그림 11(a)와 (b)에 나타난 바와 같이 구속여부에 상관없이 모두 연직 방향 과 횡방향 변위가 급격하게 변화하는 변위 전이 영역(즉 등고선 간격이 조밀하게 나타나고, 변위가 급격하게 변 화하는 영역)이 그림의 대각선 방향으로 나타나지만, 바 닥판이 구속된 경우(RBP)에는 구속되지 않은 것(UBP)









그림 12. 평균 연직 변형률 7~8%에서의 변위 및 변형률 분포 등고선



파괴 이후 전단면이 발생하면서 전단면 발생 영역과 그 외의 영역에서 거동이 명확히 구분된다. 그림 12에 나타난 바와 같이 전단면 영역에서 위치별 변위 차가 크게 나타나고, 그에 따라서 전단 변형률이 매우 크게 발생한다. 그림 13은 변형 형상을 쉽게 파악하기 위하여 그림 12에서 나타난 변위 등고선을 바탕으로 도시한 변 형 모식도이다. 바닥판 구속에 따른 영향은 그림 13에 도시한 바와 같이 변형 양상에서 크게 다르게 나타난다. 바닥판이 구속되지 않은 경우(UBP)에는 전단면 상부는 연직 변위, 하부는 횡방향 변위가 지배적으로 발생하고, 각 영역에서 위치별 변위 차이는 나타나지 않는다. 반면



그림 13. 평균 연직 변형률 7~8%에서의 시료의 변형 형상

에 바닥판이 구속된 상황(RBP)에서는 전단면 상부에서 연직 방향 변위뿐만 아니라 위치에 따라 다른 횡방향 변위가 분명하게 발생한다, 하부에서도 UBP의 경우 보 다 상대적으로 작은 횡방향 변위가 하부로 가면서 줄어 드는 경향이 관찰된다. 즉, 바닥판이 움직이는 경우에는 전단면을 제외한 부분에서는 거의 변형 없이 강체운동 을 하지만 바닥판이 구속된 시험은 전단면 외의 영역에 서도 상대 변형이 발생함을 확인할 수 있다.

그림 12(c)에서의 전단 변형률을 비교하면 육안으로

뚜렷한 차이를 파악하기가 쉽지 않다. 전단 변형 상태를 자세히 비교하기 위하여 2% 이상의 높은 전단변형률을 보이는 파괴 예상 영역만을 그림 14에 나타내었으며, 바 닥판이 구속된 시험이 상대적으로 두껍고 경사가 낮은 전단면을 형성함을 확인할 수 있다. 바닥판이 구속된 경 우에는 구속 효과로 인하여 전단면 외의 영역에서도 계 속 변형이 발생하고 전단면이 두꺼워지는 것으로 판단 된다. 반면에 바닥판이 움직이는 경우에는 전단면 외의 영역이 변형 없이 강체 운동을 하여 모든 변형이 전단면 에 집중되고, 전단면이 얇고 뚜렷하게 형성됨을 알 수 있다.

그림 15의 17-18% 평균 연직 변형률이 발생한 시험 마지막 부분에서는 바닥판 구속효과의 영향이 매우 크 게 나타난다. 바닥판이 구속된 경우에는 하나의 전단면 을 계속 발달시키지 못하고, 기존의 전단면 외에 다른 방향의 전단면이 형성되기 시작하여 가운데 부분에서 X자를 형성하며 변형을 하게 된다. 이러한 새로운 전단 면의 발생은 그림 7에서의 응력 연화 이후 다시 증가하



그림 14. 평균 연직 변형률 7~8%에서의 2% 이상의 높은 전단 변형 률을 가진 영역

는 연직응력과 그 원인을 같이 한다고 볼 수 있다. 두 시험(UBP와 RBP)은 그림 7에 도시된 응력-변형률 그래프의 경향대로 초기에는 매우 유사한 거동을 보이 다가 최대 연직응력을 지나며 그 거동이 차이를 보이기 시작한 후 그 차이는 점점 증가하게 된다. 전단면 발생 후에 바닥판이 움직이는 시험에서는 모든 변형이 전단 면에 집중되고 나머지는 강체운동을 하는 반면, 바닥판 이 구속된 경우에는 전단면 외에서도 변형이 계속 발생 한다. 그리고 바닥판의 움직임이 제한된 시험에서는 최 종적으로 단부의 마찰에 의한 구속 효과로 인해 초기 전단면이 계속 발달하지 못하고 추가로 새로운 전단면 이 발생함을 확인하였다.

전단면 기울기에 미치는 단부 구속의 영향을 살펴 보 기 위하여 전단 변형률이 큰 영역을 전단면으로 정하고 기울기를 산정하였다. 전단면이 형성되고 발달하기 시 작하는 평균 연직 변형률 3% 이상에 대해서 측정된 전 단면의 기울기를 정리하면 표 5와 같다. 바닥판이 구속 된 시험에서 전단면의 기울기가 작게 나타났다. 이는 단 부 구속에 의한 전단 응력이 전단면의 발달을 저해시키 기 때문으로 판단된다. 또한 평균 연직 변형률이 증가함 에 따라 기울기는 대체적으로 감소하는 경향을 보인다. 전단면의 두께는 전단변형률이 변화하는 영역이 존재 하므로 정확한 값을 정하기 어려우나 두 경우 모두 평균 연직 변형률이 증가함에 따라 조금씩 두꺼워지는 경향 이 관찰되었다.

표 5. 평균 연직 변형률에 따른 전단면 기울기의 변화

$(\mathcal{E}_v)_{ave}$	3~4%	4~5%	7~8%	12~13%	17~18%
UBP	65~66°	64.5~65.5°	62~63°	60~61°	59~60°
RBP	59~60°	60~61°	58~59°	53.5~54.5°	54.5~55.5°



5.2 전단면 형성 근처의 이미지 해석

전단면의 정확한 형성 시기와 과정을 살펴보기 위해 전단면이 형성되는 중에 촬영된 이미지를 짧은 간격으 로 해석하였다. 해석된 변위 결과를 등고선으로 도시할 때에 전단면의 형성을 쉽게 파악하기 위하여, 전단면이 형성되는 부분을 표시하였다. 그림 11로부터 변위 전이 영역을 전단면 발생 영역으로 볼 수 있으며, 등고선 내 에 발생 변위의 중간값이 변위 전이영역의 가운데 부분 에 위치함을 확인할 수 있다. 그러므로, 등고선 내에 발 생 변위의 중간값을 굵은 선으로 연결, 표시하여 전단면 의 형성을 관찰하였다.

바닥판이 움직이는 시험은 평균 연직 변형률 3.09% 에서 최대 연직응력에 도달되었고, 그 시점에서 전단면 은 그림 16로부터 형성 중임을 확인할 수 있다. 그림 16 에서 보듯 그림 10(a)와는 다르게 횡방향 변위의 좌우 대칭 형상이 깨지기 시작하면서 최대 연직응력에 도달



되기 전에 전단면 형성이 시작된다. 그러나 전단면이 완 전히 형성되고 발달하기 시작하는 시점은 최대 연직응 력(peak점)을 지난 후에 존재한다. 바닥판이 고정된 시 험은 평균 연직 변형률 3.41%에서 최대 연직응력에 도 달되었고, 바닥판이 움직일 때처럼 전단면의 형성은 최 대 연직응력이 도달되는 시점에서 발생했다. 그리고 두 번째 연직응력이 peak에 도달하는 지점에서도 동일한 해석 결과를 얻을 수 있었다.

6. 결 과

본 연구에서는 평면변형률 시험기의 단부 구속을 제 어할 수 있는 시험기를 이용하여 바닥판 구속 여부에 따른 두 가지 시험을 주문진 표준사로 수행하였다. 전단 중에 시험기의 투명한 측면판을 통하여 시료 내부의 변 형 형상을 디지털 카메라로 연속 촬영하였고, 시료의 위 치별 변형을 디지털 이미지 코릴레이션 기법을 적용하





그림 17. 바닥판이 구속되는 시험(UBP)의 전단면 형성과정에서 나타난 변위 등고선

여 측정하였다. 전 영역과 일부 구간에서 산정된 변위와 변형률을 등고선도로 표현하였으며, 이를 해석하여 다 음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 응력-변형률 그래프의 초기 부분에서는 바닥판 구속 여부에 따른 영향이 분명하게 나타나지 않지만, 최대 연직응력을 가지는 평균 연직 변형률 이후에는 단부를 구속한 경우가 구속하지 않은 경우보다 응력 연화 이후 연직 응력과 벽체 응력이 더 크게 나타났다. 최대 연직응력을 가지는 평균 연직 변형률은 단부를 구속하지 않은 경우가 3.09%로 구속된 3.41% 보다 조금 더 작게 나타났으나 마찰각은 거의 차이가 발생하지 않았다.
- (2) 두 시험(UBP와 RBP)의 변형 거동은 응력-변형률 그래프의 경향대로 초기에는 매우 유사하며, 최대 연직응력을 지나며 차이를 보이기 시작한 후 그 차 이는 점점 커지는 것으로 관측되었다.
- (3) 전단면 발생 후에 바닥판이 움직이는 시험에서는 모든 변형이 전단면에 집중되고 나머지는 강체운동 을 하는 반면, 바닥판이 구속된 경우에는 전단면 외 에서도 약간의 변형이 계속 발생한다. 그리고 바닥 판의 움직임이 제한된 시험에서는 최종적으로 단부 의 마찰에 의한 구속 효과로 인해 초기 전단면이 계 속 발달하지 못하고 추가로 새로운 전단면이 생성 된다. 이러한 변형은 응력 연화 이후 연직응력이 다 시 증가시키고, 두 번째 최대 값을 발생시킨다.
- (4) 바닥판이 구속된 시험이 구속되지 않은 시험보다 전단면의 기울기가 낮게 산정되었다. 이는 단부 구 속에 의한 전단 응력이 전단면의 발달을 저해시키 기 때문으로 판단된다.
- (5) 최대 연직응력에 도달되기 전에 전단면 형성이 시 작되었다. 그러나 전단면이 완전히 형성되고 발달 하기 시작하는 시점은 최대 연직응력(peak점)을 지 난 후에 나타났다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능 한 사회기반건설)사업단의 연구비 지원으로 수행되었 으며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

참 고 문 헌

- 장의룡, 추윤식, 김창엽, 이원택, 정충기 (2006), "평면변형률 시 험기의 바닥판 구속 효과", 2006년 한국지반공학회 가을 학술발 표회 논문집, pp.1862-1873.
- 장의룡, 정층기 (2007), "평면변형률 시험의 변형 특성 평가를 위 한 디지털 이미지 코릴레이션 기법의 적용", 2007 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp.884-887.
- Alshibli, K. A., and Sture, S. (1999), "Sand Shear Band Thickness Measurements by Digital Image Techniques," Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 13, No. 2, pp.103-109.
- Alshibli, K. A., Batiste, S. N., and Sture, S. (2003), "Strain Localization in Sand: Plane Strain vs. Triaxial Compression," ASCE, *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp.1-12.
- Alshibli, A. K., Godbold, D. L., and Hoffman, K. (2004), "The Louisiana Plane Strain Apparatus for Soil Testing," *Geotech. Test.* J., Vol. 27, No. 4, pp.1-10.
- Bruck, H. A., McNeill, S. R., Sutton, M. A., and Peter, W. H. (1989), "Digital Image Correlation Using Newton-Raphson Method of Partial Differential Correction," *Experimental Mechanics*, Vol. 29, No. 3, pp.261-268.
- 7. Desrues, J. R., Chambon, M., Mokni, and Mazerolle, F. (1996), "Void Ratio Evolution Inside Shear Bands in Triaxial Sand Speci-

mens Studied by Computed Tomography," *Geotechnique*, Vol. 46, No. 3, pp. 529-546.

- Finno, R. J., Harris, W. W., Mooney, M. A., and Viggiani, G. (1997), "Shear Bands in Plane Strain Compression of Loose Sand," *Geotechnique*, Vol. 47, No. 1, pp.149-165.
- Liang, L., Saada, A., Figueroa, J. L., and Cope, C. T. (1997), "The Use of Digital Image Processing in Monitoring Shear Band Development," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 20, No. 3, pp.324-339.
- Marachi, N., Duncan, J., Chan, C., and Seed, H. (1981), "Plane Strain Testing of Sand," Laboratory Shear Strength of Soils, *ASTM STP 740*, Yong, R. N. and Townsend, F. C., Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, pp.294-302.
- Rechenmacher, A. L., and Finno, J. F. (2004), "Digital Image Correlation to Evaluate Shear Banding in Dilative Sands," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 1, pp.1-10.
- Tatsuoka, F., Molenkamp, F., Toris, T., and Hino, T. (1984).
 "Behavior of Lubrication Layers of Platens in Element Tests," *Soils and Foundation*, Vol. 24, No. 1, pp.113-128.
- Tatsuoka, F., Haibara, O. (1985), "Shear Resistance Between Sand and Smooth or Lubricated Surfaces," *Soils and Foundation*, Vol. 25, No. 1, pp.89-98.
- Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T., and Fukushima, S. (1986), "Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain Compression at Extremely Low Pressures," *Soils Found.*, Vol. 26, No. 1, pp.65-84.
- Wanatowski, D., and Chu, J. (2006), "Stress-Strain Behavior of a Granualr Fill Measured by a New Plane Strain Apparatus," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 2, pp.1-9.
- White, D. J., Take, W. A., and Bolton, M. D. (2003), "Soil Deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry," *Geotechnique* 53, No. 7, pp.619-631.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 17)

인천지역 비위생 매립지반의 침하특성 연구

The Settlement Characteristics of Incheon Unsanitary Solid Waste Landfill

조	석	ই	Cho, Seok-Ho
임	주	현2	Lim, Ju-Hyun
김	학	문	Kim, Hak-Moon

Abstract

This paper estimates the long-term settlement of Incheon unsanitary solid waste landfill, which is 20 years old. The unsanitary solid waste landfill was subjected to pre-loading system over a period of 1 year, and 300 settlement monitoring provided the long term settlement data. This landfill contains relatively small amount of organic component, and therefore the initial stage of settlement was very small. The existing settlement models were examineed by comparing the observed behaviors of this site, and also they were used to predict the long-term settlement. Power Creep Law (PCL) model showed good agreement with the measured settlement obtained from the initial stage of the measurement, but other models showed satisfactory agreements after $50 \sim 70$ days of measurement.

요 지

인천시 소재 OO지역 비위생 매립지를 대상으로 선행하중(pre-loading) 공법에 의한 성토시 폐기물층의 침하 계측을 바탕으로 기존에 제시된 경험적 침하 모델을 적용하여 침하 모델의 적용성과 타당성을 분석하였다. 매립 연한이 20년 이 지난 비위생 매립에서의 1년간의 성토기간 동안에 9개 지점의 지표면 침하판, 2개의 층별 침하계를 설치하고 약 300일간의 계측을 통해 비위생 매립지의 침하량을 측정하였다. 초기 침하 부분에서 기존의 침하 예측 모델과 본 현장 의 침하량을 비교 분석한 결과 PCL(Power Creep Law)모델의 경우 실측 범위내에서 근접한 결과를 보였으나 쌍곡선 (hyperbolic) 모델과 Bjarngard와 Edgers 모델의 경우 초기 실측 범위인 약 50~70일부터 300일까지 실측치와 근접하게 예측되었다.

Keywords : Landfills, Municipal solid waste, Settlement

1. 서 론

폐기물 매립지의 활용 측면에서 단기 혹은 장기 침하 량을 산정하는 것은 무엇보다도 중요하며, 최근 매립지 반에서 구조물 시공시 예측치 못한 침하로 인해 매우 곤란을 겪는 경우가 빈번하게 발생하고 있다. 그러나 폐기물 매립지는 일반적인 토질 기초지반과는 공학적 으로 상이한 재료의 차이로 인해 서로 다른 거동을 보 이므로, 폐기물매립지의 공학적 거동은 예측시 지반공 학적 측면에서의 접근 방법은 많은 문제점들을 내포하 고 있다.

폐기물 매립지의 침하량을 예측하는 기법으로는 현

¹ 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Dankook Univ.)

² 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 석사수료 (Member, Post Graduate Student, Dept. of Civil Eng, Dankook Univ.)

³ 정회원, 단국대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof, Dept. of Civil Eng., Dankook Univ., khm1028@dankook.ac.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 계재하여 드립니다.

재 PCL, 쌍곡선(Hoe 등, 1998)모델 등의 방법에 의해서 침하량을 예측하고 있으나 이 들 식이 필요로 하는 폐기 물의 물성치의 산정은 쉬운 일이 아닐뿐더러 폐기물의 특성상 역학적 비균질성과 전체적인 비등방성, 크지 않 은 하중에서의 급격한 침하, 쓰레기의 분해 과정에 따른 물리·화학적 성질의 변화와 더불어 최종적으로는 쓰레 기의 형체가 해체되어 급격하고 많은 양의 침하를 유발 하며 체적 감소시에 발생하는 가스에 의하여 연경도가 매우 다양한 물질로 변하는 등 많은 문제점들이 침하 예측시 많은 어려움을 주고 있다.

폐기물 매립지에서 침하를 유발하는 메커니즘은 그 형태에 따라서 크게 다음과 같이 나눌 수 있다(Sowers, 1973; Gordon 등, 1986). 첫째로, 역학적 압축(mechanical compression)은 하중증가에 따라 수개월 이내에 발생하는 일차 혹은 단기(short-term) 압축과 오랜 기간 동안 지속적 으로 발생하는 역학적 이차 압축(mechanical secondary compression : Δε_{mec})으로 구분될 수 있다.

일차 압축은 가스 혹은 공기로 채워진 간극의 압축, 느슨한 쓰레기의 압축, 입자의 미끄러짐 등에 의하여 발생된다. 반면 이차 압축은 크리프(creep) 특성과 유사 하게 입자의 장기적인 미끄러짐 및 재배열, 쓰레기 구 성성분의 지체된(delayed) 압축 등에 의하여 장기적으 로 발생된다. 둘째로, 분해(decompression)에 의한 침하 ($\Delta \epsilon_{dec}$)는 폐기물에 포함된 분해 가능한 유기성 고형물 이 생물학적 반응기작을 따라 분해됨으로써 발생하게 된다. 이상과 같이 쓰레기 매립지의 장기 침하 양상은 두 가지로 구분되며, 이를 식으로 표현하면 다음 식 (1) 과 같다.



그림 1. Bjarngard와 Edgers(1990)의 침하모델

$$\Delta \epsilon(t)_{long-term} = \Delta \epsilon(t)_{mec} + \Delta \epsilon(t)_{dec}$$
(1)

Bjarngard와 Edgers(1990) 등은 침하변형률-대수시간 과의 관계에서 대체로 초기 침하가 완료된 이후에는 작 은 값의 기울기를 갖는 선형적인 관계를 보이다가 일정 기간이 지난 후에 급격한 변화를 나타내는 기울기의 침 하 양상을 보이며, 이러한 이유는 역학적 이차 압축만이 유발되는 단계에서 쓰레기에 포함된 유기성 고형물이 분해되기 시작함에 따라 발생되는 간극비의 변화로 압 축률이 크게 증가되기 때문인 것으로 보고 있다(그림 1 참조).

폐기물 매립지반의 침하를 예측하기 위해 산정되는 폐기물 물성치의 결정을 위해서는 앞서 말한 것들과 같 은 문제점들로 인해 많은 어려움이 있으며 산정방법에 따라 여러 차이점들이 발생한다. 따라서 본 연구에서는 경험적으로 침하를 예측하는 기법인 쌍곡선 모델(Hoe 등, 1998), PCL(Edil 등, 1990), Bjarngard와 Edgers의 제 안식(1990)을 통하여 인천시 소재 OO부지의 사용 종료 후 20년이 경과한 비위생 매립지에 대하여 1년여 간의 선행하중(pre-loading)공법에 의한 성토와 더불어 측정 한 현장 계측자료를 바탕으로 각 경험식들에 의한 침하 량과의 상호 비교, 검토하였다.

2. 현장 매립지 특성

본 매립장은 과거 1986~1989년에 걸쳐 4년여 동안 폐 기물의 비위생 매립이 이루어진 사용종료 매립지로 과거 매립 현황만 기록되어져 있을 뿐 매립이력에 대한 기존 자료가 존재하지 않아, 개괄적인 폐기물의 매립현황 및 매립심도 등 구체적인 폐기물의 매립현황 파악이 어려운 실정이다. 따라서 매립 폐기물의 현황에 대한 기초 자료 조사를 위하여 시굴 조사 및 물리조사를 실시하였다.

매립지 주변의 동쪽과 남쪽에는 각각 도로가 위치하고 있으며, 북쪽 및 서쪽으로는 해성점토로 이루어진 연약지 반이 위치하고 있는 총 매립 면적이 약 177,000m³ 의 비위 생 사용 종료 매립지이다. 시굴 조사 결과에 의하면 매립 부지 북쪽 경계부는 폐기물이 존재하지 않으며, 그 외 지 역은 상부에 평균 60cm 이상의 복토층 아래 폐기물층이 존재하며, 매립 폐기물층의 심도는 2.5m~4.5m의 범위로 조사되었다. 조사된 폐기물의 매립심도와 범위를 기초로 계산한 조사 부지 내 매립된 폐기물은 약 548,000m³ 정도 로 추정되었다. 본 비위생 매립지 내의 폐기물의 성상분 석을 위한 시추 위치도는 다음 그림 2와 같다.

매립 폐기물 성상 분석은 그림 2와 같이 매립 지반 내 4개 지점, 각 2개 심도에 대해 폐기물 공정 시험법에 준하여 채취한 뒤 원추 4분법에 의한 성상 분석 및 겉보 기 밀도 측정을 병행하였다. 매립 폐기물은 2.5~4.5m 의 폐기물 분포 심도를 고려하여 각 지점별로 2m, 4m정 도 까지 굴착하여 채취하여 분석하였으며, 폐기물의 물 리적 성상 분석은 다음 표 1에 나타 내었다.

GB 3, 4지점의 경우, 심도별 폐기물 조성이 다른 지 점들에 비해 불규칙하게 나타나고 있는데, 이는 폐기물 매립이 계획적인 매립보다 무분별하게 단순투기 형식 으로 매립이 이루어짐에 따른 지역적인 폐기물의 성상의 차이가 나타나는 것으로 판단된다. 폐기물 10성상 분석 결과, 토사류(51%), 비닐/플라스틱(25%), 섬유류(17%) 등의 순서로 이들의 구성비가 약 90% 이상을 차지하며, 종이류(0.93%), 음식류(0.04%)로 이러한 분해성 폐기물 은 이미 상당 부분 분해가 진행되어 생물학적으로 안정 화 상태에 도달한 것으로 판단된다.

2.1 폐기물 매립지반 침하 계측

침하량을 계측하기 위한 계측기의 설치 위치를 그림



그님 2. 배립페기를 응용한 두 지수 위치도

표 1. OO부지 비위생 매립지 폐기물 물리적 성상 분석(10성상)

3과 그림 4에 나타 내었으며 단기간내에 침하를 유발하 기 위해 선행하중 공법을 적용하였다. 그림 4와 같이 토 사를 3m이상(70,809m³)을 성토하여 하부의 폐기물층 및 해성퇴적층에서 강제 침하를 유도하였으며, 성토체 단위중량은 19kPa이다. 계측기는 매립지반 내 9개의 구





시추공번호 (심도)		GB-1 (2m)	GB-1 (4m)	GB-2 (2m)	GB-2 (4m)	GB-3 (2m)	GB-3 (4m)	GB-4 (2m)	GB-4 (4m)
	음식류(%)	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10
	종이류(%)	0.36	0.80	0.37	1.92	0.20	0.24	1.33	0.00
가연성 - - -	비닐/플라스틱(%)	1.91	3.50	22.84	28.98	38.32	32.45	18.33	22.91
	목재류(%)	0.44	2.10	1.06	0.85	0.42	0.25	0.43	0.39
	고무/가죽류(%)	7.17	7.80	8.93	9.83	17.54	2.57	2.76	3.05
	섬유류(%)	7.17	7.80	8.93	9.83	17.54	2.57	2.76	3.05
	기타가연물(%)	0.00	1.50	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.85
불연성	금속류(%)	4.83	1.90	0.49	0.25	0.00	0.40	0.04	0.02
	유리/도자기류(%)	0.43	1.80	0.61	1.79	0.04	0.69	0.35	0.61
	토사류(%)	77.69	80	63.63	55.79	41.74	60.56	62.1	60.1
합계(%)		100	100	100	100	100	100	100	100

간에 지표면 침하판을 설치하였고 이 중 2개소에 층별 침하계를 설치하여 폐기물 매립층만의 침하량을 알 수 있도록 하였다. 계측 기간은 약 300일 동안 계측하였다. 성토체에 의해서 폐기물 매립지반에 작용하는 시간에 따른 하중의 변화는 그림 5와 같다.

3. 침하 계측 결과의 분석

3.1 경험 모델의 적용

3.1.1 계측 결과와 쌍곡선 모델의 비교

쌍곡선 모델은 연약지반 성토시 침하량 산정에 주로 이용되어 온 예측 방법으로써 Hoe 등(1998)이 쓰레기 매립지의 장기 침하 예측에 처음 적용 하였다. 본 OO부 지 비위생 매립지에서 2개소의 계측 지점에 대하여 쌍 곡선 모델을 적용하여 그 결과를 그림 6과 그림 7에 도 시 하였다.

F-2지점의 쌍곡선 모델의 적용 결과 약 60일 이 후



그림 6. F-2지점에 대한 쌍곡선 모델 적용 예측 결과



그림 7. F-5 지점의 쌍곡선 모델 적용 예측 결과

표 :	2.	00부지	비위생	매립지	장기	침하	예측
-----	----	------	-----	-----	----	----	----

실제 침하량과 쌍곡선 모델에 의한 예측침하량은 매우 유사한 값을 보이지만 초기 성토체의 높이가 증가하고 하중이 점진적으로 증가하는 단계에서는 실측치 보다 과대 평가되는 경향을 나타냈다.

F-5지점에 대한 쌍곡선 모델의 적용 결과 성토 하중 이 점진적으로 증가하는 약 30일 정도까지의 침하에 대 하여 실측 침하량보다 다소 과대하게 예측되었으며, 성 토가 마무리 되어진 시점인 약 30일 이 후 부터 실측 침하량과 쌍곡선 모델에 의한 예측 침하량은 매우 근소 하게 예측되었다.

그리고 약 300일 까지의 실측 침하량과의 쌍곡선 모 델을 이용한 예측 침하량과의 비교를 통하여 쌍곡선 모 델을 이용하여 1000일 후 장기 침하량을 추정시 표 2와 같이 F-2지점에 대하여 약 5.7%의 연직변형률(vertical strain)이 발생하였으며 침하값을 환산하였을시에 25.1cm 정도로 추정되었으며, F-5지점의 경우 약 13.6%의 연직변 형률이 발생하였으며 침하값으로 환산시에는 약 82.8cm 의 잔류 침하가 발생할 것으로 추정되었다.

3.1.2 계측 결과와 PCL 모델의 비교

PCL 모델은 일정한 하중의 작용 아래서 나타나는 시 간 의존적인 거동의 모사를 하는 간단한 방법중의 하나 로 공학적 재료의 크리프(creep)거동을 나타내기 위한 모델이다. PCL 모델을 각 지점에 적용하여 그림 8과 그 림 9에 PCL 모델에 의한 침하량 예측을 도시 하였다. F-2지점과 F-5지점에 대하여 PCL모델을 이용한 예측 결과 성토 하중의 증가에 따른 급격한 침하가 발생하는

철의 정도 이상의 장기에 따른 법칙한 점이가 불장이는 초기 단계에서부터 실측 완료 시점인 300일까지의 실측 침하량과 유사한 값을 예측하였다.

PCL 모델의 경우 성토로 인해 하중의 증가하는 초기 단계에서의 실측 침하값에 대한 변화에 대하여 다른 모 델들에 비해 좀 더 근사한 값을 예측하였다.

갑작스런 하중의 변화에 의해서 침하가 발생 할 경우 PCL 모델이 다른 모델들에 비하여 하중 변화에 따른 실 측 침하량의 변화에 대한 좀 더 정확한 예측을 할 수 있을 것으로 사료된다. 그러나 성토가 끝난 시점 에서

미데 조리	F-2	구역	F-5			
프로 주요 프로 프로 주요 프로 주요 프로 주요 프로	변형률(%)	침하량(cm)	변형률(%)	침하량(cm)		
쌍곡선 모델	5.7	25.1	13.6	82.8	수렴	
PCL 모델	7.5	33.0	18.8	114.8	발산	
Bjarngard와 Edgers 모델	6.7	29.4	13.7	83.8	발산	
부터 약 100일 정도까지 침하량 예측에서는 실측 침하 량보다 조금 과소하게 예측되었다. 또한 장기 침하량을 예측할 경우 PCL 모델 함수의 특성에 의해 장기적으로 예측 침하량이 발산하는 경향이 나타난다.

약 300일까지의 실측 침하량을 바탕으로 PCL 모델을 이용하여 1000일 후 장기 침하량을 예측시 표 2와 같이 F-2지역에서 약 7.5%의 연직변형률과 33.0cm 정도의 침하량이 예측되었으며, F-5지점의 경우 약 18.8%인 114.8cm정도의 장기 침하량을 예측하였다.

3.1.3 계측 결과와 Bjarngard와 Edgers 모델의 비교 Morris와 Woods(1990)가 제안한 페기물의 장기 침하식 의 이차압축 부분을 두 부분으로 나누어 제안한 Bjarngard 와 Edgers의 모델은 초기(initial)침하, 중간(intermediate) 침하와 장기(long-term)침하로 나뉘어진다. 본 OO부지 비위생 매립지에 Bjarngard와 Edgers 모델을 적용한 결 과를 그림 10과 그림 11에 도시 하였다.

Bjarngard와 Edgers 모델을 이용하여 F-2지점과 F-5 지점에 대한 예측 결과 초기(initial)단계인 약 60일 정도 까지의 침하량은 실측 침하량 보다 다소 과대하게 예측 되었으며, 중간(intermediate)단계와 장기(long-term)침하 에 대한 예측에서는 실측치와 유사한 침하량을 예측하 였다.

Bjarngard와 Edgers 모델의 적용시 그림 1에서 나타낸 바와 같이 중간(intermediate) 침하 단계와 장기(long-term)



그림 8. F-2지점에 대한 PCL 모델 적용 예측 결과



침하 단계의 결정 및 중간(intermediate) 침하 단계 압축 계수(Ca(1))값과 장기(long-term)침하단계 압축계수(Ca(2)) 값 결정이 침하량을 예측시 매우 중요한 요인으로 작용 한다.

장기(long-term) 침하량의 예측에 있어서 Bjarngard와 Edgers 모델은 이차 압축 계수에 의해서 선형적으로 침 하량이 증가하는 경향을 보이는데 이는 제안식의 특성 에 따른 것이다.

본 매립지에 대하여 약 300일 까지의 실측 침하량을 바탕으로 Bjarngard와 Edgers의 모델을 이용하여 성토 이후 1000일 후의 침하량을 예측할 경우 표 2와 같이 F-2지점에 대하여 6.7%의 연직 변형률이 발생할 것으로 추정되어지며 침하량으로 환산시 약 29.4cm 예상되며, F-5지점에 대하여 연직변형률은 약 13.7%로 침하량으 로 환산시 약 83.3cm정도이다.

4. 결 론

본 연구에서는 비위생 폐기물 매립지반의 하부 점토층 에 대한 침하에 대하여서는 고려하지 않고, 단지 폐기물 매립층만의 침하발생을 대상으로 연구 하였다. 다음과 같은 결론을 얻었다. 폐기물 매립지의 침하량 예측을 위 해 제안된 기존의 침하 모델들 중 쌍곡선 모델, Bjarngard 와 Edgers 모델 및 PCL 모델을 적용하여 침하량을 예측 하였으며, 매립 후 20년 정도 경과하여 유기물의 함량이 거의 없는 것으로 판단하여, 유기물의 함량이 침하에 미



그림 10. F-2지점에 대한 Bjarngard와 Edgers 모델 적용 예측 결과



그림 11. F-5지점에 대한 Bjarngard와 Edgers 모델 적용 예측 결과

치는 영향에 대해서 무시하였으며, 다음과 같은 결론을 내렸다.

- (1) 선행하중 공법을 통해 성토 이후 매립지의 침하량 및 압축량을 분석한 결과 성토 이후 1년이 지난 시 점에서의 침하는 안정적으로 수렴하는 경향을 나타 내었다.
- (2) 본 OO부지 비위생 매립지의 침하 예측 결과 쌍곡선 모델과 Bjarngard와 Edgers 모델의 경우 성토하중이 점진적으로 증가하는 초기 약 50~70일 까지의 침 하량 예측에서는 실측치와 차이를 보였으나, 그 후 부터 약 300일까지의 실측 침하량은 예측치와 근접 한 값을 보였다.
- (3) 실측 침하량을 바탕으로 1000일 이후의 장기 침하량 을 예측 할 경우, PCL모델은 쌍곡선 모델과 Bjarngard 와 Edgers 모델에 비하여 크게 발생 하였다. 그 이유 는 공식 자체가 시간의 증가에 따라 발산하는 경향 이 있기 때문이다.

참 고 문 헌

- 박현일, 이승래, 고광훈 (1998), "분해가 고려된 쓰레기 매립지의 장기 침하 거동", 한국지반공학회지, 제 14권, 제 1호, pp.5-14.
- 2. 박현일, 이승래, 고광훈 (1998b), "매립연한이 서로다른 쓰레기 매 립지의 장기침하거동", *한국지반공학회지*, 제 14권, 제 2호, pp.21-30.
- 3. 박현일, 이승래 (2004), "쓰레기 매립지의 침하 유형에 따른 침하

모델들의 적용성 평가", *대한토목학회 논문집*, 제 24권, 제 5C호, pp.289-296.

- 박현일, 이승래 (2004), "유동학적 모델 및 유전자 알고리즘에 근 거한 쓰레기 매립지 침하 모델의 제안", *대한토목학회논문집*, 제 24권, 제 2C호, pp.135-145.
- 이복수, 황규호, 이광렬, 이송 (1995), "도시쓰레기의 침하특성", 대한토목학회논문집, 제 15권, 제 6호, pp.1773-1782.
- Bjarngard, A. (1989), "The Compressibility Characteristics of Landfills", *Thesis Submitted in Partial Fulfillment of M.S. in C.E.*, *Tuft University*, Medford, MA, May 1989, pp.213-222.
- Bjarngard A., and Edgers, L. (1990), "Settlement of Municipal Solid Waste Landfills", *The thirteenth Annual Madison Waste Conference*, September, pp.192-205.
- Edil, T.B., Ranguette, V.J., and Wuellner, W.W. (1990), "Settlement of Municipal Refuse", *Geotechnics of Waste Fills-Theory and Practice: ASTM STP 1070 ASTM*, Philadelphia, pp.225-239.
- Gordon, D.L., Lord, J.A. and Twine, D. (1986), "The Stockley Park Project", Proc., Building on Marginal and Derelict Land: An Institution of Civil Engineers Conf., Glasgow, U.K., pp.359-381.
- Hoe I. L., Leshchinsky D., Mohri Y., and Kawabata T. (1998), "Estimation of Municipal Solid Waste Landfill Settlement", *Journal* of Geotechnical and Geoenvironmental Edgrg. Vol.124, No.1, January, pp.21-28.
- Ling, Hoe I., Dov Leshchinsky, Yoshiyuki Mohri, Toshiniri Kawabata (1998), "Estimation of Municipal Solid Waste Landfill Settlement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.124, No.1, pp.21-28.
- Morris, D.V and Woods, C.E. (1990), "Settlement and Engineering Considerations in Landfill Final Cover Design", Geotechnics of Waste Fill-Theory and Practice, ASTM STP 1070. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.9-21.
- Sowers, G. F. (1973), "Settlement of Waste Diposal Fills", Proceedings, The Eight International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, 207-210.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 21)

유사과압밀 준설매립지반의 장기압밀침하

Long-term Settlement of the Reclaimed Quasi-overconsolidated Clay Deposits

(ہ	진	ቍ	Lee, Jin-Soo	(ہ	충	<u>ቅ</u> ²	Lee, Choong-Ho
채	영	수 ³	Chae, Young-Su	백	원	진4	Baek, Won-Jin
송	병	관⁵	Song, Byung-Gwan	김	주	현 ⁶	Kim, Ju-Hyun

Abstract

Structures are frequently built on a dredged clay layer overlaid by a soft marine clay deposit in coastal areas of Korea. Large consolidation settlement usually occurs in the case and this may cause damages of super-structures. So, the evaluation of long-term consolidation settlement is very important in design and construction. Therefore, in this study, a long-term consolidation characteristics of marine dredged clays are investigated. Firstly, the relationship of C_{α}/C_c on marine dredged clays near Gwang-yang Port was evaluated. Secondly, long-term consolidation characteristics of the pseudo-preconsolidated ground were evaluated.

요 지

준설매립지반에서의 압밀침하는 종종 구조물에 큰 피해를 끼친다. 최근 국내에서는 대규모 프로젝트들이 대심도 연약 지반 상에 계획 또는 진행 중에 있다. 따라서, 장기압밀침하에 대한 평가는 설계와 시공에 있어서 매우 중요한 사항이라 고 할 수 있으므로, 본 연구에서는, 준설매립지반의 장기압밀특성에 대한 연구를 수행하였다. 첫 번째로, 광양 인근 지역의 준설매립지반에 대한 C_α/C_c의 관계를, 두 번째로, 유사과압밀지반의 장기압밀특성에 대해 평가하였다.

Keywords : Long-term consolidation, Marine dredged clays, Pseudo-preconsolidation

1. 서 론

본 논문에서는 광양 인근 지역에서 연약한 해성점토 층 위에 준설매립 후 일정한 방치기간이 경과한 지반에 대해, 지반 개량시 발생되는 압밀침하 특성에 대한 연 구를 실시하였다. 일반적으로 준설매립에 의해 조성된 지반에서는 상당량의 이차압밀침하가 장기적으로 발생 될 것으로 예상된다. 따라서, 부지 조성후 공용기간 동 안에 발생되는 이차압밀침하량을 합리적으로 평가하기 위하여, 각 압밀하중 단계별로 이차압축지수(Cα)와 압 축지수(Cc)를 산정한 후 두 압축지수간의 선형관계를 평가하였다. 또한, 준설매립지반의 유사과압밀 여부를 판단하기 위하여 장기압밀시험을 실시하였으며, 이 때, 선행압밀하중을 보다 정도 높게 평가하기 위하여 기존 에 제시된 8가지 방법을 적용하였다.

¹ 정회원, 동신대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Dong-Shin Univ.)

² 정회원, 알지오이엔씨 대표이사 (Member, President, R-geo E&C Co. Ltd.)

³ 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., The Univ. of Suwon)

⁴ 정회원, 전남대학교 생물산업공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Bio Systems&Agricultural Eng., Chonnam National Univ.)

⁵ 정회원, 전남대학교 지역바이오시스템공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Bio Systems&Rural Eng., Chonnam National Univ.)

⁶ 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 공학박사 (Member, Ph. D, Dept. of Civil Eng., The Univ. of Seoul, soil1004@hotmail.com, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함꼐 논문집에 게재하여 드립니다.

2. 문헌 연구

2.1 이차압축지수의 산정

Terzaghi 압밀이론에 따르면, 과잉간극수압의 소산이 완료된 이후에는 1차압밀이 종료되었다고 보나 그 후에 도 계속하여 발생하는 침하를 이차압밀침하라고 하고, 그림 1에서 A점 이후 곡선의 접선기울기를 이차압축지 수라고 한다.

이차압밀은 일반적으로 대수시간(log t)과 간극비(e) 또는 변형률(ΔH/H_p)간에 거의 선형적인 관계를 가지고 있으므로 이차압밀 침하량을 구하기 위한 이차압축지 수는 시간과 간극비 및 변형률의 관계를 이용하여 구할 수 있다.

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$
 (1), $\epsilon_{\alpha} = \frac{\Delta H/H_p}{\Delta \log t}$ (2)

여기서,
$$\frac{\Delta H}{H_p} = \frac{\Delta e}{1 + e_p}$$
 이므로, $\epsilon_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p}$ (3)

위에서 구한 이차압축지수를 이용한 이차압밀침하량 을 구하는 식은 각각 식 (4), (5)와 같다.

$$S_s = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \times H_p \times \log(\frac{t_p + t_s}{t_p})$$
(4)

$$S_s = \epsilon_{\alpha} \times H_p \times \log(\frac{t_p + t_s}{t_p})$$
(5)

여기서, Ca: 간극비에 의한 이차압축지수

- εα: 변형률에 의한 이차압축지수
- e, : 일차압밀 완료 후의 간극비
- H_p: 일차압밀 완료 후의 연약층 두께

- ts : 일차압밀 완료 후의 이차압밀침하 산정기간
- t, : 일차압밀이 종료되는 시점

2.2 압밀압력에 따른 압축지수(C_c)와 이차압축지수(C_α) 의 평가

이차압밀은 일반적으로 과잉간극수압의 대부분이 소 산된 후 발생하는 체적변화로 정의되는데, 이차압밀이 발생되는 시점에 대한 논의는 Terzaghi가 압밀이론을 발표한 후 수 십년 이상 지난 지금까지 논란이 되고 있 는 주제이기도 하다. 이론은 크게 두가지로 나뉘어지는 데, 첫 번째는 과잉간극수압의 소산 이후, 즉, 일차압밀 종료시점(EOP) 이후에 이차압밀이 발생한다고 주장하 는 Hypothesis A(Jamiolkowski 등, 1985)이며, 두 번째는 과잉간극수압의 소산이 발생하는 동시에 이차압밀이 유 발된다고 하는 Hypothesis B이다.

Hypothesis A에 대한 연구내용을 살펴보면, C_α와 C_c 사이의 관계에 대한 연구를 통하여, 일차압밀과 이 차압밀은 동일한 메커니즘에 기인한다고 결론지었다. 따라서, C_α/C_c의 개념을 제안하였으며, 특정한 흙에 대하여 시간, 유효응력, 간극비에 관계없이 C_α/C_c의 비는 일정하다고 결론지었다(Mesri and Godlewski, 1977).

또한, 여러 종류의 흙에 대해서 Cα/Cc가 0.02~0.1의 값을 가진다고 하였으며, 무기질 점토에 대해 Cα/Cc= 0.04±0.01, 유기질 점토에 대해서 Cα/Cc=0.05±0.01의 범 위에 존재한다고 제시하였다(Mesri and Castro, 1987). 기존 연구에 따르면, 이차압축지수는 그림 2에 나타낸 바와 같이, 선행압밀하중을 약간 벗어난 위치에서 최대 값을 나타낸 후, 다시 감소하거나 일정한 값을 갖는 것 으로 알려져 있다.



그림 1. 이차압축지수의 정의



2.3 유사과압밀 지반의 장기압밀 특성

오사카만 지역에서 채취한 점토시료와 교토 인근 구 릉성의 내륙지역에서 채취한 점토시료에 대해 압밀압력 단계별로 약 70일간을 재하하여 장기압밀특성을 평가하 였다. 퇴적이력에 대해 살펴보면, 두 지역은 홍적세 점토 층으로 구성되어 있으며, 동일한 지질학적 연대 동안에 퇴적되었지만, 서로 다른 압밀이력을 경험한 것으로 평 가되었다. 오사카만 지역의 점토는 예전에 유효상재압 이상의 압밀압력을 경험한 적이 없는 반면에, 교토 지역 의 점토는 상부점토의 침식 작용에 의하여 과압밀 상태 에 놓여 있는 것으로 알려졌다. 그러나, 오사카만 점토는 이차압밀과 결합(cementation) 작용에 의하여 유사과압 밀 특성을 나타낸다는 것을 장기압밀시험을 통하여 규 명하였다. 두 지역 점토의 과압밀 영역에서의 압밀특성 을 분석한 결과, 그림 3에 나타낸 바와 같이, 오사카만 지역의 점토는 과압밀 영역에서 침하가 크게 발생되는 반면에, 교토 지역의 점토는 과압밀 영역에서 거의 침하 가 발생되지 않는 것을 알 수 있다. 이를 통하여, 오사카 만 지역의 점토가 유사과압밀 상태에 놓여있다는 것을 제시하였다.

3. 압밀시험 조건

본 현장은 원지반상에 약 7m 두께의 준설토가 투기 된 이후에, 방치기간이 약 10년 정도 경과한 상태이다. 부지조성 후 공용기간동안 발생되는 장기압밀침하량을 보다 정도 높게 평가하기 위하여 장기압밀시험(하중단 계별 3일 동안 재하)을 실시하였다. 준설매립층은 A, B, C로, 원지반층은 A-1, B-1, C-1로 각각 표시하였다. 또 한, 준설매립 상부층의 유사과압밀 특성을 분석하기 위 하여, 준설매립층과 원지반층에서 각각 1개의 시료를 채취하여 하중단계별로 70일 동안 재하하는 장기압밀 시험을 실시하였다.

본 시험에 사용된 불교란 시료는 광양항 인근지역의 준설매립층과 원지반층에서 각각 직경이 100mm인 피스 톤 샘플러로 채취되었다. 압밀시험을 위한 시료 추출시, 시료통 벽면 마찰로 인한 교란을 막기 위해 커팅 방법을 사용하였다. 불교란 시료는 양 끝단을 파라핀으로 봉하 여 보관기간 동안 수분 증발을 억제하고, 실험기간 동안 자연상태의 위치를 유지하기 위하여 연직으로 보관하였으며, 매 실험 때마다 시료통을 커팅하여 사용하였다. 실









표	1.	원지반에	대한	물리적	특성	시험결과
---	----	------	----	-----	----	------

구분	물성값
자연함수비, w _n (%)	53-93
액성한계, LL(%)	55-85
소성한계, PI(%)	18-37
비중, Gs	2.70-2.75
초기간극비, eo	1.45-2.68
통일분류법(uscs)	СН

내시험으로 판별된 시료의 물성치는 표 1과 같으며, 압 밀시험 시료의 직경과 높이는 각각 6cm와 2cm 이다. 본 연구에서 수행된 시험방법은 장기압밀시험의 경 우, 각 하중단계별로 재하기간 70일을 적용하였다. 장기 압밀시험 동안에는 시료의 상태를 일정하게 유지하기 위하여, 실험실 온도를 20℃로 유지하였다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 압밀압력에 따른 압축지수(C_c)와 이차압축지수(C_α) 의 평가

압밀시험을 통하여 얻어진 압밀곡선에서 각 하중단 계의 접선에 해당하는 Cc를 구하고, 각 응력단계별로 이 차압밀 유발부분에 대한 Ca를 구하였다. Ca는 시간-간 극비 곡선에서 직선부가 나타나는 부분에서의 간극비 와 시간의 관계로부터 구하였다. 그림 4는 준설매립층 과 원지반층에서 산정된 압밀압력에 따른 이차압축지 수와 압축지수의 변화를 나타내고 있다. 각 시험에 대해 서 압밀압력에 따른 각각의 지수의 변화를 살펴보면, 초 반에는 일정한 값을 보이다가 선행압밀하중에 가까워 짐에 따라 급격히 증가한 이후에 선행압밀하중 부근을 지나면서 다시 감소하여 평형을 이루는 경향을 보인다. 그림 4에서 알 수 있듯이 두 지수는 서로 비슷한 거동을 보이며, 동일한 시료에 대해서는 지수의 분포가 압밀압 력에 따라 비슷한 값을 나타냄을 알 수 있다. 이는 두 지수간의 관계가 선형관계를 가진다는 것을 의미한다. 이러한 압밀시험을 통해서 각 응력단계별 일차압축 지수와 이차압축지수의 관계를 준설매립층과 원지반층 에 대해 도시한 결과는 그림 5와 같다. Ca/Ce는 각각 준 설매립층과 원지반에 대해 0.0299, 0.0382의 값을 나타 내었으며, 이는 기존에 제시된 비유기질 점토에 대한 값



그림 4. 압밀압력에 따른 C_{α} 와 C_{c}



그림 5. 압축지수와 이차압축지수의 관계

2.80

C_α/C_c =0.040±0.01과 유사한 결과를 나타내었다(Mesri and Castro, 1987).

한편, 연직배수재 타설 후 선행재하공법 적용시, 선행 재하에 의해 원지반이 소요 압밀도에 도달한 경우, 선행 재하토를 제거하고 나면, 원지반은 과압밀 상태에 놓이게 된다. 따라서, 이러한 경우, 원지반에 대한 이차압밀침하 량을 산정할 경우에는 정규압밀영역에서 산정한 압축지 수(C_o)에 대해 앞에서 제시한 관계를 이용하여 이차압축 지수를 산정하는 것이 아니라, 과압밀 영역에서 산정한 재압축지수(또는 팽창지수)와의 관계를 이용하여, 이차 압축지수를 산정해야 한다. 다시 말하면, 그림 5에 제시한 관계식은 과압밀 영역 및 정규압밀 영역을 모두 포함하여 제시된 식이므로, 과압밀 영역에서는 관계식 적용시 압축 지수 대신 재압축지수를 적용해야 할 것이다.

4.2 준설매립지반의 장기압밀특성

준설매립층과 같이, 미압밀 특성을 나타내는 경우에 는 Casagrande(1936) 방법을 이용할 경우, 그림 6에 나 타낸 바와 같이, 선행압밀하중 산정이 불가능한 경우도 있었으며, 최소곡률반경을 합리적으로 평가하기 어려운

2.40	٩			
2.00	Þ	<u>\</u>		
e 1.60				
〒 作 わ 1.20			€	
0.80			A A	
0.40				
0.00	I			
1	10	100 압밀압력 (kPa)	1000	10000
그림 6.B(심	님도 3.0m, 준설미	배립층)에 대한	간극비와 압밀	실압력관계

경우가 발생되기도 하였다.

본 연구에서는 장기압밀 시험시 준설매립층의 경우, 심도 2m 깊이에서 채취한 A 시료를, 원지반층의 경우, 심도 8m 깊이에서 채취한 A-1 시료를 이용하였다. 그림 7(a)는 준설매립층에 대한 실험결과를 나타내고 있으며, 유효상재압(P₀)과 선행압밀하중(P_c)은 각각 23kPa, 44kPa 로 산정되었다. 이 때, 기존에 제시된 선행압밀하중 산 정방법들 중 어느 한 방법이 대상지반의 압밀이력을 가

구 분	심 도	선행압밀하중(Pc, kPa)										
ਜੋ ਦ	(m)	Casagrande	Janbu1	Janbu2	Becker	Sällfors	Sridharan	Silva	Schmertmann	평 균		
А	2.0	34	40	80	42	_	41	33	40	44		
В	3.0	_	20	20	-	11	-	-	23	21		
С	2.0	25	40	40	40	-	24	19	32	31		
A-1	8.0	48	80	80	70	30	35	35	85	58		
B-1	8.0	30	40	80	22	_	26	23	47	38		
C-1	9.0	90	160	80	64	-	52	60	110	88		

표 2. 기존의 8가지 방법을 이용한 선행압밀하중 산정결과





그림 7. 준설매립층 및 원지반층에 대한 장기압밀시험결과

의 압밀압력을 경험하지 않았음에도 불구하고, 그림 8 에 나타낸 바와 같이, 상부층 4m 두께에서는 과압밀비 가 평균 1.5로 과압밀 특성을 나타내고 있다. 그림 9는 약 23% 정도의 소성한계에 근접한 자연함수비를 갖는 준설매립 상부고결층을 나타내는 것으로, 앞에서 설명 한 과압밀 경향을 잘 나타내고 있다.

한편, 준설매립 하부층 4m 두께는 과압밀비가 평균 0.5로 산정되어, 준설매립층 상부와 달리 미압밀 특성을 나타내고 있다. 따라서, 준설매립지반의 압밀이력을 고 려하여 압밀침하량을 산정할 때, 대상지반이 과압밀 상 태에 놓여있는지 아니면 유사과압밀 상태에 놓여있는 지에 대한 평가가 매우 중요하다고 할 수 있다.

다음 그림 10(a), (b)는 준설매립층 상부 4m에 대해 과압밀비 1.5, 1.0을 적용하여 압밀침하량을 산정한 결 과를 나타내고 있다. 해석조건은 표 3, 4에 나타낸 바와 같이, 압밀대상층은 준설매립층과 원지반층에 대해 각 각 8m로 총 16m이며, 설계하중 15kPa 재하시 허용침하 량 10cm를 만족시키는 조건에 대해 해석을 실시하였다.



그림 8. 준설매립층의 과압밀비



그림 9. 준설매립지반 상부고결층

표 3. 침하량 산정에 적용된 지반 물성값

 구 분		준설 매립층	하부 원지반
 포화단위중량(kN,	/m ³)	14.3	15.6
 초기 간극비, e	9 ₀	2.97	2.22
	•	1.33	1.26
	D	1.5(0~4m)	3.0(원지반 기준 : 0~4m)
파입될미, 00	R	0.5(4m 이상)	1.5(원지반 기준 : 4m 이상)
아미게스(am ² /ana)	연직	3.5×10 ⁻⁴	3.0×10 ⁻⁴
칩릴세구(CIII/Sec)	수평	7.0×10 ⁻⁴	9.0×10 ⁻⁴
트스게스(om/ooo)	연직	4.0×10 ⁻⁸	5.0×10 ⁻⁸
	수평	8.0×10 ⁻⁸	1.5×10 ⁻⁷

표 4. 침하량 검토 조건

구 분	검토조건
설계하중	15 kPa
부지계획고	EL(+) 2.6m
원지반고	EL(+) 0.0m
여성제거고	EL(+) 2.0m
지하수위	EL(+) 0.0m
성토기간	35일
연직배수재 타설간격	1.2m
성토완료후 방치기간	12개월
배수재 직경	0.05m
교란영역 직경	0.24m
투수계수 저하비	1/2
서ᄃᄃ께	9.1m(OCR 1.5 적용시)
경도 구세	9.6m(OCR 1.0 적용시)
서게 치치라	4.580m(OCR 1.5 적용시)
결계 섬아당	4.885m(OCR 1.0 적용시)

이 때, 압밀침하량은 Terzaghi 1차원 압밀침하식을, 압 밀침하시간은 Hansbo식을 이용하여 산정하였다. 그리 고, 원지반층에 대한 압밀해석은 그림 11에 나타낸 바와 같이, 준설매립층을 기준으로 유효상재압을 산정한 것 이 아니라, 원지반 상단을 기준으로 유효상재압을 산정 하였다. 즉, 준설매립층이 원지반에 하중으로 작용하도 록 고려하여 압밀해석을 실시하였으므로, 원지반 기준 으로 볼 때, 과압밀비가 1 이상인 과압밀 점토 조건으로 검토하였다. 원지반층이 준설매립하중에 의해 압밀도 100% 조건에 도달하지 못하였으므로, 준설매립층 상단 을 기준으로 유효상재압을 산정하면, 원지반층도 미압 밀 조건에 해당된다. 한편, 본 현장은 준설매립 후 약 10년이 경과한 상태이므로, 원지반층을 기준으로 유효 상재압과 선행압밀압력 사이의 과압밀 영역에서의 압 밀침하량은 고려하지 않았다.



(a) 시간-압밀 침하량 산정결과(과압밀비 1.5 적용)





과압밀비 1.0을 적용한 결과와 비교한 이유는 준설매 립층 상부 4m는 유효상재압 이상의 압밀압력을 경험하 지 않았으므로, 이론상 적용 가능한 최대 과압밀비는 1.0이기 때문이다. 해석결과, 과압밀비 1.5와 1.0 적용시 설계침하량은 각각 4.580m, 4.885m로 산정되었다. 따라 서, 과압밀비 1.0을 적용하지 않고, 과압밀비 1.5를 근거 로 압밀침하량을 산정한다면, 지반개량 완료 후 허용침 하량 10cm 외에 장기적으로 30.5cm에 해당하는 추가적 인 잔류침하량이 발생될 것으로 예상된다.



그림 11. 유효상재압 산정시 기준면

한편, 그림 5에 나타낸 바와 같이, 준설매립층과 원지 반층에 대한 압축지수와 이차압축지수와의 관계를 살 펴보면, 준설매립층보다 원지반층의 Ca/Ce 관계가 크게 산정된 것을 알 수 있다. 본 연구에서 얻어진 Ca/Ce 관 계는 하중단계별로 3일 동안 재하한 시험결과에서 산정 한 결과이다. 따라서, 그림 7을 통해 알 수 있는 바와 같이, 유사과압밀 특성을 보이는 지반조건에서는 시간 경과에 따른 장기압밀침하량이 증가하는 경향을 나타 내므로, 이와 같은 특성을 반영하여 이차압축지수 산정 시 충분한 재하기간을 확보할 필요성이 있을 것으로 판 단된다. 또한, 본 연구에서는 유사과압밀 지반에 대한 침하량 산정시, 적용 과압밀비에 따라 1차압밀 침하량 을 기준으로 잔류침하량을 산정하였으므로, 유사과압밀 지반에 대한 이차압밀침하량 산정방법에 대한 추가적 인 연구가 이루어져야 할 것이다.

5. 결 론

광양항 인근의 준설매립층과 원지반층에서 채취한 해성점토시료에 대해 장기압밀시험을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 압밀하중에 따른 C_α/C_c 변화 양상은 선행압밀하중 근처에서 급격히 증가한 후, 감소하는 경향을 나타 냈다. 본 연구를 통해서, 광양항 인근지역의 C_α/C_c 값은 원지반 기준으로 0.0382로 평가되었으며, 이는 Mesri and Castro(1987)가 제시한 비유기질 점토에 대한 추천값 C_α/C_c=0.040±0.01과 유사한 경향을 나 타냈다.
- (2) 준설매립층의 과압밀 영역에서의 장기압밀침하는 시간경과에 따라 점점 증가하는 경향을 나타내었는 데, 이는 지금까지 유효상재압 이상의 압밀압력을 경험하지 않은 준설매립 상부층이 desiccation 및 cementation 작용에 의해 형성된 유사과압밀 점토의 전형적인 장기압밀특성을 나타내고 있다. 한편, 원 지반 층에서는 과압밀 영역에서 시간경과에 따라 발생되는 장기압밀 침하는 거의 미미한 것으로 나 타났다. 따라서, 점토지반의 장기압밀침하를 고려할 경우에는, 대상점토지반의 유사 과압밀 여부를 판 단하는 것이 매우 중요할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

- 김규선, 임형덕, 이우진 (1999), "실내압밀시험에 의한 남해안 해성 점토의 C_α/C_e", 한국지반공학회 논문집, 제15권 제6호, pp.87-98.
- Mesri, G., Godlewskl, P. M. (1977), "Time and Stress Compressibility Interrelationship", Vol.103, No.GT5, pp.417-430.
- Mesri, G., Castro, A. (1987), "The Cα/C_c Concept and Ko During Secondary compression", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.113, No.GT3, pp.230-247.
- Fusao Rito, Naoki Ohmukai, Hiroyuki Tanaka (2004), "Long-term consolidation characteristics of natural clays", Proc. of The International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits (IS-OSAKA 2004), pp.7-10.
- Mimura, M., Takeda, K., Yamamoto, K., Fujiwara, T., Jang, W. Y. (2003), "Long-term settlement of the reclaimed quasi-overconsolidated pleistocene clay deposits in osaka bay", *Soils and Foundations*, Vol.43, No.6, pp.141-153.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 24)

사질토 지반에서 Shell 기초 거동에 대한 연구

A Study on Shell Foundation Behaviour in Cohesionless Soil

김	상	환	Kim, Sang-Hwan	정	용	<mark>ተ</mark> ²	Jung, Yong-Su
고	동	필	Ko, Dong-Pil	강	소	라	Kang, So-Ra

Abstract

In this paper, the behaviour of shell foundation was studied. In the theoretical program, the general shallow foundation theories and failure mechanism developed by Terzaghi, Mayerhof and others were reviewed and compared. In the numerical study, the 2 and 3 dimensional FEM simulations were carried out using an uncoupled-analysis approach. The results obtained from the model test show that the bearing capacity of shell foundation was about 25% to 30% larger than that of general foundation. Due to the cases of shell angle, the maximum bearing capacity of shell foundation shows when the shell angle of foundation was 60°. In addition, even if the shell foundation has various advantages compared with the general foundations as described above, the practical verifications in full scale size will be necessary to use in the field and will be helpful in the technical development of other special foundations.

요 지

본 논문은 기초의 거동에 영향을 주는 여러 가지 인자 중 특히, 기초형상에 변화를 주었을 경우 기초의 거동에 초점을 두고 연구하였다. 시초형상으로는 시공성 및 경제성이 가장 우수하다고 판단되는 Shell기초 형태를 제시하였고 수치해석 및 실내모형시험을 실시하여 도출한 결과 값과 Terzaghi, Meyerhof등의 이론값을 비교·분석하였다. 그 결과, 일반기초에 비해 Shell 기초의 침하는 15%정도 크게 발생되는 것으로 나타났으나, 지지력은 20%~25% 정도 향상되는 결과를 얻었다. 특히 Shell 기초 60°인 경우 일반 기초에 비해 33%의 지지력이 향상되는 것을 알 수 있었으므로 연구된 기초형상이 실용화 되면 경제성과 안정성이 확보된 기초 설계기술에 공헌할 것으로 기대 된다.

Keywords : Cohesionless soil, Model test, Shell angle, Shell foundation, Upper boundary theorem

1. 서 론

기초란 상부구조물의 하중을 지반에 전달하는 하부구 조물을 말하며 기초공사는 하부구조와 지반사이의 상호 작용에 대한 이해를 필요로 하는 중요한 공정이다. 이러 한 기초공사를 시행하기 위해서는 기초지반의 지지력 및 침하량과 기초를 지지하는 지반의 거동 및 응력과 관련 된 변형조건, 흙의 공학적 특성(D.L. Karabalis, 2005)등 을 면밀히 고려해야 하며 기초의 구비 조건에 부합하는 설계가 이루어져야 한다. 기초의 설계는 구조물의 안정 성과 직결되는 만큼 과다한 안전율을 적용한 안정성 위 주의 접근방식을 채택하여 발전해 온 것이 오늘날의 실 정이다. 구조물들이 대형화됨에 따라 기초의 크기도 비 대해져 경제적인 측면에서는 매우 불합리한 설계가 이

¹ 정회원, 호서대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Hoseo Univ., kimsh@hoseo.edu, 교신저자)

² 호서대학교 토목공학과 석사과정 (Master Course, Dept. of Civil Engrg., Hoseo Univ.)

³ 정회원, 호서대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Master Course, Dept. of Civil Engrg., Hoseo Univ.)

⁴ 정회원, 건국대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Master Course, Dept. of Civil Engrg., Konkuk Univ.)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

루어지고 있으며 안정성이 입증된 획일화된 형태의 기초 형식이 주를 이루고 있다. 따라서 본 연구에서는 기초의 형상에 따른 지지효율에 대한 유사 이론들의 검토와 근입 깊이, 지반조건 등에 따른 지지력의 관계를 분석하여 특수 한 형태의 기초에 부합되는 이론식을 제시하였다. 또한, 수치해석 및 실내 모형시험을 통한 최적의 효율을 갖는 기 초의 형상을 도출하여 경제성과 안정성을 고루 갖춘 기초 형태의 방향을 제시 하는데 목적이 있다(정상배, 2003).

2. 기초의 이론적 고찰

2.1 Shell 기초의 현황

Shell 기초의 형식으로는 그림 1과 같이 원형과 사각 형을 기본으로 형태를 변화시킨 Conical foundation과 Folded plate foundation이 있으며 그 외에 Inverted arch foundation, Elliptic paraboloid foundation, Hyperbolic paraboloid foundation등이 있다. 그림 1의 (a)와 같은 Conical형태의 기초는 좁은 바닥에서 높은 지지력이 필 요한 고층 통신타워 둥에 사용되며 (b)와 같은 형태는 연결기초나 전면기초 등으로 하중을 분산시키는 기초 형태로서 유용하게 쓰이고 있다.

이와 같은 Shell Foundation은 Conical형태의 기초 종 류에 속하는데 이미 국외에서는 Kurian에 의해서 많은 연구가 진행되었으며 그중에서 수직하중에 따른 침하거 동에 의한 기초와 지반 파괴율을 연구한 결과 Spherical dome sector형상의 기초와 일반적인 원형, 사각형 형태 의 기초들 보다 상대적으로 기초침하로 인한 지반파괴 에 대한 안전율이 높다는 연구 결과가 보고되고 있다.

2.2 기초의 지지력 이론

2.2.1 일반 기초의 지지력 이론 Terzaghi는 기초에 의한 파괴 형상을 직선과 대수나선의



(a) Conical foundation

결합으로 가정하고 극한지지력공식을유도하였다. 이때에 기초저면보다 위쪽에 있는 지반의 전단저항은 무시하고 단 순히 상재하중으로 처리하여 식 (1)과 같이 표현 하였다.

$$q_u = \alpha \, c \, N_c + \beta \, \gamma_1 B \, N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \tag{1}$$

Meyerhof는 Terzaghi의 파괴메카니즘과 유사하지만, 기초 바로 아래의 쐐기형 파괴체의 각도가 다르고 파괴 면이 대수나선과 직선으로 지표면까지 연장되는 파괴 형상을 가정하여 극한지지력공식을 유도하였으며 기초 저면보다 위쪽에 있는 지반의 전단저항을 고려하였다. Meyerhof의 극한지지력 계산식은 Terzaghi의 식과 같은 모양이며 다만 지지력계수 N_o , N_r , N_q 만 다를 뿐이며 지지력계수는 식 (2)와 같다.

$$N_{q} = e^{\pi \tan \phi} \tan^{2}(45^{\circ} + \frac{\phi}{2}), \quad N_{c} = (N_{q} - 1) \cot \phi ,$$

$$N_{r} = (N_{q} - 1) \tan(1.4\phi)$$
(2)

Hansen의 이론은 Meyerhof의 제안한 식을 확장한 것 으로 두 이론 모두 형상계수, 깊이계수, 경사계수의 사용 을 제안하였으며 Hansen의 이론은 사면에 설치된 footing 에 대한 조건을 고려한 지표면경사계수, 기초저면경사 계수를 추가적으로 제시하였다. 이러한 Hansen의 이론 적 값은 Meyerhof의 이론적 값보다 약간 보수적(안전 측)이며 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (3)$$

2.2.2 Shell 기초의 지지력이론

2.2.2.1 개요

지반공학에서의 안정문제를 취급할 때, 대부분의 경 우 흙을 소성체로 본다. 지반 내에서 구속된 소성유동영 역(contained plastic deformation region)에 대한 완전한 해석은 너무 복잡하고 비효율적이다. 이에 따라 기존의



(b) Folded plate foundation

그림 1. Shell 기초 유형

소성 이론에 근거를 둔 Slip line법, 극한평형법에 비해 흙의 응력-변형률 관계를 이상적으로 고려하면서도 복 잡한 하중 조건하에서 실질적인 파괴하중을 얻을 수 있 고 파괴형태도 상대적으로 간단한 한계이론해석법(limit theorem)을 적용하고자 한다.

2.2.2.2 상한치이론(Upper bound theorem)

상한치이론이란 외부하중 및 체적력(body force)이 한 일이 지반 내부에서 소산된 에너지와 같게 되는 변형 메카니즘이 존재한다면, 이 외부하중과 체적력의 합은 파괴를 야기할 수 있는 하중의 상한 값을 나타낸다는 것이다. 이와 관련한 어떤 가정상의 오차도 정해(F_)보 다 큰 파괴하중(F_#)상태에 있게 된다.

이 방법에는 Chen의 속도장법과 Atkinson의 변위법이 있다. 두 방법의 기본 가정은 같으나 차이점이 있다. 속도 장법은 외력이 한 일(지지력)이 기초 폭(B)에 작용하는 외 력(F)에 대해 단위중량(γ)을 갖는 파괴면의 토괴 블록이 중력방향으로 행한 일의 성분이고, 내부소산은 파괴면에 서의 상대적인 속도 불연속량에 점착력(c)을 곱한 것으로 이들을 같다고 놓아 파괴하중을 구하게 되는데 이와 같은 방법으로 상한치 해가 구해진다. 이 방법은 내부소산을 구 하는 경우에 반드시 점착력 항을 포함하게 되어 있어 점착 력이 없는 사질토에서는 내부 에너지 소산이 0이 된다. 변 위법에서는 직교 조건을 만족하는 완전소성재료에 대해서 내부응력에 의해 행해진 일의 증분(δW)은 항상 0이고, 이 는 모든 경우의 배수하중조건에 해당한다고 정의한다.

2.2.2.3 Shell strip foundation의 파괴 메카니즘 가정

본 연구에서는 그림 2의 (a)와 같이 지표면에 $\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi$ + β 만큼 기울어져 기초 아랫방향으로 V_p 의 속도가 작 용하는 삼각쐐기 abc, $\frac{1}{2}\pi$ 의 중심각을 가진 대수나선

전단 부분 acd, 지표면에 $\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\phi - \beta$ 만큼 기울어진 강 체쐐기 ade로 구성된 Prandtl mechanism을 적용하고자 한다. 이 메카니즘은 상계법에 근거하였다. 선 ac, bc와 cde, cfg는 불연속선이며, 지반아래 파괴선 cde는 정지 상태로 존재하고 이 선을 따라 $\phi+2\beta$ 의 경사로 속도가 작용한다. 폭 B를 가진 축 대칭 기초로 반단면의 소성흐 름영역만 고려하기로 한다.

그림 2의 (a)에서 볼 수 있듯이 Shell 기초는 θ' 의 각 을 이루고 있으며 θ'가 변하면 기초아래 지반의 파괴형 상과 함께 극한지지력도 변하게 된다. Terzaghi(1943)는 $\theta' = 180^{\circ}$ 인 일반 연속기초의 파괴형상에서 abc와 bac의 각을 α 로 가정하였다. 이 때 $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ 이며 Shell 기 초의 θ'를 고려하기 위해 Hanna, A.M.(1990)은 β라는 Shell 형상에 따른 α의 증가량을 가정하였다. 그는 가상 파괴 면을 설정하여 실험한 결과 $\beta = \frac{1}{120}(180 - \theta')$ 라 는 식을 얻게 되었다.

그림 2의 (a), (b)와 같은 파괴메커니즘과 변위도를 통 하여 다음과 같이 흙의 자중을 고려한 부착력이 있는 흙의 내부 소산율과 외부 일률은 같으므로 식 (7)과 같 이 qu 값을 나타낼 수 있는데 이를 식 (8)과 같이 정리하 여 극한지지력 공식을 유추 할 수 있고 각각의 지지력 계수는 식 (4), (5), (6)과 같다.

$$N_{ct} = \cot(\phi + 2\beta) \left\{ e^{\pi \tan(\phi + 2\beta)} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \beta) - 1 \right\}$$
(4)

$$N_{qt} = e^{\pi \tan(\phi + 2\beta)} \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \beta)$$
(5)

$$N_{\gamma t} = \frac{1}{4} \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right) \left\{ \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right)e^{\frac{3}{2}\pi \tan(\phi + 2\beta)} - 1 \right] \\ + \frac{3\sin\left(\phi + 2\beta\right)}{1 + 8\sin^{2}(\phi + 2\beta)} \left[\tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right) - \frac{\cot\left(\phi + 2\beta\right)}{3}e^{\frac{3}{2}\pi \tan(\phi + 2\beta)} \right] \\ + \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right)\frac{\cot(\phi + 2\beta)}{3} + 1 \right]$$
(6)





$$\begin{aligned} q_{u} &= \frac{1}{2} \gamma B \left\{ \frac{1}{4} \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right) \\ \left[\tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right)e^{\frac{3}{2}\pi \tan(\phi + 2\beta)} - 1 \right] + \frac{3\sin\left(\phi + 2\beta\right)}{1 + 8\sin^{2}(\phi + 2\beta)} \\ \left[\tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right) - \frac{\cot\left(\phi + 2\beta\right)}{3}e^{\frac{3}{2}\pi \tan(\phi + 2\beta)} \\ + \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{2}\phi + \beta\right) \frac{\cot(\phi + 2\beta)}{3} + 1 \right] \right\} \end{aligned}$$
(7)

$$q_u = cN_{ct} + q_oN_{qt} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma t}$$
(8)

상기 식을 통한 평면기초와 대상 Shell기초의 이론적 인 지지력계수를 비교하기위하여 기초가 이루는 각(θ)을 60°~180°까지 변화시켜가며 흙의 내부마찰각이 0°~ 40°일 때의 각각의 지지력계수를 표 1에서 나타내었다. 기초가 이루는 각이 180°인 경우는 일반기초라고 할 수 있으며 기초가 이루는 각이 클수록 지지력계수가 점차 감소하는 것으로 확인되었다.

2.3 일반기초와 Shell기초 극한지지력(q_n)의 이론적 비교

일반기초와 Shell기초의 극한지지력을 비교하기 위해 기초 및 지반의 조건을 동일시하였으며(D=10m, P=10t, C=5t/m³, Ø=30°, r=1.8t/m³) 일반기초는 Terzaghi의 식을 적용하고 쉘기초는 식 (8)의 식으로 극한지지력을 산정하였다. 그 결과 표 2와 같은 결과 값을 얻을 수 있

표 1. 지지력계=	ĉ
------------	---

었다.

극한지지력 비교결과 Shell 기초(60°)일 때 일반 원형기 초보다 극한지지력이 약 16% 증가한 것으로 보아 Shell 기초의 여러 형태 중 60°일 때 가장 이상적인 형상이라 고 판단된다.

3. 수치해석의 조건 및 방법

일반적으로 사질토와 같이 투수성이 좋은 흙으로 구 성된 지반에서 하중 변화에 의해 발생된 과잉간극 수압 은 단기간에 소산된다. 따라서 포화된 사질토 지반의 간 극수압은 0으로 볼 수 있으며 전응력은 유효응력과 같 다고 할 수 있다. 반면 투수성이 낮은 점토질의 지반은 하중의 일부분을 간극수가 부담하며 간극수압이 증가 되는 동안에도 흐름이 거의 발생하지 않는다. 즉, 간극 수압의 소산이 일어나지 않으며 비압축성 탄성 거동을 보인다. 물론 이는 하중재하속도 개념을 고려하여 설명 되어져야 하지만 일반적인 지반 구조물의 건설 시간을 고려할 때 점토질 지반은 단기적으로는 비배수 거동을 보인다고 할 수 있다. 위의 두 경우를 정리하면 사질토 지반의 거동과 점토질 지반의 단기거동은 각각 완전 배 수조건과 완전 비배수 조건으로 고려할 수 있다. 이러한 경우 지반의 거동은 시간 경과에 따른 간극수의 흐름

۵	N_{ct}							N_{qt}			$N_{\gamma t}$				
0	$\phi = 0^{\circ}$	$\phi = 10^{\circ}$	$\phi = 20^{\circ}$	$\phi = 30^o$	$\phi = 40^{\circ}$	$\phi = 0^{\circ}$	$\phi = 10^{\circ}$	$\phi = 20^{\circ}$	$\phi = 30^{\circ}$	$\phi = 40^{\circ}$	$\phi = 0^{\circ}$	$\phi = 10^{\circ}$	$\phi = 20^{\circ}$	$\phi = 30^{\circ}$	$\phi = 40^{\circ}$
60°	5.632	9.285	16.883	35.490	93.706	1.197	2.974	7.821	23.177	85.374	0.146	1.670	6.831	27.796	145.260
70°	5.588	9.201	16.698	34.999	91.965	1.179	2.928	7.690	22.728	83.322	0.132	1.627	6.679	27.115	140.827
80°	5.546	9.119	16.517	34.516	90.265	1.161	2.883	7.562	22.290	81.329	0.119	1.585	6.530	26.453	136.549
90°	5.504	9.037	16.337	34.042	88.605	1.144	2.839	7.435	21.861	79.391	0.106	1.544	6.384	25.809	132.420
100°	5.462	8.956	16.161	33.577	86.985	1.127	2.795	7.312	21.442	77.508	0.093	1.504	6.241	25.182	128.434
110°	5.420	8.877	15.987	33.120	85.403	1.110	2.752	7.190	21.032	75.677	0.081	1.464	6.102	24.572	124.585
120°	5.379	8.798	15.815	32.671	83.858	1.094	2.710	7.071	20.631	73.897	0.069	1.426	5.966	23.978	120.868
130°	5.339	8.720	15.646	32.230	82.350	1.078	2.669	6.954	20.239	72.166	0057	1.388	5.833	23.400	117.278
140°	5.298	8.644	15.479	31.797	80.876	1.062	2.628	6.839	19.855	70.483	0.045	1.351	5.702	22.837	113.810
150°	5.259	8.568	15.314	31.372	79.437	1.046	2.588	6.726	19.479	68.845	0.033	1.314	5.575	22.289	110.460
160°	5.219	8.492	15.152	30.954	78.030	1.030	2.548	6.615	19.112	67.252	0.022	1.279	5.450	21.756	107.222
170°	5.180	8.418	14.992	30.543	76.656	1.015	2.510	6.506	18.753	65.703	0.011	1.244	5.328	21.237	104.092
180°	-	8.345	14.835	30.140	75.313	1.000	2.471	6.399	18.401	64.195	0.000	1.209	5.209	20.731	101.067

표 2. 극한지지력 비교

기초형태 극한지지력	일반기초(사각형)	일반기초(원형)	Shell 기초(120°)	Shell 기초(90°)	Shell 기초(60°)
극한지지력 (t/m^2)	603.87	569.44	585.47	621	705.93

변화를 고려하지 않아도 되므로 이는 지반의 Uncoupled 거동에 해당한다고 할 수 있다.

이와 같은 사실을 바탕으로 본 해석은 기초의 파괴수준 검토가 아닌 일반적인 사질토 지반에서의 기초 형상별 하 중-침하 곡선을 비교하기 위함이므로 Uncoupled-analysis 를 수행하였다.

3.1 수치해석을 통한 근입깊이 결정

본 해석은 특수기초의 실내모형시험에 대한 현상 분 석과 함께 여러 가지 Case의 기초들에 대한 침하와 기초 저면의 응력상태를 파악하고 기초의 거동을 분석하여 기초의 근입깊이를 결정하기 위한 목적으로 해석을 실 시하였다. 해석에 사용된 적용 물성은 표 3와 같으며, 지반 및 기초의 모델링은 Ground support(지반 경계 조 건 설정)기능을 사용하여 나타내었으며 그 결과는 그림

표 3. 적용 물성

3와 같다.

기초의 근입깊이에 따른 변위를 해석해 본 결과 그림 3과 같이 기초의 모든 저면에서 D_f/B=75%에서 침하가 가장 적게 발생하는 것을 알 수 있었으며, 이와 더불어 근입 깊이 별 응력을 분석하여 본 결과 그림 4와 같이 D_f/B=50%에서 가장 크게 발생하였고 변위의 결과와 같이 D_f/B=75%에 가장 적은 응력 값을 나타내었다. 따 라서 수치해석 결과 D_f/B=75% 일 때 가장 적합한 근입 깊이로 판단하여 3D 수치해석과 모형시험에서 이를 적 용하였다.

3.2 Shell 기초 변위 및 응력 검토를 위한 3차원 수치해석

본 해석은 특수기초의 실내모형시험과 비교 분석 하기 위하여 바닥 면적이 동일하도록 실시하였다. 해석에 사 용된 물성치는 상기 해석에서 사용되어진 것과 동일하며,

구성매질	$E(t/m^2)$	ν	$\gamma(t/m^3)$	$c(kg/cm^2)$	ϕ	type
지반(마사토)	170	0.3	1.69	2.63	28°	mohr coulomb
기초(철・콘)	200000	0.3	2.5		•	elastic



(a) Footing Foundation

그림 3. 기초형상 모델링



그림 4. 기초의 근입 깊이 결정을 위한 변위

2D해석을 통하여 얻은 최적의 근입깊이 *D_f*/*B*=75%를 적용하고 해석에 적용한 하중은 기초와 지반의 자중과 총 하중 lton을 5단계로 나누어 각각 0.2ton 씩 증가하여 재하 하였으며, 경계조건은 Ground support(지반 경계 조건 설정)기능을 사용하였다. 이로 인해 좌우측 경계 부에는 UX방향, 모델 전·후방부분은 UY방향으로 변위 를 제어하였으며, 모델 저면에는 각각 UX, UZ, UY방향 으로 변위를 구속시켰다. 또한 기초의 영향반경을 고려 하여 충분한 크기의 지반을 조성하였고 하부, 좌·우측 및 전·후방 부 Boundary를 설정하였다. 여러 가지 형태 의 기초들에 변위 및 응력상태를 해석 결과는 표 4~5 와 같으며 분석한 결과 그림 6과 같다(Nainan P. Kurian 등, 2005).

해석 결과에서 보여 지듯이 각각 변위는 Shell 120° 및 90°에서는 다소 크게 나타났지만, 60°에서는 일반기 초와 유사하게 나타났으며, 응력검토에서도 120°및 90°



그림 5. 기초의 근입 깊이 결정을 위한 응력 검토

표 4. 대조군 기초(사각형, 원형)의 변위 응력 상태



표 5. 각 Shell 기초의 변위 응력 상태





그림 6. 변위와 응력의 양상

표 6. 기초 형태별 극한하중

기초형태	사각형기초	원형 기초	Shell 기초(120°)	Shell 기초(90°)	Shell 기초(60°)
극한 하중(ton)	0.58	0.52	0.58	0.61	0.63

에서는 크게 나타났고 사각 Footing기초와 Shell 60°에 서 작은 응력을 가지는 것으로 나타났다.

위에서 제시한 대조군 기초(사각형, 원형)와 Shell 기 초(120°, 90°, 60°)의 하중에 따른 침하량을 산정하기 위 하여 3D 수치해석을 실시하였으며 제시된 기초의 변위 를 도출하였다. 도출한 변위값에 Hansen의 정의를 인용 하여 변위가 기초 폭의 10%일 때의 값을 극한하중 값으 로 보고 표 6과 같이 기초 형태별 극한하중이 산정하였 다. Shell 기초의 극한하중을 일반원형 기초에 비해 평 균적으로 약 17%정도 높게 나타났다. 특히 Shell 60°에 서는 약 21%정도의 극한하중이 증가 되는 것을 알 수 있었다.

4. 모형시험 내용 및 방법

기초의 형상을 달리한 특수한 형태의 기초형상(Conical shell foundation)과 기존 footing foundation을 동일한 조 건하에서 시험함으로써 제하하중에 따른 기초의 지지 력 및 침하량을 측정하고 결과를 비교 분석하여 Shell 기초의 우수성을 제시하고 이러한 우수성이 부피의 증 가가 아닌 구조적 우수성에 의한 향상임을 나타냄으로 써 재료적 비용 절감에 따른 경제적 효율성을 역설하고 최적 형상을 제시하고자 한다.

4.1 시험 장비 및 모형지반

본 시험의 지반조성은 표준사를 사용하며, 시험데이 터 값의 신뢰성을 위하여 표준사의 기본 물성치를 재확 인하고 강사 높이 조절이 가능한 강사기를 이용하여 느 슨한 지반과, 중간 조밀한 지반을 조성하였다. 지반조성 후 일반 기초와 중심각을 달리한 Conical shell 기초 3가 지로 시험 Case를 구성하였다. 또한 모형 기초 상부에 가해지는 하중을 로드셀을 통하여 측정함으로써 시험 오차를 줄였다(김병탁 등, 2001).

4.2.1 지반조성재료 특성

본 시험의 시료는 동일한 토질정수를 확보할 수 있도 록 주문진 표준사를 사용하였으며 재료의 특성은 표 7 와 같다.

상대밀도(relative density)는 사질토의 조밀(dense)한

최대건조밀도 $(\Upsilon_{dmax,}t/m^3)$	15.53	D ₆₀ (mm)	0.91	비중	2.59
최소건조밀도 $(\Upsilon_{dmin,}t/m^3)$	12.57	D ₁₀ (mm)	0.45	함수비(w,%)	0.32
최대 간극비	1.02	최소 간극비	0.61	균등계수(Cu)	2.02

표 7. 모형시험 지반의 토질정수

표 8. 상대밀도시험 결과

지반조건	상대밀도(%)	간극비
모래지반	32	0.911

상태나 느슨한(loose)한 상태를 상대적으로 나타내는 요 소로 0%부터 100% 사이의 값을 갖는다. 모형지반의 상 대밀도를 측정하기 위하여 낙하 높이 및 낙하 속도에 따른 상대밀도시험을 실시하였으며 그 결과는 표 8과 같다.

4.2.2 모형 원형 Shell기초의 제작

본 축소모형 시험에서는 원형 구조물과 모형 구조물 사이의 상사이론을 고려하여 축소 모형 시험을 실시하고 결과 값을 분석하여 시험적 결과의 신뢰성을 높이고 실 제 적용을 위한 기준을 마련하고자한다. 원형과 모형의 상사관계 및 축척관계는 차원해석(Dimensional Analysis) 이나 미분 방정식(Differential Equations)을 사용하여 구할 수 있으며 차원의 동차성원리(Principle of Dimensional Homogeneity)에 근거한다. 이러한 차원해석을 통한 시 험적 연구는 시간, 비용 노력 등의 큰 절감으로 국외뿐 만 아니라 국내에서도 시행되었으며, 좋은 결과를 얻은 바 있다. 차원해석을 고려하여 제작한 모형 기초는 사진 1과 같다.

4.2.3 모형시험 방법

본 시험은 강사 높이를 조절하여 중간 조밀한 지반을 조성한 후 모형기초를 거치시켜 단계별 하중에 따른 각 기초 모형별 침하량과 극한지지력을 도출하기위한 실 내시험으로 실내모형시험의 전경은 사진 2와 같다. 실내모형시험의 과정은 아래와 같다.

- 과정 1: 강사 높이를 조절하여 모래지반을 조성한다.
- 과정 2: Case별 기초 모형을 거치시킨다.



(a) 사각형 기초 (바닥면적:77.44*cm*²)



(b) 원형 기초 (바닥면적:78.5*cm*²)



(c) Shell 기초 60° (바닥면적:78.5*cm*²) 사진 1. 모형 기초의 제작





(d) Shell 기초 90° (바닥면적:78.5cm²)



(e) Shell 기초 120° (바닥면적:78.5cm²)



- 과정 4: 유압잭 설치 후 LVDT와 Load cell을 부착 한다.
- 과정 5: 센서의 Initial 값을 체크 후 Zero 세팅한다.
- 과정 6: 하중은 7kg씩 단계별 하중을 제하하며 지 반변위의 수렵시간은 20분으로 한다.
- 과정 7: 기초의 지지력이 극한에 다다를 때까지 실시 후 종료한다.

4.2.4 모형시험 결과 분석

본 실험은 상대밀도가 상이한 모래지반에서 Shell 기 초의 효과를 고찰할 목적으로 모형실험을 수행하였다. 모형 실내 시험의 각 기초별로 표 9와 같은 조건하에서 실시하고 오차를 줄이기 위해 각각 3회씩 실시하여 평 균 침하량을 산정하였다(Dilip Kumar Maharaj, 2004).

일반 기초(사각형, 원형)와 Shell 기초(120°, 90°, 60°) 형태에 대한 각각의 최대 침하량을 측정한 결과 표 10와 같이 Shell 기초 모두 일반 기초에 비해 침하량이 크게 측정되었으나 그림 7과 같이 항복하중의 (3/2)배 값을 극한하중으로 측정하고 단위면적에 따라 지지력을 산 정한 결과 Shell 기초의 지지력은 큼을 알 수 있었다. 그



사진 2. 실내모형시험 전경

표 9. 모형시험조건

지반조건	단위중량	상대밀도	기초종류	
			평면기초	
			원형기초	
모래지반	$13.65(t/m^3)$	$13.65(t/m^3)$ 32	32%	Shell 기초 60°
			Shell 기초 90°	
			Shell 기초 120°	

표 10. 기초형태 및 지반상태에 따른 최대 침하량

기초형태	사각형기초	원형 기초	Shell 기초 (120°)	Shell 기초(90°)	Shell 기초(60°)
최대 침하량	0.82mm	0.85mm	0.88mm	0.92mm	1.01mm

표 11. 기초 형태별 지지력

기초형태	사각형기초	원형 기초	Shell 기초(120°)	Shell 기초(90°)	Shell 기초(60°)
극한지지력(<i>kg/cm</i> ²)	0.26	0.22	0.27	0.28	0.29



결과 일반원형기초에 비해 Shell기초의 지지력이 약 27% 정도 높은 것으로 나타났으며 특히 중심각 60°의 Shell 기초에서는 약 31%정도의 지지력을 더 가지는 것을 알 수 있었다.

5. 결 론

본 논문은 "모래지반에서 기초형상 변화에 따른 기초 의 거동"에 대한 실험적 연구로서 기초의 거동에 영향 을 주는 여러 가지 인자 중 기초형상에 초점을 두었다. 이에 따라 문헌연구를 통하여 일반기초 형태와 특수기 초 형태의 이론적 배경 및 현황에 대해 고찰하여 비교 분석함으로서 경제성 및 구조적으로 가장 우수하다고 판단되는 Shell 기초 형태 중 Conical shell 형태를 제시 하였으며 Conical shell 기초의 우수성을 검증하기 위하 여 중심각을 달리한 Conical shell 기초형상에 대한 수치 해석 및 실내모형시험을 실시하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

(1) Terzaghi 및 Mayerhof 등의 얕은기초의 일반적인 파 괴 메커니즘을 비교 분석하고 이를 바탕으로 하여 Shell 기초의 이론은 상한치 이론을 적용함으로서 Shell 기초의 이론적 지지력을 고찰하여 본 결과 Shell 기초의 지지력이 일반기초보다 15% 더 금을 알 수 있었다.

- (2) Shell 기초의 최적의 근입 깊이를 도출하기 위하여 근입 깊이를 D_f/B=75%, 50%, 25%로 각각 나누어 Uncoupled-analysis 방법을 이용한 2차, 3차원의 수 치해석을 실시하였다. 수치해석 결과 근입 깊이가 D_f/B=75%일 때가 최적 근입 깊이인 것으로 나타났다.
- (3) 이론 및 수치 해석적 결과의 검증을 위하여 실내 모형시험을 실시하였으며, 일반기초 형상 2 Case와 Conical shell 형상 3 Case에 대한 재하시험을 수행 한 결과, Shell 기초의 지지력이 일반기초에 비해 27%~31% 증가되었음을 알 수 있었다.
- (4) 일반 기초 및 Shell 기초의 중심각(120°, 90°, 60°)에 따른 지지력을 비교 분석하기 위해 수치해석을 실 시한 결과 하중에 따른 침하량은 Shell 기초가 일반 기초에 비해 크게 나타났지만, 하중과 침하량의 그 래프로 지지력을 산정해 본 결과 Shell 기초가 일반 기초에 비해 지지력이 평균적으로 높게 나타났고, 특히 Shell 60°에서는 31%정도 높게 나타났다.

본 연구를 통하여 제시된 Shell 기초가 기존의 일반적 인 기초의 형태보다 경제적으로 우수함을 검증하였다. 하지만 제시된 구조물이 대형 토목구조물인 만큼 현장 에 적용하기 위해서는 실대형의 현장실험을 통한 실질 적인 검증이 이루어져야 할 것으로 판단되며, 이 연구를 통하여 다른 특수한 형태의 기초 연구 및 기술적 발전에 도움을 줄 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 호서대학교 교내 "기초형상에 따른 지지력 변화에 대한 연구(과제번호20050238)"의 연구비 지원 에 의해 수행되었으며 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김병탁, 김영수, 이종현 (2001), "2개층 사질토지반에서 정방형 기초의 지지력 특성", 한국지반공학회 눈문집, 제 17권, 4호, pp.289-299.
- 2. 정상배 (2003), 팽이말뚝기초공법, 지질공학 단기실무강좌 -지반 개량 및 보강공법, pp.1-22.
- 3. D.L. Karabalis (2005), "Vibrations of square and circular foundations with concentric openings on elastic half space", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25, pp.951-965.
- 4. Dilip Kumar Maharaj (2004), "Finite element analysis of strip type shell foundation and its interaction", *The Electronic Journal* of *Geotechnical Engineering*, Volume 9, Bundle B.
- Nainan P. Kurian and V.M. Jayakrishna Devaki (2005), "Analytical studies on the geotechnical performance of shell foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.42, Issue. 2.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 25)

현장타설말뚝을 적용한 다주식 기초에서 말뚝과 캡의 강결합에 대한 분석

Analysis on the Rigid Connections of the Drilled Shaft with the Cap for Multiple Pile Foundations

조 성 민' Cho, Sung-Min

Abstract

Piles of a bridge pier are connected with the column through the pile cap (footing). Behavior of the pile foundation can be different according to the connection method between piles and the pile cap. Connection methods between pile heads and the pile cap are divided into two groups : rigid connections and hinge connections. Domestic design code has been specified to use rigid connection method for the highway bridge. In the rigid connection method, maximum bending moment of a pile occurs at the pile head and this helps the pile to prevent the excessive displacement. Rigid methods are also good to improve the seismic performance. However, some specifications prescribe that conservative results through investigations of both the fixed-head condition and the free-head condition should be reflected in the design. This statement may induce an over-estimated design for the bridge which has high-quality structures with casing covered drilled shafts and the PC-house contained pile cap. Because the assumption of free-head conditions (hinge connections) is unreal for the elevated pile cap system with multiple piles of the long span sea-crossing bridges. On the other hand, elastic displacement method to evaluate the pile reactions under the pile cap is not suitable for this type of bridges due to impractical assumptions. So, full modeling techniques which analyze the superstructure and the substructure simultaneously should be performed. Loads and stress state of the large diameter drilled shaft and the pile cap for Incheon Bridge which will be the longest bridge of Korea were investigated through the full modeling for rigid connection conditions.

요 지

다수의 말뚝을 캡(확대기초)으로 연결하여 하중을 지지하는 다주식 기초에 대하여 캡의 연결부를 강결합 조건과 힌지결합 조건으로 구분하여 말뚝 반력 해석의 합리성을 분석하였으며, 널리 사용 중인 탄성변위법과 라멘식 프레임 해석에 기반한 비선형 해석기법을 비교하여 검토하였다. 특히 실제 해상 장대교량의 조건을 대상으로 상부구조와 기초를 연계한 전체 구조계 해석 결과를 분석하여 말뚝머리 구속 조건에 대한 기초 부재 단면력 산정의 적정성을 파악하였다. 이를 위해 캡과 연결된 각 말뚝에서 발생하는 휨모멘트, 전단력, 압축력 등 반력을 산정하고 PM상관도 분석과 지지력 산정을 통해 말뚝 부재의 안정성을 검토하였다. 일반적인 규모의 교량, 또는 강성이 크지 않은 말뚝을 적용한 기초에서는 말뚝-캡 결합 조건에 따른 말뚝 단면 설계의 차이가 현저하지 않으나, 말뚝이 지면 위로 일정 길이 이상 돌출되는 다주식 기초의 해상교량에서는 말뚝머리를 힌지로 고려할 경우 지중부에서 매우 큰 휨모멘트와 전단력이 유발되며, 말뚝머리의 수평변위량이 극단적으로 증가하였다. 해상 장대교량에 대해서는 비현실적 가정조건 에 기반한 탄성변위법 보다는 말뚝머리를 캡에 강결합하고 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간주하는 라멘(rahmen) 모델 링을 통해 상부구조와 연계한 전체 구조계 해석을 수행하는 것이 바람직하다.

Keywords : drilled shaft, pile cap, footing, rigid connection, bridge

¹ 정회원, 한국도로공사 인천대교건설사업단 기술지원팀장, 공학박사 (Member, Director of Technical Advisory Team, Incheon Bridge Construction Office, Korea Expressway Corporation, chosmin@ex.co.kr, 교신저자)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 개 요

말뚝기초를 적용한 교량의 하부구조는 한 교각 위치 에 다수의 말뚝을 시공하고, 이들을 캡, 또는 파일캡이 라 부르는 확대기초(푸팅)로 연결하여 그 위에 교각을 세우는 방식이 일반적이다. 이 때 말뚝을 캡과 연결하는 방법에 따라 구조물의 거동이 달라지게 되므로, 이에 대 한 고려가 설계상 중요한 변수가 된다. 반면에 파일캡과 말뚝 본체의 단면 설계를 구조공학 분야로 간주하는 경 향이 있는 국내 관행상 지반공학 기술자들은 군말뚝을 엄밀하게 해석하는 기본적인 절차가 될 수도 있는 이 항목에 대한 진지한 검토가 부족한 측면이 있다.

말뚝 머리와 캡의 결합 방식은 강결합(rigid connection) 과 힌지결합(hinge connection, pinned connection)으로 대 별되며, 구조물의 형식과 기능, 파일캡의 형상과 크기 및 재료, 말뚝의 종류, 지반조건, 시공 난이도 등을 고려하 여 적합한 방식을 선택하여야 한다. 국내외 설계기준에 서는 교량 기초에 대하여 말뚝머리 고정, 즉 강결합 조건 을 구현하도록 하고 있다(대한토목학회, 2001; AASHTO, 2004). 말뚝과 캡을 강결합시켜 말뚝머리를 고정인 조 건으로 만들 경우에 말뚝머리에서 최대휨모멘트가 발 생하므로 수평하중에 의한 과도한 변위를 방지하고 내 진성능을 향상시킬 수 있으며, 부정정 차수를 높여 구조 계의 안정성을 상대적으로 증가시킬 수 있다. 그러나 국 내 시방서(대한토목학회, 2001)에서는 강결합 설계 규 정에도 불구하고, 결합부의 해석시에는 말뚝머리고정 (fixed-head, 강결합 상태) 조건 외에도 말뚝머리자유 (free-head, 힌지결합 상태) 조건에 대해서도 각각 변위 법으로 검토하여 안전측 결과를 반영하도록 하고 있어 논란이 제기되는 실정이다. 일반적인 경우 현장타설말 뚝과 캡은 동일한 철근콘크리트 구조이므로 적정한 근 입과 연속철근 배치를 통해 양자가 일체화된 거동을 보 이게 되며, 내구성 설계를 적용하였거나 해상 거푸집 용 도인 PC하우스를 설치한 경우 파일캡의 단면 손실이 거 의 없으므로 매입된 콘크리트 말뚝의 단면 감소 위험이 없어 강결합된 연결부를 힌지조건으로 간주하는 것은 과다설계의 원인이 될 수 있다. 그림 1은 PC하우스를 설치하고 시공하는 파일캡 내부에서 현장타설말뚝 머 리부와 캡을 강결합하는 철근 배근 모습이다. 특히 상부 구조와 하부구조를 포함한 전체 구조계를 모델링하여 엄밀해석을 수행하는 최근의 장대교량 설계에서 실제 결합조건과 무관하게 간편법인 변위법 적용시를 기준 으로 한 선언적 시방기준을 일방적으로 따를 경우에 말 뚝 기초의 경제적 설계 및 최적화는 요원한 일이 될 수 도 있을 것이며, 해상에서 해저면 위로 상당한 길이만큼 돌출되어 파일캡을 설치하는 경우의 일부에서는 힌지 조건에 대한 말뚝 본체 단면의 구성이 어려워 말뚝 기초 의 적용을 포기해야 할 수도 있다.

이 논문에서는 대구경 현장타설말뚝 그룹을 연결하 는 지면 돌출형 파일캡을 가진 해상 다주식 기초 시스템 에서 말뚝과 확대기초의 결합조건에 대한 해석 결과와 적용 실례를 분석하였으며, 특히 말뚝이 파일캡에 강결



그림 1. 해상 다주식 기초에서 현장타설말뚝과 파일캡의 연결 시공 사진

된 라멘구조 모델로 간주한 엄밀해석을 통해 말뚝과 파 일캡의 하중 및 응력 상태를 평가하였다. 이를 위해 사 례 구조물에 대하여 하중조합에 따라 결정한 상부하중 (사하중, 활하중, 온도하중, 지점 침하, 크리프, 건조수 축, 풍하중, 지진하중 등)을 기준으로 전체계 해석을 통 해 파일캡에 전달되는 연직력, 수평력, 모멘트를 산정하 고 강결합 모델링을 통해 말뚝별 하중과 본체 응력 조건 을 평가하였다.

2. 말뚝과 캡의 결합 방법

앞서 언급한 바와 같이 다수의 말뚝을 캡으로 묶는 다주식 기초에서 말뚝머리와 캡의 결합 방법은 강결합 조건과 힌지결합 조건으로 구분할 수 있다. 강결합은 말 뚝머리와 캡을 일체화시키는 방법으로서, 우리나라 도 로교설계기준(해설)에서는 그림 2와 같은 '방법 A'와 '방법 B'를 제시하고 있다(대한토목학회, 2001). 방법 A



는 말뚝머리를 그 직경 이상의 길이만큼 캡 내부로 매입 하여 매입부가 말뚝머리에 작용하는 휨모멘트에 저항 하도록 하며, 강관말뚝, PSC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝에 주로 적용한다. 방법 B에서는 캡에 매입되는 말뚝의 길 이를 최소한(보통 10cm)으로 하고, 보강철근을 설치하 여 말뚝머리에 작용하는 휨모멘트를 철근이 저항하도 록 하는데, 강관말뚝, PSC말뚝, PHC말뚝, RC말뚝, 현장 타설말뚝에 적용할 수 있다. 그림 3은 현장타설말뚝에 서 강결합 방법 B를 적용할 경우의 구조세목이다(대한 토목학회, 2001).

힌지결합을 현장 조건에서 이상적으로 구현하는 것 은 어려운데, 실제 시공에서 말뚝머리와 캡 결합을 힌지 조건화하는 일반적인 경우의 사례는 그림 4와 같다. 힌 지결합 조건으로 설계할 경우에는 말뚝머리부가 자유 롭게 회전하도록 해야 하는데, 이를 위해 말뚝머리의 매 입 길이는 10~15cm 정도로 한다. 매입부가 지나치게 길 면 강결합과 유사한 조건이 되며, 과소할 경우는 횡방향



(b) 방법 B에 의한 결합

기초판아래면

환상철근

속채움 콘크리트 상철근

힌지철근



나선근

기초판 하부주철근

ъŊЕ

코그리티

잡석

앵커청군

패킹재

속채움 콘크리트

맔뜩

속채웅콘크리트

말뚝

기초판 하부주철근

 $\delta \alpha$



D

그림 3. 현장티설말뚝 강결합 방법-B의 구조세목

150mm간격 이ㅎ



기초판 하부주철근

속채움콘크리트

말뜩

이동이 고정되지 않아 힌지의 역할을 할 수 없게 되는 데, 그림 4와 같이 힌지철근을 넣는 경우도 있다. 또한 말뚝머리는 말뚝기둥의 끝이므로 힌지 조건에서 파손 되기 쉬워 충분한 보강이 필요하다. 그러나, 이러한 고 려에도 불구하고 결합부를 완전한 힌지로 만들기는 쉽 지 않으며, 이 경우에 설계시 가정과 달리 말뚝머리 고 정단 모멘트가 발생하게 된다.

현재 우리나라에서는 도로교의 말뚝머리는 캡과 강 결합하여 설계하도록 규정하고 있으며, 이에 따라 설계 단면력은 말뚝머리를 강결합으로 한 경우에 대하여 말 뚝머리의 휨모멘트, 수평력, 압입력, 인발력에 대해 저 항할 수 있도록 한다(대한토목학회, 2001). 강결합으로 말뚝머리 고정 조건이 될 경우 횡방향 하중에 대한 말뚝 머리 변위량이 상대적으로 작아 횡하중에 따라 설계가 지배되는 경우에 유리하며, 부정정차수가 늘어나게 되 어 지진 및 바람 등의 큰 수평력이 작용할 경우 구조물 의 안정성이 높아진다. 현장에서 결합조건을 쉽게 구현 할 수 있다는 장점도 있다. 그러나 횡하중을 받는 조건 에서 말뚝머리에 고정단 모멘트가 발생하며, 상부 구조 물의 회전에 따라 말뚝머리 모멘트가 변화하게 된다. 이 에 반하여 힌지결합조건은 역학적 해석면에서 간편하 나, 부정정차수가 작아 상대적으로 안정성이 낮으며, 동 일한 횡방향 하중에 대하여 말뚝머리의 변위량이 커지 게 된다. 또한 현장에서 힌지결합 조건을 구현하기가 어 렵다. 연직하중에 대해서는 두 방법 간의 차이가 없으 나, 좌굴을 고려할 경우는 좌굴장이 짧아지는 강결합 조 건이 유리하다(日本道路協會, 2002).

미국의 도로교 설계기준을 담고 있는 AASHTO LRFD 도로교시방서에서도 횡방향 하중을 받는 말뚝은 철근 이나 스트랜드를 15cm 이상 파일캡에 매입하여 고정시 키는 강결합 방식을 적용하도록 하고 있다(AASHTO, 2004). 일본 도로교시방서에서는 교량기초 설계시에 파 일캡을 강체로, 말뚝머리는 캡에 강결합된 라멘구조로 모델링하도록 하고 있다.

다주식 기초의 말뚝-캡 강결합 조건에 대한 설 계기준 분석

말뚝머리와 캡을 강결합 조건으로 설계하도록 규정 한 도로교설계기준은 결합부 해석시에는 캡을 강체로 간주하고 캡의 연직 및 수평 변위, 회전변위를 고려한 탄성해석법(변위법)으로 말뚝반력과 변위량을 산정하도 록 하고 있다(대한토목학회, 2001). 이에 따라 말뚝기초 전체의 변위를 매트릭스를 매개로 하여 기초 전체에 작 용하는 수평력, 연직력, 회전모멘트에 관해 평형방정식 을 푸는 변위법으로 말뚝머리의 반력을 구한다.

변위법은 말뚝 반력을 산정하는 가장 일반적인 방법 이지만, 몇가지 가정 조건을 필요로 한다. 먼저, 하나의 캡에 연결되는 모든 말뚝의 길이와 강성이 일정하며, 지 층은 경사를 가지고 있지 않다고 전제한다. 이에 따라 말뚝의 축직각방향 스프링정수(K1, K2, K3, K4)는 말뚝 길이가 모두 동일하다고 가정하여 하나의 값을 갖는다. 캡은 강체로 고려하며 무리말뚝의 도심을 중심으로 회 전한다. 말뚝은 압축, 인장, 인발, 굽힘에 대해 선형탄성 적 거동을 나타내며, 말뚝머리에서 축방향 및 축직각방 향의 스프링 정수는 하중에 상관없이 일정하고 압축과 인발에 대하여 같은 값을 사용한다. 즉, 변위법에서는 말뚝 기초를 2차원 구조물로 해석한다. 따라서 두 방향 의 휨모멘트를 고려할 필요가 없는 경우(3차원 해석이 필요 없는 경우)에 적용한다. 또한 수압, 파압 및 동수압 을 고려할 필요가 없는 경우에 이용할 수 있다. 따라서, 변위법은 다양한 하중 조건에서 말뚝 기초와 파일캡의 전체 구조계에 대한 모델링을 기반으로 했다기보다는 복잡한 구조계를 단순화하기 위하여 많은 가정을 전제 로 한 일종의 간편법이라고 할 수 있다. 파일캡 저면에 수평력 H₀, 연직력 V₀, 휨모멘트 M₀가 작용하는 경우 변 위법 사용시 계산 좌표는 그림 5와 같으며, 이들 외력과



그림 5. 탄성변위법의 계산좌표

파일캡 변위(δ, α)의 관계는 널리 알려진 식 (1)과 같이 표시한다(玉野). 여기서 A_{xx} 등은 스프링정수 등을 이용 하여 계산되는 변수이다.

$$\begin{aligned} A_{xx}\delta_{xx} + A_{xy}\delta_{y} + A_{x\alpha}\alpha &= H_{0} \\ A_{yx}\delta_{xx} + A_{yy}\delta_{y} + A_{y\alpha}\alpha &= V_{0} \\ A_{\alpha x}\delta_{xx} + A_{\alpha y}\delta_{y} + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_{0} \end{aligned}$$
(1)

그런데, 도로교설계기준에서는 강결합 조건의 설계 규정에도 불구하고 한편으로는 말뚝 본체응력 해석시 에 변위법에 따라 강결합 조건과 힌지결합 조건 모두에 대하여 휨모멘트를 검토하고 이 중에서 불리한 결과를 반영하도록 권장하고 있다(대한토목학회, 2001). 즉, 강 결합으로 말뚝머리가 고정된 경우 말뚝머리의 휨모멘 트가 설계 휨모멘트가 되는데, 이 조건에서 변위법으로 산정한 말뚝머리의 휨모멘트와 말뚝머리의 결합을 힌 지로 고려한 지중부의 최대 휨모멘트 값을 비교하여 큰 값을 적용하도록 하는 것이다. 이에 따라 말뚝의 중간부 는 말뚝머리가 강결합이라 하더라도 힌지결합으로 가 정하고 계산한 휨모멘트와 비교하여 큰 값을 기준으로 설계하게 된다.

변위법을 적용하면 여러 가정조건을 통해 전체 구조 계를 고려한 복잡한 해석 과정을 피할 수 있고, 또한 말 뚝과 파일캡 결합부를 힌지로 간주할 경우 안전측 설계 를 유도할 수 있다는 점에서 간편법인 변위법 적용과 말뚝머리 조건의 이중 검토는 국내에서 보편화된 절차 가 되었다. 그러나 이는 간편법을 적용하여 해석의 편의 성을 높이는 대신, 해석결과의 낮은 신뢰성 및 시공의 불확실성을 동시에 극복하기 위하여 강결합 설계 규정 에도 불구하고 말뚝머리 구속 조건에 더불어 힌지로 거 동하는 조건에 대해서도 검토하도록 하는 측면이 강하 다. 더군다나 일반적인 규모와 형태의 교량 기초 형식에 서는 두가지 조건에 대한 결과의 차이가 크지 않게 된 다. 실제로, 말뚝의 직경이 크지 않거나, 파일캡이 지면 이나 지중에 설치되는 경우에는 말뚝 머리 조건을 이중 으로 검토하더라도 말뚝 본체의 설계가 특히 과다해지 는 일이 드물다. 그림 6은 파일캡이 지면 위로 돌출되지 않고 현장타설말뚝에 비하여 강성이 작고 소구경인 강 관말뚝을 기초로 사용한 두 교대(A, B)에 대하여 엄밀 한 구조해석을 통해 말뚝머리 자유조건(힌지)과 고정조 건(강결합)으로 말뚝 부재의 축력과 모멘트를 계산한 결 과이다. 힌지 조건으로 산정한 모멘트는 지중부에서 발 생한 최대값이며, 강결합 조건으로 계산한 모멘트는 두

부에서 발생한 최대값이다. 이를 근거로 각 말뚝 부재에 대하여 AISC(1999), AASHTO(2004)에서 제시하는 압축 력과 휨을 받는 조건의 LRFD 검토식 (2)를 적용한 결과, 힌지조건의 경우가 상대적으로 부재응력이 불리한 것으 로 나타났으나(A교대: 0.93>0.92, B교대: 0.78>0.76), 동 일한 단면에서 큰 차이 없이 안정성을 확보하고 있음을 알 수 있다.

$$\frac{P_{u}}{P_{r}} < 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{P_{u}}{2.0P_{r}} + \quad \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right] \le 1.0$$
$$\frac{P_{u}}{P_{r}} \ge 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{P_{u}}{P_{r}} + \quad \frac{8.0}{9.0} \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right] \le 1.0$$
(2)

그러나 말뚝의 직경이 매우 크거나, 수상교량과 같이 파일캡의 하단이 지면 위에 떠서 말뚝이 돌출되는 경우 는 힌지조건으로 검토시 말뚝의 단면이 매우 과다해지 거나, 말뚝머리에서 발생하는 변위가 비현실적인 값이 되어 부재를 정상적으로 설계하기 어려운 경우가 발생 한다. 원진오 등(2005)은 파일캡이 지면에 있는 육상 조 건에서 조밀한 사질토 지반의 군말뚝에 대해 탄성변위 법과 비선형해석기법들을 비교 검토한 연구에서 말뚝 머리 힌지 조건의 경우는 캡의 과다한 회전이 발생할 가능성이 크다고 하였다. 하물며 파일캡이 지면에서 돌 출되고 유수압을 받는 해상 교량에서는 힌지 조건의 해 석에서는 감당하기 어려운 변위가 발생할 수도 있다. 대





규모 해상교량에서 말뚝 기초를 채택할 경우는 직경이 큰 현장타설콘크리트 말뚝을 주로 사용하게 되는데, 대 구경의 말뚝은 그 강성이 매우 커서 자연스럽게 강결합 상태로 거동을 하게 된다. 또한 장대교량의 경우 높은 수준의 품질관리가 수반되기 때문에 말뚝과 파일캡의 접합 시공의 정밀도가 높으며, 이는 교각 기둥과 피어헤 드(코핑) 간의 접합부와 별 차이를 보이지 않는다.

해상장대교량에서는 지반면 위로 노출된 부분에 대 하여 수압 및 파압, 동수압을 고려해야 하며, 하중의 작 용이 3차원적인 특성을 갖게 되므로 2방향의 동시 재하 조건에 대하여 3차원 해석을 수행하여야 하고, 파일캡 의 규모가 커지면서 위치에 따른 지층 구조에 차이가 많아 각 말뚝의 길이가 상이할 가능성이 높으며, 또한 지층면이 기울어져 있을 수 있다. 따라서 여러 가정조건 이 필요하고 유수압을 고려할 수 없으며, 3차원 해석이 불가능한 변위법을 적용하는 것이 적절하지 않다. 그러 므로 장대교량의 실제 구조적 특성과 중요도를 감안할 때 전체 구조계를 대상으로 보다 정밀한 수준의 모델링 과 해석이 필요하게 된다. 이 경우 상부구조와 연계한 일체 해석이나 비선형 해석, 파일캡의 강성 반영 등 탄 성변위법에서는 불가능한 엄밀 해석이 가능하다. 파일 캡을 고려한 군말뚝 기초에 대한 비선형 해석에 대해서 는 Hoit 등(1996), Yang 등(2003), Reese 등(2004)에 의 해 많은 발전이 있었으며, 우리나라에서도 원진오 등 (2005)이 비선형 말뚝머리 강성을 고려한 3차원 군말뚝 기초 해석기법을 개발하기도 하였다.

우리와 달리 일본에서는 말뚝 및 지반을 선형탄성체 로 하는 경우의 계산법으로 파일캡을 강체로 가정한 말 뚝 기초 전체의 변위(파일캡의 변위)를 말뚝머리의 스 프링행렬로 표현하여 말뚝기초 전체에 적용하는 수평 력, 연직력, 회전모멘트를 이용한 적합조건식을 푸는 방 법, 즉 변위법 외에도 말뚝머리를 파일캡에 강결합하고, 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간주하여 라멘(rahmen) 모델로 해를 푸는 방법을 적용할 수 있도록 하고 있다 (日本道路協會, 2002). 또한 기초의 내진설계시 말뚝머 리가 파일캡과 강결된 라멘구조로서 모델링하여 기초 의 내력과 대변형시 거동을 평가하도록 명시하고 있으 며, 철도구조물 설계기준에서도 프레임 라멘 모델의 적 용을 규정하고, 극한상태의 검토가 필요없는 간단한 구 조물에 한하여 변위법을 허용하고 있다. 변위법과 라멘 식 프레임 모델링의 해석상 주요 특징을 표 1에 정리하 였다.

한편, 말뚝머리의 고정 여부는 앞에서 언급한 결합 방 법과 무관하게 말뚝의 직경과 강성 등의 함수인 식 (3), (4)로 표현되는 회전스프링정수(*K*_R)의 크기에 따라서도 평가할 수 있다.

$$k_v = \frac{E}{D(1-\nu^2)I_p}$$
 (tf/m³) (3)

$$k_R = k_v \cdot I \quad (tf \cdot m/rad)$$
 (4)

여기서, E : 파일캡 콘크리트의 단면강성 (탄성계수) ν : 파일캡 콘크리트의 프와송비

D : 말뚝 직경

I : 말뚝의 단면2차모멘트 (π·D4/64)

그림 7은 K_R과 파일캡의 수평변위, 휨모멘트의 관계 를 나타내는 것으로서, 이상적으로는 K_R이 무한대의 값 을 가질 때 말뚝머리와 캡은 완전한 강체 연결이 된다. 그러나 이 그림에서 K_R이 약 1×10⁶tf·m/rad 이상이 될 경우, 말뚝머리의 휨모멘트가 최대로 되면서 동시에 해 당 말뚝 본체의 최대값이 되며, 지중부 휨모멘트와 수평 변위량은 최소값이 되는 것을 알 수 있다(日本道路協會, 1992). 즉, 이 크기 이상을 갖는 K_R 조건에서는 말뚝과 파일캡은 실제적으로 강결되어 고정 상태가 되는 것이다. 표 2는 직경이 각각 2.0m, 3.0m인 두 종류의 현장타설 콘크리트말뚝에 대하여 식 (3), (4)에 따라 K_R을 산정한 결과로서, 각 말뚝에 대하여 그 크기가 1.45×10⁶tf·m/rad, 4.90×10⁶tf·m/rad으로 나타났다. 이 범위를 그림 7에 사

표 1. 변위법과 라멘 모델링의 비교

구분	변위법 해석	전체 구조계 해석(라멘 모델링)
다차원 해석	기초를 2차원으로 해석함(3차원 불가)	구조계의 3차원 해석이 가능함.
말뚝 및 지반조건	하중, 말뚝 길이, 지층조건 차이와 관계없이 모든 말뚝에 서 일정한 값을 가짐. 말뚝의 강성은 전 길이에 걸쳐 동일함	말뚝 길이, 지층구조가 다르면 상이한 스프링정수를 적용. 말뚝의 길이 방향 강성변화 고려함
파일캡 조건	파일캡은 강체로 해석하며 무리말뚝의 도심을 중심으로 회전함	파일캡은 강체로 해석하며 말뚝의 길이가 상이하므로 도 심을 중심으로 회전하지 않음
유수압 조건	유수압을 고려할 수 없음	조류압, 파압, 동수압을 하중으로 고려함

표 2. 말뚝 직경별 머리부의 회전 스프링 크기

<i>D</i> (m)	<i>E</i> (tf/m ²)	ν	/p	/ (m ⁴)	$K_{\rm v}$ (tf/m ³)	K _R (tf∙m/rad)
2.0	2.84×10 ⁶	0.167	0.790(원형)	0.785	1.85×10 ⁶	$1.45 \times 10^{6} > 1 \times 10^{6}$
3.0	2.84×10 ⁶	0.167	0.790(원형)	3.974	1.23×10 ⁶	$4.90 \times 10^{6} > 1 \times 10^{6}$



그림 7. 말뚝머리 연결 조건과 회전스프링정수의 관계

각형으로 표시하였으며, 이 조건에서 말뚝머리의 휨모 멘트는 최대값이 되며, 지중부의 최대휨모멘트와 말뚝 머리 횡변위량은 최소가 되어 말뚝머리 구속 조건과 동 일한 상태가 됨을 알 수 있다.

강결합으로 설계한 말뚝머리와 확대기초 연결부에 대하여 힌지조건으로도 검토하는 것은 지진시 상황을 고려한 측면도 있으나, 이는 우리나라와 달리 지진이 매우 빈번한 일본의 설계기준에서 원용된 것이며, 또 한 이 때 고려하는 지진도 말뚝의 단면을 결정하는 수 준의 것이 아니고 그 이상의 지진에 대해서는 별도의 내진설계 기준을 적용하는 것이 바람직하다. 따라서 체계적인 내진설계법이 구축된 조건에서 회전강성이 매우 큰 대구경 현장타설말뚝을 적용한 다주식 해상 장대교량의 기초를 힌지조건에 대하여까지 안정하도 록 해석하는 것은 불필요하게 매우 과다한 설계를 초 래할 우려가 높다.



4. 캡-말뚝 결합을 고려한 전체계 해석

대구경 현장타설말뚝을 지면 위로 돌출된 확대기초에 연결한 교량 기초는 그림 8과 같이 캡을 강체로, 말뚝머 리가 캡에 강결합된 라멘구조로서 모델링할 수 있다. 말 뚝의 축방향 저항특성, 말뚝 주변과 캡 전면 지반의 수평 저항특성은 그림 9에서와 같이 이중선형(bilinear) 관계 를 가지며, 말뚝 본체는 재료의 종류에 따라 곡률에 대 하여 삼중선형(trilinear), 또는 이중선형의 관계를 나타 낸다.

이러한 라멘식 모델링을 바탕으로 그림 10과 같이 직 경 3.0m의 현장타설말뚝 24본을 3×8 배열로 연결하는 파 일캡 구조의 대형 다주식 기초를 가진 교량에서 말뚝기 초와 파일캡, 상부구조(기둥)를 포함하는 전체계 해석을 수행하였다. 수심 20m 아래의 해저면에는 해성퇴적층인 실트질 점성토층과 풍화잔류토층인 사질토층, 그리고 기 반암이 순차적으로 분포한다. 상부구조 해석에는 범용 유한요소해석 프로그램인 'MIDAS/CIVL'을 적용하였으 며, 하부구조에 대해서는 지반에 대한 비선형 유한요소 해석이 가능한 'FB-PIER' 프로그램(Hoit 등, 1996)을 사 용하였다. 지반의 비선형 하중전이 특성과 말뚝-파일캡 상호작용을 고려할 수 있는 군말뚝 해석 프로그램인 'Group(Reese & Wang, 2004)'도 적용이 가능하다. 기둥







그림 10. 해석 대상 구조물 모식도 및 구조계별 해석 좌표

-캡-말뚝 구조계의 모델링 개념을 그림 11에 도해적으 로 나타내었다.

이 기초 시스템에서 파일캡 이하 구조계의 외력(수평 력) 조건과 이에 저항하는 기초의 모델링을 그림 12에 나타내었다. 캡의 상부에서는 사하중, 활하중, 온도하 중, 지점 침하, 크리프, 건조수축, 풍하중 등이 작용하여 연직력, 수평력, 모멘트로 전달되며, 캡 하부에서는 파 압(wave load), 유수압(hydraulic stream pressure), 관성 력(inertia force), 동수압(hydrodynamic pressure) 등이 작용한다. 하중은 교축방향과 교축직각방향 두 방향에 동시에 작용하는데, 말뚝 단면에 대해서는 교축직각 방 향이 지배적인 하중 조건이 된다. MIDAS/CIVIL을 이 용하여 파일캡 하단을 기준으로 LRFD 해석법에 따라 산정한 하중의 크기를 표 2에 정리하였다. 표에서 '평상 시'는 LRFD의 강도한계상태(strength limit state)에 대한 것이며, '지진시'는 극한한계상태(extreme event state)를 기준으로 한 것이다. 관성력과 동수압은 지진시 작용하 는 하중으로서, 이 중 관성력은 교축방향으로 지진력이 작용시에 LRFD 기준에 따라 교축직각방향 지진하중의 30%를 고려하였다. 교축직각방향으로 지진력 작용시의 관성력이 교축방향에 비해 약 3배가 크기 때문에 두 방 향의 값은 결과적으로 유사하다. 파일캡은 강체로 간주 하며, 이와 강결된 직경 3.0m의 현장타설말뚝 24본은 각각 길이방향으로 배근 조건을 4종류로 달리하여 강성 이 변화하는 부재로 고려하였다. 또한 말뚝의 길이는 일 정하지 않으며, p-y 해석법을 적용하여 비선형 스프링으 로 모델링하였다. 말뚝체의 측면에서는 연직방향 전단 지반저항(ksv), 수평방향 전단지반저항(ksH)이 발생하 며, 스프링지점으로 고려되는 하단부에서는 연직방향 지반저항(kv)이 발휘되어 하중을 지지한다.

상부구조와 하부구조를 연계한 전체 구조계 해석 절 차를 요약하면 그림 13, 14와 같다. 먼저, 전체계 모델 파일캡 하단을 고정단으로 설정하고 MIDAS/CIVIL에 의한 구조해석을 실시하여 지반면의 반력(R₁)을 산정한 다. 산정된 지반면의 반력을 FB-PIER의 하중으로 입력 하여 말뚝-지반 비선형 해석을 실시해서 6×6 강성행렬 을 통해 스프링정수(K₁)를 구한다. 다음으로 전체계 모



그림 12. 다주식 기초 구조계에 작용하는 외력과 기초의 모델링

표 2. 평상시(극한한계)와 지진시 파일캡 하단에서 산정된 하중

구분	축력 R _y (kN)	수평력 R _x (kN)	휨모멘트 M _Z (kNm)	수평력 R _z (kN)	휨모멘트 M _x (kNm)	비틀림모멘트 M _Y (kNm)
평상시 ①	987,623	3,996	492,325	60,088	-6,284,347	1,366
지진시 ②	987,995	16,158	780,566	70,764	-6,005,449	47,076
1/2	1.00	0.25	0.63	0.85	1.05	0.03

델 지반면의 경계조건을 이 스프링정수(K₁)로 하고, 지 반면의 반력(R₂)을 다시 산정한다. 이 과정을 반복하여 하중, 또는 변위가 수렴되는 등가선형스프링상수(K)를 결정하게 된다.

이러한 해석을 통해 다주식 파일캡 구조에서 상부에 서 전달되는 하중과 파랑하중 등 수중부에서 가해지는 하중에 의하여 파일캡과 연결된 각 말뚝의 반력, 즉 휨모 멘트, 전단력, 압축력 등 부재력을 산정하였다. 그 결과 파일캡의 최외측 말뚝(그림 12에서 1, 9, 17번)의 하중조 건이 단면 설계를 지배하는 것으로 나타났는데, 표 3은



그림 14. 기둥-파일캡-말뚝 구조계 해석 흐름

표 3. 평상시와 지진시 단면설계를 지배하는 말뚝의 전단력 검토

구분	말뚝번호	말뚝직경(m)	전단력(kN)	압축력(kN)	단면력/내력 비
평상시	17번	3.0	5,198	12,160	0.427(OK)
지진시	9번	3.0	5,311	15,916	0.334(OK)

평상시 조건, 지진시 조건을 각각 지배하는 말뚝에서 부 재의 작용 전단력과 내력을 산정한 것이다. 이는 말뚝머 리가 파일캡과 강결합된 조건으로 해석한 것이다.

해석 결과를 토대로 파일캡의 1번 위치의 말뚝에 작 용하는 휨모멘트, 전단력, 축력(압축력)과 말뚝의 수평 방향 변위의 길이 방향 분포를 그림 15, 16, 17에 나타내 었다. 그림 15에서 moment 3은 교축방향 축주변의 회전 모멘트, moment 2는 교축직각방향 축주변의 회전모멘





그림 16. 말뚝머리 구속 조건에 따른 깊이별 전단력 분포



트이며, 그림 16에서 shear 3는 교축방향 전단력, shear

2는 교축직각방향 전단력을 의미한다. 그림 17(b)에서

lateral Y는 교축방향 변위, lateral X는 교축직각방향 변

단면력에 대해서는 동일한 조건을 기준으로 말뚝머

리를 힌지로 간주하여 해석한 결과를 함께 도시하였다.

그림 15에서 강결합 연결시 말뚝 머리부에서, 힌지 연결

시 지중부에서 최대의 모멘트가 발생하는 것을 알 수

있다. 그림 16에서 말뚝의 길이 방향에 대한 전단력은

모멘트와 달리 두 조건이 비교적 유사한 분포 경향을

보이나, 힌지 조건에서 최대전단력이 큰 것을 알 수 있

5m

10n

15n

20m

25r

5m

10n

15m

20m

25m

Rigid Hinge

DEPTH LATERAL DISPLACEMENT (m)

0.01

위이다.

AXIAL COMPRESSION (MN) DEPTH

-49.4

다. 그림 17(a)는 말뚝의 연직지지력 등 지반공학적 설 계를 지배하는 축방향 압축력의 분포로서, 강결합 조건 이 힌지 조건에 비하여 훨씬 크다. 그림 17(b)는 말뚝의 수평방향 변위로서, 말뚝머리가 구속된 강결합 조건에 대한 것이다. 힌지 조건에서는 구조계에서 감당하기 어 려운 변위가 발생하는 것으로 나타나 합리적인 평가가 곤란하였다.

그림 18은 말뚝머리의 구속 조건을 기준으로 축력과 모멘트를 받는 말뚝 부재의 안정성을 식 (2)에 따라 검 토한 결과로서, 강결합 조건인 경우에는 그 값이 전체 길이에 대하여 1.0 미만으로 나타나 단면이 충분한 내력 을 가지고 있는 반면에, 힌지 연결 조건에서는 말뚝 중 간부의 단면 내력이 매우 부족(안정값이 1.0을 크게 초 과)하여 외력에 저항하지 못하는 것을 알 수 있다. 말뚝 머리를 힌지로 해석하여 부재의 내력을 확보하기 위해 서는 극단적으로 비경제적인 설계가 불가피하며, 이 경 우에도 말뚝 수평변위량이 구조계에서 허용 가능한 값 인 지의 여부를 별도로 검토하여야 한다. 결론적으로,







3장에서 언급한 바와 같이 대구경 현장타설말뚝을 이용 한 해상의 다주식 기초 시스템의 해석에 힌지조건을 적 용하는 것은 공학적으로 합리적이지 못하다.

그림 19는 머리부에서부터 암반에 근입시킨 선단까 지 강성을 4단계로 감소시킨 말뚝의 배근 구간별 PM상 관도이며, 그림 20은 강결합되어 휨모멘트가 최대로 되 는 말뚝 머리부의 단면력 상태를 PM상관도(그림 19에 서 ①)에 도시한 것으로서, 교축방향, 교축직각방향 모 두 안정한 상태이다. 그림 20에서 교축직각방향의 하중 이 말뚝의 단면설계를 지배함을 알 수 있다.

말뚝머리 구속 조건으로 산정한 개별 말뚝당 압축력 과 각 말뚝의 연직지지력을 정리해보면 그림 21과 같 다. 교축방향으로 파일캡의 외측에 배치된 말뚝들에서 축하중이 보다 크게 산정됨을 알 수 있다. 각 말뚝은 암반소켓의 길이와 지지되는 지층의 조건이 조금씩 상 이하므로 지지력에 차이가 있게 된다. 17번 말뚝은 평 상 조건에서, 9번 말뚝은 지진시에 가장 취약한 말뚝이 다(표 3). 그림 22는 각 말뚝에서 연직방향의 하중/지지 력 비를 평상시와 지진시로 구분하여 나타낸 것인데, 평상시 조건이 말뚝의 연직지지 거동을 지배함을 알 수 있다.







그림 22. 파일캡 하단 24개 말뚝의 하중/지지력 비 비교(평상시 및 지 진시)

5. 결 론

다수의 말뚝을 캡(확대기초)으로 연결하여 하중을 지 지하는 다주식 기초에 대하여 캡의 연결부를 강결합 조 건과 힌지결합 조건으로 구분하여 말뚝 반력 해석의 합 리성을 분석하였으며, 널리 사용 중인 탄성변위법과 라 멘식 프레임 해석에 기반한 비선형 해석기법을 비교하 여 검토하였다. 특히 실제 해상 장대교량의 조건을 대상 으로 상부구조와 기초를 연계한 전체 구조계 해석 결과 를 분석하여 말뚝머리 구속 조건에 대한 기초 부재 단면 력 산정의 적정성을 파악하였다. 결론을 정리하면 다음 과 같다.

- (1) 일반적인 규모의 교량, 또는 강성이 크지 않은 말뚝 을 적용한 기초에서는 말뚝머리가 강결합된 조건과 힌지결합된 조건에 대한 말뚝 단면 설계의 차이가 현저하지 않다. 파일캡이 지중에 위치한 강관말뚝 기초의 사례에 대해 비교해석을 실시한 결과, 말뚝 에 작용하는 최대 휨모멘트의 위치와 크기, 축력의 크기에 차이가 있음에도 하중 조합에 대한 부재 단 면의 검토식 적용 결과는 유사하게 나타났다.
- (2) 해상교량과 같이 파일캡이 수면, 또는 수중부에 위 치하여 말뚝이 지면 위로 일정 길이 이상 돌출되는 다주식 기초에서는 말뚝머리를 힌지로 고려할 경우 지중부에서 매우 큰 휨모멘트와 전단력이 유발되며, 말뚝머리의 수평변위량이 크게 증가하여 강결합 조 건에 비해 단면 설계가 극단적으로 과도해질 수 있 다. 3.0m 직경의 대구경 현장타설말뚝을 적용한 해 상 다주식 기초에 대하여 하중에 대한 내력비를 산 정한 결과, 강결합 조건에서는 그 값이 0.88(머리부) 로서 1.0 미만인 기준을 만족하였으나, 힌지 조건에 서는 2.6배나 큰 2.26(지중부)이 되어 정상적인 단면 설계가 어려운 것으로 나타났다.
- (3) 회전스프링정수(K_R)는 말뚝머리와 캡의 구속 조건과 밀접한 관련이 있는데, 직경 2.0m의 현장타설 콘크리트 말뚝의 경우에 그 값이 1.45×10⁶tf·m/rad(3.0m 말뚝은 4.90×10⁶tf·m/rad)으로 산정되었다. 말뚝의 K_R과 최대 휨모멘트, 수평변위의 관계에서 K_R이 1.0×10⁶tf·m/rad 이상인 조건에서 말뚝머리의 휨모멘트가 최대값이 되고, 동시에 지중부 최대휨모멘트와 머리부 수평 변위량은 최소가 되어 말뚝머리 구속 조건과 사실 상 동일한 상태가 되므로, 강성이 매우 큰 대구경

현장타설말뚝에 대하여 힌지조건을 적용하는 것은 과다설계의 원인이 된다.

- (4) 해상 장대 교량은 파일캡의 규모가 커서 각 말뚝 길 이가 다르거나, 지층 조건이 상이할 가능성이 많으 며, 또한 파압과 유수압 등을 고려해야 하므로 널리 사용 중인 탄성변위법은 적합하지 않다. 또한 파일 캡과 말뚝의 강성 변화, 2방향 이상의 동시 재하에 대한 3차원 비선형 해석이 필요하므로, 말뚝머리를 캡에 강결합하고 말뚝이 탄성판에 지지된 보로 간 주하는 라멘(rahmen) 모델링을 통해 상부구조와 연 계한 전체 구조계 해석을 수행하는 것이 바람직하 다. 점성토층, 사질토층, 암반층에 관입된 대구경 현 장타설말뚝을 적용한 실제 조건의 해상 장대교량 기초 시스템을 모델링하여 상부에서 전달되는 하중 과 파랑하중 등 수중부에서 가해지는 하중에 의하 여 파일캡과 연결된 각 말뚝에서 발생하는 휨모멘 트, 전단력, 압축력 등 반력을 산정하고 PM상관도 분석과 지지력 산정을 통해 말뚝 부재의 안정성을 검토하였다. 또한 힌지조건에 대해서도 각 부재력을 산정하여 강결합 조건에 대한 결과와 비교하였다.
- (5) 말뚝과 파일캡의 단면 설계 및 연결부 해석은 군말 뚝 시스템을 합리적으로 해석하는 근간이 되며, 장 대교량에서 경제적인 설계를 도모할 수 있는 중요 한 요소임에도 불구하고, 국내에서는 지반공학 기 술자들의 관심이 상대적으로 낮아 신뢰성 높은 엄 밀해석 대신 변위법 등 기존의 간편법에 의존하여 보수적인 설계를 실시하는 것이 일반적이다. 이 분 야에 대한 참신한 해석기법 연구와 실무 적용을 위 한 시방 규정 정비를 통해 초장대교량 건설을 위한 요소기술을 확보하는 것이 시급하다.

참 고 문 헌

- AASHTO (2004), LRFD Bridge Design Specifications : 3rd Ed., AASHTO, Washington DC, pp.(5)136, (5)166-170, (10)55.
- AISC (1999), Load and Resistance Factor Design : LRFD Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- FHWA (1999), "Drilled Shaft ; Construction Procedures and Design Method".
- Hoit, M.I., McVay, M., Hays, C., and Andrade, P.W. (1996), "Nonlinear Pile Foundation Analysis using Florida-Pier", *Journal* of Bridge Engineering, Vol.1, No.4, pp.135-142.
- Reese, L.C. and Wang, S.T. (2004), "Analysis of a Group Piles Subjected to Axial and Lateral Loading", Group6.0, Ensoft Inc.
- Yang, Zhaohui and Jeremi, BorisZ (2003), "Numerical study of group effects for pile groups in sands", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.27, Issue 15, pp.1255-1276.
- Zhang H.H, and Small, J.C. (2000), "Analysis of Capped Pile Groups Subjected to Horizontal and Vertical Loads", Computers and Geomechanics, Vol.26, pp.1-21.
- 8. 대한토목학회 (2001), 도로교설계기준 해설 : 하부구조편.
- 원진오, 정상섬 (2005), 교량 말뚝기초 해석기법의 적용성 분석, 한국지반공학회 논문집, 제21권 4호, pp.123-134.
- 원진오, 정상섬 (2005), 교량 말뚝기초의 캡 강성을 고려한 비선 형 3차원 해석, 한국지반공학회 논문집, 제21권 6호, pp.19-30.
- 11. 정상섬, 정상훈, 원진오 (2001), "Analysis of Pile Cap Interaction by Load Transfer Approach", 한국지반공학회 논문집, 제17권 3 호, pp.95-102.
- 12. 玉野治光, 變位が制限される基礎の設計について, 第6回日本道路 會議論文集.
- 13. 日本道路協會 (1992), 杭基礎 設計便覽.
- 14. 日本道路協會 (2002), 道路橋示方書·同解說.
- 15. 鐵道綜合技術研究所 (2000), 鐵道構造物等設計標準·同解說:基礎 構造物·抗土壓構造物, 運輸省鐵道局 監修.
- 16. 浅間達雄 外 (1981), 杭頭部ベネおよび合理的水平變位量を考慮 した杭基礎設計法, 土木研究所資料第1715号.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 25)

1차원 압밀점토의 응력해방에 의한 수직변형량과 현장재현 압밀시험에 관한 연구

A Study on Reappeared Consolidation Test of In-situ Property and Vertical Deformation of Sample Due to Stress Release

김 재 영¹⁾ Kim, Jae-Young 高田直俊²⁾ Takada, Naotoshi

Abstract

When a saturated clay is sampled in an undisturbed manner from a bore hole, the sample extends vertically and shrinks horizontally under undrained conditions due to stress release. The conventional consolidation test specimen is trimmed from the expanded sample so that its diameter is equal to the inner diameter of the consolidation test ring, and this test procedure does not reproduce the actual consolidation behavior. The measurement of sample extension was conducted by means of overcoring method showed that the extension strains were 1 to 2%. To simulate the in-situ consolidation behavior, we proposed the consolidation test method that uses a specimen with a slightly smaller diameter than the inside diameter of consolidometer so that the specimen expands laterally to the inside of the ring.

요 지

지중에서 채취한 불교란 포화점토시료는 응력해방으로 인해 연직방향으로 늘어나고 수평방향으로 수축한다. 현행 압밀시험법은 이와 같이 변형된 점토시료를 그대로 압밀링과 같은 크기로 성형하여 압밀시험을 수행하기 때문에 원지반의 거동을 명확히 나타내고 있다고 할 수 없다. 채취시료의 연직 신장변형량은 보링공에서 채취한 점토시료와 완전 되비빔한 슬러리로부터 재구성한 점토시료를 이용하여 측정한 결과, 1~2%의 범위로 나타났다. 원위치의 압밀특 성을 모사하는 시험방법은 표준압밀시험용 공시체보다 직경이 작고, 높이가 높은 공시체를 사용하여 원지반의 유효상 재압이 재하되었을 때 눌려 펴져 압밀링의 내벽에 밀착하는 방법을 제안하였다.

Keywords : Clay, Consolidation test, Expansion, Sampling, Stress release

1. 서 론

자연퇴적상태에 있는 점토층의 대부분은 일차원 압 밀상태에 있으며, 지반내의 응력상태는 유효상재압 σ₁ 에 대해 수평유효응력 σ₃(=σ₂)=K₀·σ₁(K₀:정지토압계수 <1)을 받고 있다. 이 상태에 있는 포화점토가 샘플링에 의해 채취되어 응력이 해방되면 점토내부에는 부(負)의 간극수압이 발생한다. 이 간극수압은 지반 중에서의 평 균유효응력 om과 같고, 이것이 정(正)의 유효응력으로 써 점토의 구속압이 되어, 점토의 체적팽창을 억제한다. 그리고 이 유효응력 om은 o1보다 작고, o3보다 크기 때 문에 점토는 그림 1과 같이 수직방향으로 늘어나고, 수

¹ 정회원, 공학박사, (주)엠코 토목설계팀 (Member, Ph. Doc., Amco Co., LTD., geokimjy@korea.com, 교신저자)

² 大阪市立大学 都市基盤工學部 教授(Prof., Dept. of Civil Engrg., Osaka City Univ.)

^{*} 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

평방향으로 수축하게 된다. 포화점토의 경우 이 변형은 비배수변형으로 생각할 수 있다.

통상적인 압밀시험은 상기와 같이 변형된 상태 그대로 압밀링과 같은 크기로 성형하여 넣기 때문에, 압밀하중을 가했을 때의 응력상태는 원지반의 상태와 명확하게 다르 다. 또한 아무리 주의를 기울여 샘플링한 불교란 점토시 료를 사용하더라도 압밀시험에서 얻어지는 f(=1+e)-logp 관계가 원지반의 간극비보다도 항상 아래에 위치하는 **것은 잘 알려져 있다(地盤調査・土質試驗結果の解釋と** 適用例, 1998). 즉 압밀시험에서 얻어지는 f-logp관계가 원지반의 압밀거동을 충실하게 나타내고 있다면, 공시 체의 압밀항복응력(또는 유효상재압)에서의 체적비가 지반중의 간극비와 일치해야 하는데, 지반중의 간극비 보다 항상 작게 나타나고 있다. 지금까지는 압밀시험에 서 구해지는 f-logp가 실제보다 작게 나타나는 원인이 공시체의 교란으로 발생하는 것으로 보는 의견이 일반 적이었다. 한편 일본건축학회발행의 건축기초구조설계 지침(1988)에서는 정규압밀점토의 경우 통상적인 압밀 시험결과의 적용시 시료교란에 의해 초기간극비가 원 지반의 간극비보다 작아지기 때문에 f-logp관계의 정규 압밀영역을 점(p,, f)를 통과하는 위치까지 평행하게 끌 어올리는 보정법을 취하도록 하고 있다(그림 2 참조). 그러나 원지반의 압밀거동을 압밀링내에서 직접 재 현하기 위해서는 상기와 같은 시료의 변형을 고려하여 표준압밀시험 공시체와 같은 체적으로써 직경이 약간 작고, 높이가 약간 높은 공시체를 사용하여 압밀시험을 수행할 필요가 있다. 즉 시료의 수직변형을 고려한 공시 체는 압밀링내에서 원지반에서의 유효상재압과 같은 응력이 재하되었을 때 일축압축상태에서 눌려 펴져 압 밀링의 내벽에 밀착되어, 높이와 직경이 표준압밀시험

공시체와 같아지는 방법으로 수행하여 압밀거동을 재 현하는 것이다. 아울러 이와 같은 방법에서는 정규압밀 점토의 압밀시험에서 구해지는 과압밀영역의 f-logp관 계는 의미가 없어지게 된다.

따라서 본 연구는 샘플링에 의한 응력해방의 영향을 고려하는 현장재현 압밀시험을 소성이 다른 3종류의 점 토시료에 대해 수행하였다. 그리고 결과비교를 통해 응 력해방의 영향을 고려한 현장재현 압밀시험방법의 타 당성을 검증하고, 일반적으로 구해지는 f-logp관계의 위 치를 명확하게 하였다. 또한 상기와 같은 시험을 수행하 기 위해 필요한 공시체 크기는 응력해방시 시료의 수직 방향 신장량 또는 수평방향 수축량의 측정결과로 결정 하였다.

2. 현장재현 압밀시험기의 구조

응력해방에 의한 시료변형을 고려하는 현장재현 압 밀시험의 개요를 그림 3, 4에 나타냈다. 압밀링내의 공 시체는 직경 60mm×높이 20mm의 표준압밀시험 공시체 와 체적이 같으나, 직경이 작고 높이를 높이한 공시체를 사용한다. 이 공시체에 유효상재압이 가해졌을 때, 상하 단면 마찰 없이 수평방향으로 비배수 상태로 눌러 펴서 압밀링 내벽에 밀착시킨다. 공시체의 직경과 높이는 후 술하는 응력해방시 점토시료의 수직변형량 측정결과를 내경 60mm압밀링에 대해 표 1에 나타내는 크기 중에 59.8, 59.6, 59.4mm를 선정하였다. 이하, 압밀링 내경보 다 직경이 작은 공시체를 재압축공시체로 명칭한다.

압밀시험기내의 재압축공시체는 유효상재압의 재하 에 의해 비배수 상태에서 직경 60mm로 눌려 펴지며, 이 때 단면마찰의 영향을 받지 않도록 그림 4와 같이 가압




그림 3. 원지반의 압밀거동을 재현하기 위한 압밀시험 공시체



그림 4. 압밀시험기의 구성

표 1. 표준압밀 공시체에 대한 재압축공시체 크기

직경(mm)	높이(mm)	
60	20	
59.8	20.14	
59.6	20.27	
59.4	20.41	
59.2	20.54	
59.0	20.61	

판과 공시체 사이에 고무막과 그리스로 마찰을 제거하 였다. 압밀중 공시체로부터의 간극수는 공시체와 고무 막사이의 여과지를 통해 가압판 외주부 및 중앙에 있는 직경 10mm의 다공판에 방사류로 배출한다. 그리고 재 압축공시체를 사용하는 압밀시험에서 얻어지는 압밀량-시간관계에는 고무막과 여과지의 압축량이 포함된다. 그래서 재하압에 따른 고무막과 여과지의 압축량을 그 림 4의 압밀시험기에서 별도로 측정하여, 그 양을 제외 한 값으로 보정하여 시험결과를 정리하였다.

3. 현장재현 압밀시험방법

3.1 점토시료

일본 오사카남항에서 채취한 고소성점토와 오사카

표 2. 점토시료의 액성·소성한계

점토시료명	w _L (%)	WP(%)
N105(남항점토)	105	35
H77(북항점토)	77	33
HK57(북항점토+카오린)	57	32

북항에서 채취한 중소성의 점토에 수돗물을 혼합하여 0.425mm체를 통과시켜 이물질을 제거한 2종류의 점토 와 오사카 북항점토와 시판하는 카오린점토를 건조중 량비 1:1로 혼합한 저소성점토를 사용하였다. 이들 3종 류 점토의 액성·소성한계를 표 2에 나타내었다. 그리고 3종류의 점토는 각각 N105, H77, HK57로 명칭하였다.

3.2 시험조건

상기의 점토는 액성한계의 2배정도 함수비로 완전 되 비빔한 점토를 내경 300mm의 스테인리스 원통에 높이 150mm로 넣고 단계적으로 압력을 증가시켜 3일째에 최종 압력 39.2kPa(0.4kgf/cm²) 의 압력에서 압밀하였다. 압밀종 료는 3t법^{주1)}으로 판정하였다. 압밀이 종료된 후 압밀링에 서 꺼내어 직경 100mm, 높이 45mm로 5개의 공시체를 성 형하였다. 이후 내경 100mm의 압밀링에 넣고 압력 39.2kPa(0.4kgf/cm²) 를 시작으로 156.9kPa(1.6kgf/cm²)까 지 하중증분비 1로 단계압밀을 하였다. 이후에도 하중 증분비 1로 1255.3kPa(12.8kgf/cm²)까지 압밀하며, 5개 의 공시체 중 4개의 공시체는 재성형을 하였다. 즉,

• 현장(원위치)의 압밀에 해당하는 것으로 1개는 그 대로 압밀을 계속한다.

[원위치]공시체라고 명칭한다.

• 직경 60mm, 높이 20mm로 재성형하여 일반적인 압밀시험을 수행한다.

[표준압밀]공시체라고 명칭한다.

 표 1의 크기로 재성형하여 응력해방에 영향을 고 려한 현장재현 압밀시험을 수행한다.
[재압축]공시체로 명칭한다.

 ³¹법은 압밀시간단축을 위해 침하량-시간곡선(d-logt)에서, 최고 구배선의 연장선과 만나는 시간 ((1차 압밀 종료)에 대해 3배의 시간(31)점에서 최고 구배선과 평행하게 이동하고(이것을 31선이라고 한다), d-logt가 31선에 도 달했을 때를 압밀종료시간으로 결정하는 방법이다(土質試験の方法と解説, 2000).



4. 응력해방에 의한 수직변형량 측정

직경 100mm×높이 45mm의 공시체를 156.9kPa(1.6 kgf/cm²)까지 압밀한 후 표준압밀공시체와 재압축공시 체로 재성형하는 경우, 내경 100mm의 압밀링에서 공시 체를 빼내게 되며, 이때 공시체는 그림 1과 같은 변형이 발생하게 된다. 변형후의 공시체 직경을 현미경(정밀도 0.01mm)으로 측정하여 비배수변형을 가정하여 수직방향 신장량을 산출하였다. 또한 별도로 직경 150mm의 스테인 리스압밀원통내에서 3.2절과 같은 방법으로 액성한계의 2배로 되비빔한 점토를 단계적으로 156.9kPa(1.6kgf/cm²) 까지 압밀한 점토내에 그림 5에 나타내는 직경 2.9mm 의 피아노선을 통과시킨 다수의 내경 3mm, 외경 4mm, 길이 10mm의 파이프로 구성된 신장파이프형 변위계를 하중제하전 2t의 시간에 가압판에 천공해 둔 3개소의 구 멍을 통해 점토내에 삽입하였다. 이 후 압밀이 종료된



그림 5. 신장파이프형 변위계

표 3. 수직신장량 측정결과

점토시료		수직신장량 (%)		초거비비
		범위	평균값	~ ~ 성망법
N105	000519	1.772~1.801	1.791	직경변화
	000531	1.793~1.807	1.798	"
	000616	1.792~1.799	1.796	"
H77	991211	1.634~1.857	1.751	직경변화
	991227	1.630~1.742	1.696	"
	001007	1.622~1.656	1.636	"
	990114	1.665~1.681	1.839	신장파이프
	990121	1.620~1.801	1.887	"
	990128	1.685~1.706	1.883	"
	990205	1.669~1.723	1.881	"
HK57 -	991203	1.509~2.006	1.778	직경변화
	000119	1.757~1.856	1.805	"
	000131	1.774~1.787	1.775	"
	991125	2.084~2.109	2.094	신장파이프

신장파이프에 의한 측정은 3개소의 측정값임.

후 압밀링에서 점토를 빼내어 점토를 세로로 분할하여 파이프를 노출시킨후 측선간 길이를 측정하여 수직방 향 신장량을 측정하였다. 상기와 같은 2가지의 방법으 로 측정한 수직신장량을 표 3에 나타내었다.

측정한 수직신장량은 약 1.8%정도이며, 신장파이프 형 변위측정방법이 약간 크게 나타났다. 따라서 수직신 장량 1.6, 1.8, 2.0%에 대해 공시체 직경×높이는 각각 20.32mm×59.53mm, 20.36×59.47, 20.40×59.41로 산정 할 수 있다. 표 1의 공시체 크기는 이 범위를 포함하는 크기로 결정한 것이다. 참고로 高田·浜田(1993)가 충적 점토에서 측정한 현장 불교란시료의 샘플링후 수직신 장량은 약 1%를 나타내었다.

재압축공시체는 일축압축상태에서 직경 60mm로 눌 려펴지기 때문에 H77시료에 대해 156.9kPa(1.6kgf/cm²) 까지 압밀한 시료를 사용하여 일축압축시험을 수행하였 다. 그림 6은 응력-변형량의 관계로 직경 59.8~59.4mm 의 공시체가 직경 60mm로 비배수상태로 눌려펴지는 경 우에 해당하는 축방향 변형량을 나타내었다. 그 결과, 모두 탄성영역에 있기 때문에 재압축에 의한 공시체의 교란은 작을 것으로 판단된다. 그림은 일축압축시험은 직경 35mm, 높이 80mm의 공시체를 사용하였으며, 상 하면에는 고무막과 그리스를 사용하여 마찰을 경감시 키고 고무막의 압축량을 보정하였다.

5. 압밀시험결과 비교

그림 7~9에 3종류의 압밀시험에서 구한 f-logp관계를



그림 6. 일축압축시험결과(H77시료)



비교하여 나타내었다. 표준압밀시험공시체와 재압축공 시체는 초기값에 오차가 있기 때문에(함수비로 약 1% 이내), 평균값을 산출하여 초기함수비로 체적비 f를 산 출하였다.

결과를 보면, 표준압밀시험에 의한 f-logp관계는 원위 치의 거동을 나타내는 공시체보다 크게 아래에 위치하고 있다. 그리고 재압축공시체는 그 사이에 위치하고 있다.

재압축공시체의 f-logp관계를 자세히 보면, 직경 59.8mm 의 공시체보다 직경 59.6mm과 59.4mm의 공시체가 상 부에 위치하고 있다. 이 결과는 시료의 응력해방시의 수 직변형량 1.8%인 점과 잘 일치하고 있다. 시료의 재성 형과 재압축에 의한 교란의 영향은 회피할 수 없기 때문 에 교란에 따른 압축성의 증가로 원위치시료보다 f-logp 관계가 아래에 위치하게 되지만, 본 논문에서 제안하는 시험법에 의한 결과는 원위치의 압밀거동에 가까운 것 을 나타내고 있다.

3종류의 점토에 대한 표준압밀시험에서 구한 f-logp 관계는 모두가 압밀항복응력이 명확한 형태로 나타나 고 있지 않지만 그림에 나타낸 응력해방시의 유효응력 (156.9kPa≒압밀항복응력)과 초기 체적비와의 교점은 원위치공시체의 f-logp관계선에 거의 가깝기 때문에 표 준압밀시험에 의한 f-logp관계의 보정방법으로는 그림 2의 건축기초구조설계지침의 방법이 유효한 것으로 판 단할 수 있다.

6. 결 론

원위치의 압밀거동을 재현하기 위해 압밀링의 내경 보다 직경이 작은 공시체를 사용하는 압밀시험법을 제 안하며, 재성형 점토를 사용한 실내압밀시험에서 타당 성을 조사하고 또한 표준압밀시험결과와 비교하였다.

- (1) 압밀링 내경보다 작은 공시체를 응력해방전 상재압 에서 비배수변형시켜 압밀링 내경에 공시체를 밀착 시키는 방법으로 구해지는 f-logp관계는 원위치 압 밀에 해당하는 f-logp관계와 유사하다.
- (2) 이때 응력해방시에 측정한 시료의 수직변형량에 해 당하는 공시체 직경으로 성형한 공시체의 f-logp관 계는 원위치의 f-logp관계에 가깝게 나타나고 있다.
- (3) 표준압밀시험에 의한 f-logp관계는 원위치의 f-logp 관계보다 크게 아래에 위치하고 있으며, 공시체 직 경을 압밀링 내경과 일치시키는 현행 압밀시험법은

원위치의 압밀거동을 재현하고 있다고 할 수 없다.

(4) 표준압밀시험에 의한 f-logp관계의 정규압밀영역은 원위치의 f-logp과 평행하며 유효상재압(또는 압밀 항복응력)과 초기 체적비의 교점까지 끌어올리는 보정법은 원위치의 f-logp관계를 모사할 수 있다.

참 고 문 헌

- John H. Schmertmann (1953), "The undisturbed consolidation behavior of clay", Paper No. 2775, *TRANSACTIONS of ASCE*, Vol.120, pp.1208-1216.
- 2. 建築基礎構造設計指針 (1988), 日本建築學會, pp.137-138.
- 3. 高田直俊, 浜田武 (1993), "サンプリング後の応力解放による粘土

の変形の計測", *第48回土木学会年次学術講演会講演概要集*, III-456, pp.966-967.

- 4. 地盤調査・土質試驗結果の解釋と適用例 (1998), *地盤工學會*, pp. 229-233.
- 5. 金宰永, 高田直俊 (2001), "サンプリングによる応力解放を考慮した圧密試験", *土木学会論文集*, No.680/III-55, pp.263-268.
- 6. 김재영 (2003), Q&A, *한국지반공학회*, Vol.19, No.5, pp.55-58.
- Takada, N. and Kim, J. (2004), "Consolidation test considering sample deformation due to stress release", *International Symposium* on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, pp.29-34.
- 김재영, 김수삼, 高田直俊 (2005), "현장에서 채취한 불교란 점토 시료의 샘플링후 시료변형을 고려한 압밀시험에 대한 연구", 대 한토목학회 논문집, 제25권 제1C호, pp.9-13.

(접수일자 2008. 6. 5, 심사완료일 2008. 7. 26)