

개착식 터널 프리캐스트 아치 구조물의 변형 거동 연구

김학준^{1*} · 이규필² · 임철원³

¹정회원, 대전대학교 건설안전방재공학과 교수

²정회원, 한국건설기술연구원 도로관리통합센터 수석연구원

³정회원, 후레씨네 코리아 신사업 개발부 부장

Investigation for the deformation behavior of the precast arch structure in the open-cut tunnel

Hak Joon Kim^{1*} · Gyu-Phil Lee² · Chul Won Lim³

¹Professor, Dept. of Construction Safety and Disaster Prevention, Daejeon University

²Senior Researcher, Integrated Road Management Research Center, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology

³General Manager, New Business Development Department, Freyssinet Korea

*Corresponding Author : Hak Joon Kim, hakkim@dju.ac.kr

Abstract

The behavior of the 3 hinged precast arch structure was investigated by comparing field measurements with numerical analyses performed for precast lining arch structures, which are widely used for the open-cut tunnel. According to the field measurements, the maximum vertical displacement occurred at the crown with upward displacements during the backfilling up to the crown of the arch and downward displacements at the backfill height above the crown. The final crown displacement was 19 mm upward from the original position. The horizontal displacement at the sidewall, which had a maximum horizontal displacement, occurred inward of the arch when compacting the backfill up to the crown and returned to the original position after completing the backfill construction. According to the analysis of displacement measurements, economical design is expected to be possible for precast arch structures compared to rigid concrete structures due to ground-structure interactions. Duncan model gave good results for the estimation of displacements and deformed shape of the tunnel according to the numerical analyses comparing with field measurements. The earth pressure coefficients calculated from the numerical analyses were 0.4 and 0.7 for the left and the right side of the tunnel respectively, which are agreed well with the eccentric load acting on the tunnel due to topographical condition and actual field measurements.

Keywords: Open-cut tunnel, Precast lining, 3 hinged, Precast arch structure, Duncan model

OPEN ACCESS

Journal of Korean Tunnelling and
Underground Space Association
21(1)93-113(2019)
<https://doi.org/10.9711/KTAJ.2019.21.1.093>

eISSN: 2287-4747
pISSN: 2233-8292

Received October 30, 2018

Revised November 15, 2018

Accepted November 21, 2018



This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution

Non-Commercial License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Copyright © 2019, Korean Tunnelling and Underground Space Association

초 록

최근 개착식 터널공법으로 널리 사용되고 있는 프리캐스트 라이닝 아치 구조물에 대하여 현장 계측과 수치해석 결과를 비교하여 3힌지 프리캐스트 아치 구조물의 거동을 분석하였다. 현장 계측결과, 천단부에서 가장 큰 연직변위가 측정되었으며 초기에는 상방향으로 변위가 발생하다가 뒤편 흙이 천단부보다 높아지면서 하방향으로 변위가 발생하였다. 천단부는 최종적으로 원 위치로부터 상방향 19 mm에서 변위가 수렴하였다. 측벽부 최대 수평변위 지점에서의 수평변위는 아치상단까지 뒤편시 터널 내측으로 발생하여 두 지점간의 수평거리가 줄어들다가, 상부 성토가 진행될수록 수평변위는 감소하여 원래 위치로 이동하였다. 프리캐스트 아치구조물에 대한 변위 분석결과, 지반-구조물의 상호작용을 잘 관찰할 수 있었으며 따라서 기존의 강성구조물과 비교하여 경제적인 설계가 가능할 것으로 기대된다. Duncan 모델을 사용한 유효요소 해석결과를 현장 변위 계측값과 변위 형상 등과 비교하면 유사한 결과를 나타내었다. 수치해석 결과에 의한 측벽부의 수평도압계수는 터널 좌측부는 0.4, 우측부는 0.7에서 수렴하여, 편도압이 발생하는 현장상황 및 현장 변위 계측 결과와도 일치하였다.

주요어: 개착식 터널, 프리캐스트 라이닝, 3힌지, 프리캐스트 아치 구조물, Duncan 모델

1. 서론

1990년 후반에 라멘형태로 프리캐스트 개착터널 공법이 국내에 도입된 이후, 2000년대 초부터 아치형태의 프리캐스트 터널이 기존 개착터널 공법으로 도입되었다. 초기에는 암거 및 통로박스 등 지간(span) 9 m 이하의 소규모 구조물에 박스 형태로 많이 적용되었으나, 고강도 콘크리트의 적용과 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction)을 고려한 설계법의 도입에 따라 2차로 및 4차로의 대단면 터널로 사용이 확대되고 있다.

이와 같이 국내외에서 대단면 프리캐스트 아치구조물의 적용사례가 증가하고 있으나, 현장계측을 통하여 지반-구조물 상호작용과 3힌지 프리캐스트 아치구조물의 거동을 관찰한 사례는 매우 드문 실정이다. 본 연구에서는 대단면 프리캐스트 라이닝 아치 구조물에 대하여 현장 계측을 수행한 후 지반-구조물 상호작용을 고려한 수치해석결과와 비교하여 프리캐스트 아치의 거동을 분석하였다.

2. 개착식 프리캐스트 콘크리트 아치 구조물 연구 현황

프리캐스트 세그먼트를 이용한 개착식 터널은 기존의 현장 콘크리트 타설 공법보다 시공성, 공사기간, 품질관리의 장점이 있으며 특히 프리캐스트 콘크리트 아치 구조물은 세그먼트 연결부가 내부힌지로 작용한다. 따라서 기존의 개착식 구조물에 비하여 동일하중 조건에서 휨모멘트가 작게 발생하여 세그먼트 부재의 단면 축소가 가능하고 부재를 경량화 할 수 있는 장점이 있다.

국내외의 프리캐스트 아치 구조물의 개발, 발전과정, 적용현황, 각 공법의 장단점 등은 Jinsung Construction Co. (2008)와 Lee (2009)에 의하여 상세히 제시되었다.

Brockbank et al. (1994), Segrestin and Brockbank (1995), Sawamura et al. (2016) 등은 뒤채움 흙의 높이에 따른 아치구조물의 변형 양상을 현장측량, 수치해석, 모형실험 결과 등을 통하여 제시하였다. Lee (2004)는 개착식 아치 구조물에 작용하는 토압 평가방법을 실내 모형토조 실험, 수치해석 기법, 현장 계측 결과를 토대로 제시하였다. McGrath et al. (2002)은 프리캐스트 콘크리트 아치구조물에 작용하는 토압계수를 뒤채움 재료, 다짐도, 구조물의 형상 등을 고려하여 제안하였다. McGrath (2018)와 Janusz et al. (2018)은 매설된 암거(culvert)의 설계와 분석방법 등을 제시하였다.

Segrestin and Brockbank (1995)는 구조물 주위의 뒤채움 흙은 단계별로 다짐을 진행하면서 공사가 진행되므로 가장 모델링하기 복잡한 물질로 간주하였다. 뒤채움 흙은 구조물에 하중으로 작용할 뿐만 아니라 구조물의 측면을 지지해주는 역할도 하므로 뒤채움 흙을 적절하게 모델링하는 것은 어려운 문제이므로, Duncan et al. (1980)에 의하여 정의된 모델을 사용할 것을 권장하였다. Montgomery et al. (1993)과 Hutchinson (2004)도 뒤채움 흙은 영률과 포아송비가 응력의 함수로서 제시되므로, Duncan et al. (1980)의 비선형 탄소성모델이 가장 적합하다고 제안하였다.

Katona (2018)는 매설된 암거(culvert)에 대하여, Marston and Anderson (1913)과 Spangler (1948)의 연구부터 최근의 유한요소법까지 흙과 구조물의 상호작용을 고려하여 모델링한 사례들을 정리하여 제시하였다. Katona (2018)는 아직도 매설된 구조물에 작용하는 하중을 정확히 예측하기 위하여 해결해야 할 과제로 흙의 물성에 대하여 어떤 모델을 적용할 것인가를 꼽았다.

Zhu et al. (2016)은 프리캐스트 아치구조물의 지지력을 계산하기 위하여, 뒤채움 흙에 탄소성모델을 이용한 유한요소법을 적용하였다. Mahgoub and Naggar (2018)는 CSP (corrugated steel plate culverts)의 뒤채움재에 대하여 HS-Small (hardening soil small strain) 흙 모델을 사용하여 구조물에 작용하는 하중을 계산하고 실제 계측 결과와 비교하였다. Jenkins (1998)는 유한요소법과 기타 분석방법의 해석 결과를 건설과정 중의 계측 결과와 비교하여 아치 구조물의 설계를 검증하였다. Nakai (1985), Matsuzawa and Hazarika (1996) 등은 사질토에서의 벽체 변위에 따른 주동과 수동 토압계수의 변화를 연구하였다. 국내에서는 Bae and Lee (2001), Bae et al. (2002), Lee et al. (2003), Hwang (2009), An (2012) 등이 개착식 터널의 수치해석방법과 편토압에 대한 연구를 수행하였다.

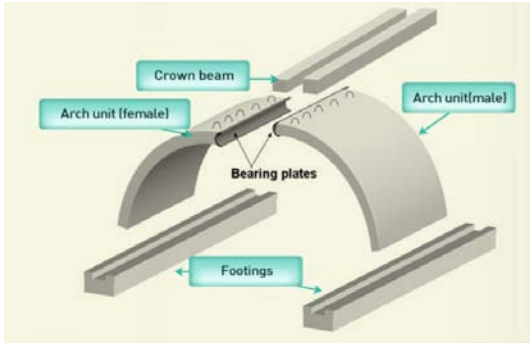
아치 구조물에 대한 수치해석과 현장계측 등의 문헌조사 결과, 3힌지로 구성된 프리캐스트 아치구조물은 지반과 구조물의 상호작용을 고려한 지반공학적 유한요소해석을 적용하여 설계한다. 또한 뒤채움 흙의 물성치는 단계별 다짐에 의하여 일정하지 않으므로 가장 결정하기 어려운 인자이며 비선형 탄소성 모델을 적용한 것이 가장 합리적인 것으로 알려져 있다.

3. 연구 대상 아치 구조물

3.1 연구 대상 프리캐스트 아치 구조물 개요

본 연구에 사용된 3힌지 프리캐스트 콘크리트 아치 구조물은 Fig. 1(a)와 같이 현장타설 기초, 2개의 곡선형 세

그먼트, 크라운빔의 3개 구성요소로 이루어진다. 기초는 세그먼트를 설치하기 위해 상면에 종방향으로 ㅁ 모양의 홈(keyway)이 시공된다. 세그먼트는 크라운부에서 엇갈리게 맞대어져 초기 설치 단계를 제외하고는 설치작업 시 스스로 자립이 가능하다. 초기 4개의 세그먼트 설치가 완료될 때에만 Fig. 1(b)와 같이 2대의 크레인이 필요하다. 세그먼트 설치 완료 후 종방향의 세그먼트 결속을 위해 크라운빔이 설치된다. 이 때, 크라운빔은 좌우가 joint filler로 분리되어 있어 힌지저동을 하므로 모멘트를 발생시키지 않는 구조이다.



(a) Components of a 3 hinged arch lining



(b) Erection of the first two segments

Fig. 1. Detailed view of precast arch members

3.2 연구 현장 아치 구조물

연구대상 구조물은 충청북도 괴산군 ○○ 일대에 시공된 프리캐스트 아치형 개착구조물로서, 연장 70 m, 최대 토피고 8.87 m, 내측지간(span) 16.0 m, 내측높이(rise) 7.6 m, 세그먼트 두께 0.35 m, 세그먼트 폭 2.0 m이다. 연구대상 구조물의 건설 과정과 건설 완료 후 전경은 Fig. 2와 같다. 세그먼트는 종방향 경사 1%인 옹벽기초 위에 시공되며, 옹벽상단에 ㅁ 모양의 홈이 있고 그 위에 크레인을 이용하여 세그먼트를 설치한 후 기초와 세그먼트 틈새를 고강도 무수축 몰탈을 충전하여 아치 지점부를 형성한다. 아치 지점부에서 기초 ㅁ 모양 홈의 무수축 몰탈 속으로 매입된 세그먼트 깊이는 100~120 mm이다.



(a) During construction



(b) After construction

Fig. 2. A precast arch structure used for this study

천단부는 세그먼트 상단에 오목홈과 볼록홈이 맞물려 크라운 힌지를 구성하며, 변위가 가장 많이 발생하는 부위로서 맞대는 면의 지압력에 의한 파손방지와 마찰저항을 최소화하고 회전변위가 발생할 수 있도록 두께 2.3 mm의 아연도금 철판을 부착하였다. 종방향 결속장치인 크라운 빔은 세그먼트를 결속하기 위해 아치 상단까지 성토되었을 때 현장타설 콘크리트를 이용하여 시공한 후 상부 성토를 하여 프리캐스트 아치구조물의 시공 공정을 완료한다. 아치구조물의 표준단면도는 Fig. 3과 같다. 폭 2 m로 제작된 아치부재의 중량은 22,000 kg이며 아치부재의 항복강도는 콘크리트 $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$, 기초 응벽 $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, 철근 $f_y = 400 \text{ MPa}$ 이다.

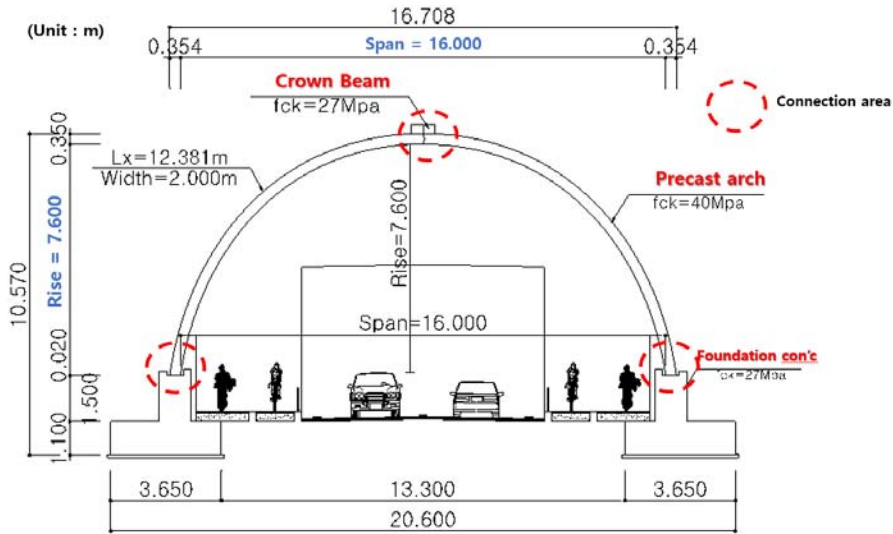


Fig. 3. Standard cross section of the precast arch structure used for this study

성토는 구조물과 절개사면사이의 공간이 협소하여 노체다짐 수준인 90% 건조밀도 수준으로 시공하였으며, 구조물 주변에는 배수를 위하여 자갈배수층 500 mm를 포설하고 기초배면에 유공관과 배수층을 설치하여 구조물에 수압이 발생하지 않도록 하였다.

Fig. 4는 아치 상단을 성토하는 전경과 4개의 다짐영역을 보여준다. 1영역은 구조물로부터 1.0 m 구간이며 인력다짐방법으로 가볍게 다짐하는 구역으로 깨끗한 조립질 뒤채움 흙을 사용하였다. 1영역 이외의 뒤채움 흙은 일반적으로 제방건설에 적합한 다른 종류의 흙을 사용하는 것이 가능하며, 2영역은 아치지점으로부터 2.0 m까지로 정적장비 다짐(heavier non-vibratory compaction)구간이다. 3영역은 아치지점에서 2.0 m 밖의 구간으로 동적다짐(vibratory compaction)구간이다. 4영역은 아치상부 2.0 m구간의 성토로서 아치구조물에 주로 연직토압을 발생시키는 영역으로 일반 성토기준을 따른다. 특히 뒤채움 토공시 편토압의 영향을 최소화하기 위해 구조물 좌·우 측 토공 단차가 500 mm가 되지 않도록 주의하여 뒤채움을 실시하였다.

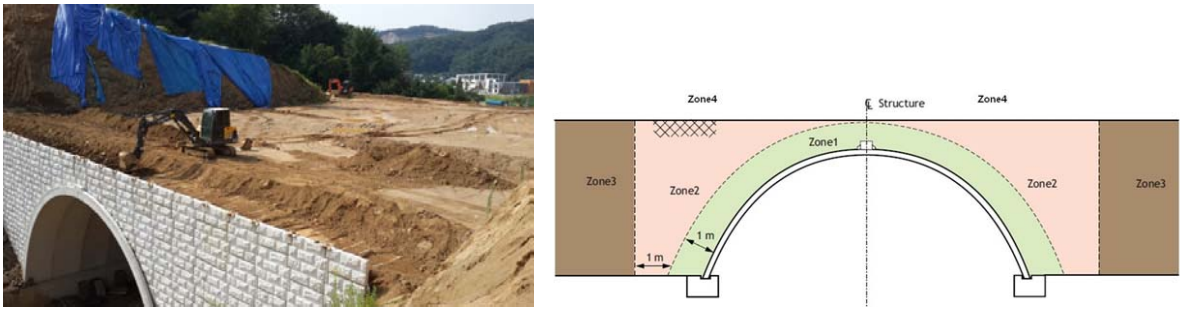


Fig. 4. Backfill compaction zones surrounding the precast concrete arch structure

4. 현장 계측

프리캐스트 아치 지중구조물은 단면이 얇아 현장타설 형식의 강성구조물보다 변위가 크게 발생된다. 본 연구에서는 내측지간(Span) 16.0 m, 내측 높이 7.6 m인 대단면 프리캐스트 아치구조물에 대하여 내공변위를 측정하였으며, 계측결과의 신뢰성을 높이기 위하여 3개의 횡단면에서 연속적으로 계측을 수행하였다. 계측현장의 프리캐스트 아치구조물은 연장 70.0 m, 최대 토피고 8.87 m, 부재 두께는 350 mm이고, 연암 지반에 놓인 줄기초 위에 세그먼트가 시공되었다. 프리캐스트 아치구조물의 종단면도는 Fig. 5와 같다.

편토압이 최소로 발생되고 토피고가 높은 횡단구간 중 시공오차 및 계측오차로 인한 오류를 최소화하기 위해 3개의 세그먼트 단면을 계측하여 평균값을 계측결과로 취득하였다. 계측이 수행된 세그먼트의 천단부 접합부 중에서 볼록홈 부재는 TA1-Span 1, TA1-Span 2, TA1-Span 3, 오목홈 부재는 TB1-Span 1, TB1-Span 2, TB1-Span 3로 명칭을 부여하였다. 여기서, Span 1, 2, 3의 위치는 Fig. 5와 같이 설치 종단도상 좌측부터의 순서이다. Fig. 5에는 TB1의 계측 위치만 표시되어 있으나, TA1은 TB1과 맞물려 있으므로 TA형식의 계측 위치는 TB형식의 계측 위치와 동일하다.

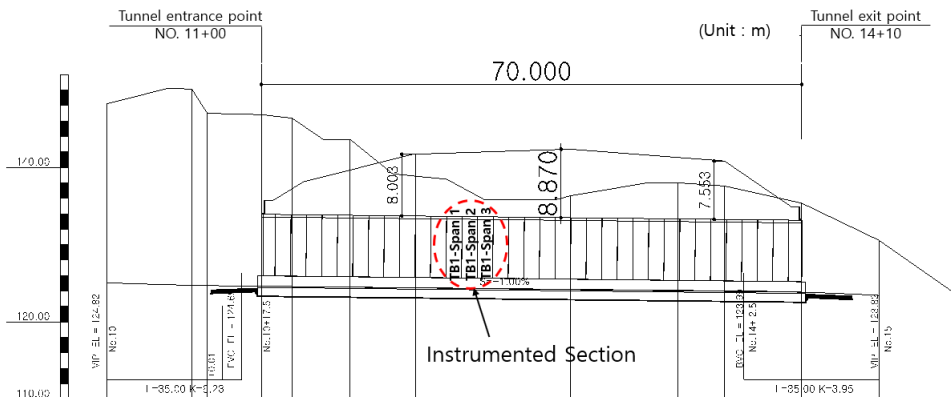


Fig. 5. Longitudinal diagram of the precast arch structure

계측시 성토고는 아치 지점부를 기준으로 정하였고 세부 일자 별 토공높이는 Fig. 6과 같다. 본 계측 현장은 기존 사면을 절개하고 원지형에 가깝게 복토가 되므로 좌측아치부가 우측 아치부보다 토피가 높으며 복토된 성토 마감면의 상대 단차는 1.59 m이다.

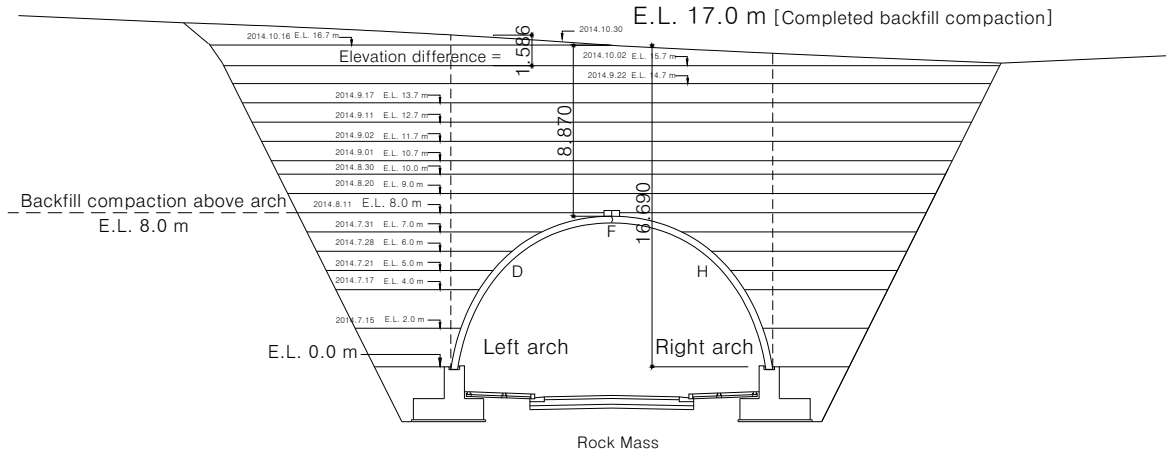
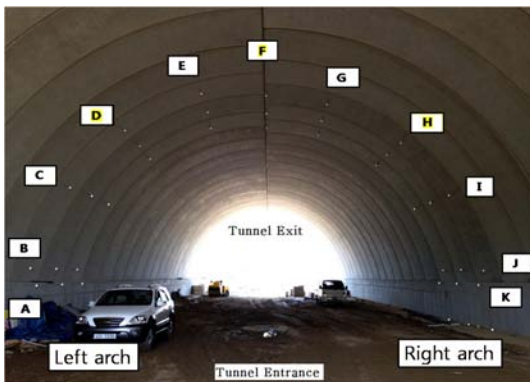


Fig. 6. Installed location of strain gauges in steel bars for the left arch

프리캐스트 아치구조물의 뒤채움 시공단계별로 변위거동을 확인하기 위하여 Fig. 7과 같이 변위측정용 타깃을 설치하였다. 구조물이 연암지반에 위치하여 기초지반의 침하는 거의 없을 것으로 예상되나 기초구조물의 변위를 파악하기 위해 기초부의 A점과 K점에 계측기를 추가로 설치하였다. 계측기는 좌측으로부터 우측으로 호 길 이방향으로 A부터 K까지 순서를 정하였으며, 천단부는 F점, 최대 수평변위 예상지점은 D점과 H점이다. 또한 변위계측은 각 지점마다 Span 1, Span 2, Span 3의 3개의 세그먼트에서 계측이 수행되었다.



(a) Location of measurement points



(b) View of installed targets

Fig. 7. Location and view of targets for displacement measurements

변위 계측은 약 4개월에 걸쳐 수행되었으며, 타깃이 설치된 11개 계측지점의 수평과 수직방향의 변위를 내공 변위 타깃을 이용하여 광파기로 측정하였다.

5. 수치해석 및 거동분석

본 연구에서는 시공단계별로 발생하는 프리캐스트 콘크리트 아치 구조물의 거동을 분석하기 위해 유한요소법을 수행하여 현장계측결과와 비교 분석하였다.

5.1 뒤택움 흙의 응력-변형 모델

Duncan 모델을 이용하여 흙의 비선형거동을 유한요소해석에 적용할 경우, 성토가 진행됨에 따라 구조물 뒤택움부의 구속압이 변하게 되고 흙의 변형계수가 변하는 효과를 고려할 수 있기 때문에 실제와 유사한 지반-구조물 상호작용을 고려할 수 있다(Duncan and Chang, 1970). 따라서 본 연구에서는 현장계측 결과를 이용하여 프리캐스트 아치구조물의 거동을 분석하기 위하여 Duncan모델(hyperbolic 모델)을 고려한 프리캐스트 아치 전용 프로그램인 Aztech 소프트웨어를 해석 목적에 맞게 적용하여 계측결과를 분석하였다.

5.2 수치해석을 위한 지반정수

본 연구를 위한 수치해석에서 사용한 지반정수는 뒤택움 흙에 대한 체분석 결과와 기존 문헌자료를 참고하여 Table 1과 같이 SM계열의 성토체의 지반정수를 사용하였다. 특히 뒤택움 및 구조물 상부 성토는 흙의 압축특성을 고려하기 위해 Duncan 모델을 적용하였다. 수치해석에 사용된 Duncan parameter는 문헌자료와 Freyssinet사에서 내부적으로 사용하고 있는 설계사례 등을 참고하여 다짐도에 따른 지반물성치를 가정한 수치이다.

Table 1. Strength parameters used for the numerical analysis

Material	Material model	Unit weight (KN/m ³)	Friction angle (°)	Cohesion (KN/m ³)	Deformation modulus (KN/m ³)	Poisson's ratio
Rock mass	Elastic	24.0	35	100	1,000,000	0.28
Zone 1, 2, 3 (90% compaction)	Hyperbolic	20.0	32	0.0	Duncan parameters K _i = 300, n = 0.25 K _b = 250, m = 0.0	
Zone 4 (85% compaction)	Hyperbolic	19.0	25	15	Duncan parameters K _i = 150, n = 0.25 K _b = 150, m = 0.0	

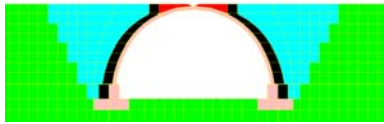
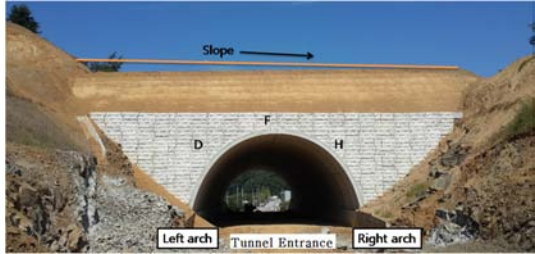
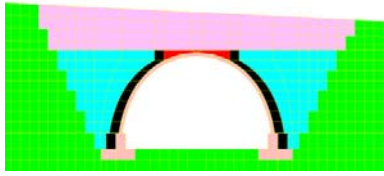
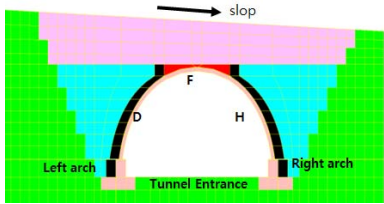
5.3 연구 현장 아치 구조물(연결부) 모델링 방안

3인치 프리캐스트 아치 구조물의 수치해석에서는 특히 Fig. 3에 원으로 표시된 세그먼트간 연결부의 적절한 모델링 방법의 선정이 중요한 문제이다. 아치형 터널구조물은 소켓 형상의 기초 콘크리트 상부에 프리캐스트 세그먼트를 삽입하여 터널구조물을 시공한다. Lee et al. (2008)과 Lee et al. (2010)의 연구 결과에 의하면, 프리캐스트 아치형 개착식 터널구조물 설계시에는 기초판과 아치형 벽체 세그먼트의 연결부는 내부힌지 조건으로 모사하는 것이 합리적인 설계방안인 것으로 판단된다. 본 연구에서도 기존 연구결과를 참조하여 아치 세그먼트간 연결부를 힌지조건으로 가정하여 수치해석을 수행하였다.

5.4 시공 단계별 해석

프리캐스트 지중아치 구조물은 뒤채움 단계별로 진행됨에 따라 지반-구조물 상호작용이 발생된다. 뒤채움 시공단계는 아치지점부를 기준(E.L. = 0.0 m)으로 해서 1.0 m 성토높이 간격으로 뒤채움 및 성토단계를 모델링하였다(Table 2 참조).

Table 2. Numerical analyses procedures according to construction stages

	Aztech software	Site view
Material model	Duncan model	
Backfill compaction up to arch height (E.L. 8 m)		
Overburden Thickness, 4.0 m (E.L. 12 m)		
End of construction (E.L. 17 m)		

6. 현장 계측과 유한요소해석 결과 비교분석

6.1 연직변위

성토단계별로 현장 계측된 연직변위를 정리하면 Fig. 8과 같다. Fig. 8의 x-축에는 시공일자만을 표기하였는데 시공일자별 성토고 높이는 Fig. 6과 같다. Fig. 8의 현장계측 변위값은 Span 1, Span 2, Span 3의 3지점에서 측정된 값의 평균값을 대표값으로 선정하여 나타낸 것이며, 최초 위치에서 상향으로 발생된 변위는 +, 하향 변위는 -로 표기하였다. 기초상단 지점인 A점과 K점, 그리고 아치 지점부에 해당하는 B점과 J점은 연직변위가 거의 발생하지 않았다. 뒤채움 시공은 토공장비가 좌·우측을 번갈아 가면서 시공하였는데, 좌측아치부의 뒤채움 단차가 더 높게 공사가 수행되었다. 성토고가 높은 쪽의 측벽부에 해당하는 C점과 D점은 연직변위가 10 mm~16 mm가 발생하였고, 성토고가 낮은 H점과 I점은 1~9 mm가 발생하였다. 측벽부의 연직변위는 아치상단으로부터 토피 $h_f = 4.0$ m 정도 성토되었을 때, 변위가 대부분 발생되어 수렴하는 양상을 나타냈다.

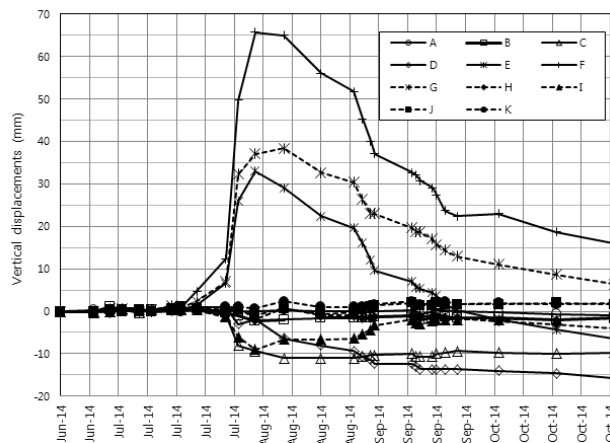


Fig. 8. Results of vertical displacement measurements

천단부에 해당하는 E점, F점, G점에서 연직변위가 가장 크게 발생하였다. 아치 지점부로부터 E.L. = 6.0 m까지 뒤채움 하는 동안은 연직변위가 10 mm내외로 발생하였다. E.L. = 6.0 m 이상 뒤채움 후 연직변위는 E점과 G점에서 19~25 mm 정도의 연직변위가 증가하였으며, 천단부 정점에 해당하는 F점에서는 38 mm의 급격한 변위 증가가 관찰되었으며 변위방향은 최초 관측점에서 위쪽으로 발생되었다. 뒤채움이 단계별로 시행됨에 따라 연직변위는 점점 증가하였고, 아치상단 성토고에 해당하는 E.L. = 8.0 m 일 때 최대변위를 나타내었다. 이 때, 최대 연직변위는 E점 33 mm, G점 38 mm, F점은 66 mm가 발생하였다.

아치 상단 뒤채움 단계(E.L. = 8.0 m)를 지나 상부 복토가 진행될수록 상향으로 발생된 변위는 점점 감소하여 하향으로 변위가 발생하였다. 중간 정도의 토피고인 $h_f = 4.0$ m 일 때(E.L. = 11.7 m) 천단부근의 연직변위는 최대

변위 발생지점으로부터 E점은 23 mm, G점은 15 mm, F점의 29 mm 정도의 하향 변위가 발생하였다. 최종 복토완료 단계의 토피고인 $h_f = 8.9$ m일 때(E.L. = 17.0 m) 천단부 부근의 연직변위는 최대변위 발생지점으로부터 E점은 39 mm, G점은 32 mm, F점의 50 mm 정도의 하향 변위가 발생하였다. 결과적으로 천단부 부근의 연직변위는 최초 위치로부터 E점과 G점은 6 mm 정도 지점에서 변위가 수렴하였는데, E점은 원래 위치보다 하향, G점은 상향으로 변위가 발생하였다. 천단부 정점인 F점은 원래 위치에 거의 근접하여 변위가 수렴하였는데, 상향으로 16 mm 지점에 해당된다.

수치해석은 뒤택움 흙의 비선형 거동을 고려할 수 있는 Duncan 모델을 사용하여 수행하였다. 현장에서의 F, D, H 지점의 수평과 연직 변위 계측과 수치해석 결과는 Table 3과 같다.

Table 3. Comparison of displacements obtained from field measurements and numerical analyses (unit: mm)

Backfill level		Numerical analyses (FEM)		Field measurements	
		Duncan model			
		Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
4 m	F	3.01	8.98	0	1
	D	2.58	-1.93	0	1
	H	3.96	1.06	-1	0
6 m	F	5.43	31.45	-1	12
	D	14.4	-4.67	3	1
	H	-2.78	0.75	-7	0
8 m	F	0.78	60.12	3	66
	D	20.73	-6.01	32	-6
	H	-19.22	-4.95	-22	1
10 m	F	1.76	53.32	5	45
	D	19.69	-6.9	29	-11
	H	-16.29	-4.77	-12	-2
12 m	F	3.07	46.54	6	37
	D	18.89	-8.17	27	-12
	H	-13.04	-4.62	-7	-2
17 m	F	4.90	29.55	16	19
	D	15.32	-10.42	22	-16
	H	-6.16	-4.98	0	-2

+: upward displacements (vertical), from D to H (horizontal); -: downward displacements, from H to D

아치구조물 계측 현장에서는 천단부인 F점에서 연직방향 최대 변위가 발생하였으며, F점의 연직변위 대하여 지반공학적 유한요소해석결과와 계측치를 구하여 Fig. 9(a)와 같이 비교하였다. 아치 지점부로부터 뒤택움 높이

(Backfill level)가 6.0 m에 도달하기 전 단계에서는 현장 계측된 연직변위는 수치 해석값보다 적게 발생했다. 수치해석의 경우 연직변위가 상향으로 31 mm가 발생할 것으로 예측되었으나 실제 구조물은 상향으로 12 mm 발생하였다.

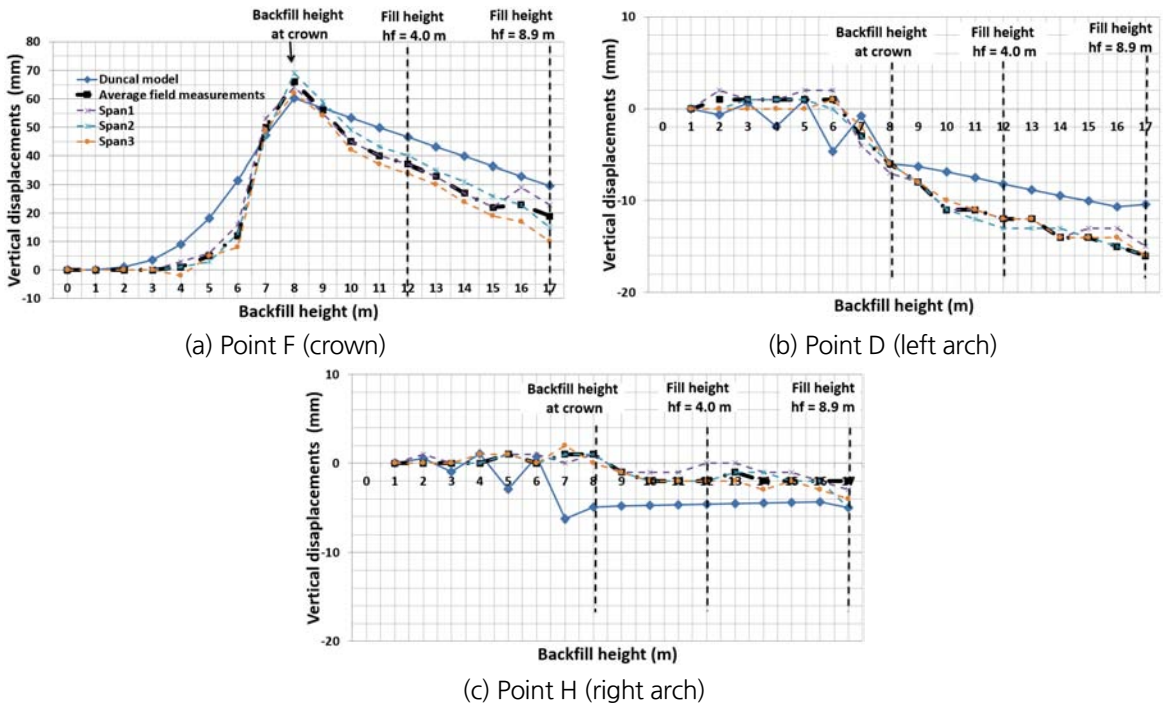


Fig. 9. Comparison of vertical displacements obtained from field measurements and numerical analyses

뒤채움 성토 높이가 7.0~8.0 m 도달시 현장계측 연직변위는 상향으로 급격히 증가하였다. 이 단계는 아치상단까지 뒤채움이 시공된 단계이다. 반면에 지반공학적 수치해석으로 구한 천단부 연직변위는 아치상단까지 뒤채움시 점진적으로 변위가 증가하는 양상을 보였다. 아치상단까지 뒤채움 단계인 뒤채움 높이 8.0 m의 천단부 연직변위 크기를 살펴봤을 때 흙의 비선형성을 고려한 Duncan 모델을 이용한 수치해석결과(60 mm)는 현장 계측치(평균 66 mm)에 근접한 연직변위 결과를 나타내었다.

아치상단 뒤채움 단계까지는 연직변위는 상향으로 발생하였고, 아치상부성토가 진행할수록 연직변위는 하향으로 발생되었다. 현장 계측된 F점의 연직변위 그래프는 상부성토가 뒤채움 레벨 8.0 m에서 10.0 m로 증가될 때(즉, 아치상단 토피고 $h_f = 2.0$ m), 66 mm에서 45 mm로 20 mm 처짐이 발생하였다. 이후 상부복토가 진행될수록 초기보다 완만한 선형으로 하방향 처짐이 발생되었다. 아치상부 뒤채움 시공단계의 현장 계측된 천단부 연직변위는 수치해석결과와 비슷한 기울기로 발생하였다.

현장 계측된 D점의 연직변위는 뒤채움 높이가 6.0 m 이하 구간에서는 Fig. 9(b)와 같이 미세하게 발생하였다.

뒤채움 높이가 6.0 m에서 8.0 m로 성토될 때 연직변위가 하향으로 증가하기 시작하였고, 아치상단부터 성토가 $h_f = 4.0$ m 진행된 뒤채움 높이 12.0 m 단계부터 완만하게 증가하였다. 수치해석결과는 아치상단까지 뒤채움시 연직변위가 하향으로 6.0 mm가 발생하여 현장계측치인 6 mm와 동일하였다. 연직변위는 성토완료단계까지 점진적으로 증가하였으며 터널 하향으로 10 mm인 지점에서 수렴하는 양상을 보이며, 현장 계측치 16 mm와는 약 6 mm정도 차이를 나타내었다.

H점에서 측정된 연직변위는 Fig. 9(c)와 같이 아치상부 성토단계인 뒤채움 높이가 8.0 m까지 변위가 거의 발생하지 않았다. 아치 상부 성토 후로부터 성토 완료시 까지도 2 mm정도 하방향 변위만 발생했을 뿐 연직변위 변화가 미소하게 발생했다. 반면에 수치해석결과는 5 mm정도의 하방향 연직변위를 나타내었다. H점의 연직변위는 D 점보다 하방향으로 14 mm 적게 발생하였다.

6.2 수평변위

계측현장의 뒤채움 시 편토압 발생을 최소화하기 위해 구조물 좌·우측 토공단차가 50 cm 이내가 되도록 시공 관리를 하였고, 아치상단 성토시에도 성토 높이를 수평으로 유지하여 성토를 실시하였다. 뒤채움 및 아치 상부 성토 단계별 현장 계측된 수평변위를 정리하면 Fig. 10과 같다. 여기서 현장계측 변위값은 Span 1, Span 2, Span 3 의 3지점에서 측정된 값의 평균값을 대표값으로 선정하여 나타내었으며, 최초 위치에서 좌측아치(D점)에서 우측아치(H점) 방향으로 발생된 변위는 +, 그 반대방향으로 발생된 변위는 -로 표기하였다. Fig. 10에 의하면, 기초 상단지점인 A점과 K점, 그리고 아치 지점부에 해당하는 B점과 J점은 수평변위가 거의 발생하지 않았다. 뒤채움은 토공 장비가 좌·우측을 번갈아가면서 시공하였는데, 좌측아치부의 뒤채움 단차가 더 높게 수행되었다.

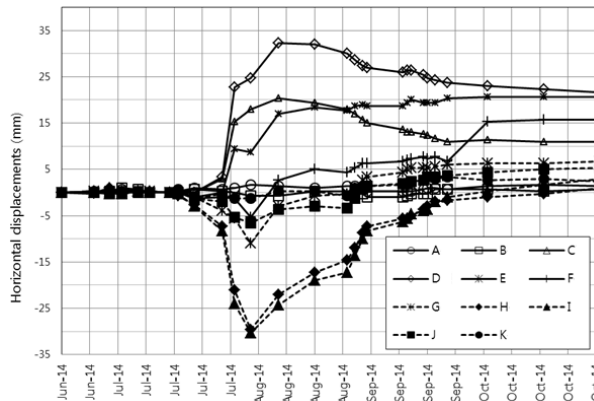


Fig. 10. Results of horizontal displacement measurements

뒤채움 높이가 6.0 m 이하 일 경우 D점과 H점에서는 연직변위와 마찬가지로 미세한 수평변위가 측정되었다 (Fig. 11). 뒤채움 레벨 6.0 m에서 8.0 m로 성토될 때 수평변위가 급격히 증가하기 시작하였고, 수평변위는 터널

내측 방향으로 D점은 최대 32 mm, H점은 최대 22 mm가 발생하였다. 측벽부 최대 수평변위가 발생한 D점과 H점의 수평변위가 터널 내측으로 발생하였으므로 D점과 H점간의 수평거리가 54 mm 줄어든 것으로 관찰되었다. 상부 성토가 진행될수록 수평변위는 원래 위치로 이동하기 시작했는데, H점은 성토완료단계에서 원래 위치로 변위가 수렴되었으나 D점은 원래 위치에서 터널 내측으로 22 mm 지점에서 수평변위가 수렴되었다. 전반적으로 아치구조물의 수평변위가 D점에서 H점으로 발생한 이유는 토공장비가 뒤채움의 좌우측을 번갈아가면서 시공하였는데, 공사 중 좌측 아치부의 단차가 더 높았으며 공사 완료 후에도 좌측 아치부가 우측 아치부보다 1.59 m 높았기 때문으로 판단된다.

뒤채움 레벨 6.0 m에서 8.0 m로 성토될 때 D점의 수평변위는 수치해석결과 20 mm로서 현장 계측 결과인 32 mm와 10 mm 이상의 차이가 발생하였다(Fig. 11). 뒤채움 완료 후의 수평변위는 수치해석결과 15 mm가 발생되어 22 mm의 현장계측 결과와 유사하였다.

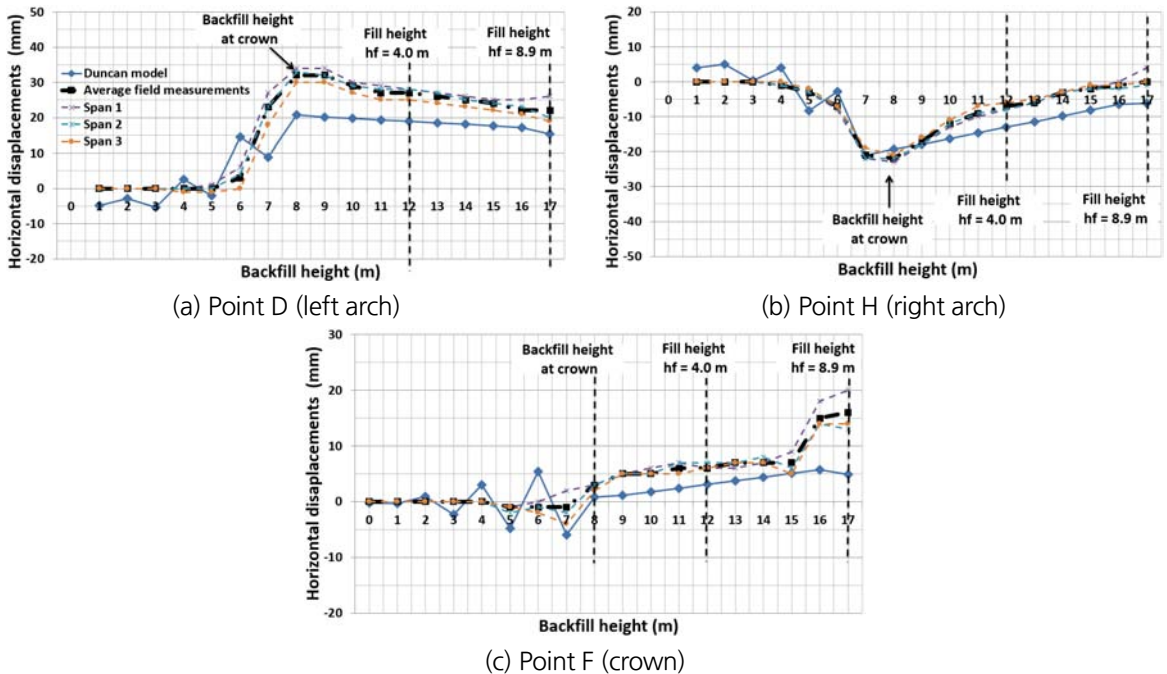


Fig. 11. Comparison of horizontal displacements obtained from field measurements and numerical analyses

천단부(F점)의 현장계측 수평변위와 수치해석 결과는 Table 3 및 Fig. 11(c)와 같다. 현장 계측된 천단부 수평변위는 아치상단까지 뒤채움시, 변위가 3 mm로 거의 발생하지 않다가 뒤채움 높이가 13 m에서 7 mm로 변화한 후 15 m까지 변위가 유지되었다. 아치 상단으로부터 15 m까지는 대칭토압 조건으로 토공이 수행되었다. 그 후 뒤채움 높이가 16 m로 성토시, 생테통로 상부의 공사용 임시가도 설치로 편토압이 발생되어 수평변위가 7 mm에

서 15 mm로 2배가량 증가한 후 최종적으로 16 mm에서 수렴하였으며 변위의 방향은 H점 쪽이었다. 수치해석으로 구한 수평변위는 5 mm 이내에서 변위가 발생하였다.

6.3 현장계측과 수치해석에 의한 변위 형상 비교

현장계측과 수치해석에 의한 변위의 크기를 터널 축척과 비교하여 20배로 확대하면 Fig. 12와 같다. 심벌이 없는 실선은 변형이 발생되기 전의 아치구조물의 중심선이며, 중심선상의 각 계측지점의 변위값과 수치해석값을 그림에 나타내었다. 여기서, 성토완료단계에서 토피고가 높은 쪽의 아치 구조물(B~F점)이 좌측아치이고, 토피고가 낮은 쪽의 아치 구조물(F~J점)이 우측아치이다. 아치상단까지 성토시에는 상향 변위, 아치상부 성토시에는 하향 변위가 발생하여 성토완료 단계에서는 원래의 아치형상에 가까운 위치로 변위가 발생하였다. Fig. 12에 의하면 수치해석 모델로 계산된 변위 형상은 현장계측결과와 유사하였다.

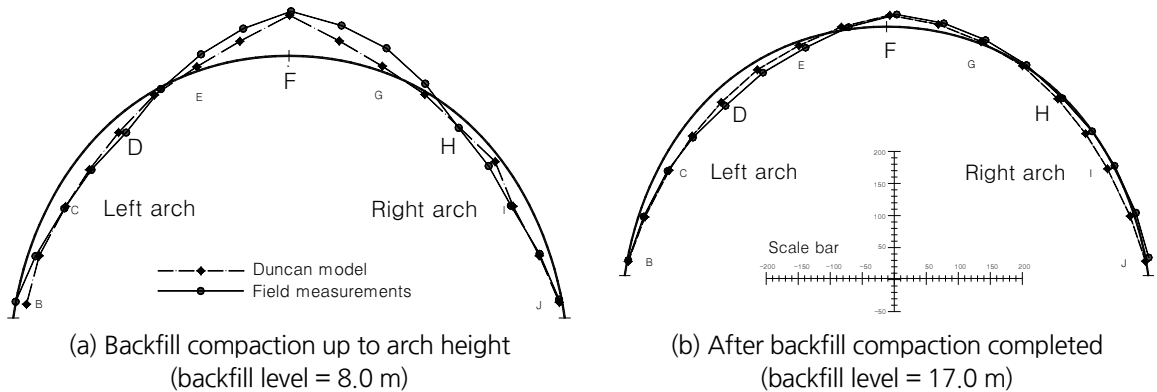


Fig. 12. Comparison of deformed shape obtained from numerical analyses with field measurements

6.4 최대 수평변위 지점의 토압변화

최대 수평변위가 발생한 D점과 H점의 수직높이와 수평거리를 이용하여 아치 벽체의 회전변위를 산출하면, D점의 회전변위는 0.005 (32 mm/5494 mm), H점의 회전변위는 0.004 (22 mm/5494 mm)이다. 옹벽구조물 벽체의 회전변위와 토압상태에 대한 Clough and Duncan (1991)의 연구결과와 계측된 벽체의 회전변위를 비교하면 정지토압이 아닌 주동상태에 가까운 토압상태가 최대 수평변위 지점에서 발생할 수 있다고 판단할 수 있다. 그러나 프리캐스트 지중아치 구조물은 옹벽처럼 옹벽 배면이 편평한 지면이 아니라 구조물 상부에 성토가 되어 연직 토압으로 인해 구속압이 발생하는 조건이기 때문에 벽체의 변위가 터널 내측으로 발생하더라도 주동토압 상태로 간주될 수 없다. 벽체의 회전변위로 정지토압이 아닌 토압상태가 최대수평변위 주변에서 발생할 수 있으므로, 최대 수평변위 발생 지점의 프리캐스트 아치 배면의 토압상태를 정역학으로 구한 수평토압과 지반공학적 수치해석

결과(Duncan 모델)와 비교하였다(Fig. 13). 이때 정역학공식으로 구한 수평토압은 강성구조물의 경우와의 상대 비교를 위하여 정지토압계수($K_0 = 1 - \sin \phi$)를 사용하여 $0.47 \times \gamma \times h$ 로 추정하였다.

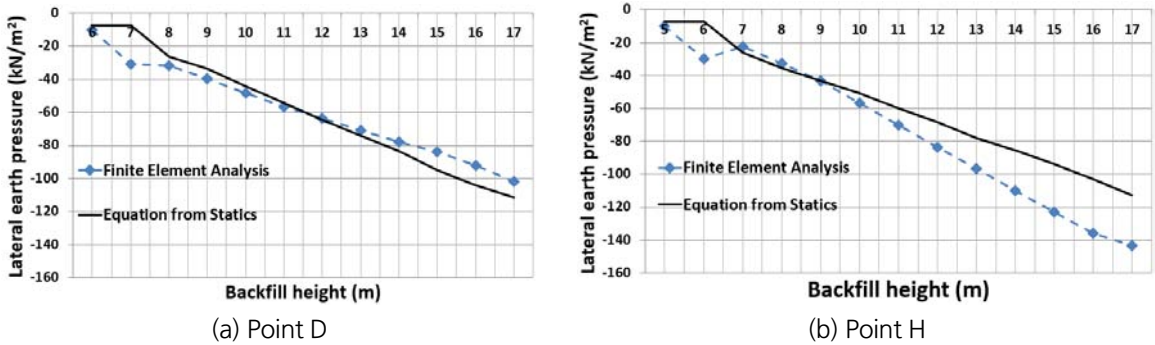
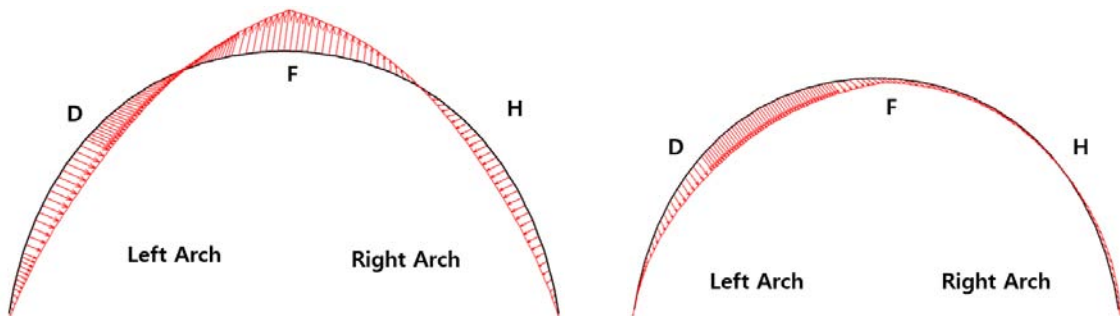


Fig. 13. Comparison of calculated lateral earth pressure changes using two methods

아치상부 2.0 m구간(Backfill level = 10.0 m)까지 성토되었을 때는 정지토압계수를 이용하여 구한 수평토압과 유한요소법으로 계산한 수평토압은 유사하였다. 아치상부 2.0 m 이상에서 성토가 더 진행할수록 정지토압계수를 이용하여 계산한 수평토압과 유한요소법으로 산출된 토압의 차가 점점 커졌으며, 성토 완료단계에서 최대 차이가 발생하였다.

계측현장의 뒤채움은 좌측 아치부를 먼저 토공 후 우측 아치부의 뒤채움을 실시하였기 때문에 구조물의 전체적인 변위가 좌측아치에서 우측아치 방향으로 발생한다. 이와 같은 현장의 시공단계를 고려하여 유한요소법으로 계산된 변위는 Fig. 14와 같다. 우측아치의 H점은 뒤채움 지반으로부터 지반반력이 발생되기 때문에 정역학 공식으로 구한 정지토압보다 큰 수평토압이 발생하고, 좌측아치의 D점은 지반으로부터 멀어지는 방향으로 변위가 발생하므로 정역학 공식으로 구한 정지토압보다 작은 토압이 발생하게 된다.



(a) Backfill compaction up to arch height

(b) After backfill compaction completed

Fig. 14. Displacement diagrams of the precast concrete arch structure using numerical analyses

성토 단계별 최대 수평변위 발생 지점인 D점과 H점의 수치해석으로 구한 수평 토압계수 변화는 Fig. 15와 같다. 좌측아치와 우측아치는 수평변위 발생방향에 따라서 토압변화가 대칭으로 변화한다. 아치상단까지 뒤채움 시에는 좌측 아치 D점의 토공단차가 우측아치 H점의 토공보다 높으므로 D점의 연직토압이 큰 상태가 되므로 D점이 H점보다 수평토압계수가 크게 나타났다. 아치상부까지 성토시 구조물 변위는 Fig. 14(a)와 같이 토공단차가 높은 좌측아치에서 우측아치 방향으로 수평변위가 발생한다. 아치 상부 복토가 점차 진행할수록 수평변위의 경우 H점은 지반을 압축시키는 방향으로 변위가 발생하고 D점은 터널 내측으로 변위가 발생한다. 따라서 H점은 정지토압보다 높은 토압상태가 되고 D점은 정지토압보다 작은 토압상태가 된다(Fig. 15). 지중구조물은 성토가 완료된 상태에서 구조물이 완공되므로 성토완료시 토압상태가 중요한데 D점은 수평토압계수 0.4, H점은 수평토압계수 0.7정도에서 수렴한다.

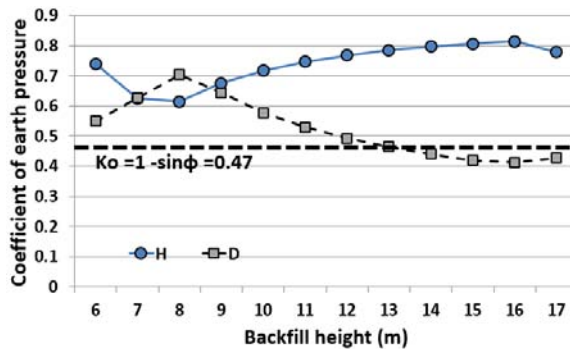


Fig. 15. Changes of coefficients of earth pressure in points D and H

기존 연구된 McGrath et al. (2002)의 프리캐스트 아치 구조물에 대한 연구결과에 따르면 90%의 상대다짐도를 가진 SW유형 흙의 수평토압계수를 산정할 때, 구조물의 높이가 7.6 m일 경우 수평토압계수는 0.59로 산출되며 본 연구에서 수치해석으로 산출한 H점의 수평토압계수와 유사하다. 그러나 McGrath et al. (2002)의 연구는 편토압이 없는 저토피 구간에서, 지간 10 m 이하의 소형구조물을 대상으로 하였으므로 본 연구 현장의 상황과 다소 차이가 있으나 변위에 유연한 프리캐스트 아치 구조물주위의 토압계수는 지반-구조물 상호작용에 의해 정지토압상태와 다른 토압이 발생한다는 사실을 알 수 있다.

본 계측 현장은 아치 내측 지간이 16.0 m로 대형단면이며 좌측아치부가 50 cm정도 높게 뒤채움 흙이 복토되어 공사중 및 성토 완료시 약간의 편토압이 발생하는 현장이다. 이러한 조건을 고려한 지반공학적 수치해석 결과는 지반-구조물 상호작용과 편토압으로 인하여 좌측아치(D점)는 정지토압계수($K_0 = 0.5$)보다 낮은 0.4의 수평토압계수가 발생하고 우측아치(H점)는 정지토압계수보다 큰 0.7의 수평토압계수가 발생하였다.

Fig. 16은 성토 완료단계의 프리캐스트 아치구조물 주위의 응력분포를 나타낸 것인데, 아치 어깨부에서 응력이 집중되며 편토압 지형으로 인하여 좌측과 우측 아치의 응력분포 영역이 서로 다르게 발생된다. 따라서 종래의

강성구조물설계에서 적용하는 연직토압과 다짐영역 Zone 2의 내부마찰각 32° 를 기준으로 계산된 정지토압계수 ($K_0 = 0.47$)는 유연한 프리캐스트 아치구조물에서 발생하는 토압과는 상당한 차이가 있으며, 지반-구조물 상호작용을 고려해야 프리캐스트 아치구조물 주위의 토압분포를 합리적으로 반영한 설계를 할 수 있다.

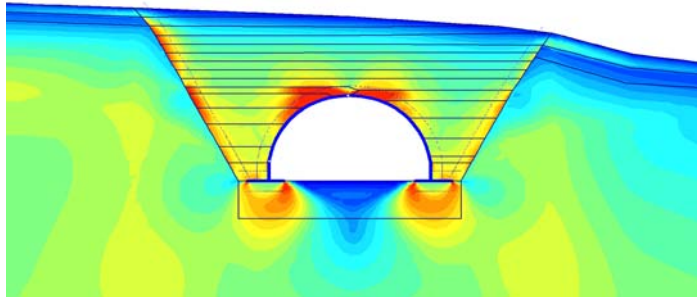


Fig. 16. Stress distributions around a precast arch structure after completion of construction

7. 결론

충청북도 괴산군 일대에 시공된 프리캐스트 아치구조물에 대하여 내공변위 계측을 실시하고 수치해석 결과와 비교하여 지반-구조물 상호작용의 영향에 대하여 연구하였으며 그 결론은 다음과 같다.

1. 프리캐스트 아치구조물의 최대 변위는 모든 토공단계마다 천단부에서 발생하였으며, 천단부 연직변위가 가장 큰 값으로 관찰되었다. 아치상단까지 성토시 천단부 최대 연직변위는 상방향으로 계측되었다. 뒤채움 흙이 천단부보다 높아지면 하방향으로 변위가 발생하였으며, 최종적으로 원 위치로부터 상방향 19 mm에서 변위가 수렴하였다. 측벽부 연직변위는 D점이 H점보다 14 mm 크게 하방향으로 발생하였다.
2. D점과 H점의 수평변위는 아치상단까지 뒤채움시 터널 내측으로 발생하다가 상부 성토가 진행될수록 수평변위는 감소하였다. H점은 성토완료단계에서 원 위치로 변위가 수렴된 반면, D점은 원 위치에서 터널 내측으로 22 mm 지점에서 수평변위가 수렴되었다. 현장 계측된 천단부 수평변위는 아치상단까지 뒤채움시, 변위가 거의 발생하지 않다가 뒤채움 높이가 아치상단으로 성토될수록 수평변위가 H점쪽으로 증가하였고 대칭토압 조건에서 7 mm 지점에서 변위가 수렴되었다.
3. 프리캐스트 아치구조물에 대한 변위 분석결과, 유연한 구조물의 특성인 지반-구조물의 상호작용을 잘 관찰할 수 있었으며 따라서 기존의 강성구조물과 비교하여 경제적인 설계가 가능할 것으로 기대된다.
4. 현장 변위 계측값과 변위 형상 등을 유한요소 해석결과와 비교하면 전반적으로 Duncan 모델을 이용한 수치해석결과와 현장 계측값은 유사한 경향을 나타내었다.
5. 측벽부 최대 수평변위 지점에 대하여 수치해석을 수행한 결과 D점의 수평토압계수는 0.4, H점은 0.7에서 수렴하였다. 이 결과는 현장 계측 결과 수평변위가 H점 방향으로 발생되어 좌측아치 뒷면의 압력이 증가하는 현

상으로 발생된 것이다. 따라서 프리캐스트 아치구조물에 작용하는 토압은 정지토압상태가 아니며 지반-구조물 상호작용으로 변화된다는 것을 알 수 있었다.

6. 본 연구는 절개된 암반지역에서 터널 높이/폭 비가 $(7.6 \text{ m}/16.0 \text{ m}) \times 100 = 48\%$ 인 현장에 대한 연구결과이며, 다양한 구조물 크기와 주변 지반조건에 따른 거동에 대한 추가 연구가 필요하다.

References

1. An, J.W. (2012), Modeling technique of precast cut and cover tunnel lining, M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Sangji University, pp. 78.
2. Bae, G.J., Lee, G.P. (2001), "A study of modelling methods used for the analysis on cut-and-cover tunnel lining", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 3, No. 2, pp. 13-22.
3. Bae, G.J., Lee, S.W., Lee, G.P., Park, S.H. (2002), "A study on the behavior of cut and cover tunnel according to the excavation plane by numerical analysis", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 4, No. 1, pp. 79-90.
4. Brockbank, B., Dunphy, R., Yasinko, L. (1994), "Innovative underpass for Highway 63, Syncrude, Alberta", Proceedings of the International Road Federation Conference and Exposition, Transportation Association of Canada, Ottawa, Ontario, Canada, Vol. 9.
5. Clough, G.W., Duncan, J.M. (1991), Foundation engineering handbook, 2nd edition, H.Y. Fang, ed., Chapman and Hall, New York, pp. 223-235.
6. Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K., Mabry, P. (1980), Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses, Report No. UCB/GT/80-01, Dept. of Civil Engineering, Uni. of California, Berkeley, USA, pp. 70.
7. Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
8. Hutchinson, D. (2004), Application and design of segmental precast arches, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, pp. 452-459.
9. Hwang, C.H. (2009), Behavior of the cut-and-cover tunnel in unsymmetrical condition, M.Sc. Thesis, Department of Construction and Transportation Engineering, Ajou University, pp. 60.
10. Janusz, L., Vaslestad, J., Miglio, A. (2018), Fifty years of culverts and soil-structure interaction, european experience, Culverts and Soil Structure Interaction, Transportation Research Circular, No. E-C230, Transportation Research Board, pp. 21-33.
11. Jenkins, D.A. (1998), "Non-linear analysis of buried arch structures", Proceedings of the Australia Structural Engineering Conference, Auckland.
12. Jinsung Construction Co. (2008), Design and develop the engineering method of cut-and-cover tunnel using the precast arch of using rib-reinforcement, Construction and Transportation Research R&D Report, R&D/06-C19, pp. 216.
13. Katona, M. (2018), History of soil-structure interaction models for buried culverts, Culverts and Soil

- Structure Interaction, Transportation Research Circular, No. E-C230, Transportation Research Board, pp. 13-20.
14. Lee, G.P. (2004), Evaluation of earth pressure applied on arch shaped cut and cover tunnel, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Hanyang University, pp. 129.
 15. Lee, G.P., Hwang, J.H., Shin, H.S., Hong, S.K. (2010), "Mechanical behavior of waterway culvert structure assembled by precast segments", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 12, No. 2, pp. 193-200.
 16. Lee, G.P., Lee, S.W., Shin, H.S., Hwang, J.H. (2008), "Mechanical behavior of tunnel liner using precast segment reinforced by rib", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 10, No. 3, pp. 295-302.
 17. Lee, S.W. (2009), "Tunnelling method using precast segment reinforced by rib", Nature, Human, and Tunnel, Magazine of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 11, No. 2, pp. 59-69.
 18. Lee, S.W., Lee, G.P., Bae, G.J. (2003), "A study on the behavior of cut and cover tunnel by numerical analysis", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 5, No. 1, pp. 43-54.
 19. Mahgoub, A., Nagggar, H.E. (2018), "Effect of the cross-sectional rigidity on the static and seismic behavior of CSP culverts", Proceedings of the 3rd World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering, Paper No. ICGRE 153, Budapest, Hungary, pp. 1-9.
 20. Marston, A., Anderson, A.O. (1913), The theory of loads on pipes in ditch and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe, Iowa State College of Agriculture, Ames, Iowa, pp. 181.
 21. Matsuzawa, H., Hazarika, H. (1996), "Analyses of active earth pressure against rigid retaining wall subjected to different modes of movement", Soils and Foundations, Vol. 36, No. 3, pp. 51-65.
 22. McGrath, T.J. (2018), Development of design and analysis methods for buried culverts, Culverts and Soil Structure Interaction, Transportation Research Circular, No. E-C230, Transportation Research Board, pp. 1-12.
 23. McGrath, T.J., Moore, I.D., Selig, E.T., Webb, M.C., Taleb, B. (2002), Design examples for large-span culverts, NCHRP Report No. 473, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 39.
 24. Montgomery, C.J., Morison, R.M., Channon, J.R., Tutty, D.O. (1993), "Design and construction of a buried precast prestressed concrete arch", Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 38, No. 1, pp. 40-57.
 25. Nakai, T. (1985), "Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall", Soils and Foundations, Vol. 25, No. 3, pp. 98-112.
 26. Sawamura, Y., Ishihara, H., Kishida, K., Kimura, M. (2016), "Mechanical behavior of three-hinge precast arch culvert in construction process through model experiment", Proceedings of the 6th Japan-Korea Geotechnical Workshop, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Tsushima Campus, Okayama University, Japan, pp. 128-131.
 27. Segrestin, P., Brockbank, W. (1995), "Precast arches as innovative alternative to short-span bridges", Proceedings of the 4th International Bridge Engineering Conference, San Francisco, CA, pp. 219-226.
 28. Spangler, M. G. (1948), "Underground conduits, An appraisal of modern research", Transactions American

Society of Civil Engineering, Vol. 113, No. 1, pp. 316-374.

29. Zhu, B., Kou, W., Li, H., Li, G. (2016), "Finite element analysis for bearing capacity of prefabricated arch culverts", *The Open Construction and Building Technology Journal*, Vol. 10, pp. 457-465.