

파형강판 라이닝의 개착식 터널에 대한 적용성 분석

김정호	한양대학교 산업과학연구소 연구원
김낙영	한국도로공사 도로교통기술원 책임연구원
이종화	평상에스아이 대표이사
정형식	한양대학교 토목공학과 교수

1. 서론

국내에서 사용되고 있는 기존의 터널 라이닝으로서 주를 이루고 있는 콘크리트 라이닝은 설계, 시공, 유지관리 측면에서 공사기간, 공사비, 균열발생 등 많은 문제점들이 발생하고 있으며, 최근 국내외적으로 이러한 기존 콘크리트 라이닝의 대체 재료 개발의 필요성을 인식하고 파형강판의 개착식터널 적용성에 관한 관심이 증가되고 있다.

콘크리트 구조물은 첫째, 자중이 크므로 저면 반력이 상대적으로 커짐으로 인해 부등침하가 우려되며 부등침하로 인한 구조물의 기능상실이 유도될 수 있다. 둘째, 구조물의 인장부축의 인장응력으로 인한 시공 및 공용중의 균열발생 가능성이 있으며 이로 인해 내구성이 저하되며, 또한 장기적 습윤환경 및 배기가스에 노출로 인한 백화화 박리가 발생할 수 있다. 세번째로 유지관

리 측면에서 철근 콘크리트가 취성재료라는 특성으로 인한 부재의 모서리 파손가능 등 부분적인 파손이 발생할 수 있다. 또한 내부결함을 쉽게 발견할 수 없으며, 비파괴검사 사용시 제한되는 사항이 상당히 많다. 그리고 보수·보강 필요시 고가이며 시간적 소요가 많은 단점이 있다.

반면, 2.7~7mm 두께를 갖는 파형강판은 파형단면의 적용으로 인해 동일한 두께의 강판에 비해 단면계수가 10~30배 정도가 크며, 연성구조물로서 외부하중에 대해 뒷채움 효과 구조물이 동시에 저항하는 합성구조계의 특성을 갖는다. 또한, 경량구조로서 재료의 용이한 운반과 현장에서의 간단한 볼트연결로 시공되므로 기존의 콘크리트 라이닝에 비해 공기단축과 공비를 절감할 수 있는 경제적인 구조물이다.

국내외적으로 파형강판 구조물은 암거, 수로 시설, 단스팬 교량, 생태계 통로 등으로 널리 시공되고 있으며, 역학적인 장점과 경제성으로 인

해 1989년을 기준으로 북미지역 지중구조물 수요의 40% 이상을 점유하고 있다. 이에 비해 국내의 경우 1997년부터 적용되어 오고 있으나, 아직까지 장스팬의 대단면 구조물 적용을 위한 연구는 미흡한 실정이다.

파형강판 구조물에 대한 외국의 설계시방은 과거에는 압축링을 해석모델로서 적용하여 압축력만을 설계단면력으로 제시하였으나, 이는 단면의 규모가 소규모 원형 또는 아치형 파형강판 구조물에 적용하였을 경우 적절한 해석 방법이었으나, 최근에 개정된 AASHTO(1996)와 CHBDC(2000)의 경우 장지간(10m 이상) 파형강판 구조물의 휨거동을 고려하여 휨모멘트와 압축력을 설계단면력으로 적용하고 있다. 그러나, 국내의 경우 파형강판 구조물에 관한 설계규정이 없으므로, 실제 구조물의 설계시 압축링모델이나 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 고려하지 않은 해석모델을 사용하고 있다. 따라서, 그 신뢰도가 낮고 적용상 제한이 따른다.

따라서 본 연구에서는 파형강판을 개착식 터널 라이닝으로 도입하기 위한 초기 단계에 있어서 파형강판 라이닝의 유한요소 해석을 수행하고 계산된 압축력과 모멘트를 이용하여 파형강판이 보편화되어 있는 캐나다의 CHBDC(Canadian Highway Bridge Design Code, 2000) 규정에 의해 안정성을 검토한 후 몇 가지 조건에 의해 발생하는 단면력의 경향을 분석함으로써 터널 라이닝으로서의 새로운 재료의 거동 특성을 규명하고자 하였다.

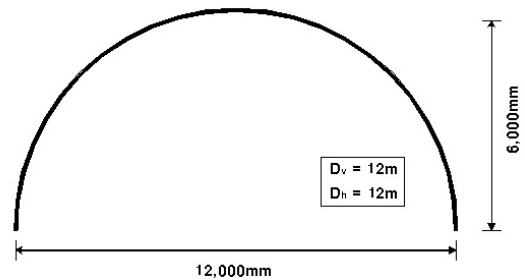
또한 현장에서의 시공 단계를 모사한 1/40 scale의 모형토조 실험과 동일한 scale의 수치

해석을 수행하여 본 연구에서 사용한 수치해석 기법의 적정성을 검증하였다.

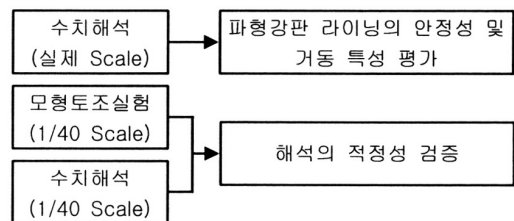
2. 연구내용 및 방법

파형강판 라이닝 적용을 위한 개착식 터널 단면은 [그림 1]에서 보는 바와 같이 직경이 12m인 반원 아치형으로서 고속도로 2차로 도로터널을 기준으로 하였다.

본 연구에서는 지반·구조물 상호작용을 고려한 파형강판 라이닝의 안정성 및 거동 특성을 분석하고자 [그림 2]와 같이 2차원 유한요소 해석을 수행하였으며, 1/40 Scale 모형토조실험결과와 수치해석결과를 비교함으로써 본 연구에서 적용한 수치해석기법의 적정성을 검증하였다.



[그림 1] 개착식 터널 라이닝 단면 규격



[그림 2] 연구내용

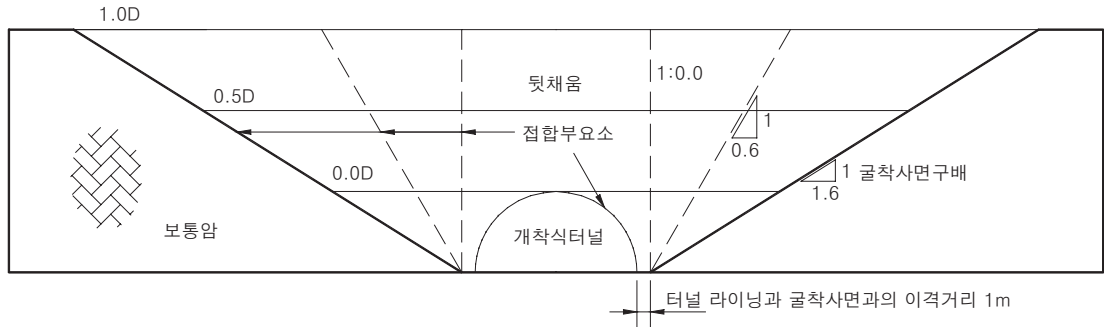
라이닝의 거동에 영향을 미치는 여러 인자 중 본 연구에서 적용한 기하학적 조건은 다음과 같다([그림 3]).

라이닝과 굴착사면과의 이격거리는 1m이며 굴착사면의 구배를 1:0.0, 1:0.6, 1:1.6으로 하여 해석 하였다. 이러한 굴착 경사는 원지반 종류에 따라 결정되는 경사로서 도로터널의 경우 일반적인 범위에 해당한다.

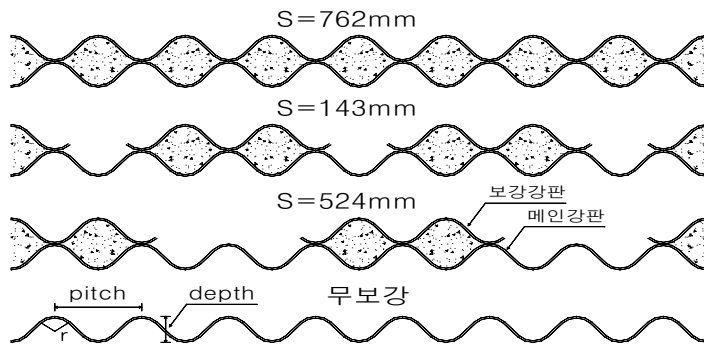
또한 라이닝 상부의 토피고를 0.0D(1.5m) 0.5D(6.0m), 1.0D(12.0m)로 다짐조건에 의해

성토과정을 모사하면서 해석을 수행하였으며, 여기서 D는 라이닝의 직경에 해당한다. 일반적으로 0.0D라 함은 라이닝 천단부까지 성토함(0.0m)을 의미하는데, 파형강판의 경우 최소토 피고가 천단부에서 1.5m로 규정되어 있으므로 본 연구에서는 1.5m를 0.0D로 표기하였다.

본 연구에서는 무보강 파형강판과 EC (Encased Concrete) Rib 보강 파형강판 단면을 적용하여 해석하였으며, EC 합성보강 파형강판은 [그림 4]에 나타난 바와 같이 본 구조체와 맞대어



[그림 3] 파형강판 개착식 터널의 해석단면



[그림 4] 무보강 및 EC 합성보강 단면

파형강판을 보강한 뒤, 구조물의 축강성을 증대시키기 위해서 두 파형강판 사이의 공간을 콘크리트로 채운다. 여기서 본 구조체 파형강판의 2피치를 둘러싸도록 보강 파형강판을 설치하며, 이러한 보강되는 파형강판의 중심간격은 1524mm, 1143mm, 762mm의 3가지 종류로 구분된다.

본 연구에서 적용한 단면에서 구조물의 형상 값은 [그림 1]을 참조하여 구하면 와 는 12.0m이며 곡률반경(R)과 정점부에서의 곡률반경(Rc)은 6.0m이다. 또한 파형강판 구조물의 단면 물성치로는 탄성계수(E) 2.1kgf/cm², 항복강도(f_y)는 285MPa, 메인강판과 보강강판의 두께(t) 7.01mm를 적용하였으며, 두께 7.01mm로 이루어진 파형강판의 단면 제원은 다음의 <표 1>과 같다.

<표 1(a)> 파형강판의 형상 및 재원

구분	형상 및 재원
D _h , D _v	12.0m
R, R _c	6.0m
탄성계수	2.1×10 ⁶ kgf/cm ²
항복강도	285MPa(2906kgf/cm ²)

<표 1(b)> 파형강판의 파형규격(2002, 한국도로공사)

두께 (t, mm)	골의 피치 (p, mm)	골의 깊이 (d, mm)	굽힘반지름 (r, mm)
7.01	380	140	76

이상과 같은 조건에 의해서 본 연구에서 수행한 실제 scale의 수치해석 Case는 다음의 <표 2>와 같으며, 모형 scale의 실험 및 수치해석은 <표3>과 같다.

<표 2> 실제 scale 수치해석 case

파형강판 단면	토피고	개착경사
무보강	0.0D	1:0.0(수직)
1524mm 보강	0.5D	1:0.6
1143mm 보강	1.0D	1:1.6
762mm 보강		

<표 3> 모형 scale 실험 및 수치해석 case

단면 두께	토피고	개착경사
aluminum 0.20mm	0.0D	
aluminum 0.30mm	0.5D	1:1.6
aluminum 0.35mm	1.0D	

3. EC합성구조물의 안정성 검토 방법

3.1 안정성 검토 절차(CHBDC 2000)

EC 합성보강 파형강판 구조물의 안정성 검토 절차는 [그림 5]에 나타난 바와 같이 EC 합성보강재의 설치에 따른 등가단면을 계산하고, 설계 단면력(압축력)을 산정한 뒤, 이에 대한 구조적인 안정성, 시공 중 안정성, 기타사항 등을 검토하는 순서로 진행된다.

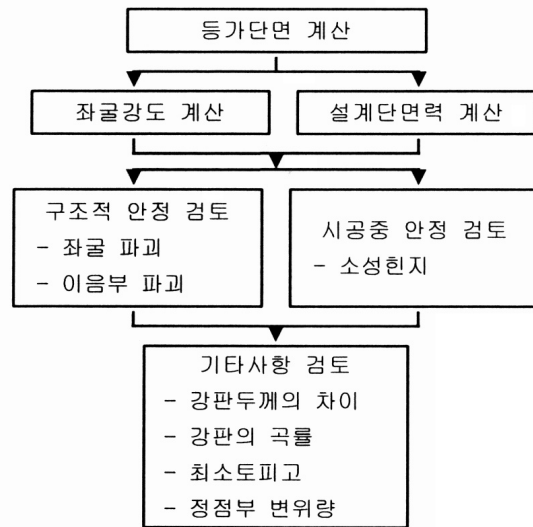
3.2 등가단면의 계산 방법

EC 합성보강구조물의 등가단면의 계산방법으로는 캐나다에서 가장 일반적으로 적용되고 있는 누가단면(Cumulative section), 전유효단면(Fully effective section), 세정단면(Washed

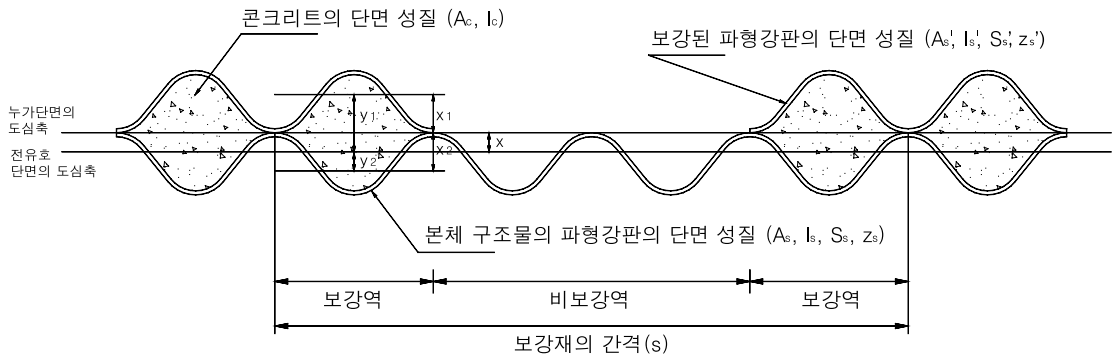
section)이 있다. [그림 6]에 도시된 바와 같이 각 단면법에 의한 단면계수는 도심축을 정하는 기준에 의해 약간의 차이를 나타낸다.

3.3 좌굴안정성 검토 방법

CHBDC(2000)에서는 설계단면력을 압축력 (T_f)으로 정의하고 있으며 (식 1)과 같이 이를 강



[그림 5] EC 합성보강 구조물의 안정성 검토 절차



[그림 6] 2피치 파형강판으로 보강된 EC 합성보강재의 종단면($s=1524\text{mm}$)

판의 단면적(A)으로 나눈 압축응력(f_c)이 (식 2) 또는 (식 3)에 의해 계산된 좌굴강도(f_b)보다 작을 경우 좌굴안정성이 확보된다. 좌굴강도(f_b)는 구조물의 최대 곡률반경(R)의 범위에 따라 (식 2)의 탄성좌굴과 (식 3)의 비탄성좌굴로 구분하여 계산된다.

$$f_c (= \frac{T_f}{A}) \leq f_b \quad (\text{식 1})$$

$$f_b = \frac{3\phi \cdot t \rho F_m E}{(KR/r)^2}, R > \frac{r}{K} \left(\frac{6E\rho}{F_y} \right)^{0.5} \quad (\text{식 2})$$

$$f_b = \phi \cdot t F_m \left(F_y - \frac{F_y^2}{12E\rho} - \left(\frac{KR}{r} \right)^2 \right),$$

$$R \leq \frac{r}{K} \left(\frac{6E\rho}{F_y} \right)^{0.5} \quad (\text{식 3})$$

여기서는 ϕ 는 강도감소계수로서 0.8, 는 토 포고(H)를 고려한 감소계수, F_m 은 구조물이 연속적으로 시공될 경우를 고려한 감소계수, E 는 구조물의 탄성계수, K 는 구조물과 뒷채움 흙의 상대강성을 나타내는 계수, $r (= \sqrt{\frac{I}{A}})$ 는 구조물의 회전반경, F_y 는 파형강판의 항복응력을 의미한다.

EC 합성보강 구조물의 좌굴 안정성 검토는 CHBDC(2001)에 규정된 강박스 구조물에 대한 좌굴강도 검토기준(식 1)과 동일하게 수행되며, 이때 적용되는 단면성질은 EC 합성보강재의 강재부분만을 고려한 등가단면 성질을 적용한다.

3.4 이음부 안정성 검토 방법

종방향 볼트 이음부에서는 강판에 작용하는 단면력을 볼트의 전단강도를 통해 지지하며, 이음부의 안정성 검토는 (식 4)에 의해 검토한다.

국내에서 생산되는 대골형 강판의 종방향 볼트 이음부의 최소강도 (S_s)는 7.01mm 강판에 직경 20mm의 볼트를 피치당 6개 연결하였을 경우 214.2 tf/m이며, 규정된 이음부 최소강도 (S_s)에 강도감소계수 $\Phi_f=0.67$ 을 곱한 전단강도에 대해 검토한다.

$$0.67S_s \geq T_f \quad (\text{식 4})$$

EC 합성보강 구조물의 볼트 이음부 강도는 보강재의 설치간격에 따른 영향(a_s)을 고려하여 (식 5)와 같이 검토한다.

$$a_s \times (0.67S_s) \geq T_{f(ec)} \quad (\text{식 5})$$

여기서 a_s 는 EC 합성보강재의 간격 (s)이 762mm일 경우 2.0, 1143mm일 경우 1.75, 1524mm일 경우 1.5를 적용한다.

3.5 시공 중 안정성 검토 방법

CHBDC(2000)에서는 기존의 유연도 계수 대신에 Duncan(1979)의 SCI(Soil-Culvert Interaction) 방법을 적용하여 시공 중 안정성을 검토하고 있다.

SCI 방법은 시공 중 토포고(H_c)가 구조물 지간(D_v)의 1/8~1/4 범위($0.125 < H_c/D_v < 0.25$)에

서는 압축력보다 휨모멘트에 의해 구조물의 거동이 좌우되므로 구조물은 좌굴에 의해 파괴되지 않고 압축력 및 휨모멘트의 복합작용에 의한 소성한지의 발생에 의해 파괴되며, 이러한 소성한지 발생에 대한 검토를 3단계의 시공과정(정점부까지 뒷채움 시공, 정점부 상단의 뒷채움 시공, 시공장비의 재하)에 대해 수행하고 있다.

시공 중 안정성 검토시에는 허용응력의 개념을 적용하므로, 하중계수와 강도감소계수를 고려하지 않으며 다음의 (식 6)과 같이 보-기둥 부재의 1차 항복개념을 적용한다.

$$\left(\frac{P}{P_{pf}}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_{pf}}\right| \leq 1 \quad (\text{식 6})$$

시공 중 구조물 내에 발생하는 압축력(P)은 정점부 상단의 뒷채움 시공에 의한 압축력(T_D)과 시공장비의 재하에 의한 압축력(T_c)의 합으로 구성된다.

시공 중 구조물에 발생하는 휨모멘트(M)는 정점부까지 뒷채움에 의한 휨모멘트(M_1), 정점부 상단의 뒷채움에 의한 휨모멘트(M_B), 시공장비의 재하에 의한 휨모멘트(M_C)의 합으로 구성된다. 소성압축력(P_{pf})과 소성모멘트(M_{pf})는 다음의 (식 7)과 (식 8)에 의해 각각 계산되며, 이때 소성저항계수 ϕ_h 는 0.7을 적용한다.

$$P_{pf} = \phi_h A F_y \quad (\text{식 7})$$

$$M_{pf} = \phi_h Z F_y \quad (\text{식 8})$$

여기서, Z 는 소성단면계수이다.

4. 등가단면 및 좌굴 강도의 계산

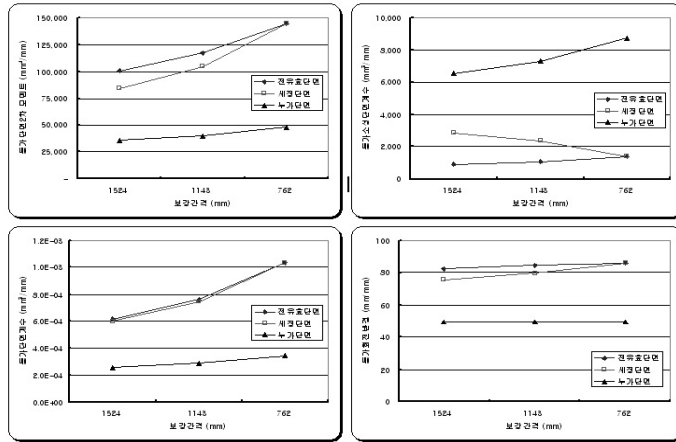
4.1 등가단면의 성질 계산

3절의 EC 합성구조물의 안정성 검토 방법에서 기술한 3가지 단면법에 의해 등가단면 성질을 계산한 결과, [그림 7]에 보는 바와 같이 등가단면적은 단면환산법에 관계 없이 보강간격 별로 모두 동일한 등가 단면적이 계산되었다. 등가단면2차 모멘트와 등가단면계수 및 등가회전반경의 경우 전유효단면 > 세정단면 > 누가단면의 순으로 크게 산정되었으나 전유효 단면법과 세정단면법으로 구한 단면성질은 보강간격이 좁아질수록(즉, 보강이 더 많이 될 수록) 거의 동일한 값을 나타내었으며, 이는 누가 단면법에 의해 계산된 값들과는 현저한 차이를 나타냈다.

반면 등가소성단면계수의 경우 이와는 반대의 경향이 나타나서 누가단면 > 세정단면 > 전유효단면의 순으로 큰 값을 나타내었으며 본 등가소성단면계수의 경우도 마찬가지로 보강간격이 좁아질 수록 전유효단면의 결과와 세정단면의 결과가 거의 동일한 값을 나타내었다.

4.2 좌굴 강도의 계산

CHBDC(2000)에 의해 계산되는 EC-Rib 보강 파형강판 지중구조물의 좌굴강도는 구조물 자체의 강도만으로 계산되어지는 것이 아니고 구조물의 형상, 뒷채움재, 보강간격 등에 따라 동일한 구조물이라고 하더라도 달리 계산되게 된다. 즉, 구조물과 주변지반의 합성거동에 의해

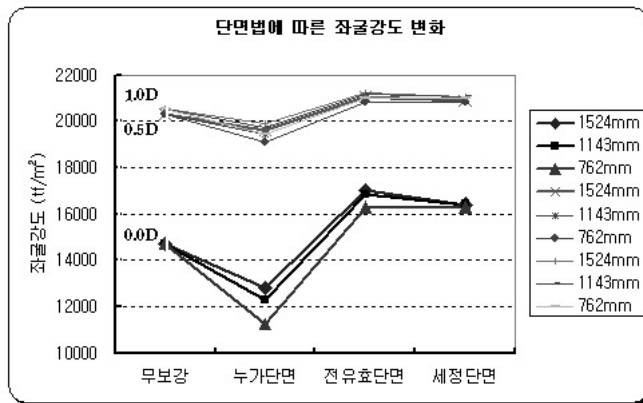


[그림 7] EC 합성보강 단면의 등가단면 성질

구조물의 좌굴강도가 계산되어지게 되며, 이는 구조물에 작용되는 압축응력에 또한 영향을 미치게 된다.

본 연구에서는 3절에서 서술한 방법에 의해 무보강 및 EC-Rib 합성 보강단면의 좌굴강도를 3가지 단면법에 의해 계산하였으며, 계산된 값

을 [그림 8]에 나타내었다. 전유효단면과 세정단면에 의해 구해지는 좌굴강도는 거의 동일한 값을 나타내는데 반해 누가단면법에 의해 계산되어지는 좌굴강도는 다소 작은 강도를 나타내었다. 또한 토피고 증가에 따라서 지반구조물 합성 작용에 의해 좌굴강도가 증가하지만, 토피고



[그림 8] 단면법에 따른 좌굴강도

0.5D 이상이 되면 좌굴강도의 변화가 거의 없는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 상기의 단면법 결과 중 보강역과 비보강역을 엄밀히 계산하는 방법인 전유효 단면법에서 구한 단면 성질을 이용하여 수치해석을 수행하였다.

5. 유한요소 해석 모델링

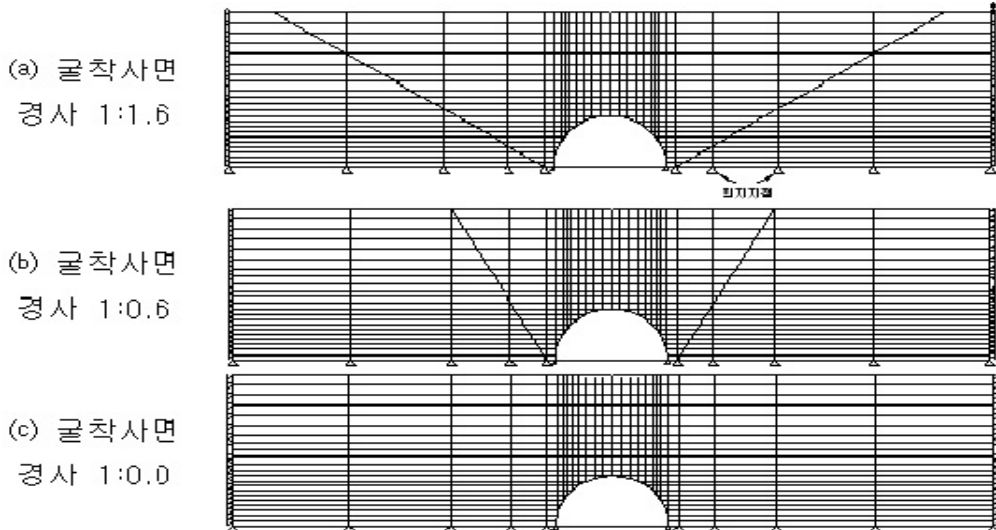
본 연구에서는 연성구조인 파형강판 구조물의 거동을 해석하기 위해서 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 반영할 수 있는 프로그램인 CANDE(Culvert ANalysis and DEsign)를 사용하여 다음 [그림 9]와 같이 모델링하였다. 본 유한요소해석 모델을 구성하는 요소는 보-기둥 요소, 뒷채움 흙요소, 접합부요소(Interface

element) 등이다.

파형강판 구조는 2절점 보-기둥요소로 모델링하였으며, 탄성계수(E)는 $2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$, 포아송비(ν)는 0.3, 단위중량(r)은 7.85tf/m^3 값을 사용하였다.

뒷채움 흙의 모델은 비선형 거동과 응력의존적인 응력-변형을 관계를 갖는 Duncan과 Chang(1970)의 쌍곡선 모델(Hyperbolic model) 중에서 “지중강판구조물 설계 및 시공지침(한국도로공사 2001)”에서 제시된 다짐도 95%의 GW, GP, SW, SP에 해당하는 재료로 모델링 하여 단위중량(r)은 2.24tf/m^3 , 내부마찰각 36° , 점착력 0tf/m^2 값을 사용하였다.

이러한 흙 요소는 각 절점에서 2개의 자유도를 갖는 4절점(사각형) 혹은 3절점(삼각형)요소로 모델링하고, 실제 시공 과정을 고려하여 성토



[그림 9] 단면법에 따른 좌굴강도

단계를 모사하였다.

또한, 뒷채움 흙과 구조물의 불완전 합성거동을 고려하여 구조물의 절점을 접합부 요소로 모델링하였으며, 일반적인 파형강판과 뒷채움 흙 사이의 접합부 요소의 접선방향 마찰계수는 0.4, 법선방향의 인장강도(tensile breaking force)는 1.75N/cm의 값을 적용하였고, 굴착사면과 뒷채움 지반 사이의 접합부 요소는 거시적으로 볼 때 개착사면의 요철이 뒷채움 흙으로 메워질 것이므로 뒷채움 흙의 마찰각과 점착력을 사용하여 계산한 값을 사용하였다. 시공중 활하중에 의한 영향을 검토하기 위하여 [그림 10]과 같이 현장에서 일반적으로 사용되는 총하중 40.75tf인 토사운반용 4축 덤프트럭의 가장 무

거운 후륜축의 하중을 Boussinesq의 탄성이론을 적용하여 다음 <표 4>와 같이 토피고별 종방향으로 연속적인 선하중으로 치환하였다.

6. 안정성 평가

6.1 좌굴안정성 평가

수치해석 결과로부터 계산된 단면력을 이용하여 캐나다 도로교 시방서(CHBDC 2000)에 의한 좌굴에 대한 안정성 평가를 토피고 항목인 최소 토피고(0.0D), 0.5D, 1.0D와 굴착사면구배 항목인 1:0.0, 1:0.6, 1:1.6 별로 수행한 결과 다음과 같다.

보강하지 않은 파형강판은 [그림 11]의 (a)에서와 같이 토피고 1.0D에서 3가지 굴착사면구배에 대하여 모두 압축응력이 좌굴강도값을 초과하였으나, EC 합성보강 단면의 경우 [그림 11]의 (b), (c), (d)에서 보는 바와 같이 보강간격 1524mm, 1143mm, 762mm에서 모두 토피고 1.0mm까지 좌굴에 대해 안정함을 나타냈다.

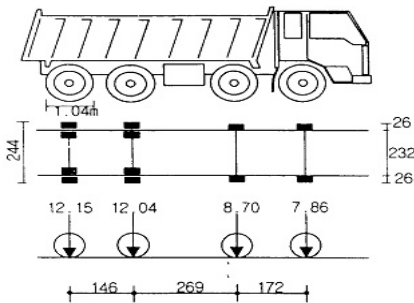
6.2 이음부 안정성 평가

수치해석 결과로부터 계산된 단면력을 이용하여 캐나다 도로교 시방서(CHBDC 2000)에 의한 이음부에 대한 안정성 평가를 토피고 항목인 최소 토피고(0.0D), 0.5D, 1.0D와 굴착사면구배 항목인 1:0.0, 1:0.6, 1:1.6 별로 수행한 결과 다음과 같다.

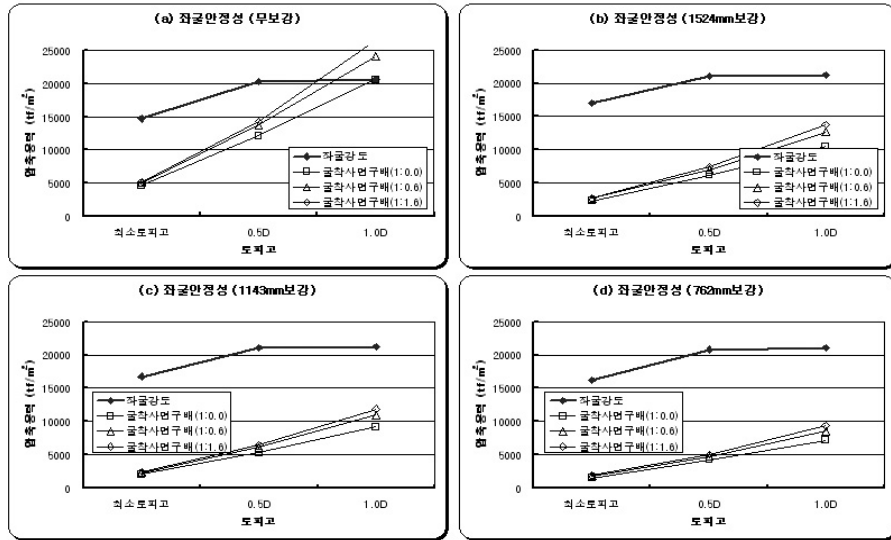
무보강 파형강판 라이닝은 토피고 1.0D에서 3가지 굴착사면구배에 대하여 모두 설계단면력

<표 4> 시공장비의 선하중 강도

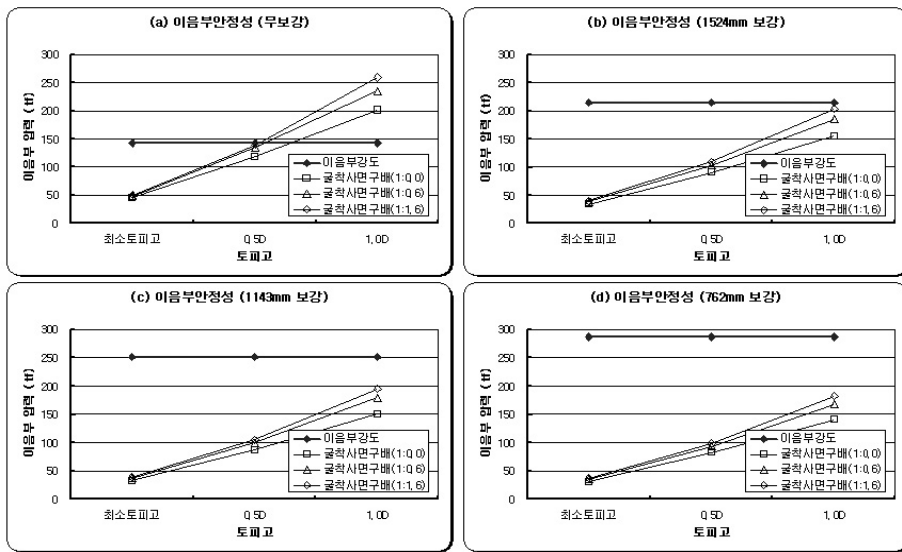
토피고 (m)	선하중 강도 (t/m)
1.5	2.9
2.0	2.7
2.5	2.4
3.0	2.2



[그림 10] 시공장비



[그림 11] 파형강판 라이닝의 좌굴 안정성



[그림 12] 파형강판 라이닝의 이음부 안정성

이 볼트 이음부 강도를 초과하였다.

EC 합성보강 라이닝은 1524mm 보강 시 토

피고 1.0D의 굴착사면구배 1:0.6, 1:1.6의 경우,

그리고 1143mm 보강 시에는 토피고 1.0D의 굴

착사면구배 1:1.6에서 설계단면력이 볼트이음부 강도를 초과하였다. 그러나 762mm 보강에 대해서는 토피고 1.0D까지 모든 case에서 설계단면력이 볼트 이음부 강도를 만족하는 것으로 나타났다(그림 12).

6.3 시공 중 안정성 평가

파형강판 구조물 시공 시 흙을 가득 실은 토사 운반용 트럭은 최소토피고(1.5m)가 확보될 때까지 주행시키지 않는 것이 원칙이다. 따라서 파형강판 구조물의 보강간격별로 시공 중 안정성을 토피고/지간이 0.25 이하 가운데 최소토피고(1.5m)와 토피고/지간이 0.25에 해당하는 3.0m에 대하여 검토하였다.

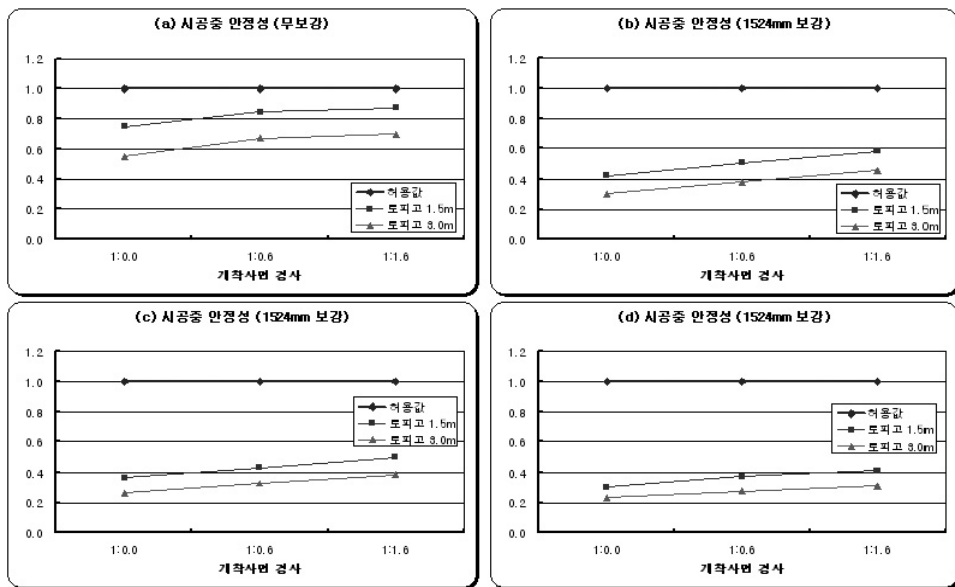
시공 중 안정성 검토결과 (식 6)에 의한 최대

값은 0.87로서 무보강시 굴착사면구배 1:1.6일 경우 최소 토피고에서 발생하였고 그 외 나머지 보강 및 굴착사면, 토피고에 대해서도 1.0을 초과하지 않아 소성현상이 발생하지 않는 것으로 나타났다(그림 13).

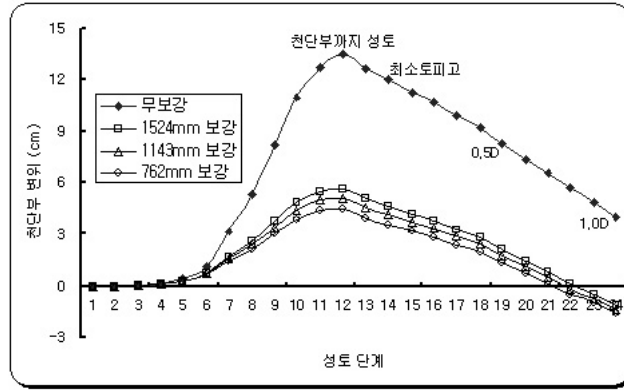
6.4 기타사항 평가

CHBDC(2000)에서 규정하고 있는 기타사항 검토 항목으로는 볼트이음부의 강판두께 차이, 강판의 곡률, 최소토피고, 시공중 정점부 변위량이다. 이 중 앞의 2가지 항목은 본 라이닝 단면에 대해 해당사항이 없으며 최소토피고 규정은 본 연구에서 적용하였으므로 정점부의 변위량을 검토하면 다음과 같다.

수치해석결과 정점부에서의 최대수직변위는



[그림 13] 파형강판 라이닝의 시공중 안정성



[그림 14] 파형강판 라이닝의 정점부 변위량

무보강시 굴착사면구배 1:1.6에서 라이닝 정점 부까지 성토 시 발생하였고 모든 경우에 있어서도 정점부까지 성토 시에 천단부에서 최대수직 변위가 발생하였다. 캐나다 도로교 시방서 (CHBDC 2000)에서는 정점부의 최대 허용 변위량을 구조물 높이의 2%(12cm) 이내로 규정하고 있으며, 무보강시 토포고 0.0D에서 모든 굴착사면구배에 대해 정점부 변위량이 최대 허용 변위량을 초과하였으며, EC 합성보강 단면의 경우 정점부에서의 변위량이 최대 허용 변위량 이내인 것으로 나타났다([그림 14]).

7. 파형강판 라이닝의 거동 특성 평가

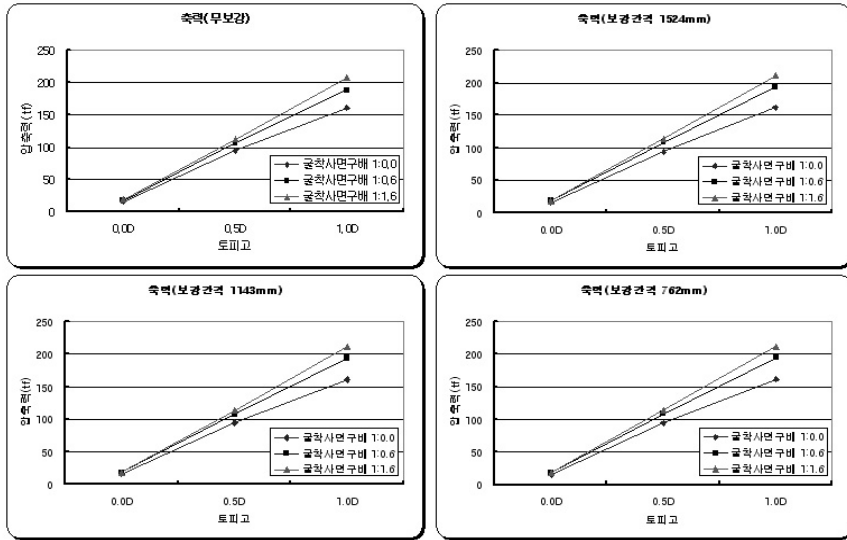
7.1 파형강판 라이닝의 축력

파형강판 라이닝에 유발되는 축력은 [그림15]에서 보는 바와 같이 토포고가 증가할수록 선형적인 증가 경향을 나타냈다.

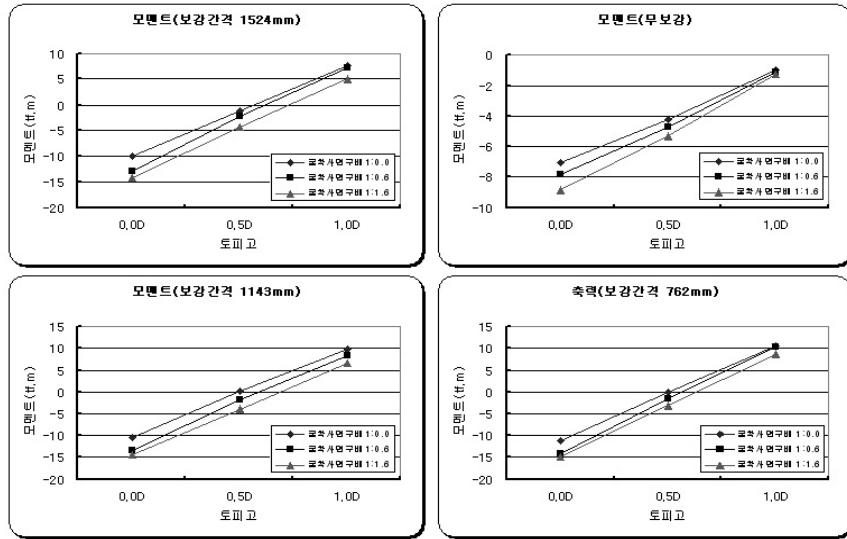
토포고가 터널 천단부에 이르렀을 때(0.0D)의 축력은 굴착구배에 의한 영향을 받지 않고 거의 일정한 값을 나타냈으나 토포고가 증가함에 따라서 굴착구배의 영향을 받아서 굴착사면의 구배가 낮아질(완만할)수록 그 값이 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 발생하는 축력 값은 보강간격의 증감에 영향을 받지 않고 거의 일정한 값을 나타내었다.

토포고가 증가할수록 축력이 선형적인 증가 경향을 보이는 것은 라이닝 상부에 놓이는 되메움 지반의 자중이 구조물의 축력 유발에 지배적인 요소임을 반영하는 것으로 판단되며, 굴착사면의 구배가 완만할수록 축력이 증가하는 것은 사면경사가 완만할수록 굴착사면과 되메움 흙의 마찰에 의한 영향이 작아짐과 동시에 토사량의 증가로 인한 토압증가가 지배적 요인이 된 것으로 판단된다.

최대 축력은 토포고 1.0D일 경우 터널 라이닝 하단부에서 발생하였고, 굴착사면구배 1:1.6에



[그림 15] 토피공에 따른 최대 축력(하단부)



[그림 16] 토피고에 따른 최대 모멘트(천단부)

서 1:0.0으로 높아질수록 터널 라이닝의 하단부에서 발생된 최대축력은 전체적으로 약 20%정도 감소하였다.

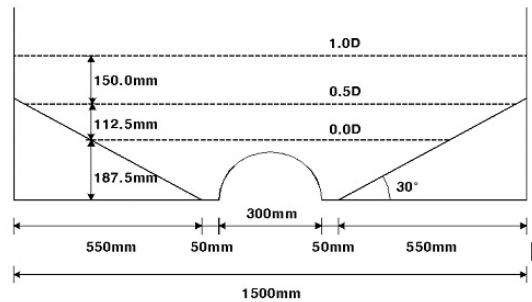
7.2 파형강판 라이닝의 모멘트

파형강판 라이닝에 유발되는 최대 모멘트는 [그림 17]

림 16]에서 보는 바와 같이 터널의 정점부(0.0D)까지 성토시 라이닝 천단부에서 발생하였고, 이후 성토고가 증가함에 따라 모멘트는 점점 감소하여 토피고 0.0D를 전후로 하여 모멘트의 부(-)와 정(+)이 반전하여 다시 증가하는 것으로 나타났다. 또한 굴착사면의 구배가 낮아질(완만할)수록 최대 모멘트는 증가하는 것으로 나타났다.

굴착사면의 구배가 낮아질수록 천단부에서의 최대 모멘트가 증가하는 것은 굴착면과 터널 구조물 사이의 되메움 공간이 넓어져 터널 측벽에 작용하는 수평토압이 증가가 원인인 것으로 판단된다.

굴착사면구배 1:1.6에서 1:0.0으로 높아질수록 터널 라이닝의 천단부에서 발생된 최대 모멘트는 전체적으로 약 15~30%정도 감소하였다.



[그림 17] 모형토조

8. 수치해석의 적정성 검증(모형토조 실험)

8.1 수치해석의 적정성 검증 방법

본 연구에서 제시한 유한요소 해석 결과의 적정성을 검증하기 위하여 모형토조 실험을 수행하였다.

본 연구에서 사용한 모형토조는 한국건설기술연구원에서 『복개 터널구조물의 거동해석 및 설계요소기술개발』(2002. 12.)에 사용한 모형토조로서, 터널구조물의 천정부에서의 최대 토피고가 터널 폭의 1배 정도인 현장 조건을 반영한 모형 실험을 수행하였으며 모형 토조의 형상은 [그림 17]과 같다. 뒷채움 흙의 경우도 상기와 동일한 흙(주문진 표준사)을 사용하였으며, 일정한 높이

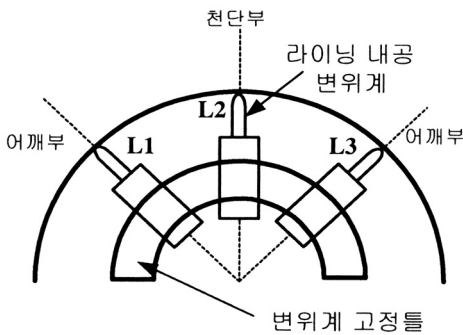
에서 강사하여 다짐하였다.

본 실험에 사용한 주문진 표준사의 물성은 비중 2.62, 최대 및 최소단위중량은 각각 $1.67tf/m^3$ 및 $1.38tf/m^3$ 이며, 곡률계수와 균등계수는 각각 1.59 및 1.21이다.

모든 형태의 변형이 내부라이닝에 응력을 유발하지만 이 중에서도 천단침하가 가장 구조물의 안정에 영향을 주며, 터널 어깨부의 변형은 구조물의 형상변화와 직접적인 연관성이 있는 변형이기 때문에 본 연구에서는 구조물의 천단부 침하와 어깨부의 변형을기준으로 수치해석의

적정성을 검증하였다.

계측을 위한 라이닝 내공변위계는 일본 KYOWA사의 DTH-A-5로서 최대측정범위 5mm, 사용온도 0~60℃의 것을 사용하였다([그림 18]).



[그림 18] 내공변위계

모형 터널 라이닝 제작을 위한 상사 조건으로는 (식 9)와 같이 라이닝의 강성(EI)을 기준으로 하였으며, 1/40 스케일이므로 $\lambda=40$ 을 적용하여 라이닝 두께를 계산하였다.

$$E_m I_m = 1/\lambda \cdot E_p I_p \quad (\text{식 9})$$

여기서, E_m , E_p 및 I_m , I_p 는 각각 모델체와 Prototype의 탄성계수와 단면 2차 모멘트이다.

위의 식을 이용하여 계산된 라이닝 두께는 <표 5>와 같으며 보강간격 1143mm 및 762mm의 경우 계산된 모델체의 두께가 거의 차이가 없어 실제 시험시 0.35mm의 두께로 시험하였다. 시험은 실제의 시공과정을 모사하였으며, 각

Case 별로 6회의 시험을 수행하여 이 중 시험 오차가 비교적 양호한 3개의 시험결과를 수치해석 결과와 비교하였다.

<표 5> 모델체 두께 계산 결과 및 제작 두께

Prototype 보강간격 (mm)	모델체의 두께(mm) 재료 Aluminum	
	계산	시험
무보강	0.20	0.20
1524	0.32	0.30
1143	0.33	0.35
762	0.36	0.35

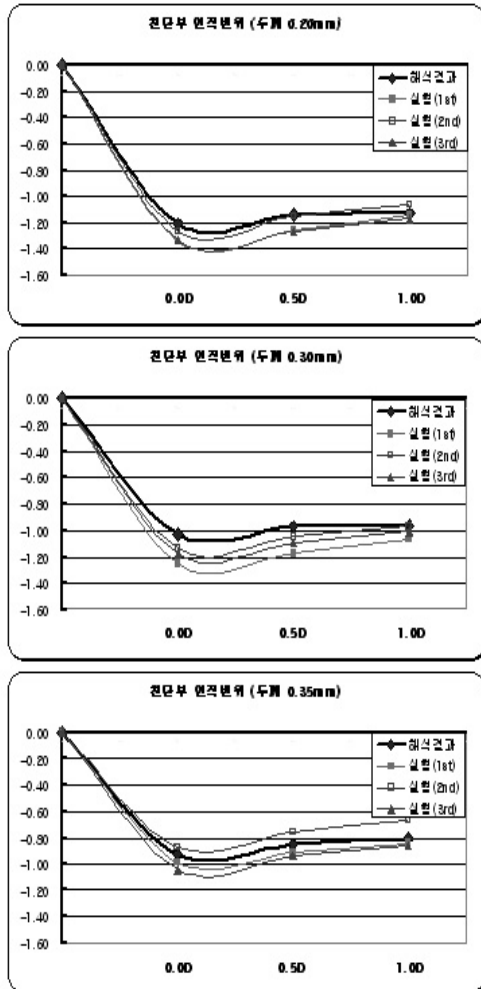
8.2 시험결과 및 수치해석결과

1/40 scale의 모형토조 시험결과와 수치해석 결과를 비교 검토한 결과는 다음과 같다.

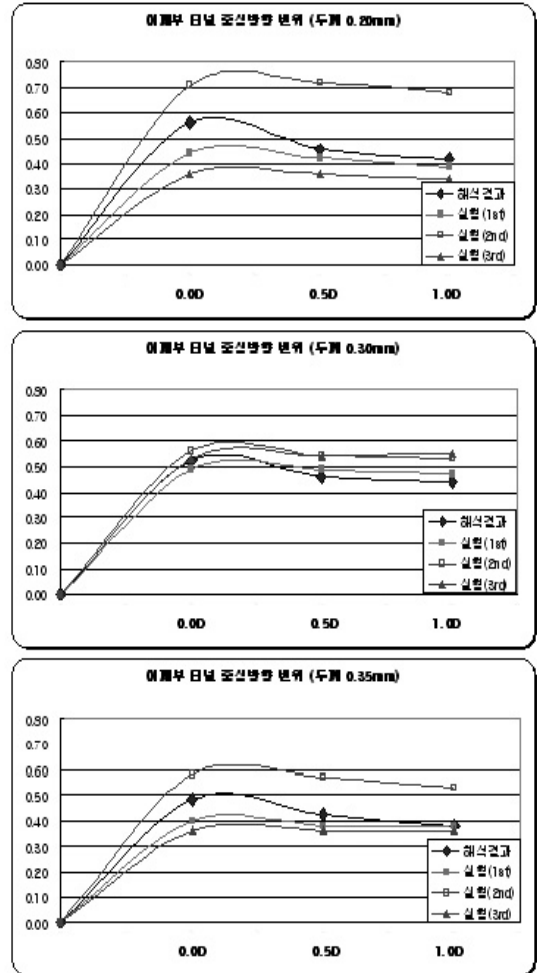
라이닝 천단부 침하 양상은 [그림 19]에 나타난 바와 같이 모형토조 시험과 유한요소 해석 결과가 매우 유사한 양상을 나타냈으며 두 값의 오차는 10%내외인 것으로 나타났다. 이와 같은 결과로 미루어 시험 오차를 감안한다면 본 연구에서 수행한 유한요소 해석 기법 및 결과는 신뢰할 수 있을 것으로 판단된다.

터널 어깨부의 변형량 측정 결과는 [그림 20]에 나타난 바와 같이 수치해석 값과 시험 값의 경향은 유사하게 나타났으나, 최종 성토고(1.0D)에 이르러서는 천단부의 비교 결과에 비해 다소 많은 오차가 발생하였는데, 이는 시험시, 좌우측 성토 단계에서의 성토고를 동일하게 하지 못한

에 따른 실험적 오차로 판단되며 초기 성토 단계에서의 변형이 최종 성토고에 이르러서 회복되지 않은 것으로 판단된다.



[그림 19] 수치해석과 실험 결과의 천단부 변위량 비교(단위 mm)



[그림 20] 수치해석과 실험 결과의 어깨부 변위량 비교(단위 mm)


8. 결론

본 연구에서는 대골형 파형강판을 개착식 터널에 적용하였을 경우의 조건별 경향 분석과 안정성 검토를 수행하였으며, 국내에서 개착식 터

널 설계 및 시공에 있어 적용되는 일반적인 단면 형상 및 지반 및 원지반 형상을 기준으로 파형강판 라이닝의 안정성 및 거동특성 평가를 수행한 결과 다음과 같다.

- (1) 수치해석에 의한 파형강판 라이닝의 안정성 검토 결과 EC 합성보강 라이닝의 경우 좌굴에 대해 안정한 것으로 나타났다.
- (2) 보강 간격 1143mm의 개착사면 경사 1:1.6에서 이음부 압력이 강도를 초과하는 것으로 나타났으므로 이음부 강도를 만족하기 위해서는 보강간격을 762mm로 하여야 할 것으로 판단되며, 부득이 보강간격 1143mm로 라이닝을 사용할 경우 개착사면의 경사는 1:0.6보다 급하게 해야 할 것으로 판단된다.
- (3) 시공 중 안정성 검토 결과 모든 해석 경우에 대해서 안정한 것으로 나타나 관련 뒷채움 규정과 다짐 규정을 준수한다면 큰 문제는 발생하지 않을 것으로 판단된다.
- (4) 조건별 파형강판 라이닝에 유발되는 축력은 토피고가 증가할수록 선형적으로 증가하였으며, 따라서 되메움 지반의 자중이 라이닝의 축력 유발에 지배적인 요소임을 반영하는 것으로 판단된다. 또한 토피고가 터널 천단부에 이르렀을 때(0.0D)의 축력은 굴착구배에 의한 영향을 받지 않고 거의 일정한 값을 나타내는 것으로 나타났다.
- (5) 최대 축력은 토피고 1.0D일 경우 터널 라이닝 하단부에서 발생하였고, 굴착사면구배 1:1.6에서 1:0.0으로 높아질수록 터널 라이닝의 하단부에서 발생된 최대축력은 전체적으로

약 20%정도 감소하였다.

- (6) 파형강판 라이닝에 유발되는 최대 모멘트는 터널의 정점부(0.0D)까지 성토시 라이닝 천단부에서 발생하였고, 이후 성토고가 증가함에 따라 모멘트는 점점 감소하여 토피고 0.0D를 전후로 하여 모멘트의 부(-)와 정(+)이 반전하여 다시 증가하는 것으로 나타났다. 또한 굴착사면의 구배가 낮아질(완만할)수록 최대 모멘트는 증가하는 것으로 나타났다.
- (7) 굴착사면구배 1:1.6에서 1:0.0으로 높아질수록 터널 라이닝의 천단부에서 발생된 최대 모멘트는 전체적으로 약 15~30%정도 감소하였다.
- (8) 본 연구에서 수행한 수치해석의 적정성을 검증하기 위하여 모형토조실험을 하였으며, 실험결과와 수치해석결과의 경향은 매우 유사하게 나타났으며, 오차는 10% 이내인 것으로 나타났다.
- (9) 이상의 연구결과로 미루어 EC 합성보강 파형강판은 기존의 콘크리트 대체 라이닝으로서 적합할 것으로 판단되며, 본 라이닝을 국내에 도입하기 위해서는 지진에 대한 내진 검토가 차후에 이루어져야 할 것으로 판단된다. 

참고문헌

1. 김명모 외(2001), “지중강판 구조물 실용화 연구보고서”, 서울대학교, pp.1~143.
2. 이석원 외(2002) “복개 터널구조물의 거동해석 및 설계요소기술개발”, 한국건설기술연구원,

- pp.1~231.
3. 이종구(2003), “지중강관 구조물 설계기준의 적용성 평가”, 박사학위 논문, 서울대학교, pp.1~202.
 4. 조삼덕 외(2000), “파형강관의 설계기준 및 시공지침에 관한 연구”, 한국건설기술연구원, 건기연 2000-059 pp.67~124.
 5. 조삼덕 외(2001), “장스팬 파형강관 구조물의 효율적 설계·시공을 위한 표준화 및 시공방안 연구”, 한국건설기술연구원, 건기연 2001-058, pp.1~91.
 6. 유건선(1997), “실험 및 수치해석에 의한 복개터널 주위의 지압과 터널라이닝의 역학적 거동에 관한 연구”, 서울대학교 박사학위 논문
 7. Abdel-Sayed, G; Bakht, B.(1982), “Analysis of Live-load Effects in Soil-steel Structures”, Transportation Research Record 878, pp.49~55.
 8. Clough, G.W. and Duncan, J.M.(1971), “Finite element analysis of retaining wall behavior”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div, ASCE, Vol.97, No. SM12, pp.1657~1674
 9. Duncan, J. M., Jeyapalan, JK.(1982), “Deflection of Flexible Culverts Due to Backfill Compaction”, Transportation Research Record 878, pp.10~16.
 10. Duncan, J. M.(1979), “ Behavior and Design of Long-Span Metal Culverts, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, No. 3, pp.399~417
 11. McVay, MC; Selig, ET.(1982), “Perfoemance and Analysis of a Long-span Culvert”, Transportation Research Record 878, pp.23~28.
 12. National Standard of Canada(2000), “Canadian Highway Bridge Design Code”, CSA International, pp.253~293.