

## 높은 아치형 지중강판 구조물의 시공 중 거동 분석

### Behaviors of the High-profile Arch Soil-steel Structure During Construction

이 종 구\*<sup>1</sup> Lee, Jong-Ku

조 성 민\*<sup>2</sup> Cho, Sung-Min

김 경 석\*<sup>3</sup> Kim, Kyung-Suk

김 명 모\*<sup>4</sup> Kim, Myoung-Mo

#### Abstract

The metallic shell of soil-steel structures are so weak in bending moment that it should sustain the applied load by the interaction of the backfill soil around the structures. The shell can be subjected to excessive bending moment during side backfilling or under live-load when the soil cover is less than the minimum value. The current design code specifies the allowable deformation and Duncan(1979) and McGrath et al.(2001) suggested the strength analysis methods to limit the moments by the plastic capacity of the shell. However, the allowable deformation is an empirically determined value and the strength analysis methods are based on the results of FE analysis, hence the experimental verification is necessary. In this study, the full-scale tests were conducted on the high-profile arch to investigate its behaviors during backfilling and under static live-loads. Based on the measurements, the allowable deformation of the tested structure could be estimated to be 1.45% of rise, which is smaller than the specified allowable deformation. The comparison between the measurements and the results of two strength analyses indicate that Duncan underestimates the earth-load moment and overestimates the live-load moment, while McGrath et al. predicts both values close to the actual values. However, as the predicted factors of safeties using two methods coincide with the actual factor of safety, it can be concluded that both methods can predict the structural stability under live-loads adequately when the cover is less than the minimum.

#### 요 지

지중강판 구조물은 강판부재 내에 발생하는 휨모멘트에는 매우 취약하기 때문에 그 주변을 양질의 흙으로 뒷채움하여 주변 흙과의 상호작용에 의하여 상부에 작용하는 하중을 지지한다. 그러나, 구조물 측면을 뒷채움할 때나 최소토포고를 확보하지 못한 상태에서 활하중이 작용할 때에는 강판부재내에 과도한 모멘트가 발생할 수 있다. 현재 설계기준에서는 허용변형량을 제시하여 시공 중에 과도한 변형이 발생하는 것을 방지하고 있으며 Duncan(1979)과 McGrath 등(2001)은 강도해석법을 제안하여 시공 중에 발생하는 모멘트를 강판의 소성강도 이내로 제한하고 있지만, 허용변형량은 경험적으로 규정한 값이고 강도해석에 의한 구조 안정성 검토는 유한요소 해석결과를 바탕으로 제안되었기 때문에 이들에 대하여 실험적 검증이 필요하다. 이 연구에서는 높은 아치형 구조물에 대한 실규모 현장시험을 실시하여 시공 중 거동과 활하중에 대한 하중지지 거동을 분석하였다. 시험결과를 바탕으로 시험시공 구조물의 허용변형량을 '높이의 1.45%'로 추정할 수 있었는데 이는 설계기준의 허용값인 '높이의 2%'보다 작은 값이었다. 또한, 예측결과를 Duncan과 McGrath 등이 제안한 강도해석결과와 비교하여 Duncan은 성토하중에 의한 모멘트는 과소평가하고 활하중 모멘트는 과대평가하지만 McGrath 등은 두 값을 모두 실제와 근접하게 예측함을 알 수 있었다. 그러나, 두 방법에

\*1 정회원, 포항산업과학연구원 강구조연구소 선임연구원 (Member, Associate Researcher, Research Institute of Industrial Science & Technology, ljk@rist.re.kr)

\*2 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 책임연구원 (Member, Chief Research Engineer, Korea Highway Corporation)

\*3 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 사면유지관리센터 연구원 (Member, Researcher, Korea Highway Corporation)

\*4 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Seoul National Univ.)

의한 소성힌지에 대한 안전율은 실제 안전율과 잘 일치하여 두 방법 모두 시공 중에 작용하는 활하중에 대한 구조 안정성을 적절히 평가할 수 있음을 확인하였다.

**Keywords :** Allowable deformation, Full-scale test, Soil-steel structure, Strength analysis

## 1. 서론

아연도금한 파형강판을 볼트조립하여 제작하는 지중 강판 구조물(soil-steel structure)은 1997년 국내 최초로 중앙고속도로 횡단도로용 구조물로서 적용한 이후, 고속도로를 비롯한 국내 각 건설공사 현장에서 그 적용사례가 급증하고 있으며 국내 토목기술자들 사이에도 널리 알려지고 있다. 2002년부터는 국내에서 기존에 생산해온 표준형 강판(150×50mm)보다 파형의 골을 깊게 하여 휨강성을 크게 증가시킨 대골형 강판(381×140mm)을 생산하기 시작하였고 이에 따라 현재 지간 20m가 넘는 장지간 구조물과 구조물 자체의 휨강성만으로 상부에 작용하는 하중을 지지하는 박스컬버트에 대한 연구가 진행되고 있다(조성민 등, 2003).

일반적으로 지중강판 구조물은 강판두께가 2.7~7.0mm로 매우 작기 때문에 파형을 주어 휨강성을 증가시키더라도 강판부재 내에 발생하는 휨모멘트에는 매우 취약하다. 따라서, 그 주변을 양질의 흙으로 뒷채움하여 주변 흙과의 상호작용에 의하여 상부에 작용하는 하중을 강판부재내의 압축력으로 지지하여야 한다. 주변 흙과의 상호작용이 충분히 발휘되기 위해서는 구조물 주변에는 양질의 흙을 충분히 다져야하며 상부아치 위에는 최소한의 토피고를 확보하여야 한다. 지중강판 구조물의 시공은 콘크리트 기초나 베딩을 설치한 후 그 위에 파형강판을 볼트조립하여 구조물을 완성하고 그 주변을 층다짐하는 순서로 진행한다. 지중강판 구조물은 기본적으로 연성구조물이기 때문에 측면을 뒷채움할 때에 상당한 변형이 발생하고 이는 강판부재 내에 과도한 모멘트를 유발할 수 있다. 또한, 시공 중에 최소토피고를 확보하지 못한 상태에서 상부아치 위로 다짐장비나 활하중을 운행하면 과도한 활하중 모멘트가 발생할 수 있다. 현재 캐나다 도로교시방서(CHBDC, 2000)에서는 시공 중 단면변형량에 대한 허용한계값을 규정하고 있고 시공 중에 작용하는 활하중에 대해서는 Duncan(1979)의 방법을 이용한 강도해석을 통하여 구조적인 안정성을 확보할 것을 제안하고 있다. 그러나, 시공 중 허용변형량

은 경험적으로 규정한 값이고 Duncan(1979)의 방법에 의한 구조 안정성 검토는 단순히 수치해석 결과를 바탕으로 제안되었기 때문에 이들에 대하여 현장시험을 통한 검증이 필요하다. 또한, McGrath 등(2001)은 Duncan의 모멘트 산정식을 보정하여 새로운 강도해석법을 제안한 바 있는데 이 방법도 역시 수치해석 결과를 바탕으로 제안되었기 때문에 이에 대한 검증도 필요하다.

본 연구에서는 국내 고속도로 현장에 높은 아치형 지중강판 구조물을 시험시공하고 이에 대한 시공 중 계측과 정적인 차량재하시험을 실시하여 시공 중 거동과 활하중에 대한 하중지지 거동을 분석하였다. 또한, 계측결과를 바탕으로 시험시공 구조물의 허용변형량을 추정하여 제안된 허용값과 비교하였으며 계측한 단면력과 이를 바탕으로 산정한 소성힌지에 대한 안전율을 시공 중 강도해석결과와 비교하여 강도해석법의 타당성을 검토하였다.

## 2. 지중강판 구조물의 시공 중 안정성 검토

### 2.1 허용단면변형

뒷채움 시공 중에 과도한 변형이 발생하여 강판부재내의 단면력이 강판의 소성강도보다 커지면 그 지점에서 소성힌지(plastic hinge)가 발생하게 된다. 시공 중에 발생한 소성힌지는 그 이후의 거동에 큰 영향을 미치는데 특히, 상부아치에서 여러 개의 소성힌지가 발생하면 구조물의 붕괴를 유발할 수도 있다. Byrne 등(1997)은 지간 14.4m인 아치형 구조물의 시공 중 붕괴사례와 이에 대한 수치해석 결과를 보고한 바 있다. 이 구조물에서는 어깨부분까지 뒷채움했을 때 최상단부에서 과도한 솟음변형이 발생하여 어깨부분의 뒷채움 흙을 파내고 최상단부 위쪽으로 성토를 하는 솟음변형 방지법(Abdel Sayed 등, 1993)을 적용하였는데 이 과정에서 구조물이 붕괴되었다. Byrne 등(1997)은 수치해석을 통하여 어깨부분까지 뒷채움했을 때 이미 왼쪽 어깨부분에서 소성힌지가 발생하였고 솟음변형 방지법을 적용한 이후에는

구조물의 양어깨부분과 최상단부에서 소성힌지가 발생하여 구조물이 붕괴하였음을 밝혀냈다. 시공 중에 소성힌지가 발생하는 것을 방지하고 적절한 단면형상을 유지하기 위해서는 시공 중에 발생하는 변형량을 허용치 이내로 제한하여야 한다. 이에 CHBDC(2000)에서는 시공 중 최대변형인 최상단부에서의 솟음변형량에 대한 허용값을 규정하고 있고 시공 중에는 반드시 단면변형을 제측할 것을 권고하고 있다. 연성거동을 보이는 지중강판 구조물에서 시공 중 솟음변형량은 다짐장비 및 시공방법에 큰 영향을 받기 때문에 이를 이론적으로 예측하는 것은 어렵다. 따라서, CHBDC(2000)에서는 경험적으로 '구조물 높이의 2%'를 시공 중 허용 솟음변형량으로 규정하고 있으며, 이는 우리나라 고속도로에도 적용하고 있다(한국도로공사, 2001).

## 2.2 시공 중 강도해석

시공 중에 최소토피고를 확보하지 못한 상태에서 상부 아치 위로 활하중이 작용하면 강판부재에는 추가로 과도한 활하중 모멘트가 발생할 수 있다. 이때 구조물은 시공 중에 가장 취약한 상태에 놓이기 때문에 구조물을 설계할 때에는 반드시 이에 대한 강도해석을 수행하여 구조물이 충분한 안정성을 확보하고 있는 지를 평가하여야 한다. 현재 각 설계기준 중에 CHBDC(2000)만이 Duncan(1979)의 방법을 이용한 시공 중 강도해석 절차를 제시하고 있으며 나머지 설계기준에서는 강판을 운반하고 조립하는데 필요한 최소 취급강성(handling stiffness)을 규정하여 간접적으로 이에 대한 안정성을 확보하도록 하고 있다.

### 2.2.1 Duncan(1979)의 SCI방법

Duncan(1979)은 유한요소 해석결과를 바탕으로 최대축력 및 최대모멘트 산정식을 제안하였고 이를 이용한 지중강판 구조물의 설계절차도 제안하였다. Duncan(1979)이 제안한 최대축력 및 최대모멘트 산정식은 다음과 같다. Duncan(1979)은 다짐시공 절차를 모사할 때 다짐에 의한 잔류 수평토피의 증가를 고려하지 않았으므로 식 (3)의  $M_S$  산정식에는 측면다짐에 의한 효과를 고려되어 있지 않다.

$$T = T_S + T_E + T_L = K_{\rho 1} \gamma D_h^2 + K_{\rho 2} \gamma H D_h + K_{\rho 3} LL \quad (1)$$

$$M = M_S - M_E + M_L \\ = R_B(K_{m1} \gamma D_h^3 - K_{m2} \gamma D_h^2 H) + R_L K_{m3} D_h LL \quad (2)$$

여기서,

$T_S, M_S$  = 측면다짐에 의한 최대축력과 최대모멘트

$T_E, M_E$  = 사하중에 의한 최대축력과 최대모멘트

$T_L, M_L$  = 활하중에 의한 최대축력과 최대모멘트

$H$  = 토피고

$D_h$  = 구조물의 지간

$\gamma$  = 뒷채움흙의 단위중량

$LL$  : 활하중에 대한 등가선하중

$K_{\rho 1}, K_{\rho 2}, K_{\rho 3}, K_{m1}, K_{m2}, K_{m3}, R_B, R_L$  : 단면크기와  $N_f$ 에 의하여 결정되는 무차원 계수

$$N_f = \frac{E_s D_h^3}{EI} = \text{뒷채움 흙과 구조물의 상대강성}$$

Duncan(1979)은 구조물의 안정성을 평가하는 기준으로서 소성힌지의 발생여부를 이용하였는데 소성힌지는 식 (3)과 같이 강판부재 내의 축력과 모멘트를 각각 압축강도와 소성모멘트강도로 나눈 값의 합이 1이 될 때 발생하는 것으로 정의할 수 있다. 그는 구조적인 안정성을 확보하기 위해서는 토피고가 지간의 1/4 이하일 때, 소성힌지에 대한 안전율이 1.65 이상이 되어야 한다고 제시하였다. 소성힌지에 대한 안전율은 식 (4)를 통하여 산정할 수 있다.

$$\left(\frac{T}{T_p}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_p}\right| = 1 \quad (3)$$

$$FS_p = 0.5 \left(\frac{T_p}{T}\right) \left[ \left\{ \left(\frac{M}{M_p}\right)^2 \left(\frac{T_p}{T}\right)^2 + 4 \right\}^{1/2} - \left(\frac{M}{M_p}\right) \left(\frac{T_p}{T}\right) \right] \quad (4)$$

여기서,  $T_p = f_y A$  = 강판의 항복강도

$f_y$  = 강판의 항복응력

$A$  = 강판의 단면적

$M_p$  = 소성모멘트강도

### 2.2.2 McGrath 등(2001)의 방법

McGrath 등(2001)은 실규모 현장시험을 수행하고 그 결과를 이용하여 수치해석 기법을 검증한 후 다양한 형태의 장지간 구조물에 대하여 수치해석을 수행하여 새로운 축력산정식을 제시하였다. 그들은 성토피하중이 작용할 때 최상단부와 어깨부분에서는 축력과 모멘트가 함께 발생하기 때문에 축력의 증가는 크지 않으며 이에 따라 상대적으로 모멘트 증가가 크지 않은 스프링라인에서 최대축력이 발생한다고 가정하였다. 하지만, 차량하중이 작용할 때에는 하중과 가장 근접한 위치인 최상단부와 모멘트 증가가 크지 않은 스프링라인에서 최대

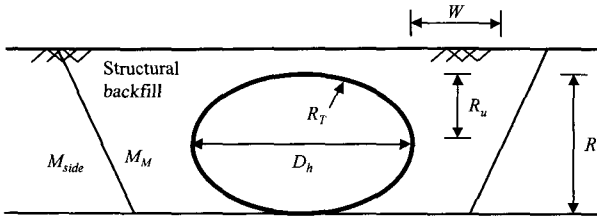


그림 1. McGrath 등(2001)이 제안한 축력 및 모멘트 산정식에서 부호의 정의

축력이 발생한다고 가정한다. 따라서, McGrath 등은 하나의 최대축력 산정식이 아니라 다음과 같이 최상단부, 어깨부분, 그리고 스프링라인에 작용하는 축력을 각각 달리하여 산정한다. 식에 사용한 부호들은 그림 1에 설명하였다.

$$T_{cr} = T_D + T_L = [0.5W_D + W_L]/2 \quad (5)$$

$$T_{sh} = T_D + T_L = 0.67[W_D + W_L]/2 \quad (6)$$

$$T_{sp} = T_D + T_L = [W_D + W_L]/2 \quad (7)$$

여기서,

$T_{cr}$ ,  $T_{sh}$ ,  $T_{sp}$  : 각각 최상단부, 어깨부, 그리고 스프링라인에 발생하는 축력

$$W_D = (F_{WS} + F_{SR} + F_{HS})\gamma D_h(H + K_{VAF}R_U)$$

$$F_{WS} = 1.2 + 0.5 \log(M_{side}/M_N)(K_{WS} - 1.2)$$

$$K_{WS} = 1.9 - 1.15(W/D_h) \geq 1.2$$

$M_{side}$ ,  $M_N$  : 각각 선택 뒷채움지반과 원지반의 탄성 계수

$$F_{SR} = 1 - (D_h/R) \geq 0$$

$$F_{HS} = 2.5[(0.8 - 0.5(D_h/R)) - (H/D_h)] \geq 0$$

$$K_{VAF} = 0.172 + 0.019(D_h/R_u)$$

$$W_L = 0.7m(1 + DLA)P_LR_T$$

$m$  : 다차선 계수(차선이 1인 경우 1.2)

$P_L$  : 구조물 최상단부 높이에 작용하는 활하중 압력

$DLA$  : 충격계수

또한, McGrath 등(2001)은 Duncan(1979)이 제안한 최대모멘트 산정식을 수정하였는데 측면다짐 모멘트,  $M_S$ 에 대해서는 새로운 산정법을 제시하였고 나머지 모멘트에 대해서는 무차원 계수들을 보정하였다. 그들은  $M_S$ 를 정확히 산정하기 위해서는 측면다짐 효과를 고려하여야 하지만 현실적으로 다양한 다짐장비와 시공방법들을 모두 고려하는 것은 불가능하기 때문에 곡률반경과 모멘트의 관계식을 이용하여 다음과 같은  $M_S$  산정식을 제안하

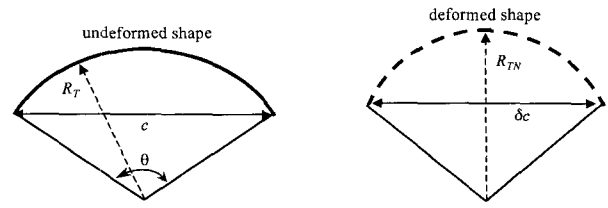


그림 2.  $M_S$  산정을 위한 부호의 정의

였다. 식에서  $R_T$ 는 변형 전의 곡률반경을 나타내고  $R_{TN}$ 은 변형 후의 곡률반경을 나타내는데(그림 2)  $R_{TN}$ 은 식 (9)를 이용하여 시행착오법으로 산정한다. McGrath 등(2001)은 변형 후의 현의 길이,  $\delta c$ 는 변형전의 현의 길이에 비하여 2% 감소하였다고 가정할 때 적절한  $M_S$ 를 얻을 수 있다고 제시하였다.

$$M_s = EI \left( \frac{1}{R_T} - \frac{1}{R_{TN}} \right) \quad (8)$$

$$\delta c = 2 R_{TN} \sin \left( -\frac{\theta R_T}{2 R_{TN}} \right) \quad (9)$$

여기서,  $R_T$  = 시공 전 상부아치의 곡률반경

$R_{TN}$  = 변형이 발생한 상부아치의 곡률반경

$\delta c$  = 변형 후 현의 길이

### 3. 계측을 통한 시공 중 거동분석

#### 3.1 시험시공 구조물의 시공 및 계측

시험시공 구조물은 국내 고속도로 현장에 적용한 높은 아치형 구조물(지간 6.86m, 높이 4.42m, 그림 4(a))로서, AASHTO 규정(1996, 1998)에 따라 두께 4.0mm인

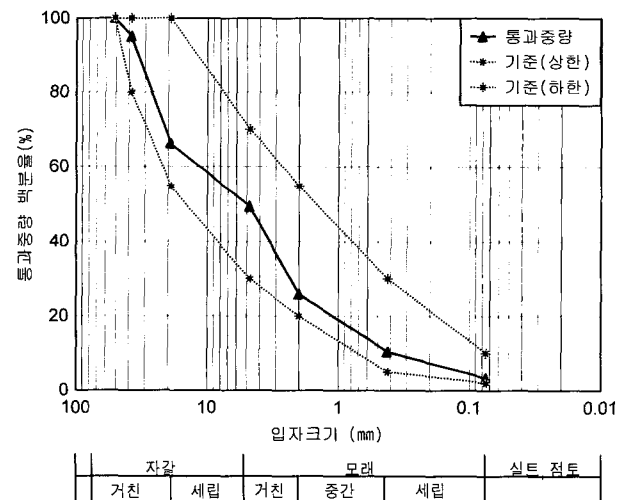
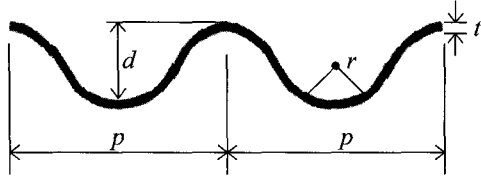


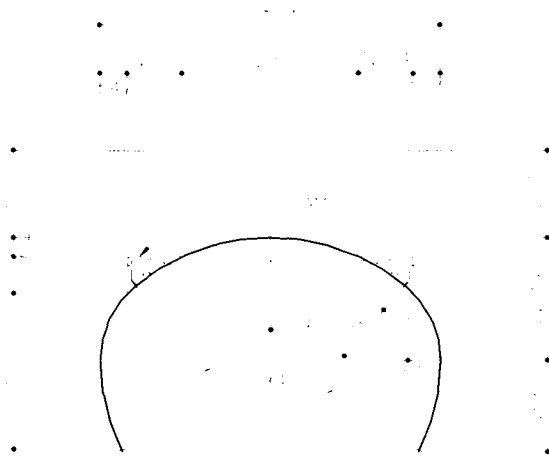
그림 3. 구조물 뒷채움 재료의 입도분포곡선

표 1. 시험에 적용한 파형강판의 단면 특성값

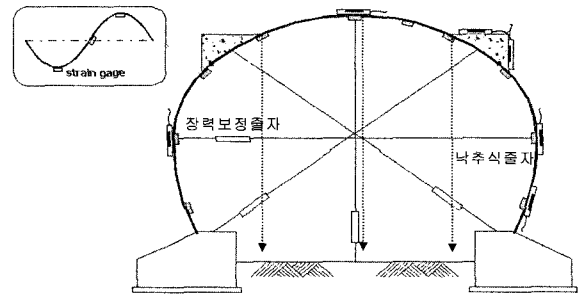
파형피치 ( $p$ )	파형깊이 ( $d$ )	두께 ( $t$ )	단면적 ( $A$ )	단면2차모멘트 ( $I$ )	단면계수 ( $Z$ )	항복응력 ( $f_y$ )	소성모멘트 ( $M_p$ )
150 mm	50 mm	5 mm	0.50 $cm^2/cm$	1.46 $cm^4/cm$	0.54 $cm^3/cm$	245 MPa	16.98 $kNm/m$



- 가) 원재료 : SS400 강판
- 나) 아연도금량 : 900  $g/m^2$ (양면기준)
- 다) 사용볼트 : 20 mm 고정력
- 라) 굽힘반지름( $r$ ) : 28 mm



(a) 종단면도



(b) 계측기 설치위치

그림 4. 시험시공 구조물의 종단면 및 계측기 설치위치

표준형 강판으로 볼트조립하여 제작하고 어깨부분에는 길이방향으로 보강빔(thrust beam)을 설치하는 것으로 설계하였다. 강판 벽체는 2개의 곡률반경으로 성형하였는데, 구조물의 상부아치와 하부의 곡률반경은 4.21m이고, 어깨부분의 곡률반경은 2.02m로 하였다. 구조물의 뒷채움 영역에는 사질토와 보조기층용 선택재료인 SB-1급 재료를 혼합하여 뒷채움하였는데(그림 3), 한국도로공사(2000)의 구조물 뒷채움 규정에 따라 1층의 두께를 20cm로 하고, 상대다짐도가 95% 이상이 되도록 층다짐을 실시하였다. 뒷채움과 토피부 다짐을 위하여 중량 10t의 진동 로울러를 사용하였으며, 구조물의 과도한 변형을 방지하기 위하여 구조물 최인접부위는 소형 로울러와 간이 컴팩터를 이용하였다. 보강빔은 어깨부분까지 뒷채움한 후 콘크리트를 타설하여 설치하였고 보강빔을 설치 후, 보강빔 상부와 상부아치 위에는 느슨한 상태로 30cm 정도 성토한 후 다짐시공을 실시하였다. 시험시공 구조물에 이용한 파형강판의 단면 특성값은 표 1에 정리하였다.

시험시공 구조물에는 그림 4(b)와 같이 변형률계이지

(strain gauge), 토압계, 장력보정줄자와 낙추식줄자를 설치하여 강판벽체의 단면력, 강판외부에 작용하는 토압, 그리고 내공변위 등을 측정하였다. 측정단면이 파형의 곡면이기 때문에 변형률계이지는 한 개 소당 파형의 봉우리, 중간, 골 부분에 각각 1개씩을 설치하였고 온도에 의한 영향을 배제하기 위하여 온도보상 게이지도 설치하였다. 강판 부재의 축력( $T$ )과 모멘트( $M$ )는 파형의 3지점에 설치한 게이지로 측정된 변형률을 이용하여 선형적 응력 분포를 작성한 후(그림 5) 식 (10), (11)을 연립하여 산정하였다.(식에서  $A$ ,  $I$ 는 강판의 단면적, 단면2차모멘트이며,  $d$ 는 골의 깊이임)

$$\sigma_1 = \frac{T}{A} + \frac{M}{I} \left( \frac{d}{2} \right) \quad (10)$$

$$\sigma_3 = \frac{T}{A} + \frac{M}{I} \left( -\frac{d}{2} \right) \quad (11)$$

계측은 시공 중 계측과 차량재하시험으로 나누어 수행하였다. 시공 중 계측은 측면 뒷채움에서부터 최상단

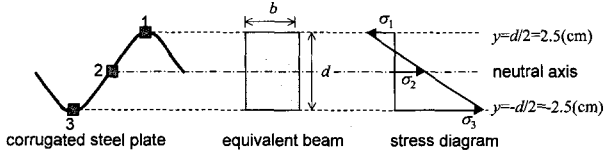


그림 5. 변형률게이지 위치와 응력분포 가정

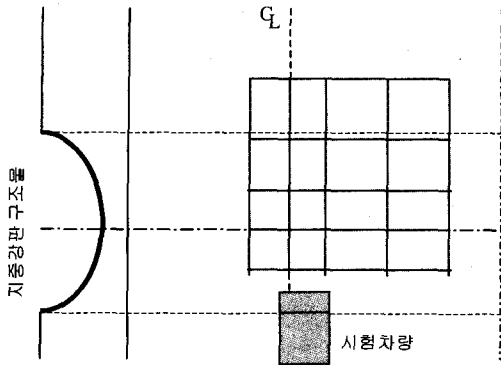


그림 6. 차량재하위치

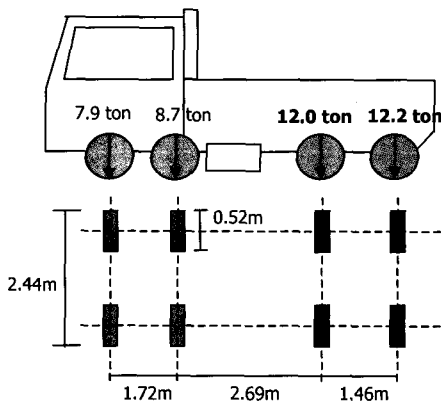


그림 7. 시험차량의 하중분포도

부 위쪽으로 성토할 때까지 구조물의 거동을 알아보기 위하여 토피고가 0.6m에 도달할 때까지 실시하였고 차량재하시험은 최종토피고(1.8m)에 도달하기 전에 상부 토피에 작용하는 활하중의 영향을 알아보기 위하여 토피고가 0.6m, 0.9m, 그리고 1.5m일 때 실시하였다.

AASHTO(1998)와 CHBDC(2000)에 따르면 시험시공 구조물의 최소토피고는 각각 0.86m와 1.33m이므로 토피고가 0.6m인 경우는 두 최소토피고를 만족하지 못한 경우이고, 토피고가 1.5m인 경우는 두 최소토피고 규정을 모두 만족한 경우이다. 시공 중 계측에서 변형률게이지와 토압계는 일정한 시간간격에 따라 측정하여 다짐시공이 진행되는 도중에 단면력의 변화를 알 수 있도록 하였고 내공변위는 한 층의 뒷채움이 끝난 후에 측정하였다. 차량재하시험에서는 각 토피고별로 지표에 그림 6과 같은 격자를 그리고 그 격자위에 재하차량의 뒷축 중심부를 재하시킨 후 단면력 및 토압의 변화와 내공변위를 측정하였다. 재하시험에 이용한 차량의 하중분포는 그림 7과 같다.

### 3.2 시험시공 구조물의 거동분석

#### 3.2.1 시공 중 계측결과 분석

##### (1) 내공변위

그림 8은 토피고가 0.6m가 될 때까지 뒷채움할 때, 뒷채움 높이별로 내공변위의 변화를 보여주고 있다. 그림에서 'CR'은 구조물의 최상단부, 'UTB'는 보강빔 상부, 'LTB'는 보강빔 하부, 그리고 'SP'는 스프링라인 지점을 나타내고 'RS'와 'LS'는 각각 오른쪽 어깨부분과 왼

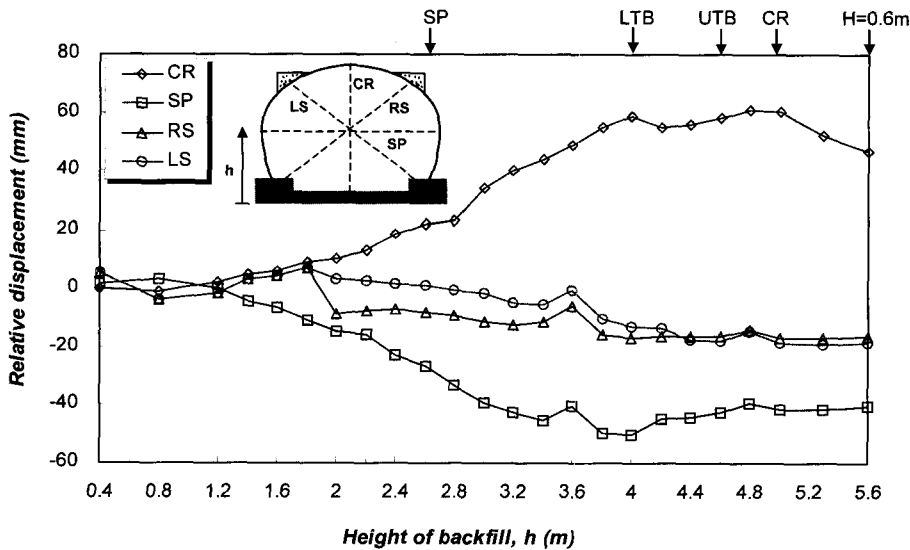
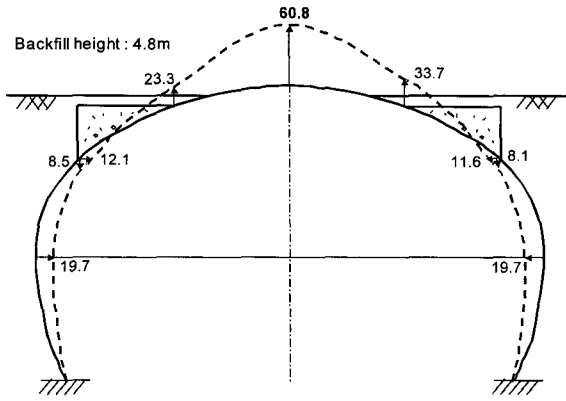
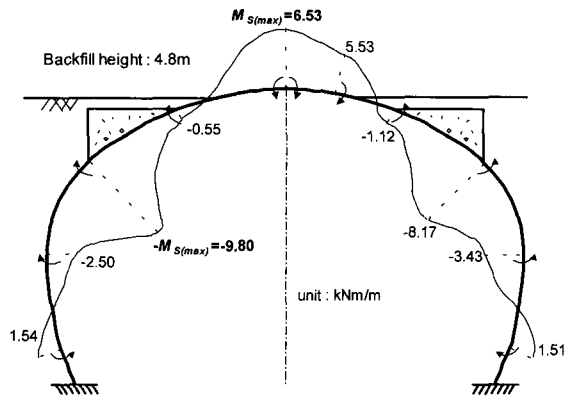


그림 8. 시공 중 뒷채움 높이에 따른 내공변위 변화



(a) 단면변형



(b) 모멘트분포도

그림 9. 시공 중 최대변형이 발생할 때의 단면변형과 모멘트 분포도

쪽 어깨부분을 나타낸다. 그림 8을 통하여 알 수 있듯이 최상단부의 솟음변형은 최상단부까지 뒷채움할 때까지는 뒷채움 높이에 따라 증가하고 그 이후에는 상부아치 위쪽으로 성토함에 따라 점차 감소한다. 그리고, 스프링라인의 변위는 보강빔 하부까지 뒷채움할 때에는 감소하고 그 이후에는 약간 감소하다가 일정해진다. 이러한 최상단부와 스프링라인의 변형형태에 따라 양 어깨부분은 뒷채움 높이가 높아짐에 따라 구조물 안쪽방향으로 변형하다가 상부아치 위쪽으로 뒷채움을 시작하면 더 이상 변형하지 않는다. 그림 9는 최대변형이 측정된 시점에서 구조물의 변형 형태를 보여주고 있는데, 최상단부에서는 솟음변형이 발생하고 스프링라인에서는 안쪽방향의 변형이 발생하며, 어깨부분은 편평해졌음을 알 수 있다.

전체적으로, 대부분의 내공변위는 보강빔 하부까지 뒷채움하는 도중에 발생하였으며 그 위쪽으로 뒷채움을 시

작하면 최상단부에서만 변화가 있을 뿐 나머지 부분에서는 변화가 거의 없었다. 이러한 결과로부터 보강빔 하부까지 뒷채움할 때에는 외부에 작용하는 토압을 주로 강판부재 내의 모멘트에 의하여 지지하고 그 이후에는 뒷채움지반에 의하여 단면변형이 억제되어 외부에 작용하는 토압을 강판부재내의 축력에 의하여 지지함을 유추할 수 있다. 측정된 최대변형량은 최상단부에서 발생한 60.8mm 인데 이는 구조물 높이의 1.40%에 해당하는 값으로 CHBDC(2000)에서 규정한 허용변형량인 ‘높이의 2%’보다 작았고 구조물 양어깨부분에서 발생한 변형량의 차이는 거의 없는 것으로 보아 본 구조물은 뒷채움 시공 이후에도 적절한 단면형상을 유지한 것으로 판단된다.

(2) 모멘트

그림 10은 토피고 0.6m까지 뒷채움할 때 뒷채움 높이

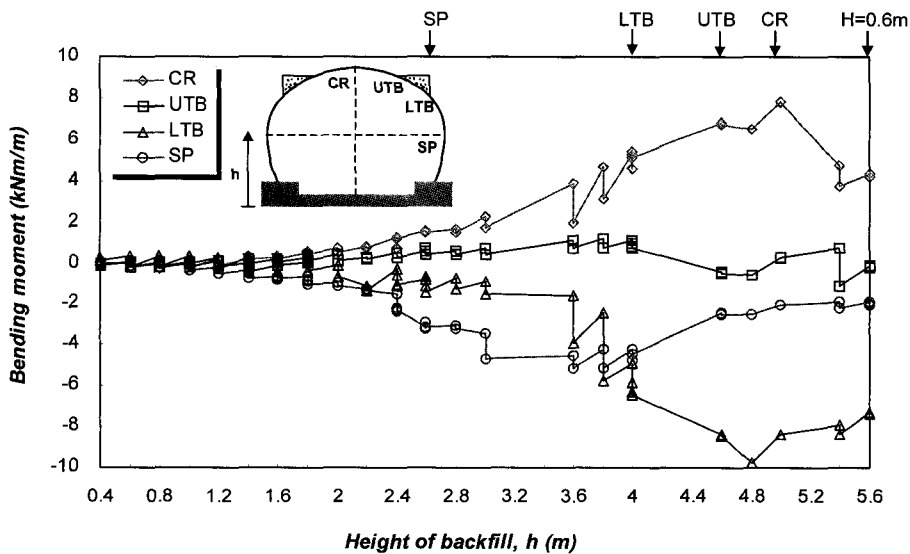


그림 10. 시공 중 뒷채움 높이에 따른 모멘트의 변화

에 따른 모멘트의 변화를 보여주고 있다. 그림 10을 통하여 알 수 있듯이 각 지점에서 발생한 모멘트의 변화는 보강빔 하부만 제외하면 그림 8에 보인 각 지점에서의 내공변위의 변화와 잘 일치한다. 이는 시공 중에 지중강판 구조물의 단면변형은 강판부재내의 모멘트에 의하여 발생하였기 때문이다. 일반적으로 시공 중에 최대변형이 발생한 지점과 최대모멘트가 발생하는 지점은 일치한다. 그러나, 본 구조물에서는 최대변형이 최상단부에서 발생하였지만 보강빔 측면을 뒷채움할 때 보강빔 하부강판의 모멘트가 크게 증가하여 뒷채움 높이가 최상단부 높이에 도달하기 바로 전에 보강빔 하부에서 시공 중 최대모멘트를 보였다. 이는 보강빔 측면을 뒷채움할 때 측면에 작용하는 토압이 보강빔 하부강판에 집중되어 그림 10에 보인 바와 같이 이 지점에서의 모멘트를 크게 증가시키기 때문인 것으로 판단된다. 그림 9(b)는 최대모멘트가 발생할 때 모멘트의 크기와 방향을 보여주고 있다. 그림에서, 최상단부는 (+)최대모멘트가 발생하였지만 보강빔 상부에서 모멘트의 방향이 바뀌어 보강빔 하부에서 (-)최대모멘트가 발생하였고 이에 따라 측면부에서도 (-)모멘트가 발생하였다. 이러한 모멘트의 분포양상은 보강빔 하부만 제외하면 그림 9(a)에 보인 단면변형 형태와 잘 일치한다. 보강빔 하부에서는 발생한 변형량이 크지 않았음에도 불구하고 최대모멘트가 발생하였는데 이는 이 부분의 곡률반경이 상부아치의 곡률반경보다 작고 작용하는 모멘트의 방향이 강판의 곡률을 평평하게 만드는 역할을 하기 때문인 것으로 생각된다.

### (3) 축력

그림 11은 토피고 0.6m까지 뒷채움할 때 뒷채움 높이에 따른 축력의 변화를 보여주고 있다. 그림을 통하여 알 수 있듯이 뒷채움 높이가 보강빔 하부에 이르기 전까지는 강판부재에 압축력과 인장력이 번갈아가며 발생하여 축력의 증가가 거의 없었다. 하지만, 뒷채움 높이가 보강빔을 넘어서면 축력은 뒷채움 높이에 비례하여 계속적으로 증가한다. 이러한 축력의 변화는 내공변위의 변화를 통하여 예측한 바와 같이 뒷채움 높이가 보강빔을 넘어서면 뒷채움 지반에 의하여 단면변형이 구속되어 외부에 작용하는 토압을 강판 내의 축력으로 지지하기 때문이다. 토피고 0.6m까지 뒷채움할 때 최대축력은 보강빔 하부에서 발생하였는데 이는 보강빔 측면을 뒷채움할 때에는 측면에 작용하는 토압이 보강빔 하부강판에 집중되고 상부아치 위쪽으로 성토할 때에는 주변 흙보다 강성이 큰 보강빔이 단면변형을 구속하기 때문인 것으로 생각된다.

### 3.2.2 차량재하시험 결과분석

#### (1) 모멘트 분포

그림 12(a)와 그림 12(b)는 각각 토피고가 최소토피고를 만족하지 못하는 0.6m인 경우와 최소토피고를 만족하는 1.5m인 경우, 차량하중으로 인한 강판부재내의 모멘트 증가량을 나타내고 있다. 그림 12(a)를 통하여 알 수 있듯이 최소토피고를 만족하지 못한 경우에는 하중이 분산되는 영역이 작기 때문에 차량하중에 가장 가까운 최상단부에서 최대 모멘트 증가가 발생하였고 어깨부분

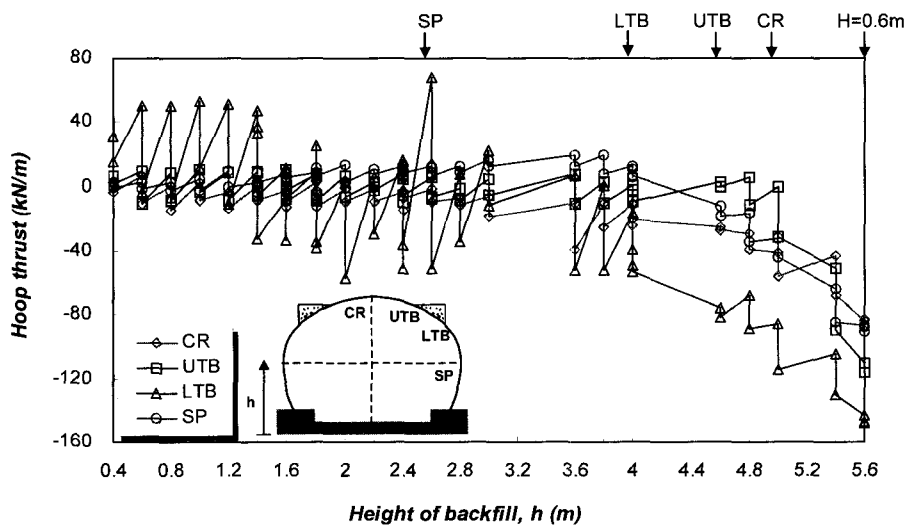


그림 11. 시공 중 뒷채움 높이에 따른 축력의 변화



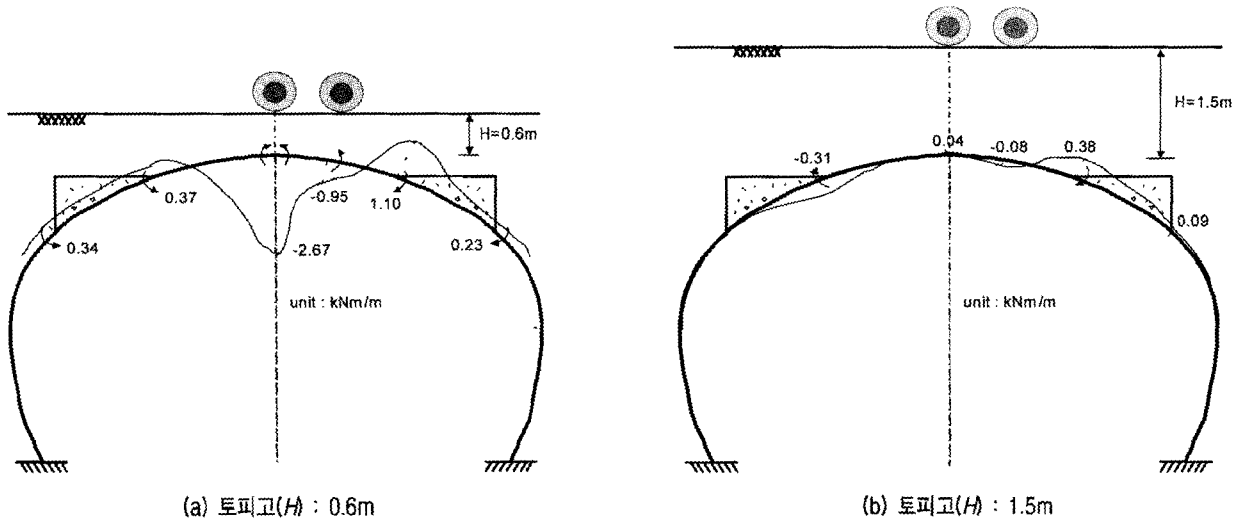


그림 12. 차량하중에 의한 모멘트 증가량

에서는 그와 방향이 다른 모멘트의 증가를 보였다. 하지만, 최소토포고를 만족한 경우에는 하중이 지중으로 충분히 분산되어 강판부재 내에 발생한 모멘트 증가량은 무시할 수 있을 정도로 작았다. 현재 AASHTO(1996, 1998)와 CHBDC(2000)는 모두 최소토포고를 확보한다는 가정 아래 모멘트는 무시하고 축력에 의해서만 설계하도록 규정하고 있는데 본 시험결과는 이러한 가정의 타당성을 입증하고 있다.

최소토포고를 만족하지 못한 경우에는 차량하중과 가까운 곳에서 축력증가가 두드러지게 나타나 하중과 가장 가까운 최상단부에서 최대축력이 발생하였지만, 최소토포고를 만족하는 경우에는 상부아치에서 상당히 균등한 축력분포를 얻을 수 있었다. 두 경우에서 모두 차량하중에 의한 축력 증가는 주로 상부아치에서 발생하였고 스프링라인 이하에서는 축력증가가 매우 작았다.

(2) 축력분포

그림 13(a)와 그림 13(b)는 각각 토포고가 최소토포고를 만족하지 못하는 0.6m인 경우와 최소토포고를 만족하는 1.5m인 경우, 차량하중으로 인한 강판부재내의 축력 증가량을 나타내고 있다. 그림을 통하여 알 수 있듯이

4. 시공 중 설계검토사항

4.1 시공 중 허용변형량의 추정

시공 중 허용변형량은 과도한 변형이 발생하여 강판부재내에 소성힌지가 발생하는 것을 억제하기 위하여

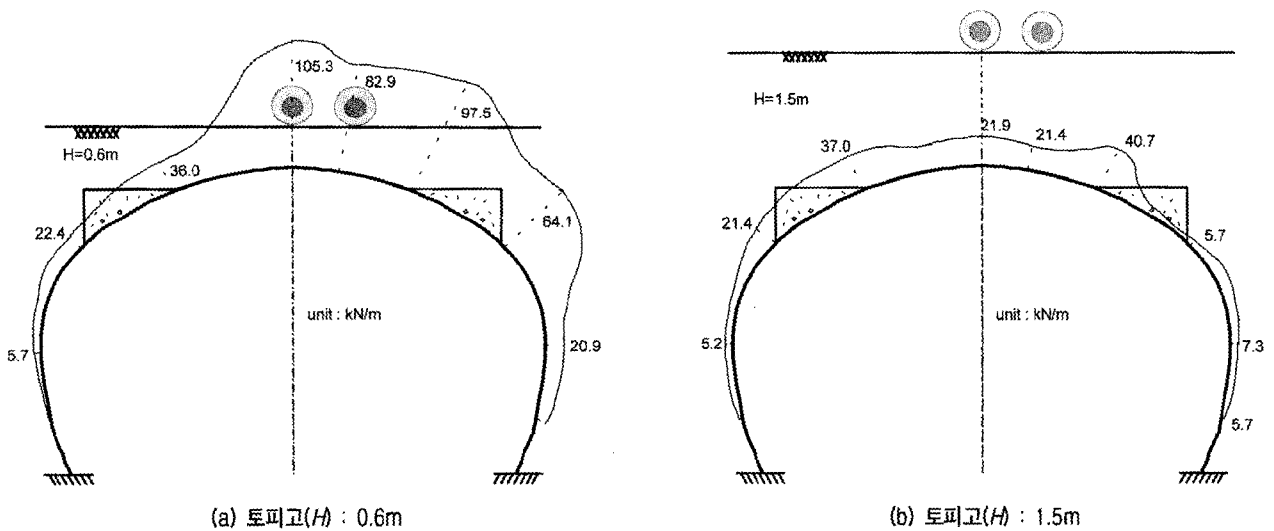


그림 13. 차량하중에 의한 축력 증가량

규정한 것이므로 구조물 각 지점에서 시공 단계별로 강판부재내의 소성힌지 발생여부와 단면변형량을 알면 추정 가능하다. 따라서, 시공 중에 계측한 축력과 모멘트를 Duncan(1979)이 제안한 식 (4)에 대입하여 소성힌지에 대한 안전율,  $FS_p$ 을 산정하고 이를 시공 중에 계측한 단면변형량과 함께 도시하여 시험시공 구조물의 허용변형량을 추정하여 보았다. 시험시공 구조물에서 축력과 모멘트는 다짐장비가 운행하고 있는 중에도 연속적으로 계측하였기 때문에 이를 이용하여 추정한 허용변형량은 다짐에 의한 효과를 포함하고 있다.

그림 14는 시공 중에 최대단면변형이 발생한 최상단부(CR)와 최대모멘트가 발생한 보강빔하부(LTB)에 대한 축력과 모멘트를 소성힌지에 대한 파괴포락선인 식 (3)과 함께 도시한 것이다. 그림에서 소성힌지의 발생여부는 축력보다는 모멘트에 의하여 좌우된다는 것을 알 수

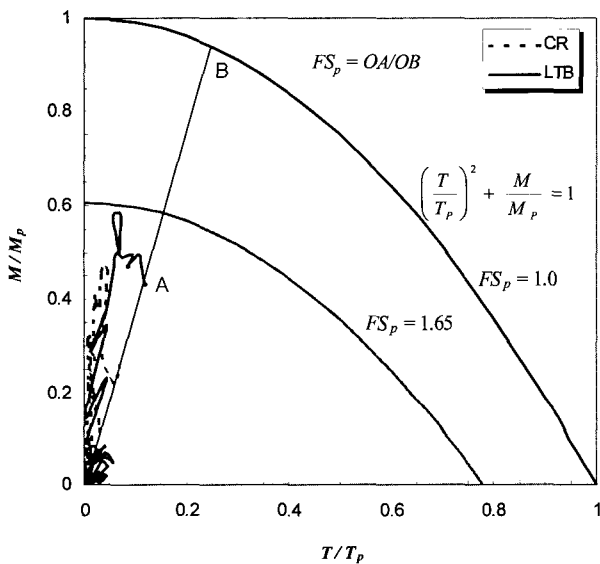


그림 14. 시공 중 축력-모멘트 다이어그램

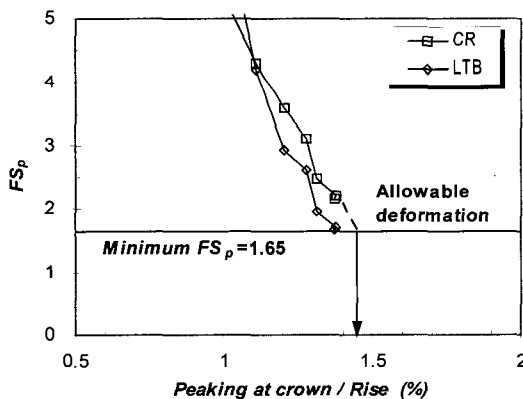


그림 15. 허용변형량의 추정

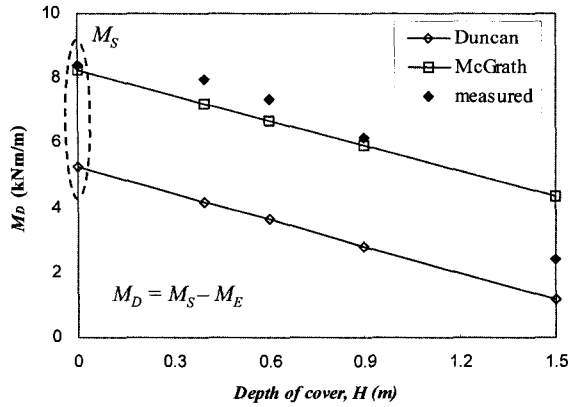
있는데 이는 시공 중에 발생한 최대모멘트(9.8 kNm/m)는 소성모멘트강도(16.98 kNm/m)의 58%에 해당하는 값이지만 최대축력(147.0 kN/m)은 압축강도(1216.4 kN/m)의 12%밖에 안되는 작은 값이고 식 (3)에서 축력과 압축강도의 비를 제공하기 때문이다. 또한, 그림을 통하여 최대변형이 발생한 최상단부보다는 보강빔하부에서 소성힌지가 발생할 가능성이 높은 것을 알 수 있는데 이는 상부아치보다 곡률반경이 작고 시공 중에 곡률이 평평해지는 어깨부분에서 최대모멘트가 발생하였기 때문이다. 하지만, 최상단부와 보강빔하부에서 계측한 축력과 모멘트는 모두 Duncan(1979)이 제안한 최소안전율인 1.65의 안쪽에 위치하여 본 구조물에서는 시공 중에 소성힌지가 발생하지 않았을 것으로 예상할 수 있다.

그림 15는 계측결과로부터 산정한 안전율과 시공 중에 계측한 솟음변형과의 관계를 나타내고 있다. 그림에서 허용변형량을 추정하는 기준은 두 지점에서 모두 소성힌지가 발생할 때로 정하여 두 지점에서의 안전율이 모두 1.0이하가 될 때의 솟음변형량을 허용변형량으로 정하였다. 이는 만약 시공 중에 하나의 소성힌지만 발생한다면 그 지점에서 더 이상의 모멘트 증가는 없고 전체적인 구조물의 안정성에 미치는 영향은 작기 때문이다. 그림 15로부터 본 구조물의 허용변형량은 대략 '높이의 1.45%'로 추정할 수 있는데 이 값은 CHBDC(2000)에서 제안한 '높이의 2.0%'보다 작은 값이다. 일반적으로 시공 중에 과도한 솟음변형이 발생하면 솟음변형 방지법을 적용하는데 본 구조물에서는 솟음변형이 높이의 1.45%가 났을 때 이를 적용하는 것이 가장 적절할 것으로 판단된다. 이 결과는 본 구조물과 유사한 구조물을 유사한 방법으로 시공할 때 솟음변형 방지법을 적용할 시기를 판단하는데 참고할 수 있을 것이다.

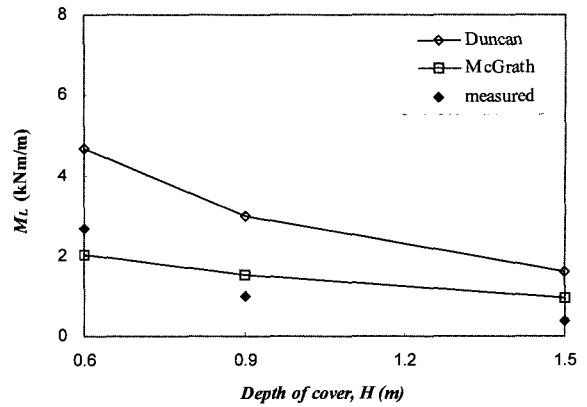
## 4.2 강도해석 결과와 계측결과의 비교

### 4.2.1 최대 모멘트의 비교

그림 16(a)는 상부아치 위로 성토하중이 작용할 때 구조물에서 계측한 최대모멘트와 두 해석방법에 의한 최대모멘트의 비교를 나타내고 있다. 여기서,  $M_D$ 는 측면 다짐에 의한 최대모멘트( $M_S$ )에서 이와 방향이 다른 사하중에 의한 최대모멘트( $M_E$ )를 뺀 값이다. 그림에서 Duncan에 의한  $M_D$ 는 토피고에 따라 계측값의 46~63%에 머물러 계측결과를 크게 과소평가하지만 토피고가 0.9m까지 McGrath 등에 의한  $M_D$ 는 계측한 값의 90~



(a) 성토하중에 의한 모멘트



(b) 활하중 모멘트

그림 16. 최대모멘트의 비교

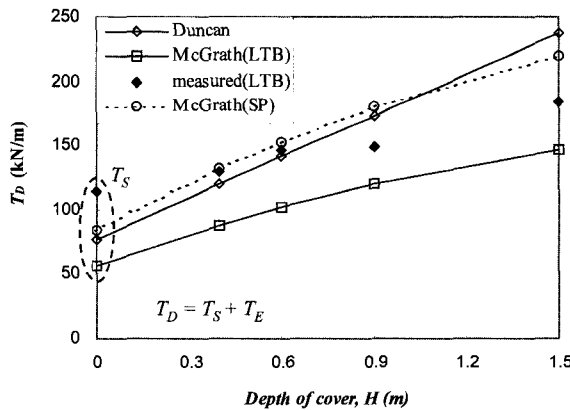
98%를 보여 예측결과와 잘 일치하였다. 두 방법에 의한 모멘트만 비교해보면 토피고가 0일 때의 값인  $M_S$ 의 차이만 보일뿐 토피고에 따라 감소하는 기울기는 비슷하다는 것을 알 수 있는데 이는 두 방법에 의한  $M_E$ 는 큰 차이가 없다는 것을 의미한다. 따라서, Duncan에 의한  $M_D$ 가 예측결과를 크게 과소평가하는 것은  $M_S$ 를 정확히 예측하지 못하기 때문이고 이는 Duncan의 방법이 측면 다짐효과를 고려하지 않은 유한요소 해석결과를 바탕으로 하고 있기 때문이다. 하지만, 간단한 곡률반경과 모멘트의 관계식을 이용한 McGrath 등에 의한  $M_S$ 는 예측값을 정확히 예측하였고 이에 따라 전체적으로 McGrath 등에 의한  $M_D$ 는 예측값과 잘 일치하였다.

그림 16(b)는 상부아치 위로 차량하중이 작용할 때 예측한 최대 활하중 모멘트와 두 해석방법에 의한 최대 활하중 모멘트의 비교를 나타내고 있다. 그림에서 Duncan에 의한  $M_L$ 은 전체적으로 예측값의 1.74~4.21배로 나

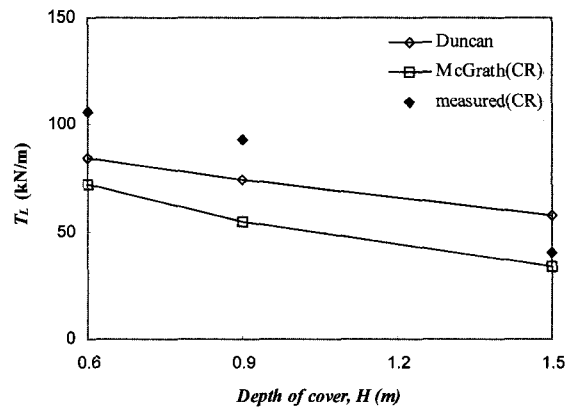
타났지만 McGrath 등에 의한  $M_L$ 은 예측값의 0.76~2.53배를 나타내어 예측결과에 보다 근접한 결과를 보였다. 이는 McGrath 등은 예측결과를 이용하여 수치해석 결과를 검증하고 이를 바탕으로 모멘트 산정에 필요한 계수들을 새로이 보정하였기 때문이다. 하지만, 최소토피고를 만족하지 못한 경우(토피고 0.6m)에는 McGrath 등에 의한 모멘트는 예측결과를 20%가량 과소평가하고 있다.

#### 4.2.2 최대축력의 비교

그림 17(a)는 성토하중이 작용할 때 예측한 최대축력과 두 방법에 의한 최대축력의 비교를 나타내고 있다. 여기서,  $T_D$ 는 측면다짐에 의한 최대축력( $T_S$ )과 사하중에 의한 최대축력( $T_E$ )의 합을 의미하고 LTB와 SP는 각각 보강빔하부와 스프링라인을 가리킨다. McGrath 등은 최상단부, 어깨부분, 그리고 스프링라인에 발생하는 축



(a) 성토하중에 의한 축력



(b) 활하중 축력

그림 17. 최대축력의 비교

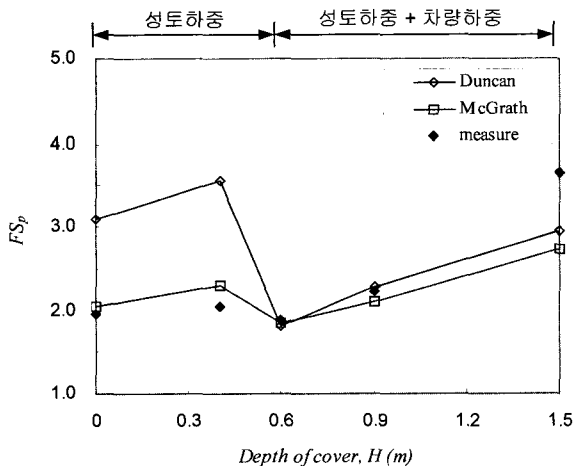
력을 각기 다르게 산정하고 그 중 성토하중이 작용할 때에는 스프링라인에서 최대축력이 발생하는 것으로 가정한다. 그러나, 본 구조물에서 성토하중이 작용할 때 어깨부분인 보강빔하부에서 최대축력이 발생하였고 시공 중에는 최상단부와 어깨부분이 취약한 부분이기 때문에 McGrath 등에 의한 축력은 어깨부분(LTB)의 축력을 이용한다. 그림에서 토피고가 0m일 때의 축력인  $T_S$ 를 비교해보면 Duncan의 축력은 계측값의 67%에 머물렀고 McGrath 등의 어깨부 축력은 계측값의 49%에 머물러 두 방법 모두 계측결과를 과소평가하고 있다. 상부아치 위로 성토한 이후에는 Duncan에 의한  $T_D$ 는 계측값의 0.92~1.30배를 보여 계측결과와 비슷하거나 약간 과대평가하는 것으로 나타났지만 McGrath 등에 의한  $T_D$ 는 계측값의 0.68~0.81배에 머물러 여전히 계측결과를 과소평가하는 것으로 나타났다. 그림은 McGrath 등에 의한 최대축력인 스프링라인에서의  $T_D$ 도 함께 나타내고 있는데 이 값들은 대체로 Duncan에 의한  $T_D$ 와 비슷한 값을 보임을 알 수 있다. 따라서, McGrath 등의 축력산정식은 본 구조물에서 성토하중에 의한 최대축력값은 적절히 예측하였으나 최대축력의 발생지점은 정확히 예측하지 못하였다.

그림 17(b)는 차량하중이 작용할 때 계측한 최대 활하중 축력과 두 해석방법에 의한 최대 활하중 축력의 비교를 나타내고 있다. 토피고가 0.9m이하일 때 두 방법 모두 계측값을 과소평가하였는데 Duncan의 경우 계측값의 80%에 해당하는 값을 보였고 McGrath 등의 경우 59~68%에 해당하는 값을 보여 Duncan에 의한 예측이 계측값에 근접한 결과를 보였다. 토피고가 1.5m인 경우에는 Duncan에 의한 축력은 계측값을 1.4배 정도 과대평가하

였으나 McGrath 등에 의한 축력은 계측값의 0.8배를 나타내어 여전히 계측값을 과소평가한다.

#### 4.2.3 시공 중 강도해석 결과의 비교

계측결과와 두 방법에 의한 해석결과를 구조물의 안전성 측면에서 비교하기 위하여 각각에서 얻어진 축력과 모멘트를 식 (4)에 대입하여 소성힌지에 대한 안전율을 산정하여 보았다. 소성힌지에 대한 안전율의 비교는 그림 18에 나타나 있는데 계측으로부터 산정한 안전율은 각 지점에서 산정한 안전율 중 최소안전율을 보인 보강빔하부(LTB)의 안전율이며 McGrath 등에 의한 안전율도 최소안전율을 보인 어깨부분(SH)의 안전율이다. 그림에서 토피고가 0.6m미만일 때에는 성토하중만 작용하는 경우인데 이 경우, Duncan에 의한 안전율은 계측한 실제 안전율의 1.6~1.7배에 해당하는 큰 값을 보여 불안전측의 결과를 보였지만, McGrath 등에 의한 안전율은 실제 안전율의 1.04~1.12에 해당하는 값을 보여 실제 안전율에 근접한 결과를 보였다. 이는 소성힌지에 대한 안전율은 축력보다 모멘트에 크게 영향을 받는데 Duncan은 그림 15(a)에 보인 바와 같이 성토하중에 의한 모멘트를 크게 과소평가하였기 때문이다. 그림 18에서 토피고가 0.6m이상일 때에는 성토하중과 차량하중이 동시에 작용하는 경우인데 토피고가 낮은 0.6m와 0.9m인 경우, 두 방법에 의한 안전율은 모두 실제 안전율과 잘 일치하고 있다. 이는 그림 16에서 Duncan의 방법은 성토하중에 의한 모멘트를 과소평가했지만 활하중 모멘트는 과대평가하여 두 차이가 상쇄되었기 때문이고 McGrath 등의 방법은 성토하중에 의한 모멘트와 활하중 모멘트를 모두 실제와 근접하게 예측하였기 때



[소성힌지에 대한 안전율 비교]

토피고 (m)	FS <sub>p</sub>			비고
	계측	Duncan	McGrath 등	
0	1.95	3.10	2.04	성토하중
0.4	2.04	3.56	2.29	
0.6	1.89	1.82	1.84	성토하중 + 차량하중
0.9	2.23	2.29	2.10	
1.5	3.65	2.95	2.73	

그림 18. 시공 중 강도해석 결과

문으로 판단된다. 토피고가 1.5m 이상인 경우에는 실제 안전율의 75~81%에 해당하는 값을 보여 보수적인 결과를 나타내었다.

시공 중 강도해석은 토피고를 충분히 확보하지 못한 상태에서 상부토피 위로 다짐장비나 차량이 통행할 때 구조물의 안정성을 검토하는 것이 목적이다. 두 해석방법은 그림 17과 같이 차량하중이 작용하기 전에는 불안전측의 결과를 나타내었지만 토피고가 낮은 상태에서 차량하중이 작용할 때에는 실제와 근접한 결과를 나타내었기 때문에 두 방법 모두 시공 중 강도해석법으로 적용 가능한 것으로 판단된다. 하지만, 그림 16에 보였듯이 각 모멘트 값은 Duncan의 방법보다는 McGrath 등의 방법이 실제와 근접하게 예측할 수 있기 때문에 Duncan의 방법 보다는 McGrath의 방법이 더 타당하다고 생각한다.

## 5. 결론

높은 아치형 지중강판 구조물에 대한 시공 도중 계측과 정적 차량재하시험을 통하여 거동을 분석하였고, 그 결과를 제안된 시공 중 허용변형량과 강도해석 결과와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 일반적인 지중강판 구조물에서는 시공 중에 최대변형이 발생한 지점과 최대모멘트가 발생한 지점이 일치하지만, 시험 구조물에서는 시공 중 최대변형이 강판 벽체의 최상단부에서 발생하였고 최대모멘트는 어깨부분에 설치한 보강빔의 하부강판에서 발생하였다. 이는 보강빔의 측면 뒷채움시 강판의 측면 벽체에 작용하는 토압이 상부아치에 비하여 곡률반경이 작은 보강빔 하부강판에 집중되면서 작은 변형량에도 불구하고 모멘트가 크게 발생하였기 때문으로 보인다. 뒷채움 중의 최대축력도 보강빔의 하부강판에서 발생하였는데, 이는 상부아치 위쪽으로 성토할 때 주변 흙보다 강성이 큰 보강빔이 벽체의 단면변형을 구속하였기 때문이다.
- (2) 시험시공 구조물에 정적인 차량재하시험을 수행한 결과, AASHTO(1996, 1998)와 CHBDC(2000)의 최소토피고를 만족하지 못한 토피고 0.6m의 상태에서는 하중 작용점과 가장 가까운 최상단부에서 모멘트와 축력이 두드러지게 증가하였으나, 최소토피고를 만족한 토피고 1.5m인 경우에는 모멘트의 증가가

역학적으로 무시할 수 있을 정도로 작았고 축력의 증가는 상부아치에서 균등하게 발생하였다. 현재 AASHTO와 CHBDC는 모두 최소토피고를 확보한다는 가정 아래 모멘트를 무시하고 축력에 의해서만 설계하도록 규정하고 있는데, 이 시험결과로부터 이러한 기준의 타당성을 확인할 수 있었다.

- (3) 시공 중에 계측한 축력과 모멘트를 소성힌지에 대한 파괴포락선과 함께 도시한 결과, 소성힌지의 발생여부는 축력보다는 모멘트에 의하여 좌우된다는 것을 알 수 있었고 계측한 축력과 모멘트는 모두 Duncan(1979)이 제안한 최소안전율 곡선의 안쪽에 위치하여 이 시험 구조물에서는 시공 중에 소성힌지가 발생하지 않았을 것으로 예상할 수 있었다.
- (4) 시공 중 계측결과를 바탕으로 소성힌지에 대한 안전율과 슛음변형과의 관계를 도시한 결과, 본 구조물에서는 슛음변형이 구조물 높이의 1.5% 이상이 되면 구조물 최상단부와 어깨부분에서 소성힌지가 발생할 것으로 나타났다. 이 결과로부터 시험 구조물의 시공 중 허용변형량을 구조물의 높이의 1.5%로 추정할 수 있었는데, 이는 CHBDC(2000)의 허용값인 구조물 높이의 2.0%보다 작은 값이다. CHBDC의 허용변형량은 경험적으로 규정한 값이기 때문에 향후 이에 대한 연구를 통하여 보다 합리적인 기준을 제시할 필요가 있을 것이다.
- (5) 성토하중이 작용할 때 계측한 모멘트와 Duncan(1979)과 McGrath 등(2001)의 방법에 따라 예측한 모멘트를 비교한 결과, Duncan(1979) 방법은 계측값의 46~63%을 보여 계측결과를 과소평가하였으며, McGrath 등의 방법은 계측값의 90~98%를 나타내어 비교적 잘 일치하였다. Duncan 방법이 계측결과를 과소평가하는 것은 측면다짐에 의한 모멘트를 정확히 고려하지 못하였기 때문이다.
- (6) 차량하중이 작용할 때 계측한 모멘트와 Duncan(1979)과 McGrath 등(2001)의 방법에 따라 예측한 모멘트를 비교한 결과, Duncan 방법은 계측값의 1.7~4.2배를 보여 계측결과를 과대평가하였으며, McGrath 등의 방법은 계측값의 0.8~2.5배를 나타내어 상대적으로 신뢰성 있는 결과를 보여주었다. 따라서, 시공 중에 작용하는 활하중에 대한 구조적인 안정성을 검토할 때 Duncan 방법보다는 McGrath의 방법을 사용하는 것이 더 타당할 것으로 판단된다.
- (7) 계측결과와 Duncan(1979) 및 McGrath 등(2001)에

의한 해석결과를 바탕으로 소성힌지에 대한 안전율을 산정하여 비교한 결과, 시공 중 가장 취약한 상태인 최소토피고를 만족하지 못하고 성토하중과 차량하중이 동시에 작용할 때 Duncan과 McGrath 등에 의한 안전율은 실제 안전율과 잘 일치하였으나 이는 Duncan은 성토하중에 의한 모멘트는 과소평가하였지만 활하중 모멘트는 과대평가하여 두 차이가 상쇄되었기 때문이며 McGrath 등은 두 모멘트 값을 실제와 근접하게 예측하였기 때문이다.

### 참 고 문 헌

1. 조성민, 이종구, 김명모(2003), 실규모 현장시험을 통한 원형 지중강관구조물의 거동 분석, 대한토목학회 논문집, Vol.22, No.4-B, pp.551-563.
2. 한국도로공사(2000), 고속도로공사 전문시방서 제4장.
3. 한국도로공사(2001), 지중강관구조물의 설계 및 시공 지침.
4. AASHTO(1996), Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Ed., Div.I-Sect.12 (Corrugated Metal Structure Interaction Systems), Div.II-Sect.26(Metal Culverts).
5. AASHTO(1998), LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Ed., Sect.12 (Buried Structures and Tunnel Liners).
6. Abdel-Sayed, G., Bakht, B. and Jaeger, L. G.(1993), Soil-Steel Bridge: Design and Construction, McGraw-Hill.
7. Byrne, P. M., Anderson, D. L. and Ahmadi, M. M.(1997), Failure of the Doumont Culvert, Ministry of Transportation & Highways, Province of British Columbia.
8. McGrath, T. J., Moore, I. D., Selig, E. T., Webb, M. C. and Taleb, B.(2001), Recommended Specifications for Large-Span Culverts, NCHRP, Transportation Research Board.
9. CSA(2000), Canadian Highway Bridge Design Code(CHBDC), CAN/CSA-S6-00, Rexdale, Ontario.
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.

(접수일자 2003. 4. 15, 심사완료일 2003. 12. 5)

- AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials
- ASCE = American Society of Civil Engineers
- NCHRP = National Cooperative Highway Research Program
- CSA = Canadian Standards Association