

파형강판 구조물의 내공변위를 활용한 개선된 안전도 평가 절차 제안

전세진* · 이병주**

Jeon, Se-Jin*, Lee, Byeong-Ju**

A Proposal for Improved Safety Assessment Procedure of Corrugated Steel Plate Structures Using Measured Displacements

ABSTRACT

A systematic approach to assess the safety of corrugated steel plate structures has not been established yet. Therefore, an improved safety assessment procedure was proposed in this study by considering the characteristics of corrugated steel plate structures in which the dead load of backfill soil is dominant and the live load effect is minimized. The proposed procedure can consider the combined effect of axial force and bending moment on the safety, based on the Soil-Culvert Interaction (SCI) method, and can differentiate the maintenance scheme according to the calculated plasticity index. There is also an advantage in enhancing the accuracy of assessment, utilizing the measured displacements. Furthermore, improved methods were proposed by discussing various ways for reasonably improving the proposed assessment procedure. The safety of an actual structure and a full-scale test specimen was assessed by applying the proposed procedure. The conventional assessment procedure significantly overestimated the load-carrying capacity, whereas the proposed procedure resulted in a reasonable level of safety. Therefore, the procedure proposed in this study is expected to contribute to the establishment of proper maintenance plan such as the quantitative condition assessment and strengthening of corrugated steel plate structure.

Key words : Corrugated steel plate, Safety assessment, Soil-culvert interaction method, Displacement

초 록

파형강판 구조물의 안전도를 평가할 수 있는 체계적인 방법은 아직까지 정립되어 있지 않은 실정이다. 따라서 이 연구에서는 뒤채움 흙의 고정하중이 지배적이고 활하중 효과는 매우 작은 파형강판 구조물의 특성을 고려하여 개선된 안전도 평가 절차를 제안하였다. 제안된 절차는 Soil-Culvert Interaction (SCI) 방법에 기초하여 축력과 휨모멘트의 복합작용이 안전도에 미치는 영향을 고려할 수 있고, 산정된 소성지수에 따라 유지관리 방안을 차별화할 수 있으며, 내공변위 계측값을 활용하여 평가의 정밀도를 더욱 높일 수 있다는 장점이 있다. 또한 제안된 평가 절차를 합리적으로 개선할 수 있는 다양한 방안을 논의하여 개선된 방법을 제안하였다. 제안된 절차를 적용하여 실구조물 및 실험체의 안전도를 평가하였다. 기존의 교량 내하력 평가 방법은 내하력을 크게 과대평가한 반면 제안된 방법은 합리적인 수준의 안전도를 산출하였다. 따라서 본 연구에서 제안된 절차는 파형강판 구조물의 정량화된 상태 평가 및 보강 등 적절한 유지관리 방안 수립에 기여할 수 있을 것으로 기대된다.

검색어 : 파형강판, 안전도 평가, Soil-Culvert Interaction (SCI) 방법, 내공변위

* 중신회원 · 교신저자 · 아주대학교 건설시스템공학과 교수, 공학박사 (Corresponding Author · Ajou University · conc@ajou.ac.kr)

** 중신회원 · 한국도로공사 도로교통연구원 구조물연구실 실장, 연구위원, 공학박사 (Korea Expressway Corporation Research Institute · vante@ex.co.kr)

Received November 1, 2019/ revised December 2, 2019/ accepted January 29, 2020

1. 서론

파형강판(corrugated steel plate)은 정해진 규격의 주름을 갖도록 성형하여 강성을 증가시킨 강판이며, 지중에 사용될 경우 세그먼트 단위로 제작되어 현장에서 이음부를 볼트로 체결하여 구조물 형태를 이룬 후 양질의 흙으로 뒤채움하게 된다. 국내에서는 1997년 최초 적용된 후 1998년 국산 파형강판이 생산되고 한국도로공사에서 “지중강판구조물 설계 및 시공 지침(안)”(KEC Research Institute, 2001)을 제정함과 동시에 표준화된 단면들을 제시하면서 그 사용이 급격히 증가하였다. 파형강판은 외부하중에 대하여 연성구조물로 거동하며, 뒤채움 흙과 파형강판 구조물 간의 상호작용을 통하여 강판 내에 주로 원환방향의 압축력이 발생하므로 구조적 효율성을 도모할 수 있다. 파형강판 구조물은 우수한 경제성과 시공성을 바탕으로 터널, 수로, 압거, 교량 등 다방면으로 활용되고 있으며, Fig. 1은 파형강판이 도로교로 사용된 사례를 보여주고 있다.

파형강판은 규격에 따라 표준형 및 대골형이 사용되고 있으나 (KEC Research Institute, 2001), 적용 과정에서 특히 강성이 상대적으로 작은 표준형을 중심으로 강판의 과도한 변형이나 볼트 이음부의 손상 사례가 보고되었으며(Daewoo Engineering & Construction and Ajou University, 2017; Kim et al., 2018), 매우 드물지만 심한 경우 붕괴에 이르기도 하였다. 비록 국내외에서 관련 설계법(Ontario Ministry of Transportation, 1983; KEC Research Institute, 2001; AISI, 2002; CSA, 2006; KSSC, 2014; AASHTO, 2017)과 규격(ASTM, 2017; KATS, 2017)이 마련되고 효율적인 시공 기술 또한 축적되어 왔지만, 파형강판 구조물의 안전성을 합리적이고 정량적으로 평가할 수 있는 기법이 아직은 정립되어 있지 않은 실정이다. 파형강판 구조물의 내하력 평가를 위한 일부 시도가 있어 왔지만 기존의 교량 내하력 평가식을 준용하는 방법(Yeau and Sezen, 2012)은 파형강판 구조물에 적합치 않으므로 널리 인정받아 활용되지는 못하고 있다. 국내에서도 20년 이상 파형강판 구조물이 다수 시공되어 운용되고 있음을 고려할 때 파형강판 구조물들의 안전성을 평가하고 적절한 유지관리 방안



Fig. 1. An Example of Corrugated Steel Plate Bridge

을 수립하기 위한 노력이 더욱 절실히 요구되고 있는 실정이다.

따라서 이 연구에서는 파형강판 구조물의 특성을 고려하여 기존에 교량에 주로 적용되었던 내하력 평가법과 차별화되는 안전도 평가 절차를 제안하였다. 특히, 구조물 내공변위의 계측값을 활용하여 평가의 정밀도를 높일 수 있는 방안을 도출하였다. 제안된 절차를 실제 파형강판 구조물 및 실험체에 적용하여 분석함으로써 그 활용성을 고찰하였다.

2. 파형강판 구조물의 기존 설계법

파형강판 구조물의 안전도 평가 절차를 제안하기 위해 먼저 기존의 국내의 관련 설계법 및 설계 시 검토하는 항목들을 살펴보았다. 안전도 평가는 설계 시 사용되는 계산식들을 조합하여 활용하는 경우가 많기 때문이다.

2.1 국내외 설계기준

국내 실정에 맞는 설계기준을 개발하고자 하는 노력을 기울인 결과 “지중강판구조물 설계 및 시공 지침(안)”(KEC Research Institute, 2001)이 발간되었다. 그 뒤 이 기준을 보완하여 “파형강판 지중구조물 설계 및 시공지침 개정(안)”(KEC Research Institute, 2010)을 마련하였으며, 개정안은 “강구조설계기준 하중저항계수 설계법”(KSSC, 2014)에 반영되었다.

한편 해외에서는 OHBDC (Ontario Ministry of Transportation, 1983)가 최초의 체계적인 파형강판 구조물 설계기준으로 간주되며, 그 뒤 AISI 기준(AISI, 2002), CHBDC (CSA, 2006), AASHTO LRFD bridge design specifications (AASHTO, 2017) 등이 발간되었다. NCHRP Report 473 (TRB, 2002)에서는 파형강판 구조물의 진보적인 설계법이 제시된 바 있다.

설계법 측면에서 살펴볼 때 AISI 기준 및 “지중강판구조물 설계 및 시공 지침(안)”은 허용응력설계법을, AASHTO LRFD는 하중저항계수설계법을, CHBDC는 한계상태설계법을, “파형강판 지중구조물 설계 및 시공지침 개정(안)”은 하중저항계수설계법 내지 한계상태설계법을 따르고 있다.

2.2 파형강판 구조물의 설계 개념

파형강판의 설계기준들에는 설계 개념, 설계 시 검토 항목, 형상 제한, 하중 산정, 아칭(arching) 효과, 활하중 효과, 단면력이나 응력 산정과 관련된 하중 해석, 저항능력과 관련된 강도 해석, 연성도의 고려, 최소토포고 등 설계 시 고려해야 할 다양한 항목들이 관련 수식과 함께 제공되고 있다.

파형강판 구조물의 설계는 주요 파괴 또는 손상 모드를 방지하기 위하여 대비하는 것이 주를 이루고 있으며, 크게 (a) 강판 압축파괴 또는 볼트 이음부 파괴, (b) 강판 좌굴 파괴, (c) 강판 과다 휨변형,

(d) 토피 파괴 등으로 구분해 볼 수 있다. 압축력에 대한 대비 설계는 안전율을 고려하여 파형강관의 압축강도 및 좌굴강도, 볼트 이음부의 강도가 압축력보다 크도록 조치하는 것이다. 볼트 이음부의 경우 다양한 볼트 배열 및 강관 두께에 따른 이음부 강도를 제공하고 있고(KEC Research Institute, 2001), 좌굴의 경우 설계 기준별로 다양한 형태의 좌굴강도 예측식을 제공하고 있다. 그러나 이러한 압축파괴, 볼트 이음부 파괴, 좌굴 파괴에 대한 안전도 검토는 각각의 구조 안전도에 대한 비교적 단순하고 단편적인 정보만을 검토하고 있어 구조물의 내하력에 관련된 종합적이고 신뢰할 만한 정보를 제공한다고 보기는 어렵다.

한편 강관의 과도한 휨 변형은 솟음, 처짐, 측방으로 밀림, 국부 변형 등 다양한 형태로 발생할 수 있으며, 시공 중 변동하는 토압, 뒤채움 흙의 다짐도 차이에 의한 토압의 불균형, 콘크리트 용벽의 강관 변형 구속 등에 의해 어느 정도의 휨 변형은 불가피하게 발생하는 경우가 많다. 실제 파형강관 구조물에서 발견되는 손상 사례 중 상당 부분이 이러한 휨 변형에 기인하고 있지만, 아래에서 언급할 설계 가정때문에 휨에 대한 검토는 거의 없는 실정이다. 이때 주목할 만한 것은 CHBDC, AASHTO LRFD, “파형강관 지중구조물 설계 및 시공지침 개정(안)”에서 활용되고 있는 Soil-Culvert Interaction (SCI) 방법이다. SCI 방법은 Duncan (Duncan, 1978)이 제안한 아이디어에 근거하고 있으며, 강관의 축력과 휨모멘트를 동시에 고려해서 소성 상태에 근거하여 안전도를 평가하고 있다는 데 큰 의의가 있다. 이 연구에서는 휨 거동을 안전도 평가에 반영하는데 주력하고자 했으므로 SCI 방법에 주목하였다.

하중 해석의 경우 파형강관 구조물에서는 상재하중에 의한 강관의 변형이 뒤채움 흙에 유발되는 수동토압에 의해 억제되므로 수평 및 수직토압이 파형강관의 연성 변형에 의해 평균화되어 일정한 크기의 압력으로 변환된다고 가정한다. 이 가정이 Fig. 2와 같은 압축링(환압축) 이론이며, 파형강관 설계의 근간을 이루고 있다. 압축링 이론이 유효하다면 파형강관에는 Eq. (1)과 같이 일정한 크기의 축력만 발생하고 휨모멘트는 거의 발생하지 않게 된다. Eq. (1)은 Fig. 2에서 원환을 따라 구조물에 수직으로 작용하는 압력의 크기가 γH 와 같다고 보고 유도한 것이며, 아칭 효과를 조합하면 더욱 정밀한 축력을 산정할 수 있다. 아칭 효과에는 구조물

에 가해지는 상부 토파하중이 단순 계산결과와 비교할 때 감소되는 정아칭 효과(AISI, 2002) 및 증가되는 부아칭 효과(CSA, 2006)가 있으며, 강관단면의 크기, 형상, 검토 위치, 강성 및 뒤채움 지반의 특성 등에 의존한다. AASHTO LRFD나 “지중강관구조물 설계 및 시공 지침(안)”처럼 아칭 효과를 고려하지 않는 경우도 있다.

$$T = \frac{1}{2} P_v = \frac{1}{2} S \gamma H \tag{1}$$

여기서, T : 압축력, P_v : 상재 하중, S : 파형강관 구조물의 폭, γ : 상재토의 단위중량, H : 토피. 각 기호의 의미는 Fig. 2에도 제시되어 있다. 그러나 정밀한 해석을 요하는 경우 최근에는 유한요소법도 활용되고 있다(Kim et al., 2010; Walton et al., 2016).

3. 파형강관 구조물의 안전도 평가 절차 제안

3.1 기존 평가 방법의 문제점

파형강관 구조물에 적합한 안전도 평가 방법을 도출하기 위해 먼저 교량과 같은 기존 구조물에 적용되었던 평가 방법(KCI, 2010; MOLTMA and KISTEC, 2012)의 활용 가능성을 고찰하였다. 2.1절에서 언급한 각 설계법에 따른 내하력 평가가 가능하지만, 기본적으로는 교량의 활하중에 대한 여유도를 나타내는 내하율(RF: Rating Factor)을 산정하고, 내하율에 설계활하중을 곱해 기본내하력을 산정한다. 그러나 기본내하력은 이론적인 계산값이므로 그대로 공용내하력으로 채택할 경우 경제성과 안전성에 문제가 발생할 수 있다. 따라서 교량의 조건이나 특성 등을 고려한 보정계수를 기본내하력에 곱해 공용내하력을 산정하게 되며, 실측된 응답에 대한 계산된 응답의 비인 응답 보정계수가 대표적이다. 한 예로서, 강도설계법에 따른 내하율을 휨모멘트에 근거하여 산정하면 Eq. (2)와 같다.

$$RF = \frac{\phi M_n - \gamma_D M_D}{\gamma_L M_L (1 + i)} \tag{2}$$

여기서, M_n : 공칭휨강도, M_D : 고정하중에 의한 휨모멘트, M_L : 활하중에 의한 휨모멘트, γ_D : 고정하중에 대한 하중계수, γ_L : 활하중에 대한 하중계수, ϕ : 강도감소계수, i : 충격계수. 다른 설계법에 의한 RF도 안전율에 대한 고려 등 세부적인 계산은 다르지만, Eq. (2)와 유사한 형태의 수식을 통해 구조물의 저항능력, 고정하중 및 활하중에 의한 응력이나 단면력을 가지고 평가한다. 그러나 설계하중 중에서 활하중이 지배적인 교량과는 달리 파형강관 지중구조물은 토압 등 고정하중이 지배적이고 활하중 효과는 토피에 의해 분산되어 미미하다는 차이점이 있다. 토피 두께에 따른 이러한 활하중 분산 효과를 압력으로 표현하여 수식(Yeau and Sezen,

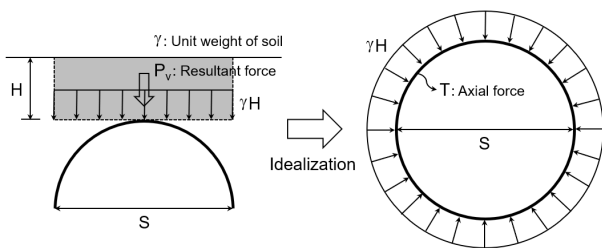


Fig. 2. Ring Compression Theory

2012)이나 표(KEC Research Institute, 2001)로 제공한 사례들이 있는데, 예를 들어 후자의 경우 예전의 국내 표준트럭 설계 활하중인 총중량 432 kN의 DB-24 하중(KRTA, 2010)은 토피 2.0 m 일 때 18 kN/m², 토피 3.5 m 이상에서는 10 kN/m²의 매우 작은 압력 효과만을 발휘하게 된다. 이는 활하중에 의한 단면력이 매우 작게 발생함을 의미한다. 따라서, Eq. (2)를 파형강관 구조물에 적용할 경우 분모의 값이 지나치게 작아지는 이유로 RF가 매우 크게 산정되어 구조물의 내하율이 크게 과대평가되게 된다. 이러한 경향은 뒤의 예제를 통한 분석에서 명확히 나타난다. Yeau and Sezen(2012)은 파형강관 구조물의 안전도 평가에 Eq. (2)와 유사한 형태의 식을 적용하되 다만 휨모멘트 대신 파형강관 구조물에서 지배적인 축력을 사용하였다. 또한 상기에서 지적한 내하율이 과대 평가되는 문제에 대한 대처 방안으로 분모 부분을 무시하고 분자 부분만을 취할 것을 제안하였다. 그러나 이는 뚜렷한 공학적인 근거가 부족한 접근법으로 생각된다. 결론적으로 방법론적으로는 가능하지만 교량 내하력 평가식을 파형강관 구조물에 적용 시 정확한 평가는 어려울 것으로 생각된다.

한편, 기존 연구에서 파형강관의 이상 변형을 고려한 구조해석을 통해 증가되는 응력을 평가한 사례를 찾아볼 수 있다(Lee et al., 2014). 그 연구에서는 구조물의 변형 형상을 정확히 계측하여 평가에 반영하였지만, 구조물이 이미 변형된 상태에서 정상적인 토압을 가하여 응력을 구하였으므로 실제 응력 상태와는 차이가 있다. 변형 전 상태에서 비정상적인 토압을 가하여 해당 변형이 발생할 때의 응력이 실제 응력에 해당된다고 볼 수 있지만, 그러한 비정상적인 토압 분포를 역으로 유추하기는 용이하지 않다. 또한 이는 응력 검토 이상의 체계적인 안전도 평가로 보기 어렵다. 파형강관 구조물에 대하여 트럭 재하시험을 실시하고 변위나 변형률과 같은 응답을 분석한 사례들도 있으나(Manko and Beben, 2005; Beben and Manko, 2008; Min et al., 2017), 분석결과를 안전도 평가와 연관짓지는 못하였다. 그 외에 파형강관 구조물의 내공변위를 측정하여 변형률을 평가했던 사례들도 찾아 볼 수 있으나(Yeau et al., 2010), 역시 변형률을 안전도 평가에 활용하지는 못하였다는 점에서 이 연구와는 큰 차이가 있다. 한편 Kim et al.(2010)은 수치해석으로 구한 축력 및 휨모멘트를 SCI 식(Duncan, 1978)에 대입하여 소성상태 여부를 판정하였으나, 내공변위 실측값이 아닌 해석에 의존하였다는 한계점이 있다.

3.2 안전도 평가 절차 제안

3.2.1 제안된 기본안

파형강관 구조물의 안전도 평가 절차를 제안함에 있어 다음과 같은 기본 방향을 설정하였다. 첫째, 축력 및 휨모멘트를 동시에 고려하였다. 파형강관 구조물의 설계 시 기본 전제는 압축력

이론에 의해 축력이 지배적인 반면 휨 거동은 최소화되므로 휨모멘트가 무시된다는 것이다. 그러나 실제로는 휨 변형에 의한 여러가지 부작용이 나타난 사례들이 있으므로 휨모멘트를 안전도 평가에 고려하였다. 둘째, 파형강관 구조물에서 실측된 내공변위를 활용하였다. 안전도 평가의 신뢰성을 높이기 위해서는 단순히 계산에 의존하기보다는 실측값도 활용하는 것이 바람직하다. 한국 도로공사에서는 최근 기존의 재래식 내공변위 측정법을 개선하여 Fig. 3과 같이 레이저 스캐너 및 고해상도 카메라를 탑재한 3D 진단 로봇 기술 및 맵핑 기법을 적용한 ARGOS 시스템을 개발한 바 있다(Lee et al., 2014; Lee et al., 2015). 이 기술을 이용하여 획득한 정밀한 내공변위 데이터를 안전도 평가 시 고려하였다. 셋째, 재래적인 허용응력설계법보다는 최근 국내외 설계기준의 주요 경향이라 할 수 있는 신뢰도 기반의 하중저항계수설계법 또는 한계상태 설계법에 근거한 안전도 평가식을 도출하였다. 넷째, 파형강관 구조물의 단면력이나 변형에 근거하여 강관 일반부의 안전도를 평가할 수 있는 수식을 도출하였다. 강관 좌굴이나 볼트 이음부의 경우 설계 기준상의 수식이나 표를 활용하거나 별도의 정밀 해석(Kim et al., 2018)을 통한 평가가 가능하므로 이 연구에서는 제외하였다.

상기 사항들에 기초하여 안전도 평가의 기본적인 절차를 다음과 같이 제안하였다. 먼저, 기존의 파형강관 설계식들을 분석한 결과 이 연구의 목적에는 앞서 언급했던 Eq. (3)과 같은 SCI 방법론(Duncan, 1978)에 따른 수식이 가장 적합하다고 판단되었다. 다만 원래의 SCI 식은 우변이 1 이하를 만족하는지의 여부로 안전성을 판정하는 반면 이 연구에서는 우변의 값을 소성지수로 두고, Table 1과 같이 기존 경험 및 사례에 근거하여 소성지수의



Fig. 3. Three-Dimensional Inspection Robot (ARGOS)

Table 1. Safety Assessment and Maintenance Scheme

Plasticity index	Maintenance scheme	Remarks
$F_p < 0.8$	· Periodical regular inspection	Elastic region
$0.8 \leq F_p < 1.0$	· Detailed inspection · Observation of change in displacement	Transition region
$1.0 \leq F_p < 1.5$	· Continuous measurement of change in displacement · Partial strengthening of deformed section	Plastic region
$F_p \geq 1.5$	· Overall strengthening of deformed section	

범위에 따라 구조물의 안전도를 평가한 후 각 범위에 대응되는 유지관리 방안을 선정하였다. Table 1은 한국도로공사에서 국내 파형강관 구조물들을 유지관리하는 과정에서 손상 부위의 상태 및 이론적 소성지수를 비교해 가며 축적된 정보를 반영한 것이다.

$$F_p = \left(\frac{T_f}{T_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M_f}{M_{pf}} \right| \quad (3)$$

$$T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L \quad (4)$$

$$M_f = \alpha_D M_D + \alpha_L M_L \quad (5)$$

$$T_{pf} = \phi A_c f_y \quad (6)$$

$$M_{pf} = \phi Z_c f_y \quad (7)$$

여기서, F_p : 소성지수, T_f : 계수 축력, M_f : 계수 휨모멘트, T_{pf} : 강관의 설계 소성축력 저항능력, M_{pf} : 강관의 설계 소성휨모멘트 저항능력, α_D : 고정하중에 대한 하중계수, α_L : 활하중에 대한 하중계수, T_D : 고정하중에 의한 축력, T_L : 활하중에 의한 축력, M_D : 고정하중에 의한 휨모멘트, M_L : 활하중에 의한 휨모멘트, ϕ : 강도감소계수, A_c : 강관 단면적, Z_c : 강관 소성단면계수, f_y : 강관 항복강도 Fig 4는 파형강관의 형상 및 축력 또는 휨모멘트 작용 시 강관 전 단면이 항복응력에 도달한 상태를 고려하여 유도된 소성축력 저항능력 및 소성휨모멘트 저항능력을 보여주고 있다.

Eq. (4)에서 축력은 Eq. (1)과 같은 압축링 이론으로 구할 수 있다. 한편 이 절차의 가장 큰 특징 중 하나는 Eq. (5)에서 휨모멘트 산정 시 하중에 의해 실제 발생한 내공변위를 계측하여 이를 Eq. (8)과 같이 적용하였다는 점이다. Eq. (8)은 NCHRP Report 473 (TRB, 2002)에도 제시되어 있으며, 실측값에 근거하고 있으므로 CHBDC (CSA, 2006)에서 근사적인 수식에 의하여 휨모멘트를 추정하는 방법과 비교할 때 더욱 정확한 휨모멘트를 산출할 수 있다는 장점이 있다.

$$M = E_c I_c \kappa = E_c I_c \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_N} \right) \quad (8)$$

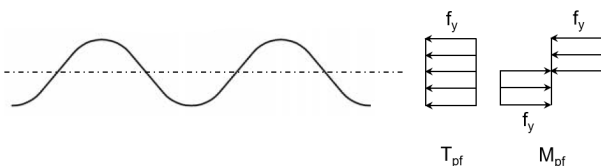


Fig. 4. Plastic Compressive Strength and Plastic Moment Capacity

여기서, M : 휨모멘트, E_c : 강관 탄성계수, I_c : 강관 단면2차모멘트, κ : 곡률, R : 변형 전 곡률반경(설계값), R_N : 변형 후 곡률반경. 분석 대상 지점의 R_N 은 측정된 위치 정보 및 곡선의 수학적식을 이용하여 유도할 수 있다. 이 연구에서는 분석 대상 지점 및 주변 2점의 좌표를 획득하고, 좌표값들을 Eq. (9)와 같은 원의 방정식에 적용하여 곡률반경 R_N 을 구하였다. 총 3개 점의 정보를 가지고 미지수인 a, b 및 R_N 값을 결정할 수 있다. Fig. 5는 이러한 과정의 예시를 보여주고 있다.

$$(x-a)^2 + (y-b)^2 = R_N^2 \quad (9)$$

제한된 안전도 평가를 구조물 전체 부위에 대해 실시할 필요는 없으며, 예를 들어 “지중강관구조물 설계 및 시공 지침(안)”(KEC Research Institute, 2001)에 제시된 파형강관 구조물의 원래 반경 대비 허용 변형량(표준형: 5%, 대골형: 2%)을 초과하는 구간에 대해서 선별적으로 실시하는 것도 하나의 방법이다. Fig. 6에서는 상기에서 제안된 안전도 평가 절차를 흐름도로 나타내었다.

3.2.2 토의 및 대안 논의

3.2.1절에서는 파형강관 구조물의 안전도 평가 절차의 기본안을 제안하였지만, 세부적인 수식이나 절차에 대해서는 다음과 같은 대안들도 있으며, 이러한 대안들을 적절히 적용하면 더욱 합리적이고 보수적인 안전도 평가도 가능할 것으로 판단된다.

첫째, 기본안에 포함된 Eq. (1)과 같은 강관 축력 산정식에는 아칭 효과가 배제되어 있다는 단점이 있다. 따라서, Eq. (10)의 CHBDC (CSA, 2006) 식과 같이 하중 효과가 증대되는 부아칭 현상을 아칭계수에 적용한 식을 사용하여 안전축의 축력을 산정할 수 있다.

$$T_D = 0.5(1.0 - 0.1 C_s) A_f W \quad (10)$$

여기서, T_D : W 에 의한 강관 축력, C_s : 강관과 뒤채움 흙의 상대축 강성비, A_f : 아칭계수(≥ 1.0), W : 강관 상부 상대하중. C_s 의 계산 수식은 별도로 주어지고, 아칭계수 값은 파형강관 구조물의 형상에 따라 그래프로 제공하고 있다.

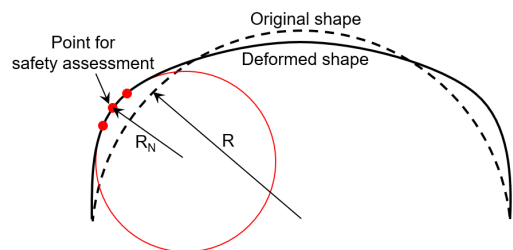


Fig. 5. Calculation of Radius of Curvature

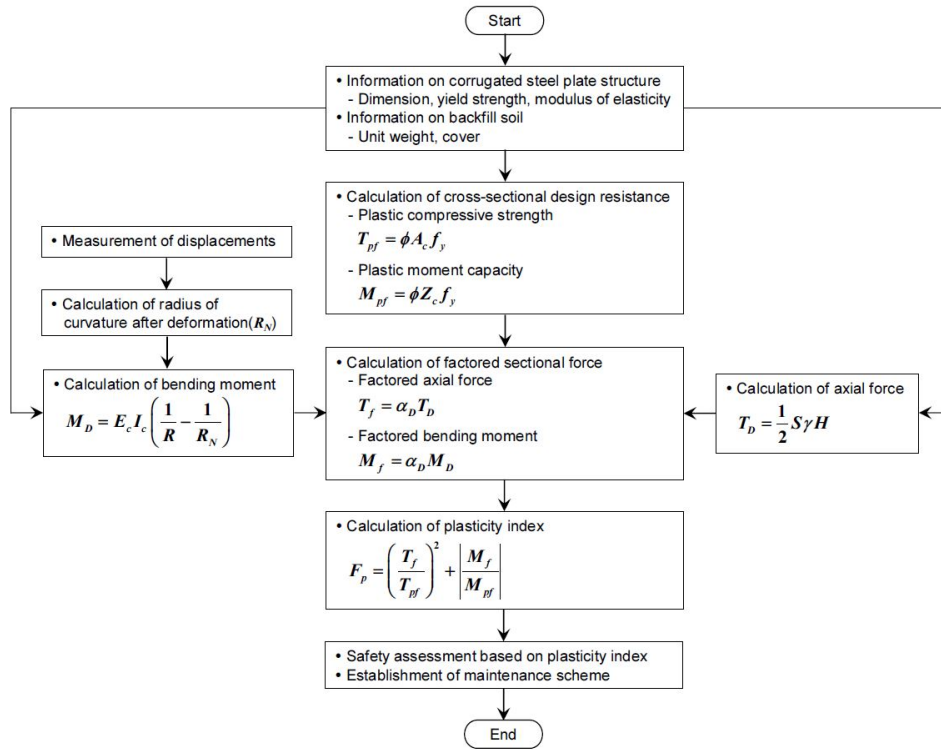


Fig. 6. Flow Chart of Proposed Safety Assessment Procedure

둘째, 기본안에서는 Fig. 7(a)와 같이 축력 계산 시 강관 구조물 정점부 상부 토피하중만을 고려하였지만, CHBDC 및 AASHTO LRFD (AASHTO, 2017) 규정을 참고하여 Fig. 7(b)와 같이 구조물 상부의 토피하중 전체를 고려함으로써 보다 실제적이고 안전측으로 축력을 산정할 수 있다.

셋째, 실제의 축력은 강관 위치마다 변하는데 Eq. (1)의 압축링 이론에 따른 계산에서는 축력이 일정하다고 가정하였다. 따라서, 압축링 이론으로 구한 축력은 검토 대상 휨모멘트 발생 위치의 실제 축력이 아니므로 SCI 식에서 함께 조합하면 부정확한 값을 산출할 가능성이 있다. 만약 유한요소법과 같은 정밀해석을 통해 관심 위치의 엄밀한 축력을 산정하여 SCI 식에 고려한다면 평가의 정확도를 향상시킬 수 있다. 이와 같이 축력은 안전도 평가결과에 큰 영향을 미치지만 토압 분포, 다짐도, 이칭 효과 등의 계산 방법론에 의존하여 변동성이 크다는 것이 평가 시의 애로점이다.

넷째, 파형강판 구조물의 적절한 안전도 평가 시점을 고려해 보아야 한다. 일반적으로 시공 후 최종적인 토압만 작용하는 상태를 가정하여 안전도 평가를 실시하는 경우가 많아 이를 기본안에 반영하였지만, 그 외에 시공 중 또는 공용 중에 대한 평가도 실시 가능하다. 그러나 시공 중의 경우 각종 시공장비 또는 공정과의 간섭 문제로 Fig. 3과 같은 내공변위 측정용 구조물 진단 로봇을 운용하기는 어려울 수도 있다. 한편, 토피가 작은 특수한 경우에는

활하중의 영향이 커져서 공용 중 소성지수가 다른 경우보다 클 가능성이 있다. 활하중에 의한 내공변위 변동은 차량 운행 중에는 정확한 측정이 어려우므로 설계 활하중을 모사하는 정적 재하시험을 실시하여 측정하는 것이 바람직하다. 또한 설계 활하중이 기존 432 kN의 DB-24 또는 DL-24 하중(KRTA, 2010)에서 510 kN의 KL-510 (KRTA, 2015)으로 상향되었지만, 활하중에 의한 압력 (KEC Research Institute, 2001)은 구 기준에 근거하고 있다는 점도 개선이 필요하다. 추가적으로 시공 중 또는 공용 중에 대한 안전도 평가 시에는 하중계수 및 강도감소계수 값에 주의를 기울여야 한다. 예를 들어, AASHTO LRFD의 SCI 식에서는 시공 후 검토라는 전제하에 하중계수를 사용하고 있고, 역시 SCI 식을 채택한 CHBDC에서는 시공 중 및 시공 후 검토에 대하여 하중계수

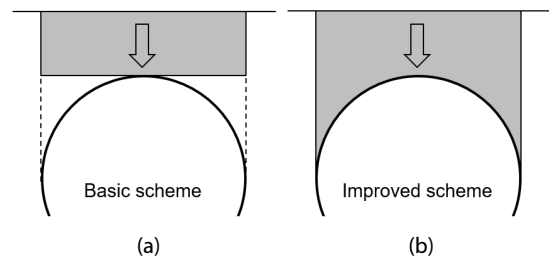


Fig. 7. Consideration of Dead Weight above a Structure

및 강도감소계수를 차별화하여 적용하고 있는데, 한 예로 시공 중 검토 시에는 하중계수를 적용하지 않는다.

다섯째, 기본안에서는 정밀 안전도 평가 대상물 허용 변형량 초과 부위로 보았지만, 특히 표준형의 5% 허용 변형량 기준(KEC Research Institute, 2001)은 Spangler (Spangler, 1941)의 소형관 실험결과에 안전율을 적용하여 산출된 것으로서 실제의 대형 파형강관 구조물에 적용하기에는 무리가 있다. 따라서 정밀 안전도 검토가 필요한 합리적인 변형량 기준에 대한 추가 논의가 필요하다. 예를 들어 구조물 내공변위 실측값 및 실제 구조 건전성 비교분석결과에 근거하여 변형량 5% 초과 구간도 큰 문제가 없는 것으로 판명된 사례가 많다면 변형량 기준을 다소 상향시키는 것도 가능하다. 허용 변형량의 합리적인 기준에 대해서는 FHWA(1986) 및 Sezen et al.(2009)과 같은 기존 연구를 참조할 수 있다. 한편, 비록 내공변위가 큰 부분이 변형도 심하므로 휨모멘트 및 소성지수도 크게 나타나는 경향은 있지만, 휨모멘트는 내공변위 자체보다는 곡률에 관계되므로 내공변위에 의한 변형량을 절대적인 판단 기준으로 삼기는 어렵다.

여섯째, 기본안의 Table 1에서는 기존 경험 및 사례에 근거하여 소성지수의 범위에 따라 구조물의 안전도를 평가하고 이에 대응되는 유지관리 방안을 선정하였으나, 설정된 소성지수 범위 기준의 합리성에 대한 논란이 있을 수 있으며, 지금까지 축적된 자료에 부가하여 실구조물의 지속적인 추적조사를 통해 소성지수 범위 및 각 유지관리 방안의 타당성에 대한 연구가 필요하다. 또한, 기본안과 같이 소성지수가 1.0을 초과할 때 구조물을 부분적 또는 전체적으로 보강하는 것은 많은 비용이 소요되므로 소성지수에 따른 유지관리 방안의 일률적 적용보다는 손상 범위 등에 대한 전문가적인 판단을 거쳐 보강 여부를 결정하는 것이 바람직하다. 예를 들어, 소성지수가 1.0을 초과한 부위가 발생했지만 이러한 부위가 매우 국부적이고 구조 안전도에 미치는 영향이 작다고 판단되면 단면보강을 생략할 수도 있다.

일곱째, 추가 연구를 통해 기본안에 적용된 Eq. (3)과 같은 SCI 식의 형태를 실제 구조물의 거동과 더욱 유사하게 개선할 수 있을 것으로 판단된다. SCI 식은 다수의 유한요소해석을 수행하여 도출한 경험식으로 알려져 있으므로, 실험 또는 실구조물의 거동 관찰을 통해 수식의 형태를 개선하는 것도 바람직한 방향이다. 예를 들어 SCI 식 상으로는 소성상태이지만 구조 건전성이 유지되는 경우가 다수 관찰된다면 이러한 사실에 부합하도록 Fig. 8의 Eq. ③과 같이 SCI 식의 형태를 확장하여 조절해 볼 수 있다. Fig. 8에서 대안으로 제시된 식들도 구조 안전도나 파괴 기준과 관련하여 기존에 사용된 사례가 있는 형태이며, White and Clarke(1997)는 축력과 휨모멘트가 동시에 작용하는 강부재의 다양한 형태의 강도 곡선을 비교분석한 바 있다. Fig. 8에서 곡선의 안쪽은 탄성 구간으로서 구조 건전성이 확보되고 있다고 보며,

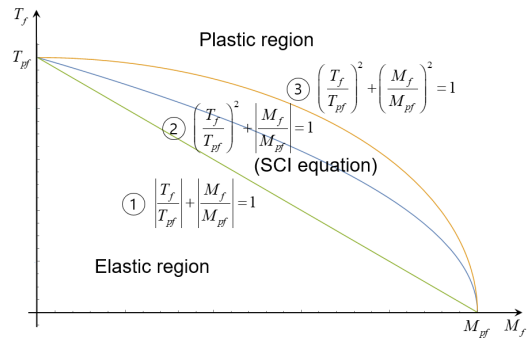


Fig. 8. Original and Modified Form of Soil-Culvert Interaction (SCI) Method

곡선 바깥쪽은 소성 구간으로서 구조 건전성이 상당부분 상실되고 간주하는 영역이다.

4. 파형강판 구조물의 안전도 평가에

4.1 OO 파형강판 압거

제안된 안전도 평가식을 이용하여 실제 파형강판 구조물을 평가 하되, 3.2.2절에서 논의된 대안들도 적용하여 그 결과를 비교하였다. 또한 기존 교량 내하력 평가결과와도 비교하여 제안된 방법의 장점을 검증하였다. 대상 구조물은 Fig. 9와 같은 반원아치형 파형강판 압거로서 하부에 콘크리트 옹벽이 배치된 형태이며, Fig. 3의 장비를 이용하여 내공변위를 측정하는 장면도 함께 보여주고 있다. 표준형 파형강판이 사용되었으며, 주요 제원은 “지중강판구조물 설계 및 시공 지침(안)”(KEC Research Institute, 2001)을 참조할 때 Table 2와 같다.

4.1.1 기존 교량 내하력 평가법

여기에서는 허용응력설계법에 따라 평가하였으며, 다른 설계법에 의한 결과도 유사한 경향을 나타낸다. 대상 설계 활하중은 DB-24 (KRTA, 2010)이다. 상세한 계산 과정은 Appendix A1에 제시되어



Fig. 9. Corrugated Steel Plate Culvert for Safety Assessment

Table 2. Information on Corrugated Steel Plate Culvert for Safety Assessment

Width (S, D_b) [m]	5	Thickness (t) [mm]	4.5
D_v [m]	5	Area (A_c) [mm ² /m]	5,588
Radius (R) [m]	2.5	Second moment of area (I_c) [mm ⁴ /m]	1,648,400
Yield strength (f_y) [MPa]	245	Plastic section modulus (Z_c) [mm ³ /m]	86,250
Modulus of elasticity (E_c) [MPa]	2×10^5	Soil cover (H) [m]	11.56

있으며, 평가 결과 기본내하력은 4.8×DB-24로 산정되었다.

기존 교량 내하력 평가방식으로 대상 파형강판 암거를 평가한 결과 3.1절에서 예상하였듯, 토피에 의한 활하중 분산 효과로 인해 활하중 영향이 너무 작으므로 공학적 의미가 거의 없는 과도한 내하력값이 산출됨을 알 수 있다. 실제 파형강판 구조물에 대해 표준트럭 활하중 중량에 가깝게 재하시험을 실시한 사례들을 참조해도 토피에 따라 차이는 있지만 처짐 변위나 변형률과 같은 응답이 매우 미미하게 나타나고 있다(Min et al., 2017). 따라서, 이러한 기존 방식으로 파형강판 구조물의 안전도를 평가하는 것은 타당하지 않다고 판단된다.

4.1.2 제안된 기본안에 의한 평가

기본안에 의한 평가에서는 뒤채움 흙과 토피의 시공 후 포장 및 활하중이 없는 상태에서 안전도를 평가하였다. Fig. 3과 같은 ARGOS 시스템을 이용하여 해당 구조물 내부를 통과하면서 모든 위치별 내공변위를 측정하고 곡률반경을 계산하였다. 여기에서는 그 중 다른 부분에 비하여 변형이 크게 발생한 부위가 포함된 A 구간 및 B 구간에 대한 평가 사례를 제시하였다. A 구간에서는 좌측으로 밀림 변형이 발생하였으며, 최대 변형량은 원래의 R 대비 7.6 %였다. 한편 B 구간에서는 처짐 및 꺾임 변형이 발생하였으며, 최대 변형량은 8.2 %였다. A, B 구간 모두 허용 변형량 5 %를 초과하므로 검토 대상으로 삼았다.

상세한 계산 과정은 Appendix A2를 참조할 수 있으며, 평가 결과 A 구간의 소성지수는 1.03, B 구간의 소성지수는 1.34로 산출되었다. 따라서, Table 1의 유지관리 방안에 따르면 A, B 구간 모두 변위 진전 여부를 상시계측하고, 손상이 심한 부위는 부분적으로 보강해야 하는 것으로 판정되었다.

4.1.3 대안의 적용 효과 평가

(1) 대안 1: 축력 산정식 및 토피하중 계산식 개선

축력 산정 시 부이칭 효과를 고려하여 축력을 증대시킨 Eq. (10)을 사용하고, Fig. 7과 같이 상부 토피하중 전체를 고려하여 계산함으로써 추가적으로 축력을 증대시켜 보았다.

대안 1에 대한 Appendix A3의 계산결과에 의하면 A, B 구간의 소성지수는 각각 1.26 및 1.57로 산정되었으며, Table 1을 참조할 때 A 구간은 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강, B 구간은 변형구간 전체 단면보강에 해당된다.

이와 같이 보수적이고 안전측의 방안들을 동원한 결과 설계 축력이 기본안보다 30 % 정도 증가하였으며, 그에 따라 A, B 구간의 소성지수 또한 기본안보다 각각 22 % 및 17 % 증가하였다. 그 결과 기본안과 비교할 때 B 구간의 안전도 판정결과 및 유지관리 방안이 바뀌었다. 예시된 바와 같이 축력은 그 계산방법에 따라 소성지수 및 안전도에 미치는 영향이 클 수 있다.

(2) 대안 2: 공용 중 검토(활하중 및 포장 영향 추가 고려)

뒤채움 흙과 토피만을 고려한 기본안에 활하중 및 포장에 의한 영향을 추가로 고려하여 안전도를 검토하였다. 이때 대안 1을 중복 적용하지는 않았다.

Appendix A3의 계산결과에 의할 때 A, B 구간의 소성지수는 각각 1.12, 1.42로서 Table 1의 유지관리 방안에 따르면 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강이 요망된다.

하중계수를 고려하지 않은 활하중의 축력 기여분은 전체 축력의 4 %로 미미하였다. 그 이유는 앞서 언급했듯 파형강판 구조물에서는 활하중보다도 토압과 같은 고정하중이 지배적이기 때문이다. 계산 결과 활하중과 더불어 포장까지 추가로 고려한 관계로 설계 축력이 기본안보다 12 % 증가하였다. 하중계수 및 강도감소계수는 국내의 경우 검토 시점에 따라 차별화할 근거가 아직 마련되지 않았으므로 기본안과 동일하게 보았다. 한편, 토피가 커서 활하중의 영향이 작으므로 R_{N} 은 기본안 검토 시와 동일하게 볼 수 있고, 따라서 설계 휨모멘트 또한 기본안과 동일하다. 축력 계산 시 DB-24 활하중에 의한 압력 p_L 을 추가로 고려했는데, 최근 국내 기준인 KL-510 활하중(KRTA, 2015)이 고려된 압력은 참고할 수 있는 자료가 없는 실정이다.

축력이 기본안보다 다소 증가한 관계로 A, B 구간의 소성지수 또한 기본안보다 각각 9 % 및 6 % 증가하였지만, 기본안과 비교할 때 안전도 판정결과 및 유지관리 방안이 바뀌지는 않았다. 만약 토피가 작아서 활하중의 영향이 큰 경우 공용 중 변동되는 곡률반경까지 고려한다면 휨모멘트 및 소성지수가 더 크게 증가할 가능성이 있다. 그렇지만 이는 기본안과 대안 2에 있어 하중계수와 강도감소 계수가 동일한 경우에 유효한 논의에 주의해야 한다.

한편 대안 2는 활하중의 영향을 추가적으로 고려하여 4.1.1절의 기존 교량 내하력 평가법의 조건과 유사하므로 직접적인 결과 비교가 가능하다. 기존 방법에서는 4.8×DB-24, 즉, 설계 활하중의 4.8배까지 내하력을 확보하고 있어 매우 안전한 것으로 나타난 반면 대안 2에서는 단면이 소성 영역에 도달하여 부분적인 보강을 요하는 것으로 나타나 결과에 큰 차이가 발생하였다.

Table 3. Plasticity Indices in Proposed Safety Assessment Methods

	Plasticity index		Remarks
	Section A	Section B	
Basic method	1.03	1.34	
Alternative 1	1.26	1.57	· Increased axial force by considering negative arching ratio · Increased axial force by considering increased volume of soil cover
Alternative 2	1.12	1.42	· Assessment in service · Increased axial force by additionally considering live load and pavement
Alternative 3	0.82	1.34	· Modified SCI equation

(3) 대안 3: Fig. 8에서 SCI 식을 변형한 Eq. ③ 사용

대안 3에서 소성축력 및 소성휨모멘트, 설계 축력 및 설계 휨모멘트는 기본안과 동일하며 단지 소성지수값만 달라지게 된다. 계산 결과 변형량 7.6 %의 A 구간은 소성지수 0.82, 변형량 8.2 %의 B 구간은 소성지수 1.34를 산출하였다. Table 1의 유지관리 방안에서 A 구간은 정밀점검 및 변위 진전 여부 관찰, B 구간은 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강에 해당된다.

탄성영역이 보다 확장된 Eq. ③을 사용할 경우 SCI 식 사용시와 비교할 때 소성지수는 A 구간에서 20 % 감소하였고, B 구간에서는 유사하였다. 특히, A 구간은 기본안에서는 소성상태였지만, 대안 3에서는 탄성상태로 판정됨에 따라 유지관리 방안이 대폭 완화되는 결과를 얻었다. 즉, A 구간은 5 % 허용 변형량 기준을 초과한 구간이지만 소성상태에는 이르지 않은 것으로 나타났다.

Table 3은 4.1.2절 및 4.1.3절의 안전도 평가 방법에 따른 소성지수를 비교하여 보여주고 있다.

4.2 파형강판 실험체

제안된 안전도 평가 절차의 효용성을 검증하기 위해 파형강판 실험조물 뿐 아니라 실험체도 분석하였다. Fig. 10은 실험체 파형강판 실험체를 제작하고, 지중 조건을 모사하는 하중을 여러개의 액츄에이터를 이용하여 구현했던 사례를 보여주고 있다 (Daewoo Engineering & Construction and Ajou University, 2017). 파형강판은 반원형이고 하부에는 콘크리트 옹벽을 모사하는 기초가 배치된 구조이다. 역시 표준형 파형강판이 사용되었으며, 주요 제원은 Table 4와 같다. 앞서 분석된 실제 파형강판 구조물과 비교할 때 규모가 약간 더 크지만, 강판 두께는 더 얇은 형태이다.

실험 도중 ARGOS 시스템 대신 스캐너를 이용하여 내공변위를 측정하였고, 다수의 변형률 게이지 및 변위계를 사용하여 강판의 변형 거동을 파악하였다. 제안된 기본안으로 안전도 평가를 실시하였으며, 적용된 수식이나 계수는 4.1.2절을 참조하도록 한다. 실험시 크게 2가지의 상황을 모사하였으며, 하중재하 1은 천단부에서 처짐이 발생하는 경우이고, 하중재하 2는 우측으로 밀림 변형이 발생하

는 경우이다. 또한 하중단계 1은 두가지 하중재하 경우에서 공통인 단계로 토괴 3.25 m에 해당하는 토압을 가하는 상태를 모사한 것이고, 하중단계 2는 각 하중재하 경우를 모사하되 파형강판 실험체의 특정 부위에 최대 5 %의 변형을 일으키는 극한하중을 가하는 것을 의미한다.

Eqs. (6) and (7)을 적용할 때 소성축력 $T_{pf}=1094.78$ kN/m, 소성휨모멘트 $M_{pf}=16.87$ kNm/m로 산정된다. 한편, 축력 및 휨모멘트는 크게 수계산 또는 유한요소해석을 통하여 구하거나 계측값을 활용하여 추정할 수 있다. 4.1절의 실험조물 평가의 경우 축력은 수계산으로, 휨모멘트는 계측값으로부터 구한 것이다. 여기에서는 midas Civil 프로그램(MIDAS Information Technology, 2019)으로 파형강판을 쉘요소로 모델링하여 유한요소해석을 실시하고 단면력을 산정하였다. 일반적으로 축력이 최대인 위치와 휨모멘트가 최대인 위치는 일치하지 않으므로, SCI 식에서 가장 불리한 경우를 도출하기 위해서는 각 단면력이 최대인 위치를 모두 검토해 보는 것이 바람직하다. Table 5는 이렇게 도출된 단면력에 하중계수를 곱하여 구한 설계 축력 및 설계 휨모멘트를 보여주고 있다.

상기 계산에 근거하여 산정된 소성지수는 Table 6과 같다. 분석 결과 하중단계 1에서도 $1.0 \leq F_p < 1.5$ 범위가 산출되므로 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강을 요하는 것으로 나타났고, 하중단계 2는 $F_p \geq 1.5$ 범위로서 변형구간 전체의 단면보강을 요하는 수준으로 나타났다. 하중단계 2는 극한하중이 가해진 상태이므로 평가결과와도 부합하고 있다. 평가결과를 참고하여 하중재하 2의 실험체에 대해서 실험 후 영구적인 밀림 변형이 크게

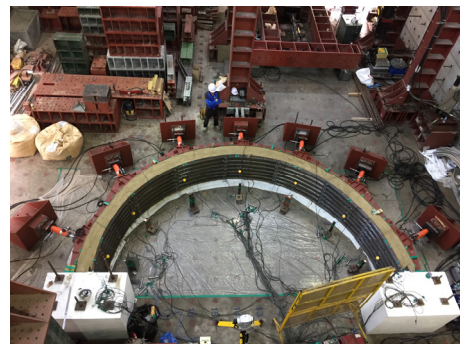


Fig. 10. Full-Scale Specimen of Corrugated Steel Plate Structure

Table 4. Information on Full-Scale Specimen of Corrugated Steel Plate Structure

Width (S, D_h) [m]	6.5	Thickness (t) [mm]	4.0
D_v [m]	6.5	Area (A_c) [mm ² /m]	4,965
Radius (R) [m]	3.25	Second moment of area (I_c) [mm ⁴ /m]	1,458,700
Yield strength (f_y) [MPa]	245	Plastic section modulus (Z_c) [mm ³ /m]	76,500
Modulus of elasticity (E_c) [MPa]	2×10^5		

발생한 부위 전체의 단면을 보강하여 내하력을 향상시킨 후 그 효과를 검증하기 위해 재실험을 실시하였다. 이와 같이 제안된 안전도 평가 기법은 정량적인 방법에 기초하여 파형강관 구조물의 보수보강 여부를 판정하는데 유용하게 활용될 수 있다.

5. 결론

이 연구에서는 파형강관 구조물의 특성을 고려하여 기존의 내하력 평가법을 개선한 안전도 평가 절차를 제안하였다. 파형강관 구조물이 국내에 도입된 지 20년 이상 경과되었으므로 노후화된 파형강관 구조물도 늘어나고 있는 추세이다. 이 연구는 신설 또는 공용 중 파형강관 구조물의 정량화된 상태 평가 및 보강 등의 유지관리 방안 수립에 기여할 수 있을 것으로 기대된다. 도출된 주요 결론은 다음과 같다.

(1) 파형강관 구조물은 활하중보다는 토압과 같은 고정하중이 지배적이므로 기존의 교량 내하력 평가 방법을 적용할 경우 내하력이 과대평가될 가능성이 크다. 한편, 파형강관 구조물 설계 시 압축링 이론에 의해 축력만 작용한다고 가정하지만, 실제로는 휨 변형에 의한 손상 사례들이 있으므로 휨 거동의 중요성도 크다. 따라서 이 연구에서는 하중저항계수설계법에 근거하여 Soil-Culvert Interaction (SCI) 방법의 식을 활용함으로써 축력과 휨모멘트의 영향을 동시에 고려할 수 있고, 산정된 소성지수에 따라 유지관리 방안을 차별화할 수 있는 안전도

평가 방법을 제안하였다. 특히 실측된 내공변위로부터 변형된 부위의 국부적 곡률반경 및 휨모멘트를 계산하여 평가에 반영함으로써 정확도를 높일 수 있었다. 실제 파형강관 압거 예제 분석 결과 기존 방법에서는 설계 활하중의 4.8배에 달하는 내하력이 산정되었으나, 제안된 방법으로 평가 시 단면이 소성 영역에 도달하는 것으로 나타나 안전도 평가결과에 큰 차이가 발생하였다.

(2) 안전도 평가 방법을 추가적으로 개선할 수 있는 사항들을 고찰하고 제안하였으며, 예를 들어 축력 산정 시 부아칭 효과의 고려, 토피하중의 엄밀한 계산, 활하중을 고려한 공용 중 평가, 안전도 평가식 형태의 개선 등이 있다. 제안된 기본 방안 및 이러한 대안들을 실제 파형강관 구조물 및 실험형 파형강관 실험체에 적용하여 안전도를 평가하고 그 결과를 비교분석함으로써 제안된 평가 절차의 유용성, 보수성 및 타당성을 검증하였다. 분석된 예제의 경우 기본안과 비교할 때 부아칭 효과를 고려하고 토피하중을 엄밀하게 계산한 결과 축력이 30 % 증가한 관계로 소성지수도 17 %~22 % 증가하였다. 공용 중 평가에서 활하중의 축력 기여분은 전체 축력의 4 % 정도로 미미하였으며, 활하중과 포장을 고려하면 기본안과 비교할 때 축력이 12 % 증가하고 소성지수는 6 %~9 % 증가하였다. 한편 SCI 식 형태를 수정하여 탄성 영역의 크기를 넓힌 결과 소성지수가 20 % 감소하였다. 이와 같이 각 대안의 고려 여부에 따라 안전도 평가결과에 차이가 발생하므로, 제안된 절차로 평가하거나 보강한 실구조물의 추적 조사를 통해 자료를 확보하고 분석함으로써 보다 합리적인 안전도 평가 절차로 개선해 나갈 수 있을 것으로 생각된다.

Table 5. Design Axial Forces and Bending Moments

		Load step 1 (Soil cover with 3.25 m depth)		Load step 2 (5 % deformation)	
		Design axial force (T_f) [kN/m]	Design bending moment (M_f) [kN · m/m]	Design axial force (T_f) [kN/m]	Design bending moment (M_f) [kN · m/m]
Load case 1 (Deflection)	Location of max. axial force	950.6	9.70	1393.1	19.06
	Location of max. bending moment			805.4	-66.59
Load case 2 (Racking deformation)	Location of max. axial force			1768.4	39.66
	Location of max. bending moment			987.9	-71.06

Table 6. Plasticity Indices and Safety Assessment

		Load step 1 (Soil cover with 3.25 m depth)		Load step 2 (5 % deformation)	
		Plasticity index (F_p)	Safety assessment	Plasticity index (F_p)	Safety assessment
Load case 1 (Deflection)	Location of max. axial force	1.33	$1.0 \leq F_p < 1.5$ (Refer to Table 1)	2.75	$F_p \geq 1.5$ (Refer to Table 1)
	Location of max. bending moment			4.49	
Load case 2 (Racking deformation)	Location of max. axial force			4.96	
	Location of max. bending moment			5.03	

감사의 글

본 연구는 2017년 한국도로공사 연구사업 “암거구조물의 안전성평가 및 보강방법 연구”의 공동연구비로 수행되었습니다. 연구지원에 감사드립니다.

References

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2017). *AASHTO LRFD bridge design specifications (8th Ed.)*, AASHTO, Washington, D.C.
- American Iron and Steel Institute (AISI) (2002). *Handbook of steel drainage & highway construction products (2nd Canadian Ed.)*, AISI, Washington, D.C.
- American Society for Testing and Materials (ASTM) (2017). *Standard practice for structural design of corrugated steel pipe, pipe-arches, and arches for storm and sanitary sewers and other buried applications (ASTM A796/A796M-17a)*, ASTM, West Conshohocken, Pennsylvania.
- Beben, D. and Manko, Z. (2008). “Static load tests of a corrugated steel plate arch with relieving slab.” *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 13, No. 4, pp. 362-376.
- Canadian Standards Association (CSA) (2006). *Canadian highway bridge design code (CHBDC)*, CSA, Toronto, Ontario, Canada.
- Daewoo Engineering & Construction and Ajou University (2017). *Safety assessment, repair and strengthening method of corrugated steel plate structures*, Korea Expressway Corporation (KEC) Research Institute (in Korean).
- Duncan, J. M. (1978). “Soil-culvert interaction method for design of metal culverts.” *Transportation Research Record*, TRB, Vol. 678, pp. 53-59.
- Federal Highway Administration (FHWA) (1986). *Culvert inspection manual*, FHWA-IP-86-2, FHWA, Washington, D.C.
- Kim, K. S., Yeau, K. Y., Park, Y. H., Park, S. I. and Kim, S. H. (2010). “Case study of stability analysis of deformed circular corrugated-metal culvert.” *Proc. of KSCE 2010 Convention*, Korean Society of Civil Engineers, pp. 2188-2191 (in Korean).
- Kim, S. H., Jeon, S. J., Kim, I. G. and Lee, B. J. (2018). “Analytical study on structural behavior of bolted connections in corrugated steel plate structures.” *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*, KSHM, Vol. 18, No. 7, pp. 345-357 (in Korean).
- Korea Concrete Institute (KCI) (2010). *Safety assessment criteria and examples for concrete bridges in service*, KCI (in Korean).
- Korea Expressway Corporation (KEC) Research Institute (2001). *Guidelines of design and construction of soil-steel structures*, KEC Research Institute (in Korean).
- Korea Expressway Corporation (KEC) Research Institute (2010). *Revision of design guidelines of soil-steel bridge and suggestion of maintenance method*, KEC Research Institute (in Korean).
- Korea Road and Transportation Association (KRTA) (2010). *Design code for highway bridges*, KRTA (in Korean).
- Korea Road and Transportation Association (KRTA) (2015). *Design code for highway bridges (Limit state design)*, KRTA (in Korean).
- Korean Agency for Technology and Standards (KATS) (2017). *Corrugated steel pipes and sections (KS D 3590)*, Korean Standards Association (KSA) (in Korean).
- Korean Society of Steel Construction (KSSC) (2014). *Korean steel structure design code (Load and resistance factored design)*, KSSC (in Korean).
- Lee, B. J., Yoon, J. Y. and Shim, C. S. (2015). “Deformation measurement of corrugated steel plate culvert using laser scanning.” *Proc. of the Korea Concrete Institute*, Korea Concrete Institute, Vol. 27, No. 1, pp. 281-282 (in Korean).
- Lee, B. J., Yoon, J. Y., Nam, M. S. and Park, Y. H. (2014). “Development of performance evaluation method for structures based on 3D geometric information and image processing.” *Magazine of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, KSMI, Vol. 18, No. 2, pp. 17-25 (in Korean).
- Manko, Z. and Beben, D. (2005). “Static load tests of a road bridge with a flexible structure made from Super Cor steel corrugated plates.” *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 5, pp. 604-621.
- MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2019). *MIDAS information technology Co., Ltd.*, Available at: <http://www.midasit.com> (Accessed: December 31, 2019).
- Min, G. H., Lee, B. J. and Kim, I. B. (2017). “Behavior characteristic analysis of corrugated steel structures by load test.” *Proc. of the Korea Concrete Institute*, Korea Concrete Institute, Vol. 29, No. 1, pp. 287-288 (in Korean).
- Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (MOLTMA) and Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation (KISTEC) (2012). *Guidelines for safety inspection and detailed safety assessment (Bridges)*, MOLTMA and KISTEC (in Korean).
- Ontario Ministry of Transportation (1983). *Ontario highway bridge design code (OHBDC)*, Ontario Ministry of Transportation, Toronto, Ontario, Canada.
- Sezen, H., Fox, P. P. and Yeau, K. Y. (2009). *Verification of ODOT's load rating analysis programs for metal pipe and arch culverts*, Ohio Department of Transportation, Columbus, Ohio.
- Spangler, M. G. (1941). *The structural design of flexible pipe culverts*, Bulletin 153, Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts, Ames, Iowa.
- Transportation Research Board (TRB) (2002). *Recommended specifications for large-span culverts*, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report 473, TRB, Washington, D.C.
- Walton, H. J., Davids, W. G., Landon, M. E. and Clapp, J. D. (2016). “Simulation of buried arch bridge response to backfilling and live loading.” *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 21, No. 9, 04016052.
- White, D. W. and Clarke, M. J. (1997). “Design of beam-columns in steel frames. II: Comparison of standards.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 12, pp. 1565-1575.
- Yeau, K. Y. and Sezen, H. (2012). “Load-rating procedures and performance evaluation of metal culverts.” *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 17, No. 1, pp. 71-80.
- Yeau, K. Y., Kim, K. S., Lee, S. R. and Park, Y. H. (2010). “Inspection of in-service corrugated steel culverts.” *Proc. of KSCE 2010 Convention*, Korean Society of Civil Engineers, pp. 449-452 (in Korean).

Appendix. Detailed Calculation in “4.1 OO Corrugated Steel Plate Culvert”

A1. 기존 교량 내하력 평가법

- 허용응력(f_a): 안전율 2.0 적용(KEC Research Institute, 2001)
 응력 기준: $f_a = f_y/2 = 123 \text{ MPa} \approx 120 \text{ MPa}$
 좌굴 기준(AISI 기준 식(AISI, 2002) 사용): $r = \sqrt{I_c/A_c} = 17.17 \text{ mm}$,
 $f_b = f_y = 245 \text{ MPa}$ ($\because D/r = 291 \leq 294$), $f_a = f_b/2 = 123 \text{ MPa} \approx 120 \text{ MPa}$
 이 경우는 항복이 좌굴에 선행하므로 응력 기준이 지배하고 있다.
- 고정하중 응력(f_D): Eq. (1) 적용, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $T_D = 0.5S\gamma H = 549.1 \text{ kN/m}$, $f_D = T_D/A_c = 0.0983 \text{ kN/mm}^2 = 98.3 \text{ MPa}$
- 활하중 응력(f_L): DB-24 (KEC Research Institute, 2001)
 활하중에 의한 압력(p_L) = $1 \text{ tf/m}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$ ($\because H = 11.56 \text{ m} \geq 3.5 \text{ m}$)
 $T_L = 0.5Sp_L = 25 \text{ kN/m}$, $f_L = T_L/A_c = 0.0045 \text{ kN/mm}^2 = 4.5 \text{ MPa}$
- 내하율(RF): $i = 0$ (토포가 크므로 무시)
 $RF = (f_a - f_D) / [f_L(1 + i)] = 4.8$
- 기본내하력 = $4.8 \times \text{DB-24}$

A2. 제안된 기본안에 의한 평가

- 소성축력 및 소성휨모멘트 산정: $\phi = 0.9$ (KEC Research Institute, 2010; AASHTO, 2017), Eqs. (6) and (7) 적용
 $T_{pf} = 1232.15 \text{ kN/m}$
 $M_{pf} = 19.02 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- 설계 축력 및 설계 휨모멘트 산정: $\alpha_D = 1.3$, $\alpha_L = 2.15$ (KEC Research Institute, 2010), Eqs. (1), (4), (5) and (8) 적용
 예전에는 국내 파형강관 설계 시 형상 및 다짐도에 따라 정아칭 효과를 고려한 하중감소계수를 추가로 적용했으나(AISI 기준(AISI, 2002)에서 다짐도 95 %의 경우 정아칭계수 $K = 0.65$ 적용), 최근의 한국도로공사 설계기준 보완안에 따라 이를 고려하지 않았다. 또한 측정된 좌표값을 활용하여 Fig. 5와 같이 계산된 R_N 값은 A 구간의 경우 2,708 mm, B 구간은 2,812 mm였다. 한편, 하중계수 α_D 및 α_L 은 구 도로교설계기준(KRTA, 2010)을 참조하여 정한 것인데, 최근 국내의 설계기준을 참조하여 개선이 필요할 수도 있다.
 $T_f = \alpha_D T_D = 713.83 \text{ kN/m}$
 $M_f = \alpha_D M_D = \alpha_D E_c I_c (1/R - 1/R_N) = 13.18 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (A 구간) 또는 $19.04 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (B 구간)
- 소성지수 산정: Eq. (3) 적용
 $F_p = 1.03$ (A 구간) 또는 1.34 (B 구간)
- 안전도 판정 및 유지관리 방안: Table 1 참조
 A 및 B 구간: $1.0 \leq F_p < 1.5 \rightarrow$ 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강

A3. 대안의 적용 효과 평가

- (1) 대안 1: 축력 산정식 및 토포하중 계산식 개선
 뒤채움 흙의 활선탄성계수(E_s): 12 MPa
 $C_s = 1000E_s D_v / (E_c A_c) = 0.054$, $D_h/D_v = 1.0$, $H/D_h = 2.3 \rightarrow$
 $A_f = 1.25$ (CHBDC (CSA, 2006) 도표)
 $W = 1149.17 \text{ kN/m}$
 - 소성축력 및 소성휨모멘트 산정: 기본안과 동일
 - 설계 축력 및 설계 휨모멘트 산정: Eq. (10) 적용, 설계 휨모멘트는 기본안과 동일
 $T_D = 714.35 \text{ kN/m}$, $T_f = \alpha_D T_D = 928.66 \text{ kN/m}$
 - 소성지수 산정: Eq. (3) 적용
 $F_p = 1.26$ (A 구간) 또는 1.57 (B 구간)
 - 안전도 판정 및 유지관리 방안: Table 1 참조
 A 구간: $1.0 \leq F_p < 1.5 \rightarrow$ 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강
 B 구간: $F_p \geq 1.5 \rightarrow$ 변형구간 전체 단면보강
- (2) 대안 2: 공용 중 검토(활하중 및 포장 영향 추가 고려)
 - 소성축력 및 소성휨모멘트 산정: 기본안과 동일
 - 설계 축력 및 설계 휨모멘트 산정: Eq. (4) 적용, 포장 두께(H_p) = 0.45 m , 포장 단위중량(γ_p) = 23.5 kN/m^3 , $p_L = 10 \text{ kN/m}^2$ (A1 참조), 설계 휨모멘트는 기본안과 동일
 $T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L = \alpha_D [0.5S(\gamma H + \gamma_p H_p)] + \alpha_L (0.5Sp_L) = 801.95 \text{ kN/m}$
 - 소성지수 산정
 $F_p = 1.12$ (A 구간) 또는 1.42 (B 구간)
 - 안전도 판정 및 유지관리 방안: Table 1 참조
 A 및 B 구간: $1.0 \leq F_p < 1.5 \rightarrow$ 변위 진전 여부 상시계측 및 부분 단면보강