

장지간 지중강판 박스구조물의 휨모멘트 계수식 제안

Coefficients of Moment Equations for Long-Span Soil-Metal Box Structures

최동호* · 이승재** · 조용우*** · 박상일****

Choi, Dong Ho · Lee, Seung Jae · Cho, Yong Woo · Park, Sang-Il

Abstract

This paper evaluates the moment equations in the 2000 Canadian highway bridge code (CHBDC) for soil-metal box structures, which are applicable to the span less than 8 m. Finite element analyses carried out for soil-metal box structures having spans of 3-12 m using the deep corrugated metal plates under three construction stages; backfill up to the crown, backfill up to the cover depth, and live loading. The coefficients of moment equations are newly proposed based on the results of numerous finite element analyses considering various design variables, such as span length, soil depth, backfill conditions. The validity of the proposed coefficients in the moment equations of the 2000 CHBDC is investigated by the comparison with the existing coefficients and numerical results of finite element analyses. The comparisons show that the moments of the 2000 CHBDC give good predictions for the span less than 8m, but underestimate for the span greater than 8m, whereas the proposed moments give good estimates of numerical results for the spans of 3-12 m. In addition, this study suggests the use of high strength steel to satisfy the requirement of design bending strength for the span greater than 8 m.

Keywords : soil-metal box structures, moment equations, CHBDC

요 지

본 논문은 CHBDC(2000)에서 적용중인 지간 8 m까지 사용 가능한 지중강판 박스구조물의 휨모멘트 설계식을 평가하였다. 3단계의 시공과정(최소 토피고까지의 뒷채움, 토피고까지의 뒷채움, 활하중 재하)을 고려하고 대골형 파형강판을 사용하여 지간 3~12 m에 해당하는 지중강판 박스구조물의 수치해석을 수행하였다. 휨모멘트 계수식은 지간, 토피고, 뒷채움 흙 같은 다양한 설계변수를 고려한 수치해석 결과를 토대로 새롭게 제안되었다. 또한, CHBDC(2000)의 휨모멘트식에서 새롭게 제안된 계수식의 타당성은 기존의 계수식과 수치해석결과와 비교하여 평가되었다. 기존의 CHBDC(2000)의 식으로 구한 모멘트는 지간 8 m이하에서 수치해석 결과와 잘 일치하지만, 지간 8 m이상에서는 과소평가되었다. 반면에, 제안된 식으로 산정한 모멘트는 지간 3~12 m까지 수치해석결과와 잘 일치하였다. 한편, 본 논문은 지간 8 m이상의 장지간 지중강판 박스구조물에 대해 휨강도에 대한 안정성을 확보하기 위해 고강도강의 사용을 제안하였다.

핵심용어: 지중강판 박스구조물, 모멘트 설계식, CHBDC

1. 서 론

지중강판 구조물은 2.7~7 mm두께의 파형강판 구조물과 뒷채움 흙으로 구성된 지반-구조물 합성구조 시스템으로서 주로 및 통로용 암거, 생태계 통로, 단스팬 교량 등으로 널리 이용되고 있다. 이러한 지중강판 교량은 외부하중에 대해 뒷채움 흙과 구조물이 동시에 저항하는 지반-구조물 합성구조계의 특성으로 인해 구조물에 가해지는 하중을 경감할 수 있으며, 재료의 운반과 시공이 용이하여 기존의 콘크리트 암거에 비해 공기단축과 공사비 절감이 가능한 경제적인 구조물이다. 이러한 장점으로 1997년 국내에 도입되어 현재까지 많은 지중강판 구조물이 건설되었으나, 대부분이 원형 및 아

치형상의 단지간 구조물에 국한되어 시공되어 왔다. 이에 비하여 지중강판 박스구조물(이하, 박스구조물)은 동일한 지간장의 지중강판 아치구조물(이하, 아치구조물)보다 넓은 형상공간의 확보와 토공량의 감소가 가능하므로, 철근콘크리트 라멘교를 대체할 수 있는 효과적인 구조물로 평가되어 최근 그 적용사례가 증가하는 추세에 있다. 그리고 대골형 파형강판(381 mm×140 mm)을 사용한 박스구조물이 많이 사용되고 있고, 보다 장지간의 박스구조물에 대한 수요가 증대되고 있다.

국내의 경우 아치구조물에 대한 시방규정은 있으나 박스구조물에 관해서는 전무한 실정이며 외국의 시방규정을 검증 없이 따르고 있는 실정이다. 외국의 경우 1978년부터 설계법에 대한 연구가 시작되어 Duncan *et al.*(1985)은 유한요

*정회원 · 한양대학교 토목공학과 부교수 · 공학박사(E-mail: samga@hanyang.ac.kr)

**한양대학교 토목공학과 석사졸업 · 현대건설 기술개발원(E-mail: sjlee@hdec.co.kr)

***한양대학교 토목공학과 석사과정(E-mail: cho8088@empal.com)

****한양대학교 토목공학과 박사수료 · 한국도로공사 부처장(E-mail: psi8183@hanmail.net)

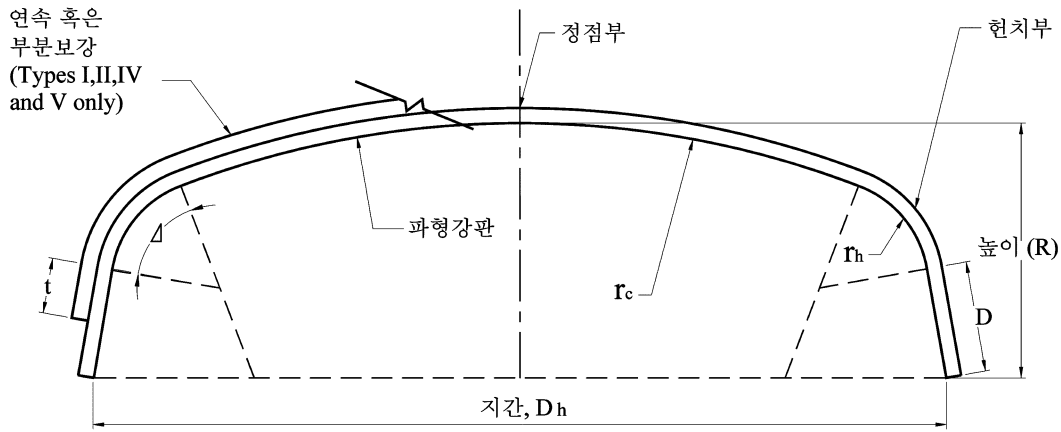


그림 1. CHBDC 지중강판 박스구조물의 기하상세

소법을 이용한 수치해석 결과와 현장재하실험 결과를 통해 지간이 2.7~7.7 m 범위의 알루미늄 박스구조물에 대한 설계식을 제안하였다. Duncan *et al.*(1985)은 연구에서 토피고가 1.5 m이하에서는 구조물에 작용하는 압축력이 휨모멘트에 비해서 현저하게 미소하므로 구조물의 설계시에 휨모멘트만 고려하도록 하고 있으며, 현재 설계에 적용되고 있는 CHBDC(2000)에 규정된 박스구조물의 휨모멘트 계산식은 Duncan *et al.*(1985)의 연구에 기초하여 제정된 것으로 지간장을 8 m로 제한하고 있다.

최근에는 강판을 사용한 최대 12 m 내외의 지간을 가지는 박스구조물이 시공되고 있으나, 전술한 바와 같은 CHBDC(2000) 설계식의 한계로 인해 지반과 구조물을 모델링하여 수치해석을 통해 설계를 수행해야 한다. 따라서 기존 CHBDC의 휨모멘트 계산식을 8 m이상의 장지간 박스구조물로 범위를 확대하여 수정, 보완 함으로서 휨모멘트에 대한 새로운 계산식의 제안이 필요하게 되었다.

본 연구에서는 먼저 CHBDC의 계산식을 검토하고, 국내에서 시공되는 박스구조물의 구조상세를 대상으로 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석모델을 결정한 뒤, 주요 설계변수 도출을 위한 거동분석을 수행하고, 다양한 시공조건을 고려한 수치해석 결과를 근사화하여 박스구조물의 휨모멘트 계산식을 제안하였다.

2. CHBDC(2000)의 지중강판 박스구조물 모멘트 계산식

CHBDC에 규정된 지중강판 박스구조물에 대한 모멘트 계산식은 Duncan *et al.*(1985)의 연구결과를 채택한 것으로서, 이는 알루미늄 박스구조물에 대한 시공단계별 유한요소해석 및 현장계측을 통해 결정된 것이다. 그림 1과 표 1은 CHBDC의 지중강판 박스구조물에 대한 기하상세 및 한계를 나타내고 있다. 즉, 박스구조물은 3개의 구조요소(정점부, 현치부, 측벽부)와 보강재로 구성되며, 구조물의 지간 (D_h)은 2.7~8.0 m, 높이 (R)는 0.8~3.2 m, 토피고 (H)는 0.3~1.5 m로서 기하학적 한계가 규정되어 있다.

Duncan *et al.*(1985)은 지반-구조물 상호작용을 고려한 2차원 유한요소해석을 통해 표 1의 기하학적 범위를 갖는 알루미늄 박스구조물의 3단계 시공과정 (최소 토피고까지의 뒷

표 1. CHBDC 지중강판 박스구조물의 기하한계

항목	최소값	최대값
구조물 높이 (R)	0.8 m	3.2 m
구조물 지간 (D_h)	2.7 m	8.0 m
토피고 (H)	0.3 m	1.5 m

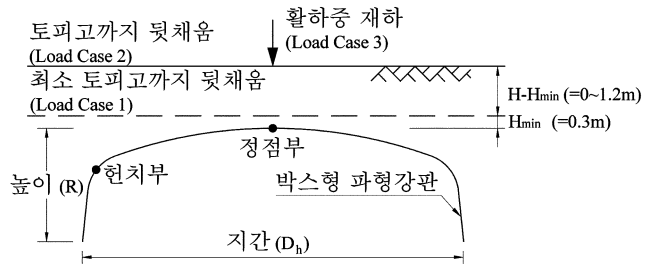


그림 2. 지중강판 박스구조물의 3단계 시공과정

채움, 토피고까지의 뒷채움, 활하중 재하)에 따른 구조물의 정점부 및 현치부의 모멘트 계산식을 식 (1)과 식 (2)와 같이 제시하였다.

$$M_{cf} = \alpha_D M_{cD} + \alpha_L M_{cL}(1+DLA) \quad (1)$$

$$M_{hf} = \alpha_D M_{hD} + \alpha_L M_{hL}(1+DLA)$$

여기서, M_{cf} 는 정점부 모멘트, M_{hf} 는 현치부 모멘트를 의미한다. α_D 는 사하중 증가 계수 (=1.25), α_L 은 활하중 증가 계수 (=1.75), DLA 는 동적하중 계수로서 토피고 (H)가 2 m이하의 경우 M_{cL} , M_{hL} 의 식으로부터 계산된다. 또한, M_{cD} , M_{hD} 는 정점부 및 현치부의 사하중 모멘트의 절대값, M_{cL} , M_{hL} 은 정점부 및 현치부의 활하중 모멘트의 절대값을 각각 의미하며, 이러한 모멘트 값은 식 (3)~식 (11)에 의해 계산된다.

$$M_{cD} = \kappa M_D \quad (3)$$

$$M_{hD} = (1-\kappa)M_D \quad (4)$$

$$M_{hL} = \kappa M_L \quad (5)$$

$$M_{cL} = (1-\kappa)k_R M_L \quad (6)$$

여기서, κ 는 정점부 모멘트 분배계수 (=0.70-0.0328 D_h), k_R

은 현치부 모멘트 감소계수 ($=0.425H+0.48 \leq 1.0$)를 각각 의미한다. 또한, M_D 는 정점부 및 현치부에 발생하는 사하중 모멘트 절대값의 합, M_L 은 정점부 및 현치부에 발생하는 활하중 모멘트 절대값의 합을 의미하며, 식 (7)과 식 (8)에 의해 계산된다.

$$M_D = k_1 \gamma D_h^3 + k_2 \gamma (H-0.30) D_h^2 \quad (7)$$

$$M_L = k_3 L_L D_h \quad (8)$$

여기서, γ 는 뒷채움 흙의 단위중량, L_L 은 활하중 크기, k_1 , k_2 , k_3 는 그림 2에 도시된 3가지 시공단계에 대한 모멘트 계수를 의미하며, 식 (9)~식 (11)에 의해 계산된다. 식 (7)의 우변의 첫번째 항은 그림 2에 도시한 최소 토피고까지의 뒷채움에 의한 사하중 모멘트, 두번째 항은 최소 토피고 상단으로부터 토피고 사이의 뒷채움에 의한 사하중 모멘트를 각각 의미한다. 또한, 식 (8)은 활하중 재하에 의한 모멘트 증분량을 의미한다.

$$k_1 = 0.0053 + 0.00024(3.28D_h - 12) \quad (9)$$

$$k_2 = 0.053 \quad (10)$$

$$k_3 = \frac{0.08}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}} \quad D_h \leq 6.0m \quad (11-a)$$

$$k_3 = \frac{(0.08 - 0.002(3.28D_h - 20))}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}} \quad 6.0m \leq D_h \leq 8.0m \quad (11-b)$$

CHBDC의 박스구조물에 대한 모멘트 계산식은 대골형 파형강판을 적용한 장지간 지중강판 박스구조물의 모멘트 계산에 적용시 다음과 같은 2가지 문제점을 내포하고 있다.

첫번째, 현재 건설되고 있는 박스구조물에서는 주로 대골형 파형강판을 적용하고 있으나, CHBDC의 박스구조물에 대한 모멘트 계산식은 알루미늄 박스구조물에 대한 연구결과를 채택하였다는 점이다. 즉, 연성암거의 경우 구조적인 강성의 증대에 따라 구조물의 모멘트 크기는 증가되기 때문에,

기존의 알루미늄 박스구조물에 비해 재료 및 단면특성을 향상시킨 대골형 파형강판을 적용한 박스구조물의 모멘트 계수는 수정되어야 할 것으로 판단된다.

두번째, CHBDC의 박스구조물에 대한 모멘트 계산식을 적용할 수 있는 지간의 범위가 2.7~8.0m로 제한되어 있다는 점이다. 즉, 전술한 바와 같이 박스구조물의 모멘트 계산식의 제안을 위한 Duncan *et al.*(1985)의 연구에서는 구조물의 지간의 범위가 2.7~8.0 m으로 한정되었으므로, 이러한 지간의 범위를 초과하는 구조물에 대해서는 CHBDC에 규정된 모멘트 계수의 적용성을 검토해야 한다. 이러한 적용성 검토를 위한 일례로서, CHBDC에서 규정하고 있는 박스구조물에 대한 뒷채움 모멘트 계수 k_1 을 지간 12 m까지 확장하면 모멘트 계수 k_1 은 약 10.5 m 이상의 지간 범위에서는 부(-)의 값을 나타내게 된다. 이는 박스구조물의 모멘트가 부(-)의 값을 갖도록 유도하게 된다. 그러나, 박스구조물의 모멘트를 절대값으로서 산정하는 현행 CHBDC의 규정을 감안한다면, 모멘트가 부(-)의 값으로 산정되는 것은 불합리한 계산결과를 도출하는 것이다.

3. 수치해석 모델

지중강판 구조물은 얇은 강판으로 조립된 연성구조물이므로 지반-구조물 상호작용에 의해 거동이 좌우된다. 따라서, 과거의 연구결과로부터 지중강판 구조물의 뒷채움 흙에 대하여, 뒷채움 흙의 비선형거동과 응력 의존적인 응력-변형률 관계 (stress-dependent stress-strain relation)와 실제 뒷채움 시공과정이 반영된 전산구조 해석결과가 현장계측결과와 유사함이 입증된(Duncan, 1979; Duncan과 Chang, 1970) 암거구조물 전용해석 프로그램인 CANDE (1989)를 사용하여 지중강판 박스구조물을 모델링하였다.

그림 3는 본 연구에서 적용한 지반-구조물 합성구조계의 2차원 평면변형 조건을 고려한 유한요소해석 모델이다. 뒷채움 흙은 Choi *et al.*(2004)의 수치해석 모델에서 적용한 비선형 거동과 응력의존적인 응력-변형률 관계를 갖는 Duncan

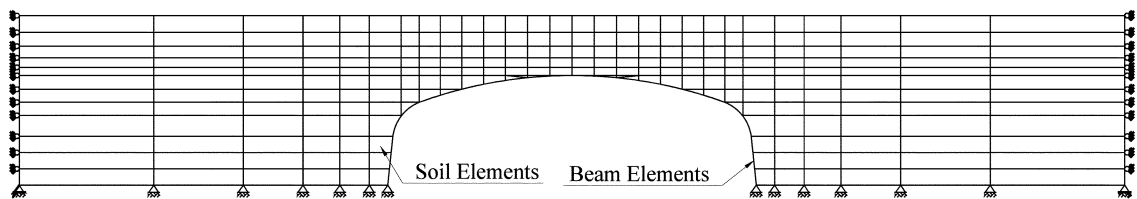


그림 3. 지반-구조물 합성구조계의 유한요소해석 모델링

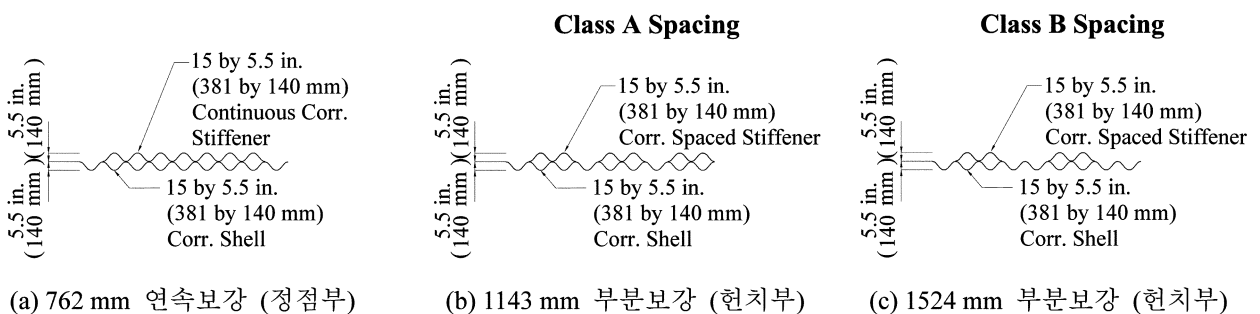


그림 3. 지반-구조물 합성구조계의 유한요소해석 모델링

표 2. 대골형(380×140 mm) 지중강판의 단면제원

두께 (mm)	단면적 (mm ² /mm)			단면계수 (mm ³ /mm)			단면2차모멘트 (mm ⁴ /mm)		
	Crown	Haunch (Class A)	Haunch (Class B)	Crown	Haunch (Class A)	Haunch (Class B)	Crown	Haunch (Class A)	Haunch (Class B)
3.5	9.57	7.97	7.17	305.44	254.53	229.08	23 423.12	19 519.27	17 567.34
4.8	13.07	10.89	9.80	415.08	345.90	311.31	32 077.96	26 731.63	24 058.47
5.5	15.26	12.71	11.44	482.76	402.30	362.07	37 465.50	31 238.75	28 114.88
6.3	17.43	14.53	13.07	548.76	457.30	411.57	42 891.78	35 743.15	32 168.84
7.1	19.61	16.35	14.71	616.48	513.73	462.36	48 329.28	40 274.40	36 246.96

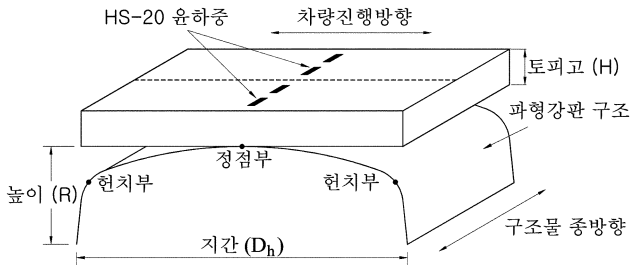


그림 5. HS-20 재하모델

과 Chang(1970)의 쌍곡선 모델(hyperbolic model)을 사용하였다. 이는 탄성계수와 체적계수로 표현되고 구속응력(confining stress)의 증가에 따라 커지는 특성을 갖고 있다. 시공과정은 13단계의 대칭적인 층요소(layer element)를 사용하여 유한요소해석 모델링에 반영하였다. 해석모델의 경계부는 구조물의 거동에 영향을 미치지 않도록 충분히 떨어져 있어야 하므로, 과거의 연구결과(CANDE, 1989)를 참조하여 측면 경계조건은 구조물의 지간만큼 떨어진 위치에서 롤러지점으로 모델링하고, 구조물 하부의 경계조건은 구조물에 보수적인 단면력을 유발하도록 힌지 지점으로 모델링하였다. 박스구조물은 대골형(380×140 mm) 파형강판을 사용하였으며, 2절점 보-기둥요소로 모델링하였다. 대골형 파형강판의 탄성계수 (E)는 2×10^5 MPa, 포아송비 (ν)는 0.3, 단위중량은 7850 kg/m^3 로 적용하였다. 또한, 정점부 및 현치부의 보강형식은 ASTM Standard A964/A964M의 규정을 적용하였다. 즉, 그림 4에 도시한 바와 같이 정점부의 경우 구조물의 종방향으로의 연속보강($s=762 \text{ mm}$), 현치부의 경우 Class A 부분보강($s=1143 \text{ mm}$) 및 Class B 부분보강(1524 mm)을 채택하였다. 표 2는 각각의 보강구조물 단면에 등가의 누가단면(Cumulative section)을 적용한 단면특성을 나타낸 것이고 이러한 거동은 McCavour *et al.*(1998)의 현장계측으로부터 확인되었다.

활하중은 캐나다 트럭하중 HS-20을 그림 5과 같이 2차선으로 재하된 4개의 후륜하중을 Boussinesq의 탄성이론을 적용하여 구조물의 정점부에 동일한 응력을 유발하는 구조물 종방향으로의 연속적인 등가 선하중으로 치환하였으며, 이를 표 3에 토피고에 따라 나타내었다.

4. 휨거동 분석

파형강판 박스구조물은 곡률을 갖는 3개의 세그먼트로 구성되어 있는 일종의 아치구조물이다. 그러나, 아치구조물에

표 3. HS-20에 대한 구조물 정점부의 등가 선하중강도

토피고(m)	등가 선하중 강도(kN/m)
0.3	94.9
0.9	52.7
1.5	37.5

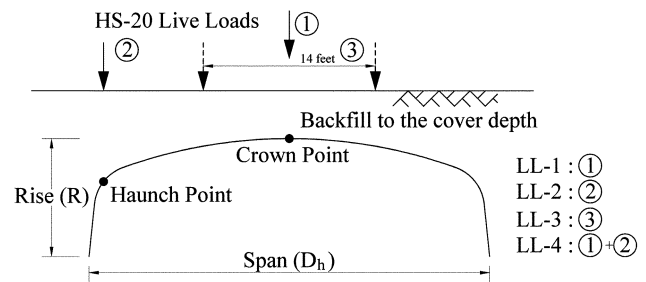


그림 6. HS-20 활하중의 하중 재하 조건

비해 박스구조물의 정점부는 상대적으로 큰 곡률반경을 갖고 있으므로, 압축력 보다는 휨모멘트가 주요한 설계 단면력이다. 또한, 지중강판 박스구조물은 얇은 두께의 강판으로 조립된 연성 구조물이며, 낮은 토피고로 시공되므로 활하중 재하상태에서의 휨모멘트가 구조물의 거동을 좌우하게 되고, 얇은 토피고에서는 구조물의 정점부에서, 높은 토피고에서는 현치부에서 최대 휨모멘트가 발생하게 되기 때문에 CHBDC에서는 박스구조물의 모멘트 계산에 있어서 정점부와 현치부의 모멘트 절대값의 합인 합모멘트(total moment)를 적용하고 있다. 따라서, 유한요소해석에 의한 지중강판 박스구조물의 휨거동의 분석을 통해 휨모멘트 산정에 있어서의 주요한 변수를 도출하고자 한다. 이 때, 장지간 지중강판 박스구조물에 대한 CHBDC의 휨모멘트 계산식의 타당성을 계산변수(calculation parameters)의 관점에서 검토하기 위해 해석대상 구조물의 지간의 범위는 5-12 m로 확장하여 적용하였다.

4.1 기하형상, 구조물과 뒷채움 흙의 상대강성, 현치부 보강간격의 영향

박스구조물에 대한 CHBDC의 휨모멘트 계산식에서는 아치구조물에서 고려되었던 기하형상(Rise/Span, R/D_h)에 대한 영향이나 지반-구조물 상대강성비 (N_f)를 고려하지 않고 지간(D_h)에 대한 함수로만 구성되어 있다. 그러나 실제 시공되고 있는 박스의 기하형상에는 R/D_h 이 0.4에서 0.6사이인 높은 박스(high-rise box)와 R/D_h 이 0.2에서 0.4사이인 낮은 박스(low-rise box)의 두 종류가 있고 또한 박스구조물이 3 세그먼트 아치라는 관점에서 이러한 기하형상과 상대강성에

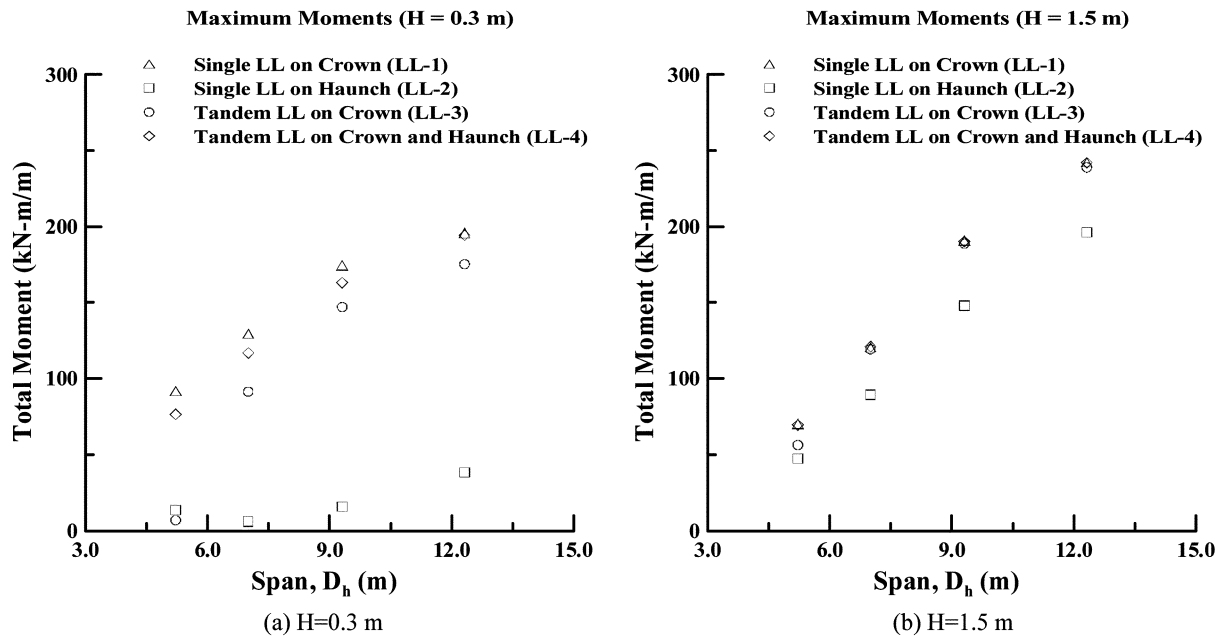


그림 7. HS-20 활하중 재하조건에 따른 합모멘트 분포

대한 영향을 검토하였다. 또한 ASTM의 규정에 따라 정점부는 연속적인 보강(762 mm 보강)을, 현치부는 불연속적인 보강(1143 mm 보강 또는 1524 mm 보강)을 하고 있다. 이러한 경우에 현치부를 보강하는 방법에 따라서 단면계수(A, I)가 변화하기 때문에 현치부와 정점부의 상대강성에 영향을 미치게 되므로, 본 절에서는 현치부 보강간격에 따른 정점부와 현치부의 모멘트 경향에 대해 검토하였다.

해석결과 아치구조물은 상대강성과 기하형상에 따라 휨모멘트가 1.7~2.7배, 1.2~1.7배까지 변화하였으나, 박스구조물은 1.1~1.2배, 0.9~1.1배로 그 영향이 미비하여 CHBDC의 모멘트 계산식에서 설계변수로 고려하지 않은 것은 타당하다고 판단되었다. ASTM의 두가지 현치부 보강간격에 따른 합모멘트의 차이는 5kN이하로 매우 미소하나 1524 mm일 때 정점부와 현치부의 합모멘트가 최대 모멘트를 발생시키므로, 본 연구에서는 1524 mm의 보강형식을 적용하였다. 또한, 구조물에 가장 큰 모멘트를 발생하도록 뒷채움 흙은 가장 연성인 CL90을, 본 구조물과 보강구조물의 파형강판은 가장 두꺼운 7 mm 두께를 적용하였다. 기하 형상에 대해 높은 박스구조물의 경우 초기 뒷채움 시공단계에서 정점부의 부모멘트가 크게 발생하고, 활하중 재하시 정모멘트가 발생하여, 최종 정모멘트는 작아진다. 하지만 낮은 박스구조물에서는 뒷채움 흙에 의해 정점부 정모멘트가 적게 발생하고, 활하중 재하시 정모멘트가 크게 발생하여, 최종 정모멘트는 높은 박스구조물에 비해 크게 발생하게 된다. 따라서, 본 연구에서는 낮은 박스구조물의 기하형상을 채택하였다.

4.2 최대 휨모멘트 발생 조건

본 연구에서는 구조물에 최대 모멘트를 유발할 수 있는 시공단계(활하중 재하), 뒷채움 흙(CL90), 강판두께(7 mm), 현치부 보강간격(1524 mm), 낮은 박스 기하형상을 채택하여 CHBDC의 모멘트 설계식을 검토해 보고자 한다. 또한, HS-20 활하중에 대해서는 그림 6와 같이 정점부 1축재하(LL-1), 현치부 1축재하(LL-2), 정점부 2축재하(LL-3), 정점부와

현치부에 2축재하(LL-4)의 네가지 경우에 대하여 최대 휨모멘트가 발생하는 하중재하 조건을 검토해 보았다. 토피고가 0.3 m인 경우와 1.5 m인 경우에 대해 해석한 결과를 그림 7에 도시하였다. 해석 결과 지간이 길어짐에 따라 합모멘트가 증가하는 경향을 보이고 있으며, 토피고와는 관계없이 항상 정점부 1축재하(LL-1)시에 구조물에 최대 휨모멘트가 발생하고 있으므로, 본 연구에서는 보수적인 설계를 위해 가장 큰 휨모멘트를 유발하는 LL-1을 적용하기로 한다.

5. CHBDC(2000) 휨모멘트 계산식에서의 계수 제안

5.1 사하중 모멘트 계수 k_1, k_2 의 제안

뒷채움 흙의 사하중에 의한 구조물의 모멘트 계산식은 다음과 같다.

$$M_D = k_1 \gamma D_h^3 + k_2 \gamma (H - H_{\min}) D_h^2 \quad (12)$$

여기서, γ 는 뒷채움 흙의 단위중량, D_h 는 구조물의 지간, H 는 토피고, H_{\min} 은 구조물의 최소토피고인 0.3 m를 나타낸다. 식 (12)의 우변에서 첫번째항은 최소토피고 H_{\min} 까지의 뒷채움에 의한 모멘트를, 두번째항은 H_{\min} 에서 토피고까지 뒷채움에 의한 모멘트를 의미한다. 좌변의 M_D 는 정점부와 현치부의 모멘트 절대값의 합인 합모멘트를 나타내고 있다. 식 (12)를 $(H - H_{\min})$ 의 함수로 가정할 때 M_D 에 대하여, $k_1 \gamma D_h^3$ 은 대한 y 절편이고, $k_2 \gamma D_h^2$ 은 기울기가 됨을 알 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 8가지의 지간($D_h=3.865$ m, 5.215 m, 6.165 m, 7 m, 7.945 m, 9.31 m, 10.515 m, 12.315 m)에 대하여, H 를 0.3 m, 0.9 m, 그리고 1.5 m(즉, $H - H_{\min}$ 이 0 m, 0.6 m, 그리고 1.2 m)에 대한 모멘트 값을 수치해석을 통해 구하여 각 지간에 대한 해석 결과를 절편과 기울기로 분리하여 최소자승법을 이용, 보간하여 직선의 방정식을 구하였으며, 모든 지간에서 보간 다항식의 신뢰도는 98% 이상이었다.

그림 8은 8가지 지간에 대하여 $k_1 \gamma D_h^3$ 과 y 절편값을 함께

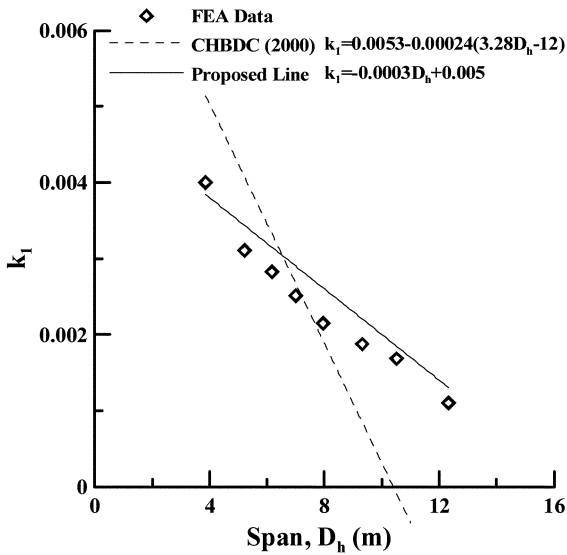


그림 8. 모멘트 계수 k_1 의 제안

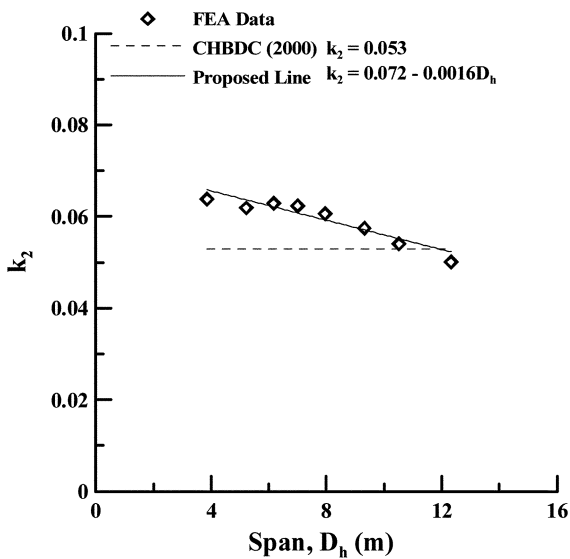


그림 9. 모멘트 계수 k_2 의 제안

하여 구한 k_1 값을 나타내었고 CHBDC에서 사용하는 k_1 과 제안된 k_1 에 대한 공식을 프로그램 CANDE-89를 통해 구한 FEA Data와 비교하여 도시하였다. 그림에서 CHBDC에서 제안한 값은 지간의 증가에 따라 계속 감소하여, 지간이 10 m를 초과할 경우에 음의 부호를 갖는 불합리한 결과를 초래하게 된다. 본 연구에서는 계수 k_1 을 최소자승법을 이용, 지간(D_h)에 대한 함수로 보간하여 다음과 같이 제안하였다.

$$k_1 = 0.005 - 0.0003 \times D_h \quad (13)$$

또한, 그림 9은 8가지 지간에 대하여 $k_2 D_h^2$ 과 M_D 의 기울기를 같게 하여 구한 k_2 값을 나타내었고 CHBDC에서 사용하는 k_2 와 제안된 k_2 에 대한 공식을 프로그램 CANDE-89를 통해 구한 FEA Data와 비교하여 도시하였다. CHBDC에서는 k_2 를 0.053의 상수로 제안하였으나, 그림에서와 같이 지간에 따라 k_2 가 감소하는 경향이 명확하게 나타나고 있다. 따라서, 본 연구에서는 계수 k_2 를 최소자승법을 이용, 지간(D_h)에 대한 함수로 보간하여 다음식과 같이 제안하였다.

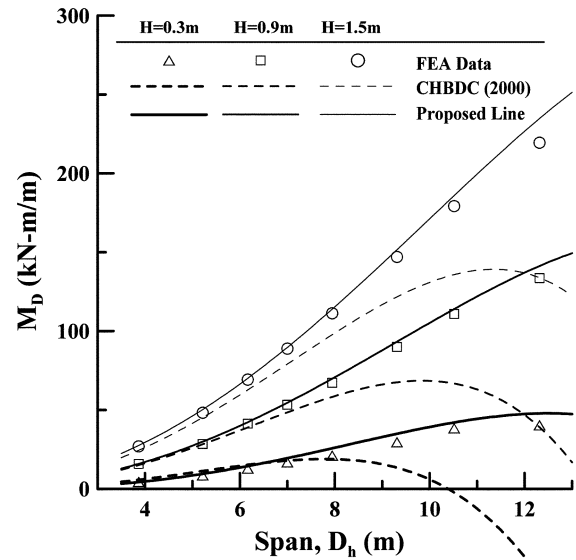


그림 10. 토피고별 지간에 따른 사하중 모멘트

$$k_2 = 0.072 - 0.0016 \times D_h \quad (14)$$

본 연구에서 제안된 계수식 k_1 , k_2 를 적용하여 구한 토피고별 지간에 따른 사하중에 대한 합모멘트를 CHBDC의 모멘트 계산식과 함께 그림 10에 도시하였다.

그림 10에서 알 수 있듯이 지간 8 m부근까지는 프로그램 CANDE-89를 통해 구한 FEA Data와 유사한 경향을 보이다가 지간이 증대됨에 따라서 크게 차이가 생기고, 특히 토피고가 0.3 m인 구조물의 경우에는 10 m를 상회하는 지간에서는 부(-)의 모멘트값을 산정하게 되므로, 합모멘트가 정점부와 현치부의 모멘트 절댓값의 합이라는 기본 가정에 위배되게 된다. 반면 본 연구에서 제안한 휨모멘트 계산식은 지간 8 m 이하뿐만 아니라, 그 이상의 지간에서도 수치해석 결과와 거의 일치하는 경향을 보여주고 있다.

5.2 활하중 모멘트 계수 k_3 의 제안

활하중에 의하여 구조물에 발생하는 모멘트는 식 (15)로 계산한다.

$$M_L = k_3 L_L D_h \quad (15)$$

여기서, L_L 은 활하중 크기, D_h 는 지간을 나타낸다. 계수 k_3 는 CHBDC에서 (11-a), (11-b)로 계산되어 진다.

본 연구에서 k_3 는 CHBDC 계산식과 같이 계수 분모의 H/D_h 의 지수를 0.2인 상수로 보고, 식 (16)와 같이 가정하여 계산하고자 한다.

$$k_3 = \frac{aD_h + b}{(H/D_h)^{0.2}} \quad (16)$$

여기서, a, b 는 다음과 같은 과정으로 구할 수 있다. 식(16)를 식(15)에 대입하여 양변을 $L_L D_h (H/D_h)^{0.2}$ 로 나누고, 이것을 지간 6 m를 기준으로 나누어 최소자승법으로 보간하여 지간(D_h)의 함수로 식 (17-a)와 (17-b)와 같이 제안한다.

$$k_3 = \frac{0.0952}{(H/D_h)^{0.2}} \quad D_h \leq 6.0m \quad (17-a)$$

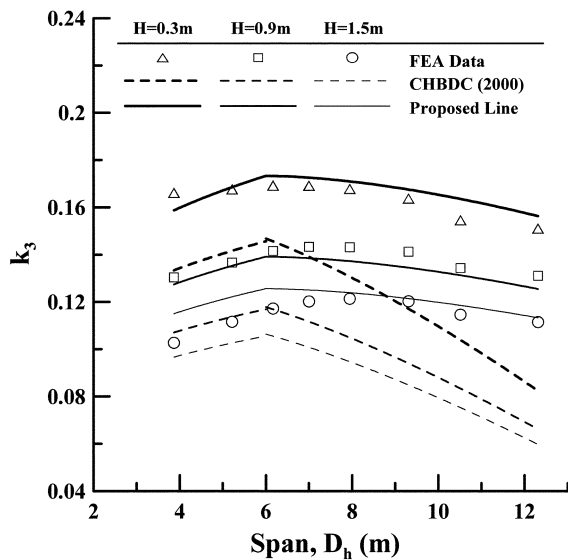


그림 11. 토피고별 지간에 따른 모멘트 계수

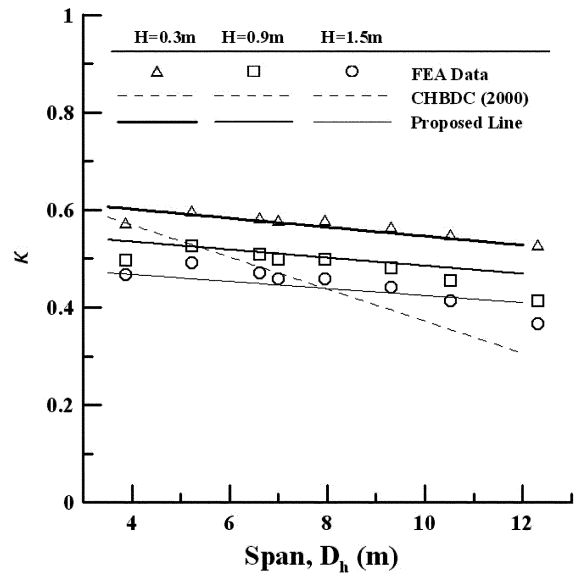


그림 13. 지간과 토피고에 따른 모멘트 분배계수 분포

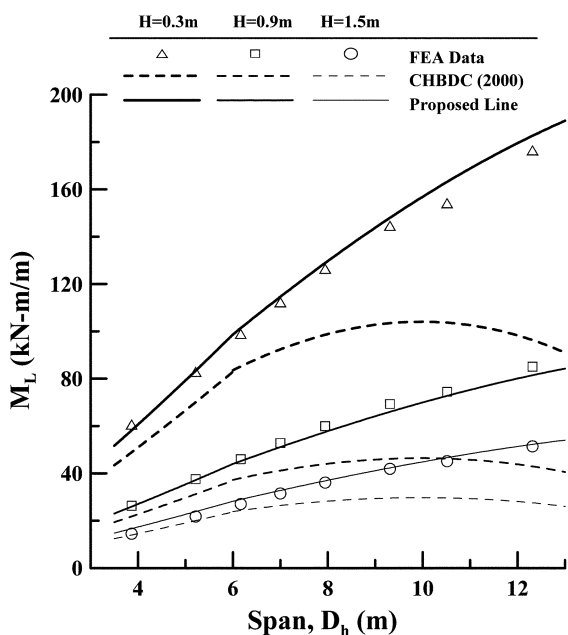


그림 12. 토피고별 지간에 따른 활하중 모멘트

$$k_3 = \frac{(-0.0033D_h + 0.115)}{(H/D_h)^{0.2}} \quad 6.0m \leq D_h \leq 12.0m \quad (17-b)$$

그림 11에는 수치해석을 통해 구간 값, CHBDC에서 제안한 값, 두가지 방법으로 제안된 k_3 를 토피고별 지간에 따라 프로그램 CANDE-89를 통해 구한 FEA Data와 비교하여 도시하였다. CHBDC식은 토피고와 지간에 따라 수치해석 결과와 상당히 다른 반면 2가지 방법으로 제안된 식은 수치해석 결과와 최대 10%미만의 차이를 발생하였다.

그림 12는 지간에 따른 활하중에 의한 모멘트 M_L 을 토피고 0.3 m, 0.9 m, 1.5 m로 구분하여 도시하였다. 점선은 CHBDC에서 제안하고 있는 모멘트 값을 실선은 새롭게 제안된 식을 적용한 모멘트값을 나타낸다.

그림 12에서 제안된 식을 적용한 모멘트 값은 수치해석 결과와 잘 일치하고 있는 반면, CHBDC의 모멘트 계산식은 구조물에서 발생하는 모멘트를 과소평가하고 있으며, 지간이 8 m를 넘어가는 경우에는 그 차이가 2배 이상 나는 경우도

발생하였다. 제안된 식을 적용한 모멘트 값은 수치해석 결과와 최대 5%정도의 차이만 발생하고 있으므로, 두 방법 모두 활하중에 의해 구조물에 발생하는 모멘트를 계산하는데 적합하다고 판단된다.

5.3 정점부 모멘트 분배 계수 κ 의 제안

2장에서 언급한 바와 같이 지중강판 박스구조물의 설계시에는 정점부와 헌치부에 대하여 각각 작용하는 휨모멘트에 대하여 단면의 안정성을 검토하고 있다. 그러나, 모멘트 계산식에서 구해진 모멘트 값은 정점부 및 헌치부 모멘트의 절대값의 합인 합모멘트이므로, 정점부 모멘트 분배계수, κ 에 의해서 정점부와 헌치부의 모멘트 절대값으로 분배된다. κ 는 지간 (D_h)의 함수로서 CHBDC에서는 식 (18)과 같이 제안하고 있다.

$$\kappa = \frac{M_{crown}}{M_{total}} = 0.70 - 0.0328D_h \quad (18)$$

그림 13에 본 연구의 수치해석을 통해 모멘트 분배계수를 계산하여 구조물의 지간 (D_h)과 토피고 (H)에 따른 분포를 도시하였다. 그림에서 점선은 CHBDC에서 제안한 식 (18)을 나타내고 있다.

그림 13에서 토피고와 지간이 증가함에 따라서 κ 가 감소하는 경향을 보이고 있다. 여기서 CHBDC의 계산식은 지간이 8 m이상으로 증가하게 되면 현저하게 낮은 값이 산출되므로, 지간에 대한 함수만으로 계산식이 구성되는 것은 불합리하다고 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 구조물의 지간 (D_h)뿐만 아니라 토피고 (H)까지 고려할 수 있도록 다음과 같은 식 (19)을 제안하였다.

$$\kappa = (0.648 - 0.0094D_h) \cdot (1.0412 - 0.183H) \quad (19)$$

5.4 헌치부 모멘트 감소계수 k_R

2장의 식 (6)에서와 같이 CHBDC에서는 헌치부에 발생하는 활하중 모멘트를 계산할 때 헌치부에 모멘트 감소계수 (k_R)를 적용하고 있다. k_R 은 2차원 수치해석에서 중방향의 활하중 분포를 고려하지 못하고 있기 때문에, 낮은 토피고에

표 4. CHBDC(2000)과 제안식의 비교

항 목	CHBDC (2000)	제안식
M_D	$M_D = k_1 \gamma D_h^3 + k_2 \gamma (H - 0.30) D_h^2$	$M_D = k_1 \gamma D_h^3 + k_2 \gamma (H - 0.30) D_h^2$
	$k_1 = 0.0053 - 0.00024(3.28D_h - 12)$	$k_1 = -0.0003D_h - 0.005$
	$k_2 = 0.053$	$k_1 = -0.0003D_h + 0.005$
M_L	$M_L = k_3 L_L D_h$	$M_L = k_2 L_L D_h$
	$k_3 = \frac{0.08}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}}$ $D_h \leq 6.0m$	$k_3 = \frac{0.0952}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}}$ $D_h \leq 6.0m$
	$k_3 = \frac{(0.08 - 0.002(3.28D_h - 20))}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}}$ $6.0m \leq D_h \leq 8.0m$	$k_3 = \frac{-0.0033D_h + 0.115}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.2}}$ $6.0m \leq D_h \leq 12.0m$
정점부 모멘트 분배계수	$\kappa = 0.70 - 0.0328D_h$	$\kappa = (0.648 - 0.0094D_h)(1.041 - 0.183H)$
현치부 모멘트 감소계수	$k_R = 0.425H + 0.48 \leq 1.0$	

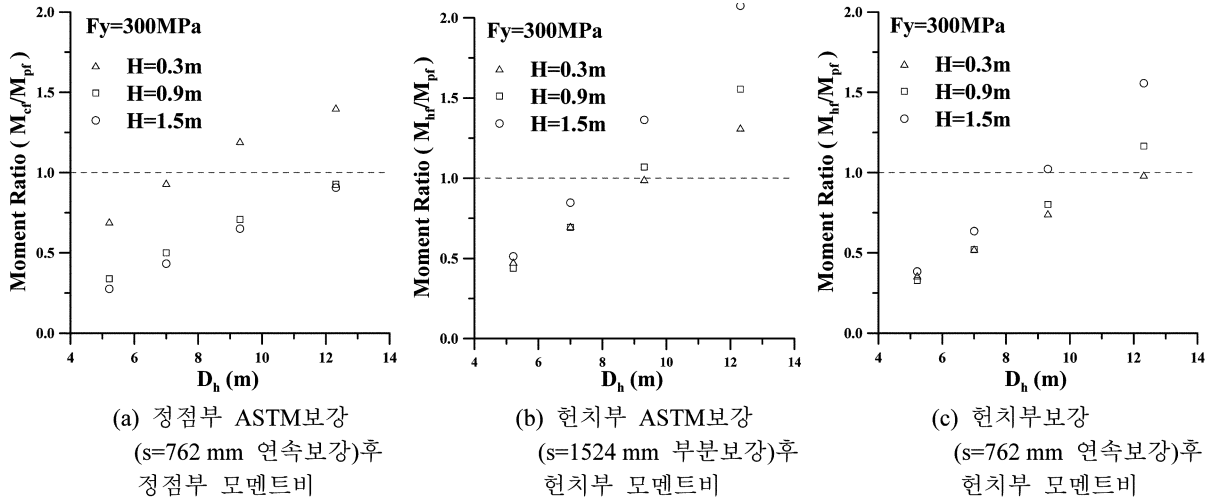


그림 14. Fy=300 MPa 사용시 정점부와 현치부에서 모멘트비

서 현치부의 모멘트가 과대평가되고 있는 것을 보정하기 위하여 사용한다. k_R 은 토괴고에 대한 함수로서 실구조물의 현장 재하시험으로부터 얻어진 결과이며 식 (20)와 같이 제안되었다(Duncan *et al.*, 1985).

$$k_R = 0.425 + 0.48 \leq 1.0 \quad (20)$$

5.5 CHBDC(2000)과 제안식 비교

지중강관 박스구조물의 휨모멘트 계산식 중 본 논문에서 제안한 계수식 k_1 , k_2 , k_3 , κ 를 CHBDC(2000)과 비교하면 표 4와 같다. 한편, 활하중 모멘트 계산시 적용되는 현치부 모멘트 감소계수, k_R 은 실구조물의 현장 재하시험으로부터 얻어진 식이기 때문에 본 논문에서는 다루지 않았다.

6. 휨강도 검토

CHBDC(2000)에서는 식(1)와 (2)와 같이 하중증가계수가

곱해진 극한모멘트, 정점부 모멘트 M_{cf} 와 현치부 모멘트 M_{hf} 가 강도감소계수가 곱해진 소성모멘트, 즉 설계강도, M_{pf} 를 초과하지 못하도록 다음식 (21)와 같이 규정하고 있다.

$$M_{cf} \leq M_{pf}, \quad M_{hf} \leq M_{pf} \quad (21)$$

여기서, $M_{pf} = \phi_h M$, $\phi_h = 0.7$ 이다.

그림 14은 파형강관의 항복강도 Fy=300 MPa의 강재를 사용하여 지간에 따라 ASTM Standard A964/A964M에 규정된 박스컬버트의 설계강도와 본 연구에서 제안한 극한모멘트 계산값의 비율(모멘트비)을 토괴고 0.3 m, 0.9 m, 1.5 m로 구분하여 나타내고 있다. 그림 14의 (a)는 정점부 ASTM보강(s=762 mm 연속보강)후 정점부 모멘트비, M_{cf}/M_{pf} , (b)는 현치부 ASTM보강(s=1524 mm 부분보강)후 현치부 모멘트비, M_{hf}/M_{pf} , (c)는 ASTM의 보강형식인 불연속적인 현치부 보강을 안전을 확보를 위하여 정점부와 같이 연속보강(s=762 mm)후 현치부 모멘트비, M_{cf}/M_{pf} 를 나타낸 것

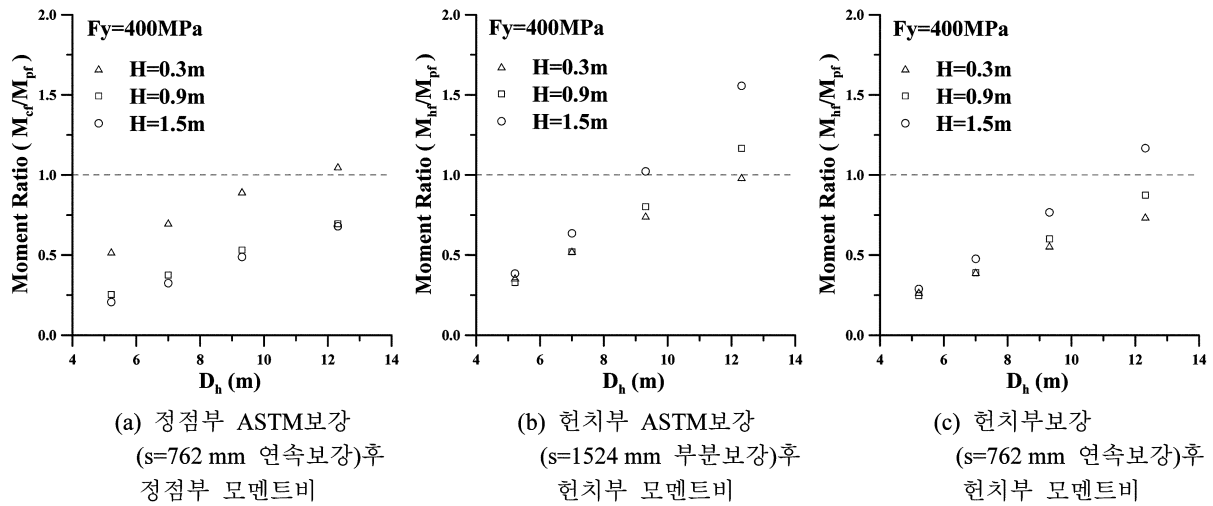


그림 15. $F_y=400$ MPa 사용시 정점부와 현치부에서 모멘트비

이다. 모멘트 비율이 1.0 이하의 값을 나타내는 것이 휨강도의 안정성을 확보한다는 의미이고 세가지 모뎀 지간 약 8 m 정도까지만 휨강도에 대한 안전율을 확보하고 있는 것을 알 수 있다. 그림 15은 파형강판의 항복강도가 $F_y=400$ MPa인 고강도강을 사용하여 그림 18과 같이 비교해 본 것이다. 그림 15(a)는 정점부에서 약 12 m까지 제안된 식이 휨강도에 대해 안전율을 확보하는 것을 보여주고 있으나 그림 15(b)에서는 ASTM의 현치부 보강형식으로는 휨강도의 안전율 확보에 문제가 있음을 알 수 있다. 그림 15(c)는 현치부의 보강형식을 정점부와 같이 연속으로 하였을 때를 나타내고 있고 지간 약 12 m 정도까지 휨강도의 안전율을 확보할 수 있는 것을 보여주고 있다. 이상의 결과에서 연속적인 현치부 보강형식과 탄성계수는 동일하나 높은 항복강도를 가지는 고강도강의 사용($F_y=400$ MPa)이 파형강판 박스 구조물의 장기간화를 위해 휨강도 모멘트에 대한 안전율을 확보하는 하나의 방법임을 알 수 있었고, 이러한 방법을 통해 제안된 식이 지간 약 12 m까지 적용가능함을 확인할 수 있었다.

7. 결 론

본 연구에서는 CHBDC(2000)에서 적용중인 지중강판 박스 구조물의 휨모멘트 설계식을 검토하였다. 국내 및 북미지역에서 시공되는 박스구조물의 구조상세를 대상으로 최근에 주로 시공되고 있는 대골형 강판을 사용하고 적용지간을 약 12 m까지 적용하여 수치해석을 수행하였다. 주요 설계변수를 도출하기 위해 3단계의 시공단계를 고려하여 거동분석을 수행하였으며, 박스구조물을 3개의 세그먼트로 구성된 일종의 아치구조물이라 고려하여 아치구조물에서 휨모멘트 계산식에 고려되었던 구조물의 기하형상, 구조물과 뒷채움 흙의 상대강성에 대한 영향을 평가했다. 또한 박스구조물에서 적용중인 ASTM의 보강형식 중 현치부의 1143 mm 보강형식과 1524 mm 보강형식의 영향을 평가했다. 해석결과 아치구조물과는 달리 박스구조물의 휨모멘트는 기하형상과 상대강성에 대한 영향이 미비하였고, 현치부 보강형식에 따른 정점부와 현치부의 절대값의 합인 휨모멘트의 차이가 거의 없음을 알

수 있었다.

본 연구에서는 이러한 결과를 고려하여 가장 보수적인 설계를 위해 박스구조물의 휨모멘트를 최대를 일으키는 강판 두께 7 mm, 뒷채움 흙 CL90, 현치부 보강 1524 mm, 낮은 박스구조물을 대상으로 최대 휨모멘트를 일으키는 하중조건에서 기존 설계식의 계수 k_1, k_2, k_3, κ 를 새롭게 제안하였다. 새롭게 제안된 모멘트 계수식을 적용한 박스구조물의 휨모멘트는 지간 약 12 m까지 수치해석 결과와 비교해서 5%미만의 거의 일치하는 값을 보여주었다. 한편, 휨강도에 대한 안전율 확보에 대해 ASTM에서 제시하고 있는 재료의 소성모멘트를 초과하는 문제가 발생하였다. 이에 ASTM의 보강방법인 현치부 불연속 보강방법을 연속으로 바꾸고 파형강판의 항복강도를 $F_y=400$ MPa인 고강도강을 사용하여 소성모멘트를 증가시켜 지간 약 12 m까지 안전율을 확보할 수 있었다.

기존의 CHBDC의 식이 향상된 재료적 성능을 반영하지 못하고 지간이 8 m로 제한된 것에 반해, 새롭게 제안된 모멘트 계수식을 적용한 지중강판 박스구조물의 휨모멘트 설계식은 대골형 파형강판의 향상된 성능을 반영하여 지간 약 12 m까지 적용할 수 있으므로 장기간 지중강판 박스구조물의 건설에 기여할 수 있을 것으로 사료된다.

참고문헌

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1996) Standard Specification for Highway Bridges, Washington, D.C.
- Canadian Standards Association (2000) Canadian Highway Bridge Design Code, Ministry of Transportation of Canada, Canada.
- Choi, D.-H., Kim, G.-N., and Byrne, Peter M. (2004) Evaluation of moment equation in the 2000 Canadian highway bridge design code for soil-metal arch structures, Canadian Journal of Civil Engineering, 31/2, pp.281-291.
- Duncan, J.M. (1979) BEhavior And Design Of Long-span Metal Culverts, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. 3, pp. 399-418.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE Journal of Geotechnical Division, 95(GM5), pp. 1629-1653.

- Duncan, J.M., Seed, R.B., and Drawsky R.H. (1985) Design of corrugated metal box culverts, Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 33-41.
- Katona, M.G., Smith, J.M., Odello, R.S., and Allgoog, J.R.. (1976) CANDE-A Modern approach for structural design and analysis of buried culverts, FHWA-RD-77-5.
- McCavour, T.C., Byrne P.M., and Morrison, T.D. (1998) Long-span reinforced steel box culverts, Transportation Research Record 1624, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 184-195.
- Musser, S.C. (1989) CANDE-89-Culvert analysis and design computer program. User manual, FHWA-RD-89-169, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Standard Specification for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing (ASTM) (1998) American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

(접수일:2005.7.8/심사일:2005.10.5/심사완료일:2005.11.9)