

소성변형을 고려한 철도연속교의 강도해석 (The Strength Analysis of Railroad Continuous Bridge Considering Plastic Deformation)

정 경 희 ✽

Chung Kyung-Hee

ABSTRACT

The steel shows plastic deformation after the yield point exceeds. The plastic deformation due to overloads occurs at the interior support of a continuous bridge. The plastic deformation is concentrated at the interior support and the permanence deformation at the interior support remains after loads apply. Because local yielding causes the positive moment at the interior support, it is called "auto-moment". Auto-moment redistributes the elastic moment. Because of redistribution, auto-moment decreases the negative moment at the interior support of a continuous bridge. In this paper, the plastic rotation is evaluated using the moment-rotation curve proposed by Schalling and Beam-line method. Moreover, auto-moment is derived from the experiment curve.

1. 서론

최근의 구조물 설계법은 허용응력설계법(Working Stress Design : WSD 또는 Allowable Stress Design : ASD)에서 강도설계법으로 점차 전환되어가는 추세에 있다. 이러한 경향은 강도설계법이 오랫동안 많은 실험과 경험을 통하여 얻어진 자료를 설계에 적용함으로써 실제 거동에 부합되기 때문이다.

교량의 설계 특히 강교의 설계에서는 하중계수설계법(Load Factor Design : LFD)이 AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)에 의해 채택되었다. 연속교의 내측지점에서 소성변형에 의한 Shakedown 현상이 발생하여 응력의 재분배가 발생하게 된다. Shakedown 현상이란 부재가 소성영역에 이루는 하중을 되풀이하여 받은 과정에서 강재의 소성이 탄성영역으로 안정화 되는 현상을 말하고 이로 인해 모멘트가 발생된다. 이러한 모멘트를 Auto-moment라 한다.

LFD 설계법은 내측지점에서 shakedown 현상에 의한 영향을 고려하여 탄성해석으로 얻은 부모멘트의 10%를 감소시켜 설계에 반영한다. 내측지점에서의 소성변형에 의해 실제로 발생된 모멘트를 구하기 위해서는 모멘트-소성회전곡선이 필요하다.

본 논문에서는 미국에서 개발한 조밀단면의 모멘트-소성곡선을 이용하여 2경간 연속교인 철도교에 대하여 AASHTO의 지침시방서에 제시된 모멘트-소성회전 곡선식을 적용하여 실제로 발생하는 2경간연속교의 내측지점에서 Auto-moment 을 구하였다.

2. 연속교의 거동

연속교의 내측 지점에서 작용하중에 의한 응력이 어느 단계에 이르면 잔류응력의 일부가 반응을 나타내기 시작한다. 계속하여 하중을 증가시키면 반응하는 잔류응력의 양도 커진다. 경우에 따라서는 사하중만으로도 잔류응력이 발생할 수 있으나 활하중이 추가로 작용하면 잔류응력은 계속적으로 진행된다. 부정정보의 경우 활하중에 의한 잔류응력의 영향은 잔류력(Residual Force)과 잔류모멘트(Residual moment)로 나타낸다.^{1),2)}

그림 1 과 같은 2경간 연속교에 과재하중이 작용하면 부재 내에 내재한 잔류응력은 잔류변형을 일으키고 발생한 잔류변형은 국부적인 항복(Local yielding)을 일으켜 활하중이 통과한 후에도 계속 영구변형으로 남게 된다. 사하중과 활하중이 모두 제거된 후에도 계속 영구변형으로 남게 된다.

사하중과 활하중이 모두 제거되고 이 점에서 구속을 제거하면 영구변형으로 인하여 부재가 위로 올라가게 된다. 지점이 구속 되었기 때문에 내측지점에서는 하향의 반력이 발생하고 외측지점에서는 상향의 반력이 발생한다. 이러한 반력으로 인하여 내측지점에서는 모멘트가 자동적으로 발생하므로 이러한 모멘트를 Auto-moment 라 한다. Auto-moment는 내측지점에서 발생하는 소성회전각을 구하면 구할 수 있다.³⁾

Auto-moment는 활하중이 통과한 후에 작용모멘트와 반대방향으로 발생하므로 사하중 모멘트를 감소시킨다.⁴⁾

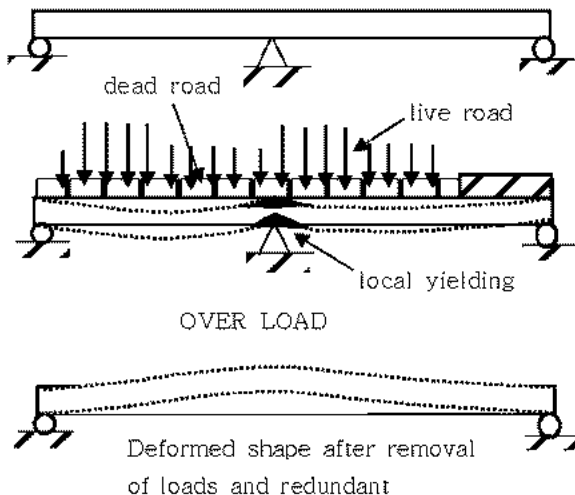


그림 1 Deformation caused by overload

3. Auto-moment

2경간 연속교의 내측지점에서 임의의 과재하중에 의한 Auto-moment (M_{auto})와 소성회전각(θ_p)을 구하는 방법을 보여주고 있다. 그림 2 에서 세로좌표는 내측지점의 지점모멘트이고 가로좌표는 내측지점의 소성회전각을 나타낸다. 실험곡선은 지점단면의 성질 및 지점모멘트만의 함수이다. 두 번째 직선은 점 ㉠ 와 ㉡를 연결한 직선이다. 점 ㉠는 연속보의 내측지점에서 사하중 및 과재하중

에 의해 탄성해석으로 계산한 탄성모멘트(M_E)이다. 이 경우 소성회전각(θ_p)은 0이다. ㉑점은 교량부재의 사하중과 과재하중에 의해 발생하는 내측지점에서의 총비탄성회전각(θ_p)이다. 이때 내측지점은 힌지로 지점모멘트는 0이다. 구조의 나머지는 점 ㉒에서 계산한 값과 같은 방법으로 동일한 강성을 가진 탄성이다. 소성회전에 의한 탄성모멘트의 감소는 점 ㉒와 ㉑를 직선으로 연결한 점에 해당된다. 따라서 자유힌지인 ㉑ 점에서부터 지점모멘트를 증가시키면 ㉑ - ㉒ 직선으로 따라가게 되며 소성회전각이 발생하지 않는다면 ㉒ 점의 탄성모멘트에 도달하게 된다. 그러나 부재는 모멘트-소성회전곡선에서 나타난 값과 같이 소성회전이 발생하므로 실험곡선과 만나는 점 ㉓까지 밖에 도달하지 않는다. 따라서, 실험곡선과 ㉒ - ㉑ 직선과의 교점 ㉓를 구하면 그림에서 대응하는 모멘트가 실제로 작용하고 있는 모멘트이다. 이때의 모멘트가 shakedown 후의 모멘트(M_{SH})이고 이때의 변형이 실제의 소성회전각(θ_p)이다. Auto-moment (M_{auto})은 탄성해석으로 구한 모멘트(M_E)와 shakedown 후의 모멘트(M_{SH})의 차로 나타낸다.

하중이 통과한 후에도 Auto-moment는 지점의 사하중모멘트(M_D)를 감소시켜주며 다음에 오는 활하중에 대해서는 이미 발생한 소성회전각(θ_p)을 유지하면서 ㉑ 점에서 ㉓점으로 수직 상승한다. 즉 shakedown 모멘트(M_{SH})까지는 탄성 적으로 거동하고 이 보다 더 큰 하중이 오면 ㉓부터 실험곡선을 따라 비선형으로 거동한다. 이때의 실제모멘트는 이상에서 언급한 방법을 따라 다시 계산할 수 있다.

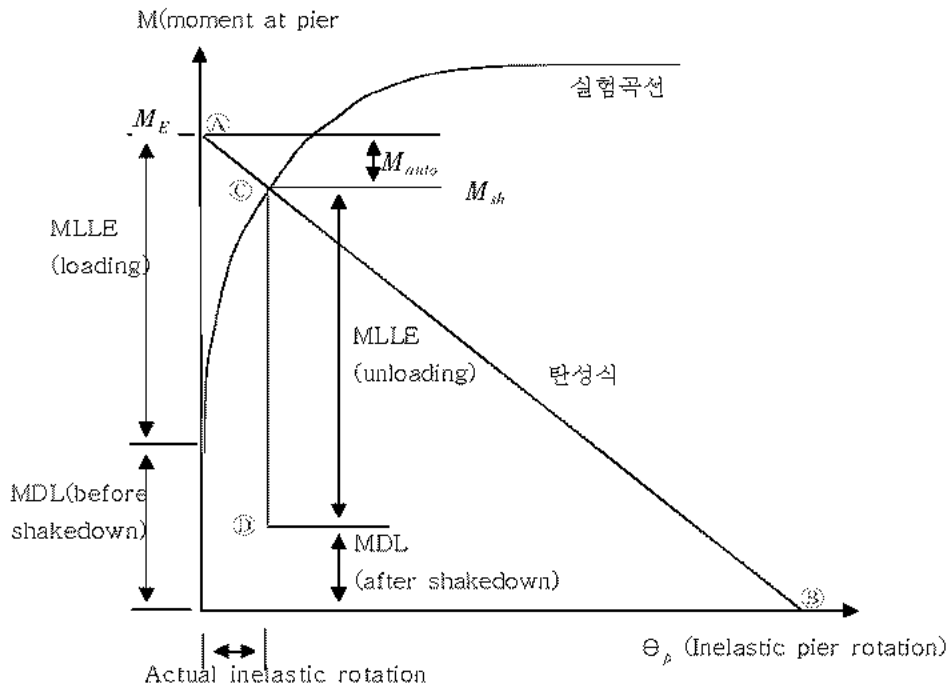


그림 3 Graphic Deformation of Auto-moment and Inelastic Rotation

4. 모멘트-소성회전 실험곡선

AISI(American Iron and Steel Institute)는 Project 188로서 과재하중하에서 모멘트-소성회전

실험을 하였다.⁶⁾ 교량의 내측지점단면에 대한 부모멘트 실험 자료를 기준으로 하여 실제모멘트 대 소성회전곡선을 개발하였다.⁶⁾ 실험결과에 의하면 실제구조물은 잔류응력의 영향 때문에 강재의 항복응력보다 훨씬 낮은 응력 즉 항복응력의 17% ~ 60% 정도의 응력 하에서도 영구변형이 발생하기 시작한다고 보고되어 있다. Schilling 은 Project 188의 실험결과를 가지고 합성단면 및 비합성단면에서 설계에 적용할 수 있는 모멘트-소성회전곡선식을 제시하였다.⁸⁾ 1986년 AASHTO 지침서에서 Schilling이 제안한 모멘트-소성회전곡선식을 조밀단면(Compact Section)에 대하여 설계에 적용할 수 있도록 채택하였다. Schilling 이 제안한 모멘트-소성회전식은 다음과 같다.³⁾⁴⁾

비합성단면에 대한 모멘트 -소성회전곡선식

$$\frac{M}{M_{PN}} = -3.646 \times 10^8 \times \theta_p^4 + 7.188 \times 10^8 \times \theta_p^3 - 54.17 \times 10^3 \times \theta_p^2 + 210 \times \theta_p + 0.6$$

합성단면에 대한 모멘트-소성회전곡선식

$$\frac{M}{M_{PN}} = -2.344 \times 10^8 \times \theta_p^4 + 4.583 \times 10^8 \times \theta_p^3 - 39.69 \times 10^3 \times \theta_p^2 + 247.9 \times \theta_p + 0.17$$

4. 설계 예

2경간 연속형교(25 m + 25 m)인 교량을 내측주형을 대상으로 단면결정에 중요한 모멘트만을 고려하였다. 강재는 항복강도 $F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$ 인 H1900×400×21×30 을 사용하고 주형간격은 2m 로 하였다. 1m 당 충사하중은 레도하중 및 강형의 총량은 철도설계기준을 기준으로⁹⁾ 하여 $w_D = 1.788 \text{ t/m}$ 로 하였고 교량등급은 2 급선인 L-22 하중으로 하여 내측지점에서 최대 휨모멘트 및 단면의 기하학적 성질은 다음과 같다.

- 1) 최대휨모멘트
사하중 : 139 t.m 활하중 : 677.7 t.m 계 : 817.4 t.m
- 2) 단면의 가정 및 기하학적 성질

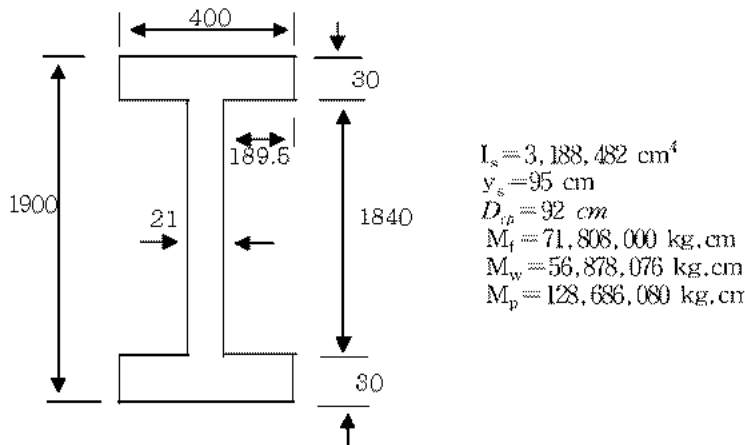


그림 5 단면의 가정 및 성질

(1) 단면검토

$$\text{압축플랜지} : \frac{b'}{t_f} = \frac{18.95}{3} = 6.31 < \frac{545}{\sqrt{f_y}} = \frac{545}{\sqrt{3200}} = 9.63$$

$$\text{복부판} : \frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2 \times 92}{2.1} = 87.62 < \frac{5100}{\sqrt{f_y}} = \frac{5100}{\sqrt{3200}} = 90.16$$

따라서 시방서 규정인 조밀단면의 조건을 만족한다

(2) 과재하중에 의한 소성변형 검토

$$M_{OL} = M_D + \frac{5}{3}M_L = 139.7 + \frac{5}{3} \times 677.8 = 1269.2 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{OL}}{M_p} = \frac{1269.2}{1286.86} = 0.986 > 0.6$$

따라서 과재하중에 의하여 소성회전이 발생한다.

과재하중에 의한 강재의 응력검토

$$f_s = \frac{M_{OL}}{I_s} \cdot y_s = \frac{126920000}{3188482.75} \times 95 = 3781.54 \text{ kg/cm}^2 > 3200 \text{ kg/cm}^2$$

과재하중에 의해 강재에 항복이 발생한다.

3) 내측 지점에서의 소성회전각 계산

등가등분포하중의 계산

2경간연속보에 과재하중에 의하여 내측지점이 완전소성힌지가 발생하였다면 소성힌지를 발생시킨

등가 등분포하중의 계산

$$M_{OL} = \frac{wL^2}{8} \text{ 에서 } w = \frac{8}{L^2} M_{OL} = \frac{8}{25^2} \times 1269.2 = 16.25 \text{ t/m}$$

등가 등분포하중 $w = 16.25 \text{ t/m}$ 에 의하여 내측지점이 완전 소성힌지가 발생하였다면 내측지점의 소성회전각 계산은 공액보법에 의하여 구할 수 있다.

$$\theta_1 = -R_{B1} = -\frac{2}{3} \times \frac{1269.2}{EI} \times 25 \times \frac{1}{2} = 15.8 \text{ mrad}$$

총회전각은 좌. 우측의 값을 합하면 $\Theta_p = 2 \times \theta_1 = 31.6 \text{ mrad}$

이 값은 내측지점에서 완전소성회전각이며 이후의 거동은 내측지점에서 소성모멘트를 유지하면서 단순보와 같이 거동한다.

소성회전에 의한 탄성모멘트는 감소하므로 소성회전이 발생하지 않을 때 탄성모멘트와 소성모멘트의 비 값은 다음과 같다.

$$r = \frac{M_{OL}}{M_p} = \frac{1269.2}{1286.86} = 0.9862$$

소성회전이 증가함에 따라 탄성모멘트는 1차식으로 감소하여 완전소성회전각이 발생할 때는 탄성모멘트는 0 이다. 소성회전과 탄성모멘트는 1차식으로 비례하므로 비례식에 의하여 구할 수 있다

3) Auto-moment 계산

Auto-moment 계산은 AASHTO 지침시방서에 제시한 실험곡선과 beam-line 의 직선식과의 교

점을 구하면 Auto-moment를 구할 수 있다

실험곡선과 beam-line 직선과의 교점을 전산해석에 의하여 구하면 $\Theta_p = 2.802 \text{ mrad}$ 이다.

Auto-moment는 소성회전에 의한 탄성모멘트의 감소이므로 종축 값의 차에 소성모멘트를 곱하여 얻을 수 있다.

$$M_{auto} = (0.9862 - 0.899) \times M_p = 0.0872 \times 1286.86 = 112.21 \text{ t.m}$$

이 값은 최대모멘트의 13.72 %에 해당된다.

6 결론

연속교은 단순교보다 내측지점에서 모멘트가 크게 발생하고 최대모멘트가 발생하는 구간도 경간 지역보다 짧은 구간에 분포된다. 강재는 항복강도 이상이 되면 소성변형을 일으켜 하중이 제거된 후에도 소성변형에 의한 Auto-moment를 일으킨다. 강도설계법인 LFD 설계방법은 내측지점에서 막연히 10% 감소시켜 설계에 반영하고 있다. 이 방법은 소성변형을 고려한 설계법 이라고 볼 수 있다 본 연구에서는 조립단면을 갖은 2경간 연속교를 AASHTO 지침시방서에서 제시한 모멘트-소성회전곡선을 적용하여 내측지점에서의 Auto-moment를 구하여본 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 철도교에서 가정된 단면으로 AASHTO 지침시방서에서 제시한 모멘트-소성회전곡선을 적용하여 Auto-moment를 구한 결과 최대모멘트의 13.72% 가 발생하였는데 이는 LFD 설계법에서 최대모멘트의 10 % 보다도 큰 값을 나타 내었다.
2. 현존교량의 평가 시에 소성변형에 의한 영향을 고려하면 실제거동에 부합하는 결과를 나타내므로 평가 결과가 좋게 나타날 것이다.
3. 내측지점단면이 감소함에 따라 소성회전이 증가하고 Auto-moment의 크기도 커짐을 알 수 있다.
4. Auto-moment를 고려한 설계를 하기 위해서는 소성변형을 고려한 모멘트- 소성회전곡선의 개발이 이루어져야만 실용적인 설계가 이루어질 것이다.

참고문헌

1. G. Haaijer, and P.S Carskaddan(1907), "Suggested Autostress Precedures for Load Factor Design of Steel Beam Bridge" AISI, No29.
2. C. G. Schilling(1989), "Exploratory Autostress Girder Design" Project51 AISI p17~29.
3. C. G. Schilling(1989), "A Unified Autostress Method " AISI November p10~22
4. E. V. Hourigan, and R. C. Holt(1987), "Design of Rolled Beam Bridge by New AASHTO Guide Specication for Compact Braced Section" Engineering Journal, AISI, First Quarter.
5. M. A. Grubb(1987), "The AASHTO Guide Specification for Alternative Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges" AISI Engineering Journal, First Quarter p10.
6. M. A. Grubb(1994), "Review of Alternate Load Factor Design" Transportation Research Record 1380 p45~40
7. M. G. Baker(1995), "Inelastic Design of Steel Girder Bridges" AISI Engineering Journal, First Quarter p34~40
8. M. Gubo, and T. V. Galambos(1988), "Plastic Collapse Load of Continuous Composite Plate Girder" AISI Engineering Journal. Fourth Quarter
9. 대한토목학회(2003), 도로교설계기준.해설