

고속철도교량 하부구조 강성도에 관한 현장실험

Field Test on the Rigidities of Substructures of High Speed Railway Bridges

진원종* · 최은석* · 곽종원** · 강재윤** · 조정래** · 김병석***

Won-Jong Chin · Eun-Suk Choi · Jong-Won Kwark · Jae-Yoon Kang · Jeong-Rae Cho · Byung-Suk Kim

Abstract

The rigidities of bridge substructures are the important data in the rail-bridge interaction analysis in Korean High-Speed Railway. This experimental study is being performed because of followings.

- 1) More correct longitudinal stiffness of the structure including substructure should be considered in the calculation of stresses in rails.
- 2) There are many uncertainties in the design and construction of the piers and foundations.
- 3) Actual guideline for the rigidities of piers and foundations in the design is necessary.
- 4) Measurement on the rigidity of pier according to the types of piers, foundations and soil-conditions is needed.

Curve for estimating the total rigidity of substructure will be obtained through this and further experimental studies. It may be used in the analysis of Korean High-Speed Railway bridge and then, longitudinal stresses in the rails can be estimated more accurately. One pair of piers, which consist of pot-bearing for fixed support and pad-bearing for movable support, are loaded by steel frame devices with steel wire ropes and hydraulic jack. The responses which are measured at each loading stages in those field tests are displacements and tilted angles on the top and bottom of piers. This study is being performed testing and analysis about several piers in the construction field.

Keywords : rigidities of bridge substructures(교량 하부구조강성도), longitudinal stresses in the rails(레일 종방향응력), rail-bridge interaction analysis(레일-교량 상호작용해석)

1. 서론

고속철도 교량의 교각은 상부구조의 수직하중과 고속열차 제동 및 시동 하중, 지진하중 등의 교량 종방향 하중을 지지해야 한다. 고속의 열차가 주행하는 교량인 경우, 하부구조를 포함한 교량의 종방향 거동은 장대레일의 축력에 절대적인 영향을 미치게 된다. 레일의 축력 해석을 위해서는 교량의 종방향 거동, 특히 하부구조 종방향 강성이 매우 중요한 변수가 된다. 콘크리트교각 구체의 강성산

정은 계산상 용이하나, 지반위에 시공되므로 기초를 포함한 전체적인 교각의 종방향 강성산정은 큰 오차를 포함하게 된다. 하부구조의 종방향 강성 산정은 기초를 포함한 실제 교각의 실험을 통한 산정이 가장 정확한 방법이라고 할 수 있다. 교량 하부구조의 강성은 지반 조건과 교각 높이 및 형태, 기초 형태 등의 변수에 따라 달라지므로, 각 변수를 고려하여 경부고속철도 교량 하부구조를 검토분석하고, 대표적인 교각과 기초에 대하여 현장 실험을 수행하여 좀 더 근사적이고 신뢰할만한 강성도 추정 곡선을 제시할 수 있다. 한국건설기술연구원에서는 세계 최초로 교각의 강성도 산정을 위하여 실내실험이 아닌, 현장 시공 중인 실제 경부고속철도 교각을 대상으로 3년간 12개의 교각에 대하여 수평재하실험을 수행하고, 그 결과를 이용하여 고속철도 교량 상 장대레일의 주행안전성을 평가하였다[1,2].

* 책임저자 : 정회원, 한국건설기술연구원 구조연구부, 연구원
E-mail : wjchin@kict.re.kr
TEL : (031)910-0662 FAX : (031)910-0660

* 정회원, 한국건설기술연구원 구조연구부, 연구원

** 정회원, 한국건설기술연구원 구조연구부, 선임연구원

*** 정회원, 한국건설기술연구원 구조연구부, 연구위원

2. 교량 하부구조 강성도실험

2.1 실험대상교각

하부구조 강성도실험은 경부고속철도 2-1공구 반월, 팔곡교가(2000년), 7-1공구 이원교가(2001년), 8-2공구 월곡교가(2002년)의 교각 12개를 대상으로 하여 실험하였다. Fig. 1, Fig. 2에 이원교가와 반월교가 실험전경을 나타내었고, Table 1에 12개 교각의 실험결과를 간략하게 나타내었다.

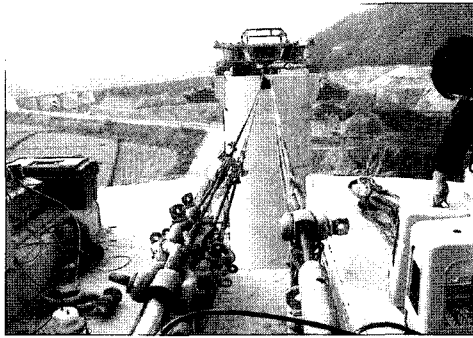


Fig. 1. Overview(Iwon bridge)

2.2 수평재하실험

대상 교각중 2002년도에 실험한 8-2공구 월곡교가의 4개 교각을 선택하여 실험방법과 결과를 상세하게 기술하였다. 교량의 제원을 살펴보면 월곡교가는 3@25m 연속교이고, 중공원형교각으로 이루어져 있다. 지반상태는 연암이고, 기초부는 강관파일기 사용되었다. 고정단 교각과 이동단 교각을 한 쌍으로 하여 정적재하실험을 하였다. Fig. 3, 4, 5, 6은 월곡교가 교각의 전경과 계측기구성도, 단면도이다. 실험 수행

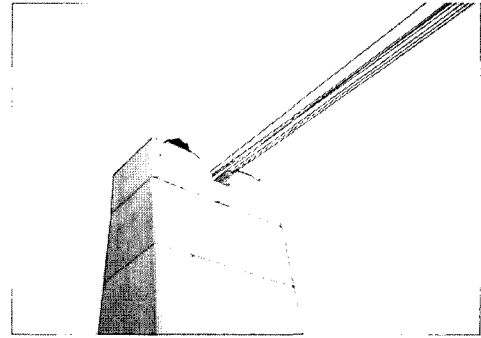


Fig. 2. Measuring(Banwol bridge)

Table 1. Test Result

실험년도	2000	2001	2002
교량명	팔곡, 반월(2-1공구)	이원(7-1 공구)	월곡(8-2 공구)
교량형식	PSC BOX GIRDER교(2@40M)	PSC BOX GIRDER교(2@40M)	PSC BOX GIRDER교(3@25M)
교각형식	중공구형	중공원형	중공원형
교각높이(기초부포함)	23m	27m	12m
하부구조 강성도	260MN/m(평균)	230MN/m(평균)	200MN/m(평균)
하중/상부 최대수평변위	2038KN/7.87mm	1467.06KN/6.14mm	1274KN/6.35mm

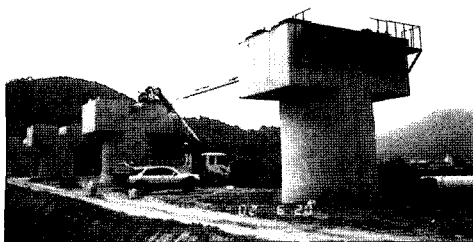


Fig. 3. Overview(Wolgok bridge)

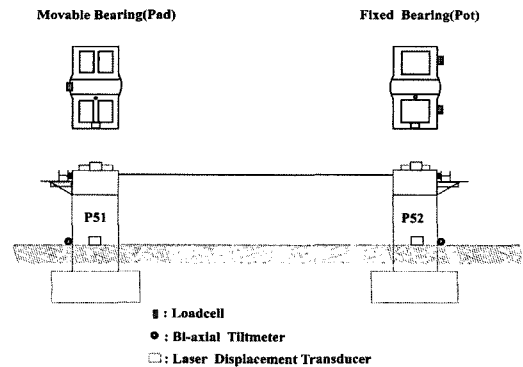


Fig. 4. Measurement System

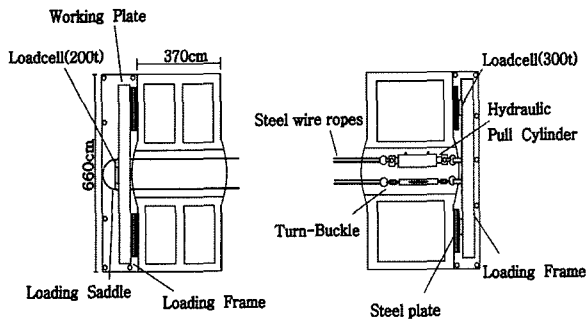


Fig. 5. Horizontal Loading System

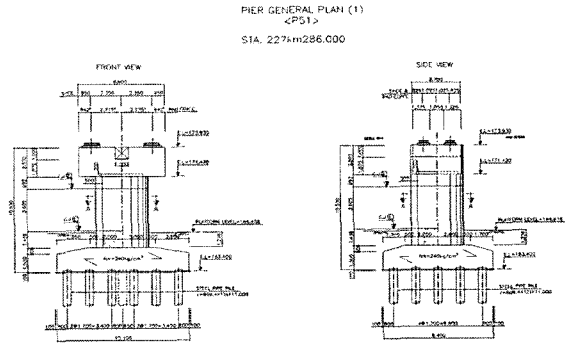


Fig. 6. Sectional view(P51)

전 실험대상 교각에 대한 기초부 인발하중과 구체 하단부 균열하중을 검토하여 수평재하하중을 결정하였다.

재하실험방법을 간략하게 설명하면, 교각상부에 가력프레임을 설치하고, 고정단 교각과 이동단 교각을 4개의 강선 로우프(50m)를 이용해 체결하였다. 유압식 하중 재하장치로 1274KN까지 가력하고, 교각 상, 하부에 Laser 변위계와 경사계를 설치하여 응답을 측정하였다. 각각의 교각에 대하여 재하와 제거를 반복하며 2회씩 실시하였다.

Fig. 7은 Laser 변위계, 로드셀, 유압식 풀 실린더를 나타내고, Table 2는 재하실험시 교각의 안전성검토에 관한 것이다[2,3].(교각구체의 압축강도 $f_{ck}=2.35 \times 10^4 \text{KN/m}^2$, 탄성계수 $E_c=2.27 \times 10^7 \text{KN/m}^2$)

3. 실험결과

월곡고가 교각 P51, P52, P57, P58 수평재하 실험결과를 Table. 3, 4, 5, 6과 Fig. 8, 9에 나타내었다. 구조계산상에는 지반계수산정 등의 오차로 인한 기초부의 이동과 회전변위량이 크게 발생하였으나, 실질적인 전체 변위량은 20% 이상 작게 예측되었다. Table 7에는 월곡고가 하부구조 강성을 정리하여 나타내었다. Fig. 10은 전체 실험대상 교각의 하부구조강성 분포를 나타낸 그림이다.

Fig. 10을 보면 실험에서 구한 하부구조강성은 교각높이, 기초부, 2@40m교량과 3@25m교량의 교각 차이에 관계없이 200MN/m~260MN/m에 분포되어 있음을 알 수 있으며,

Table 2. Test Pier Safety Check

교각	자중 (구체+기초)	높이 (구체+기초)	외경	내경	수평재하하중검토	
					기초부 인발하중	구체 하단부 균열하중
P51	7459.76KN	10.53m	4.0m	3.0m	1505.28KN	1741.46KN
P52	10416.42KN	12.38m	4.0m	2.8m	2086.42KN	1594.46KN
P57	8974.84KN	12.73m	4.0m	3.0m	1498.42KN	1406.3KN
P58	11268.04KN	9.56m	4.0m	2.8m	3144.82KN	2146.2KN

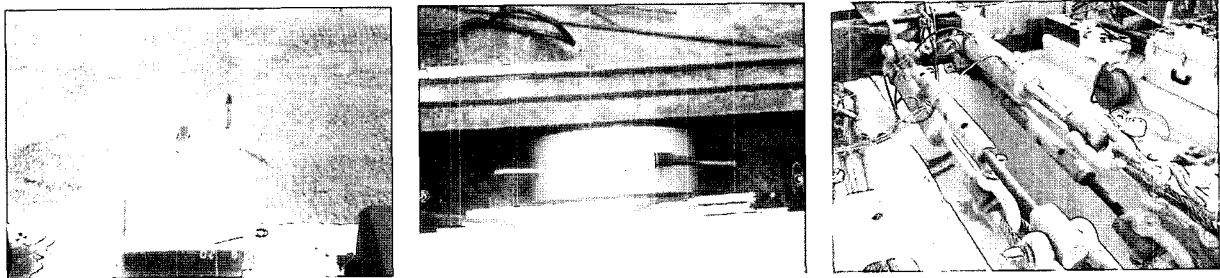


Fig. 7. Laser Disp. Trans., Loadcell, Hydraulic Pull cylinder

Table 3. Comparison of P51(Movable Bearing) Displacement

재하하중 (KN)	구조계산(mm)				실험(mm)	
	구체의 휨	기초의 이동	기초의 회전	전체 변위	Laser 변위계(상부)	경사계(휨+회전)
588	0.622	1.323	1.742	3.687	2.76	2.012
1274	1.348	2.866	3.774	7.989	6.35	4.045

Table 4. Comparison of P52(Fixed Bearing) Displacement

재하하중 (KN)	구조계산(mm)				실험(mm)	
	구체의 휨	기초의 이동	기초의 회전	전체 변위	Laser 변위계(상부)	경사계(휨+회전)
588	1.009	1.037	1.307	3.353	2.63	2.325
1274	2.185	2.247	2.833	7.265	5.63	3.806

Table 5. Comparison of P57(Movable Bearing) Displacement

재하하중 (KN)	구조계산(mm)				실험(mm)	
	구체의 휨	기초의 이동	기초의 회전	전체 변위	Laser 변위계(상부)	경사계(휨+회전)
490	1.032	1.102	1.755	3.889	2.42	2.055
980	2.064	2.205	3.510	7.779	5.21	4.425

Table 6. Comparison of P58(Fixed Bearing) Displacement

재하하중 (KN)	구조계산(mm)				실험(mm)	
	구체의 휨	기초의 이동	기초의 회전	전체 변위	Laser 변위계(상부)	경사계(휨+회전)
490	0.325	0.864	0.841	2.030	2.12	1.288
980	0.649	1.729	1.683	4.061	3.60	2.304

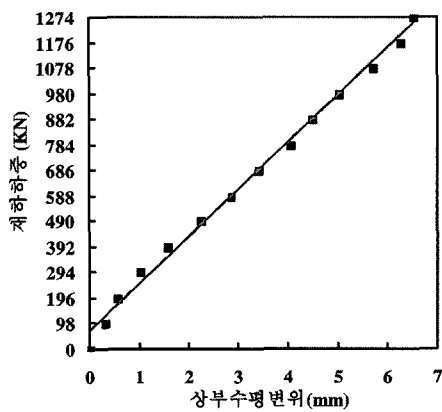


Fig. 8. Relative Loading-Horizontal Displacement(P51)

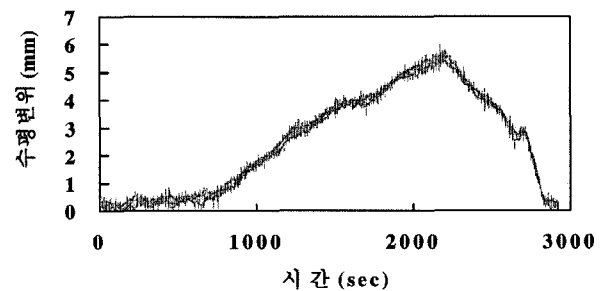


Fig. 9. Horizontal Displacement Time History(P57)

교량상재하중이 재하된 후의 하부구조강성은 더욱 큰 값을 나타낼 것이다[4].

Table 7. Rigidities of Substructure(Wolgok Bridge)

교각	실험 횟수	실험 하중	수평최대 변위(상부Laser)	하부구조 강성도(MN/m)
P51	1회	1274KN	6.35mm	200.63
	2회	1274KN	5.07mm	251.28
P52	1회	1274KN	5.63mm	226.29
	2회	1274KN	5.02mm	253.79
P57	1회	980KN	5.21mm	188.10
	2회	980KN	5.07mm	193.30
P58	1회	980KN	4.05mm	241.98
	2회	980KN	3.60mm	272.22

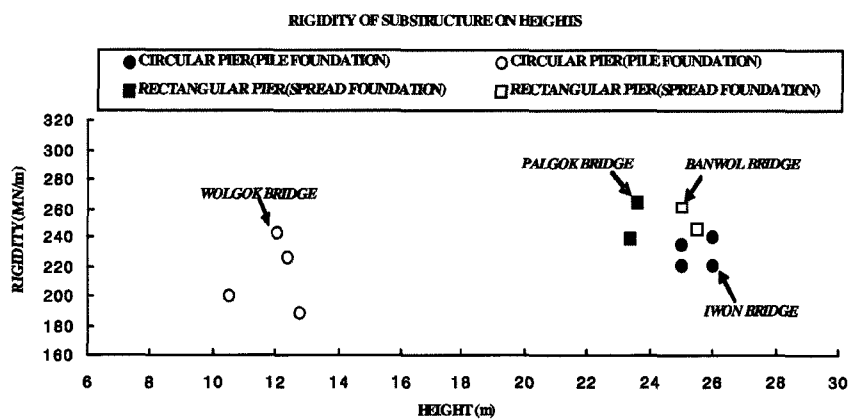


Fig. 10. Rigidity of Substructure on Pier Heights

4. 하부구조 강성도를 고려한 레일응력 해석

교량상 장대레일에서 궤도 거동에 영향을 미치는 주요 영향요인은 도상저항력, 하부구조강성 및 교량의 신축길이이다. 도상저항력 및 하부구조 강성은 레일을 통하여 전달되는 종방향 하중을 하부구조로 분배시키는 데 있어서 중요한 매개변수이며, 교량 바닥판 신축길이는 교량의 온도변화에 의한 레일의 부가응력 발생에 있어서 중요한 매개변수로 작용한다. 본 연구에서는 한국건설기술연구원에서 개발한 장대레일 해석전용 프로그램인 Brailint를 사용하여, 계측된

하부구조 강성도 범위에서의 장대레일 축력을 해석하고, 계측된 하부구조 강성도 범위에서의 주행안전성을 검토하였다. 매개변수 해석을 통한 주행안전성 검토에 적용된 교량 형식은 신축길이 80m의 2@40m PSC박스 거더교이며, 하부구조 강성도를 교량상 장대레일 궤도구조의 거동에 대한 영향변수로 선택하여 장대레일 주행안전성을 검토하였다. 도상저항력은 UIC CODE 774-3[5]에서 제안된 값을 양호한 도상상태에서의 저항력으로 가정하였다. 해석모델 및 해석조건은 각각 Fig. 11 및 Table 8과 같다.

계측결과를 바탕으로 도상 저항력에 따른 주행안전성을

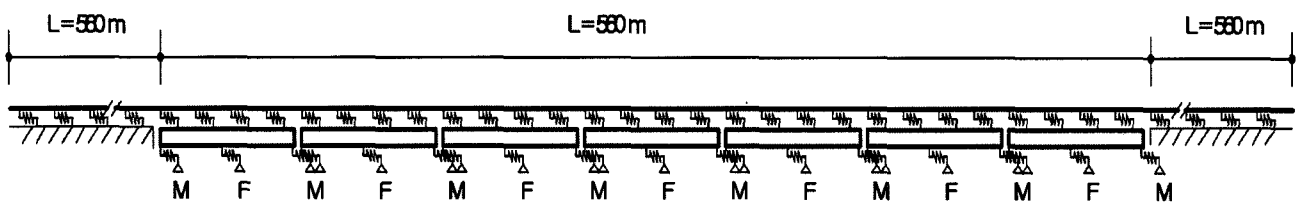
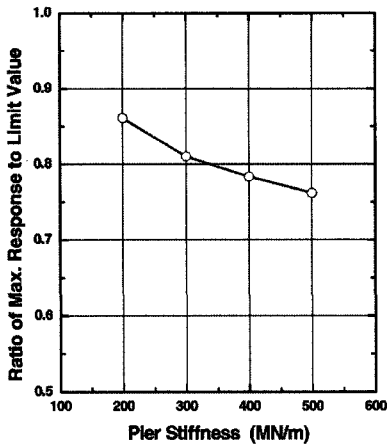
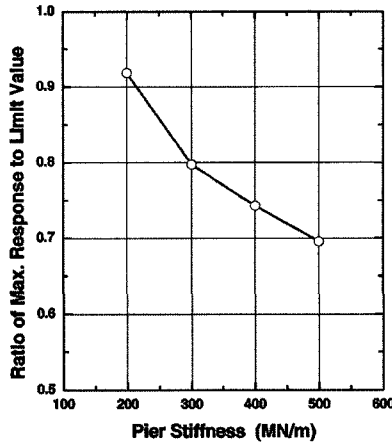


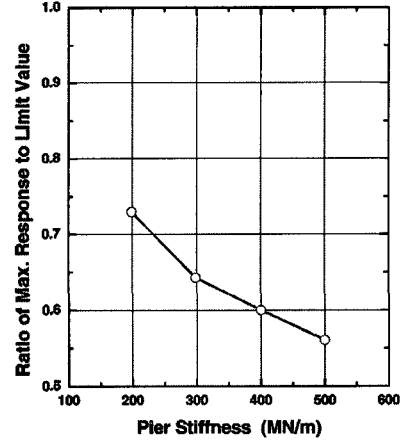
Fig. 11. Analysis Model



(a) Rail stress



(b) Relative displacement of rail to deck



(c) Relative displacement of adjacent decks

Fig. 11. Analysis Result of CWR track

평가하면 Fig. 12와 같다. Fig. 12는 레일 주행안전성 평가항목인 레일응력, 레일-교량 상대변위 및 교량 바닥판간 상대변위를 각각의 제한치로 나누어 무차원화한 값으로서 1보다 큰 경우는 제한치를 넘어 안전하지 못함을 의미한다. Fig. 12로부터 레일-교량 상대변위가 교각강성도 변화에 대해서 가장 민감한 변화를 보임을 알 수 있으며, 레일응력은 상대적으로 교각강성도 변화에 대해 적은 변동폭을 보였다. 현장 실험을 통해 계측한 교각 강성도 범위인 200~260 MN/m의 범위 내에서는 주행안전성과 관련된 각각의 응답치가 제한치의 약 92%를 넘지 않는 것으로 나타났으며, 상부구조 타설에 따른 축하중 효과로 실제 고속철도 교량의 하부구조 강성이 계측실험에서 얻어진 범위보다 다소 증가할 것을 고려하면 충분한 주행안전성을 확보할 것으로 판단된다.

4. 결론

고속철도 교량상 장대레일 축력 검토시 도상의 비선형 재료특성과 교량의 종방향 강성을 함께 고려하는 것이 중요한 변수로 사용되며, 레일에 추가응력을 유발하는 교량구조물의 변형은 대부분 하부구조의 종방향 강성에 의존하므로 교량 하부구조의 보다 정확한 강성 평가가 필수적이다. 이를 위해 시공 중인 경부고속철도 교량의 실제적인 하부구조 강성도를 산정하기 위하여 3년간 총 12개의 교각을 대상으로 수평재하실험을 수행하였다. 본 논문에는 2002년도에 실험한 교각 4개를 선택하여 재하실험결과를 상술하였다. 12개의 교각에 대한 실험결과를 분석해보면, 교각 구체의 휨강성과 기초의 회전, 이동에 의한 강성을 포함한 하부구조의 전체 평균 강성도는 200MN/m~260MN/m 내외로 측정되었다. 또한 실험시 계측한 상부 수평변위량을 설계변위량과 비교했을 때 20%정도 안전측임을 확인할 수 있었다. 실험결과를 이용하여 2@40m 교량형식에 관한 레일축력해석을 수행한 결과 제한조건을 만족함을 알 수 있었다. 향후 고속철도 교량상 장대레일 압축응력 검토시 유용한 자료로 사용될 것이다.

Table 8. Analytical Condition

Property of Structural Members	- Bridge : Section area, $A_c=13.517m^2$ Young's modulus, $E_c=3.0 \times 10^7 KN/m^2$ Coeff. of thermal expansion, $\alpha=1.0 \times 10^{-5} C^{-1}$ - Rail : Section area, $A_c=7.686 \times 10^{-3} m^2$ Youngs modulus, $E_s=2.1 \times 10^8 KN/m^2$ Coeff. of thermal expansion, $\alpha=1.0 \times 10^{-5} C^{-1}$
Pier Stiffness	Varies from 200MN/m to 500MN/m
Ballast	- Case #1 : Normal ballast layer max. resistance, $r=20KN/m(60KN/m \text{ at loaded zone})$ displacement at yield, $u=2mm$
Applied Loads	- Thermal variation in bridge deck : $+25^\circ C$ - Accelerating forces : $33KN/m$ per track of 30m - Braking forces : $20KN/m$ per track of 300m

5. 감사의 글

본 연구는 고속철도기술개발사업인 “고속전철 구조물 안전성 기술개발” 과제를 통해 수행되었으며, 연구수행을 위해 적극적으로 협조해 주신 한국철도시설공단과 (주)백산건설, (주)유원건설, (주)두산건설, (주)대우건설 현장 관계자 여러분께 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. G. Meyer and P. Ruse (1987), "Design System used by the German Federal Railway for Valley Bridges on the New Railway Lines", Ingenieurbauwerke, IBW Talbrücken, Nr.4, pp.49-81.
2. 진원중 외 (2002), "경부고속철도 교량하부구조 강성도에 관한 실험적 연구", 2002년도 대한토목학회 학술발표회논문집, pp.289-292.
3. 한국건설기술연구원 (2002), 고속전철 구조물 안전성 기술 개발 (교량부문) 최종보고서, pp.45-76.
4. W.Chin, E.Choi, and J.Kwark (2003), "Experimental Study on the Rigidities of Bridge Substructures in KHSR", IABSE Reports Vol.87, IABSE Symposium, pp.160-161.
5. UIC (1995), UIC CODE 774-3, General Principles of Calculating Longitudinal Forces in a Bridge, its Bearings and its Structure - Recommendations for a simple case. 1st Edition.