2개의 H형강이 합성된 가설교량 상부구조의 구조거동 평가

이승용* · 박영훈** · 박상현***

Lee, Seung Yong* · Park, Young Hoon** · Park, Sang Hyun***

Estimation of Structural Behavior of the Long Span Temporary Bridge Superstructure Stiffened by Composite Double H-beam

ABSTRACT : In this study, in order to increase the span length, the temporary bridge which the center part of span is strengthened by small H-beam and the end part of span is strengthened by steel plate is designed and constructed. Real behavior of proposed temporary bridge is analyzed by field loading test. Analyzed shear buckling strengths and nonlinear behavior of suggested temporary bridge are compared with the those of general temporary bridge. From the field loading test results, it is analyzed that real static behavior of suggested temporary bridge is agree with the analyzed behavior which is considered in design process. Under the proposed design condition, it is investigated that the shear buckling strength of suggested temporary bridge is about 40% higher than that of general temporary bridge, and the ultimate strength of suggested temporary bridge is about higher than that of general temporary bridge. From the study results, it is concluded that the proposed temporary bridge can be applied by the needs of field condition.

Key words : long span temporary bridge, load carrying test, finite elementary analysis, buckling strength

초 록 : 본 논문에서는 가설교량의 지간장 증대를 위하여 중앙부 주거더 H형강 상단에 작은 H형강을 보강하고, 지점부 주거더 H형강 하단에 강판을 합성시킨 가설교량을 설계 및 시공하여 현장재하시험으로 실 거동을 분석하고, 해석적 전단좌굴강도와 비선형 거동을 일반 가설교량과 비교 평가하였다. 그 결과, 현장재하시험에 의하여 제안된 가설교량의 실제 거동이 설계 과정에서 고려된 거동과 일치하는 것으로 나타났으며, 본 연구의 설계조건에 있어서 제안한 가설교량의 해석적 전단좌굴강도가 일반 가설교량의 전단좌굴강도보다 약 40% 정도 높은 것으로 분석되었다. 또한 제안된 가설교량의 해석적 극한강도는 일반 가설교량 보다 높은 것으로 평가되어 현장여건의 필요에 의해 제안한 가설교량을 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

검색어 : 장지간 가설교량, 재하시험, 유한요소해석, 좌굴강도

1. 서 론

일반적으로 가설교량은 교량의 신설을 위한 한시적인 우회도로로 활용되거나, 장비의 이동통로, 시공시의 임시동바리로 활용되는 등 여러 용도로 활용되고 있다. 최근 교통량 및 물동량의 증가로 새로운 도로의 개설 및 기존 도로의 확장공사가

* 정회원 · 한국교통대학교 토목공학과 교수 (sylee@ut.ac.kr)

** 정회원 · 부천대학교 토목공학과 부교수 (Corresponding Author · Bucheon University · pyh@bc.ac.kr)

*** 정회원 · 위드현(주) 대표이사 (hyun@with-h.kr)

Received May 12 2011, Revised June 29 2011, Accepted November 9 2012

실시됨에 따라 가설교량의 수요도 크게 증가하고 있는 추세이다. 현재 국내에서 사용되는 가설교량 공법으로는 단순 H형강 또는 외부 긴장된 H형강을 이용한 가설교량 공법, 트러스 거더를 이용한 장지간 조립식 가설교량 공법 등이 주로 사용되고 있다 (이종철 등, 2007; 유문식 등, 2003).

단순 H형강을 이용한 가설교량 공법은 유효지간 거리가 짧기 때문에 단경간의 교각 개수가 많아 시공성이 떨어지고, 교량 하부의 차량통행 공간이 부족하여 도로 및 철도의 횡단에 제약이 따른다. 한편 외부 긴장된 H형강을 이용한 가설교량 공법은 PS강봉으로 프리스트레싱을 주어 장지간 거더를 생산하는 공법으로 정착구의 설치 및 긴장작업 등으로 시공성이 다소 복잡하고, 온도변화에 따른 강봉의 이완으로 도입된 프리스트레스력이 감소하는 문제점이 나타난다. 또한 트러스 거더를 이용한 장지간 조립식 가설교량 공법은 트러스 부재의 형고가 높아 도로 및 철도의 횡단시 형하공간을 확보하기가 불리한 단점이 있다. 최근 들어 국내에서는 기존의 가설교량의 단점을 보완한 장지간 가설교량의 개발에 대한 연구가 수행되고 있다. 가설교량에 대한 연구 결과로는 다단계 온도 프리스트레싱을 이용한 장지간 가설교량 개발을 위한 실험적 연구(김상호 등, 2006)가 수행되었으며, 해석적 연구로는 시스템 좌굴해석법을 이용한 강재 라멘형 가교 주요 부재의 유효 좌굴길이를 산정하고 좌굴 안정성을 검토한 연구가 수행되었다(경용수 등, 2007).

본 연구에서는 가설교량 상부구조 지간 중앙부 주거더 H형강 상부 플랜지 상단에 작은 H형강을 합성시키고, 상부구조 부모멘트 부에는 강판을 보강하는 형태로 최대 정·부 모멘트 발생 구간의 강성을 증가시킨 장지간 가설교량(이하 장지간 가설교량이라 함)을 대상으로 연구를 수행하였다. 일반 가설교량의 복공판은 주거더 H형강에 용접되어 고정되나 지속적인 활하중 작용에 의하여 이탈되는 경우가 발생하여 노면의 불균형, 복공판 간의 충돌, 차량의 안전사고가 빈번하게 발생하게 된다. 반면에 본 연구의 장지간 가설교량의 작은 H형강은 처짐의 양이 상대적으로 높은 지간 중앙부의 복공판의 이탈을 방지하는 역할을 추가적으로 가지게 되어 공용 과정에서 안전성을 더욱 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서 제안하는 장지간 가설교량의 실제 거동과 설계과정의 해석적 거동의 일치 정도를 분석하기 위하여 현장재하시험 실시 결과와 해석적 거동을 비교 분석하였으며, 제안하는 장지간 가설교량의 구조적 안전성을 평가하기 위하여 오랜 사용기간에 의해 공용 안전성이 검증된 일반 가설교량과 장지간 가설교량의 전단좌굴강도와 비선형 거동을 동일 해석조건으로 각각 분석하여 비교 평가를 실시하였다.

2. 가설교량의 설계

본 연구의 제안 장지간 가설교량은 Fig. 1에서와 같이 작은 H형강을 지간 중앙부 주거더 H형강 상단에 종방향으로 용접하여 최종 가설시 복공판을 Fig. 3과 같이 배치함으로서 작은 H형강 높이 만큼의 형고를 감소시킬 수 있을 뿐만 아니라 복공판의 이탈을 막을 수 있다. 또한 Fig. 2에서와 같이 수직보강재를 H형강으로 적용하여 거더의 비틀림 강성을 증가시켰으며,

Fig. 1. Attached small H-beam

Fig. 2. Vertical stiffener

Fig. 3. Geometry of cross section

Table 1. Design condition

Type	Design lane	Span length	Bridge width	Live load	Steel class
Rahmen-type temporary bridge	1	26.65 m	4.0 m	DB-24	SS400

Table 2. Maximum stress of superstructure

H-beam	Maximum stress(MPa)	Allowable stress(MPa)	Remark
H692×300×13×20	-237.6	-194.4	NG
H700×300×13×24	-204.7		NG
H792×300×14×22	-187.9		OK

Fig. 4. FEM simple modelling of target bridge

지간 중앙부 부근의 가로보 상단에도 작은 H형강을 부착하여 횡분배 강성을 증대시켰다. 장지간 가설교량의 설계시 고려된 설계조건은 Table 1과 같다.

Table 1의 설계 조건에 의한 장지간 가설교량 상부구조 주거터 H형강 단면을 검토하기 위하여 Fig. 4와 같이 빔(beam) 요소만을 적용한 3차원 유한요소 해석을 실시하였으며, 유한요소해석에서 고려된 주거터 H형강과 그에 따른 결과를 Table 2에 정리하였다.

Table 2에서 장지간 가설교량 상부구조의 주거터 H형강으로 H692×300×13×20를 적용할 경우 발생 최대 응력이 허용 휨 압축응력 보다 22.2 % 정도 높은 것으로 나타났으며, H700×300×13×24를 적용할 경우에는 발생 최대응력이 허용 휨 압축응력 보다 약 5.3 % 높은 것으로 평가되었다.

장지간 가설교량의 상부구조는 주거터 H형강과 작은 H형강이 합성되는 점을 고려하여 Table 2에서 발생 최대응력이 허용 응력 보다 다소 높은 H692×300×13×20를 주거터 H형강으로 결정하였으며, 복공판의 높이와 폭을 고려하여 Fig. 3과 같이 작은 H형강은 H200×100×5.5×8를 사용하였다. 한편 지점부 보강 강판의 폭은 350 mm, 두께는 16 mm로 하였다.

장지간 가설교량 상부구조 중앙부의 주거터 H형강과 작은 H형강의 합성과 상부구조 지점부 강판 보강에 있어, 작은 H형강의 필요 합성길이와 강판의 필요 보강길이를 분석하기 위하여

Fig. 5. FEM modelling of target bridge

Fig. 5와 같이 셸(shell), 솔리드(solid), 빔(beam)요소를 사용한 유한요소해석을 실시하였다.

Fig. 5의 유한요소해석 모델에서 거더, 가로보 및 교각은 셸 요소를 사용하였으며, 주거터 H형강과 작은 H형강이 만나는 부분인 주거터 H형강 상부 플랜지와 작은 H형강 하부 플랜지에는 솔리드 요소를 적용하였다. 또한, 작은 단면의 가로보 및

Table 3. Maximum stress by small H-beam length change

Case ID.	Reinforcement details		Maximum stress (MPa)	Allowable stress (MPa)	Remark
	Location	Length(mm)			
1	Internal support	0	-237.6	-194.4	NG
	Center	0			
2	Internal support	350	-236.1	-194.4	NG
	Center	0			
3	Internal support	535	223.2	210.0	NG
	Center	0			
4	Internal support	535	207.4	210.0	OK
	Center	1,200			
5	Internal support	535	206.4	210.0	OK
	Center	2,300			
6	Internal support	535	205.5	210.0	OK
	Center	3,300			

Table 4. Geometry of girder

Superstructure			Substructure
Rahmen-type temporary bridge		General temporary bridge	
Center	Internal support

① : H-692×300×13×20 ② : H-200×100×5.5×8 ③ : PL-350×2,000×16		H-792×300×14×22	H-300×300×10×15

사재는 빔 요소를 사용하였으며 중앙부의 작은 H형강 및 지점부의 강판 보강길이에 따른 발생 최대응력을 허용응력과 비교하여 Table 3에 정리하였다.

Table 3을 살펴보면, 장지간 가설교량 상부구조 지점부에 폭 350 mm, 두께 16 mm 강판을 길이 535 mm 정도 보강하고 중앙부에 작은 H형강을 1,200 mm 이상 보강할 경우 발생 최대응력이 허용응력 보다 낮은 것으로 나타났다(Case ID. 4). 이에, 장지간 가설교량 상부구조 지점부에는 폭 350 mm, 두께 16 mm 강판을 길이 535 mm로 보강하고, 중앙부에는 작은 H형강(H200×100×5.5×8)을 중앙부의 가로보 사이 간격인 3,300 mm에 보강하여 작은 H형강의 추가적인 기능인 복공판 이탈 방지 기능을 최대한 확보하도록 하였다.

Table 1의 설계조건에 의해 결정된 장지간 가설교량의 단면 상세는 Table 4와 같으며, Table 4에는 비교 검토를 위하여 Table 1의 설계 조건을 갖는 일반 가설교량의 단면 상세를

함께 정리하였다.

Table 4로부터 장지간 가설교량의 거더 총 높이는 892 mm 이나, 상단의 작은 H형강은 Fig. 3에서와 같이 복공판 좌우에 위치하고 복공판의 높이와 일치하므로 실제 장지간 가설교량 거더 높이는 692 mm로 간주할 수 있다. 이는 일반 가설교량의 거더 높이 792 mm보다 약 12.6 % 정도 낮은 것으로 실제 사공에 있어 형하공간의 확보에 유리할 수 있을 것으로 판단된다. 한편 상부구조의 사하중은 장지간 가설교량이 일반 가설교량보다 약 15 % 낮은 것으로 나타났다.

장지간 가설교량의 평면도 및 종단면도를 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 6(a)에는 본 연구에서 수행한 현장재하시험시의 재하차량의 재하경우(LC1~LC6)를 함께 표시하였으며, 상부구조 부 모멘트부의 보강을 위하여 두께 16 mm의 강판을 주거더 H형강 하단에 용접 연결하였다. 실제로 가설이 완료된 장지간 가설교량의 전경은 Fig. 7과 같다.

Fig. 6. Geometry of proposed temporary bridge

Fig. 7. Proposed temporary bridge

3. 현장재하시험

장시간 가설교량의 실제거동을 분석하기 위하여 현장재하시험을 실시하였다. 현장재하시험은 교량의 주요 부재에 변위변환기 및 변형률게이지 설치한 후, 총중량 290 kN의 덤프트럭을

사용하여 Fig. 6(a)에 나타난 재하경우에 대해 시험을 실시하였다. 현장재하시험으로부터 측정된 지간 중앙부의 처짐과 변형률을 Fig. 5의 유한요소해석 결과와 비교하여 Table 5 및 Table 6에 나타내었다.

Table 5 및 Table 6으로부터 처짐에 대한 탄성 영역 응답비(측정치/해석치)는 0.99~1.07(평균 1.04), 변형률에 대한 탄성 영역 응답비는 0.93~1.04(평균 0.99)로 분석되어 측정치와 해석치가 거의 일치하는 것으로 나타나, 설계과정에서 고려된 Fig. 5의 유한요소해석 모델이 교량의 실제거동을 합리적으로 반영하는 것으로 분석된다. 이에, 유한요소해석 모델의 적합성을 검증할 수 있었다.

한편, 장시간 가설교량의 주거더 H형강과 작은 H형강의 합성거동 여부를 분석하기 위하여 현장재하시험 측정치와 유한요소 해석치에 의한 중립축을 비교하여 Table 7에 나타내었다.

Table 7에서 거더 하단으로부터의 측정 중립축과 해석 중립축의 응답비는 외측거더에서는 0.92~0.94(평균 0.93), 내측거더에서는 0.93~0.96(평균 0.94)로서 최대 평균 6% 정도의 차이만 발생하는 것으로 나타났다. 이로부터 현장측정 과정에서 동반되는 측정오차와 구조해석 과정의 이상화 등을 감안하면

Table 5. Analysis of displacement response ratio

Load case		LC3	LC4	LC5	LC6
Girder					
External girder	Measured value(mm)	20.53	22.63	23.91	23.52
	Analyzed value(mm)	19.77	21.05	22.22	21.87
	Response ratio	1.03	1.07	1.07	1.07
Internal girder	Measured value(mm)	19.76	21.58	22.65	22.40
	Analyzed value(mm)	18.98	20.21	22.78	22.01
	Response ratio	1.04	1.06	0.99	1.01

Table 6. Analysis of strain response ratio

Load case		LC3	LC4	LC5	LC6
Girder					
External girder	Measured value($\times 10^{-6}$)	171	188	203	203
	Analyzed value($\times 10^{-6}$)	168	184	201	194
	Response ratio	1.01	1.02	1.01	1.04
Internal girder	Measured value($\times 10^{-6}$)	136	151	186	208
	Analyzed value($\times 10^{-6}$)	146	162	195	201
	Response ratio	0.93	0.93	0.95	1.03

Table 7. Stress ratio at neutral axis

Load case		LC3	LC4	LC5	LC6
Girder					
External girder	Measured value(MPa)	35.2	34.4	35.2	35.2
	Analyzed value(MPa)	37.5	37.5	37.5	37.5
	Response ratio	0.94	0.92	0.94	0.94
Internal girder	Measured value(MPa)	33.6	33.5	34.4	34.5
	Analyzed value(MPa)	35.8	35.8	35.8	35.8
	Response ratio	0.94	0.93	0.96	0.96

Table 8. Analysis of serviceability

Allowable deflection for DB-24(mm) ⁽¹⁾	Deflection (DB-24) ((mm) ⁽²⁾	{(1)-(2)}/(1)
66.6	38.0	43.0%

설계시에 고려된 주거더 H형강과 작은 H형강의 합성거동이 실제거동에서 발현되는 것으로 판단된다.

한편, 유한요소해석 모델을 이용하여 장지간 가설교량의 수직 처짐에 대한 사용성 평가 결과를 나타낸 Table 8로부터 DB-24 하중 작용시의 발생 처짐이 활하중에 대한 허용 처짐의 43% 수준인 것으로 분석되었다.

4. 일반 가설교량과 전단좌굴강도 비교

Table 1의 설계조건에 의해 일반 가설 교량의 상부 구조에

는 H792×300×14×22이 사용되고 본 연구에서 제안하고 있는 장지간 가설교량의 상부 구조는 주거더 H형강(H692×300×13×20)과 작은 H형강(H200×100×5.5×8)이 합성되어 구성됨으로 전단좌굴강도가 증가 하게 된다. 본 절에서는 이러한 전단 좌굴강도 증가 정도를 이론적으로 분석하였다. H형강에 있어서 복부판의 탄성 전단좌굴강도(τ_{cr})는 다음과 같이 주어진다 (Timoshenko 등, 1961).

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (1)$$

Table 9. Shear buckling coefficient

Girder	k_{ss}	k_{sf}	k
Small H-beam	5.35	9.0	7.20
Main girder	5.54	9.23	7.50

(a) Small H-beam

(b) Main girder

Fig. 8. FEM modelling

Table 10. Boundary condition

Edge	u_x	u_y	u_z	R_x	R_y	R_z
1	0	1	1	1	0	1
2	1	0	1	1	0	1
3,5	0	1	1	1	1	0
4,6	1	0	1	1	1	0

0 : free, 1 : fixed

여기서, k 는 전단좌굴계수, b 는 판의 깊이, t 는 판두께, v 는 포아송비, 그리고 E 는 탄성계수이다. 일반적으로 k 는 판의 형상비와 경계조건에 의해 결정되며, 두께와 깊이가 일정한 판의 좌굴강도는 전단좌굴계수에 의해 좌우된다. 수직보강재와 상·하부 플랜지에 의해 경계되어 있는 H형강의 전단좌굴강도는 복부판의 좌굴강도에 의해 결정되며, 상·하부 플랜지와 복부판의 연결부는 플랜지의 강성에 의해 단순지지와 고정지지 사이의 일정 강성을 가지게 된다.

기존의 연구에서 플랜지와 복부판의 연결부 경계조건이 각각의 두께비에 의해 의존하는 것으로 나타났으며, 플랜지 강성을 고려하는 전단좌굴계수를 Eq. (2)와 같이 제안하였다(Lee 등, 1996; Lee 등, 1998).

$$k = \begin{cases} k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss}) \left[1 - \frac{2}{3} \left(2 - \frac{t_f}{t_w} \right) \right] & \text{for } \frac{1}{2} < \frac{t_f}{t_w} < 2 \\ k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss}) & \text{for } \frac{t_f}{t_w} \geq 2 \end{cases} \quad (2)$$

여기서, k_{ss} 는 모든 변이 단순지지된 직사각형판의 좌굴계수, k_{sf} 는 두 변은 단순지지 다른 두 변은 고정지지된 직사각형판의 좌굴계수로서 k_{sf} 는 다음의 Eq. (3)에 의해 구해진다.

Fig. 9. Loading and boundary condition

$$k_{sf} = \begin{cases} \frac{5.34}{\alpha^2} + \frac{2.31}{\alpha} - 3.44 + 8.39\alpha & \text{for } \alpha < 1 \\ 8.98 + \frac{5.61}{\alpha^2} - \frac{1.99}{\alpha^3} & \text{for } \alpha \geq 1 \end{cases} \quad (3)$$

여기서, t_f 는 플랜지 두께, t_w 는 복부판 두께, α 는 복부판의 형상비이다. 장지간 가설교량은 지간 중앙부에 2개의 H형강이 일체화되어 있는 형태로서 전단좌굴강도 산정을 위하여 상·하단의 H형강을 각각 분리하여 전단좌굴강도를 분석하여 최적의 유한요소해석 모델을 분석하고 최종적으로 합성된 구조의 전단좌굴강도를 평가하였다. Eq. (2)에 의해 계산된 작은 H형강과 주거더 H형강의 전단좌굴계수는 Table 9와 같다.

Table 11. Shear buckling coefficient of small H-beam

Element size (mm)	k(Eq.(2))	k(FEM)	Error(%)
20.0 × 20.0	7.20	1.40	80.55
15.0 × 15.0		4.41	38.75
10.0 × 10.0		6.07	15.69
9.0 × 9.0		6.80	5.55
8.8 × 8.8		7.0	2.77
8.7 × 8.7		7.03	2.36
8.5 × 8.5		7.23	0.41
8.0 × 8.0		7.47	3.75

Table 12. Shear buckling coefficient of main girder

Element size (mm)	k(Eq.(2))	k(FEM)	Error(%)
40.0 × 40.0	7.50	3.09	58.80
30.0 × 30.0		5.42	27.73
25.0 × 25.0		5.92	21.06
22.0 × 22.0		6.80	9.33
20.0 × 20.0		7.59	1.20
19.9 × 19.9		7.62	1.60
19.8 × 19.8		7.58	1.06
19.6 × 19.6		7.67	2.26
19.5 × 19.5		7.71	2.80

(a) Main girder

(b) Small H-beam

Fig. 10. Shear buckling coefficient by mesh size

전단좌굴강도 평가를 위한 유한요소해석에는 상용 프로그램인 LUSAS를 사용하였으며, 작은 H형강과 주거더 H형강에 대한 유한요소해석 모델은 Fig. 8과 같다.

Fig. 8의 유한요소해석에서 사용된 요소는 4절점 판요소(QTS4)로서 하중조건은 Fig. 9와 같으며, 지점조건은 Table 10과 같다(길홍배, 2003).

요소 크기 변화에 따른 작은 H형강과 주거더 H형강의 전단

좌굴계수 변화 양상을 Table 11와 Table 12에 나타내었다.

Table 11와 Table 12에서 요소 크기가 감소하여 요소 개수가 증가할수록 유한요소해석 결과가 Eq. (2)의 이론해와 근접하는 경향을 보여 주고 있으며, 일정 요소 크기 이하부터는 별다른 차이가 없는 것으로 Fig. 10에서 나타났다.

분석된 최적의 요소 크기를 적용한 Fig. 11의 유한요소해석 모델을 작은 H형강과 주거더 H형강 합성구조의 전단좌굴강도

Table 13. Shear buckling strength

General temporary bridge (MPa) (H792×300×14×22)	Rahmen-type temporary bridge			
	Reinforcement length(mm)	Main girder(MPa)	Small H-beam(MPa)	Composite(MPa)
456.0	1,200	539.4	1,204.0	673.9
444.1	3,300	518.7	1,005.1	621.5

Fig. 11. FEM modelling of composited girder

Fig. 12. Loading condition

분석에 적용하였으며, 고려된 하중조건은 Fig. 12와 같고 지점 조건은 Table 10과 같다. 작은 H형강 보강 길이에 따른 분석 결과는 Table 13에 정리하였다.

Table 13에서 일반 가설교량의 전단좌굴강도는 일반 가설교량에 적용되는 H형강(H792×300×14×220)의 전단좌굴강도로써 합성전의 주거터 H형강과 작은 H형강의 전단좌굴강도가 일반 가설교량의 H형강 보다 높은 것으로 나타났다. 합성 전 주거터 H형강의 전단좌굴강도가 작은 H형강 보다 낮은 것으로 분석되었으며, 본 연구에서 고려된 작은 H형강 보강길이 3,300 mm의 경우에 있어서는 합성된 거터의 전단좌굴강도가 일반 가설교량의 H형강 보다 약 40 % 정도 높은 것으로 나타났다.

5. 일반 가설교량과 비선형 거동 비교

장지간 가설교량의 상부구조는 주거터 H형강과 작은 H형강

Fig. 13. Stress-strain relation of steel

이 합성되어 기존 일반 가설교량과는 상이한 비선형 거동이 예측된다. 따라서 본 절에서는 Table 5~7에서 탄성 영역의 실 거동을 합리적으로 반영하는 것으로 분석된 Fig. 5의 유한요소해석 모델에 구조해석 프로그램 LUSAS가 지원하는 재료적 비선형 모델을 동일하게 적용하여 장지간 가설교량과 일반 가설교량의 비선형 거동을 해석적으로 분석하여 비교 평가하였다.

강재는 균질한 재료로서 압축과 인장에 대한 응력-변형률 관계가 거의 유사하게 나타난다. 따라서 비선형 해석에서 인장 및 압축에 대한 재료의 비선형 거동에 동일한 응력-변형률 관계를 적용하였다. 강재의 응력-변형률 관계는 Fig. 13과 같이 강재 항복 이후 기울기가 선형으로 변화하는 변형률 경화 특성을 고려한 모델을 사용하였다(박종열 등, 2004).

장지간 가설교량과 일반 가설교량의 하부구조의 구성은 동일하므로 비선형 해석에서는 상부구조의 거동 분석에 중점을 두었다. Fig. 5의 유한요소해석 모델의 외측거터 상단에 집중하중이 작용할 경우의 지간 중앙부와 지점부의 발생 변형 및 처짐을 Fig. 14에 정리하였다.

Fig. 14(a)와 (b)에서 ‘Targeted’는 장지간 가설교량에 대한 해석 결과이고, ‘General’은 일반 가설교량에 대한 해석결과이다. Fig. 14(b)의 지점부 상단 인장변형을 제외하고는 비선형 구간에서의 장지간 가설교량 변형이 일반 가설교량 보다 다소 적은 것으로 나타났으며, 장지간 가설교량 상부구조의 극한강도가 일반 가설교량 보다 약 30.28 % 정도 높은 것으로 분석되었다.

Fig. 14. External girder loading

Fig. 15. All girders loading

한편 장지간 가설교량의 지간 중앙부 수직처짐이 일반 가설교량 보다 최대 8.87 % 정도 높은 것으로 나타났다. Fig. 5의 유한요소해석 모델에 있어서 모든 거더에 집중하중이 작용할 경우의 거동을 Fig. 15에 나타내었다.

Fig. 5의 유한요소해석 모델에 있어서 전 거더에 집중하중이 작용할 경우 장지간 가설교량의 변형이 일반 가설교량의 발생 변형과 동일하거나 다소 높은 것으로 분석되었으나, Fig. 15(a)와 (b)에서 장지간 가설교량의 극한강도가 일반 가설교량 보다 높은 것으로 나타났다. 한편 Fig. 15(c)와 동일하게 장지간 가설교량의 지간 중앙부 수직처짐이 일반 가설교량 보다 높은 것을 알 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 지간 중앙부 주거더 H형강 상단에 작은 H형강을 보강하여 필요 강성을 확보하는 장지간 가설교량을 대상으로

현장재하실험을 실시하여 실거동을 파악하고, 2개의 H형강의 합성에 따른 좌굴강도의 변화와 비선형거동을 해석적으로 평가하여 일반 가설교량의 해석 결과와 비교 평가를 실시하였다. 본 연구 결과를 정리하면 아래와 같다.

- (1) 현장재하시험 결과 본 연구에서 제안된 장지간 가설교량의 발생 처짐 및 변형 등이 교량 설계시에 고려된 유한요소해석 모델을 이용한 해석 결과와 거의 동일한 것으로 분석되어, 설계 과정에서 예측된 거동과 실제 거동이 일치하는 것을 확인하였다.
- (2) 좌굴강도 평가를 위하여 주거더 H형강과 작은 H형강 각각의 좌굴강도를 분석하고 주거더 H형강과 작은 H형강의 합성 좌굴강도를 평가한 결과, 본 연구에서 고려된 설계조건, 경계조건과 하중조건에 대해서 장지간 가설교량의 상부구조 좌굴강도는 일반 가설교량 보다 약 40 % 정도 높은 것으로 평가되었다.

- (3) 비선형해석 결과 장지간 가설교량의 발생 변형이 일반 가설교량 보다 낮은 것으로 분석되었으며, 장지간 가설교량의 수직처짐은 일반 가설교량 보다 최대 8.87 % 정도 높은 것으로 나타났으나 허용처짐 이내로 수직처짐에 대한 사용성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 한편 장지간 가설교량의 극한강도가 일반 가설교량 보다 약 30.28 % 정도 높은 것으로 분석되었다.
- (4) 본 연구 결과로부터 2개의 H형강을 합성하여 장지간 가설교량의 강성을 확보하는 방안이 현장의 필요에 의하여 적용 가능할 수 있을 것으로 판단되며, 이에 따라 추가적으로 형하 공간의 증대와 복공판 이탈을 최소화시킬 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 재단법인 산학협동재단의 학술연구비 지원에 의하여 연구되었으며, 이에 감사드립니다.

References

Kyung, Y.S., So, B.H., Bang, J.H., Kim, M.Y.(2007) Case Study for

- Buckling Design of Temporary Bridges using System Buckling Analysis, Journal of KSSC, Vol. 19, No. 1, pp. 87-98.
- Gil, H.B. and Kim, K.N.(2003) Shear Buckling Coefficients of Singly Symmetric Plate Girder Web, Journal of KSCE, Vol. 23, No. 5A, pp. 1003-1010.
- Kim, S.H., Ahn, J.H., Kim, J.H., Lee, S.W.(2006) An Experimental Study on Development of Long Span Temporary Bridge in Multi-Step Thermal Prestressing Method, Proceedings of KSSC, KSSC, Busan, pp. 508-513.
- Park, J.Y., Cho, H.D., Han, S.H.(2004) Prediction of Non-linear Behavior for RC Beam Flexural Strengthened with CFRP Plate, Journal of KSCE, Vol. 24, No. 1A, pp. 9-16.
- Yoo, M.S., Choi, S.J., Kim, H.H.(2003) Application of Temporary Bridge With Fabricating Truss in 88 Highway Bridge, Proceedings of KSCE, KSCE, Daegu, pp. 3110-3114.
- Lee, S.C., Davidson, J.S. and Yoo, C.H. (1996) Shear Buckling Coefficients of Plate Girder Web Panels, Comp. and Struct., Vol. 59, No. 5, pp. 789-795.
- Lee, S.C., Yoo, C.H. (1998) Strength of Plate Girder Web Panel under Pure Shear. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 2, pp. 184-194.
- LUSAS (2005) Powerful FE technology for specialist applications. Ver. 14.2.
- Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961) Theory of Elastic Stability. 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y.