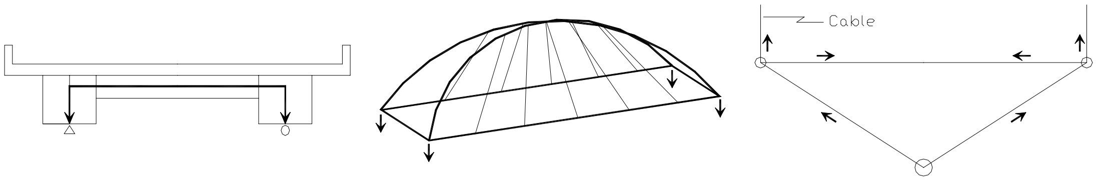
스페이스 트러스의 장대교량 적용성에 대하여

(주) 용마엔지니어링
교량부 상무 최 인준

1. 서론

교량 형식을 선정함에에 있어서 구조적 안정성, 미관과 더불어 고려해야 할 사항이 바로 경제성이다. 또한 교량의 장대화로 말미암아 경량의 구조물을 적용하는 것이 부각되었으며 이를 위해 새로운 각종 기술이 개발되고 있다. 그림1과 같이 하중전달의 단순화, 피로억제 효과, 설계와 실제구조물 거동이 일치하는 단순 명료한 구조계를 지향하며 경제성 및 경관성을 추구하는 것이 현재의 설계 경향이다. 이러한 설계개념을 반영하여 최근 유럽이나 일본은 부재의 제작공수를 줄이고 부재의 효율을 극대화 할 수 있는 강관부재를 적용한 스페이스 트러스라는 새로운 교량형태를 소개하고 있다. 본문에서는 스페이스 트러스에 대해 설명하고, 현수교 등 장대교량에 스페이스 트러스의 적용할 수 있는가를 검토하고자 한다..

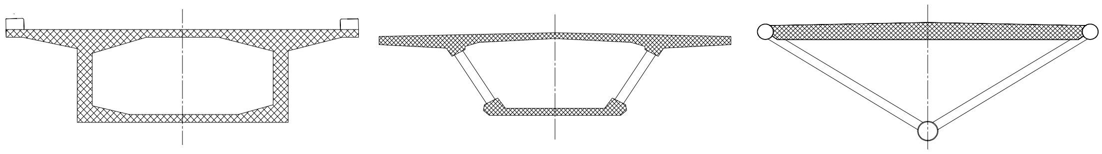


1주형 1받침 강상자형 / Stringer Bow 형식의 아치형라멘 / 스페이스 트러스

그림1. 구조형식별 하중전달도

2. 스페이스 트러스 (Space Truss)

스페이스 트러스는 삼각형의 단면을 이루는 강관구조물로 일반교량의 중량경감을 위해 도입된 구조물 형식이다. 기존 PC 박스 교량의 경량화를 위해 박스의 web를 강부재로 대체한 것이 복합트러스이고, 이 복합트러스의 하부 플랜지를 강관구조물로 대체한 것이 스페이스 트러스(그림2 참조)로, 이는 압축부재인 콘크리트와 인장부재인 강재의 특성을 충분히 반영한 형식이다. 연구결과에 의하면 PC 박스단면을 복합트러스로 대체하면 PC 박스단면 대비 10~15%의 중량을 줄일 수 있고, 스페이스 트러스로 대체하면 거더 중량을 35%까지 줄일 수 있다고 한다.[1)]



박스형 / 복합트러스 / 스페이스트러스

그림 2. 교량단면 형식

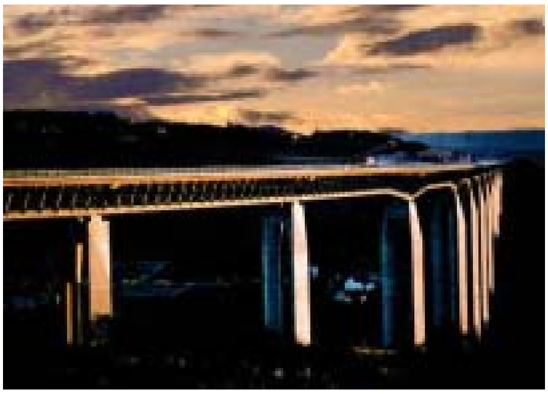
3. 교량의 강관부재

교량설계에서 고려할 사항은 구조적 안정성, 미관, 시공성, 내풍안정성, 유지관리, 경제성이다. 강관부재는 좌굴, 휨강성 및 비틀림 강성이라는 측면에서, 단면 전축에 대해 동일한 단면성능을 갖고 있어 응력해석이 분명하며, 강도대비 중량의 비가 낮기 때문에 경제성이 뛰어나 엔지니어들의 관심을 모아왔다. 또한 Hand Hole 등의 개구부가 필요없는 폐단면으로 내부도장 등 부식방지 비용이 절감되며, 부드러운 연결부 형상이 가능하고, 외부형상의 단면 변경없이 벽체의 두께를 늘리거나 내부에 콘크리트를 충진하는 방법으로 강성을 변화시킬 수 있다. 강관구조물은 원형이라는 형식적 특성으로 배수가 원활하며, 강설지대에서는 설해방지효과를 보인다. 연구결과 하로트러스 교량의 트러스 부재로 강관을 적용한 결과 강설량의 30%가 쌓이지 않고 그대로 낙하하였으며, 고속운전시 낙하에 의하여 위험을 초래하는 고드름도 거의 발생하지 않았다.[2] 그리고 투박한 토목구조에 강관부재를 적용하면 건축조형물과 같은 미관을 고려한 설계도 가능하므로 경관성을 높일 수 있다. 따라서 강관부재를 교량에 적용하면 교량의 경량화를 이룰 수 있고 미관, 유지관리 등에도 많은 이점을 기대할 수 있다.

스페이스 트러스 적용에 관심이 되는 사항은 경제성이다. 강박스, 트러스 등 기존 교량과 동일한 성능을 가지는 스페이스 트러스는 상대적으로 강중이 작지만, 교량단면의 경량화가 반드시 경제적이라고 단언할 수는 없다. 일반적으로 단순한 판형부재를 연결하는 사각형 부재에 비해 강관부재의 연결에 더 많은 비용이 소요된다. 강관사재를 주부재에 용접연결하기 위해 자동화 절단기계없이 수동 혹은 반자동으로 연결부를 가공하는 경우, 강관연결부는 주부재의 원형곡면 접촉면에 정확히 맞추기 위해 절단면을 가공해야 하는 작업이 필요하다. 이 경우는 부재절감에 따른 이익보다는 가공비용이 훨씬 많이 소요되어 비경제적이 된다. 그러나 정밀한 절단장비의 사용과 제작기술의 발달로 기존의 문제점이 개선되어 강관부재는 새로운 교량부재로서의 경쟁력을 갖게 되었다.

교량에 있어서 강관부재는 Girder Bridge에서는 Girder Flange로, Arch Bridge나 트러스교 에서는 콘크리트를 충진하여 압축현재로, 혹은 일반사재나 현재로도 적용이 가능하다.

다음은 강관트러스를 적용한 교량의 예이다.



Boulonnais교(프랑스)

Ra - an철도교(스웨덴)

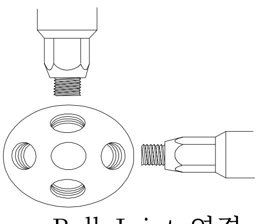

Lully고가교(스위스)

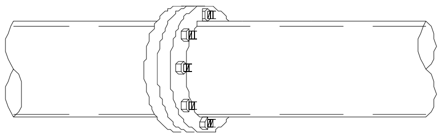

Aarwangen교(스위스)

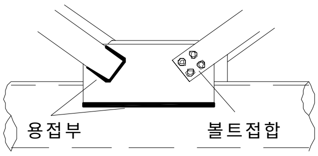
그림 3. 스페이스트러스 교량

4. 강관부재의 연결

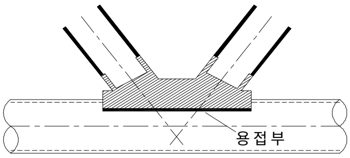
강관을 사용하여 구조물을 제작할 때, 원형단면의 절단부의 기하학적 형상으로 부재간의 연결이 문제가 된다. 강관부재가 서로 각을 이루면서 연결될 때 원형단면의 연결 절단부는 타원을 이루어, 절단면의 처리에 고도의 정밀한 작업이 필요하게 된다. 일반적으로 강관부재의 연결법은 Ball Joint 연결. 볼트연결, Gusset Plate 연결, 주조연결구(주조연결구에 강관연결 후 용접), 용접 등이 적용된다. Ball Joint는 지붕트러스구조등 주로 직경이 상대적으로 작은 강관의 연결에 적용되며, 토목구조물과 같이 부재가 큰 경우는 적용성이 떨어진다. Bolt 연결은 미관문제와 볼트연결부의 유지관리가 필요하고, 연결강도의 효율성도 떨어진다. Gusset Plate 연결은 사재 연결시 강관을 특수가공하거나 I-beam을 사용하여 Gusset Plate에 용접하여야 하고, 미관이 좋지 않다. 따라서 강관 연결에는 용접연결 및 주조연결구가 일반적으로 적용된다. 용접연결과 주조연결의 경우, 각각의 시공성, 경제성, 내구성 등의 장단점에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있지만, 일반적으로 현장 적응성이 좋은 용접연결이 선호되고 있다. 강관구조물은 깨끗한 표면과 공간성, 기능성으로 인해 경관구조물로서의 역할도 크다. 강관구조물의 가장 큰 특징은 simplicity로, 미관에 장애가 되는 Bolt나 Gusset Plate의 연결은 피해야 하고 강관부재의 직접연결이 바람직하다.[3),4)]


a. Ball Joint 연결

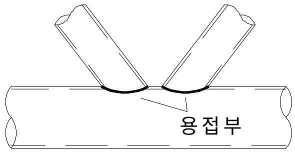

b. 볼트연결



c. Gusset Plate 연결



d. 주조 연결

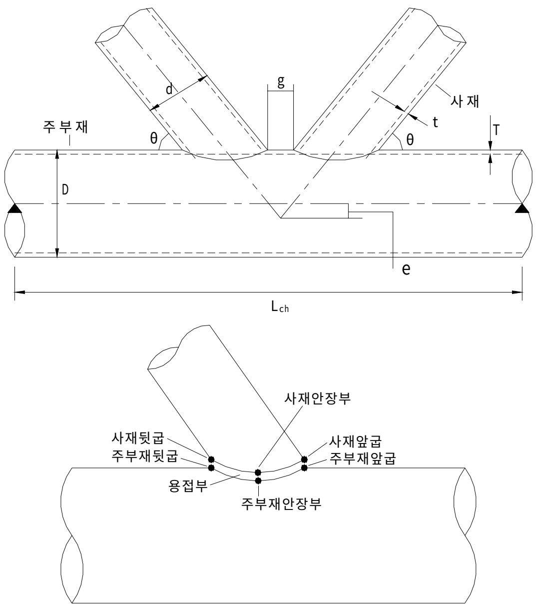


e. 용접연결

그림 4. 강관부재의 연결

5. 강관부재의 용접연결부의 특성

강관을 용접연결할 경우, 외관은 깨끗하지만 내부적으로는 부재가 복잡한 삼차원 거동을 하기 때문에 명쾌하고 단순한 설계법을 도출하기가 쉽지않다. 일반 강구조물의 용접부에서와 같이 강관의 용접부도 활하중에 의해 발생하는 변동응력에 대한 피로를 검토하여야 한다. 도로교 시방서[13)]의 피로설계는 일반 강구조물부재의 통상적 판형용접상세에 대한 피로허용응력만을 제시하고 있다. 이러한 피로허용응력은 판형용접연결부의 실험값에 근거한 것으로, 강관구조물의 용접연결부에 도로교 시방서 피로설계 규정을 적용하기에는 적절치 못하다. 강관구조물 내부에는 강관부재의 국부좌굴을 방지하기 위해 내부보강재를 설치할 경우가 있다. 이러한 내부보강재는 연결 형식에 따라 크기 및 위치가 변화할 수 있고 이에 따라 응력분포가 일정하지 않게 된다. 또한 부재연결의 기하학적 형상불일치(Geometric - Discontinuity)로 인해 국부적으로 과대한 응력이 발생하게 된다.[3)] 이는 연결부의 피로내구성에 지대한 영향을 미치며, 이러한 복잡한 피로문제를 해결할 수 있는 일반해법은 존재하지 않는다. 한정된 사양의 강관연결에 대한 실험결과를 기초로 하는 강관연결부 피로설계법이 Euro Code, IIW(International Institute of Welding) 등에 강관연결부 피로설계법이 제시되어 있고, 지속적으로 연구를 수행하여 그 결과가 계속 Update되고 있다.



d =사재의 외경
D = 주부재의 외경
t = 사재의 두께
T = 주부재의 두께
e = 편심
g = 사재간의 갭(gap)
L_{ch} = 두 노드사이의 부재길이
α = $2L_{chord}$ / D
β = d / D
γ = D / 2T
τ = t / T
θ = 부재의 각도
ζ = g / D

그림 5. 접합부의 형상

6. 강관구조물의 피로설계 규정

전술한 바와 같이 활하중을 받는 용접구조물은 피로설계를 수행하여야 한다. 특히 강관구조물의 연결부의 응력상태가 균일하지 않고 응력집중현상이 발생하여 정적설계보다는 피로설계에 단면이 지배하게 된다. 강관구조물의 용접연결부에 대한 피로문제점을 해결하기 위해 많은 연구가 수행되고 있다. 강관용접 연결부의 피로해석에는 용접형성부의 특성으로 인해 용접부의 공칭응력 대신 Hot Spot Stress를 적용하며, 각 시방서는 피로설계의 편의성

을 위해, Hot Spot Stress의 산정을 위한 설계식(Design Equation)을 제안하고 있다. 이러한 설계식은 다양한 연결부 형상에 대해 실물시험과 FEM 해석을 통해 제안된다. 그러나 실물시험자료의 수가 제한되어 있기 때문에 각 시방서는 설계식 적용을 위한 강관부재에 대한 유효범위를 설정하고 있다. 표1은 각 시방서에서 적용하고 있는 강관부재의 유효범위(Validity Range)이다.[3)]

시방서	Validity Range
IIW 1985	$6.67 \le \alpha \le 40.0$ $0.30 \le \beta \le 0.80$ $8.33 \le \gamma \le 33.33$ $0.34 \le \tau \le 0.80$ $0.01 \le \zeta \le 1.00$ $0^\circ \le \theta \le 90^\circ$
Canadian Institute of Steel Joint	$\gamma = 12.5$, $\tau = 0.5$ 결과를 기준으로 외삽(extrapolation)
IIW2000, CIDET	$12.0 \le \gamma \le 30.0$ $0.30 \le \beta \le 0.60$ $0.25 \le \tau \le 1.0$ $30^\circ \le \theta \le 60^\circ$

표 1. 시방서별 피로설계 강관크기의 적용범위

기존 강관구조물의 관심대상은 주로 해양구조물이었고 교량부재에 강관부재를 적용한 것은 최근의 일이었다. 해양구조물은 강관내부에서 용접작업을 수행할 수 있을 정도로 강관직경이 크므로 $\gamma(=\frac{D}{2T})$ 값이 대부분 12이상으로 나타난다. 그러나 교량부재는 필요한 단면의 γ 값이 대부분 12이다. 이는 교량 설계시 현재의 강관구조물의 피로설계 관련 시방규정은 전혀 적용할 수 없거나 혹은 극히 제한적으로 적용할 수 있다는 의미이다. 다음의 표 2는 최근에 건설된 스페이스 트러스교량에 대한 비교표이다.

교량명	Lully	Dättwil	Aarwangen	Nesenbachtal	Korntal－Münchingen
위치	스위스(1997)	스위스(2001)	스위스(1997)	독일(1999)	독일(2002)
조인트 연결	용접	용접	용접	주조	주조
γ	5.08~10.16	5.08	4.06~5.64	2.03~10.13	3.51~5.07

표 2. 스페이스 트러스 교량의 연결구조와 강관직경과 두께비 γ

표 2에 나타난 바와 같이 최근 완공된 스페이스 트러스 교량의 γ 값은 모두 12이하이다.

강관적용 범위에 따른 시방서의 불충분한 자료 및 설계 문제점을 해결하기 위해, 스위스의 경우에는 별도의 강관교량 설계위원회를 설립하여 강관용접부의 FEM 해석과 실험을 통해 독자적인 설계안을 만들었고, 독일은 주조연결구를 사용하여 피로문제를 해결하였다.

AWS[5)]는 강관부재의 크기 및 두께를 제한하기 보다는 용접부 형상 및 용접부 종단면의 성능을 변수로 하여 Hot Spot Stress를 산정하여 피로설계를 수행하는 방법을 제시하고 있다. 교량의 강관 용접연결부에 대한 막대한 실험비용과 그에 대한 검증자료가 확보되지 않고 있는 현 상황에서는 AWS의 피로설계법을 강관구조물 피로설계에 도입하는 것이 합리적이라고 생각된다. 표 3과 그림6 은 각각 AWS에서 제시하고 있는 강관구조물의 용접상세와 Design Diagram이다.

응 력 범 주	상 태	응 력 종 류
X_2	단순 T, Y, K등의 교차부재: 정교한 모델을 사용하거나 이론적인 해석(예, FEM 해석)에 의해 그 적합성이 입증된 임의형상의 연결부	부재를 연결시키는 용접부 토우에서 Hot Spot Stress, 또는 변형율의 최대범위-모델 또는 실물모형 연결부의 성능시험 후 측정하거나 또는 가장 적합한 이론으로 계산.
X_1	X2와 동일, 규정에 따른 횡단면의 성능개선	X2와 동일

표 3. AWS의 강관용접연결부 피로응력범주와 적용응력[5)]

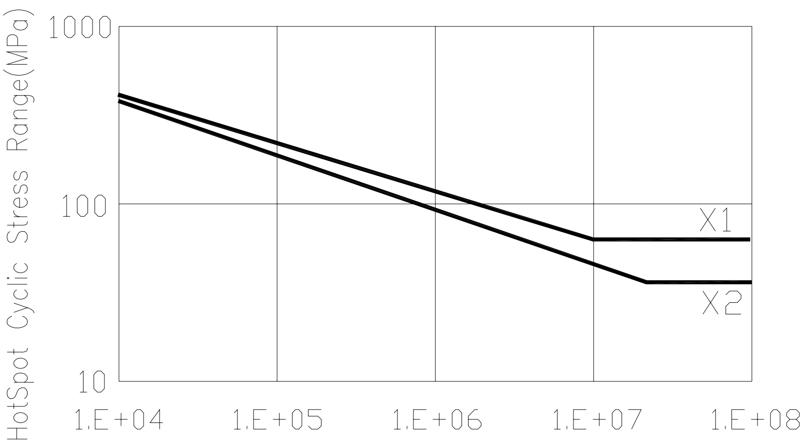


그림 6. AWS의 응력범주 - 하중반복회수 선도[5)]

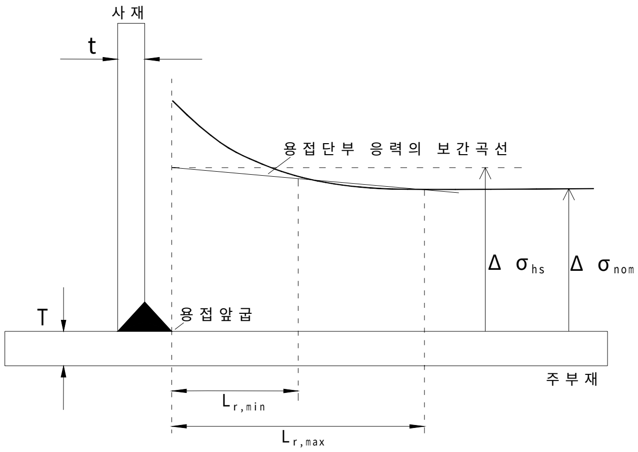
7. AWS 피로설계 규정

AWS 피로설계 규정에는 Hot Spot Stress Method를 적용하여 피로설계를 수행한다. Hot Spot Stress Method는 Euro Code, AWS, API, IIW, JSSC 등에서 사용되고 있는

방법이다. 피로시험이나 FEM해석을 통하여 용접부의 위험부분(Hot Spot)의 응력을 산출하여 용접상세에 대한 S-N도(응력범위-하중재하회수)에서 피로저항 능력을 결정하는 것은 도로교 시방서와 동일하다.

7.1 Hot Spot Stress

Hot Spot Stress는 피로균열이 발생하여 강관Joint의 파괴가 야기되는 Weld Toe 위치에서 생기는 응력이다. 이는 Joint Geometry와 하중형태에 대한 영향만을 반영하며, 용접형상 및 반경크기 등에 의해 발생하는 국부적인 응력집중을 배제한 응력이다.
Hot Spot Stress는 Model Test 외에도 FEM해석을 통해서 구할 수 있다. 그림7은 FEM해석을 통해 Hot Spot Stress를 산정하는 개념도이다.[3),6)]



용접부 끝단과의 거리	주부재		사재	
	안장부	단부	안장부	단부
$L_{r,min}$	0.4T		0.4t	
$L_{r,max}$	0.09(D/2)	$0.4\{(D/2)\cdot T\cdot(d/2)\cdot t)^{0.25}$	$0.66\{(d/2)\cdot t\}^{0.25}$	

그림 7. 용접끝단에서의 응력보간곡선

7.2 하중반복회수 산정

API 및 IIW에서는 강관연결부에 대해 기준하중반복회수를 1000만회를 제시하고 있고 Euro Code 3에서는 500만회를 적용한다. 그러나 해양구조물과 교량구조물은 서로 다른 특성을 보이므로 이를 일률적으로 적용하기에는 무리가 있다. 반복하중회수에 대하여 도로교 시방서에서 정하는 방법을 적용하는 것이 바람직하다고 판단된다.

<u>지간 200m 이하의 일반교량</u>

정적설계에 사용하는 활하중조합을 재하하여 강관연결부에 Hot Spot Stress를 산정하고 하중반복회수를 결정한다. AWS의 피로설계 규정에 의하면 AWS는 피로설계에 Miner's Rule을 적용한다. 즉 누적손상계수(D)가 1을 초과하지 않아야 하는 규정이다. 이는

AASHTO[8]에서 적용하고 있는 피로설계 규정과 일치하므로, 지간 200m 이하의 1등급 교량의 경우 하중반복회수 200만회를 기준으로 한다.

<u>지간 200m이상의 특수교량</u>

지간이 200m 이상이 되는 장대교에서 단지간 교량에서 적용되는 설계활하중으로 Hot Spot Stress를 산정할 경우, 대부분의 부재는 피로응력에 지배를 받게 되고 과다하게 설계가 된다. 이를 피하기 위해 ASSHTO LRFD나 일본 혼시시방은 피로설계차량 1대를 재하하여 피로응력을 산출하고, 교량사용수명동안에 실제 발생하는 하중반복회수를 적용한다. 그러나 국내 도로교시방서에는 LRFD 설계개념이 도입되지 않아 하중계수에 따른 피로설계차량을 적용할 수 없는 실정이다. 따라서 안전한 설계를 위해 피로설계차량 대신 1대의 DB하중을 적용하고, 허용응력설계에 준하는 AASHTO 피로설계지침[9] (*Guide Specifications for Fatigue Design of Steel Bridges)*의 교량수명내의 발생하는 하중반복회수를 산정하는 방법을 따르는 것이 좋을 것이다.

AASHTO 피로설계지침의 하중반복회수 산정식은 다음과 같고 자세한 내용은 별첨에서 설명하였다.

$$N = DF \cdot (Days) \cdot (ADTT)$$

여기에서, DF : 손상계수(Damage Factor. 0.12)

$Days$: 설계수명(Design Life in Days)

$ADTT$: 일평균트럭교통량(Average Daily Truck Traffic)

8. 스페이스 트러스의 장대교 적용성

교량이 장대화함에 따라 장경간 사하중에 대한 부담을 줄이기 위해 사장교나 현수교를 적용하는 것이 불가피해졌다. 초기 현수교는 케의블에 의지한 설계였고 참사를 당한 First Tacoma Bridge와 Bronx - Whitestone Bridge 등에 적용된 Simple Plate Girder 형식의 보강형은 두 교량의 낙교 이후, 더 이상 현수교에 적용하지 않는다. 주지하는 대로 장대교량은 정적하중보다는 내풍안정성에 의해 교량단면의 형식과 크기가 결정된다. 단순히 사하중의 경감만을 위해 적용된 Tacoma Narrow Bridge의 Simple Plate Girder의 경우 비틀림강성의 저하로 저풍속(19m/sec)에서 비틀림 Flutter가 발생하여 낙교된 이후, 비틀림강성을 높이기 위해 트러스 형식의 보강형이 도입되었다. 그러나 트러스 보강형은 풍상면적이 커 비틀림강성을 증대시키기 위해 다수의 사재가 필요하게 되어 구조적 효율성이 떨어지게 된다. 이에 대한 대안으로 유선형 강박스가 현대 장대교 보강형의 근간을 이루게 된다.

그러나 유선형 강박스 보강형은 Vortex Shedding(수직방향거동)에 취약한 단점이 있다. 이러한 진동은 교량의 구조적인 안정성을 해치지는 않지만 Comfort Level 이상의 진동을 야기할 수 있다. 또한 복잡한 내부 연결재가 필요로 하여 내부 재도장시 도료의 균등한 도포가 어렵거나 이러한 재도장을 피하기 위해서는 제습장치의 설치가 필요하게되는 등 유지관리의 어려움이 증대된다.[7]

유선형 강박스와 같이 내풍안정성을 확보하고, 트러스와 같이 Vortex Shedding에 저항

할 수 있으며 교량 보강형의 경량화를 추구할 수 있는 대안으로 떠오른 보강형 형식이 스페이스 트러스이다. 스페이스 트러스는 강관을 사용하기 때문에 트러스에 비해 공기의 저항력을 줄일 수 있고, 단면이 삼각트러스이므로 강상자형 단면에 비해 Vortex 저항성능도 뛰어나다.

스페이스 트러스는 전절에서 설명한 바와 같이 경량화가 가능하여, 사하중이 지배하지고 전단력이 상대적으로 작은 장대 사장교나 현수교에 적용할 수 있다. 또한 스페이스 트러스를 현수교와 같이 풍하중 지배를 받는 장대교량에 적용할 경우, 보강형의 하현재에 발생하는 과대응력을 피할 수 있는 구조물이 된다. 현수교의 트러스보강형에 그림과 같이 풍하중이 재하될 경우, 풍상측 하현재(그림 8의 부재A)에 최대 압축력이 발생하고 풍하측 하현재(그림 8의 부재 B)에 최대 인장력이 발생하게 되며, 이러한 하중이 트러스 부재의 크기를 결정하는데 큰 영향을 미치게 된다. 그러나 스페이스 트러스의 경우 1개의 하현재(그림 8의 부재 C)가 단면의 중심에 위치하여, 주부재가 풍하중보다 작은 기타 하중조합이 이를 지배하여 부재의 경량화를 이를 수 있다. 스페이스 트러스를 장대교의 보강형에 적용하면, 부재의 경량화와 함께 풍하중을 받는 부재의 수가 감소하여 더욱 풍하중에 대해 유리한 교량이 된다.

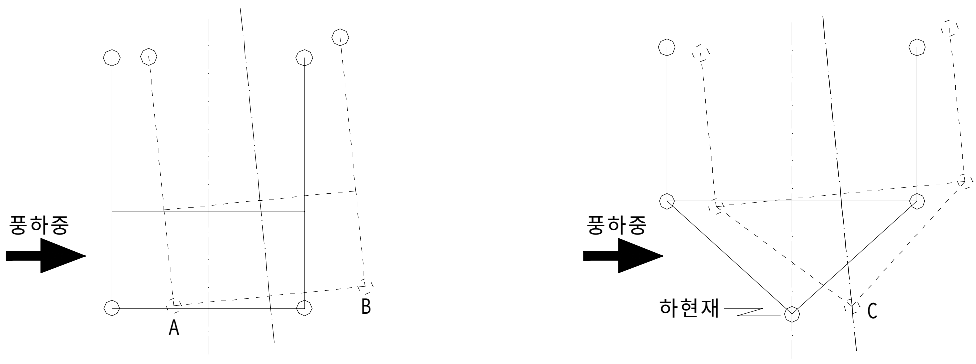


그림 8. 풍하중에 의한 보강형의 거동

9. 스페이스 트러스 현수교

다음은 강관스페이스를 보강형으로 적용한 현수교의 보강형 설계예이다.
주경간장을 840m로 가정하고(4차선 도로교 1등급교량), 보강형에 스페이스 트러스를 적용한 개념도가 그림 9에 나와 있다.

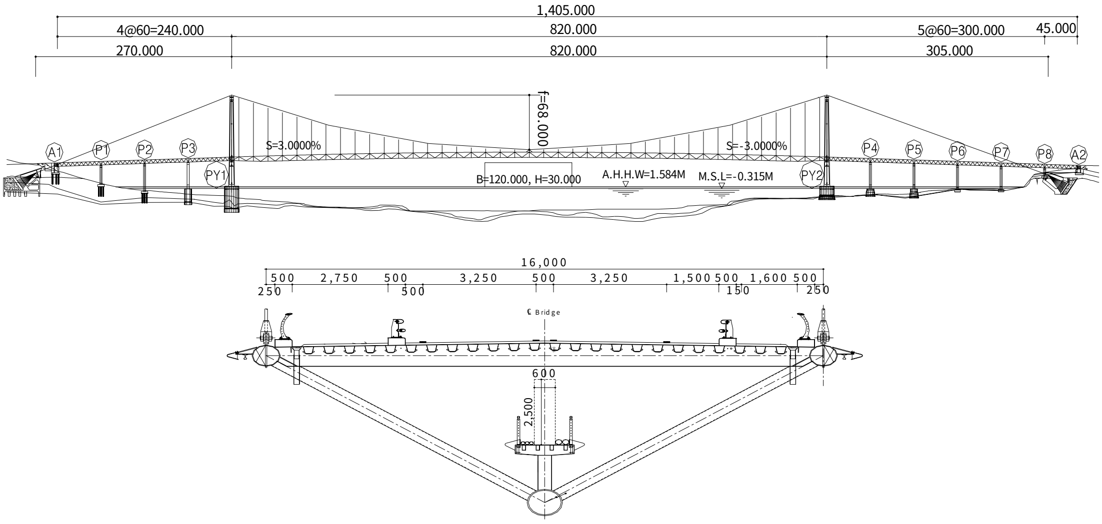


그림 9. 스페이스 트러스 현수교의 종단 및 횡단도

9.1 정적설계 및 내풍안정성 평가

스페이스 트러스의 성능을 알아보고 경제성을 평가하기 위해, 동일 경간장에 대응(각 단면의 정적 설계시 발생응력이 허용응력이내)하는 보강형 형식을 강상자형, 트러스, 스페이스 트러스 형식으로 하여 비교하였다.

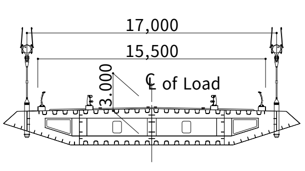
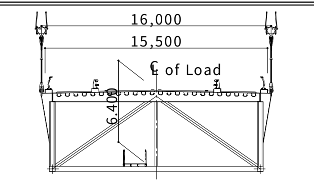
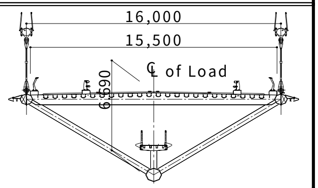
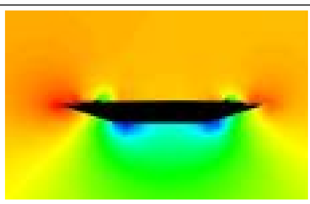
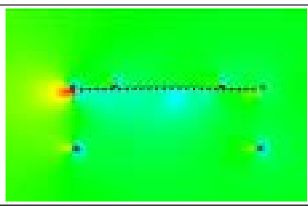
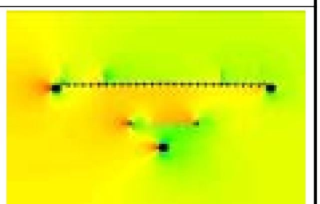
구분		유선형 강상자형	트러스	스페이스 트러스
단면				
소요강중		580kg/cm^2	560kg/cm^2	430kg/cm^2
휨강성	교축	1.11m^4	3.80m^4	3.20m^4
	교축직각	24.916m^4	17.337m^4	14.13m^4
비틀림강성		2.67m^4	2.32m^4	2.24m^4
내풍안정성	CFD 해석			
	항력계수	C_d = 0.57	C_d = 0.903	C_d = 0.75
	정적풍하중	Pt = 0.270 tf/m	Pt = 0.532 tf/m	Pt = 0.290 tf/m
	Flutter 속	Vf = 72.01m/sec	Vf = 78.80m/sec	Vf = 68.85m/sec
	Vortex 폭	vortex = 0.188m	vortex = 0.177m	vortex = 0.062m

표 4. 보강형 형식에 대한 비교

표 4에서 나타난 바와 같이 소요강중은 유선형 강상자형식 대비 20%정도 경감되고 교축 방향의 휨강성은 증대된다. 유선형 강상자형에 비해 항력계수(C_d)는 다소 크지만 트러스 형식에 비해서는 상당히 감소되었다. 이는 풍하중이 트러스 형식에 비해 상당히 저감된다는 것을 의미한다. 스페이스 트러스 단면의 교축직각방향 휨강성과 비틀림강성이 강성자형식과 트러스 형식에 비해 다소 작게 평가되었다. 그러나 풍하중이 저감되고, Pendlum Effect를 고려하여 주탑고를 낮추어 현수교 전체 시스템의 강성을 증가시켜 풍하중과 Flutter에 대한 내풍안정성이 확보되었다. Comfort Level에 영향을 미치는 Vortex 진폭은 대폭 저감되었다.

9.2 스페이스 트러스 연결부 피로해석

주경간이 200m 이상이므로 ASSHTO 피로설계지침[9)]에서 제안한 교량공용사용기간 중에 발생하는 실제하중반복회수를 산정하였다.

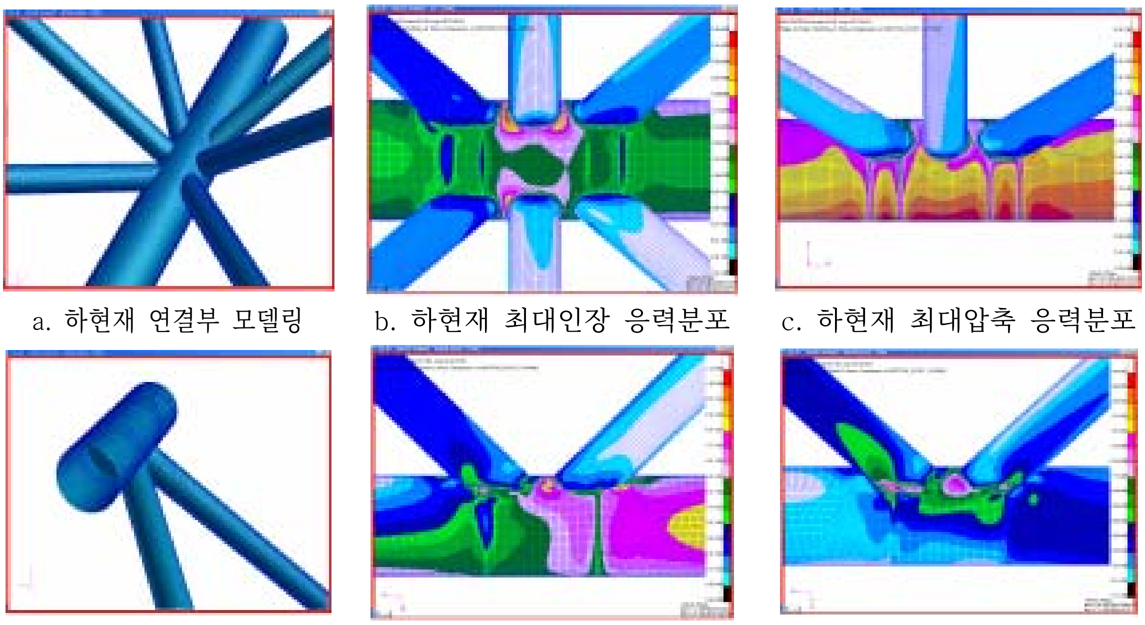
교량의 설계수명이 100년일 경우 발생 하중반복회수는

$$
\begin{aligned}
N &= DF \cdot (365 \times 100) \cdot (ADTT) \\
&= (0.12) \cdot (365 \times 100) \cdot (2500) \\
&\simeq 11,000,000
\end{aligned}
$$
회이다.

이 때 허용피로응력(Hot Spot Stress)은 X_1 피로 등급에서 약 700kgf/cm^{2}이다(그림6 참조).

교량부재현재의 연결상태는 그림10과 같고, 각 부재의 사양은 다음과 같다.

상현재 : φ 812 × 32
하현재 : φ 1016 × 40
수직재 : φ 457 × 18
사　재 : φ 457 × 32



a. 하현재 연결부 모델링　b. 하현재 최대인장 응력분포　c. 하현재 최대압축 응력분포

d. 상현재 연결부 모델링　e. 상현재 최대인장 응력분포　f. 상현재 최대압축 응력분포

그림 10. Hot Spot Stress FEM 해석

구 분		대상부재	FEM Hot Spot 응력범위	허용 Hot Spot 응력범위	적부판정
DB-24 1대를 2차선 편재하	하현재 연결부	하현재	641.6	700	O.K.
		경사재 1	169.5	700	O.K.
		수직재	-	-	-
		경사재 2	-	-	-
	상현재 연결부	상현재	302	700	O.K.
		경사재 1	-	-	-
		경사재 2	364	700	O.K.
DB-24 1대를 4차선 편재하	하현재 연결부	하현재	642	700	O.K.
		경사재 1	199.1	700	O.K.
		수직재	-	-	-
		경사재 2	-	-	-
	상현재 연결부	상현재	299.6	700	O.K.
		경사재 1	-	-	-
		경사재 2	455.4	700	O.K.

단위: kgf/cm^2 ,※ 압축 - 압축 변동응력 부재는 검토에서 제외.

표 5. 스페이스 트러스 용접연결부의 피로해석

FEM해석을 통하여 상ㆍ하현재 용접위치에서 DB 24하중 1대를 재하할 경우 재하시 발생하는 Hot Spot Stress를 산정한 결과, 최대 Hot Spot Stress는 $642kgf/cm^2$이었다. 강관용접부를 연삭하거나 peening 작업을 거치면, 즉 용접부 개선작업을 하면 용접부의 상세는 X_2등급에서 X_1등급으로 상승한다. X_1등급의 피로허용응력은 $700kgf/cm^2$이고, 부재내에

서 발생하는 응력이 허용이하이므로 피로에 대해 안전한 것으로 판명되었다.

10. 맺음말

스페이스 트러스는 장대교에 적용하면 교량 강중대비 뛰어난 성능을 보여 경제적인 설계가 가능하며, 내풍안정성에도 뛰어난 효과를 보인다. 삼각형 단면의 독특한 형상과 시선에 대한 투과성이 좋아 주위 환경과 어울리며, 유지관리비용의 절감을 기대할 수 있다. 우려했던 강관 연결부의 피로성능도 AWS 설계 기준에 의하면 문제가 없는 것으로 판명되었다. 따라서 스페이스 트러스는 단경간 교량은 물론이고 장경간 교량에도 적용할 수 있는 차세대의 교량 형식의 대안이라고 할 수 있다.

본문은 스페이스 트러스를 소개하고 강관구조물의 설계, 특히 피로설계에 대한 안을 제시한 것이다. 또한 경량구조물인 스페이스 트러스를 현수교 등 장대교에 적용할 수 있는지 여부를 검토한 것이며, 검토결과 스페이스트러스의 장대교 적용이 가능한 것으로 판단되었다.

현재 도로교시방서에는 강관구조물 연결부에 대한 피로설계 규정이 없다. 본 논문에서는 강관부재 연결부에 대한 피로설계법에 대한 안을 제시하였으나, 교량구조물의 특성을 반영한 연구 및 검증작업이 필요할 것이다.

별첨

ASSHTO 피로설계지침의 반복하중 산정

피로설계는 각 용접상세에 따른 반복하중회수와 응력범위의 관계를 실험을 통한 관계식을 이용하여 수행한다. 피로시험결과를 보면 응력범위와 피로수명(반복하중회수)은 그림 1과 같이 대수 곡선(log - log graph)상에서 선형으로 나타나며 다음과 같은 식으로 표현할 수 있다.

$$\log N = \log A - m \log S_r \qquad (1)$$

그림 1의 세로축은 응력범위를 나타내고, 가로축은 반복하중횟수를 나타낸다. 식(1)을 다시 정리하면 응력범위(S_r)는 다음과 같다.

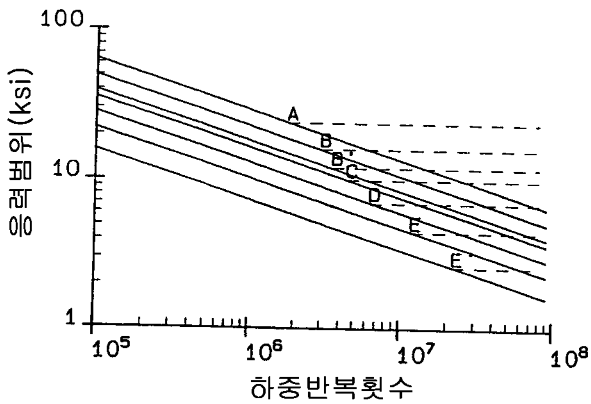


그림 1. AASHTO 피로설계곡선

$$S_r^m \cdot N = A \qquad (2)$$

여기에서, N : 피로수명, 혹은 반복하중횟수
A : 상수, 각 직선과 x축의 교차점이며 용접상세분류와 관련
S_r : 적용 응력범위
m : 그래프의 기울기, 일반적으로 3

교량에 실제 발생하는 응력은 크기가 일정하지 않은 변동응력이다. 이러한 변동응력이 부재에 피로손상을 일으키는 정도를 측정하기 위해 일반적으로 Palmgren - Miner의 피로누적법칙을 적용한다. 즉, 응력범위 S_{ri}의 반복에 따른 피로손상도인 n_i/N_i가 누적되어 그 합이 1이 되면 파괴에 도달한다는 이론이다. 일반적으로 Miner's Rule로 불리는 Palmgren - Miner의 선형누적피로손상식은 다음과 같다.

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \tag{3}$$

Palmgren - Miner의 식 (3)을 사용하면 변동응력반복회수(random variable stress cycle)와 일정응력반복회수(constant amplitude stress cycle)의 관계를 나타낼 수 있고, 이는 수많은 연구를 통하여 입증되었다. Miner's Rule을 사용하여, 구조물의 피로손상도에 대한 변동응력의 영향을 일정응력의 영향으로 환산하여 사용한다면, 일정한 크기의 하중에 대한 설계 S - N 곡선을 변동응력을 받는 실제 구조물의 설계에 적용할 수 있으며, 임의의 하중분포로 인한 피로손상도를 1개의 매개변수(parameter)로 변환하여 간단하게 피로손상도를 측정할 수 있다. 식 (3)을 이용하여 구조물에 실제 발생하는 변동응력범위를 1개의 매개변수인 유효응력범위(S_e)로 나타내면 다음과 같다.

$$\sum (S_{ri}^3 \cdot n_i) = S_{eq}^3 \cdot \sum n_i = S_{eq}^3 \cdot N_i$$

$$\therefore \; S_e^3 = \sum (S_{ri}^3 \cdot n_i) \; / N_i = \sum (\gamma_i \cdot S_{ri}^3) \tag{4}$$

여기에서, n_i : 응력범위 S_{ri}의 발생횟수

$\sum n_i = N_i$

γ_i : i번째의 응력범위가 생기는 빈도(n_i/N_i)

발생응력범위의 빈도분포를 알 수 있다면, 실제발생응력범위는 설계응력범위(S_{rd})를 사용하여 표현할 수 있다. 미국의 실측 통계결과를 보면 실측응력범위가 항상 설계응력범위보다 작게 측정되었다는 사실을 알 수 있다. 이는 하중분배, 충격, 실제트럭하중 등의 차이에서 기인한다. 따라서 피로설계에서 실제 차량통과로 발생하는 응력범위는 설계응력범위에다가 계수 α(1.0 이하)를 곱한 값과 같으며, 실제응력범위와 총차량중량과의 관계를 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$S_{ri} = \alpha \cdot \beta \cdot (GVW)_i = \alpha \cdot \beta \cdot \phi_i \cdot (GVW)_D \tag{5}$$

여기에서, α : 설계응력범위에 대한 실제응력범위와의 비 (1.0 이하)

ϕ_i : 설계차량중량에 대한 i번째 실제차량중량의 비, $(GVW)_i/(GVW)_D$

β : 구조물의 특정한 위치에서 하중과 응력과의 관계를 나타내는 탄성상수 (elastic constant)

Palmgren - Miner의 누적피로법칙에 식 (2), (4), (5)를 대입하면 다음과 같은 식을 유도할 수 있다.

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = \sum \left(n_i \cdot \frac{S_{ri}^3}{A} \right) = \frac{(\alpha\beta)^3}{A} \cdot \sum n_i \cdot (GVW)_i^3$$

$$= \frac{\alpha^3}{A} \cdot \beta^3 \cdot (GVW)_D^3 \cdot (\text{발생빈도의 총합}) \cdot \sum (\phi_i^3 \cdot \gamma_i)$$

$$= \frac{\alpha^3}{A} \cdot \beta^3 \cdot (GVW)_D^3 \cdot (ADTT) \cdot (Days) \cdot \sum (\phi_i^3 \cdot \gamma_i) = 1 \qquad (6)$$

식 (6)에서 $\beta \cdot (GVW)_D$ 는 설계응력범위를 나타내며, 식 (2)에서와 같이 설계응력범위에 대한 특정한 일정응력반복회수를 적용하면 식 (6)을 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\frac{\alpha^3}{N} \cdot (ADTT) \cdot (Days) \cdot \sum (\phi_i^3 \cdot \gamma_i) = 1 \qquad (7)$$

여기에서, $(ADTT)$: 일평균트럭교통량(Average Daily Truck Traffic)

$Days$: 설계수명(design life in days)

ϕ_i : 실제차량하중과 설계차량하중의 비, $(GVW)_i/(GVW)_D$

γ_i : $(GVW)_i$에 대한 $(ADTT)$중의 빈도(fraction)

식 (5)에서 정의된 감소계수 α와 식 (7)의 차량중량분배계수 $\sum \gamma_i \phi_i^3$ 을 고려하여, 통과교통량이 교량에 피로손상을 일으키는 정도인 손상계수(damage factor)를 정의할 수 있고, 손상계수는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\text{손상계수 DF} = \alpha^3 \cdot \sum \gamma_i \phi_i^3 \qquad (8)$$

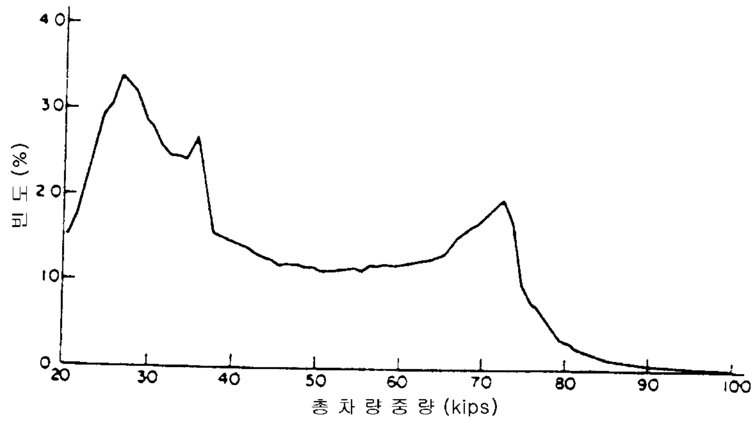


그림 2. 차량중량분포 (1970년 미국 FHWA Loadometer survey)

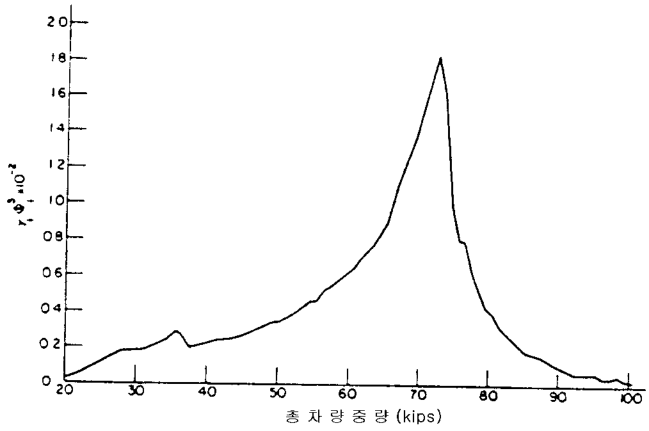


그림 3. 변동 트럭하중에 의한 손상률

그림 2는 미국의 1970년 FHWA(Federal Highway Administration)의 loadometer survey의 결과로서 통과차량하중과 그에 대한 빈도와의 관계를 나타내며, 그림 3은 통과차량중량과 차량중량분배항($\gamma_i\phi_i^3$)의 관계를 나타낸다. 실측통계결과 차량중량분배의 함수 ($\sum\gamma_i\phi_i^3$)의 값은 약 0.35이다.
AISC(American Institute of Steel Construction)의 교량피로설계지침(Bridge Fatigue Guide)을 식 (5)에서 정의된 reduction factor(α)의 값을 종방향부재에 대해 α =0.7, 횡방향부재에 대해서는 α = 0.8로 할 것을 권장한다.

식 (7)을 정리하고, 식 (8)의 손상계수를 이용하면, 부재에 실제교통이 일으키는 피로손상도와 같은 크기의 피로손상을 발생시키는 설계차량 재하시의 반복하중횟수를 산출할 수 있으며, 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$N = DF \cdot (Days) \cdot (ADTT) \tag{9}$$

그림 3에서와 같은 미국 평균인 통과차량 중량분포도에 의해, 교량에 피로손상이 야기된다고 가정하여, 즉, $\sum\gamma_i\phi_i^3 = 0.35$를 피로손상계수식에 대입하고, 교량의 종방향부재 ($\alpha = 0.7$)의 교량설계수명 60년에 대한 피로수명을 계산하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} N &= DF \cdot (365\times100) \cdot (ADTT) \\ &= (0.7)^3 \cdot (0.35) \cdot (365\times100) \cdot (2500) \\ &\simeq 11,000,000 \text{ 회} \end{aligned}$$

참고문헌

1. 境井逸郎　" スペーストラスの新しいコンセプトー高架橋から斜張橋まで "　橋梁と基礎、2002年8月.
2. 保坂鐵矢　" コンクリート充填したトラスの開発 "　橋梁と基礎　2002年8月.
3. Schumacher, Ann., *"Fatigue Behavior of Welded Circular Hollow Swction Joints in Bridge"*, Ph. D. Dissertation, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 2003.
4. 栗原康行、パイプトラス橋の新形式格点構造、ＮＫＫ技報 No.175、2001年12月.
5. AWS(American Welding Society), "*ANSI/AWS D1.1-2000 Structural Welding Code-Steel*", American Welding Society, Miami, USA., 2000.
6. Zao, X. L., "*Design Guide for Circular and Rectangular Hollow Section Weld Joints Under Fatigue Loading*", CIDECT: TUV-Verlag Rheinland, Germany, 2000.
7. Gimsing, Neils J., "*Structural Design of the Main Components of Large Supported Bridges*", Proceeding. 2003 International Workshop, Mopo, IABSE Korea, Korea, 2003.
8. American Association of State Highway and Transportation Officials, *"Standard Specifications for Highway Bridges"*, 15ed., 1992.
9. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Guide Specifications for Fatigue Design of Steel Bridges*, 1990.
10. American Association of State Highway and Transportation Officials, "*Guide Specifications for Fatigue Evaluation of Existing Steel Bridges"*, 1990.
11. Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation, "*Economical and Fatigue Resistant Steel Bridge Details - Participant Notebook"*, the National Highway Institute, 1990.10.
12. Dennis R. Mertz, *"Bridge Crossings, Practical Information For the Bridge Industry"*, *Modern Steel Construction*, No.4, 1997.2. pp.14 ~ 15.
13. 건설교통부, *도로교표준시방서*, 2003.