

스터드 연결부 인장강도가 손상된 합성교량의 극한재하능력에 미치는 영향

김장환*

¹조교수, 강원대학교, 건설융합학부

The Tensile Strength Effect of Stud Connections on Ultimate Loading Capacity of Damaged Composite Bridge

Kim, Janghwan^{1*}

¹Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, Samcheok, 25913, Korea

Abstract - In this study, the effects of the tensile strength of the stud connections on the ultimate load-carrying capacity of composite bridges suffering girder fracture were evaluated using detailed finite element bridge models including material nonlinearities and stud connection failure behaviors. It was shown that the tensile strength of the stud connections could be increased more than twice by modulating the effective embedment depth and haunch edge distance, the ultimate load-carrying capacity tended to increase proportionally to the tensile strength.

Keywords - Composite bridge, Stud connection failure, Ultimate load-carrying capacity, Bridge damage, Redundancy

1. 서론

콘크리트-강합성 거더와 같이 합성재료로 이루어진 거더에서 서로 다른 두 재료의 합성거동을 일으키기 위해 스텐드 형태의 연결재가 일반적으로 사용된다. 이때 스텐드는 강과 콘크리트 사이의 전단력을 전달함으로써 서로 다른 재료를 일체화하는 효과를 발휘하게 된다^[1]. 이러한 이유로 합성교량의 스텐드 연결부를 대상으로 전단 거동과 관련된 연구가 주를 이루어 왔다^{[2],[3]}. 하지만 교량의 여유력 평가와 같이 주부재가 손상된 상태에서는 교량의 재하능력이 스텐드 연결부의 인장강도에 영향을 받을 수 있다^{[4],[5]}.

국내 도로교 설계기준^[6] 및 AASHTO LRFD 도로교 설계기준^[7]에 따르면 인장을 받는 한 부재의 파괴가 교량의 붕괴를 유발할 경우 이 부재를 붕괴유발부재(fracture critical member)로 정의하고, 이러한 붕괴유발부재를 포함한 교량

은 여유력이 없는 것으로 분류하고 있다. 여유력이 없는 교량의 경우 AASHTO LRFD 도로교 설계기준^[7]은 재료의 선형부터 조립, 공용중 유지관리에 이르기까지 엄격한 조항에 의해 관리되도록 규정하고 있으며, 이러한 규정은 여유력이 있는 교량에 대비하여 생애주기 비용을 2~5배 상승시키는 요인으로 작용하고 있다^[8]. 따라서 공공의 안전을 저해하지 않으면서 생애주기 비용을 낮추기 위해선 교량의 여유력을 정확히 판별하고 이를 증진시킬 수 있는 방안이 필요하다. 현재 AASHTO LRFD 규정^[7]은 두 개의 거더로 이루어진 교량의 거더를 붕괴유발부재로 간주하고 있으며, 이러한 이유로 2-거더 콘크리트 강합성 교량은 여유력이 없는 교량으로 분류되고 있다. 하지만 Dexter *et al.*^[9]은, 2-거더 교량의 한쪽 거더가 손상을 입은 경우 콘크리트 바닥판 및 수평 브레이스와 같은 2차부재를 통하여 하중이 재분배될 가능성을 제기하였다. 또한 Barnard *et al.*^[4]은 실교량 파괴 실험을 통하여 손상된 거더에 작용하는 하중이 콘크리트 바닥판의 횡방향 굽힘을 통하여 건전한 상태의 거더로 전달됨을 증명하였고, 이때 스텐드 연결부의 인장파괴에 의해 하중분배 능력이 상실됨을 보였다.

본 연구에서는 스텐드의 인장강도에 따른 2-거더 교량의 극한재하능력 변화를 분석하여 여유력을 증진시킬 수 있는 방안을 제시하고자 하였다. 이를 위해 실제 교량 건설에 자

Note.-Discussion open until June 30, 2022. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on August 26, 2021; revised on November 10, 2021; approved on November 22, 2021.

Copyright © 2021 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-33-570-6519 Fax. +82-33-570-6517

E-mail. janghwan.kim@kangwon.ac.kr

주 사용되는 2-거더 개구제형 콘크리트 강합성 교량을 대상으로 ABAQUS를 이용하여 유한요소모델을 구축하고 스티드의 인장강도에 따른 극한재하능력을 평가하였다. 유한요소모델은 교량의 손상에 따른 콘크리트 파괴 및 강재의 항복 등 재료적 비선형성과, 전단 및 인장에 의한 스티드 연결부의 파괴 거동 모사가 가능하도록 하였다. 교량의 손상은 2개의 거더 중 한 개의 거더가 완전히 절단된 상황을 가정하였고, 손상 상태에서 극한재하능력을 평가하기 위해 HS-20 트럭하중을 이용하였다.

2. 손상 및 하중재하 시나리오

본 연구에서는 Fig. 1과 같이 높은 구조적 효율성과 우수한 미관으로 실제 교량 건설에 자주 이용되는 2-거더 개구제형 콘크리트 강합성 교량을 원형(prototype)으로 채택하였다. 원형 교량은 Fig. 1과 같이 높이가 1.45 m, 폭이 1.83 m인 개구제형 강거더(trapezoidal steel girder)와 두께가 203 mm인 콘크리트 바닥판이 합성된 거더를 갖는, 지간이 36.6 m, 교폭이 7.1 m인 단경간 교량이다. 이 교량은 휴스턴 지역 I-10과 Loop610의 교차로로 사용되던 중 고속도로 확장 계획에 따라 해체되었고, Barnard *et al.*^[4]에 의해 여유력 및 극한재하능력 평가와 관련된 실험교량 실험에 이용되었다.

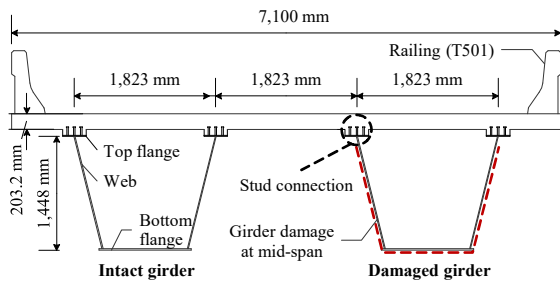


Fig. 1. Cross section of prototype bridge

교량은 부식, 피로균열의 성장, 취성파괴 및 교통하중의 충돌 등에 의한 다양한 손상 가능성을 갖고 있고, 손상이 발생할 수 있는 위치 또한 그 경우의 수가 무수히 많이 존재한다. 이러한 손상은 환경적 요인과 더불어 설계오류, 잘못된 재료의 사용, 품질관리 및 유지관리 미흡과 같은 인위적 요인이 결합하여 발생되어 확률론적으로 손상을 특정하는 것은 매우 어려울 수 있다. 이러한 이유로 본 연구에서는 여유력과 관련된 AASHTO LRFD 설계 규정과 콘크리트 강합성 교량의 주부재가 손상된 사례에 근거하여 손상의 종류와 크

기를 정하였다.

과거 I-79 Glenfield 교량이나 I-794 Hoan 교량의 거더 파괴 사례와 같이 콘크리트 강합성 교량의 거더에 발생한 균열은 거더가 완전히 절단될 때까지 정기적인 점검에서 발견되지 못하거나 사전에 발견되었더라도 매우 짧은 시간에 균열이 거더 전체 높이까지 전파될 수 있다^{[10],[11]}. AASHTO LRFD^[7] 규정은 2-거더로 이루어진 교량의 거더를 파괴민감부재로 분류하고, 거더 한 쪽이 파단될 경우 여유력이 없는 구조물로 간주하고 있다. 본 연구에서는 이러한 콘크리트 강합성 교량의 거더 파괴 사례와 AASHTO LRFD 설계 규정을 바탕으로 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 두 개의 거더 중 한 개의 거더가 완전히 절단된 경우를 기본 손상으로 가정하였고, 손상의 위치는 보수적으로 휨 모멘트가 최대가 되는 중앙 지간을 선정하였다.

손상된 교량의 극한재하능력 평가를 위해 AASHTO 도로교 설계에서 채용하고 있는 HS-20 트럭 하중을 이용하였다. HS-20 트럭하중은 평면상 앞축, 중간축, 그리고 뒤축과 같이 총 3개의 축으로 구성되어 있다. HS-20 트럭하중의 앞축은 36 kN이고 중간축과 뒤축은 각각 142 kN이다. 이때 앞축과 중간축 사이의 거리는 4.27 m이고, 중간축과 뒤축의 거리는 4.27 m - 9.14 m 사이에서 변화될 수 있다. 본 연구에서는 손상위치에 발생하는 종방향 휨모멘트를 극대화하기 위해, 트럭하중의 중간축을 손상된 거더 위에 배치하고 중간축과 뒤축의 거리를 4.27 m로 설정하였다. 또한 극한재하능력을 평가하기 위해서 교량이 붕괴될 때까지 트럭의 각 축 하중 크기에 비례하여 하중을 지속적으로 증가시켰다.

3. 유한요소모델

교량의 유한요소모델은 상용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS/Standard 2021을 이용하여 구축하였다. 모델의 요소는 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 교량의 각 부재별 거동 특성을 고려하여, 개구제형 거더의 상하부 플랜지, 웹 및 내부 수직 보강재에는 8절점 쉘요소(S8R)를, 1형강으로 구성된 내부 횡방향 트러스 보강재에는 2절점 트러스요소(T3D2)를 적용하였다. 그리고 콘크리트 바닥판과 난간은 8절점 솔리드요소(C3D8R)를 사용하여 모사하고, 보강 철근을 2절점 트러스요소를 적용하여 모델링한 후 ABAQUS의 임베디드요소(embedded element) 기능을 이용하여 콘크리트요소와 일체화하였다^[12].

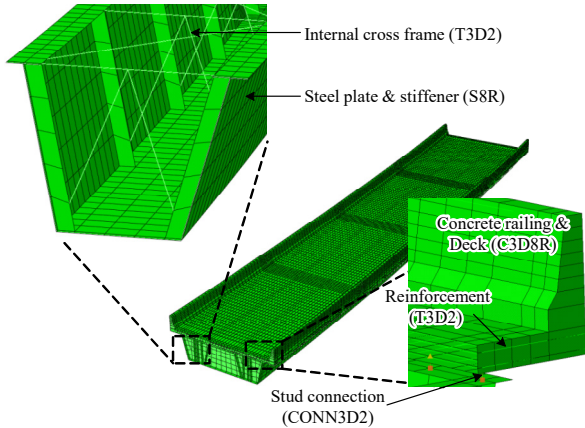


Fig. 2. Finite element model

강재 거더 상부 플랜지와 콘크리트 바닥판 사이의 스티드 연결부(stud connection)는 커넥터요소를 이용하여 모사하고, 커넥터요소의 상부는 콘크리트 바닥판 솔리드요소와, 그리고 하부는 강 플랜지 셸요소와 절점을 공유하도록 하였다. 교량 모델의 지점 경계조건은, 원형 교량에 종방향 회전 구속력이 없는 탄성받침(elastomeric bearing pad)이 적용되어, 각 거더별 힌지 조건을 부여하였다.

3.1 재료적 비선형 거동

본 연구에서 적용한 손상 및 하중 시나리오상 한 쪽 거더에 손상을 가한 상태에서 교량이 붕괴될 때까지 하중을 재하하기 때문에 강재의 항복, 콘크리트의 균열 및 파쇄 등 다양한 재료적 파괴가 일어날 수 있다. 이러한 이유로 유한요소모델에 강재와 콘크리트의 재료적 비선형 거동이 고려되었다. 강재의 경우 등방 경화 법칙(isotropic hardening rule)에 기반한 완전 탄소성 모델(elastic-perfectly plastic model)을 적용하였고, 콘크리트는 주철 소성 모델(cast iron plasticity)을 이용하였다.

ABAQUS에는 균열손상 모델(smearred cracking model)과 같이 콘크리트의 압축파괴와 인장파괴를 동시에 고려할 수 있는 비선형 재료 모델이 있다. 하지만 다양한 부재가 결합된 교량에 이 모델을 적용할 경우, 국부적인 부위에 발생한 다수의 인장균열이 절점의 과대 변위를 일으켜 수렴이 어려워지는 문제점이 발생할 수 있다. 반면 주철 소성 모델은 재료파괴 이후 완전소성 거동을 하여 다수의 인장파괴가 일어나더라도 수치적으로 좀 더 안정적인 결과를 보여준다. 또한 주철 소성 모델은 평면응력 상태에서 콘크리트와 유사한 항복 면(yield surface)을 갖고 있고, 인장강도값

을 콘크리트 압축강도의 4% 수준으로 낮추었을 때 콘크리트 바닥판의 굽힘 거동을 적절히 모사할 수 있는 것으로 보고되었다^[13].

3.2 스티드 연결부의 거동

콘크리트 강합성 교량에서 합성 거동을 유발시키기 위해 사용되는 전단연결재(shear connector)로 Fig. 3에 보이는 바와 같이 원형 머리를 붙인 스티드(welded headed stud)를 콘크리트 바닥판에 매립시킨 형태가 일반적으로 사용되고 있다.

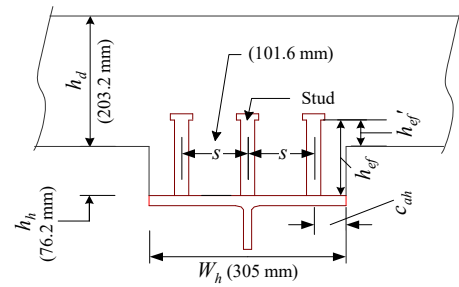


Fig. 3. Stud connection with haunch

스티드는 상부플랜지에 용접되어 콘크리트 바닥판에 매립되며, 이때 콘크리트 바닥판의 두께를 일정하게 유지하기 위해서 현치가 이용된다. 스티드 연결부는 일반적으로 주로 전단력에 저항하지만, 한 쪽 거더가 손상된 교량에서는 하중을 분배하는 과정에서 높은 인장력에 의한 파괴가 일어날 수 있다^[4]. 이러한 이유로 본 연구에서는 스티드 연결부의 전단 및 인장 파괴거동과 전단-인장 상호작용에 의한 강도 감소 효과를 고려하였다.

스티드 연결부의 전단거동의 경우 Topkaya^[14]가 제안한 비선형 전단력-전단변위 관계식을 이용하여 모사하였다. Topkaya^[14]는 콘크리트에 매립된 스티드의 전단강도 실험에 기반하여 전단력-변위 관계와 전단강도(Q_d)를 식 (1) 및 식 (2)와 같이 설계전단강도(Q_u)와 전단변위(δ)의 함수 형태로 제안하였다.

$$Q = Q_d \frac{3 \left(\frac{\delta}{0.03} \right)}{1 + 2 \left(\frac{\delta}{0.03} \right)} \tag{1}$$

$$Q_u = 1.43Q_d \tag{2}$$

$$Q_d = 1.75A_{sc}(f'_c E_c)^{0.3} \tag{3}$$

여기서, Q_d : 설계전단강도(kips)

δ : 전단변위(in)

A_{sc} : 스테드의 단면적(in²)

f'_c : 콘크리트 압축강도(ksi)

E_c : 콘크리트 탄성계수(ksi).

스테드 연결부의 인장거동은 Kim and Williamson^[15]이 제안한 이선형 모델(bilinear model)을 이용하여 모사하였다. 교량에 이용되는 스테드 연결부는 스테드의 매입깊이가 짧아 인장력이 작용할 경우 콘크리트의 부서짐 파괴(concrete breakout failure)에 의해 인장강도가 결정된다^[16]. ACI 318 기준^[17]은 콘크리트 부서짐 파괴에 의한 매립된 스테드의 인장강도를 식 (4)와 같이 제시하고 있다.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (4)$$

여기서, A_{Nc} : 앵커 그룹의 콘크리트 투사 면적(in²)

A_{Nco} : 단일 앵커의 콘크리트 투사 면적(in²)

$\psi_{ec,N}$: 편심보정계수

$\psi_{c,N}$: 균열보정계수

$\psi_{cp,N}$: 앵커 설치방법 보정계수

N_b : 단일 앵커의 콘크리트 파괴 강도(lb).

하지만 ACI 인장강도식은 Fig. 3와 같이 연결부에 헨치가 있는 경우, 인장강도를 과도하게 예측하는 경향이 있다^[15]. 이러한 이유로 Kim and Williamson^[15]은 ACI 318 기준^[17]에 제시된 인장강도식에 식 (5)와 같은 헨치수정계수($\psi_{h,N}$)를 추가하여 헨치가 있는 스테드 연결부의 인장강도를 예측하였다.

$$\psi_{h,N} = 0.43 + 0.10 \left(3.00 - 0.77 \frac{h_{ef}'}{h_{ef',min}} \right) \left(\frac{c_{ah}}{c_{ah,min}} - 1.0 \right) \quad (5)$$

식 (5)에서 h_{ef}' 와 c_{ah} 는 Fig. 3에 나타난 바와 같이 앵커의 수정유효매입깊이(modified stud embedment depth)와 외측 스테드 중심에서 헨치 측면까지의 거리(haunch edge distance)를 의미한다. 그리고 $h_{ef',min}$ 는 AASHTO LRFD 기준^[7]에 정해진 스테드의 최소 매입 깊이를, $c_{ah,min}$ 는 ACI 318-19 규정의 콘크리트 피복 두께를 확보하기 위한 외측 스테드 중심에서 헨치 측면까지의 최소 거리를 의미한다.

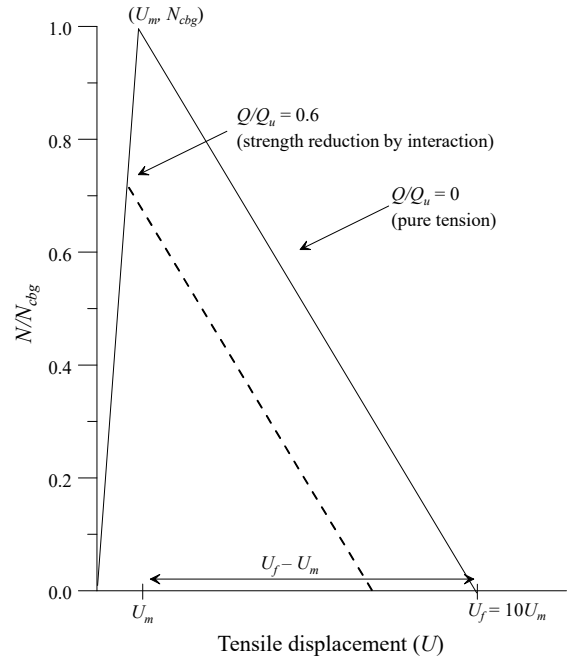


Fig. 4. Load-displacement behavior

스테드 연결부의 인장거동을 모사하기 위해서 Kim and Williamson^[15]은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 인장에 대한 저항력이 인장강도(N_{cbg})에 도달할 때까지 선형적으로 증가하고 이후 다시 선형적으로 감소하는 것으로 가정하였다. 이때 최대 인장력 도달 시 인장변형(U_m)은 식 (6)과 같고, 이는 Sutton^[18]과 Mouras^[19]의 스테드 연결부 인장 실험 데이터를 회기분석(regression analysis)한 결과이다. 또한 전단과 인장의 상호작용에 의한 스테드 연결부의 강도 감소를 고려하기 위해 식 (7)과 같이 ACI 318 기준^[17]에 제시된 콘크리트에 매립된 앵커에 작용하는 복합하중식을 적용하였다. 예를 들어 Fig. 4에 점선으로 나타난 바와 같이 전단강도의 60%에 해당하는 전단력이 스테드 연결부에 작용할 경우, 인장강도는 식 (7)에 의해 그 강도가 순수 인장강도 대비 약 72% 수준으로 낮아진다.

$$U_m = 0.93 \frac{h_{ef}'}{h_d} \frac{\sqrt{f'_c} (h_d + h_h)}{10^4} \quad (6)$$

여기서, h_d : 콘크리트 바닥판 두께(in)

h_h : 헨치 높이(in).

$$\left(\frac{N}{N_{cbg}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q}{Q_u} \right)^{5/3} = 1.0 \quad (7)$$

4. 재하능력 평가 절차 및 모델 검증

4.1 극한재하능력 평가 절차

본 연구에서는 거더의 손상을 모델에 적용하기 위하여 Fig. 1에 표기된 파괴선을 따라 강 플레이트요소의 노드를 분리하였다. 분리된 노드는 모든 자유도를 구속시킨 커넥터 요소(CONN3D2)로 초기에 연결하고 손상단계에 ABAQUS의 요소 소거기법(element deactivation)을 적용하여 거더의 파단을 모사하였다. 이 기법은 Kim and Williamson^[13]이 콘크리트 강합성 교량의 건설과정 중, 콘크리트 바닥판을 시공할 때와 같이, 콘크리트와 강재가 비합성 거동을 할 때 자중에 의한 하중 이력을 고려하기 위해 적용한 방법이다. 본 연구에서도 동일한 방식의 해석 순서가 사용되었으나, Table 1과 같이 손상된 상태에서 극한재하능력을 보기 위하여 거더 손상을 먼저 적용(step 7)한 뒤 집중하중을 이용하여 트럭하중을 재하하였다(step 8). 트럭하중은 앞서 하중 재하시나라오에서 설명한 바와 같이 하중 효과를 극대화하기 위해 트럭하중의 중간축을 손상된 거더 위에 배치하고 중간축과 뒤축의 거리를 4.27 m로 설정하였다. 그리고 각 축 하중에 비례하여 교량이 붕괴될 때까지 하중을 증가시켰다.

Table 1. Analysis procedure

Step	Description
1	Remove (deactivate) deck, railing, and rebar elements
2	Activate dummy elements to trace movement of removed elements caused by girder displacement
3	Apply gravity load to girder
4	Apply equivalent weight of removed elements to girder
5	Activate removed elements with gravity load and remove equivalent weight
6	Deactivate dummy elements
7	Remove connector elements defining the fracture path
8	Apply truck load(s)

4.2 유한요소모델 검증

유한요소모델의 유효성은 Barnard *et al.*^[4]이 실교량 극한재하실험에서 얻은 거더의 처짐 결과를 이용하여 검증하였다. Barnard *et al.*^[4]은 원형교량의 한 쪽 거더가 절단된 상황

에서 극한재하능력을 평가하기 위해 콘크리트 블록과 자갈 및 모래 등을 이용하여 HS-20 트럭하중을 모사하였다. 실험 및 모델 검증에 사용된 손상 및 하중재하 위치와 하중재하 방법은 앞서 2장에서 설명된 것과 동일하며, 재료의 강도는 Barnard *et al.*^[4]이 재료강도실험을 통하여 얻은 값을 준용하였다. 사용된 강재의 및 철근의 강도는 각각 382 MPa과 440 MPa이며, 콘크리트의 강도는 35.2 MPa이다. 원형교량의 스티드 연결부의 형상은 Fig. 3와 같이 직경이 22.2 mm이고 길이가 127 mm($h_{ef} = 117.5$ mm, $h_{ef}' = 41.3$ mm)인 3개의 스티드와 76.2mm의 현치를 갖고 있으며, 스티드의 전단 및 인장강도 계산을 위한 제원과 결맞은 Table 2에 정리된 바와 같다.

유한요소모델의 해석은 교량 건설 시 비합성단면 거동에 의한 응력 이력을 포함하기 위하여 Table 1에 설명된 순서에 따라 진행하였다. Fig. 5는 거더에 손상을 가한(step 7) 이후 하중 증가에 따른 거더의 처짐 변화를 보여주고 있다. 적용한 하중은 HS-20 트럭 한 대의 값으로 정규화하였으며,

Table 2. Shear and tensile strength

Parameters	Values
A_{sc} (mm ²)	1,164
E_c (MPa)	28,067
Q_d (kN)	277.1
Q_u (kN)	401.2
h_{ef}' (mm)	41.3
c_{ah} (mm)	50.8
$\Psi_{h,n}$	0.44
N_{cbg} (kN)	65.3

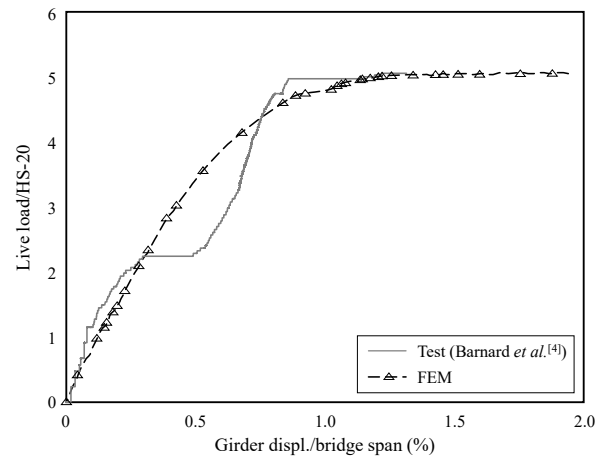


Fig. 5. Normalized girder displacement

거더의 처짐은 중앙지점에서 지점 방향으로 5.49 m 떨어진 지점에서 얻은 값을 교량의 지간 길이로 정규화하였다. 해석 결과 Fig. 5에 보인 바와 같이 유한요소모델과 실험값 모두 HS-20 트럭하중의 약 5배에 해당하는 극한재하능력을 보여주고 있으며, 모델이 실험보다 1 % 높은 값을 예측하였다.

Barnard *et al.*^[4]은 실험교량 극한재하실험에서 교량의 붕괴가 스테드 연결부 인장파괴 및 콘크리트 바닥판의 횡방향 굽힘 파괴에 의해 유발됨을 보였다. Barnard *et al.*^[4]에 의하면 바닥판의 횡방향 굽힘은 거더의 손상이 진행됨에 따라 Fig. 6(a)에 나타낸 바와 같이 복곡률(double curvature) 형태로 손상되지 않은 거더로 하중을 전달하였다. 하지만 손상된 거더의 스테드 연결부에 강한 인장력이 발생함에 따라 교량의 중앙지간 부근에서 스테드 연결부가 파괴되고, 손상된 거더 안쪽의 스테드 연결부 파괴가 바깥쪽보다 지간 방향으로 빠르게 전파되면서 바닥판 굽힘의 형상이 Fig. 6(b)와 같이 단곡률(single curvature) 형태로 변화하게 되었다. 이때 손상되지 않은 거더의 안쪽 스테드 연결부 바닥판은 증가된 휨모멘트에 의해 파괴에 이르게 되었다. 또한 재하 하중이 증가함에 따라 손상된 거더의 스테드 연결부 파괴와 함께 손상되지 않은 거더 안쪽 스테드 연결부 바닥판의 횡방향 휨파괴가 교량의 지간 방향으로 전파되면서 교량이

붕괴에 이르게 되었다.

유한요소모델을 이용한 시뮬레이션에서도 실험교량 실험과 동일한 양상의 파괴를 확인할 수 있었다. Fig. 7은 시뮬레이션 결과 손상된 거더 안쪽(Damaged girder_inside)과 바깥쪽(Damaged girder_outside)에서 재하 하중이 증가함에 따라 스테드 연결부의 지간 방향으로 파괴된 영역 길이를 보여주고 있다. 이때 재하 하중은 시뮬레이션 결과 얻은 최대 하중으로, 스테드 연결부의 파괴된 영역 길이는 교량의 지간 길이로 각각 정규화하였다. Fig. 7에 보이는 바와 같이 한쪽 거더가 완전히 절단된 시점, 즉 활하중을 재하하기 전에 손상된 거더의 안쪽은 스테드 연결부의 50 % 이상이 파괴되었고, 바깥쪽은 약 3%가 파괴되었다. 이후 재하 하중이 증가함에 따라 안쪽 스테드 연결부의 파괴가 빠르게 진행되었고, 재하 하중이 최대 하중의 96%에 도달했을 때, 안쪽 스테드 연결부의 98 % 이상이 파괴되었다. Fig. 8은 재하 하중 증가에 따른 콘크리트 바닥판의 등가소성변형률(equivalent plastic strain) 변화를 보여주고 있다. Fig. 8에 보이는 바와 같이 재하 하중이 증가하면서 손상되지 않은 거더의 안쪽 스테드 연결부 바닥판을 따라 등가소성변형률이 증가하고 있으며, 이는 실험교량 극한재하 실험에서와 같이 콘크리트 바닥판이 횡방향 휨에 의해 파괴된 결과로 추정된다.

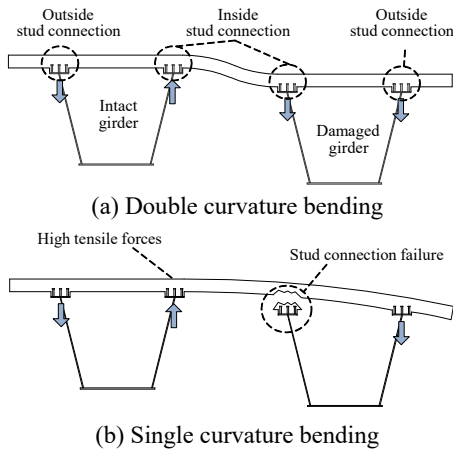


Fig. 6. Transverse bending shape

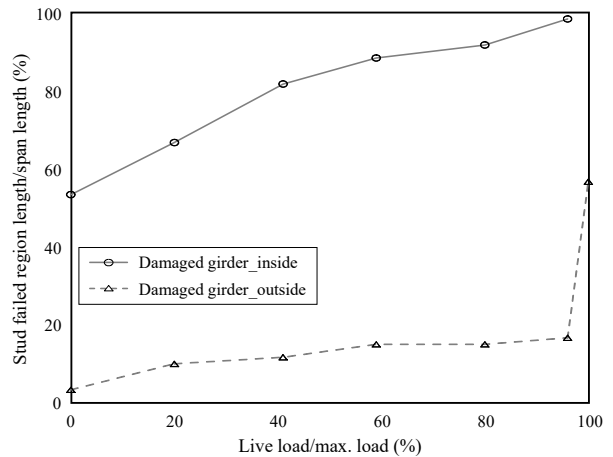


Fig. 7. Stud failed region length variation

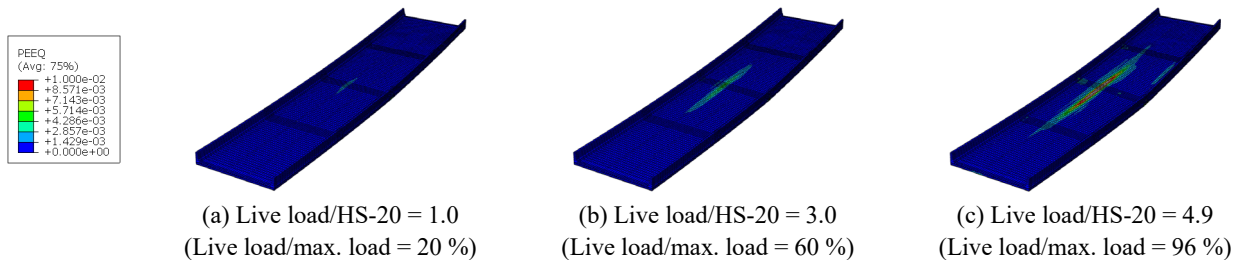


Fig. 8. Equivalent plastic strain variation of concrete deck

5. 인장강도에 따른 극한재하능력

5.1 인장강도의 변화

스터드 연결부의 인장강도는 식 (4)에 나타난 바와 같이 사용된 스테드의 개수 및 배치, 유효매입깊이, 외측 스테드의 측면거리, 콘크리트의 강도 등 다양한 요소에 영향을 받는다. 본 연구에서는 문제의 단순화를 위해 원형교량에 사용된 콘크리트의 공칭압축강도 27.6 MPa과 강재 및 철근의 공칭항복강도 공칭강도 344.7 MPa, 413.7 MPa을 적용하였다. 또한 스테드의 개수와 배치는 원형교량과 동일한 3개의 스테드가 101.6 mm 간격으로 배치된 것으로 가정하였다. 수정유효매입깊이 h_{ef}' 는 AASHTO LRFD 규정^[7]에 정해진 최소 깊이 41.3 mm에서 142.9 mm까지로, 외측 스테드의 측면거리 c_{ah} 는 ACI 318-19 규정의 최소거리 50.8 mm에서 101.6 mm까지로 변화시켰다. 수정유효매입깊이의 최대치는 원형교량과 같이 콘크리트 바닥판 두께가 203.2 mm 인 경우 스테드 상부 콘크리트 피복이 50.8 mm가 확보될 수 있도록 한계값을 정하였고, 측면거리의 최대치는 최소치의 2배를 가정하였다.

Fig. 9은 수정유효매입깊이와 외측 스테드 측면거리 변화에 따른 스테드 연결부의 인장강도 변화를 보여주고 있다. 수정유효매입깊이와 측면거리는 $h_{ef',min}$ 와 $c_{ah,min}$ 로 각각 정규화하였다. 스테드 연결부의 인장강도 N_{cbg} 는 수정유효매입깊이와 측면거리가 최솟값일 때 57.9 kN로 가장 작은 인장강도를 보였으며, 이 값을 이용하여 인장강도를 정규화한 결과 Fig. 9에 보이는 바와 같이 스테드 연결부의 최대 인장강도는 최솟값의 약 2.1배 수준이었다.

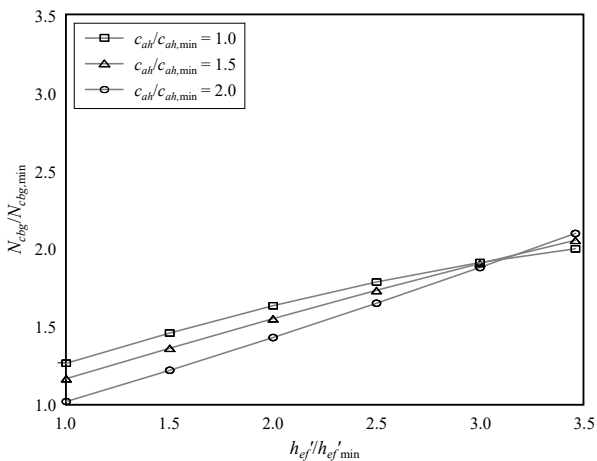


Fig. 9. Tensile strength variation along h_{ef}'

5.2 극한재하능력 평가

스터드 연결부의 인장강도에 따른 극한재하능력의 영향을 평가하기 위해 Table 3에 나타난 바와 같이 원형교량을 포함하여 연장이 다른 총 3개의 교량이 이용되었다. 이 교량들은 모두 단순지점을 갖고 있고 콘크리트 바닥판의 두께가 203.2 mm로 동일하며, 지간과 강거더의 높이비가 23.7~27.9 사이에 있다. S25는 원형교량에 해당하고, S24와 S28은 Houton 지역 I-10과 Loop10의 교차로에 사용된 실제 교량을 대상으로 하였다. 이때 각 교량의 스테드 연결부는 원형교량과 동일한 형상을 가진 것으로 가정하였다.

Table 3. Bridge dimensions

Case	Span (m)	Height (m)	Span/height	Deck (mm)
S24	51.8	2.2	23.7	203
S25	36.6	1.5	25.0	203
S28	61.0	2.2	27.9	203

Fig. 10은 정규화된 스테드 연결부의 인장강도에 따른 교량의 극한재하능력의 변화를 보여주고 있다. 스테드 연결부의 인장강도와 극한재하능력은 각각 최소 인장강도와 HS-20 트럭 한 대의 값으로 정규화하였다. 그림에 보이는 바와 같이 극한재하능력은 스테드 연결부의 인장강도값에 비례하여 증가하는 경향을 보였다. 이는 스테드 연결부의 인장강도를 늘림으로써 횡방향 굽힘에 의한 스테드 연결부의 파괴가 지연된 것으로 이전 연구결과^{[4],[15]}에 부합된다. 극한재하능력은 Fig. 10에 사각형 마커에 실선으로 표기한

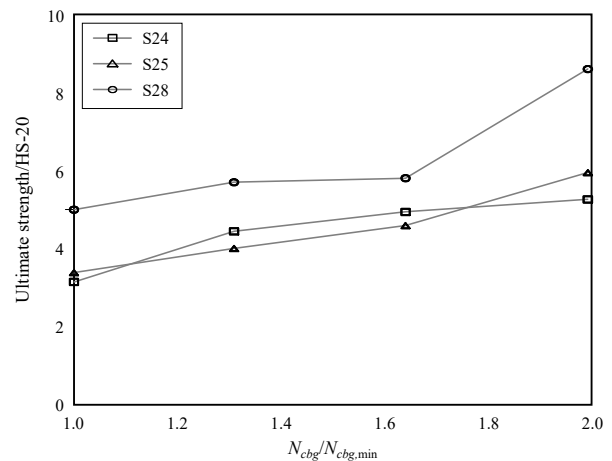


Fig. 10. Ultimate strength variation along N_{cbg}

것과 같이 지간-강거더 높이비가 큰 경우(S28) HS-20 트럭 하중의 3.1배에서 5.2배로 약 67%까지 상승하였다. 또한 지간-강거더 높이비가 작은 경우(S24)에는 그 상승 비율이 상대적으로 컸으며, 스테드 연결부의 인장강도가 2배 증가할 때 극한재하능력이 HS-20 트럭하중의 5.0배에서 8.6배로 최대 75% 증가하였다.

6. 결론

콘크리트 강합성 교량에서 스테드 연결부는 서로 다른 재료를 일체화하고 전단력을 전달함으로써 교량의 합성거동을 일으킨다. 하지만 교량의 거더가 손상된 경우, 스테드 연결부에 높은 인장력이 발생하고 이로 인해 연결부가 취성적으로 파괴될 수 있다. 본 연구에서는 한 쪽 거더가 손상된 2-거더 콘크리트 강합성 교량에서 스테드 연결부의 인장강도가 극한재하능력에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위해 콘크리트 및 강재의 비선형거동과 스테드 연결부의 전단 및 인장 파괴 거동 모사가 가능한 유한요소모델을 구축하고 스테드 연결부의 인장강도 변화 범위를 조사하였다. 스테드 연결부의 인장강도는 콘크리트 바닥판이 203 mm이고 현치의 높이가 76.2 mm인 경우 수정유효매입깊이(h_{ef})와 측면거리(c_{ah})의 변화에 따라 최소강도대비 약 2.1배까지 증가되었다. 이를 바탕으로 스테드 연결부의 인장강도를 최소강도대비 2배까지 변화시키며 지간과 강거더의 높이비가 23.7~27.9 사이에 있는 3개의 교량에 대해 극한재하능력의 변화를 측정하였다. 그 결과 스테드 인장강도에 비례하여 교량의 극한재하능력이 최대 75%까지 증가되었다.

본 연구결과와 같이, 2-거더 개구제형 콘크리트 강합성 교량은 스테드 연결부 수정유효매입깊이와 측면거리를 조정함으로써 주부재가 손상된 상태의 재하능력 즉 여유력이 향상될 수 있다. 향후 주부재 손상에 의한 붕괴 가능성을 내포한 2-거더 교량의 여유력 보유 여부를 판단하기 위한 정량적 설계기준이 정립된다면, 이와 같은 교량 형식의 여유력을 설계 단계에서 조정하여 요구 여유력 수준을 맞추으로써 교량 건설 및 유지관리 비용을 낮출 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

2020년도 강원대학교 대학회계 학술연구조성비로 연구하였음.

참고문헌(References)

- [1] Choi, Y.H., Kim, S.B., Baek, K.Y., and Kim, S.S. (2020) Seismic Performance Evaluation of the Connection Between the CFT Column with Built-up Square Shape Steel Tube (D-Column) and the HyFo Composite Beam, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.32, No.1, pp.43-53 (in Korean).
- [2] Choi, I.R., Kim, Y.H., Jung, S.J., and Lee, J.H. (2019) Flexural Performance Tests for Steel and Composite U-Tube Flange H-Beam Structure, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 31, No.3, pp.199-209 (in Korean).
- [3] Han, K.H., Kim, J.W., Jun, S.C., and Lee, C.H. (2019) Development and Seismic Performance Testing of Asymmetric Hybrid Composite Beam-to-Column Connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.1, pp.53-63 (in Korean).
- [4] Barnard, T., Hovell, C.G., Sutton, J.P., Mouras, J.M., Neuman, B.J., Samaras, V.A., Kim, J., Williamson, E.B., and Frank, K.H. (2010) *Modeling the Response of Fracture Critical Steel Box-Girder Bridges*, Research Report FHWA/TX-10/9-5498-1, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, USA.
- [5] Samaras, V.A., Sutton, J.P., Williamson, E.B., and Frank, K.H. (2012) Simplified Method for Evaluating the Redundancy of Twin Steel Box-Girder Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.17, No.3, pp.470-480.
- [6] Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2010) *Korean Highway Bridge Design Code (Limit State Design)*, Korea (in Korean).
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials (2020) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9th Ed.), USA.
- [8] Connor, R.J., Dexter, R., and Mahmoud, H. (2005) *Inspection and Management of Bridges with Fracture-Critical Details*, NCHRP Synthesis 354, Transportation Research Board, USA.
- [9] Dexter, R.J., Connor, R.J., and Mahmoud, H. (2005) Review of Steel Bridges with Fracture-Critical Elements, *Transportation Research Record*, Sage, Vol. 1928, No.1, pp.75-82.

- [10] Fisher, J.W., Pense, A.W., and Hausmann, H. (1985) Analysis of Cracking of I79 Bridge at Neville Island, *Proceedings of Fracture Problems in the Transportation Industry*, American Society of Civil Engineers, USA.
- [11] Connor, R.J., Kaufmann, E.J., Fisher, J.W., and Wright, W.J. (2007) Prevention and Mitigation Strategies to Address Recent Brittle Fractures in Steel Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.12, No.2, pp.164-173.
- [12] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2021) *Abaqus Analysis User's Manual*, DSS, USA.
- [13] Kim, J., and Williamson, E.B. (2015) Finite Element Modeling of Twin Steel Box Girder Bridges for Redundancy Evaluation, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.20, No.10, 04014106.
- [14] Topkaya, C. (2003) *Behavior of Curved Steel Trapezoidal Box Girders During Construction*, Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, USA.
- [15] Kim, J., and Williamson, E.B. (2019) Ultimate Behavior of Stud Connections Within Haunches, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.24, No.1, 04018106.
- [16] Sutton, J.P., Mouras, J.M., Samaras, V.A., and Williamson, E.B., and Frank, K.H. (2014) Strength and Ductility of Shear Studs Under Tensile Loading, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.19, No.2, pp.245-253.
- [17] American Concrete Institute (2019) *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19)*, USA.
- [18] Sutton, J.P. (2007) *Evaluating the Redundancy of Steel Bridges: Effect of a Bridge Haunch on the Strength and Behavior of Shear Studs Under Tensile Loading*, Master's Thesis, University of Texas at Austin, USA.
- [19] Mouras, J.M. (2008) *Evaluating the Redundancy of Steel Bridges: Improving the Strength and Behavior of Shear Stud Connections Under Tensile Loading*, Master's Thesis, University of Texas at Austin, USA.

요약: 본 연구에서는 스티드 연결부의 인장강도가 교량의 극한재하능력에 미치는 영향을 파악하기 위해 재료 비선형 모델과 스티드 연결부의 상세 거동을 포함하는 유한요소 모델을 구축하고 이를 이용하여 연결부의 인장강도 변화에 따른 교량의 극한재하능력을 평가하였다. 스티드의 수정유효매입깊이와 측면거리의 변화에 따른 인장강도 변화를 평가한 결과, 동일한 개수의 스티드가 사용된 스티드 연결부의 인장강도가 2배 이상 차이가 날 수 있었고, 인장강도가 커짐에 따라 교량의 극한재하능력이 비례하여 증가하는 경향을 나타내었다.

핵심용어: 합성교량, 스티드 연결부 파괴, 극한재하능력, 손상된 교량, 여유력
