

HSB 강합성거더 정모멘트부 휨거동

Flexural Behavior of Composite HSB I-Girders in Positive Moment

조 은 영¹⁾ · 신 동 구²⁾
Cho, Eun Young · Shin, Dong Ku

요 약 : HSB600 및 HSB800 고성능강재를 적용한 정모멘트부 강합성거더의 휨거동을 비선형 모멘트-곡률 해석법으로 분석하였다. 연성특성이 다른 3개의 대표적인 강합성거더 기본 단면을 선정하여 모멘트-곡률 해석법으로 모멘트-곡률 이력과 휨저항강도를 구하고 비선형 유한요소해석 프로그램 ABAQUS(2008)로 구한 결과와 비교하여 모멘트-곡률 해석 프로그램을 검증하였다. 비선형 유한요소해석 시에는 플랜지, 복부판 및 콘크리트 바닥판을 판요소로 모델링하여 3차원 강합성거더 유한요소모델을 적용했으며 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하여 해석하였다. 강합성거더 단면에서 콘크리트 바닥판의 28일 압축강도는 30~50MPa를 고려하였으며, 콘크리트 재료는 CEB-FIP(1990) 모델로, 일반 강재와 HSB600 및 HSB800 고성능 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였다. 강합성단면의 연성비, 강거더의 강종, 콘크리트 바닥판의 압축강도, 소성중립축의 위치 등이 강합성거더의 연성특성 및 휨저항강도에 미치는 영향을 분석하였다.

ABSTRACT : The flexural behavior of composite HSB600 and HSB800 I-girders under a positive moment was investigated using the material non-linear moment-curvature analysis method. Three representative composite sections with different ductility properties were selected as the baseline sections in this study. Using these baseline sections, the moment-curvature program was verified by comparing the flexural strength and the moment-curvature curve obtained from the program with those obtained using the non-linear FE analysis of ABAQUS. In the FE analysis, the composite girders were modeled three-dimensionally with flanges, the web, and the concrete slab as thin shell elements, and initial imperfections and residual stresses were imposed on the FE model. In the moment-curvature and FE analyses, the 28-day compressive strength of the concrete slab was assumed to be 30-50 MPa, and the HSB600 and HSB800 steels were modeled as elasto-plastic strain-hardening materials, with the concrete as the CEB-FIP model. The effects of the ductility ratio of the composite girder, the type of steel, the compressive strength of the concrete deck, and the location of the plastic neutral axis on the flexural characteristics were analyzed.

핵심용어 : HSB 고강도강, 합성거더, 정모멘트부, 휨거동, 모멘트-곡률 해석

KEYWORDS : HSB, composite girder, positive moment, flexural behavior, moment-curvature analysis

1. 서론

최근 국내에서는 HSB(High performance Steel for Bridges) 고성능강이 개발되어 HSB500, HSB600 및 HSB800 강재가 KS D 3868에 교량구조용 압연강재로 2009년 등록되었다. 이를 반영하여 강구조설계기준-하중저항계수설계법(2010)에 HSB500 및 HSB600 강재가 포함되었고, 2010년 개정된 도로교설계기준(2010)에는 이들 강재에 항복강도가 690MPa인 HSB800 고성능강이 추가되었다. 아울러, 허용응력법을 적용하는 현 도로교설계기준(2010)의 강교 설계기준을 대체할 신뢰도이론에 근거한 한계상태설계법 도로교설계기준이 2010년 말 제정될 예정이다. 신뢰도기반 도로교설계기준에 국내에서 생산된 HSB 강재를 포함시키기 위해서는 HSB 강재로 제작된 부재의 비선형 극

한저항강도에 근거한 구조적 거동에 대한 폭넓은 이해가 필요하다.

AASHTO LRFD(2007)에는 항복강도가 485MPa를 초과하는 강거더는 단면치수에 상관없이 휨설계 시에 비조밀단면으로 분류하고 있다. AASHTO LRFD 설계기준의 강합성거더 정모멘트부 설계규정은 Ansourian(1982), Wittry(1993), Vasseghi(1989), Mans 등(2001), Yakel 등(2005)의 연구결과에 근거하고 있다. 이들 기존 연구는 항복강도가 485MPa 이하인 강재를 적용하였으며 항복강도가 485MPa를 초과하는 고강도강으로 설계된 합성거더에 대한 연구는 미비한 실정이다. 문헌에 발표된 고강도강 적용 강합성거더에 대한 단면 조밀성이나 휨거동에 관한 연구는 부모멘트부나 사용성한계상태에서의 최대 처짐조건 분석에 편중되어 있다(Barker 등, 2000; Earls 등, 2002; Sause 등,

1) 명지대학교 토목환경공학과 박사과정(eunyoung@mju.ac.kr)

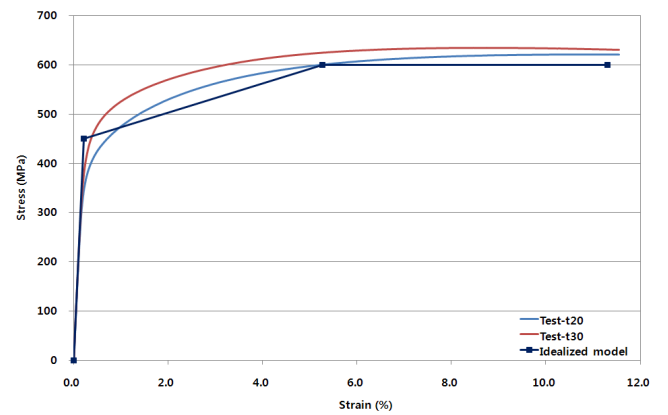
2) 교신저자. 명지대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

(Tel. 031-330-6416, Fax. 031-330-9705, E-mail : dkshin@mju.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

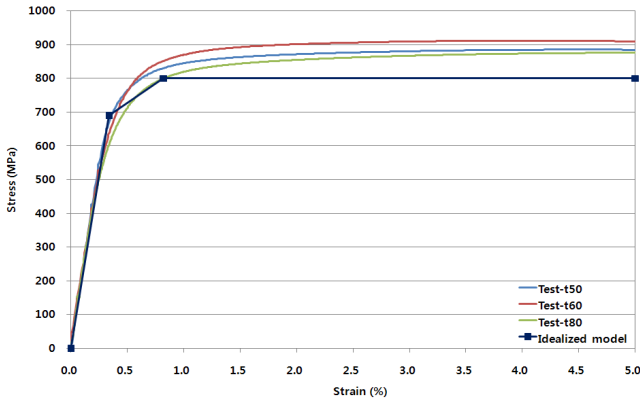
2001; Green 등, 2002; Roeder 등, 2004). 국내에서는 HSB 고강도강에 대한 연구가 최근 활발히 수행되고 있으며 HSB600 또는 HSB800 강재를 적용한 휨부재의 구조적 거동에 관한 연구결과가 김용태 등(2008), 윤석구 등(2007), 주현성 등(2008, 2009), 김중민 등(2009)에 의해 발표되었다. 그러나, 고강도강을 사용하여 하중저항계수설계법으로 휨부재 설계 시에 가장 기본적이고 중요한 정모멘트부 휨저항강도 설계식을 규정하기 위해서는 합성 및 비합성 강거더 정모멘트부의 연성특성, 휨저항강도 등과 같은 휨거동에 대한 보다 다양한 실험적 및 해석적 연구의 수행이 선행되어야 한다. 정모멘트를 받는 강합성거더는 극한휨저항강도에서 콘크리트 바닥판이 압축파괴에 도달할 때 강거더가 충분한 항복 또는 변형경화에 도달하여 연성파괴가 일어나거나, 강거더가 소성변형을 일으키기 전의 탄성영역에 머물 때 콘크리트 바닥판이 극한 압축변형률에 도달하는 취성파괴가 발생한다. 강합성거더 정모멘트부는 강거더와 콘크리트 바닥판이 합성되어 압축플랜지의 굴부좌굴이 방지되어 있으며, 합성단면 중립축은 강거더 중립축에 비해 훨씬 위쪽에 위치하여 압축을 받는 복부판의 높이가 감소되기 때문에 복부판 좌굴이 발생할 가능성은 거의 없다. AASHTO LRFD에서는 정모멘트를 받는 강합성단면 휨부재가 파괴에 도달할 때 까지 충분한 연성을 확보를 위하여 설계단면에 대한 연성요구조건을 규정하고 있다. 본 논문에서는 HSB600 및 HSB800 고성능 강재를 적용한 정모멘트부 강합성거더의 휨거동을 비선형 모멘트-곡률 해석법(moment curvature analysis)으로 분석하였다. 연성특성이 다른 3개의 대표적인 강합성거더 기본단면을 선정하여 모멘트-곡률 해석법으로 휨저항강도를 구하고 비선형 유한요소해석 프로그램 ABAQUS(2008)로 구한 휨저항강도와 비교하여 모멘트-곡률 해석 프로그램을 검증하였다. 비선형 유한요소해석 시에는 플랜지, 복부판 및 콘크리트 바닥판을 판요소로 모델링하여 3차원 강합성거더 유한요소모델을 적용했으며 초기변형과 단면의 잔류응력을 고려하여 해석하였다. 강합성거더 단면에서 상부 콘크리트 바닥판의 28일 압축강도는 30~50MPa를 고려하였으며, 콘크리트 재료는 CEB-FIP(1990) 모델로, 일반 강재와 HSB600 및 HSB800 고성능 강재는 탄소성-변형경화 재료로 모델링하였다. 강합성단면의 연성비, 콘크리트 바닥판의 압축강도, 소성중립축의 위치 등이 강합성거더의 연성특성, 파괴특성 및 휨저항강도에 미치는 영향을 분석하였다. 특히, 고성능강을 적용한 강합성거더의 휨거동과 일반 강재로 제작된 강합성거더의 휨거동 간의 차이점을 모멘트-곡률 해석법을 적용하여 비교하였다.

강합성거더 단면에 대한 모멘트-곡률 해석과 유한요소 해석에는 강재와 콘크리트 재료의 비선형성을 고려하였다. HSB600 및 HSB800 강재는 각각 그림 1(a) 및 그림 1(b)에 나타낸 이상화된 응력-변형을 곡선을 적용하였다. 그림 1(a)에서 Test-t20과 Test-t30은 각각 두께 20mm와 30mm인 HSB600 재료시편의 인장실험 결과이며, 그림 1(b)의 Test-t50, Test-t60 및 Test-t80은 각각 두께 50mm, 60mm 및 80mm인 HSB600 재료시편의 인장실험 결과이다. 그림 1의 이상화된 응력-변형을 선도는 인장실험 결과를 근사화한 것으로 실험결과와 보다 다소 안전측이며 단순화된 직선식이다. 그림 1(a)와 1(b)의 재료실험으로 구한 곡선 형태의 응력-변형률 선도는 일반 강재와는 달리 HSB600 및 HSB800 강재의 경우 명확한 항복구간이 존재하지 않는 것을 관찰할 수 있다. 그림 1에 나타낸 이상화된 응력-변형률 선도는 강재가 탄성한계를 지나면 곧바로 변형경화가 시작되고, 어느 정도 변형경화가 진행되고 나면 항복과 유사하게 상당한 소성변형이 진행되는 구간이 존재하는 것을 보여 준다. Barth 등 (2007)은 HPS690W 고성능강의 응력-변형률 선도를 그림 1과 유사한 모델로 적용한 바 있다. 그림 1의 이상화된 응력-변형률 선도로부터 구한 HSB 고강도강과 일반 강재의 기계적 특성 관련 파라미터는 표 1에 요약한 바와 같고, 강재의 탄성계수는 205GPa을 적용하였다. 표 1에서 E_{ST} 는 변형경화 구간에서의 탄성계수이며, ϵ_y 는 항복변형률, ϵ_{st} 는 변형경화가 시작되는 변형률을 나타낸다. 일반 강재는 SM400을 제외하고 TMC강을 적용하였고, 탄성-항복-변형경화를 순차적으로 일으키는 재료로 간주하였다.



(a) HSB600

2. 재료 특성



(b) HSB800

그림 1. 고성능 강재의 응력-변형률 곡선

표 1. 강재의 기계적 성질

강종	판두께(mm)	F_y (MPa)	ϵ_y	E_{ST} (GPa)	ϵ_{st}
SM400	40 이하	235	0.00115	4.8	0.01600
	40 초과 100 이하	215	0.00105		
SM490-TMC	100 이하	315	0.00154	3.8	0.01900
SM520-TMC	100 이하	355	0.00173	3.6	0.02100
SM570-TMC	100 이하	450	0.00220	3.1	0.01300
HSB600	100 이하	450	0.00220	3.0	0.00220
HSB800	80 이하	690	0.00337	22.85	0.00337

합성거더 콘크리트 바닥판의 응력-변형률 선도는 아래의 식 (1)과 같은 CEB-FIP(1990) 모델을 적용하여 해석을 수행하였다.

$$f_c = \frac{0.85f_{ck}(a - 206,000\epsilon_c)\epsilon_c}{1 + b\epsilon_c} \quad (1)$$

여기서, $a = 39,000(0.85f_{ck} + 7.0)^{-0.953}$, $b = 65,600(0.85f_{ck} + 10.0)^{-1.085} - 850$ 이며 콘크리트의 응력 f_c 와 28일 압축강도 f_{ck} 의 단위는 MPa이며 ϵ_c 는 콘크리트 변형률을 나타낸다. 그림 2에는 콘크리트 압축응력이 30MPa, 40MPa, 및 50MPa인 경우의 CEB-FIP 모델을 적용하여 구한 응력-변형률 곡선을 나타내었다.

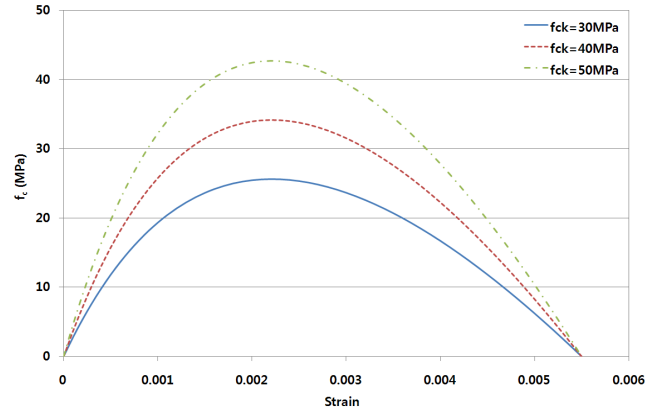


그림 2. 콘크리트의 응력-변형률 곡선

3. 해석방법

3.1 모멘트-곡률 해석법

정모멘트를 받는 강합성거더 단면의 휨저항강도는 콘크리트와 강재의 재료 비선형을 고려한 모멘트-곡률 해석 프로그램으로 구하였으며 여기에서는 해석 프로그램의 알고리즘을 간략히 기술하였다. 모멘트-곡률 해석법은 강거더와 콘크리트 바닥판 단면을 수평방향으로 여러 층으로 분할하여 주어진 곡률에 대응하는 변형률과 응력을 구하고, 강거더 및 콘크리트 슬래브의 작용력에 의한 힘의 평형을 고려하여 중립축의 위치와 단면 휨모멘트를 구하는 방법이다(Tabsh 등, 1991). 단면을 구성하는 강재가 주어진 곡률에서 선형 탄성영역에 머물 수도 있고 곡률이 증가함에 따라 비탄성 소성영역에 머물 수도 있는데, 비선형 영역에서는 반복축하에 의해 주어진 곡률에 대응하는 변형률과 단면 휨모멘트를 아래의 과정으로 구한다.

- (1) 설계 파라미터(강재와 상부 콘크리트 바닥판의 재료 및 기하학적 특성) 입력
- (2) 단면을 두께 방향으로 매우 얇은 층으로 분할
- (3) 곡률 초기치 Φ 입력
- (4) 콘크리트 바닥판 상단에서의 변형률 ϵ_{max} 가정
- (5) 중립축 위치 산정 $y_c = \epsilon_{max} / \phi$
- (6) 선형 변형률 분포로 가정하여 각 층마다 변형률 산정
- (7) 각 재료의 응력-변형률 관계식으로부터 각 층의 응력 산정
- (8) 응력의 적분에 의한 전체 단면에 대한 작용력 산정
- (9) 단면력의 하중 평형조건 검토
- (10) 만일 평형조건을 만족하지 않으면 변형률 ϵ_{max} 의 재가정

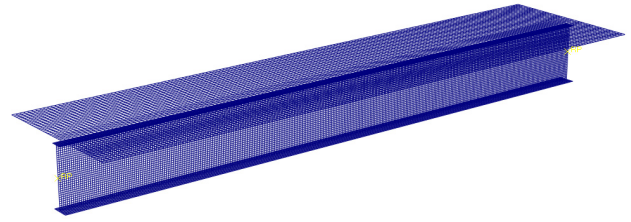
- (11) 힘의 평형조건을 만족할 때 까지 (5)-(10) 과정의 반복
- (12) 구해진 단면력을 이용하여 현재의 곡률에 대한 모멘트값 산정
- (13) 곡률을 증가시키고 (4)-(12) 과정 반복
- (14) 콘크리트 바닥판 상단변형을 ϵ_{max} 가 콘크리트의 극한변형률에 도달하거나 곡률이 증가해도 단면 힘모멘트가 감소하는 경우 종료

위의 알고리즘을 적용하여 비선형 모멘트-곡률 해석 프로그램을 작성하였으며, 단면은 1mm 두께로 분할하였고 콘크리트 바닥판 상단에서의 극한 파괴변형률은 0.003으로 가정하였다. 해석 프로그램으로 모멘트-곡률 곡선을 구할 수 있으며, 곡선 상에서 모멘트의 최대값이 합성단면의 극한휨저항강도에 해당된다.

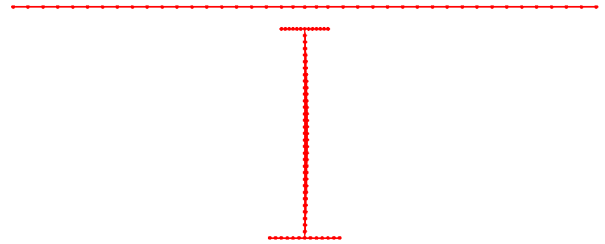
3.2 유한요소해석

모멘트-곡률 해석 프로그램을 검증하고 합성단면의 연성비에 따른 휨거동을 분석하기 위하여 ABAQUS (2008) 프로그램을 이용하여 비선형 유한요소 해석을 수행하였다. 그림 3(a)는 콘크리트 바닥판과 강거더 상하부 플랜지 및 복부판으로 구성된 강합성 플레이트 거더의 3차원 유한요소모델로 모든 요소는 쉘요소(S4R)를 적용하였으며 교축방향으로 복부판 높이의 10배에 해당하는 길이의 합성거더를 부분구조로 모델링하였다. 그림 3(b)는 유한요소 모델의 횡단면으로 상하부 플랜지는 12개, 복부판은 32개의 쉘요소로 구성되어 있다. 거더 양단은 그림 4와 같이 힌지-롤러의 단순지지 경계조건을 갖도록 구속조건을 적용하였으며, 순수휨 상태를 모사하기 위하여 양단에 정모멘트를 작용시켰다. 전단 보강을 위한 수직보강재는 복부판 높이와 동일한 간격으로 설치된 것으로 가정하였으며, 유한요소 모델에는 수직보강재를 직접 모델링하지 않고 수직보강재 위치의 절점에서 횡방향 변위를 구속하였다. 아울러, 유한요소 해석모델에는 강합성거더 제작시에 필연적으로 발생하는 초기변형(initial imperfection)과 플랜지와 복부판의 절단과 용접에 의한 잔류응력(residual stress)을 고려하였다. 초기변형은 그림 5와 같이 거더 복부판 면외변형을 사인함수로 가정하였고, 복부판 패널 중앙점에서의 최대 면외변위는 AWS(1995)의 최대 허용치에 해당하는 복부판의 높이(D)와 중간수직보강재 간격(a) 가운데 작은 값의 1%로 가정하였다. 플랜지와 복부판에서의 잔류응력은 AWS 규정(1995)을 근사화하여 각각 그림 6(a), (b)와 같은 크기와 분포로 가정하였으며 ABAQUS

프로그램에서 초기응력(initial stress)으로 입력하였다.



(a) 3차원 모델



(b) 횡단면 절점

그림 3. 유한요소해석 모델

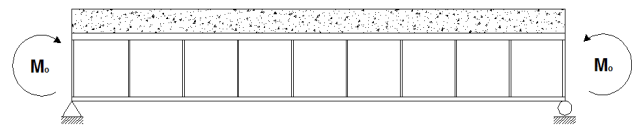


그림 4. 하중조건 및 경계조건

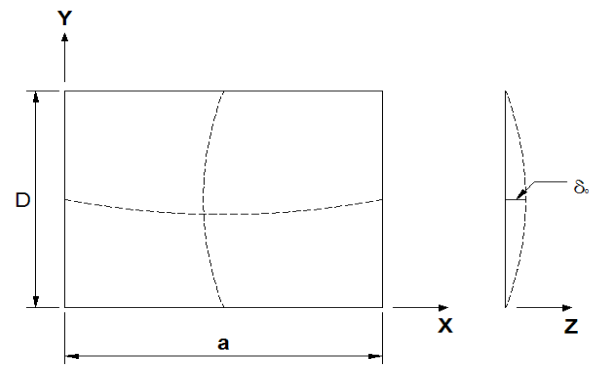
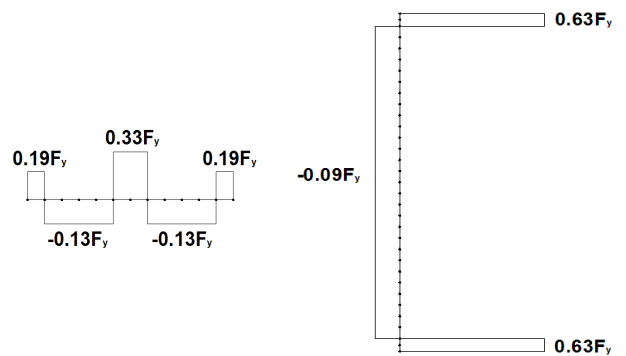


그림 5. 유한요소 해석모델의 복부판 초기변형



(a) 플랜지

(b) 복부판

그림 6. 유한요소 해석모델에 적용한 잔류응력 분포

4. 휨거동 해석 결과

4.1 해석대상 단면

모멘트-곡률 해석 프로그램을 검증하고 합성단면의 연성비에 따른 휨거동을 분석하기 위하여 표 2에 요약한 바와 같은 연성 특성이 다른 세 개의 강합성거더를 기본 단면(baseline section)으로 선정하였다. 표 2에서 연성비(ductility ratio)는 AASHTO LRFD(2007) 기준에 정의된 소성모멘트 상태에서 바닥판 상부에서 중립축까지 거리 D_p 와 합성거더 전체 높이 D_t 의 비(D_p/D_t)이다. A1, A2 및 A3 단면의 연성비는 강거더를 HSB800 강재로, 콘크리트 바닥판의 압축강도를 40MPa로 가정하여 구하였으며 각각 0.115, 0.205 및 0.396으로 산정되었다. AASHTO LRFD 기준의 연성요구조건에는 연성비 한계를 0.42로 규정하고 있다. 연성비가 가장 작은 A1 단면은 세 단면 가운데 연성이 가장 좋은 반면, 연성비가 가장 큰 A3 단면은 연성이 가장 부족하며, A2는 A1과 A3 사이의 연성거동을 나타낼 것으로 예상되는 단면이다.

표 2. 강합성거더 기본단면 제원 (단위: mm)

Section	A1		A2		A3	
	width	thicknss	width	thickness	width	thicknss
Concrete slab	2500	200	2500	250	2500	250
Top flange	200	10	400	20	500	40
Web	982.5	8	975	14	1955	22
Bottom flange	300	25	600	30	700	50
Ductility ratio (D_p/D_t)	0.115		0.205		0.396	

4.2 연성비의 영향

합성단면의 연성비에 따른 휨거동을 분석하기 위하여 전술한 모멘트-곡률 해석법과 유한요소 해석을 적용하여 표 2에 요약한 단면을 해석하였다. 아울러, 여기에서는 모멘트-곡률 해석법에 의한 해석결과와 비선형 유한요소 해석결과와 비교하여 모멘트-곡률 해석 프로그램의 정확성을 평가하였다. 표 3에 세 단면의 항복모멘트(M_y), 소성모멘트(M_p) 및 모멘트-곡률 해석법(MCA)과 ABAQUS FEA 해석에 의한 휨저항강도(M_u) 산정결과를 요약하였다. 표 3의 A1 및 A2 단면은 HSB800 강거더 합성단면이며 A3 단면의 경우 강거더에 HSB800을 사용한 단면은 A3-800이고 SM520-TMC 일반

강재를 적용한 단면은 A3-520이다. 표 3의 모든 단면의 콘크리트 바닥판 압축강도는 40MPa를 적용하였다. 그림 7~9에는 표 2에 요약된 해석대상 합성단면에 대해 모멘트-곡률 해석과 유한요소 해석 결과를 비교하기 위한 모멘트-곡률 곡선을 나타내었다. 그림 7~8은 HSB800 강재를 적용한 강합성단면에 대한 A1과 A2 단면 해석결과이고, A3 단면의 경우에는 일반 강재를 적용한 강합성거더의 해석결과와도 비교하기 위하여 강거더를 SM520-TMC와 HSB800 강재로 적용하였으며 해석결과는 그림 9(a) 및 9(b)에 나타내었다. 표 3과 그림 7~9로부터 MCA와 유한요소해석 프로그램으로 구한 극한 휨저항강도 뿐만 아니라 모멘트-곡률 이력도 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

표 3. 해석단면의 휨저항강도 비교 ($\times 10^9$ N-mm)

Section	D_p/D_t	M_y	M_p	MCA		FEA	
				M_u	M_u/M_p	M_u	M_u/M_p
A1	0.115	7.41	9.48	10.59	1.117	10.91	1.151
A2	0.205	16.92	20.00	21.33	1.067	21.69	1.085
A3-800	0.396	65.57	74.80	64.52	0.863	63.96	0.855
A3-520	0.126	34.21	43.74	43.16	0.987	43.51	0.995

그림 7은 A1 단면의 모멘트-곡률 곡선 해석결과로 MCA에 의한 해석은 A점에서 콘크리트 바닥판 상단이 극한 압축 변형률에 도달하여 파괴에 이르러 해석이 종료된 점을 나타낸다. 그림 7에서 유한요소해석 결과는 MCA 해석결과에 비해 파괴에 도달할 때까지 보다 긴 연성 구간을 갖는 것으로 예측하고 있음을 알 수 있다. 아울러, MCA 결과가 FEA 결과에 비해 약간 안전측으로 휨저항강도를 예측하며, MCA에 의한 휨저항강도는 소성모멘트의 1.12배인 것으로 해석되었다. A1 단면은 연성비가 0.1에 가까운 단면으로 소성중립축은 콘크리트 바닥판에 위치하며, 그림 7의 유한요소 해석결과, 극한하중에 도달할 때까지 하부 인장플랜지는 항복을 거쳐 변형경화를 일으키고 상당한 소성변형이 진행되면서 궁극적으로 파괴에 도달하는 것으로 분석되었다. 그림 7의 유한요소 해석결과는 초기변형과 잔류응력을 고려하지 않은 경우(FEM-0), 초기변형만 고려한 경우(FEM-I), 초기변형과 잔류응력을 모두 고려한 경우(FEM-IR)에 대한 것이다. 초기변형만 고려된 해석결과와 초기변형과 잔류응력이 모두 고려된 해석결과는 모두 고려되지 않은 단면의 해석결과와 거의 차이가 없었다.

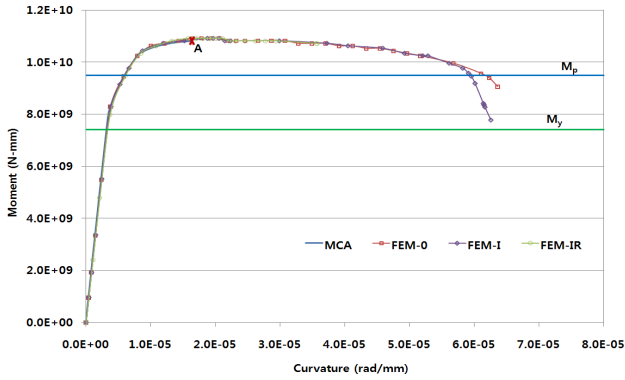


그림 7. A1 단면의 모멘트-곡률 곡선 ($D_p/D_t=0.115$)

그림 8은 연성비가 0.2인 A2 단면의 모멘트-곡률 곡선으로 극한휨강도는 소성모멘트 보다 약간 크고 어느 정도의 연성을 보이는 하지만 그림 7에 나타난 A1 단면과 비교하면 연성이 많이 떨어지는 것을 보여 준다. 그림 8에 의하면 A2 단면은 항복모멘트에 도달할 때까지는 모멘트-곡률 곡선이 직선으로 선형 탄성거동을 보이지만 그 이후에는 모멘트의 증가에 따른 곡률의 증가율이 커지는 소성거동을 보였다. A2 단면은 소성중립축이 상부플랜지에 위치하여 하부 인장플랜지의 소성변형이 진행된 후에 콘크리트 바닥판이 파괴강도에 도달한 것이다. A1 단면과 같이 A2 단면에서도 초기변형과 잔류응력은 모멘트-곡률 휨거동에 거의 영향을 미치지 않았다.

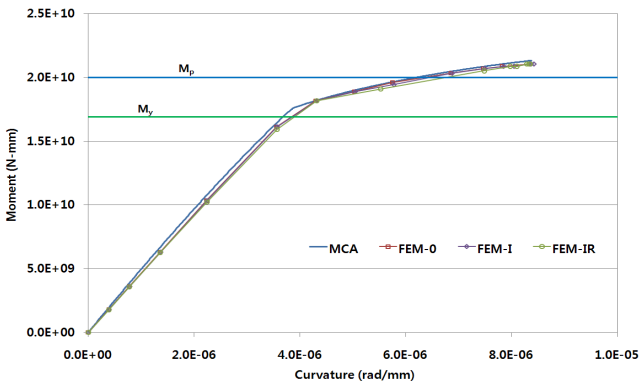
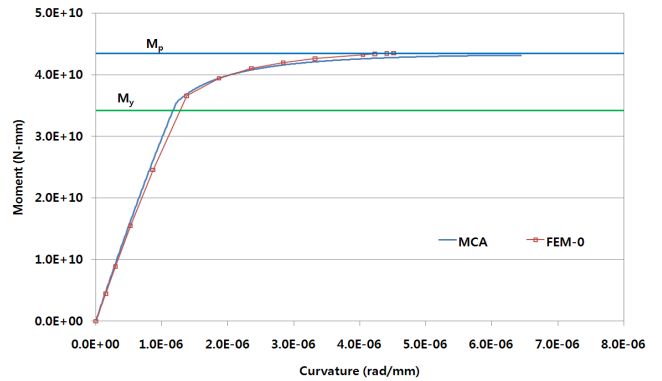


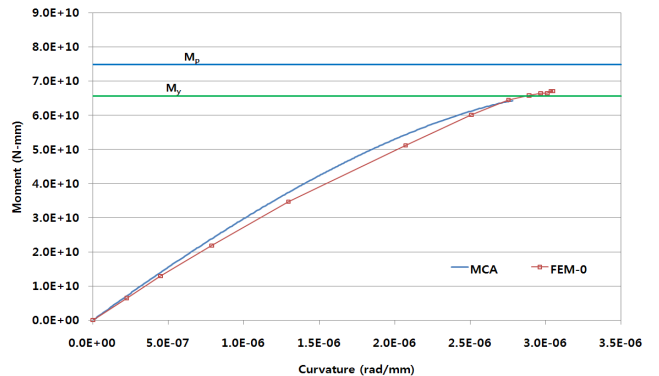
그림 8. A2 단면의 모멘트-곡률 곡선 ($D_p/D_t=0.205$)

그림 9(a)는 A3 단면의 강거더를 SM520-TMC 일반 강재로 설계한 강합성단면에 대한 모멘트-곡률 해석결과이고, 그림 9(b)는 A3 단면의 강거더를 HSB800 고성능강재로 설계한 강합성단면에 대한 해석결과이다. 이들 그림에 나타난 유한요소 해석결과(FEM)는 초기변형과 잔류응력을 고려하지 않은 것이다. 그림 9로부터 SM520-TMC 강거더나 HSB800 강거더로 합성된 두 경우 모두 모멘트-곡률 해석결과와 유한요소 해석결과가 잘 일치하는 것을 관찰할 수 있다.

그림 9(b)에 나타난 연성비가 0.4로 가장 큰 A3-800 단면의 경우 휨저항강도는 항복모멘트를 약간 초과하지만 소성모멘트의 85% 정도로 산정되었다. A3-800 단면은 소성중립축이 복부판에 위치하며 극한하중상태에서 인장플랜지의 항복과 거의 동시에 콘크리트 바닥판의 압축파괴가 발생하였으며 연성이 거의 없는 취성 파괴거동을 보이는 것을 그림 9(b)로부터 알 수 있다.



(a) SM520-TMC 강거더 ($D_p/D_t=0.126$)



(b) HSB800 강거더 ($D_p/D_t=0.396$)

그림 9. SM520-TMC 및 HSB800 강거더로 설계된 A3 단면의 모멘트-곡률 곡선

비선형 FE해석으로 구한 A1, A2 및 A3-800 합성단면 강거더의 극한모멘트에서 von Mises 유효응력(effective stress) 분포를 그림 9에 나타내었다. 그림 10(a)의 A1 단면은 하부플랜지에서 HSB800 강재의 극한응력과 같은 크기인 800MPa의 최대 유효응력이 발생하며, 높이 방향으로 복부판의 대부분이 HSB800 강재의 항복응력인 690MPa 이상의 유효응력을 갖는 것으로 해석되었다. 그림 10(b)의 A2 단면은 하부플랜지에서 최대 800MPa의 유효응력이 발생하고, 복부판 높이의 절반에 해당하는 인장을 받는 하부 복부판에서 항복응력 이상의 응력이 발생하였다. 그림 10(c)에 나타난 A3-800 단면은 인장플랜지에서 항복응력을 약간 초과

하는 최대 700MPa의 응력이 발생하지만 높이 방향으로 대부분의 복부판은 항복응력에 도달하지 않는 응력분포를 보이고 있다.

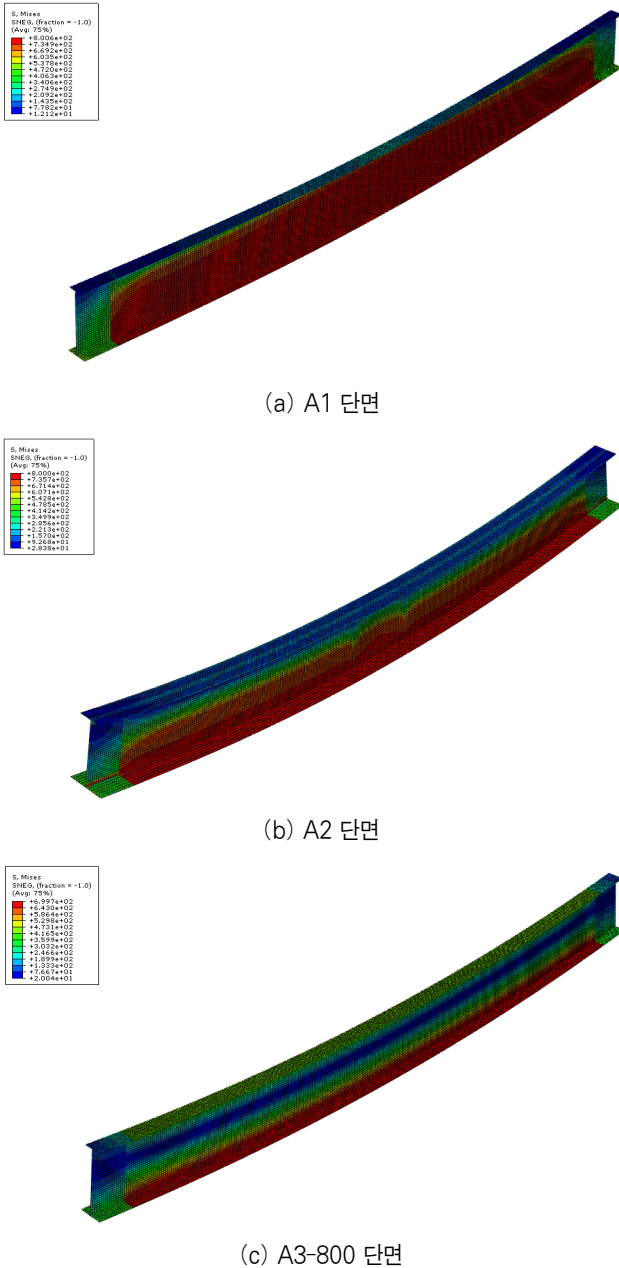


그림 10. 극한모멘트상태에서 A1, A2 및 A3-800 단면 강거더의 von Mises 응력 분포도

이상의 연성비가 다른 세 단면에 대한 휨거동 해석결과에 의하면 HSB800 강거더 합성단면은 연성비에 따라 휨저항강도와 파괴형태에서 큰 차이를 보였다. 연성비가 0.1 정도로 작은 단면은 파괴 시까지 충분한 연성거동을 보이고 휨저항강도는 소성모멘트 보다 크게 산정되었다. 반면에 연성비가 연성요구조건 한계값인 0.42에 근접한 단면은 강거더의 소성

변형이 동반되지 않는 콘크리트 바닥판의 취성파괴에 가까운 거동을 보이며, 휨저항강도는 소성모멘트 보다 작은 것으로 분석되었다. 아울러, 모멘트-곡률 해석 프로그램으로 구한 극한 휨저항강도와 모멘트-곡률 이력은 비선형 유한요소해석에 의한 결과와 단면의 연성특성에 관계없이 잘 일치하는 것으로 분석되었다.

4.3 강거더 항복강도의 영향

강합성거더에서 단면을 구성하는 강거더와 콘크리트 바닥판의 재료강도와 단면치수는 강합성거더의 연성특성과 휨저항강도에 큰 영향을 미친다. 여기에서는 표 2의 해석대상 기본 단면에서 강거더의 항복강도가 휨거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여, 콘크리트의 압축강도는 40MPa로 고정하고 강거더의 강종을 SM400, SM490-TMC, SM520-TMC, SM570-TMC, HSB600 및 HSB800으로 다르게 가정하여 모멘트-곡률 해석 프로그램으로 합성단면의 휨거동을 해석하였다.

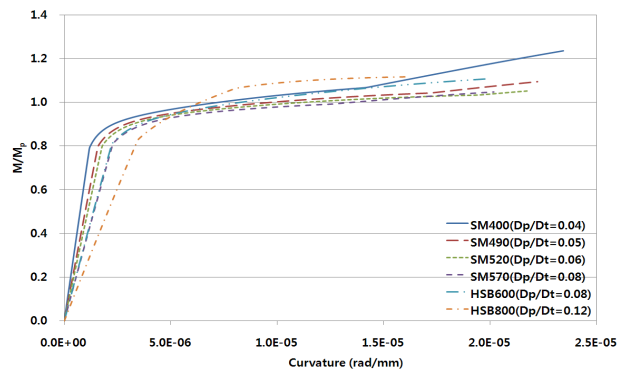


그림 11. A1 단면의 강거더 강종별 모멘트-곡률 곡선

그림 11은 연성비가 가장 작은 A1 단면의 강거더 강종(항복강도)별 모멘트-곡률 곡선으로 수직축은 단면모멘트를 소성모멘트로 나눈 무차원화된 휨강도비이다. 강거더의 항복강도에 따라 A1 단면은 연성비가 0.04~0.12로 산정되었다. 그림 11에서 모든 경우에 소성모멘트의 80% 정도의 모멘트를 받을 때부터 소성변형이 시작되고, 콘크리트 바닥판이 압축파괴에 도달할 때까지 상당한 연성을 보이며 극한휨저항강도는 소성모멘트 보다 큰 것을 알 수 있다. 항복강도와 연성비가 작은 일반강재 SM400과 SM490-TMC 강합성단면은 탄성한계를 지나 상당한 소성변형을 일으킨 후에 곡선의 기울기가 약간 증가하는 것으로 해석되어 기울기가 변하는 점에서부터 변형경화가 진행된 것으로 분석된다. HSB600 강거더 합성단면은 일반 강재 강거더와 유사한 휨거동을 보이

고 있으며, HSB800 강거더를 적용한 합성단면은 곡선의 기울기가 두 차례 변하는 것을 그림 11에서 관찰할 수 있다. 이것은 그림 1(b)의 이상화된 응력-변형률 선도와 비슷한 형태로 일반 강재와 달리 초기 탄성한계를 지나면서 강거더의 변형경화가 진행되고 변형경화 후에는 항복과 유사한 소성변형이 진행된 것으로 분석된다.

그림 12는 A2 단면의 모멘트-곡률 곡선이며 휨저항강도는 단면 소성모멘트와 거의 같거나 큰 것으로 해석되었다. A2 단면은 강거더 강종에 따라 연성비가 0.09~0.20의 범위로 계산되었다. A2 단면의 경우, HSB800 강거더를 적용한 합성단면은 HSB600을 포함한 다른 강종 강거더로 설계된 합성단면에 비해 상대적으로 연성이 적은 것을 알 수 있다. 일반 강재의 경우는 SM400 강거더 합성단면만 극한상태에서 변형경화에 도달했으며 다른 강재에서는 변형경화까지는 도달하지 못했지만 상당한 항복변형이 진행된 것으로 관찰된다. HSB800 강거더 합성단면은 소성모멘트의 약 90%에서 탄성한계를 지나 변형경화가 시작된 반면 HSB600을 포함한 다른 강종 강거더로 설계된 합성단면에서는 소성모멘트의 약 80% 하중에서 소성변형이 시작되었다.

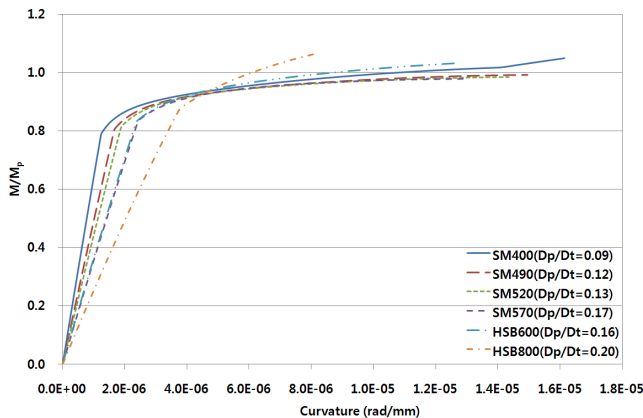


그림 12. A2 단면의 강거더 강종별 모멘트-곡률 곡선

강종이 다른 강거더를 적용한 A3 단면 강합성거더의 모멘트-곡률 곡선은 그림 13에 나타내었다. A3 단면의 경우에는 강거더 강종에 따라 연성비의 범위는 0.11~0.40로 가장 변동폭이 큰 것으로 분석되었다. 이는 A2 단면과 비교할 때 콘크리트 바닥판의 단면 크기는 같지만 강재 전체 단면적이 크게 증가하여 강거더의 영향이 훨씬 큰 단면이기 때문이다. 그림 13의 가장 현저한 특징은 HSB800 강거더 합성단면의 파괴양상으로 극한휨강도에 도달할 때까지 연성이 없는 취성 파괴거동을 보이며 극한휨강도는 소성모멘트의 85%에 불과한 것을 알 수 있다. 아울러, HSB600과 일반 강재 강거더 합성단면은 정도의 차이는 있지만 어느 정도의 연성거동을

보이며 극한휨강도는 단면 소성모멘트에 근접하는 것을 그림 13은 보여 준다.

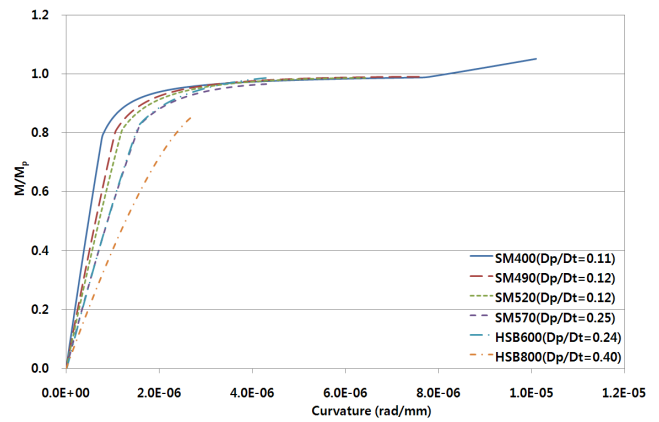


그림 13. A3 단면의 강거더 강종별 모멘트-곡률 곡선

이상의 해석결과 강종만 다르고 단면치수가 같은 합성단면의 경우, 일반 강재 강거더 합성단면의 연성특성과 휨저항강도에 있어서의 차이보다 항복강도가 월등히 높은 HSB800 강거더 합성단면에서 현저히 큰 차이를 보이는 것으로 분석되었다. 반면에, HSB600 강거더 합성단면은 항복강도가 같은 SM570-TMC 강재와 매우 유사한 연성특성과 휨저항강도를 갖는 것으로 분석되었다.

4.4 콘크리트 바닥판 압축강도의 영향

항복강도가 큰 고강도강을 이용하여 정모멘트부 강합성거더를 설계할 때에는 콘크리트 바닥판의 취성파괴를 방지하기 위해 고강도 콘크리트 바닥판을 사용해야 효과적일 것이다. 여기에서는 콘크리트 압축강도가 합성거더의 휨강도와 연성도에 미치는 영향을 분석하기 위하여 A1~A3 기본 단면에서 강재는 SM520-TMC, HSB600 및 HSB800을, 콘크리트 압축강도는 30, 40 및 50MPa를 적용하여 휨거동을 해석하였다. 표 4에 각 단면의 강종과 콘크리트 압축강도(f_{ck})에 따른 연성비와 소성중립축(PNA)의 위치를 요약하였다. 표 4에서 동일단면인 경우 콘크리트의 압축강도가 증가할수록 연성비는 감소하고 연성비의 변동폭은 A3 단면이 가장 큰 것으로 분석된다. 소성중립축의 경우 연성비가 작은 A1 단면은 f_{ck} 나 강거더의 강종에 관계없이 콘크리트 바닥판 내에 위치하였다. 연성비가 중간 정도인 A2 단면에서 SM520-TMC의 경우는 소성중립축이 콘크리트 바닥판 내에 위치하지만 항복강도가 큰 HSB600과 HSB800인 경우는 중립축이 상부플랜지와 복부판에 위치하였으며 특히 f_{ck} 가 작을수록 아래쪽으로 이동하는 경향을 보였다. 연성비가 가장 큰 A3 단면의 경우에는 모든

표 4. A1, A2, 및 A3 단면의 연성비와 소성중립축(PNA) 위치

Section	f_{ck} (MPa)	SM520-TMC		HSB600		HSB800	
		D_p/D_t	PNA	D_p/D_t	PNA	D_p/D_t	PNA
A1	30	0.08	Concrete deck	0.10	Concrete deck	0.15	Concrete deck
	40	0.06	Concrete deck	0.08	Concrete deck	0.12	Concrete deck
	50	0.05	Concrete deck	0.06	Concrete deck	0.09	Concrete deck
A2	30	0.17	Concrete deck	0.20	Top flange	0.23	Web
	40	0.13	Concrete deck	0.16	Concrete deck	0.20	Web
	50	0.10	Concrete deck	0.13	Concrete deck	0.19	Top flange
A3	30	0.27	Web	0.35	Web	0.47	Web
	40	0.12	Top flange	0.24	Web	0.40	Web
	50	0.12	Top flange	0.12	Top flange	0.32	Web

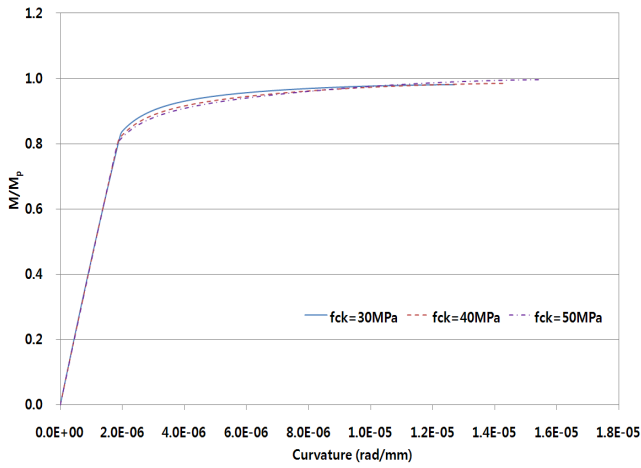
경우에 소성중립축이 콘크리트 바닥판에 위치하지 않고 상부 플랜지나 복부판에 위치하였다.

그림 14와 그림 15에는 SM520-TMC, HSB600 및 HSB800 강거더 A2 및 A3 합성단면의 콘크리트 압축강도에 따른 모멘트-곡률 곡선을 각각 나타내었다. 연성비가 상대적으로 작고 소성중립축이 콘크리트 바닥판에 위치한 A1 단면의 경우에는 강거더 강중에 관계없이 콘크리트 압축강도가 휨저항강도비와 연성에 미치는 영향이 거의 없는 것으로 해석되었으며 여기에 그림을 수록하지 않았다. 그림 14에 나타난 A2 단면의 경우, SM520-TMC나 HSB600 강재를 적용한 경우에는 f_{ck} 에 따라 휨강도비와 연성도의 차이가 거의 없는 것을 그림 14(a)와 14(b)로부터 관찰할 수 있으나, HSB800 강재를 적용한 경우에는 f_{ck} 가 클수록 연성도와 휨저항강도가 상당히 증가되는 것을 그림 14(c)로부터 분석할 수 있다. 표 4에 제시한 바와 같이 SM520-TMC 및 HSB600 강거더 A2 합성단면은 고려한 f_{ck} 의 범위에서 소성중립축의 위치가 콘크리트 바닥판이나 상부플랜지에 위치하여 f_{ck} 의 영향이 거의 없는 것으로 분석된다. 반면에, HSB800 강거더 합성단면은 f_{ck} 가 50MPa인 경우에는 소성중립축이 상부플랜지에 위치하지만 f_{ck} 가 30MPa 및 40MPa인 경우에는 복부판에 위치하여 연성도와 휨저항강도가 감소하는 것으로 판단된다.

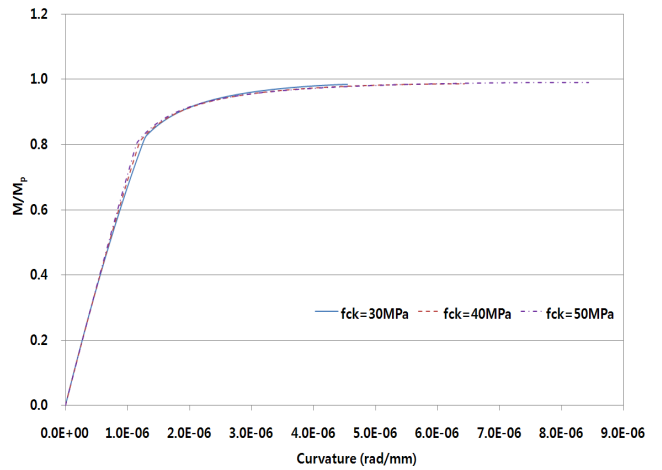
그림 15(a)와 15(b)에 나타난 SM520-TMC와 HSB600 강재를 적용한 A3 단면의 경우, f_{ck} 에 따라 휨저항강도비는 거의 차이가 없으나 연성도는 A2 단면에 비해 차이가 크며 f_{ck} 가 클수록 연성도는 증가되는 것으로 분석되었다. HSB800 강거더를 적용한 A3 단면은 SM520-TMC나 HSB600 강거더를 적용한 경우와 달리 f_{ck} 에 따라 휨저항강도비는 큰 차이를 보이는 반면에 연성도는 거의 차이가 없음을 그림 15(c)로부터

분석할 수 있다. 그림 15(c)에서 휨저항강도비(M_u/M_p)는 f_{ck} 가 30MPa인 경우에는 0.8로 50MPa인 경우는 0.91로 휨저항강도는 소성모멘트 보다 작은 것을 알 수 있다. HSB800 강거더 A3 단면에 30~50MPa 범위의 압축강도를 갖는 콘크리트 바닥판을 적용했을 때 합성단면의 연성비는 0.32~0.47로 매우 큰 수준이고 소성중립축이 복부판에 위치하여 결과적으로 연성도가 현저히 떨어지는 것으로 분석되었다.

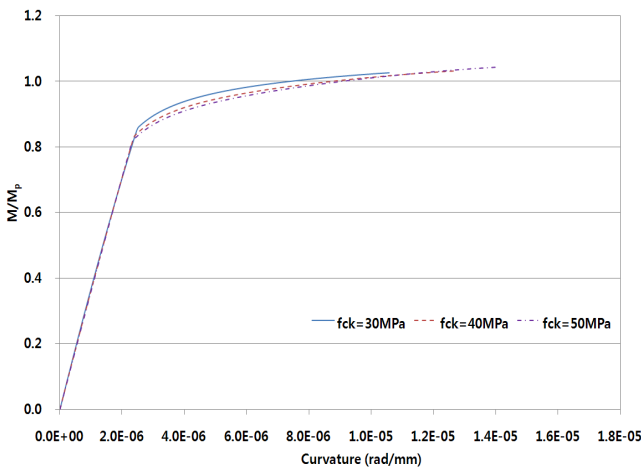
이상의 콘크리트 압축강도에 대한 영향을 검토한 결과, HSB800 강거더로 설계된 합성단면은 SM520-TMC나 HSB600 강거더 합성단면에 비해 연성도 및 휨저항강도비에 대한 f_{ck} 값의 영향이 훨씬 큰 것으로 분석된다. HSB800 강거더로 설계된 합성단면의 경우, 연성비가 0.1 내외인 단면에서는 연성도와 휨저항강도비의 변화가 거의 없지만 연성비가 0.2 내외인 단면에서는 휨저항강도비는 비슷한 반면에 연성도는 f_{ck} 가 작은 경우 현저히 감소하였다. 연성비가 0.3 이상인 단면에서는 f_{ck} 에 따라 휨저항강도비의 뚜렷한 차이를 보였으며, 극한상태에 도달할 때까지 연성이 거의 없는 취성과 파괴가 발생하는 단면으로 분석되었다. 따라서, HSB800 고성능강을 이용하여 강합성단면을 설계할 경우, 고강도 콘크리트 바닥판을 적용해야 단면 연성비는 감소되며 결과적으로 연성특성이 향상되고 휨저항강도는 증가될 것으로 판단된다.



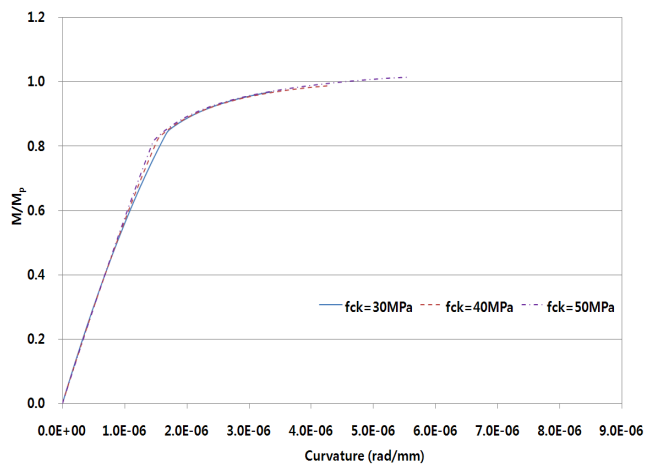
(a) SM520-TMC



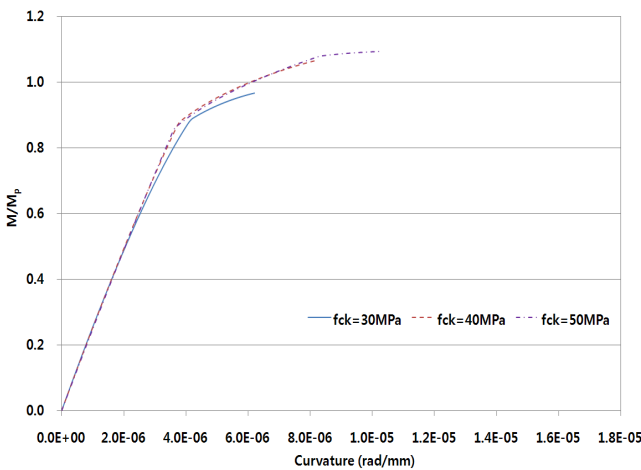
(a) SM520-TMC



(b) HSB600

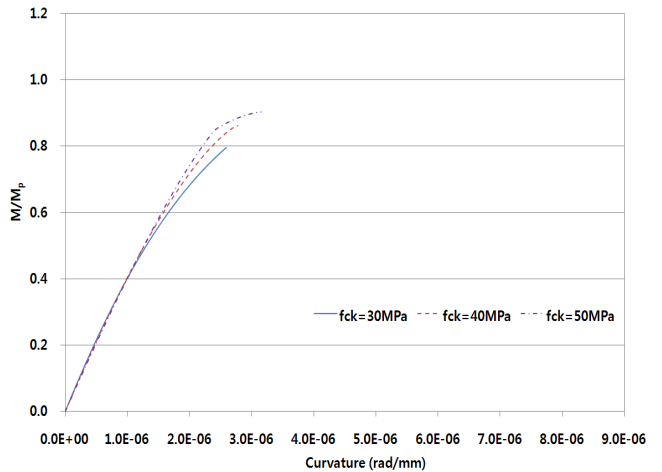


(b) HSB600



(c) HSB800

그림 14. 콘크리트 압축강도에 따른 모멘트-곡률 곡선 (A2단면)



(c) HSB800

그림 15. 콘크리트 압축강도에 따른 모멘트-곡률 곡선 (A3단면)

5. 결 론

HSB600 및 HSB800 고성능 강재를 적용한 정모멘트부 강합성거더의 연성특성과 휨저항강도를 재료 비선형성을 고려한 모멘트-곡률 해석법으로 분석하였다. 연성특성이 다른 3개의 대표적인 강합성거더 기본 단면을 선정하여 모멘트-곡률 해석에 의한 해석결과를 비선형 유한요소 해석결과와 비교하여 해석 프로그램을 검증하였다. 강합성단면의 연성비, 콘크리트 바닥판의 압축강도, 강거더 항복강도, 소성중립축의 위치 등이 강합성거더의 연성특성과 휨저항강도에 미치는 영향을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) HSB 강재를 적용한 연성비가 다른 기본 합성단면에 대해 모멘트-곡률 해석 프로그램으로 구한 극한휨저항강도와 모멘트-곡률 이력은 비선형 유한요소해석에 의한 결과와 매우 잘 일치하였다.
- (2) 비선형 유한요소 해석결과 초기변형과 잔류응력이 HSB800 강거더 합성단면 정모멘트부 휨거동에 미치는 영향은 무시할 수 있는 정도로 작았다.
- (3) 합성단면의 연성비에 따라 휨저항강도와 연성특성 및 파괴형태는 큰 차이를 보였으며, AASHTO LRFD에 정의된 연성비 D_p/D_t 는 HSB 강거더 강합성단면의 연성특성을 잘 나타내는 지표로 평가되었다. HSB 강거더 합성단면에서 연성비가 0.1 정도로 작은 단면은 파괴 시까지 충분한 연성거동을 보이고 휨저항강도는 소성모멘트 이상인 반면에 연성비가 연성요구조건 한계값인 0.42에 근접한 단면은 강거더의 소성변형이 동반되지 않는 콘크리트 바닥판의 취성 파괴거동을 보이며 휨저항강도는 소성모멘트 보다 작은 것으로 분석되었다.
- (4) 강거더의 강종만 다르고 단면치수가 같은 합성단면을 분석한 결과 항복강도가 월등히 큰 HSB800 강거더 합성단면은 연성특성과 휨저항강도비에 있어서 다른 강종의 강거더를 적용할 때와는 뚜렷한 차이를 보였으며, 상대적으로 연성도와 휨저항강도비가 큰 폭으로 감소하는 것을 알 수 있었다. 반면에, HSB600 강거더 합성단면은 항복강도가 동일한 SM570-TMC 강재와 매우 유사한 연성특성과 휨저항강도를 갖는 것으로 분석되었다.
- (5) 콘크리트 바닥판의 압축강도는 SM520-TMC나 HSB 600 강거더 합성단면에 비해 HSB800 강거더로 설계된 합성단면의 연성도 및 휨저항강도비에 훨씬 큰 영향을 미치는 것으로 분석되었다. HSB800 강거더 합성

단면의 연성비가 0.1 내외인 경우는 f_{ck} 에 따른 연성도와 휨저항강도비의 변화가 거의 없지만, 연성비가 0.2 내외에서는 휨저항강도비는 비슷한 반면에 연성도는 f_{ck} 가 작은 경우 현저히 감소하였다. 연성비가 0.3 이상인 HSB800 합성단면에서는 f_{ck} 에 따라 휨저항강도비는 뚜렷한 차이를 보였으며, 극한상태에 도달할 때까지 연성이 거의 없는 취성파괴가 발생하는 단면으로 분석되었다. 따라서, HSB800 고성능강을 이용하여 강합성단면을 설계할 경우, 고강도 콘크리트 바닥판을 적용해야 단면 연성비를 감소시킬 수 있고 결과적으로 연성특성의 향상과 휨저항강도의 증가 효과를 거둘 수 있다.

- (6) 여기에서는 HSB600 및 HSB800 강거더 합성단면 정모멘트부의 휨거동을 연성비가 다른 대표적 단면에 대해 분석하였지만 통계적으로 의미있는 수효의 합성단면에 대한 분석이 수행되고 이를 근거로 휨저항강도 설계규정을 도출해야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 논문은 국토해양부 건설기술혁신사업 초장대교량사업단의 장경간 케이블 계획 및 설계 핵심기술개발 과제 연구비 지원으로 수행되었습니다. 아울러, 초장대교량사업단 2핵심 과제의 주관연구기관인 포항산업과학연구원에서 제공한 소재 자료를 활용한 결과이며 이에 깊이 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 건설교통부(2010) 도로교설계기준, 한국도로교통협회.
 건설교통부(2010) 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준, 한국강구조학회.
 김용태, 박순형, 배두병, 윤석구(2008) 고강도 강재를 사용한 Hybrid 합성거더의 정모멘트부 극한 휨거동, 2008년도 한국강구조학회 학술대회 발표집, 한국강구조학회, pp.112-115.
 김종민, 김재구, 황민오, 강영종(2009) 고강도강 적용 구조물의 극한 거동 연구, 2009년도 대한토목학회 정기학술대회 발표집, 대한토목학회, pp.123-126.
 윤석구, 김용태, 류형근, 배두병(2007) 고성능강재 HSB600을 사용한 Hybrid 합성거더의 극한휨강도 평가, 2007년도 대한토목학회 정기학술대회, 대한토목학회, pp.134-137.
 주현성, 차상호, 최병호, 이학은(2008) 고성능강 적용 교량 부모멘트부의 연성 성능 평가, 2008년도 한국강구조학회 학술대회 발표집, 한국강구조학회, pp.75-76.
 주현성, 차상호, 최병호, 이학은(2009) 고강도 강재를 갖는 교

- 량 부모멘트부의 휨 연성에 대한 연구, 2009년도 대한토목학회 정기학술대회 발표집, 대한토목학회, pp.119-122.
- AASHTO (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 3rd Ed., American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO (2007) *LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.*, American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, D.C.
- Ansourian, P. (1982) Plastic rotation of composite beams, *Journal of Structures Div.*, ASCE, Vol. 108, No. 3, pp.643-659.
- AWS (1995) Bridge Welding Code, ANSI/AASHTO/AWS D1.5-95, Joint Publication of American Association of State Highway and Transportation Officials and American Welding Society, pp.239.
- Barker, M.G., and Schrage, S.D. (2000) High performance steel: design and cost comparisons, *Modern Steel Const.*, 16, pp.35-41.
- Barth, K.E., Righman, J.E., and Freeman, L.B. (2007) Assessment of AASHTO LRFD specifications for Hybrid HPS690W Steel I-Girders, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 12, No. 3, pp.380-388.
- Comite Euro International du Beton (CEB) CEB-FIP Model Code(1990) Thomas Telford, Laussance, Switzerland.
- Earls, C.J., and Shah, B.J. (2002) High performance steel bridge girder compactness, *Journal of constructional steel research*, 58, pp.859-880.
- Green, P.S., Sause, R., and Ricles, J.M. (2002) Strength and ductility of HPS flexural members, *Journal of constructional steel research*, 58, pp.907-941.
- Hibbit, Kalsson & Sorensen Inc. (2008) ABAQUS / CAE Version 6.8. Standard user's manual, Rhode Island (USA).
- Mans, P., Yakel, A.J., and Azizinamini, A. (2001) Full scale testing of composite plate girders constructed using 485 MPa high performance steel, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 6, pp. 598-604.
- Roeder, C.W., Barth, K.E., and Bergman, A. (2004) Effect of live load deflections on steel bridge performance. *J. Bridge Eng.*, Vol. 9, No. 3, 259-267.
- Sause, R., and Fahnstock, L.A. (2001) Strength and ductility of HPS-100W I-Girders In Negative Flexure, *Journal of bridge engineering*, Vol. 6, No. 5, 316-323.
- Tabsh, S.W., and Nowak, A.S. (1991) Reliability of highway girder bridges, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 8, pp.2372-2337.
- Vasseghi, A. (1989) Strength and Behavior of Composite Plate Girders under Shear and Bending Moment, Ph. D. Dissertation, The University of Texas-Austin.
- Wittry, D.M. (1993) An Analytical Study of the Ductility of Steel-Concrete Composite Sections, MS Thesis, The University of Texas-Austin.
- Yakel, A.J., and Azizinamini, A. (2005) Improved moment strength prediction of composite steel plate girders in positive bending, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 1, pp.28-38.

(접수일자 : 2010. 4. 21 / 심사일 2010. 4. 26 /
게재확정일 2010. 6. 28)