

제1장 연구개발과제 개요

제1절 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구개발 개요 및 필요성

곡선 교량은 도로선형의 합치 및 분리에 따른 부드러운 교통흐름을 위해 필수적이며 지형의 영향이나 도시 구조물의 간섭에 의하여 불가피하게 사용되어야 할 경우가 많다.

세계적으로 1960년대 까지만 하더라도 곡선교량 건설은 직선거터를 사용하고 바닥판만을 곡선으로 제작하여 곡선 선형을 이루는 방법이 사용되어져 왔다. 이러한 방법은 구조해석이 용이하고 거터에 미치는 비틀림 모멘트의 영향이 크지 않다는 장점이 있지만, 곡선 바닥판을 직선거터로 지지하고 있어 곡률외측의 바닥판 캔틸레버 부분의 길이가 과도해 질 수 있다. 따라서 이를 예방하기 위하여 교각을 촘촘히 건설해야 하고 이에 따라 전체적인 공사비가 증가하고 교량 하부공간이 낭비되는 등 많은 단점을 내포하고 있었다. 지금은 곡선교량으로 교체된 과거 서울역 앞 고가교량이 과거 이러한 형태의 곡선교량의 대표적인 예이다. 반면, 곡선거터를 사용한 곡선교량의 경우 이러한 단점이 없을 뿐 아니라 연속교로 설계할 수 있다는 장점이 있어 효과적인 단면설계를 기할 수 있고 장지간의 교량건설이 가능하므로, 교각등 하부구조의 건설을 감소시키고 공사비의 절감과 공기단축 효과를 얻을 수 있다. 뿐만 아니라 하부공간의 효율적인 활용을 도모할 수 있고 주변 환경과 조화를 이루고 도시 미관에 도움이 되어, 근래 들어 그 적용이 국내 뿐 아니라 세계적으로도 가파르게 증가하고 있다.

그러나 이러한 장점들에도 불구하고 곡선 교량은 구조적 거동 특성이 직선 교량과 비교하여 매우 복잡하여 해석, 설계, 그리고 시공에 있어 직선교량에 비해 상당한 기술력과 주의가 요구된다.



그림1.1.1 Morris 교량



그림1.1.2 Nakanoshima 교량

이러한 복잡성 때문에 우리나라의 경우 많은 설계 엔지니어들에게 곡선교량은 1990년대 초반 까지는 기피대상이었다. 곡선교의 구조적 복잡성은 근본적으로 초기곡률에 의하여 중력 하중에서도 상당한 비틀림이 발생한다는 것에 기인한다. 비틀림 모멘트는 뒤틀림(Distortion) 및 뒹(Warping)을 유발하여 결과적으로 휨 거동에 비할 수 없을 정도로 상당히 복잡하

다. 그러나 대학교 교과과정에서 다루는 구조 역학은 휨거동 위주로 편성이 되어 있으며 강 교량과 같은 박판 단면 거더의 비틀림거동에 대해서는 거의 다루어지지 않아 비틀림을 받는 부재에 대한 설계는 아직 많은 엔지니어에게 있어 익숙하지 않은 주제이다. 이러한 실정에도 불구하고 곡선 교량에 관한 설계 규정은 매우 미비하다. 국내 도로교량 설계를 위한 ‘도로교 설계기준 (국토해양부)’은 2015년에 그 개정판이 나왔음에도 불구하고, 곡선교량의 구조적 거동특성을 합리적으로 반영할 수 있는 부분은 거의 전무하여 많은 곡선교량의 설계는 직선 거더의 기준을 그대로 적용하거나 국외의 문헌들을 참고하여야 하는 실정이다. 곡선교량에 관해서는 미국과 일본 두 나라에만 지침서가 존재하나 표준시방서(Standard Specifications)가 아닌 지침서(Guide Specifications)의 형태로 쓰이고 있으며 이는 아직 곡선교량에 대한 연구가 충분하지 않다는 것을 의미한다. 또한 이들은 온전한 하중-저항계수 설계법(LRFD)을 적용하고 있지 못한 실정이며, 두 지침서의 내용에 일관성이 없어 설계자들의 혼란은 계속되고 있다.

우리나라의 경우 1990년대 초반 들어 일괄도급입찰(Turnkey)제도가 활성화 되면서 많은 곡선교량이 급속도로 건설되기 시작하였다. 제도의 특성상 장점이 많은 교량형식이 도입될 수밖에 없었으나 설계와 시공에 있어 곡선교량에 대한 충분한 이해와 지식이 부족한 상태로 많은 곡선 교량이 건설되었다. 이에 따라 건설된 곡선 교량에는 받침부 손상, 과도한 처짐, 교각위에 작용하는 편심반력에 의한 코핑부 파괴 등 많은 문제점이 보고되었으며, 때에 따라서는 불안정한 설계를 초래하여 그림1.1.3 과 같이 제천-신동 IC 연결로 곡선교의 낙교(2001년 6월 15일)와 같은 치명적인 붕괴사고를 불러올 수 있다. 사고 교량에는 중력하중과 차량하중에 의해 교좌장치에 직선교량에는 발생하지 않는 과도한 부반력과 교축방향 반력이 발생하였고, 이로 인해 받침부 앵커볼트가 파단하면서 전도가 일어난 것으로 보고된 바 있다.

이렇듯, 전반적으로 기술자들의 곡선교량의 거동에 대한 이해가 부족할 뿐 아니라 설계 시 적용할 수 있는 기준이 아직까지 없는 상태에서 최근 관심이 대두되고 있는 ‘저탄소 녹색성장’은 국가 정책으로 반영되어 구조물에 대해서도 경제적이고 합리적인 설계 방안에 대한 요구가 증대되고 있다.

한편, 2012년 1월 27일 국토해양부공고 제2012-61호가 발표되었고 이에 따라 2015년 1월 1일부터 “도로교 설계기준(한계상태설계법)”의 사용이 의무화 되었다. 그러나 전체교량 시스템의 중요한 일부분을 차지하는 곡선교량에 대한 한계상태 설계법은 현재로서는 대비가 전무한 실정이라 할 수 있다.



그림1.1.3 제천-신동 IC 곡선 교량의 낙교사고

2. 연구 개발의 중요성

전 절에서 언급한대로 곡선교량은 시대적으로 많은 증가추세에 있는 반면 기술수준은 아직 미흡하여 연구개발 및 설계기술 확보는 매우 시급하다. 연구개발의 많은 중요성 가운데 크게 주요 네 가지 부분을 아래에 정리하였다.

가. 곡선교량의 인식과 연구개발 부족

많은 경우 곡선교량은 단지 하나의 특수한 교량으로 간주되곤 한다. 그러나 사실은 반대로 직선교량은 곡률이 무한대인 곡선교량의 한 형태로 간주되는 것이 타당하다. 곡선교량은 휨 거동과 비틀림거동이 동시에 수반되며 그 상대적인 비중은 주로 초기곡률반경에 의하여 결정된다. 따라서, 초기곡률반경이 클수록 휨거동의 비중이 커지며 곡률반경이 작아질수록 비틀림거동의 비중이 상대적으로 커진다. 따라서 직선교량은 초기곡률에 의한 비틀림거동의 비중이 무시할 수 있는 경우로서 곡선교량의 특수한 한 가지 경우에 불과하다. 따라서 가장 간단한 경우인 직선교량에 비하여 훨씬 복잡한 곡선교량은 더욱 더 많은 연구가 필요한 데 반하여 오히려 직선교량에 비하여 극히 미미할 정도의 연구만이 수행되어 왔다. 더욱이 기존 곡선교량에 대한 연구와 문헌들도 일관성이나 통일성이 없어 참고하는 설계자의 주관적 적용에 따라 서로 큰 차이를 내고 있음도 주목해야 할 사실이다.

나. 비합리적 설계관행

곡선 교량은 주변 위치의 지리적 영향을 최적으로 대응할 수 있는 교량구조형식이다. 그러나, 현재 곡선교량의 설계는 관련기술과 정보의 부족으로 일관성 있고 통일된 설계가 이루어지지 못하고 있다. 예를 들면, 가로보와 격벽의 경우 현행 설계에 있어 관행적으로 직선교 설계 기준을 따라 설계 되어 지고 있다 (도로교설계기준, 2015). 그러나 이는 곡선교의 특성이 반영되지 못한 설계이며, 현행 직선교 설계 기준 또한 개단면에서의 가로보와 상자형 단면에서의 격벽의 거동에 대한 연구가 미흡했던 오래전 연구결과의 산물로서 불안전설계 또는 과다설계의 가능성을 내포하고 있다. 보다 진보된 연구를 통하여 합리적이고 효율적인 배치를 결정하게 되면 강재 사용량의 감소와 함께 용접 개소 감소 등을 통한 제작비의 절감 효과를 가져올 수 있다.

일반적인 형식의 교량을 대상으로 작성된 현행 설계기준에는 곡선교에 대한 설계 하중적용 방법을 체계적으로 자세히 제시하고 있지 않아 설계실무에서 혼선이 발생할 수 있으며, 경우에 따라서는 부적절한 설계에 의하여 부재손상이나 교량 붕괴에 이르는 경우도 발생하고 있다. 또는, 명확하지 못한 설계기준 때문에 과다한 설계가 되어 비경제적인 교량이 건설되기도 한다. 이러한 문제점은 국가적인 경제손실이나 인명피해, 교통체계의 혼란으로 인한 간접적인 손실도 유발하고 있다.

또한, 직선교량과 비교할 때 곡선교량에서는 거더에 발생하는 단면력이나 받침부의 거동이 매우 복잡하기 때문에 해석과 설계 시 상당한 주의를 요한다. 곡선교량의 특성이 잘 반영되지 못한 부정확한 구조해석으로 인하여 거더 단면력, 받침부의 반력성분이나 크기, 또는 가동받침부의 이동량을 잘못 산정할 경우, 교량의 붕괴로 이어질 수 있을 뿐 아니라 유지관리 비용의 증대를 야기하기 때문에 막대한 인명피해나 경제적인 손실을 초래하게 된다. 현재

국내에서 건설된 곡선교량 중에서 상당 부분이 받침부에 많은 문제점을 가지고 있는 것으로 보고되고 있다. 따라서, 받침부의 반력성분과 크기 그리고 받침의 이동량을 정확하게 산정할 수 있는 정적해석기법과 설계 기술이 필요하다.

다. 통일된 설계지침의 부재

곡선교량을 구성하고 있는 부재설계의 경우 설계지침서의 미비로 인하여 비합리적 설계가 이루어지고 있다고 판단된다. 복부판과 강상자형 압축플랜지의 국부좌굴 강도를 높이기 위한 보강재의 과다설치, 뒤틀림을 억제하기 위한 중간 다이아프램의 비경제적인 설계, 가로보의 과다설치 등으로 인하여 불필요한 제작비의 증가를 초래하고 있다. 본 연구에서 이에 대한 설계규정을 정립하여 효율적인 설계가 이루어진다면 상당한 제작비를 절감효과를 기대할 수 있을 것으로 예상된다.

표1.1.1 설계 지침 비교

	도로교 설계기준		한신안내서		AASHTO Guide Spec.	
	곡률 포함	비 고	곡률 포함	비 고	곡률 포함	비 고
법선 응력	×	직선교 규정 사용 (휨응력, 뒹응력)	○	휨응력, 뒹응력	○	휨응력, 뒹응력
전단 응력	×	직선교 규정 사용 (휨, 순수전단)	○	휨, 순수전단, 뒹-전단	○	휨, 순수전단, 뒹-전단
뒤틀림	×	—	○	뒤틀림-뒹 응력 곡률에 관한 격벽 간격	○	뒤틀림-뒹 응력 곡률에 관한 격벽 간격

아직 표준 시방 규정이 없어 미국과 일본의 경우에만 존재하는 곡선 교량에 대한 설계 지침('Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges (AASHTO)', 'Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (한신고속도로협회)')도 많은 설계자들이 참고하고 있으나 서로 일관성이 결여되어 있으며, 부재와 직선교량에 관한 기준을 대폭 비합리적으로 수용하여 많은 문제점을 내포하고 있어 빈번하게 개정판이 출간되고 있으며 현재 이에 대한 연구가 지속적으로 수행되고 있다. 국내에서 사용되고 있는 '도로교 설계기준'과 이들 설계 지침에서의 각종 응력 산정에 대한 곡률 효과 고려 여부를 비교하면 표1.1.1 과 같으며, 결론적으로 보다 경제적이고 안전한 곡선 교량의 설계 기준과 시공을 위한 지침서의 제정이 시급히 필요하다고 판단된다.

라. 정부의 한계상태설계법(LRFD) 교량 일괄적용

2012년 1월 27일 국토해양부 공고 제2012-61호가 발표되었고 이에 의하여 2015년 1월 1일부터 "도로교 설계기준(한계상태설계법)"이 사용되고 있다. 기존에 주로 사용되던 허용응력설계법(ASD, Allowable Stress Design)은 획일적인 안전율을 적용하고 있으며, 강교량의 경우 항복강도까지만 고려하는 보수적인 탄성 설계를 유도하고 있어, 효율적이고 경제적인 설계가 불가능하다는 단점을 가지고 있다.

AISC(2010), AASHTO-LRFD(2014), Eurocode 등 국외 기준에서도 하중저항계수설계법(LRFD, Load and Resistance Factor Design)에 근간을 두고 있는데, 이는 기존의 허용응력설

계법(ASD, Allowable Stress Design)과 같은 탄성설계법과는 달리 극한 또는 한계하중에 의한 부재력이 부재의 극한 또는 한계상태내력을 초과하지 않도록 하는 설계법으로서, 강재의 강도를 최대한 활용하여 부재를 설계하므로 경제적인 설계를 유도할 수 있다. 여기서 한계상태란 구조물이나 구조부재 설계시 예상한 구조적 기능을 더 이상 수행할 수 없는 상황을 의미하며, 한계상태설계란 이러한 한계상태를 벗어날 가능성을 구조신뢰성이론을 이용한 정량적인 분석을 통하여 적절한 안전수준을 확보할 수 있도록 설계식을 결정하여 사용하는 것이다. LRFD의 기본 형식은 식1.1.1 과 같다.

$$\phi R_n \geq \sum_i \gamma_i Q_i \quad \text{식1.1.1}$$

여기서 ϕ 는 저항계수로 부재의 공칭성능 R_n 보다 실제 저항성능이 낮을 가능성과 파괴의 상대적 위험도를 반영하여 일반적으로 1이하의 값을 가지며, 저항성능의 불확실성과 위험성이 커질수록 작은 값을 가지게 된다. 곡선교량은 휨거동 못지 않게 비틀림거동이 구조물의 한계상태를 지배하는 구조적 특성이 있고 곡률 효과로 인하여 각종 한계상태에 대한 불확실성과 위험성이 직선교량과 같지 않을 경우가 많다. 따라서, 이를 반영한 직선교와 다른 경우의 저항계수의 확보는 필수적이다. 하중계수 γ_i 는 공칭하중효과 Q_i 의 변동성을 반영하여 결정되는 것으로 조합되는 하중들 중에서 주요하중에 대한 하중계수는 1이상의 값을 가지게 되며, 하중의 변동성이 커질수록 사용중 발생할 최대하중이 설계하중을 초과할 가능성이 커지게 되므로 큰 하중계수가 사용된다. 곡선교량에서의 하중효과의 변동성은 충격하중과 원심하중, 그리고 온도하중과 지진하중등 직선교량과 다른 경우가 다수 존재하나 이를 반영하지 못하고 있으며 하중 조합에서도 부반력에 의한 인발 파괴와 같이 위험한 파괴에 대한 충분한 안전도(Degree of Safety)는 직선교량과 같은 하중조합으로는 확보하기 어렵다.

이상에서 언급한 바와 같이 본 연구는 우선 기존 연구결과들과 산재한 문헌들을 조사 분석하여 1.연구개발이 완성된 부분과 2.완성되지 않거나 통일되지 않은 부분으로 구분하고 문제점을 분석 정리하여 합리적인 설계를 위해 추가로 수행되어야 할 주요 핵심 해석 기술을 도출하고 연구하여 곡선교량 LRFD설계에 필요한 모든 요소기술을 확보하고 일관성 있고 통일된 설계기술을 정립하는 것을 목적으로 한다. 본 연구를 통해 정립된 해석기술을 이용한 해석연구 및 실험연구를 수행하여 주요한 거동 특성을 규명하고 최적의 설계법을 도출하여 최종적으로 곡선 교량의 LRFD에 근거한 설계 기술개발 및 설계지침을 제시하여 향후 정부가 제정할 “곡선교량설계기준(한계상태설계법, LRFD)”의 초석이 될 것이다.

3. 연구 목표 및 내용

가. 연구개발 최종 목표

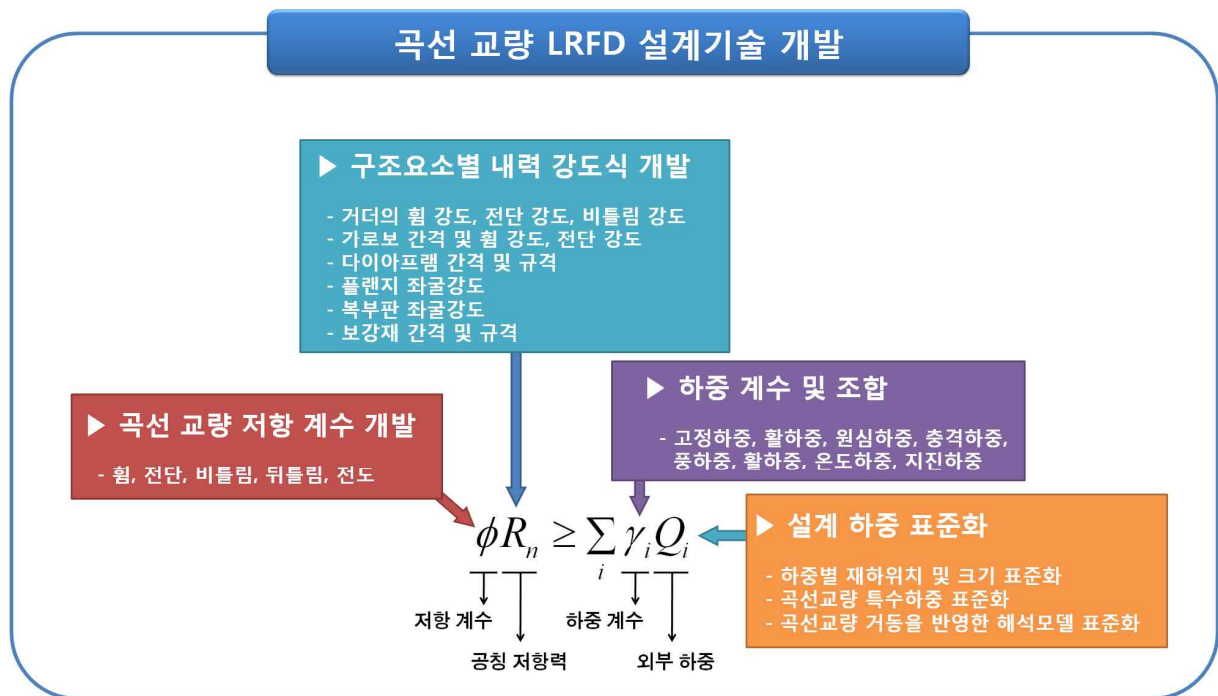


그림1.1.4 연구개발 최종 목표 - 곡선교량 LRFD 설계기술개발

본 연구의 최종목표는 1) 직선 교량과 다른 거동특성으로 인해 발생하는 단면력과 응력을 구하기 위한 곡선 교량의 합리적 해석 기법을 제시하고, 2) 직선 교량과 판이한 각 하중들의 영향을 합리적으로 적용하기 위한 하중 계수와 하중 조합을 결정하고, 3) 곡선 교량 LRFD 적용을 위해 요소별 내력 설계강도를 결정하고 직선교와 다른 한계상태별 위험도를 고려한 합리적인 저항계수를 정립하여 곡선 교량의 구조적 거동특성을 반영한 합리적인 LRF D 설계를 가능하게 함에 있다. 본 연구의 세부 분야별 최종목표는 다음과 같다.

세부 목표 1) 곡선 교량의 해석 기법 표준화

- ▶ 교량 형식별 거동 평가
 - 슬래브 합성 여부에 따른 거동 평가 (합성전/합성후)
 - 단면 형식에 따른 거동 평가 (개단면/폐단면)
 - 경간 구성에 따른 거동 평가 (단순교/연속교)
 - 받침 배치에 따른 거동 평가
- ▶ 휨, 전단, 비틀림, 뒤틀림 등 합리적인 단면력 산정 기법 제시
- ▶ 곡선 거더의 횡-비틀림 좌굴 강도 산정 기법 제시

- ▶ 곡선거더의 국부좌굴 강도 산정 기법 제시
- ▶ 상용모델을 이용한 곡선 교량 해석 기법 정립
- ▶ 곡선교 전용해석프로그램 개발

세부 목표 2) LRFD 적용을 위한 하중 및 저항계수

- ▶ 하중 종류에 따른 거동 평가
 - 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 의 직선교와 다른 한계 상태에 미치는 영향 연구
 - 하중 위치에 따른 반력 양상
- ▶ LRFD를 위한 하중계수 및 조합 검토
 - 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 계수 및 조합
- ▶ 직선교와 상이한 한계상태 별 위험도를 반영한 합리적 저항계수의 산정
 - 휨/전단/비틀림/뒤틀림/반력/상호작용 저항 계수

세부 목표 3) LRFD 적용을 위한 요소별 내력 설계강도식 개발

- ▶ 거더 및 가로보의 휨 강도, 전단 강도, 비틀림 강도, 상호작용 강도 결정
 - 슬래브 합성 여부 (합성전/합성후)
 - 단면 형식 (개단면/폐단면)
- ▶ 구조물 요소별 한계상태 정립
 - 뒤틀림 변형 해석 및 요구 성능별 다이아프램 규격 및 간격
 - 곡선 플렌지 좌굴 강도
 - 곡선 복부판 전단 강도
 - 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도
 - 다이아프램 간격
 - 사용성 한계상태 (진동 및 처짐)
 - 반력 종류별 받침부 강도 및 내진 성능
 - 교각 설계 반영 사항
- ▶ 곡선 교량 LRFD 설계지침(안) 개발
- ▶ 곡선 교량 LRFD 설계프로그램 개발
- ▶ 곡선 교량 LRFD 설계예제집 개발

나. 연차별 연구 목표 및 내용

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	국내외 곡선 교량 설계관행 분석 및 문제점 도출	- 현행 곡선 교량 설계 방법 및 실무 동향 파악 - 곡선 교량 국내외 설계기준, 논문, 보고서, 실험자료 조사 - 구조요소별(플랜지, 복부판, 다이아프램, 가로보, 받침부) 현행 설계방법 조사 및 문제점 도출
	LRFD 적용 곡선 교량 설계기준 정립을 위한 기존 현황	- LRFD 설계기준의 하중 계수 산정 방법 분석 - 곡선 교량에 작용하는 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 정립 - 현행 LRFD 설계기준의 한계상태별(휨/전단/비틀림/뒤틀림/반력) 저항 계수 산정 방법 분석 - 곡선 교량 LRFD 적용을 위해 추가적으로 고려해야 할 하중 및 저항 인자 도출 - 곡선 교량 적용 가능한 곡률범위 제시
	곡선 교량 해석기법 현황 분석 및 해석 원칙 정립	- 곡선 교량 해석 방법 및 동향 파악 - 문헌조사를 통한 곡선 교량의 단면력 (휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트) 및 횡-비틀림 좌굴강도 산정 기법 조사 - 현행 보요소 적용 2차원 격자해석을 통한 곡선 교량 단면력 산정 방법 조사 - 현행 보요소 해석결과와 쉘요소 해석결과와의 차이점 규명 - 곡선보 이론의 LRFD 설계기술 적용 방법 규명 - 휨, 전단, 비틀림, 뒤틀림 등 단면력 산정기법 정립 - 횡-비틀림 좌굴 강도 산정 기법 정립
2차년도	곡선 교량 해석 및 모델링 기법 정립	- 직선 및 곡선 보요소 적용 해석모델의 정확성 및 오차에 대한 비교분석 연구 - 쉘요소 적용 3차원 유한요소모델을 통한 해석적 연구 (선형/좌굴/기하비선형/재료비선형 해석) - 단면력$\leftrightarrow$응력 상호변환 기법에 관한 연구 - 범용해석프로그램을 이용한 곡선 교량 모델링 기법 정립
	하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가	- 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 등 각각의 하중에 의해 독립적으로 곡선 교량 거동에 미치는 영향 및 위험도 분석 - 독립 하중의 재하 위치별 거동 평가 및 영향면 응용기술 (조합 하중) - 직선교와 다른 하중효과 분석
	교량 형식에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가	- 슬래브 합성전/합성후 거동 평가 - 개단면/폐단면 거동 평가

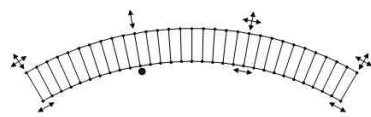
		▪ 단순교/연속교 거동 평가 ▪ 받침배치에 따른 거동 평가
	▪ 구조물 요소별 한계상태 평가	▪ 뒤틀림 뒹응력과 단면변형을 제한하기 위한 다이아프램 간격 및 규격 ▪ 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 및 극한강도 평가, 보강재 간격 및 규격 ▪ 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡 지지 간격 ▪ 가로보의 형식별 한계상태 정립 ▪ 직선교와 비교하여 달라져야 할 곡선 교량의 한계상태 도출 ▪ 곡률별 플랜지, 복부판 국부좌굴 및 보강재 실험
3차년도	▪ 구조물 요소별 한계상태 평가 (계속)	▪ 복수거더 교량의 횡-비틀림 극한 강도 및 한계 변위 ▪ 거더의 횡, 비틀림, 횡-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도 ▪ 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 및 극한강도 평가, 보강재 간격 및 규격 ▪ 다이아프램 영향에 따른 강도 평가 ▪ 곡선 교량의 한계상태 평가를 위한 거더의 극한강도 (횡, 비틀림, 개단면, 폐단면) 실험 ▪ 사용성 한계상태 (진동 및 처짐) ▪ 교각 설계 반영 사항 (반력분포 및 지진력 방향) ▪ 가로보 영향에 따른 강도 평가 ▪ 가로보의 형식별 한계상태 확립 ▪ 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡 지지 간격 제안 ▪ 거더의 횡, 비틀림, 횡-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도
	▪ 하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가(하중 및 저항계수 개발-계속)	▪ 계수하중조합 제안 (고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중) ▪ 국내 통행차량 특성 분석 ▪ 하중별 재하 위치 및 크기 표준화 ▪ 직선교와 상이한 한계상태 별 위험도를 반영한 합리적 강도 감소계수 적용 제안 ▪ 부반력유발 하중, 뒹반력 유발하중 등 파괴유발 위험하중 표준화
	▪ 곡선 교량 전용 해석프로그램 개발	▪ 곡선(7자유도) 및 직선(6 또는 7 자유도) 보요소를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 ▪ 상자형 곡선(9자유도) 및 직선 보요소(6 또는 7 자유도)를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 ▪ 프로그램 검증 및 매뉴얼 구축 ▪ 곡선 교량 LRFD 설계 프로그램 개발 ▪ 곡선 교량 LRFD 국문 설계예제집 개발
	▪ LRFD 설계기술 개발	▪ 곡선 교량 휨강도 평가 지침(안) 개발 ▪ 곡선 교량 설계 지침(안) 개발

본 연구에서 수행할 연구 내용은 크게 ① 곡선 교량 해석 및 설계 기술 현황 및 문제점 분석, ② 곡선 교량 해석 및 모델링 기법 정립, ③ 곡선 교량 형식별, 요소별 한계상태 및 설계강도 결정, ④ 곡선 교량 하중 및 저항계수 개발로 분류할 수 있으며, 이들을 통해 최종적으로 ⑤ 곡선 교량 설계 지침 및 LRFD 설계전용 프로그램을 개발하고자 한다. 상기 항목별 연구내용에 대한 연구 필요성 및 이에 대한 상세 연구 내용은 다음과 같다.

① 곡선 교량 해석 및 설계 기술 현황 및 문제점 분석

- 국내기준은 직선교량 위주의 설계기술만이 발전되어 왔음
- 2015년 도로교설계기준-LRFD 도입 예정이나, 곡선교량 설계기준은 여전히 마련되지 못한 실정
- 국내외 연구결과들이 반영된 곡선설계 기준의 부재

- **현행 설계기준의 엄밀한 분석**
- **곡선교량 설계기준 문제점 도출**
- **곡선교량 LRFD 설계기술 도입방안 도출**

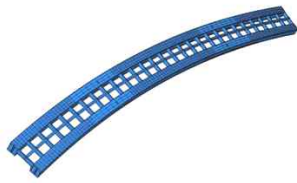


▲ 격자해석 모델링

- 현행 실무에서는 직선교량과 같이 곡선교량 해석에서도 격자해석 적용
- 복수거더교량의 비틀림거동을 제대로 모사하지 못하여 정확한 거동평가 어려움

- **현행 해석기법의 한계점 도출**
- **보요소 적용 곡선교량 단면력 산정 기법 정립**
- **곡선교량 적용 가능한 곡률범위 제시**

② 곡선 교량 해석 및 모델링 기법 정립

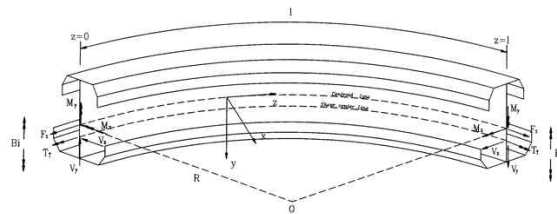


▲ 쉘요소 모델

- 곡선교량을 일일이 쉘요소로 모델링하는 것은 번거로운 작업
- 격자모델으로는 거더의 단면력만을 얻을 수 있음 (응력 산출 불가)

- 격자모델 및 쉘요소모델 비교 연구 실시
- 해석방법에 따른 결과 비교
(선형해석, 좌굴해석, 기하 또는 재료비선형 해석)

- 단면력과 응력의 상호변환기법 연구
- 범용해석프로그램의 곡선교량 모델링 기법 제시



▲ 곡선보 단면력

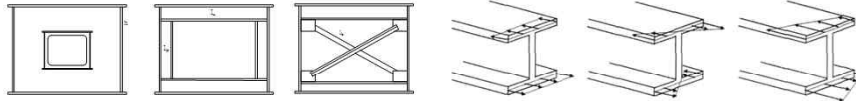
- 현재까지 연구된 곡선보 이론은 2차원 해석에 국한

- 곡선교량 전용 3차원 해석프로그램 개발

③ 곡선 교량 형식별, 요소별 한계상태 및 설계강도 결정

- 기존 격자모델은 슬래브 합성후 곡선교량 거동 예측 어려움
- 비틀림강성이 강한 폐단면이 개단면에 비해 널리 준용되는 실정
- 단순교 및 연속교 거동 상이
- 곡선교량 받침 배치에 대한 규정 부족

- 플랜지, 복부판, 다이아프램, 가로보, 지점부 등 요소별 설계법
: 각각의 설계법 대한 연구가 산발적으로 수행되어 왔음
: 설계기준에 반영되지 않은것이 대부분
: LRFD 설계법으로 연구된 바 없음



▲ 다이아프램의 종류

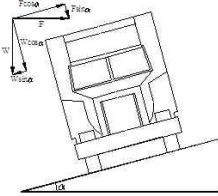
▲ 개단면 플랜지 법선응력분포

- 형식 및 요소별 설계방법 조사 및 LRFD 적용방안 강구
- 부족한 연구 도출 및 LRFD 적용 위한 추가 연구 수행

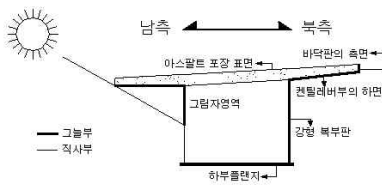
- 곡률별 플랜지, 복부판 국부좌굴 및 보강재 실험
- 곡선 교량 극한 강도 실험 (휨, 비틀림, 개단면, 폐단면)
- 실내 실험 및 현장 계측을 통한 검증

- 형식 및 요소별 한계상태 및 설계강도 결정 연구

④ 곡선 교량 하중 및 저항계수 개발



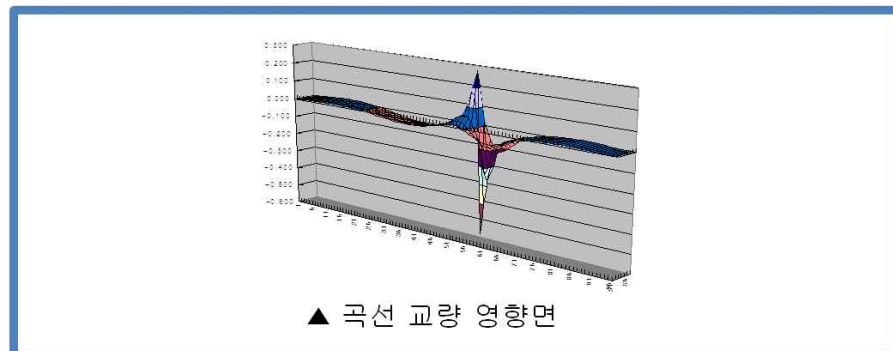
▲ 차량하중의 영향



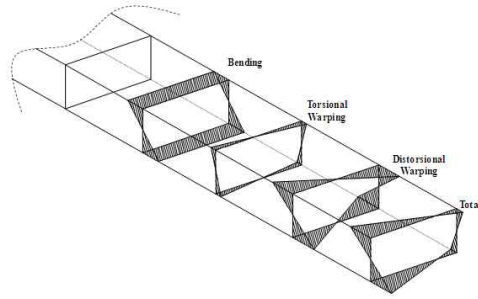
▲ 일사에 대한 영향

- 곡선교량의 기하학적 특성에 따라 외부하중에 의해 직선교량과는 다른 거동을 보임
- 2가지 이상의 하중이 중첩될 경우, 대변위효과를 고려한 엄밀한 평가 요구
- 외부하중에 의해 부반력 또는 뒤틀반력이 유발되는 특성

- 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중의 영향 및 위험도 분석
- 하중별 재하 위치 및 크기 표준화



- 조합하중에 대한 영향면 응용 기술 개발
- LRFD 적용을 위한 하중 계수 개발

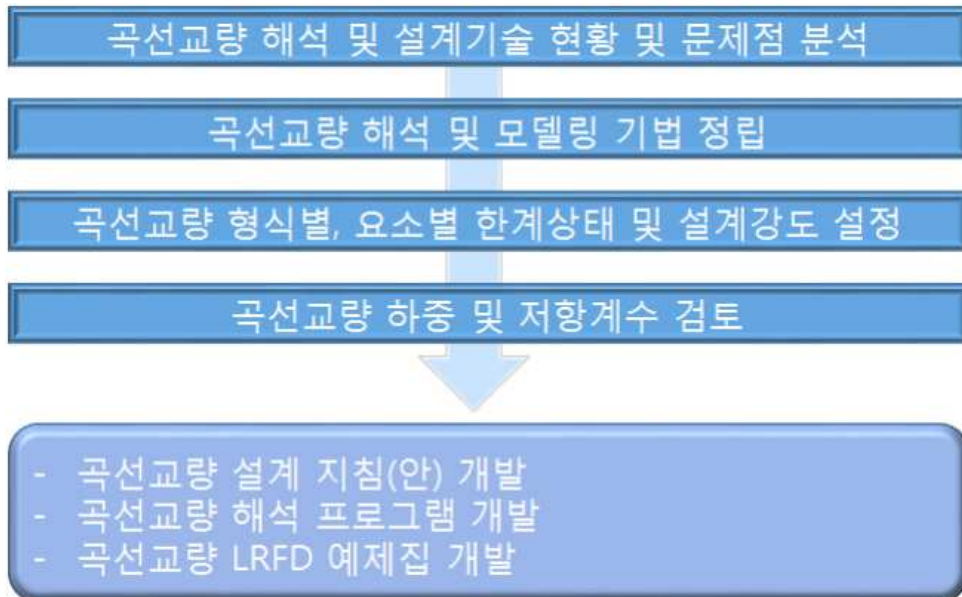


▲ 성능별 법선응력의 분류

- 휨, 전단, 비틀림, 뒤틀림 등에 대해 산발적 연구수행
: 설계기준으로의 집약 필요
: LRFD 적용을 위한 연구 부족
- 본 연구에서 해석기법 및 한계상태가 정립되면, 한계상태별 저항성능 평가 가능

- 곡선교에서 추가적으로 고려해야 할 저항 인자 도출
- 한계상태 별 위험도를 반영한 합리적 저항계수 산정 (해석 및 실험적 연구 기반)

⑤ 곡선 교량 설계 지침 및 LRFD 설계전용 프로그램 개발



제2절 연구개발의 정의, 범위, 특징

1. 연구 내용의 성격 및 연구 목표 설정 근거

최근 정부의 저탄소 녹색성장 정책에 맞추어 토목 설계 각 분야에서 LRFD 설계법 도입을 위한 노력이 끊이지 않고 있으며, 2012년 1월 27일자 국토해양부 공고 제2012-61호에 의하면 2015년 1월 1일부로 도로교설계기준이 한계상태 설계법으로(LRFD) 시행되고 있다. 그러나 도로교설계기준(2010) 등 현행 국내 기준은 직선 교량 설계를 위함이고, 인터체인지나 고가도로등 불가피한 곡선 교량을 설계함에 있어 반드시 필요한 단면 상수, 응력 산정 방법 등 많은 사항들은 아직 정립되지 않아 누락되어 있다. 또한 현재까지의 국내·외에서 연구되어 온 곡선 교량 관련 연구가 전혀 반영되어 있지 않아 설계 기술자들의 많은 혼선을 야기하고 있으며, 완성된 곡선 교량도 과도한 처짐이나 받침부 파괴 등 상당한 문제점을 보이고 있다. 더구나 현재까지의 국내·외 곡선 교량 관련 연구도 충분하지 않아 설계시 필요한 많은 부분이 누락되어 있는 것이 사실이다. 상기한 최종 목표들은 곡선 교량의 설계 기술 확립을 위해 반드시 수행되어야 할 해석 기술, 설계 기술들을 항목별로 나열한 것이며, 한계 상태 설계 기술을 다루는 만큼 실험적 연구를 동반하여 세계 제일의 곡선 교량 LRFD 설계 기술을 확립할 것이다.

본 연구로부터의 결과물의 성격은 직선 교량에서 나타나지 않는 곡선 교량의 거동 특성과 차별화된 한계 상태를 반영한 거동의 설계 강도, 직선교와 달리 주부재화 된 가로보의 설계 강도, 그리고 보강재의 규격 및 간격을 결정하고 아직 정립되지 않은 곡선 교량의 LRFD 설계 적용을 위한 해석 기술을 제시하여 직선 교량과 함께 통일된 설계 기술을 확립하는데 있다.

본 연구의 최종 목표는 총 3년 4개월의 연구기간에 맞추어 본 연구팀이 수행 가능한 범위 및 수준에 근거하여 설정하였다. 본 연구팀은 90년대 초부터 곡선 보 이론을 정립하고 비선형 유한요소법을 활용한 해석 기법을 정립하는 등 곡선 교량 분야에서 많은 학술적 연구를 꾸준히 수행하여 왔으며, 신동-제천IC 교량 전도사고 조사, 방화대교 사고 원인 규명 등 곡선 교량 관련 사고조사를 다수 수행하였음에도 이러한 곡선 교량 관련 연구들의 결과가 불행히도 아직 설계기준에 충분히 반영되지 않고 있다. 이에 본 연구팀이 보유한 20여년간의 경험과 국내·외 다양한 연구팀과의 적극적인 학술 교류 및 협조를 통해 본 과업을 충분히 성공적으로 수행할 수 있을 것이라 판단하여 연구 목표 및 범위를 수립하였다.

① 곡선 교량의 해석 기법 표준화

- ▶ 현재 실무에서 적용하고 있는 2차원 격자해석은 직선 보요소를 사용하고 있어 정확한 거동 평가가 어려움
- ▶ 격자해석을 통해서는 곡선교의 내측거더 및 외측거더가 각각 독립적으로 거동하게 되므로 실제 거동과 차이가 있음
- ▶ 개단면/폐단면 그리고 합성전/합성후의 비틀림 거동을 정확하게 분석하는 해석기법 필요
- ▶ LRFD 도입을 위한 하중 계수 및 저항 계수를 명확화하기 위하여 구조 해석 방법 정

림이 우선적으로 필요함

- ▶ 곡선 교량으로 간주하기 위한 거더 곡률 반경 한계를 제시하여 실무의 혼선을 최소화 하고자 함

② LRFD 적용을 위한 하중 및 저항계수

- ▶ 곡선 거더는 거더의 자중만으로 비틀림이 발생하므로, 직선 거더와는 다른 하중 계수 도입 필요
- ▶ 휨과 비틀림을 유발하는 각각의 운동성분이 서로 연성되어 상호의존적으로 작용함
- ▶ 비틀림 작용에 의해 보의 단면이 왜곡되는 뒹 현상을 동반함
- ▶ 곡선교는 주행차량에 의한 원심력의 작용으로 인하여 직선교와는 다른 차량 하중효과가 발생
- ▶ 차량하중의 경우 충격을 고려한 동적 증폭 계수(충격 계수)를 고려한 하중 계수 도입 필요
- ▶ 접선방향, 현방향 등 받침의 배치방향에 따라 온도에 의한 신축 방향이 달라짐
- ▶ 동적거동에 있어서는 단면력들의 상호작용으로 인하여 단면력과 관련된 변위성분들이 만들어 내는 관성력이 작용함
- ▶ 곡선 교량은 외부 하중에 의해 부반력이 발생할 수 있으며, 뒹에 의한 거더 종방향 반력이 발생할 수 있으므로, 이들을 고려한 합리적인 평가 방법이 필요

③ LRFD 적용을 위한 요소별 내력 설계강도식 개발

- ▶ 곡선 개단면 거더는 매우 유연하여 대변형을 유발하므로 시공단계에서도 주의를 기울여야 함
- ▶ 곡선 폐단면 거더는 비틀림과 더불어 뒹틀림 거동이 추가로 발생함
- ▶ 비틀림과 뒹틀림에 의해서 뒹 현상이 발생하고 이로 인해 추가적인 범선응력과 전단응력이 유발됨
- ▶ 국외 기준에 의한 곡선 거더 단면의 다이아프램 설계기준은 명확하지 않은 것으로 알려져 있음
- ▶ 개단면 교량의 가로보의 역할은 상부구조의 형상을 유지하고, 비틀림변형을 구속하는 것이며, 비틀림의 전달 구조 중 가장 중요한 역할을 하기 때문에 직선교에서의 가로보와는 달리 충분한 강성을 갖도록 설계하여야 함

제3절 관련 분야의 국내외 기술개발 현황

1. 국내 기술 및 산업 동향

곡선 교량은 고속도로의 인터체인지 및 교량의 램프 구간 등의 접속 교량에 주로 적용되어 왔으며, 내부순환도로와 같이 산업화된 도심지에서의 고속화 고가도로에도 곡선 교량의 도입은 필연적이었으며 도시 인프라의 수요증대로 인해 전체교량에서 차지하는 비중은 20 - 30%까지 증가하고 있다. 이러한 곡선형의 요구는 경제적, 환경적인 측면을 고려하여 교통량을 완만히 분산시키고 교통흐름을 조절하기 위한 기술자들의 요구에 부응하기 위해 꾸준한 수요가 있을 것으로 판단되지만, 비교적 짧은 지간의 교량으로 적용되어 왔다는 한계가 있다.

하지만, 최근에 해상 교량으로도 곡선 교량을 적용한 사례가 있었는데, 2009년에 개통된 인천대교(그림1.3.1)는 총 연장 21.38km 의, 가운데 부분의 1.48km 사장교 구간을 제외한 나머지 구간은 곡선 교량으로 설계, 시공되었다. 해상 구간을 곡선 교량으로 적용한 이유는 곡선 설계를 통해 바람의 저항을 최소화하고 조수간만의 차로 생기는 영향을 줄이기 위함이었으며, 또한 대형 선박이 인천항으로 진입하기 위해서 항구의 정면으로 진입해야 했는데, 뱃길과 교량의 교축방향이 서로 직각을 이루고, 교축방향은 인천항과 평행을 이루어야 했기에 곡선 교량의 도입이 불가피하였다.



그림1.3.1 인천대교

뿐만 아니라 우리나라의 경우 산악 지형이 많고, 해상의 경우 기초가 놓일 지반의 특성에 따라 선형의 계획이 자유로운 교량의 적극적인 활용이 필요하며, 심미적으로도 우수한 곡선 교량의 설계기준 정립의 필요성은 더욱 강조되어야 한다고 판단된다. 그림1.3.2는 세풍대교의 조감도이며, 실제 시공되지는 않았으나, 국내 최초로 시도된 곡선 사장교 형식이며, 거더의 곡률반경은 2,000m로 설계되었다.



그림1.3.2 세풍 대교(곡선사장교) 조감도

곡선 교량을 적용한 국내외 주요 설계기준과 관련하여 선진국에서도 아직 시방서가 아닌 지침에 그치고 있으며, 국내에서도 곡선 교량에 대한 연구는 타 교량 사업에 비해 부족하여, 설계기준 반영 위한 다양한 설계규정에 대한 연구결과의 도출 및 분석에 의한 설계식 개발 노력이 절실한 것으로 판단된다. 콘크리트 교량뿐 아니라 강교량도 함께 통일되고 일관성 있는 한계상태 설계가 적용되는 상태에서 전체교량 시스템의 중요한 일부분을 차지하는 곡선교량에 대한 한계상태 설계법은 현재로서는 대비가 전무한 실정이어서 다양한 한계상태에서의 거동 규명을 통하여 설계목적에 부합되게 제어할 수 있는 설계기준을 정립할 필요가 있다.

2. 국외 기술 및 산업 동향

미국의 AASHTO는 곡선 교량의 설계와 관련하여 1980년 Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges를 발간하였고, 2003년에 이르기까지 시방규정을 발전시키고 연구를 수행해 왔다. 그러나 기본적으로 2003년의 설계 지침서는 1978년 이전의 연구 활동에 기초하였으며 그 후의 많은 연구들을 아직 포함하고 있지 못한 실정이다. 또한 2003년의 설계 지침서는 곡선교의 정적해석과 좌굴에 관한 문제만을 다루고 있을 뿐 동적설계에 관한 언급은 전혀 포함하고 있지 않은 상태이다.

1992년 이후 미국 연방 도로국(FHWA)은 현재의 곡선 교량 설계 지침서의 문제점을 해결하기 위하여 Curved Steel Bridge Research Project(FHWA-CSBRP)를 수행하고 있다. 이 연구 프로젝트는 FHWA, 13개주 그리고 많은 강구조물 회사들의 지원으로 수행되고 있다. 곡선 교량을 연구하는 이 프로젝트는 연구의 중요성과 어려움으로 인해 FHWA에 의해 형성된 RCCB(Research Council on Curved Bridge)에 의해 총괄 지휘되고 있다. 이 곡선 강교량 프로젝트의 주목적은 곡선 강교량의 구조적인 거동을 현재까지의 연구 결과와 결합하여 정확하게 파악하고 설계 시방 규정을 완성하는 것으로 곡선 교량에 관한 많은 연구 논문들을 취합하여 FHWA-RD-93-129 보고서가 1994년에 발간되어 있다.

3. 특허 동향

현재 우리나라의 기술력을 가늠하기 위하여 특허 정보 검색을 실시 하였다. 본 검색의 목적은, 연구 논문과 설계 기준 외에 실용화 기술의 수준을 판단하기 위한 것으로, 실무와 밀접한 관련이 있다 할 수 있다.

특허 정보검색 사이트인 키프리스에서 주제어 “곡선교”로 검색한 결과 총 123건, “곡선 거더”로 검색한 결과 총 544건의 특허가 검색 되었다. 그러나 이중 곡선보와 직접적인 관련이 있는 특허는 23건이며, 그중 16개는 콘크리트 곡선보의 거푸집, 및 거더 제작방법에 대한 내용이었다. 나머지 7건 중 본 연구와 직접적인 연관성이 있는 특허는 없었으나, 해석적 측면에서 7자유도를 갖는 갖는 곡선보 해석 방안에 대한 특허가 있었으며, 비틀림 모멘트 저항을 위한 복합형 교량 형식에 대한 특허가 1건 있었다.

구조물을 이루는 요소인 기둥이나 직선 거더에 대한 특허가 90,000건에 육박함에도 불구하고, 곡선 부재에 대한 특허가 미진한 것은 아직까지 관련 기술력이 부족하다는 사실을 반증한다. 결론적으로, 강도적 측면에서 검증된 곡선 상부구조나 상용화된 신형식 구조는 아직 제안된 바 없으며, 이에 따라 강도 산정 기법 개발은 핵심 기술로서의 가치를 발휘 할 수 있을것으로 판단된다.

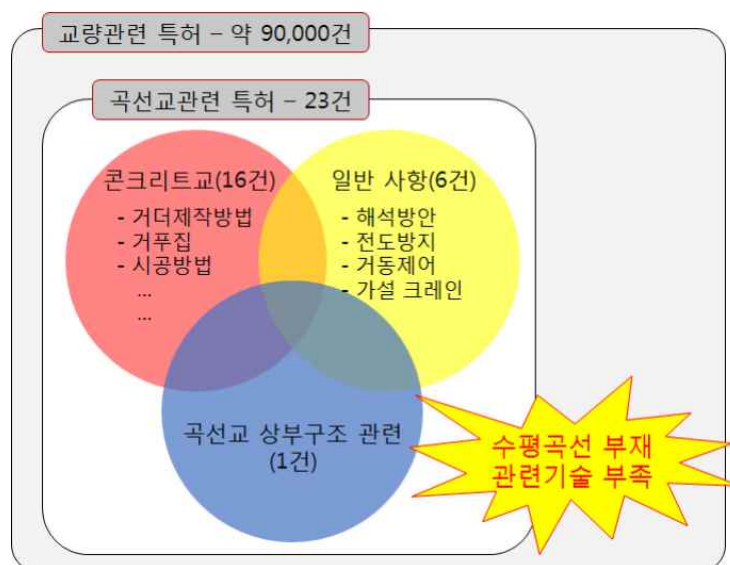


그림1.3.3 특허검색 결과

4. 정부 지원정책 현황

가. 관련 법령, 정부 정책 및 담당기관

정부는 2009년 1월 재정사업을 근간으로 한 녹색뉴딜정책을 발표하였고, 이와 더불어 제29회 국가과학기술위원회와 제3회 미래기획위원회 합동회의에서 우리 경제의 새로운 성장 비전으로 신성장동력 비전과 발전전략을 발표하면서 3대 분야 17개 신성장동력을 확정하였다. 본 신성장동력 사업에는 녹색기술산업, 첨단융합산업, 고부가가치 서비스산업 등의 3대 분야가 있고, 여기에 다음과 같은 총 17개 신성장동력 산업이 있다.

3대 분야	17개 신성장동력
녹색기술산업 (6)	신재생에너지, 탄소저감 에너지, 고도 물처리, LED 응용, 그린수송시스템, 첨단 그린도시 첨단융합산업
첨단융합사업 (6)	방송통신융합산업, IT융합시스템, 로봇 응용, 신소재-나노 융합, 바이오제약(자원)-의료기기, 고부가 식품산업 고부가 가치 서비스 산업
고부가 가치 서비스 산업 (5)	글로벌 헬스케어, 글로벌교육서비스, 녹색금융, 콘텐츠·소프트웨어, MICE*·관광

‘저탄소 녹색성장’은 국가 정책으로 반영되어 구조물에 대해서도 경제적이고 합리적인 설계방안에 대한 요구가 증대되어 2012년 1월 27일 국토해양부공고제2012-61호가 발표되었고 이에 의하면 2015년 1월 1일부터 “도로교 설계기준(한계상태설계법)”이 사용될 예정이다. 콘크리트 교량뿐 아니라 강교량도 함께 통일되고 일관성 있는 한계상태 설계가 의무화된 현재, 전체교량 시스템의 중요한 일부분을 차지하는 곡선교량에 대하여 한계상태 설계법에 대한 대비가 시급한 상황이다.

본 연구과제에서 개발하고자 하는 곡선 교량 LRFD설계 기준은 신뢰성 평가에 기반하여 기존 ASD에 근간한 설계개념을 벗어나 보다 합리적이고 경제적인 설계를 유도하여 공사비 최소화 및 최적의 시공기술개발을 유도한 등 공기단축 효과로 이어질 수 있어 건설 중 CO₂ 배출량을 최소화 하는 등 환경 친화적 특성을 내포하고 있다.

나. 정부 지원 정책 사업 종류와 현황

구분	내용	세부내용	연구 관련성	담당부처
정 책 / 법	저탄소 녹색성장	▪ 정책적으로 교통혼잡비용의 감소와 폐기물 감소, 재활용을 추진 ▪ 주요 사회간접자본 시설의 탄소집약도와 생태효율성 개선 - 전국 교통혼잡비용 감축 및 지속가능성 제고 (GDP 2.9%→1%이하) ▪ 자원 순환형 인프라 구축 : 폐기물 감소, 자원순환을 위한 사회간접자본 확충 및 법적 제도적 기반 마련	▪ LRFD 설계기반 구축 통한 곡선 교량 자체 및 시공단계의 사용재료 및 폐기물 감소 기술 확보용이	국가과학기술위원회
정 책 / 법	녹색성장 기반구축을	▪ 녹색성장 기반 마련을 위한 건설기준 정비	▪ LRFD 설계기준 마련 통한 녹색 교량기	국토해양부 기술정책과

구분	내용	세부내용	연구 관련성	담당부처
	위한 제4차 건설기술 진흥기본 계획 수정	-건설공사의 녹색기술력 평가와 녹색기술 적용 및 친환경 자재-공법 선정 유도 ▪ 시설물별 녹색성장 성과평가 방법 및 기준 마련 -시설물 단위 자재생산, 시공과정을 포함한 전 생애에 걸친 온실가스 배출 통계시스템 구축 -시설물 유형별, 공정별, 건설단계별 온실가스 배출 평가지표 개발 및 지침 마련	- 술의 기본기반 구축 ▪ 녹색건설기술개발을 통한 인센티브 부여	
정 책 /법	국토해양부 건설산업 선진화 비전 2030/ 건설산업 기본법	▪ 건설산업의 선진화의 일환으로 공공발주시스템의 혁신과 건설프로세스 효율화 추진 - 발주제도의 글로벌 스탠다드화를 통해 기술경쟁 중심과 시장경쟁의 확대 전문화를 유도 - 현 최저가낙찰제 중시의 발주제도에 서 주계약자공동도급, CM사업 전문공사 분리발주, 성능계약방식 발주등으로 다양화를 통해 성능 및 기술중심의 발주제도 적용 확대 유도	▪ 글로벌 수준의 곡선교량 설계기술 기반 향상 통한 건설프로세스 효율화 및 시장경쟁력 제고	국토해양부
기타	신성장 동력	▪ 국토해양부 신성장동력의 창출을 위해 해외 건설 수주에 독려	▪ LRFD 곡선교량 설계기술 수립을 통한 해외 교량설계 프로젝트 참여 위한 기반 기술력 확보	국토해양부

제4절 연구 개발 결과의 우수성 및 차별성

1. 연구개발과제 및 대상 기술의 중복성

가. 연구개발과제의 중복방지를 위한 조사 및 검토결과

(단위 : 억원)

부처명	사업명	과제명	예산	비 고
건설교통부	건설기술혁신사업	강상판을 갖는 곡선 박스 거더 교량의 해석 시스템 개발	1.16	종료
건설교통부	건설기술혁신사업	곡선 강교의 설계 및 구조상세 기술개발 연구	20	종료
국토해양부	건설기술혁신사업	3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의 경제적인 설계 및 시공기술	10.16	종료
국토해양부	건설교통R&D 정책·인프라사업	LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구	21.53	종료
국토해양부	건설교통R&D 정책·인프라사업	고성능강재의 건설구조 적용을 위한 휨재 및 압축재의 LRFD 설계기준 표준화	10	진행중

- 국가과학기술지식정보서비스(NTIS)에서 “곡선교”와 “LRFD” 에 대한 정부연구과제를 검색한 결과, 연관된 과제로 총 다섯 건이 검색됨
- 곡선 교량 관련 과제는 1990년대 후반 초기 연구에서 해석 시스템을 구축하여 이후 2000년도 중반 및 후반에 설계 및 구조상세 연구와 시공 기술에 관한 연구까지 수행이 된 바 있음
- ‘곡선 강교의 설계 및 구조상세 기술개발 연구’ 과제를 통해 곡선 교량 설계 지침서는 발행된 바 있으나, 국가가 제정한 설계 기준이 아니라는 한계가 있으며, 허용응력설계법에 국한되어 있거나 국외의 기준을 단순 번역하고 있는데 그치고 있음
- LRFD 설계법 정립을 위한 과제는 2000년대 후반부터 진행되고 있음
- 각각 교량의 상부구조가 아닌 하부구조를 다루는 과제와, 교량의 형식이 아닌 재료적인 측면을 다루는 과제라는 점에서 본 과제와는 차별이 있음

나. 연구개발과제의 차별성

본 연구에서는 기존 문헌들을 면밀히 검토하고, 많은 연구자들의 연구결과를 조사 분석하여 1.연구개발이 완성되어 종합분석만으로 LRFD로 적용가능한 부분과 2.아직 완성되지 않거나 통일되지 않은 부분으로 미개발 부분으로 구분하여 추진한다. 먼저 연구개발이 완성되어 종합분석만으로 적용가능한 부분은 기존 연구들의 폭넓은 비교연구와 검증연구를 수행하고 LRFD설계에 응용가능한 기술로 제시한다. 또한 아직 완성되지 않거나 통일되지 않은 미개발 부분은 문제점을 분석 정리하여 합리적인 설계를 위해 추가로 수행되어야 할 주요 핵심 해석 기술을 도출하고 연구를 수행하여 곡선교량 LRFD설계에 필요한 필수요소기술을 확보하고 일관성 있고 통일된 설계기술을 정립한다. 최종적으로 기존 실험적 연구결과 또는 추

가적인 실험 연구 결과와의 비교를 통해 신뢰도 평가에 기반한 곡선 교량 LRFD 설계 기준을 정립하고자 한다.

선행 연구와의 차별화는 상기한 바와 같이 “조사분석 및 검증에는 포함 대상이나 중복연구는 없다”는 원칙을 준수한다. 2005년에 완료된 ‘곡선 강교의 설계 및 구조상세 기술개발 연구’ 과제에서는 설계 하중, 구조 해석 기법 등 3년간에 걸쳐 구조적 거동에 대한 연구가 수행된 바 있다. 하지만 상기 과제에서는 비합성 및 합성 박스 거더, 비합성 및 합성 I형 플레이트 거더 등, 다양한 구조 형식에 대한 연구가 이루어지지 않았다. 또한 설계 지침을 발행하였지만, 한계상태설계법(LRFD)이 아닌 허용응력설계법(ASD)에 근간하고 있으며 실무 설계에는 전혀 반영되지 못하고 있다는 한계점들이 있다. 상기 연구에서 반영할 수 있는 부분이 있는가에 대한 조사 분석도 본 과업에 포함 되어 있기에 선행 과제에서 수행한 연구는 조사 분석 및 검증연구로 대체하고 중복된 연구는 수행하지 않는다. 또한 ‘강상판을 갖는 곡선 박스 거더 교량의 해석 시스템 개발’은 강상판형식의 해석시스템만을 연구하여 곡선교 일반에 대한 내용이 아니고 LRFD설계기술과는 연관성이 없어 일부 조사분석 대상이지만 중복연구는 없다. 선행과제 ‘3차원 해석에 의한 PSC 곡선교의 경제적인 설계 및 시공기술’은 본 과업에서 다루지 않은 PSC교에 국한된 연구이나 조사분석 및 검증대상이나 중복연구는 수행하지 않으며 나머지 2개의 과제와는 구조물의 형식이나 연구내용측면에서 일치하지 않아 연구의 중복성은 없다.

이 밖에도 곡선 교량의 주요 구조적 특성인 비틀림, 뒤틀림, 뒹 옹력 산정에 대해서 국내외 연구논문이 발표된 바 있지만, 국내 설계 기준에는 기본적인 옹력 산정 방법 조차 전혀 반영되고 있지 않고 있어 조사분석과 검증을 통해 반영할 부분은 결과에 포함할 예정이고 중복된 연구는 수행하지 않는다.

제2장 연구개발 수행 내용 및 결과

제1절 연구 수행 전략 및 방법론

1. 연구 개발 추진 체계

본 연구과제는 ‘기반연구’ 단계 → ‘정밀해석 및 실험 연구’ 단계 → ‘설계기준(안) 작성’ 단계로 진행하며, 성공적인 연구 수행을 위하여 주관연구기관 이외에 곡선 교량 관련 전문가를 위탁책임자로 둔 위탁연구기관을 두어 내실있는 연구를 도모하고자 한다. 또한 국내 및 해외의 교량 관련 전문가와, 설계기술 수요자들의 의견 수렴을 통해 연구의 완성도를 높이고자 한다.

- ‘기반연구’ 단계에서는 국내·외 LRFD 설계기술 및 해석기술을 수집하여 그 결과를 통해 직선 교량과 다른 곡선 교량만의 거동 특성을 규명하고, LRFD 설계기술 확립을 위한 기초자료로 사용한다.
- ‘정밀해석 및 실험 연구’ 단계에서는 곡선 교량의 구조형식 별 다양한 하중재하 상태를 선형해석, 좌굴해석, 재료 및 기하비선형 해석을 통해 실시하여 ‘요구성능’, ‘강도평가’, ‘하중 및 저항계수’ 정립을 위한 연구를 진행하고, 이를 다양한 실험적 연구를 통해 검증하고자 한다.
- ‘설계기준(안) 작성’ 단계에서는 LRFD 설계기술 수요자 및 각계 전문가들의 자문회의를 거쳐 합리적인 LRFD 설계기술을 도출하고, 국내·외에서 참고할 수 있는 LRFD 영문 설계예제집을 구축하여 향후 곡선 교량 LRFD 설계기준 마련에 적용될 수 있는 기초자료를 제공하고자 한다.

구 분	주관연구기관	위탁연구기관(1)	위탁연구기관(2)
1단계	▶현행 곡선 교량 설계 방법, 설계기준, 논문, 보고서, 실험자료 조사 ▶LRFD 설계기준의 하중 계수 산정 방법 분석 및 곡선 교량에 작용하는 하중 정립 ▶곡선 교량 LRFD 적용을 위해 추가적으로 고려해야 할 하중 및 저항 인자 도출 ▶곡선 교량 해석 방법 및 동향 파악 ▶현행 보요소 해석결과와 쉘요소 해석결과와의 차이점 규명 ▶휨, 전단, 비틀림, 뒤틀림 등 단면력 산정기법 정립 ▶횡-비틀림 좌굴 강도 산정 기법 정립 ▶곡선 교량 적용가능 곡률범위 제시		

2단계	▶ 직선 및 곡선 보요소 적용 2차원 격자 유한요소모델을 통한 해석적 연구 ▶ 쉘요소 적용 3차원 유한요 소모델을 통한 해석적 연구 (선형/좌굴/기하비선형/재료비 선형 해석) ▶ 단면력↔응력 상호변환 기 법에 관한 연구 ▶ 범용해석프로그램을 이용한 곡선 교량 해석 기법 정립 ▶ 독립 하중의 재하 위치별 거동 평가 및 영향면 응용기 술 (조합 하중) : 고정하중/활하중/원심하중/ 충격하중/풍하중/온도하중 /지진하중 ▶ 교량 형식별 매개변수 해석 : 슬래브 합성전/합성후 : 개단면/폐단면 : 단순교/연속교 : 받침배치 ▶ 구조요소별 강도평가 : 다이아프램/플랜지/복부판/ 보강재/가로보 ▶ 직선교와 비교하여 달라져 야 할 곡선 교량의 한계상태 도출 ▶ 실험적 연구 : 곡률별 플랜지, 복부판 국 부좌굴 및 보강재 실험 ▶ 하중 표준화 및 계수 개발 ▶ 파괴유발 위험하중 표준화 ▶ 저항계수 개발	▶ 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡지지 간격 ▶ 가로보의 형식별 한계상태 정립	▶ 독립하중 및 조합하중 별 상자형단면(폐단면) 해석 연 구 : 슬래브 합성전/합성후 : 단순교/연속교 : 받침배치 ▶ 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 평가 ▶ 보강재 간격 및 규격 제시
-----	---	---	---

3단계	▶ 구조요소별 설계기준 제시 : 다이어그램/플랜지/복부판/보강재/가로보 ▶ 거더의 휨, 비틀림 및 휨-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도 평가 ▶ 처짐 및 진동 사용성 한계 상태 평가 및 실험적 검증 ▶ 곡선 교량 피로성능 평가 ▶ 곡선/직선 보요소를 사용한 3차원 해석프로그램 개발 ▶ 설계기술 개발 : 가로보/받침부/교각내진성능 ▶ 실내 실험 및 현장 계측을 통한 검증 ▶ 곡선 교량 설계 지침(안) 개발 ▶ 곡선 교량 LRFD 설계 프로그램 개발 ▶ 곡선 교량 LRFD	▶ 가로보 강성에 따른 복수거더 교량의 횡-비틀림 극한 강도 평가 ▶ 거더의 휨, 비틀림 및 휨-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도 ▶ 가로보 상세별 피로 강도 ▶ LTB 거동에 따른 사용성 한계상태 규명 (진동 및 처짐)	▶ 상자형 거더의 하중 계수 개발 (고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중) ▶ 상자형 거더의 하중별 재하 위치 및 크기 표준화 ▶ 상자형 거더의 부반력유발하중, 뒤틀림력 유발하중 등 파괴유발 위험하중 표준화 ▶ 상자형 교량의 곡선 교량 설계 지침(안) 개발
-----	---	--	--

2. 연차별 세부 추진계획 및 방법

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 국내·외 곡선 교량 설계관행 분석 및 문제점 도출	▪ 현행 곡선 교량 설계 방법 및 실무 동향 파악 ▪ 곡선 교량 국내·외 설계기준, 논문, 보고서, 실험자료 조사 ▪ 구조요소별(플랜지, 복부판, 다이어그램, 가로보, 받침부) 현행 설계방법 조사 및 문제점 도출
	▪ LRFD 적용 곡선 교량 설계기준 정립을 위한 기존 현황	▪ LRFD 설계기준의 하중 계수 산정 방법 분석 ▪ 곡선 교량에 작용하는 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 정립 ▪ 현행 LRFD 설계기준의 한계상태별(휨/전단/비틀림/뒤틀림/반력) 저항 계수 산정 방법 분석 ▪ 곡선 교량 LRFD 적용을 위해 추가적으로 고려해야 할 하중 및 저항 인자 도출

연 차	연구목표	주요 연구내용
	곡선 교량 해석기법 현황 분석 및 해석 원칙 정립	- 곡선 교량 적용 가능한 곡률범위 제시 - 곡선 교량 해석 방법 및 동향 파악 - 문헌조사를 통한 곡선 교량의 단면력 (휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트) 및 횡-비틀림 좌굴강도 산정 기법 조사 - 현행 보요소 적용 2차원 격자해석을 통한 곡선 교량 단면력 산정 방법 조사 - 현행 보요소 해석결과와 쉘요소 해석결과와의 차이점 규명 - 곡선보 이론의 LRFD 설계기술 적용 방법 규명 - 휨, 전단, 비틀림, 뒤틀림 등 단면력 산정기법 정립 - 횡-비틀림 좌굴 강도 산정 기법 정립
2차년도	곡선 교량 해석 및 모델링 기법 정립	- 직선 및 곡선 보요소 적용 해석모델의 정확성 및 오차에 대한 비교·분석 연구 - 쉘요소 적용 3차원 유한요소모델을 통한 해석적 연구 (선형/좌굴/기하비선형/재료비선형 해석) - 단면력↔응력 상호변환 기법에 관한 연구 - 범용해석프로그램을 이용한 곡선 교량 모델링 기법 정립
	하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가	- 고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중 등 각각의 하중에 의해 독립적으로 곡선 교량 거동에 미치는 영향 및 위험도 분석 - 독립 하중의 재하 위치별 거동 평가 및 영향면 응용기술 (조합 하중) - 직선교와 다른 하중효과 분석
	교량 형식에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가	- 슬래브 합성전/합성후 거동 평가 - 개단면/폐단면 거동 평가 - 단순교/연속교 거동 평가 - 받침배치에 따른 거동 평가
	구조물 요소별 한계상태 평가	- 뒤틀림 뒤틀림과 단면변형을 제한하기 위한 다이아프램 간격 및 규격 - 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 및 극한강도 평가, 보강재 간격 및 규격 - 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡지지 간격 - 가로보의 형식별 한계상태 정립 - 직선교와 비교하여 달라져야 할 곡선 교량의 한계상태 도출 - 곡률별 플랜지, 복부판 국부좌굴 및 보강재 실험

연 차	연구목표	주요 연구내용
3차년도	구조물 요소별 한계상태 평가 (계속)	- 복수거더 교량의 횡-비틀림 극한 강도 및 한계 변위 - 거더의 휨, 비틀림, 휨-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도 - 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 및 극한강도 평가, 보강재 간격 및 규격 - 다이하프램 영향에 따른 강도 평가 - 곡선 교량의 한계상태 평가를 위한 거더의 극한강도 (휨, 비틀림, 개단면, 폐단면) 실험 - 사용성 한계상태 (진동 및 처짐) - 교각 설계 반영 사항 (반력분포 및 지진력 방향) - 가로보 영향에 따른 강도 평가 - 가로보의 형식별 한계상태 확립 - 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡 지지 간격 제안
	하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가(하중 및 저항계수 개발-계속)	- 계수하중조합 제안 (고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중) - 국내 통행차량 특성 분석 - 하중별 재하 위치 및 크기 표준화 - 직선교와 상이한 한계상태 별 위험도를 반영한 합리적 강도 감소계수 적용 제안 - 부반력유발 하중, 뒤틀림유발 하중 등 파괴유발 위험하중 표준화
	곡선 교량 전용 해석프로그램 개발	- 곡선(7자유도) 및 직선(6 또는 7 자유도) 보요소를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 - 상자형 곡선(9자유도) 및 직선 보요소(6 또는 7 자유도)를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 - 프로그램 검증 및 매뉴얼 구축 - 곡선 교량 LRFD 설계 프로그램 개발 - 곡선 교량 LRFD 국문 설계예제집 개발
	LRFD 설계기술 개발	- 곡선 교량 휨강도 평가 지침(안) 개발 - 곡선 교량 설계 지침(안) 개발

제2절 국내외 곡선교량 설계관행 분석 및 문제점 도출

1. 개요

처음으로 곡선교량에 대한 인식이 높아지기 시작한 것은 1960년대 중반으로 당시 곡선교량의 거동은 St.Venant에 의해 제안된 독립된 부재의 선형 탄성 이론에 의해 개략적으로 해석 되어졌다. 이후 미국과 일본에서는 곡선보 이론의 실무 적용에 대한 시도가 이루어졌다. 1969년 McManus등은 그때까지 이루어진 연구 202건을 집대성하였으며, 이는 Ketchick(1969), Tan(1969), Pandit(1970)에 의해 꾸준히 정리되었다. 이후 ASCE와 AASHTO는 곡선 박스교량에 대하여 106건의 문헌을 정리하여 보고서를 발표 하였으며, 그당시 일본, 미국, 캐나다, 유럽의 곡선교량에 대한 제원부터 설계, 건설, 거동등에 대한 조사 또한 이루어졌다(1978).

1965년 U.S.Steel은 I형 단면을 갖는 곡선교량의 개략적 해석방법인 V-load 방법을 발표하였다. V-load 방법은 곡선교량을 직선교량으로 이상화하고, 비틀림을 유발하면서 평형조건을 만족시키는 하중을 부가적으로 재하하여 해석하는 방법으로, 계산이 용이하여 미국에서는 최근까지 수평곡선 I형교의 정적인 설계에 사용되어졌던 것으로 보고 되고 있다. 그러나, 이 방법은 실제 곡선 교량의 하중 분포양상과 차이를 보여 U.S.Steel, Heins and Jin, Brock enbrough등에 의해 개선된 방법이 제안 된 바 있다.

1969년 미국의 Federal Highway Administration(FHWA)는 Consortium of University Research Team(CURT)을 구성하여 곡선교의 거동에 대한 연구를 시작하였으며 1980년 AASHTO의 교량 분과위원회에서는 최초의 곡선교량 설계 지침(Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges)을 발간하였다. 이 지침서는 I형 단면과 박스형 단면 모두를 포함하고 있으며 부재 강도 산정 방법 또한 제안 되었으나, 제안식을 이용하기에 어려움이 있었으며, 곡률을 무한대로 취하여 산출된 직선보의 강도와 상이한 결과가 도출됨에 따라 정식 설계 시방서인 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges에 채용되지 못하는 결과를 낳았다. AASHTO Guide Specification 이외에 곡선 교량의 설계와 관련된 지침이나 기준으로는 일본의 Hanshin Expressway Public Corporation에 의해 출간된 Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges가 유일했다.

1992년 이후 FHWA는 Curved Steel Bridges Research Project(CSBRP)를 통하여 LRFD설계 개념 도입을 위해 강제로 이루어진 곡선 휨부재에 대한 거동에 대한 연구를 수행하였다. 이 프로젝트에는 실제크기의 I거더 교량 실험이 포함되었으며 이는 곡선 교량의 휨 및 전단에 대한 내하력 산정에 크게 기여 하였다. 이후 CSBRP는 FHWA와 AISI에 의해 확장되었고, 실험과 비선형 유한요소 해석을 통한 구조물 거동 분석이 이루어짐에 따라, 2004년 곡선교와 직선교의 설계 기준이 통합되기 시작하였다. 이 과정에서 "Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges(1993)", "Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges(2003)"등 수많은 보고서 및 설계 지침서가 발간 되었으며, 현재 미국에서는 AASHTO LRFD Design Specification(2014)에 곡선교와 직선교를 아우르는 설계 기준을 사용하고 있다. 그러나 현재까지도 곡선 교량에 대한 이론이 완벽하게 정립된 것은 아니며, 복잡한 식의 적용이 어려운 부분은 아직도 직선교량의 기준을 사용하고 있어 곡선교량의 설계에 있어 혼란을 야기하고 있다.

2. 국내외 설계기준 분석

본 절에서는 우리나라에 적용되고 있는 도로교 설계기준(2015)과 AASHTO LRFD Bridge Design Specificaion(2014)(이하 AAHSHTO LRF D 2014), 2003년 발행된 AASHTO Guide Specification for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges(이하 Guide Spec. 2003), 그리고 1988년 발간된 일본의 Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges(이하 Hanshin 1988)를 비교하기로 한다. 이를 통하여 곡선교량 분야에 있어 현행 설계 관행의 문제점을 분석하는 한편 국내 설계 기술에 대한 한계점을 파악 할 수 있다.

이중 Guide Spec. 2003은 곡선 교량의 특성을 가장 잘 고려한 기준이라 인식 되고 있으며, 이를 기준으로 나머지 세가지 설계 기준을 비교 한다. 편의를 위하여 각 항목에 대한 특이사항을 표2.2.1에 정리하여 나타내었다.

표2.2.1 곡선 교량 전용 설계지침과 도로교 설계기준의 비교

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
3.1 General - 강도 한계상태를 고려하기 위하여 각 하중은 AASHTO 규정에 따라 하중계수를 곱하여 계산한다.	3.4 Load Factors and Combinations 3.4.1 Load Factors and Load Combinations - Strength 1~5, Extreme Event 1~2, Service 1~4, Fatigue 1~2에 대한 하중계수 조합 제시	3.4 하중의 종류와 하중조합 3.4.1 하중의 종류 - AASHTO LRFD와 대동소이하며 충격하중, 시제동하중, 원심하중에 대하여 AASHTO대비 5% 안전측으로 제시	- 하중에 대한 언급은 없으며 하중저항계수 설계 개념 도입 이전을 기준으로 비교에 어려움이 있음
3.2 Dead Loads - AASHTO 규정을 따른다.	3.5 Permanent Loads - 특이사항 없음	3.5 고정하중 - 특이사항 없음	
3.3 Construction Loads - 한계상태에 1.4, 처짐검토에 1.0의 하중계수적용, Uplift에 대한 하중계수 제안	3.4.2 Load Factors for Construction Loads 3.4.2.1 한계상태 - 자중에 1.25, 동적효과에 1.5이상, 풍하중에 1.25이상 - Load Combination별로 언급 3.4.2.2 사용성 검토 - 처짐검토가 필요한 경우 하중조합1	3.4.3 가설시 하중에 대한 하중계수 - 고정하중계수 1.25이상, 동적효과에 1.5이상, 풍하중 1.25이상	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
	을 선택하도록 권고		
3.4 Wind Load - AASHTO규정을 따르며, Critical load effects는 설계자의 판단에 따라 결정 되어야 한다 - 시공중 하중계수는 1.4채택	3.8 Wind Load 3.8.2 수직방향 풍압 - 수직방향으로(위쪽)작용하는 풍하중은 0.020ksf에 교폭을 곱한만큼의 선하중으로 고려한다	3.13 풍하중 - 풍하중 산정방안만 언급 - 수직방향 풍하중 관련사항 없음	
3.5 Live Loads 3.5.2 Centrifugal force - AASHTO규정을 따른다	3.6.3 Centrifugal Forces: CE - 원심하중 계산 및 재하 방법 제시	3.18 원심하중 및 제동하중 - AASHTO 2012와 동일	
3.5.5 Sidewalk Load - AASHTO의 규정을 따르며 하중계수는 차량하중의 것과 동일하게 사용한다. - 보도상에 차량의 통행이 허용되는 경우 별도의 검토는 하지 않는다.	3.6.1.6 Pedestrian Loads - 특이사항 없음	3.6.4 보도하중 - 특이사항 없음	
3.5.6 Impact - Box Girder와 I-Girder를 나누어 IF설정	3.6.2 Dynamic Load Allowance;IM - 일괄적용	3.7 충격하중 IM - 일괄적용 ; 단, AASHTO보다 하중계수가 더 크다	
3.5.7 Fatigue - Load factor를 0.75로 사용하여 AASHTO규정을 따른다	3.6.1.4 Fatigue Load - 특이사항 없음	3.6.2 피로하중 - 특이사항 없음	
3.6 Thermal Loads - AASHTO규정을 따르되, 교폭이 길이방향의 1/5보다 작은 경우 쉼 4도의 온도차이를 둔다	3.12.2 Uniform Temperature - 미국 지역별 온도하중정의	3.14 온도변화 - AASHTO와 같은 형식이나 온도하중의 정의를 새로이함	
- 언급되어 있지 않음	3.6.4 Braking Force ; BR - 표준트럭하중의 25% 혹은 표준트럭하중5%+lane load중 큰 것을 적용	3.18 원심하중 및 제동하중 - 극단적으로 가벼운 교량 및 궤도가 있는 교량에 한하여 적용 - 표준트럭하중(혹은 열차하중)의	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
		10%	
4. Structural Analysis	4. Strucutral Anlalysis and Evaluation	제4장 구조해석	
4.1 General - 설계자의 특별한 고려가 필요하지 않는 한 Elastic small deflection theory에 기초한 해석을 실시	4.1 Scope - 기본적으로 선형해석을 사용하는 것을 원칙으로 하나, 필요에 따라 기하,재료비선형 해석을 할 수 있다.	4.1 적용 범위 - 일반적으로 탄성해석을 원칙으로 하나, 비탄성을 하는 압축부재와 극단상황한계상태에 대한 비탄성 해석법을 규정	구체적인 해석 방법에 대한 언급은 없으나, 해석에 적용할수 있는 보 이론, 비틀림이론 등을 제시 함
4.2 Negelect of Curvature Effects - 본질은 vertical bending moment에만 한정 되며, lateral flange bending이나 비틀림, 전단에 관한 사항은 항시 검토되어야 함을 명기 한다. 4.2.1 I-Girders - Girders are concentric - 지점이 10도이상 편향되지 않을 경우 - 곡률중심각이 3.44도 보다 작을 경우 - 곡률 효과로 인한 강도 및 안정성 문제는 모든 곡선 거더에 대해 검토할 필요가 있다. 4.2.2 Cloased Box and Tub Girders - Girders are concentric - 교량 받침이 기울지 않은경우 - Arc span(0.9×Arc length)이	4.6.1.2 Structures curved in plan - 구조물은 적절한 해석에 의하여 검토되어야 하며 교대, 교각과 함께 고려되어야 한다. - 구조해석은 받침의 위치와 구속조건을 고려해야 하며 이러한 사항은 받침, 가로보, 다이아프램, 브레이싱, 상판의 설계에 반영 되어야 한다. - 단면의 뒤틀림은 구조해석에서 고려하지 않아도 되며, 원심하중에 대한 해석이 이루어 져야 한다. - 수평방향으로 곡률이 있는 교량은 직선 보요소를 사용한 보 모델이나 격자모델로서 이상화 되어 해석될 수 있다. 이때에 하나의 요소는 실제 곡선보다 12도 이상 틀어질 수 없다. - I거더의 경우 직선보로 간주할 수 있는 조건은 Guide Specification 2003과 동일하며 이에 거더들의 강성이 비슷해야 한다는 조건이 추가 되	4.6.2 곡선교 4.6.2(1) 일반사항 - 설계자에 의하여 엄격한 접근이 필요하지 않다고 판단될 경우 탄성 미소변위이론에 근거하여 해석이 이루어진다 4.6.2(2) 비틀강성이 큰 단일거더 곡교 - 비틀강성이 큰 단일거더 곡선교의 경우에는 등가 곡선보로 가정하여 전체 하중 영향에 대하여 해석할 수 있다. 4.6.2(3) 다중보로 이루어진 상부구조 - 현장타설 다중박스거더교의 경우 한 지간 안에서 중심각 34도까지는 직선부재로 이루어진 단일 등가보로 이상화 할 수 있다. 4.6.2(4)-1) 다중 강거더교 - 각각의 부재를 두 절점 사이의 직	- 곡률 효과의 무시 범위는 나타나 있지 않으나, 곡률 중심각에 따라 판형교는 34도까지, 다중 박스거더는 41도까지, 그 이상의 곡률 중심각인 경우에는 단일 박스거더를 선정하도록 제시 하고 있음 - 비틀림 상수 비($L\sqrt{\frac{GK}{EI_w}}$) 산정을 통하여 뒹에 대한 고려 유무를 판단 하는 기준을 마련함

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
17.18도보다 작고 거더의 높이가 박스 중심부의 폭보다 작은 경우	었다. - Box Girder 및 Tub Girder의 경우 곡률 효과는 반드시 고려되어야 하며 직선보로 간주 할수 있는 조건은 Guide Specification 2003과 동일하다. 직선보로 간주할경우에 지간장은 호의 길이와 동일하며, Lateral Bending Moment는 적절한 해석에 의하여 고려되어야 한다.	선으로 가정한 격자구조 또는 연속체로 해석할수 있으며 한 새그의 실제 편심량은 절점 간격의 2.5% 이내여야 한다 4.6.2(4)-2)플레이트 거더교 - 직선보로 간주할수 있는 조건은 AASHTO LRFD 2012와 동일하다 4.6.2(4)-3) 폐단면 박스 및 상부개단면 거더 - 직선보로 간주할수 있는 조건은 AASHTO LRFD 2012와 동일하다	
6. WEBS			
6.2 Unstiffened Webs - 곡률반경 213m(700feet)를 기준으로 복부판의 세장비(D/t)한계 제시 - 곡률반경 213m를 넘는 거더에 대하여 복부판의 세장비제한은 선형으로 증가하여 최대 150(AASHTO LRFD 2012 제안)까지 허용 - 기준은 항복응력 344MPa(50ksi)이하의 강재에 대하여 적용 - 실제 실험으로 증명된 세장비는 70까지. 6.3 Transversely Stiffened Webs - 세장비 기준은 보강재가 없는 경우 보다 완화된다.	6.10.2.1 Web Proportions 6.10.2.1.1 Webs without Longitudinal Stiffeners - 직선 및 곡선 거더에 대해 일률적인 세장비 적용 - 박스단면의 경우 직선과 동일 - 항복응력 689MPa인 강재까지 적용 가능 - Flange Vertical Buckling은 고려하지 않음 - Flange Vertical Buckling을 고려할 시에 압축플랜지의 항복응력은 586MPa(85ksi)이하여야 한다(해설부분)	6.10.2 단면비의 제한 - Guideline Specification 2003이나 AASHTO LRFD 2012보다 상한선은 높으나, 설계하중에 의한 압축플랜지의 응력을 고려하여 복부판의 세장비를 정의 하고 있다. - 박스거더 단면 또한 다실, 단일박스거더 모두 세장비 조건은 I형 거더와 동일하다.	- 복부판의 세장비는 좌굴의 관점이 아닌 곡률 효과에 의한 면외방향 변위 및 응력의 관점에서 제시 - 수평보강재가 없는경우와 수직방향 보강재가 있는 경우에 대하여 각각 복부판의 두께를 산정 하는 식 제시

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
6.4 Longitudinally and Transversely Stiffened Webs - AASHTO LRFD 2012 기준과 동일	- Bend Buckling은 무시할 수 있다. 6.10.2.1.2 Webs with Longitudinal Stiffeners - 보강재가 없는경우에 비해 기준은 2배 완화된다.		
6.2.1 Bending Stress(w/o transverse stiffeners) - Bend-buckling resistance 산정식은 AASHTO LRFD 2012와 동일하나, 산정식의 좌굴계수에 변화 - Bend-buckling을 고려하기 위한 조건으로서, Moment와 Shear가 동시에 재하 되었을때의 경우를 생각하지 않았기 때문에 이를 보수적으로 고려하기 위하여 좌굴계수를 직선거더에 쓰였던 9에서 7.2로 감소하여 적용 6.3.1 Bending Stress(with transverse stiffeners) - 수평방향 전단 보강재가 복부판의 강도를 증진시키는 효과가 있다는 연구에 따라 직선거더에 적용했던 좌굴계수를 그대로 차용	6.10.1.9 Web Bend-Buckling Resistance 6.10.1.9.1 Webs without Longitudinal Stiffeners - 횡방향 전단 보강재의 유무와 관계없이 일괄적으로 동일한 식 적용 - 좌굴계수 산정식의 상수는 9를 사용 6.10.1.9.2 Webs with Longitudinal Stiffeners - 강도 산정식은 동일하나, 좌굴계수 산정에서 전단 보강재의 간격을 고려하는 식 적용	- Bend Buckling에 대한 기준은 마련 되어있지 않다.	- Bend Buckling에 대한 기준은 마련 되어 있지 않다
6.2 Unstiffened Webs 6.2.2 Shear Strength - 복부판을 세장비에 따라 세가지 부류로 나누고 이를 전단항복강도 대비 탄성전단좌굴 강도비로서 전단 좌	6.10 I-Section Flexural Members 6.10.9 Shear Resistance 6.10.9.2 Nominal Resistance of Unstiffened Webs - Guideline Specification 2003과 하	6.10.7 전단저항강도 - 일반적인 사항은 동일하나, 단면을 조밀단면과 비조밀 단면으로 나누었으며, 설계하중에 의하여 발생하는 모멘트와 응력을 고려할 수 있는 식	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
굴 강도를 산정하는 식을 제안하였다. 6.3 Transversely Stiffened Webs 6.3.2 Shear Strength - 강도 계산식은 보강재가 없는 경우와 동일하나 전단좌굴계수 산정식을 복부판의 높이와 보강재의 간격을 고려할수 있도록 수정하여 적용한다. 6.4 Longitudinally and Transversely Stiffened Webs - 횡방향 보강재의 경우와 동일하다.	나 C값 산정을 위한 복부판 세장비 제한 조건이 약간 상이하다. 6.10.9.3 Nominal Resistance of Stiffened Webs - 단부와 중앙부의 복부판을 구분하여 강도 산정 식을 제안하였다. - 중앙부 복부판의 경우 후좌굴강도를 완전히, 혹은 부분적으로 고려할수 있는 조건을 제시하였으며, 조건에 부합할 경우 강도는 Guideline Specification 2003보다 더 크게 산정될 수 있다. 6.11 Box-Section Flexural Members 6.11.9 Shear Resistance - 복부판의 전단강도는 I형 단면의 기준을 사용하여 산정한다. - 수평 곡선 거더의 경우 박스형 단면을 사용할 경우에는 반드시 St.Venant 비틀림 전단을 고려하여야 한다. - 뒀에 따른 전단 및 길이방향 응력이 존재한다 하더라도 이에대한 영향은 작기 때문에 무시할 수 있다.	을 제안 하였다. - 설계하중에 의한 모멘트나 응력이 클 경우 전단강도를 낮출수 있는 계수가 제안 되어 있어 다소 보수적인 값을 보일 수 있다.	
5. Flange 공통 사항			
	6.1 Scope - 곡선 거더의 곡률반경(R)을 100ft 이상으로 규정.		

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
5.1 General - 곡률반경에 따른 unbraced length를 R/10이하로 규정	6.7.4.2 I-Section Member - 곡률반경에 따른 unbraced length를 R/10이하로 규정		
- Lateral bending stress의 상한 값을 플랜지 강재 항복강도의 50%로 규정	6.10.1.6 Flange Stresses and Member Bending Moments - Lateral bending stress의 상한 값을 플랜지 강재 항복강도의 60%로 규정		
	6.10.2.2 Flange Proportions - $0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} < 10$ 으로 규정 - D/b_f 를 6으로 규정. 곡선거더의 경우 b_f 를 더 길게 설계해야 한다고 언급 - 세장비의 상한을 12로 규정. - $t_f \geq 1.1t_w$ 로 규정	6.10.2.1 단면비 - $0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} < 0.9$ 으로 규정 6.10.2.3 플랜지의 단면비 - D/b_f 를 AASHTO LRFD 2012에 비해 약 2배 안전측으로 규정. ($b_f \geq 0.3D_c$) - 인장플랜지의 세장비의 상한값을 12로 규정	
	6.10.3.4 Deck Placement - 시공성 확보를 위해 $b_{fc} \geq \frac{L}{85}$ 로 규정		
- 플랜지의 항복강도를 50ksi이하로 규정	6.10.6.2 Flexure - 플랜지의 항복강도를 70ksi이하로 규정		
5. Flanges With One Web	6.10 I-Section Flexural Members	6.10 휨을 받는 I형 단면	
	6.10.8 Flexural Resistance-Composite Sections in Negative Flexure and Noncomposite Sections		

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
5.2 Partially braced compression flanges	6.10.8.1.1 Discretely Braced Flanges in Compression - 부모멘트를 받는 거더의 압축플랜지는 콘크리트와 합성되지 않은 부분으로 lateral bending 효과를 고려한 강도식 제안. $f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nc}$		
5.2.1 Compact Flanges - 기준 항복강도 50 ksi 이하의 강재에 대하여 적용 - Compact flange 세장비의 상한 값을 18로 적용. - ρ factor를 이용하여 lateral flange bending 증가 효과 및 단면 처짐 (cross section deformation), 아칭 (arching)효과를 포함한 플랜지 강도 산정. $F_{cr1} = F_{bs} \rho_b \rho_w$ $F_{cr2} = F_y - \frac{ f_l }{3}$	6.10.8.2.2 Local Buckling Resistance - Compact Flanges Limit는 도로교 설계기준 조밀단면의 세장비 상한선과 동일함. - Compact flanges limit $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$ - 공칭강도 산정식에는 하이브리드 강도감소계수와 복부판의 국부좌굴에 의한 영향을 고려함. $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$	6.10.4.1(3) 조밀단면의 압축플랜지 세장비 - 세장비식이 AASHTO LRFD 2012와 동일함 $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ - 세장비식에 플랜지의 항복강도 F_{yc}를 반영하여, 강재의 종류를 어느 정도 반영함. 6.10.4.2(1) 일반적인 조밀단면의 휨강도 - 공칭휨강도는 다음과 같다. $M_n = M_p$ 6.10.4.2(2) 정모멘트를 받는 합성조밀단면의 휨강도 - 소성모멘트의 중립축까지의 거리(D_p)에 따라 휨강도 산정을 달리함.	4.3.4 The width/thickness ratio of I girder flange - $R_f \leq 0.5$, $R_f = \frac{b_{fo}}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{0.43\pi^2}}$ - R_f가 0.5이하일 경우 국부 좌굴은 일어나지 않으나, 도로교 시방서의 경우에는 0.7이하면 안전하다고 가정하고 있음

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
		$D_p \leq D'$ 이면, $M_n = M_p$ $D' < D_p \leq 5D'$ 이면, $M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left[\frac{D_p}{D'} \right]$	
		6.10.4.1(6) 조밀단면의 복부판과 압축 플랜지 세장비 상관관계 - 조밀단면 압축 플랜지 세장비의 75%를 상한 값으로 규정하여 복부판과 압축플랜지의 상관관계식을 규정함.	
		6.10.4.1(7) 조밀단면 압축플랜지 비지지길이 - 조밀단면 플랜지에 대한 비지지길이를 규정함. $L_b \leq \left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_t}{M_p} \right) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right]$	
5.2.2 Non-Compact Flanges - 세장비 산정에 Lateral bending stress를 반영하여 AASHTO LRFD 규정보다 좀 더 큰 width-to-thickness ratio를 허용한다고 명시함. $\frac{b_f}{t_f} \leq 1.02 \sqrt{\frac{E}{ (f_b + f_l) }} \leq 23$ - 세장비의 상한치 23은 연구결과에 의한 값임.(Davidson, 1996 & Culver and nasir, 1969 and Mozer	- Non-compact flanges limit $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} < \lambda_f \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$ - 세장비의 비율을 이용한 공칭강도 산정식 제안 $F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_h R_h F_{yc}$	6.10.4.1(4) 비조밀단면의 압축플랜지 세장비 - 비조밀단면의 세장비 상한 값을 12로 규정. 6.10.4.2(4) 비조밀단면의 플랜지 휨강도 - 비조밀단면의 플랜지 휨강도는 하이브리드단면의 플랜지 강도감소계수 (R_h)와 복부판 국부좌굴(R_b)에 대한 플랜지 강도감소계수를 따로 규정하	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
and Culver, 1975) - 강도 산정식에 ρ factor를 이용하여 플랜지의 형상 및 곡률반경을 반영한 식을 제안함. $F_{cr1} = F_{bs}\rho_b\rho_w$ $F_{cr2} = F_y - f_l $		고 있음. - 정모멘트 구역의 합성단면: $F_n = R_b R_h F_{yc}$ - 기타 단면과 시공 중인 단면: $F_n = R_b R_h F_{cr}$	
		6.10.4.1(9) 비조밀단면의 압축플랜지 비지지길이 - 비조밀단면의 압축플랜지 비지지 길이를 아래와 같이 규정함. $L_b \leq L_p = 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	
5.3 Partially Braced Tension Flanges - Non-Compact Flange로 설계함. $F_{cr1} = F_y \overline{\rho_b \rho_w}$ $F_{cr2} = F_y - \frac{ f_l }{3}$	6.10.8.1.2 Discretely Braced Flanges in Tension - $f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt}$ $F_{nt} = R_h F_{yt}$	6.10.4.2(4)② 비조밀단면의 플랜지 휨 강도- 인장플랜지 - 인장플랜지의 강도도 마찬가지로 계수 R_h, R_b를 적용하여 산정함. $F_n = R_b R_h F_{yt}$	
5.4 Continuously Braced Flanges - 콘크리트와 접한 압축 플랜지부는 국부좌굴의 안정성이 어느 정도 확보된다고 보고, Non-Compact한 부재로 설계함.	6.10.6.2.2 Composite Sections in Positive Flexure - 곡선 거더 설계 시 Non-Compact Section으로 설계함. - 콘크리트와 합성된 상태이므로 lateral bending stress를 - 압축플랜지의 강도 산정식 $f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$ $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$		

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
	- 인장플랜지의 강도 산정식 $f_{bu} + \frac{1}{3}f_l \leq \phi_f F_{nt}$ $F_{nt} = R_h F_{yt}$		
		6.10.4.1(5) Q 공식 적용성 검토 - 강재의 항복강도 460MPa와 인장플랜지 구멍의 유무에 따라 Q공식 적용을 위한 규정이 있음. - 일반적인 강도산정 공식이외에 별도의 설계식으로 Q공식을 규정함. 6.10.4.2(3) Q공식에 의한 휨강도 $M_n = M_p$ $M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0.7}{\left(\frac{M_p}{M_y} \right)} \left(\frac{Q_p - Q_f}{Q_p - 0.7} \right) \right) \right] M_p$	
10. Closed Box And Tub Girder - Closed Box Flange와 Tub Girder Box Flange의 세장비 산정식과 강도산정식이 동일함.	6.11.7 Flexural Resistance-Sections in Positive Flexure	6.11 휨을 받는 박스거더 단면 - 휨을 받는 박스거더 단면은 합성단면에 대한 강도산정식이 있으며, 시공 중에 한해 비합성 박스거더 단면에 대한 검토를 하도록 규정되어짐. - AASHTO Guide Specification 2003와 AASHTO LRFD 2012과는 달리 다중박스거더와 단일 박스거더로 구분함.	
10.4.2 Non-Composite Box Flanges		6.11.5 시공성	
10.4.2.1 General - Web사이의 Box Flange를 simple	6.11.7 Flexural Resistance- Sections in Positive Flexure	6.11.5.3 압축플랜지 - 비합성 I 거더의 세장비 규정과 동	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
beam으로 거동한다고 보고 그 처짐값에 대한 제한을 전체 지간의 1/360을 초과하지 않도록 규정. - through-thickness bending stress 는 시공 중에 20 ksi를 넘지 않도록 규정함.	6.11.7.1 Compact Sections $M_u \leq \phi_f M_n$ 6.11.7.2 Noncompact Sections $f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$ <Tub Girder의 공칭강도식> $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$ <Closed Box Girder의 공칭강도식> $F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \Delta$	일함	
10.4.2.3 Tension Flanges - Δ factor를 이용하여, Girder의 vertical bending과 Diaphragm의 vertical bending의 조합효과를 Huber-von Mises-Hencky yield criterion을 반영함 $F_{cr} = F_y \Delta, \Delta = \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_y} \right)^2}$	6.11.7.2.1 Tensile Flange $f_{bu} \leq \phi_f F_{nt}$ - 인장 플랜지의 강도 산정식 $F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta$		
10.4.2.4 Compression Flanges 10.4.2.4.1 Unstiffened Flanges - Compact Flange 세장비의 상한을 R_1으로 제한하고, Non-Compact Flange의 상한을 R_2로 제한함. - R_1, R_2에는 plate-buckling coefficient와 shear-buckling coefficient, Δ factor를 반영하였음.	6.11.8 Flexural Resistance- Sections in Negative Flexure 6.11.8.2.2 Unstiffened Flanges $F_{nc} = \phi_f F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2}$ - 위의 강도 산정식은 거더의 Normal Stress와 Torsional shear Stress를 모두 반영한 Nonlinear		

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
- 강도산정식에도 Δ factor를 반영하여 계수하중에 의한 플랜지의 조합응력을 고려함.	interaction curve에 의한 제안된 식을 기초로 함. 즉 Nominal axial compression buckling resistance와 Nominal shear buckling에 대하여 각각의 세장비를 통해 강도를 산정함. <Nominal axial compression buckling resistance>		
10.4.2.4.2 Longitudinally Stiffened Flanges - Usitiffened Flanges의 세장비, 강도산정식과 동일하나, buckling coefficient k_s 식을 따로 산정함.	6.11.8.2.3 Longitudinally Stiffened Flanges - 공칭휨강도 및 세장비식은 Unstiffend Flange와 동일하나, Plate-buckling coefficient를 산정해야함.		
	6.11.8.3 Tension-Flange Flexural Resistance <Tub Flanges> $F_{nt} = R_h F_{yt}$ <Closed-box Flanges> $F_{nt} = R_h F_{yt} \Delta$		
10.4.3 Composite Box Flanges			
10.4.3.2 Tension Flanges - Non-Composite Box Flange의 강도산정식과 동일함		6.11.2.1(2) 정모멘트 구간 - 단일 박스거더 단면의 하부플랜지의 공칭휨강도는 다음과 같음.	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
		- AASHTO Guide Specification 2003의 Δ factor를 동일하게 적용함. $F_n = R_b R_h F_{yt} \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_v}{F_{yt}} \right)^2}$ 6.11.2.1(3) 부모멘트 구간 $F_n = R_b R_h F_{yt}$	
10.4.3.3 Compression Flanges - Non-Composite Box Flange의 강도산정식과 동일함.	6.11.7.1 Compact Sections $M_u \leq \phi_f M_n$	6.11.2.1(2) 정모멘트 구간 - 정모멘트를 받는 다중 박스거더의 합성 조밀단면의 휨강도규정은 I형 거더 조밀단면의 휨강도 계산법과 동일함(6.10.4.2(4)) - 단일박스거더의 공칭 휨강도는 I형 거더의 비조밀단면의 플랜지 휨강도를 이용하여 설계.(6.10.4.2(4)) 6.11.2.1(3) 부모멘트 구간 $\frac{w}{t_f} \leq 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 : $F_n = R_b R_h F_{yc}$ $0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \leq 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ $F_n = 0.592 R_b R_h R_{yc} \left(1 + 0.687 \sin \frac{c\pi}{2} \right)$ $\frac{w}{t_f} > 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ 인 경우 :	

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
		$F_n = 181,000 R_b R_h k \left(\frac{t_f}{w} \right)^2$	
- 언급되어 있지 않음	6.10 I-Section Flexural Members 6.10.1-General - I-형 단면인 Horizontally Curved Bridges에 적용 가능 - Horizontally Curved Bridges의 경우, 극한 상태 뿐만 아니라 건설 중일 때, 곡률에 의한 플랜지의 횡방향으로 인한 휨을 고려해야 함. - Horizontally Curved Steel Girder Bridges 는 Noncomposite Sections 으로 간주함.	6.10 휨을 받는 I형 단면 6.10.1 일반사항 - 복부판 중심선의 수직축에 대하여 대칭인 직선 플레이트 거더에 적용. - 곡선교량에 대한 내용은 없음 6.10.4 극한한계상태에 대한 휨강도 - 합성단면 및 비합성단면의 횡-비틀 좌굴을 고려한 플랜지의 휨강도를 산정	4.3.6 Lateral Buckling - 곡선 I형 보와 직선 I형 보의 거동이 곡률에 영향을 따라 매우 다르게 나타남. - 곡선 보에 있어서 바닥판, 가로보, 받침등이 횡 좌굴에 영향을 줌 - 압축을 받는 플랜지의 안정성 검토를 위하여 식을 제시함
- 언급되어 있지 않음	6.11 Box-Section Flexural Members 6.11.3 Constructibility - 수평곡선교량의 건설중에는 곡률에 따른 FLB의 영향을 무시하지 못하기 때문에 항복과 횡-비틀 및 국부 좌굴에 대한 검토를 해야함. 6.11.8 Flexural Resistance - Section in Negative Flexure - 박스플랜지에서 lateral bending 과 lateral torsional buckling은 고려하지 않음.	6.11 휨을 받는 박스 거더 단면 - 횡-비틀좌굴에 대해 언급되어 있지 않음	-언급되어 있지 않음
- 언급되어 있지 않음		6. 12 기타 휨부재 6.12.2.1 일반사항 - 횡-비틀좌굴에 관한 규정을 합성부	- 언급되어 있지 않음

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
		재, 비합성박스형, 복부판과 평행한 축에 대해 힘을 받는 부재 및 원형 강관에는 적용하지 않음. 6.12.2.2 비합성부재 - 하중작용점과 지점의 비틀림이 구속되지 않은 ㄷ형강, L형강 및 강봉의 공칭휨강도는 항복, 횡-비틀 좌굴, 요소의 국부좌굴중 최소값을 취함.	
- 언급되어 있지 않음	6.7 General Dimension And Detail Requirements 6.7.3 Minimum Thickness of Steel - Bracing 및 cross-frames의 최소 두께는 0.3125 inch 임. 6.7.4 Diaphragms and Cross-Frames - Horizontally Curved Bridges에서 Diaphragm 과 cross-frame 부재는 주부재로 여김.	6.7. 부재에 관한 일반 사항 6.7.3 강재의 최소 두께 - 수직 브레이싱, 수평 브레이싱 및 연결판을 포함한 모든 강재의 최소 두께는 8.0mm이상으로 함. 6.7.4 다이아프램 및 수직 브레이싱 6.7.4.1 일반사항 - 교량의 단부 및 내부 지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치함. - 규정된 세장비 규정을 만족해야함.	
Section 9. I-GIRDERS 9.3 Cross Frames And Diaphragms 9.3.1 General - cross frame 과 diaphragms은 curved girder bridges이 적절한 역할을 위한 힘들을 저항하므로,	6.7.4 Diaphragms and Cross-Frames 6.7.4.1 General - Diaphragms and Cross-Frames 설계시 해석을 통하여 부재에 발생하는 힘을 계산하여 설계에 반영해	6.7.4 다이아프램 및 수직 브레이싱 6.7.4.1 일반사항 - 교량의 단부 및 내부 지점과 지간 중간부에는 필요에 따라 다이아프램이나 수직브레이싱을 설치함. - 모든 시공단계 및 사용단계에서 다이아프램이나 수직브레이싱의 필요	4.3.10 Diaphragms (1) General -박스 거더에서 다이어프램은 휨과 비틀림에 의한 단면형상을 변형을 방지하고, 복부판과 플랜지 국부 좌굴 방지와 거더의 제작과 운반시에 거더의 안전성을 확보하기 위해 설치 해

AASHTO Guide Spec. 2003	AASHTO LRFD 2014	도로교 설계기준	HanShin1988
주부재로 고려해야 함. - Diaphragms의 span-to-depth 비가 4보다 클 경우 빔으로 설계. - Diaphragms의 span-to-depth 비가 4이하 일 때, 전단변형을 고려해야 함.	야 함. 6.7.4.2 I-Section Members -horizontally curved bridges에서 cross frames은 diagonals 과 top and bottom chords을 포함해야 함.	성 검토 - 사용단계에서 필요한 다이아프램이나 수직브레이싱 이외에도 시공 중 필요시에는 임시로 브레이싱을 설치. - 수직브레이싱이나 다이아프램이 하중을 받는 경우에는 이에 대응하도록 설계 6.7.4.2 직선교의 I형 단면 -단부에 설치되는 다이아프램은 바닥틀이나 바닥틀 연결부에서 전달되는 힘과 뒤틀림에 저항할 수 있도록 설계.	야함. (2) Boundary Spacing of Diaphragms -도로교 시방서에 제시된 곡선 보의 곡률영향을 고려하여 제시된 다이어프램의 간격 Chart 보다 작은 값을 갖도록 다이어프램의 간격을 설정함.
9.3.2 Arrangement - 곡률을 무시하며 해석하는 경우 cross frame 의 간격은 25feet를 넘지 않으며, 어떤 경우에도 30feet를 초과 할 수 없다. - 지점부가 반경으로 20° 이상 skewed cross frames 과 diaphragms은 지그재그 패턴으로 설치하며, 20°이하일 경우, skewed support 와 평행이 되게 설치함.			

3. 분석 결과

각 설계 지침을 비교한 결과, Hanshin 1988의 경우에는 ASD개념의 설계법을 제시하고 있어 비교 분석이 어려웠으며, 도로교 설계 기준은 직선 거더만을 대상으로 하고 있어, 곡률 효과 반영이 전혀 이루어지지 않고 있음을 알 수 있다. 주요한 내용을 요약 하면 다음과 같다.

가. 하중 및 하중계수

- Hanshin 1988은 ASD 철학을 적용하여, 하중 계수 관련 내용이 언급되어 있지 않다.
- Guide Spec 2003은 AASHTO LRFD 2014에 제시된 하중 계수를 그대로 사용할 것을 언급하고 있으나, 시공중 모델에 대해서는 AASHTO LRFD 2014보다 더 큰 하중 계수를 사용하도록 명시하고 있다. 이는, 상부구조가 완전한 지지조건이나 보강을 갖추기 전인 시공중 상태가 완성계상태보다 더 위험할 수 있기 때문이며, 곡선거더의 경우 이러한 경향이 더 뚜렷하게 나타나기 때문이라 할 수 있다.
- 충격계수의 경우 Guide Spec.2003은 I형 거더와 Box형 거더에 대하여 서로 다른 값을 사용한다. 이는 선행 연구 결과를 받아들인 경우이며, AASHTO LRFD 2014와 도로교 설계기준은 두 경우를 구분하고 있지 않다. 다만, 도로교 설계기준은 AASHTO LRFD 2014보다 더 큰 충격 계수를 사용한다.
- 온도하중의 경우 강재가 콘크리트보다 온도에 더 민감하다는 연구 결과에 따라 Guide Spec 2003에서는 폭과 길이의 비에 따른 온도하중 검토 여부를 명시하고 있다. 곡선 교량에서는 뒀에 의한 교축방향 반력이 지배적인 인자일 수 있기 때문에 이는 타당하다.
- 제동하중의 경우에는 Guide Spec 2003에서 고려하고 있지 않다. 도로교 설계기준에서는 제동하중을 고려하고 있지만, AASHTO LRFD 2014보다 작게 고려하고 있으며, 이는 교축방향 반력을 나타내는 성분으로, 곡선교량에서 고려될 필요가 있을 것으로 사료된다.

나. 구조해석

- Hanshin 1988 이외의 설계 기준은 곡률 효과를 무시할 수 있는 범위를 제시하고 있으며, Guide Spec 2003과 AASHTO LRFD 2014에서는 수직 휨에 대해서만 곡률 효과를 무시하고, 곡률에 의한 횡방향 모멘트는 반드시 고려하도록 명시하고 있다. 그러나 도로교 설계 기준에서는 이러한 사항을 제시하고 있지 못하다.
- Hanshin 1988의 경우, 곡률 반경에 따른 상부구조의 형식을 제안하고 있으며, 곡률로 인한 뒀 비틀림의 영향은 비틀림상수비 $L\sqrt{\frac{GK}{EI_w}}$ 의 값에 따라 고려 유무를 결정하도록 제시하고 있다.

다. 복부판

- Guide Spec 2003에서는 복부판을 보강, 수직보강, 수직 및 수평 보강의 세가지 형태로 나누고 비보강 복부판에 대하여 곡률별 한계 세장비를 제시하고 있다. 이는 전단 좌굴에 대한 조밀/비조밀/세장 요소에 대한 기준일 수 있으며, 각 경우에 따라서 전단 좌굴 계수 k 를 재 산정함으로써 곡률 효과를 고려한다.
- 도로교 설계기준 및 AASHTO LRFD 2014에서는 복부판의 강도에 대해 매우 유사한 강도식을 사용하고 있으나, 곡률 효과는 반영하고 있지 않다.

라. I형 거더 및 박스거더

- AASHTO LRFD 2014와 Guide Spec.2003에서는 곡률 반경에 따른 비지지 길이를 $R/10$ 이하로 규정하고 있다. 이는 비틀림 모멘트의 영향으로 인한 강도 저하를 방지하기 위함이다.
- AASHTO LRFD 2014와 Guide Spec 2003에서는 횡방향 모멘트에 의한 응력의 크기를 제한하고 있으며, 각각 $0.6f_y$, $0.5f_y$ 로써 상한치를 둔다. 그러나 본 조건은 one-third 법칙과 서로 상충되므로 사용에 주의를 요한다.
- Guide Spec 2003에는 플랜지에 대한 세장비 규정이나 횡방향 휨강성에 대한 규정은 수록하고 있지 않다.
- 박스거더의 플랜지 강도에 대하여 Guide Spec 2003과 AASHTO LRFD 2014는 곡률 효과에 따른 강도 감소를 반영한다. 이는 2축 응력상태의 요소에 대한 항복 판단 기준에 의한 것이다. 그러나 도로교 설계기준은 이러한 사항을 제시하고 있지 않다.
- Guide Spec 2003은 유일하게 시공중 박스거더 플랜지의 처짐을 $L/360$ 으로 제한한다. 이때 플랜지는 복부판에 의해 단순지지되어 있다고 가정하며, 시공중 발생하는 과도 처짐을 예방하기 위함이다.

마. 다이아프램 및 가로보

- 박스거더의 다이아프램이나 외부 브레이싱(가로보)에 대한 설계에서 각 부재의 간격이나 부재의 크기를 명확하게 제시하고 있는 설계기준은 아직까지 없다. 다만 Guide Spec 2003과 AASHTO LRFD 2014에서는 곡선 거더에서 다이아프램 및 가로보는 직선거더에서와 달리 하중 전달부재(주부재)로서 인식되어야 하고, 이에 따라 설계 및 해석에 주의를 기울일 것을 당부하고 있다.

바. 시공성

- Guide Spec 2003에는 시공중 모델에 대한 언급이 많이 제시되어 있으며, 곡선교량의 거치, 형상관리, 시공중 처짐 및 내력, 반력에 대한 내용을 언급하고 있다. 사실상 이러한 사항에 대한 구체적인 고려 방법이나 내력 산정 방안에는 제시된 바 없으나, 시공중 발생할 수 있는 다양한 상황에 대한 개략적인 대책은 언급하고 있다. 이러한 부분은 AASHT

O LRFD 2014의 항목에 기인하는 항목이 많으며, 도로교 설계기준에서는 시공성에 대한 언급이 상대적으로 적다는 점에서 볼 때, 개선이 시급하다는 것을 알 수 있다.

4. 소결

Guide Spec 2003의 기준은 2005년 AASHTO Interim Spec.에 통합되었으며, 그 이후 어느 나라에서도 수평곡선 교량 전용 설계지침은 사용 하고 있지 않다. 그러나 곡선교 설계 지침을 포함하고 있는 AASHTO LRFD 2014에서도 곡선 교량의 특성은 면밀히 반영하고 있지 않으며, 서로 상충되는 항목이 있어 통일된 지침을 제시하고 있지 못한 실정이다.

현재까지 조산된 바로는 수평곡선 강교량에 대한 가장 진보적인 기준은 Guide Spec 2003인 것으로 드러났다. 그러나 불행히도 이 지침에서는 다양한 한계상태에 대한 언급은 있으나 구체적인 설계 식이나 대안은 상세히 다루고 있지 않다.

따라서 본 연구의 결과로써 얻어지는 몇몇의 결과들은 매우 유용하게 사용 될 수 있을 것으로 기대 된다.

반면, 우리나라의 도로교 설계기준은 곡선 교량에 대한 지침을 배제하여, 수평곡선 교량 설계시, 많은 혼란이 야기될 것으로 예상된다. 본 연구의 결과로써 얻어지는 설계 지침과 설계 예제로써 이러한 문제점이 많이 해소될 것이라 기대할 수 있다.

제3절 수평 곡선 강교량의 구조 해석

전장에 언급한 바와 같이 곡선 거더는 비틀림 모멘트로 인하여 매우 복잡한 거동 양상을 보이게 된다. 이에 대한 정확한 해석에는 많은 시간과 노력이 요구되며, 그 결과 분석은 고급 기술을 필요로 한다. Guide Spec 2003에서는 이러한 단점을 보완하고자 U.S. Steel에서 제안한 근사 해석 방법인 V-Load 방법의 사용을 명시하고 있다. 이는 2개 이상의 I형 거더를 가진 수평곡선 교량에 대해 곡률 효과로 인한 비틀림 모멘트를 손쉽게 계산할 수 있는 방안으로써, 현재까지도 많이 사용되고 있다. 또한 이 방법으로부터 내력을 산정하거나, 응력상태를 추정하는 식이 제안되어져 사용되고 있다.

그러나 V-Load 방법은 곡률이 변화하거나 가로보가 플랜지에만 연결되어 있는 경우에는 적용할 수 없다. 또한, 거더의 비틀림에 대하여 직접적으로 고려하지 않기 때문에, 긴 지간을 갖는 교량에서 중요한 횡방향 처짐이나 수직처짐에 대해 큰 오차를 보일 수 있다. 경우에 따라서는 지점의 부반력을 추정할 수 없어 10도 미만의 사각을 갖는 교량에 사용하거나 계획 설계 단계에서만 사용하는 것이 바람직하다.

본 절에서는 근사해석 방법인 V-Load 방법에 대한 소개와 함께 다양한 해석 방법에 대한 고찰을 수행한다. 이에 따라 설계자 및 기술자에게 정확한 해석 방안을 제공한다.

1. 근사 해석 방법 ; V-Load Method

가. V-Load Method 개요

AASHTO Guideline Specification 2003에서는 플레이트거더 곡선 교량의 근사 해석법으로 V-load Method를 언급하고 있다. 이는 곡선 교량에 불가피하게 작용하는 비틀림 모멘트를 근사적으로 산정하여 호의 길이가 같은 직선거더에 적용하는 방법으로 현재까지도 곡선 거더의 해석에 종종 사용되고 있다.

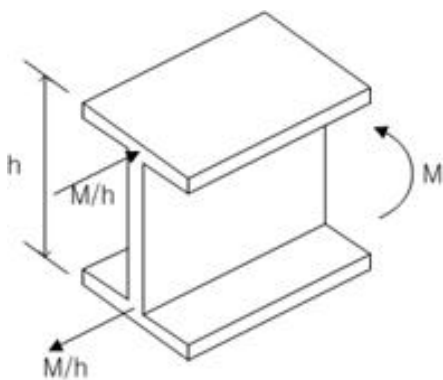


그림2.3.1 I형 단면의 모멘트 저항

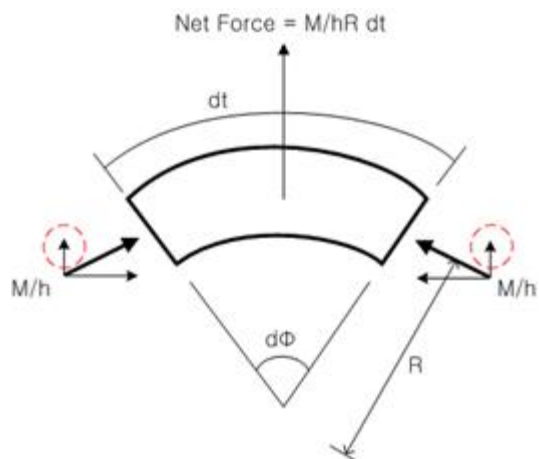


그림2.3.2 휨모멘트에 의한 분력

재료역학에 따라 휨모멘트의 대부분은 I형 거더의 플랜지에서 저항하게 되며, 이는 V-load Method의 기본 가정이 된다(기본적으로 휨모멘트는 플랜지에서 저항하는 것으로 가정한다).

그러나 수평곡선 보에서는 그림2.3.2와 같이 휨모멘트를 저항하기 위한 휨 법선응력의 합력이 곡률만큼의 편각을 가지고 수직, 수평 분력을 만들어내게 된다. 이에 따라 요소 내에는 수직분력의 합력만큼의 추가적인 힘이 발생 되게 되며 이는 압축 플랜지에서는 초기 곡률을 더 크게 만드는 요인으로, 인장 플랜지에서는 초기곡률을 감소시키는 요인으로 작용한다. 식2.3.1은 이러한 합력을 구하는 과정을 나타낸 것이다.

$$\frac{M}{h} \cdot \sin \frac{d\phi}{2} \times 2 = \frac{M}{h} d\phi \left(\because \sin \frac{d\phi}{2} \right) = \frac{M}{h} \times \frac{dt}{R} = \frac{M}{hR} dt \quad \text{식2.3.1}$$

플레이트거더교는 단일거더로 쓰이는 경우가 없으므로 이러한 부가적인 힘은 가로보에 의해서 거더에서 거더로 전달 되게 된다.

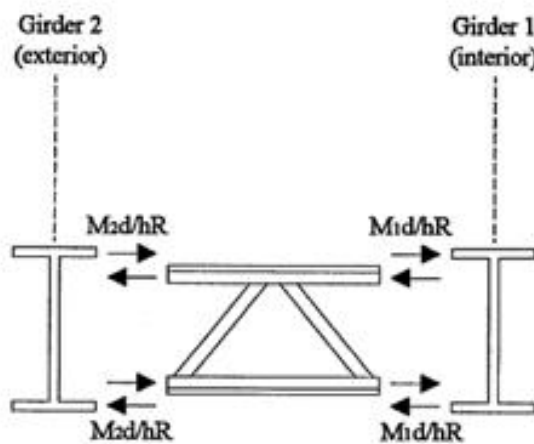


그림2.3.3 가로보에 의해 전달되는 하중

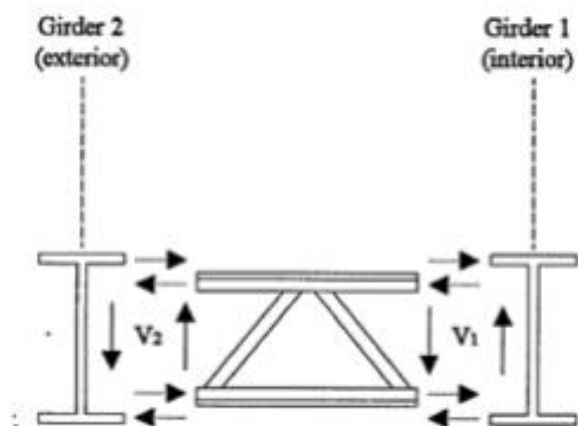


그림2.3.4 가로보에 발생하는 V

상부 플랜지와 하부 플랜지는 앞서 기술한 바와 같이 크기가 같고 방향이 반대인 합력을 만들어 내기 때문에 그림2.3.3과 같이 가로보의 상부와 하부에서는 수직분력의 합력인 Md/hR 만큼의 힘이 서로 반대 방향으로 작용하게 된다. 가로보 내에서는 이러한 힘으로 인한 모멘트 평형을 위해 그림2.3.4에서처럼 전단력의 형태로 주 거더에 힘을 전달하게 된다. 이러한 힘들에 대한 평형 방정식을 구성하면,

$$VD = \left(\frac{M_1 d}{hR} + \frac{M_2 d}{hR} \right) h \quad \text{식2.3.2}$$

$$V = \frac{M_1 + M_2}{RD} d = \frac{M_1 + M_2}{k} \quad \text{식2.3.3}$$

여기서, R =곡률반경 D =가로보길이 d =가로보 간격

이렇게 구해진 가상의 전단력 V_i 는 그림2.3.5처럼 직선거더에 직접적으로 재하 되며 이는 곡선거더 전반에 걸쳐 비틀림 모멘트를 만들어내고 휨과 비틀림이 함께 작용하는 곡선거더의 거동을 반영할 수 있게 된다. 가로보가 여러개인 경우에는 이러한 전단력은 외측에서 내측으로 선형적으로 증감하게 되며 손쉽게 그 크기를 구할 수 있다.

이와 같이 V-Load Method는 수계산을 통하여 손쉽게 구한 가상의 전단력을 직선 거더에 직접적으로 재하함으로써, 곡선 모델의 번거로움을 피할 수 있는 장점을 가지고 있어, 현재 까지도 이용 되어지고 있다.

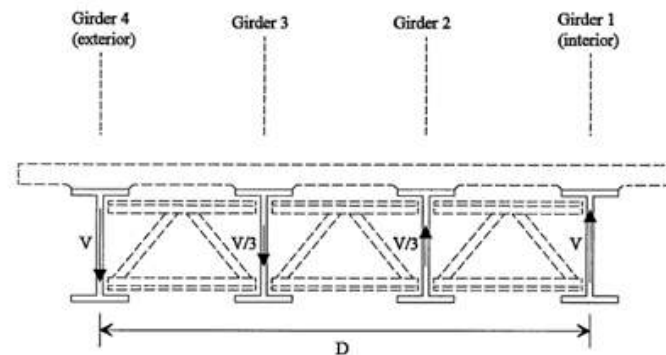


그림2.3.5 V-Load Method의 적용

나. 수평곡선 거더의 모델링

현재 대부분의 곡선 교량은 설계시 범용 해석 프로그램을 이용하여 구조해석이 되고 있으며, 직선 요소를 사용하는 것이 일반적이다. 그러나, 이는 직선요소에 대한 형상함수를 사용하기 때문에 요소 내에서 곡률효과를 반영할 수 없으며 이에따라 곡률이 증가 할수록 그 신뢰도를 보장하기 어렵다. 뿐만 아니라, 6자유도 요소는 부재의 뒹에 대한 거동을 고려하지 못하기 때문에, 비틀림에 의한 각 부재의 실제 거동을 고려할 수 없다. 본 절에서는 선 요소를 사용한 Grid 모델과, 실제 거동을 가장 잘 반영할 수 있다고 여겨지는 3차원 모델의 차이를 분석 하도록 하였다.

그림 2.3.6은 해석에 대한 단면 제원 및 경계 조건을 나타낸 것이며, 3거더 형식으로 슬래브 합성 전인 모델을 대상으로 하였다. 해석에 사용된 프로그램은 ABAQUS 6.13이며, Grid모델의 경우 6자유도 직선보요소, 3차원 모델의 경우 4절점 Shell요소를 사용 하였다. 고려된 곡률은 0도, 2도, 3도, 4도, 5도, 10도, 15도, 30도 45도 이며, 각각의 모델은 앞서 언급한 두 가지 요소를 사용하여 모델링 되었다. 상부구조 모델의 총 지간장은 50m, 가로보의 간격은 5m로 실제 교량과 유사하게 가정 되었다. 곡률에 따라 변형되는 모델의 경우 지간장은 각 모델의 Arc Length로써 고려하였다.

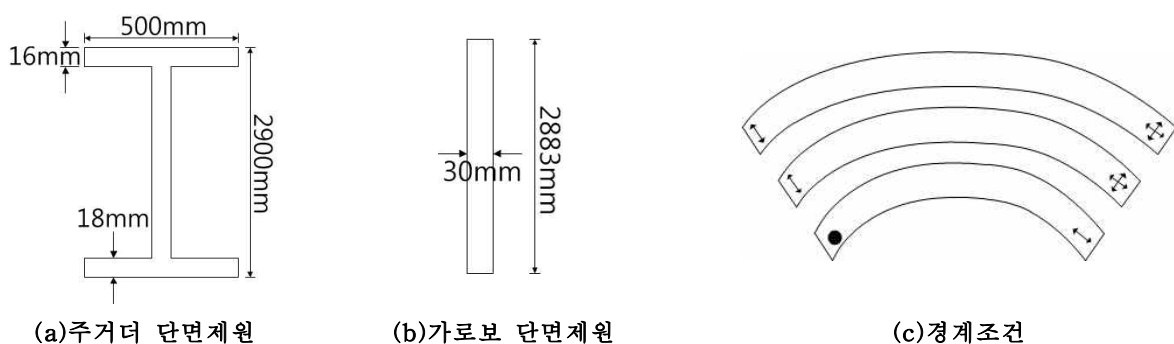


그림2.3.6 해석 모델의 단면 제원 및 경계조건

하중은 최외측 거더의 중앙점에 집중하중을 DB-24하중을 이용하여 재하 하였다. 선형 탄성 해석으로, 재료의 항복이나 구조물의 대변위 효과는 고려하지 않았다.

(1) 해석 결과

그림2.3.7은 해석모델의 변형 형상을, 그림2.3.8과 그림2.3.9는 각각 외측거더와 내측 거더의 반력 양상을 도시한 것이다.

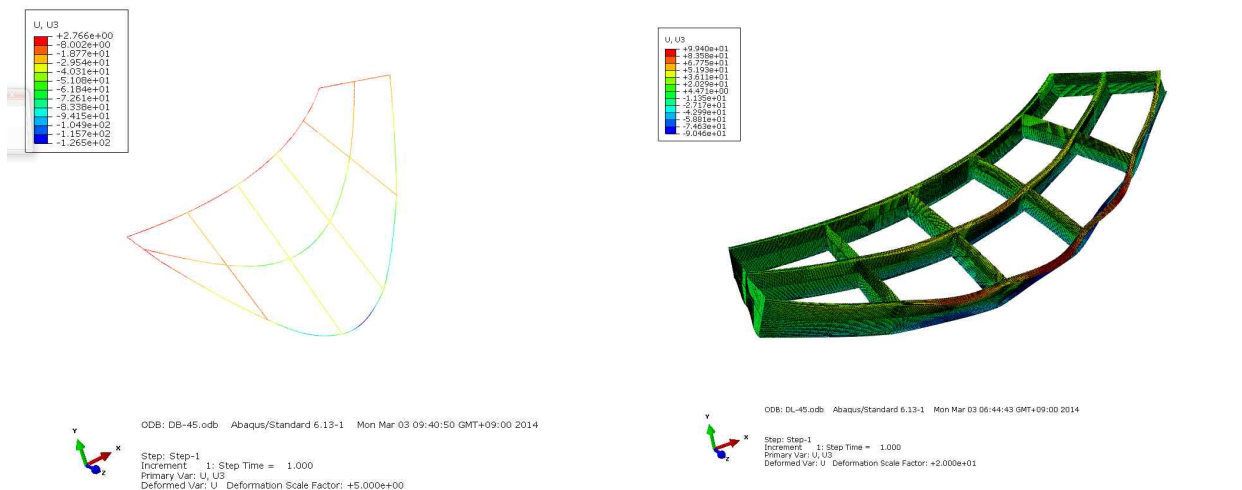


그림2.3.7 45°모델 변형 후 형상

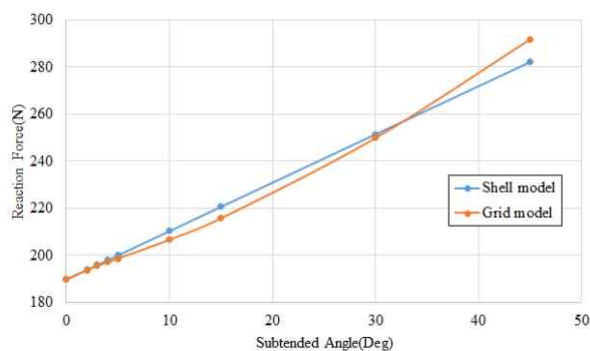


그림2.3.8 곡물 외측거더 반력 양상

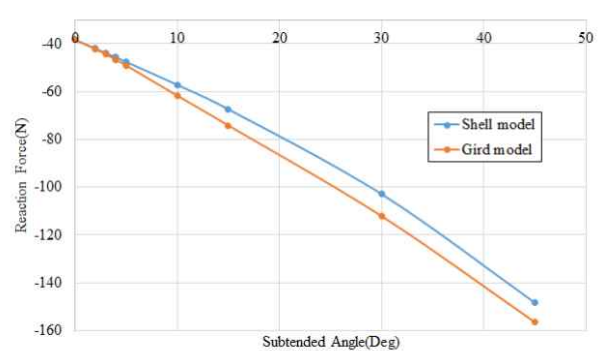


그림2.3.9 곡물 내측거더 반력 양상

반력 양상으로 볼 때 내측과 외측의 수직반력은 곡물 중심각 5°인 모델까지는 거의 차이가 없었으나, 그 이후 곡률이 증가함에 따라 Grid모델과 3D모델의 차이가 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나, 그 차이는 곡물 중심각 5°까지 최대 3%정도로 큰 차이는 없는 것으로 나타났다.

반면 그림2.3.10은 각 모델에 대한 최대 수직 처짐에 대한 그래프이다. 최대 수직처짐은 곡률이 증가할수록 그 차이가 급격히 증가하였으며, 45도 모델의 경우 약 20배정도의 차이를 보였다. 주목 할 만한 점은 곡률중심각이 2도인 모델에서 10%, 3도모델 18%, 4도모델 28%의 차이를 보여, 사실상 최대 수직 처짐 측면에서 Grid모델은 전혀 구조물의 거동을 반영하고 있지 못한 것으로 드러났다. 곡물 내측 거더와 외측거더의 상대적인 수직 처짐 크기는 상부구조 전체에 작용하는 비틀림 모멘트의 크기와 연관 지을 수 있다. 곡선 거더의 비틀림 모멘트는 내력에 많은 영향을 미칠 수 있으므로, Grid모델은 사실상 실제 거동을 정확히 반

영하고 있지 못하다고 판단 지을 수 있다.

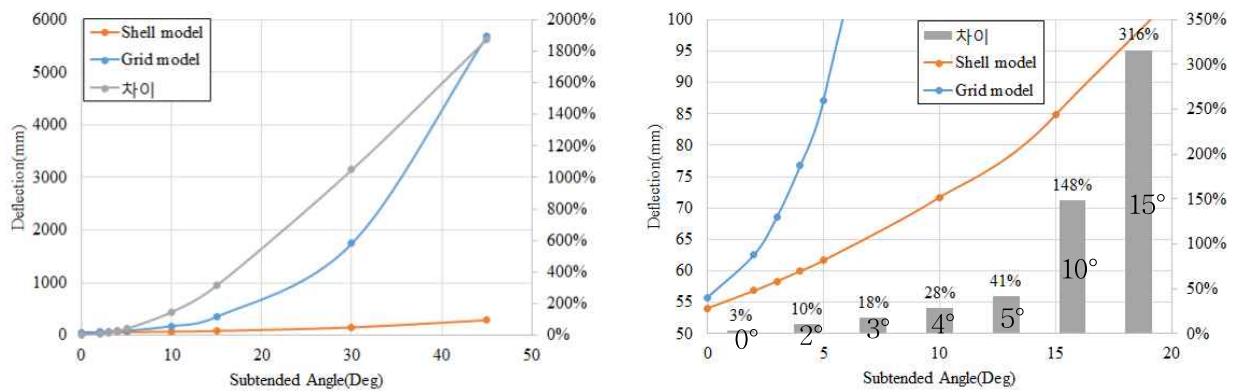


그림 2.3.10 최대 수직 처짐

다. 복수거더 교량의 구조해석

(1) 개요

미국 AASHTO에서는 1960년대 말부터 1970년대 초까지 곡선 거더 연구를 수행하여 1976년에 수평 곡선 교량에 대한 설계 지침을 출판하였다. 이 설계 지침에는 ASD와 LRFD 설계 기준이 모두 포함되어 있다. 그러나, 가로보에 대한 내용은 부록 B에만 실려 있을뿐이다. 게다가, 가장 최근 판인 AASHTO(2014) 6.7.4절에도 다이아프램이나 가로보의 기능과 수평 곡선 I-거더 교량에 대한 예비 프레임에 대해서는 하나의 식만 제공하고 있다. 복잡한 거동을 보이는 곡선 거더 교량을 연구하려면, 유한 요소 해석 프로그램 사용시 요소의 선택이 큰 영향을 미친다. 과거에는, 컴퓨터 성능의 한계로 간소화된 모델로만 해석이 수행되었다. 그래서, 가로보는 주로 빔 요소보다 트러스 요소로 모델링 하였다. 그러나, 현재는 상용화된 유한요소 해석 프로그램이 많고, 컴퓨터 성능 향상으로 인해 다양한 종류의 요소로 해석을 수행할 수 있다. 반면에, 시공 중이나 시공 완료 후에 거더에 재하되는 하중 상태가 달라지기 때문에, 합성과 비합성 거더의 차이에 대한 분석도 곡선 거더 교량에 대한 주 연구 대상이 된다.

(2) 문헌연구

곡선 거더 교량은 50년 이상의 오래된 연구가 행해 졌음에도 불구하고, 아직까지 많은 발전이 필요한 분야이다. Heins and Jin (1984)은 단일, 연속 곡선 합성 I-거더 교량의 활하중 분포를 평가하기 위해 3차원 프레임 공식을 사용하였다. Heins and Jin (1984)은 하부 횡 브레이싱과 격자 구조나 예비 설계의 연결부에 사용되는 설계 식의 영향을 분석하였다. Yoo and Littrell (1986)은 다양한 곡률, 길이, 브레이싱 간격을 가지는 유한 요소 교량 모델을 분석하였다. Yoo and Littrell (1986)은 최대 휨-뒹 응력비와 상부구조 처짐에 대한 경험 설계식을 개선하기 위하여 선형, 비선형 회귀 분석 기술을 사용하였다. Yoo and Littrell (1986)은 최대 휨 응력과 최대 상부구조 처짐에 대해서는 최소한의 브레이싱으로도 안전성이 보장되지만, 뒹 응력은 중간 브레이싱의 개수에 매우 민감하다고 주장하였다. 10년 뒤인 1996

년에, James S. Davidson et al. (1996)이 비슷한 식을 제안하였다. 이 식은 회귀 분석으로 곡선 강 I-거더 교량에 대한 예비 가로보 간격을 산정하는 식이다. 식에 의한 결과는 유한 요소 해석 결과로 검증되었다. D. Schelling et al. (1989)는 콘크리트 슬래브의 영향을 분석하기 위해 자중을 받는 단일 거더, 2-거더, 다중-거더의 거동을 평가하였다. D. Schelling et al. (1989)은 상부구조물 시스템의 사하중 분포를 정회할 수 있는 식을 제안하였다. Alfred G. Bishara and Wassef E. Elmir (1990)은 합성 다중-거더 교량의 가로보에 발생하는 내력을 산정할 수 있는 3D 유한요소 알고리즘을 개발하였다. Ching-Jen Chang and Donal W. White (2008)는 다양한 해석 기법을 사용하여 합성 곡선 I-거더 교량의 설계 분석을 위한 모델의 한계점이나 이점을 분석하였다. Donal W. White (2008)는 횡방향 수직방향 변위, 반력, 가로보 내력, 휨 응력을 분석하기 위해 시험 교량을 사용하였다. K. M. Sennah et al. (2001)은 상부와 하부 플랜지에 발생하는 길이방향 응력을 비교하기 위하여 3D 유한 요소 모델을 사용해서 시공 단계의 다른 곡선 I-거더 배열을 가지는 교량에 대해서 연구를 진행하였다. K. M. Sennah et al. (2001)은 또한, 복부판 보강재와 수직 브레이싱 간격을 분석하였고, 시공 단계에서 이런 교량에 대한 경제적인 설계 방법을 제안하였다. D. Linzell et al. (2004)는 시공중 거동을 예측하기 위한 분석 도구들의 성능을 평가하기 위해 실험 크기의 곡선 강교량에 대한 실험적 연구를 수행하였다. 실험 결과를 분석적 해석 결과와 비교하였고, 분석 도구들은 시공중 하중과 변형을 예측할 수 있다고 주장하였다. V-load 해석 결과와 비교해본 결과, 분석 도구들은 외부 거더에 대한 응력을 산정할 때는 유용하지만 내부 거더에 대해서는 한계를 가진다고 밝혔다.

(3) 구조해석 - 브레이싱(가로보) 모델링 요소

본 연구에서는 가로보 모델에 있어 사용되는 구조 요소에 대한 복수 거더 교량의 변위, 내력, 그리고 반력에 대한 영향을 평가한다. 이와 더불어 곡선 교량에서 가장 위험할 수 있는 시공 전 모델에 대한 해석을 수행하고 사용중 모델에 대한 거동 차이를 분석하여 설계자에게 정확한 거동에 대한 이해를 돕는데 그 목적을 둔다.

① 해석 방법

해석 모델은 복부판 중심부 사이의 간격이 2.44m인 4개의 I-거더로 이루어진 상부구조를 대상으로 한다. 이 시스템은 I-거더, L-형식 가로보, 콘크리트 슬래브로 구성되어 있다. 복부판과 플랜지의 크기는 각각 2134 x 16 mm, 610 x 55 mm이다. 가로보는 152 x 152 mm인 L-형강으로 가정 하였고 두께는 22mm이다. 콘크리트 상부구조물의 크기는 40 x 7.72 m이며 두께는 250mm이다. 이때 사용된 강재는 단위중량 7850 kg/m³, 탄성계수 210 GPa, 프아송비, 0.3를 가지며, 콘크리트는 단위중량 2500 kg/m³, 압축강도 30 MPa, 탄성계수 25.7 GPa를 가진다. 해석은 ABAQUS 6.13을 이용하였으며, I-거더와 콘크리트 상부구조에는 쉘 요소(S4R)를, 가로보에는 빔 요소(B31)과 트러스 요소(T3D2)를 사용하였다. 콘크리트는 거더 플랜지에 강체 연결하였다. 본 연구에서의 하중은 콘크리트와 강재의 자중만을 고려하였으며, 바닥판 콘크리트 경화전 상태를 모사하기 위하여 비합성 모델의 각 거더에는 바닥판 자중을 선형 등분포 하중으로 가정하여 재하 하였다. 그림2.3.11에 Abaqus 해석에 사용된 요소 형식과 비합성 상부 구조물의 구성요소를 나타내었고, X-형식의 가로보로 연결되어 있

는 상부 구조물의 정면도는 그림2.3.12와 같다. 그림2.2.13은 같은 Scale Factor를 적용한 합성과 비합성 거더의 수직 변형 형상이고, 비합성 거더 모델의 변형이 합성 거더 모델보다 더 큰 것을 알 수 있다. 또한, 내측 거더의 중심에서 가장 작은 변형이 일어나고, 외측 거더의 중심에서 가장 큰 변형이 발생한다.

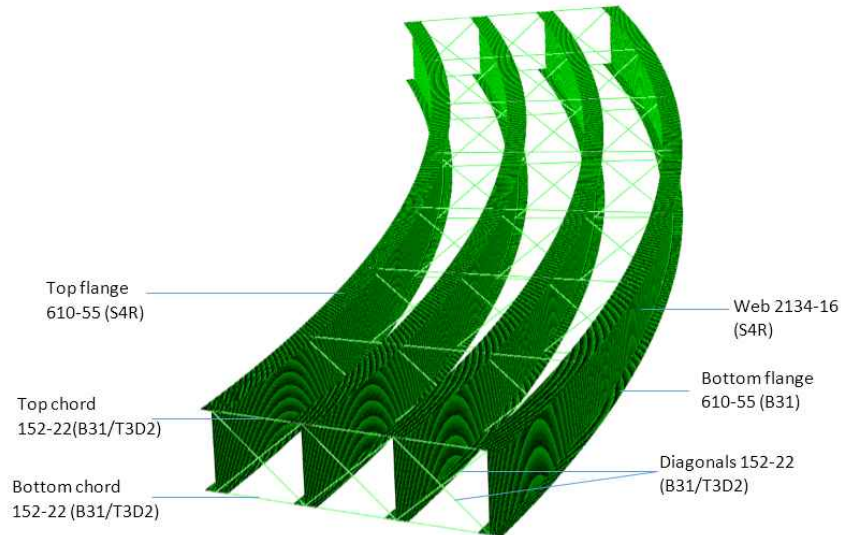


그림2.3.11 FEM 모델 예시

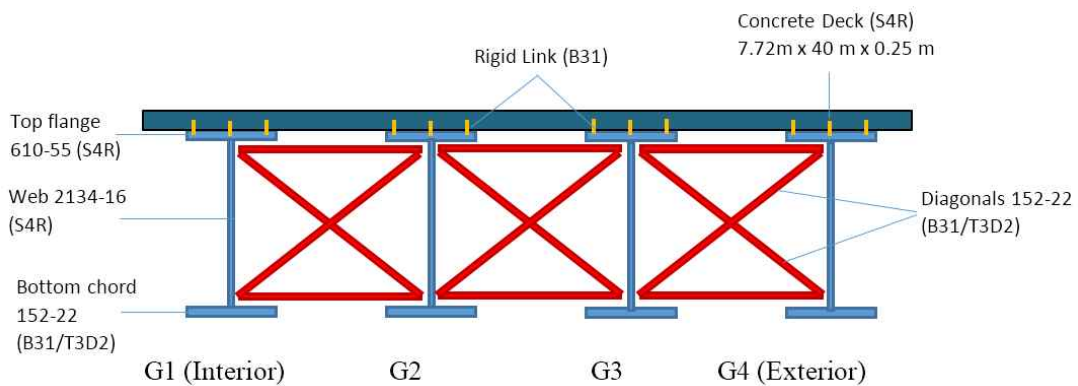


그림2.3.12 X-형식 가로보로 연결된 4 합성 I-거더 정면도

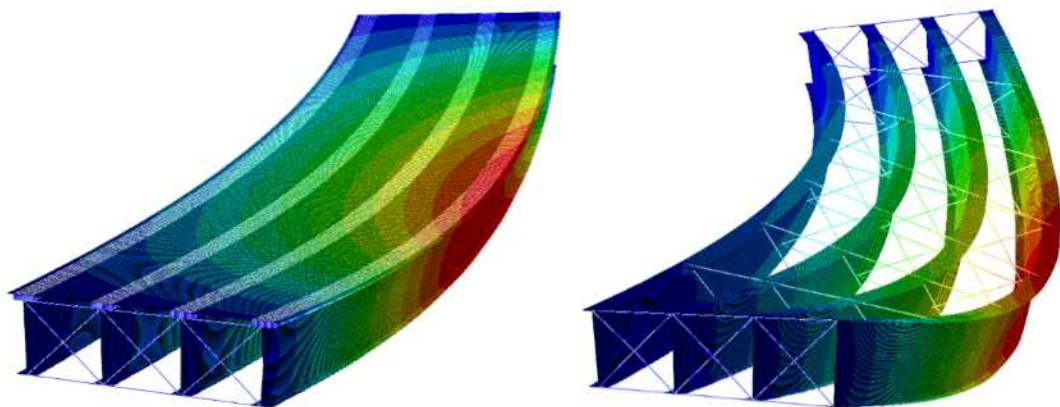


그림2.3.13 수직 변형 형상 : 합성 거더(왼쪽) , 비합성 거더(오른쪽)

표2.3.1 FEM모델 매개변수

Selected Parameter					
Model	Girders element	Cross-frames element	Cross-frames type	Degree of curvature	Total model
CF3=L/2	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
CF4=L/3	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
CF5=L/4	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
CF6=L/5	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
CF8=L/7	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
CF10=L/9	S4R	B31/T3D2	X	0-35 (5 interval)	16
Total Model					96

② 결과 분석

트러스와 보 요소를 사용한 각각의 모델은 수직변위에 대하여 큰 차이를 보이고 있지 않다 (그림2.3.14, 그림2.3.15). 그러나, 가로보에 발생하는 응력은 그림2.3.16과 그림2.3.17에서 나타난 바와 같이 곡률이 증가할수록 두 모델에서 큰 차이를 보인다.

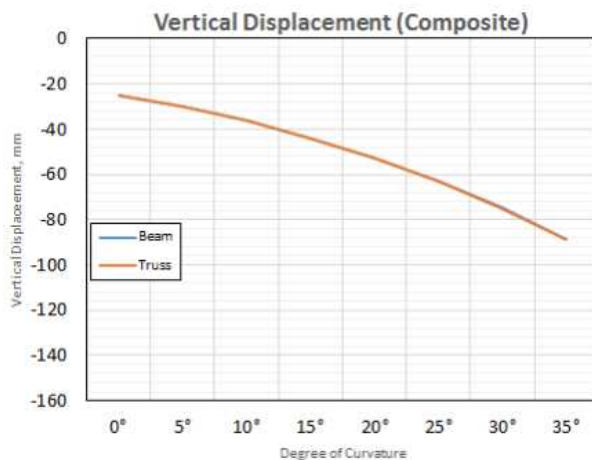


그림2.3.14 합성 거더의 수직 변위

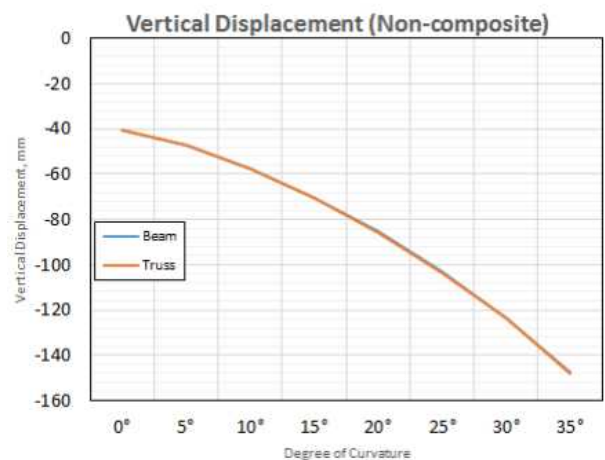


그림2.3.15 비합성 거더의 수직 변위

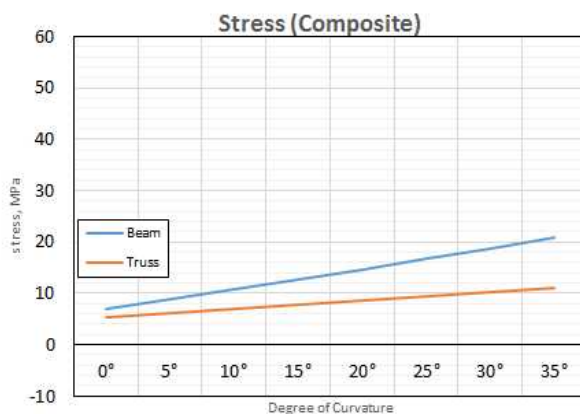


그림2.3.16 가로보에 따른 합성 거더 응력

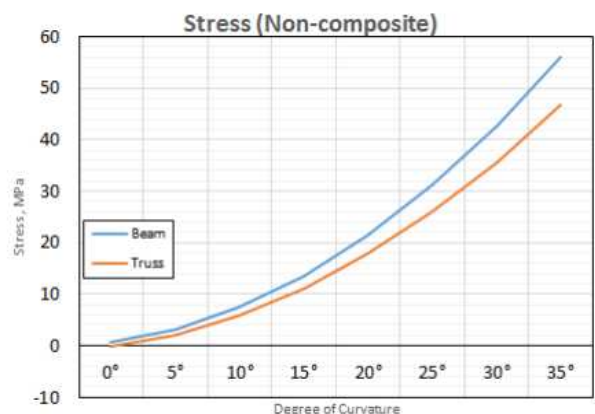


그림2.3.17 가로보에 따른 비합성 거더 응력

합성 전 모델에서는 각 거더가 독립적으로 거동하려는 양상이 브레이싱 부재에 의해서만

구속 되어야 한다. 따라서 브레이싱에 작용하는 응력은 합성 후에 비해서 상대적으로 큰 값을 보이게 된다. 합성 전후에 브레이싱에 작용하는 내력의 차이는 곡률이 커질수록 증가하게 된다.

반면, 합성 후에는 콘크리트 바닥판이 거더와의 전단을 통하여 상부 브레이싱의 역할을 하게 된다. 따라서 브레이싱 부재에 작용하는 내력은 감소하게 되고, 설계자는 합성 전후에 대한 브레이싱의 내력상태를 모두 고려할 수 있어야 한다.

이러한 내력상태는 사용 요소에 따라 다르게 평가 될 수 있다. 이를 확인하기 위하여 가로보를 3차원 트러스요소 및 3차원 프레임 요소로 모델링 하여 그 결과를 분석 하였다. 선요소에서 얻어지는 내력은 재료역학에 따라 구해질 수 있으며 이는 식2.3.4 및 식2.3.5에 나타내었다.

$$\sigma_{truss} = \frac{P}{A} \quad \text{식2.3.4}$$

$$\sigma_{beam} = \frac{P}{A} + \frac{M_y \cdot x}{I_y} + \frac{M_x \cdot y}{I_x} \quad \text{식2.3.5}$$

여기서,
 P : 축력
 M_y : y축에 대한 모멘트
 M_x : x축에 대한 모멘트
 I_y : y축에 대한 단면 2차모멘트
 I_x : x축에 대한 단면 2차 모멘트
 A : 요소의 단면적

일반적으로 곡선 거더의 가로보나 브레이싱은 전단의 형태로 인접 거더에 하중을 전달 하게 된다. 이때 발생하는 전단은 가로보나 브레이싱이 연결되는 양 끝단에 대하여 내부에 휨 모멘트를 유발할 수 있으며, 곡률이 커질수록 이러한 내력은 증가하게 된다. 트러스 요소는 휨모멘트나 전단력을 저항하지 못하며 축력의 형태로만 하중을 전달 하여야 하기 때문에 실제 부재에서 발생하는 내력은 과소 평가 될 수 있다. 반면 보 요소를 사용하면, 축력 뿐만 아니라 약축 및 강축방향의 휨을 모두 산정할수 있게 된다. 이에따라 실제 부재에 작용하는 최대 응력을 추정 할수 있게 된다.

③ 소결

곡률 효과에 의하여 발생하는 비틀림 모멘트는 곡률 내측 거더와 외측거더에 상대적인 수직 변위를 야기하며(그림2.3.18, 그림2.3.19), 이로 인하여 거더와 거더 사이에 설치되는 브레이싱이나 다이아프램에는 큰 내력이 작용할 수 있다. 이러한 내력의 차이는 곡률이 커짐에 따라 증가하는 경향을 보이며, 응력의 크기는 합성 전이 합성 후의 구조보다 더 크다.곡선 거더에서는 이에 따라 가로보나 브레이싱이 하중 전달부재(Load Carrying Member)로서 인식될 필요가 있으며, 시공 단계에 따른 내력상태를 고려한 면밀한 분석이 필요하다.

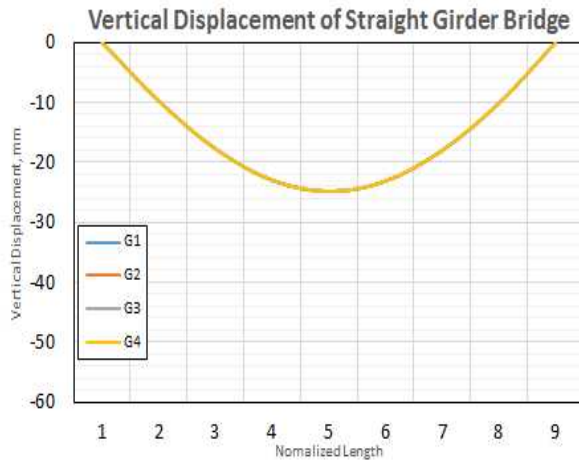


그림2.3.18 정규화 된 길이에 따른 직선 거더 수직 변위

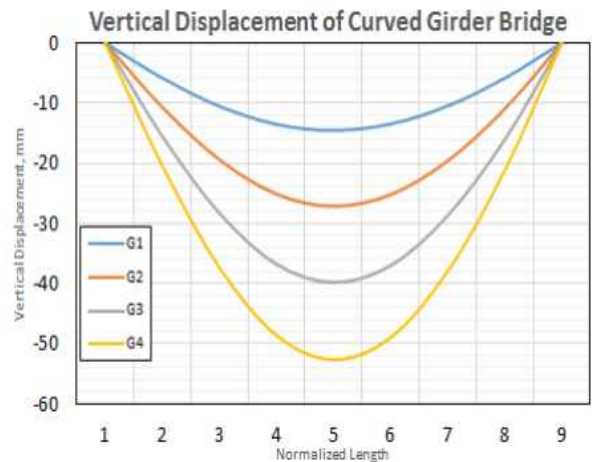


그림2.3.19 정규화 된 길이에 따른 곡률 중심각이 20° 인 곡선 거더 수직 변위

(4) 가로보 간격에 따른 합성 전후 거동 분석

① 결과분석

본 절에서는 (3)절에서와 같은 모델에 대하여 합성 전후 가로보 간격에 따른 거동 특성을 살펴보기 위한 해석을 수행 하였다. 브레이싱 설치 개수에 따른 외측 거더 중심의 수직 변위는 그림2.3.20과 그림2.3.21에 각각 나타내었다. 경제성 및 수직 처짐 특성을 반영한 수렴도를 분석해보면 본 모델에 대해서는 직선과 곡선 거더에 5개의 가로보를 사용하는 것이 타당하다. 이처럼, 곡률 중심각과 가로보의 개수는 수직 변위에 영향을 미친다. 가로보나 브레이싱 간격에 대한 내용은 후에 자세히 다루도록 한다.

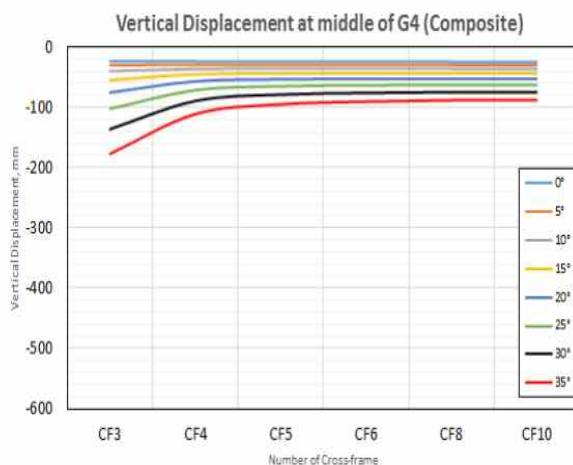


그림2.3.20 가로보 개수에 따른 외측 거더 중심의 수직 변위(합성)

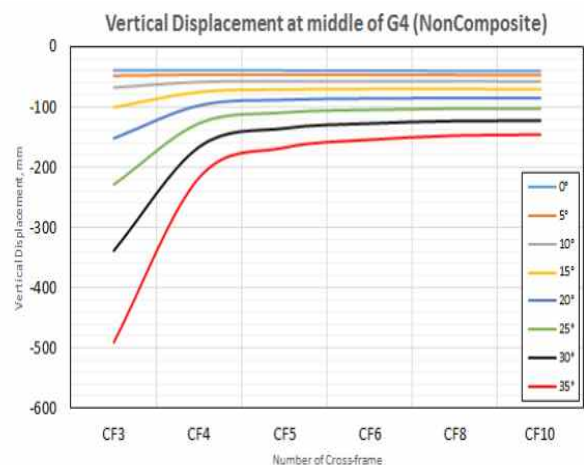


그림2.3.21 가로보 개수에 따른 외측 거더 중심의 수직 변위(비합성)

이후 5개의 브레이싱을 사용한 모델에 대하여 거더의 수직 및 수평 반력 특성에 대해 고찰 하였다(그림2.3.22 ~ 그림2.3.25). 수직반력의 경우에는 합성 전과 후의 차이가 크지 않았다. 그러나, 교축방향 반력의 경우에는 비합성 상태의 거더에서는 거의 0에 가까운데 반해 합성

상태에서는 매우 큰 반력이 발생 되었다. 이는 합성 단면 전체가 Π 형 단면처럼 거동 하면서 뒤틀림이 구속되어 생긴 것으로, 각각의 거더가 독립적으로 거동 할 수 있는 비합성 단면에서는 나타나지 않는 현상이라 할 수 있다.

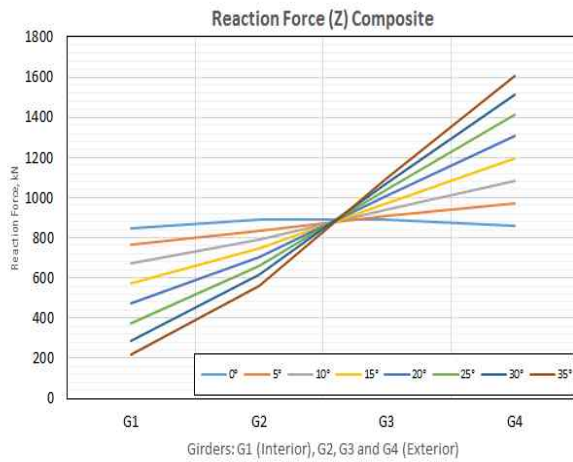


그림2.3.22 곡률 중심각에 따른
각 거더의 수직 반력(합성)

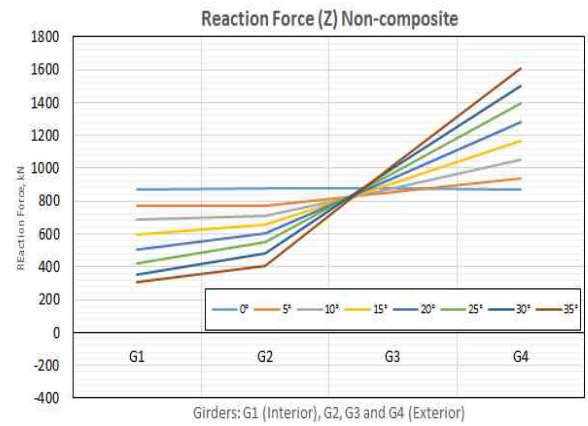


그림2.3.23 곡률 중심각에 따른
각 거더의 수직 반력(비합성)

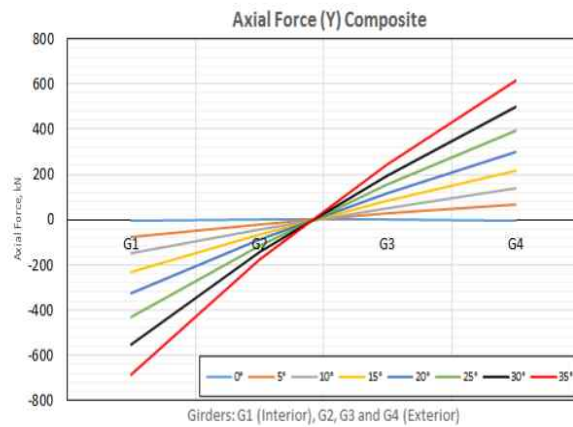


그림2.3.24 곡률 중심각에 따른
각 거더의 축방향 반력(합성)

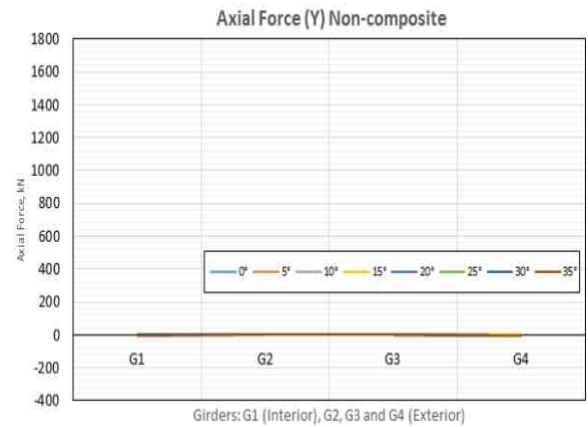


그림2.3.25 곡률 중심각에 따른
각 거더의 축방향 반력(비합성)

② 소결

합성 거더에서 가로보나 브레이싱의 간격은 합성 및 비합성 거더의 수직 처짐에 영향을 미칠 수 있으며, 적절하게 선택 되어야 한다. 종합적인 결과로 볼 때 비합성 상태에서는 합성 상태보다 구조 요소들의 내력이 더 큰 경향을 보이지만, 교축방향 반력 양상을 살펴볼 때에는 합성 거더인 경우 더 큰 값을 도출 하게 된다. 따라서, 수평 곡선 교량의 설계 시에는 이러한 합성 전후 거동 특성을 면밀히 파악하는 것이 중요하다 할 수 있다.

제4절 거더의 극한 강도

1. 개요

I형 직선거더에 휨모멘트가 작용할 경우 압축 플랜지는 약축방향으로 좌굴을 일으키려 하나, 복부판에 의해 길이방향으로 연속지지 되어 있어 좌굴을 일으키지 못하고 그림 2.4.1 과 같이 단면 전체에 횡방향 및 회전방향 변위를 초래한다. 이때에 발생하는 횡방향 및 비틀림 방향 변위는 작용하는 압축력에 직각 방향으로서 좌굴로 간주 될 수 있고 이를 횡-비틀림 좌굴(Lateral Torsional Buckling)이라 한다.

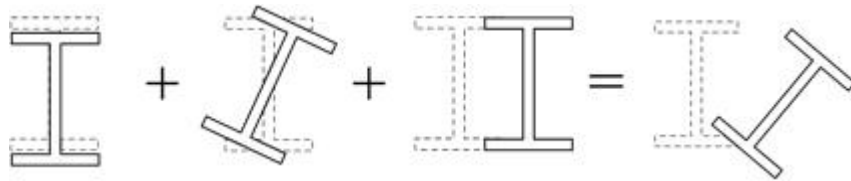


그림2.4.1 직선 거더의 횡 비틀림 변위

이와 다르게 곡선 거더는 가해지는 외력에 횡방향 성분이나 비틀림 모멘트를 유발하는 성분이 없어도, 항상 비틀림 모멘트가 분포하게 된다. 그림2.4.2는 양단 균일 모멘트(Equal End Moment)를 받는 단순 지지된 수평곡선 I형 교량의 비틀림 모멘트 분포를 나타내며 이는 자유물체로부터 쉽게 얻어질 수 있다.

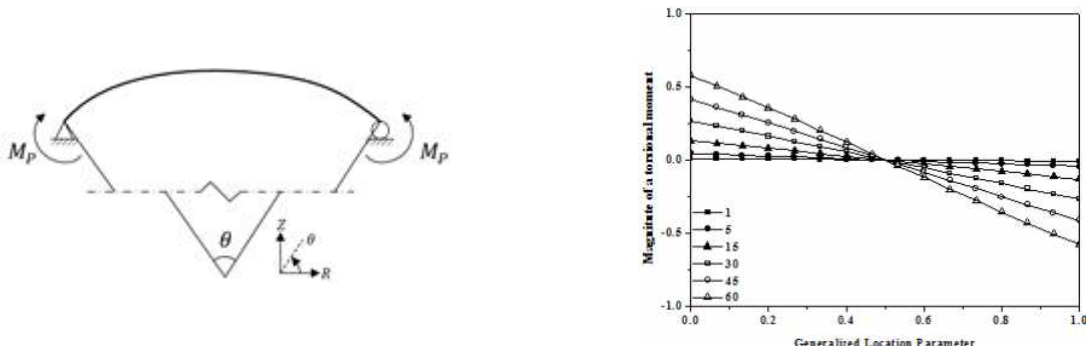


그림2.4.2 곡선 거더의 곡률 중심각 별 비틀림 모멘트 분포

따라서, 곡선 거더는 비틀림 모멘트와 휨모멘트를 동시에 저항해야 하며, 이로 인한 거더 단면의 횡방향 및 비틀림 방향 변위는 필연적이라 할 수 있다.

그림 2.4.3은 곡선 거더의 일반적인 거동 양상을 나타낸 것인데, 이를 착안하였을 때, 횡방향 및 회전방향의 변위는 작용하는 단면력과의 상관 관계를 고려하였을 때 더 이상 좌굴로 간주 될수 없게 된다. 따라서, 이는 횡-비틀림좌굴(LTB; Lateral Torsional Buckling)보다 횡-비틀림-수직 거동(LTV; Lateral Torsional Vertical Behavior)로 명명하는 것이 더 정확한 표현이 될 수 있다.

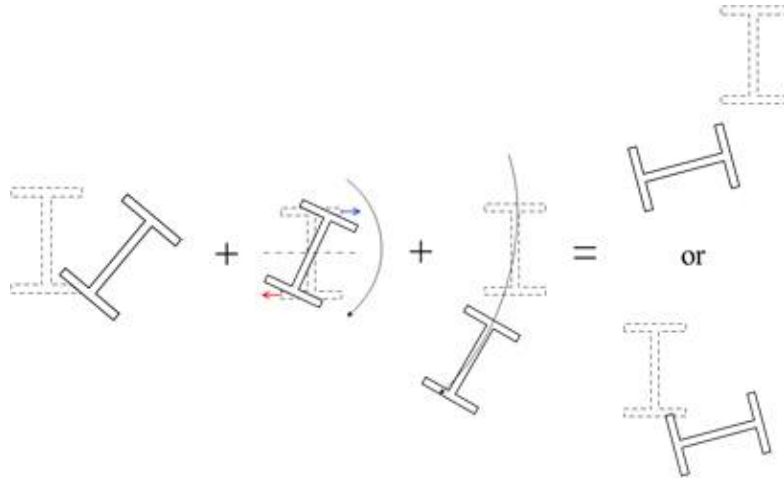


그림2.4.3 곡선 거더의 횡-비틀림-수직 거동

곡선 거더에 작용하는 비틀림 모멘트는 개단면의 경우 균일 비틀림(St. Venant Torsion)과 불균일 비틀림(Warping Torsion)의 합으로 나타낼 수 있으며, 비틀림 모멘트와 휨모멘트를 저항해야 하는 수평곡선 I형 거더는 휨모멘트만을 저항하는 직선 거더보다 강도 측면에서 불리할 수 있다. 그러나, 휨모멘트와 비틀림 모멘트의 상호 작용에 의한 강도 저감 관련 연구는 아직 미비한 수준이다.

1987년 Nishida등은 수평곡선 거더에 대한 탄성 좌굴 강도 식을 식2.4.1과 같이 제안하였다. 그러나, 이는 탄성 좌굴 강도 산정 방안이라는 한계점이 있으며, 횡-비틀림 좌굴의 경우에는 탄성좌굴을 피하는 것이 바람직한 설계라는 점에 착안하면 실무에 사용되는 경우가 적을 수 있다. 또한 이는 직선 거더의 탄성 좌굴 강도에 대한 감소 효과를 고려한 것이며, 곡률 효과는 오로지 곡률 중심각만을 고려하였다.

$$M_{cr(cu)} = \sqrt{1 - \frac{L^2}{\pi^2 R^2}} \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \right) \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2} \right)} \quad \text{식2.4.1}$$

여기서, $M_{cr(cu)}$: 곡선거더의 탄성좌굴 모멘트 강도
 L : 거더의 길이
 R : 거더의 곡률반경
 G : 전단 탄성계수
 J : 비틀림 상수
 C_w : 뒹 상수

한편, Yoo(1996)등은 식2.4.2와 같이 비탄성 좌굴강도까지 산정할 수 있는 식을 제안 하였다. 그러나, 이는 Kang(1992)에 의해 정식화된 7자유도 곡선보 요소를 사용하여 탄성 좌굴 해석을 수행하고 이를 바탕으로 회귀분석을 통하여 강도 감소 계수를 도출한 것으로, 비탄성 좌굴 강도에 적용을 하는 것은 실제 거동을 면밀히 반영하지 못하는 결과를 불러온다.

$$[M_P, M_u, M_{xcr}]_{cu} = (1 - 0.1058\theta^{2.129})^{2.152} [M_P, M_u, M_{xcr}]_{st} \quad \text{식2.4.2}$$

여기서, $M_{p)cu}$: 곡선보의 소성 모멘트

여기서, $M_{u)cu}$: 곡선보의 극한 모멘트 강도

$M_{xcr)cu}$: 곡선보의 탄성 횡-비틀림 좌굴강도

M_p : 직선보의 소성모멘트

M_u : 직선보의 극한 모멘트 강도

M_{xcr} : 직선보의 탄성 횡-비틀림 좌굴강도

식2.4.2를 적용할 경우 곡률이 큰 거더 일지라도 직선거더 대비 강도 감소 효과를 크게 반영할 수 없다. Pi(2000)등에 의하여 곡률 중심각이 5도인 거더는 직선에 비해 강도 감소가 50%정도 나타난다는 것을 알 수 있다(그림2.4.4).

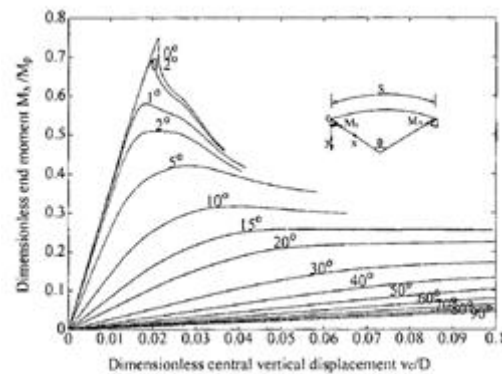


그림 2.4.4 Pi(2000)의 연구 결과

현재 시공되어 있는 램프교량들은 곡률 중심각이 약 20~40도까지 분포한다는 사실을 생각해 볼 때, 이러한 극한강도 감소 경향은 설계시 반드시 반영 되어야 함을 알 수 있다. 그러나 국내 설계 기준은 곡선거더에 대한 항목을 제외 하였으며, 이에 따라 국내에서 이루어지는 설계는 곡선 거더에 대한 대비책이 전무하다 할 수 있다. 한편, 미국의 설계기준인 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014에서는 AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges에 제시된 기준을 일부 반영하여 수평 곡선 거더에 대한 기준을 제시하고 있다. 여기에서는 수평 곡선 거더의 극한거더 산정 방법이나 식을 따로 제시하고 있지는 않으나 one-third rule로써 거더에 작용하는 횡방향 모멘트효과를 고려하도록 하고 있다. 그러나, 거더에 작용하는 횡방향 모멘트 산정 식에 대한 정확성은 보장되고 있지 않으며, 높은 비선형성을 가지는 곡선 거더를 대상으로 이를 통한 곡률효과 반영은 사실상 미봉책에 불과하다 할 수 있다.

본 절의 해석 결과에 의하면, 뒹 비틀림 모멘트는 선형구간의 강도에 영향을 미치고, 균일 모멘트는 극한강도에 영향을 미치게된다. 따라서 뒹 비틀림 모멘트에 대하여 적용하는 one-third rule의 제한은 비록 곡률 효과를 반영하고 있을지라도 비탄성 구간에서 거더의 강도와는 직접적인 연관성이 떨어진다고 할 수 있다.

2. 구조해석

본절에서는 곡선거더의 극한강도 산정식 유도를 위한 구조 해석을 실시 한다. 해석 프로그램은 ABAQUS 6.13이며, 사용된 재료는 315MPa의 항복강도를 갖는 강재인 SM490을 사용

하며, 완전 탄소성 상태를 가정 하였다. ABAQUS에서는 완전 탄소성 상태의 재료에 대해 Von Mises'Yield Criteria가 적용 되게 된다.

부재는 I형 단면을 갖는 단순 지지된 수평 곡선 거더이며, 하중은 양단 균일 모멘트를 사용 하였다.

Shell요소를 이용한 구조해석에서는 경계조건이 구조물의 거동에 미치는 영향이 클 수 있다. 본 해석에서는 그림 2.4.5와 같이 핀 지지점과 롤러지점을 모사하였다.



그림2.4.5 경계조건

수평곡선 거더의 단순지지 모사는 여러 가지를 고려 할 수 있다. 본 해석에서는 지점부에서 호의 접선방향으로 교축방향 자유도를 구속하도록 하였으며, 모든 요소는 원통형 좌표계에 의하여 정의 되었다.

거더에 작용하는 잔류응력은 ECCS(European Convention for Construction Steel Work)에서 제시하고 있는 Galambos 패턴을 적용 하였다.

셀요소로 모델링된 I형 거더에 양단 균일 모멘트를 재하하기 위하여 네가지 방법의 하중 재하 방법에 대한 고찰을 수행하였다. 최종적으로 항복 모멘트 형상 방법이 선택 되었다.

셀요소로 모델링 된 I형강의 양단 모멘트를 재하할 경우 하중 재하점의 응력 집중으로 인하여 지점부의 항복으로 인해 해석이 종료 될 수 있기 때문에, 이를 방지하기 위하여 하중 재하지점에 더미 요소를 사용 할 수 있다. 이러한 더미요소는 구조물의 거동에 최대한 영향을 미치지 않아야 하며, 적절한 더미요소의 강성은 매개변수 해석으로써 결정되었다.

2축 대칭 단면을 가진 직선 거더의 경우 완벽히 곧은 부재의 양단에 대칭 형태의 휨모멘트를 재하하면 횡 비틀림 좌굴은 일어나지 않는다. 이를 방지하기 위하여 초기 변형을 고려하여야 하는데, 일반적으로 초기변형은 횡-비틀림 좌굴 모드에 대하여 Scale Factor를 이용하여 사용 된다. 그러나, 본 연구에서는 횡변위와 회전 변위를 독립적으로 제어하여 초기 변형으로 적용 하였다. 초기 변형의 정도는 매개변수 해석으로써 결정 되었다.

전술한 해석 방안에 대한 자세한 내용은 Appendix A에 수록하였다.

3. 해석 결과

가. 곡선 거더의 극한 거동

극한 강도에 대한 고찰 이전에 수평 곡선 I형 강 거더의 거동 특성을 파악하기 위한 해석을 실시하였다. 해석 단면은 그림2.4.6에 주어진 바와 같으며, 주어진 단면에 대한 단면 상수는

표2.4.1에 제시 되었다. 단면의 각 요소는 국부좌굴에 대한 안정성이 확보 되었다.

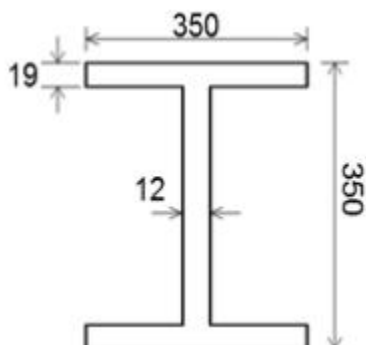


그림2.4.6 단면 제원

표2.4.1 단면 상수

A	173.9cm ²
I_x	40,300cm ⁴
I_y	13,600cm ⁴
C_w	3,721106cm ⁶
J	199 cm ⁴
Z_x	2550 cm ³
Z_y	1180 cm ³

주어진 단면에 대하여 곡률 및 비지지 길이에 대한 매개변수 해석을 수행하였다. 해석 값의 비교를 위해서 최종적으로 얻어지는 모멘트 강도는 소성모멘트 M_p 로, 비지지 길이는 L_p 로 나눔으로써 정규화하여 상대값을 비교 하였다.

최종적으로 비지지길이는 소성 비지지길이의 60%에서 200%까지 곡률 중심각은 3°에서 40°까지 나누어 총 88개의 모델로써 거동 특성을 분석 하였다.

표2.4.2 매개변수

	직선거더	곡선거더
비지지길이	0.6 L_p , 0.7 L_p , 0.8 L_p , 0.9 L_p , 1.0 L_p , 1.1 L_p , 1.2 L_p , 1.3 L_p , 1.4 L_p , 1.5 L_p , 2.0 L_p	
곡률중심각	-	3°, 5°, 7°, 10°, 15°, 25°, 40°
총 88개 모델		

그림2.4.7에서 그림2.4.9는 직선거더에 대하여 비지지 길이에 따른 하중 변위 곡선을 도시한 것이다. 거더 중앙 단면의 전단 중심에 대하여 도시하였으며, 비지지 길이가 길어질수록 극한 강도는 감소하는 경향을 보였으며 수직, 수평, 회전 변위는 증가 되었다. 반면, 그림2.4.10에서 그림2.4.12는 40도의 곡률 중심각을 갖는 곡선거더의 하중 변위 곡선이다. 비지지길이의 증가에 따라 극한강도가 감소하고, 변위가 증가하는 경향은 같지만, 수평 방향 변위에 대한 하중-변위곡선에서는 몇몇의 모델에 대하여 변위 방향이 반전되는 것을 볼 수 있다. 회전변위에서도, 직선거더의 최대 회전각은 0.3rad(17.2°)인 반면 곡선 거더는 최대 1.5rad(86.0°)을 보였으며, 회전변위가 크다는 것은 단면에 작용하는 비틀림 모멘트가 크다는 것을 의미한다.

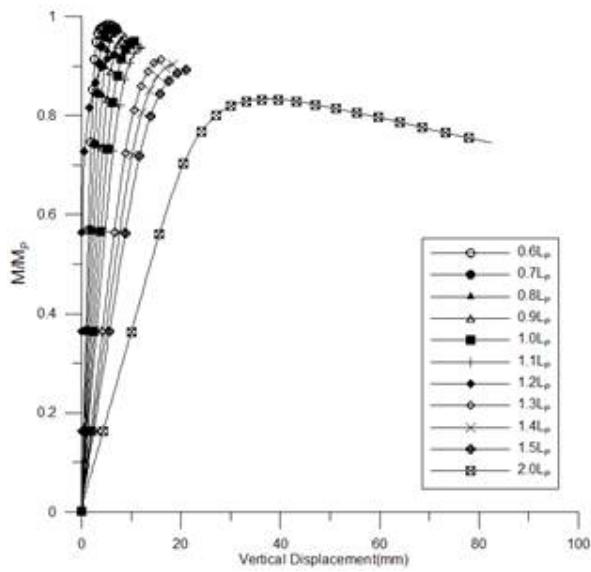


그림2.4.7 직선거더의 수직방향 하중-변위곡선

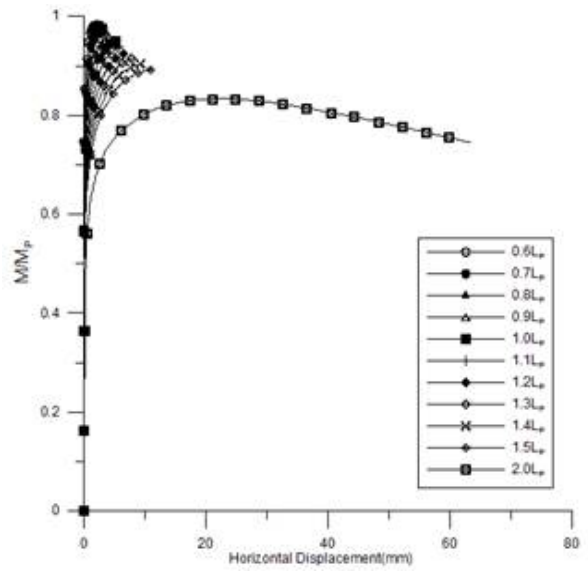


그림2.4.8 직선거더의 수평방향 하중-변위곡선

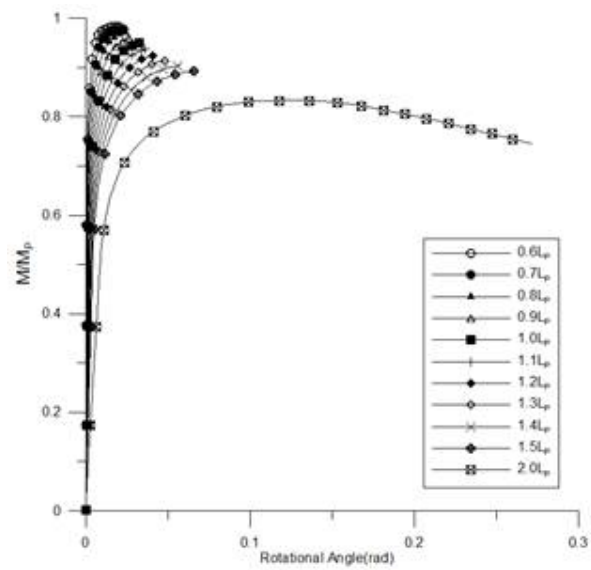


그림2.4.9 직선거더의 회전방향 하중-변위곡선

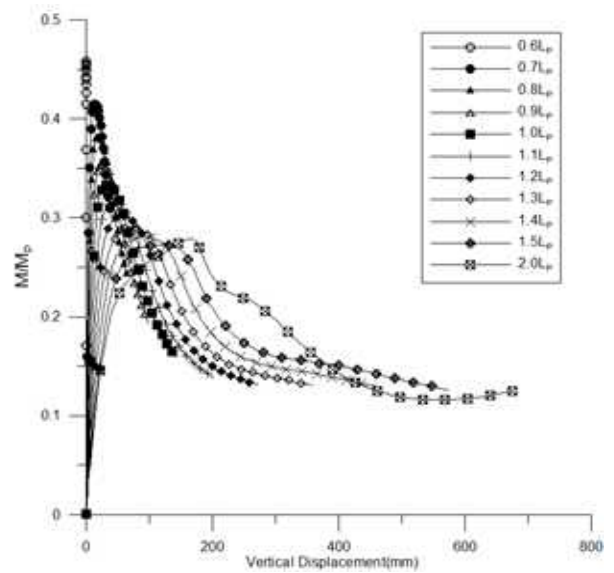


그림2.4.10 곡선거더의 수직방향 하중-변위곡선

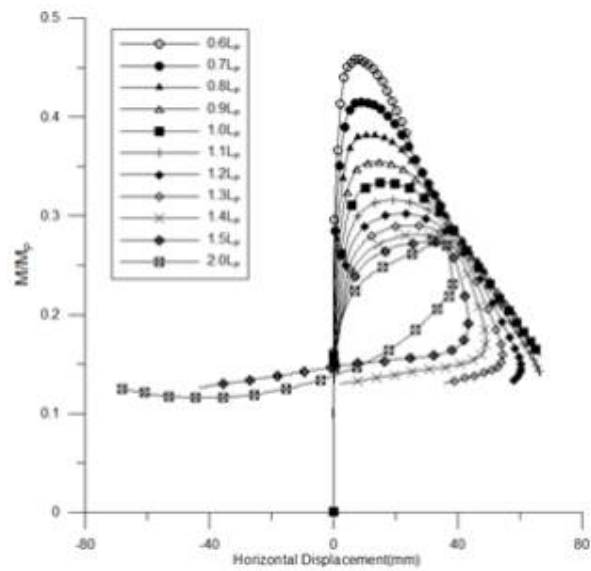


그림2.4.11 곡선거더의 수평방향 하중-변위곡선

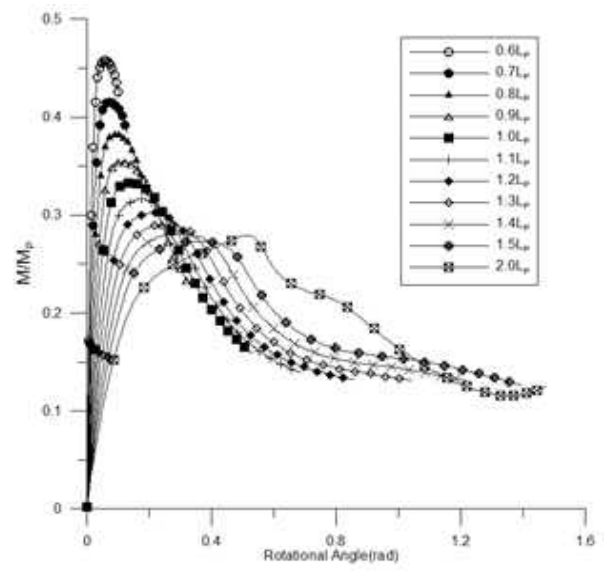


그림2.4.12 곡선거더의 회전방향 하중-변위곡선

그림2.4.13은 현행 설계기준에서 제시하고 있는 휨부재의 플랜지 국부좌굴 및 횡-비틀림 좌굴 강도 곡선이다. 이는 직선 부재에 대한 강도 산정 방안이나, AASHTO 2014는 곡선 휨 부재에도 이를 그대로 적용 하고 있는 실정이다. 그러나 해석 결과와 선행 연구에서 알수 있듯이 곡선 거더의 극한 강도는 곡률 효과로 인하여 크게 저하 될 수 있다. 그림2.4.14는 앞선 해석 결과를 설계 기준과 비교한 것이다. 그 결과, 곡률이 있는 모델의 경우 비지지길이 L_p 보다 작음에도 불구하고 소성모멘트보다 작은 극한 강도를 나타내었다. 강도 저하는 곡률이 커짐에 따라 더 크게 나타났으며, 곡률이 큰 경우 직선 부재에 비해 극한강도가 50% 이상 저하 되는 현상을 볼 수 있다.

이와 같이 곡선 부재는 직선 부재 대비 극한 강도가 크게 떨어짐에도 불구하고, 현행 설계 기준은 아직까지 곡률 효과를 포함한 강도 산정 방안에 대한 대비책을 제시하고 있지 않다.

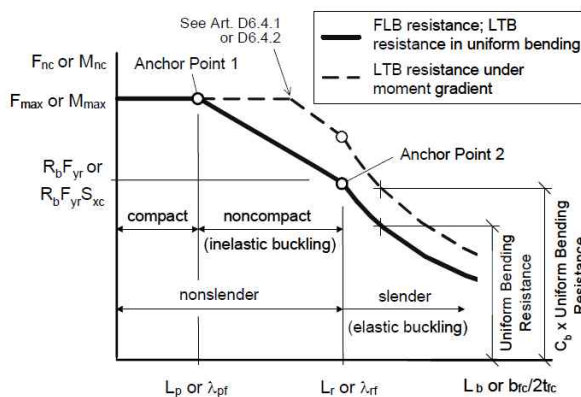


그림2.4.13 현행 설계기준의 휨부재 강도 산정 방안

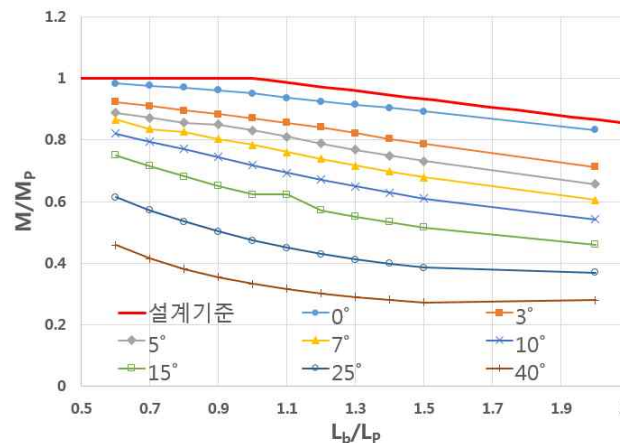


그림2.4.14 곡선 거더의 극한강도

나. 곡선 거더의 극한강도

전절에서의 해석결과를 바탕으로 곡선거더는 휨과 비틀림 모멘트를 동시에 저항한다는 사실을 확인 할 수 있었다. 이때 작용하는 비틀림 모멘트는 균일 비틀림과 분균일 비틀림으로 나눌 수 있으며, 이에 따라 양단 균일 모멘트를 받는 수평곡선 I형 강재 거더의 거동에 영향을 미치는 인자는 휨강성, 순수비틀림강성, 뒹강성으로 나눌 수 있다. 본 연구가 강재 거더에 대한 연구임을 생각해보면 각 강성에 관계된 인자는 단면 2차모멘트(Moment of Inertia, I), 뒹상수(Warping Constant, C_w), 비틀림상수(Torsional Constant, J)로 나타낼 수 있다. 본 절에서는 이에 대하여 면밀한 구조해석을 실시 한다.

이를 위해서 약 450개의 모델이 고려되었다. 이들은 Class#1에서부터 Class#3 까지 총 세 개의 카테고리로 나눌 수 있는데 각 그룹은 다섯 개의 단면으로 이루어져 있다. Class#1에서는 다섯 개 단면이 동일한 C_w 와 J 값을 가지는 대신 I 값이 서로 다르게 설정 되었다. 이와 마찬가지로 Class#2와 Class#3에서는 각각 I 값과 C_w 값이 같고 J 값이 서로 다른 5개의 단면, I 값과 J 값이 같고 C_w 값이 다른 5개의 단면이 고려된다. 각각의 단면은 6종류의 비지지 길이와 5종류의 곡률 중심각에 대하여 극한 해석이 수행 되게 되고, 이를 통하여 극한 강도에 가장 큰 영향을 미치는 인자를 분석 할 수 있다. 각 모델에 대한 매개변수는 표2.4.3에서 표2.4.5에 나타내었다.

표2.4.3 Class#1에 대한 단면 제원

Section-1		Section-2		Section-3		Section-4		Section-5	
Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value
tf(mm)	25	tf(mm)	25	tf(mm)	25	tf(mm)	25	tf(mm)	25
bf(mm)	217.9	bf(mm)	232.9	bf(mm)	250.9	bf(mm)	272.7	bf(mm)	300
tw(mm)	18.19	tw(mm)	17.21	tw(mm)	16.36	tw(mm)	14.65	tw(mm)	10
h(mm)	550	h(mm)	500	h(mm)	450	h(mm)	400	h(mm)	350
Property		Property		Property		Property		Property	
Iy(mm4)	1.04e09	Iy(mm4)	8.82e08	Iy(mm4)	7.40e08	Iy(mm4)	6.10e08	Iy(mm4)	4.89e08
Cw(mm6)	2.97e12	Cw(mm6)	2.97e12	Cw(mm6)	2.97e12	Cw(mm6)	2.97e12	Cw(mm6)	2.97e12
J(mm4)	3.32e06	J(mm4)	3.23e06	J(mm4)	3.23e06	J(mm4)	3.23e06	J(mm4)	3.23e06

표2.4.4 Class#2에 대한 단면 제원

Section-6		Section-7		Section-8		Section-9		Section-10	
Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value
tf(mm)	43	tf(mm)	42	tf(mm)	40.6	tf(mm)	40.6	tf(mm)	40
bf(mm)	190	bf(mm)	210	bf(mm)	236	bf(mm)	236	bf(mm)	250
tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35
h(mm)	485	h(mm)	470	h(mm)	458	h(mm)	458	h(mm)	450
Property		Property		Property		Property		Property	
Iy(mm4)	1.21e09	Iy(mm4)	1.21e09	Iy(mm4)	1.21e09	Iy(mm4)	1.21e09	Iy(mm4)	1.22e09
Cw(mm6)	2.40e12	Cw(mm6)	2.97e12	Cw(mm6)	3.56e12	Cw(mm6)	3.87e12	Cw(mm6)	4.38e12
J(mm4)	1.64e07	J(mm4)	1.65e07	J(mm4)	1.65e07	J(mm4)	1.65e07	J(mm4)	1.65e07

표2.4.5 Class#3에 대한 단면 제원

Section-11		Section-12		Section-13		Section-14		Section-15	
Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value	Dimension	Value
tf(mm)	48.5	tf(mm)	46	tf(mm)	44	tf(mm)	42	tf(mm)	40
bf(mm)	250	bf(mm)	250	bf(mm)	250	bf(mm)	250	bf(mm)	250
tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35	tw(mm)	35
h(mm)	420	h(mm)	429	h(mm)	35	h(mm)	444	h(mm)	450
Property		Property		Property		Property		Property	
Iy(mm4)	1.22e09	Iy(mm4)	1.23e09	Iy(mm4)	1.22e09	Iy(mm4)	1.23e09	Iy(mm4)	1.22e09
Cw(mm6)	4.36e12	Cw(mm6)	4.39e12	Cw(mm6)	4.38e12	Cw(mm6)	4.42e12	Cw(mm6)	4.38e12
J(mm4)	2.43e07	J(mm4)	2.17e07	J(mm4)	1.98e07	J(mm4)	1.81e07	J(mm4)	1.65e07

그림2.4.15 ~ 그림2.4.17은 Class#1 ~ Class#3까지의 해석 결과를 도시한 것이다. 해석 결과는 직선과, 곡률중심각 15도인 부재 그리고 곡률중심각 30도인 부재에 한해서만 나타내었다. 단면에 대한 사항과, 자세한 해석결과는 Appendix B에 추가적으로 기술 하였다.

각 그래프의 좌측 세로축은 재하된 극한 수직 모멘트 M_u 를 해당 단면의 소성모멘트 M_p 로 나누어 상대 값을 나타낸 것이고, 세로축은 각 분류 내에서 단면 상수의 상대적인 값을 나타낸 것이다. 꺾은선 그래프는 극한 수직 모멘트, 막대그래프는 단면 상수를 의미한다. 가로축은 각 분류 내에서의 단면 번호를 의미한다.

Class#1(그림2.4.15)은 전술한 바와같이 각 단면의 J 와 C_w 값은 거의 동일하고, I 값이 변하는 경우에 대한 분류이다.

직선 거더의 경우 비지지 길이는 Compact Unbraced Length L_p 보다 작은 부재이므로 M_u/M_p 값은 단면에 관계없이 거의 1에 가까운 값을 보인다. 그러나 곡선 거더의 경우에는 곡률 중심각이 커짐에 따라 M_u/M_p 값이 감소하여 곡률중심각이 30도인 경우에는 직선대비 약 40~50% 까지 떨어지게 된다. 이는 매우 심각한 수준의 강도 감소이며, 현재 상용되고 있는 LTB 강도 곡선에서는 전혀 반영하고 있지 못한 결과라 할 수 있다.

한편, 해석 결과는 I 값에 관계 없이 거의 동일한 수직 모멘트 강도를 나타내고 있다(그림2.4.15). 이는 수평 곡선 거더의 수직 모멘트 강도는 휨강성의 영향을 거의 받지 않는다는 것을 의미한다. 따라서 곡선 거더의 강도 감소는 휨이 아닌 비틀림에 의한 영향이라고 판단할 수 있다.

그림2.4.16은 C_w 변화에 따른 강도 변화를 나타낸다. 같은 단면, 같은 비지지 길이를 가지는 경우에 대하여 단면이 변할 때 강도 차이의 최대 값은 약 1.7%정도로, 거의 차이를 보이지 않았다. 따라서 I 값과 마찬가지로, C_w 값의 변화는 극한 모멘트 강도에 큰 영향을 미치지 않는다.

그림2.4.17은 J 변화에 따른 강도 변화를 나타낸다. J 값이 약 40% 감소할 때 곡선 거더의 모멘트 강도 감소는 최대 4%정도로, 세가지 변수중에 가장 민감한 인자라 할 수 있다. 이를 통하여 곡선 거더의 강도는 순수 비틀림에 의하여 많은 영향을 받는다고 판단할 수 있다.

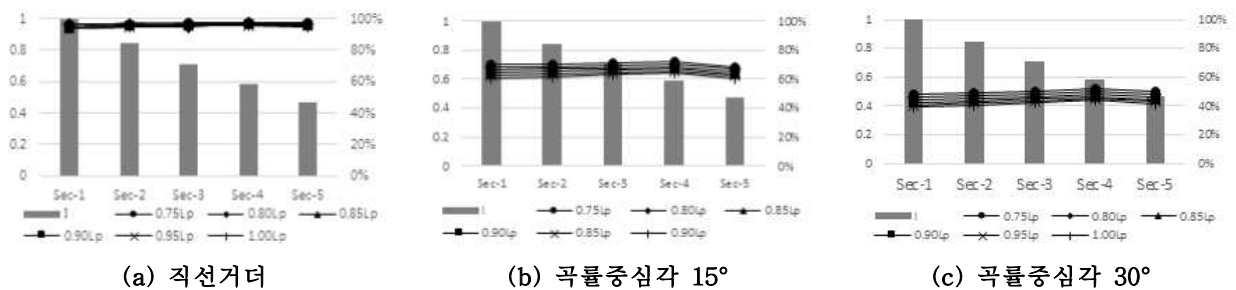


그림2.4.15 Class#1 - I 값 변화에 따른 극한강도 변화(좌측 세로축= M_u/M_P , 우측 세로축= $I_{\text{sec}\#}/I_{\text{sec}1}$)

꺾은선그래프=극한강도(좌측 세로축), 막대그래프=단면2차모멘트 변화(우측 세로축)

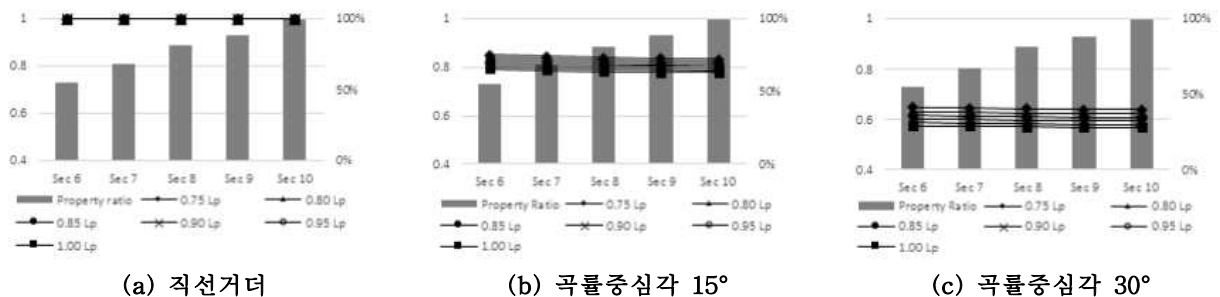


그림2.4.16 Class#2 - C_w 값 변화에 따른 극한강도 변화(좌측 세로축= M_u/M_P , 우측 세로축= $C_{w-\text{sec}\#}/C_{w-\text{sec}10}$)

꺾은선그래프=극한강도(좌측 세로축), 막대그래프=뒹상수 변화(우측 세로축)

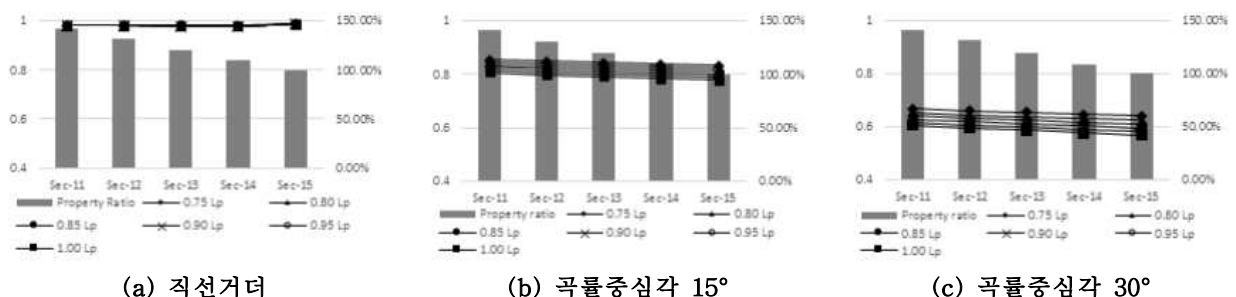


그림2.4.17 Class#3 - J 값 변화에 따른 극한강도 변화(좌측 세로축= M_u/M_P , 우측 세로축= $J_{\text{sec}\#}/J_{\text{sec}1}$)

꺾은선그래프=극한강도(좌측 세로축), 막대그래프=비틀림 상수 변화(우측 세로축)

다. 강도 산정식

본 절에서는 해석 결과를 바탕으로 수평곡선 I형 강재 거더의 극한 강도 산정 식을 제안 한다. 가장 영향을 많이 미치는 인자는 J 로써, 순수 비틀림 강성의 영향을 고려해야 한다는 결론을 도출 할수 있었다. 그러나 거더에 작용하는 순수 비틀림 모멘트는 기하학적 형상이나 하중의 형태에 따라 다르기 때문에 절대적인 값으로 강도를 산정할 수는 없다. 따라서, 주어진 하중에 대하여 시간내에 발생하는 최대 모멘트와 최대 비틀림 모멘트를 거더의 소성 모멘트와 소성 비틀림 모멘트로써 정규화 시키는 작업이 필요하다. 시간내에 발생하는 최대 휨 및 비틀림 모멘트는 자유물체도로부터 쉽게 구해질 수 있으며, 양단 균일 모멘트를 받는 경우 각각 식2.4.3 및 식2.4.4와 같이 계산 된다.

$$M(\theta) = \frac{M_{end} \cos(\theta_{end}/2 - \theta)}{\cos(\theta_{end}/2)} \quad \text{식.2.4.3}$$

$$T(\theta) = \frac{M_{end} \sin(\theta_{end}/2 - \theta)}{\cos(\theta_{end}/2)} \quad \text{식.2.4.4}$$

여기서, $M(\theta)$: 임의의 위치에 작용하는 휨 모멘트
 $T(\theta)$: 임의의 위치에 작용하는 비틀림 모멘트
 θ_{end} : 곡률중심각
 θ : 위치

한편, 완전 소성 비틀림 모멘트는 소성 균일 비틀림 모멘트와 불균일 비틀림 모멘트의 합으로 나타낼 수 있다. 그러나 전절의 해석 결과로 인하여 불균일 비틀림은 그 영향이 미미 하였으므로 소성 비틀림 모멘트는 균일 비틀림에 대하여 계산하고, 이는 식2.4.5와 같다.

$$T_P = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \left[B t_f^3 \left(1 - \frac{t_f}{3B} \right) + (D - 2t_f) \frac{t_w^2}{2} + \frac{t_w^3}{6} \right] \quad \text{식.2.4.5}$$

f_{y0} : 항복응력
 여기서, B : 플랜지 폭
 D : 거더 높이
 t_f : 플랜지 두께
 t_w = 복부판 두께

이를 이용, 해석 결과를 종합하여 회귀 분석으로 결정된 수평곡선 I형 강거더의 극한 강도 산정식은 식2.4.6과 같다.

$$\frac{M}{M_P} = (-0.046 \ln x - 0.1232) \frac{T(\theta)}{T_P} + 1.0396 x^{-0.085} \leq 1 \quad \text{식.2.4.6}$$

여기서, $x = L_b/L_P$

제안 식과 Yoo등에 의해 제안된 이전의 연구에 의한 식을 해석 결과와 비교해보면 그림2.4.18과 같다.

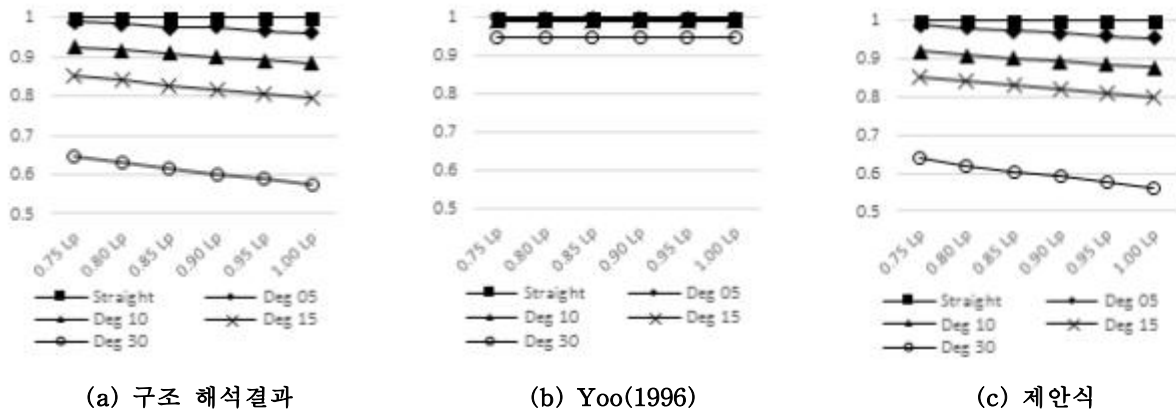


그림2.4.18 제안식의 검증

제안식은 구조해석 결과와 평균오차 약 -1.10795%, 표준편차 약 0.0085로, 실제강도와 매우 잘 일치 함을 알 수 있다. 이때 오차는 식 8에 의해 계산 되어 졌으며, 음의 부호는 실제 강도보다 약간 큰 강도를 추정하고 있음을 의미한다.

그림2.4.19는 총 300개 모델에 대한 오차 범위를 보여준다.

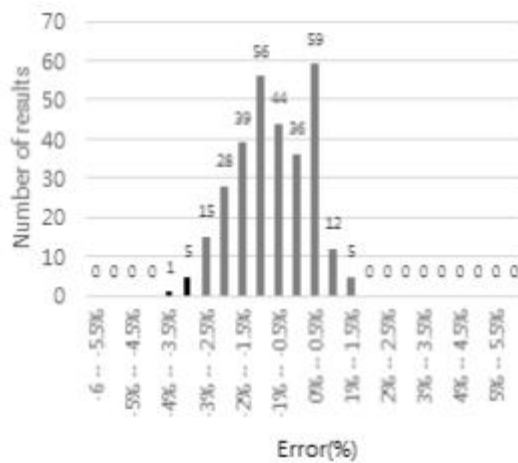


그림2.4.19 오차 분포

제5절 휨-비틀림 상호작용(플레이트 거더)

1. 연구개요

수평 곡선 거더에 작용하는 비틀림 모멘트는 휨모멘트와 상호작용을 일으켜 거더에 작용하는 응력 상태를 복잡하게 만든다. 결과적으로 이는 구조물의 상태를 조기의 비선형 상태 및 소성 상태로 유도, 내하력의 저하를 야기하게 되며, 극한 모멘트 측면에서 직선거더보다 훨씬 작은 강도를 보이게 된다.

따라서 곡선 교량의 설계 및 해석시 이러한 특성이 고려되지 못할경우 구조물의 내하력을 과다하게 산정할 소지가 다분하다. 정성적으로 판단할 때 수평 곡선 거더의 (초기) 곡률이 클수록 비틀림에 의한 효과는 증대되어 나타나고 이에 따라 구조물의 극한 하중 또는 내하력의 감소 효과 역시 두드러지게 나타날 것이다.

이러한 현상에 대하여 몇몇의 연구가 수행되어 왔는데 대부분 직선거더의 휨·비틀 상호관계에 대한 연구로 곡선 거더에 대한 적용 가능성을 검토할 필요가 있다.

본 연구에서는 수평곡선 I 형 거더에 작용하는 휨모멘트 및 비틀림 모멘트에 의한 극한 강도 저하양상을 유한요소해석을 통해 분석하고 곡선거더 설계에 적용 할 수 있는 설계식을 제안하였다.

2. 문헌연구

곡선 거더의 탄성 범위 거동 연구에 대해서는 Gendy와 Saleeb (1992), Pi와 Trahair (1997) 등의 연구자들에 의해 주로 수행되었고, 이는 어디까지나 주로 선형-탄성 거동에 국한된 연구였다. 이 후 곡선 거더의 비선형-비탄성 연구의 필요성이 점차 중요하게 인식되면서 몇몇 연구자들에 의해 연구되기 시작하였다. Shanmugam 등 (1995)은 실험을 통해 I형 단면을 갖는 강재 수평 곡선 거더의 극한 거동 및 내하력에 대해 연구하였다. 비슷한 연구로써 Tan 등 (1992)과 Liew 등 (1995)는 ABAQUS를 이용한 해석적 연구를 통해 수평 곡선 거더의 극한 거동에 대해 분석하였다. 이 연구에서 그들은 수평 곡선 거더의 모델링을 위해 4절점 쉘요소를 사용하였고, 기하학적 비선형 효과뿐 만 아니라 강재의 소성 조건까지 모두 고려한 비선형-비탄성 해석을 수행하였다. 비탄성 해석연구에 있어서 이 연구들 전에는 주로 소성 힌지 발생에 의한 극한 거동에 주로 초점을 맞추어 수행되었는데 이는 Boulton과 Boonsukha (1959), Jackson (1966), 그리고 Yoo와 Heins (1972) 등에 의해 수행되었다.

앞서 언급한 연구자들에 의해 수행된 수평 곡선 거더의 소성 해석 (Plastic collapse analysis) 연구에서 적용된 휨-비틀림 상호작용은 다음식을 따른다.

$$\left(\frac{M_x}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 = 1 \quad \text{식 2.5.1}$$

여기서, M_x = 외력에 의한 곡선 거더 단면이 받는 강축 방향 최대 휨 모멘트

T = 외력에 의한 곡선 거더 단면이 받는 최대 비틀 모멘트

M_p = 강축 방향 단면 소성 모멘트

T_p = 단면 소성 비틀 모멘트

그런데 일반적으로 수평 곡선 거더에서는 주로 비틀림 모멘트가 길이 방향에 대해 비균일하게 작용하며, 단면의 소성 비틀 모멘트 T_p 를 엄밀히 산정하는 것이 어려워서 위의 소성에 대한 상관식은 실제 거동을 정확히 반영하지 못할 수 있다.

이러한 문제에 대하여 T_p 산정 방안에 대해서 Dinno와 Merchant 1965, Pi와 Trahair 1995, Trahair와 Bradford 1998)에 의해 상한치 간략 계산법이 제시되었다. 다음 식은 차례대로 각각 Pi와 Trahair (1995), Trahair와 Bradford (1998) 등이 적용한 I형 단면 직선 거더의 단면 소성 비틀 모멘트 T_p 를 나타낸다.

$$T_p = M_{up} + M_{w.p} \quad \text{식2.5.2}$$

여기서, M_{up} : I형 단면의 완전 소성 균일 비틀 모멘트 (full plastic uniform torque)

$$M_{up} = \frac{\sigma_{y0}}{\sqrt{3}} \left[Bt^2 \left(1 - \frac{t_f}{3B} \right) + (D - 2t_f) \frac{t_w^2}{2} + \frac{t_w^3}{6} \right] \quad \text{식2.5.3}$$

$$M_\phi = \frac{2M_{fp}h}{S} \quad \text{식2.5.4}$$

$$M_{fp} = \frac{1}{4} B^2 t_f \sigma_{y0} \quad \text{식2.5.5}$$

여기서, M_ϕ : 완전 소성 뒹 비틀 모멘트 (full plastic warping torque)
 h : 상/하부 플랜지 중심점 간 거리
 M_{fp} : 플랜지의 전체 소성 모멘트 (full plastic moment of the flange)
 σ_{y0} : 초기 1축 항복 응력 (uniaxial initial yield stress)

그러나, 위의 식은 어디까지나 상한치를 제시하는 한계를 지녀, 결과적으로 정확한 소성 한계 해석 및 이에 따른 구조물 내하력 산정에 있어서는 적용하기가 어려운 것이 사실이다.

Fukumoto와 Nishida (1981), Yoshida와 Maegawa (1983), Nakai와 Yoo (1988)은 수평 곡선 보의 비선형-비탄성 해석을 위해 변환행렬기법 (transfer matrix method)을 이용하였는데, 기하학적 비선형-탄성 거동의 분석에는 효과적인 결과를 보였으나, 비선형-비탄성 해석의 영역에서는 매 해석 단계에서의 비탄성 강성의 결정을 위해 시행착오기법을 이용하고 균일 비틀 강성의 결정을 위해서 전체 변형률 이론을 이용하였는데, 이러한 근사기법은 비탄성 강성의 계산 시 오차를 야기할 수 있고, 매 증분-반복 해석 단계에서 발생하는 이러한 오차는 계속 누적되어 부정확한 해석 결과를 만들어 내게 된다. (Pi 등 2010)

가. 유사연구 분석

© torsion-bending interactive equation for in-plane curve girders: Strength Design of Steel I-section Beams Curved in Plan - Y.L. Pi and M.A. Bradford (2001). Journal of Structural Engineering, Vol. 127, pp 639-646.

본 논문에서는 실제 적용 사례에 비해 수평 곡선 I형 거더의 휨과 비틀에 대한 비선형 탄소성 거동과 관련한 연구들이 매우 부족했다는 것으로 문제제기를 하였고, 이에 따라 해석적 기법을 통해 수평 곡선 I형 거더가 수직 하중을 받을 때 발생하는 비선형 탄소성 휨 및 비틀 거동을 규명하고 설계를 위한 식을 제시하였다.

비틀에 대한 초기 조건 (Boundary condition)

A. 비틀 구속 조건 (Restrained condition) - 프레임 또는 브레이스 등에 의한 횡 변위 및 회전(비틀) 변위 구속

B. 자유단 조건 (Free condition) - 프레임 또는 브레이스 등에 의해 횡 변위는 구속되나 회전 변위는 미 구속

C. 불안정 조건 (Destabilizing condition) - 횡 변위 및 회전 변위 모두 미 구속

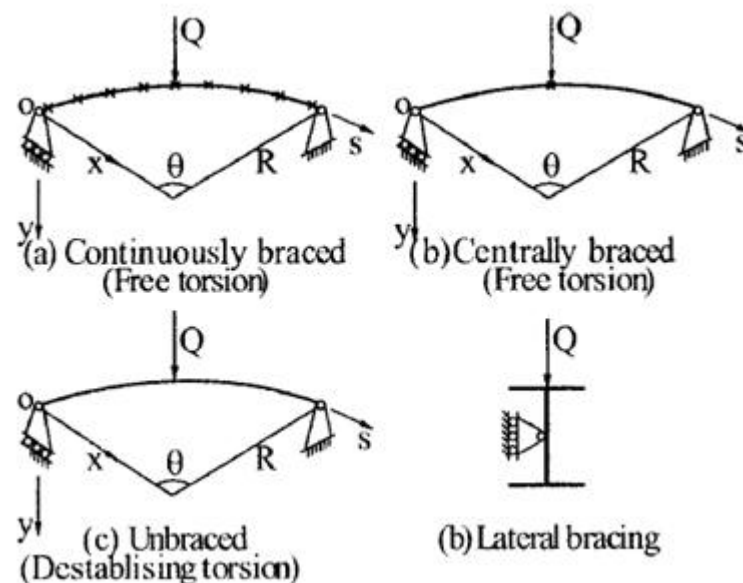


그림 2.5.1 고려 경계조건

본 논문에서 언급하는 수평 곡선 I형 거더의 정확한 해석 및 설계 시 어려운 점은 아래와 같이 정리할 수 있다.

A. 재료적 측면 - 휨에 의한 휨 법선 응력 및 전단 응력, 그리고 함께 작용하는 비틀에 의한 전단 응력이 잔류응력과 함께 작용하여 단면 내에서 점진적 소성화를 유도하는데 복잡한 3차원 셀 요소를 이용한 비선형-비탄성 해석이 아니고서는 이를 명확히 고려하기가 매우 어려움.

B. 기하학적 측면 - 대변위 작용 시 나타나는 구조적 불안정성 및 횡-비틀 좌굴 등에 대한 고려 역시 어려움.

C. 최종적으로, 이러한 문제들을 모두 고려한 비선형-비탄성 해석만이 구조물의 실질적인

극한 거동 및 내하력을 평가할 수 있는데, 이는 복잡한 구조 모델링 뿐 만 아니라 비선형-비탄성 해석 기법 자체를 적용하여야 정확한 해석이 가능함.

여기에 더하여, 용접을 통해 제작되는 플레이트 거더는 잔류응력이 존재하게 되고, 이러한 잔류응력은 플레이트 거더의 제작 방식이나 강종 등에 따라 그 절대 크기 및 분포 패턴이 매우 상이하게 나타난다. 따라서 단면 내 같은 형태의 단면력이 작용할 때 잔류응력의 분포 패턴 및 크기에 따라 점진적인 소성화의 형태가 판이하게 달라지게 된다. 그에 따라 외력이 재하되는 동안 강성의 감소 및 이에 따른 변형의 증대로, 실제 구조물의 극한강도는 예측보다 작게 된다. 또한, 작용외력에 상관없이 휨과 비틀림이 동시에 나타나는 곡선 거더는 초기 경계조건이나 초기 기하학적 형태에 따라 휨-비틀림의 발생 비율 및 그 분포가 상이해지므로 이러한 효과들을 단순한 설계식 하나만으로 고려한다는 것은 사실상 매우 어려운 일이라 할 수 있다.

나. 휨-비틀림 상호관계식

일찍이 몇몇 연구자에 의해서 휨-비틀림에 의한 탄소성 효과에 대한 고려는 다음과 같은 원형 상호작용 방정식 (Circular interaction equation)을 통하여 이루어졌다. (Boulton and Boonsukha 1959; Jackson 1966; Yoo and Heins 1972)

$$\left(\frac{M}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 = 1 \quad \text{식 2.5.6}$$

이 식은 수직 하중이 작용할 때 구조물 단면에서 내력으로 나타나는 휨 모멘트와 비틀림 모멘트의 크기에 따른 단면의 소성화 정도를 추정하는 기본식으로써, 식의 형태에서 나타난 것처럼 이 식을 이용하려면 단면의 소성 모멘트 및 소성 비틀림 모멘트를 먼저 산정해야 한다. 그런데 이 단순한 식에서는 사실상 단면 형상의 특성이나 기하학적 형태에 따른 휨-비틀림 좌굴과 관련한 대변위 효과, 그리고 잔류응력 및 이에 따른 재료적 점진적 소성화, 그리고 2차 비틀림 및 약축 방향 휨 거동 같은 효과들이 고려될 수 없다. 따라서 본질적으로 위 식은 적용의 한계가 명확하다.

그럼에도 불구하고 위의 식은 많은 연구자들에 의해 다음과 같이 응용되었다.

Hodge, P.G. (1959). Plastic analysis of structures, McGraw-Hill, London.

- 다양한 단면을 갖는 플레이트 거더에서의 휨-비틀림 간 원형 상호 작용식 제안

Imegwu, E. O. (1960). "Plastic flexure and torsion." J. Mech. Phys. Solids, 8, 141-146.

- 사각, 삼각, 원형 단면을 갖는 플레이트 거더에서의 휨-비틀림 간 원형 상호 작용식 제안

Gill, S. S., and Boucher, J. K. G. (1964). "An experimental investigation of plastic collapse of structural members under combined bending and torsion." The Struct. Engr., London, 42(12), 423-428.

- 직사각형 및 정사각형 단면을 갖는 플레이트 거더에서의 휨-비틀림 간 원형 상호 작용 방정식 제안

Dinno, K. S., and Merchant, W. (1965). "A procedure for calculating the plastic collapse

of I-sections under bending and torsion." The Struct. Engr., London, 43(7), 219-221.

- I형 플레이트 거더에서의 휨-비틀림 간 원형 상호 작용 방정식 제안

이처럼 많은 연구자들에 의해 휨-비틀림 간 상호작용을 고려한 식이 제안되었으나 위의 식들에서는 역시 아래와 같은 한계가 존재한다.

A. I형 단면을 갖는 곡선 거더에서는 비균일 비틀림에 대한 기준 소성 비틀림 모멘트의 결정이 모호하다.

B. 강축 방향 소성 모멘트가 모멘트의 기준값이 될 수 있는가 라는 의문이 여전히 존재한다. 왜냐하면, I형 단면을 갖는 직선 거더에서조차도 I형 거더의 강도는 때로는 탄-소성 휨-비틀림 좌굴이나 플랜지/복부판의 국부 좌굴 등에 의해 실제 단면 모멘트 강도가 소성 모멘트보다 작을 수 있기 때문이다. 정성적으로 판단할 때 곡선거더에서는 휨-비틀림 또는 휨-비틀림 거동이 보다 지배적으로 나타날 것은 자명한 일인데, 이처럼 기존의 제안식과 같이 모멘트의 기준강도값을 단순히 소성 모멘트 로 할 경우 결과적으로 구조물의 내하력을 과대평가할 여지가 충분해진다.

C. 제안된 원형 상관식은 기본적으로 2차 비틀림 및 약축방향 휨 효과를 완전히 무시한 채 유도된 식이다. 단지 면내 방향 휨과 1차 비틀림만을 고려하므로 실제 강도 및 안전율을 과다 산정시킬 수 있다.

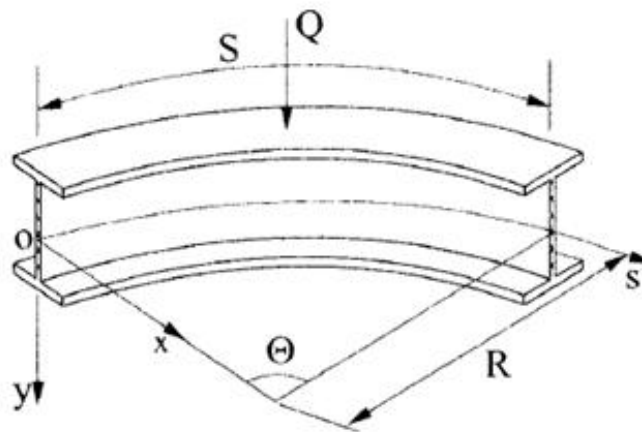


그림 2.5.2 2차 효과

2차 비틀림 항 : M' .

약축 방향휨 : $M\phi + Tv'$

여기서, u, v = 수직/휨 방향 변위 성분

ϕ = 비틀림 변위 성분

$()' = d()/ds$

S = 단면의 도심을기준으로 한 θ 방향 성분

다. 해석을 통한 기존 원형 상관식의 분석 - Pi and Bradford (2001)

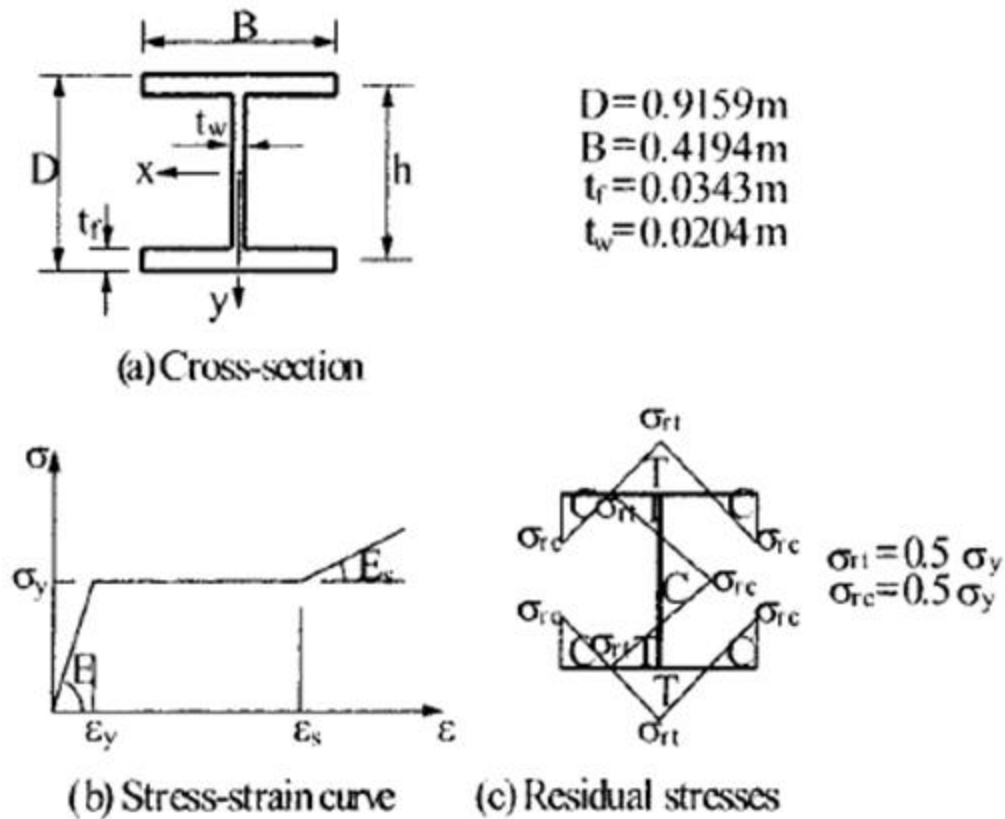


그림 2.5.3 해석개요

결과적으로 보면, I형 곡선 거더에서는 수직하중이 작용할 때 하중과 이에 따른 변형이 증가함에 따라 2차 효과에 의한 비틀 및 약축 방향 휨 역시 중요해지고 이는 휨과 비틀 간 상호작용을 증대시켜서 곡선 거더의 강도를 더욱 감소시킨다. 따라서 이러한 2차 효과의 정도를 파악하고 이를 설계식에 반영하는 방안의 연구 역시 필요할 것으로 생각된다.

Pi와 Bradford (2000)의 해석적 연구에서 적용된 모델은 위와 같은 I형 단면 ($W36 \times 245$)이고 탄성계수 E 는 200,000 MPa, 포아송비는 0.3, 최초 항복 응력 (Initial yield stress, ϵ_y)는 250.0 MPa, 최초 항복 변형률 (Initial yield strain,)는 0.00125, 경화 시작 변형률 (ϵ_s , $11\epsilon_y$)은 0.01375로 적용되었으며, 고려된 잔류응력 패턴은 그림 2(c)와 같은 ECCS (1984)의 제안형태이다. 해석이론은 Pi et al. (2000)의 비선형-비탄성 곡선보 요소의 이론을 적용하였고, 본 요소를 사용하여 각 해석 모델 당 총 8개의 곡선보 요소를 적용, 비선형-비탄성 해석을 수행하여 지간 중앙부에서의 하중-변위 곡선 및 이를 통한 극한 하중 등을 도출하였다.

Pi와 Bradford (2000)의 해석적 연구에서는 해석 결과 도출된 힘의 성분을 지간 중앙부 단면에서 작용하는 휨 모멘트 M 및 비틀 모멘트 T 를 이용하여 무차원화하여 그래프로 도시하고, 이 결과를 원형 상관식에 대입하였다. 지간 중앙부에 수직하중 Q 가 작용할 때 지간 중앙부 단면에 작용하는 휨 모멘트 M 및 비틀 모멘트 T 는 다음과 같다

$$M = \frac{QR}{2} \sin\left(\frac{\Theta}{2}\right) \quad \text{식2.5.7}$$

$$T = \frac{QR}{2} [1 - \cos\left(\frac{\Theta}{2}\right)] \quad \text{식2.5.8}$$

여기서, R : 곡선거더의 곡률 반경
 θ : 곡률 중심각

또한, 기준이 되는 (원형 상관식 안에서) 소성 모멘트 M_P 및 소성 비틀 모멘트 T_P 는 다음과 같다.

$$M_P = \sigma_y [Bt_f(D - t_f) + \frac{t_w}{4}(D - 2t_f)^2] \quad \text{식2.5.9}$$

$$T_P = M_{up} + M_{\phi} \quad \text{식2.5.10}$$

$$M_{up} = \frac{\sigma_{y0}}{\sqrt{3}} [Bt_f^2(1 - \frac{t_f}{3B}) + (D - 2t_f)\frac{t_w^2}{2} + \frac{t_w^3}{6}] \quad \text{식2.5.11}$$

$$M_{\phi} = \frac{1}{4} B^2 t_f \sigma_y \quad \text{식2.5.12}$$

여기서, M_{up} : I형 단면의 완전 소성 균일 비틀 모멘트 (full plastic uniform torque)

M_{ϕ} : 플랜지의 전체 소성 모멘트 (full plastic moment of the flange)

σ_y : 항복응력(yield stress)

D : I형 단면의 전체 높이

B : I형 단면 플랜지의 폭

t_f , t_w : 플랜지 및 복부판의 두께

비선형-비탄성 해석을 통해 얻은 하중 변위 곡선은 일반적으로 작용하중과 이에 대한 구조물의 반응 간의 관계를 입증하기 위해 사용된다. 만약 작용 하중에 대한 반응이 선형 관계를 나타낸다면 이는 적어도 작용하중의 범위 안에서 해석 구조물은 재료적/기하학적 비선형성이 나타나지 않음을 의미하고 따라서 극한 하중 및 내하력은 추정이 비교적 단순해진다. 그러나, 구조물이 명확한 비선형성을 나타낼 때 명확한 설계 하중에 대한 최종 변형 형태 및 변위, 그리고 내하력과 설계 안전율을 도출하고자 할 때는 반드시 이러한 형태의 비선형-비탄성 해석을 수행해야 한다. 그림 2.5.4~2.5.9에서 보여주는 하중-변위 곡선은 Pi와 Bradford (2000)가 그들의 연구에서 고려한 세 가지 형태의 경계조건 (Continuously braced (free torsion) / Centrally braced (free torsion) / Unbraced (destabilizing torsion))을 갖고 곡선보의 전체 길이 S 가 10.0m가 되는 모델의 해석 결과를 보여준다. 모든 그림에서 나타난 대로 검토된 모델은 수직 하중에 대해 명확한 비선형 거동을 보여주고 있다. 먼저, 경계조건 1인 연속된 횡방향 지지 조건 (Continuously braced)에서의 해석 결과, 휨 및 비틀에 대해 대응되는 각 변위 (수직 변위 및 비틀 변위)는 명확한 비선형 반응을 보인다. 작용하는 수직하중이 특정한 값에 도달하기 전까지는 작용외력과 대응되는 변위간에는 선형적 거동을 보이

나, 특정값에 도달 한 후부터는 명확한 비선형적 반응을 보여준다.

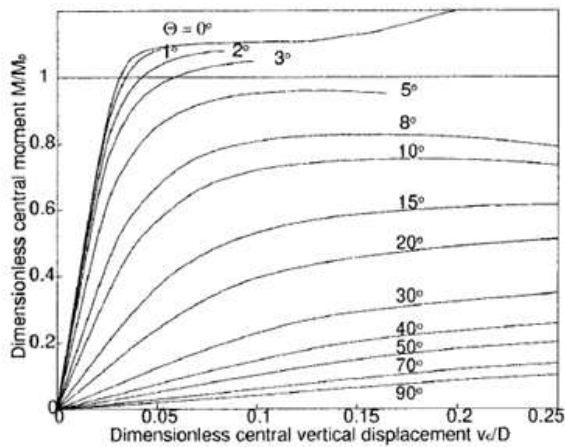


그림 2.5.4 연속지지 조건 각도별 휨-곡률 중심각도

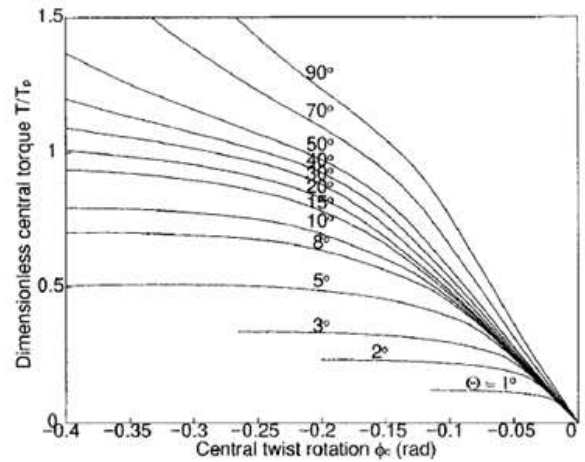


그림 2.5.5 연속지지 조건 각도별 비틀-곡률 중심각도

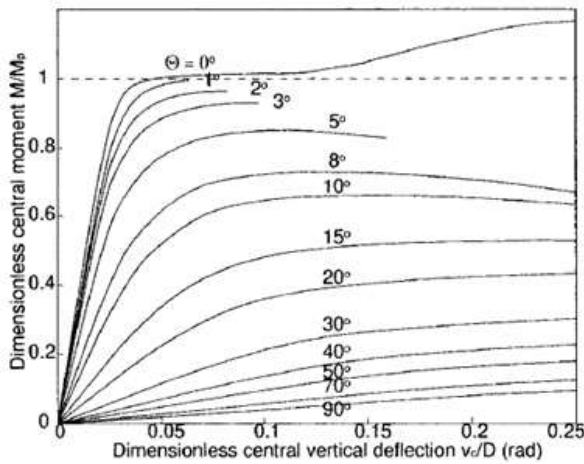


그림 2.5.6 중심부 지지 조건 각도별 휨-곡률 중심각도

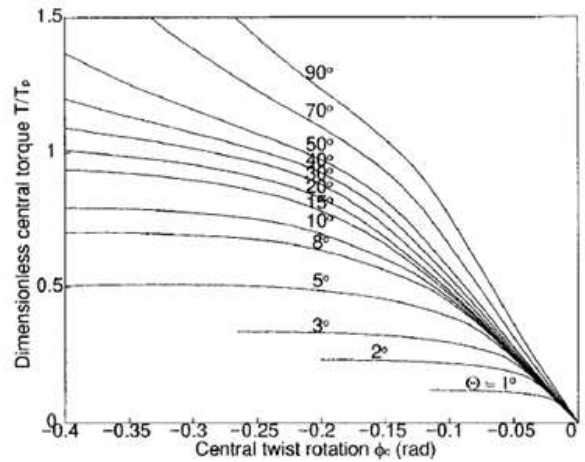


그림 2.5.7 중심부 지지 조건 각도별 비틀-곡률 중심각도

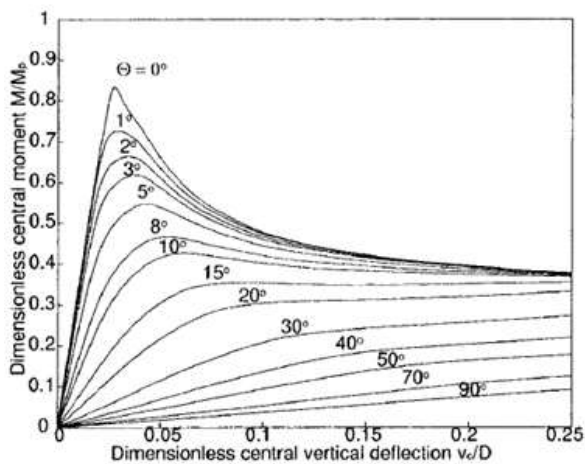


그림 2.5.8 비지지 조건 각도별 휨-곡률 중심각도

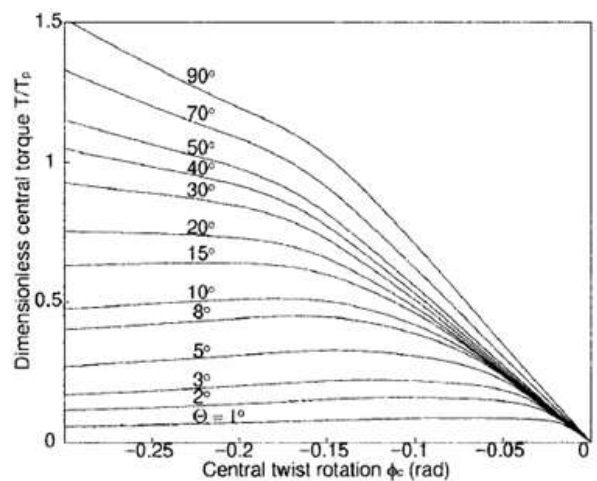


그림 2.5.9 비지지 조건 각도별 비틀-곡률 중심각도

해석 후 얻은 하중-변위곡선에서 잘 나타나듯이 이 "특정하중값", 다시 말해 비선형적 하중-변위 관계가 도출되기 시작하는 하중은 해석 모델의 사잇각이 커질수록 작아지는데, 이를

다시 풀어 설명하면 결국 사잇각이 커질수록 구조물이 비선형-비탄성 상태로 더 빨리 도달한다는 것을 의미한다. 이것은 사잇각과 초기 강성 (하중-변위곡선에서 초기 선형구간에서의 기울기의 정도로 대변 가능) 간의 관계에서도 유사한 현상이 나타난다.

또한 본 해석 결과에서는 사잇각이 매우 작거나 0인 경우, 즉 직선 거더의 해석 결과, 극한 하중이 소성 모멘트이상의 값으로 나타나기도 하는데, 이는 작용 하중에 의한 단면 모멘트가 소성 모멘트에 도달한 후 소성 힌지가 특정 점에 집중하며 발생하는 것이 아니라 인근으로 분산되며 발생, 약간의 외력 저항성을 더 갖기 때문에 이런 해석 결과가 나타났다. 해석 결과에서 나타난대로, 사잇각이 매우 작은 경우, 다시 말해, 작용하는 수직 하중에 대해 발생하는 휨모멘트와 비틀림 모멘트의 비 ($M = \frac{QR}{2} \sin(\frac{\theta}{2}) / (T = \frac{QR}{2} [1 - \cos(\frac{\theta}{2})])$) 가 크므로 극한 거동에 대해서는 휨거동이 지배적인 역할을 한다. 이와 반대로, 사잇각이 큰 경우, 휨모멘트와 비틀림 모멘트의 비는 작아지고 결과적으로 비틀림 거동이 지배적인 역할을 하게 된다. 또한, 사잇각이 매우 큰 곡선 거더의 해석 결과, 작용하는 비틀림 모멘트가 T_P 를 초과하기도 하는데, 이는 T_P 를 계산함에 있어서 큰 비틀림 변형 및 와그너 효과 (Wagner effect)에 의한 소성 비틀림 모멘트의 증가 효과가 고려되지 않았기 때문이다. 이는 Pi와 Trahair (1994)의 직선 거더의 연구 결과에서도 관찰되었다.

중앙부 횡방향 구속 조건 (Centrally braced)의 해석 결과에서도 매우 비슷한 경향이 도출되었다. 다만, 동일 변위 대비 작용 하중값은 앞서 검토된 전 연속된 횡방향 지지 조건 (Continuously braced)에서의 값보다 모두 명확히 작은 값이 도출되었는데, 이것은 결과적으로 횡방향 지지조건 차이에 의한 약축 방향 휨거동 및 2차 비틀림 효과에 의한 것이다.

마지막으로, 비지지 조건 (Unbraced)에서는 앞서 두 해석 결과와 비교했을 때 확연히 작은 극한 하중값 및 초기 강성을 보였다. 이는 작용하는 수직 하중에 의한 강축방향 휨 및 비틀림 간 상호작용에 더하여 2차 비틀림 및 약축 방향 휨 효과가 더욱 두드러져 나타난 결과로 볼 수 있다.

라. Pi와 Bradford의 설계 상관식 (2000)

Pi와 Bradford는 I형 단면을 갖는 곡선 거더에서 휨-비틀림 상관관계식을 그들의 광범위한 해석 연구 결과를 토대로 제안하였다. 물론 이들은 앞서 언급한 세 경계조건을 갖는 곡선 거더에 대한 설계검토식을 제안하였다. 제안식은 식2.5.13과 같다. 이처럼 Pi와 Bradford는 곡선거더의 초기 경계조건에 따라서 세분화하여 식을 제시하였고, 기존식과 달리 휨모멘트의 기준값을 단순히 소성 모멘트 값으로 적용하지 않고, 거더의 다양한 극한 휨거동 인자를 고려하여 동일 지간장을 갖는 등가의 직선 거더의 동일 하중에 대한 등가의 휨 모멘트 강도를 적용할 수 있게 하였다. 이에 대한 예를 몇 가지 들었는데, 먼저 unbraced 경계조건, 다시말해 횡-비틀림 좌굴이 지배적일 수 있는 곡선 거더의 경우 식2.5.14-2.5.17과 같이 공칭 강도를 결정하도록 하였다.

$$\left(\frac{M_u}{M_{bx}}\right)^{\gamma_x} + \left(\frac{T_u}{T_p}\right)^{\gamma_s} \leq 1.0 \quad \text{식2.5.13}$$

여기서, M_u , T_u : 일반 탄성해석을 통해 얻는 최대 면내 휨모멘트 및 최대 비틀림 모멘트

M_{bx} : 등가의 직선 거더의 공칭 휨강도

$\gamma_x, \gamma_s = 2.0, 1.0$ (연속지지조건)
 $= 1.5, 1.0$ (중심부지지조건)
 $= 1.0, 1.0$ (비지지조건)

$$M_{bx} = \alpha_m \alpha_s M_P \leq M_P \quad \text{식2.5.14}$$

$$\alpha_s = 0.6 \left[\sqrt{\left(\frac{M_p}{M_{oa}}\right)^2 + 3} - \frac{M_p}{M_{oa}} \right] \leq 1.0 \quad \text{식2.5.15}$$

$$M_{oa} = M_{ob} / \alpha_m \quad \text{식2.5.16}$$

$$M_{yz} = \sqrt{\frac{n^2 \pi^2 EI_y}{S^2} (GJ + \frac{n^2 \pi^2 EI_w}{S^2})} \quad \text{식2.5.17}$$

여기서, M_{oa} : 지간장 S를 갖는 직선 거더의 탄성 좌굴 모멘트
 M_{ob} : 횡방향 구속 및 하중고 효과를 고려한 탄성좌굴 모멘트 (Bradford & Cuk 1998)
 α_m : 지간 중앙에 수직하중을 받는 직선 거더에서의 모멘트 수정계수 = 1.35(비지지), 1.75(연속지지), M_{os}/M_{yx}
 M_{os} : 전단 중심에 하중이 작용하는 동일 직선 거더에서의 탄성 좌굴 모멘트
 M_{yz} : 단순지지 거더에서의 탄성 좌굴 모멘트(순수 휨상태)

*만약, 연속된 횡방향 지지 조건이라면 $M_{bx}=M_p$

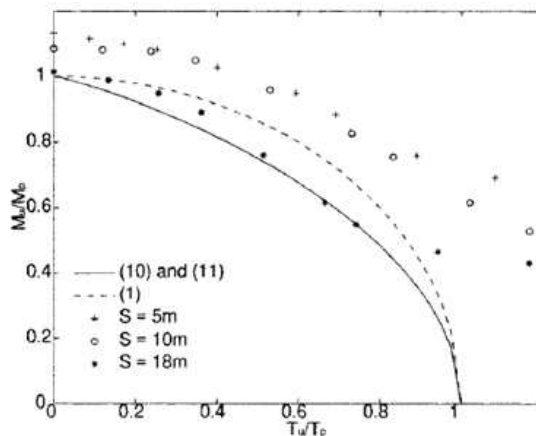


그림 2.5.10 연속지지조건인 휨-비틀 상호작용력

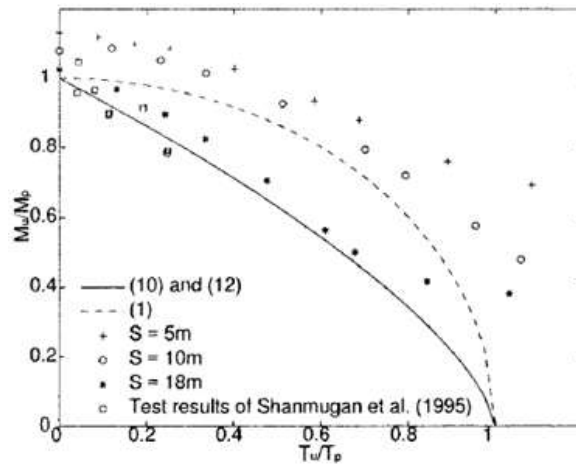


그림 2.5.11 중심부 지지조건의 휨-비틀 상호작용력

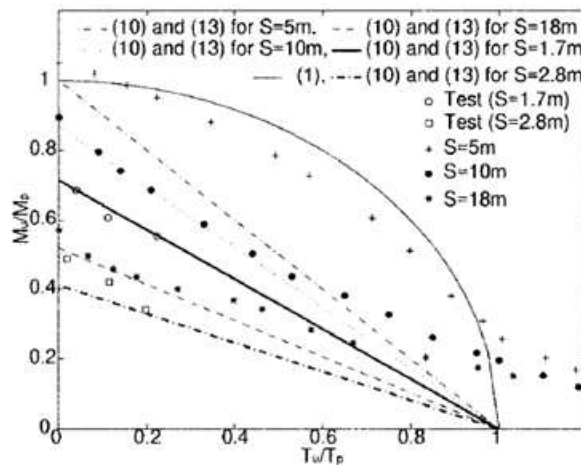


그림 2.5.12 비지지조건의 휨 비틀 상호작용력

그림 2.5.12는 Pi와 Bradford가 그들의 I형 곡선 거더 모델의 비선형 비탄성 해석 결과를 토대로 극한 상태에서의 휨모멘트 및 비틀림 모멘트 값을 이용, 기존의 상관식 (원형 상관식, 그래프 상에서 (1)) 및 그들의 제안식 (그래프 상에서 (10)과 (11), (10)과 (12), (10)과 (13) 등으로 표현)과 비교하였다. 비교 결과, 곡선에 작용하는 휨-비틀의 상호작용력이 해석과 실험 결과에 비슷한 추이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 그러나 여전히 제안식과 해석·실험 결과와는 차이가 있지만 극한 내하력에 대한 하한 기준치제시 할 수 있을 것으로 판단된다. Pi와 Bradford의 연구에서 고려되지 않는 비선형성 조건을 유한요소해석에 반영하여 매개변수 연구를 실시한다면, 제안되었던 식 2.5.12를 수평곡선 교량 설계식에 반영될 수 있을 것으로 판단된다.

3. 해석개요

수평 곡선 I 형 거더에 작용하는 휨 모멘트와 비틀림의 영향에 대하여 알아 보기위하여 범용프로그램(ABAQUS 6.13)를 통해 유한요소해석을 수행하였으며, 해석에는 4절점 Shell요소가 사용 되었다.

해석에 사용되는 단면은 표2.5.1 과 같으며, 경계조건은 그림2.5.13과 같다.

boundary condition (Free : ○, Fix : ●)						
	Displacement			Rotation		
	U_R	U_θ	U_z	R_R	R_θ	R_z
①②	●	○	○	○	○	○
③	○	●	○	○	○	○
④⑤⑥⑦	○	○	●	○	○	○

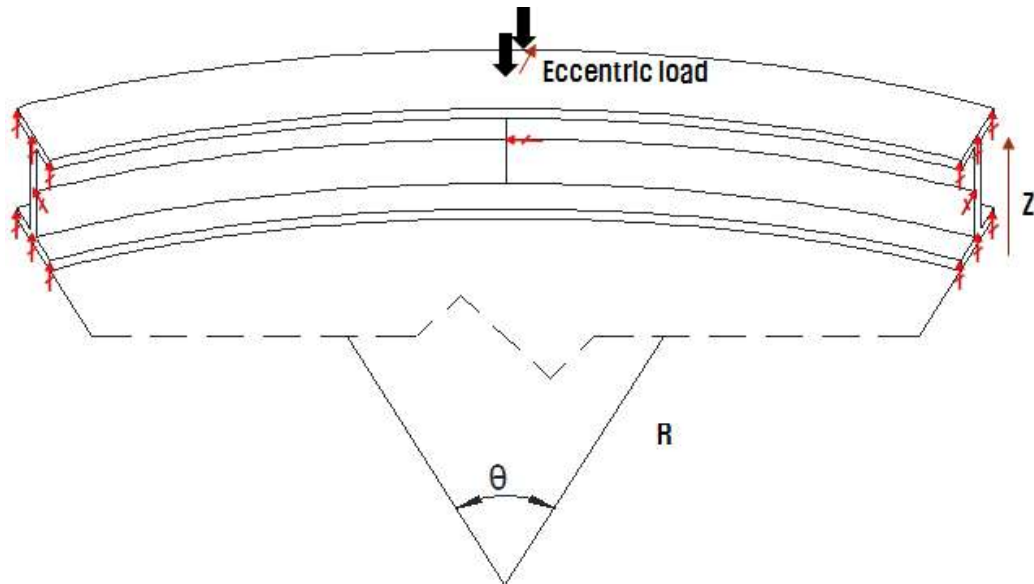


그림 2.5.13 경계조건

완전 소성 모멘트와 완전 소성 비틀림의 상호작용에대 검토하기 하기 위해서 I거더의 좌굴과 피를 최소화 시켜야 하므로 플랜지 두께를 AASHTO LRFD 2012에서 규정하는 직선거더 조밀단면의 한계보다 낮은 세장비를 산정하였다.

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_{yc}}} = 9.81 > \lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 5 \quad \text{식2.5.18}$$

본 해석에서 사용되고 있는 하중 재하 조건은 큰 전단력을 발생시키며, 곡선거더의 경우 단순한 수직하중에도 항시 비틀림 모멘트가 작용하게 되므로 복부판은 직선 거더의 기준에서 매우 안전한 두께를 산정하였다.

$$\frac{D}{t_w} \approx 10 \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 64.7, \text{ where } k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} \quad \text{식2.5.19}$$

편심위치에 따라 플랜지의 국부좌굴과피와 지점부분의 국부좌굴과피가 우려되므로 그림 2.5.14와 같이 편심하중이 작용하는 위치에 보강재를 추가하였다.

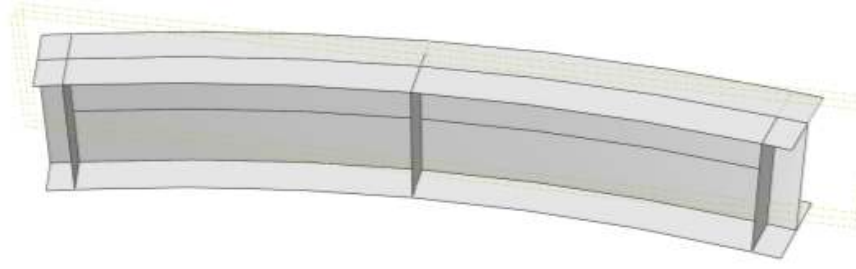


그림 2.5.14 다이아프램 설치

재료/기하 비선형비선형을 고려한 잔류응력패턴은 Galambos(1988)를 이용하였다. 본 연구에서 사용된 잔류응력 패턴은 그림2.5.15이며, 잔류응력의 산정은 아래의 식에 따라 최대 $0.5 \sigma_y$ 를 적용하였다.

$$g = \frac{rbt_f}{bt_f + dt_w}, \text{ where } \begin{cases} r = 0.5 & \text{for } \frac{d}{b_f} \leq 1.2 \\ r = 0.3 & \text{for } \frac{d}{b_f} > 1.2 \end{cases} \quad \text{식2.5.20}$$

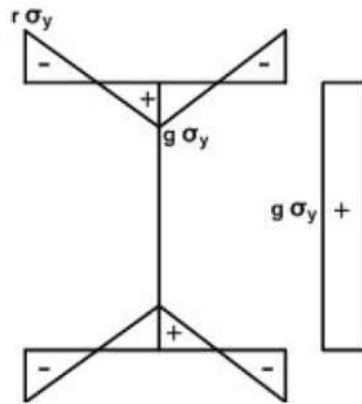


그림 2.5.15 열,압연 강 I형 단면의 Galambos(1988) 잔류응력 패턴

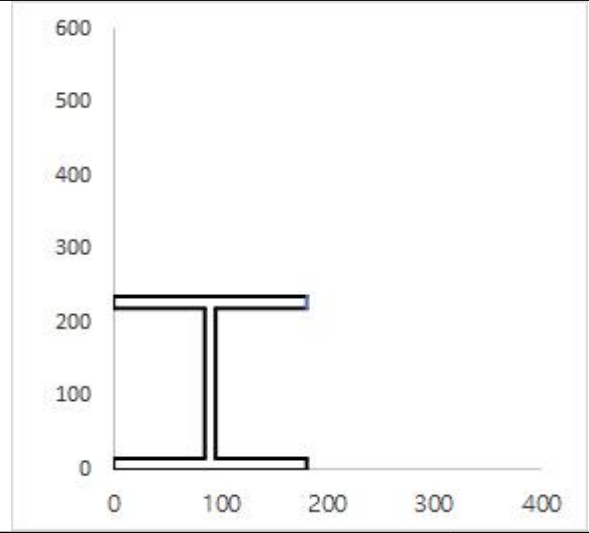
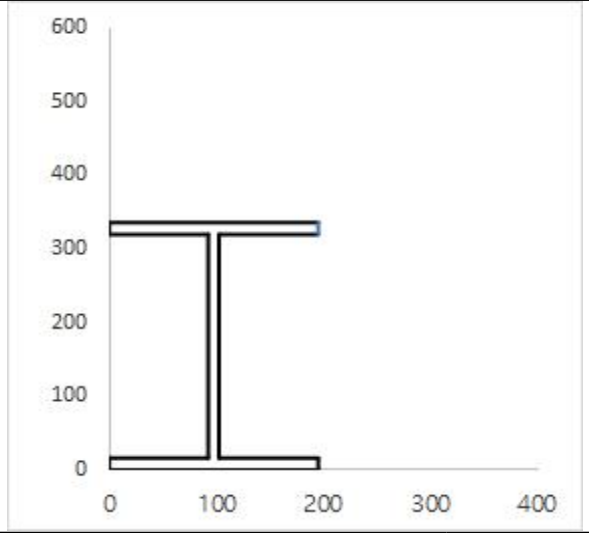
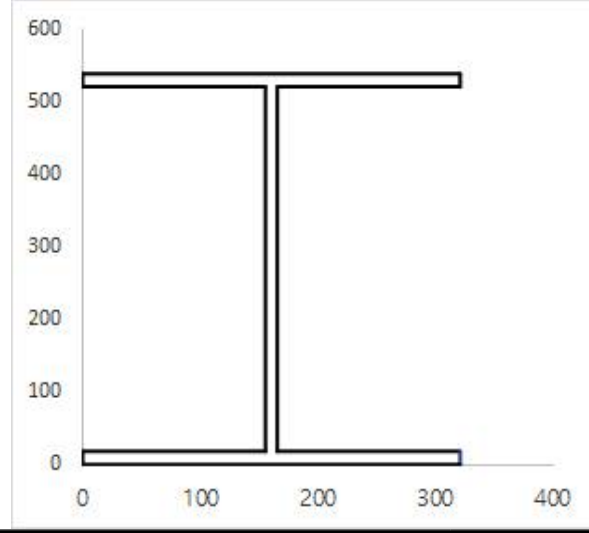
해석에서 사용될 I형 거더의 길이는 AASHTO 2012 에서 제시하고 있는 L_p 를 넘지 않는 구간에서 연구를 수행하였다

$$L_p = 1.0r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 1390mm \quad \text{식2.5.21}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 6176.2mm \quad \text{식2.5.22}$$

해석의 정확한 결과를 위하여 MESH는 정방형으로 모델링 하였고, 증분 반복 해석 법으로 RIKS 옵션(Arc-length method)을 사용하였으며, 완전 소성 모멘트와 완전 소성 비틀이 나타나기 전 하중재하점에 작용하는 하중에 의한 응력집중으로 국부좌굴 파괴가 일어날 수 있으므로 플랜지 및 복부판의 두께의 1.5~3 배 의 강성을 갖는 Dummy Element를 하중 재하점에 사용하였다.

표 2.5.1 단면 제원

Section#1		Section#2	
			
Properties	Value	Properties	Value
Thickness of the flange, t_f (mm)	16	Thickness of the flange, t_f (mm)	16
Width of the flange, b_f (mm)	180	Width of the flange, b_f (mm)	195
Thickness of the web, t_w (mm)	10	Thickness of the web, t_w (mm)	10
Height of the beam (overall) (mm)	220	Height of the beam (overall) (mm)	320
Moment of inertia about y-axis, I_y (mm^4)	$7.7151\text{E}+07$	Moment of inertia about y-axis, I_y (mm^4)	$1.8346\text{E}+08$
Warping constant, C_w (mm^6)	$1.6360\text{E}+11$	Warping constant, C_w (mm^6)	$4.5831\text{E}+11$
Torsional constant, J (mm^4)	$5.6133\text{E}+05$	Torsional constant, J (mm^4)	$6.3439\text{E}+05$
Section#3		Section#4	
			
Properties	Value		
Thickness of the flange, t_f (mm)	18		
Width of the flange, b_f (mm)	321		
Thickness of the web, t_w (mm)	10		
Height of the beam (overall) (mm)	520		
Moment of inertia about y-axis, I_y (mm^4)	$1.8346\text{E}+08$		
Warping constant, C_w (mm^6)	$4.5831\text{E}+11$		
Torsional constant, J (mm^4)	$6.3439\text{E}+05$		

해석에서 사용된 재료는 100mm 이하의 판 두께에서 315MPa의 항복응력을 갖는 SM490 강재이다. 하지만 본 해석에서는 재료물성에 따른 비선형성을 좀 더 정확히 고려하기 위해 재

료 성능실험을 통해 얻은 $E=343 \text{ MPa}$ 를 사용하였다. 그림2.5.16

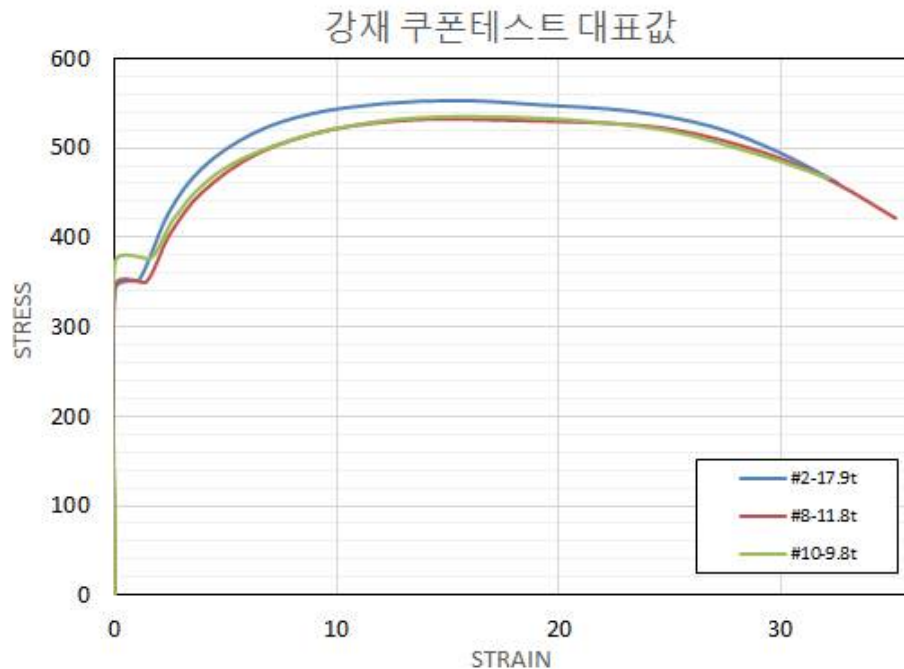


그림 2.5.16 강재 쿠폰 테스트 대표값

해석모델의 변수는 표2.5.2 와 같다.

표2.5.2 각도별 비지지길이 모멘트-비틀 상호작용 모델제원

곡률		비지지길이(mm)	편심위치 고려 수	총 개수
직선		1200mm- 0.6Lp, 0.9Lp, 1.0Lp	4~6	19
곡선	3°, 5°, 10°, 15°, 20°, 25°, 30°	1200mm- 0.6Lp, 0.8LP, 0.9Lp, 1.0Lp	4~6	151

4. 해석결과

가. 거동분석

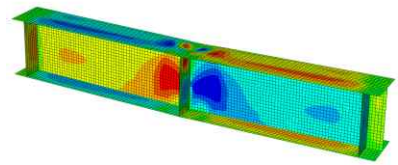
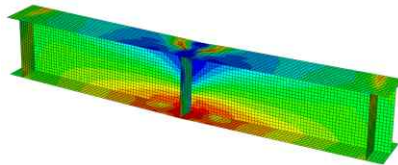
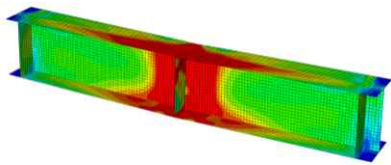
그림2.5.17은 항복상태의 파괴 형상을 von Mises, Principal(length), Shear의 응력상태로 나타낸 것이다.

편심하중이 작용하지 않는 직선 거더의 경우 극한강도가 가장 크게 나왔고 곡률 중심각 30°, 편심 72mm 일 때 극한강도가 가장 작았다. 이는 단면에 휨 모멘트 뿐만 아니라 비틀림에 의한 전단력까지 발생하여 극한강도가 저하 된 것으로 판단된다. 편심하중이 작용하지 않는 직선 거더의 경우에는 하중이 작용하고 있는 위치의 상하부 플랜지와 복부판 상하단에서 길이방향 응력이 가장 크게 나타났다. 편심하중이 72mm에서 작용하는 직선거더의 경

우 다른 모델에 비해 전반적으로 큰 응력이 발생하였으며, 편심하중이 없는 모델과 달리 플랜지 상하부의 전단응력이 크게 발생한 것을 볼 수 있다.

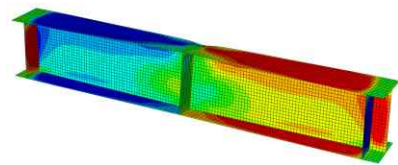
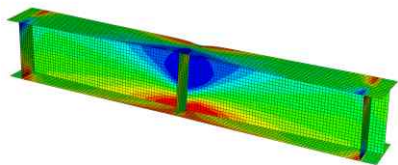
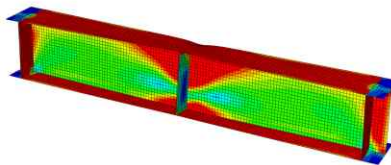
편심하중이 작용하지 않는 곡률중심각 30° 모델은 곡률에 의한 자체 편심 때문에 비틀림으로 인한 전단응력이 상하부 플랜지에 전체적으로 발생하였다. 동일 곡률중심각에 편심하중의 위치가 72mm인 모델의 경우 다른 모델에 비해 전단력이 크게 작용했다.

von Mises	Pricipal	Shear
-----------	----------	-------



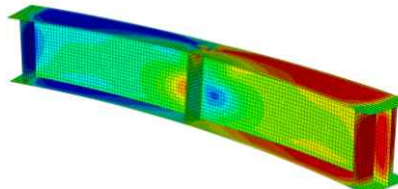
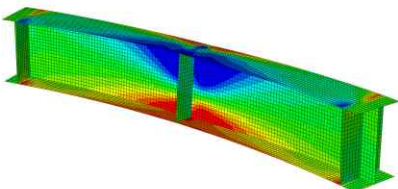
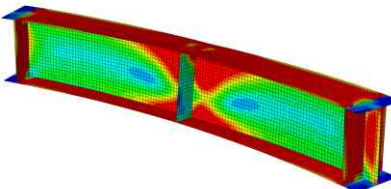
직선-편심하중 0mm

휨 = 202,050.63 kN·mm , 비틀 = 0.00 kN·mm



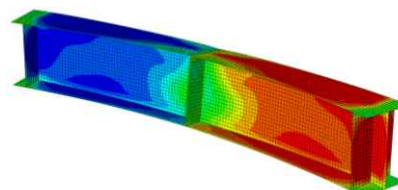
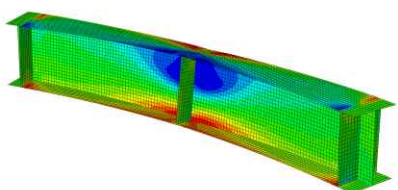
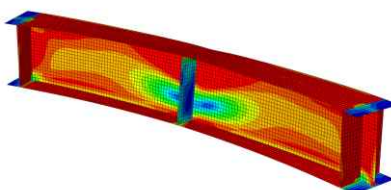
직선-편심하중 72mm

휨 = 202,050.63 kN·mm , 비틀 = 14,116.28 kN·mm



곡률 중심각 30°-편심하중 0mm

휨 = 202,050.63 kN·mm , 비틀 = 16,256.61 kN·mm



곡률중심각 30°-편심하중 load 72mm

휨 = 202,050.63 kN·mm , 비틀 = 19,678.20 kN·mm

그림 2.5.17 파괴특성

나. 휨-변위, 비틀-회전변위 거동 분석

수직변위에 대한 하중-변위 곡선은 그림2.5.18-2.5.29 와 같다. 휨- 변위 관계 그래프는 일반적으로 작용하중과 이에 대한 구조물의 반응 간의 관계를 입증하기 위해 사용된다. 만약 작용 하중에 대한 반응이 선형 관계를 나타낸다면 이는 적어도 작용하중의 범위 안에서 해석

구조물은 재료적/기하학적 비선형성이 나타나지 않음을 의미하고 따라서 극한 하중 및 내하력은 추정이 비교적 단순해진다. 그러나, 구조물이 명확한 비선형성을 나타낼 때 명확한 설계 하중에 대한 최종 변형 형태 및 변위, 그리고 내하력과 설계 안전율을 도출하고자 할 때는 반드시 이러한 형태의 비선형-비탄성 해석을 수행해야 한다. 그래프를 보게 되면 비선형적 하중-변위 관계가 도출되기 시작하는 모멘트는 해석 모델의 곡률 중심각이 커질수록 작아지고 반대로 비틀림은 모델의 곡률 중심각이 커질수록 커지는데, 이를 다시 풀어 설명하면 결국 곡률이 커질수록 구조물이 비선형-비탄성 상태로 더 빨리 도달한다는 것을 의미한다. 이것은 곡률과 초기 강성 (하중-변위곡선에서 초기 강성으로 대변 가능) 간의 관계에서도 유사한 현상이 나타난다.

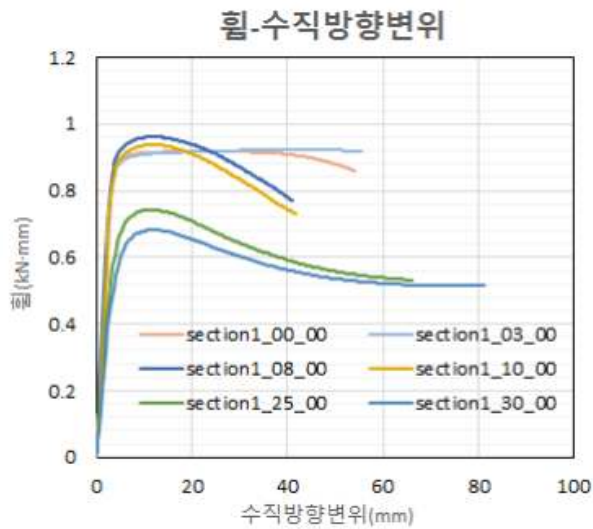


그림 2.5.18 단면#1 휨-수직방향변위 - e00

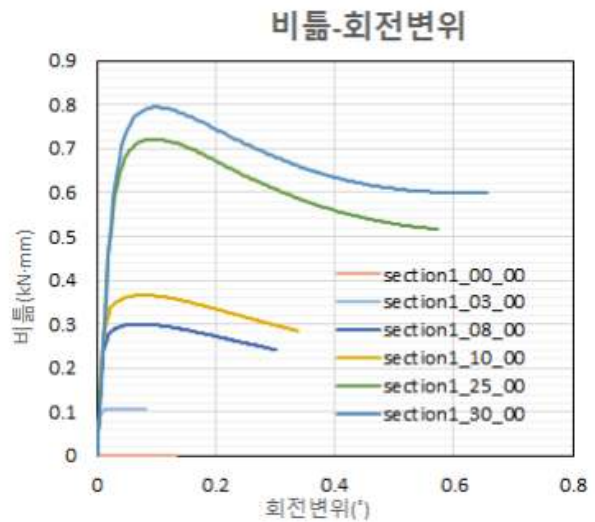


그림 2.5.19 단면#1 비틀-회전변위 - e00

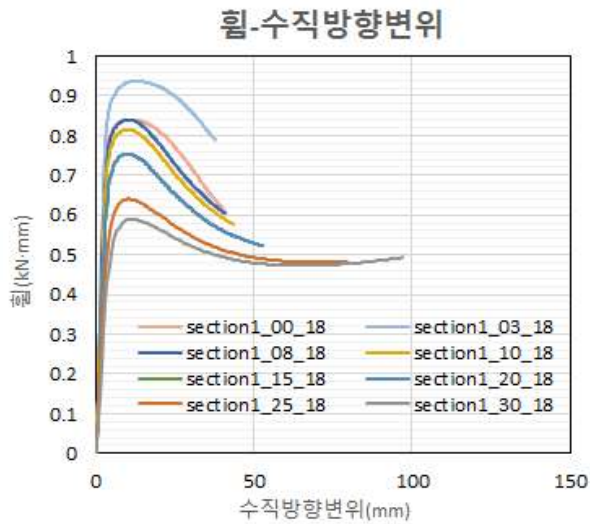


그림 2.5.20 단면#1 휨-수직방향변위 e18

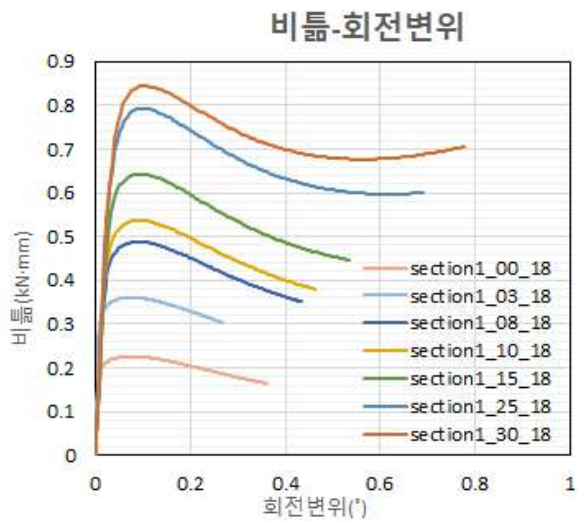


그림 2.5.21 단면#1 비틀-회전변위 e18

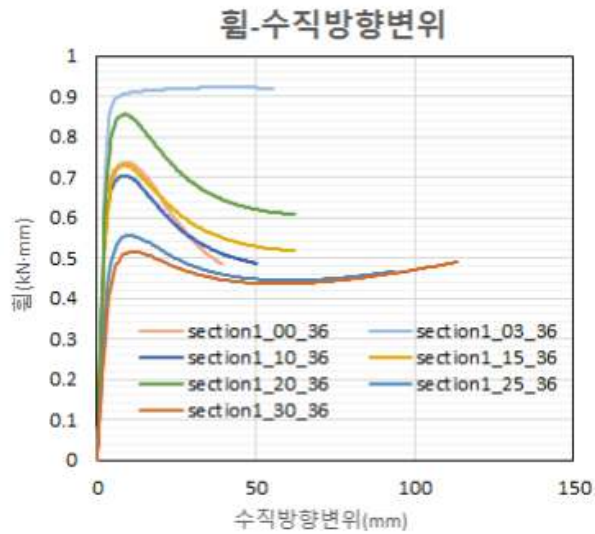


그림 2.5.22 단면#1 휨-수직방향변위 - e36

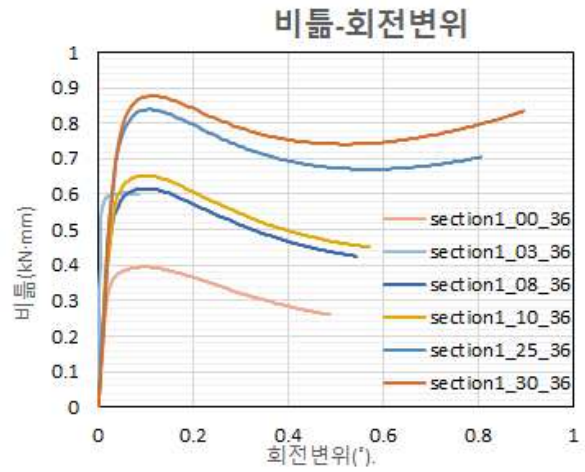


그림 2.5.23 단면#1 비틀-회전변위 - e36

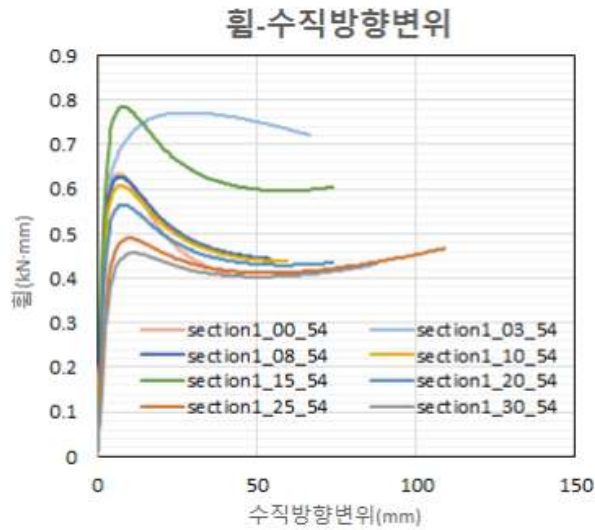


그림 2.5.24 단면#1 휨-수직방향변위 - e54

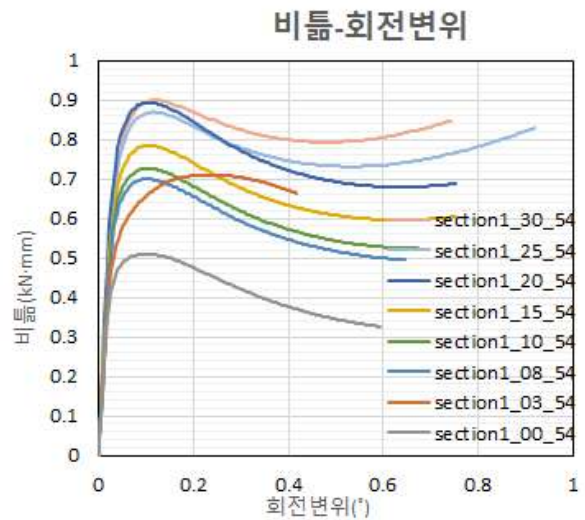


그림 2.5.25 단면#1 비틀-회전변위 - e54

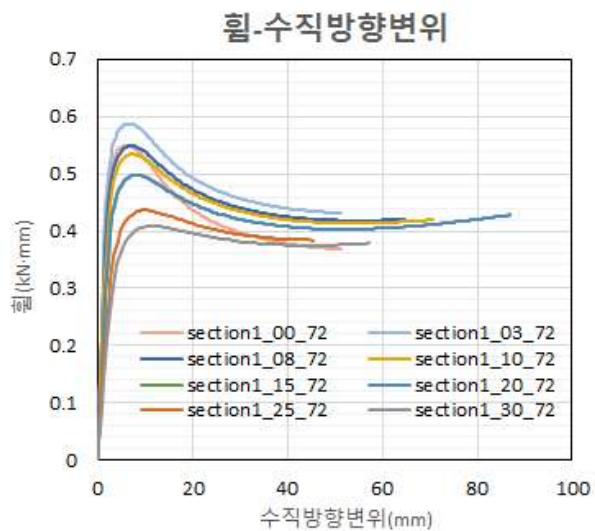


그림 2.5.26 단면#1 휨-수직방향변위 - e72

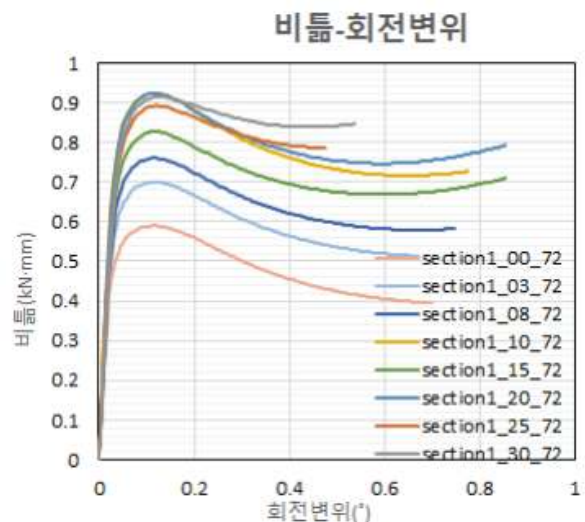


그림 2.5.27 단면#1 비틀-회전변위 - e72

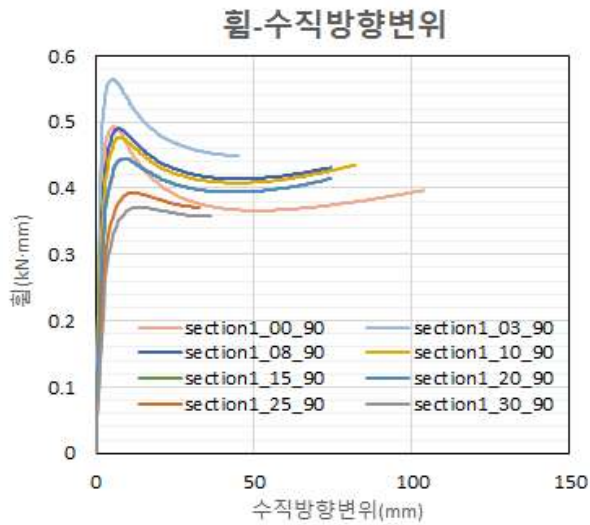


그림 2.5.28 단면#1 휨-수직방향변위 - e90

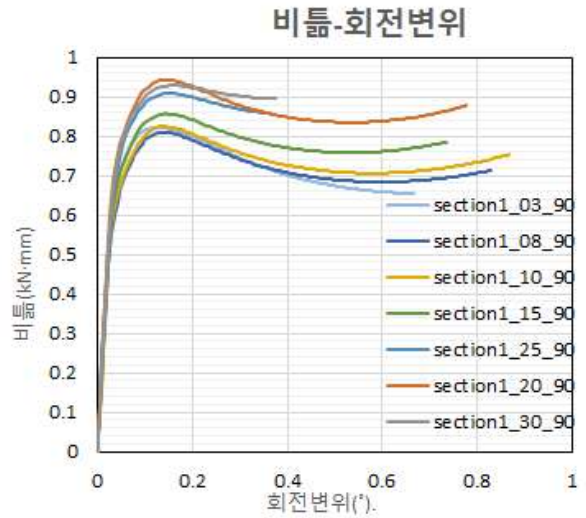


그림 2.5.29 단면#1 비틀-회전변위 - e90

다. 곡률 반경의 영향

수평곡선 I형 거더에서 곡률반경에 따른 극한강도 변화를 검토하기 위해 곡률중심각을 0° (직선)~ 30° 로 나타내었다. 그림2.5.30는 곡률에 따른 극한 모멘트를 나타낸 것이다. 극한모멘트는 지간 중앙부에 작용하는 수직하중에 의해 발생하는 모멘트이다. 곡률 중심각이 커질수록 최대 모멘트는 감소하는 경향을 보인다. 그림2.5.31은 곡률에 따른 극한 비틀 증가 양상을 나타낸 것이다. 이러한 결과를 통하여 단면에 작용하는 비틀의 증가는 휨모멘트의 감소를 야기시킬 수 있다고 결론 지을 수 있으며, 이는 곡률이 커질수록 비틀에 의해 파괴모드가 지배될 수 있다는 점을 시사한다. 이러한 거동 양상을 반영하기 위해서는 설계 및 해석 시 휨-비틀 상호작용이 반드시 고려되어야 할 것이다.

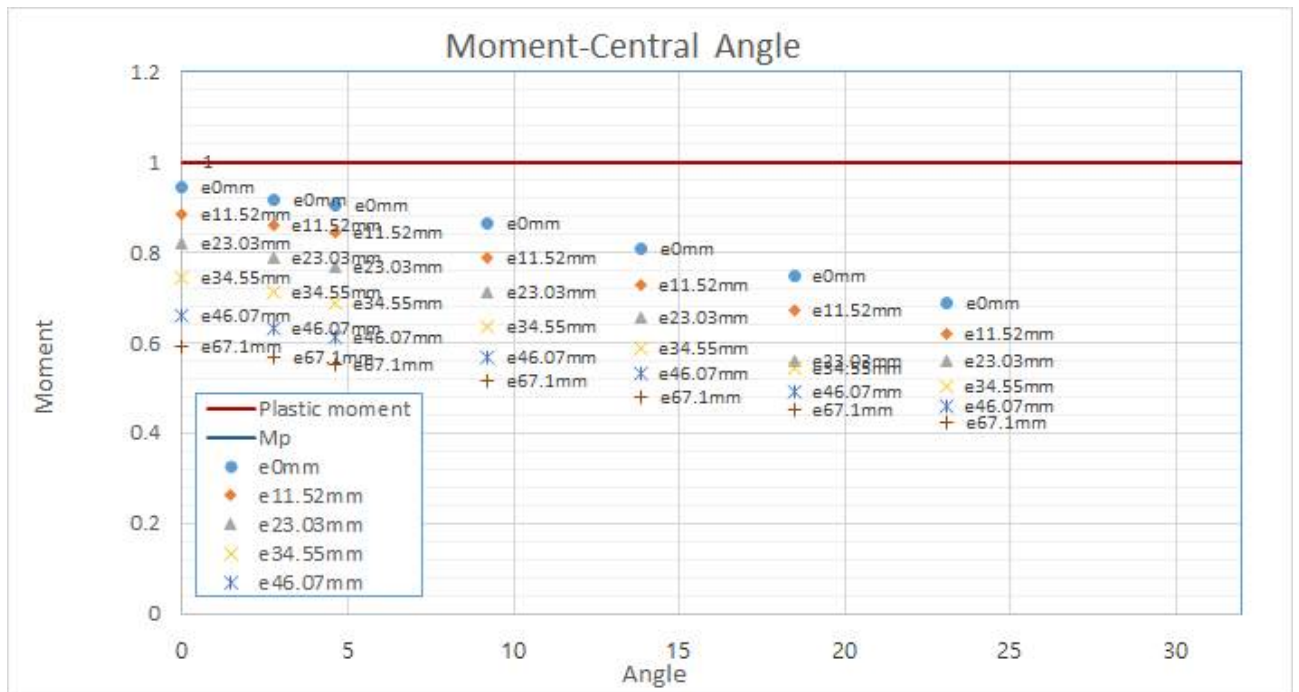


그림 2.5.30 단면 #1 휨-곡률 중심각

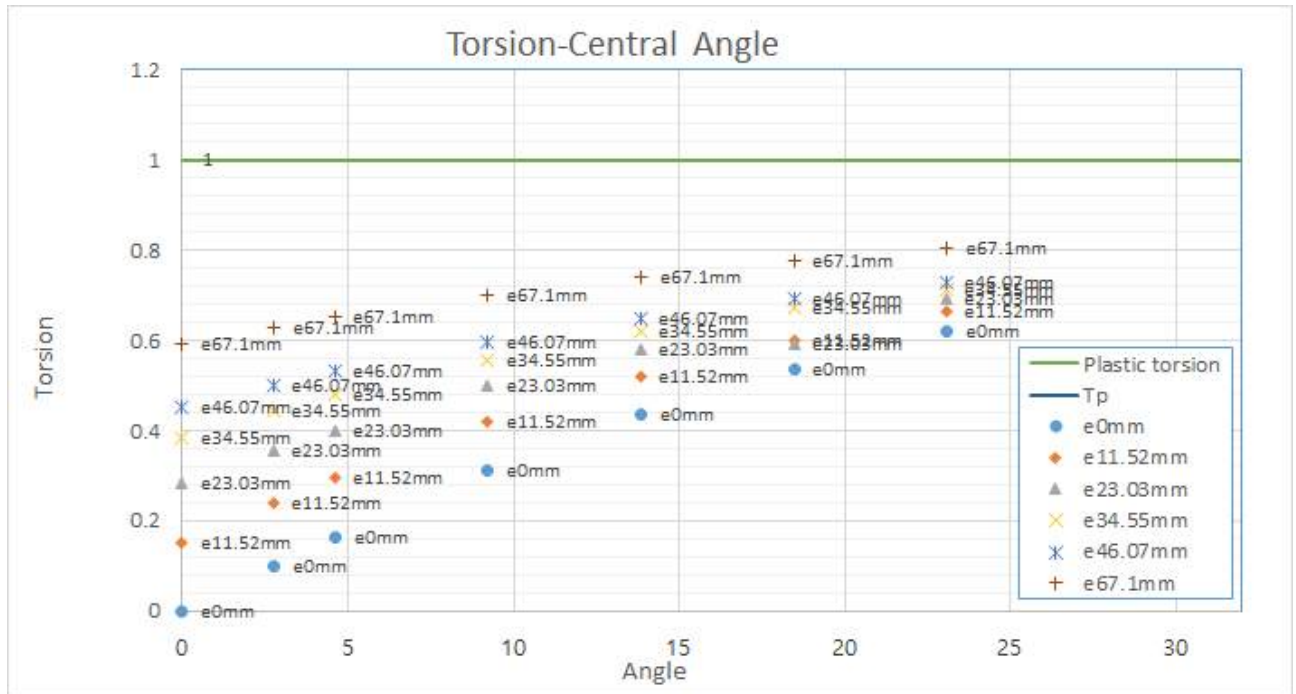


그림 2.5.31 단면 #1 휨-곡률 중심각

라. 편심 위치의 영향

그림2.5.30은 편심하중에 의한 휨·비틀 상호작용을 검토하기 위해 편심위치를 0~90mm 로 변화하여 나타내었다. 수치해석 결과, 편심거리가 커질수록 거더의 최대 모멘트는 감소하는 반면 비틀림 모멘트는 증가하는 경향이 있다.

그림2.5.31에서 직선거더에서는 편심에 대한 영향력이 컸지만 곡률 중심각이 커짐에 따라 편심으로 인한 비틀림 영향은 줄어드는 경향을 보인다. 이는 곡선거더에 기하학적인 조건 때문에 발생하는 하중의 편심이 비교적으로 작기 때문으로 판단된다.

마. 휨- 비틀의 상호작용 영향

그림2.5.32에서 곡률이 매우 작은 경우, 다시 말해, 작용하는 수직 하중에 대해 발생하는 휨 모멘트와 비틀 모멘트의 비 $\left(M = \frac{QR}{2} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \right) / \left(T = \frac{QR}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \right)$ 가 크므로 극한 거동에 대해서는 휨 거동이 지배적인 역할을 한다. 이와 반대로, 곡률이 큰 경우, 휨모멘트와 비틀 모멘트의 비는 작아지고 결과적으로 비틀 거동이 지배적인 역할을 하게 된다. 또한, 곡률이 매우 큰 곡선 거더의 해석 결과, 작용하는 비틀 모멘트가 T_p 를 초과하기도 하는데, 이는 T_p 를 계산함에 있어서 큰비틀 변형 및 와그너 효과 (Wagner effect)에 의한 소성 비틀 모멘트의 증가 효과가 고려되지 않았기 때문이다.

단면에 비틀과 휨이 동시에 작용할 경우, 각 요소는 복잡한 응력상태를 나타내며, 전단과 법선응력의 상호 영향으로 직선과는 다른 양상의 극한 거동 보이게 된다. 기존의 연구는 휨-비틀 상호작용에 대한 연구를 직선 거더에 한해서 수행 하여왔기 때문에, 곡률 효과를 반영하지 못했고, 이로 인해 과대평가된 상호작용식이 제안 되었다. 본 연구에서는 곡률효과

와 편심에 의한 효과를 종합적으로 분석하여 그림 2.5.32, 2.5.33 같은 휨-비틀림 상호작용 그래프를 나타내었다. 이에 따르면 곡률 및 편심에 의하여 증가된 비틀림 모멘트는 극한 모멘트를 감소시킬 수 있다고 판단된다.

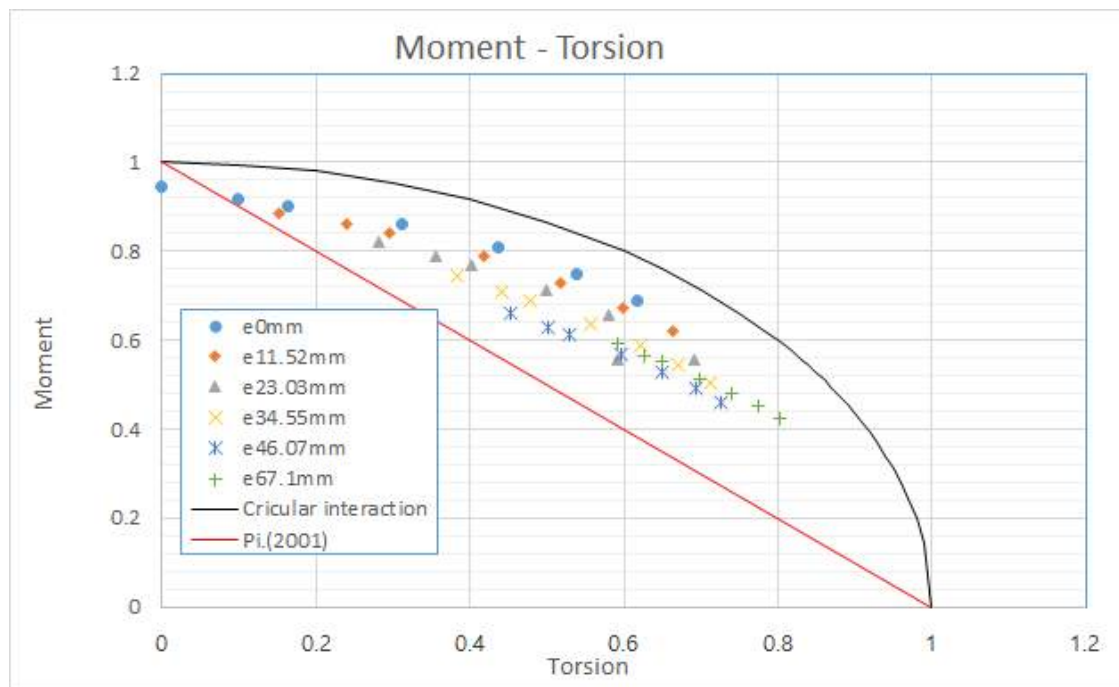


그림 2.5.32 단면 #1 휨-비틀 상호관계력

바. 설계적용검토

(1) 단면적용 검토

그림 2.5.33은 다양한 매개변수(곡률, 비지지길이, 단면특성, 편심위치)고려하여 수평곡선 I형 거더의 휨-비틀 상호 작용력을 나타낸 그래프이다. L_p 의 비 가작아 질수록 , 즉 $1L_p \rightarrow 0.6L_p$ 로 일수록 비틀에 우수한 성능을 보이는 것을 확인 할 수 있다. 하지만 $L_p < \text{식 2.5.17}$ 보다 작은 지지길이를 사용하는 것은 비경제적이고 과다한 설계가 될수 있으므로 곡선 교량의 설계에서는 L_p 에 가까운 비지지길이를 사용하여도 무방 할 것으로 판단된다.

(2) 설계식 적용검토

선행 연구를 통해 Pi 와 Bradford(2001)의 휨-비틀 상호작용력의 하한치를 두는 제안식 식 2.5.13에 대하여 검토하고, 이를 해석과 비교를 하였다. 그림 2.5.33에서 나타낸거와 같이 비지지길이가 L_p 를 만족하는 단면#1에 대해서도 Pi·Bradford(2001)의 제안식은 안전한 설계를 반영 시킬 수 있으며, 해석과 제안식의 경향성이 매우 유사함을 나타내고 있다. 현재 도로 교 설계기준에는 곡선 설계에 대한 지침에 존재하지 않으며, 또한 AASHTO Guide Specifications에도 휨-비틀 상호작용력에 대한 설계는 존재하지 않는다. 이 연구를 통해 곡선 설계 시 휨-비틀 상호작용력에 대하여 반듯이 검토를 해야함을 확인하였고, Pi과 Bradford(2001)에서 제안한 제안식 식 2.5.13을 사용하여 설계에 적용할 수 있다고 판단된다. 더 나아가 식

2.5.12에서 횡지지 조건에 따라 γ_x, γ_s 을 제안하였는데, 비지지조건에서의 γ_x, γ_s 를 비선형성의 다양한 비선형성 매개변수와 다양한 단면조건을 고려하여 합리적인 식을 제안한다면 더욱 진보된 설계에 반영시킬 수 있을 것으로 판단된다.

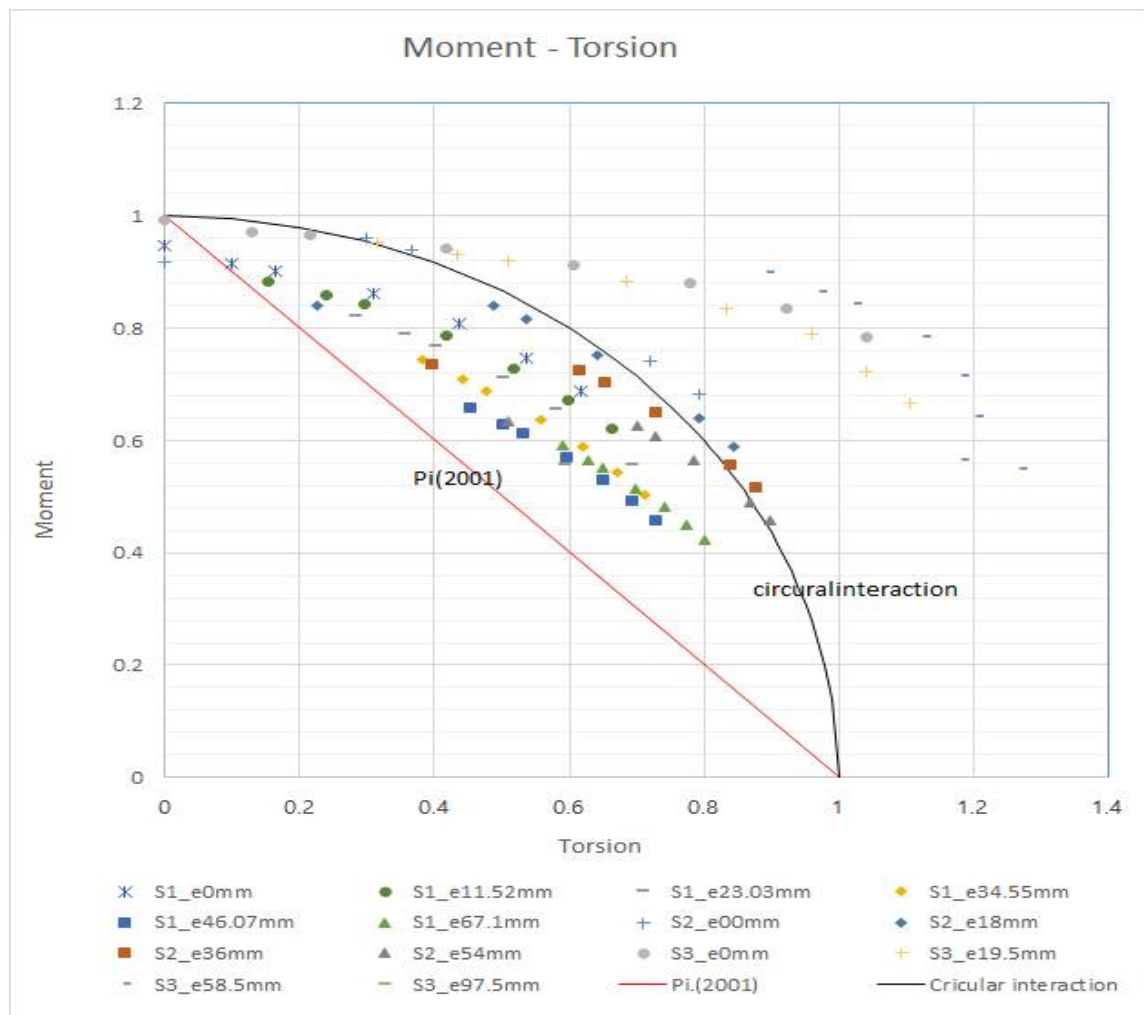


그림 2.5.33 단면 #1, #2, #3 휨-비틀 상호관계력

제6절 휨-비틀림 상호작용(박스거더)

1. 개요

곡선교량의 휨 부재는 휨과 비틀림을 동시에 받는다. 수평면내 곡률을 가지는 수평곡선교량에서는 외부에서 재하되는 비틀림 하중 없이 자중 또는 수직하중만으로도 비틀림 현상이 발생하게 된다. 직선 부재의 휨 및 비틀림에 대한 각각의 고전적인 선형탄성거동이론은 잘 정립되어 있지만 휨과 비틀림을 동시에 받는 부재의 파괴 메커니즘은 아직 완전하게 정립되었다고 보기 어려운 면이 있다. 그 이유는 재료의 항복 및 재료비선형거동과 유한 변형률과 연계된 기하비선형거동이 고려된 휨과 비틀림에 대한 명확한 파괴포락선(failure envelope)이 제시되지 못하는데 기인한다고 볼 수 있다. 최근 하중 및 저항계수 설계에 대한 설계규정을 고려하면, 응력개념이 아닌 극한강도는 안정적인 상호작용식이 필요하다.

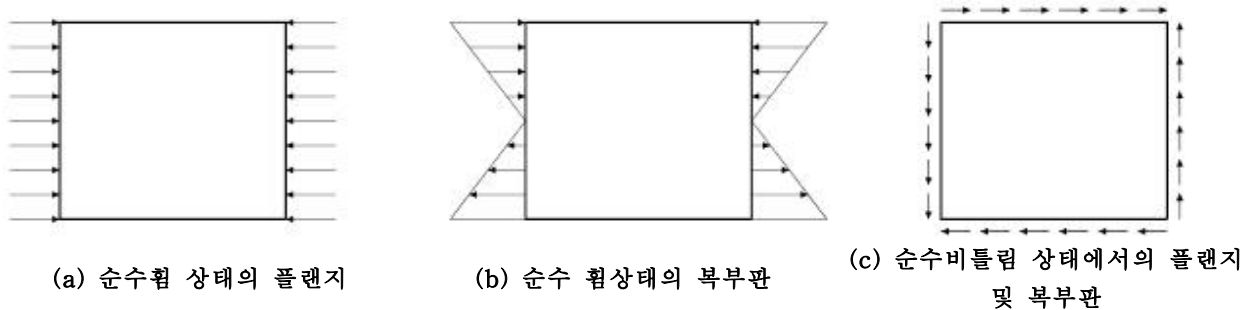


그림2.6.1 박스거더에서 분리된 판요소

곡선박스거더 교량 박스단면을 판요소로 분리해 보면 그림 2.6.1과 같이 분류된다. 휨을 받고 있는 박스거더의 극한강도는 그림2.6.1(a)에 보인 바와 같이 압축 플랜지의 국부좌굴이나 항복에 의해 지배되는 경우가 대부분이다. 휨을 받는 박스거더에서 복부판 요소의 평면내 응력 분포는 그림2.6.1(b)에서 보인 것처럼 탄성영역 내에서는 선형응력변화곡선을 보인다. 그림2.6.1(c)는 박스단면에서 St.Venant 비틀림으로 인해 복부와 플랜지가 전단을 일으키는 것을 보여준다. 휨과 전단에 대한 극한강도 상호작용에 대해서는 여러 연구자들에 의해 다양한 이론이 제안되었다. 과거의 연구에서는 높은 수준의 전단력이 동시에 발생하더라도 복부판 두께가 매우 클 경우에만 극한강도에 영향을 미치는 것으로 지적하고 있다. 실질적인 플레이트거더 또는 박스거더는 이렇듯 판 두께가 크지 않으므로 AASHTO LRFD에서는 휨과 전단의 극한강도 상호작용이 고려되지 않고 있다. 따라서 동시에 재하되는 전단에 의한 극한 휨강도 효과는 미미하게 나타난다. 그러나 최근 AISC(specifications for Structural Steel Buildings)에서는 파이프 또는 튜브 제품 기준에 따라 생산되는 사각 또는 중공단면 강재에 대해 적용되는 상호작용 설계식이 제안되었다. 대부분의 휨 부재는 압연부재의 경우와 동일한 두께를 갖는 플레이트와 같이 플랜지 및 복부로 제조 될 가능성은 없다. 따라서 이러한 특별한 규정은 박스단면을 제조하는데 적용되지 않는다. 수직방향 휨에 의한 전단류와 St. Venant 비틀림에 의한 전단류는 박스단면의 한쪽 복부판에서 서로 합쳐져 증폭되므로 이 부분에서의 전단 상태가 박스거더 전체의 비틀림강도를 지배하게 된다. 또한 내력으로서의 휨모멘트와 전단력은 상호 연계되어 있으므로 휨모멘트와 비틀림모멘트의 상호작용을 고려할 때는 어느 정도 전단력이 존재하는 상태에서 이루어져야 한다.

사각이나 중공단면을 갖는 곡선 또는 직선 부재 설계에서 휨과 비틀림 사이의 상호작용을 고려하기 위해 다음과 같은 원형방정식 형태가 제안되었다.

$$\left(\frac{M}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 \leq 1.0 \quad \text{식2.6.1}$$

여기서, M_p = 단면의 장축에서 완전 소성 휨모멘트
 T_p = 단면의 완전 소성 비틀림모멘트
 M = 적용된 휨모멘트
 T = 적용된 비틀림모멘트

식2.6.1에서 보인 원형방정식을 박스거더에 그대로 적용하기는 무리가 있다. 그 중요한 이유는 대부분 실제 교량에 사용되는 박스거더의 극한강도가 완전소성모멘트(pull plastic moment)에 도달하는 경우가 휨이나 비틀림 거동에서 거의 없기 때문이다. 강도에 대한 상호작용 설계식은 다음과 같은 극한강도를 기준으로 한 일반식이 합리적이라 할 수 있다.

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^\alpha + \left(\frac{T}{T_u}\right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{식2.6.2}$$

M_u = 극한 휨강도
 여기서, T_u = 극한 비틀림강도
 α, β = 지수

지수 α 와 β 는 비선형적 상호관계와 항복상호작용선(yield interaction curve) 또는 면 개념을 포함하기 위해서, 일반적으로 1보다는 큰 값이 적용된다. Pi 와 Bradford는 곡선형 플레이트거더의 적용을 목적으로 휨강도를 구체적으로 산정할 수 있는 방법을 포함하여 다음과 같은 휨-비틀림 상호 작용식을 제안하였다.

$$\left(\frac{M}{M_{bx}}\right)^\alpha + \left(\frac{T}{T_p}\right)^\beta \leq 1.0 \quad \text{식2.6.3}$$

여기서, M_{bx} = 같은 길이와 경계조건에서 해당하는 직선 거더의 부재 공칭 휨강도
 α, β = 1.0부터 2.0까지 다양한 수평 브레이싱 조건에 의해 결정되는 지수

박스 거더에 대해서는 Nakai 등은 실험적 방법 및 통계적 방법에 근거하여 다음과 같은 극한강도 상호 작용식을 제안하였다.

$$\left(\frac{M}{\alpha M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{\beta T_p}\right)^2 \leq 1.0 \quad \text{식2.6.4}$$

여기서, α, β = 계수

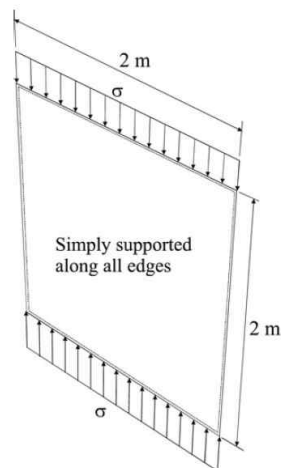
식2.6.4에서 α 와 β 는 탄성/비탄성 좌굴강도와 더불어 결정되는 계수이다. 식2.6.4에 보인 극한 휨 및 비틀림 강도는 추가적인 검토가 필요하며 본 연구에서 개발된 제안식과 비교될 것이다. 본 연구에서는 조립부재로서 직사각형 강 박스 거더를 대상으로 휨 및 비틀림 사이

의 극한강도 상호작용은 범용 유한요소해석 프로그램 ABAQUS를 사용하여 비선형, 비탄성 해석을 수행하였다. 수직과 비틀림 하중을 받는 직선 강 박스 거더에 대한 극한강도 해석은 잔류응력 및 기하학적 초기결함을 고려하여 수행하였다. 수치해석으로 얻은 데이터는 Nakai 등에 의해 얻은 실험결과와 비교하여 타당성을 검증하였고, 휨과 비틀림 사이의 개선된 극한강도 상호 작용식을 제안하였다. 또한 휨-전단-비틀림 상호작용에 의한 극한강도감소도 정량적으로 평가하였다. 제안된 강도 산정식은 특정 단면에 대한 순수 휨 및 순수 비틀림의 강도를 각각 예상할 뿐만 아니라 휨-전단-비틀림 상호작용 때문에 감소되는 극한강도를 예측하는데 활용될 수 있다.

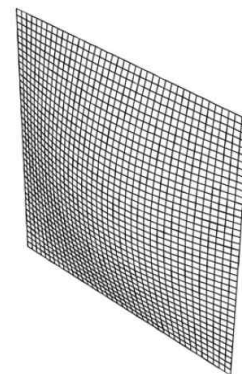
2. 유한요소 모델링 및 솔루션 컨트롤

범용 유한요소해석 프로그램 ABAQUS에서 제공되는 Total Lagrangian Formulation에 근거한 기하학적 비선형 기능을 해석에 고려하였다. 강재 플레이트를 모델링 하는데 쉘 요소(ABAQUS의 S9R5)가 사용되었다. S9R5 쉘 요소는 작은 변형에 대해서 공식화 되어 있음에도 불구하고, 중간부터 큰 변형의 정확한 모델링을 필요로 하는데 잘 적용되는 것으로 검증실험을 통해 알 수 있다.

비선형비탄성 극한강도해석을 위해서는 비선형 증분에 따른 비선형 평형경로를 추적해야 한다. Riks는 스냅핑(snapping) 및 충돌(collapse) 문제의 비선형증분기법을 소개했다. Riks 알고리즘으로 알려진 본 기법에서는 하중증분의 크기를 호 길이(arc length)라는 단일 스칼라 매개변수에 따라 달라진다고 가정했다. ABAQUS에서 채택하고 있는 수정된 Riks 알고리즘에서, 증분 크기는 해당 해 지점의 접선에 따른 거리의 이동으로 조정되어 제한된다.



(a) 균일한 종방향 압축응력을 받는 플레이트



(b) 탄성좌굴 1차모드

그림 2.6.2 플레이트 좌굴 해석

3. 잔류응력 및 초기결합 효과

가장자리를 따라 단순지지된 사각형 플레이트의 좌굴 및 후좌굴 거동해석은 플레이트의 극한강도를 이해하는데 필수적인 단계이다. 좌굴응력은 초기에 완벽한 구조의 분기점(bifurcation) 개념에서 얻을 수 있다. 그러나 구조물이 완벽하게 직선이 될 수 없으며 초기 기하학적 결함의 존재는 좌굴강도에 분명 불리한 영향으로 작용한다. 선형탄성으로 구한 임계응력은 유용한 지표로 간주되지만 실제 이용되는 플레이트의 폭-두께비 영역에서는 초기좌굴 후에 추가적인 하중에 저항할 수 있다. 이는 축압축응력의 재분배와 종방향 및 횡방향 플레이트의 면외 힘을 받는 비틀림 및 전단 부재로 근거한 플레이트의 후좌굴 강도로 설명된다.[3]. 추가적인 후좌굴 강도 구현 시 상당한 변형이 발생할 수 있음에 주의하여야 한다.

일정한 압축을 받는 플레이트의 극한강도에서 잔류응력의 효과를 조사하기 위해 4개 변이 단순지지된 사각형 강 플레이트를 모델링하여 거동을 분석하였다. Yoo 등에 의한 최근 조사에 따르면, 일축압축을 받은 플랜지의 직사각형 패널은 단순지지된 사각플레이트로 모델링될 수 있음을 보였다. Bathe[15]의 제안에 따라 초기결합의 형상으로 첫 번째 탄성좌굴모드를 그림2.6.2에 보였고, 초기결합의 최대 크기는 플레이트 폭의 1/100로 간주되었다. 플레이트 용접 부위의 인장 잔류응력이 항복응력(σ_y)에 도달하며, 압축잔류응력은 플레이트 폭에 걸쳐 편평하게 분포한다고 가정한다. 즉, 단면에 순 축방향 힘이 없이 평형을 이루도록 박스 부분에 대해 $0.1\sigma_y$ 부터 $0.2\sigma_y$ 까지 조정하였다. U_y 는 박스 부분의 잔류응력을 측정하고, 압축잔류응력의 크기는 $0.15\sigma_y$ 부터 $0.17\sigma_y$ 의 범위 안에 있다고 발표한 바 있다. 그림2.6.3은 해석에 적용된 잔류응력의 분포를 보여준다. 폭-두께비의 세 가지 값 80, 40, 20은 각각 탄성좌굴영역, 비탄성좌굴영역 그리고 항복영역의 대표적인 값에 해당한다. 강재에 대한 탄성 및 완전소성 응력-변형 관계에서 탄성계수 $E=200GPa$ 이며 항복응력 $\sigma_y=345MPa$ 이다. 탄성좌굴영역($w/t=80$)에서는 잔류응력의 크기가 증가하면 탄성좌굴강도가 크게 감소하지만, 극한강도는 후좌굴 강도에 의해 크게 감소하지 않는다. 표2.6.1은 탄성좌굴영역($w/t=80$)에서 플레이트 극한강도에 대한 잔류응력의 효과를 정량적으로 보여준다. 그림2.6.4는 세 가지 영역(조밀, 비조밀, 세장)으로 나타나는 폭-두께비에 대해 플레이트의 극한압축강도에 대한 잔류응력의 효과를 비교하여 보여준다.

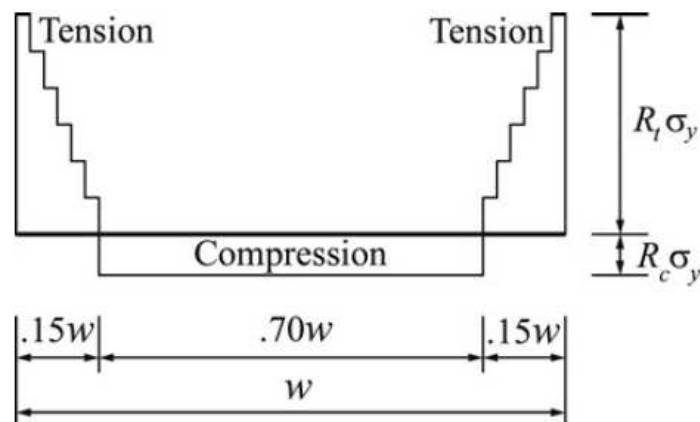


그림2.6.3 플레이트에서 잔류 응력의 분포 가정

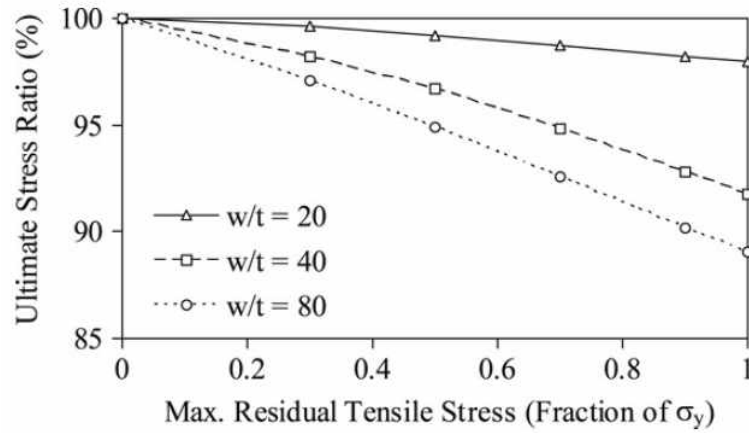


그림2.6.4 단순 지지된 플레이트의 극한강도에서 잔류 응력의 영향

표2.6.1 탄성좌굴영역에 있는 플레이트강도에 대한 잔류응력의 영향 ($w/t = 80$)

Max. tensile residual stress (Fraction of σ_y)	Elastic buckling strength		Post-buckling strength		Ultimate strength	
	MPa	Ratio (%)	MPa	Ratio (%)	MPa	Ratio (%)
0.0	112.0	100	30.9	100	142.9	100
0.3	85.6	76.3	53.2	172	138.8	97.1
0.5	67.8	60.5	67.9	220	135.7	94.9
0.7	50.1	44.9	82.3	266	132.3	92.6
0.9	32.4	30.5	96.6	313	128.9	90.2
1.0	23.3	20.8	104.0	337	127.3	89.1

$\sigma_y = 345$ MPa; Initial imperfection (max. $w/100$) was incorporated with the 1st buckling mode shape.

4. 직사각형 박스거더의 극한 강도 상호작용

직사각형 강박스 거더의 극한강도 상호작용을 조사하기 위해 개발된 구조계에 대한 하중 및 경계조건을 그림2.6.5에 보였다. 이 구조계의 제안 근거로는 수치해석을 단순화하는 것과, 휨과 비틀림 조합을 적절하게 고려할 수 있다 것이다. 본 구조계에서 하중재하 방식은 수직하중 P 와 비틀림하중 T 의 서로 다른 조합으로 구성된다. P 와 T 의 조합이 비율이 결정 되면 그 비율은 최종 증분 단계까지 그대로 유지된다. 거더의 중앙의 박스 시험편 부분을 제외한 전체 박스 거더는 강체로 가정하였다. 강체의 강성은 시험체 강성대비 100배 로 고려되었다. 박스단면의 회전은 B-B 단면을 지지하는 내부의 복부 두 지점을 제한함으로써 구속하였다. 그러나 C-C 단면 내부에서는 전단중심에 일치하는 단 하나의 지점만이 박스 횡단면의 회전자유도(DOF)를 성립시키기 위해 구속되었다. 양 단부인 A-A와 D-D 단면에 서, PL_3 만큼의 모멘트를 구현하기 위해 $P/4$ 의 수직하중을 박스단면 네 모서리에 적용하였다. 수직 및 수평 하중을 C-C 단면 박스 모서리에 적용하여 총 비틀림 모멘트 T 가 되도록 하였다. 장치 및 시험편을 모두 포함한 박스 거더의 전체 길이는 1850mm이고, L_1 , L_2 , 및 L_3 은 각각 450mm, 300mm, 400mm이다. Nakai 등[8]은 휨과 비틀림이 동시에 작용하는 직사각형 강 박스 거더에 대해 실험적 연구를 수행했다. 이 실험결과를 이용하기 위해, 박스 단면의 동일한 크기를 수치해석에 사용했다. 시험편의 높이와 너비는 각각 163mm, 123mm 이다. 쿠폰 테스트(coupon test)로부터 박스 시험편의 역학적 성질은 표2.6.2에 나타냈다. 용접된 박스 부분의 잔류응력분포 및 유한요소에 사용되는 단순화된 모델은 그림2.6.6에 보인 바와 같다. 압축잔류응력은 $0.2\sigma_y$ 로 간주하고, 인장잔류응력은 항복응력에 도달하는 것으로 가정하였다.

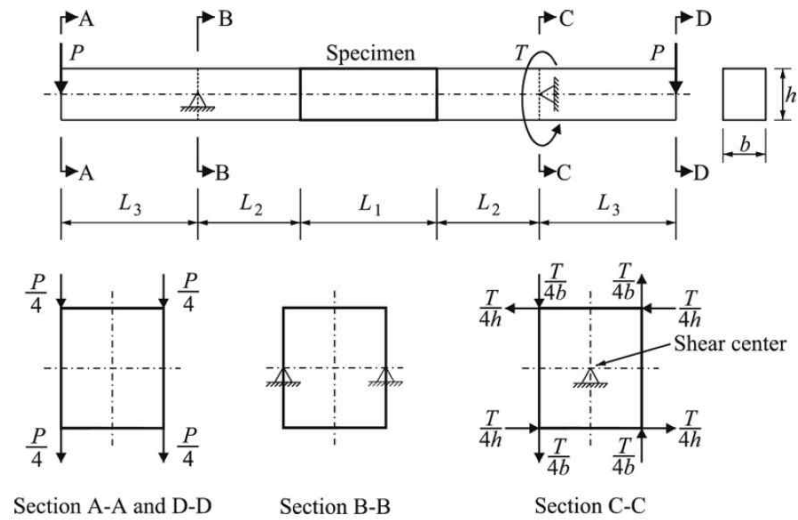
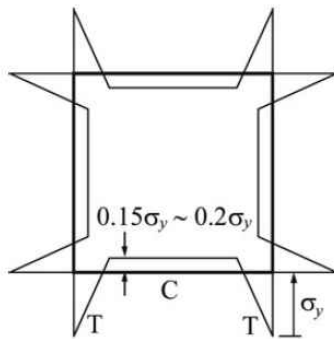
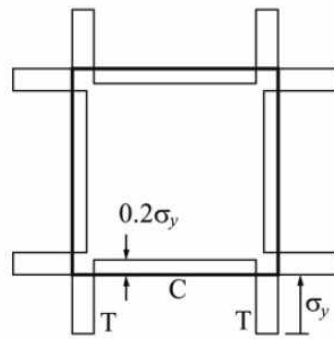


그림2.6.5 수직 하중과 Torque가 적용된 강 박스거더의 형상



(a) 박스 단면의 잔류응력 분포

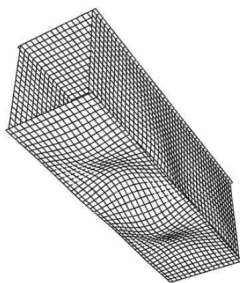


(b) 해석에서의 잔류응력 분포

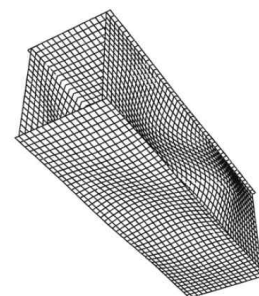
그림2.6.6 잔류응력 모델

표2.6.2 박스 시험편에 대한 역학적 성질

Width/ Thickness (b/t)	Plate thickness (t) (mm)	Young's modulus (E) (MPa)	Poisson's ratio (ν)	Yield stress (σ_y) (MPa)
57.8	2.129	203,836	0.284	256.6
27.7	4.444	205,795	0.273	372.7



(a) 힘에 대한 좌굴



(b) 비틀림에 대한 좌굴

그림2.6.7 좌굴 1차모드

휨과 비틀림이 동시에 작용하는 상호작용효과를 수행하기 전에, 순수 휨 및 비틀림 거동에 대한 각각의 극한강도분석을 먼저 수행하였다. 박스 시험편의 첫 번째 탄성좌굴모드가 기하학적 초기결함 형상으로 고려되었고 그 형상을 그림2.6.7에 보였다. 표 3에서 이론적인 소성 모멘트값 및 ABAQUS 해석 및 실험결과가 요약되었다. 기하학적 초기결함의 최대값은 휨과 비틀림 극한강도에 모두 영향을 미친다. 극한강도에 초기결함의 효과를 알아보기 위해 초기결함의 최대값은 박스 폭의 0~1/100로 다양하게 변화시키며 해석을 수행하였다. $b/t = 57.8$ 모델에 대한 순수 휨거동 극한 강도를 그림2.6.8에 보였다. ABAQUS에서 하중-변위의 정적평형상태에 있는 경로를 따라 증분을 조절하는 매개변수는 그림2.6.8에서 횡방향 축의 “Arc Length”이다.

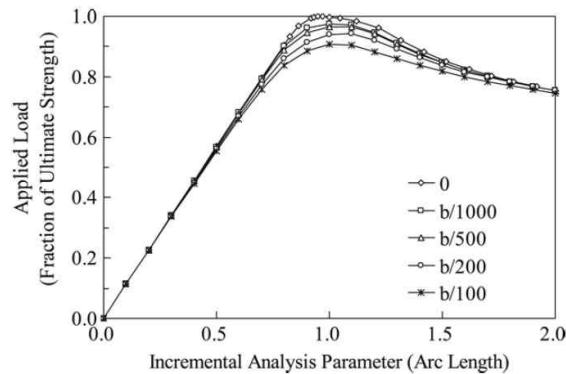


그림2.6.8 강 박스의 극한 휨 강도에서 초기 결함의 영향 ($b/t = 57.8$)

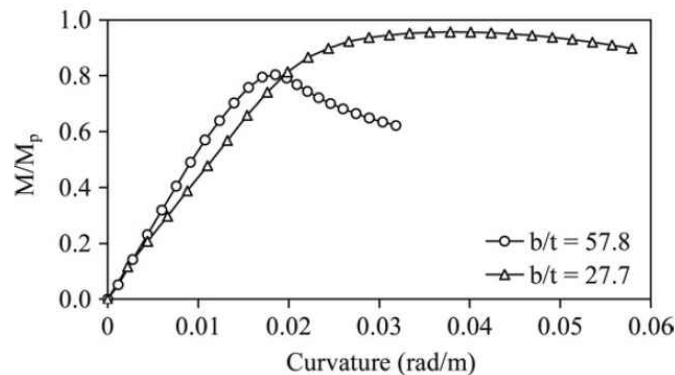


그림2.6.9 직사각형 강 박스 시험편에 대한 휨 모멘트-곡률 곡선

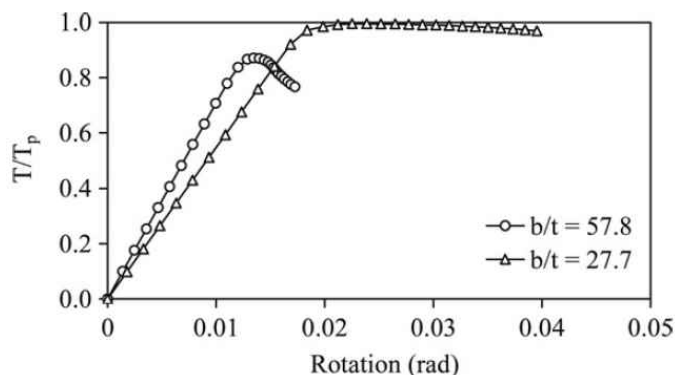


그림2.6.10 직사각형 강 박스 시험편에 대한 비틀림 모멘트-회전 곡선

그림2.6.9는 순수 휨 거동에 대한 휨모멘트-곡률 곡선을 나타낸 것이며, 그림2.6.10은 순수

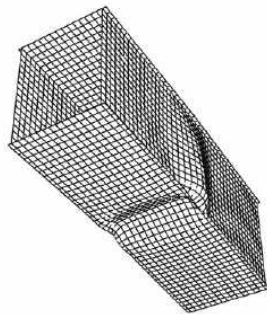
비틀림 거동에 대한 비틀림 모멘트-회전량 곡선을 나타낸 것이다. 그림2.6.9와 2.6.10에서 적용된 모멘트의 크기는 전체 소성모멘트에 대해 각각 M_p 와 T_p 로 정규화 되었다. 순수 휨과 순수 비틀림 거동을 받는 거더 시험편 ($b/t=57.8$)의 전형적인 파괴 형상은 각각 그림2.6.11 (a), (b)에 보인 바와 같다.

표2.6.3 순수 휨 및 비틀림 실험으로 얻은 극한강도의 비교

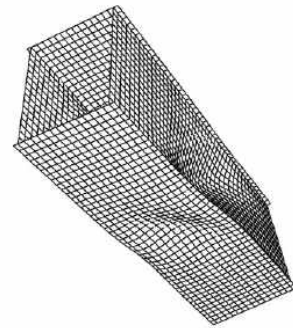
		Pure bending		Pure torsion	
		$b/t = 57.8$ (kN m)	$b/t = 27.7$ (kN m)	$b/t = 57.8$ (kN m)	$b/t = 27.7$ (kN m)
FEA ^a	Plastic moment (M_p or T_p)	18.21	55.21	12.64	38.34
	Initial imperfection	16.11	55.04	12.36	38.15
	Not considered	(88.5%)	(99.7%)	(97.8%)	(99.5%)
	Initial imperfection	15.61	54.99	12.18	38.11
	$b/1000$	(85.7%)	(99.6%)	(96.4%)	(99.4%)
	Initial imperfection	14.86	52.95	10.69	38.07
	$b/100$	(81.6%)	(95.9%)	(84.6%)	(98.3%)
Experimental test ^b [8]		91.5%	100.3%	84.7%	97.7%

^a Percentage value with respect to plastic moment.

^b Percentage values with respect to plastic moment based on measured dimensions for each built-up box specimen.



(a) 휨



(b) 비틀림

그림2.6.11 파괴형상

ABAQUS를 통한 극한강도해석결과 및 Nakai 등[8]의 실험으로부터 휨과 비틀림 사이의 극한강도 상호작용 관계를 그림2.6.12와 2.6.13에 보였다. 해석 및 실험의 결과를 기초로 하여 다음의 극한상호작용식이 제안되었다.

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_u}\right)^2 \leq 1.0 \quad \text{식2.6.5}$$

식2.6.5는 식2.6.1과 유사한 원형방정식 형태를 갖고 있지만, 휨 및 비틀림모멘트의 정규화 대상 값으로 극한강도가 대체되었다. 그림2.6.12와 2.6.13에 보인 바와 같이 제안된 극한 상호 작용식은 유한요소해석 및 실험결과와 잘 일치한다. 식2.6.5는 직사각형 강 박스 거더의 휨과 비틀림 사이의 강도 상호작용을 나타내지만, 각각의 휨과 비틀림의 극한강도는 독립적으로 평가되어야 한다. 강박스 거더의 극한강도(M_u 와 T_u)에 대한 산정식 개발의 세부절차는 다음 절에서 설명된다.

5. 극한강도 예측

가. 극한 휨강도

Nakai 등[9, 20]은 그들의 실험적 연구를 Nisimura[19]가 제시한 기존 공식과 통합하여 직사각형 박스단면의 극한휨강도에 대한 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{M_u}{M_p} = [1 + 0.5(R_b - 0.5)]^{-2} \quad \text{식2.6.6}$$

여기서, R_b 는 휨 강도에 대한 폭-두께 매개변수로 다음과 같다.

$$R_b = \frac{0.8}{(R_f/R_w)^{h/b}} (R_{be} - 0.5) + 0.5 \quad \text{식2.6.7}$$

여기서, R_f , R_w , 그리고 R_{be} 는 각각 압축 플랜지, 복부 플레이트, 플랜지와 복부 플레이트 사이의 상호작용에 대한 폭-두께 매개변수이다.

$$R_f = \frac{b}{nt_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{k_f\pi^2 E}} \quad \text{식2.6.8}$$

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{k_w\pi^2 E}} \quad \text{식2.6.9}$$

$$R_{be} = \frac{b}{nt_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{k_b\pi^2 E}} \quad \text{식2.6.10}$$

b =박스 너비

h =박스 높이

n = 종방향으로 보강된 플랜지에서 패널의 수

μ =포아송비

σ_y =항복 응력

여기서

E =탄성계수

t_f , t_w =플랜지와 복부 플레이트의 두께

k_f , k_w =플랜지와 복부 플레이트에 대한 좌굴계수

k_b =플랜지와 복부 플레이트 사이의 상호작용을 고려한 좌굴계수

$$k_b = 0.036 \left(\frac{t_f}{t_w} - 3.5 \right)^4 + 4.0 \quad \text{식2.6.11}$$

식2.6.11은 일본[20]에서 실제 사례조사를 기초로 하여 대략적으로 나타낸 것이다. 직사각형 박스거더의 극한휨강도를 조사하기 위해, ABAQUS를 사용하여 65가지의 가상 모델을 분석하였다. 모델링한 박스의 너비는 200mm, 중형비(h/b)는 1.0부터 1.8이며, 플레이트 두께는 2.5mm에서 5.5mm로 설정하였다. 강(Steel)의 항복응력은 4가지(235MPa, 313MPa, 352MPa,

450MPa)로 사용하였다. 조립박스 부분은 길이방향 및 횡방향 보강재가 없는 플랜지와 복부로 일정한 두께를 갖는 플레이트로 구성하였다. 64가지의 박스모델의 특성은 표 4에 요약되어 있다. 최대 초기결함의 크기는 Bridge Welding Cod[12]에서 권장하는 박스 폭 b 의 1/200를 적용하였다. 그림 5에 보인 바와 같이 휨 상태에서 생성된 가상모델은 비선형중분분석 기술을 이용하여 파괴에 이르기까지 분석하였다. ABAQUS에서의 분석결과는 식2.6.7에서 주어진 R_b 의 함수로서 Nakai 등[9, 20]에 의해 예측된 식과 함께 그림2.6.12에 나타났다. 여기서, Nakai 등[9, 20]에 의해 예측된 값은 정사각형 박스단면(종횡비=1.0)의 경우 ABAQUS에서 매우 일치하는 것을 알 수 있다. 그러나, 직사각형 박스의 종횡비는 1.0보다 크므로, 예측 값은 ABAQUS의 결과와는 더 차이가 난다.

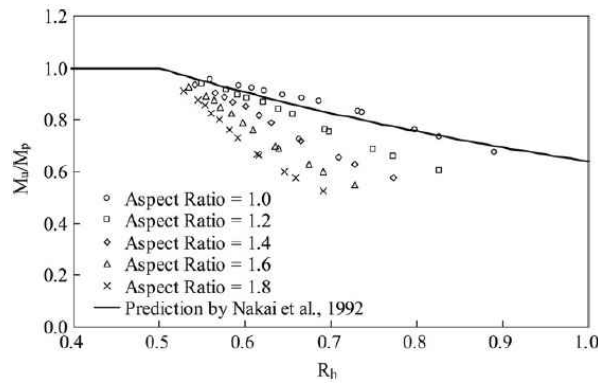


그림2.6.12 유한요소해석 및 Nakai 등[9, 20]이 예측한 식으로 얻은 극한 휨강도

표2.6.4 수치해석에서 사용된 박스거더의 성질

No.	σ_y (MPa)	h/b	b/t	No.	σ_y (MPa)	h/b	b/t	No.	σ_y (MPa)	h/b	b/t	No.	σ_y (MPa)	h/b	b/t
1	450	1.0	80.0	17	352	1.0	80.0	33	313	1.0	80.0	49	235	1.0	80.0
2	450	1.0	57.1	18	352	1.0	57.1	34	313	1.0	57.1	50	235	1.0	57.1
3	450	1.0	44.4	19	352	1.0	44.4	35	313	1.0	44.4	51	235	1.0	44.4
4	450	1.0	36.4	20	352	1.0	36.4	36	313	1.0	36.4	52	235	1.0	36.4
5	450	1.2	80.0	21	352	1.2	80.0	37	313	1.2	80.0	53	235	1.2	80.0
6	450	1.2	57.1	22	352	1.2	57.1	38	313	1.2	57.1	54	235	1.2	57.1
7	450	1.2	44.4	23	352	1.2	44.4	39	313	1.2	44.4	55	235	1.2	44.4
8	450	1.4	80.0	24	352	1.4	80.0	40	313	1.4	80.0	56	235	1.4	80.0
9	450	1.4	57.1	25	352	1.4	57.1	41	313	1.4	57.1	57	235	1.4	57.1
10	450	1.4	44.4	26	352	1.4	44.4	42	313	1.4	44.4	58	235	1.4	44.4
11	450	1.6	80.0	27	352	1.6	80.0	43	313	1.6	80.0	59	235	1.6	80.0
12	450	1.6	57.1	28	352	1.6	57.1	44	313	1.6	57.1	60	235	1.6	57.1
13	450	1.6	44.4	29	352	1.6	44.4	45	313	1.6	44.4	61	235	1.6	44.4
14	450	1.8	80.0	30	352	1.8	80.0	46	313	1.8	80.0	62	235	1.8	80.0
15	450	1.8	57.1	31	352	1.8	57.1	47	313	1.8	57.1	63	235	1.8	57.1
16	450	1.8	44.4	32	352	1.8	44.4	48	313	1.8	44.4	64	235	1.8	44.4

플랜지 및 복부 플레이트의 다른 두께 비율과 직사각형 박스단면의 종횡비로 인한 상호작용 효과를 고려하여 본 연구에서는 수정된 좌굴계수를 제안하였다. 식2.6.11을 수정하여 제안된 계수는 다음과 같다.

$$k'_b = \left(\frac{h}{b}\right)^{-0.6} \left[0.036 \left(\frac{t_f}{t_w} - 3.5 \right)^4 + 4.0 \right] \quad \text{식2.6.12}$$

$$(1.0 \leq h/b \leq 1.8; 1.0 \leq t_f/t_w \leq 3.5)$$

플랜지 및 복부 플레이트 사이의 상호작용의 폭-두께 매개변수 또한 다음과 같이 수정되었다.

$$R'_{be} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{k'_b \pi^2 E}} \quad \text{식2.6.13}$$

본 연구에서 보강되지 않은 직사각형 박스가 고려된 것처럼 보강재의 수 n 은 1로 본다. 수정된 폭-두께 매개변수 R'_{be} 와 소성 휨모멘트의 파단으로써 극한 휨강도는 그림2.6.13에 보인 바와 같다. 극한 휨강도 예측에 대한 제안 식은 회귀분석으로부터 도출되어 다음과 같은 다항식 형태를 갖는다.

$$\frac{M_u}{M_p} = 0.22(R'_{be})^3 - 0.79(R'_{be})^2 + 0.54(R'_{be}) + 0.88 \quad \text{식2.6.14}$$

식2.6.14는 R'_{be} 가 2.0보다 작은 범위에서 있을 때 보강되지 않은 직사각형 박스 거더의 극한 휨강도의 예측에 사용될 수 있다. 제안된 식은 Nakai 등[9, 20]이 제안한 것보다 훨씬 간단하며 그림2.6.13에 보인바와 같이 강도를 더 정확하게 예측할 수 있다.

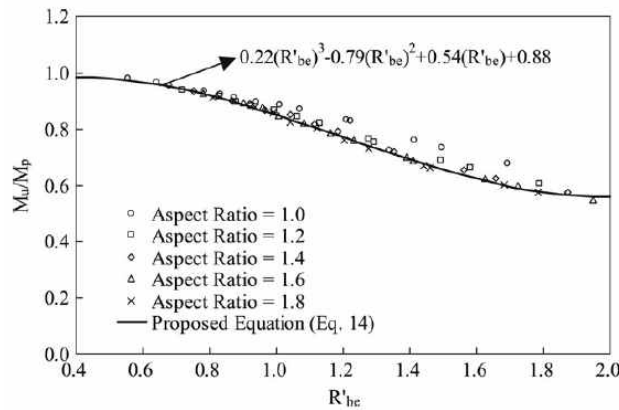


그림2.6.13 유한요소해석 및 식2.6.14로부터 얻은 극한 휨 강도

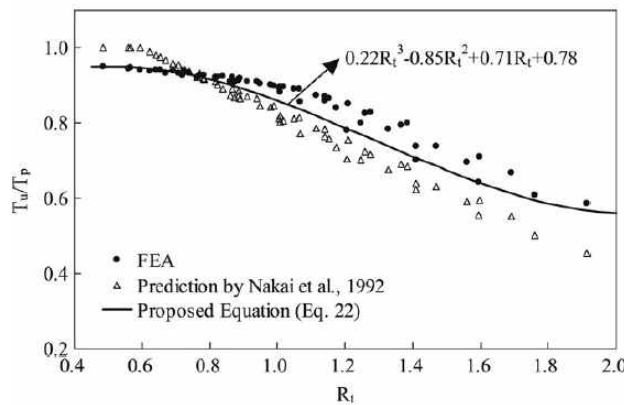


그림2.6.14 유한요소해석 및 Nakai 등이 예측한 식과 식2.6.22로부터 얻은 극한 비틀림 강도의 비교

나. 극한 비틀림 강도

Nakai 등[8, 20]은 가장 높은 폭-두께 비를 갖는 패널의 전단강도로부터 계산된 직사각형

박스의 극한 비틀림 강도에 대한 다음 식을 제안했다.

$$\frac{T_u}{T_p} = \frac{\tau_{cr} + \tau_{pt}}{\tau_y} \quad \text{식2.6.15}$$

τ_{cr} 와 τ_{pt} 는 각각 전단좌굴강도와 후좌굴 강도이며, τ_y 는 전단항복강도이다. 전단좌굴강도 τ_{cr} 은 다음의 식으로 정해진다.

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \tau_y : R_t \leq 0.6 \\ &= [1.0 - 0.614(R_t - 0.6)]\tau_y : 0.6 < R_t \leq 2.0 \\ &= (1/R_t^2)\tau_y : 2.0 < R_t \end{aligned} \quad \text{식2.6.16}$$

R_t 는 단일 패널의 폭-두께 매개변수이며, 다음과 같다.

$$R_t = \frac{w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\tau_y}{k_t \pi^2 E}} \quad \text{식2.6.17}$$

여기서, w 는 종방향 보강재가 없는 박스 높이와 같은 단일패널의 너비이며 k_t 는 다음 식으로 결정되는 순수 전단의 좌굴계수이다.

$$\begin{aligned} k_t &= 5.34 + 4.00/(a/w)^2 : a/w \geq 1.0 \\ &= 4.00 + 5.34/(a/w)^2 : a/w < 1.0 \end{aligned} \quad \text{식2.6.18}$$

여기서, a 는 횡 보강재 사이의 간격이다.

식2.6.15에서 τ_{pt} 로 표시된 직사각형 박스단면의 후좌굴 강도는 다음과 같다.

$$\tau_{pt} = \sigma_t [\sin\theta \cos\theta - (a/w)\sin^2\theta] \quad \text{식2.6.19}$$

σ_t 와 θ 는 각각 인장강도와 장력장 기울기의 각도이며 다음과 같다.

$$\sigma_t = [1 - (\tau_{cr}/\tau_y)^{1.2}]\sigma_y \quad \text{식2.6.20}$$

$$\theta = 0.5 \tan^{-1}(w/a) \quad \text{식2.6.21}$$

극한 비틀림강도 조사 및 식2.6.15~2.6.20에서 예측된 식을 검증하기 위해, 64가지 박스모델은 그림2.6.5에 나타낸 바와 같이 비틀림 하중 조건에서 생성 및 분석되었다. 초기결함과 잔류응력의 효과와 함께, 박스 중형비 및 플레이트 두께의 범위는 극한 휨 분석의 경우와 동일하게 유지하였다. Nakai 등의 예측과 함께, ABAQUS에서 폭-두께 매개변수 R_t 에 대한 극한 비틀림 분석 결과는 그림2.6.14에 보인 바와 같다. 또한 Nakai 등이 예측한 값은 R_t 가 0.7 미만인 범위에서 극한 비틀림 강도가 과대평가 되었고, $0.7 < R_t < 2.0$ 의 범위에서는 과

소평가되었다. 분석결과에 근거하여, 새로운 근사식은 극한 비틀림 강도 예측에 대해 제안되었다. 제안된 식은 간단한 3차 다항식이며 다음과 같다.

$$\frac{T_u}{T_p} = 0.22R_t^3 - 0.85R_t^2 + 0.71R_t + 0.78 \quad \text{식2.6.22}$$

식2.6.22는 설계 시 극한 비틀림 강도를 보수적으로 예측할 수 있다. 식2.6.14 및 2.6.22는 식 2.6.5에 주어진 상호 작용식에 의해 지배되는 극한 상호작용강도를 예측하는데 사용될 수 있다.

6. 요약 및 결론

직사각형 강 박스 거더의 휨, 전단 및 비틀림 사이의 극한강도 상호작용은 재료 및 기하학적 비선형성을 포함하는 비선형 증분유한요소 분석기술을 기반으로 한 수치해석방식으로 조사되었다. 잔류응력과 초기결함의 영향은 이러한 분석을 통해 고려되었다. 휨과 비틀림 사이의 극한강도 상호작용의 예측을 위해 제안된 식은 다른 연구자들의 실험과 잘 일치했다. 휨-전단-비틀림 상호작용으로 인한 극한강도감소 또한 조사하였으며, 제안된 강도 산정식은 유한요소해석에 의해 확인되었다.

휨과 비틀림이 각각 작용할 때의 극한강도는 종횡비, 폭-두께비 및 항복응력과 같은 박스 거더의 매개변수를 변화시켜 분석하였다. 이러한 극한강도는 휨 및 비틀림에 대한 표준화된 상호작용 값을 기초로 사용된다. 극한값을 반복적으로 계산하지 않고 빠르게 참고하기 위해 극한 휨강도 및 극한 비틀림 강도를 모두 산정할 수 있는 설계식으로 제안되었다.

제7절 플레이트 거더의 플랜지 국부좌굴 강도

1. 개요

수평곡선 I-형 보는 곡률이 존재하기 때문에 거동특성의 파악이 어렵다. 또한 플랜지의 세장비가 변화함에 따라 국부좌굴에 대한 강도의 산정이 복잡하다. 따라서 곡선보의 정확한 거동특성의 이해 부족으로 실제 교량에 적용하고 있는 사례가 드물다. 연구적인 분야에서도 곡선 보의 전체적인 거동 파악에 대한 연구는 어느 정도 이루어진 편이나(강영종,1996), 곡선보의 국부적인 거동특성에 대한 연구는 부족한 편이다. 또한 국내에는 곡선보에 대한 설계기준이 명확히 제시되어 있지 않아서 AASHTO LRFD 2014의 곡선교 설계기준에 의존하고 있다.

수평곡선 I-형 보를 포함한 곡선교량에서 플랜지의 국부좌굴은 초기 곡률은 물론 플랜지 폭과 두께의 비에 의해서도 영향을 받게 된다. 또한, 곡선보의 경우에는 뒹(Warping)법선응력에 의한 응력경도(Stress Gradient)가 존재하며, 이는 플랜지의 국부좌굴강도에 영향을 미치는 중요한 요소라고 볼 수 있다. 따라서 플랜지의 세장비와 곡률의 변화에 따른 합리적인 응력경도를 산정하고, 이를 바탕으로 정확한 국부좌굴강도를 설계에 반영하는 것이 중요하다.

2. 연구동향

곡선보의 플랜지는 횡방향으로 휨이 발생하게 되어 직선보 플랜지의 응력상태와는 다른 법선응력이 발생하게 된다. 또한 아래쪽 플랜지와 위쪽 플랜지의 휨방향이 서로 반대가 되며, 이러한 현상을 뒹(Warping)이라고 한다.(Yoo,1988)

이와 같이 곡선보의 플랜지에는 휨에 의한 법선응력과 뒹에 의한 법선응력이 동시에 작용하게 되며, 그림 (1)과 같이, 휨에 의한 법선응력은 플랜지의 폭을 따라 등분포하게 작용하지만, 뒹에 의한 법선응력은 플랜지 폭을 따라 선형으로 분포하게 된다. 이는 곡선보에서 곡률을 갖는 플랜지의 형상과 함께 플랜지의 국부좌굴 강도에 큰 영향을 미치게 된다.(Culver, 1970)

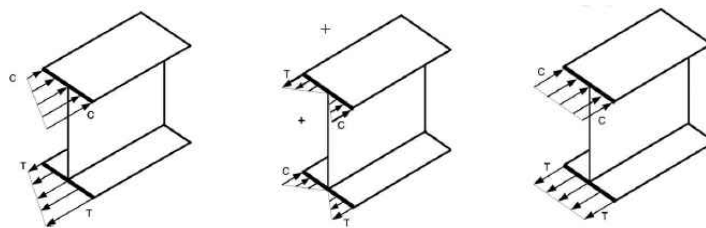


그림2.7.1 휨과 뒹에 의한 플랜지의 법선응력

Duncan(1937)은 I-형 보 플랜지의 안정성과 비조밀단면(Noncompact Section)의 한계를 정의하기 위해 응력이 작용하는 부분은 단순지지, 응력이 작용하지 않는 부분은 자유단으로 하고, 중앙선을 따라 회전 보강재를 사용하였다. 따라서 수직방향 휨 응력(Vertical Bending Stress)과 횡방향 휨 응력(Lateral Bending Stress)의 비를 α 값의 변화로 다음 그림2.7.2와 그림2.7.3과 같이 제시하였다.

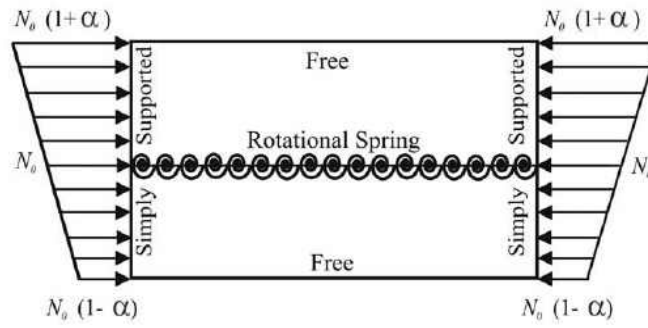


그림2.7.2 응력비에 따른 분포 모델

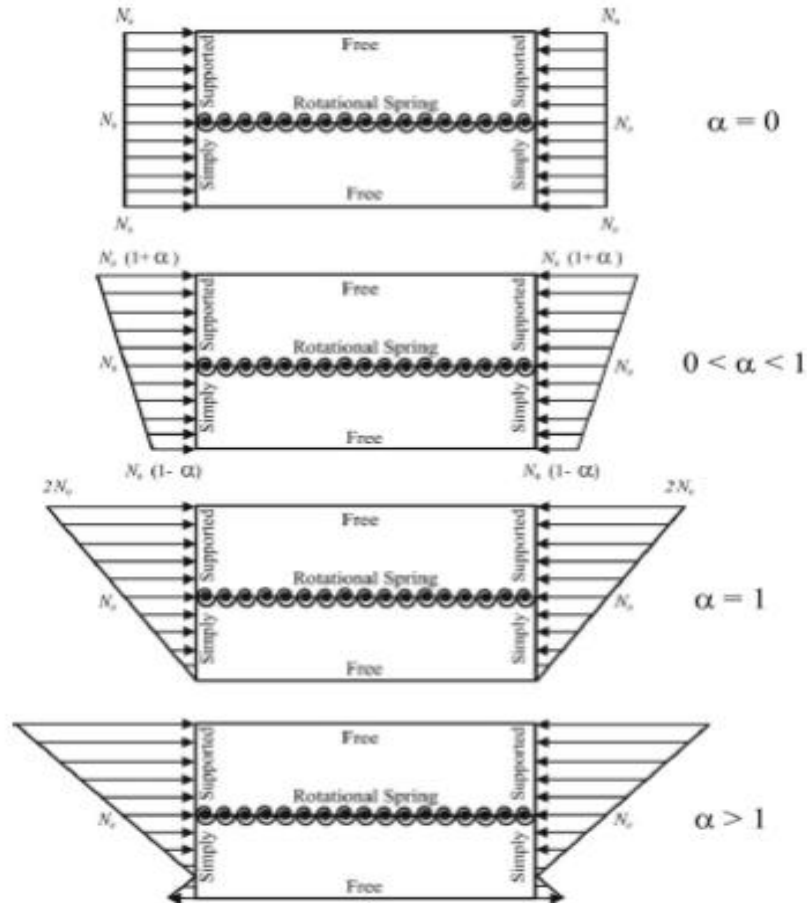


그림2.7.3 응력비의 증가에 따른 변화양상

응력비(Stress Gradient), α 에 대한 정의는 U.S steel(1984)에서 식2.7.1과 같이 제안하고 있다.

$$\alpha = 0.6 \frac{l^2}{R b_f}, (0 \leq \alpha \leq 1) \quad \text{식2.7.1}$$

여기서, α : 응력비

l : 크로스 프레임 간격

R : 곡률반경

b_f : 플랜지 폭

여기서, l 은 AASHTO(2012)에서 식2.7.2와 같이 제안하고 있다.

$$l = \sqrt{\frac{5}{36} r_{\sigma} R b_f} \quad \text{식2.7.2}$$

$$r_{\sigma} : \text{휨응력비}, \left| \frac{f_l}{f_b} \right| \approx 1.0$$

R : 곡률반경

Madhavan and Davison(2009)에서는 응력비, α 를 활용하여 곡선보의 조밀단면 플랜지의 세장비를 식2.7.3과 같이 제안하고 있다.

$$\lambda_{pf(cv)} = \left[\frac{2}{\sqrt{4-\alpha}} \right] \lambda_{pf} \leq 9.0 \quad \text{식2.7.3}$$

$\lambda_{pf(cv)}$: 곡선보의 조밀단면 플랜지 세장비

λ_{pf} : 직선보의 조밀단면 플랜지 세장비

3. 플랜지 국부좌굴에 대한 설계기준

구조물에서 판 요소의 좌굴을 고려할 경우에는 그 판의 접합부 경계조건에 따라서 보강판(Stiffened Element)과 비보강판(Unstiffened Element)으로 구분한다. 플랜지의 경우 비보강판에 해당되며 플랜지 폭을 따라 등분포하게 응력이 작용한다고 보고 있다. 하지만 곡선보의 경우 연직방향 휨응력과 횡방향 휨응력이 동시에 작용하므로 플랜지 폭을 따라 응력이 등분포하게 작용한다고 보기 어렵다.

가. 직선보

AASHTO(2012)의 경우에는 압축을 받는 플랜지의 국부좌굴에 대한 경우에 조밀단면 플랜지(Compact Section Flange)와 비조밀 단면 플랜지(Noncompact Section Flange)로 구분하여 식을 적용하며 그림2.7.4와 같이 휨저항강도 곡선을 나타낸다. 조밀 단면 플랜지 세장비는 식2.7.4를 적용하며, 비조밀 단면 플랜지 세장비는 식2.7.5를 적용한다.

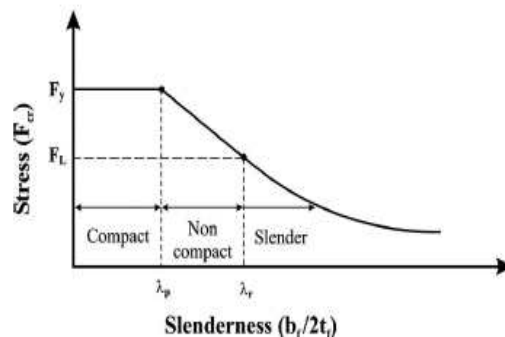


그림2.7.4 I-형 직선보 휨저항강도 곡선의 기본형상

$$\lambda_{pf} = \frac{b_f}{2t_f} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{식2.7.4}$$

여기서, λ_{pf} : 직선보의 조밀단면 플랜지 세장비

b_f : 플랜지 폭

t_f : 플랜지 두께

E : 탄성계수

F_y : 항복응력

$$\lambda_{rf} = \frac{b_f}{2t_f} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad \text{식2.7.5}$$

여기서, λ_{rf} : 직선보의 비조밀단면 플랜지 세장비

식2.7.5에서 F_{yr} 는 잔류응력을 고려한 항복응력이며, $0.7F_y$ 와 동일한 값을 갖는다.

나. 곡선보

현재 사용되고 있는 곡선보의 설계기준은 세계적으로 AASHTO LRFD 2014가 유일하다고 할 수 있다. 그러나 1993년도의 규정까지는 플랜지의 좌굴에 대한 규정을 직선보의 규정을 그대로 사용하다가, 2003년도의 개정판에서는 식2.7.6과 같은 식으로 변형하여, 곡선보의 곡률 및 횡방향 응력을 고려하였다. 그러나 이러한 응력을 따로 계산하여 실무에 적용하기에는 어려움이 따른다. 또한 세장비에 따른 응력값에 대한 기준을 정확하게 제시하지 않고, 설계시의 세장비에 대한 한계만을 비조밀 단면에 대해 제시하고 있다.

AASHTO(2014)에서는 곡선보의 조밀단면 플랜지 한계에 대해서 정의를 하지 않았지만, White et al.(2001)와 FHWA-CSBRP testing(Hartmann 2005)에서는 실험에 근거하여 $F_y = 50ksi$ 에서 $\lambda_{pf(cv)} = 9.0$ 의 제한을 두고 있다.

비조밀단면의 플랜지는 Mozer and Colver(1975)의 실험과 Mozer and Nasir(1969)의 이론에서 제시한 식2.7.6을 제안하고 있다.

$$\lambda_{rf(cv)} = \frac{b_f}{2t_f} = 0.51 \sqrt{\frac{E}{|(f_b + f_l)|}} \leq 11.5 \quad \text{식2.7.6}$$

여기서, $\lambda_{rf(cv)}$: 곡선보의 비조밀단면 플랜지 세장비

f_b : 평균응력

f_l : 횡방향 휨 응력

4. 곡선보의 플랜지 국부좌굴에 대한 제안식 연구

가. 곡선보의 조밀단면 플랜지

앞서 언급한 식-와 같이 Madhavan and Davison(2009)은 곡선보의 비조밀단면 플랜지의 세장비를 응력 변형도를 사용해 제안하였다. 그러나 응력 변형도의 값이 $0.5(\alpha=0.5)$ 가 되어 곡률이 큰 곡선보가 되더라도 AASHTO(2014)에서 제안하고 있는 세장비와 불과 7%의 차이만 보이고 있다.

나. 곡선보의 비조밀 단면 플랜지

Madhavan and Davison(2009)은 곡선보의 비조밀단면 플랜지의 세장비 한계를 결정하는데 있어 다음 식2.7.7과 같이 제안하고 있다.

$$\lambda_{rf(cv)} = \lambda_{rf} \sqrt{\psi} \leq 11.5 \quad \text{식2.7.7}$$

여기서 ψ 는 응력 변형도를 이용한 계수로써, 식2.7.8 과 같이 주어진다.

$$\psi = \frac{1}{1+f(\alpha, \Gamma)} \quad \text{식.2.7.8}$$

여기서, Γ : 회전강성계수

$$f(\alpha, \Gamma)_{0 < \alpha < 1} = (-0.0077\Gamma^2 + 0.1647\Gamma + 0.0205)\alpha$$

Madhavan(2005)에 의하면 Γ 는 일반적인 교량에서 0.2보다 작은 값이 사용된다는 이론을 제안하고 있어 식2.7.8을 식2.7.9와 같이 간략화 할 수 있다.

$$\psi_{\Gamma=0.2} = \frac{1}{1+0.05\alpha} \quad \text{식.2.7.9}$$

그러나 곡선보의 조밀단면 플랜지의 세장비 경우와 같이 Madhavan(2012)가 제안한 곡선보의 비조밀단면 플랜지의 세장비도 AASHTO LRFD 2014에서 제안하는 비조밀단면 플랜지의 세장비와 불과 1.2%의 차이를 보이고 있다.

다. 좌굴강도 산정

AASHTO LRFD 2014에서는 직선보의 플랜지 국부좌굴 강도식을 식2.7.10과 같이 제안하고 있다.

$$F_{cr} = \left[k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)(b_f/2t_f)^2} \right] \quad \text{식.2.7.10}$$

여기서, F_{cr} : 플랜지 좌굴강도

k_c : 좌굴계수

v : 프아송비

그러나 AASHTO LRFD 2014에서는 곡선보의 좌굴강도식은 제안하고 있지 않고, Madhavan and Davison (2009)에서는 ψ 를 이용한 곡선보의 좌굴강도식을 식2.7.11과 같이 제안하고 있다.

$$F_{cr} = \left[k_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_f/2t_f)^2} \right] \psi \quad \text{식2.7.11}$$

하지만 α 값이 0.5인 곡률이 큰 경우에도 좌굴강도가 2.4%만 줄어드는 경향을 보인다. 따라서 Madhavan and Davison (2009)이 제안한 바에 따라 곡선보의 국부좌굴강도 곡선은 그림 2.7.5와 같이 나타난다.

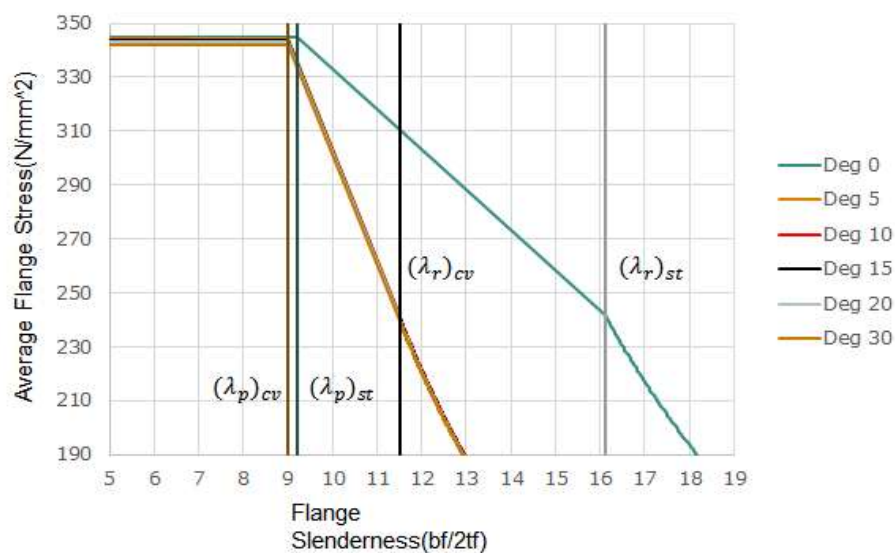


그림2.7.5 Madhavan and Davison(2009) 제안식을 이용한 좌굴강도곡선

5. V-Load Analysis

Madhavan and Davidson (2009)에 따르면 응력경도(Stress gradient), α 의 정의는 U.S. Steel (1984)의 V-Load Analysis를 따르며, 식2.7.12와 같다.

$$\alpha = 0.6 \frac{l^2}{Rb_f}, (0 \leq \alpha \leq 1) \quad \text{식2.7.12}$$

여기서, α : 응력경도

l : 크로스 프레임 간격

R : 곡률반경

b_f : 플랜지 폭

V-load method는 곡선 거더에 작용하는 최종 모멘트가 직선 거더에 작용하는 모멘트와 V-load 모멘트의 합으로 쉽게 나타낼 수 있다고 제시하고 있으며 개단면 수평 2경간 곡선교

설계 시에 쓰이는 방법으로 제안되어있다. 1969년 조사에 따르면, 이 방법은 미국의 곡선 I형교의 75퍼센트에 쓰이고 있다고 알려져 있다.

하지만 Hoffman (2013)에 따르면 V-Load method는 다이아프램 근처에서만 적용 가능하고, 설계자에게 다이아프램과 하부 플랜지의 기본적인 거동에 대해 이해하는 데는 도움이 되지만, 최종 설계 시에는 V-load method의 수치값을 적용하는 것이 적합하지 않다고 제안하고 있다.

Barr (2007)는 외측 거더의 정모멘트는 V-Load 결과 값이 FEM 결과 값보다 6.8% 작게 나오고, 내측 거더의 정모멘트는 8.3% 크게 나오는 경향을 보인다고 하였다. 또한 부모멘트는 외측 거더에서 16.1% 작게, 내측 거더에서 12% 크게 나온다고 하였다. 따라서 곡선 거더의 설계는 설계식보다는 해석 설계를 지향해야 한다는 결론을 제시하고 있다.

6. 구조해석

가. 해석 개요

곡선보 플랜지의 형상과 응력분포의 영향을 알아보기 위하여 범용프로그램을 이용하여 유한요소해석을 수행하였다. 곡선보에서는 한 단면 내에서도 내측 플랜지와 외측 플랜지의 형상이 차이가 나며, 응력 또한 다르게 분포하게 된다. 또한 수평곡선 I-형 보의 플랜지는 복부판의 구속력에 따라서 단순지지와 고정지지의 중간적인 거동을 하게 되므로, 그림2.7.6과 같이 복부판 중앙에는 연직방향 변위를 구속하고, 플랜지-복부판 이음부에서는 원호방향 변위를 구속하였다. 또한 모델의 강체운동을 방지하기 위하여 모델의 중앙에 원주방향 변위를 구속하였다. 그리고 뒹(Warping)현상을 방지하기 위해 동일한 간격으로 연직방향 보강재와 횡방향 보강재가 위치하도록 하였다.

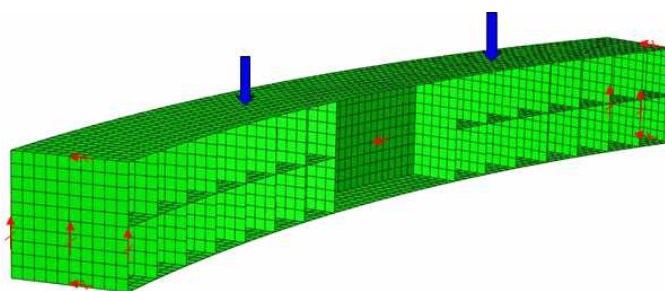


그림2.7.6 유한요소해석 모델의 경계조건 및 하중조건

I-형 곡선보의 유한요소해석은 범용 프로그램인 ABAQUS 6.13을 사용하였다. 사용 요소는 4절점 쉘요소를 사용하였으며, 탄성계수 $200kN/mm^2$, 프아송비 0.3으로 정하였다. 단면제원은 그림2.7.7과 같다.

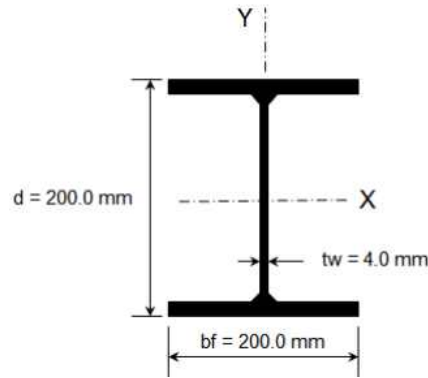


그림2.7.7 모델 단면제원

나. 곡률과 세장비에 따른 영향

플랜지의 폭과 복부판의 길이는 200mm로 동일하게 하였으며 플랜지 중심선 호의 길이는 1800mm로 동일한 조건을 부여하였다. 또한 연직방향 보강재의 간격은 100mm 간격으로, 횡방향 보강재는 웨브의 중앙에 위치하도록 하였다. 단 플랜지의 국부좌굴을 발생시키기 위해 보의 길이방향으로 플랜지의 두께를 15mm에서 4.5mm까지 12개, 곡률중심각을 0도에서 30도까지 6개, 총 72개의 모델에 대한 유한요소해석을 수행하였다.

해석모델들은 곡률이 증가할수록, 플랜지의 세장비가 증가할수록 평균응력은 점점 떨어지는 것을 그림2.7.8을 통해 알 수 있다.

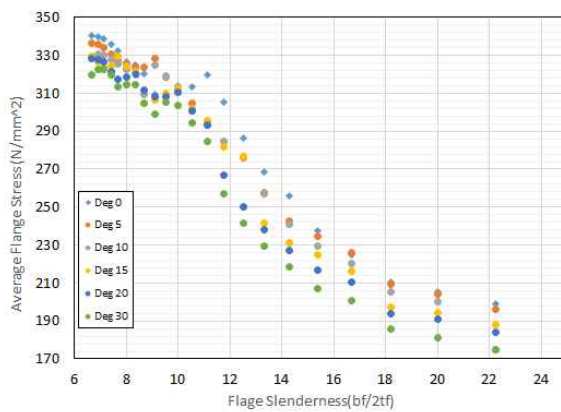


그림2.7.8 유한요소 해석 모델의 좌굴강도 곡선

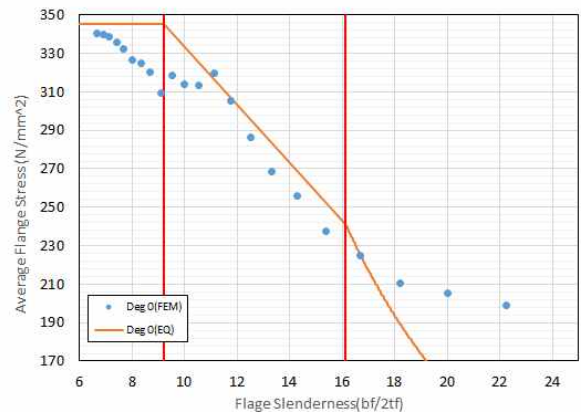
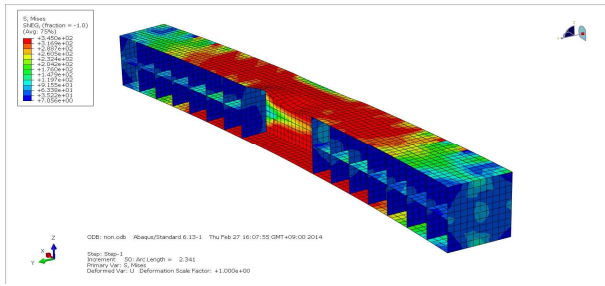


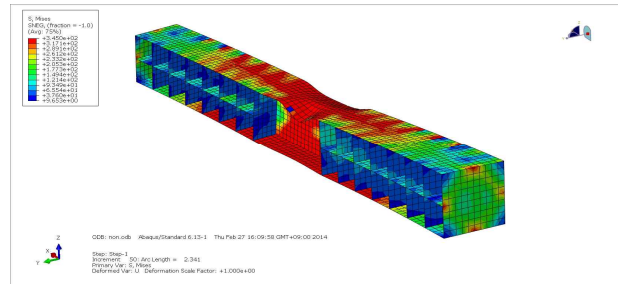
그림2.7.9 직선보의 좌굴강도 곡선

Madhavan and Davison (2009)이 제안한 이론식 모델과 비교해 보면 직선보는 그림2.7.9와 같이 해석모델과 그 경향성 및 결과가 조밀단면 구간과 비조밀단면 구간에서 유사값을 갖는 것을 볼 수 있다.

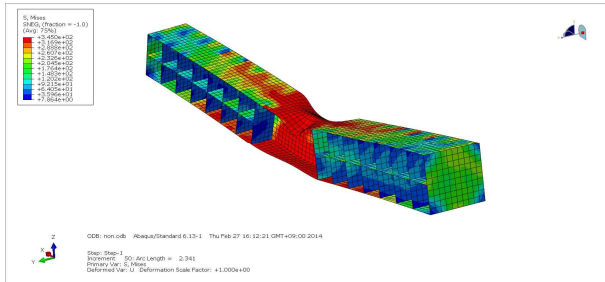
그러나 그림2.7.10과 같이 곡률이 적용된 곡선보의 경우에는 조밀단면 구간을 벗어나 비조밀단면 구간에서 부터는 유사한 경향성을 보이나 결과값의 차이가 크게 나타나 이론식 모델이 상당히 보수적으로 제시되어 있는 것을 알 수 있다.



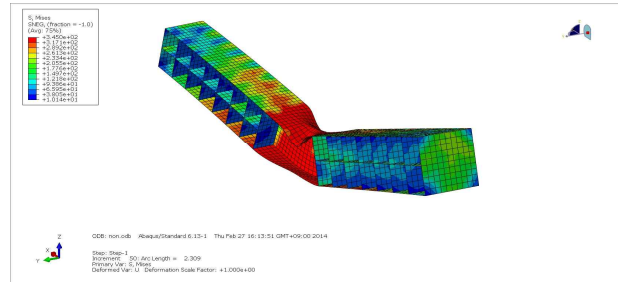
(a) $t_f = 4.5mm$



(b) $t_f = 8mm$



(c) $t_f = 12mm$



(d) $t_f = 15mm$

그림 2.7.10 Degree 15 해석 모델 변형 형상

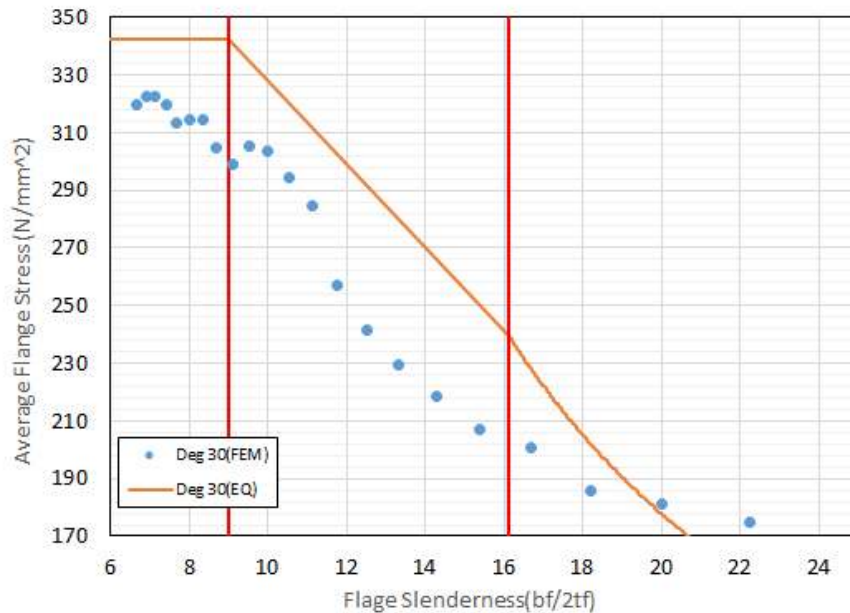


그림 2.7.11 곡선보의 좌굴강도 곡선

7. 곡률 효과가 적용된 좌굴강도 제안식

직선 거더의 경우 AASHTO(2014) 제안식의 결과값과 해석모델의 결과값이 큰 차이를 보이지 않는다. 하지만 곡선 거더의 경우 조밀단면 구간을 벗어나 비조밀단면 구간에서부터는 Madhavan and Davidson (2009)의 제안식값이 해석값보다 높은 값을 가진다. 따라서 합리적인 설계를 위해 적절한 좌굴강도식의 제안식을 조밀단면에 대해 식 2.7.13과 같이 제안하였고, 비조밀단면에 대해 식 2.7.14와 같이 제안하였다.

<조밀단면>

$$F_{AS} = 330.9 - 0.55\theta$$

식2.7.13

F_{AS} = 평균플랜지항복응력

θ = 곡률중심각

b_f = 플랜지 폭

t_f = 플랜지 두께

<비조밀단면>

$$F_{AS} = -(1.55 \ln(\theta) + 10.83) \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) + (-0.09\theta^2 + 3.7\theta + 425.8) \quad \text{식2.7.14}$$

단 재료의 물성치는 $F_{yc} = 345 \text{ N/mm}^2 (50 \text{ ksi})$, $E = 200 \text{ N/mm}^2 (29000 \text{ ksi})$, $v = 0.3$ 로 제한하였다. 또한 조밀단면 구간에서는 세장비의 증가로 인한 평균응력값의 감소는 없이 일정하다고 가정하였고, 플랜지 폭에 대한 보의 비보강 길이의 비는 1:2로 제한하였다.

8. 소결

곡선 I-형 거더의 플랜지 국부좌굴강도를 알아보기 위해 플랜지의 폭-두께 비, 곡률반경을 변화시켜가며 유한요소해석을 수행하였다. 일정한 플랜지의 폭에 대하여 두께의 변화를 주며 해석한 결과, 곡률이 적용되지 않은 직선 거더의 경우는 이론모델과 해석모델의 값이 유사한 경향을 보였으나, 곡률이 적용된 곡선 거더의 경우는 세장비가 증가하여 비조밀구간이 되면서 해석모델의 평균 응력값이 이론모델의 값보다 크게 나타나고 있다.

Madhavan and Davidson (2009)이 AASHTO (2014) 설계기준에 적용한 곡선 보의 이론모델은 곡률이 반영되어 평균 응력값이 직선 거더의 평균 응력값 보다 떨어지지만 그 효과는 미비하고, 해석모델과 비교해보면 비조밀단면 구간에서부터는 그 값의 차이가 상당히 커서 보수적으로 제시되어 있다고 볼 수 있다. 그 이유는 V-Load Analysis에서 기인한다고 판단된다. V-Load Analysis는 곡선교가 대부분 곡률 중각이 작아 곡선반경이 커지는 경우에 한정하였기 때문에 생략된 매개변수가 많다. 따라서 직선교의 거동특성과 유사성을 가지므로 큰 곡률이 반영된 곡선 거더의 설계에는 적합하지 않다고 판단된다.

그러나 AASHTO LRFD 2014에서 제안하고 있는 기준은 탄성계수 $E = 200 \text{ kN/mm}^2 (29000 \text{ ksi})$, 항복응력 $F_{yc} = 345 \text{ N/mm}^2 (50 \text{ ksi})$ 에 대해서만 한정하고 있기 때문에 모든 재료에 대해 적용하기에는 어려움이 있다. 또한 플랜지의 국부좌굴강도 산정에 있어서 복부판이 미칠 수 있는 영향에 대한 연구와 고강도강이 곡선 거더의 거동에 미칠 수 있는 영향을 고려한 설계기준에 대한 연구가 이루어져야 할 것이다.

제8절 박스형 수평곡선 강거더의 플랜지 국부좌굴 강도

1. 개요

거더는 구조물에서 휨 모멘트로써 외력을 저항 하는데, 이때 직선 박스 단면에서의 내력분포는 그림2.8.1과 같다. 이 때 복부판의 압축, 인장 응력이 만들어 내는 휨 내력은 팔길이와 폭이 작아 플랜지가 만들어내는 휨 내력에 비해 크기가 미미하다. 따라서, 휨 부재의 경우 플랜지의 강도가 주 고려 대상인데, 직선보의 경우 플랜지에 균일한 응력이 작용하게 되고 하부 플랜지에는 인장 응력, 상부 플랜지에는 압축 응력이 작용한다. 인장 응력을 받는 하부 플랜지는 두께와 상관 없이 항복 응력까지 강도를 발현한다. 반면에, 압축 응력을 받는 상부 플랜지는 좌굴로 인하여 플랜지의 두께에 따라 강도가 변하게 된다. 플랜지의 좌굴에 대한 강도는 폭/두께 비의 함수로써 나타낼 수 있으며 세장비에 따라 조밀 단면, 비조밀 단면, 세장 단면으로 나누어 강도를 결정하게 된다. 플랜지의 모든 단면이 항복하기 전에 좌굴이 일어나지 않으면 조밀 단면, 모든 단면이 항복하기 전에 좌굴이 일어나는 경우가 비조밀 단면, 어느 한 지점도 항복하기 이전에 탄성 영역 내에서 좌굴이 일어나면 세장단면이라 한다. 그러나 곡선 거더 플랜지의 경우 응력이 불균일하게 분포하게 되므로 직선 거더 플랜지의 이론을 그대로 적용할 수 없다.

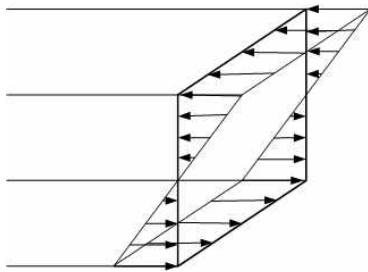


그림2.8.1 직선보 모멘트 응력 분포



그림2.8.2 직선 플랜지 응력 분포

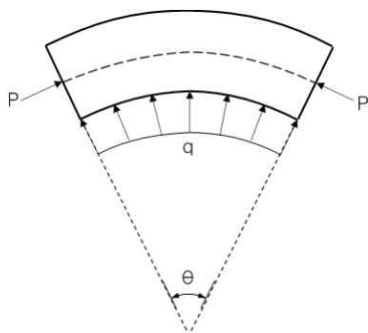


그림2.8.3 곡선 플랜지 자유물체도

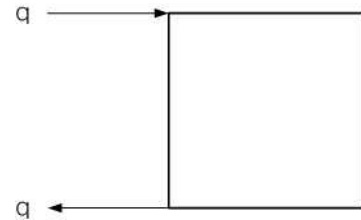


그림2.8.4 박스 단면 횡방향 우력

그림2.8.3은 곡선 상부 플랜지의 평형 상태를 자유물체도로 나타낸 것이다. 곡선 플랜지에서 법선 방향 단면력 P 의 작용선이 평행하지 않으므로 반경방향의 수평분력 q 가 발생한다. 수평분력 q 는 법선 단면력 P 의 방향에 따라 결정되는데, 압축력을 받는 상부 플랜지는 곡률

외측방향으로, 인장력을 받는 하부 플랜지는 곡률 내측방향으로 수평분력이 생긴다. 그림2.8.4와 같이 방향이 다른 수평분력 q 로 인해 단면에 횡방향의 모멘트, 즉, 비틀림 모멘트가 형성된다. 따라서 수평 곡선 거더에서는 곡률의 영향으로 수직방향 모멘트와 횡방향 모멘트가 항상 상호 종속적으로 발생한다. 횡방향 모멘트는 그림2.8.5와 같이 단면에 순수 비틀림과 뒤틀림을 일으킨다.

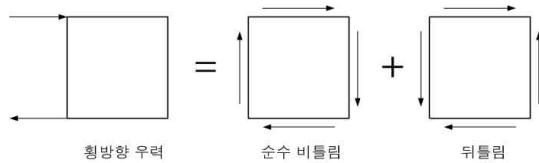


그림2.8.5 수평 분력에 의한 횡방향 우력

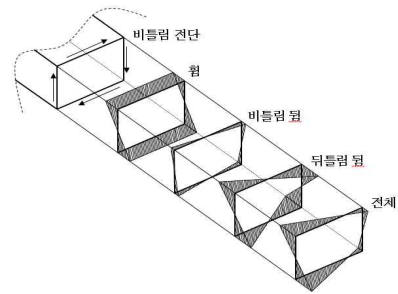


그림2.8.6 곡선 박스 단면 응력 분포

이러한 비틀림과 뒤틀림으로 인해 플랜지에 추가적으로 전단 응력이 분포하게 되고, 이로인하여 플랜지의 응력은 불균일 분포를 보이게 된다. 이러한 길이방향 불균일 응력분포와 St. Venant 전단 응력은 플랜지 강도 감소를 야기한다. 휨에 의한 길이방향 응력은 플랜지 내측에 압축, 플랜지 외측에 인장으로 발생한다. 따라서, 곡선 플랜지 내측에는 휨 압축 응력이 추가적으로 발생하여 직선에 비해 더 작은 하중에도 항복 응력에 도달할 수 있다. St. Venant 전단에 의해서도 플랜지 강도가 감소하는데, 전단 응력이 강재의 항복 강도와 좌굴 강도에 영향을 미치기 때문이다.

위에서 언급한 바와 같이 곡선 거더는 곡률로 인해 St. Venant 응력, 휨 응력과 같은 곡률 효과가 발생한다. 박스 플랜지 강도를 산정할 때에 곡률 효과를 충분히 고려해야 하는데, 본 연구에서는 범용 유한요소 해석 프로그램 ABAQUS 6.13을 사용하여 실제 곡률이 있는 플랜지에 대한 조밀 단면 강도식을 제안한다.

2. 문헌연구

가. 국내외 논문 분석

곡선 박스 거더의 플랜지 강도는 4변 단순지지된 판으로 간소된 모델을 사용함으로써 고려될 수 있다. 판 좌굴에 대한 연구는 그동안 많이 진행되어 왔다. Euler가 기둥에 대한 좌굴 안정성 분석을 한 150년 이후에 Bryan (1891)이 처음으로 4변 단순지지된 얇은 판의 안정성에 대한 연구를 진행하였다. 그 후에, 단순지지된 판 이외에 다른 경계조건에 대한 케이스가 Bleich (1952)와 Timoshenko and Gere (1961)에 의해서 진행되었다. 이 때까지의 연구는 모두 균일한 압축 응력 조건에서의 판의 좌굴 강도에 관한 연구였다. Galambos (1998)가 압축 응력뿐만 아니라 전단 응력, 합성 응력에 대한 좌굴에 대한 연구를 진행하였다. 하지만, 곡선 판은 St. Venant 비틀림 전단, 비틀림 휨, 뒤틀림 휨과 같은 곡률 효과로 인해 강도 연구에 많은 어려움을 겪었다. AASHTO Guid Spec (2003)에 다이아그램으로 비틀림 휨, 뒤틀림 휨을 제한하여 그 효과를 고려하지 않고 Galambos (1998)의 연구 결과를 참고하

여 전단과 압축응력을 받는 곡선 판 강도식이 수록되어 있다. 이 식을 개발하여 현재 AASHTO (2014)가 가장 최근의 곡선 판 강도식을 제안하고 있다. 하지만, 국내 설계 기준인 도로교 설계기준 (2015)에는 곡선 거더에 대한 설계를 포함하고 있지 않으며, AASHTO (2014)에서도 곡률 효과를 충분히 고려하고 있지 않기 이에 대한 좌굴 강도 연구가 필요하다.

나. 설계기준분석

수평 곡선 박스거더의 강도식을 산정하려면 곡률 효과로 인해 추가적으로 발생하는 St.Venant 전단 응력, 비틀림 뒹 응력, 뒹틀림 뒹 응력이 충분히 고려되어야 한다. 그러나 AASHTO(2014)에서는 비틀림 뒹 응력과 뒹틀림 뒹 응력을 제한한 상태에서 St.Venant 전단 응력만을 곡률 효과로 반영해 강도식을 제안하였다. 박스 단면에 대하여 곡률을 무시할 수 있는 곡률 중심각의 범위를 식2.8.1과 같이 제한하고 이외에는 다이아프램으로써 뒹틀림 뒹 응력을 제한할 수 있으므로 실제 강도식에는 이러한 효과를 반영하지 않는다고 명시되어 있다. 이때 뒹틀림 뒹 응력은 휨 응력의 10%보다 크지 않도록 제한하고 있다.

$$\frac{L_{as}}{R} = 0.3 = 17.19^\circ \quad \text{식2.8.1}$$

여기서, R : 반경

L_{as} : arc length of the girder ; for simple spans

L_{as} : $0.9L$; for continuous members

L_{as} : $0.8L$: for interior spans of continuous members

AASHTO LRFD 2014에서는 곡률 효과를 순수 비틀림에 의한 St.Venant 전단 응력만을 고려하였는데, 압축을 받는 4변 단순지지 직선 판에서 전단에 의한 항복 강도, 좌굴 강도 감소를 반영하여 강도식을 제안하였다. 항복 강도 감소는 식2.8.2와 같이 Von Mises 이론을 적용하여 감소 계수로 표현하였고, 좌굴 강도 감소는 식2.8.3과 같이 원 상호작용 식을 사용하였다.

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3f_v^2} \leq F_{yc} (\sigma_y \approx 0) \rightarrow \Delta = \sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yc}}\right)^2} \quad \text{식2.8.2}$$

$$\left(\frac{f_v}{\Phi_v F_{cv}}\right)^2 + \left(\frac{f_c}{\Phi_f F_{cb}}\right)^2 \leq 1.0 \rightarrow f_c = \Phi_f F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\Phi_v F_{cv}}\right)^2} \quad \text{식2.8.3}$$

Δ : 항복강도 감소계수

f_c : 압축응력

f_v : St. Venant 전단 응력

여기서, F_{yc} : 압축플랜지 항복응력

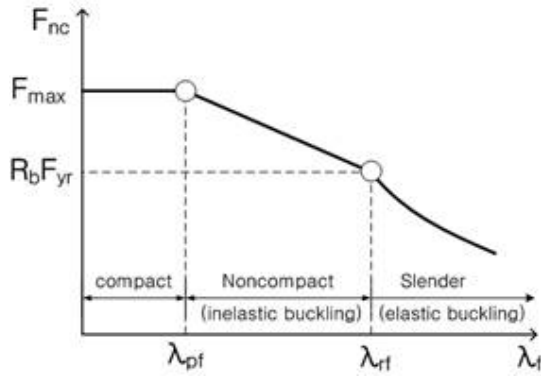
F_{cv} : 공칭전단 좌굴강도

F_{cb} : 공칭압축 좌굴강도

Φ_v : 전단저항계수

Φ_f : 휨 저항계수

위와 같은 조건을 만족시킬 때 AASHTO LRFD 2014에서 제안하는 수평 곡선 박스 거더의 세장비, 강도식, 강도 곡선 그래프는 다음과 같다.



$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} \quad \text{식2.8.4}$$

$$\lambda_p = 0.57 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}\Delta}} \quad \text{식2.8.5}$$

$$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yr}}} \quad \text{식2.8.6}$$

그림2.8.7 압축 플랜지 강도 곡선

여기서, λ_f : 세장비

λ_p : 조밀 세장비

λ_r : 비조밀 세장비

F_{yr} : 잔류 응력을 고려했을 때, 공칭 항복이 시작되는 압축 플랜지 응력

$$F_{nc} = \Phi_f F_{cb} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\Phi_v F_{cv}} \right)^2} \quad \text{식2.8.7}$$

$$\lambda_f < \lambda_p \text{ 에 대하여 } F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \Delta \quad \text{식2.8.8}$$

$$\lambda_p < \lambda_f < \lambda_r \text{ 에 대하여 } F_{cb} = R_b R_h F_{yc} \left[1 - \left(1 - \frac{\Delta - 0.3}{R_h} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad \text{식2.8.9}$$

$$\lambda_r < \lambda_f \text{ 에 대하여 } F_{cb} = \frac{0.9 E R_b k}{\lambda_f^2} \quad \text{식2.8.10}$$

여기서, F_{nc} : 플랜지 공칭 압축강도

R_b : Load shedding factor

R_h : Hybrid Factor

k : 좌굴 계수

$$\lambda_f \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} \text{ 에 대하여 } F_{cv} = 0.58 F_{yc} \quad \text{식2.8.11}$$

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} < \lambda_f \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} \text{ 에 대하여 } F_{cv} = \frac{0.65 \sqrt{F_{yc} Ek_s}}{\lambda_f} \quad \text{식2.8.12}$$

$$\lambda_f > 1.40 \sqrt{\frac{Ek_s}{F_{yc}}} \text{ 에 대하여 } F_{cv} = \frac{0.9 Ek_s}{\lambda_f^2} \quad \text{식2.8.13}$$

여기서, k : 전단좌굴계수

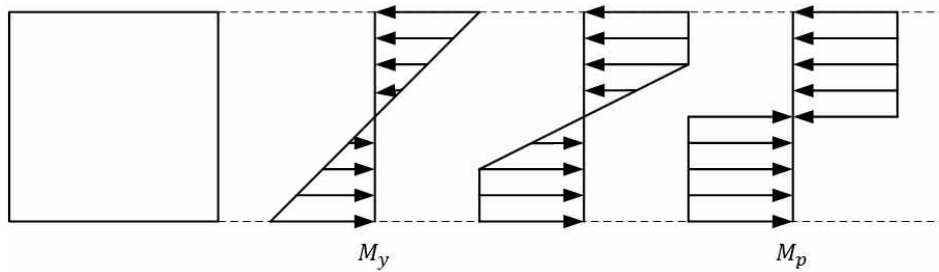


그림2.8.8 박스 단면 모멘트 응력 분포

위의 식과 같이 AASHTO LRFD 2014에서는 곡선 박스 거더의 압축 플랜지 강도식을 제안하였다. 플랜지 강도는 소성 모멘트나 응력으로 나타낼수 있다. 그림2.8.8과 같이 실제로 플랜지가 모두 항복하더라도 복부판의 강성이 충분히 크다면 항복모멘트(M_y)를 넘어서 복부판이 모두 항복하는 소성모멘트(M_p)까지 하중을 받을 수 있다. 모멘트로 강도를 나타내는 소성모멘트 설계법이 응력으로 강도를 나타내는 응력 설계법보다 효율적이지만, 소성모멘트 설계법을 사용하기 위해서는 복부판이 플랜지 강도에 미치는 영향에 대한 연구가 필요하다. AASHTO LRFD 2014에서는 보에 수평 곡률이 있을 때, 복부판이 플랜지에 미치는 영향과 항복모멘트 이상의 강도 발현에 대한 연구가 부족하기 때문에 강도식을 응력으로 제안했다고 명시되어 있다. 이처럼 AASHTO LRFD 2014에서는 아직까지 응력으로 강도식을 제안하고 있으며 많은 제한 사항을 가지고 있고, 곡률 효과를 충분히 고려하지 못하였다. AASHTO LRFD 2014에서 제안한 강도식의 문제점들은 다음과 같다.

- 곡률 제한
- 4변 단순지지 직선판으로 강도식 산정
- 비틀림, 뒤틀림 뒀 응력 무시 (종방향 응력은 일정하다고 가정)

도시 구조가 복잡해지고 도로, 교량이 많아지면서 점점 곡률이 큰 교량과 인터체인지의 필요성이 높아지고 있다. 곡률이 커질수록 압축 플랜지에 분포하는 응력의 불균일성이 커지게 되므로, 큰 곡률의 수평 곡선 박스 거더에서는 4변 단순지지 직선판에서 산정된 강도식을 적용시킬 수 없다. 따라서 본 연구에서는 직선 기준 조밀단면인 두께의 곡선판에 대한 강도식을 제안하려 한다.

3. 유한요소 해석 모델

정확한 비틀림 강성을 표현하기 위해서는 전체 박스단면의 모델링이 필요하다. 그러나 박스 단면의 경우 복부판의 두께, 다이아프램의 두께 등에 의해서도 플랜지의 강도가 변하기 때문에 4변 단순지지 판에 대한 연구를 먼저 진행하였다. AASHTO LRFD 2014에서는 직선 판으로 강도식을 제안한 것과 달리, 본 연구에서는 곡률 효과를 충분히 고려하기 위해 그림 2.8.9와 같이 곡선판으로 모델링하였다. 해석 모델의 변수는 세장비($\lambda=b/t$), 곡률 중심각(θ), 폭-길이 형상비(l/b)로 하였고, 판의 폭을 760mm로 고정하고 판의 길이, 두께, 곡률 중심각에 대하여 매개변수연구를 진행하였다. 변수의 범위는 표 1, 경계조건은 4변 단순지지를 표

현하기 위해 표 2와 같이 정하였다. 하중은 양면에 법선방향으로 등분포 압축력을 가했고, 하중이 가해지는 부분에 응력집중으로 인해 국부적으로 좌굴이 발생하는 것을 방지하기 위해 양면에 강봉을 모델링 하였다. 잔류 응력은 적용하지 않았고, 초기 변형은 $b/1000$ 으로 적용하였다.

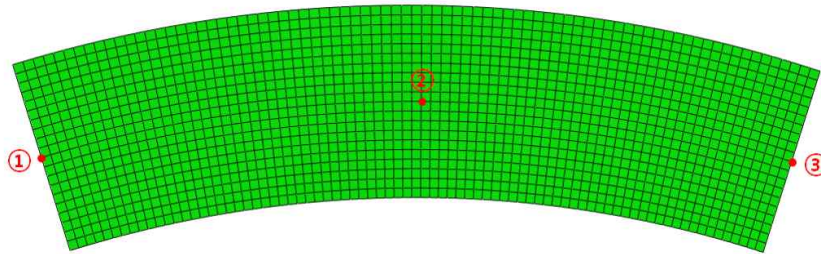


그림2.8.9 해석 모델

표2.8.1 해석 변수 범위

폭 길이 형상비	2, 3, 4, 5
곡률 중심각	5°, 10°, 15°, 20°, 25°, 30°, 35°
세 장비	15, 18, 21, 24, 27, 30

표2.8.2 경계조건

	법선	반경	면외
①	0	1	0
②	1	0	0
③	0	1	0
4변	0	0	1

4. 결과 분석

가. 강도산정

유한요소 해석 결과에서 플랜지 응력 강도를 산정하는 방법은 두가지가 있다. 그림2.8.10과 같이 플랜지 중앙에 위치한 모든 요소의 법선 방향 응력의 평균으로 강도를 산정하는 방법, 그림2.8.11과 같이 외부 압축 하중의 합을 판의 단면적으로 나누어 강도를 산정하는 방법이 있다. 여기서, S_{11} 은 요소 법선방향 응력, P 는 외부 하중이다. 그러나 2가지 방법으로 산정한 강도에는 큰 차이가 없고, 부등 응력이 주요한 강도 감소의 원인인 곡선 플랜지의 응력 분포를 검토하기 위해서 플랜지 평균 응력으로 강도 산정을 하였다

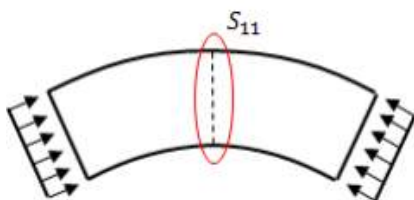


그림2.8.10 플랜지 평균 응력 강도

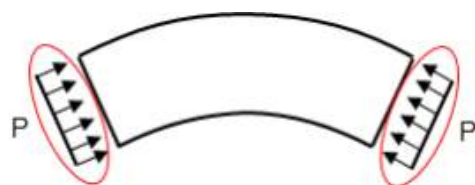


그림2.8.11 외부 하중 강도

나. 부등응력

그림2.8.12와 그림2.8.13은 외부 하중에 따른 플랜지 중앙에서의 응력 분포 진행을 나타낸다.

직선 판에서는 외부 하중이 커짐에 따라 플랜지 폭에 따라 균일하게 응력이 작용하는데, 곡선 판에서는 곡률로 인한 횡방향 모멘트에 의해서 외부 하중이 커질수록 응력 분포의 기울기가 점점 커지는 것을 확인할 수 있다. 이런 곡률 효과로 인해 판에 곡률이 있으면 강도가 감소한다.

조밀 단면은 플랜지 폭의 모든 단면이 항복하기 이전에 응력 강도가 감소하지 않는 단면이다. 그림2.8.12에서 직선 플랜지의 경우는 조밀 단면의 특성을 잘 나타내고 있고, 그림2.8.13에서 곡선 플랜지의 경우는 조밀 단면 범위의 두께인 판임에도 불구하고, 모든 단면이 항복하기 이전에 최대 응력 강도에 도달하는 비조밀 단면의 특성을 나타낸다.

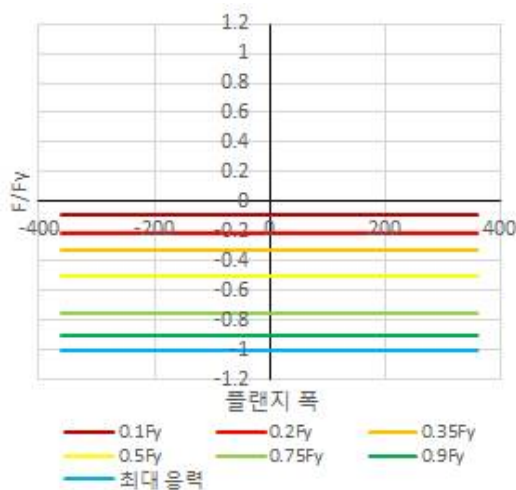


그림2.8.12. 직선 플랜지 응력 분포
 $\theta=0^\circ$, 형상비=5, $\lambda=21$

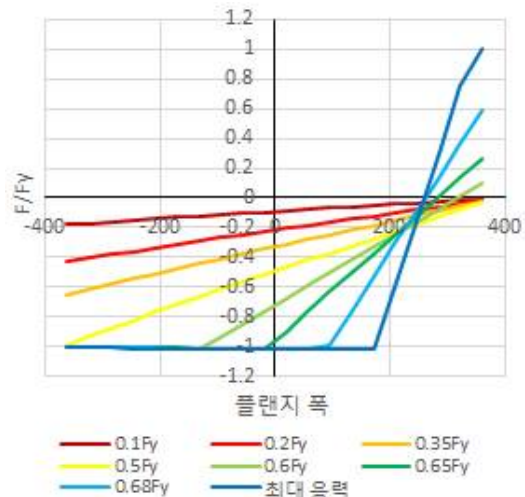


그림2.8.13. 직선 플랜지 응력 분포
 $\theta=15^\circ$, 형상비=5, $\lambda=21$

다. 해석결과

그림2.8.3에서 보면, 곡선 플랜지에는 곡률 효과로 인해 횡방향 분력이 발생하고 이로 인해 횡방향 모멘트가 발생하는데, 플랜지의 형상비와 곡률 중심각이 커질수록 횡방향 모멘트가 커진다. 실제로 그림2.8.14에서 형상비와 곡률 중심각에 따라 플랜지의 강도가 감소하는 것을 확인할 수 있다. 그러나, 곡선 플랜지가 응력 분포 측면에서는 전 단면에 항복하기 이전에 최대 응력 강도에 도달하는 비조밀 단면의 특성을 나타낸 것과 달리, 세장비는 최종 강도에 큰 영향을 미치지 않았다. 이는 평균응력으로써 플랜지의 강도를 나타내기 때문인데, 이로 인하여 응력을 통하여 플랜지의 강도를 산정할 시에는 세장비의 영향을 고려하지 않을 수 있다.

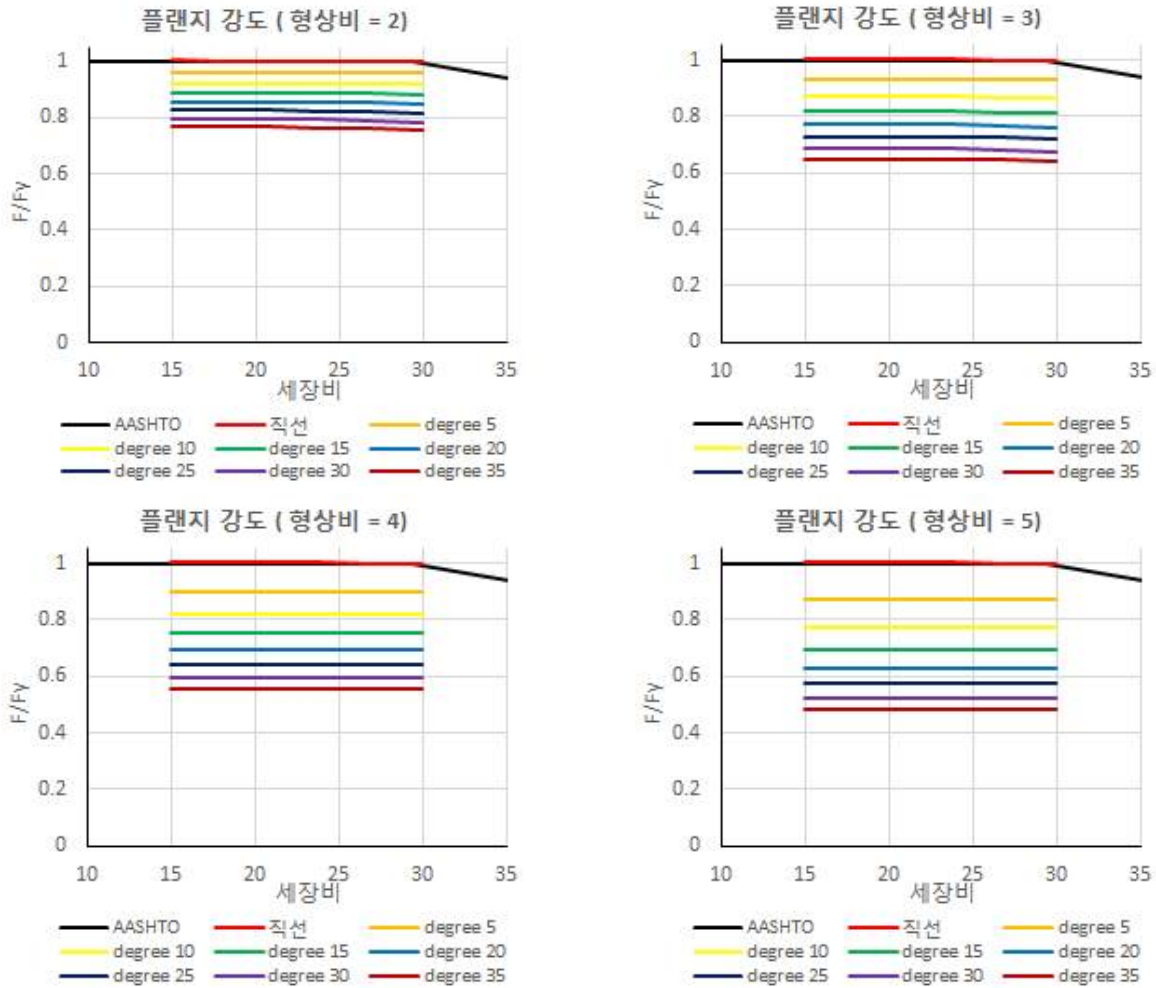


그림 2.8.14. 형상비, 세장비, 곡률 중심각에 따른 플랜지 강도

라. 회기분석 및 식 제안

표 2.8.3 형상비 및 곡률중심각에 따른 플랜지 강도

		곡률 중심각							
		0	5	10	15	20	25	30	35
형상비	2	1.0	0.959555	0.922045	0.887499	0.854306	0.823104	0.792870	0.764755
	3	1.0	0.929729	0.869095	0.816362	0.768497	0.724293	0.683624	0.646626
	4	1.0	0.899725	0.819632	0.753062	0.694814	0.642598	0.596372	0.554808
	5	1.0	0.869226	0.771999	0.695202	0.629440	0.572943	0.523626	0.481418

표 2.8.3은 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS 6.13을 사용하여 산정한 형상비, 곡률 중심각에 따른 곡선 플랜지 판의 강도이다. 조밀 단면 범위인 두께인 판에 대해서 세장비에 따른 플랜지 강도 감소는 미비하므로 세장비에 따른 강도는 일정하다 가정하였다.

형상비와 곡률 중심각이 커질수록 플랜지 강도가 감소하게 되는데, 그림 15는 형상비, 곡률 중심각에 따른 플랜지 강도 해석 값과 추세선을 나타낸 그래프이다. 박스 단면의 플랜지를 곡선 판으로 형상화한 본 연구의 해석 모델이 복부판의 비틀림 강성을 고려하지 않은 보수적인 모델이기 때문에, 오차가 최소가 되는 추세선으로 강도를 산정하였다. 본 연구에서 제안하는 조밀 단면 플랜지 강도식을 다음과 같다. 식 2.8.1의 적용 가능 범위는 조밀 단면, 곡률 중심각 $0^\circ \sim 35^\circ$, 폭-길이 형상비 2~5이다. 해석 값과 추세선 값의 최대 오차는 4%이

다.

$$F_{nc} = F_y \cdot e^{-0.0043\alpha\theta}$$

식2.8.14

여기서, θ : 곡률중심각

α : 폭-길이 형상비

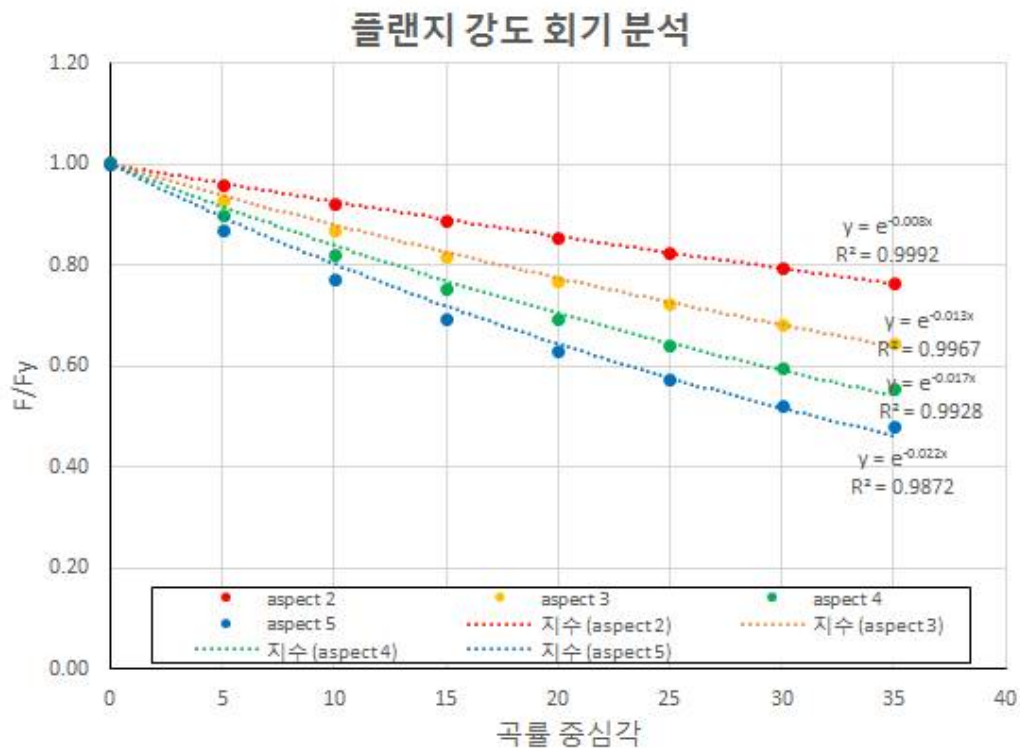


그림2.8.15 곡률 중심각, 형상비에 따른 플랜지 강도 회기 분석

5. 결론

AASHTO LRFD 2014에서 길이방향 부등 응력을 제한하여 곡선 플랜지를 직선으로 가정하여 강도식을 제안한 것과는 다르게, 본 연구에서는 실제로 곡률이 있는 곡선 판 모델로 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS 6.13을 사용하여 연구를 진행하였다. 조밀 단면의 플랜지에 대해서 세장비, 곡률 중심각, 폭-길이 형상비를 변수로 해석을 진행하였다. 세장비에 따른 강도의 변화는 무시할 수 있을 정도로 작았고, 곡률 중심각과 폭-길이 형상비가 커질수록 횡방향 분력의 증가로 인해 길이방향 부등응력이 커져 플랜지 강도가 감소하는 것을 확인할 수 있었다. 곡선 플랜지는 두께가 조밀 단면을 만족하도록 충분히 두꺼워도 전단면이 항복하기 이전에 최대 강도에 도달하는 비조밀 단면의 특성을 나타낸다. 본 연구에서는 이런 곡률 효과를 고려하여 조밀 단면 곡선 플랜지의 강도식을 식2.8.14와 같이 제안하였다. 본 연구에서는 곡선 박스 플랜지를 곡선 판으로 형상화하여 연구를 진행하였고, 추후 전체 박스 단면 플랜지의 해석 결과와의 비교 분석 연구를 진행할 것이다.

제9절 복부판의 전단 좌굴 강도

1. 개요

수년 동안, 곡선 복부판 거더의 전단 거동에 대한 많은 연구가 진행되었다. 일반적으로 분기 상태에서는, 곡선 복부판 판의 임계 강도가 같은 형상비, 재료 특성, 세장비, 경계 조건을 가지는 직선 거더에 비해서 더 크다(가장 타당한 설계인 곡률에 대해서 최대 약 10-20%). 반면에, 플랜지와 수직 보강재로 보강된 플레이트 거더의 복부판 판은 상당한 후좌굴 강도를 가진다. 이런 특성은 Basler (1963)와 Guide (1988)에 의해 수년동안 연구되었고, 그 연구 결과는 AASHTO 설계 지침 (Standard 2012)와 (LRFD 2012)의 직선 거더 부분에 적용되었다.

다른 실험적 연구로써 곡률이 증가함에 따라 후좌굴 강도가 감소한다는 것이 입증되었고 측정된 전단 강도는 극한 전단 강도의 90%이하라는 것을 Basler의 직선 거더 이론을 사용하여 추정하였다. 그러나, 많은 수의 표본이 세장비가 160 이하였다.

Nakai et al. (1984) 또한 순수 전단, 순수 휨, 전단과 휨의 조합에 의한 다양한 곡선 복부판 판의 극한 강도 실험을 수행하였다. 이 실험 연구 또한 곡선 복부판 판은 상당한 후좌굴 강도를 발현한다는 것을 보여준다.

지금까지 연구자들은 곡선 거더의 복부판이 직선 거더 복부판과 비슷하게 거동하며 이에 따라 곡선 거더 복부판의 전단강도는 직선거더의 그것과 같은 방식으로 강도를 산정 해 왔다.

한편, AASHTO LRFD 2014에서는, 극한 전단 강도를 전단 좌굴 강도와 전단 후좌굴 강도의 합으로 식2.9.1과 같이 제시하고 있다.

$$V_{u(Basler)} = V_{cr} + V_{PB(Basler)} = \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right] V_p \quad \text{식2.9.1}$$

여기서,

$$\text{if : } \frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}} \Rightarrow C = 1.0$$

$$\text{if : } 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} < 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}} \Rightarrow C = \frac{1.12}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}}$$

$$\text{if : } 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} \Rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \sqrt{\frac{Ek_{vincent}}{F_w}}$$

$$k_{vincent} = 5 + \frac{5}{(a/D)^2}$$

Lee et al. (1996)은 다음과 같은 좌굴 계수로 합리적으로 전단 좌굴 강도를 예상할 수 있다고 제안했다.

$$k_{Lee} = k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{fs} - k_{ss})[1 - \frac{2}{3}(2 - \frac{t_f}{t_w})] \text{ for } \frac{1}{2} \leq \frac{t_f}{t_w} < 2$$

식2.9.2

$$k_{Lee} = k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{fs} - k_{ss}) \text{ for } \frac{t_f}{t_w} \geq 2$$

그리고, Lee and Yoo (1998)는 형상비 1~3에서의 후좌굴 강도에 대하여 간소화한 표현법을 제안하였다.

$$V_{PB(Lee)} = 0.4R_d(V_p - V_{cr})$$

식2.9.3

R_b 는 복부판 후좌굴 거동에 의한 판 힘의 영향을 나타내는 계수이고, 초기 기하학적 결함의 영향을 포함한다. 극한 전단 강도는 V_{cr} 에 $V_u(Lee)$ 를 더함으로써 산정할 수 있고, 다음과 같이 표현된다.

$$V_u(Lee) = R_d V_p (0.6C + 0.4)$$

식2.9.4

여기서,

$$\text{if : } \frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = 1.0$$

$$\text{if : } 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} < 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = \frac{1.12}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}}$$

$$\text{if : } 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} \Rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}}$$

여기서 R_b 는 초기 기하학적 결함에 의한 강도 감소 계수이다.

$$R = 1 - 0.2 \frac{(D/t_w) \sqrt{F_y/k_{Lee}E}}{1.1} \text{ for } D/t_w < 1.1 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_y}}$$

$$R = 0.8 + 0.2 \frac{(D/t_w) \sqrt{F_y/k_{Lee}E} - 1.1}{1.1} \text{ for } 1.1 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_y}} < D/t_w < 2.2 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_y}}$$

$$R = 1 \text{ for } D/t_w > 2.2 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_y}}$$

2. 선행 연구의 한계점

모든 이전의 연구들은 실제 설계에서 곡률반경이 50m가 넘는($R > 50m$) 곡선 복부판 판의 후좌굴 강도는 비슷한 직선 거더 복부판 판의 강도와 거의 똑같다고 주장했다. 그러다, 플레이트 거더의 후좌굴 예상 강도는 어떤 한계점이 있다. 이전 모델의 예측과 실험 결과를 비교하여 이전 모델들의 한계점을 나타냈다

가. Basler 모델

그림2.9.1에서 나타났듯이, $a/D=1$ 인 복부판 판은 Basler 식의 값이 주로 실험의 결과보다 큰 값을 가진다. $a/D=1.5$ 인 복부판 판의 Basler 식은 실험 결과와 잘 맞다는 것을 보여준다. 그러나, $a/D>2$ 인 복부판 판에 대해서는 Basler 식은 실험의 극한 전단 강도를 과소평가하는 경향을 보인다.

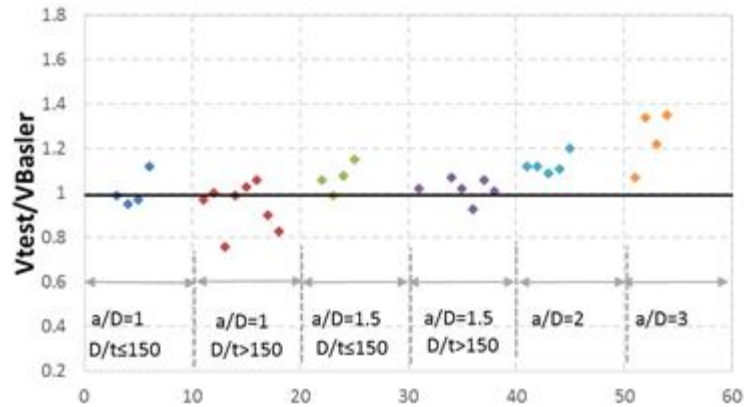


그림2.9.1 Basler 식과 실험 결과 비교

나. Lee and Yoo 모델

그림2.9.2에서, Lee and Yoo의 식은 특정한 특정한 범위의 매개 변수에서 타당한 예측 강도를 나타낸다. 그러나, 낮은 세장비 범위에서 Lee and Yoo의 식은 감소 계수($R_d < 1$)로 인해 시료 실험의 극한 전단 강도를 과소평가 하는 것으로 보인다. 구체적으로 말하면, Lee and Yoo의 식은 $a/D=3$ 에서 불안정한 강도를 산정한다.

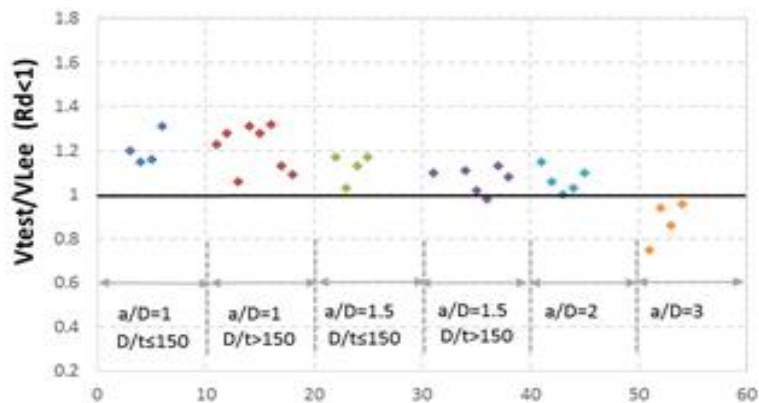


그림2.9.2 Lee and Yoo의 식과 실험 결과 비교

3. 구조해석

가. 직선거더

유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS 6.13를 사용하여 수치 해석을 수행하였다. 요소는 S4R 셀 요소를 사용 하였다. 그림2.9.6은 분석 모델의 모든 거더 요소에 사용된 완전 탄소성 응력-변형률 그래프를 나타낸다. 이 그래프는 대표적인 A572 강재의 실험 결과이다. 요소 크기가 작으면 정확한 결과를 도출할 수 있으나 해석 시간이 길고, 요소 크기가 크면 정확한 결과를 도출할 수 없기 때문에 적당한 요소 크기 산정은 중요하다. 그림2.9.8은 형상 비 $a/D=1$ 인 단순 지지된 판의 수렴도 해석 결과를 나타낸다.

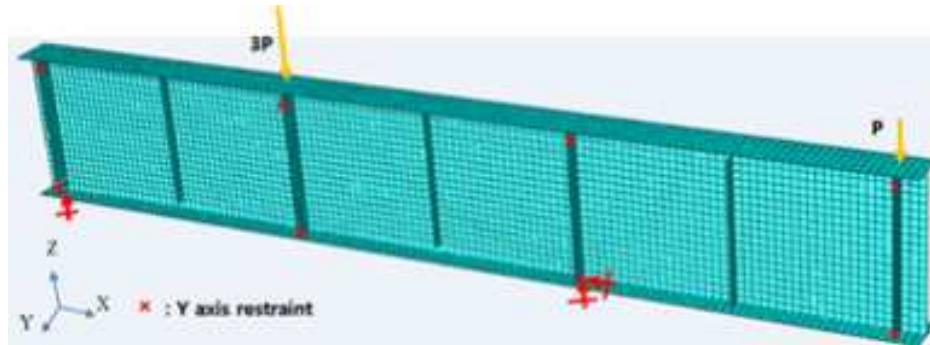


그림2.9.3 실물 크기의 거더 모델

BC	U_R	U_θ	U_Z	θ_R	θ_θ	θ_Z
Edge 1	1	0	0	0	0	0
Edge 2	1	0	0	0	0	0
Edges 3,4,7,8	1	0	0	0	0	0
Edges 5,6,9,10	0	0	0	0	0	0
Point 11	0	1	1	0	0	0
Point 12,13,14	0	0	1	0	0	0
1: Restraint 0: Free						

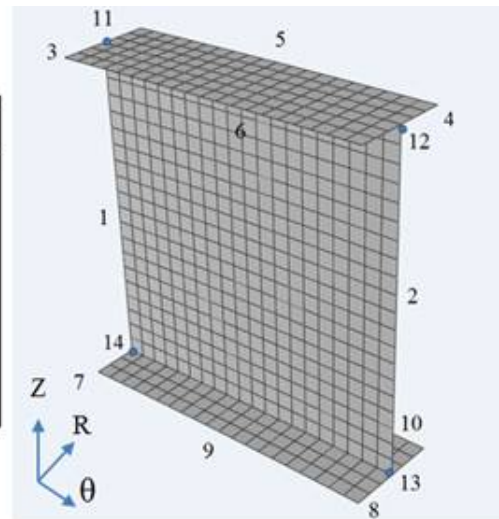


그림2.9.4 경계 조건

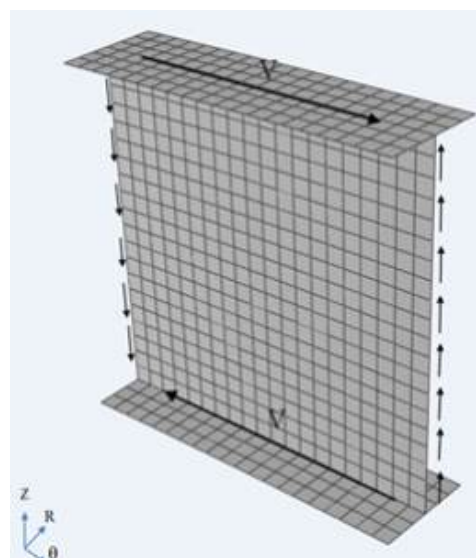


그림2.9.5 재하 하중

0.1×0.1m의 요소 크기를 사용했을 때(판의 요소 개수=400), 실제 값과 FEM 해석으로 얻은 전단 좌굴 강도의 차이는 1.5%에 불과했다. 따라서, 이런 크기의 요소를 비선형 해석에 사용하였다. 플랜지에도 같은 크기의 요소를 사용하였다. 강재는 완전 탄소성과 다중-선형, 탄성 계수 E=210GPa, 푸아송 비=0.3, 항복 응력은 ASTM A572에 따라 설계하였다.

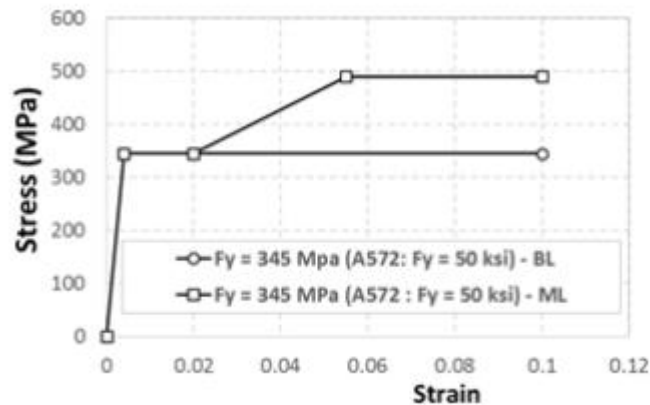


그림2.9.6 응력-변형률 선도

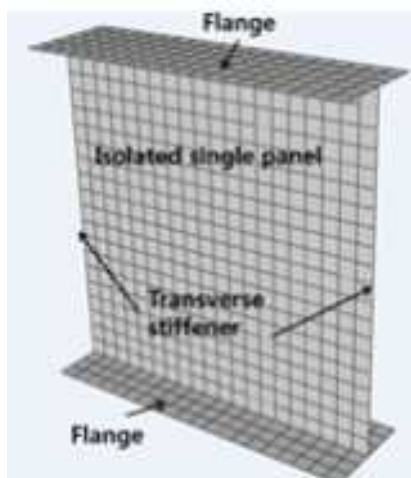


그림2.9.7 단일 판 모델

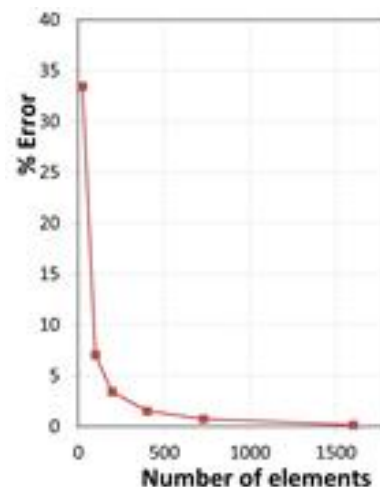


그림2.9.8 수렴도 해석 결과

플레이트 거더에 대한 제안된 설계 식:

이전 연구들에서, 후좌굴 강도는 다음과 같은 식으로 제안하였다.

$$V_{PB} = \frac{0.45(1-C)}{1 + 0.25\left(\frac{a}{D} - 1\right)\sqrt{\frac{a}{D}}} V_p \quad \text{식2.9.5}$$

극한 전단 강도는 V_{cr} 에 V_{PB} 를 더함으로써 산정하였다.

$$V_u = V_{cr} + V_{PB} = \left[C + \frac{0.45(1-C)}{1 + 0.25\left(\frac{a}{D} - 1\right)\sqrt{\frac{a}{D}}} \right] V_p \quad \text{식2.9.6}$$

탄성 전단 좌굴 강도와 소성 전단 좌굴 강도의 비를 나타내는 C는 다음과 같은 식으로 결정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \text{if : } \frac{D}{t_w} &< 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = 1.0 \\ \text{if : } 1.12 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} &< \frac{D}{t_w} < 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = \frac{1.12}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \\ \text{if : } 1.4 \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} &< \frac{D}{t_w} \Rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \end{aligned} \quad \text{식2.9.7}$$

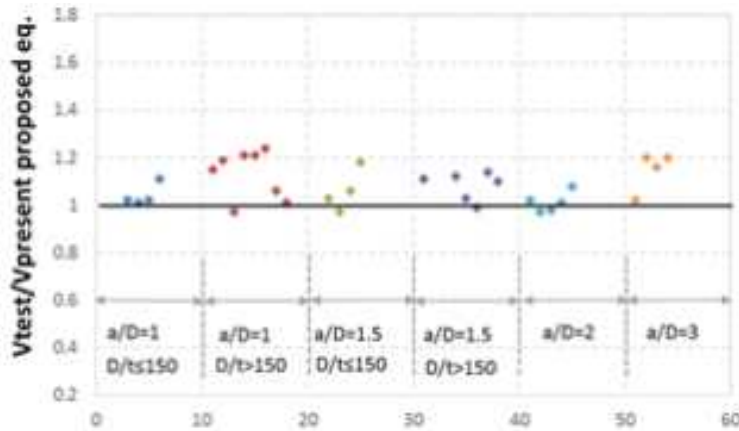


그림2.9.9 제안 식과 기존 실험 결과 비교

그림2.9.9를 보면, 현재의 제한식으로 계산된 강도는 기존 실험 결과에 대해서 보수적인 경향을 나타낸다.

나. 곡선 거더

그림2.9.10에서, 수직 보강재의 양쪽 끝은 단순 지지로 가정하였다. 순수 전단 상태를 나타내는 모델의 경계조건을 표2.9.1에 나타내었다. 전단력은 쉘 가장자리에 등분포 전단 응력 형식으로 재하하였다. 플랜지는 빔 요소로 모델링하였고, 플랜지 강성과 전단력 V는 그림2.9.11에 나타내었다.

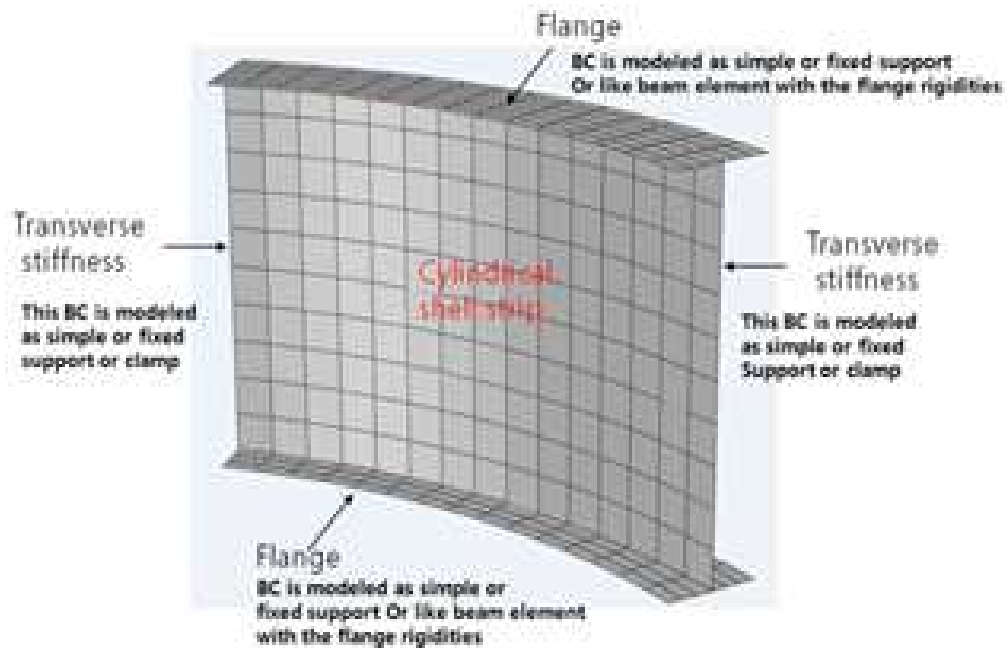


그림 2.9.10. 모델 정의

표2.9.1 경계 조건

면	U_R	U_θ	U_z	θ_R	θ_θ	θ_z
1	1	0	0	0	0	0
2	1	0	0	0	0	0
3,4,7,8	1	0	0	0	0	0
5,6,9,10	0	0	0	0	0	0
11	0	1	1	0	0	0
12,13,14	0	0	1	0	0	0

1:Restraint

0:Free

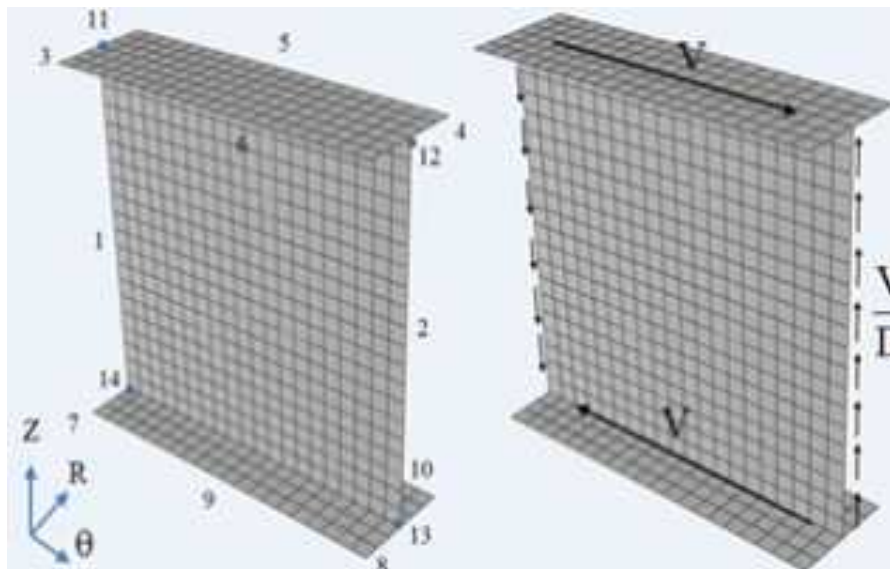


그림2.9.11. 경계 조건과 재하 하중

표2.9.2 매개 변수

Set	$D \times a \times t_w$ (D=80in)	R(radius) (m)	h/t_w	a/D	Objective	Method (Procedure in Abaqus)
I	(80x80x0.4)	50	90	1		
	$b_f = 0.3 \times D$	70	100	2		
	$t_f t_w = 3$	100	120	3		
	for all moels	150	140			
		200	150			
		400	160			
		Straight	180			
			200			
			250			
			300			

표2.9.3 1D 곡선 거더의 후좌굴 강도 (kN)

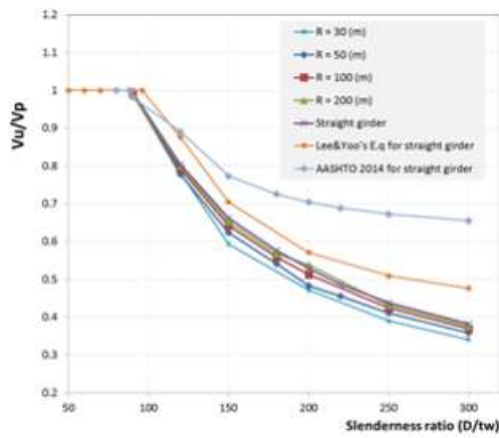
		90	120	150	180	200	220	250	300
FEM	50	9120.104	5356.238	3434.56	2486.924	1994.063	1713.0028	1357.294	986.6571
	70	9071.092	5401.666	3488.473	2527.06	2086.607	1742.1539	1379.71	1003.706
	100	9071.531	5452.092	3537.996	2565.026	2116.426		1401.695	1018.6538
	300	9103.449	5549.384	3693.469	2630.497	2218.92	1855.103	1470.584	1071.368
	직선	9134.393	5533.998	3644.286	2646.371	2186.03	1827.834	1446.6149	1051.319
Lee(2)		9180.2	6029.7	3880.4	2806.6	2325.4	1868.0	1425.9	1011.3
AASHTO		9016.2	5938.0	4260.1	3328.2	2909.1	2586.6	2221.4	1803.2

표2.9.4 2D 곡선 거더의 후좌굴 강도 (kN)

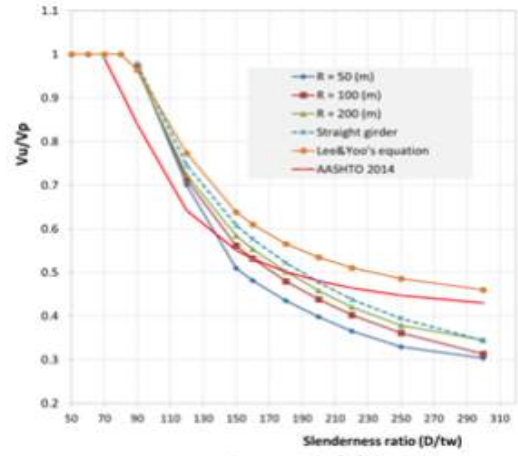
		90	120	150	180	200	220	250	300
FEM	50	8915.9	4821.7	2810.0	1995.8	1644.5	1372.0	1088.4	835.5
	70	8925.5	4910.0	3092.8	2202.5	1810.5	1512.6	1193.1	863.0
	100	8850.5	4985.9	3221.8	2305.3	1893.5	1578.9	1251.1	949.9
	300	8946.9	5013.6	3254.3	2315.1	1889.6	1611.6	1278.6	926.3
	직선	8982.5	5134.4	3348.8	2397.1	1974.1	1644.8	1304.4	946.8
Lee(2)		8850.1	5324.3	3519.2	2528.2	1992.1	1631.2	1274.5	929.8
AASHTO		7707.4	4423.5	3036.4	2302.8	1984.2	1744.3	1478.8	1183.2

표2.9.5 3D 곡선 거더의 후좌굴 강도 (kN)

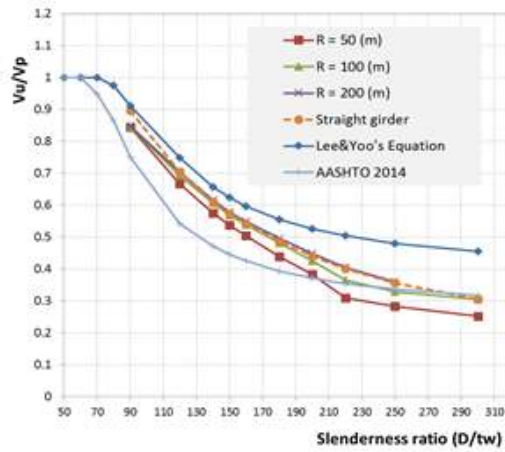
		90	120	150	180	200	220	250	300
FEM	50	7752.8	4589.2	2956.7	2015.7	1582.5	1162.0	938.8	696.2
	70	7772.3	4777.9	3133.8	2209.7	1761.6	1369.6	1086.8	841.4
	100	7773.9	4849.2	3187.3	2276.1	1855.8	1520.7	1193.4	
	300	7774.4	4854.1	3182.1	2264.3	1845.3	1522.7	1192.3	
	직선	8231.4	4848.0	3156.6	2235.5	1821.1	1505.4	1179.4	843.2
Lee(2)		8683.3	5161.3	3435.8	2420.9	1918.7	1578.8	1240.8	911.5
AASHTO		6887.4	3734.3	2457.5	1808.0	1331.8	1331.8	1112.7	875.5



Aspect ratio (a/D) = 1



Aspect ratio (a/D) = 2



Aspect ratio (a/D) = 3

그림2.9.12 다양한 곡률반경에 따른 극한 전단 강도

표2.9.6 최대 처짐 (1D)

	120	150	180	200	250	300
50	15.5	35.5	37.3	37.6	38.0	38.1
70	14.7	33.9	35.5	36.4	35.4	37.2
100	14.5	32.0	34.5	35.0	34.5	35.1
200	14.3	30.6	33.0	30.0	32.7	32.7
300	13.9	28.3	30.3	30.2	29.5	29.6
직선	16.2	29.4	31.8	31.7	34.2	34.9

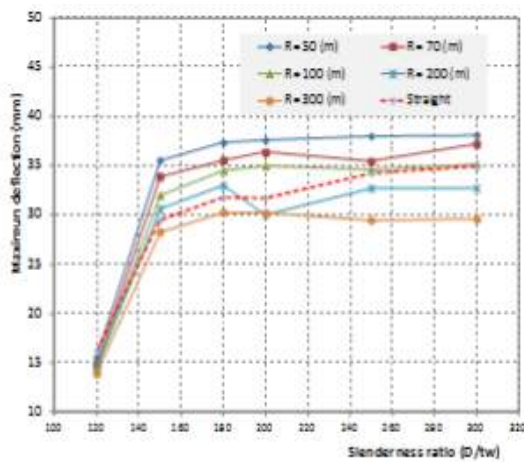
표2.9.7 최대 처짐 (2D)

	120	150	180	200	250
50	24.8	65.3	76.0	79.4	79.9
70	28.9	53.7	60.6	63.6	64.4
100	29.1	39.7	55.6	58.4	58.1
200	28.5	38.2	53.5	55.7	55.7
300	26.7	36.2	39.8	38.5	52.5
직선	27.9	38.2	45.3	48.2	49.8

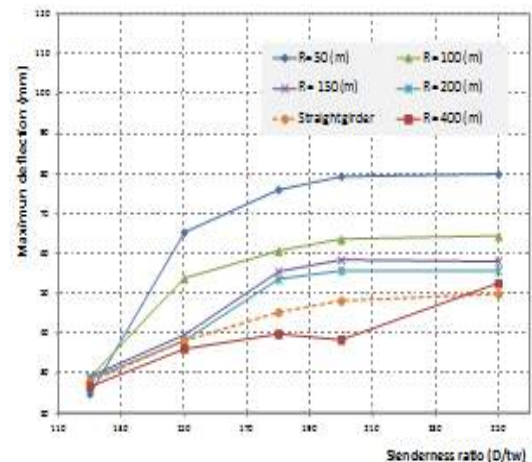
표2.9.8 최대 처짐 (3D)

	90	120	150	180	200	220	250
50	21.9	36.9	48.7	61.2	81.9	128.4	153.4
70	20.9	32.2	46.1	58.6	73.1	119.8	167.9
100	19.0	29.9	39.4	46.4	55.0	82.1	105.7
150	20.6	29.9	35.7	38.9	42.0	42.4	42.4
200	20.6	32.0	35.7	38.9	42.0	42.4	42.4
400	20.4	32.0	38.2	43.7	45.6	47.3	
직선	14.5	31.7	43.7	51.1	53.4	55.9	

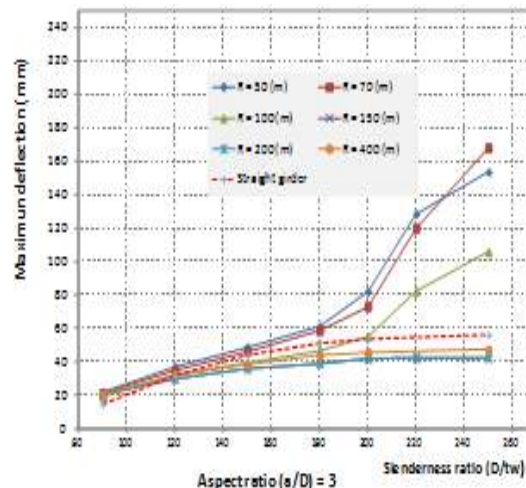
곡률이 증가할수록 극한 전단 좌굴 강도는 감소하나, 그 감소 정도는 크기 않다($R=50\text{m}$ 일 때 최대 10%). 그러나, 곡률 반경이 감소하면서 면외방향 변위가 눈에 띄게 증가한다.



(a) Aspect Ratio = 1



(b) Aspect Ratio = 2



(c) Aspect Ratio = 3

그림2.9.13 복부판 판의 처짐

보수적인 설계를 하기 위해서, 곡선 거더에서는 곡률 효과로 인해 감소 계수가 필요하다.

- 형상비 < 2 , $R \geq 30\text{m}$, 세장비 ≤ 300

$$V_u(R \geq 200, \text{직선}) = V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.8a}$$

$$V_u(50 \leq R < 200) = [1 - 0.0015(\frac{D}{t_w} - 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}})] V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.8b}$$

$$V_u(30 \leq R < 50) = [1 - 0.0025(\frac{D}{t_w} - 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}})] V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.8c}$$

- 형상비 ≥ 2 , $R \geq 30\text{m}$, 세장비 ≤ 300

$$V_u(R \geq 200, \text{직선}) = V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.9a}$$

$$V_u(50 \leq R < 200) = [1 - 0.0015\frac{3}{(d_0/D)}(\frac{D}{t_w} - 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}})] V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.9b}$$

$$V_u(30 \leq R < 50) = [1 - 0.0025\frac{3}{(d_0/D)}(\frac{D}{t_w} - 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}})] V_u(\text{직선}) \quad \text{식2.9.9c}$$

여기서,

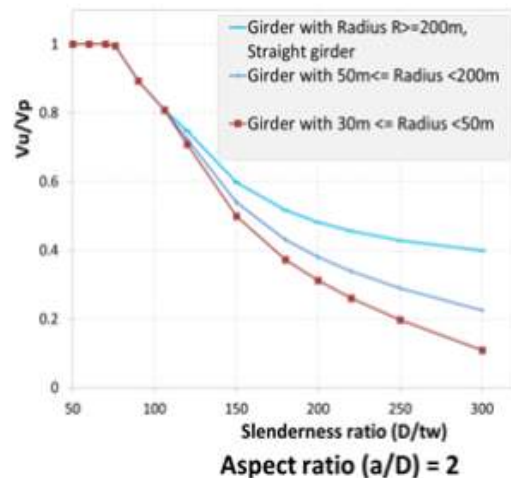
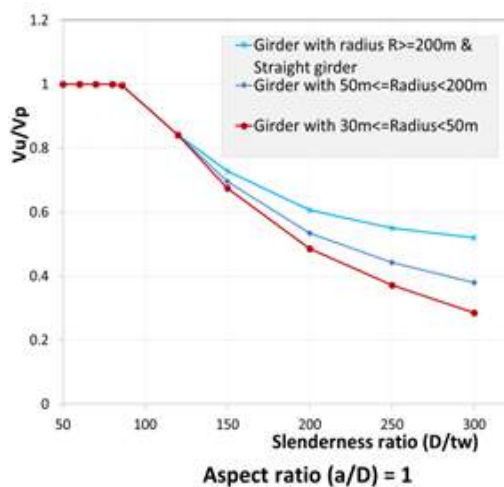
$$V_u = V_{cr} + V_{PB} = [C + \frac{0.45(1-C)}{1 + 0.25(\frac{a}{D} - 1)\sqrt{\frac{a}{D}}}] V_P \quad \text{식2.9.10}$$

$$\text{if : } \frac{D}{t_w} < \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = 1.0$$

$$\text{if : } \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} < 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \Rightarrow C = \frac{1}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} \quad \text{식2.9.11}$$

$$\text{if : } 1.4\sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}} < \frac{D}{t_w} \Rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \sqrt{\frac{Ek_{Lee}}{F_w}}$$

다음과 같은 치수와 재료적 특성을 가지는 거더에서 제안식에 의한 강도 그래프는 다음과 같다: 깊이 $D=2032\text{mm}$, 세장비 $D/t_w=50\sim300$, 형상비=1,2,3, 푸아송비 $\mu=3$, 탄성계수 $E=210\text{GPa}$, 강재의 항복 강도=345MPa.



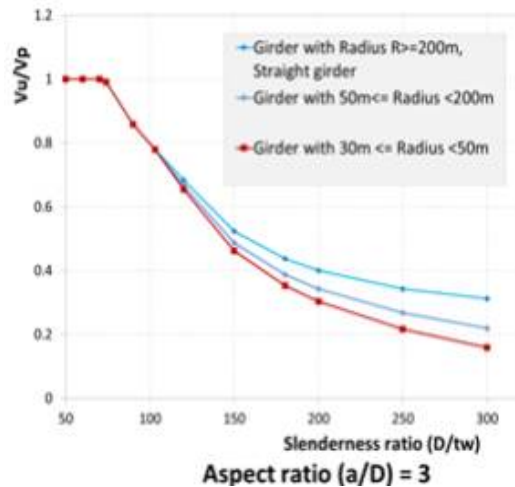


그림 2.9.14 제안식을 사용한 곡률 반경에 따른 극한 전단 강도

4. 소결

- ① 후좌굴에 대한 이전 모델들은 한계점이 있다. 몇몇의 최근 연구에서는 고전적 모델을 기반으로 한 예측 강도는 부정확하다고 지적하고 있다.
- ② 플레이트 거더에 대해서, 몇몇의 최근 연구들은 현재 제안된 식이 합당한 극한 전단 강도 값을 나타낸다고 주장한다.
- ③ 곡선 거더에 대해서, 곡률 반경이 200m보다 크면, 곡선 복부판의 극한 거동과 후좌굴 강도는 직선 거더와 거의 동일하다. 본 연구의 해석에 의하면, $R < 200\text{m}$ 일 때는, 곡률 반경이 감소해도 극한 전단 강도는 크게 감소하지 않는다(약 10% 감소). 그러나, 곡선 거더 복부판에 대한 후좌굴 거동은 최대 처짐에서 직선거더와 차이점을 보인다. 최대 처짐은 곡률이 커질수록 차이가 커진다. 이런 곡률 효과 때문에, 전단 좌굴에 대하여 복부판 설계시 감소 계수가 필요하다.

표 2.9.9 다양한 이론에 의한 전단 좌굴 강도(플레이트 거더)

	거더	참고 문헌	D	a/D	D/t	t_w	t_f	b_f	t_f/t_w	b_f/D	E	f_y	V_u	$\frac{V_{ex}}{V_{Bisler}}$	$\frac{V_{ex}}{V_{Lec}}$	$\frac{V_{test}}{V_{proposed}}$
															$R_{id} < 1$	
I	G2	Lee	600	1	150	4	10	200	2.50	0.33	205000	318.5	332.45	0.95	1.04	1.01
	G3	Lee	600	1	150	4	15	200	3.75	0.33	205000	318.5	337.35	0.97	1.05	1.02
	G1	Lee	400	1	100	4	15	130	3.75	0.33	205000	318.5	282.43	0.99	0.97	1.02
	TG22		305	1	150.25	2.03	6.5	76	3.20	0.25	210000	229	79.00	1.12	1.12	1.11
													Mean	1.01	1.05	1.04
II	B	Nishina	1200	1	266.67	4.5	12	240	2.67	0.20	210000	490	760	0.76	1.06	0.97
	S4/1		351	0.98	328.04	1.07	3.2	40	2.99	0.11	200000	169	21	0.83	1.09	1.01
	S3/1		300	1	291.26	1.03	3.2	35	3.11	0.12	200000	169	19	0.90	1.13	1.06
	G7-T1	Basler	1270	1	255.02	4.98	19.5	310	3.92	0.24	210000	253	623	0.97	1.23	1.15
	TG14		305	1	314.43	0.97	3.12	76	3.22	0.25	210000	219	25	0.99	1.31	1.21
	G7-T2	Basler	1270	1	255.02	4.98	19.5	310	3.92	0.24	210000	253	645	1.00	1.28	1.19
	RTG1		305	1	240.16	1.27	4.5	76	3.54	0.25	210000	244	40	1.03	1.28	1.21
													Mean	0.94	1.21	1.13
III	G5	Lee	600	1.5	150	4	10	200	2.50	0.33	205000	318.5	286.35	0.99	0.96	0.97
	G4	Lee	400	1.5	100	4	15	130	3.75	0.33	205000	318.5	268.80	1.06	0.96	1.03
	G6	Lee	600	1.5	150	4	20	200	5.00	0.33	205000	318.5	312.83	1.08	1.05	1.06
	G2-2	Nishina	950	1.5	144	6.6	19	250	2.88	0.26	210000	486	1225.0	1.15	1.16	1.18
													Mean	1.07	1.03	1.06

IV	S3/1.5		301	1.5	292.2	1.03	3.2	39	3.11	0.11	200000	169	16	0.93	0.98	0.99
	S2/1.5		249	1.51	237.1	1.05	3.2	40	3.05	0.16	200000	169	16	1.02	1.02	1.03
	G1-1	Nishina	1200	1.5	182.0	6.6	23	250	3.48	0.21	210000	486	1264	1.01	1.08	1.10
	G6-T1	Basler	1270	1.5	259.2	4.9	19.8	308	4.04	0.24	210000	253	516	1.02	1.10	1.11
	H1T2		1270	1.5	127.3	9.98	24.8	459	2.48	0.36	210000	745	3421	1.07	1.11	1.12
	CP1/1		500	1.49	245.1	2.04	8	100	3.92	0.20	210000	246	88	1.06	1.13	1.14
	Mean													1.02	1.07	1.08
V	US2/5		359	2.19	113.25	3.17	12	97	3.79	0.27	210000	230	135	1.12	0.94	1.02
	STG1		279	1.97	139.50	2	7.9	127	3.95	0.46	210000	255	60	1.12	0.94	0.97
	STG2		253	1.98	158.13	1.6	6.4	127	4.00	0.50	210000	272	40	1.09	0.93	0.98
	G7	Lee	600	2	150	4	10	200	2.50	0.33	205000	285.2	258.9	1.11	0.96	1.01
	G8	Lee	600	2	150	4	16	200	4.00	0.33	205000	285.2	276.45	1.20	1.02	1.08
	Mean													1.13	0.96	1.01
VI	G8-T1	Basler	1270	3	250	5.08	19.1	305	3.76	0.24	210000	263	375	1.07	0.75	1.02
	H1-T2		1270	3	127	9.98	24.8	459	2.48	0.36	210000	745	2803	1.34	0.94	1.20
	G1-1	Nishina	1200	3	182	6.6	23	250	3.48	0.21	205000	486.3	970.2	1.22	0.86	1.16
	G2-1	Nishina	950	3	144	6.6	19	250	2.88	0.26	205000	486.3	960.4	1.35	0.96	1.20
	Mean													1.24	0.88	1.15

제10절 박스거더의 다이아프램 간격

1. 곡선 박스거더의 뒤틀림 응력 및 중간 다이아프램 간격

최근 도심지의 교통의 발달로 인하여 교통밀집지역이나 고속도로 인터체인지 등에서 곡선 교량이 많이 시공이 되고 있으며, 국내에서는 주로 이러한 교량 구조물에 곡선 강박스 거더의 시공이 이루어지고 있다.

박스 거더는 전형적인 박판구조물로써 볼 수 있으며 응력분포의 불균일성, 변형의 증대, 국부좌굴과 같은 불안정성 등이 발생할 수 있으므로 설계단계에서 부터 세심히 고려되어야 한다.

만약 박스 거더에 하중이 편재하되면 거더 단면에는 뒤틀림으로 인한 단면의 변형과 함께 불균일한 응력인 뒤틀림 법선응력이 발생하게 된다. 이와 같은 단면의 변형은 박스 거더의 강성을 저하시키고 국부응력의 증대를 초래하게 되므로 이를 반드시 방지하여야 한다. 이러한 뒤틀림을 제어하기 위하여, 박스 거더의 내부에는 중간 다이아프램(intermediate diaphragm)이 설치되어 뒤틀림에 의하여 발생하는 응력을 일정 수준 이내로 제한하게 된다.

곡선 강박스 거더의 중간 다이아프램에 대한 설계규정은 미국 AASHTO의 Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges와 AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 일본의 한신시방서에서 규정하고 있으나, 우리나라의 경우에는 도로교 설계기준 2010에서 일본의 시방서를 수정하여 유사한 직선 박스 거더의 중간 다이아프램에 대한 설계규정을 두고 있을 뿐이다.

곡선 박스 거더 설계 시 직선 거더에 대한 설계규정을 그대로 준용한다면, 곡률이 매우 큰 경우에는 과소설계의 위험을 내포하고 있다. 또한 중간 다이아프램의 설치는 강박스 거더 전체의 강성에 영향을 미치지 않으면서 많은 양의 수작업 용접을 요구하여 제작단가를 높이는 요소로 지적되고 있어 구조적으로 안전하며, 경제적인 중간 다이아프램의 설치를 위한 기초연구가 시급한 실정이다.

박스 거더의 중간 다이아프램 간격에 관한 주요 연구 논문으로 Park et al.에서는 직선 박스 거더에 대한 중간 다이아프램 설치 간격에 대하여 휨 뒤틀림 응력비에 따라 적정 간격을 제시한바 있다. 그의 논문에서는 기존의 뒤틀림 휨 응력비를 5%, 10% 뿐 아니라 15%, 20%에 대해서도 제시하여, 박스 거더 중간 다이아프램의 경제적인 설치간격을 해석결과를 이용하여 제시하였다.

또한, Park et al.는 곡선 박스 거더에 대한 9자유도 빔 요소를 이용하여, 단면 및 거더 길이에 대한 변수연구를 수행하여 적정 중간 다이아프램 간격을 제시하였다. 하지만, 기존의 설계기준에서 제시하고 있는 간격식보다 다소 복잡하게 제시되어 있다는 단점이 있다.

본 연구에서는 곡선 단경간 박스 거더에 대한 중간 다이아프램의 경제적인 설치 간격을 결정하기 위하여, 실제 교량의 단면과 지간장 및 다양한 뒤틀림 응력비를 변수로 하여 3차원 선형 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였다. 해석 결과를 바탕으로 국내에서 주로 사용되는 강박스 거더에 대하여 곡률반경에 따른 적정 중간 다이아프램 간격을 제시하였다.

2. 뒤틀림(Distortion)의 발생원리 및 다이아프램의 강성

강박스거더에 편재하의 하중이 작용하면, 휨모멘트에 의한 휨응력과 순수 비틀림(St. Venant torsion)에 의한 비틀림 응력, 뒤틀비틀림에 의한 뒤틀비틀림 응력(warping normal stress), 그리고 단면의 뒤틀림에 의한 뒤틀림응력(distortional warping stress)이 발생한다. 그림2.10.1과 같이 하중이 편재하 되는 경우, 휨과 비틀림이 발생하는데 비틀림은 단순비틀림과 뒤틀림을 유발하게 된다. 폐단면인 박스 거더의 경우 뒤틀비틀림 응력은 휨응력에 비해 매우 작기 때문에 설계시 무시할 수 있으나, 뒤틀림 응력의 경우 교량의 하중 재하 조건이나 단면형상, 다이아프램의 간격에 따라 그 차이가 커지게 된다. 곡선 박스거더 교량의 경우는 기하학적으로 뒤틀림의 영향이 더욱 커지는 특성이 있다. 강박스거더의 뒤틀림 응력을 설계에 반영하기 위해서는 복잡한 해석이 필요하게 되므로, 대부분의 설계기준에서는 다이아프램을 설치하여 뒤틀림 응력을 제한하고 있다. 미국의 AASHTO와 일본 등의 국가에서는 뒤틀림 응력과 휨응력의 비(f_{DW}/f_b)를 제한하여, 뒤틀림응력을 제한하고 있다.

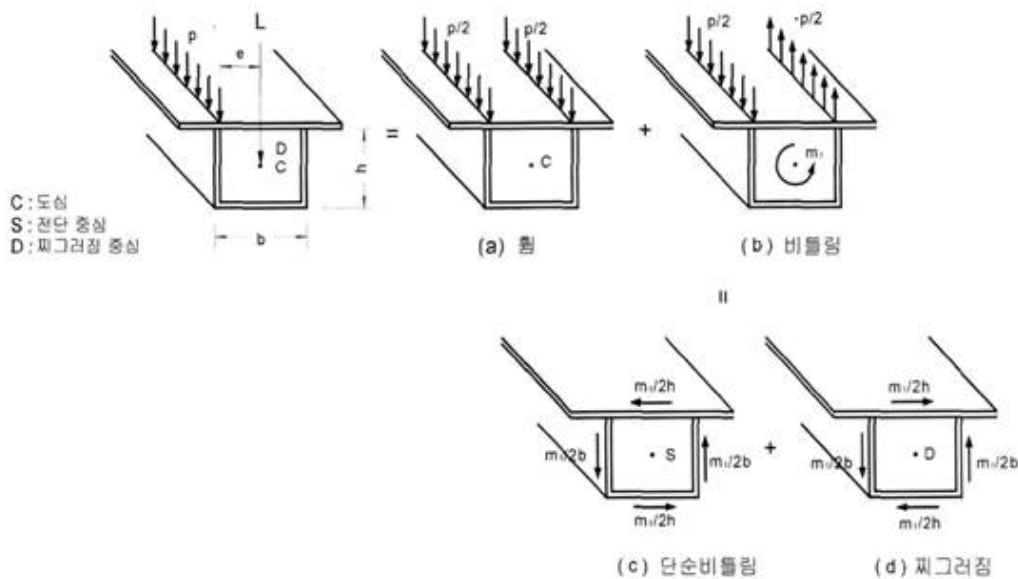


그림2.10.1 뒤틀림(Distortion)의 발생원리(U.S. Steel 1978)

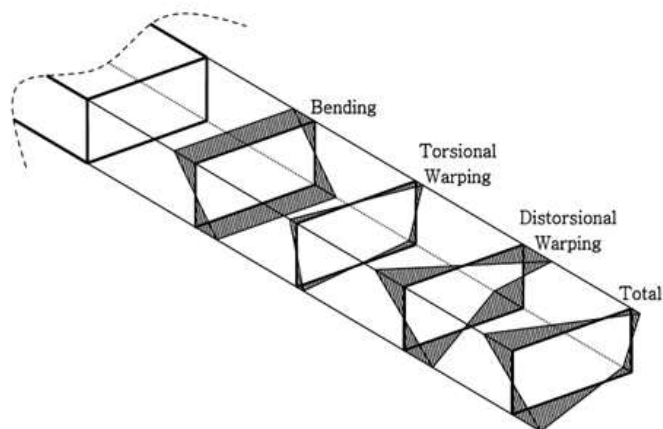


그림2.10.2 편심하중을 받는 단실 강박스 거더의 응력 성분의 예

직선교의 경우, 사하중은 단면의 뒤틀림에 거의 영향을 주지 않으나, 곡선 박스 거더의 경우에는 사하중도 뒤틀림에 영향을 주게 된다. 중지간 교량의 전체하중에서 70%정도가 사하중이고 나머지 30%정도가 활하중인 것을 감안할 때, 직선 박스 교량의 경우 활하중에 의하여 뒤틀림만 발생되지만, 곡선 교량의 경우 사하중+활하중에 의한 뒤틀림 유발효과가 크므로 이를 제한하는 것은 매우 중요하다. 지간이 길어질수록 사하중이 차지하는 비율 또한 커지므로, 설계 시 뒤틀림응력을 제한하는 것이 매우 필수적일 것이다.

3. 기존의 연구동향

현재까지 건설되어지고 있는 박스거더 교량의 일반적인 단면형태는 단실 박스단면(single-cell box section), 다실 박스단면(multicell box section), 그리고 다중 박스단면(multiple box section) 들이다. 세가지 단면형태를 갖는 박스거더 교량들 중 본 연구에서 수행된 대상 교량은 사각형 단면을 가진 단실 박스거더 교량이다.

작용하는 하중에 의해 상자형 거더에 발생하는 응력을 결정하는 여러 방법이 제시되었으나, 이런 방법들은 너무 복잡하고 정교한 해석 절차를 요구하기 때문에 실무에서 설계자들이 효과적으로 사용하기에는 무리가 많았다. 그래서 Dabrowski에 의해 제시된 뒤틀림에 관한 상자형 거더의 지배미분방정식이 탄성지지된 보의 지배미분방정식과 그 형태가 동일하다는 사실에 착안하여 탄성지지된 보 해석법(Beams on Elastic Foundation : BEF)을 이용하여 뒤틀림 해석을 수행할 수 있었다. 이 방법은 BEF 유사이론에 의하여 간편하게 상자형 거더의 거동을 해석할 수 있고, 설계자들에게 하중과 그 하중의 상호관계, 반력 등을 전체적으로 볼 수 있는 시각을 제공했다.

그러나 비틀림 및 뒤틀림 뒬을 포함한 상자형거더의 지배미분방정식을 통한 해는 풀이과정의 복잡함으로 인해 실무에서 적용하기에는 많은 제약이 따른다. 또한 많은 변수에 따라 뒤틀림 뒬법선응력을 구해야 하기 때문에 많은 풀이 과정이 필요함으로 이를 수계산으로 계산하기는 불가능한 일이다. 따라서 이들 응력을 비교하고 이 비를 일정한도 이내로 제한하여 경제적이면서 충분한 뒤틀림 저항성능을 갖는 다이어그램의 간격을 제시되어야 한다. 국내에서는 박남희 등 (2004)에 의하여, 직선 박스 거더에 대하여 최소 격벽 강성비에 의한 격벽 간격에 대한 연구가 이루어져 왔다. 이는 뒤틀림응력과 휨응력의 비에 따라 1경간, 2경간, 3경간에 따라서 적절한 다이어그램의 수를 제시한 바 있다.

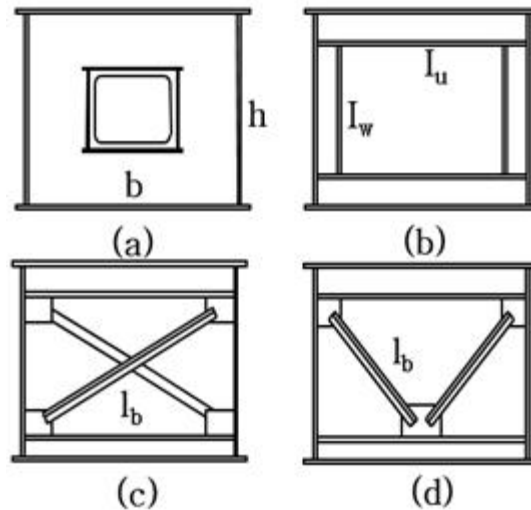
Normal stress ratio (σ_{dw}/σ_b , %)	Spacing or number of intermediate diaphragm	Single span	2-span continuous	3-span continuous
5%	Spacing Number	$L_d=(1/5) L_e$ 4		$L_d=(1/6) L_e$ 5
10%	Spacing Number		$L_d=(1/4) L_e$ 3	
15%	Spacing Number		$L_d=(1/3) L_e$ 2	
20%	Spacing Number		$L_d=(1/3) L_e$ 2	

그림2.10.3 박남희 등 (2004)이 제시한 직선 박스 거더의 다이어그램 간격

4. 다이아프램의 격벽 강성

단일 강박스 거더교에서 주로 사용되는 다이아프램의 종류는 중복식 타입, 라멘 타입, 트러스 타입의 다이아프램이 있다. 여기서 중복식 타입과 라멘타입 격벽은 우리나라와 일본 등에서 많이 사용되고 있으며, 트러스 타입은 주로 미국, 유럽 등지에서 많이 쓰이는 타입이다.

뒤틀림 응력은 이 다이아프램의 강성에 따라, 설계기준을 충족하도록 제한될 것이다. 각 타입별 다이아프램의 격벽 강성은 아래와 같이 제시되어 있다(Nakai, 1988).



(a) solid-plate type : $K_D = Gt_pbh$

(b) frame type : $K_D = \frac{24EI_w}{\alpha_0 h}$

(c) truss type, X : $K_D = \frac{2EA_b b^2 h^2}{I_b^3}$

(d) truss type, V : $K_D = \frac{EA_b b^2 h^2}{2I_b^3}$

그림2.10.4 “Analysis and design of curved steel bridge” Hiroshi Nakai(1988)

5. 다이아프램에 대한 시방 규정

가. AASHTO Guide Spec. 2003

AASHTO 안내서에서는 복합 상자형 단면(Composite Box Section)을 취급하고 있다. 따라서, 상부 플랜지가 없이 복부판에 부착된 상부플레이트(Top plate)와 콘크리트 상판과의 연결로 단면이 구성되는 형식을 취하고 있다. 따라서 곡선 상자형교에서는 단면의 뒤틀림을 제한하기 위해 내부에 일정한 간격으로 대경구(Cross frame)나 내부 격벽(Intermediate diaphragm)을 설치한다. 그리고 상부 플랜지부에 횡방향 브레이싱(Lateral bracing)을 하는 것도 우리의 실정과는 다르다. 이러한 내부격벽과 대경구는 상자형 단면의 횡방향 휨응력과 뒤틀림에 의한 뒤틀림선응력을 일정 한도내에서 발생하게하여 단면의 형상을 유지하는 기능을 수

행한다. AASHTO 안내서에서는 Heins와 Olenik(1975)이 제안한 격벽간격에 따른 뒤틀림응력의 산정식을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$\text{사하중에 대하여} \quad \frac{f_d}{f_b} = (10L - 350) \left(\frac{S^2}{L^2 R} \right) \quad \text{식2.10.1}$$

$$\text{활하중에 대하여} \quad \frac{f_d}{f_b} = \left(-\frac{0.25L}{100} + 1.3 \right) \frac{S}{L} \quad \text{식2.10.2}$$

여기서, f_d : 뒤틀림 뒀선응력
 f_b : 휨 뒀선응력
 L : 지간장(ft.)
 R : 반경(ft.)
 S : 다이아프램 간격(ft)

재하되는 활하중의 영향을 고려하여 f_d/f_b 값이 0.1 이하가 되도록 격벽을 배치하기 위해서는 다음의 식을 만족해야 한다.

$$S \leq \left(\frac{R}{200L - 7500} \right)^{1/2} \leq 25' \quad \text{식2.10.3}$$

이 때, X자형 브레이싱 격벽이 갖어야 할 브레이싱 단면적(in²)은 다음을 만족해야 한다.

$$A_b \geq 75 \frac{Sb}{d^2} \frac{t_w^3}{(d+b)} \quad \text{식2.10.4}$$

여기서, S : 격벽의 간격 (in.)
 d : 상자형 거더의 높이 (in.)
 b : 상자형 거더의 폭 (in.)
 t_w : 상자형 거더의 최소두께 (in.)

또한, AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges (2003)에서 중간다이아프램의 간격은 뒀틀림응력을 휨응력의 10% 이하가 되도록 제한하고 있다.

$$L_D \leq 30ft (\approx 9m)$$

$$\frac{f_{DW}}{f_b} \leq 10\%$$

여기서, L_D 는 중간다이아프램의 간격이고, f_{DW} 는 뒤틀림 응력, f_b 는 휨응력이다.

나. Hanshin 1988

- 격벽의 간격

격벽의 간격은 다음 그림2.10.5에 의해 산정된 간격보다 작아야 한다. 그림에서 L 은 주형의 등가 지간장(m)을 의미한다.

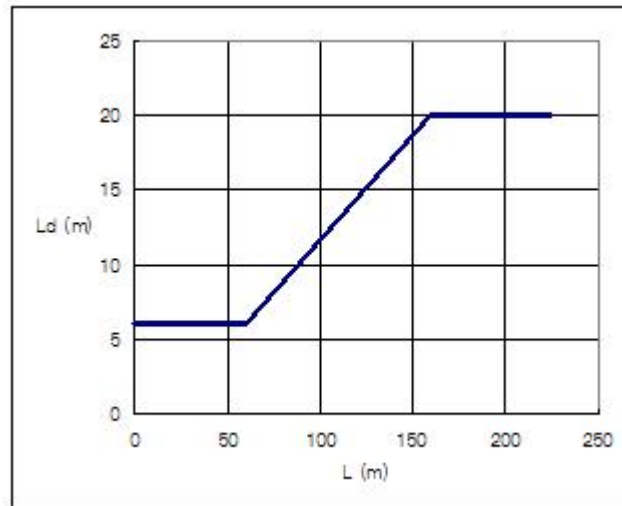


그림2.10.5 직선교 격벽 간격

또한, 일본의 한신 기준에서는 BEF(Beams on Elastic Foundation) 유사이론을 근간으로 하여 곡선 박스 거더교의 다이아프램 간격을 아래와 같이 제시 하고 있다. 이때, $\kappa(\phi, L)$ 이 1인 경우가 직선 교량의 다이아프램 간격이다.

$$L_D = L_{DS} \kappa(\phi, L)$$

$$L_{DS} = \begin{cases} 6m & (L < 60m), \\ (0.14 - 2.4)m & (60m \leq L \leq 160m), \\ 20m & (L > 160m), \end{cases}$$

$$\kappa(\phi, L) = \begin{cases} 1.0 & (L < 60m), \\ 1 - \frac{\sqrt{\phi}(L-60)}{100\sqrt{2}} & (60m \leq L \leq 200m), \end{cases}$$

상세하게 된 특별한 연구 자료가 없을 경우에는 그림 2.10.5에 제시된 내용을 기초로 하여 내부 격벽의 배치간격을 결정할 수 있다.

시방서에 따르면 뒤틀림에 의한 응력이 휨에 의한 응력의 5%이내가 되도록 기준을 두어 격벽의 배치를 결정하고 있다. 이는 AASHTO에 규정된 10%에 비해 보수적인 설계 기준이다.

다. 도로교 설계기준 2010 & 2014(한계상태 설계법)

우리나라의 경우는 도로교 설계기준(2010)에는 중간다이아프램에 대한 규정을 두고 있으나, 곡선교의 중간다이아프램에 관한 규정은 아니며, 일본 HEPC규정을 수정하여 사용하고 있는 것으로 판단된다.

$$L_D < 6m \quad (L \leq 50m)$$

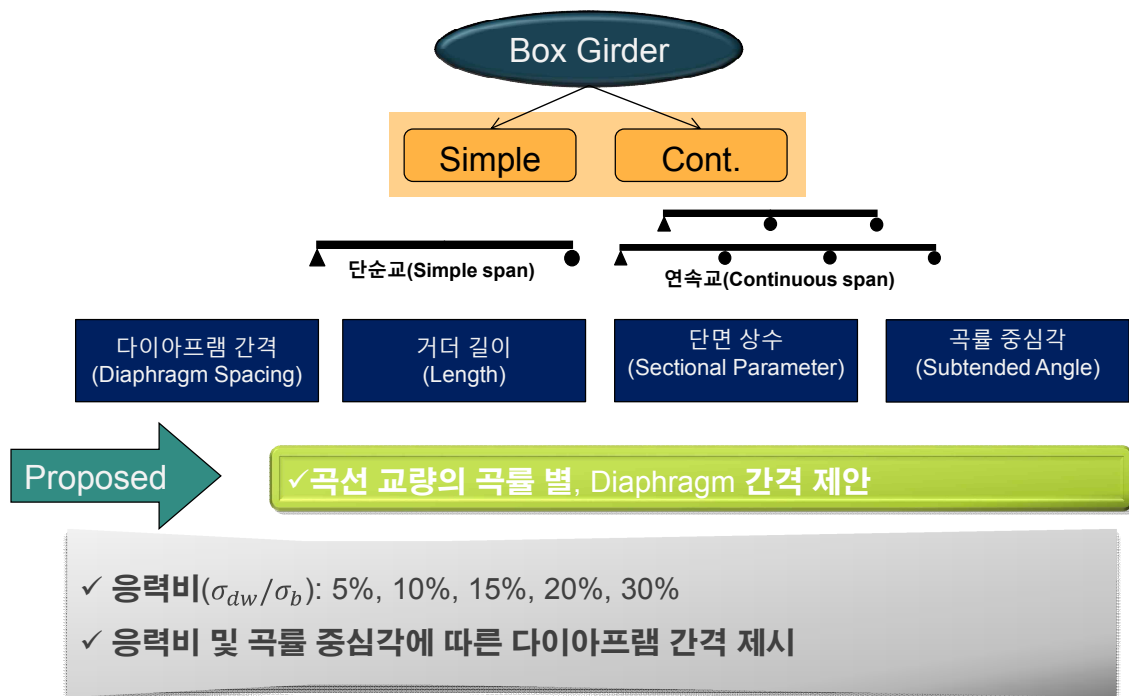
$$L_D < (0.14L - 1.0)m \quad (50m < L)$$

$$\text{단, } L_D \leq 20m$$

또한, 도로교 설계기준 2014 한계상태설계법에서는 뒤틀림에 견딜 수 있는 충분한 강도와 강성을 가져야 한다고 규정되어 있을 뿐, 간격을 결정하기 위해서는 해석결과에 따라 배치하도록 간략히 규정하고 있다. 실무에서는 3D 쉘요소를 이용한 해석법이 널리 보편화되어 있지 않은 것을 고려할 때, 곡선교에 대한 적정 다이아프램 간격제시를 위한 연구가 시급하다.

6. 연구 목표

본 연구의 연구 목표는 현재 많이 시공 되고 있는 직선 및 곡선 박스 거더의 단면을 이용하여, 지간, 경간별, 곡률 중심각 별 뒤틀림 휨 응력비의 적정 비를 제시하고, 이를 유한 요소해석법을 이용하여 적정 다이아프램의 간격 제시를 목표로 한다.



7. 뒤틀림 거동 분석을 위한 유한요소 해석

가. 해석 개요

본 연구에서는 직사각형 단면의 강박스거더를 대상으로 하였으며, 하중은 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 차로하중(DL-24)을 재하하여, 뒤틀림 거동 및 응력을 검토하였다. 해석 대상의 교량은 다음의 조건을 적용하였다.

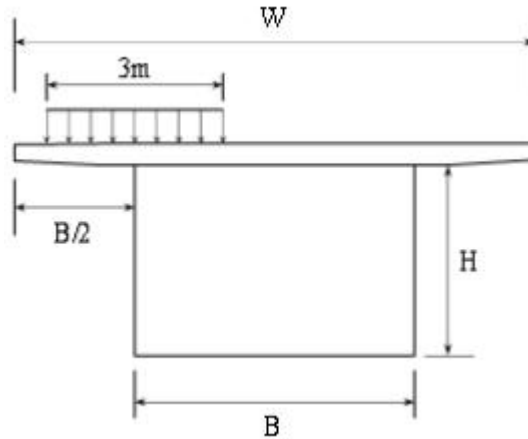


그림 2.10.6 편심하중 재하

- 단순지지된 단지간의 비합성 강박스거더 교량
- DL-24하중을 편심 재하
- 자중 및 콘크리트 하중 적용.
- 거더: 단상자 구조 - 1Box
- 종방향 및 횡방향 보강재 제외
- 중복식의 다이아프램 적용
- 곡률 중심각(도): 0(직선 거더), 5, 10, 20, 30

또한, 유한 요소 해석을 통해 뒤틀림 응력의 산정 시 뒤틀림 응력(warping normal stresses)은 매우 미소하다고 가정하고, 최종 응력 분포에서 순수 휨 응력과 뒤틀림 응력을 분리하여 응력비를 산정하였다. 폐단면인 BOX 거더의 경우, 뒤틀림 응력은 휨응력에 비해 매우 작기 때문에 설계시 무시할 수 있다. 반면 뒤틀림 응력은 박스단면에서 무시할 수 없을 정도로 크게 발생될 수 있는 응력이며, 곡선 거더의 경우에는 기하학적으로 뒤틀림의 영향이 더욱 커지는 특성이 있다.

곡선 박스 거더의 뒤틀림 현상을 규명하기 위하여, 중간다이아프램의 설치 간격을 바꾸어 해석을 수행하였으며, 곡선 거더의 곡률 중심각은 0, 5, 10, 20, 30도로 변화시키며 뒤틀림 응력비(f_{dw}/f_b)를 검토하였다.

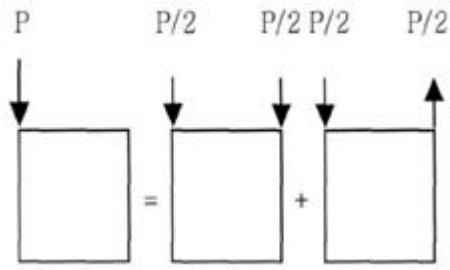


그림2.10.7 하중성분(U.S. Steel 1978)

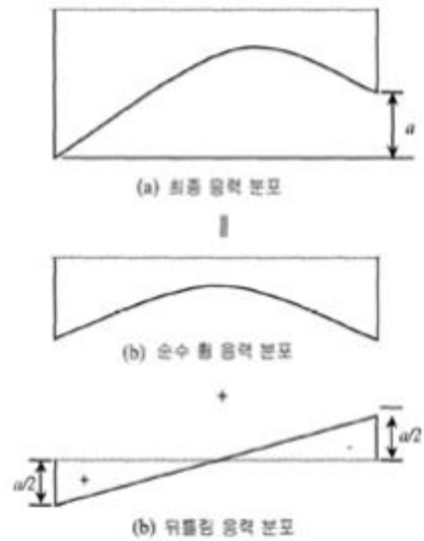
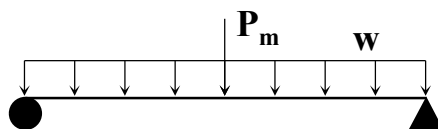


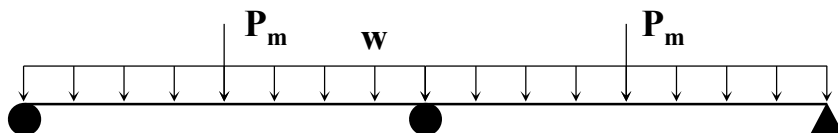
그림2.10.8 뒤틀림 응력 분포

나. 해석 방법

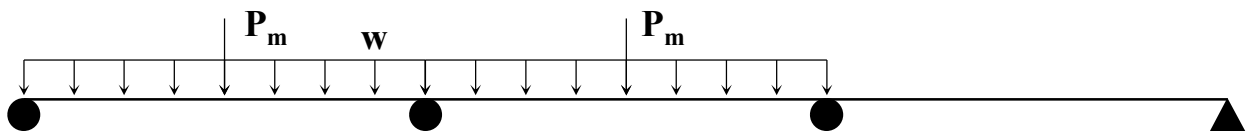
한신 기준은 단경간 거더의 해석결과를 바탕으로 만들어진 식이지만, 연속교에도 적용되고 있기 때문에, 실제 거동을 적절히 평가할 수 없을 것이다. 따라서, 본 연구에서는 곡선 박스 거더의 뒤틀림 응력 제어를 위한 적정 중간 다이아프램 간격을 평가하기 위하여, 단경간 거더 뿐 아니라 2-3경간 연속교에 대해서도 평가를 수행하였다. 거더별 하중 재하 조건은 그림 00와 같이, 최대 모멘트를 발생시키는 하중 조건을 이용하였다.



(a) 단경간 거더의 하중 재하



(b) 2경간 거더의 하중 재하



(c) 3경간 거더의 하중 재하

그림2.10.9 경간별 하중 재하 방법

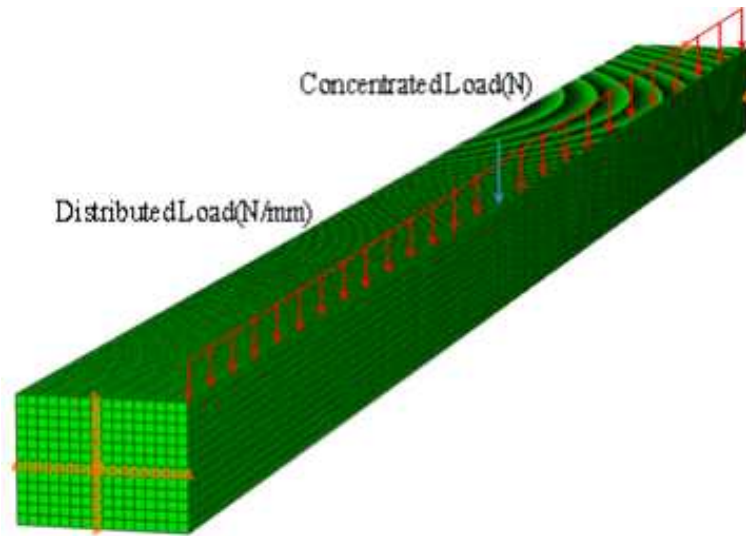


그림2.10.10 경계조건 및 하중조건

해석을 위하여, 범용 유한 요소 해석 프로그램인 ABAQUS 6.13을 이용하였으며, 선형 탄성 해석을 수행하였다. 사용 요소는 4절점 쉘 요소를 사용하였다. 경계조건은 거더의 양끝단은 비틀림과 뒤틀림 자유도를 구속하였으며, 뒤틀비틀림 자유도는 구속하지 않는 지지조건을 사용하였다. 하중은 도로교 설계기준의 설계 차로 하중(DL-24)을 사용하여, 집중하중 108kN, 등분포 하중 12.7kN/m를 박스 거더의 최외측에 편심 재하하였다.

다. 해석 모델 선정

곡선 박스거더의 뒤틀림응력 평가를 적절히 수행하기 위하여, 거더의 길이(L), 단면의 폭(B)과 복부판 높이(H) 등 기하학적인 단면 형상은 현재 우리나라에서 많이 시공되고 있는 대표단면들을 선정하는 것이 타당할 것으로 판단하였다. 도로교설계편람 제5편 교량편에서는 현재 우리나라에서 시공되고 있는 박스거더의 지간과 단면 치수에 대한 자료를 수록하고 있다. 단순박스거더교의 경우 지간은 30m-65m사이에서 주로 시공이 되고 있으며, 복부판 높이/지간길이 비는 1/20-1/30범위 내에서 시공되고 있다. 본 연구에서는 해석 모델의 적절한 폭과 높이를 2-3미터 내외로 가정하였다.

해석 모델은 표2.10.1과 같이 거더의 길이는 30m-60m, 플랜지 폭은 1.8-4.2m, 복부판 높이는 1.2-2.8m로 실제 시공단면과 유사한 치수를 사용하였으며, 플랜지의 두께는 12, 16, 20과 복부판의 두께는 10mm로 실제 시공단면을 토대로 가정하였다.

또한, 박스거더의 뒤틀림에 대한 곡률중심각의 효과를 평가하기 위하여 직선인 경우 곡률중심각 0에서부터 곡선인 경우 곡률중심각 5-30도까지 해석을 수행하였으며, 이때 중간 다이아프램은 등간격으로 2~13개를 설치하여 해석을 수행하였다.

표.2.10.1 해석 단면의 선정

	b(m)	h(m)	b/h	h/L	L(m)	tw(mm)	tf(mm)
Case 1	1.8	1.2	1.5	0.040	30	10	12
Case 2	3	2	1.5	0.040	50	10	16
Case 3	4.2	2.8	1.5	0.035	80	10	20

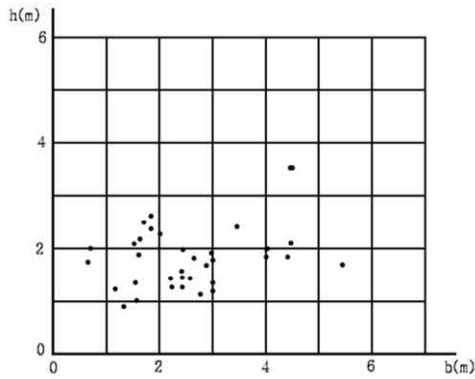


그림2.10.11 곡선 박스 거더교의 단면치수
실적자료(도로교 설계 편람, 2008)

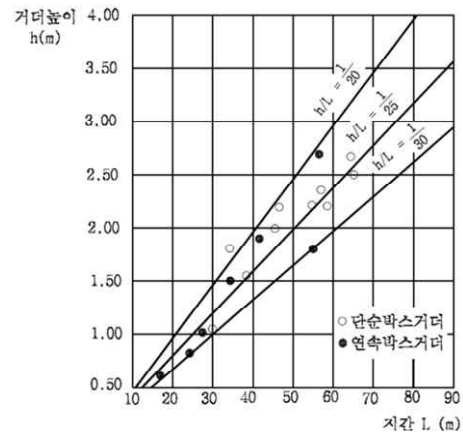


그림2.10.12 거더의 높이와 지간장비(도로교 설계
편람, 2008)

8. 해석 결과

유한요소해석을 이용하여, 곡선 단경간, 2~3경간 연속교에 대하여 쉘 요소를 이용한 선형 뒤틀림 해석을 수행하였다. 이에 대한 해석결과는 다음과 같다.

가. 단경간 박스거더에 대한 해석 결과

표.2.10.2 단경간 Case-01 해석 결과

		다이아프램 사이 집중하중 재하				다이아프램 위치 집중하중 재하			
다이아프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	
다이아프램 간격Ld		10.0	6.0	4.3	3.3	7.5	5.0	3.8	
L		30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	
Ld/L		0.333	0.200	0.143	0.111	0.250	0.167	0.125	
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	15.8	9.1	6.3	5.0	6.0	2.6	1.7	
	5	24.4	11.3	7.7	6.0	10.3	4.9	2.8	
	10	32.9	13.5	8.9	7.0	15.8	7.2	3.9	
	20	49.6	19.9	11.4	8.8	26.5	11.8	6.0	
	30	65.6	26.1	14.0	10.7	37.1	16.3	8.3	
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	157.2	157.2	157.1	156.9	157.0	157.1	157.1	
	5	157.0	157.0	156.8	156.7	156.8	156.8	156.8	
	10	156.7	156.6	156.5	156.4	156.4	156.5	156.5	
	20	155.9	155.7	155.6	155.5	155.3	155.4	155.4	
	30	155.0	154.5	154.4	154.2	153.8	153.9	153.9	
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	10.05	5.79	4.03	3.20	3.79	1.66	1.10	
	5	15.56	7.17	4.88	3.83	6.59	3.13	1.77	
	10	21.01	8.60	5.69	4.45	10.07	4.62	2.48	
	20	31.82	12.76	7.34	5.68	17.06	7.61	3.88	
	30	42.33	16.87	9.04	6.91	24.10	10.56	5.38	

표2.10.3 단경간 Case-02 해석 결과

		다이아프램 사이 집중하중 재하				다이아프램 위치 집중하중 재하			
다이아프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이아프램 간격Ld		16.7	10.0	7.1	5.6	12.5	8.3	6.3	5.0
L		50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
Ld/L		0.333	0.200	0.143	0.111	0.250	0.167	0.125	0.100
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.2	5.0	3.4	2.7	4.9	2.1	1.4	1.2
	5	20.6	8.1	4.9	3.8	9.8	4.6	2.6	1.7
	10	29.9	11.6	6.3	4.9	15.7	7.0	3.7	2.7
	20	48.2	18.5	9.5	7.1	27.3	11.9	6.0	4.8
	30	66.0	25.3	12.8	9.5	38.8	16.7	8.4	6.9
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	157.3	157.3	157.3	157.2	162.0	160.7	160.0	159.5
	5	157.1	157.1	157.1	157.0	161.8	160.5	159.8	159.3
	10	157.0	157.0	156.9	156.8	161.5	160.3	159.5	159.0
	20	156.4	156.4	156.3	156.2	160.6	159.4	158.6	158.2
	30	155.7	155.7	155.6	155.6	159.3	158.1	157.4	156.9
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	7.12	3.16	2.16	1.70	3.02	1.31	0.88	0.73
	5	13.08	5.14	3.12	2.42	6.07	2.83	1.60	1.08
	10	19.05	7.36	4.03	3.13	9.70	4.37	2.32	1.70
	20	30.85	11.80	6.09	4.56	16.98	7.44	3.80	3.00
	30	42.38	16.24	8.22	6.08	24.33	10.57	5.35	4.38

표2.10.4 단경간 Case-03 해석 결과

		다이아프램 사이 집중하중 재하				다이아프램 위치 집중하중 재하			
다이아프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이아프램 간격Ld		26.7	16.0	11.4	8.9	20.0	13.3	10.0	8.0
L		80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
Ld/L		0.333	0.200	0.143	0.111	0.250	0.167	0.125	0.100
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.2	4.2	2.6	1.9	5.5	2.4	1.4	1.1
	5	26.2	9.9	5.3	3.5	13.6	6.3	3.4	2.2
	10	41.1	15.6	8.1	5.2	23.0	10.3	5.5	3.4
	20	70.5	26.8	13.6	8.5	41.6	18.2	9.6	6.4
	30	99.1	37.9	19.0	11.9	60.2	26.1	13.7	9.4
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	209.4	209.4	209.4	209.3	215.7	213.9	212.9	212.3
	5	209.3	209.3	209.2	209.2	215.5	213.7	212.8	212.1
	10	209.1	209.1	209.0	209.0	215.2	213.4	212.5	211.9
	20	208.8	208.6	208.5	208.4	214.1	212.4	211.6	210.9
	30	208.5	207.9	207.8	207.7	212.6	211.0	210.1	209.5
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	5.33	2.02	1.23	0.92	2.54	1.11	0.66	0.53
	5	12.51	4.72	2.55	1.70	6.32	2.95	1.60	1.01
	10	19.65	7.44	3.89	2.49	10.68	4.81	2.58	1.60
	20	33.78	12.83	6.52	4.09	19.44	8.58	4.54	3.02
	30	47.52	18.22	9.16	5.74	28.29	12.37	6.50	4.50

나. 2경간 연속 박스거더에 대한 결과

표2.10.5 2경간 연속교 Case-01 해석 결과

		다이아프램 사이 집중하중 재하				다이아프램 위치 집중하중 재하			
다이아프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	
다이아프램 간격Ld		10.0	6.0	4.3	3.3	7.5	5.0	3.8	
L		60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	
Ld/L		0.167	0.100	0.071	0.056	0.125	0.083	0.063	
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	16.2	9.0	6.3	5.0	5.9	3.3	2.8	
	5	21.8	10.1	7.0	5.5	8.5	3.8	2.4	
	10	27.5	11.3	7.7	6.0	11.2	5.0	3.0	
	20	38.8	14.7	9.0	7.0	16.7	7.5	4.3	
	30	50.2	18.5	10.4	8.0	22.3	10.0	5.6	
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	181.7	179.0	177.5	175.9	180.1	178.0	176.5	
	5	181.5	178.7	177.2	175.5	179.8	177.7	176.2	
	10	181.6	178.7	177.1	175.5	179.8	177.7	176.2	
	20	182.7	179.6	178.0	176.4	180.7	178.5	177.0	
	30	184.9	181.6	180.0	178.3	182.7	180.5	179.0	
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	8.90	5.02	3.54	2.82	3.30	1.85	1.60	
	5	12.04	5.67	3.93	3.11	4.75	2.14	1.36	
	10	15.14	6.32	4.32	3.40	6.21	2.80	1.73	
	20	21.26	8.16	5.08	3.96	9.21	4.18	2.45	
	30	27.14	10.19	5.81	4.50	12.22	5.52	3.14	

표2.10.6 2경간 연속교 Case-02 해석 결과

		다이아프램 사이 집중하중 재하				다이아프램 위치 집중하중 재하			
다이아프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이아프램 간격Ld		16.7	10.0	7.1	5.6	12.5	8.3	6.3	5.0
L		100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
Ld/L		0.167	0.100	0.071	0.056	0.125	0.083	0.063	0.050
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.5	4.9	3.4	2.6	4.9	2.5	1.9	1.8
	5	17.7	6.6	4.1	3.2	7.8	3.4	2.1	1.5
	10	23.9	8.6	4.9	3.8	10.6	4.7	2.8	1.8
	20	36.2	12.7	6.6	5.0	16.4	7.4	4.1	3.3
	30	48.6	16.8	8.4	6.2	22.3	10.1	5.9	5.0
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	184.3	184.3	182.7	181.1	185.4	183.3	181.8	180.5
	5	184.1	184.1	182.5	180.9	185.3	183.1	181.5	180.3
	10	184.3	184.3	182.6	181.0	185.5	183.2	181.7	180.5
	20	185.5	185.5	183.8	182.2	186.7	184.4	182.9	181.6
	30	187.9	187.9	186.2	184.5	189.1	186.8	185.3	184.0
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	6.26	2.66	1.84	1.45	2.64	1.35	1.07	0.98
	5	9.62	3.58	2.26	1.78	4.19	1.85	1.16	0.83
	10	12.95	4.68	2.69	2.10	5.73	2.58	1.53	1.02
	20	19.52	6.85	3.57	2.74	8.78	4.01	2.25	1.80
	30	25.86	8.94	4.53	3.37	11.81	5.40	3.16	2.73

표2.10.7 2경간 연속교 Case-03 해석 결과

		다이하프램 사이 집중하중 재하				다이하프램 위치 집중하중 재하			
다이하프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이하프램 간격Ld		26.7	16.0	11.4	8.9	20.0	13.3	10.0	8.0
L		160.0	160.0	160.0	160.0	160.0	160.0	160.0	160.0
Ld/L		0.167	0.100	0.071	0.056	0.125	0.083	0.063	0.050
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.6	4.4	2.6	1.9	5.5	2.4	1.5	1.2
	5	21.5	7.5	4.1	2.8	10.1	4.4	2.6	1.7
	10	31.4	10.8	5.7	3.6	14.7	6.6	3.7	2.3
	20	51.2	17.4	8.8	5.3	24.1	11.0	6.0	4.5
	30	71.1	24.0	11.9	7.7	33.6	15.4	8.6	7.0
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	250.9	247.2	244.7	242.9	248.8	245.8	243.9	242.3
	5	250.9	247.1	244.6	242.8	248.8	245.7	243.8	242.2
	10	251.4	247.4	245.0	243.1	249.2	246.0	244.1	242.5
	20	253.6	249.5	247.0	245.1	251.2	248.0	246.1	244.5
	30	257.3	253.1	250.5	248.7	254.8	251.6	249.7	248.1
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	4.60	1.78	1.06	0.77	2.20	0.97	0.63	0.51
	5	8.56	3.05	1.69	1.13	4.06	1.77	1.06	0.70
	10	12.48	4.38	2.32	1.48	5.92	2.66	1.52	0.96
	20	20.20	6.99	3.54	2.18	9.58	4.42	2.44	1.84
	30	27.62	9.48	4.73	3.11	13.19	6.13	3.44	2.84

다. 3경간 연속 박스거더에 대한 해석 결과

표2.10.8 3경간 연속교 Case-02 해석 결과

		다이하프램 사이 집중하중 재하				다이하프램 위치 집중하중 재하			
다이하프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이하프램 간격(Ld)		10.0	6.0	4.3	3.3	7.5	5.0	3.8	
총 지간 (L)		90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	
Ld/L		0.111	0.067	0.048	0.037	0.083	0.056	0.042	
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	16.2	9.0	6.3	5.0	5.9	3.3	2.8	
	5	22.3	10.3	7.1	5.5	8.7	4.0	2.5	
	10	28.4	11.6	7.8	6.1	11.7	5.3	3.2	
	20	40.6	15.4	9.4	7.3	18.2	8.0	4.6	
	30	53.0	19.7	11.1	8.5	24.7	10.7	6.0	
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	157.9	155.6	154.2	152.8	156.5	154.7	153.4	
	5	157.7	155.2	153.9	152.5	156.3	154.4	153.1	
	10	157.7	155.1	153.8	152.4	156.1	154.3	153.0	
	20	158.4	155.6	154.2	152.8	156.6	154.7	153.4	
	30	159.8	156.9	155.5	154.0	157.9	155.9	154.6	
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	10.25	5.77	4.08	3.25	3.79	2.13	1.83	
	5	14.13	6.63	4.59	3.63	5.60	2.57	1.60	
	10	17.99	7.47	5.10	4.00	7.49	3.43	2.07	
	20	25.64	9.93	6.11	4.76	11.61	5.15	2.99	
	30	33.15	12.59	7.11	5.49	15.67	6.84	3.90	

표2.10.9 3경간 연속교 Case-02 해석 결과

		다이하프램 사이 집중하중 재하				다이하프램 위치 집중하중 재하			
다이하프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이하프램 간격Ld		16.7	10.0	7.1	5.6	12.5	8.3	6.3	
L		150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	150.0	
Ld/L		0.111	0.067	0.048	0.037	0.083	0.056	0.042	
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.5	4.9	3.4	2.6	4.9	2.5	1.9	
	5	18.2	6.8	4.2	3.3	8.0	3.5	2.2	
	10	24.9	9.1	5.1	4.0	11.2	5.0	2.9	
	20	38.4	13.7	7.1	5.4	18.3	8.0	4.5	
	30	52.1	18.3	9.3	6.8	25.3	11.0	6.0	
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	157.1	157.1	155.8	154.4	158.1	156.2	154.9	
	5	156.9	156.9	155.5	154.2	157.9	156.1	154.7	
	10	157.0	157.0	155.6	154.1	158.0	156.1	154.7	
	20	157.6	157.6	156.2	154.7	158.6	156.7	155.3	
	30	159.0	159.0	157.6	156.2	160.0	158.1	156.7	
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	7.35	3.13	2.15	1.70	3.10	1.58	1.26	
	5	11.61	4.34	2.73	2.14	5.07	2.26	1.41	
	10	15.87	5.80	3.30	2.58	7.09	3.20	1.88	
	20	24.38	8.66	4.53	3.46	11.51	5.08	2.87	
	30	32.78	11.53	5.87	4.35	15.84	6.93	3.82	

표2.10.10 3경간 연속교 Case-02 해석 결과

		다이하프램 사이 집중하중 재하				다이하프램 위치 집중하중 재하			
다이하프램 개수(경간당)		2	4	6	8	3	5	7	9
다이하프램 간격Ld		26.7	16.0	11.4	8.9	20.0	13.3	10.0	8.0
L		240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0	240.0
Ld/L		0.111	0.067	0.048	0.037	0.083	0.056	0.042	0.033
		뒤틀림 응력(distortional warping normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	11.6	4.4	2.6	1.9	5.5	2.4	1.6	1.2
	5	22.4	8.0	4.4	2.9	10.5	4.7	2.7	1.8
	10	33.2	11.6	6.1	3.9	15.8	7.0	4.0	2.5
	20	55.0	19.1	9.7	5.9	27.2	11.9	6.6	4.2
	30	77.1	26.7	13.3	8.0	38.8	16.8	9.2	6.2
		휨 응력(bending normal stress, Mpa)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	211.4	208.3	206.2	204.6	209.7	207.1	205.5	204.1
	5	211.4	208.2	206.0	204.5	209.5	206.9	205.3	203.9
	10	211.6	208.3	206.2	204.6	209.7	207.0	205.5	204.0
	20	212.9	209.4	207.2	205.6	210.8	208.1	206.5	205.1
	30	215.1	211.5	209.3	207.7	212.9	210.2	208.6	207.2
		뒤틀림-휨 응력비(distortional-bending stress ratio)							
경간의 곡률 중심각(Deg)	0	5.48	2.12	1.27	0.93	2.61	1.16	0.75	0.60
	5	10.57	3.82	2.11	1.42	5.01	2.25	1.30	0.88
	10	15.69	5.58	2.97	1.89	7.54	3.38	1.93	1.21
	20	25.82	9.12	4.67	2.87	12.92	5.71	3.17	2.05
	30	35.83	12.61	6.33	3.84	18.21	8.01	4.40	2.98

9. 소결

유한 요소 해석 결과를 바탕으로, 뒤틀림 응력비를 고려한 곡선 박스 거더 교량의 중간 다이아프램의 최소 간격은 표2.10.11과 같이 나타내었다. 해석 결과 곡선 강박스 거더 교량은 직선 강박스 거더 교량에 비하여 다이아프램의 간격이 더 조밀해야 함을 알 수 있다. 이는 직선거더 교량과 달리 곡선 강박스 거더 교량의 경우에는 기하학적인 곡률 효과로 인해, 자중과 편심에 의한 박스 거더의 뒤틀림 효과가 증대되는 현상 때문으로 판단된다.

현재 국내 도로교 설계기준에서는 곡선 박스 거더 교량의 뒤틀림 응력에 대한 규정이 미비하며, 직선 교량에 대한 간격만을 제시하고 있다. 본 연구에서 도출된 해석결과를 바탕으로 각 경간 형태별로 세가지 Case의 변수 연구를 수행하였다. Case 중 가장 뒤틀림 응력비가 큰 결과를 보수적으로 나타내면, 표2.10.11-2.10.13과 같다.

표2.10.11 단경간 곡선 박스 거더 교량의 곡률 중심각에 따른 중간다이아프램의 간격 제안

응력비 (f_{dw}/f_b , %)	다이아프램	곡률 중심각(Deg)				
		직선교	곡선교			
		0	5	10	20	30
5%	간격	$L_d = \frac{1}{6} L_e$	$L_d = \frac{1}{7} L_e$	$L_d = \frac{1}{9} L_e$		
	갯수(EA)	5	6	8		
10%	간격	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$	$L_d = \frac{1}{7} L_e$
	갯수	3	3	4	5	6
15%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$
	갯수	2	3	3	4	5
20%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$
	갯수	2	2	3	3	4

여기서, L_e 는 거더의 유효 길이

표2.10.12 2경간 연속 곡선 박스 거더 교량의 곡률 중심각에 따른 중간다이아프램의 간격 제안

응력비 (f_{dw}/f_b , %)	다이아프램	곡률 중심각(Deg)				
		직선교	곡선교			
		0	5	10	20	30
5%	간격	$L_d = \frac{1}{6} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$	$L_d = \frac{1}{8} L_e$	$L_d = \frac{1}{8} L_e$
	개수(EA)	5	5	5	7	7
10%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$
	갯수	2	3	3	4	5
15%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$
	갯수	2	2	3	3	3
20%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$
	갯수	2	2	2	3	3

여기서, L_e 는 거더의 유효 길이

표2.10.13 3경간 연속 곡선 박스 거더 교량의 곡률 중심각에 따른 중간다이아프램의 간격 제안

응력비 (f_{dw}/f_b , %)	다이아프램	곡률 중심각(Deg)				
		직선교	곡선교			
		0	5	10	20	30
5%	간격	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$	$L_d = \frac{1}{8} L_e$		
	개수(EA)	3	4	7		
10%	간격	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$	$L_d = \frac{1}{6} L_e$
	갯수	3	3	3	4	5
15%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{5} L_e$
	갯수	2	2	3	3	4
20%	간격	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{3} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$	$L_d = \frac{1}{4} L_e$
	갯수	2	2	2	3	3

여기서, L_e 는 거더의 유효 길이

제11절 I형 복수 거더의 가로보 간격

1. 개요

본 절에서는 다이아프램이나 가로보로 연결되어 있는 수평 곡선 I-거더의 횡 비틀림 좌굴 해석을 수행하였으며, 이를 통하여 가로보의 간격이 좌굴 강도와 곡선 거더의 뒹 응력에 미치는 영향을 분석하였다. 해석에는 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS가 사용 되었으며, 선형 탄성 좌굴 해석과 정적 해석을 수행하였다. 모든 곡선 거더 시스템은 원통형 좌표계를 사용하여 모델링 되었다. 선형탄성 좌굴 해석에서는 다양한 가로보배열 형식과 이에 따른 좌굴 모드에 대한 분석을 수행하였고 정적 해석에서는 곡선 거더 시스템의 뒹 응력을 평가 하였다. 최종적으로, 본 연구는 횡 비틀림 좌굴에 대한 최대 가로보 간격을 제시하였다.

2. 매개변수

가. 가로보 간격의 영향

해석 모델에서 복부판 사이 간격은 2750 mm이고 2,3,5개의 거더로 이루어진 비합성 교량 모델을 사용하였다. 거더는 K, X 형식의 가로보 배열을 사용하여 연결하였다. 가로보의 단면적은 2419 mm^2 , 거더의 높이는 1520 mm, 길이는 24400 mm이고 $457 \times 38 \text{ mm}$ 플랜지를 사용하였다. 플랜지와 복부판 모델링에는 쉘 요소(S4R)를 사용했다. 가로보의 모델링에는 트러스 요소(T3D2)와 빔 요소(B31)를 사용했다. 유한 요소 모델의 단면은 그림2.11.1, 그림 2.11.2과 같다.

강재의 탄성계수는 200GPa, 푸아송 비는 0.3을 사용했다. 사용된 콘크리트의 밀도는 2430 kg/m^3 . 모델링에 사용된 재료들은 선형 탄성을 유지한다고 가정하였다. 모든 기하학, 경계 조건, 하중 조건은 그림2.11.3과 같이 원통형 좌표계를 적용하여 정의 하였다..



그림2.11.1 3-거더 비합성 교량
(X-형식 가로보)



그림 2.11.2 3-거더 비합성 교량
(K-형식 가로보)

좌굴 강도와 뒹 응력을 산정하기 위하여 고유치 해석 및 정적 해석을 수행하였다. 고유치 해석 모델에는 순수 휨을 재하하였고, 정적 해석 모델에는 등분포 하중을 재하하였다. 수평 곡선 교량에서 가로보 간격의 영향을 분석하기 위하여 다양한 가로보 개수와 곡률을 사용 하였다.



그림2.11.3 유한 요소 모델

나. 가로보 간격 산정

표2.11.1 λ_f 에 따른 곡선 거더 시스템 특성

단면 특성	
b_f (mm)	457,402,305
t_f (mm)	38
λ_f	12,10,8
t_w (mm)	19
d (mm)	1520
거더 시스템 특성	
L (mm)	24400
s (mm)	2750
N	2,3,5
가로보 특성	
Area (mm ²)	2419
배열	X-형식

표2.11.2 L/d 에 따른 곡선 거더 시스템 특성

단면 특성	
b_f (mm)	457
t_f (mm)	38
λ_f	12
t_w (mm)	19
d (mm)	1520
거더 시스템 특성	
L (mm)	24400,30500,36600
s (mm)	2750
N	2,3,5
L/d	16,20,24
가로보 특성	
Area (mm ²)	2419
Configuration	X-type

현재 가로보 간격은 Davidson et al (1996)이 제안한 식을 사용하고 있으며, 이는 플랜지 폭과 거더의 길이를 주 매개 변수로 고려하여 산정되었다. 따라서, 본 연구에서는 다양한 플랜지의 폭-두께 비(λ_f)와 다양한 길이-깊이 형상비(L/d)를 매개 변수로 선택 하였다. 이때 λ_f 는 18까지 L/d 는 25로 제한하였다. 수평 곡선 거더 교량 시스템의 특성은 각각 표2.11.1, 표2.11.2와 같다.

3. 해석결과

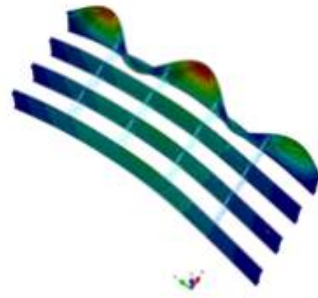
본 해석 결과는 단순 지지된 곡선 단일 I-거더 시스템에 대한 유한 요소 해석 결과이다.

가. 좌굴 모드

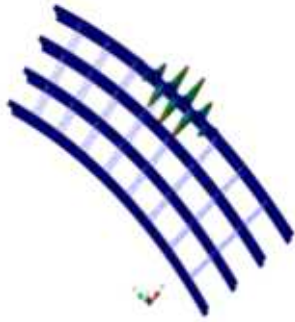
고유치 분석을 통해 곡선 비합성 교량의 좌굴 형상을 구하였다. 그림2.11.4에서 보는 바와 같이 곡률, 거더의 개수, 가로보 개수, 가로보 배열에 따라 다양한 좌굴 모드가 나타날 수 있다.



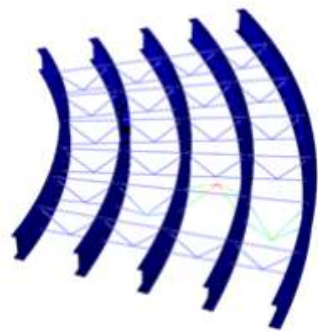
(a) 전체 횡 비틀림 좌굴



(b) 단일 횡 비틀림 좌굴



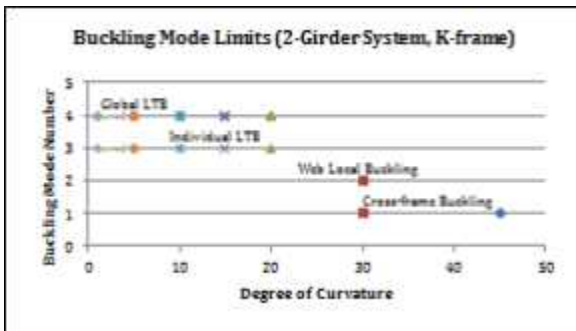
(c) 복부판 국부 좌굴



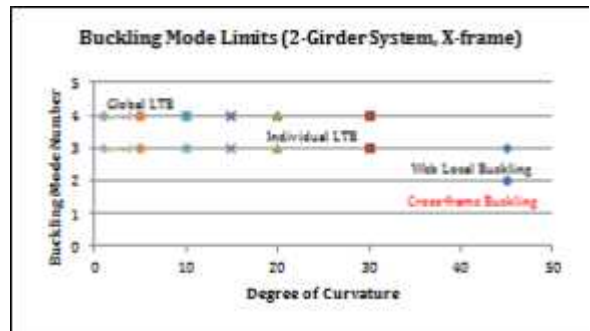
(d) 가로보 좌굴

그림2.11.4 I-거더 시스템의 다양한 좌굴 모양

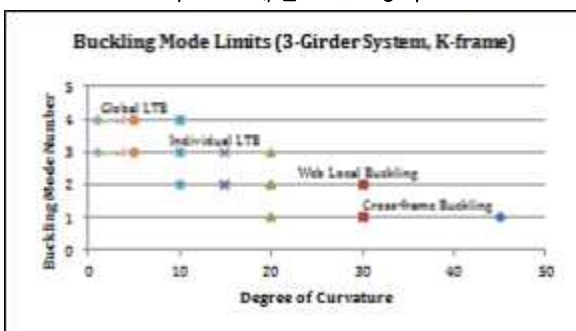
그림2.11.5는 거더 개수에 따른 좌굴모드의 종류를 나타낸 것이며, 이를 통하여 매개변수에 따른 좌굴 모드 동향을 파악할 수 있다. 각 좌굴 모드는 전체 횡 비틀림 좌굴(GB), 단일 거더 횡 비틀림 좌굴(IB), 복부판 국부 좌굴(WB), 가로보 좌굴(CFB)로 분류할 수 있다.



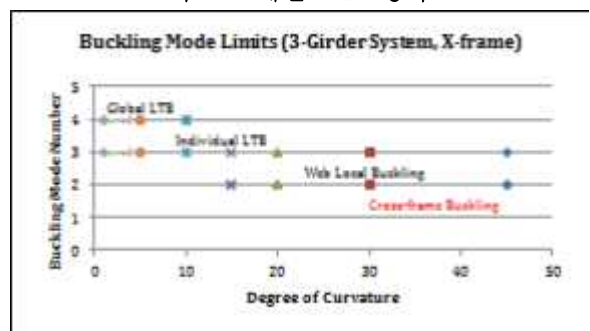
(a) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = K-형식



(b) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = X-형식



(c) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = K-형식



(c) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = K-형식



(d) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = K-형식



(d) 거더 개수 = 2
가로보 배열 = K-형식

그림2.11.5 임계 좌굴 모드 경향 및 제한

그림2.11.5는 각각 2개, 3개, 5개의 거더 개수를 갖는 모델에 대한 X-형식, K-형식의 가로보 배열을 가지는 곡선 거더 시스템의 탄성 고유치 분석 결과이다.

- 곡선 거더 시스템의 임계 좌굴 모드에서 곡률이 증가할 때, 좌굴 모드가 바뀌는 경향을 보인다. 곡률이 클 때, 복부판 국부 좌굴과 가로보 좌굴이 발생하고, 곡률이 작거나 크지 않을 때, 전체 횡 비틀림 좌굴이 발생한다.
- X-프레임 배열의 경우 K-프레임 배열과는 달리 가로보 좌굴이 발생하지 않았다.
- 거더 개수에 따른 영향을 비교해보면, 2거더에서의 지배적인 좌굴 모드는 전체 좌굴이지만 5거더 시스템에서는 전체 횡 비틀림 좌굴이 발생하지 않았다.

나. 좌굴강도에 대한 가로보 간격의 영향

그림2.11.6~그림2.11.9는 가로보 개수에 따른 탄성 좌굴 강도에 대한 그래프이다. 이는 전체 횡 비틀림 좌굴만을 고려하여 고유치 해석으로 구한 값이며, 실선은 곡선 거더 시스템, 점선은 직선 거더 시스템을 나타낸다. Yura가 제안한 직선 거더의 전체 좌굴 강도 식과 직선 거더 시스템의 유한 요소 해석에 의한 전체 좌굴 강도가 곡선 거더 시스템의 결과를 검토하는데 사용되었다.

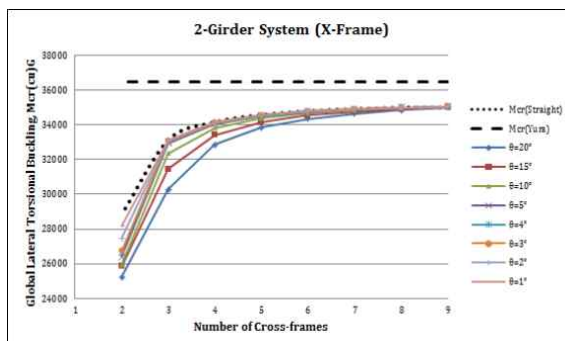


그림2.11.6 곡선 거더 시스템 좌굴 강도에 가로보 간격이 미치는 영향
(N=2 거더, X-프레임)

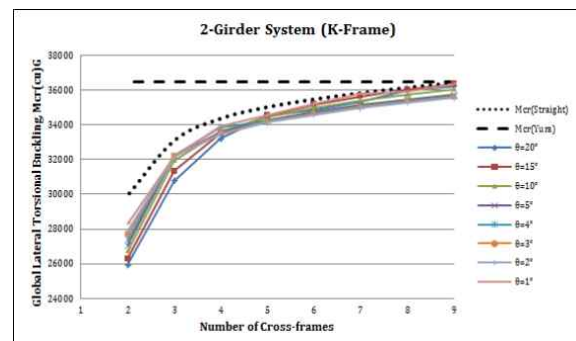


그림2.11.7 곡선 거더 시스템 좌굴 강도에 가로보 간격이 미치는 영향
(N=2 거더, K-프레임)

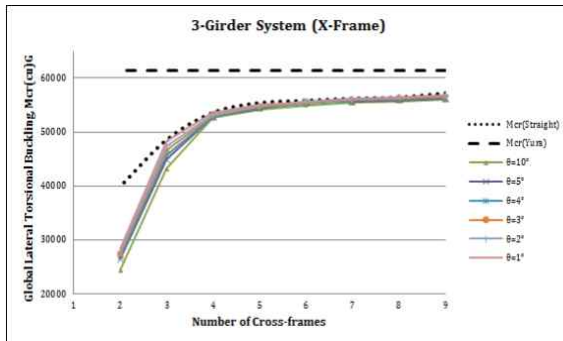


그림2.11.8 곡선 거더 시스템 좌굴 강도에 가로보
간격이 미치는 영향
(N=3 거더, X-프레임)

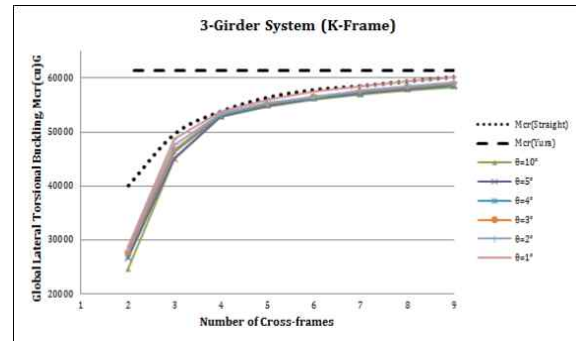


그림2.11.9 곡선 거더 시스템 좌굴 강도에 가로보
간격이 미치는 영향
(N=3 거더, K-프레임)

다. 뒀 응력비에 대한 가로보 간격의 영향

정적 해석을 사용한 모델의 뒀 응력은 는 표2.11.3 및 그림2.11.10~2.11.15와 같다.

표2.11.3 곡선 시스템의 정적 해석 결과

Warping-to-Bending Stress Ratio, f_w/f_b				
Curvature (°)	Davidson (1996)	N=2	N=3	N=5
45	2.5436	2.7801	2.1542	1.8215
	1.6538	2.1087	1.6386	1.3947
	1.1142	1.6586	1.2870	1.0879
	0.7706	1.3832	1.0780	0.9034
	0.5440	1.1687	0.9174	0.7616
	0.3905	1.0255	0.8137	0.6717
	0.2842	0.9230	0.7348	0.6060
	0.2093	0.8275	0.6604	0.5395
	1.7200	1.5466	1.2565	1.1226
	1.1183	1.1697	0.9496	0.8433
30	0.7535	0.9155	0.7412	0.6524
	0.5211	0.7615	0.6201	0.5426
	0.3679	0.6441	0.5263	0.4577
	0.2641	0.5655	0.4667	0.4046
	0.1922	0.5084	0.4208	0.3651
	0.1415	0.4553	0.3775	0.3257
	2.5436	2.7801	2.1542	1.8215
	1.6538	2.1087	1.6386	1.3947
	1.1142	1.6586	1.2870	1.0879
	0.7706	1.3832	1.0780	0.9034
45	0.5440	1.1687	0.9174	0.7616
	0.3905	1.0255	0.8137	0.6717
	0.2842	0.9230	0.7348	0.6060
	0.2093	0.8275	0.6604	0.5395
	1.7200	1.5466	1.2565	1.1226
	1.1183	1.1697	0.9496	0.8433
	0.7535	0.9155	0.7412	0.6524
	0.5211	0.7615	0.6201	0.5426
	0.3679	0.6441	0.5263	0.4577
	0.2641	0.5655	0.4667	0.4046
30	0.1922	0.5084	0.4208	0.3651
	0.1415	0.4553	0.3775	0.3257
	0.5845	0.3722	0.3212	0.3055
	0.3800	0.2787	0.2409	0.2291
	0.2560	0.2153	0.1868	0.1774
	0.1771	0.1788	0.1555	0.1481
	0.1250	0.1502	0.1313	0.1249
	0.0897	0.1318	0.1159	0.1105
	0.0653	0.1179	0.1040	0.0997
	0.0481	0.1050	0.0929	0.0888

Warping-to-Bending Stress Ratio, f_w/f_b				
Curvature (°)	Davidson (1996)	N=2	N=3	N=5
5	0.2937	0.1651	0.1451	0.1448
	0.1909	0.1227	0.1082	0.1088
	0.1286	0.0939	0.0832	0.0840
	0.0890	0.0774	0.0689	0.0700
	0.0628	0.0644	0.0576	0.0588
	0.0451	0.0561	0.0506	0.0518
	0.0328	0.0498	0.0451	0.0465
	0.0242	0.0440	0.0406	0.0412
	0.2352	0.1279	0.1129	0.1151
	0.1529	0.0948	0.0839	0.0865
4	0.1030	0.0722	0.0643	0.0667
	0.0713	0.0593	0.0530	0.0555
	0.0503	0.0507	0.0451	0.0465
	0.0361	0.0425	0.0406	0.0409
	0.0263	0.0376	0.0372	0.0366
	0.0194	0.0330	0.0340	0.0324
	0.1766	0.0921	0.0817	0.0862
	0.1148	0.0679	0.0605	0.0648
	0.0773	0.0536	0.0473	0.0497
	0.0535	0.0459	0.0406	0.0413
3	0.0378	0.0402	0.0356	0.0344
	0.0271	0.0295	0.0321	0.0303
	0.0197	0.0259	0.0296	0.0270
	0.0145	0.0225	0.0271	0.0237
	0.1178	0.0586	0.0515	0.0581
	0.0766	0.0464	0.0407	0.0437
	0.0516	0.0384	0.0337	0.0333
	0.0357	0.0331	0.0290	0.0276
	0.0252	0.0292	0.0257	0.0228
	0.0181	0.0170	0.0233	0.0199
2	0.0132	0.0146	0.0216	0.0176
	0.0097	0.0127	0.0199	0.0153
	0.0590	0.0329	0.0287	0.0309
	0.0383	0.0264	0.0230	0.0232
	0.0258	0.0224	0.0195	0.0173
	0.0179	0.0196	0.0171	0.0142
	0.0126	0.0177	0.0154	0.0114
	0.0091	0.0108	0.0141	0.0098
	0.0066	0.0105	0.0133	0.0084
	0.0049	0.0095	0.0124	0.0071

표2.11.3에 정적 해석을 통한 뒀-휨 응력비를 나타내었다. 뒀 응력은 곡선 I-거더 시스템에서, 휨 응력은 동일한 직선 I-거더 시스템에서 추출하였다. 제공된 표에서, 유한 요소 해석의 수치 해석 결과와 비교하기 위하여 Davidson이 제안한 뒀-휨 응력비 식도 계산하였다. 그림2.11.10~2.11.15는 가로보의 개수에 따른 뒀-휨 응력비의 값을 보여준다. 그래프에서,

실선은 유한 요소 해석을 사용한 정적 해석 결과를 나타내고, 점선은 곡선 거더 시스템의 이론적 값인 f_w/f_b 를 나타낸다. 그림에서 곡선 거더 시스템의 가로보 배열에 따른 영향을 비교할 수 있다. 수치적, 수치적, 이론적 값을 각각 가지는 실선과 점선에 대해서도 비슷한 표현법을 사용하였다.

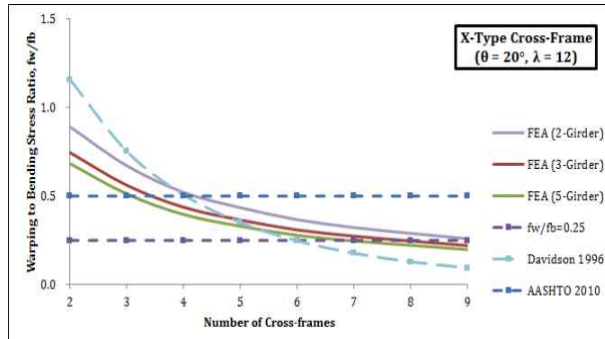


그림2.11.10 곡률 중심각이 20° 인 X-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

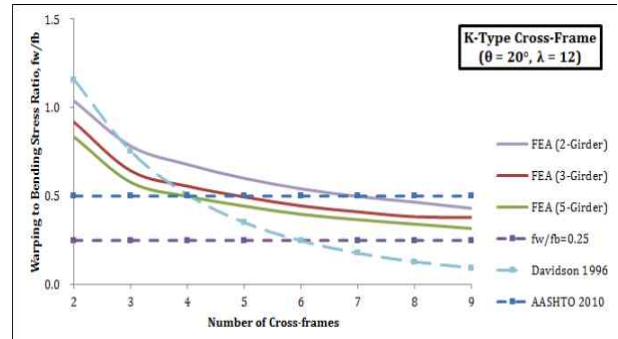


그림2.11.11 곡률 중심각이 20° 인 K-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

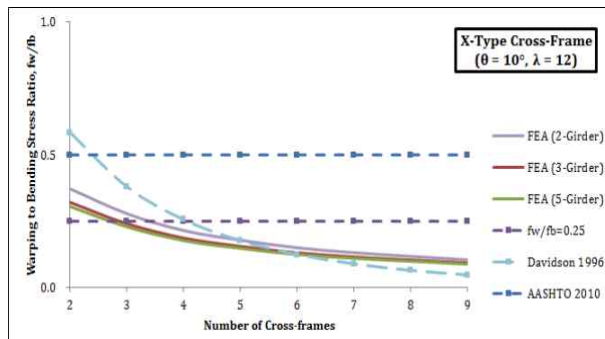


그림2.11.12 곡률 중심각이 10° 인 X-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

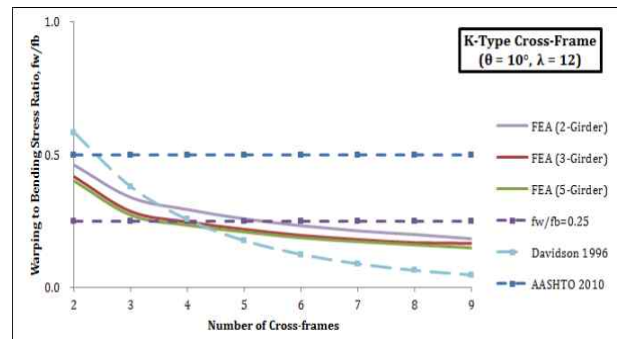


그림2.11.13 곡률 중심각이 10° 인 K-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

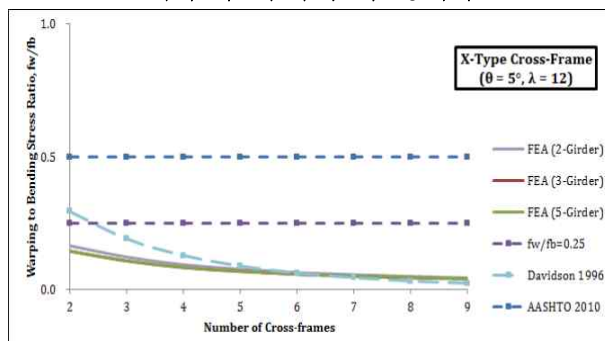


그림2.11.14 곡률 중심각이 5° 인 X-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

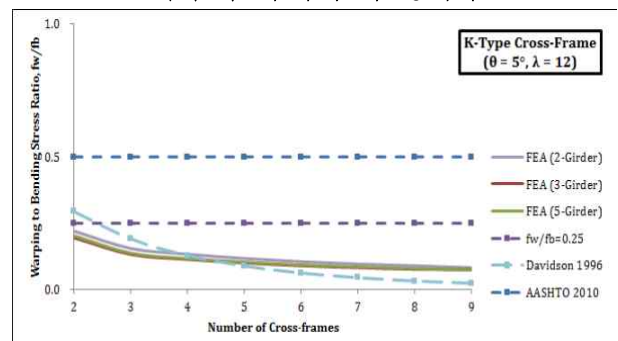


그림2.11.15 곡률 중심각이 5° 인 K-프레임 곡선 거더 시스템의 뒹-휨 응력비

다음은 제공된 그래프와 표를 분석하여 얻어낸 결과이다.

- 모든 곡선 거더 시스템에 대해서, 가로보의 개수가 늘어나면 뒹-휨 응력비가 감소한다.
- 곡률 효과로 인해 작은 곡률의 거더는 0에 가까운 응력비 값을 가지는데 반해, 곡률이 큰 거더는 높은 응력비 값을 가진다.
- 거더의 개수에 따른 차이점을 비교해보면, 2거더로 연결된 곡선 거더 시스템은 3거더나 그 이상의 거더로 연결된 곡선 거더 시스템에 비해 f_w/f_b 에 대해 더 민감하다.

- 최종적으로 모든 곡선 거더 시스템에 대해서, K-형식 가로보 배열은 동일 X-형식 배열과 비교해서 항상 높은 f_w/f_b 를 가진다.

라. 최대 가로보 간격 평가 및 개선

전체 횡 비틀림 좌굴 강도를 사용하여 최대 가로보 간격에 대한 Davidson의 식을 평가하였으며 이는 탄성 고유치 분석을 통해 수행되었다. 결과 값은 표2.11.4~2.11.12와 그림2.11. 16~2.11.21에 나타내었고, 최종적으로, 더 나은 최대 가로보 간격에 대한 기준을 제안하였다.

표2.11.4. 2-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=12$)

2-Girder System ($\lambda_f=12$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)				$M_{cr(FEA)}$				
				(°)		(%)				
0.119	2900	2700	8	30	34675		GB	34995	GB	0.9909
0.123	3000	3000	7	28	34441	0.675	GB	34916	GB	0.9864
0.139	3400	3400	6	20	34325	0.337	GB	34790	GB	0.9866
0.164	4000	4000	5	14	34205	0.350	GB	34571	GB	0.9894
0.205	5000	4800	4	9	33873	0.971	GB	34151	GB	0.9919
0.262	6400	6100	3	6	32845	3.035	GB	33126	GB	0.9915
0.344	8400	8100	2	4	26059	20.661	IB	28856	IB	0.9031

표2.11.5 2-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=10$)

2-Girder System ($\lambda_f=10$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)				$M_{cr(FEA)}$				
				(°)		(%)				
0.11	2800	2700	8	30	27340		GB	27479	GB	0.9949
0.12	3000	3000	7	26	27160	0.658	GB	27473	GB	0.9886
0.14	3400	3400	6	18	27107	0.195	GB	27372	GB	0.9903
0.17	4100	4000	5	12	26943	0.605	GB	27171	GB	0.9916
0.20	5000	4800	4	8	26579	1.351	GB	26779	GB	0.9925
0.27	6600	6100	3	5	25599	3.687	GB	25788	GB	0.9927
0.39	9500	8100	2	3	18625	27.243	IB	20124	IB	0.9255

표2.11.6 2-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=8$)

2-Girder System ($\lambda_f=8$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)				$M_{cr(FEA)}$				
				(°)		(%)				
0.10	2500	2400	9	30	16568		GB	16559	GB	1.0005
0.11	2700	2700	8	26	16435	0.803	GB	16518	GB	0.9950
0.12	3000	3000	7	19	16343	0.560	GB	16465	GB	0.9926
0.14	3400	3400	6	14	16246	0.594	GB	16377	GB	0.9920
0.17	4100	4000	5	9	16090	0.960	GB	16201	GB	0.9931
0.20	5000	4800	4	6	15731	2.231	GB	15834	GB	0.9935
0.26	6400	6100	3	4	14733	8.434	GB	14789	GB	0.9962
0.44	10700	8100	2	2	8943	36.199	IB	9414	IB	0.9499

표2.11.7 3-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=12$)

3-Girder System ($\lambda_f=10$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.119	2900	2700	8	30	36971		WB	43801	GB	0.8441
0.123	3000	3000	7	27	38624	-4.471	WB	43549	GB	0.8869
0.139	3400	3400	6	19	42296	-9.507	GB	43141	GB	0.9804
0.164	4000	4000	5	13	41741	1.312	GB	42391	GB	0.9847
0.205	5000	4800	4	8	40478	3.026	GB	40916	GB	0.9893
0.270	6600	6100	3	5	30485	24.687	IB	34030	IB	0.8958
0.389	9500	8100	2	3	18859	38.137	IB	20171	IB	0.9350

표2.11.8 3-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=10$)

3-Girder System ($\lambda_f=10$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.119	2900	2700	8	30	36971		WB	43801	GB	0.8441
0.123	3000	3000	7	27	38624	-4.471	WB	43549	GB	0.8869
0.139	3400	3400	6	19	42296	-9.507	GB	43141	GB	0.9804
0.164	4000	4000	5	13	41741	1.312	GB	42391	GB	0.9847
0.205	5000	4800	4	8	40478	3.026	GB	40916	GB	0.9893
0.270	6600	6100	3	5	30485	24.687	IB	34030	IB	0.8958
0.389	9500	8100	2	3	18859	38.137	IB	20171	IB	0.9350

표2.11.9. 3-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=8$)

3-Girder System ($\lambda_f=8$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.107	2600	2400	9	30	26118		GB	26399	GB	0.9894
0.111	2700	2700	8	27	25794	1.241	GB	26240	GB	0.9830
0.123	3000	3000	7	20	25628	0.644	GB	26037	GB	0.9843
0.139	3400	3400	6	14	25360	1.046	GB	25698	GB	0.9868
0.168	4100	4000	5	9	24764	2.350	GB	25015	GB	0.9900
0.205	5000	4800	4	6	20326	17.921	IB	22659	IB	0.8970
0.262	6400	6100	3	4	14262	29.834	IB	15626	IB	0.9127
0.439	10700	8100	2	2	9020	36.759	IB	9441	IB	0.9554

표2.11.10 5-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=12$)

5-Girder System ($\lambda_f=12$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.127	3100	3000	7	30	45121		WB	72832	GB	0.6195
0.139	3400	3400	6	22	50486	11.890	WB	71764	GB	0.7035
0.164	4000	4000	5	15	56306	11.528	WB	69940	GB	0.8051
0.197	4800	4800	4	10	60300	15.973	IB	66339	IB	0.9843
0.262	6400	6100	3	6	43552	27.774	IB	49241	IB	0.8845
0.344	8400	8100	2	4	26672	38.758	IB	29925	IB	0.8913

표2.11.11 5-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=10$)

5-Girder System ($\lambda_f=10$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.119	2900	2700	8	30	40842		WB	57905	GB	0.7053
0.123	3000	3000	7	28	41845	-2.456	WB	57317	GB	0.7301
0.139	3400	3400	6	19	47707	-14.009	WB	56403	GB	0.8458
0.164	4000	4000	5	13	53596	-11.197	GB	54704	GB	0.9797
0.205	5000	4800	4	8	43466	17.356	IB	49890	IB	0.8712
0.270	6600	6100	3	5	30747	29.262	IB	34310	IB	0.8962
0.389	9500	8100	2	3	18953	38.358	IB	20259	IB	0.9355

표2.11.12 5-거더 시스템의 고유치 결과 ($\lambda_f=8$)

5-Girder System ($\lambda_f=8$)										
Smax/L	Smax	Sf	No. of CF	Curvature	$M_{cr(FEA)}$	Decrease in	Buckling Mode	$M_{st(FEA)}$	Buckling Mode	$\frac{M_{cr(FEA)}}{M_{st(FEA)}}$
	(mm)	(mm)		(°)		$M_{cr(FEA)}$				
0.107	2600	2400	9	30	34174		GB	35042	GB	0.9752
0.111	2700	2700	8	29	33486	0.414	GB	34680	GB	0.9656
0.123	3000	3000	7	20	33407	0.177	GB	34197	GB	0.9769
0.139	3400	3400	6	14	32849	4.648	GB	33257	GB	0.9877
0.168	4100	4000	5	9	31548	3.961	GB	32200	GB	0.9798
0.205	5000	4800	4	6	20538	23.503	IB	22828	IB	0.8997
0.262	6400	6100	3	4	14368	30.042	IB	15786	IB	0.9102
0.439	10700	8100	2	2	9052	36.999	IB	9415	IB	0.9614

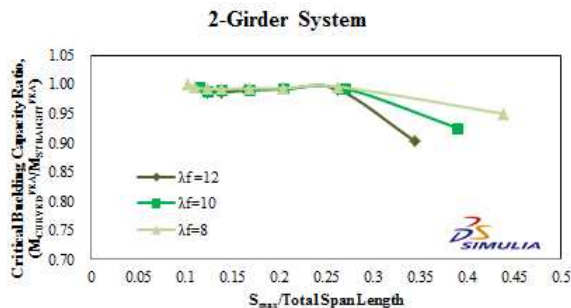


그림2.11.16 다양한 λ_f 에 대한 곡선 2-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

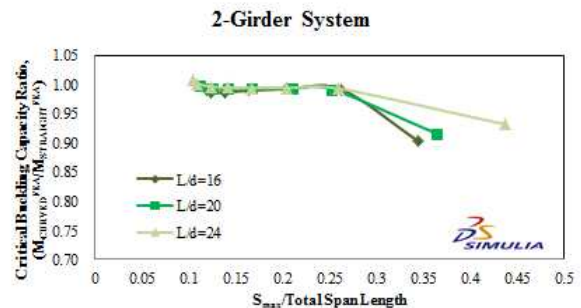


그림2.11.17 다양한 L/d에 대한 곡선 2-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

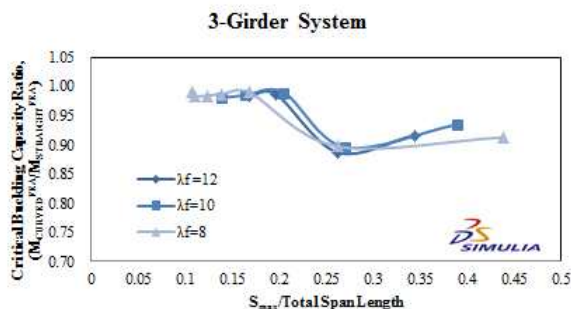


그림2.11.18 다양한 λ_f 에 대한 곡선 3-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

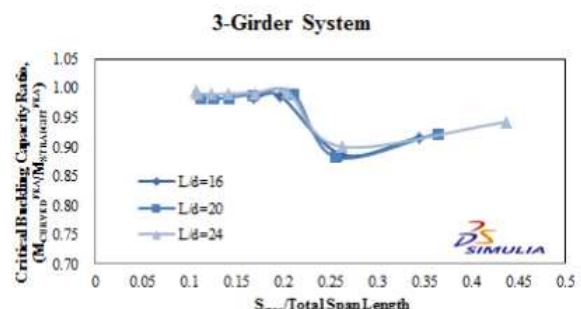


그림2.11.19 다양한 L/d에 대한 곡선 3-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

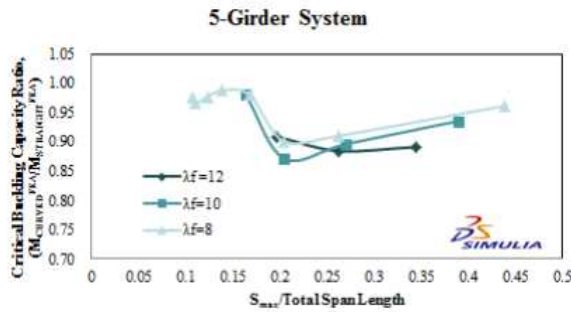


그림2.11.20 다양한 λ_f 에 대한 곡선 5-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

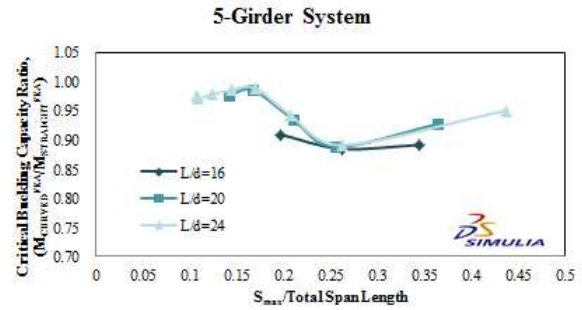


그림2.11.21 다양한 L/d 에 대한 곡선 5-거더의 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비

표2.11.4~2.11.12는 다양한 λ_f 에 따라 분석된 모델의 고유치 값이다. 좌굴 강도의 감소와 관련된 좌굴 모드 또한 명시하였다. 임계 좌굴 강도비를 나타내는 $M_{cr}(FEA)/M_{st}(FEA)$ 값은 곡선 거더 시스템의 고유치를 직선 거더 시스템의 고유치로 나눈 값과 관련이 있다. 다양한 L/d 에 따른 분석된 모델에서 같은 내용에서 다른 결과가 도출되었다.

그림4.11.16~4.11.21에서는 곡률과 가로보 간격에 따른 임계 좌굴 강도비를 나타내었다. 다양한 플랜지의 폭-두께 비와 길이-깊이 형상비에 따른 결과도 각각의 그래프에 나타내었다. 제공된 그래프와 표를 분석함으로써 얻어낸 결과는 다음과 같다.

- λ_f 가 8,10,12일 때를 비교해보면, 플랜지의 폭-두께 비가 증가할수록 해석 모델의 좌굴 강도 또한 증가한다. 반대로, L/d 가 16,20,24일 때의 경우에는 길이-깊이 비가 증가할수록 분석된 모델의 좌굴 강도가 증가한다.
- Davidson의 식에 의해 계산된 최대 가로보 간격은 전체 지간장에 균일하게 분포되지 않는다. 수평 곡선 교량에서는 효율성을 위해 가로보는 균일한 간격에 배치되어야 한다.
- 최종적으로 곡선 거더 시스템의 임계 좌굴 강도비에서 나타난 수치해석 결과는 전체 지간장의 특정한 비율에서 감소하기 시작한다. 이것은 최대 가로보 간격에 대한 추가적인 제한이 필요하다는 것을 나타낸다.

4. 결론

본 절에서는 수평 곡선 비합성 I-거더 교량에 대한 연구를 수행하였다. 이전에 진행된 모든 연구는 오직 2거더 시스템과 X-형식의 가로보 배열만을 고려하였다. 따라서, 본 연구의 개선된 점은 X-형식, K-형식 가로보 배열, 3개나 그 이상의 거더를 가지는 곡선 거더 시스템의 가로보 간격에 대해서 분석했다는 것이다. 추가적으로, 본 연구에서는 뒹, 휨 응력에 대하여 가로보의 간격이 미치는 영향을 분석하였다. 모든 결과를 종합한 내용은 다음과 같다.

- 해석 모델에서 나타난 다양한 좌굴 모드는 가로보 국부 좌굴, 복부판 국부 좌굴, 단일 횡 비틀림 좌굴, 전체 횡 비틀림 좌굴이다.
- 가장 비효율적인 좌굴 모드는 K-형식의 가로보에서만 발생하는 가로보 좌굴이다.

- 가장 효율적인 좌굴 모드는 전체 횡 비틀림 좌굴이다. 전체 좌굴은 가장 흔한 곡선 2-거더 시스템에 대한 좌굴 파괴이다. 복부판 국부 좌굴은 보통 큰 곡률의 3개나 그 이상의 거더 시스템에서 나타난다.
- 가로보 간격은 곡선 거더 시스템의 전체 비틀림 좌굴 강도에 영향을 미친다. 가로보의 개수가 늘어나면, 좌굴 강도 또한 증가한다. 곡률 또한 곡선 거더 시스템의 좌굴 강도 감소에 영향을 미친다.
- 거더의 개수가 증가하면, 응력비가 감소하여 2-거더 시스템은 위험하다.
- 가로보의 배열에 의한 결과를 비교해보면, X-프레임과 K-프레임은 고유치 분석과 정적 해석에서 거의 같은 반응을 나타낸다.
- 최종적으로, 전체 횡 비틀림 좌굴과 비교했을 때, 단일 좌굴 모드는 작은 곡률에서도 급격한 좌굴 강도의 감소가 나타나기 때문에, 추가적인 제한을 제안한다.

$$S_{\max} = L \left[-\ln \left(\frac{Rb_f}{2000L^2} \right) \right]^{-1.52} \leq 0.25L \quad (\text{최소 3개의 크로스 프레임})$$

이 제한은 전체 지간장(L)의 25%보다 짧은 크로스 프레임의 간격을 가지거나 수직 지점 사이에 최소 3개의 크로스 프레임을 가지도록 산정되었다. 이 제한식으로 횡 비틀림 좌굴에 대해서 더 효율적인 설계가 가능할 것이다.

제12절 수평 곡선 거더의 반력 특성

1. 개요

곡선 교량은 상부 거더의 형태에 따라 크게 두 가지로 나눌 수 있으며 그 형태는 I형과 같은 개단면(Open section)과 상자(Box)형과 같은 폐단면(Closed section)으로 구분할 수 있다. 폐단면으로 이루어진 박스 거더로 구성된 곡선 교량의 경우 거더 자체가 갖는 휨강성(Bending stiffness)뿐만 아니라 비틀림 강성이 크기 때문에 국내뿐만 아니라 외국에서도 널리 사용되고 있다. 특히 곡률반경(Radius of curvature)이 작은 JC교나 IC교에서는 I형 거더교보다 강박스 거더교가 대부분을 차지하고 있다.

세계적으로 1960년대까지만 하더라도 곡선 교량 건설은 직선거더를 사용하고 바닥판만을 곡선으로 제작하여 곡선 선형을 이루는 방법이 사용되어져 왔다. 이러한 방법은 그림2.12.1과 같이 곡률 외측 바닥판(Slab)의 캔틸레버 부분(l_c)의 길이가 과도해져 이를 예방하기 위해 교각을 촘촘히 건설해야 했고, 이에 따른 공사비가 증가하는 단점을 내포하고 있다. 반면, 곡선거더를 사용한 곡선 교량의 경우에는 직선거더를 사용함으로써 발생했던 단점들이 없어질 뿐만 아니라 연속교로도 설계할 수 있다는 장점이 있다. 하지만 곡선 교량은 구조적 거동 특성이 직선 교량에 비해 매우 복잡하며, 곡선 교량에 대한 인식 및 연구 개발이 부족한 실정이다.

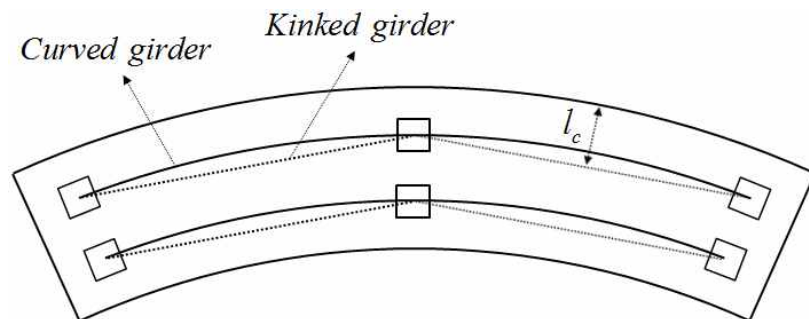


그림2.12.1 곡선교에 사용되는 직선거더 및 곡선거더

박스 거더를 교량에 적용하면 직선 교량 주요 거동은 휨에 의해 지배되지만 곡선 교량의 거동은 휨과 비틀림의 조합에 의해 지배된다. 특히, 곡선 교량은 구조적 특성으로 활하중의 편심재하뿐만 아니라 상부구조의 자중에 의해서도 거더 단면이 큰 비틀림을 받을 수 있으며, 이로 인해 부반력(Negative reaction force)이 발생된다.

곡선교에 대한 연구는 1960년대 Vlasov의 이론 후 Computer의 발전으로 비선형 해석 등 많은 연구가 발표되었다. 국외 연구사례에서도 알 수 있듯이, Shingeru 등은 2경간 연속 곡선 박스거더교의 중간에 지지된 지점부의 다이어프램(support diaphragms) 설계를 하기에 앞서 유한대판법(Finite strip method)을 사용하여 반력의 크기를 분석했다. Samman 등은 세 가지 형태(single-cell, multi-cell, and multiple-spines)의 곡선 박스 거더 교량에서 지점 반력, 접선 응력, 전체 내하력과 같은 것을 고려한 이론치와 유한요소법(Finite element method)으로 해석한 결과를 비교했으며, 셀단면(cellular cross-section)의 곡선교가 작용하중을 저항하는데 가장 경제적이라고 언급했다. Lee 등은 곡선교의 시공 중 위험성을 언급하며, 지점 반력 뿐만 아니라 중간경간에서의 응력과 처짐에 초점을 두어 유한요소법을 통해 직

선 및 곡선 단실 강교량을 여러 매개변수를 주어 비교·분석했다. Gupta 등은 T형 사교를 대상으로 격자해석(Grillage analogy method)을 수행하여 사각과 지간 길이에 따른 부반력 발생 특성을 분석하고, 지간 길이에 따라 부반력이 발생하는 사각을 제시하였다. 국내 연구에서는 김상호 등이 곡선교 받침배치형태에 따른 주행차량하중에 의한 수평반력 특성을 분석했으며, 동적해석결과 받침이 외측에 배치된 경우가 중앙에 배치된 경우보다 더 유리하다고 언급했다. 박승수 등은 램프교에 적용되는 곡률 반경 55m인 5경간 연속 PSC 박스 거더 곡선교의 부반력 발생 진단 사례를 소개하여 곡선교 설계시 부반력 제어의 필요성을 언급했다. 박준호는 곡선교량의 단면 내 비틀림으로 인한 안정상의 문제점을 해소하기 위해 곡선 교량에서의 부반력 발생 영역을 찾고자, 서로 다른 단면 형태를 갖는 다수의 단경간 곡선 콘크리트 박스 거더 교량을 대상으로 부반력이 발생하지 않는 기하학적인 매개변수의 범위에 관해 제시하였다. 김진권은 단경간 곡선 강박스 거더교에서 공용단계와 가설단계에서 발생하는 부반력에 대해 조사하고, 3차원 경계비선형 유한요소해석을 수행하여 각각의 단계에서 발생하는 부반력을 제어하기 위한 방법으로 받침의 기하형상 조정방법을 제시하였다. 박창민 등은 곡선교의 부반력 특성을 규명하기 위해 설계 속도에 따른 곡선 반경, 받침의 횡방향 지지거리, 그리고 받침부의 사각을 매개변수로 하여 부반력의 특성을 비교·검토 하였다. AASHTO LRFD 2014나 Guide Specification에서는 “곡률효과는 반드시 고려되어야 하며, 특히 box, tub girder에 대해서는 비틀림에 의한 전단력은 신중히 검토되어야 한다.”고 기재되어 있지만 도로교설계기준에는 직선 교량에 대한 기준만 기재되어 있을 뿐, 곡선 교량 설계에 적용할 시방 기준이 미비한 상태이다.

일반적으로 단경간 곡선 교량은 다경간(Multi span) 또는 연속(Continuous) 곡선 교량에 비해 부반력에 대해 구조적으로 불안정한 구조로써 곡률반경 및 경간 길이 등의 기하학적인 설계 요소에 따라 상대적으로 더 큰 부반력이 발생한다고 알려져 있다.

본 연구에서는 단경간 곡선 강박스 거더교량을 기본으로 교좌장치 배치 형태, 하중 재하 위치를 매개변수로 하여 탄성해석을 실시하고 반력을 평가한다.

2. 단경간 곡선 강박스 거더 교량의 부반력

본 장에서는 그림2.12.2에 보인 바와 같이 곡률각 α 와 곡률반경 R 로 구성된 대표적인 곡선 강박스 거더교의 내·외측 4개 지점에서 발생하는 부반력의 원리를 설명하고, 교좌장치의 배치 형태, 하중 재하 위치 및 곡률반경에 따른 부반력의 크기를 범용구조 해석 프로그램인 ABAQUS로 탄성해석 하여 비교한다.

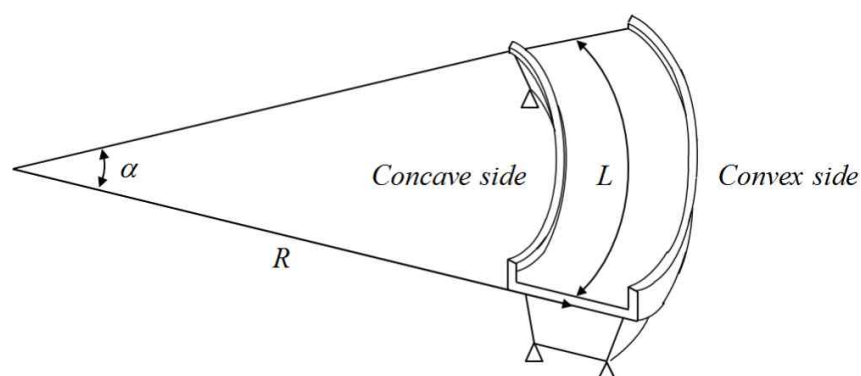


그림2.12.2 대표적인 곡선 강박스 거더교

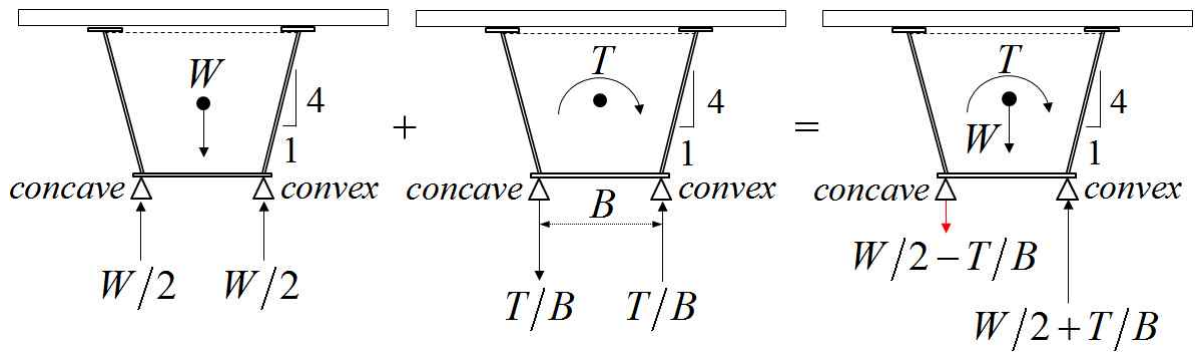


그림2.12.3 곡선교량에서 전단 중심에 작용하는 거더 단면력

가. 부반력 발생 매카니즘

본 절에서는 곡선 강박스 거더의 자중이 하중으로 작용하는 경우 및 활하중이 편심작용은 경우 부반력의 발생 원리를 설명한다. 그림2.12.3은 곡선 교량에서 전단 중심(Shear center)에 수직력과 비틀림 모멘트가 작용한 경우 내측 지점(Inner support) 및 외측 지점(Outer support)에 발생하는 반력을 도시한 것이다. 곡선 강박스 거더교에서 상부구조의 자중이 수직하중으로 작용하면 내·외측의 지점에는 동일한 크기의 반력 W 가 발생된다. 또한 하중의 편심으로 인한 비틀림 모멘트가 전단 중심에 작용하게 되어 내측 지점에는 T/B 크기만큼의 하향 반력이 발생되며, 외측 지점에는 T/B 크기만큼의 상향 반력이 발생하게 된다. 따라서 수직력과 비틀림 모멘트가 동시에 작용하게 되는 경우에는 내·외측 지점에 서로 다른 크기의 반력이 분포하게 되며, 비틀림 모멘트가 상대적으로 크게 작용하는 경우 W 에 비해 T/B 의 크기가 커져 내측 지점에는 부반력이 발생하게 된다. 반면, 외측 지점에서는 내측 지점이 부담하지 못한 반력까지 추가적으로 부담하게 되면서 과도한 정반력이 작용하는 상태에 놓이게 되고, 이로 인해 받침의 파괴 및 인발 등과 같은 안정상의 문제점이 발생하게 된다. 즉, 거더의 자중뿐만 아니라 활하중의 편심작용도 큰 비틀림 모멘트를 발생시키며 곡률이 커지게 되면 비틀림 모멘트 또한 커지게 되어 곡선교에서는 부반력이 발생하게 된다.

나. 교좌장치 배치 방식에 따른 반력 특성

교좌장치는 교량의 상부구조와 하부구조의 접점에 위치하면서 상부구조에서 전달되는 하중을 하부구조에 전달하고 지진, 바람, 온도 변화 등에 안전하게 적응토록 하는 역할을 수행한다. 또한 교량하중에 적응하고 신축을 흡수하게 함으로써 교량의 변위를 교각이나 교대에 직접 전달하지 않게 하고 교좌장치의 완충기능을 거치게 하여 교량의 기능을 원활히 하고 내구 수명을 연장하기 위한 것이다. 상부구조의 형식, 지간 길이, 지점 반력, 내구성 등에 의해서 그 형식과 배치를 결정해야 하며 특히 곡선교, 사교 및 특수교 등에 있어서는 지점 반력, 신축과 회전 작용을 충분히 검토하여 형식과 배치를 결정해야 한다. 그림2.12.4는 본 예제에 사용되는 강박스 거더의 형상이며, 각 부재의 길이 및 두께 그리고 곡률반경 및 곡률은 표2.12.1, 2.12.2에 보인 바와 같다. 강재의 탄성계수(E)는 200GPa, 포아송비 0.3, 거더의 길이는 48.77m이다.

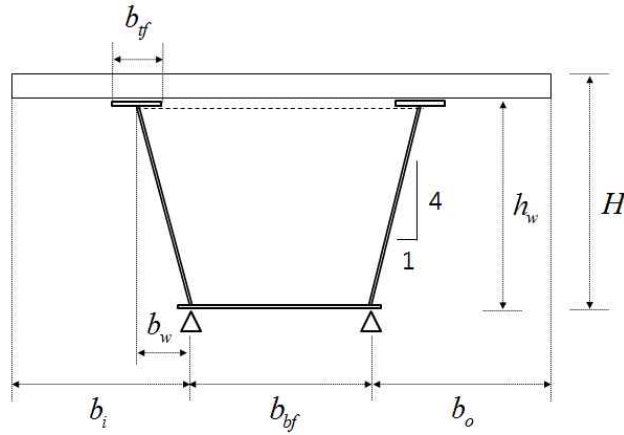


그림2.12.4 강박스 거더 형상

표2.12.1 각 부재의 길이 및 두께

Width of top flange , b_{tf}	0.46m
Width of bottom flange, b_{bf}	2.06m
Height of web, h_w	1.98m
Distance of bottom flange from boundary, b_w	0.50m
바닥판의 최내·외측에서 지점까지 거리, b_i , b_o	1.00m
Thickness of slab ($H-h_w$), t_{slab}	0.25m
Thickness of top flange, t_{bf}	0.05m
Thickness of bottom flange, t_{tf}	0.03m
Thickness of web, t_{web}	0.014m

표2.12.2 곡률반경 및 곡률각

Radius of curvature, R	Degree of curvature (radian)
36.07m	1.352 (77.46°)
48.77m	1.000 (57.30°)
61.47m	0.793 (45.44°)
74.17m	0.658 (37.70°)
86.87m	0.561 (32.14°)
99.57m	0.490 (28.07°)

범용구조 해석 프로그램인 ABAQUS로 모델링한 강박스 거더의 형상은 그림 2.12.5(a)와 같다. 상부 수평브레이싱 및 내부 수직브레이싱을 구성하는 각 부재의 모델링에는 3차원 트리스 요소(T3D2)가 사용되었고, 상부 및 하부 플랜지(Top flange and Bottom flange)와 복부판(Web)의 경우에는 3차원 쉘 요소(S4R)가 사용되었다. 그림2.12.5(b)에 보인 바와 같이 패널(Panel)의 수는 16개, 수평 브레이싱은 SD(Single Diagonal) 형식으로 배치하였으며 내

부 수직 브레이싱은 X-프레임이다. 하부 플랜지 쪽의 요소 수는 10개, 상부 플랜지 쪽의 요소 수는 8개, 복부판 쪽의 요소 수는 10개, 그리고 세 가지 경우 모두 길이 방향의 요소 수는 128,000개로 같다. 다이어프램 쪽의 요소 수는 10개, 높이 방향 요소 수는 10이다.

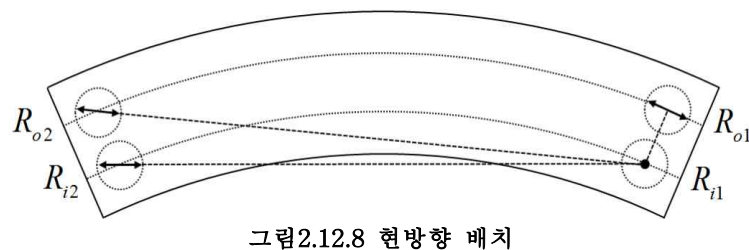
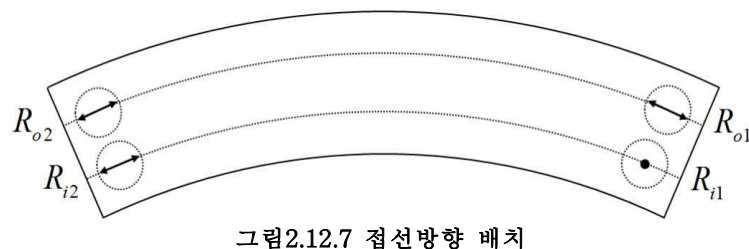
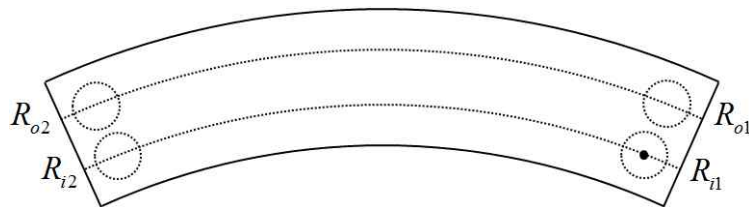
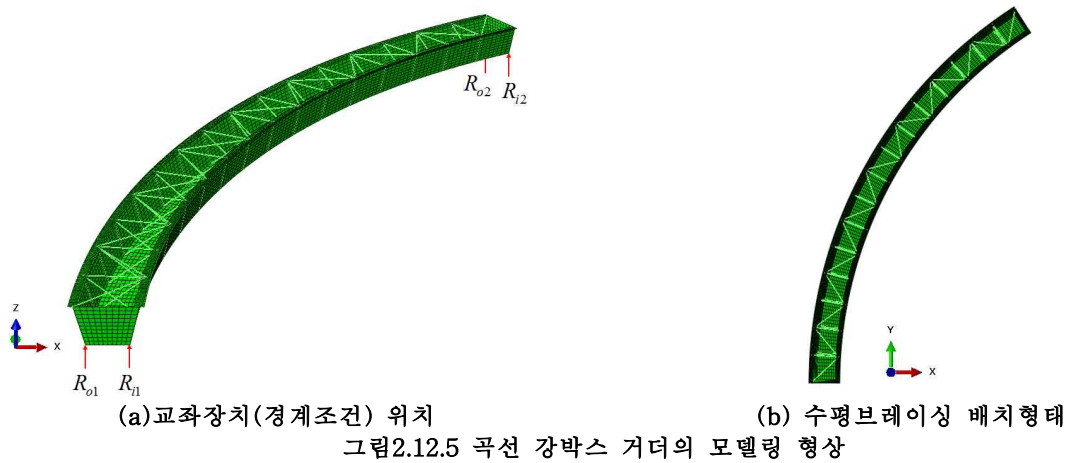


그림2.12.6은 탄성 받침(Elastomeric bearing)을 사용한 경우이다. 탄성받침은 고무재료의 교량받침으로 아주 간단한 형식이면서 하중의 전달이 효과적이며 모든 방향으로 신축 및 회전이 가능하기 때문에 중소교량에 주로 사용되고 있다. 곡선교의 경우 교량받침의 배치방법에 대해서는 고정받침에서 방사상의 현방향으로 설치하거나 곡선반경에 대해 접선방향으로 설치하도록 제안하고 있다. 일반적으로 접선방향으로 받침 장치를 설치하는 방법은 곡률이 일정한 교량에 적합하고, 현방향 설치하는 곡률이 일정하거나 변화하는 교량 모두에 적용하도록 제안하고 있다. 그림2.12.7에 보인 바와 같이 접선 방향 배치를 하고, 그림2.12.8에 보인 바와 같이 현 방향 배치를 하여 상부 플랜지에 $-z$ 축 방향으로 하중을 재하한 경우 반

력을 비교한다. 세 가지 형태의 수직방향(z)의 반력 크기는 모두 같은 것을 확인 할 수 있다. 그림2.12.9에 보인 바와 같이 탄성 받침인 경우에는 X , Y 축 방향은 구속하지 않았기 때문에 반력은 생기지 않는다. 반면, 접선 방향 배치인 경우 거더의 길이 방향(X 축)으로 발생하는 반력이 거의 0에 가까운 것을 확인 할 수 있다. 현 방향 배치인 경우에는 그림2.12.10에 나타낸 바와 같이 종방향(y)으로도 수직방향(z)의 반력 크기만큼 생기게 되어 매우 복잡한 구조적 특성을 갖게 된다. 세 가지 경우의 반력을 비교한 결과 탄성받침이 전방향 가동받침으로 아주 단순한 구조였다. 그리고 교량받침에 요구되는 수직하중 지지, 상판의 회전 수용, 상판의 신축 수용 기능을 갖고 있으며 장기간의 유지관리 비용 또한 저렴한 것을 감안하여 본 연구에서는 경계조건을 탄성 받침인 경우로 설정하기로 한다.

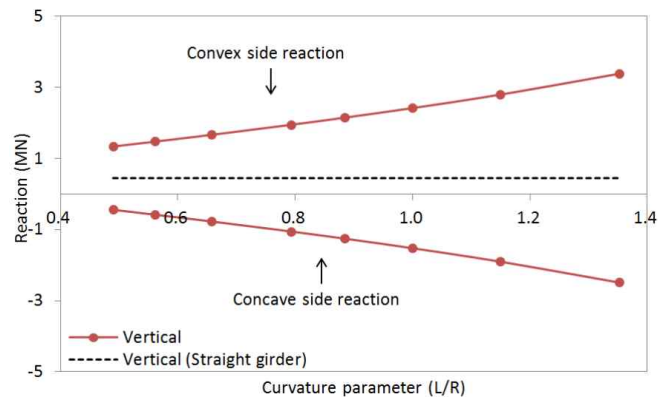


그림2.12.9 교좌장치 배치 형태에 따른 반력 (탄성 받침)

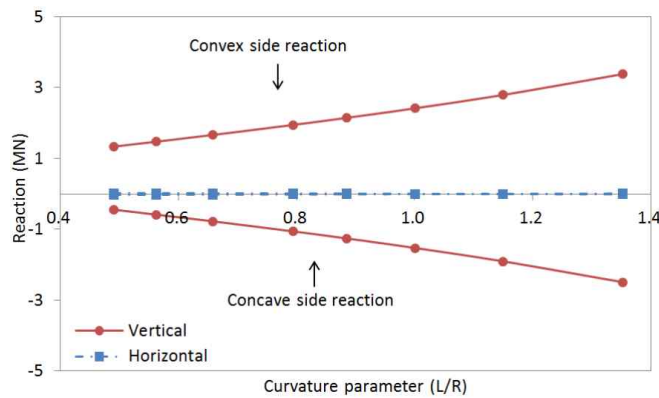


그림2.12.10 교좌장치 배치 형태에 따른 반력 (접선 방향 배치)

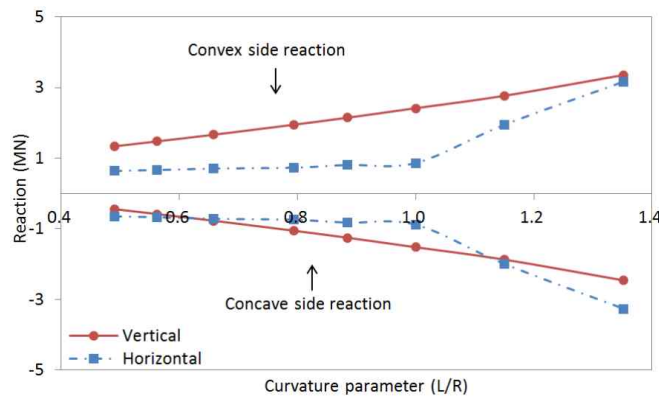


그림2.12.11 교좌장치 배치 형태에 따른 반력 (현 방향 배치)

다. 하중 재하 위치에 따른 반력

앞 절에서 언급했듯이 경계 조건은 탄성 받침으로 설정하고, 본 절의 예제에 사용되는 곡선 강박스 거더의 형상 및 수치는 앞 절과 동일하다. 단, 본 절에서는 하중 재하 위치를 convex side, concave side, both sides의 세 가지 나누어 각각의 반력을 비교한다. 그림 2.12.12에서 확인할 수 있듯이 concave side에 하중을 재하 했을 때보다 convex side에 재하 했을 때가 concave side에 발생하는 부반력의 크기가 크다. 또한, L/R 이 0.6보다 작은 경우에는 both sides에 하중을 재하 했을 경우가 convex side에만 재하 했을 때보다 부반력이 작게 나타난다. 즉, convex side에 하중을 재하하면서 동시에 concave side에도 재하 하는 것이 부반력 감소에 어느 정도는 효과가 있다고 볼 수 있지만, 반대로 convex side에서의 정반력은 증가하므로 concave side의 부반력을 감소시키기 위해 하중을 재하 하는 것은 실용적이지 못하다. 하지만 세 가지 경우에서 공통적으로 알 수 있는 사실은 곡률각이 커질수록 concave side에서의 부반력이 증가하며 convex side에서의 정반력 또한 증가한다는 것이다.

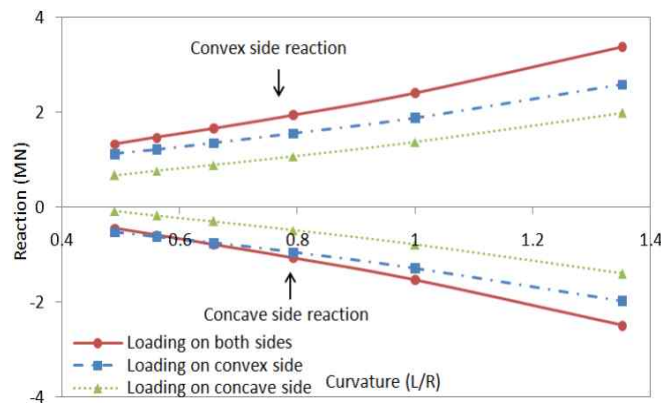


그림 2.12.12 곡선 강박스 거더교에서 하중 재하 위치에 따른 반력

3. 해석적 기법에 의한 부반력 산정식

2.12.1절에서 언급했던 것처럼 곡선교는 기하학적으로 상부구조의 자중에 의해서도 거더 단면이 큰 비틀림을 받을 수 있으므로 상부구조의 역학적 특성을 고려해야 한다. 그러므로 본 장에서는 부반력이 발생하는 내측 지점(R_{i1} , R_{i2})의 반력 크기를 예측하기 위해 상부구조를 세부적으로 나누어 각각을 환형평판(Annular sector plate)이라는 2차원 상태에 놓고 역학적 방법에 의해 단면 1차모멘트(Geometrical moment of area)를 구하여 반력 산정식을 제안하고 범용구조 해석 프로그램인 ABAQUS로 탄성해석을 진행한 후 얻어진 반력 값과 비교하여 적용성을 검토한다.

가. 면분포 하중 작용시 반력

2차원 상태인 환형평판은 그림 2.12.13에 보인 바와 같이 너비가 곡률반경 r_i 에서 r_o 까지이며, 곡률각은 α 이다. 곡률각이 0이고, 곡률반경 r_i 인 곳에서 내측 지점 R_{i1} 까지의 거리는 b_i 이다. 마찬가지로 곡률각이 0이고, 곡률반경 r_o 인 곳에서 외측 지점 R_{o1} 까지의 거리는 b_o 이다. 면

분포 하중은 그림2.12.13에 보인 바와 같이 바닥판이나 하부 플랜지의 자중이 하중으로 작용하였을 때를 말하며, 이러한 경우 4개의 지점(R_{i1} , R_{i2} , R_{o1} , R_{o2})에서 발생하는 반력을 구하기 위해 환형평판의 일반적인 경우로 곡률각 α , 곡률반경 r_1 에서 r_2 까지인 너비로 택하여 공식화 하였다.

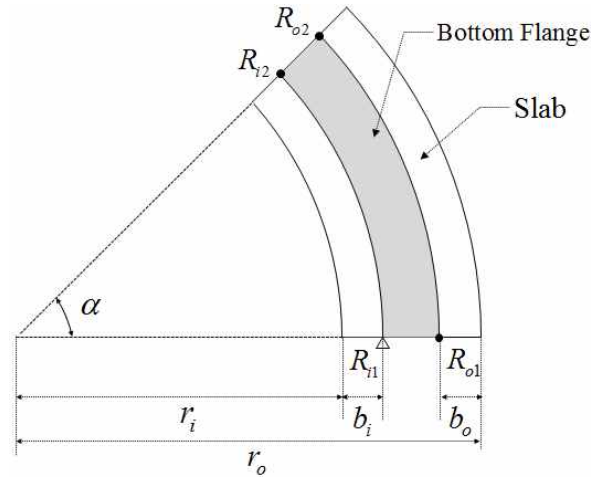


그림2.12.13 환형평판에서 면분포 하중 부분

그림2.12.14에 보인 바와 같이 빗금 친 부분은 미소 사각형으로 $(r, d\theta)$ 에 위치해 있으며, 한 변의 길이는 dr 이므로 미소 면적 dA 는 식2.12.1과 같다.

$$dA = r \cdot dr \cdot d\theta \quad \text{식2.12.1}$$

X-X 축에서 미소 사각형의 도심까지의 거리 y 는 식2.12.2, 식2.12.3으로 나뉜다.

$$0 < \theta \leq \frac{\alpha}{2} \text{인 경우, } y = r \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} - \theta\right) \quad \text{식2.12.2}$$

$$\frac{\alpha}{2} < \theta \leq \alpha \text{인 경우, } y = r \cdot \cos\left(\theta - \frac{\alpha}{2}\right) \quad \text{식2.12.3}$$

그러므로 X-X 축에 대한 면분포 하중의 단면1차모멘트(식2.12.4)에 식2.12.1~2.12.3을 대입하면 식2.12.5를 얻는다.

$$G_X = \int y dA \quad \text{식2.12.4}$$

$$G_X = \frac{2}{3} (r_2^3 - r_1^3) \sin \frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.5}$$

면적 A 는 식2.12.6과 같으며 X-X 축에서 A-A 축까지의 거리 e 는 식2.12.7과 같다.

$$A = \frac{\alpha}{2}(r_2^2 - r_1^2) \quad \text{식2.12.6}$$

$$e = (r_o - b_o)\cos\frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.7}$$

그러므로 A-A 축에 대한 환형평판의 단면1차모멘트(식2.12.8)에 식2.12.5~2.12.7을 대입하면 식2.12.9와 같다.

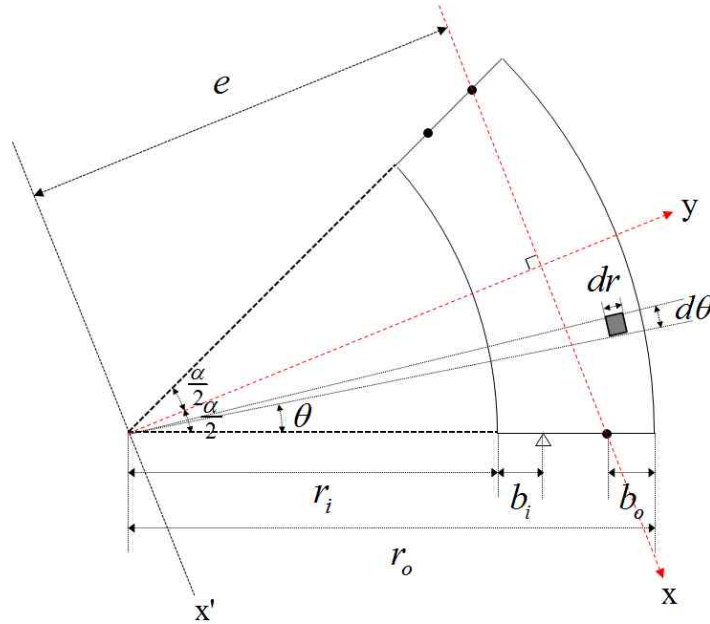


그림2.1214. 환형평판에서 미소면적 dA

$$G_A = G_X - A \cdot e \quad \text{식2.12.8}$$

$$G_A = \frac{2}{3}(r_2^3 - r_1^3)\sin\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha}{2}(r_2^2 - r_1^2)(r_o - b_o)\cos\frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.9}$$

식2.12.9의 r_1 및 r_2 에 구하고자 하는 값을 대입하면 되므로, slab의 단면1차모멘트는 식2.12.10과 같고, bottom flange의 단면1차모멘트는 식2.12.11과 같다.

$$G_{slab} = \frac{2}{3}(r_o^3 - r_i^3)\sin\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha}{2}(r_o^2 - r_i^2)(r_o - b_o)\cos\frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.10}$$

$$G_{bf} = \frac{2}{3}\{(r_o - b_o)^3 - (r_i + b_i)^3\}\sin\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha}{2}\{(r_o - b_o)^2 - (r_i + b_i)^2\}(r_o - b_o)\cos\frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.11}$$

단면1차모멘트 구하는 식을 공식화 하였으므로 A-A 축을 기준으로 했을 때 정적 평형에

의한 반력 계산 과정 중 식2.12.12와 식2.12.13의 개념을 도입하여 반력 R_i 와 R_o 를 구한다.

$$\Sigma M = 0 \quad ; \quad R_i = \frac{M}{2d} \quad \text{식2.12.12}$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad ; \quad 2(R_o + R_i) = \text{총중량} \quad \text{식2.12.13}$$

식2.12.12에서 d 는 내측 지점 R_i 에서 A-A 축까지의 거리를 나타내며 식2.12.14와 같다.

$$d = b_{bf} \cdot \cos \frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.14}$$

또한, 바닥판과 하부 플랜지의 M (moment)은 각각 식2.12.15, 식2.12.16과 같다.

$$M_{slab} = G_{slab} \times w_{s, slab} \quad \text{식2.12.15}$$

$$M_{bf} = G_{bf} \times w_{s, bf} \quad \text{식2.12.16}$$

식2.12.15와 식2.12.16에서 $w_{s, slab}$ 는 slab의 단위 중량으로 w_{conc} 값에 바닥판의 두께(t_{slab})를 곱해 얻을 수 있으며, $w_{s, bf}$ 는 하부 플랜지의 단위 중량으로 바닥판과 마찬가지로 w_{steel} 값에 하부 플랜지의 두께(t_{bf})를 곱해 얻을 수 있다. 여기서, 각 부재의 두께는 표2.12.1에 나타난 바와 같고 단위 중량은 표2.12.3에 나타난 바와 같다.

그러므로 바닥판이나 하부 플랜지의 자중이 면분포 하중으로 작용하는 경우의 반력 R_i 와 R_o 값은 각각 식2.12.17, 식2.12.18과 같다.

$$R_i = \frac{Gw_s}{2d} \quad \text{식2.12.17}$$

$$R_o = \frac{weight}{2} - R_i \quad \text{식2.12.18}$$

표2.12.3. 단위 중량

Steel, w_{steel}	$77.1kN/m^3$
Concrete, w_{conc}	$22.8kN/m^3$

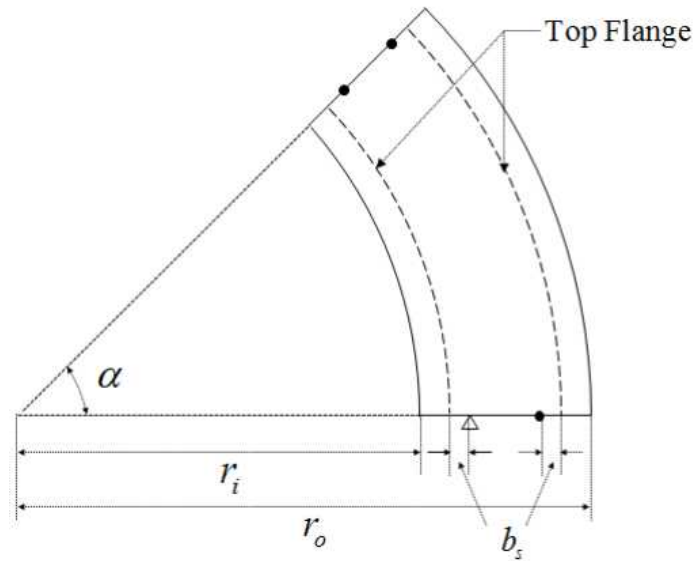


그림2.12.15 환형평판에서 접선 방향 선분포 하중 부분

나. 접선방향 선분포 하중 작용시 반력

접선 방향 선분포 하중은 그림2.12.15에 보인 바와 같이 top Flange의 자중이 선분포 하중으로 작용하였을 때를 말하며, 이러한 경우 4개의 지점(R_{i1} , R_{i2} , R_{o1} , R_{o2})에서 발생하는 반력을 구하기 위해 임의의 선분포 하중 (r , α)일 경우를 택하여 공식화 하였다. 미소 호의 길이 ds 는 식2.12.19과 같다.

$$ds = r \cdot d\theta \quad \text{식2.12.19}$$

A-A 축에서부터 미소 호 ds 까지의 수직 거리 y 는 그림2.12.16에 나타낸 선분 ab 의 길이이며 다음과 같은 과정을 통해 식2.12.20으로 나타낼 수 있다.

$$\angle doc = \angle bac = \frac{\alpha}{2} - \theta$$

$$\overline{od} = (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2}$$

$$\overline{oc} = \overline{od} \cdot \sec \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right)$$

$$\overline{ac} = r - \overline{oc}$$

$$\overline{ab} = \overline{ac} \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right)$$

$$y = r \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right) - (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \quad \text{식2.12.20}$$

단위 길이당 하중 w_s 를 받는 접선 방향 선하중의 A-A 축에 대한 단면1차모멘트는 식2.12.21로 구해지며, 식2.12.19, 2.12.20를 대입하여 정리한다. 단, A-A 축의 우측에 있을 경우 $+y$

를 사용하여 식식2.12.22와 같고, 좌측에 있을 경우 $-y$ 를 사용하여 식2.12.23과 같다.

$$G_A = \int_{s=0}^{s=r \cdot \alpha} y w_s ds \quad \text{식2.12.21}$$

$$\begin{aligned} G_A &= \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} w_s \cdot r \left\{ r \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} - \theta\right) - (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \right\} d\theta \\ &= w_s \cdot r \left\{ 2r \cdot \sin \frac{\alpha}{2} - \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \right\} \end{aligned} \quad \text{식2.12.22}$$

$$\begin{aligned} G_A &= \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} w_s \cdot r \left\{ (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} - r \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2} - \theta\right) \right\} d\theta \\ &= w_s \cdot r \left\{ \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} - 2r \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \right\} \end{aligned} \quad \text{식2.12.23}$$

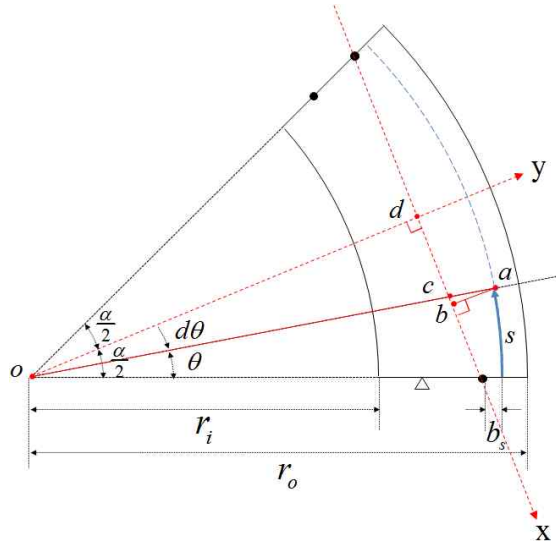


그림2.12.16 임의의 점 $a(r, \theta)$ 에서 A-A 축까지의 거리

접선 방향 선분포 하중은 곡선 강박스 거더 교량에서 상부 플랜지와 복부판으로 나뉘며, 이 두 가지의 경우는 다시 외측(External)과 내측(Internal)로 나뉜다. 각각의 경우에 맞도록 식 2.12.25와 식2.12.23에 곡률반경 r 값만 설정해주면 되므로 내·외측 상부 플랜지, 내·외측 복부판의 A-A 축에 대한 단면1차모멘트는 식2.12.24~식2.12.27까지 차례대로 나타낼 수 있다.

$$G_{if} = w_s (r_i + b_i - b_w) \left\{ \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} - 2(r_i + b_i - b_w) \sin \frac{\alpha}{2} \right\} \quad \text{식2.12.24}$$

$$G_{ef} = w_s (r_o - b_o + b_w) \left\{ 2(r_o - b_o + b_w) \sin \frac{\alpha}{2} - \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \right\} \quad \text{식2.12.25}$$

$$G_{iw} = w_s \left(r_i + b_i - \frac{b_w}{2} \right) \left\{ \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} - 2 \left(r_i + b_i - \frac{b_w}{2} \right) \sin \frac{\alpha}{2} \right\} \quad \text{식2.12.26}$$

$$G_{ew} = w_s \left(r_o - b_o + \frac{b_w}{2} \right) \left\{ 2 \left(r_o - b_o + \frac{b_w}{2} \right) \sin \frac{\alpha}{2} - \alpha (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \right\} \quad \text{식2.12.27}$$

단면1차모멘트 구하는 식을 공식화하였으므로 앞 절에서 보인 것과 동일한 방법으로 A-A 축을 기준으로 했을 때 정적 평형에 의한 반력 계산 과정 중 식2.12.12와 식2.12.13의 개념을 도입하여 반력 R_i 와 R_o 를 구한다. 그러므로 각각의 M 은 식 식2.12.28~식2.12.31과 같다.

$$M_{ef} = G_{ef} \times w_{s,tf} \quad \text{식2.12.28}$$

$$M_{if} = G_{if} \times w_{s,tf} \quad \text{식2.12.29}$$

$$M_{ew} = G_{ew} \times w_{s,web} \quad \text{식2.12.30}$$

$$M_{iw} = G_{iw} \times w_{s,web} \quad \text{식2.12.31}$$

식2.12.28, 식2.12.29에서 $w_{s,tf}$ 는 상부 플랜지의 단위 중량으로 w_{steel} 값에 상부 플랜지의 두께(t_{slab})와 너비(b_{tf})를 곱해 얻을 수 있으며, 식2.12.30, 식2.12.31에서 $w_{s,web}$ 는 복부판의 단위 중량으로 w_{steel} 값에 복부판의 두께(t_{bf})와 너비($\sqrt{h_w^2 + b_w^2}$)를 곱해 얻을 수 있다. 여기서, 각각의 값들은 표2.12.1, 2.12.3에 보인 바와 같다. 그러므로 접선 방향 선분포 하중이 작용하는 경우의 반력 R_i 와 R_o 값 또한 식2.12.17, 식2.12.18과 같다.

예제에 사용되는 곡선 강박스 거더의 형상은 2장에서 보인 그림 4와 같고, 각 부재의 길이 및 두께는 표2.12.1에 보인 바와 같다. 또한, 거더의 길이는 48.77m이며, 곡률반경 및 곡률각은 표2.12.2에 보인 바와 같다. 4개 지점의 경계조건은 탄성받침, 강박스 거더의 중량은 표2.12.4에 보인 바와 같다.

그림2.12.17은 단경간 곡선 강박스 거더교의 자중이 하중으로 작용하는 경우 역학적 방법으로 구한 반력 산정식에 각각 대입하여 얻은 반력 R_i , R_o 값과 범용구조 해석 프로그램인 ABAQUS로 탄성해석을 수행하여 얻은 결과 값을 비교한 것이다. x축은 곡률각(R/L)을 나타내며 y축은 반력을 나타낸다. 본 장에서 제시한 반력 산정식은 수치해석 결과와 0.1% 이하의 오차를 보이므로 단경간 곡선 강박스 거더교 실무 설계시 고려될 수 있을 것으로 기대된다.

표2.12.4 강박스 거더의 중량

Slab	1148.32kN
Bottom flange	235.85kN
External top flange	90.07kN
Internal top flange	84.64kN
External web	112.63kN
Internal web	106.89kN
Total weight	1778.4kN

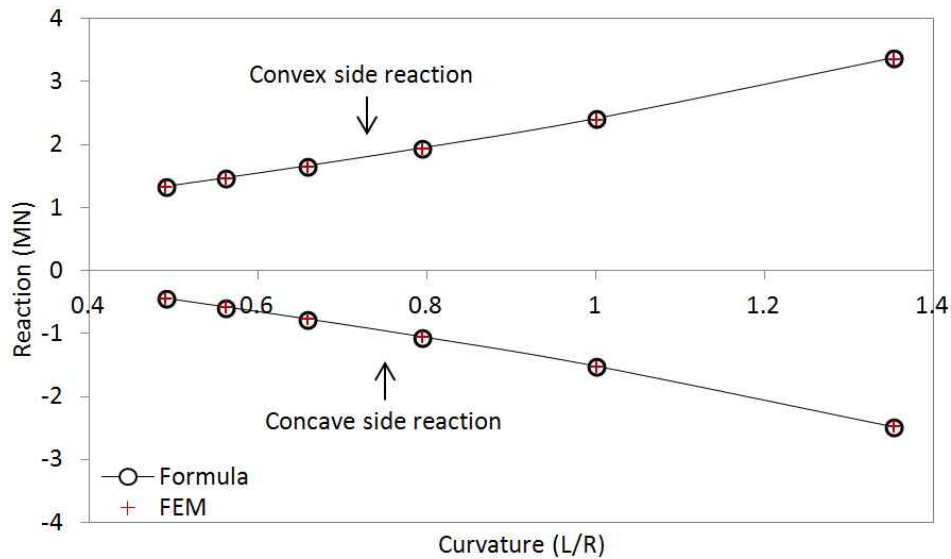


그림2.12.17 이론 및 수치해석을 통한 반력 비교

다. 임의의 점하중 작용시 반력

본 절에서는 그림2.12.18에 보인 바와 같이 임의의 위치(r, θ)에 점하중 P 가 작용하는 경우 4개의 지점($R_{i1}, R_{i2}, R_{o1}, R_{o2}$)에서 발생하는 반력을 구한다. 앞 절에서 다루었던 상부구조는 시작점(R_{i1}, R_{o1})부터 종점(R_{i2}, R_{o2})까지 대칭을 이루며 하중이 작용하기 때문에 R_{i1} 값과 R_{i2} 값이 동일하며, 마찬가지로 R_{o1} 값과 R_{o2} 값이 동일하다. 하지만 점하중의 경우에는 편심하중으로 작용하기 때문에 $\theta = \alpha/2$ 인 지점에 작용하는 경우 외에는 4개의 지점에서 서로 다른 크기의 반력 값을 갖게 된다. 그러므로 그림 2.12.19처럼 직선 단순보에서 집중하중 P 가 작용하는 경우에 쓰이는 식2.12.32, 식2.12.33처럼 지점 반력 구하는 공식을 곡선보에 적용한다.

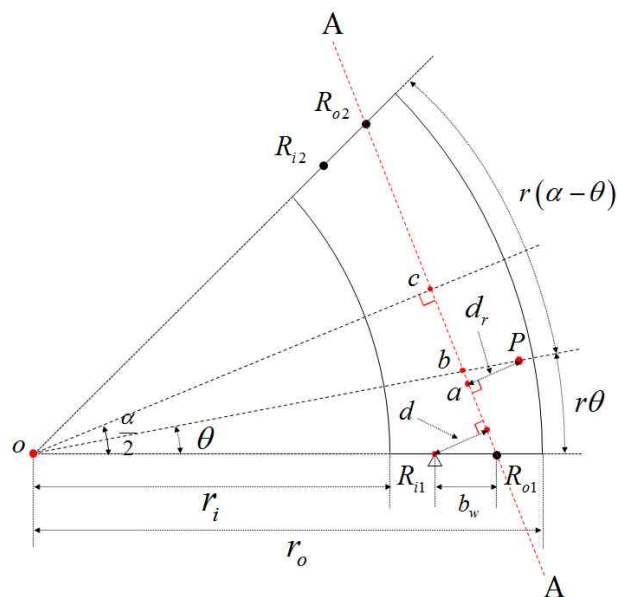


그림2.12.18 임의의 위치에 점하중 P 가 작용하는 경우

$$R_A = P \times \frac{b}{L} \quad \text{식2.12.32}$$

$$R_B = P \times \frac{a}{L} \quad \text{식2.12.33}$$

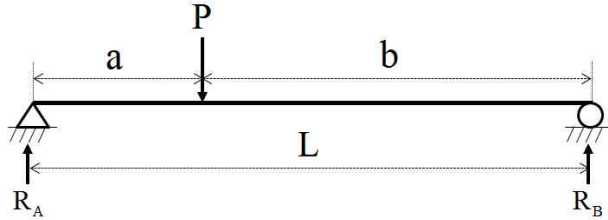


그림2.12.19 직선 단순보에서 집중하중 P 가 작용하는 경우 지점반력

식 2.12.32, 2.12.33을 곡선보인 경우에 적용한다면 식2.12.34~2.12.37과 같이 나타낸다. 여기서, ξ 는 계수이다.

$$R_{i1} = \frac{\alpha - \theta}{\alpha} P \cdot \xi \quad \text{식2.12.34}$$

$$R_{i2} = \frac{\theta}{\alpha} P \cdot \xi \quad \text{식2.12.35}$$

$$R_{o1} = \frac{\alpha - \theta}{\alpha} P(1 - \xi) \quad \text{식2.12.36}$$

$$R_{o2} = \frac{\theta}{\alpha} P(1 - \xi) \quad \text{식2.12.37}$$

이 경우에도 앞 절에서 보인 것과 동일한 방법으로 A-A 축을 기준으로 했을 때 정적 평형에 의한 반력 계산 과정 중 모멘트의 합력은 0이 된다는 개념인 식2.12.12를 도입하여 반력 R_i 와 R_o 를 구한다. 단, 본 절에서는 R_{i1} 과 R_{i2} 값이 다르다는 전제가 있으므로 식2.12.38과 같다.

$$\Sigma M = 0 ; (R_{i1} + R_{i2}) \times d = M \quad \text{식2.12.38}$$

식2.12.38에서 d 는 A-A 축에서부터 R_{i1} 까지의 수직 거리로 식2.12.14와 같고 M 은 임의의 점하중 P 에 A-A 축에서부터 임의의 점 P 까지의 수직 거리 d_r 을 곱한 값이다. 수직 거리 d_r 은 그림2.12.18에 나타난 선분 ap 의 길이이며 다음과 같은 과정을 통해 식2.12.39로 나타낼 수 있다. 단, 임의의 점하중 P 가 A-A 축의 우측에 있을 경우 $+d_r$ 을 사용하며, 좌측에 있을 경우 $-d_r$ 을 사용한다.

$$\begin{aligned}
\overline{oa} &= (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2} \\
\overline{ob} &= \overline{oa} \cdot \sec \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right) \\
\overline{bp} &= r - \overline{ob} \\
\overline{cp} &= \overline{bp} \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right) \\
d_r &= r \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{2} - \theta \right) - (r_o - b_o) \cos \frac{\alpha}{2}
\end{aligned}
\tag{식2.12.39}$$

식2.12.38에 식2.12.14, 2.12.34, 2.12.35, 2.12.39를 대입하면 식2.12.40과 같이 계수 ξ 에 대해 정리된다.

$$\begin{aligned}
\left(\frac{\alpha \theta}{\alpha} P \cdot \xi + \frac{\theta}{\alpha} P \cdot \xi \right) \times d &= P \times d_r \\
\xi = \frac{d_r}{d} &= \frac{(r_o - b_o) - r \left(\cos \theta + \tan \frac{\alpha}{2} \sin \theta \right)}{b_w}
\end{aligned}
\tag{식2.12.40}$$

임의의 점하중과 같이 편심하중이 작용하였을 경우에 이론식과 수치해석의 반력 값을 비교·검토한다. 본 예제에 사용되는 강박스 거더의 형상, 거더의 길이, 곡률반경 및 곡률각은 앞 절에서 언급한 내용과 같다. 점하중 4.45kN을 $\alpha/8$ 씩 증가시킨 위치에 재하하면서 반력을 검토한다. 그림2.12.20~2.12.22는 비교 결과 가장 큰 오차를 보였던 경우로 Slab의 최외측에 하중을 작용했을 때이다. 그림2.12.20~2.12.22는 각각 곡률반경이 48.77m, 74.17m, 99.57m 일 때이다. 육안으로도 확인 할 수 있듯이 이론식과 수치해석의 반력 값은 상당한 오차를 갖고 있다.

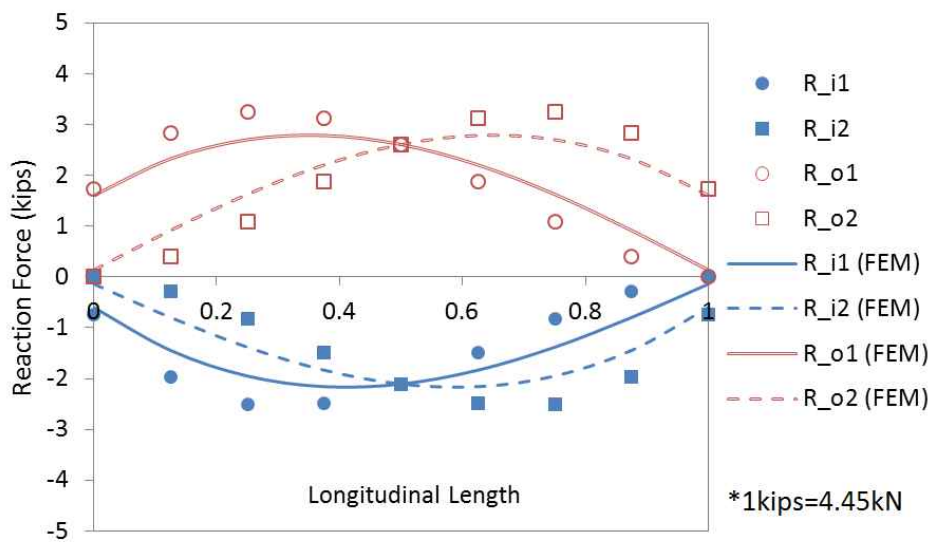


그림2.12.20 바닥판의 최외측에 하중이 작용한 경우 (곡률반경 48.77m) 반력

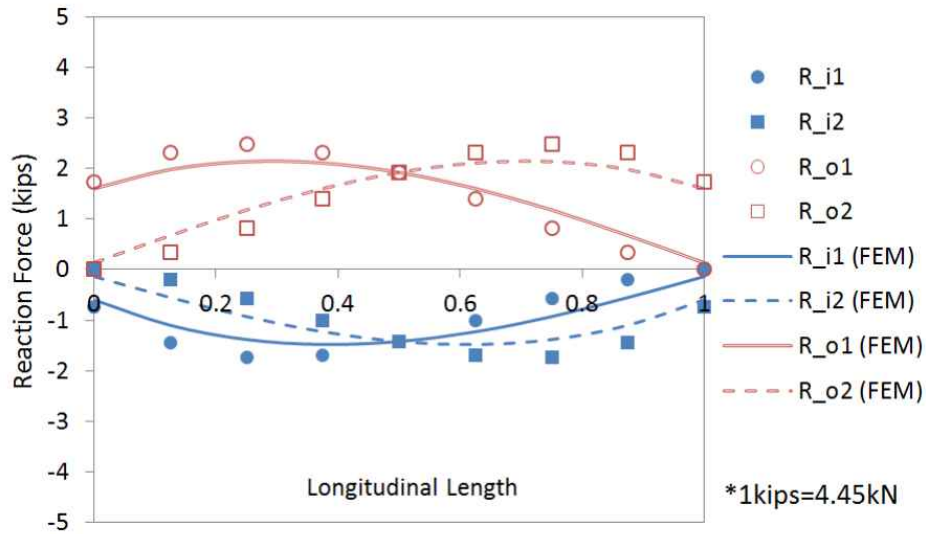


그림2.12.21 바닥판의 최외측에 하중이 작용한 경우 (곡률반경 74.17m) 반력

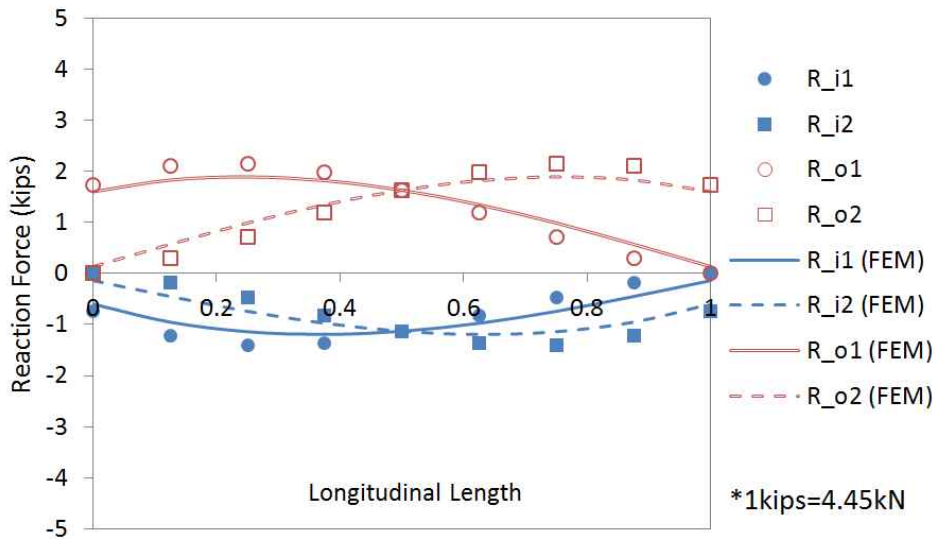


그림2.12.22. 바닥판의 최외측에 하중이 작용한 경우 (곡률반경 99.57m) 반력

이를 보정하기 위해 그림2.12.23과 같이 이론식과 수치해석 결과의 오차를 그래프에 나타냈다. 그림2.12.23에서 확인할 수 있듯이 두 결과 값의 오차는 sin 함수 곡선과 같은 형태를 나타내고 있다. 또한, 그림2.12.23은 slab의 최외측·중앙·최내측, top flange의 외측·내측에 각각 하중을 주었을 때 이론식과 수치해석의 결과 오차의 최대값들을 나타낸 것이다. 오차의 최대값들에 대한 추세선은 식2.12.41과 같고, 보정계수 f 는 sin 함수 곡선인 것과 식2.12.41을 이용하여 식2.12.42와 같이 나타낸다.

$$y = 0.5796x - 0.0937 \quad \text{식2.12.41}$$

$$f = (0.58\alpha - 0.1) \times \sin(2\pi\theta) \quad \text{식2.12.42}$$

보정계수 f 를 식2.12.34~2.12.37에 적용하여 보정된 이론식2.12.43~2.12.46으로 나타낸다.

$$R_{i1} = \frac{\alpha - \theta}{\alpha} P \frac{d_r}{d} + f \quad \text{식2.12.43}$$

$$R_{i2} = \frac{\theta}{\alpha} P \frac{d_r}{d} - f \quad \text{식2.12.44}$$

$$R_{o1} = \frac{\alpha - \theta}{\alpha} P \left(1 - \frac{d_r}{d} \right) - f \quad \text{식2.12.45}$$

$$R_{o2} = \frac{\theta}{\alpha} P \left(1 - \frac{d_r}{d} \right) + f \quad \text{식2.12.46}$$

보정된 이론식 식2.12.43~2.12.46으로 반력 값을 구한 결과 그림2.12.25~2.12.27과 같다. 그림 2.12.25~2.12.27에서 확인 할 수 있듯이 보정된 이론식이 수치해석 결과와 비교하면 일정 수준의 곡률반경에 대해서는 곡선 강박스 거더교 실무 설계시 고려될 수 있을 것으로 기대된다.

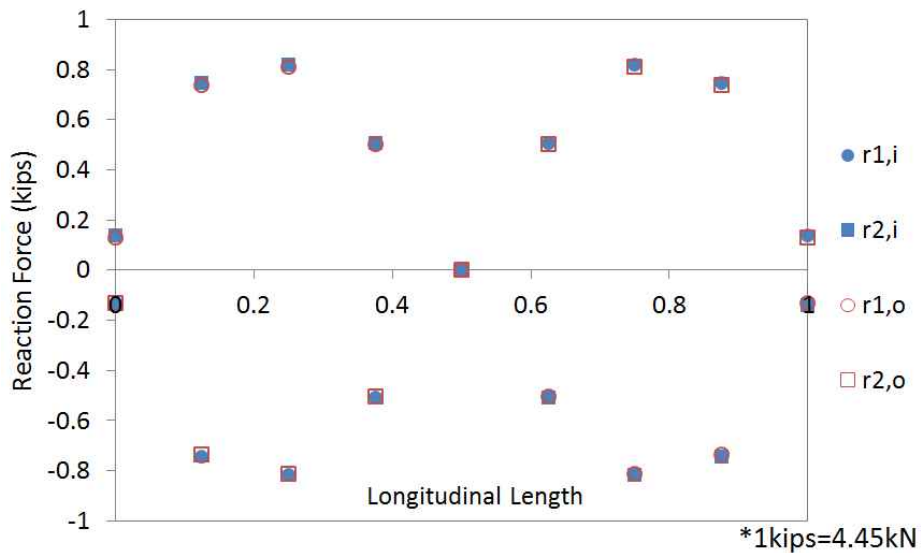


그림2.12.23 이론 및 수치해석 결과 오차 (곡률반경 36.07m)

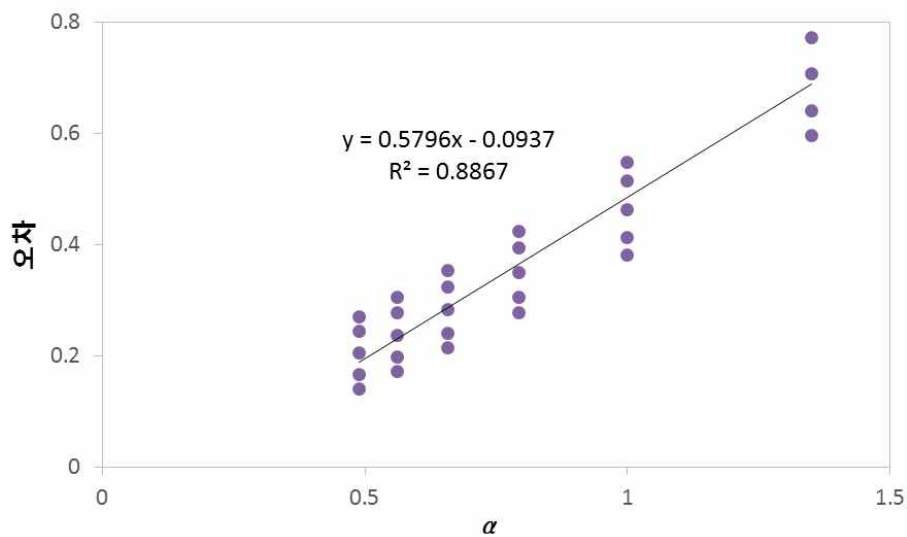


그림2.12.24 오차의 최대값 및 추세선

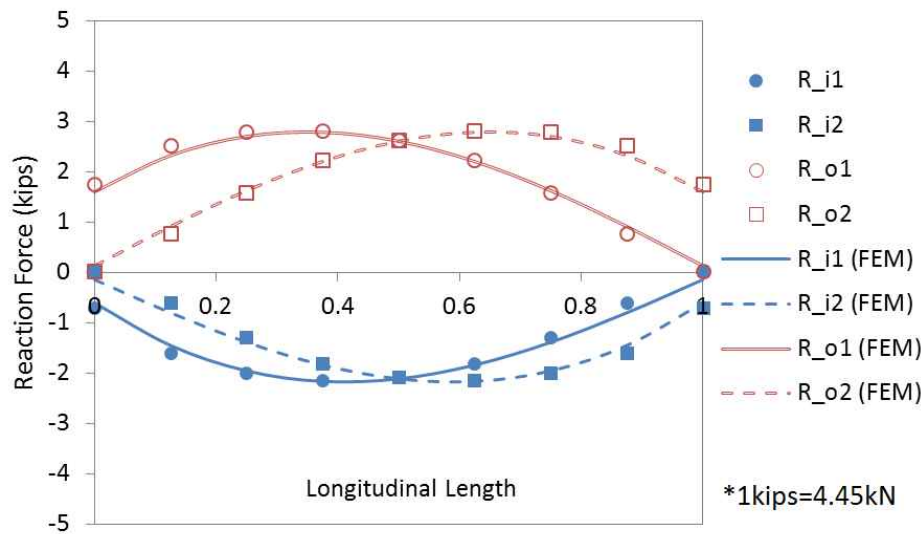


그림2.12.25 보정된 이론식 적용한 경우 (곡률반경 48.77m) 반력

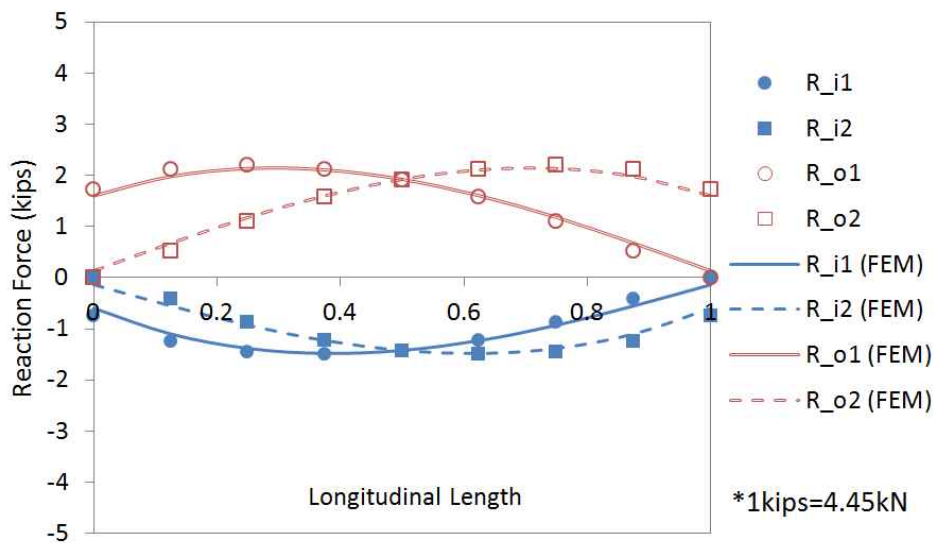


그림2.12.26 보정된 이론식 적용한 경우 (곡률반경 74.17m) 반력

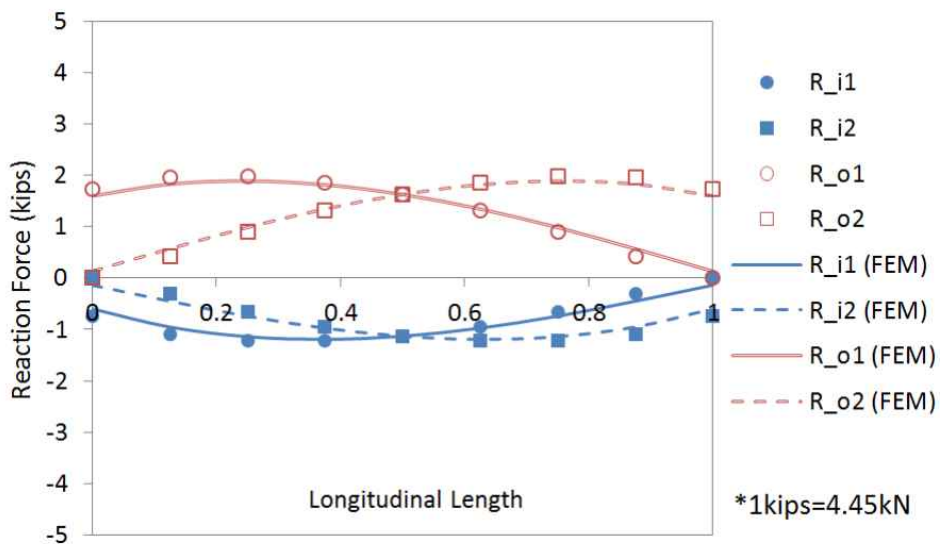


그림2.12.27 보정된 이론식 적용한 경우 (곡률반경 99.57m) 반력

4. 결론

단경간 곡선 강박스 거더교량의 4개 지점(R_{i1} , R_{i2} , R_{o1} , R_{o2})에서 발생하는 반력은 경계조건, 하중 재하위치 및 곡률반경에 따라 큰 변화를 보이는 것을 확인했다. 2장에서 설명했던 부반력 발생 원리에 부합하게 곡률이 커질수록 부반력은 증가하였으며, convex side에 하중을 재하 했을 경우가 concave side에 재하 했을 경우보다 부반력이 크게 나타났다. 또한 concave side의 부반력이 증가하면서 convex side의 정반력이 증가하는 것을 확인할 수 있다.

곡선교의 구조적인 특성상 상부구조의 자중만으로도 부반력이 발생한다는 이론은 존재하지만 현재 도로교설계기준만으로는 정확한 반력 값을 계산하여 실무 설계에 적용하기에는 다소 어려움이 있다. 이 사실에 초점을 두어 본 연구에서는 상부구조를 세부적으로 나누어 역학적 방법을 통해 부반력 산정식을 제시하였다. 또한, 유한요소법에 근거한 탄성 해석으로 얻은 반력 값을 제시한 산정식의 반력 값과 비교·검토한 결과 단경간 곡선 강박스 거더교량의 자중을 고려할 때 부반력 산정 제안식은 실무 설계시 고려될 수 있을 것으로 기대된다.

활하중의 편심작용의 경우 또한 거더 단면에 큰 비틀림 모멘트를 발생시켜 부반력이 생기므로, 임의의 위치에 점하중이 작용하는 것으로 해석하여 부반력 산정식을 제시하였다. 이 경우에는 일정 수준의 곡률반경에 대해서는 적용성이 검토 되었으나, 보다 높은 신뢰성을 위해서는 더 정확한 산정식 개발이 필요하다고 판단된다.

제13절 하중 재하점 표준화 - 영향면 활용

1. 개요

일반 교량의 경우 영향선을 이용하면 하중 위치에 따른 단면력을 알 수 있다. 그러나 곡률이 있는 교량의 경우는 하중이 곡률 내측과 외측의 위치 차이에 따라 비틀림 모멘트가 변화하고, 이에 따라 반력이 변화 할 수 있다. 이러한 경우 영향면의 개념을 도입하면 거동특성을 쉽게 파악할 수 있다. 하지만 교량의 형식을 비롯한 단면의 종류, 특성 그리고 설계력 등등에 영향을 미치는 수많은 인자들이 동일한 경우는 드물 뿐만 아니라, 몇 가지의 요소들을 고려하지 않는다고 하여도 그 데이터의 양이 방대하여 영향면으로 그 거동특성을 표시하는 것은 어려운 일이다.

본 연구에서는 박스 곡선격자형교의 영향면을 제시함으로서 설계자들이 구조검토를 하거나 설계를 할 경우 빠른 시간안에 최대 부재력을 발생시키는 하중의 위치를 알 수 있도록 하였다. 이에 대하여 대표 교량의 단면과 슬래브 두께 및 거더폭을 선정하고 이에 대한 영향면을 제시하였다.

2. 영향선과 영향 면의 개념

가. 영향선

구조물에서 단위 크기를 가진 하중(원인)이 구조물 내의 임의점에서의 부재력(결과)에 영향을 준다면 그 영향을 작용위치의 함수로 나타낸 것을 영향 함수(Influence Function)라고 한다. 예를 들어 단위하중이 작용하는 단순보의 반력을 이 하중이 작용하는 위치에 대한 함수로 표시하면 하나의 영향 함수가 된다. 그리고 영향선(Influence Line)이란 작용위치에 따라 영향 함수값을 2차원으로 연결하여 도시한 것이다.

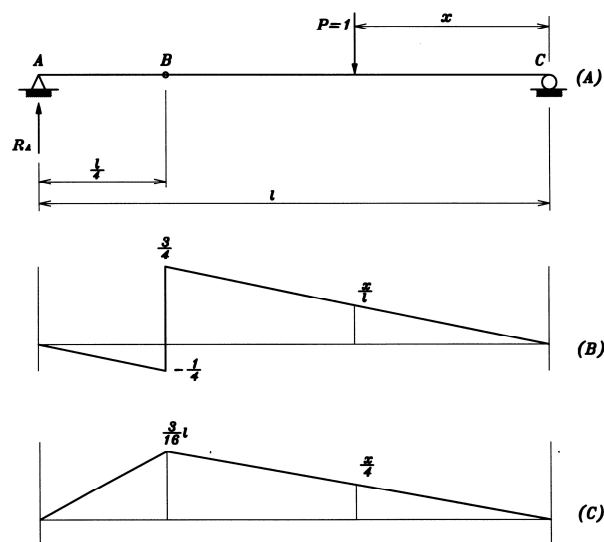


그림 2.13.1 단순보의 영향선(전단력 및 모멘트)

어느 구조적 결과(모멘트, 전단력, 비틀림 모멘트, 처짐 등)에 대한 영향선이란 그 원인인 단위하중이 작용하는 위치의 함수로 그 결과를 도시한 것이다. 그림 2.13.1은 임의의 위치에 대한 단순보의 모멘트와 전단력에 대한 영향선을 설명하고 있다. 즉 A와 C의 지점을 가지고 있는 단순보에서 식2.13.1과 식2.13.2는 B점의 모멘트에 대한 영향 함수이며, 그림2.13.1(a)는 B점에서 전단력에 대한 영향선을 나타낸 것이고 그림2.13.1(c)는 모멘트에 대한 영향선을 나타내고 있다.

$$0 \leq x \leq \frac{3}{4}l \quad : \quad M_B = \frac{3}{4}l \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad \text{식2.13.1}$$

$$\frac{3}{4}l \leq x \leq l \quad : \quad M_B = \frac{x}{4} \quad \text{식2.13.2}$$

나. 영향면

앞에서 살펴본 바와 같이 영향선은 횡방향(교량에서 교축 직각 방향)으로 힘이 전달되지 않는 구조, 즉 단일보나 단위폭당 해석이 가능한 구조에서는 유용하게 사용되어질 수 있다. 하지만 대부분의 교량은 여러개의 주형과 이를 연결하는 가로보로 형성되어 있으므로 어느 한 거더에 작용하는 하중은 이웃한 거더에 부재력을 유발한다. 따라서 2차원적인 구조로 사용성이 국한된 영향선을 이용하는 것은 바람직하지 않으며, 횡방향 하중 전달을 고려할 수 있는 영향면(Influence Surface)을 사용하여야 한다.

이와 같은 개념으로 생각한다면 영향면은 2차원적 구조를 가진 영향선을 3차원적 구조로 확장하여 작성한 것이라고 할 수 있다. 부연하여 설명한다면 실제로 평면상에 존재하는 구조물의 영향함수를 그 평면에 수직인 방향으로 나타내어 평면내에 존재하는 2개의 축방향 관계를 파악할 수 있게 도식화한 것을 영향면이라 할 수 있다.

앞에서 언급한 것처럼 일반적으로 교축 직각방향으로 하중이 전달되지 않는 구조는 영향선을 이용하여 부재력을 산정하더라도 문제가 없으나, 다중거더 형식의 교량은 가로보를 통하여 재분배가 발생하므로 영향선이 아닌 영향면을 이용하는 것이 바람직하다.

그림2.13.2에서는 상부구조에 대하여 교축방향을 x축, 교축 수평직각방향을 y축, 그리고 교축 수직직각방향을 z축으로 나타내었다. 이 때, x, y 평면상에 단위하중을 재하하고, 이에 의한 단면력이나 반력 등을 z축 상에 표현한다면 이를 영향면이라 할 수 있으며, 여기서 x, y평면내의 임의점에서의 z축 값은 단위하중이 그 위치에 재하되었을 때 알고자 하는 점의 영향함수 값이 된다. 그림2.13.3은 그림2.12.2에 제시된 2연 상자형 거더 교량의 격자해석 모델을 표현한 것이며, 이러한 격자 모델을 구조 해석하여 영향면 및 영향선을 작도할 수 있다.

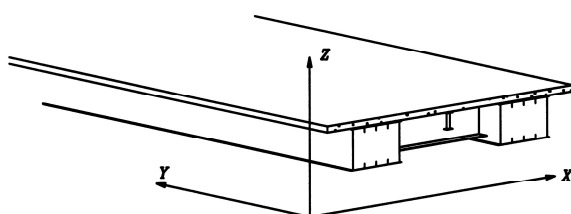


그림2.13.2 X-Y 평면상의 상부구조

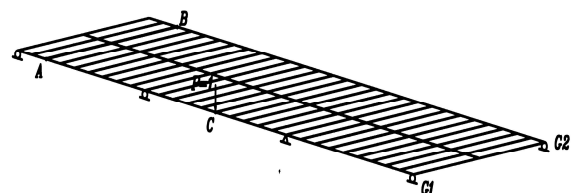


그림2.13.3 상부구조의 격자해석 모델

그림2.13.4는 가로보와 외측거더(G1)가 만나는 점의 반력의 영향선을 도시화한 것이며, 그림 2.13.5는 외측거더(G1)상의 중앙점에서의 모멘트 영향선을 나타낸 것이다. 만일 가로보의 영향선(그림2.13.4)이 교량의 지점부와 중앙부에서 같은 값을 나타낸다면 이 두 그림을 조합하여 영향면을 만들 수 있다. 하지만 실제로 가로보의 횡분배 효과는 교량의 지점부와 중앙부에서 다르며, 이에 의한 오차를 줄여주기 위하여서는 3차원의 격자해석을 수행하여야 한다. 그러나 만약 격자해석을 수행하여 만들어낸 영향면이 있다면 별다른 노력을 들이지 않고도 부재력을 구할 수 있으므로 교량을 설계하거나 검토하는 실무자들에게는 영향면이 많은 도움을 줄 수 있을 것이다.

그림2.13.6은 그림2.13.3에서 나타낸 3연 상자 거더 교량의 격자해석 모델에 단위하중을 이동 재하하여 구조해석한 후 C점의 모멘트에 대한 영향면을 도시화한 것이다.

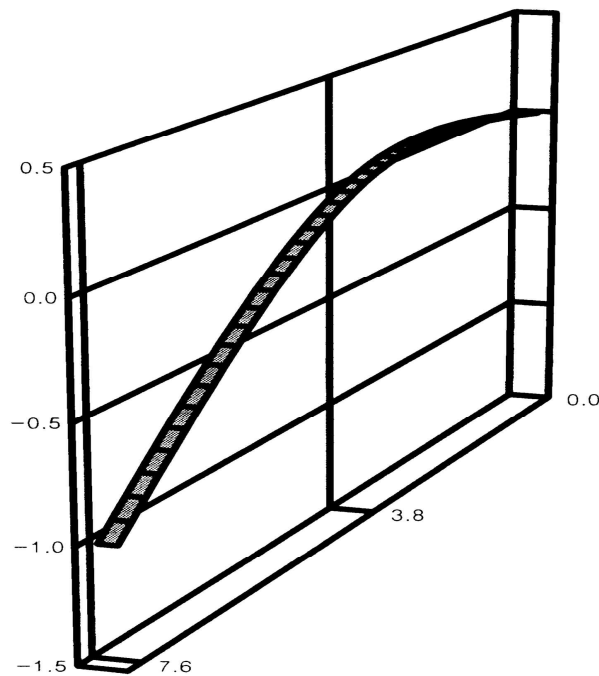


그림2.13.4 지점부 반력 영향선

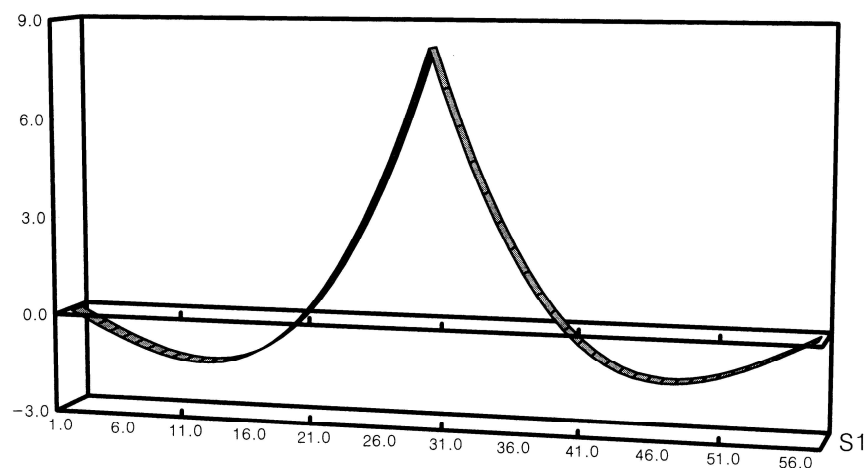


그림2.13.5 외측거더 중앙점에서의 모멘트 영향선

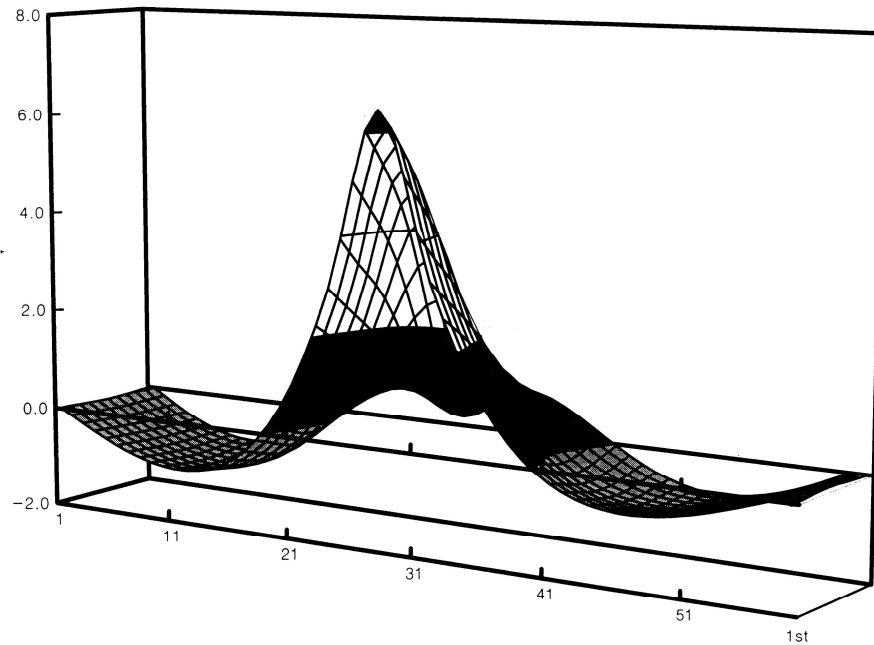


그림2.13.6 격자해석을 통한 외측거더 중앙점에서의 모멘트 영향면

앞의 그림에서 설계자가 알고자 하는 점의 모멘트는 그 지점에 하중을 재하한 경우에 가장 큰 값을 가지며 하중분배 효과에 의해 이웃한 거더의 같은 지점에 하중을 재하한 경우에도 상당히 큰 값을 가진다. 실제로 이 영향면은 단위하중을 재하하여 구한 것이므로 실제 차량하중을 재하한 경우의 모멘트는 차량하중의 크기를 z축 값에 곱하여 구할 수 있다. 따라서 설계자가 교량의 제원에 따른 방대한 양의 데이터를 구축하고 있다면 활하중이 재하되는 위치에 따라 부재력을 손쉽게 계산할 수 있다.

다. 영향면의 범위와 작성

영향면을 작성하기 위해서는 설계력에 영향을 미치는 수많은 인자들을 변수로 하여 각각의 경우를 구조해석을 수행하여야 하므로, 방대한 해석작업 및 결과 데이터량을 처리해야 한다는 문제가 있다. 그러므로 영향면의 작성범위를, 현재까지 설계된 교량의 대표 단면과 슬래브 두께 및 거더폭을 선정하여, 영향면을 제작하였다. 다시말해 그림2.13.7의 교량은 2연거더의 예시이며, 3연거더의 경우 2연거더에서 같은 요소(그림2.13.8)들이 같은 간격으로 배치되어 모델링 되었다.

그리고 주형의 강성계산시 상부 슬래브의 영향을 고려하기 위하여 도로교 시방서에서 제시하고 있는 유효폭 산정식을 이용하였다. 그리고 교량의 곡률이나 교량의 폭에 따라 주형의 간격이 변화하나 설계된 교량의 제원을 조사하여 적절하다고 판단되는 값을 사용하였다. 이상과 같이 작성된 영향면에 제한된 단면 사항들을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 교량의 곡률은 전 구간에 걸쳐 동일하다.
- 2) 교량의 지간은 시종점측인 경우 45m, 중앙지간인 경우 50m로 하였다.
- 3) 교량의 구조해석은 격자모델을 사용하였다.
- 4) 주형과 가로보의 단면은 등단면으로 가정하였으며, 상부슬래브는 유효폭으로 환산하여

입력하였다.

- 5) 주형과 세로보의 간격은 3.8m, 가로보의 간격은 5m인 경우와 3m인 경우로 고정하여 해석하였다.

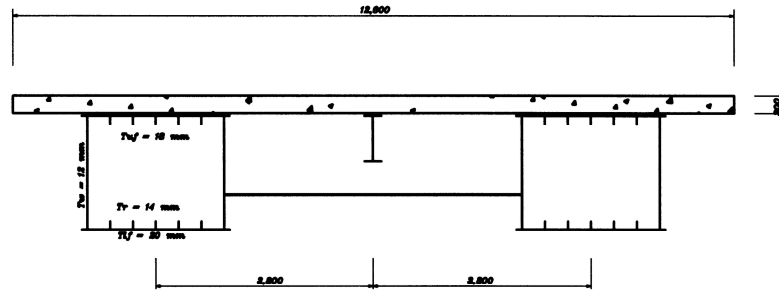


그림2.13.7 구조해석에 사용한 상부슬래브 단면

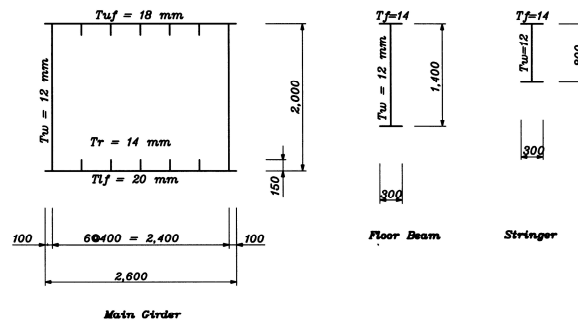


그림2.13.8 주형, 가로보, 그리고 세로보의 단면 상세

영향면에 영향을 미치는 여러 변수들을 표2.13.1과 같이 정하였으며, 이 변수들을 조합하여 나오는 모든 경우의 수에 대해 구조해석을 수행하고 이 결과로 영양함수, 즉 모멘트, 전단력, 비틀리모멘트 그리고 Bi-Moment의 영향면을 작성하였다.

표2.13.1 유효폭을 고려하여 구조해석에 사용한 단면의 성질

	주 형	세 로 보	가 로 보
A(cm ²) (지점부)	0.3553×10 ⁴ (0.3306×10 ⁴)	0.1117×10 ⁴ (0.9822×10 ³)	0.2400×10 ³
Iy(cm ⁴) (지점부)	0.2268×10 ⁸ (0.2205×10 ⁸)	0.4284×10 ⁶ (0.4218×10 ⁶)	0.62472×10 ⁶
Iz(cm ⁴) (지점부)	0.5221×10 ⁸ (0.3870×10 ⁸)	0.5496×10 ⁷ (0.3516×10 ⁷)	0.5420×10 ⁴
J(cm ⁴) (지점부)	0.1858×10 ⁸ (0.1858×10 ⁸)	0.4705×10 ⁴ (0.4072×10 ⁴)	0.1152×10 ³
Iw(cm ⁶) (지점부)	0.3355×10 ¹¹ (0.2822×10 ¹¹)	0.2015×10 ⁸ (0.2014×10 ⁸)	0.2646×10 ⁸

결과값에 영향을 미치는 여러 변수들은 다음의 표2.13.2과 같이 정하였으며, 이 변수들을 조합하여 나오는 경우의 수만큼 구조해석을 수행하여, 이의 결과로 영향함수 즉 모멘트, 전단력, 비틀림 모멘트 그리고 Bimoment의 영향면을 제시하였다.

표2.13.2 구조해석에 사용된 변수 값과 출력 영향함수

경 간	주형의 수	곡 른 (m)	영향함수(출력)
3	2	500	모멘트
4	3	1000	전단력
	4	2000	비틀림 모멘트
			Bi Moment

작성된 영향면의 한 예로 그림2.13.9은 곡률이 500m 이고, 3경간 3연 강상자 격자모델로써, 이 모델의 내측 거더 위치별 휨모멘트 영향면을 그림2.13.10과 같이 제시하였다.

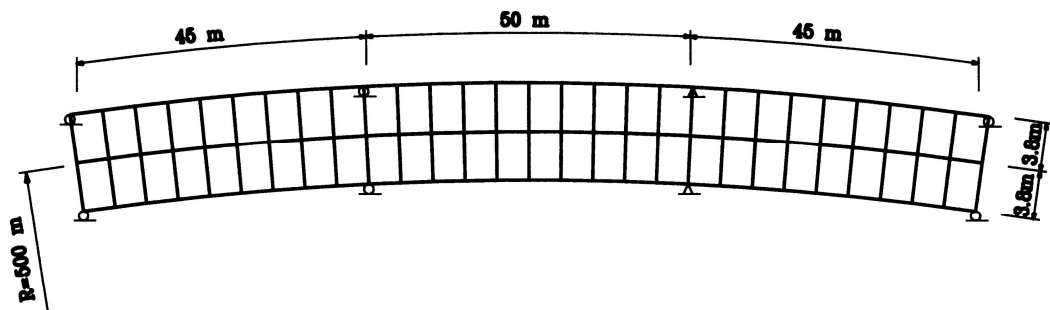
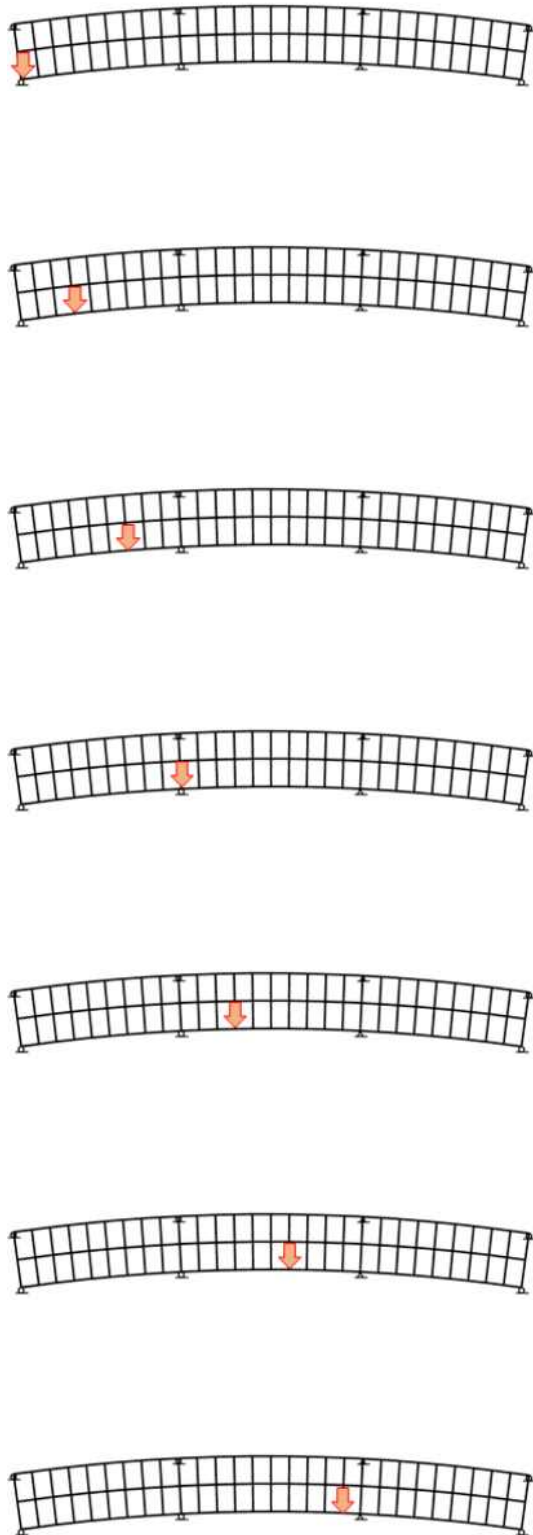


그림2.13.9 격자해석 모델의 예

영향함수를 알고자 하는 위치



위치에 따른 휨모멘트 영향면

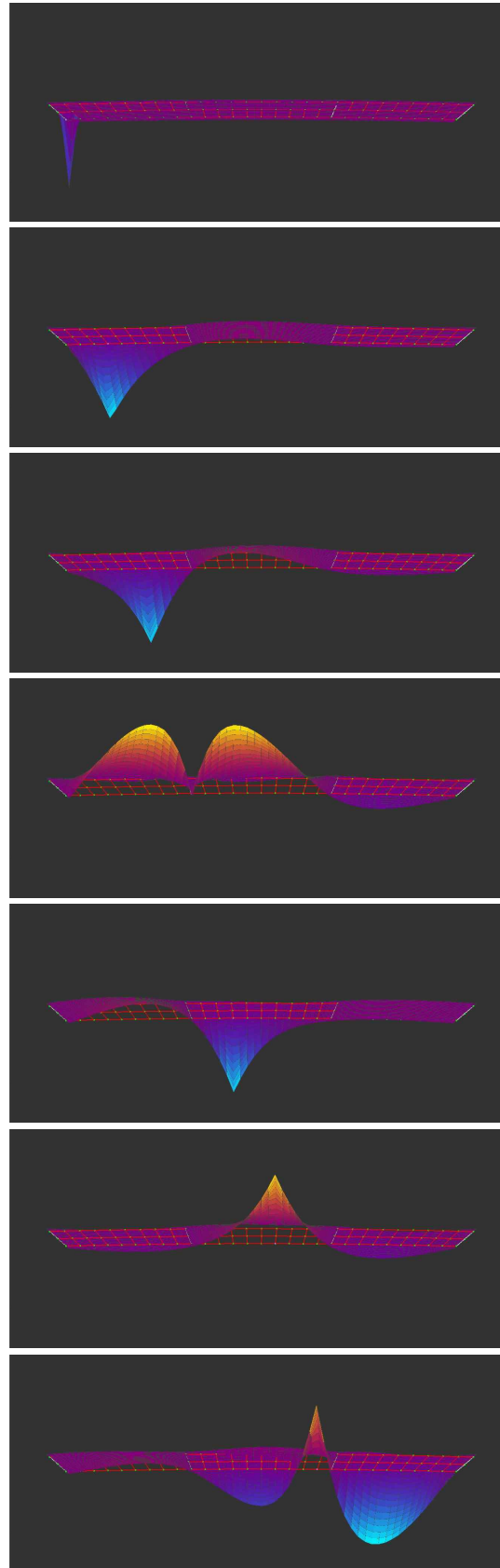


그림2.13.10 3경간 3연거더 곡률반경 500m 상자 곡선교량의 내측 거더 위치에 따른 휨모멘트 영향면

3. 소결

본 절에서는 교축방향으로의 하중 재하점 위치를 고려한 어느 특정점에서의 단면력 및 반력의 정량적 분석을 위한 영향선을 3차원으로 확장한 영향면에 대한 내용을 다루었다.

사실상 직선교에 대해서도 편심하중에 의한 비틀림 모멘트에 대한 고려가 필수적인 경우가 있으나, 비틀림 모멘트가 항상 존재하는 곡선교량의 경우, 하중의 위치에 따른 Warping Moment, 반력등에 대한 고려는 설계 및 구조해석시 필수적이라 할 수 있다.

설계시 강도 선정은 설계 하중에 대한 단면력을 기준으로 하게 되는데, 이를 정확히 반영하기 위해서는 고려하고자 하는 한계 상태를 발현하는 설계하중의 크기도 중요하지만, 위치에 따른 영향도 중요하다고 할 수 있다. 예컨대, 곡률 외측에 하중이 작용하는 경우에는 작용하는 비틀림 모멘트의 크기가 증대되어, 곡률 내측에 하중이 작용하는 경우보다 반력, Warping moment에 의한 법선응력, Distortional Stress등이 증가 하게 된다. 영향선만을 가지고 설계 및 구조해석을 수행하는 경우 이러한 하중 효과를 반영하는 것은 현실적으로 어려운 일이며, 이에 따라 본 연구에서는 전 경간에 걸쳐 동일한 곡률을 갖는 거더에 대한 영향면을 작도 하였다.

이를 통해 설계자들은 곡선 교량의 거동특성을 쉽고 빠르게 이해할 수 있으며, 보다 정확하고 안전한 해석 및 설계를 수행할 수 있을 것이라 사료된다.

제14절 수평곡선 교량의 진동 특성

1. 개요

본 해석 연구에서는 소수주형 곡선 플레이트 거더 교량 상부 구조물의 자유진동 특성에 대한 해석적 접근을 다룬다. 일반적으로 플레이트 거더 교량은 구조물의 전장, 단면 및 길이 방향으로의 기하학적 특성, 구속조건 등에 따라 고유한 진동 모드 및 주파수가 결정된다. 단면의 국부적인 거동을 제외한 전체 거동의 측면에서는 크게 A. 강축방향 휨 모드 (면내), B. 약축방향 휨 모드 (면외), C. 비틀 모드 등으로 구분할 수 있고, 이는 구조물의 전체 질량의 기여도가 동일하다는 가정 하에 결국 각 모드에 대한 강성 크기에 따라 모드의 발현 순서가 정해진다. 소수주형 거더라 함은 개별 거더가 측면 (면외방향) 방향으로 일정한 간격을 두고 배치되고, 상부 슬래브가 타설되어 충분한 강성을 전체 구조물에 기여한 이후부터는 면외 방향으로의 휨강성이 면내방향보다 오히려 크게 나타날 수 있다. 즉, 상부 콘크리트 슬래브가 거더에 합성된 이후부터 상부 구조물의 주요 진동 모드는 강축방향 (면내) 휨모드 또는 비틀모드가 나타날 것으로 예상 가능하다.

곡선 플레이트 거더의 경우 곡률에 따라 지배하는 진동 모드가 직선 플레이트 거더와는 상이할 수 있다. 특히, 거더의 중심각이 증가 (곡률 증가)할수록 지배하는 진동 모드는 점차 비틀모드로 변화하게 되는 것은 충분히 예상 가능한 사항이다.

본 연구에서는 유한요소해석기법을 통하여 곡률이 곡선 거더의 자유진동특성에 미치는 영향에 대해 (슬래브 합성 전/합성 후로 구분하여) 분석한다.

2. 해석 모델

그림2.14.1은 본 연구에서 검토한 소수주형거더의 단면을 나타낸다. I 형 단면을 갖는 플레이트 거더가 슬래브 및 상부 구조를 지지하고 있고, 주 거더 사이에는 I형 단면 가로보가 있다. (거더 간 간격: 6.4 m 가정, 가로보 간 간격: 5.0 m 가정)

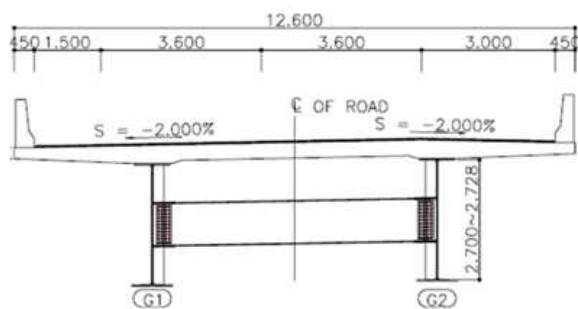


그림2.14.1 소수주형 거더 단면도

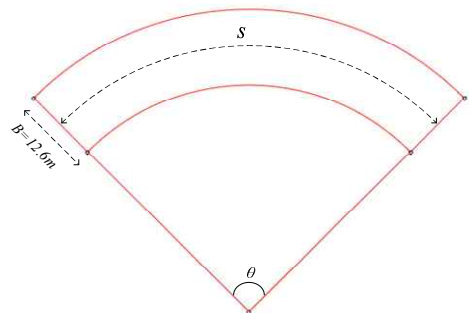


그림2.14.2 소수주형 거더 평면도

본 해석 연구에서는 그림2.14.1의 단면구성을 갖는 2주형 플레이트 거더교량 상부구조에 대해서 그림2.14.2와 같이 원곡선을 갖는 곡선 선형으로 가정하여 곡률이 상부구조물의 진동 특성에 미치는 영향을 분석하였다. 본 연구에서는 중심각 θ 에 대하여 0° , 5° , 10° , 30° , 45° , 60° 등 총 6개 조건에 대해 고려하였다. (지간길이 s 는 60.0 m로 동일)

주거터 및 가로보의 단면 형상은 그림2.14.3과 같이 가정하였고, 주요 제원은 표2.14.1과 같다.

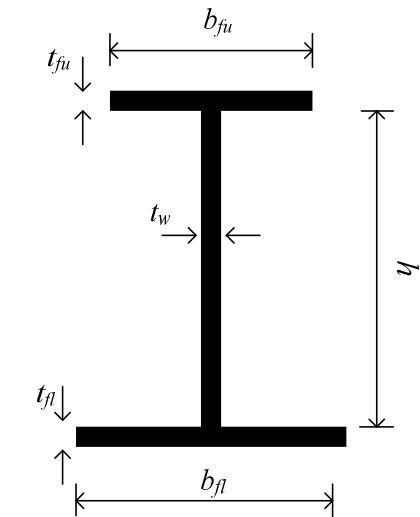


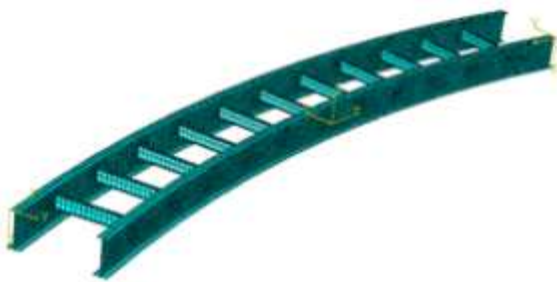
그림2.14.3 주거터 및 가로보 단면 형상

표2.14.1 단면제원

	주거터	가로보
b _{fu}	800.0 mm	400.0 mm
b _{fl}	900.0 mm	400.0 mm
h	2,700.0 mm	950.0 mm
t _{fl}	30.0 mm	14.0 mm
t _{fl}	30.0 mm	14.0 mm
t _w	24.0 mm	14.0 mm

콘크리트 슬래브 (density: 2,200 kg/m³, E_c=26,000MPa, ν=0.2 가정)는 폭 12.6 m, 높이 0.5 m로 가정하였다.

ABAQUS CAE 6.12를 사용하여 구조모델링부터 구조해석까지 진행하였다. 그림2.14.4는 해석 모델 (슬래브 비합성/합성 모델)을 보여준다. 거터 및 가로보는 4절점 쉘요소 (S4R)를 사용하였고, 콘크리트 슬래브는 8절점 솔리드요소 (C3D8R)를 사용하여 구조물을 모델링하였다. (슬래브 합성 모델의 경우, 슬래브 모델과 거터의 상부 플랜지 간에 tie 옵션을 적용)



(a) 합성전



(b) 합성후

그림2.14.4 ABAQUS 해석 모델(중심각 30도)

경계조건은 각 힌지/롤러 조건 및 양 단 비틀 구속을 가정하였고, 그림2.14.5와 같이 사전구속조건을 해석 모델에 반영하였다. 곡선 거터의 경우, 경계단면에서 국부좌표계를 설정하여 경계조건을 부여하였다.

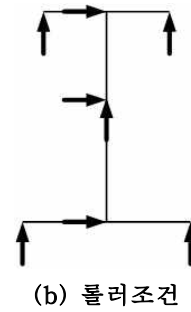
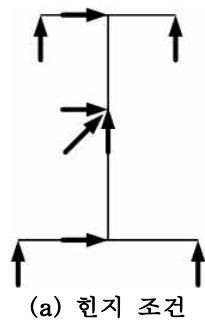
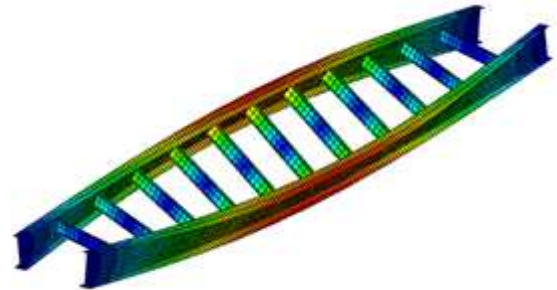
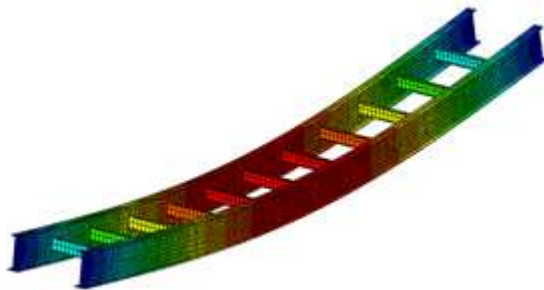
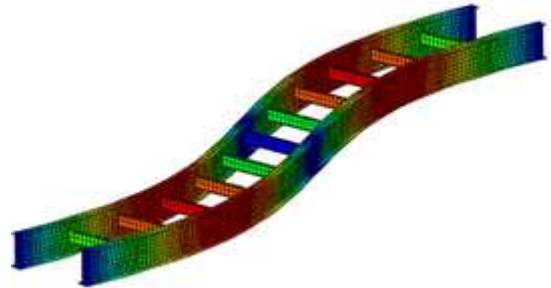
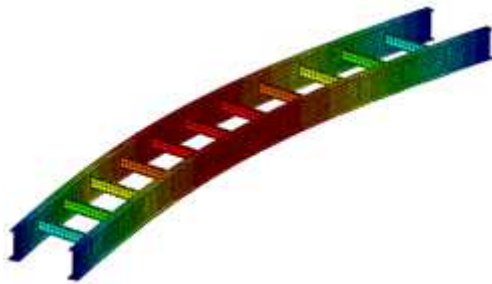


그림2.14.5. 경계조건

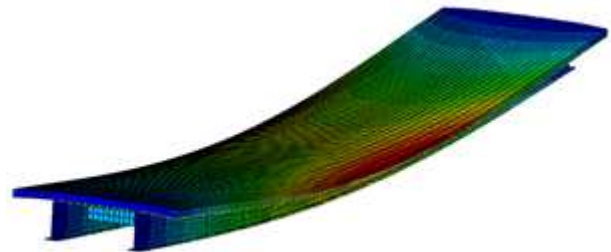
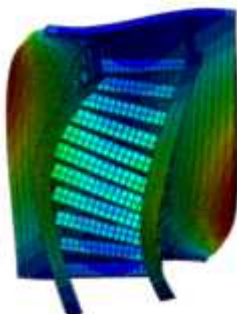


(c) 3rd Mode(2.1036Hz, 평면 내 휨)

(d) 4th Mode(2.1521Hz, 비틀림)

그림2.14.6 슬래브 합성 전 자유진동모드

그림2.14.6은 슬래브 합성 전 직선거더모델의 고유진동모드를 보여준다. 슬래브 합성 전에는 약축방향 휨거동에 대한 강성이 가장 작으므로 약축방향 휨변형이 최저차모드로 나타난다. 이 후 강축방향 휨모드, 그리고 비틀 모드 순서로 고유진동모드가 도출되었다.



(a) 1st Mode(1.340Hz)

(b) 2nd Mode(1.3747 Hz, 평면 내 방향)

그림2.14.7 슬래브 합성 후 자유진동 모드

이에 반해 슬래브가 합성된 이후에는 두 거더의 완전한 합성으로 비틀림 및 약축방향 휨 모드가 첫 번째 고유진동모드로 나타났고 이 후 강축방향 휨모드가 나타났다. 이 때 고유주파수는 슬래브 합성 이후 단면 전체의 강/약축방향 휨강성 및 비틀림강성이 커졌음에도 불구하고 오히려 합성 전 동일 모드의 주파수보다 낮았는데, 이는 비틀림강성이 증가한 것보다 슬래브 합성 이후 질량 증가가 진동특성에 더 기여했기 때문이다. 특히, 슬래브의 질량 분포는 거더에 비해 더 넓게 분포하므로 비틀림모드를 더 쉽게 일으킬 수 있다. 즉, 결과적으로 슬래브 합성 이후 휨 및 비틀림모드는 합성전보다 오히려 더 작은 고유 주파수를 갖는 결과를 보였다.

3. 상부 구조물의 자유진동 특성 분석

본 장에서는 소수주형 곡선 거더교량 상부구조물의 고유진동특성에 대해 분석한다. 앞서 언급한대로 중심각을 5° ~ 60° 의 범위로 변화를 주어 곡률이 고유진동특성에 미치는 영향에 대해 해석적으로 접근하였다. 그림2.14.8 ~ 2.14.12는 합성전 곡선거더의 고유진동모드를 나타낸다.

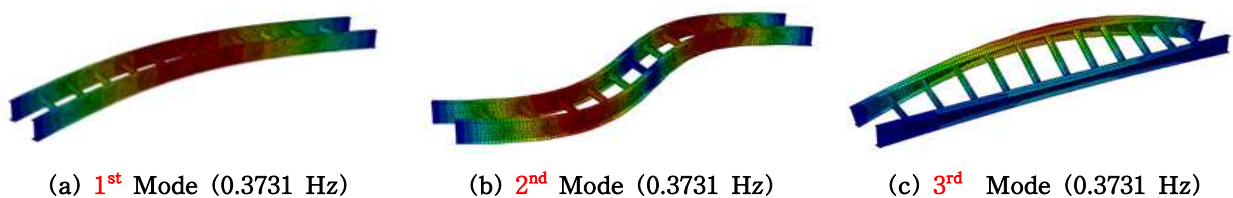


그림2.14.8 중심각 $\theta = 5^{\circ}$ 인 거더에서의 고유 진동 특성

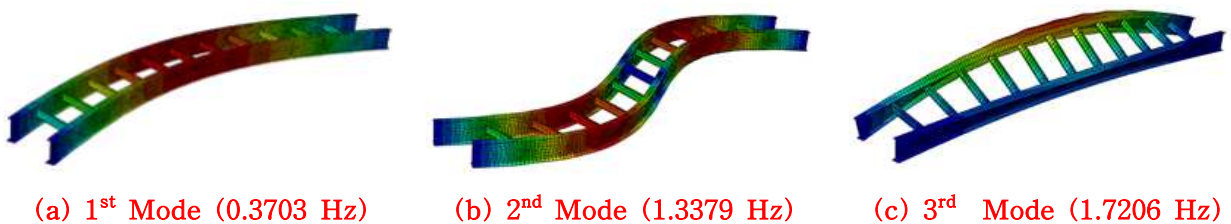


그림2.14.9 중심각 $\theta = 10^{\circ}$ 인 거더에서의 고유 진동 특성



그림2.14.10 중심각 $\theta = 30^{\circ}$ 인 거더에서의 고유 진동 특성



(a) 1st Mode (0.3275 Hz)

(b) 2nd Mode (0.5772 Hz)

(c) 3rd Mode (1.3095 Hz)

그림2.14.11 중심각 $\theta = 45^\circ$ 인 거더에서의 고유 진동 특성



(a) 1st Mode (0.2978 Hz)

(b) 2nd Mode (0.3976 Hz)

(c) 3rd Mode (1.2827 Hz)

그림2.14.12. 중심각 $\theta = 60^\circ$ 인 거더에서의 고유 진동 특성

먼저, 검토된 모든 해석모델에서 1차 고유모드는 약축 방향 휨모드로 나타났다. 중심각이 상대적으로 작은 경우 (5° , 10°), 두 번째 모드 역시 약축 방향 휨모드 (double curvature)로 나타났으며 그 후 비틀모드가 나타났다. 곡선 거더의 경우 강축방향 휨 모드는 곡선의 기하학적 특성에 따라 그 변형이 단독으로 나타날 수 없다. 따라서 비틀 모드에서 휨 모드가 함께 나타나는 특성을 보였다. 중심각이 30° 이상의 모델부터 두 번째 모드가 비틀모드로 나타났다. 일반적으로 구조물의 고유주파수는 구조물의 강성에 비례하는데, 곡률이 증가할수록 비틀거동에 대한 강성이 약축방향 강성 감소보다 더 크게 나타남에 따라 저차모드의 발현순서가 바뀌게 된다. 아래 그림2.14.13은 중심각에 따른 약축방향 휨모드와 비틀모드의 주파수 변화를 나타내는데, 비틀모드 주파수의 감소율이 더 큰 것을 알 수 있다. 즉, 곡률이 더 증가하게 되면 1차 모드는 비틀모드가 나타날 것은 쉽게 예상이 가능하다.

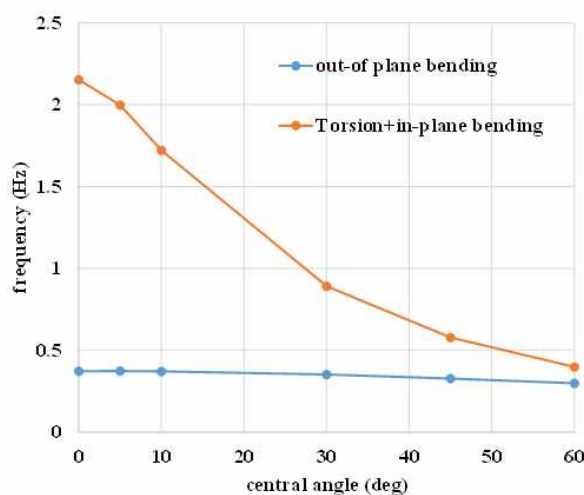


그림2.14.13 곡선거더 중심각과 각 고유진동주파수와의 관계(슬래브 합성전)

그림2.14.14는 슬래브 합성 후 고유진동특성을 나타낸다. 슬래브의 합성 후 곡선 거더에서는 합성 후의 직선 거더와 마찬가지로 휨모드+비틀모드가 최저 모드로 나타났다. (그 후의 모드는 주로 거더와 합성되지 않은 슬래브 구간에서의 국부 진동모드로 이는 본 연구에서는 분석을 생략한다.)

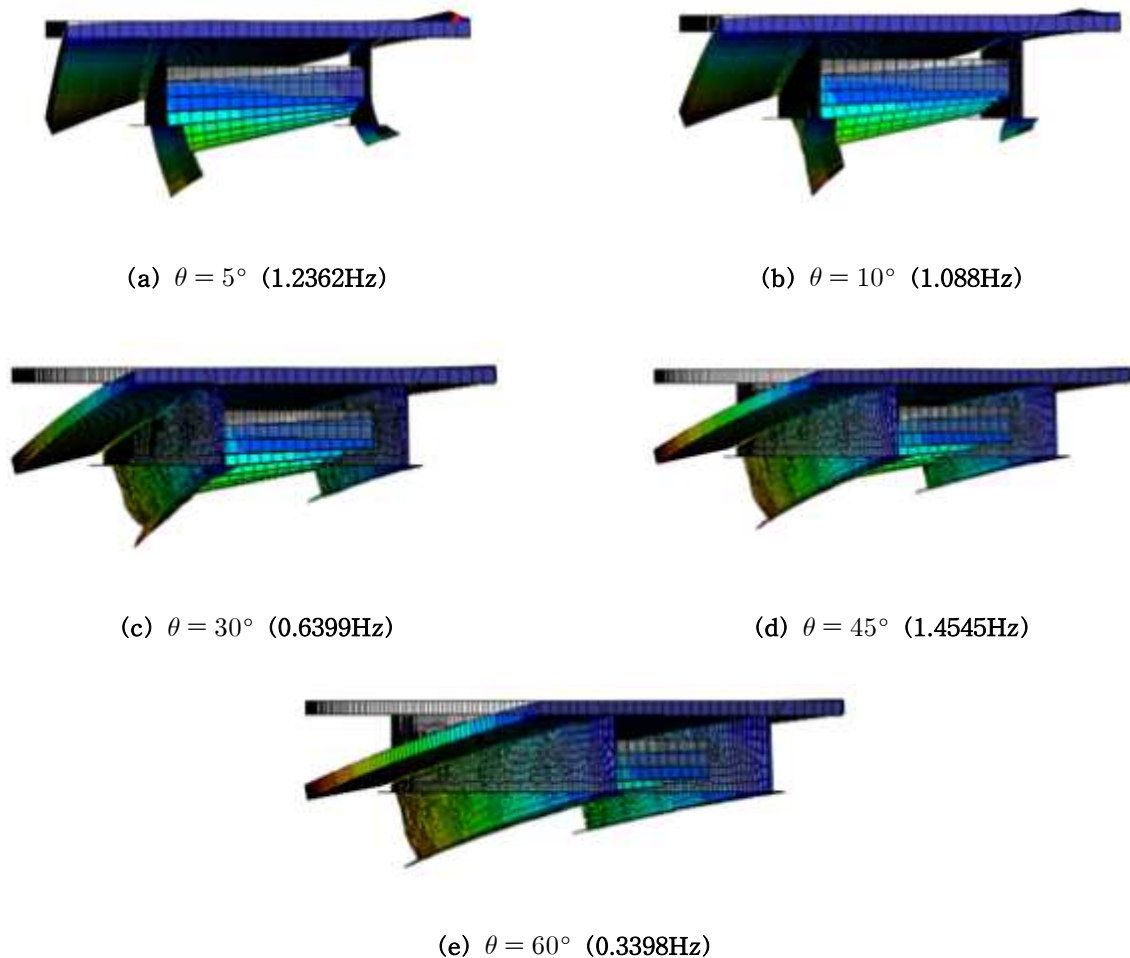


그림2.14.14 합성 후 곡선거더에서의 고유진동 특성

흥미로운 점은 중심각의 증가에 따라 약축방향 휨변형이 눈에 띄게 감소한다는 점이다. 다시 말해, 직선 및 곡률이 작은 모델에 비해 곡률이 증가할수록 비틀의 영향이 증대되는 것을 의미한다. 이는 곡률 변화가 비틀거동의 강성변화에 미치는 영향과 직결되는 사항인데, 곡률이 증가함에 따라 질량 중심점 역시 수평으로 이동하고 이것이 구조물에 편심으로 작용, 비틀 및 강축방향 휨을 추가로 유발하게 된다. 이에 비해 약축방향 휨모드에 대한 질량 중심점 위치변화는 없으므로 약축방향 휨에 대한 고유주파수는 상대적으로 크지않다. 따라서 곡률이 증가함에 따라 비틀 모드가 지배적으로 나타나게 된다.

그림2.14.15는 곡률변화에 따른 1차모드 고유주파수 변화를 나타낸다. 구조물의 곡률이 증가할수록 구조물의 강성이 감소하므로 동일 질량에 대해서 결과적으로 주파수 역시 감소하게 된다. 다시 말해 곡률이 증가할수록 구조물의 고유주기가 길어지게 된다.

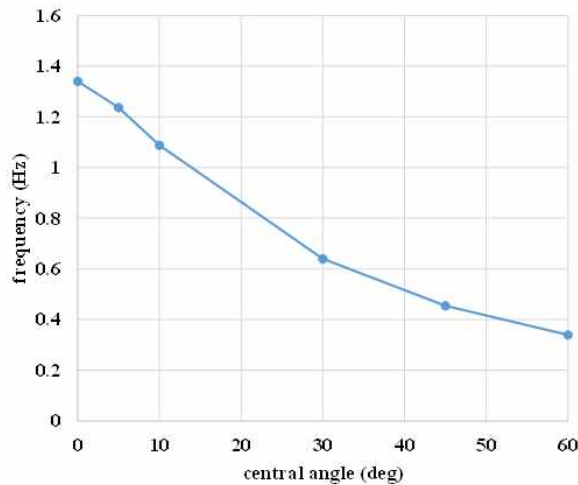


그림2.14.15 곡선거더 중신각과 각 고유 진동 주파수의 관계(슬래브 합성 후)

4. 결론

본 연구에서는 유한요소해석을 통해 소수주형 곡선 거더교량의 고유진동특성을 분석하였다. 정성적으로 예상 가능하듯이 곡률이 증가함에 따라 구조물의 각 거동에 대한 강성이 감소하므로 고유주파수 역시 감소하는 특성을 보였다. 특히 곡률이 커짐에 따라 비틀 모드가 저차 모드로 주요하게 나타나는 특성을 보여, 구조물의 정적 거동에서와 마찬가지로 곡선 거더 교량의 상부구조는 비틀 모드가 주요한 진동 특성으로 나타났다.

본 연구는 단순 지지된 단경간 곡선 거더로 한정되어 수행되었다. 경간의 구성이나 경계조건, 가로보 형식, 주거더와 가로보의 강성비 및 가로보 간격 등은 소수주형 곡선 거더교량의 진동 특성에 영향을 주는 주요 변수로 예상할 수 있는 만큼, 이에 대한 추가 연구가 수행된다면 소수 주형 곡선 거더의 동적 거동 특성을 보다 명확하게 규명하고 이해하는 데에 큰 도움이 될 것으로 생각된다.

제15절 I형 거더의 플랜지 국부좌굴 실험

1. 실험목적

본 실험의 목적은 플랜지 곡률에 따른 플랜지 국부좌굴 거동을 검증하는 것 이다. 플랜지의 곡률에 따른 국부 좌굴 및 극한강도는 좌굴이 발생한 위치의 플랜지의 축방향 응력값들의 평균으로써 산정되므로, 시험체 플랜지에 많은 게이지를 부착하여 응력들의 평균값으로 플랜지의 곡률에 따른 거동 특성을 검증하였다. 본 절에서는 곡선 I형 플랜지 Local Buckling 실험의 경계조건 및 하중 재하 방법을 동일하게 모델링 된 수치해석 결과와 실제 실험의 하중-변위 그래프를 서로 비교하여 실험결과와 수치해석 결과의 신뢰성을 검증하였다.

2. 실험개요

실험은 그림2.15.1과 같이 단순 지지된 부재에 4점 재하형태의 하중을 가력 하여, 휨모멘트가 일정하게 변하는 구간 [A]와 일정한 크기의 휨모멘트가 생기는 구간[B]을 설정하였다. 극한 하중이 재하된 경우 구간[B]에서 플랜지 국부좌굴 또는 항복이 발생하도록 [A]구간은 충분히 보강 하였다. 그림2.15.2는 시험체 개요도이며, 보강된 시험체와 하중 가력부를 나타낸다.

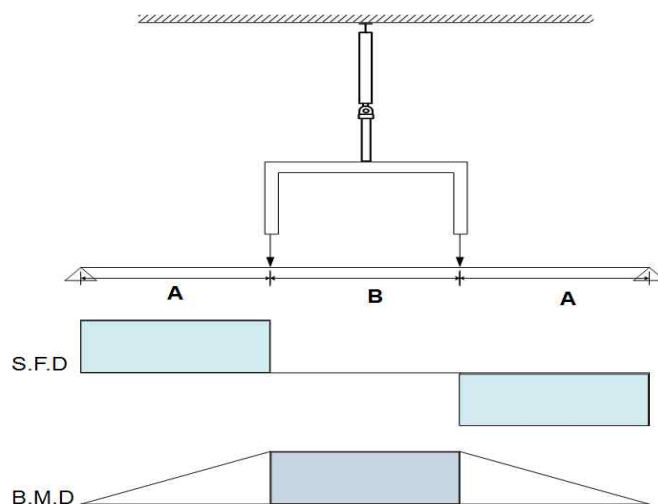


그림2.15.1 Flange Local Buckling 실험 개요

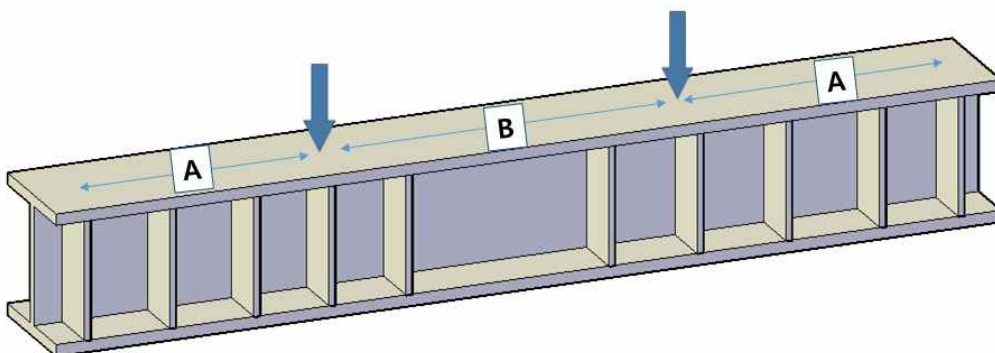


그림2.15.2 Flange Local Buckling 시험체

시험체는 곡률이 0°인 부재와 곡률이 각각 5°, 15°, 25°인 곡선 부재에 대하여 제작 하였다. 시험체 단면은 그림2.15.3과 같이 높이(H)를 200mm, 플랜지 폭(bf)을 200mm으로 설정하였으며, 플랜지의 두께(t)를 변화시켜, 조밀단면, 비조밀단면 및 세장단면을 설계하였다. 시험체는 강판을 제단 후, 부재와 부재를 용접하여 제작하는데, 강판의 두께(t)가 20mm를 초과하면 용접품질이 떨어질 우려가 있으며, 강판 두께가 3mm 이하부터는 용접에 의한 잔류응력으로 과도한 변형이 유발 될 수 있다. 따라서 판 두께(t)는 15mm, 12mm, 9mm, 6mm, 4.5mm 총 5가지를 사용하였다.

도로교 설계기준(2012)에 제시된 플랜지의 세장비(플랜지 폭(bf)/2*플랜지 두께(t))판별식을 적용하면, 플랜지 두께(t_f)가 15mm, 12mm은 조밀한 단면, 플랜지 두께(t_f)가 9mm, 6mm, 4.5mm은 비조밀한 단면으로 분류된다. 따라서 4.5mm보다 얇은 강판을 사용하지 않고 세장단면을 설계 하기 위해서는 플랜지 폭을 증가 시켜야 한다. 표2.15.1은 각 부재에 대한 단면 제원이다.

표.2.15.1 시험체 단면 분류 및 단면제원(mm)

번호	단면분류	플랜지 폭, bf(mm)	플랜지두께, t(mm)	$\lambda(=bf/2t)$	λ_p 조밀단면 한계값)	λ_r 비조밀단 면 한계값
1	조밀단면	200	15mm	6.67	11.4	28.4
2			12mm	8.33	11.4	28.4
3	비조밀단면	200	9mm	11.11	11.4	28.4
4			6mm	16.67	11.4	28.3
5			4.5mm	22.22	11.4	26.3
6	세장한단면	250		27.78	11.4	26.3
7		300		33.33	11.4	26.3

(참고. 도로교 설계 기준(2012) 플랜지 판폭 두께비 제한값 (표6.2.1.1.1-2))

$$\left(\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}} \right)$$

시험체의 횡-비틀림 좌굴을 방지하기 위해 비지지 길이 L_b 는 소성비지지길이 L_p 보다 짧게 설계하였다. 이에 따라 시험체의 지간은 그림2.15.3과 같이 1600mm로 결정 되었다. 마찬가지로, 복부판의 전단 좌굴이 발생되지 않도록 시험체 복부판은 조밀단면이 되도록 설정 하였다.

단면내의 하이브리드 효과를 배제하기 위하여 플랜지, 복부판, 수직보강재에 사용된 강판은 동일한 강도를 갖도록 설계하였다.

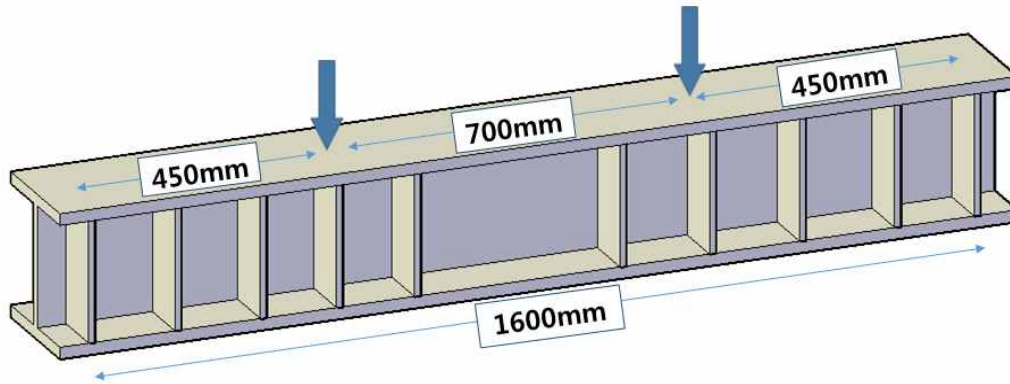


그림2.15.3시험체 길이

곡선 부재의 경우 실험 하중 조건 하에서 비틀림이 발생하여 축방향을 기준으로 변위를 보일 수 있다. 이로 인한 전도를 방지하기 위하여 경계조건은 그림2.15.4의 [A]지점부와 같이 축방향으로는 구속을 하지 않으면서, 위와 아래에 강판을 두어 지름 24mm 원형 볼트로 연결하여 회전을 구속하였다.

시험체의 회전으로 인한 하중 재하점 위치 변화를 최소화 하기 위하여 하중 재하부에는 롤러를 부착하여 그림2.15.4의 [B]와 같이 제작 하였다.

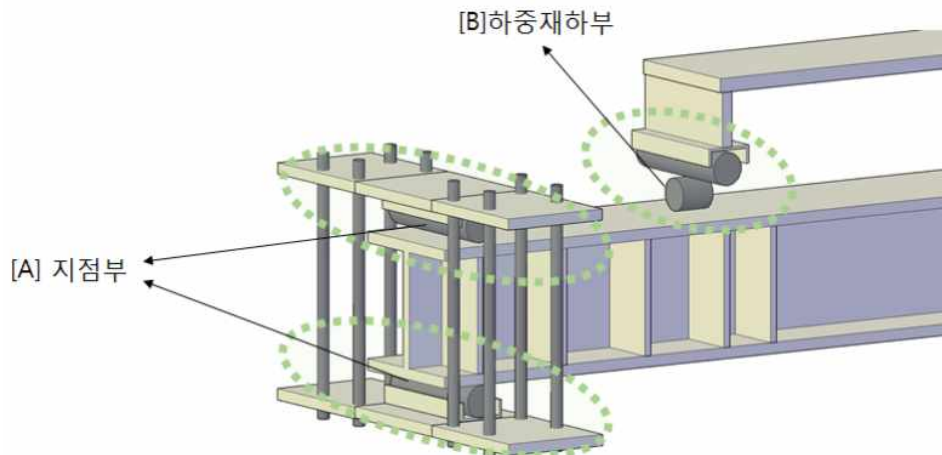


그림2.15.4 FLB 실험 [A]지점부 및 [B]하중재하부 그림



(a) 지점부



(b) 가력부

그림2.15.5 경계조건 및 하중 재하부 상세

실험에 사용된 강재는 SS400으로 도로교 설계 기준(2012)에서는 이에 대한 탄성계수(E)를205GPa, 항복응력(f_y)는 235Mpa라 명시하고 있다. 실험결과와 수치해석결과를 일치하기 위해서는 정확한 재료 물성치가 수치해석에 적용해야 한다. 시험체 제작에 사용된 강재의 인장 시편을 3개씩 제작하여 인장 실험을 수행하였다. 인장실험 결과 도로교 설계 기준(2012)에서 제시하고 있는 재료의 물성치와는 큰 오차를 보였다. 표2.15.2에 인장 실험 결과를 정리 하였으며, 해석에서는 인장 시험 결과를 사용 하였다.

표2.15.2 강재 두께(t)별 재료 물성치

	(a) 강재 두께 (t=4.5mm) - 탄성계수 (E = 180.5 Gpa) - 항복응력 (Fy = 387.2 Mpa)
	(b) 강재 두께 (t=6mm) - 탄성계수 (E = 176.7 Gpa) - 항복응력 (Fy = 300.0 Mpa)
	(b) 강재 두께 (t=9mm) - 탄성계수 (E = 245.4 Gpa) - 항복응력 (Fy = 399.3 Mpa)
	(b) 강재 두께 (t=12mm) - 탄성계수 (E = 194.6 Gpa) - 항복응력 (Fy = 500.3 Mpa)
	(b) 강재 두께 (t=15mm) - 탄성계수 (E = 194.0 Gpa) - 항복응력 (Fy = 293.3 Mpa)

3. 수치해석 결과 및 실험 결과 검증

본 절에서는 실험과 해석의 비교 검증을 실시한다. 모든 해석 모델은 28개의 실험체와 동일한 조건으로 모델링 되었으며, 단면은 4절점 Shell요소를 사용하여 묘사 하였다(그림2.15.6).

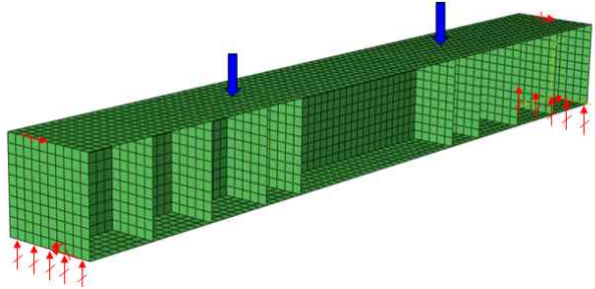


그림2.15.6 수치해석모델 - 하중 및 경계조건

각 부재에 대한 정의를 [플랜지폭]-[플랜지두께]-[곡률]로 정하였을 때 하중 재하부의 하중-변위 곡선은 그림2.15.7 ~ 그림2.15.13과 같다.

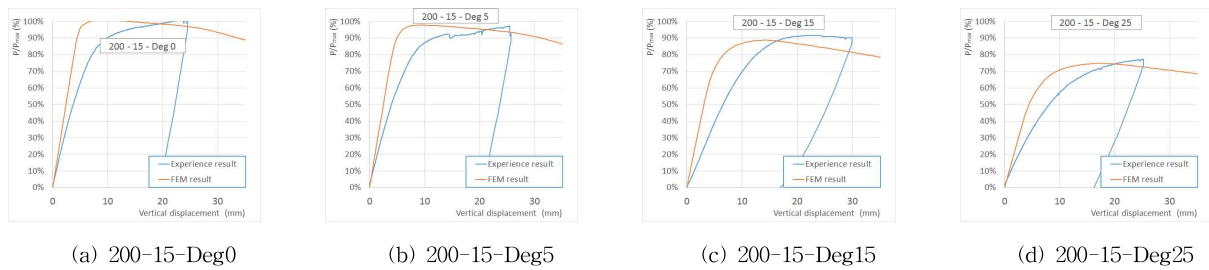


그림2.15.7 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=200mm,플랜지두께=15mm)

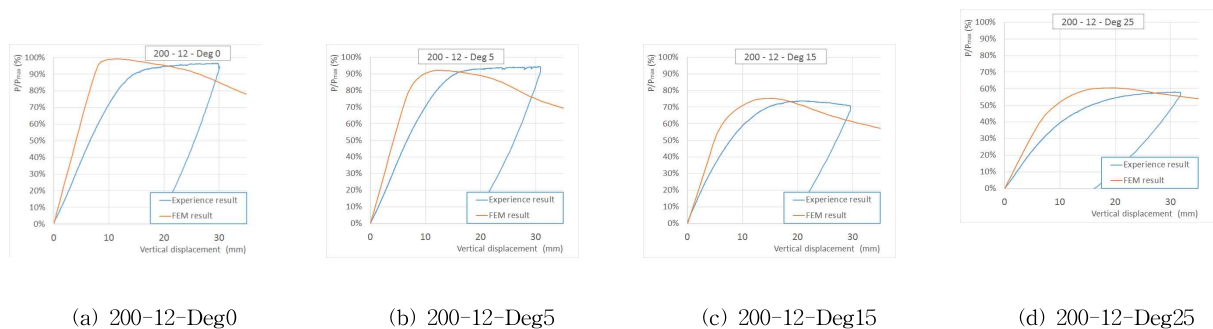


그림2.15.8 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=200mm,플랜지두께=12mm)

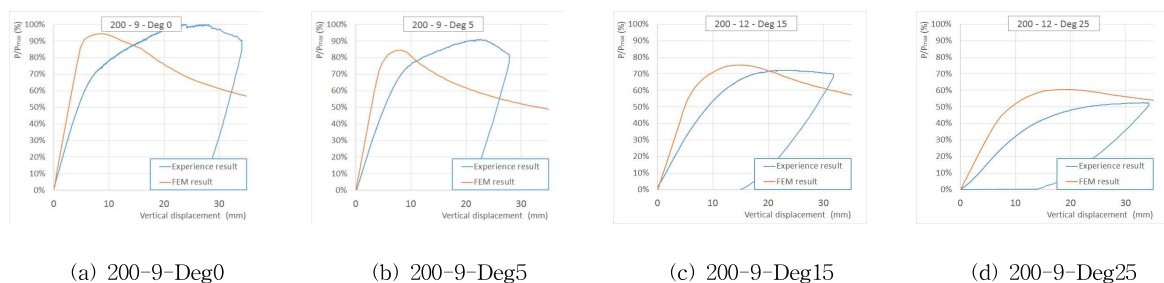
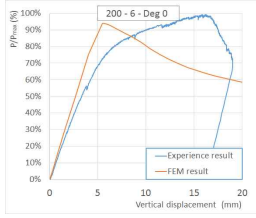
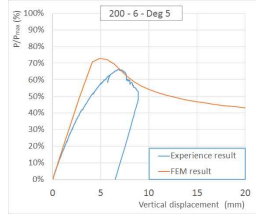


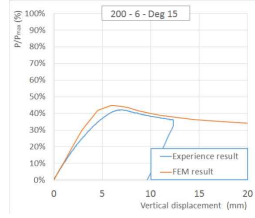
그림2.15.9 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=200mm,플랜지두께=9mm)



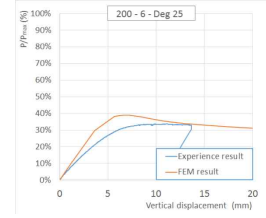
(a) 200-6-Deg0



(b) 200-6-Deg5

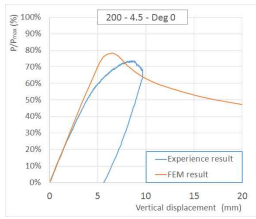


(c) 200-6-Deg15

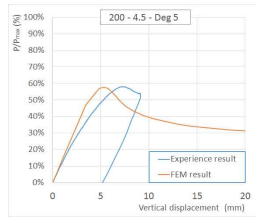


(d) 200-6-Deg25

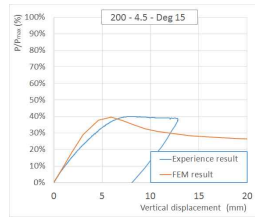
그림2.15.10 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=200mm,플랜지두께=6mm)



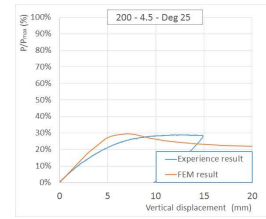
(a) 200-4.5-Deg0



(b) 200-4.5-Deg5

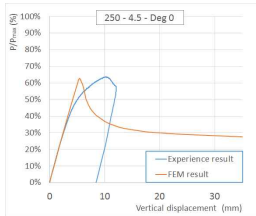


(c) 200-4.5-Deg15

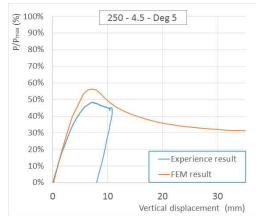


(d) 200-4.5-Deg25

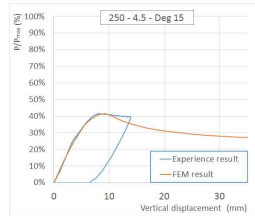
그림2.15.11 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=200mm,플랜지두께=4.5mm)



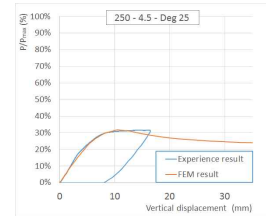
(a) 250-4.5-Deg0



(b) 250-4.5-Deg5

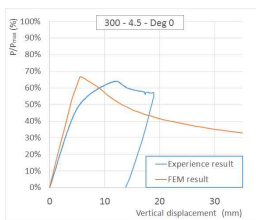


(c) 250-4.5-Deg15

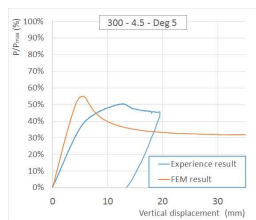


(d) 250-4.5-Deg25

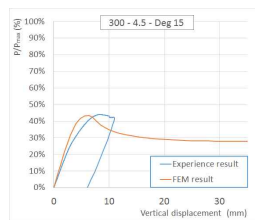
그림2.15.12 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=250mm,플랜지두께=4.5mm)



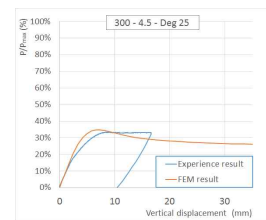
(a) 300-4.5-Deg0



(b) 300-4.5-Deg5



(c) 300-4.5-Deg15



(d) 300-4.5-Deg25

그림2.15.13 구조해석과 실험과의 비교(플랜지폭=300mm,플랜지두께=4.5mm)

제16절 I형 거더의 휨 비틀림 상호작용 실험 및 극한강도 실험

1. 서론

1991년 Suro등의 연구에 의하여 수평곡선 교량에 플레이트 거더 형식의 상부구조를 사용하는 것은 제작 및 운반/거치 작업에 있어 경제적 교과를 기대 할수 있는 것으로 보고 되었다. 그러나 플레이트 거더는 비틀림에 취약하여 설계, 해석, 시공에 고급 기술력을 필요로 한다. 이로 인하여 국내 수평곡선 교량은 주로 강박스 형태를 많이 적용해 왔다. 박스거더의 경우에는 다이아프램이나 내부 브레이싱등의 보강재로 뒤틀림 거동을 제어 할 수 있고, 보강 이후에는 피로나 반력등 이외에는 비틀림에 대한 내력 설계를 별도로 필요로 하지 않기 때문에 설계가 용이한 장점이 있다. 그러나 그림2.16.1과 같이 여러차선이 존재하는 대형 곡선 교량의 경우 I형 거더가 그 적용이 용이하고, 상부 구조의 경량화를 통하여 경제성을 확보할수 있기 때문에 I형 거더의 사용이 유리하다.

한편 초기곡률이 있는 상부구조는 합성 전 상태에서 주 거더들이 독립적으로 거동하여 가장 위험한(Critical)상태에 놓일 수 있게 된다. 이로 인하여 시공중 예측하지 못한 부재의 변위나, 파괴가 종종 발생하게 되므로 설계에 각별한 주의를 요한다.

각 부재에는 곡률 효과로 인하여 휨과 비틀림이 동시에 작용하며 곡률이 커지면 비틀림의 영향이 지배적일 수 있다. 따라서 곡선 I형 거더는 휨 부재가 아닌 휨-비틀림 부재로 인식 되는 것이 바람직하다. 이러한 곡선 부재는 비틀림의 영향으로 강성이 급격히 저하될 수 있으며, 강도 파악을 위해서는 휨과 비틀림의 상호작용이 분석 되어야 한다. 그러나 불행히도, 상호작용을 고려한 거더의 강도 산정 방안은 아직 마련되어 있지 않은 실정이다.



그림2.16.1 합성전 수평곡선 I형거더

본 절에서는 실제 수평곡선 I형 부재에 대한 실험을 통하여 휨-비틀림 상호작용의 영향을 분석하고, 구조 해석결과와 비교 분석을 통하여 앞서 제안된 식을 검증하기 위한 연구를 수행한다.

가. 재료성능분석 실험

유한요소 해석에 앞서 실험에 사용되는 강재(SS490-18t,16t,12t,10t)를 쿠폰테스트를 통하여 강재의 항복강도와 인장강도를 테스트하였다.

(1) 시험품 정보

- 시험품명 및 수량 : 금속소재- 12개

(2) 시험 조건

- 시험 속도 : 2 mm/min (50 mm Extensometer 를 사용하여 연신율 측정)
- 시험 온도 : 상온

(3) 시험 장비

장비명	모델명	제작사
60kN 인장압축시험기	Model 64	MTS/USA

(4) 시험사진 및 결과 그래프



그림2.16.2 시험 전



그림2.16.3 시험 중

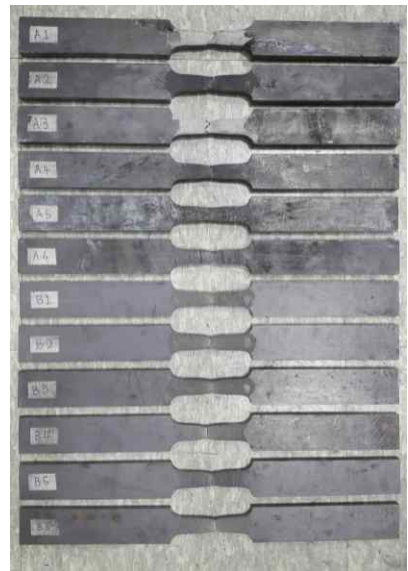


그림2.16.4 시험 후

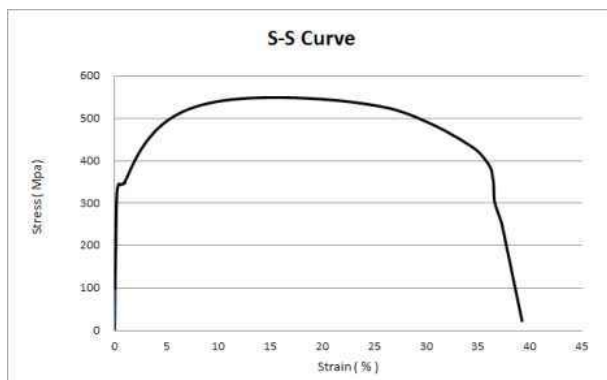


그림2.16.5 #1 Stress-Strain Curve

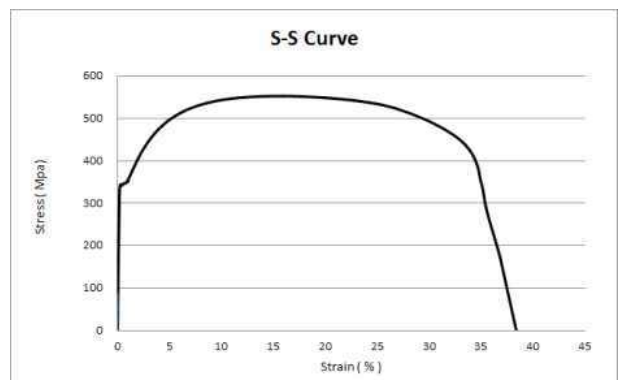


그림2.16.6 #2 Stress-Strain Curve

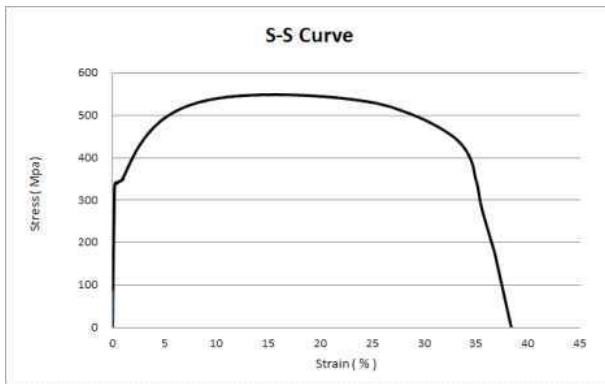


그림2.16.7 #3 Stress-Strain Curve

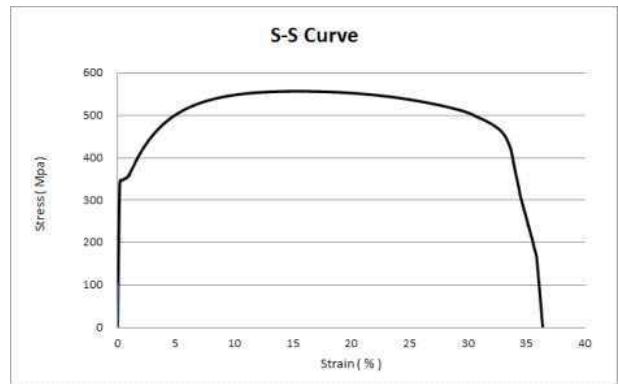


그림2.16.8 #4 Stress-Strain Curve

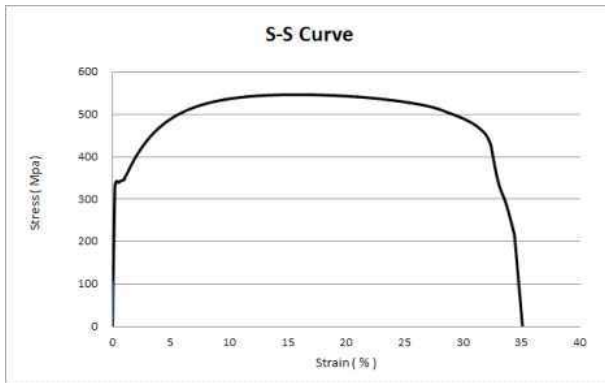


그림2.16.9 #5 Stress-Strain Curve

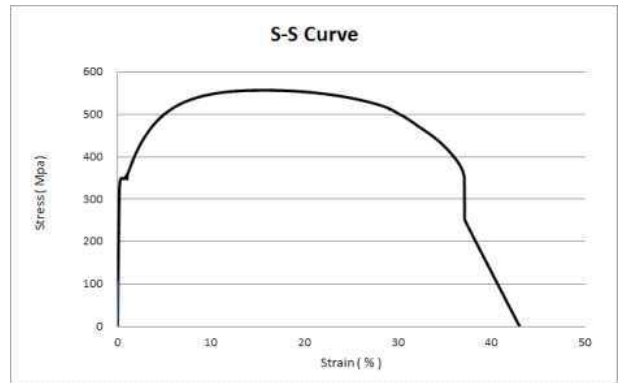


그림2.16.10 #6 Stress-Strain Curve

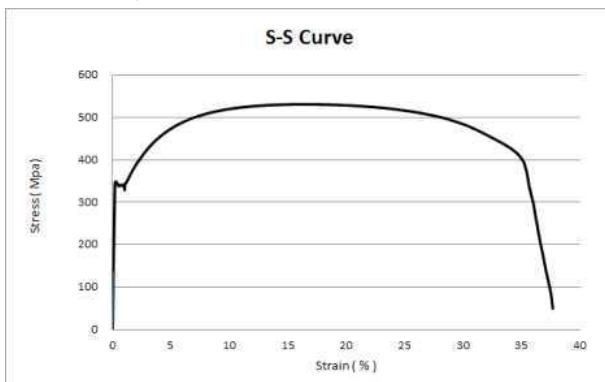


그림2.16.11 #7 Stress-Strain Curve

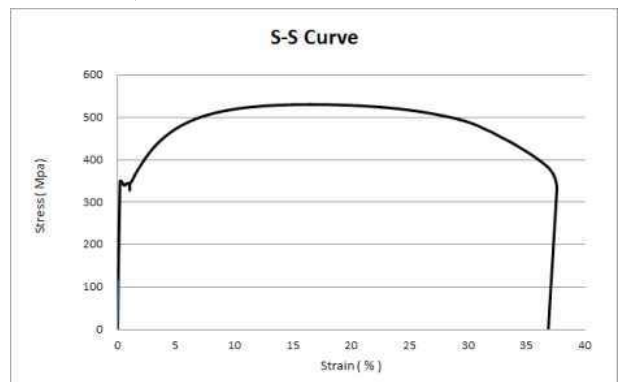


그림2.16.12 #8 Stress-Strain Curve

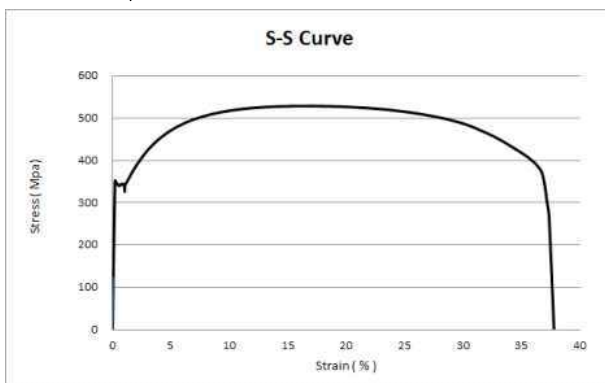


그림2.16.13 #9 Stress-Strain Curve

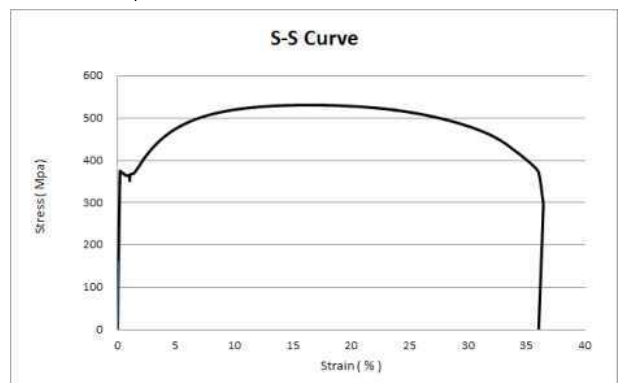


그림2.16.14 #10 Stress-Strain Curve

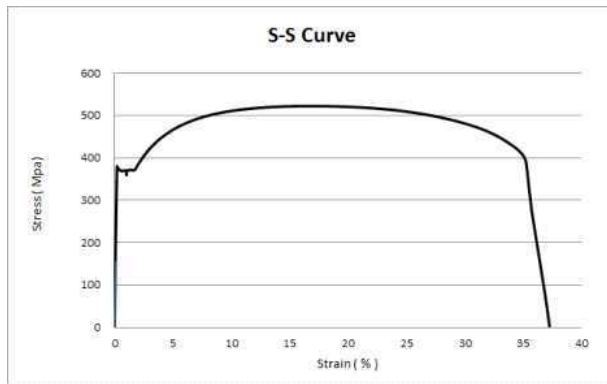


그림2.16.15 #11 Stress-Strain Curve

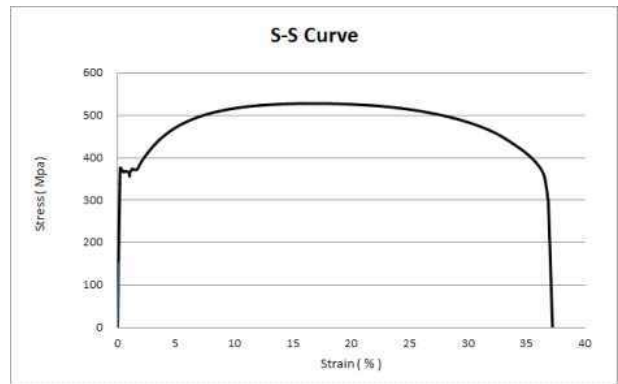


그림2.16.16 #12 Stress-Strain Curve

(5) 시험 결과

표2.16.1 시험 결과(항복강도: 0.2% offset)

구 분	치수(mm)		인장 강도 (MPa)	평균 인장강도 (MPa)	항복 강도 (MPa)	평균 항복강도 (MPa)	연신(%)	파손부위
	폭	두께						
#1	25.7	17.9	549.5	550.5	344.6	341.8	37.4	표점 내
#2	25.7	17.9	552.9		339.4		36.8	표점 내
#3	25.7	18	549.2		341.5		36.8	표점 내
#4	25.8	16.1	557.2	554.0	345.8	344.1	35.8	표점 내
#5	25.7	16.3	546.8		341.8		34.4	표점 내
#6	25.7	15.9	558		344.8		37.2	표점 내
#7	26.3	11.8	531	530.2	343.7	345.2	37.5	표점 내
#8	26.6	11.8	530.6		346.6		37.6	표점 내
#9	26.4	11.7	528.9		345.2		37.3	표점 내
#10	26.3	9.8	531.2	527.3	370.8	370.3	36.3	표점 내
#11	26.3	9.9	522.2		372.3		36.9	표점 내
#12	26.5	9.8	528.4		367.7		36.8	표점 내

재료 실험에서 사용된 시편들의 평균인장강도와 평균 항복강도는 표2.16.1 에서와 같이 #1~#6, #7~9, #10~12이 비슷한 경향을 나타내었다. SS490강재의 경우 도로교 설계기준에서는 판 두께 16mm 이하일 경우 항복강도 325 MPa 이상 인장강도 490~610 MPa, 16mm초과일 경우 항복강도 315MPa 인장강도 490~610 MPa으로 제시되어 있다. 시편 시험 결과 항복강도는 시편 #1~#3에서 약8.5%, 시편 #4~#6에서 약9.2%, 시편 #7~#9 에서 약6.2%, 시편 #9~#12에서 약13.9% 높게나왔다. 유한요소해석에서 재료물성치의 비선형성을 반영하기 위해 그림2.16.17과 같이 #1~#6의 대표값은 #2, #7~9의 대표값은 #8, 10~#12#의 대표값은 #10의 실험결과를 사용 하였다.

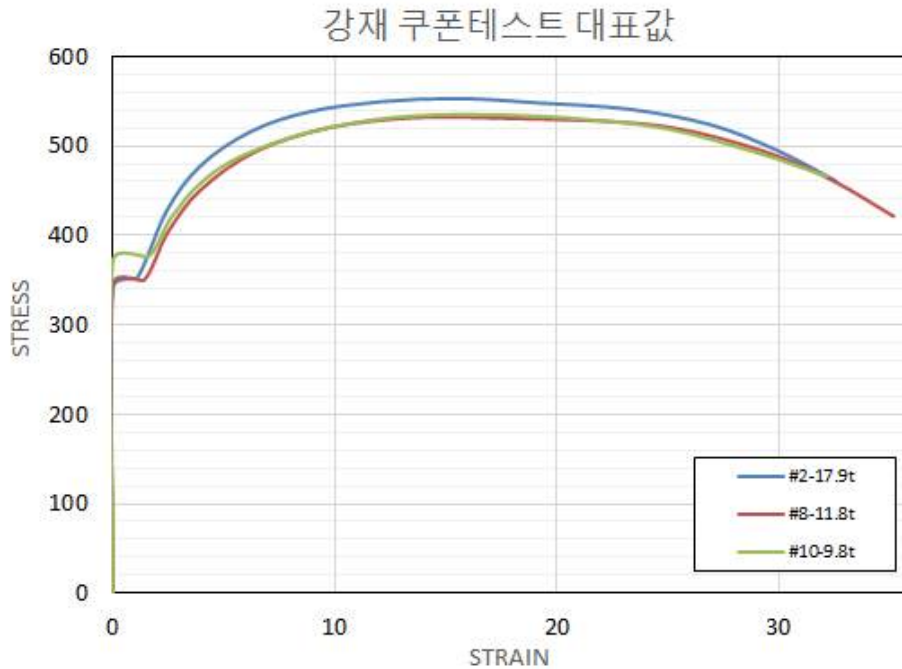


그림2.16.17 강재 쿠폰 테스트 대표값

2. 실험모델의 제작

수평곡선 거더의 휨 성능 평가실험을 위하여 균일 모멘트를 구현할수 있는 4점재하 실험을 실시하였고, 수평곡선거더의 휨-비틀림 상호작용실험은 보에 휨과 비틀림을 쉽게 구현할수 있는 3점재하 실험을 실시하였다. 4점재하 실험은 표2.16.2와 같이 단면과 곡률을 변수로 두었고, 3점재하 실험은 하중재하 위치와 곡률을 변수로 하여 제작하였다.

표2.16.2 실험체 정의

실험명	실험종류	해당단면	변수	
수평곡선거더의 휨 성능 평가	4점재하 내민보실험	Section.1~3	단면	$L_p(0.6L_p, 0.8L_p, 1.0L_p)$
			곡률	직선, 5° , 10° , 15°
수평곡선거더의 휨-비틀림 상호작용성 평가	3점재하 편심하중실험	Section.4	하중재하위치	0mm, 23mm, 46mm
			곡률	직선, 5° , 10° , 15°

가. 단면설계

휨성능 평가와 휨-비틀림 상호작용 검토를 위해서는 복부판과 플랜지 국부좌굴이 일어나지 않아야하기 때문에 도로교 설계기준의 조밀성 판별식을 통해 검토를 수행하여 그림2.16.18과 같은 단면을 선정하였다.

section.1 (1.0Lp) section.2 (0.8Lp) section.3 (0.6Lp) section.4 (1.0Lp)

Iy	1.0283E+08	Iy	8.2987E+07	Iy	6.3614E+07	Iy	7.7151E+07
Cw	3.2498E+11	Cw	1.5358E+11	Cw	7.9634E+10	Cw	1.6360E+11
J	9.2192E+05	J	7.8201E+05	J	5.0558E+05	J	5.6133E+05

그림 2.16.18 단면종류

모든 부재의 비지지 길이는 직선거더 기준으로 비탄성 좌굴을 방지하기 위해 지간 사이의 비지지길이 L_b 를 소성 비지지길이(Compact Unbraced Length; L_p)이하로 설계/제작 하였다.

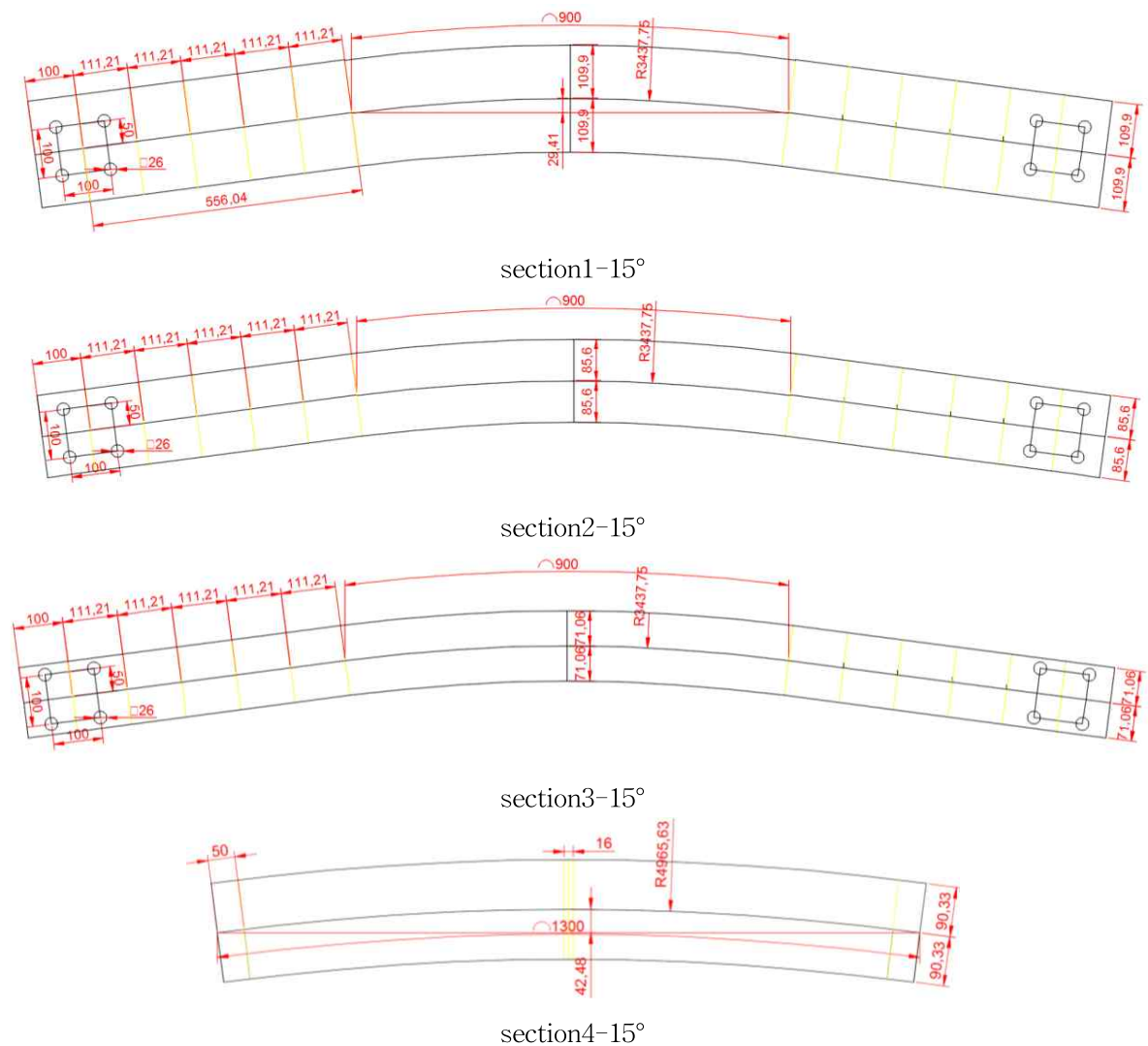


그림 2.16.19 Section1~4 상면도

모든 모델에 대하여 집중하중 및 반력으로 발생하는 국부좌굴을 방지하기 위하여 단면은 다이아프램을 설치하여 보강하였으며, 4점 재하 모델의 경우, 캔틸레버부에 플랜지 폭의 0.5 배 간격으로 다이아프램 보강을 적용하였다.

휨-비틀림 상호작용 시험(3점재하)에서는 비틀림과 휨모멘트를 동시에 재하 하기 위해 편심을 도입하였으며, 이때 발생하는 비틀림 모멘트는 수직 휨 모멘트와의 비 $a \left(= \frac{T}{T_p} / \frac{M}{M_p} \right)$ 로써 나타내었다. 결과적으로 23mm, 46mm의 편심을 가지는 부재의 a 값은 각각 0.34, 0.69로 계산 된다.

표2.16.3 실험 변수

하중형태	Lp	중심각	a=T/M
4점 재하	0.6Lp	0°, 5°, 15°, 30°	
	0.8Lp		
	1.0Lp		
3점 재하	1.0Lp	0°, 5°, 15°, 30°	a = 0 (e=0mm)
			a = 0.34 (e=23mm)
			a = 0.69 (e=46mm)

나. 제작 과정

단면 오차를 줄이기위해 강판은 레이저 커팅으로 가공되었으며, 4점 재하 모델의 경우에는 일정한 휨 모멘트를 재하하기 위하여 캔틸레버부는 직선으로 제작하였다. 복부판과 플랜지의 용접부는 용접 검사(RT, UT)를 통해 문제가 없음을 확인하였다.



파트별 제단



벤딩작업



다이아프램 설치 및 용접

그림2.16.20 제작과정

다. 실험체 셋팅

• 하중재하법

4점 재하모델은 그림2.16.21에 나타난 바와같이 캔틸레버부에 하중을 재하는 방법이다. 내민 보 구간에 재하되는 하중은 가력기와 보의 끝단을 볼트로 연결하여 하중 재하점의 변위에 관계 없이 일정한 가력이 이루어지도록 하였다.



그림2.16.21 4점재하 하중 재하점

3점 재하 실험체는 그림2.16.22와 같이 지간의 중앙에 집중하중을 재하하였고 전술한 바와 같이 0mm, 23mm, 46mm만큼의 편심을 가진다 이때 편심은 하중 재하 단면에서 플랜지의 중앙부터 곡률 외측 방향으로의 거리를 의미한다.

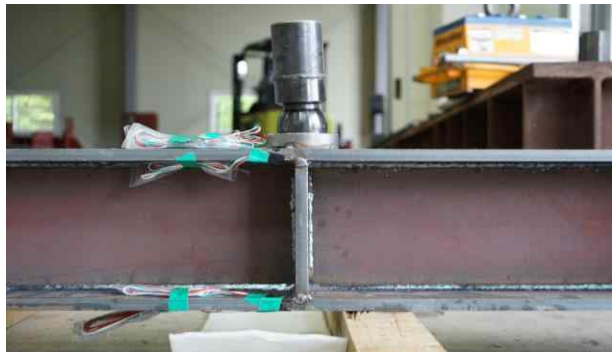


그림2.16.22 3점재하 하중 재하점

가력기의 양단은 회전 방향 자유도에 대한 구속력이 없기 때문에, 가력기에 압축력이 도입되는 경우 가력기와 부재측면에서 불안정 상태를 초래하게 된다. 따라서 본 실험에서는 별도의 지그를 제작하여 중력 반대방향의 힘을 재하 하여 가력기에 인장력을 도입하는 형태로 가력을 실시 하였다. 또한 가력부에서는 집중 하중의 형태를 유도하고, 단면이 회전 변형을 일으킨 후에도 일정한 재하점에 가력 될 수 있도록 구형 부재를 용접하여 이상적 하중 재하 형태를 유도 하였다. 하중 재하 속도는 2mm/min으로 제한 하여 갑작스러운 부재의 파괴를 방지 하였다.

• 지점조건

직선거더와 달리 곡선 거더는 하중 재하시 곡률반경 방향 및 교축에 대한 회전 방향 변위를 보이게 되므로, 안정성을 확보하기 위하여 양 지점부에 회전변위를 구속할 수 있는 조건을 구현하였다. 이때에 부재 내에 발생하는 비틀림 모멘트는 순수비틀림(St. Venant Torsion; Uniform Torsion)과 뒤틀비틀림(Warping Torsion; Non-uniform Torsion)으로 나눌 수 있고, 뒤틀비틀림은 길이방향 변형을 유발한다. 따라서 지점부에서 교축방향 변위를 구속할 경우 부재에 부가적인 내력이 발생하게 되므로, 양단에서의 길이방향 자유도는 구속하지 않았

다.



그림2.16.23 4점 재하 지점조건



그림2.16.24 3점 재하 지점조건

• 게이지설치

단면은 회전방향 변위를 일으키므로 로드셀에서 얻어지는 변위는 측정점의 수직변위를 대변하지 못한다. 따라서 그림2.16.24와 같이 단면의 상부, 중앙부, 하단부에 줄변위계를 설치하여 변위를 측정하고 얻어진 모든 성분의 변위에 대하여 벡터연산을 수행, 전단중심의 병진방향 변위를 계산 하였다.

단면에 발생하는 응력을 검토하기 위해 모멘트가 가장 크게 작용하는 경간중심에 3축방향 탄성 strain gage 13개를 설치하였다.



그림2.16.25 3축 Straing gage , 줄변위계

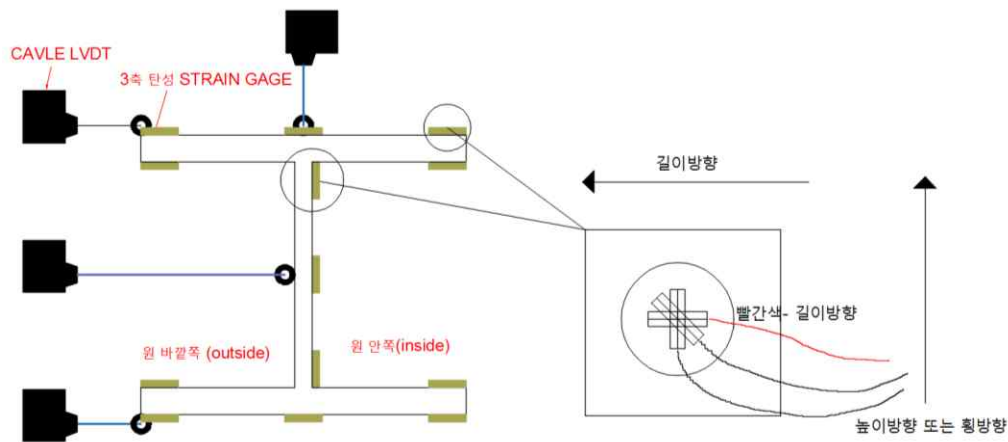


그림2.16.26 3축 Straing gage , 줄변위계 설치

3. 실험 관찰

가. 4점 재하하중 실험과 모멘트성능 해석연구와의 비교 분석

본 절에서는 4점재하하중 실험과 모멘트성능 비교를 통해 해석의 당위성을 검증하고 곡선 거더의 성능을 평가하기 위해 구조해석을 통한 비교 분석을 실시하였다.

그림2.16.27은 해석연구와 실험연구의 차이를 나타낸 그래프이다. 실험 결과는 해석 결과와 평균 8%차이가 발생하는데, 이러한 오차는 실제 수평곡선거더의 거동을 평가하기위해 해석에서 사용되는 이상적인 하중조건과 지점조건은 실험에서 구현하기 어렵기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 해석연구와 실험연구의 전반적인 추이는 매우 비슷한 양상을 나타내고 있음을 확인 할 수 있다.

초기곡률 효과는 수평 곡선 부재의 극한 모멘트 강도를 감소시킨다. 이 결과로 보아 유한요소 해석을 통해 수평곡선거더의 곡률별 모멘트 성능평가를 실시하고, 이에 따른 설계식을 제안 할 수 있을 것 이라고 판단된다.

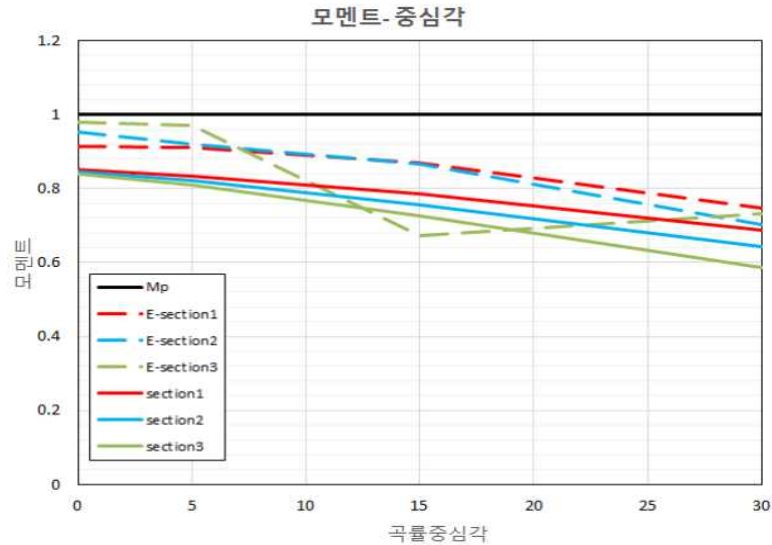


그림2.16.27 4점재하 실험 - 구조해석 결과 비교

나. 3점재하 편심하중 실험의 정성적 평가

3점 재하 모델인 Section4에 하중 재하점을 각각 23mm, 46mm씩 단면의 곡률 외측 횡방향으로 이동하며 실험을 진행하였다. 편심이 없는 모델에서는 휨거동이 지배적이었으며 편심이 커짐에 따라 비틀림도 크게 나타남을 알수 있었다.

다. 3점재하 편심하중 실험의 실험 결과 분석

그림2.16.28은 3점재하 편심하중 실험모델에 대하여 곡률 중심각 및 편심량에 따른 극한 모멘트를 나타낸 것이다.. ●→편심 0mm, ■→편심 26mm, ▲→편심 46mm, 를 나타낸다. 수직축은 극한 모멘트를 소성모멘트로 나누어 정규화 한 수치이다. 3점 재하 실험 또한 곡률이 커짐에 따라 비틀림이 내하력을 감소시켜 소성모멘트에 도달하기전 파괴가 일어난 것으로 판단된다.

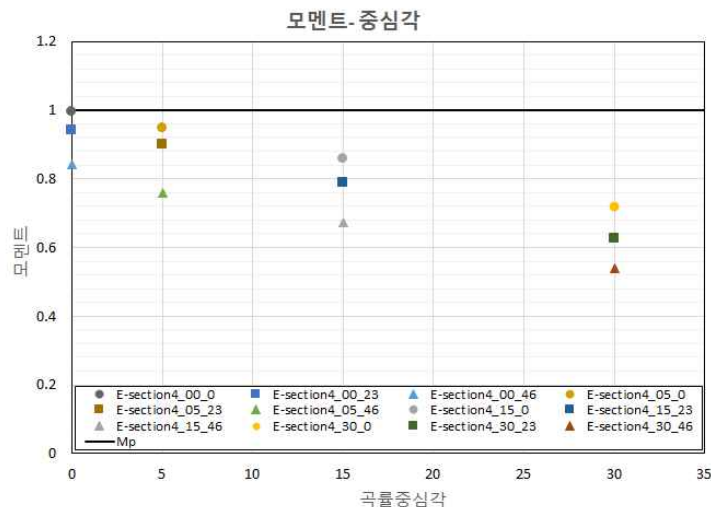


그림2.16.28 3점재하 실험 -곡률 중심각 및 편심량에 따른 극한 모멘트

그림2.16.29는 3점 재하 편심하중 실험모델에 대하여 곡률 중심각 및 편심량에 따른 극한 모멘트를 나타낸 것이다. 수직축은 최대 비틀림 모멘트를 소성 비틀림 모멘트로 나누어 정규화 한 수치이다. 그림2.16.28과 반대로 곡률이 커짐에 따라 비틀림의 영향은 커지는데 이는 곡률 효과의 증가를 단적으로 보여주는 예이다.

또한 직선 거더에서는 편심에 대한 민감도가 곡선에 비해 큰 것을 알 수 있는데, 이는 편심에 의한 비틀림모멘트가 곡률 효과로 인하여 발생하는 비틀림 모멘트에 비해 상대적으로 작아짐으로써 생기는 현상이다.

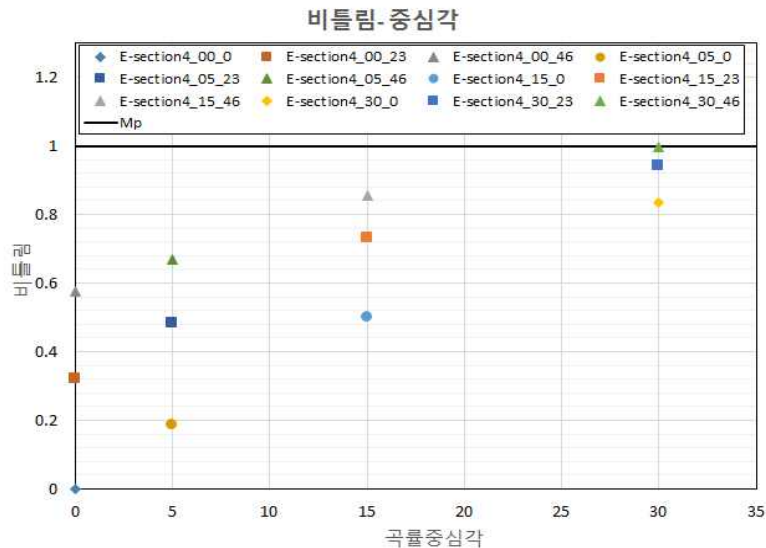


그림2.16.29 3점재하 실험 - 곡률중심각 및 편심량에 따른 최대 비틀림 모멘트

그림2.16.30는 모멘트와 비틀림의 상호작용력을 나타낸 그래프이다.

이 그래프에서 청색 점선은 원형관계식(Circular Interaction Curve)이며, 적색 점선은 Pi 등 (2006)이 제안한 상호작용력 관계식이다.

Pi (2006)이 제안한 곡선의 모멘트-비틀림 상호작용력 관계식은 매우 보수적임을 확인 할 수 있다. 상호작용력에 전반적인 추이를 보면 곡률에 의한 편심과 하중의 편심량이 커질수록 작용모멘트는 줄어들게 됨을 알 수 있다.

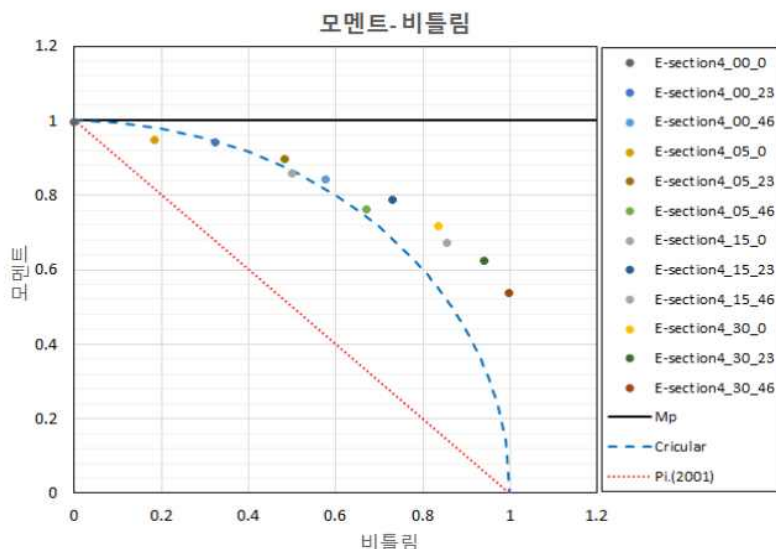


그림2.16.30 3점재하 실험 - 모멘트-비틀림 상호작용

라. 3점 재하하중 실험과 모멘트-비틀림 상호작용력 해석연구와의 비교 분석

본 절에서는 3점재하 실험과 모멘트-비틀림 상호작용력 해석연구와의 비교를 통해 해석의 당위성을 검증하고 곡선 거더의 성능을 평가한다.

그림2.16.31은 해석연구와 실험연구 결과를 모멘트-비틀림 상호작용 곡선과 비교한 그래프이다. 각 결과의 전반적인 추이는 비슷한 양상을 나타내고 있음을 확인 할 수 있다. 수평곡선 거더에 초기곡률이 발생하면 극한모멘트는 비틀림에 비해 작아지고 비틀림은 초기 곡률이 증가함에 따라 커지게 된다.

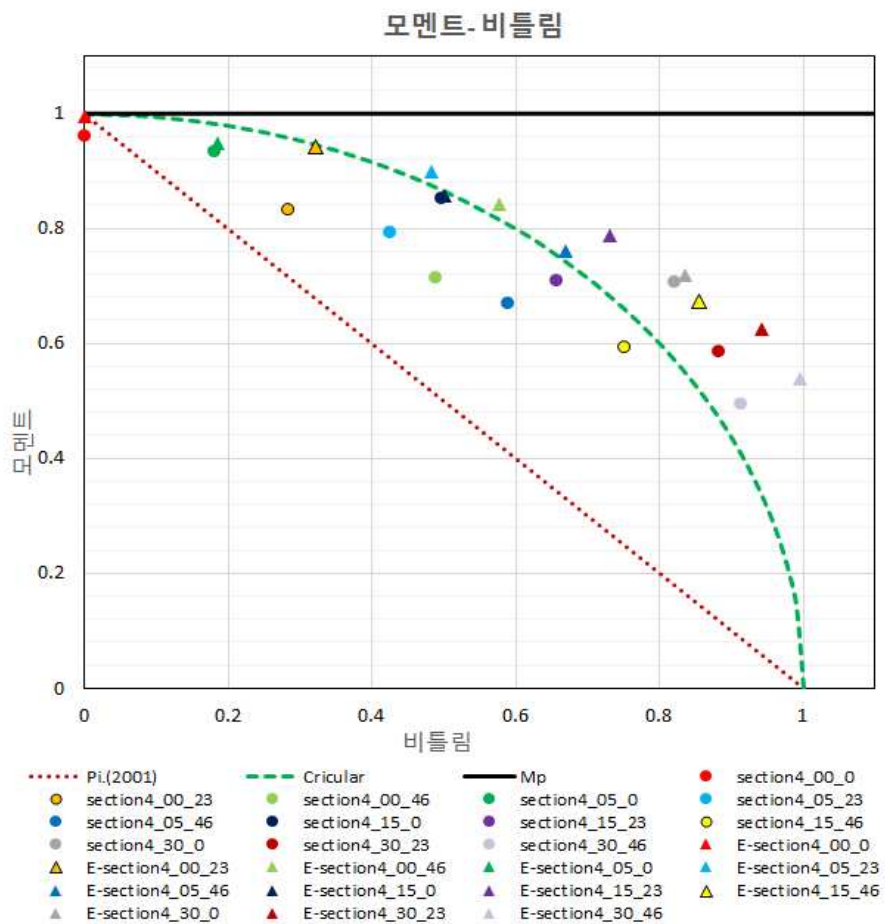


그림2.16.31 실험연구,해석연구 Section4 모멘트-비틀림 상호작용력 비교

그림2.16.32, 그림2.16.33은 해석연구와 실험연구를 모멘트-곡률중심각, 비틀림-곡률중심각 관계에 대하여 비교한 것이다. 그 결과 평균적으로 8%차이가 발생하는데, 곡선 거더의 실험에서는 이상적인 하중 재하 및 경계조건을 구현하기 어렵다는 점을 감안하면 해석연구와 실험연구의 전반적인 추이는 매우 비슷한 양상을 나타내고 있음을 확인 할 수 있다.

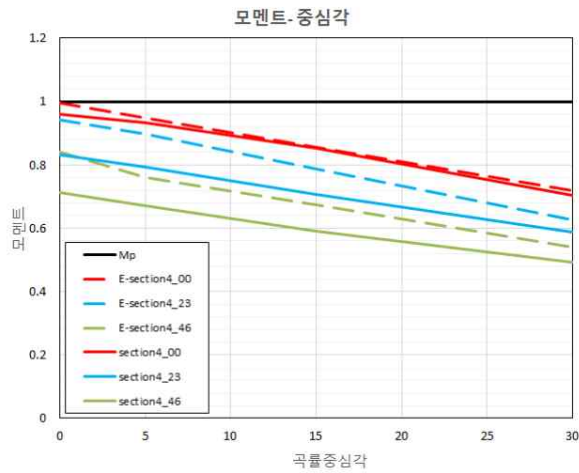


그림2.16.32 실험연구, 해석연구
Section4 모멘트-곡률중심각 비교

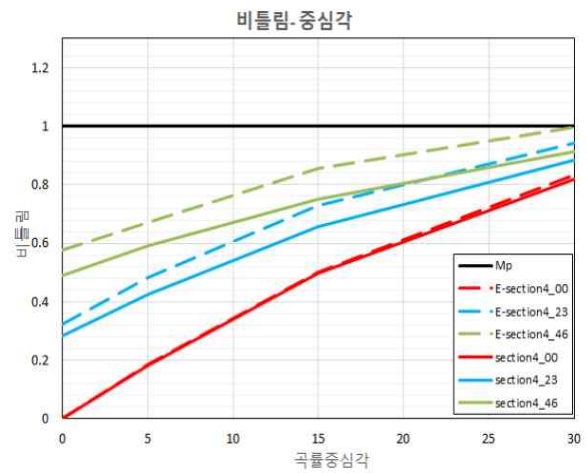


그림2.16.33 실험연구, 해석연구
Section4 모멘트-곡률중심각 비교



실험 전



실험 후



실험 전



실험 후

그림2.16.34 section1_00



실험 전



실험 후



그림2.16.35 section1_05





실험 전

실험 후

그림2.16.36 section1_15



실험 전

실험 후

그림2.16.37 section1_30



실험 전

실험 후

그림2.16.38 section2_00



실험 전

실험 후

그림2.16.39 section2_05



실험 전

실험 후

그림2.16.40 section2_15



실험 전

실험 전

그림2.16.41 section2_30



실험 전

실험 후

그림2.16.42 section3_00



실험 전

실험 후

그림2.16.43 section3_05



실험 전

실험 후

그림2.16.44 section3_15



실험 전

실험 후

그림2.16.45 section3_30



실험 전

실험 후

그림2.16.46 section4_00



실험 전

실험 후

그림2.16.47 section4_00_23



실험 전

실험 후

그림2.16.48 section4_00_46



실험 전

실험 후

그림2.16.49 section4_05



실험 전

실험 후

그림2.16.50 section4_05_23



실험 전

실험 후

그림2.16.51 section4_05_46



실험 전

실험 후

그림2.16.52 section4_15_00



실험 전

실험 후

그림2.16.53 section4_15_23



실험 전

실험 후

그림2.16.54 section4_15_46



실험 전

실험 후

그림2.16.55 section4_30_00



실험 전

실험 후

그림2.16.56 section4_30_23



실험 전

실험 후

그림2.16.57 section4_30_46

제17절 곡선교량 해석 및 설계 프로그램 개발 - I

1. 개요

지금까지 살펴본 바와 같이 수평 곡선 교량은 그 거동이 매우 복잡하며, 아직까지 연구가 미진하여, 그 거동을 파악하기 위해서는 3차원 모델이 필요한 경우가 많다. 그러나 곡선 교량은 직선에 비해 모델을 작성하는 과정이 복잡하며, 시공중 모델이나 선형의 변화 등 다양한 부분에 대한 검토가 필요한 경우 해석 모델을 일일이 수정하는 것은 시간과 노력이 매우 많이 필요한 작업이다.

이에 해석 및 설계에 대하여 다양한 요소를 활용한 구조해석 모델링 자동화 프로그램 MGB SInput Gen(Multi Girder Bridge System Input Generator)을 개발하였다. 프로그램은 Excel VBA코드를 사용하였으며, 이는 Abaqus에 쉽게 적용 될수 있다.

기본적으로, 유한 요소 해석 프로그램에서 모델링에서 가장 많은 노력을 요하는 작업은, 구조물을 구성하는 Node와 Element를 생성 하는 과정인데, 약간의 수정을 거치면 Abaqus 뿐 아니라, 다른 프로그램에 대하여서도 확장이 가능하다.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	
1	Material			Section Properties							
2	Name	STEEL			Type	C					
3	Modulus of Elastic[E]	210000			Girder Profile	I_Beam					
4	Poisson's Ratio [v]	0.3			Analysis						
5	Name2	CONCRETE			Half flange division [hfd]	7					
6	Strength of Concrete[fck]	30			Type of Analysis [TOA]	Static					
7	Poisson's Ratio [vc]	0.2			Element Type [ET]	3D					
8	Geometry			Girder System							
9	Width of flange [bf]	610			Number of girder [NCS]	4					
10	height of beam[H]	2134			Spacing of span [Sspan]	2440					
11	Thickness of web [tw]	16			Number of cross-frame [NCF]	8					
12	Thickness of flange [tf]	55			Cross-frame Element [CFE]	X-BEAM					
13	Angle[theta]	20			Cross-frame profile	L					
14	Length [Length]	40000			a	152					
15	Load										
16	Concentrated Load [Cld]	0			b	152					
17	File name and Directory										
18	Input File Name					t1	22				
19	Example					t2	22				
20	File Directory					t3	22				
21	D:\					t4	22				
22	Drawing scale	1:5			Concrete deck						
23					Deck Thickness	250					
24					Deck Extend a	200					
25					Deck Extend b	0					
					Concrete Density	0.000025					
					Non-compact/compact	Com					

Example-1

Example-2

MGBS

Generate Abaqus.inp

그림2.17.1 MGBSInput Gen GUI

본 프로그램은 Mesh크기, 가로보(Cross Frame)의 간격, 주거더의 수, 합성 및 비합성 상태, 사용 요소의 종류등에 대하여 자유롭게 선택하여 모델을 자동화 하고, 단면의 크기 및 재료 물성치까지 자유롭게 입력하여 자동으로 모델을 생성하므로, 추가적인 불필요한 작업을 간소화 할 수 있다. 그림2.17..1은 Input형식을 나타낸 것이며, 사용자의 편의를 위하여 예제 파일을 만들 수 있는 기능을 부가적으로 구성하였다(Example-1, Example-2, MGBS 버튼). 해석을 하고자 하는 모델에 대한 기하학/재료 물성치를 입력하고 그 외 가로보의 형태나 개수, 콘크리트 바닥판의 유무 등을 선택하고 Generate Abaqus.inp를 누르면 해당 모델이 *.in

p의 형태로 도출 되게 된다. 이에 대한 간단한 예제는 그림2.17.2와 같다.

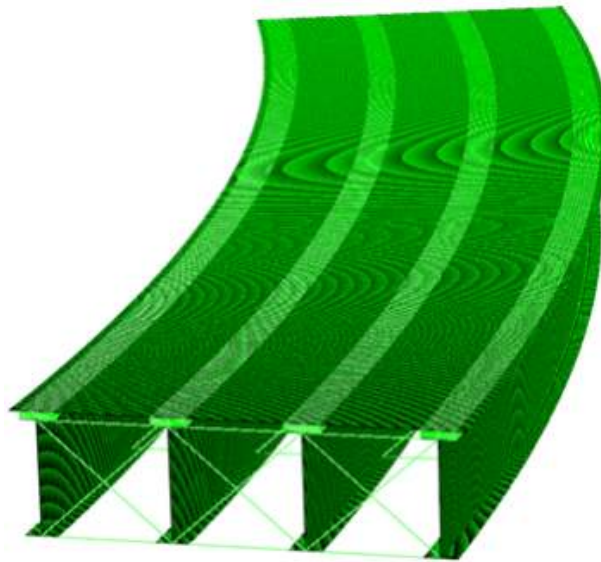


그림2.17.2 3D modeling of MGBS

본 프로그램은 선형, 비선형 및 고유치 해석에 대하여 자동적으로 해석 파일을 생성하며, 사용자는 원하는 해석을 손쉽게 선택하여 수행 할 수 있다. 이에 대한 사용 매뉴얼은 다음과 같다.

MGBSInput Gen
User's Manual

MGBSInputGen instruction

- a. A brief description is available in each item. To show it, users may click on each cell which has red triangle on the top right of the cell.
- b. Unit: ABAQUS does not use any unit, users define unit by themselves
- c. Option: There are several options here that users can choose such as: use can input their own geometry, if can not it just a useless program. The more important are;

Material

[Name (C2)] Input the name of material (for all steels)

[Modulus of Elastic (C3)] Input the value of modulus of elastic

[Poisson's Ratio] Input (C4) the value of Poisson's Ratio

[Name2 (C5)] Input the name of material (for concrete deck)

[Modulus of Elastic (C6)] Input the value of modulus of elastic

[Poisson's Ratio] Input (C7) the value of Poisson's Ratio

Geometry

Input I-Girder section properties (C9-C12)

[Angle (C13)] Input the angle value of a single/multi I-Girder (units: degree)

[Length (C14)] Input length of a single/multi I-Girder (measured at the middle of single/multi I-Girder)

Load

[Concentrated Load (C16)] Only concentrated load is available here. The load is placed in the middle of a girder for a single girder and in each girders for multi girders

File name and directory

[Input File Name (B19)] Please give the name of the file to be created, here:
Example-I.

[File Directory (B21)] It is important to write the file directory. If not, error will occurs.

[Drawing scale (22)] Choose a scale for I-girder drawing display

Section Properties

[Type/Girder system (G2)] You can choose the girder system to Straight ("R") or Curve ("C")

[Girder Profile (G3)] Only I-section is available here and Box section will be upgraded in next version

Analysis

[Half flange division (G5)] Number of element segment in half flange

[Type of Analysis (G6)] (a) Static as Linear, (b) StaticRiks as Nonlinear and (c) Buckle

[Element Type (G7)] Only 3D FEM is available. 2D FEM will be available in next version

(However, 2D modeling is available with the first version but with limitation)

Girder System

[Number of girder (G9)] Unlimited number of girder can be inputted unless it is not over the limitation of node provide by ABAQUS (S4R element is used here for I-Girder)

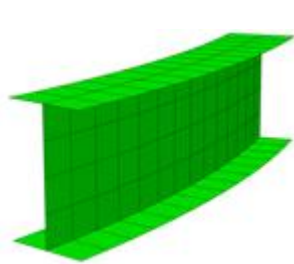
[Spacing of span (G10)] Distance from center of a girder to another girder

[Number of cross-frame (G11)] Input number of Cross-frame

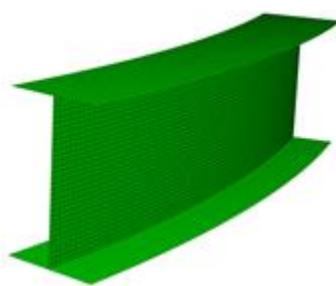
[Cross-frame element (G12)] User may choose three type of cross-frames (X, XN, and K). X is for cross-frame with upper chord and bottom chord, XN is cross-frame without neither top nor bottom chord, and K is cross-frame in K shape. B31 element is used for Beam element and T3D2 is used for Truss element.

[Cross-frame profile (G13)] L shape profile (L) and Box shape profile (BOX)

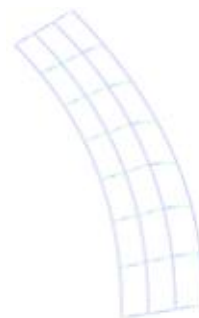
본 프로그램의 사용으로 다음과 같은 상부 구조에 대한 해석을 편리하게 수행 할 수 있다.



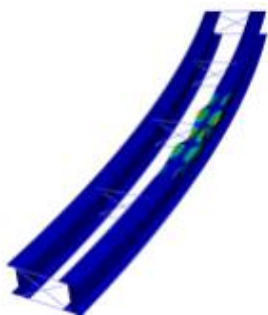
(a) Single girder with coarse mesh



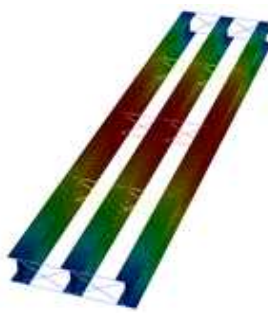
(b) Single girder with fine mesh



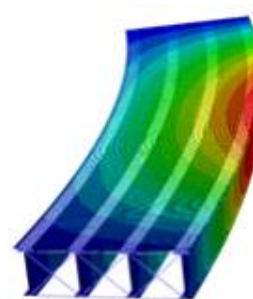
(c) three curve I-girder in 2D modeling



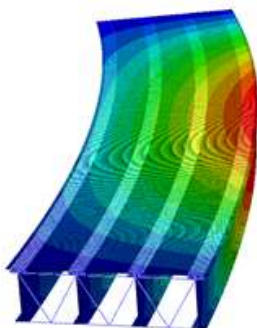
(d) Buckling mode of 2 curve I-girder



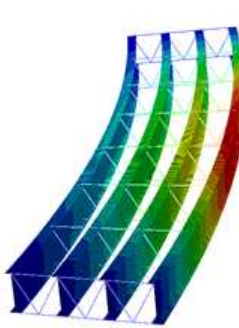
(e) three straight I-girder



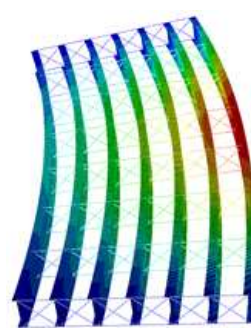
(f) four curve I-girder with x cross-frame



(g) four composite curved I-girder with K cross-frame



(h) four non-composite curved I - girder with K cross-frame



(i) seven non-composite curved I-girder with X cross-frame

그림2.17.3 Example of some models generated by MGBSInputGen

제18절 곡선교량 해석 및 설계 프로그램 개발 - II

1. 개요

범용 해석 프로그램에서 사용되는 보 요소는 각 절점에서 병진 및 회전방향 변위에 대해 총 여섯 개의 자유도를 지니게 된다. 그러나 단면에 비틀림 모멘트가 작용하게 되는 경우에는 단면의 변형이 유발되며, 이로 인하여 직선보이론을 적용할 수 없게 된다.

본 연구에서는 9자유도를 갖는 요소정식화를 작업을 거쳐 Fortran언어로 코드화 하였다. 본 프로그램에 구성된 주요 Subroutine의 기능은 다음과 같다.

가. 프로그램 주요기능

MAIN	:	곡선보 요소로 구성되는 상자형 격자형교의 선형해석을 제어한다.
INPUT J	:	절점의 좌표와 경계조건 및 경사좌표계에 대해 입력한다.
ELEMENT	:	곡선보 요소의 강성행렬 구성을 제어한다.
STAT	:	선형정적해석을 제어한다.

나. 부 프로그램의 주 기능

MATSEC	:	정적응축의 형태, 재료의 특성 및 단면성질의 특성을 입력한다.
READM	:	요소의 종류와 구성을 입력한다.
CVB	:	곡선보 요소의 강성행렬을 구성한다.
TRCVB	:	곡선보 요소의 좌표변환행렬을 구성한다.
SOCEFX	:	Ain을 구성하고, 그 역행렬을 구하여 Ain-T형태로 저장된다.
SOCEFY	:	Aout을 구성하고, 그 역행렬을 구하여 Aout-T형태로 저장된다.
MEMSTX	:	대수적분을 사용하여 곡률면내 강도행렬 Kin을 구성한다.
MEMSTY	:	대수적분을 사용하여 곡률면의 강도행렬 Kout을 구성한다.
DISTIF	:	뒤틀림 해석에 관련된 전체강성행렬을 구성한다.

다. 선형정적 해석을 수행하는 부 프로그램의 주기능

DBAND	:	Cholesky Decomposition에 근거하여 전체강성행렬을 재차분해한다.
LOAD	:	등가의 절점하중을 구성한다.
ENRELF	:	정적응축개념을 도입하여 절점하중을 재구성한다.
EQACT	:	등분포하중으로부터의 등가절점하중으로 하중벡터를 구성하고 절점하중을 추가한다.
SBAND	:	재차분해된 행렬식을 풀어 절점변위벡터를 구성한다.
LOCALD	:	절점변위벡터를 요소의 국부좌표계에서의 절점변위벡터로 재구성한다.
MENDA	:	요소강성행렬에 절점변위벡터를 곱하고 다시 등분포하중에 의한 등가절점력

		을 제거하여 절점에서의 단면력을 산정한다.
STRESS	:	부재단면에서 법선응력을 계산한다.
REACT	:	전체좌표계에서 지지점의 반력을 산정한다.

라. 개발 프로그램의 FLOW CHART

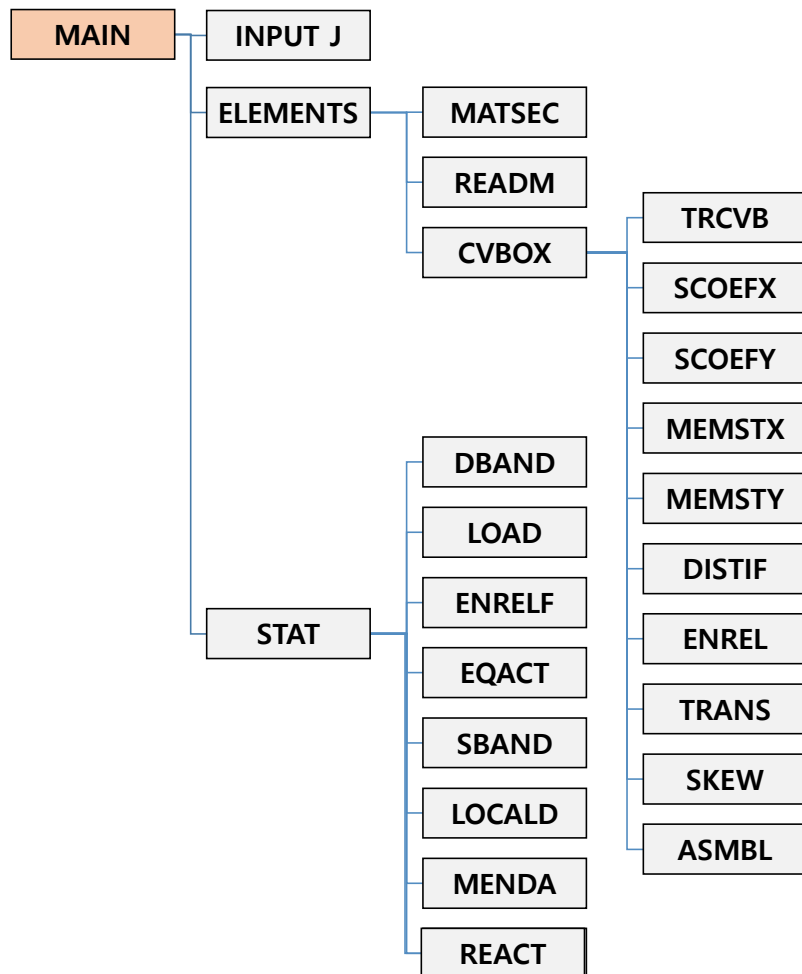


그림2.18.1 프로그램의 흐름도

2. 해석 프로그램의 검증

복잡한 거동이 발생하는 박스형 곡선거더의 수치해석을 위한 유한요소해석프로그램은 Fortran으로 작성하였으며, 유한요소해석프로그램의 타당성을 확보하기 위하여 수치해석예제를 통한 검증을 수행하였다.

해석 대상 모델의 단면은 표2.18.1과 같이 폭이 2m, 높이 1.5m 상부플랜지의 두께 10mm, 하부플랜지의 두께 15mm, 복부판의 두께 10mm이며, 거더의 길이는 총 40m, 내부 중간 다이아프램은 3개가 설치된 곡선 박스 거더교량이다. 재하된 하중은 981kN을 거더의 중앙 최외측에 재하하였다.

셀 요소해석은 범용 구조해석프로그램인 ABAQUS 6.13를 이용하여, 길이방향의 절점수 321EA, 요소수 320EA, 플랜지의 폭으로 절점수 17EA, 요소수 16EA를 이용하였으며, 요소는

S4R요소를 사용하였다. 제안된 해석프로그램은 곡선보 요소를 사용하였으며, 절점수 42EA, 요소수는 40EA를 사용하였다.

표2.18.1 해석모델의 단면제원

경간 길이	40m
곡률 반경 R	80m
다이하프램 두께	20mm
플랜지 폭(bf)	2m
거더의 높이(H)	1.5m
플랜지 두께	상부: 10mm, 하부 20mm
셸요소 해석(Shell)	- 길이방향 절점/요소 수: 321EA / 320EA - 폭의 절점/요소 수: 17EA / 16EA
곡선보 요소(present)	절점수=42, 요소수=40

곡선 박스거더교량은 편재하의 하중이 작용하지 않더라도 초기곡률로 인하여 단면에 뒤틀림이 발생하며, 이러한 뒤틀림은 뒤틀림 법선응력을 단면에 발생시키게 된다. 그림2.18.2는 범용 구조해석프로그램인 ABAQUS 6.13으로 대상교량을 선형해석한 결과와, 제안된 프로그램을 이용한 해석결과를 비교한 것이다. 다이하프램은 10m, 20m, 30m에 각각 설치되었으며, 해석결과가 일치하는 것을 알 수 있다.

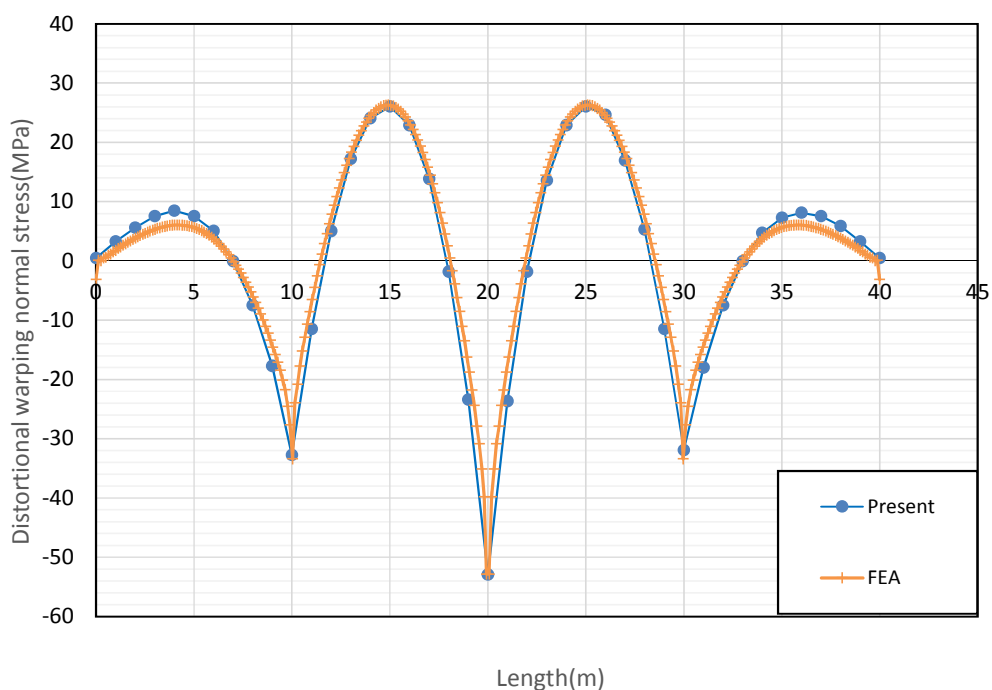


그림2.18.2 개발 프로그램의 검증

제19절 하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조거동 평가

1. 계수하중 조합 제안

곡선교의 설계에서는 도로교 설계 기준에서 제시된 하중계수를 사용하되, 비틀림 모멘트를 증가시킬 수 있는 몇몇의 특정 하중에 대해서는 추가적인 검토를 요구하거나, 변형된 하중계수를 적용할 수 있다.

본 절에서는 수평 곡선교 설계에 대하여 특별한 고려가 필요한 하중의 종류와 접근 방법에 대하여 소개한다.

2. 가설시 하중에 대한 하중 계수

시공하중은 고정하중과 시공 중 구조물에 작용하는 일시적인 하중을 말한다. 시공하중은 바닥판토피기계 또는 가설구조물, 다른 일시적인 지지점에 작용하는 하중 등과 같은 모든 무게를 포함한다. 설계시점에 시공하중의 정확한 크기를 파악하는 것은 어려우나, 설계 시 파악되는 하중의 크기와 재하점은 도면에 표시되어야 한다.

시공성에 대하여 한계상태를 고려할 때에는 하중계수를 1.4, 시공중 처짐을 계산할 때에는 1.0의 하중 계수를 적용한다. 이때 1.4는 도로교설계기준 3.4.3절에 명시된 하중계수 1.5와 하중계수 1.25의 평균값을 사용한 것이며, Guide Specifications 2003에 언급된 사항이다.

설계기준 발췌

- 도로교설계기준 2014-

3.4.3 가설시 하중에 대한 하중 계수

구조물과 부속물의 중량에 대한 하중 계수는 1.25 이상의 값을 택해야 한다.

발주자에 의해 특별히 제시되지 않은 경우에는 시공하중, 설비하중, 그리고 동적 효과에 대한 하중계수는 1.5 이상의 값을 택해야 한다. 풍하중에 대한 하중 계수는 1.25 이상의 값이어야 한다. 모든 다른 하중 계수들은 1.0을 택한다.

또한 곡선 거더는 시공중 단계에 대하여 양력에 대한 검토를 해야 하는데, 이때에는 부반력을 억제하는 하중 종류에 대해서는 0.9, 부반력을 발생시키는 하중에 대해서는 1.2의 하중계수를 적용한다. 곡선교량 설계지침에서는 기술자의 판단에 따라 더 큰 하중 계수를 사용할 수 있는 경우에 대한 언급을 수록 하였다.

3. 충격 하중 계수

도로교 설계기준에서는 각 한계 상태별 충격 하중을 일률 적으로 적용 하고 있다. 곡선 거더는 차량의 충돌 및 충격에 의하여 예기치 못한 사고가 발생 할 수 있으며, 실제로 인도에서는 차량의 충돌에 의한 낙교 사고가 발생한 바 있다.



그림2.18.1 인도, Kolkata의 차량 충돌에 의한 낙교 사고사례(2013.03.03.)

Schelling (1992)의 연구 결과에 따르면 I형 거더와 박스 거더의 충격계수는 다를 수 있으며, 이러한 결과를 적용 하여 다음과 같은 충격 계수를 설계 지침에 제시 하였다.

표2.18.1 I형 거더의 충격하중 계수

하중효과	충격하중계수 IM	
	집중하중	분포하중
휨,비틀림, 처짐	25%	20%
반력, 전단, 가로보, 다이아프램	30%	25%

표2.18.2 박스 거더의 충격하중 계수

하중효과	충격하중계수 IM	
	집중하중	분포하중
휨,비틀림, 처짐	35%	30%
반력, 전단, 가로보, 다이아프램	40%	35%

4. 온도 하중

수평곡선 거더에서 온도에 따라 발생하는 하중은 상부구조에 부가적인 내력이나 지점에 횡 방향 반력을 유발할 수 있으므로, 설계시 이에대한 고려가 필요하다. Krauss and Rogalla (1996)의 연구에 따르면 강재는 콘크리트보다 더 빠른 온도 변화를 보이며, 이는 콘크리트 바닥판의 균열을 야기 할수 있다. 따라서 바닥판 폭과 경간길이의 비에 따라 온도 하중 검토 필요 유무를 설계 지침에서 언급 하였다.

제20절 LRFD 설계기술개발 ; 설계지침 및 설계예제집

본 과제에서는 지금까지 언급한 내용을 바탕으로 수평 곡선 강교량 설계지침을 개발하였으며, 이를 효과적으로 활용하기 위한 설계 예제집을 발간 하였다.

국토해양부 공고 제 2012-61호에 의하여 2015년부터 강교량에 대하여서도 한계상태 설계법 적용의 의무화되었다. 따라서 본 연구의 최종 성과로 제시되는 수평 강교량 설계지침 및 설계 예제집은 하중-저항계수 설계 철학을 반영하였다.

설계 지침에는 휨강도 평가와 더불어 다양한 한계 상태에 대한 강도 평가 방안 및 설계 방안을 수록하였으며, 사용자의 이해를 돕기 위하여 풍부한 주석을 첨부 하였다.

제3장 최종 연구 성과 및 적용 실적

제1절 주요 연구 성과

1. 논문 게재 성과

곡선 교량은 아직까지 연구 및 실용적 기술 측면에서 타분야에 비해 발전도가 낮다 판단된다. 따라서 효율적인 곡선교량의 설계는 설계 지침이나 예제집과 같은 기술적 성과가 가장 중요하나, 기술자들에게 본 분야에 대한 중요성을 인식시키고, 이를 알리는 것이 선행 되어야 할 것이다. 이에 따라 본 연구에서는 총 7건의 국내외 논문을 게재하여 연구결과를 정리하는 한편, 관심을 고취시키기 위한 노력을 기울였다.

게재연도	논문명	저자			학술지명	Vol.(No.)	국내외 구분	SCI구분
		주저자	교신저자	공동저자				
2013	과형복부판이 수평곡선 I형 거더의 극한거동에 미치는 영향	김승준	강영중	한택희 원덕희	대한토목학회논문집	33(4)	국내	N
2015.01	Stresses due to distortion on horizontally curved tub-girders	Chai H. Yoo	Junsuk Kang	Kyungsik Kim	Engineering Structures	87	국외	SCI
2015.04	An Evaluation on the Effect of Cross-Frame Spacing Limit on Buckling Strength of Horizontally Curved Multi-Girder Systems under Uniform Bending	LayAllen Nicolas	Jong Sup Park	Young Jong Kang	Indian Journal of Science and Technology	8(s8)	국외	SCOPUS
2015.06	Ultimate Behavior of Cable Stayed Bridges Under Construction:Experimental and Analytical Study	Keesei Lee	Young Jong Kang	Seungjun Kim, Junho Choi	International Journal of Steel Structures	15(2)	국외	SCI(E)
2015.09	곡선 강박스 거더의 휨-뒤틀림 응력비에 따른 중간 다이아프램 간격	이정화	강영중	이기세 임정현 최준호	Journal of the Korea Academia-Industrial cooperation Society	16(9)	국내	-
2015.09	편심하중이 작용하는 수평	임정현	강영중	이기세 김희수	Journal of the Korea	16(9)	국내	-

	곡선 I형 거더의 휨-비틀림 상호작용			최준호	Academia-I ndustrial cooperation Society			
2015.10	합리적 응력경도 산정을 위한 수평 곡선 I-형 거더의 플랜지 국부좌굴의 해석적 연구	김희수	강영종	이기세 이정화 최준호	Journal of the Korea Academia-I ndustrial cooperation Society	16(10)	국내	-

2. 학술대회 발표 성과

곡선 교량에 대한 전반적인 내용을 다루는 연구에서, 다양한 분야의 전문과들과 학술적인 교류를 나누는 것은 성공적이고 체계적인 기준을 마련하는데 필수적이다. 이에 3.1.1절과 같은 맥락에서 기술의 홍보를 적극적으로 수행하는 한편, 2014년 개최된 강구조학회 학술발표대회에서 특별세션을 주최하여 적극적인 학술 교류의 장을 마련하였다.

발표일	발표명	저자	학술대회명	국내외 구분
2012.11.15	강박스-트러스 하이브리드 곡선교량의 곡률에 따른 부재별 거동 분석	장민서, 이기세, 조시영, 강영종	한국 구조물진단 유지관리공학회 2012년 정기총회 및 가을 학술발표회	국내
2012.11.15.	제형 강박스 거더의 전단좌굴강도 산정에 관한 해석적 연구	이기세, 장민서, 조시영, 강영종	한국 구조물진단 유지관리공학회 2012년 정기총회 및 가을 학술발표회	국내
2013.06.	다양한 구조요소를 적용한 수평곡선 거더의 매개변수 해석	이기세, 이정화, 김대혁, 강영종	2013년 한국강구조학회 학술발표대회	국내
2013.09	FINITE ELEMENT ANALYSIS ON INDUCED STRESSES IN HORIZONTALLY CURVED BOX GIRDER FLANGE	B.H.Choi, Y.J.Kang, C.H. Yoo	EASEC2013	국외
2013.09	RELATIVE DISPLACEMENT CONTROL FOR HORIZONTALLY CURVED COMPOSITE BRIDGES DURING CONSTRUCTION	K.Kim, K.S.Lee, Y.J.Kang	EASEC2013	국외
2013.10	강박스-트러스 곡선교량의 곡률별 거동분석	장민서, 이기세, 이윤우, 강영종	2013 한국구조물진단유지관리공학회 가을학술발표	국내
2013.10	곡선 강박스 거더의 시공중 전도 안정성 평가	이기세, 김희수, 임정현, 강영종	2013 한국구조물진단유지관리공학회 가을학술발표	국내
2013.10	수평곡선 플레이트 강거더의 곡률별 거동특성에 따른 해석방안	이기세, 이윤우, 이정화, 강영종	2013 한국구조물진단유지관리공학회 가을학술발표	국내
2013.11	Estimation of Structure Deformed Shape Using Measured Displacement Data	Junho Choi, Seungjun Kim, Keesei Lee, Youngjong Kang	ISSS-2013	국외
2014.2	State of the Art in Lateral Torsional Buckling Strength of Horizontally Curved I-Girder Bridge	Surla, Albert, Park, Jong Sup, Kang, Young Jong	2014년 한국방재학회 정기학술발표대회 (International Session)	국내

2014.6.12	가로보가 설치된 수평곡선 I형 거더의 횡비틀림 좌굴 특성 고찰	알버트,박종섭, 이기세,강영중	한국강구조학회 2015년 정기학술발표대회	국내
2014.06.13	휨과 비틀을 동시에 받는 직사각형 단면 강박스거더의 극한강도 상호작용	김경식, 박현용, 이희정	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	휨-뒤틀림 응력비를 고려한 곡선 박스 단경간 교량의 다이아프램의 간격	이정화, 이기세, 최병호, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	수평 곡선 I 형 빔에서의 횡·비틀림 상호작용에 대한 극한강도	임정현, 이기세, 김승준, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	수평곡선 플레이트 거더의 극한휨강도에 관한 실험연구	김대혁, 이기세, 김희수, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	수평곡선 I형 플레이트거더의 플랜지 국부좌굴에 관한 해석연구	김희수, 이기세, 김대혁, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	형상비를 고려한 수평 곡선 패널의 전단 좌굴 특성	마이 티 항, 이기세 김대혁, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.06.13	수평곡선 I형 플레이트 거더의 비탄성 횡-비틀림 좌굴 거동 특성	이기세, 강성용, 변남주, 강영중	2014년 한국강구조학회 학술대회	국내
2014.10.24	시공 단계를 고려한 곡선 강박스 거더의 전도 안정성 검토	이기세, 김희수, 임정현, 강영중	2014 대한토목학회 정기학술대회	국내
2014.10.24	수평곡선 플레이트 거더의 극한휨강도 평가	김대혁, 이기세, 김희수, 강영중	2014 대한토목학회 정기학술대회	국내
2015.1.23	A Study on Global Lateral Torsional Buckling Capacity of Horizontally Curved Twin I-Girder Systems under Uniform Bending	Lay Allen Nicolas Jong Sup Park	International Conference on Digital Policy & Management	국외
2015.2.26	A Parametric Study on the Elastic Lateral-Torsional-Vertical Buckling Capacity of Horizontally Curved Twin I-Girder Systems Considering the Effect of Curvature and Girder Spacing	Lay Allen Nicolas, Albert Surla, Jong Sup Park, Kee Se Lee, Young Jong Kang	한국방재학회 2015 정기학술발표대회	국내
2015.03.	Internal Bracing Requirements of Horizontally Curved Box-girders	Chai H. Yoo, Junsuk Kang, Kyungsik Kim	Structural Stability Research Council	국외
2015.04.23	3MW 풍력발전타워 하부에 설치되는 출입문의 좌굴강도 특성 분석	한나, 제롬, 박종섭, 강성용, 강영중	2015년 한국복합신소재 구조학회 학술발표회	국내
2015.4.23	좌굴강도를 고려한 수평곡선I형 거더시스템의 가로보간격에 대한 고찰	엘에이,알버트,박종섭,이기세,강영중	한국복합신소재구조학회 2015 정기학술발표대회	국내
2015.10.30	An Assessment on the Effect of Cross-Frame Spacing on the Lateral Torsional Buckling Capacity and Warping Stress of Non-Composite Curved Bridge Girder System	엘에이,한나, 조성준, 이근택, 박종섭	KSCE 2015 Convention (대한토목학회)	국내

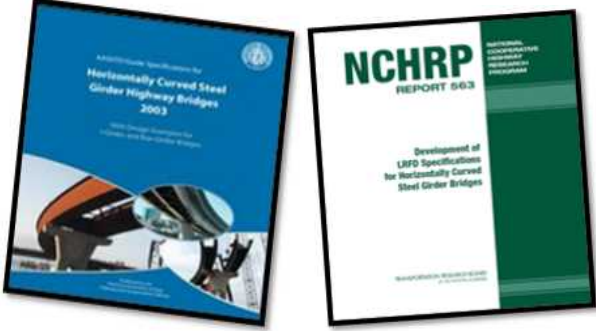
3. 프로그램 등록 성과

본 연구의 결과로써 얻어진 구조해석 프로그램 2건에 대하여 프로그램 등록을 완료하였다.

등록일	프로그램제호(명칭)	저작자성명
2015.09.11.	MGBS-Gen	고려대학교 산학협력단
2015.09.11.	CVBOX	고려대학교 산학협력단

4. 핵심 성과물

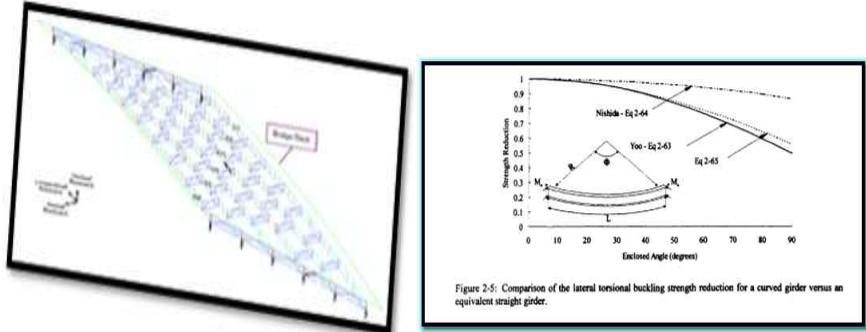
가. 수평 곡선 교량 설계 지침(안)

관련 그림 / 사진							
정의(설명)	수평 곡선 교량에 대한 한계 상태별 강도 산정 방법을 제시하고, 이를 실무에 적용할 수 있는 명확한 설계기준을 제시한다.						
설정사유	현재 국내외 설계기준에서는 수평곡선 강교량에 대한 설계 기준이 명시되어 있지 않거나, 직선 교량과는 다른 거동을 보이는 구조인 곡선교에 대해서 같은 설계기준을 적용하는 등, 실제 구조물의 거동을 반영할 수 없는 부분이 있어 설계자로 하여금 혼란을 주고 있다. 또한 현재 국내의 설계기준은 하중-저항계수 설계 철학을 따르고 있으므로 이를 반영한 설계 기준을 제시 할 수 있도록 한다.						
목 적	본 연구의 최종목표는 직선 교량과 다른 거동특성으로 인해 발생하는 단면력과 응력을 구하기 위한 곡선 교량의 합리적 해석 기법을 제시하고, 직선 교량과 판이한 각 하중들의 영향을 합리적으로 적용하기 위한 하중 조합을 제안하는데에 있다.						
성능목표	(기존기술 수준) 곡선 교량 관련 국내 설계기준 - 현재 미반영 (개발기술 수준) 하중, 한계상태별 강도산정, 보강재, 사용성, 하부구조 성능, 해석 방안등에 대하여 설계 예제와 더불어 명확한 기준 제시. (개발기술 수준 설정근거) 현재 국내 설계기준은 곡선 교량에 대한 내용은 배제하고 있으며(1차년도 연구 결과 참고), 국외 기준에서는 직선 교량의 설계기준을 그대로 차용하거나, 그 적용이 복잡하여 실무자로하여금 혼란을 야기하고 있다. 이에 현재 설계 철학의 흐름인 LRFD 설계기술을 반영한 곡선 교량 설계 기준(안)을 제시한다.						
성과달성 책임자 (소속기관)	강영종(고려대학교)						
소요기간	'14.04 ~ '15.09 (1년6개월)						
핵심 성과	양적성과	3차년도	특허 -	SCI 논문 1	비SCI논문 2	S/W -	기타 3
	질적성과	3차년도	- 기술의 원천성 및 설계 기술의 우수성 (100%) - 구조해석 및 실험결과와 제안 설계 강도와의 부합성 (90%)				
	달성 확인방법	3차년도	실험 동영상 및 설계 예제집, 구조해석 결과 분석				

나. 설계 예제집

관련 그림 / 사진							
정의(설명)		LRFD 적용 곡선교량 설계 기준(안)을 적용한 설계 국문 예제집					
설정사유		현재 세계적으로 곡선 교량의 설계 기준은 명확히 마련 되어 있지 않아. 설계기준을 통한 곡선 교량의 설계 예는 아직 미진한 수준이라 할 수 있다. 따라서 본 연구과제의 주요 성과인 설계기준(안)을 활용할 수 있는 예제집을 개발 함으로써, 설계자에게 보다 손쉬운 접근을 유도한다.					
목 적		실제 교량을 대상으로 한 설계 예제집을 통하여 사용자(설계자)로 하여금 제안된 설계기준(안)의 활용도를 높이고, 국가 기술 경쟁력을 확보한다.					
성능목표		(기존기술 수준) 곡선 교량 관련 국내 설계기준 - 현재 미반영 (개발기술 수준) 하중, 한계상태별 강도산정, 보강재, 사용성, 하부구조 성능, 해석 방안등에 대하여 설계 예제 제시. (개발기술 수준 설정근거) 현재 설계 기준과 제안된 설계기준(안)을 비교 분석하여 안전하고 경제적인 구조물 설계에 대한 근거를 마련한다.					
성과달성 책임자 (소속기관)		강영종 (고려대학교)					
소요기간		'14.04 ~ '15.09 (1년6개월)					
핵심성과	양적성과	차년도	특허	SCI 논문	비SCI논문	S/W	기타
					1		2
	질적성과	차년도	- 설계 예제에 대한 안전도 및 경제성 분석 - 현재 설계기준대비 거동 분석 정확도 10% 향				
	달성 확인방법	차년도	실험 동영상 및 구조해석 결과 분석 학술발표대회 특별세션 개최				

다. 곡선교량 설계 및 구조해석 프로그램

관련 그림 / 사진		 Figure 2-5: Comparison of the lateral torsional buckling strength reduction for a curved girder versus an equivalent straight girder.					
정의(설명)		곡선 거더의 거동을 보다 정확히 고려할 수 있는 해석 프로그램 개발 - 구조 해석 프로그램 - 하중에 따른 거동 특성 반영					
설정사유		현재 곡선 교량의 구조해석은 주로 선요소를 사용한 격자모델로, 이는 비틀림을 항상 받는 곡선교의 거동 특성을 정확히 반영 할 수 없다. 이를 면요소나 입체 요소로써 모델링 하는 방법은 정확도 면에서는 월등하나, 그 방법이 복잡하고, 시간과 비용이 많이 들어 경제성 측면에서 경쟁력이 떨어진다고 할 수 있다. 이에, 곡선 교량의 특성을 잘 반영할 수 있는 구조 요소를 사용한 프로그램을 개발하여 명확한 거동 특성을 반영 할 수 있는 프로그램을 개발한다.					
목 적		범용 해석프로그램에서 제시하지 않거나, 시간과 비용이 많이 소요되는 구조해석에 관한 정확한 프로그램 개발					
성능목표		(기존기술 수준) 범용 구조해석 프로그램(선요소)을 이용한 격자해석 (개발기술 수준) 7자유도 및 9자유도 요소를 사용한 곡선 교량 전용 해석 프로그램 (개발기술 수준 설정근거) Warping현상을 고려할 수 있는 7자유도 선요소는 현재 범용 해석 프로그램에서 제시하고 있으나, 이는 직선에 한정 되어 있으며, Distortion까지 고려할 수 있는 9자유도 곡선보 요소는 거의 반영되어 있지 않고 있으므로, 이를 이용한 명확한 해석 방안을 마련한다.					
성과달성 책임자 (소속기관)		강영종 (고려대학교)					
소요기간		'14.04 ~ '15.09 (1년6개월)					
핵심성과	양적성과	3차년도	특허	SCI 논문	비SCI논문	S/W	기타
						2	1
	질적성과	3차년도	- 기술의 원천성 및 설계 기술의 우수성 (100%) - 구조해석 및 실험결과와 제안 설계 강도와와의 부합성 (90%)				
	달성 확인방법	3차년도	면요소를 사용한 범용 해석 프로그램 / 기존 방법과의 비교				

제2절 기술 개발 성과의 국내외 시장 전망

1. 타산업 및 국내외 연계/협력 가능성

곡선 교량이 보다 합리적으로 시공되기 위해서는 설계기술의 정립만으로 끝날 것이 아니라 현장 시공여건과 상황을 충분히 반영할 수 있는 기술도 포함한다. 예를 들어 일반적인 해석으로는 예측하기 어려운 변형이 실물 구조물에는 발생할 수 있는데 때로는 이러한 예측이 어려운 변위에 의해 심각한 손상이 초래 될 경우가 있다. 이런 변위는 예측하기 어려워도 구조물이 이러한 변위를 충분히 손상 없이 저항할 수 있도록 설계하는 것이 중요하다. 이러한 문제들을 효과적으로 방지하려면 경험 있는 실무 전문가들과 유지관리 전문가들과의 협력이 중요하다. 이를 위하여 산·학·연 연계 자문회의를 수시로 개최할 예정이다.

강교량은 현재 고가의 재료비 때문에 직선교에는 콘크리트 교량에 비하여 경쟁력이 떨어져 잘 적용이 되지 않고 있으나 곡선교에서는 비틀림 저항이 약한 콘크리트교에 비해 곡선교가 상대적으로 유리하다. 건설산업 분야에 쓰이는 강재의 경쟁력을 유지하거나 높이기 위해서는 강재가 유리한 곡선교의 설계기술의 확립은 건설산업에서의 강재적용 증대를 위해 중요한 역할을 담당할 수 있을 것이다.

우리나라의 강재생산 기술은 세계적이다. 최근 세계 최고수준의 건설용 고성능 강재인 HSB 800 을 POSCO에서 생산에 성공을 하였다. 이러한 고성능 강재가 건설시장에서 많은 수요를 지속적으로 담당하게 하기 위해서 경제적이고 안전한 곡선교량의 설계기술의 확립은 매우 중요한 역할을 담당한다. 최근 신기술 인증을 받은 특수형식의 강교량이 곡선교에 많이 적용되고 있다. 그러나 이러한 교량형식은 많은 경우 비틀림 저항성능이 약해 곡선교량에 적용되면 안 되거나 특별한 주의를 요구한다. 이러한 그러나 곡선교량의 거동의 복잡성에 대한 인식이 발주기관에서도 부족할 때가 빈번하여 안전하지 않은 교량이 채택되기도 한다. 본 과업이 수행되면 이러한 신기술 인증 교량의 곡선교 적용 가능성 여부에 대한 좋은 지침이 될 것이므로 산업기술 발전에 기여할 것이다.

곡선 교량 LRFD 설계법은 미국에서도 AASHTO 2003 설계 지침 이후에 개정된 바가 없고 Eurocode 에도 곡선 교량 관련 분야는 부족한 실정이므로, 선진 기술을 보유한 미국, 호주, 일본, 홍콩 등의 대학과 해외 연구소 등과의 꾸준한 교류 및 필요시 공동 연구를 통해 본 연구를 보다 성공적으로 수행할 수 있을 것이라 판단된다. 본 과업에서는 국내, 미국, 호주, 일본, 홍콩 등의 곡선교량분야의 석학이나 전문기술을 보유한 전문가들을 적극적으로 활용하여 국내 뿐 아니라 세계에서 모두 활용될 수 있는 기술을 개발하였으며, LRFD를 적용한 설계 지침을 갖춘 나라는 미국에 이어 두 번째로, 기술경쟁력 측면에서 우위를 선점할 수 있을 것으로 판단된다.

제4장 연구목표 달성 및 효과

제1절 연구개발 최종목표 달성도

1. 연구개발 수행 진도율(3차년도)

구 분 개발내용	연 구 개 발 기 간																		진도(%)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	
횡-비틀림 좌굴 강도 산정																			100%
플랜지 국부좌굴 강도 산정																			100%
복부판 전단좌굴 강도 산정																			100%
다이아프램 간격 및 강성 산정																			100%
사용성 한계상태 검토																			100%
교각 설계반영 사항																			100%
계수하중 조합 및 강도 감소계수																			100%
하중 재하 위치 및 크기 표준화																			100%
가로보 영향에 따른 강도평가																			100%
가로보 형식별 한계상태 확립																			100%
LTB관련 횡지지 간격 제안																			100%
횡-비틀림 상호작용에 대한 극한강도																			100%
부반력, 뒀반력 유발 하중 등 표준화																			100%
극한강도 실험																			100%
LRFD 곡선교량 설계 기준(안) 개발																			100%
국문 설계 예제집 개발																			100%
설계 및 해석 프로그램 개발																			100%
총 진도율	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	100%

2. 연구개발 목표의 달성도(3차년도)

목 표	달 성 도 (%)	내 용
구조물 요소별 한계상태 평가 (계속)	100%	- 복수거더 교량의 횡-비틀림 극한 강도 및 한계 변위 - 거더의 휨, 비틀림, 휨-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도 - 플랜지와 복부판의 곡률에 따른 국부좌굴 및 극한강도 평가, 보강재 간격 및 규격 - 다이하프램 영향에 따른 강도 평가 - 곡선 교량의 한계상태 평가를 위한 거더의 극한강도 (휨, 비틀림, 개단면, 폐단면) 실험 - 사용성 한계상태 (진동 및 처짐) - 교각 설계 반영 사항 (반력분포 및 지진력 방향) - 가로보 영향에 따른 강도 평가 - 가로보의 형식별 한계상태 확립 - 곡선 거더 횡-비틀림 좌굴 강도 평가와 횡지지 간격 제안 - 거더의 휨, 비틀림, 휨-비틀림 상호작용에 대한 극한 강도
하중 종류에 따른 곡선 교량의 구조적 거동 평가(하중 및 저항계수 개발-계속)	100%	- 계수하중조합 제안 (고정하중/활하중/원심하중/충격하중/풍하중/온도하중/지진하중) - 국내 통행차량 특성 분석 - 하중별 재하 위치 및 크기 표준화 - 직선교와 상이한 한계상태 별 위험도를 반영한 합리적 강도 감소계수 적용 제안 - 부반력유발 하중, 뒤틀림 유발하중 등 파괴유발 위험하중 표준화
곡선 교량 전용 해석프로그램 개발	100%	- 곡선(7자유도) 및 직선(6 또는 7 자유도) 보요소를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 - 상자형 곡선(9자유도) 및 직선 보요소(6 또는 7 자유도)를 적용한 3차원해석 프로그램 개발 - 프로그램 검증 및 매뉴얼 구축 - 곡선 교량 LRFD 설계 프로그램 개발 - 곡선 교량 LRFD 국문 설계예제집 개발
LRFD 설계기술 개발	100%	- 곡선 교량 휨강도 평가 지침(안) 개발 - 곡선 교량 설계 지침(안) 개발

3. 질적 성과지표(3차년도)

세 세부과제(공동과제)명 (연구목표, 분야)	성 과 목 표	성 과 지 표	성 과 검 증 기 준	
			목 표 수 준	
			목 표 치	달 성 치
곡선교량 한계상태 평가	실험연구를 통한 한계상태 정립	실험체 제작 건수	10	11
		실험결과-제안 기준의 부 합성	90%	82%
곡선교량 LTB 한계상태 평가	복수거더 횡-비틀림 극한 강도 평가	강도 산정식 제안-해석결 과와의 부합성	90%	98%
	LTB 거동에 따른 사용성 한계상태 규명	피로 및 처짐 성능 검토	10건	132건
상자형 곡선교량의 하중 적용기술 표준화	곡선 상자형 거더의 하중기술 정립	해석결과와의 부합성	90%	99%
	상자형 곡선교량 설계 지침(안) 개발	설계기준 제안	1건	1건
곡선교량 설계 지침(안) 및 설계전용 프로그램 개 발	곡선교량 설계 지침(안) 개발	보강재 및 다이어그램 간 격 및 강도 제안	1건	1건
		설계기술의 우수성	100%	100%
	곡선교량 LRFD 설계 프로그램 개발	한계상태별 강도 산정 방 안 제시	3건	4건
		프로그램 정확도	95%	95%
	곡선교량 LRFD 설계 예제집 개발	실무 적용 가능성	90%	95%
		설계예제 건수	3건	4건
	한계상태 평가를 위한 실험적 검증	현장 계측 건수	2	12

4. 양적 성과지표(3차년도)

목 표	목 표 건 수	달 성 건 수	달 성 율 (%)
국내외 학술지 게재 논문 건수	6	6	100%
국내외 학술대회 발표논문 건수	8	16	200%
현장 적용 비용 절감 분석	1	2	200%
프로그램 등록 건수	2	2	100%

제2절 연구개발 성과의 기술적 효과분석

1. 기술력 한계 극복

수평 곡선 휨 부재의 강도 산정 방안이 마련되어 있지 않기 때문에, 정확한 해석을 위해서는 Shell요소를 사용한 정밀한 구조해석이 필요함에도 불구하고, 관례적으로 곡선교량의 설계는 2차원 격자 모델 해석을 통하여 이루어지고 있다. 2차원 격자 모델은 3차원 정밀 모델에 비해 시간과 노력을 절약할 수 있어 편리하다는 장점을 지니지만, 그림4.2.1에서 보는 바와 같이 결과에서 큰 차이를 보이게 된다. 그 차이는 곡률 중심각 10도인 모델에서도 최대 처짐은 약 2배, 곡률 중심각이 45도인 모델에서는 거의 20배에 이르며, 격자 모델에서는 국부좌굴이나 횡좌굴 등을 검증하는데 어려움이 있어, 한계상태별 극한강도에 대한 대비책이 될 수 없다.

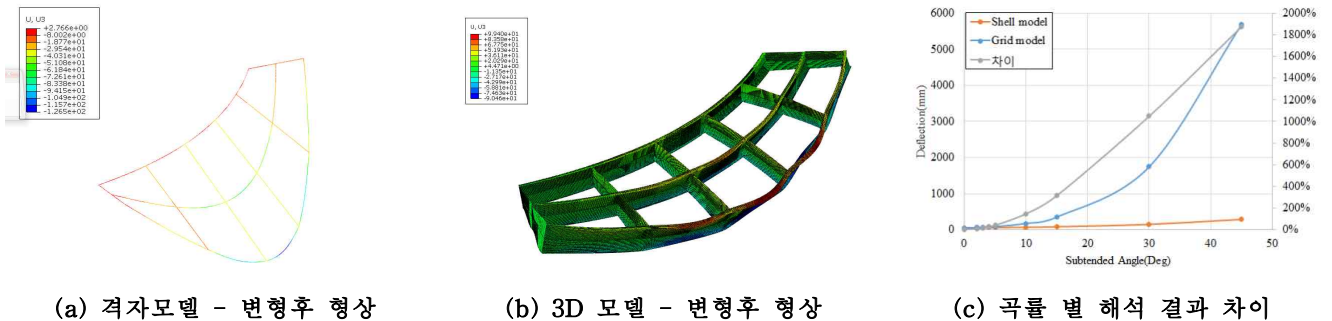


그림4.2.1 수평곡선 거더의 구조해석 방법별 결과 분석

휨부재의 강도는 한계상태별로 검토될 필요가 있다. 한계상태는 플랜지 국부좌굴, 복부판 전단 좌굴, 플랜지 수직좌굴, 횡-비틀림 좌굴 등이 있다. 현재 설계기준은 각각의 한계 상태에 대한 강도를 검토하게 되어 있으며, 곡선 부재는 비틀림-휨 상호작용으로 직선 부재와 다른 강도를 보이게 된다.

그러나 2차원 모델에서는 이러한 한계상태에 대한 검증이 어려우므로 한계상태별 강도식이 마련 되어있지 않는 현재 설계 검토는 3차원 모델을 통한 정밀 해석이 요구된다. 그러나 이는 시간과 노력이 많이 필요할 뿐 아니라 고급 기술이 필요한 과정이며, 이러한 과정을 간략화 할 수 있는 정확한 강도 산정식이 제안될 필요가 있다.

2. 도로 선형의 자율성 및 곡선 거더 사용분야 확대

곡선 거더는 도심지의 고가도로나 해안교량, 산간지방의 교량등 다양한 분야에 쓰이고 있으며, 그 활용도는 나날이 늘어날 전망이다. 곡선 교량의 설계 및 해석, 시공 기술의 발전은 다양한 수요를 충족 시키기 위한 필수 조건이며, 본 연구는 그러한 흐름에 일조할 것으로 기대된다. 곡선 거더는 교량 뿐만 아니라 건축물이나 경기장 등 많은 분야에 활용 될수 있다. 특히 심미적 요구조건이 증대되는 트렌드를 반영하기 위한 건축물에서 그 활용도가 높아질 수 있을 것이라 전망된다.

제3절 연구개발 성과의 경제적 효과 분석

1. 하부구조 비용 절감 효과

곡선 거더에 작용하는 비틀림 모멘트는 곡률과 지간장이 커질수록 증대되며, 정확한 거동 분석이나 설계기준 없이 설계할 경우 비틀림 모멘트의 영향을 최소화 하기 위해 하부구조의 건설을 늘리거나 단면을 증대시키게 된다. 교각의 증가는 시공비와 밀접한 관련이 있으며, 교각의 개수는 하부공간의 이용 및 미관적 측면에서도 불리한 단점이 있다. 1991년 Sur o등의 연구에 의하면 곡선 플레이트 거더의 이용은 시공과정이 단순하고 공장 제작이 가능하기 때문에 시공성 측면에서 경제적인 이점을 가진다고 보고 되었다.

정확한 설계를 통한 곡선 교량의 적용은 불필요한 하부구조 건설을 방지하고 이에따른 경제적 효과를 기대할 수 있으며, 재료의 과다 사용을 방지하여 경제적, 환경적 효과를 동시에 도모 할 수 있다.

이러한 측면에서 통일된 곡선교 설계 지침의 적용은 그 효용가치가 매우 높을 것으로 사료된다.

2. 유지 보수 비용 절감 효과

그림4.3.1은 태릉-구리간 고속화도로의 진출입 램프이다. 곡선 구간에서 비틀림 모멘트 및 부등 수직 반력으로 인하여 교각 코핑부에 균열이 발생 하였다. 사용중 교량의 철거 및 재시공은 교통 차단으로 인한 사회적 비용이 막대하므로, 적합한 유지 보수 방안이 필요하였다. 최종적으로 교량 하부를 옹벽식으로 채우는 보수 공사가 시행 되었으며, 이로인하여 막대한 공사비용이 지출 되었다.

이는 직선 거더에서는 찾아보기 힘들며, 곡선 교량에 대한 충분한 이해가 결여되어 발생된 대표적인 사례로, 곡선 전용 설계 지침은 불필요한 유지보수 비용 지출을 미연에 방지할 수 있는 방안이 될수 있다.



그림4.3.1 태릉 구리간 고속화도로 램프구간 보수

3. 세계 시장 진출

교량 시장은 국내에 국한 되어 있지 않으며, 기업들은 해외 건설 분야에도 진출하고 있으며, 세계 유일의 곡선 설계지침 보유는 국외 기업과의 경쟁에서 기술적인 우위를 점할 수 있을 것이라 판단된다.

제4절 연구개발 성과의 정책적 효과 분석

1. 수평 곡선 부재에 대한 인식 개선

비틀림 모멘트에 의해 복잡해지는 거동 양상은 정밀한 구조해석 기법을 필요로 하게 되는데, 앞서 언급한 바와 같이 현대의 수평곡선 부재는 상용화된 기준 없이 설계/시공 되고 있다. 이에 따라 예상하지 못한 내력 및 반력에 대한 고려를 하지 못하여 안전 사고가 발생한 사례가 있다.

2001년 6월 신동-제천 IC의 램프구간에서 단순 지지된 2런박스 거더(지간장 50.9m, 곡률반경 127.3m, 곡률중심각 22.92°)가 낙교한 사고는 비틀림 모멘트에 의한 뒹 반력을 고려하지 못하여 발생한 대표적 사례라 할 수 있다. 박스 단면의 경우, 뒹에 의한 영향이 작기 때문에 고려하지 않는 것이 일반적이나, 사고 교량과 같이 2런 박스 거더는 슬라브 합성 후 II형 단면이 되어 개단면 거동을 하게 된다. 따라서 그림4.4.1과 같이 비틀림 모멘트에 의해 내외측 거더가 서로 반대방향의 교축방향 반력을 일으키게 된다. 이때, 뒹에 의한 변위 자체는 크지 않으나, 상부구조의 길이방향 축강성이 매우 크기 때문에 반력의 크기는 매우 커지게 되고, 교량 받침은 이를 부담하지 못하여 그림4.4.2(b), 4.4.2(c)와 같이 파괴 된다. 따라서 이는 단순 전도 사고가 아닌 상부구조 전체의 뒹 거동에 의한 낙교라 할 수 있다. 이는 직선교에서 발생하지 않는 형태의 거동으로, 일반적인 과정을 토대로 설계 및 해석이 이루어 질 경우 예측 할 수 없는 사고의 예라 할 수 있다.

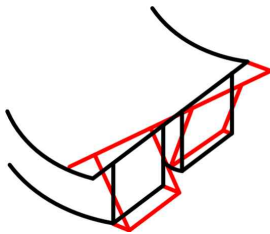


그림4.4.1 뒹 거동



(a) 낙교 사고



(b) 받침부 파괴 및 교좌장치 탈락



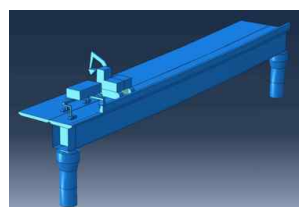
(c) 받침부 파손

그림4.4.2 교대부 교량 받침 파손

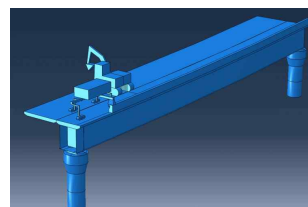
한편, 2013년 7월, 방화대교 접속 램프 시공중 곡선부의 단일 박스 거더를 포함하는 상부구조가 전도되는 사고가 발생 하였다(그림4.4.3). 이는 시공중 곡선부의 Counter Weight 작용을 하는 콘크리트 포장 및 부대 시설이 시공 되기 전 부반력에 해 전도가 일어난 경우로서, 방호벽 타설을 마친 포크레인이 작업장에서 철수한 직후 상부 구조 전체가 낙교하였다(그림 4.4.4). 본 사고로, 3명의 인명피해와 재산피해가 발생 하였다.



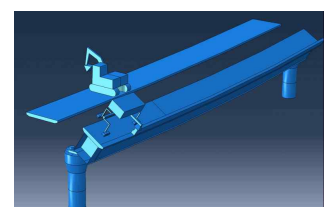
그림4.4.3 방화대교 낙교사고



방호벽 타설 완료



차량 철수



부반력에 의한 전도

그림4.4.4 사고 시물레이션

일반적으로, 설계시 반력의 검토는 슬래브 합성전과 합성 후로 나누어 해석적으로 검토 하게 되며, 거더 거치, 슬래브 타설, 방호벽 타설, 포장 시공과 같은 세세한 공정에 대한 반력 검토는 이루어지지 않는다. 이러한 관례는 직선교에서는 크게 문제가 되지 않을 수 있으나, 부반력의 위험성이 큰 곡선 교량의 경우에는 때에 따라 세세한 공정 단계에서까지 반력 검토가 필요함을 시사한다. 방화대교 램프 구간의 사고 교량은 지간장 46.9m, 곡률반경 442.8 m, 곡률 중심각 6.07°로, 사실상 곡률이 작은 경우였음에도 불구하고, 곡률 내외측 반력의 차이가 크게 발생 하였다. 따라서, 곡선 구조의 경우 직선 구조와 거동이 다름을 인지하고, 이로 인하여 발생 할 수 있는 문제점을 사전에 파악하는 것이 매우 중요하다고 할 수 있다.

2. 수평곡선 강교량 설계지침 적용

언급한 바와 같이 수평곡선 강교량에 대한 설계 기준은 국내에 마련되어 있지 않으며, 전세계적으로도 참고할 문헌이 적어 설계에 많은 어려움을 겪고 있다. 본 연구의 결과로서 제시된 설계지침의 사용으로 이러한 문제점들이 많이 해소될 것으로 예상되며, 전절에서 언급한 신동-제천IC나 방화대교 접속부 램프와 같은 불의의 사고를 미연에 방지할 수 있는 대책이 마련될 것이라 전망 된다. 결과적으로 수평 곡선 강교량 설계 지침은 안전하고 정확한 설계에 대한 제도적인 도구로서의 역할을 다할 수 있을것이라 판단된다.

제5장 연구성과의 활용 및 추가 연구 필요성

제1절 연구성과 향후 활용방안

총 3년 4개월의 연구를 통하여 얻어진 중간 및 최종 핵심 성과물은 다음과 같이 활용되어 향후 해당 분야에 대한 발전의 토대를 마련 할 수 있을 것이라 기대 된다.

■ 국내외 학술발표 및 학술 논문

본 연구에서는 총 7건의 국내외 학술 논문과 26건의 학술 발표를 수행하였다. 이를 통하여 국내외 기술자들에게 해당 분야의 중요성을 인식 시키는 한편 추가적인 연구 수행의 발판을 마련하였다. 이는 학술적/기술적 발전의 첫걸음으로, 향후 많은 연구자들에게 본보기가 될 수 있을것이라 판단된다.

■ 곡선교량의 해석 및 설계 프로그램

개발된 해석 프로그램은 국내외 기술자들에게 곡선 교량을 손쉽게 해석 할수 있는 방안을 제시한다. 이를 통하여 아직까지 잘 알려지지 않았거나, 불분명한 곡선 교량의 거동 양상을 명확화 하여 안전한 설계 및 시공을 유도 할수 있다.

■ 수평 곡선 강교량 설계 지침 및 설계 예제집

본 지침 및 예제집의 발간은 국내의 설계자들에게 곡선 교량의 거동을 쉽게 이해하는데 많은 도움을 줄것이며, 세계 유일의 LRFD철학 적용 수평곡선 교량 설계지침으로써 기술경쟁력 확보에도 일조 할 수 있을것이라 판단된다.

설계 지침은 수정/보완 과정을 거쳐 최종적으로 도로교 설계 기준에 반영될 수 있도록 연구후에도 많은 노력을 기울일 예정이다.



■ 연구 성과의 홍보 및 활용성 강화

곡선 거더는 직선거더에 비해 그 거동이 매우 복잡함에도 불구하고 현재까지 면밀히 다루어지지 않은 분야이다. 본 연구에서 주로 다루어진 강도 산정 방안 및 해석 방안은 고급 기술을 필요로 하며, 이에 따라 본 연구 성과의 활용을 위하여 최하여 실무자들에게 곡선교에 대한 인식을 개선하는 한편, 곡선 강교량 설계 지침 활용을 극대화 하기 위한 노력을 기울일 것이다. 따라서, 연구 종료 후 설계 지침의 인준과정을 거치는 과정에서 다음과 같이 국내 학회를 통하여 기술 강습회를 실시 할 예정이다.

1. 기준 검토 및 전문가 자문 - 연구기관 자체 심의 및 전문가 활용 기술 검토 - 연구결과 활용 방안 모색 2016.01~2016.04	—	2. 학회 심의 및 검토 - 국내 학회 의뢰 지침 검토 - 연구결과 활용성 검토 - 결과물 완성도 증진 2016.05~2016.10	—	3. 국내 학술 발표 대회 기술 기사 - 학술기사 발표를 통한 기술 홍보 - 설계자들에 대한 인식 증대 2016.06~2016.12
4. 국가건설기준센터 송부 - 중앙건설 기술 심의 - 국가 건설 기준 센터 최종 인준 2016.10~2017.02	—	5. 최종 인준 및 설계 적용 - 설계지침 등록 - 정식 배포 2017.02~2017.03	—	6. 지침 배포 및 기술강습회 - 기술 강습회 - 활용 방안 설명회 2017.02~

제2절 추가 연구 필요성

본 지침은 해석/설계/시공 등 수평 곡선 강교량에 대한 전반적인 내용을 다루고 있으며, 이를 통하여 기술자들에게 정확한 정보를 제공한다. 그러나 이는 곡선교량에서 반드시 고려하여야 하나 현재까지 잘 다루어지지 않은 분야에 대한 지침이며, 향후 발전이 필요한 부분들이 아직 많이 남아있다.

본 연구기관은 연구 종료 이후에도 다수의 학술 논문 및 학술 발표를 통하여 결과에 대한 발전을 도모하고, 국내외 많은 기술자들에게 해당 분야의 중요성을 인식 시킬수 있도록 많은 노력을 기울일 것이다. 이를 통하여 설계 지침은 보다 발전될 수 있을 것이라 기대된다. 이에 따라 본 연구 기관에서는 다음과 같은 내용으로 본 연구의 후속 연구를 계획 하고 있다.

향후에는 본 연구의 기반 기술을 바탕으로 곡선 교량의 강도 산정 기법을 실용화 하고 이를 다양한 실험을 통해 검증하는 한편, 가로보, 및 보강재, 다이어프램등 국내 기술로써 보다 안전하고 경제적인 설계를 유도하는 것을 목표로 한다.

■ 연구 개발의 목표 : 수평곡선 강교량 설계 국내 기술 자립화

■ 연구 개발 내용

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 구조물 요소별 한계 상태 평가	▪ 곡률에 따른 휨-비틀림 상호작용 ▪ 플랜지 국부좌굴 강도 산정 ▪ 곡선 거더의 극한강도 산정 ▪ 복부판 전단 강도 산정
	▪ 교량 형식에 따른 구조적 거동 평가	▪ I형 복수 거더의 합성 전/후 거동 평가 ▪ 박스형 복수 거더의 합성 전/후 거동 평가
	▪ 곡선 교량의 하중 효과 분석	▪ 원심 및 제동하중 효과 분석 ▪ 부반력 유발하중 표준화 ▪ 실험교량 해석을 통한 하중 계수 검토
2차년도	▪ 구조물 요소별 한계 상태 평가(계속)	▪ 곡률에 따른 휨-비틀림 상호작용 ▪ 플랜지 국부좌굴 강도 산정 ▪ 곡선 거더의 극한강도 산정 ▪ 복부판 전단 강도 산정
	▪ 부반력 제어 기법	▪ 복수 거더의 부반력 산정 방안 ▪ 영향면 응용 기술 제시 ▪ 부반력 제어 기법 도출
	▪ 가로보 간격 및 설계	▪ 가로보 간격에 따른 거동분석 ▪ 가로보 간격 제시 ▪ 가로보 설계 방안
	▪ 한계상태 평가에 대한 실험 연구	▪ 단일거더 강도 산정 방안 실험
3차년도	▪ 곡선 거더의 동적 거동	▪ 수평 곡선 거더의 자유 진동 해석 ▪ 내진 및 내풍 해석 ▪ 곡선 거더의 동특성 분석
	▪ 가로보 간격 및 설계	▪ 가로보 간격에 따른 거동분석 ▪ 가로보 간격 제시 ▪ 가로보 설계 방안
	▪ 보강재 간격 및 설계	▪ 플랜지 휨/종방향 보강재 ▪ 복부판 휨/종방향 보강재 ▪ 다이어프램 간격
	▪ 실물 시험	▪ 복수 거더 교량 실물 시험
4차년도	▪ 곡선 거더의 동적 거동	▪ 수평 곡선 거더의 자유 진동 해석 ▪ 내진 및 내풍 해석 ▪ 곡선 거더의 동특성 분석
	▪ 보강재 간격 및 설계	▪ 플랜지 휨/종방향 보강재 ▪ 복부판 휨/종방향 보강재 ▪ 다이어프램 간격
	▪ 실물 시험	▪ 박스 거더 교량 실물 시험

참고문헌

- 건설교통부 (2015) *도로교 설계기준*, 한국도로교통협회
- AASHTO, (2003) *Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges 2003 with Design Examples for I-Girder and Box-Girder Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO, (2012) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO, (2014) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Barr, P. J., et al. (2007) *Live-Load Analysis of a Curved I-Girder Bridge*. J. Bridge Eng. ASCE, 11(2), 160-168.
- Basler, K. (1961a) *New provisions for plate girder design*, Proc., AISC Nat Engrg. Conf, 65-74
- Basler, K. (1961b) *Strength of plate girders under combined bending and shear*, ASCE; 87(7):181-197
- Basler, K. (1963) *Strength of plate girders in shear*, ASCE; Vol.128, Part 11, 683-719
- Bleich, F. (1952) *Buckling Strength of Metal Structures*, New York: McGraw-Hill.
- Bryan, G. H. (1891) *On the Stability of a Plane Plate Under Thrusts in Its Own Plane with Applications to the Buckling of the Sides of a Ship*, Proceedings London
- Culver, C. G., and Frampton, R. E. (1970) *Local instability of horizontally curved members*. J. Struct. Div., 962, 245 - 265.
- Chai Hong Yoo and Phillip A. Pfeiffer (1983) *Elastic Stability of Curved Members* Journal of Structural Engineering, ASCE, 109(12), 2922-2940
- Chai H. Yoo et al. (1996) *Buckling Analysis of Curved Beams by Finite Element Discretization* Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 122(8), 762-770
- Chai H. Yoo et al. (1997) *Yield Interaction Equations for Nominal Bending Strength of Curved I-Girders* Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2(2), 37-44
- Chai H. Yoo, et al. (2015) *Stresses due to distortion on horizontally curved tub-girders*, Journal of Engineering Structures, Vol. 87 pp. 70-85, United States.
- Dann H. Hall and Chai H. Yoo (1999) *Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges* Transportation Research Board, National

Research Council, Washington, DC

- Davidson, J. S., and Yoo, C. H. (1996) *Local buckling of curved I-girder flanges*, J. Struct. Eng., 1228, pp.936–947.
- Donald W. White, Michael G. Barker (2008) *Shear Resistance of Transversely Stiffened Steel I-Girders*, Struct Eng. 2008.134:1425–1436
- Duncan, W. J. (1937) *Galerkin's method in mechanics and differential equations*, Aeronautical Research Council Rep. and Memorandum. No. 1798, Aeronautical Research Council, London.
- E. Jaberzadeh & M. Azhari (2009) *Elastic and inelastic local buckling of stiffened plates subjected to non-uniform compression using the Galerkin method*, Journal of Applied Mathematical Modelling Vol. 33, pp. 1874–1885, Iran.
- Galambos, T. V. (1998) *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures (5th ed.)*, Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Hamid Reza Ovesy et al (2013) *Buckling analysis of moderately thick composite plates and plate structures using an exact finite strip*, Journal of Composite Structures Vol. 95, pp. 697–704, Iran.
- Hanshin, (1988) Hanshin Expressway Public Corporation, and Steel Structure Study Committee, *Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges(Draft)*, Hanshin Expressway Public Corporation, Osaka, Japan.
- Hartmann, J. E. (2005) *An experimental investigation of the flexural resistance of horizontally curved steel I-girder systems* Ph.D. dissertation, University of Maryland, College Park, Md., 340.
- Hiroshi Yoshida, Kouji Maegawa (1983) *Ultimate Strength Analysis of Curved I-Beams* Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 109(1), 192–214
- Hoffman, J. J. (2013) *Analytical and field investigation of horizontally curved girder bridges*, Graduate Theses and Dissertations. Paper 13104, Iowa State University.
- James S. Davidson et al. (2000) *Behavior of Curved I-Girder Webs Subjected to Combined Bending and Shear* Journal of Bridge Engineering, 5(2), 165–170
- James S. Davidson et al. (2000) *Evaluation of Strength Formulations for Horizontally Curved Flexural Members* Journal of Bridge Engineering, 5(3), 200–207
- J.Y. Richard Liew et al. (1995) *Behaviour and Design of Horizontally Curved Steel Beams* Journal of Constructional Steel Research, 32(1), 37–67
- Kang, Y. J., and Yoo, C.H. (1996) *Buckling analysis of curved beams by finite-element*

discretization, Journal of Engineering Mechanics, ASCE.

- Lee S.C, Davidson J.S, Yoo C.H. (1996) *Shear buckling coefficients of plate girder web panels*, Computers & Structures 1996; 59(5):789-95
- Lee S.C, Yoo C.H. (1998) *Strength of plate girder web panels under pure shear*, Journal of Structural Engineering, ASCE; 24(2):184-94
- Lee S.C, Yoo C.H. (1999) *Experimental study on ultimate shear strength of web panels*, Journal of Structural Engineering, ASCE; 125(8):838-46
- Lee S.C, Yoo C.H. (1999) *Strength of curved I-girder web panels under pure shear*, Journal of Structural Engineering, ASCE; 125(8):847-53
- Madhavan, M., and Davidson, J. S. (2005) *Buckling of centerline stiffened plates subjected to uniaxial eccentric compression* Thin-Walled Struct., 438, 1264 - 1276.
- Madhavan, M. and Davidson, J. S. (2009) *Theoretical Evaluation of Flange Local Buckling for Horizontally Curved I-Girder* J. Bridge Eng. 14. 424-435. 2009.
- Mozer, J., and Culver, C. G. (1975) *Horizontally curved highway bridges, stability of curved plate girder* Rep. No. PI, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1 - 95.
- Mozhdeh Amani, B.L.O. Edlund, M.M. Alinia (2011) *Buckling and post buckling behavior of unstiffened slender curved plate under uniform shear*, Thin-Walled Structures Vol.49, pp.1017-1031
- M.M. Alinia, Maryam Shakiba, H.R. Habashi (2009) *Shear failure characteristics of steel plate girders*, Thin-Walled Structures 47(2009) 1498-1506
- N.E. Shanmugam et al. (1995) *Experimental Study on Steel Beams Curved in Plan* Journal of Structural Engineering, ASCE, 121(2), 249-259
- Nishida S. et al. (1987) *Large Deflection Analysis of Curved Members with Thin-walled Open Cross-section* 24th Symposium of Structural Engineering, 77-84
- R. Dabrowski(1968) *Curved Thin-walled Girders* Cement and Concrete Association, London, England
- Timoshenko, S. P. & Gere, J. M. (1961) *Theory of Elastic Stability (2nd ed.)*, New York: McGraw-Hill.
- U.S. Steel (1984) *V-load analysis, an approximate procedure, simplified and extended, for determining moments and shears in designing horizontally-curved open framed highway bridges*. USS highway structures design handbook, Vol 1, Chap 12, U.S. Steel, Pittsburgh, Pa.,

- White, D. W. et al. (2001) ***Development of unified equations for design of curved and straight steel bridge I girder*** Rep. Prepared for American Iron and Steel Institute Transportation and Infrastructure Committee, Professional Service Industries, Inc. and Federal Highway Administration, School.
- Yeong-Bin Yang, Shyh-Rong Kuo (1987) ***Effect of Curvature on Stability of Curved Beams*** *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 113(6), 1185-1202
- Yong-Lin Pi and Mark Andrew Bradford (2001) ***Strength Design of Steel I-Section Beams Curved in Plan*** *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 127(6), 639-646
- Yong-Lin Pi and N.S. Trahair (1997) ***Nonlinear Elastic Behavior of I-Beams Curved in Plan*** *Journal of Structural Engineering*, 123(9), 1201-1209
- Yong-Lin Pi et al., (2000) ***Inelastic Analysis and Behavior of Steel I-Beams Curved in Plan***, *Journal of Structural Engineering*, Vol.126, No.7, pp.772-779
- Y.S.Ho ***Analysis and design of curved composite box girder bridges*** Ph.D dissertation, University of Maryland, Maryland, USA
- Young J. Kang and Chai H. Yoo(1994) ***Thin Walled Curved Beams. I:Formulation of Nonlinear Equations*** *Journal of Engineering Mechanics*, 122(5), 2072-2101
- Young-Jong Kang, (1992) ***Nonlinear Theory of Thin-Walled Curved Beams and Finite Element Formulation***, Auburn University, Alabama, USA
- Yuhshi Fukumoto, Susumu Nishida (1981) ***Ultimate Load Behavior of Curved I-Beams*** *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 107(2), 367-385