



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공 학 석 사 학 위 논 문

민감도 해석을 통한 무조인트 교량의
수치해석 모델 제안



2021년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

김 승 원

공 학 석 사 학 위 논 문

민감도 해석을 통한 무조인트 교량의
수치해석 모델 제안

지도교수 이 환 우

이 논문을 석사학위논문으로 제출함.

2021년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

김 승 원

김승원의 공학석사 학위논문을 인준함.

2021년 2월 19일



주 심 공학박사 국 승 규 ㉠

위 원 공학박사 박 솔 피 ㉠

위 원 공학박사 이 환 우 ㉠

< 목 차 >

1. 서론	1
1.1 연구 배경	1
2. 무조인트 교량	4
2.1 무조인트 교량의 정의 및 종류	4
2.2 무조인트 교량의 거동 특성	7
3. 수치해석 모델	10
3.1 구조모델	14
3.2 지반모델	20
4. 민감도 해석	22
4.1 대상 교량	22
4.2 해석 변수	23
4.3 분석 방법	24
5. 해석결과	25
5.1.1 모델별 해석	25
5.1.2 모델간 해석	43

6. 결론 61

참고문헌 62



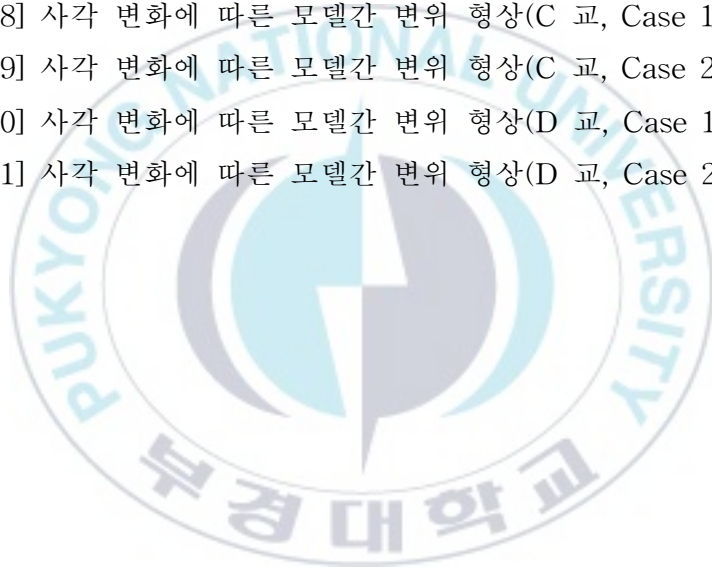
<표 목차>

<표 3.1> 도로교통연구원 문헌 수치해석모델 사례	11
<표 3.2> 국내 연구문헌 수치해석모델 사례	12
<표 3.3> 국외 연구문헌 수치해석모델 사례	13
<표 3.4> 수치해석 모델 분류	14
<표 3.5> 민감도 해석을 위한 기반 모델	20
<표 4.1> 민감도 해석 대상 교량 및 해석 범위	22
<표 4.2> 민감도 해석 범위	23
<표 4.3> 민감도 분석 방법	24
<표 5.1> 평균 및 최대 상대오차(A 교, Case 1)	47
<표 5.2> 평균 및 최대 상대오차(A 교, Case 2)	47
<표 5.3> 평균 및 최대 상대오차(B 교, Case 1)	52
<표 5.4> 평균 및 최대 상대오차(B 교, Case 2)	52
<표 5.5> 평균 및 최대 상대오차(C 교, Case 1)	56
<표 5.6> 평균 및 최대 상대오차(C 교, Case 2)	56
<표 5.7> 평균 및 최대 상대오차(D 교, Case 1)	60
<표 5.8> 평균 및 최대 상대오차(D 교, Case 2)	60

<그림 목차>

[그림 1-1] 신축이음장치 누수에 따른 교대, 받침 및 상부구조 열화 사례	1
[그림 1-2] 신축이음장치 교체 비용 및 열화부 보수비 현황	2
[그림 2-1] 완전일체식 교대 교량(full-integral abutment bridge)	5
[그림 2-2] 반일체식 교대 교량(semi-integral abutment bridge)	5
[그림 2-3] 흉벽일체식 교대 교량(parapet wall-integral abutment bridge)	6
[그림 2-4] 흉벽일체식 교대 교량 연결부 상세도	6
[그림 2-5] 반일체식 교대 교량의 거동	7
[그림 2-6] 완전일체식 교대 교량의 거동	8
[그림 2-7] 흉벽일체식 교대 교량의 거동	9
[그림 3-1] A 교 구조모델	16
[그림 3-2] B 교 구조모델	17
[그림 3-3] C 교 구조모델	18
[그림 3-4] D 교 구조모델	19
[그림 3-5] 지반모델(지반-교대)	21
[그림 3-6] 지반모델(지반-말뚝)	21
[그림 5-1] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(A 교, Case 1)	26
[그림 5-2] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(A 교, Case 2)	27
[그림 5-3] 사각변화에 따른 모델별 추세선 기울기(A 교)	28
[그림 5-4] 사교의 온도 하중 영향길이	30
[그림 5-5] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(B 교, Case 1)	31
[그림 5-6] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(B 교, Case 2)	32
[그림 5-7] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(B 교)	33
[그림 5-8] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(C 교, Case 1)	35
[그림 5-9] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(C 교, Case 2)	36

[그림 5-10] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(C 교)	37
[그림 5-11] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(D 교, Case 1)	39
[그림 5-12] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(D 교, Case 2)	40
[그림 5-13] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(D 교)	41
[그림 5-14] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(A 교, Case 1)	44
[그림 5-15] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(A 교, Case 2)	45
[그림 5-16] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(B 교, Case 1)	49
[그림 5-17] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(B 교, Case 2)	50
[그림 5-18] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(C 교, Case 1)	53
[그림 5-19] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(C 교, Case 2)	54
[그림 5-20] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(D 교, Case 1)	57
[그림 5-21] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(D 교, Case 2)	58



Numerical analysis models for jointless bridge
through sensitivity analysis

Seung-Won, Kim

Department of Civil Engineering, The Graduate School,
Pukyong National University

Abstract

The subject of this study is a jointless bridge that integrates the superstructure and the abutment without installing an expansion joint. Jointless bridges have been introduced in Korea since 2009. Due to the short period of use and lack of experience in design, construction and maintenance, reliability for long-term behavior is still insufficient. When analyzing a number of bridges through numerical analysis, the numerical analysis model must maintain stable accuracy and ensure the convenience of model construction. In this study, sensitivity analysis was performed to select a numerical model for jointless bridges with various types. Sensitivity analysis was performed using a commercial finite element program, MIDAS Civil. The average and maximum relative error between structural models were analyzed based on the model based on the solid element. As a result of the analysis at the top of the wall, the beam element-based model had a large relative error, and the shell element-based model had a very small relative error. Therefore, the shell element-based model, which is a practical model, was most suitable for the optimal numerical analysis model of the jointless bridge while maintaining the similarity and precision of the displacement shape due to the relative error.

KEYWORDS : jointless bridge, expansion joint, sensitivity analysis, relative error

1. 서 론

1.1 연구 배경

현재 공용중인 대부분의 교량은 상부구조의 신축 거동을 원활하게 유지하기 위해 신축이음장치(expansion joint) 또는 교량 받침을 설치한다. 그러나 신축이음장치는 차량의 지속적인 하중에 의한 파손과 시간에 따른 노후와 누수가 진행되어 우수, 제설제 등이 교대, 교량 받침, 거더, 슬래브 등 교량의 주요 부재로 흘러 들어간다. 이러한 우수, 제설제 등으로 인하여 교량 주요 부재의 열화가 빠르게 진행되면서 구조물의 내구성을 저하시킨다(그림 1-1). 또한, 빈번히 발생하는 신축이음장치 본체 및 후타부의 파손으로 인해 교량의 평탄성과 주행성이 저하되며 소음도 유발된다. 이와 같은 이유로 신축이음장치는 교체 또는 보수가 필요하다. 그림 1-2와 같이 신축이음장치의 교체 비용은 연간 약 82억원이 소요되며, 열화부 보수비용은 지속적으로 증가하고 있다(KECRI, 2019). 따라서 이러한 문제점들을 해결할 수 있는 대안공법이 필요하다.



(a) 교대 오염 및 열화 (b) 받침부 열화 및 부식 (c) 상부구조 열화

[그림 1-1] 신축이음장치 누수에 따른 교대, 받침 및 상부구조 열화 사례
(KECRI, 2019)



(a) 신축이음장치 교체 비용 (b) 열화 보수비용

[그림 1-2] 신축이음장치 교체 비용 및 열화부 보수비 현황
(한국도로공사 강원본부, 2016)

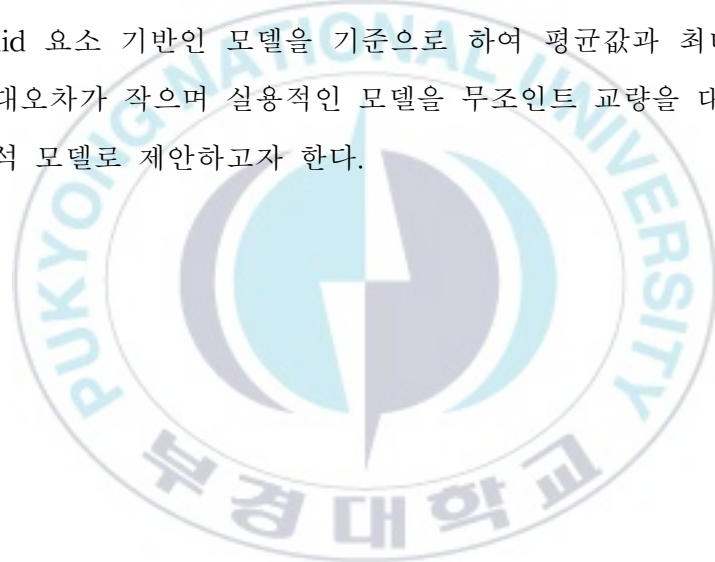
대안공법으로는 1930년대 이후 미국, 캐나다 등을 중심으로 신축이음장치나 교좌 장치를 설치하지 않는 무조인트 교량(jointless bridges)이 개발되어 적용되고 있다. 특히 영국의 경우 2000년대 이후 고속도로상의 교량 중 반일체식 교대 교량의 비율이 전체 교량의 20% 정도인 것으로 나타났다(Jang *et al.*, 2012).

국내에서 무조인트 교량은 1999년 C 교가 최초로 시공되었으나 공용기간이 짧고 설계, 시공 및 유지관리 경험이 부족하여 아직은 구조적 거동에 대한 신뢰도가 부족하다. 그러므로 무조인트 교량의 성능 향상 및 확대 적용을 위해서는 지속적인 추적과 분석을 통해 구조적 거동에 대한 신뢰성 입증에 필요하다.

무조인트 교량의 구조적 거동은 현장 계측 데이터와 수치해석 결과의 비교를 통해 분석할 수 있다. 수치해석을 통해 무조인트 교량을 분석하는 경우 수치해석 모델 선정이 선행되어야 한다. 무조인트 교량의 수치해석 모델은 여러 연구자들에 의해 다양하게 제안되고 있다. 이는 무조인트 교량

의 공법 및 구조 형식과 시공되는 위치에서의 지반조건이 다양하기 때문이다. 다수의 실제 교량에 대한 지속적인 거동 분석을 위해서는 모델링의 편의성과 해석결과의 정확성이 우수한 최적의 표준 수치해석 모델이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 다양한 형식을 가진 무조인트 교량에 적합한 수치해석 모델을 제안하기 위해 민감도 해석을 수행하였다.

민감도 해석은 구조모델, 지반모델, 온도 하중, 사각을 변수로 하였다. 상용 유한요소 해석 프로그램은 MIDAS Civil을 사용하였다. 수치해석 모델의 정확성은 상대오차 분석을 통한 정량적 평가에 의해 검증하였다. 상대오차는 solid 요소 기반인 모델을 기준으로 하여 평균값과 최대값을 산정하였고 상대오차가 작으며 실용적인 모델을 무조인트 교량을 대표할 수 있는 수치해석 모델로 제안하고자 한다.

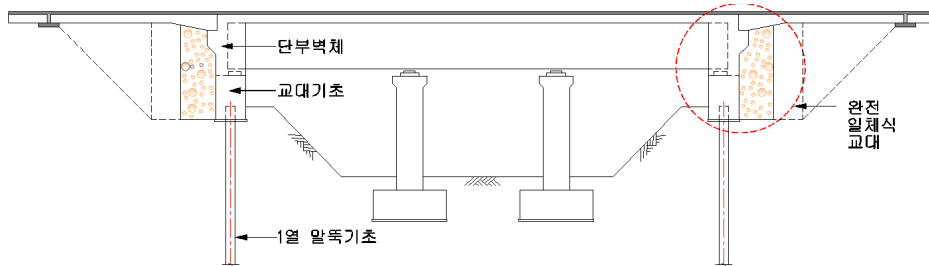


2. 무조인트 교량

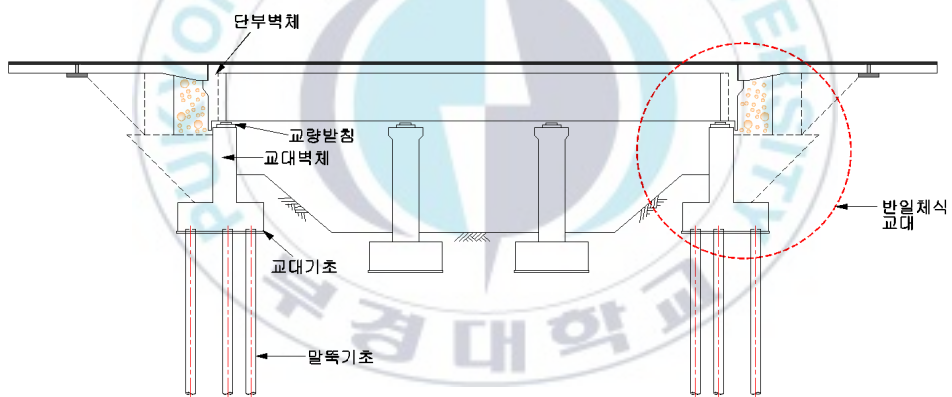
2.1 무조인트 교량의 정의 및 종류

무조인트 교량이란 교량의 신축이음장치를 제거하고 상부구조와 교대를 일체화한 교량으로서 정식명칭은 일체식 교대 교량(IAB, Integral Abutment Bridge)이라고 한다. 무조인트 교량은 상부구조와 교대의 일체화 방법에 따라 크게 3가지 형식으로 분류된다.

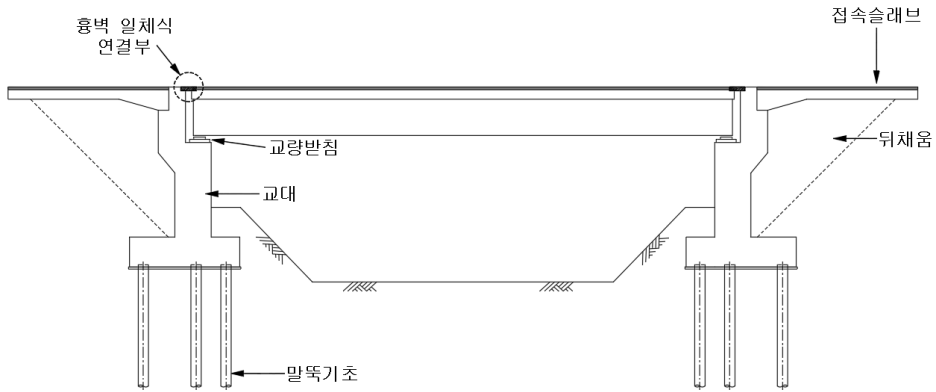
첫 번째, 완전일체식 교대 교량은 [그림 2-1]과 같이 상부구조, 교대와 말뚝기초를 완전 일체화시킨 교량 형식으로, 신축이음장치와 교좌장치를 제거하고 낮은 교대와 1열 또는 2열의 말뚝기초만을 사용한 경제성이 우수한 교량 형식이다. 그리고 반일체식 교대 교량은 [그림 2-2]와 같이 상부구조와 단부벽체(홍벽)를 일체화시킨 교량 형식으로, 신축이음장치를 제거하고 독립된 교대와 기초를 지닌 교량 형식이다. 세 번째, 홍벽일체식 교대 교량은 [그림 2-3] ~ [그림 2-4]와 같이 기존 교량의 신축이음장치를 제거한 후, 상부구조와 홍벽을 철근콘크리트로 일체화하여 무조인트 교량으로 변경하는 공법이다. 일반적으로 무조인트 교량의 사각은 교축 직각 방향에서 최대 30°까지 허용되고 최대 연장 길이는 완전일체식 교대 교량의 경우 콘크리트교 180 m, 강교 150 m 이하, 반일체식 교대 교량의 경우 콘크리트교 500 m, 강교 400 m 이하로 적용하는 것을 권장하고 있다 (KECRI, 2018).



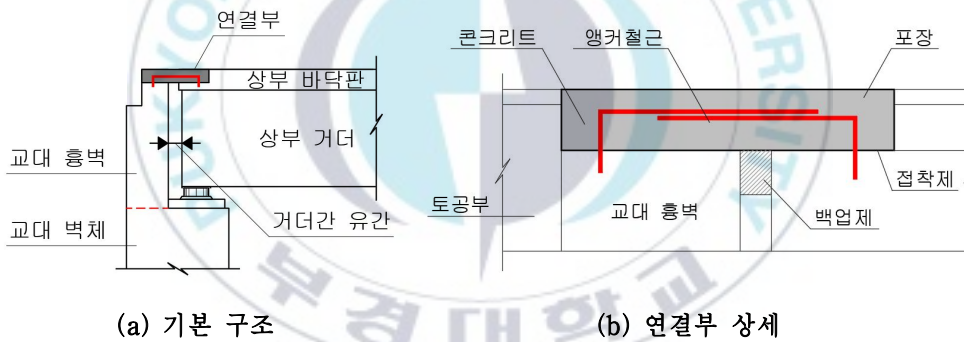
[그림 2-1] 완전일체식 교대 교량(full-integral abutment bridge)
(KECRI, 2018)



[그림 2-2] 반일체식 교대 교량(semi-integral abutment bridge)
(KECRI, 2018)



[그림 2-3] 홍벽일체식 교대 교량(parapet wall-integral abutment bridge)
(KECRI, 2019)



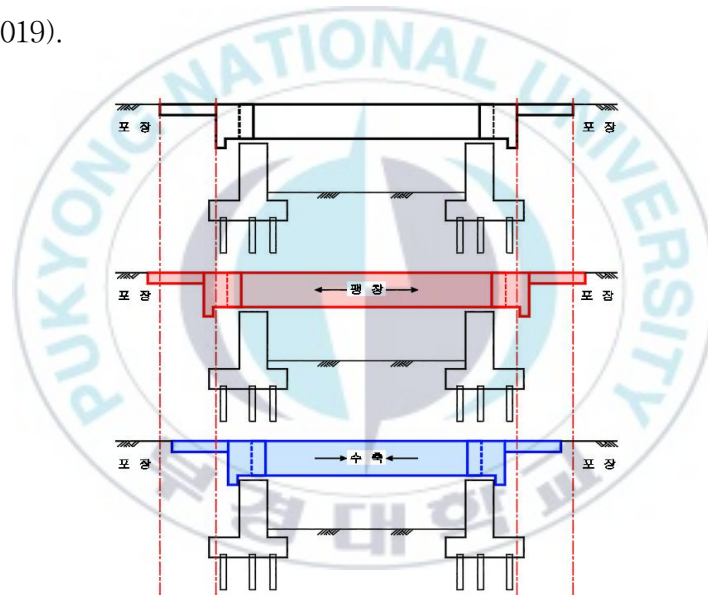
(a) 기본 구조

(b) 연결부 상세

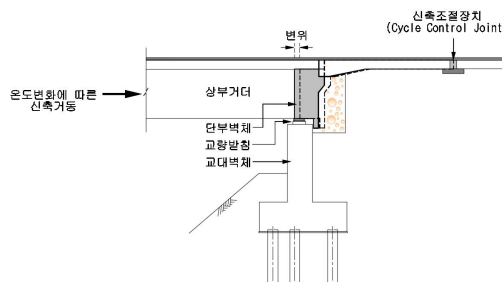
[그림 2-4] 홍벽일체식 교대 교량 연결부 상세도(KECRI, 2019)

2.2 무조인트 교량의 거동 특성

반일체식 교대 교량은 상부구조와 교대부의 단부벽체를 일체화하여 신축이음장치를 제거하고 온도에 의한 상부구조의 신축거동이 가능하도록 단부벽체와 교대 벽체 사이에 교량 받침을 설치하여 독립된 교대를 지닌 구조이다(KECRI, 2018). 반일체식 교대 교량에서 발생하는 상부구조의 온도 신축의 신축변위는 접속슬래브 단부에 설치하는 신축조절장치에서 흡수하며, 독립된 교대벽체 상단에는 변위를 수용할 수 있는 가동받침을 설치한다(KECRI, 2019).



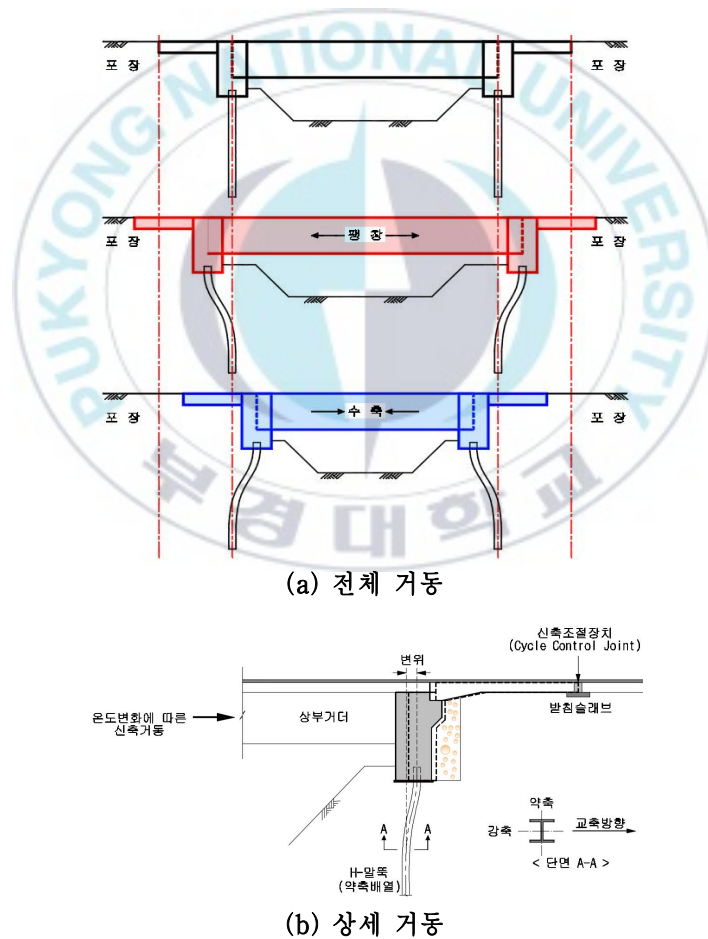
(a) 전체 거동



(b) 상세 거동

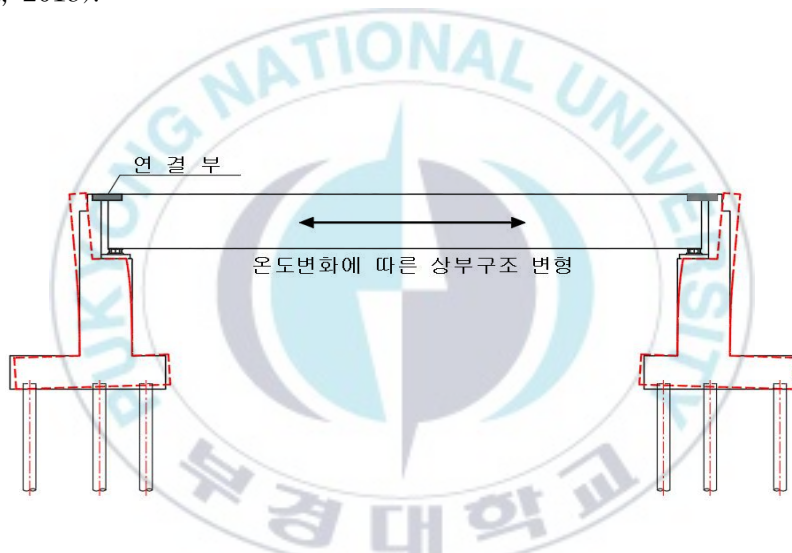
[그림 2-5] 반일체식 교대 교량의 거동(KECRI, 2019)

완전일체식 교대 교량은 상부구조, 교대 그리고 말뚝기초를 모두 일체화하여 신축이음장치와 교량 받침을 제거한 교량이다(KECRI, 2018). 완전 일체화된 상부구조, 교대와 말뚝기초는 온도변화에 의한 상부구조의 신축 거동으로 인하여 교대와 말뚝기초가 함께 거동한다. 이러한 교량의 신축변위를 조절하기 위하여 말뚝기초는 수평과 회전 변위를 일부 허용하고 유연성을 확보하고자 일렬로 배열하며, 교대 배면에는 무다짐 구간을 설치하여 토압을 저감시킨다(KECRI, 2019).



[그림 2-6] 완전일체식 교대 교량의 거동(KECRI, 2019)

홍벽일체식 교대 교량은 [그림 2-7]과 같이 기존 교량의 신축이음장치를 제거하고 상부구조의 바닥판과 교대 홍벽을 일체화하여 무조인트 교량 형식으로 변경된다(KECRI, 2019). 따라서 온도변화에 따른 상부구조의 신축 거동이 일체화된 교대로 전달되어서 완전일체식 교대 교량과 같이 교대와 말뚝기초가 신축 거동을 흡수한다. 이러한 신축 거동을 흡수하기 위해서는 기존 신축이음장치를 대체한 연결부의 저항성, 홍벽의 휨저항성, 하부구조의 강성, 연장한계, 사각, 공용기간 등을 종합적으로 검토하여야 한다(KECRI, 2019).



[그림 2-7] 홍벽일체식 교대 교량의 거동(KECRI, 2019)

3. 수치해석 모델

기존 연구의 수치해석 모델 사례를 도로교통연구원, 국내문헌, 국외문헌의 경우로 나누어 <표 3.1> ~ <표 3.3>과 같이 구조모델, 지반모델, 무조인트 교량의 공법 형식에 따라 분류하였다. 구조모델은 상부구조와 하부구조, 부속시설에 적용된 요소들을 나타냈다. 요소 명칭은(beam, frame, plate, shell 등) 각 연구에서 명시한 바에 따랐다. 지반모델은 지반-교대, 지반-말뚝에 적용되는 요소이다. 지반모델의 명칭은 비선형 스프링을 NLS(nonlinear spring), 선형 스프링을 LS(linear spring), 등가 모델을 EM(equivalence model), 토압을 EP(earth pressure)로 나타냈다. 무조인트 교량의 공법 형식에 따른 명칭은 완전일체식 교대 교량을 FIAB(full-integral abutment bridge), 반일체식 교대 교량을 SIAB(semi-integral abutment bridge), 흉벽일체식 교대 교량을 PIAB(parapet wall-integral abutment bridge)로 나타냈다.

<표 3.1> 도로교통연구원 문헌 수치해석모델 사례

참고문헌	구조모델						지반모델		대상 교량
	상부구조		하부구조		부속시설		지반- 교대	지반- 말뚝	
	바닥 판	거더	교대	말뚝	날 개 벽	접속 슬래 브			
도로연구소 (1999)	frame	frame	frame	frame	-	-	EP	NLS	FIAB
도로연구소 (2001)	plate	frame	plate	frame	-	-	NLS	NLS	FIAB
도로교통 연구원 (2009)	frame	frame	frame	frame	-	-	Plane-Strain		FIAB
도로교통 연구원 (2016a)	plate	frame	plate	frame	-	plate	NLS	NLS	FIAB
	plate	frame	plate	frame	-	-	NLS	-	SIAB
도로교통 연구원 (2018a)	plate	frame	plate	-	-	-	LS	-	SIAB
	plate	frame	plate	frame	-	-	NLS	NLS	FIAB
도로교통 연구원 (2018b)	plate	frame	plate	frame	-	-	NLS		PIAB
도로교통 연구원 (2019)	plate	frame	plate	frame	-	-	EP/NLS	-	PIAB

<표 3.2> 국내 연구문헌 수치해석모델 사례

참고문헌	구조모델						지반모델		대상 교량
	상부구조		하부구조		부속시설		지반- 교대	지반- 말뚝	
	바닥 판	거더	교대	말뚝	날개 벽	접속 슬래 브			
안진희 등 (2009)	frame	frame	frame	frame	-	-	EP	LS	FIAB
김상효 등 (2010)	solid	plate	plate	frame	-	solid	EP	-	SIAB
장재운 (2011)	solid	plate	plate	frame	-	-	EP	-	SIAB
김우석 (2011)	beam	beam	beam	beam	-	-	NLS	EM	FIAB
김우석 등 (2012)	shell	beam	shell	beam	-	-	NLS	NLS	FIAB

<표 3.3> 국외 연구문헌 수치해석모델 사례

참고문헌	구조모델						지반모델		대상 교량
	상부구조		하부구조		부속시설		지반	지반	
	바닥 판	거더	교대	말뚝	날개 벽	접속 슬래브	- 교대	- 말뚝	
Jorgenson (1982)	plate	frame	plate	frame	-	-	NLS	-	FIAB
Girton et al. (1989)	beam	beam	beam	beam	-	-	EM		
Frosch (2006)	beam	beam	beam	beam	-	-	LS/ NLS	LS/ NLS	FIAB
Anastasios et al.(2008)	-	-	solid	beam	solid	-	solid	JB	FIAB
Vtrans IAB Committee (2008)	beam	beam	beam	beam	-	-	NLS	NLS	FIAB
Olson et al. (2009)	beam	beam	beam	beam	-	-	NLS	NLS	
Kim et al (2010)	beam	beam	beam	beam	-	-	EM		FIAB
Cheng (2012)	beam	beam	beam	beam	-	-	NLS		NLS
Nikravan (2013)	shell	frame/ shell	shell	frame	shell	-	NLS	NLS	FIAB
Rhodes (2015)	shell	shell	shell	beam	-	-	NLS	NLS	FIAB
Mitchell (2016)	shell	shell	solid	beam	-	-	LS	LS	FIAB

3.1 구조모델

구조모델에서는 교량의 주요 부재인 바닥판, 거더, 교대 벽체 등을 유한 요소를 사용하여 교량의 기하 형상을 구현하였다. 먼저 본 연구의 구조모델에 적용할 요소를 선정하기 위해 국내·외 연구 문헌에서 사용된 수치해석 모델 사례를 분석하였다. 바닥판과 거더, 교대 벽체의 경우 beam(frame) 요소와 shell(plate) 요소가 가장 많이 사용되었고 말뚝의 경우 beam 요소만을 사용하였다. 이를 참고하여 본 연구에 사용될 구조모델은 Table 2와 같이 beam 요소만을 사용한 모델(모델 1)과 beam 요소와 shell 요소를 혼용한 모델(모델 2)로 분류하였다. 또한, 이와 같이 분류된 모델의 정확성을 판별해 줄 수 있는 모델이 필요하여 구조물의 형상을 가장 잘 모사할 수 있는 solid 요소 기반인 모델(모델 3)을 추가로 분류하여 <표 3.4>에 나타냈다.

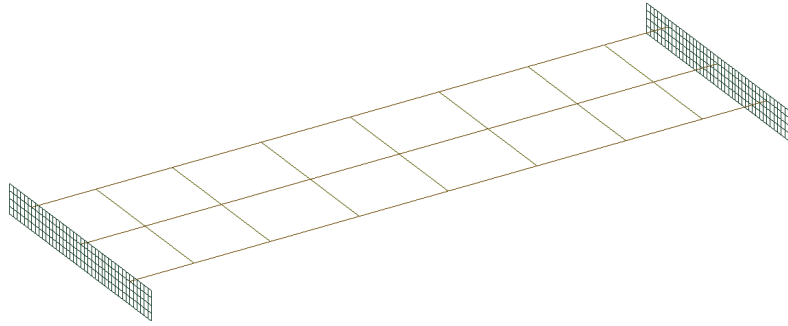
<표 3.4> 수치해석 모델 분류

구 분	바닥판	거더	가로보	교대벽체	말뚝
모델 1	beam	beam	beam	beam	beam
모델 2	shell	beam	beam	shell	beam
모델 3	solid	solid(PSC 거더) shell(steel box 거더)		solid	beam

모델 1은 전 부재가 beam 요소로 구성되었고 바닥판이 거더에 합성된 모델이다. 모델 2는 바닥판과 교대 벽체의 경우 shell 요소, 거더와 가로보, 말뚝의 경우 모델링의 편의성을 고려하여 beam 요소를 적용한 모델이다.

모델 3은 solid 요소를 기반으로 한 구조모델이고 말뚝은 beam 요소를 적용한 모델이다. 단, 강박스 거더교의 경우 거더와 가로보는 판 구조물의 특성을 고려하여 shell 요소를 적용하였다. 여기서 각각의 구조모델은 모델링에 사용된 요소만 다를뿐 요소망(mesh)은 모두 동일하다. 이와 같은 구조모델은 형식별 교량(A~D 교)에 따라 구분하여 [그림 3-1] ~ [그림 3-4]에 나타냈다.

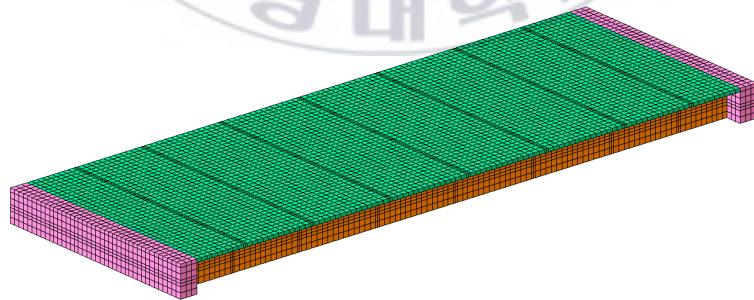




(a) 모델 1

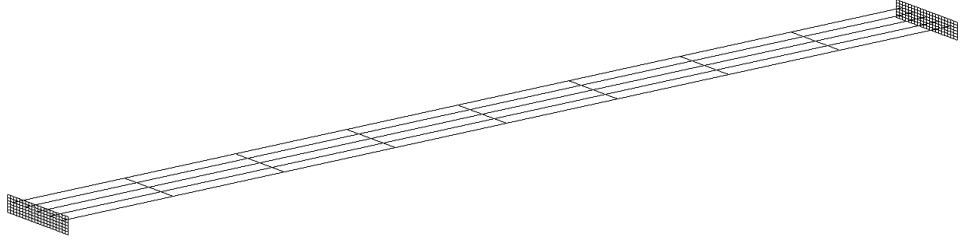


(b) 모델 2



(c) 모델 3

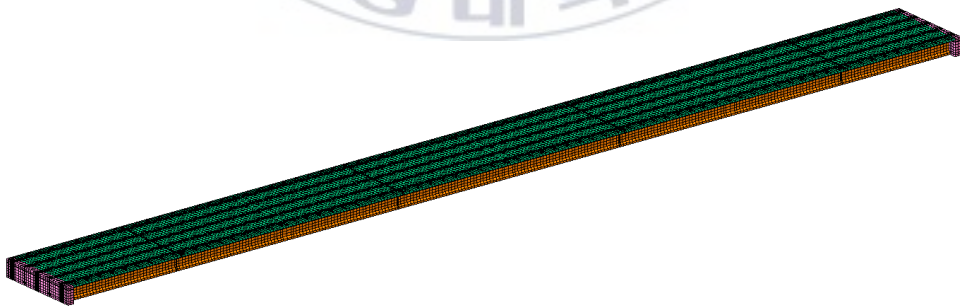
[그림 3-1] A 교 구조모델



(a) 모델 1

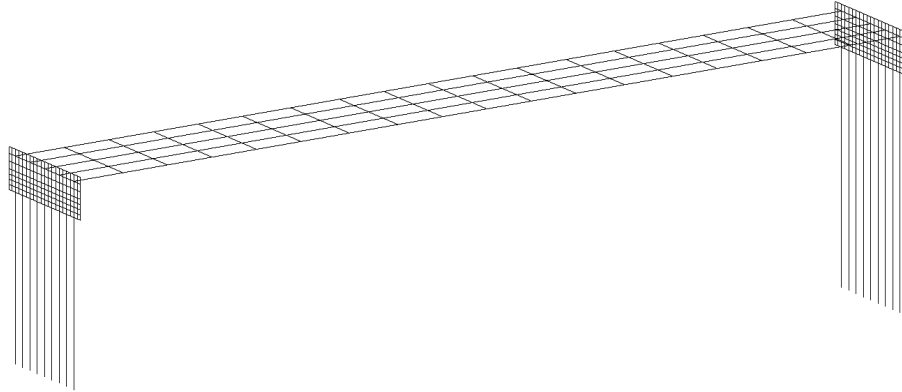


(b) 모델 2



(c) 모델 3

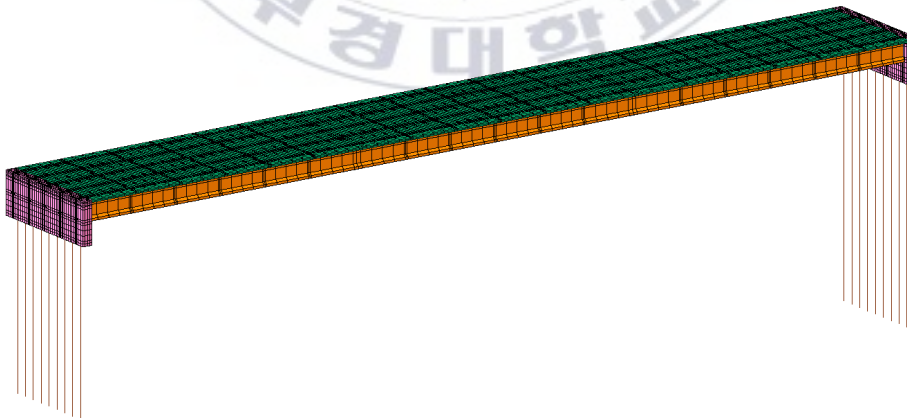
[그림3-2] B 교 구조모델



(a) 모델 1

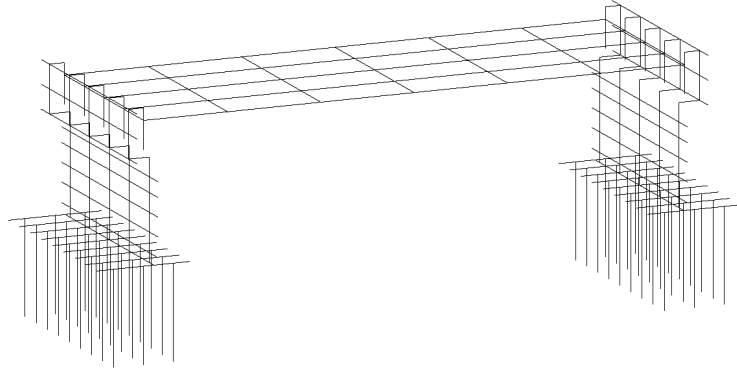


(b) 모델 2

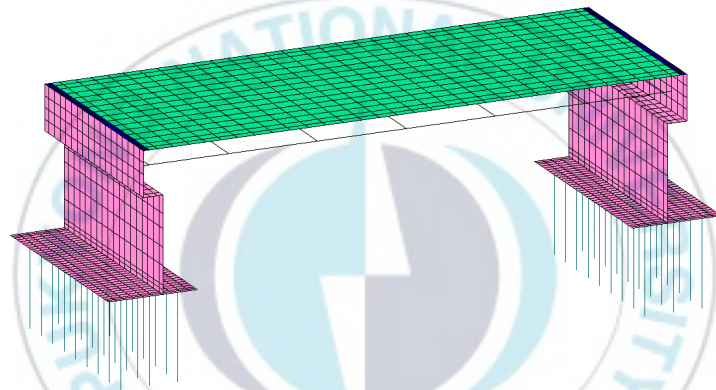


(c) 모델 3

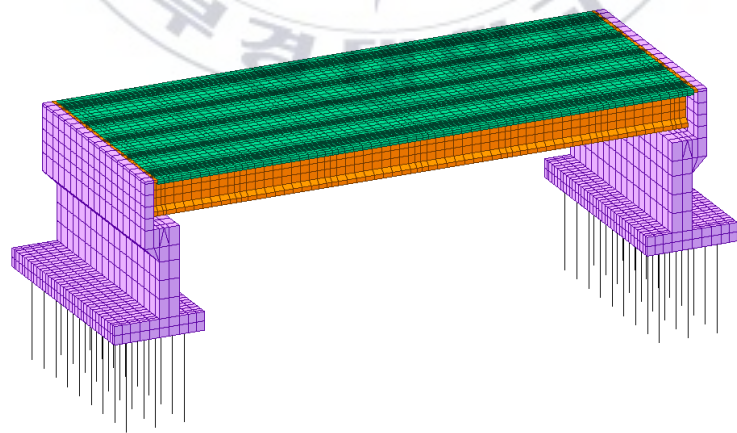
[그림3-3] C 교 구조모델



(a) 모델 1



(b) 모델 2



(c) 모델 3

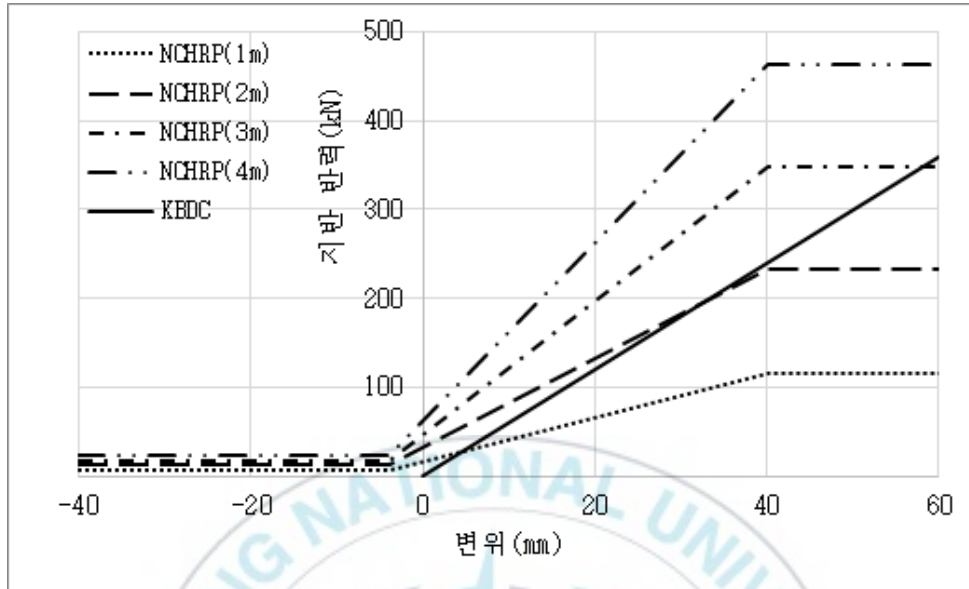
[그림3-4] D 교 구조모델

3.2 지반모델

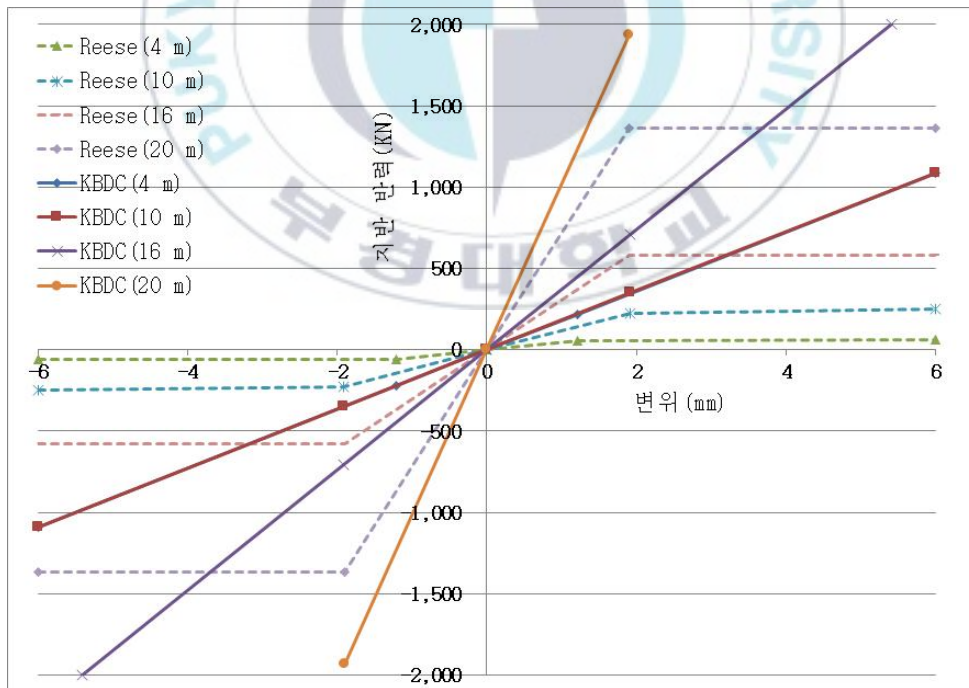
지반모델에서는 토압 또는 지반과 구조물간의 상호작용에 의한 변위와 지반반력의 거동을 구현한다. 본 연구에서 사용된 지반모델은 국내·외 연구문헌에서 가장 많이 사용된 선형과 비선형 스프링 모델을 모두 적용하였다. <표 3.5>에서 Case 1의 KBDC는 선형 스프링 모델이고 Case 2의 NCHRP 및 Reese 모델은 비선형 스프링 모델이다(KECRI, 2016). [그림 3-5]는 지반-교대에 대한 스프링 모델별로 수평변위와 지반반력의 관계를 표현한 그림이다. KBDC 조건은 교대 벽체 깊이에 관계없이 지반반력이 일정하고 NCHRP 조건은 교대 벽체 깊이가 깊어질수록 지반반력이 증가한다. 민감도 해석에 적용된 교량의 최대 벽체 깊이가 4 m 미만이므로 교대 벽체 깊이 0~1 m, 1~2 m, 2~3 m, 3~4 m에 대한 지반반력을 [그림 3-5]에 나타냈다. [그림 3-6]은 지반-말뚝에 대한 스프링 모델이며 KBDC의 선형 스프링 모델과 Reese의 비선형 스프링 모델이다. 두 모델 모두 말뚝 깊이가 깊어질수록 지반 반력이 증가하였다. 민감도 해석에 적용된 교량의 말뚝 깊이가 20 m 미만이므로 말뚝 깊이 0~4 m, 4~10 m, 10~16 m, 16~20m에 대한 지반반력을 나타냈고 KBDC 조건은 실선, Reese 조건은 점선으로 표현하였다.

<표 3.5> 민감도 해석을 위한 지반 모델

구 분	지반 모델	
	Case 1	Case 2
지반-교대	KBDC	NCHRP
지반-말뚝	KBDC	Reese



[그림 3-5] 지반모델(지반-교대)



[그림 3-6] 지반모델(지반-말뚝)

4. 민감도 해석

4.1 대상 교량

<표 4.1>의 교량형식과 구조적 기하 조건은 민감도 해석 대상 교량의 기초 데이터이다. 반일체식 교대 교량은 국내에서 유일한 steel box 거더 형식인 A 교와 무조인트 교량 중 신축 연장이 140 m로 가장 긴 콘크리트 교인 B 교를 대상으로 하였다. 완전일체식 교대 교량과 홍벽일체식 교대 교량은 벽체 깊이가 가장 깊어 지반의 영향이 큰 C 교와 D 교를 대상으로 하였다. 민감도 해석은 대상 교량의 자체를 분석한 것이 아니고 대상 교량의 기초 데이터를 기반으로 민감도 해석 변수의 변화에 따른 교량 형식별 거동을 분석한 것이다.

<표 4.1> 민감도 해석 대상 교량 및 해석 범위

교량	A	B	C	D
교량 형식	반일체식 steel box 거더교	반일체식 PSC-I형 거더교	완전일체식 PSC-I형 거더교	홍벽일체식 PSC-I형 거더교
교량 연장(m)	43(1@43)	140(4@35)	90(3@30)	30(1@30)
교량 폭(m)	15.600	12.455	11.690	12.150
사각(°)	8	0	30	30
기초 형식	역 T형	역 T형	-	-
말뚝	steel pipe	steel pipe	H-beam	steel pipe

4.2 해석 변수

민감도 해석 변수인 교량의 사각은 0°, 15°, 30°의 조건을 적용하였다. 사각 0°는 직교를 분석하기 위함이고 15°는 일반적으로 설계에서 직교로 취급하는 한계를 고려한 값이다. 그리고 30°는 무조인트 교량의 설계지침에서 허용하는 최대 사각을 적용한 값이다. 무조인트 교량의 거동에 가장 큰 영향을 주는 온도 하중을 해석 변수로 하였다. 온도 하중은 설계 표준 온도인 10℃를 기준으로 도로교설계기준(MOLIT, 2016)의 강합성교와 콘크리트교의 설계 시 최저, 최대 온도를 고려하여 -30℃와 +30℃를 적용하였다. 온도 하중은 교대 벽체를 제외한 바닥판, 거더, 가로보에 재하하였고 민감도 해석 및 분석의 편의상 바닥판, 거더, 가로보 모두 +30℃, -30℃를 적용하였다.

<표 4.2> 민감도 해석 범위

교량	교량형식	구조 모델	사각(°)	지반모델	온도하중(℃)
A	반일체식	모델 1	0	Case 1 Case 2	+30, -30
B	반일체식	모델 2	15		
C	완전일체식	모델 3	30		
D	홍벽일체식				

4.3 분석 방법

<표 4.3>은 민감도 변수에 따른 수치해석 모델의 정확도를 평가하기 위한 분석 방법이다. 평균 상대오차는 변위값 분포 형상의 유사성을 분석하기 위함이고 최대 상대오차는 수치해석 모델의 정밀도를 분석하기 위해 사용되었다. 분석기준은 구조물의 형상과 세부적인 거동을 상세히 반영할 수 있는 solid 요소 기반인 모델 3을 대상으로 하였다. 분석 위치는 사각 변화에 따른 민감도 분석의 경우 온도 하중으로 인한 변위가 가장 크게 발생하는 교대 벽체 상단을 대상으로 하였다. 벽체 깊이에 따른 민감도 분석과 해석 프로그램에 따른 민감도 분석의 경우는 교대 벽체 상단, 중앙, 하단으로 하였다.

<표 4.3> 민감도 분석 방법

분석 방법	수식	비고
추세선 기울기	-	변위 경향 분석
평균 상대오차	$\frac{1}{n} \sum \frac{ M_i - M_3 }{M_3} \times 100(\%)$	M_i (i = 1, 2)
최대 상대오차	$\text{Max}(\frac{ M_i - M_3 }{M_3}) \times 100(\%)$	n : 비교 절점 수

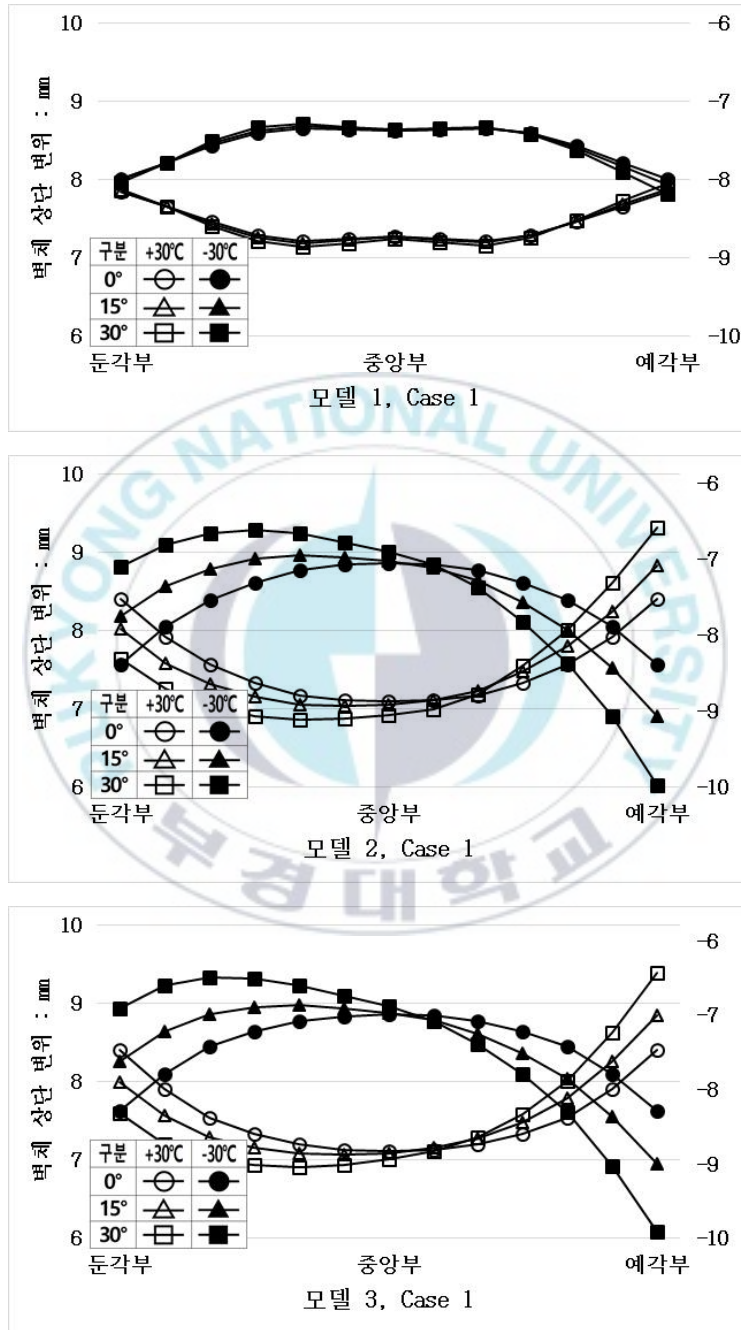
5. 해석결과

5.1 사각 변화에 따른 민감도

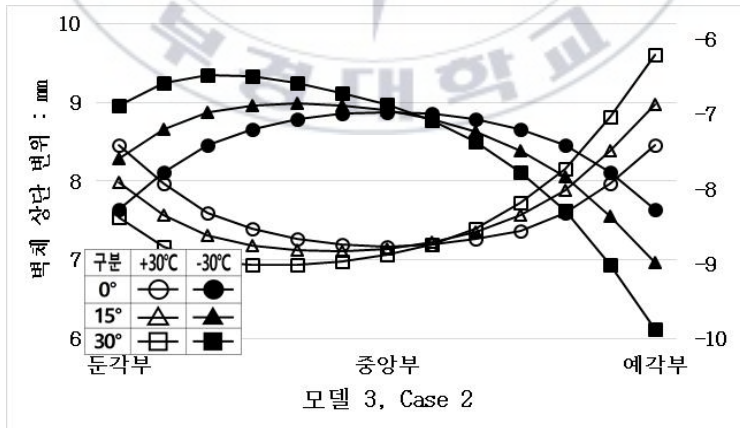
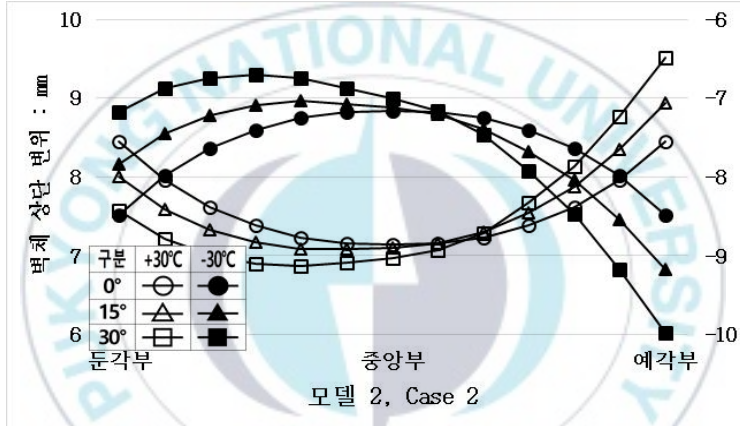
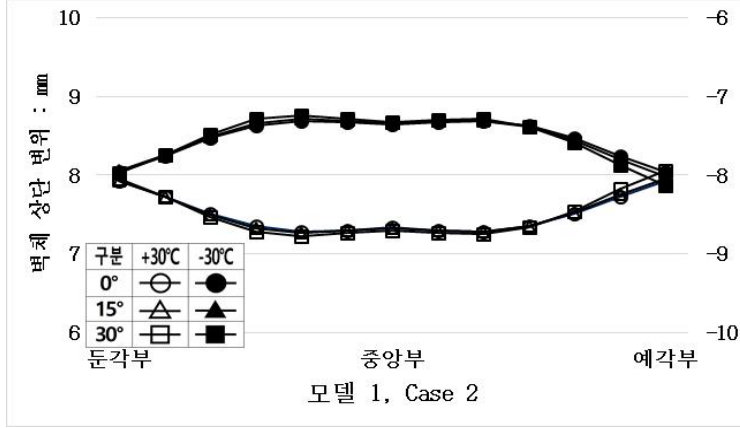
5.1.1 모델별 해석

민감도 해석 대상 교량의 모델별 사각 변화에 따른 변위 형상과 추세선 기울기를 그래프로 나타냈다. 변위 형상 그래프는 지반조건에 따라 사각 0°, 15°, 30°의 경우를 +30℃, -30℃일 때로 나타냈고 이를 모델별로 나누어 정리하였다. [그림 5-1]과 같이 사각 0°, 15°, 30°는 각각 원형, 삼각형, 사각형으로 나타냈고 범례 내부가 비어있는 것은 +30℃, 채워져있는 것은 -30℃의 경우를 의미한다. 좌측 변위값은 +30℃의 경우이고 우측 변위값은 -30℃의 경우이다. [그림 5-2]의 추세선은 변위 형상 그래프의 선형 회귀분석을 통해 구하였고 모델별 사각에 따른 추세선의 기울기 값을 나타낸 그래프가 추세선 기울기 그래프가 된다. 본 절에서는 모델별 변위 형상과 추세선 기울기 분석을 통해 사각 변화에 따른 교대 벽체 변위 형상을 분석하고자 한다.

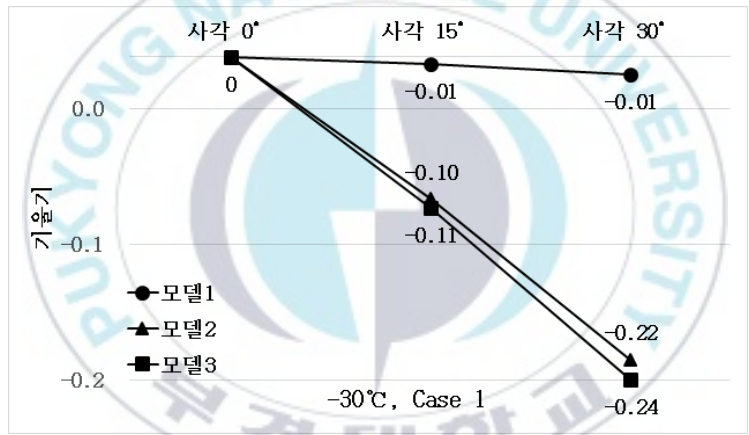
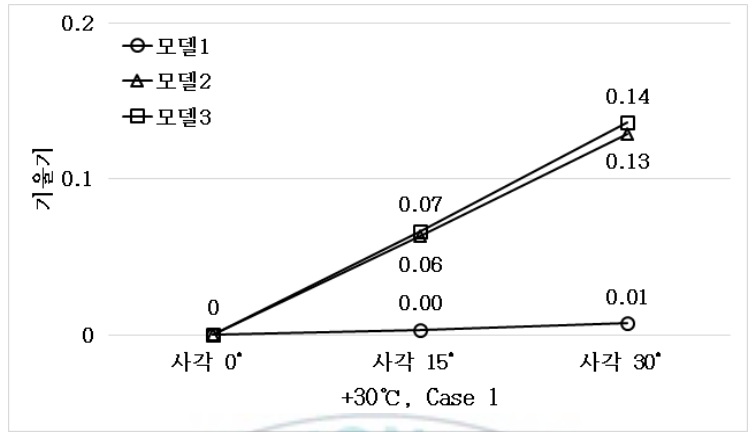
(1) A 교



[그림 5-1] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(A 교, Case 1)



[그림 5-2] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(A 교, Case 2)

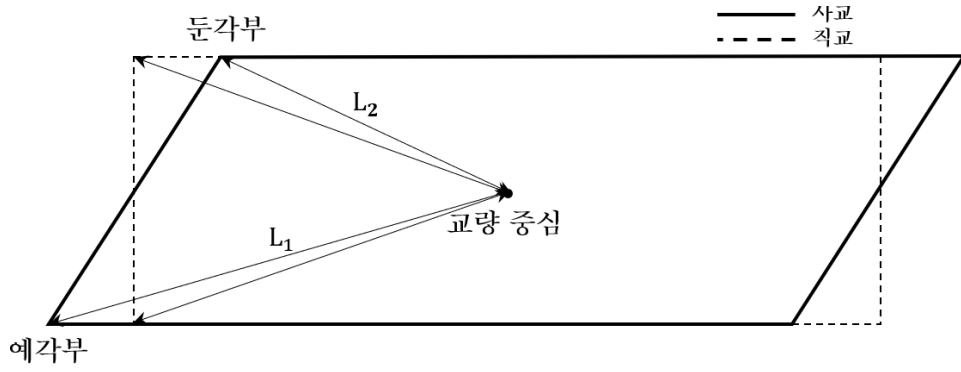


[그림 5-3] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(A 교)

[그림 5-1]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1일 때 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상이고 [그림 5-2]는 비선형 스프링 지반 조건인 Case 2일 때의 경우이다. [그림 5-3]은 모델별 추세선 기울기를 나타낸 그래프이다. [그림 5-1]에서 보는 바와 같이 교대 벽체 변위 형상은 +30°C에서 아래로 볼록, -30°C에서는 위로 볼록한 곡률을 가진다. 이는 온도 변화의 영향이 상대적으로 작은 교대 벽체에는 온도 하중을 재하하지 않아 구속이 된 상

태에서 바닥판, 거더 등의 신축이 작용하여 나타난 것이다. 이와 같은 구속력으로 인해 중앙부의 변위는 둔각부의 변위보다 작은 값이 나타나게 된다.

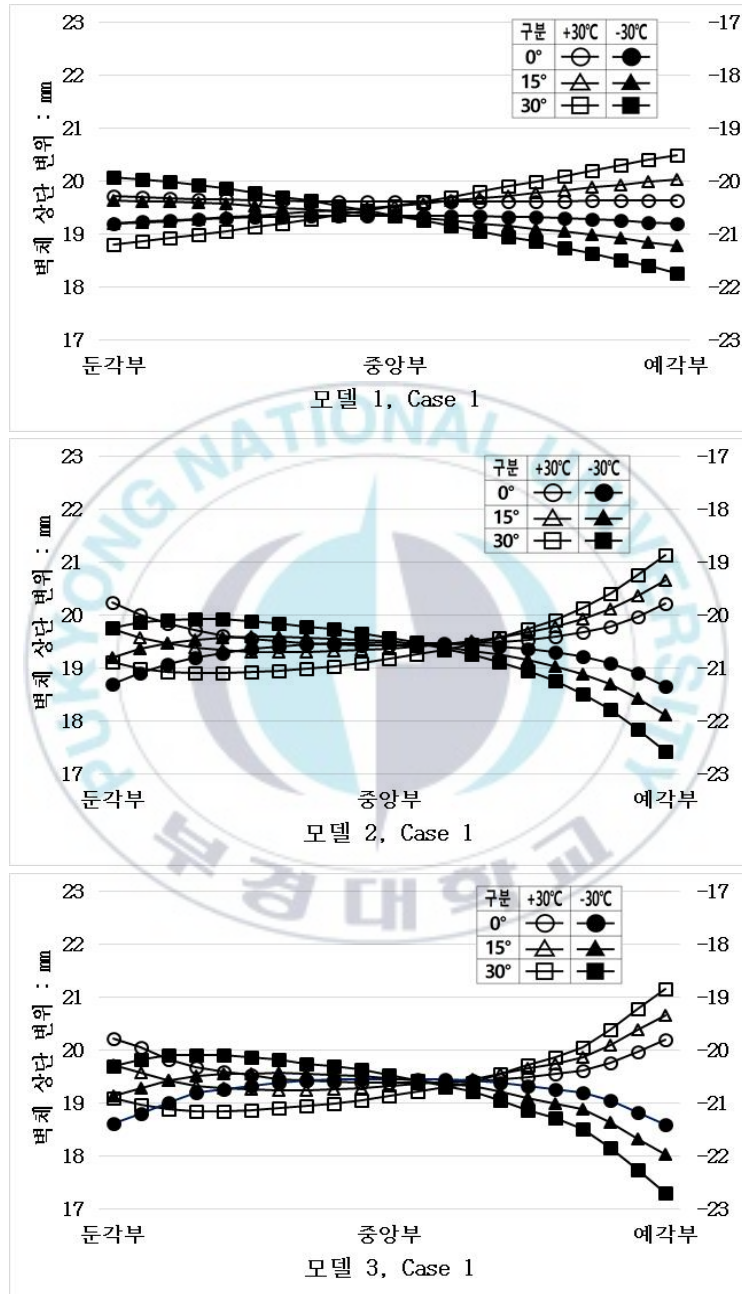
[그림 5-1] ~ [그림 5-3]에서 보는 바와 같이 모델 1은 사각 증가에 따른 변위 형상과 추세선 기울기의 변화는 거의 없었다. 이는 모델 1의 모델링 특성과 가로보 형상의 영향인 것으로 판단된다. 모델 1은 모델 2와 3과 달리 바닥판이 거더와 합성된 교축 방향 beam 요소로 모델링 되었다. 따라서 모델 1의 경우 교축 직각 방향 부재는 단면적이 미소한 H-beam 가로보만 있는 모델이 된다. 그러므로 온도 하중에 대한 교축 직각 방향으로의 전달이 아주 미소하여 사각 변화에 따른 변위 변화가 거의 나타나지 않았다. 반면, 모델 2와 3의 경우 사각이 증가할수록 직교보다 둔각부의 변위는 감소하고 예각부의 변위는 증가하였다. 추세선 기울기는 사각 변화에 따라 선형적으로 증감하였다. 이는 교량 중심에서부터 온도 영향길이의 변화와 바닥판의 온도 하중 영향으로 인한 것으로 판단된다. [그림 5-4]과 같이 사각이 증가할수록 교량 중심에서 예각부까지의 길이(L_1)는 증가하고 둔각부까지의 길이는(L_2) 감소하게 된다. 따라서 온도 변화의 영향을 가장 많이 받는 바닥판의 경우 사각 변화가 클수록 예각부와 둔각부에서의 변위값($\delta = \alpha \Delta T L$, α =열팽창계수, ΔT =온도변화량, L =온도영향 길이)의 변화가 직교에 비하여 증가한다. 따라서 무조인트 교량의 교대 벽체 변위 형상은 사각이 증가할수록 둔각부의 변위는 감소하고 예각부의 경우는 증가한다. 이에 따라 추세선 기울기는 사각 변화에 따라 증감하게 된다.



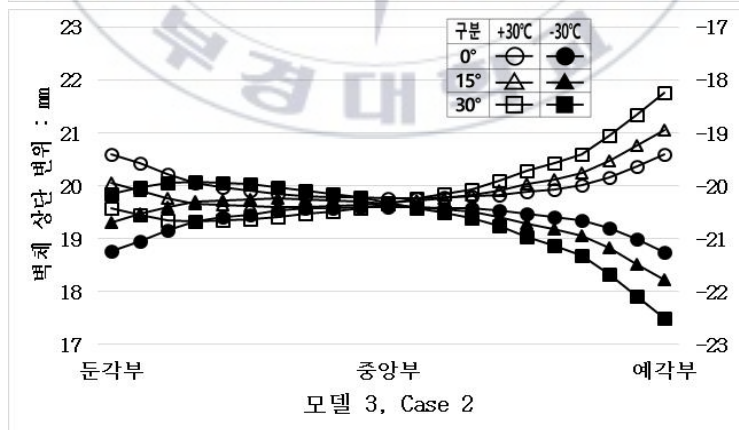
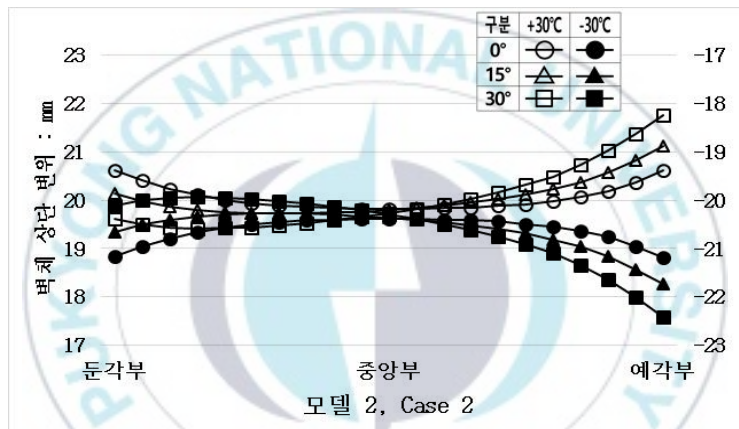
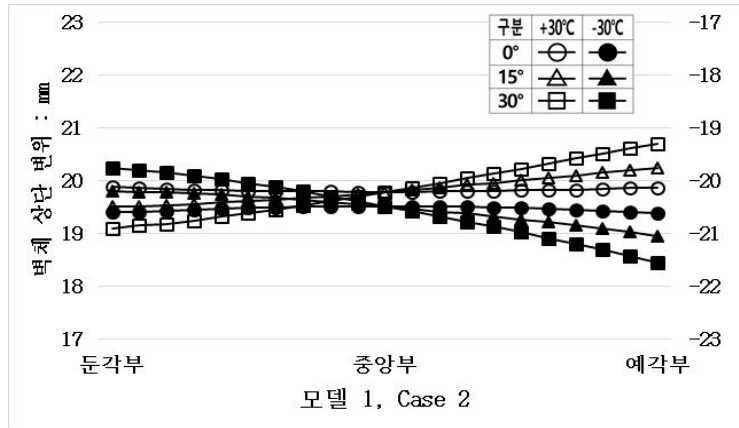
[그림 5-4] 사교의 온도 하중 영향길이



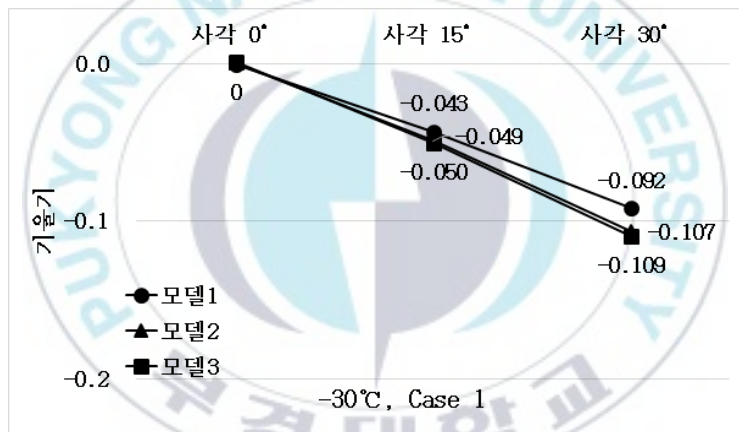
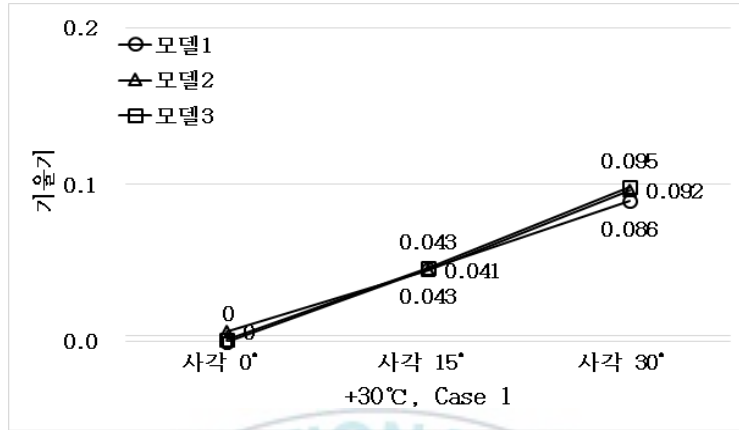
(2) B 교



[그림 5-5] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(B 교, Case 1)



[그림 5-6] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(B 교, Case 2)

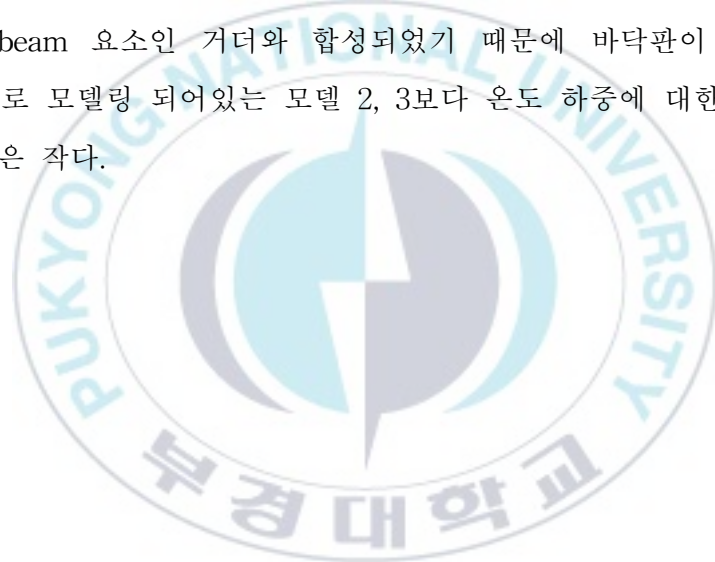


[그림 5-7] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(B 교)

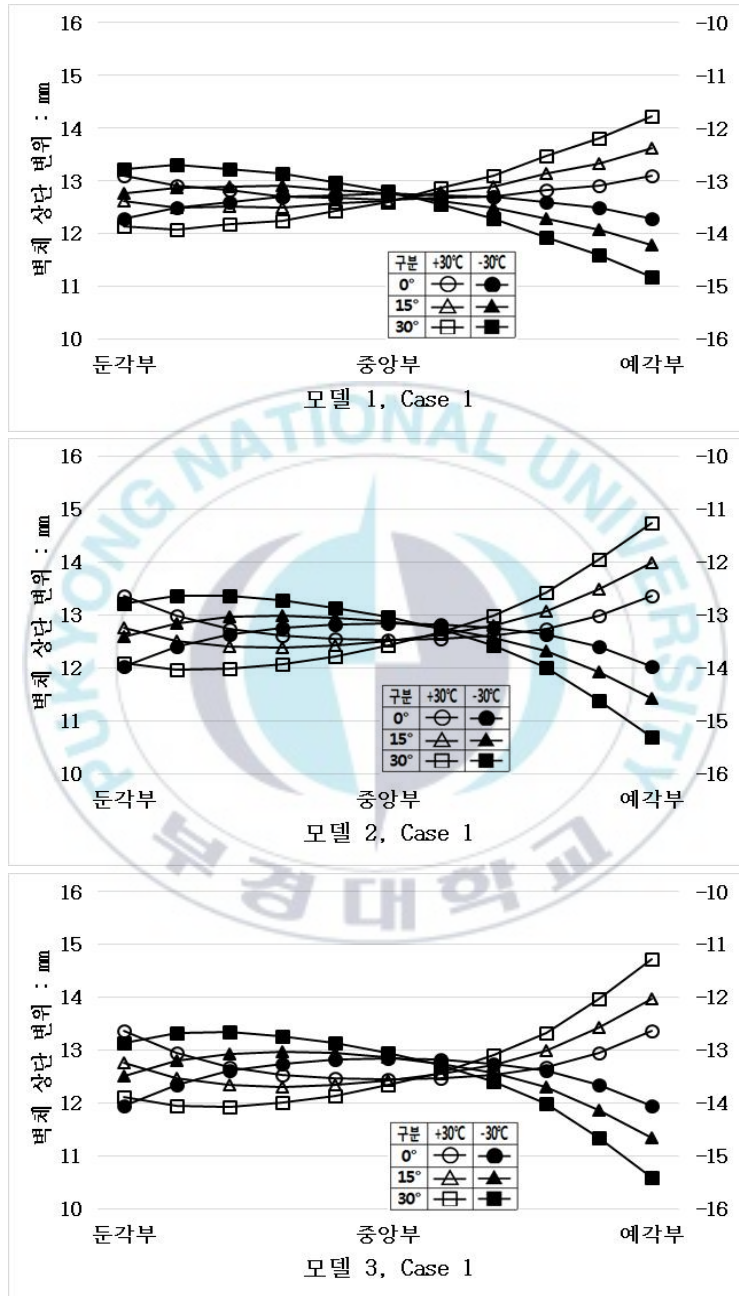
[그림 5-5]는 Case 1일 때 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상이고 [그림 5-6]은 Case 2일 때의 경우이다. [그림 5-7]은 모델별 추세선 기울기를 나타낸 그래프이다. 모델 1, 2, 3 모두 사각 증가에 따라 직교의 경우보다 둔각부의 변위는 감소하고 예각부의 변위는 증가하였다. 또한 [그림 5-7]의 추세선 기울기도 모두 선형적으로 증감하였다. 단, 모델 1의 추세선 기울기는 모델 2, 3보다 미소하게 작은 경향을 보였다. 이는 모델 1의 바닥

판이 교축 방향 beam 요소인 거더와 합성되어 온도 하중에 대한 변위와 변위 증가량이 모델 2, 3보다 작기 때문이다.

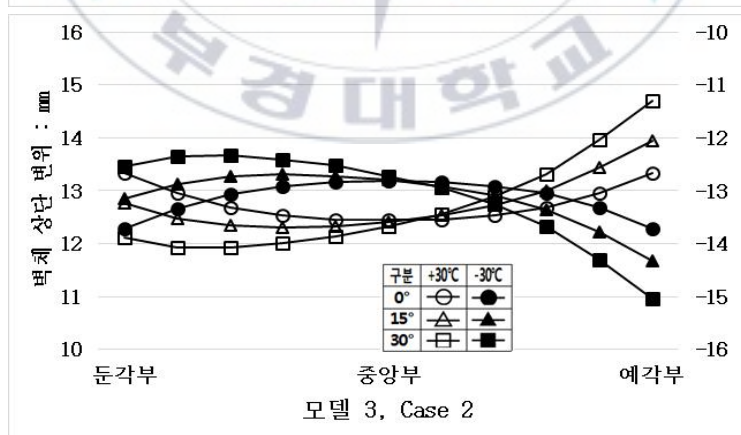
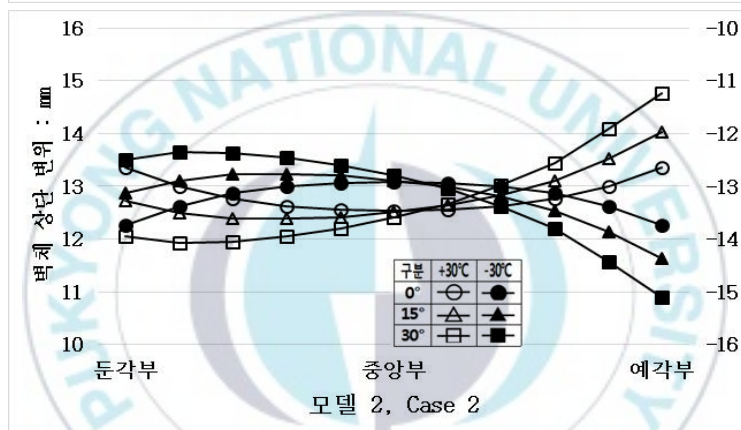
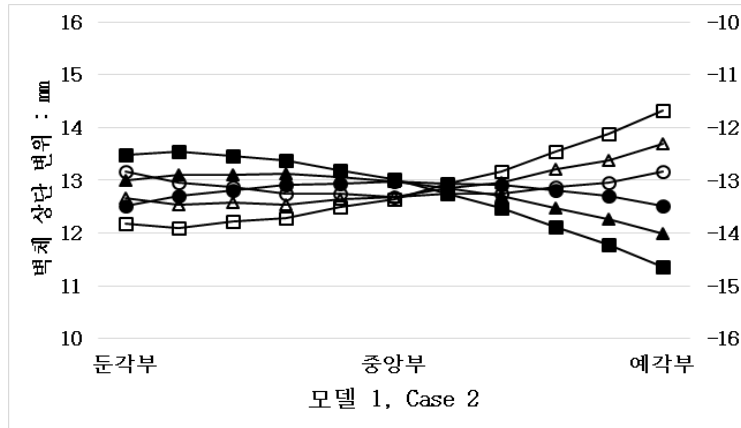
A 교와 달리 B 교의 모델 1은 사각 증가에 따라 직교의 경우보다 둔각부의 변위는 감소하고 예각부의 변위는 증가하였다. 이는 교축 직각 방향 부재인 가로보 형상의 영향으로 판단된다. B 교의 가로보는 A 교의 H-beam 강가로보보다 단면적이 큰 콘크리트 가로보로 되어있다. 그러므로 가로보를 통해 교축 직각 방향으로의 온도 하중 전달이 충분히 되어 사각 증가에 따른 변위 변화가 나타났다. 단, 모델 1의 경우 바닥판이 교축 방향 beam 요소인 거더와 합성되었기 때문에 바닥판이 shell 또는 solid 요소로 모델링 되어있는 모델 2, 3보다 온도 하중에 대한 변위와 변위 변화량은 작다.



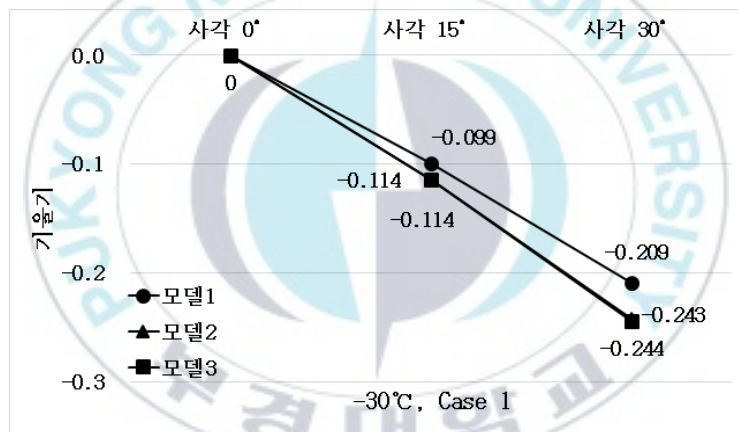
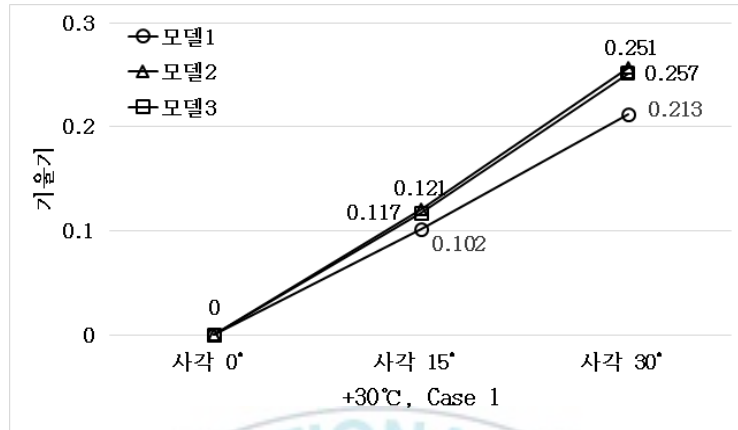
(3) C 교



[그림 5-8] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(C 교, Case 1)



[그림 5-9] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(C 교, Case 2)



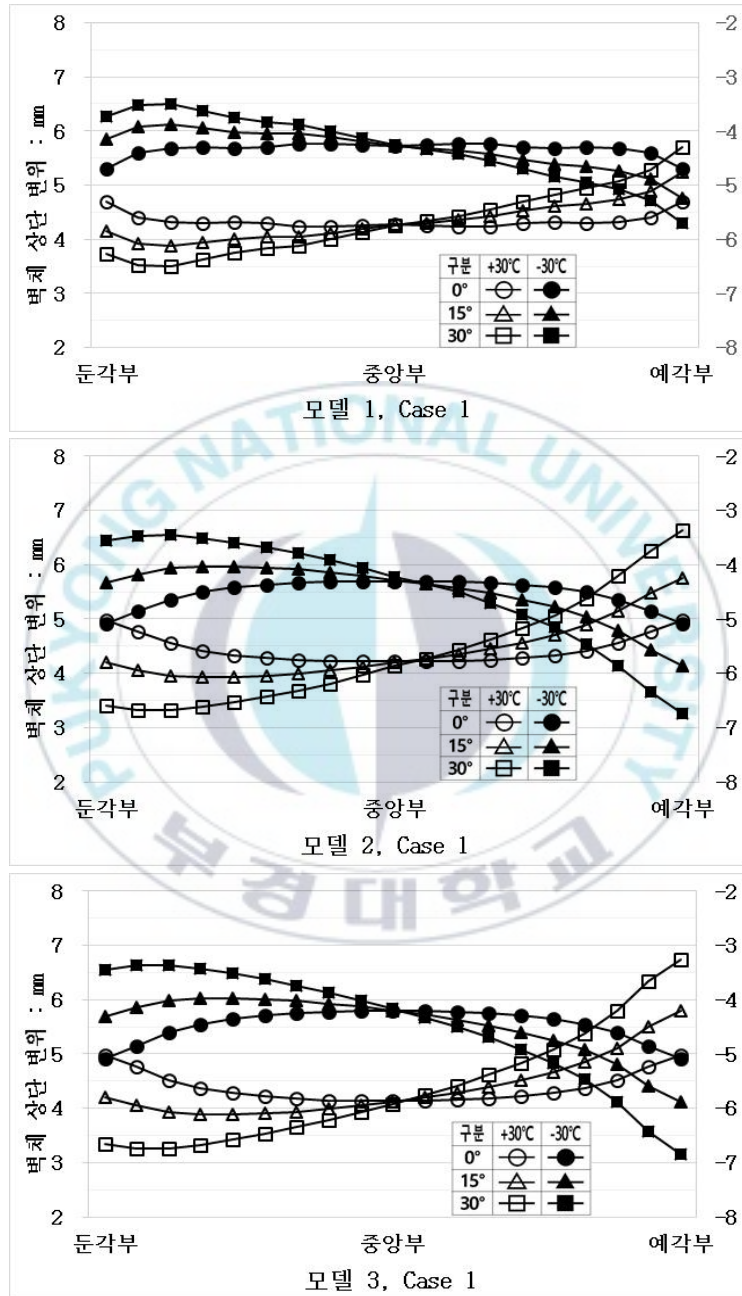
[그림 5-10] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(C 교)

[그림 5-8]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1일 때 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상이고 [그림 5-9]는 Case 2일 때의 경우이다. [그림 5-10]은 모델별 추세선 기울기를 나타낸 그래프이다. 모델 1, 2, 3 모두 반일체 식 교대 교량인 B 교의 해석결과와 같이 사각이 증가할수록 직교에 비하여 둔각부의 변위는 감소하고 예각부의 변위는 증가하였다. 또한 [그림

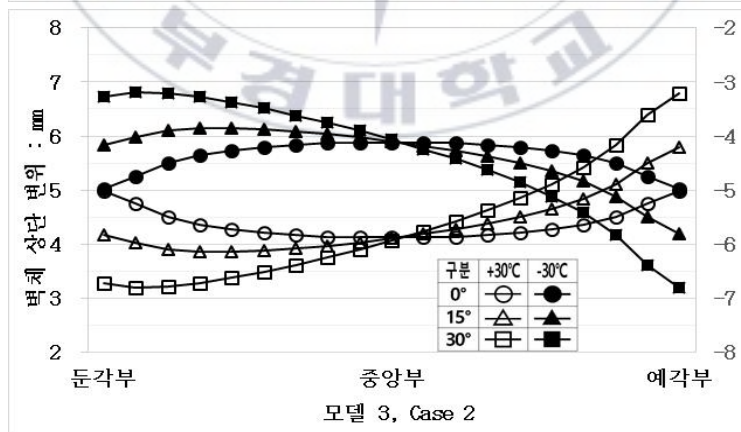
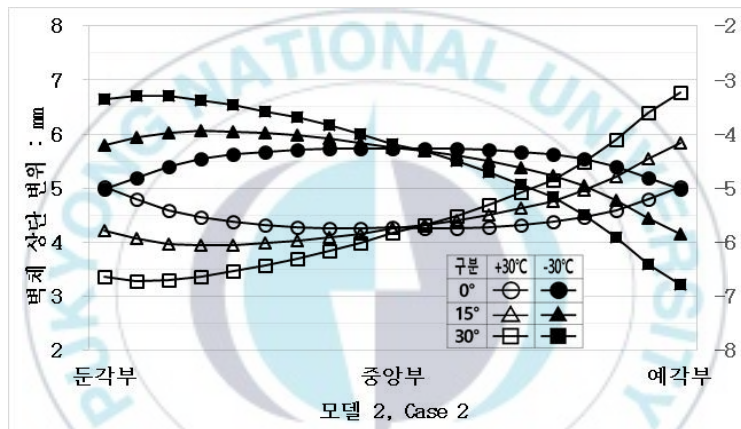
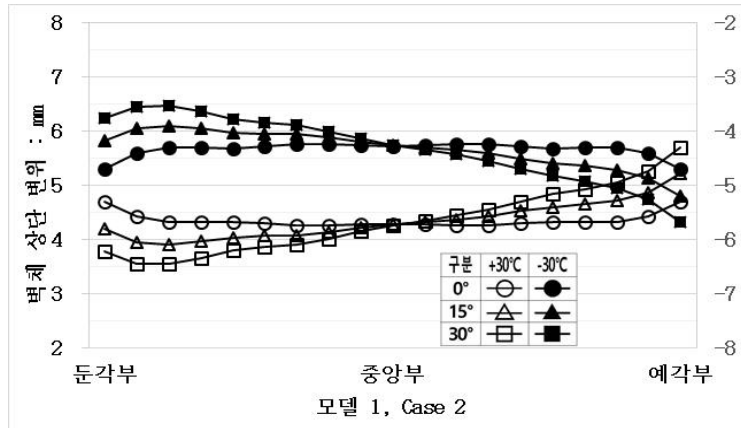
5-10]에서 보는 바와 같이 사각 증가에 따라 추세선의 기울기는 모델 1, 2, 3 모두 선형적으로 증감했고, 모델 1의 기울기는 모델 2, 3보다 미소하게 작았다. 이는 B 교와 같이 모델 1은 바닥판이 교축 방향 beam 요소인 거더와 합성되어 온도 하중에 대한 변위와 변위 증가량이 모델 2, 3보다 작기 때문이다.



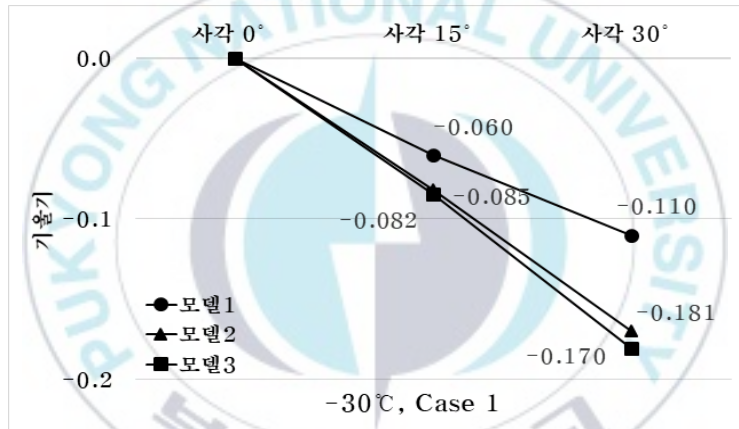
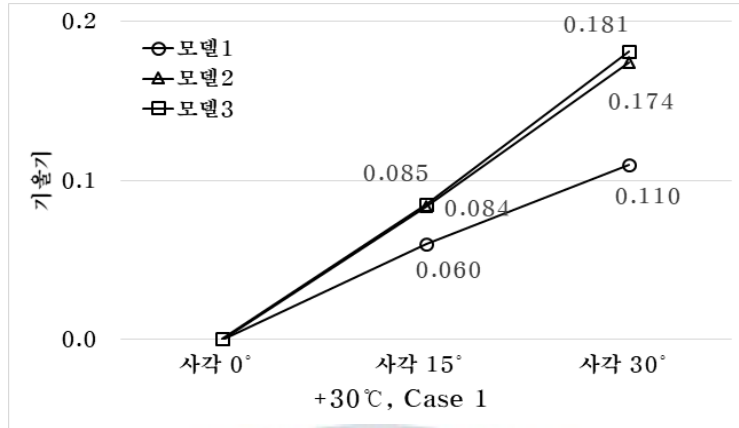
(4) D 교



[그림 5-11] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(D 교, Case 1)



[그림 5-12] 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상(D 교, Case 2)



[그림 5-13] 사각 변화에 따른 모델별 추세선 기울기(D 교)

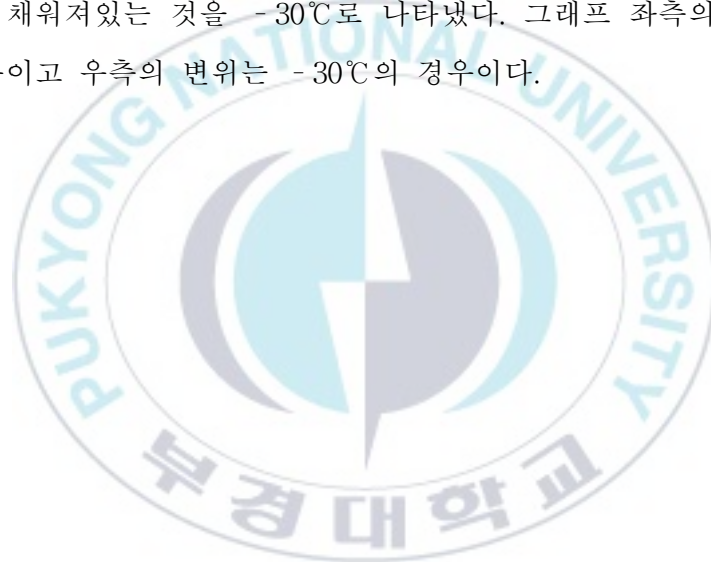
[그림 5-11]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1일 때 사각 변화에 따른 모델별 변위 형상이고 [그림 5-12]는 Case 2일 때의 경우이다. [그림 5-13]은 모델별 추세선 기울기를 나타낸 그래프이다. B, C 교와 같이 D 교에서도 모델 1, 2, 3은 사각이 증가할수록 직교에 비하여 예각부의 변위는 증가하고 둔각부의 변위는 감소하였다. [그림 5-13]에서 보는 바와 같이 모델 1, 2, 3 모두 추세선의 기울기는 선형적으로 증감하였다. 단, 모델 1의 기울기는 모델 2, 3보다 미소하게 작았다. 이는 B, C 교의 경우와 같

이 모델 1은 바닥판이 교축 방향 beam 요소인 거더와 합성되어 온도 하중에 대한 변위와 변위 증가량이 모델 2, 3보다 작기 때문이다.

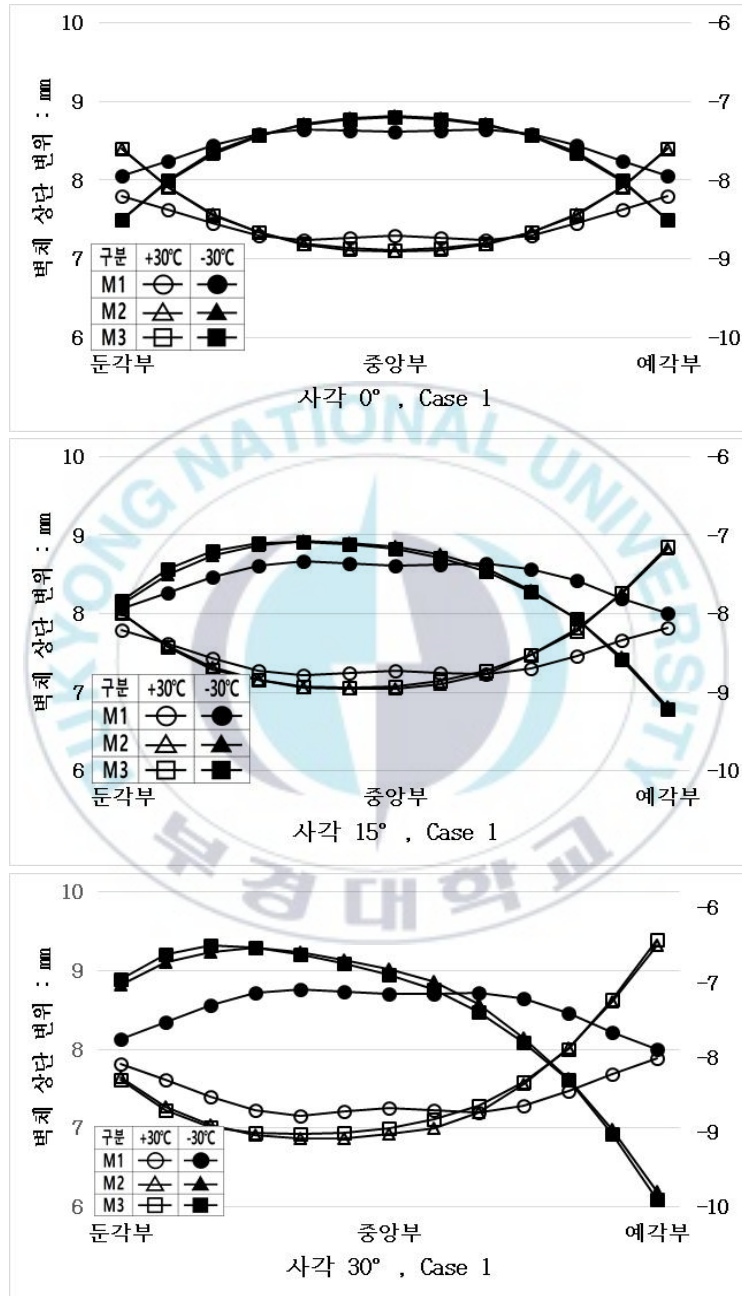


5.1.2 모델간 해석

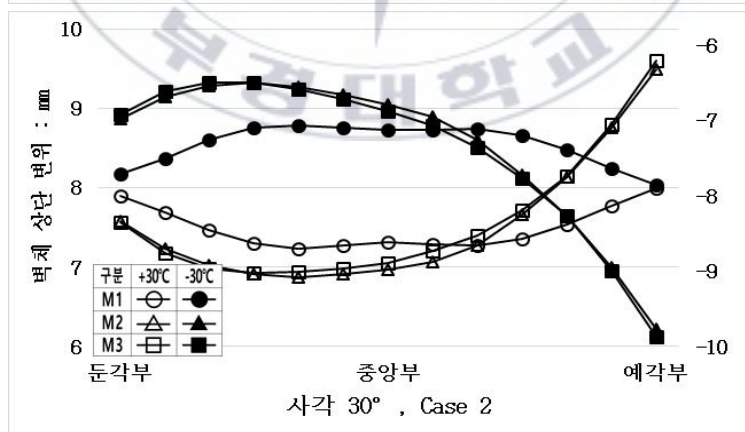
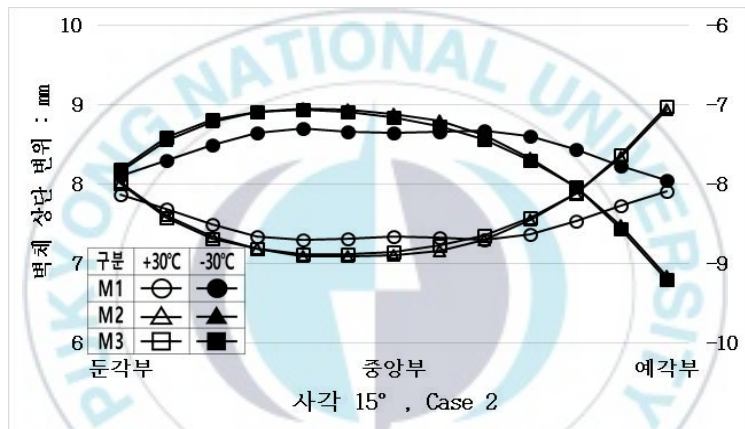
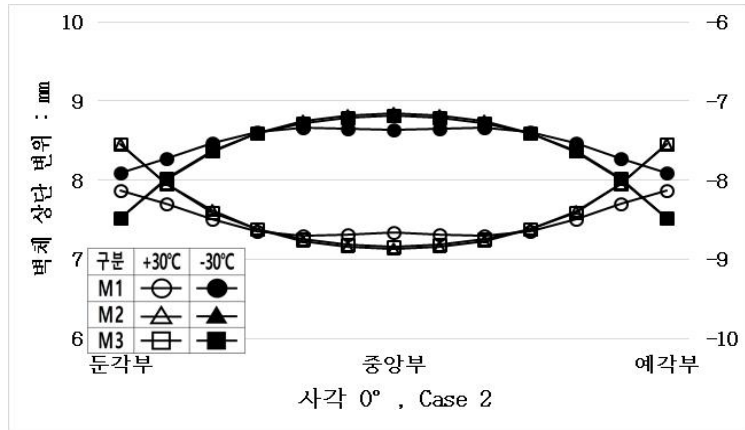
본 절에서는 각 모델간 사각 변화에 따른 변위 형상과 모델의 정확성을 분석하기 위해 모델간 변위 형상을 나타냈고 모델 3을 기준으로 한 각 모델의 평균 상대오차와 최대 상대오차를 구하여 그래프로 나타냈다. 변위 형상 그래프는 지반조건에 따라 모델 1, 2, 3의 경우를 +30℃, -30℃일 때로 나타냈고 이를 사각별로 나누어 정리했다. [그림 5-14]와 같이 모델 1, 2, 3은 각각 원형, 삼각형, 사각형으로 나타냈고 범례 내부가 비어있는 것을 +30℃, 채워져있는 것을 -30℃로 나타냈다. 그래프 좌측의 변위는 +30℃의 경우이고 우측의 변위는 -30℃의 경우이다.



(1) A 교



[그림 5-14] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(A 교, Case 1)



[그림 5-15] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(A 교, Case 2)

[그림 5-14]는 선형 스프링 지반 조건인 Case 1의 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상이고 [그림 5-15]는 비선형 스프링 지반 조건인 Case 2의 경우를 나타냈다. 사각별로 모델간 변위 형상을 비교한 결과 Case 1, Case 2 조건 모두 모델 2가 모델 1보다 모델 3과 가장 유사하였다.



<표 5.1> 평균 및 최대 상대오차(A 교, Case 1)

사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	2.5	2.3	3.2	4.5	5.3	9.1
	최대	7.3	6.6	11.6	13.2	16.2	19.8
모델 2	평균	0.2	0.2	0.3	0.4	0.7	0.9
	최대	0.3	0.4	0.7	0.8	1.6	1.5

<표 5.2> 평균 및 최대 상대오차(A 교, Case 2)

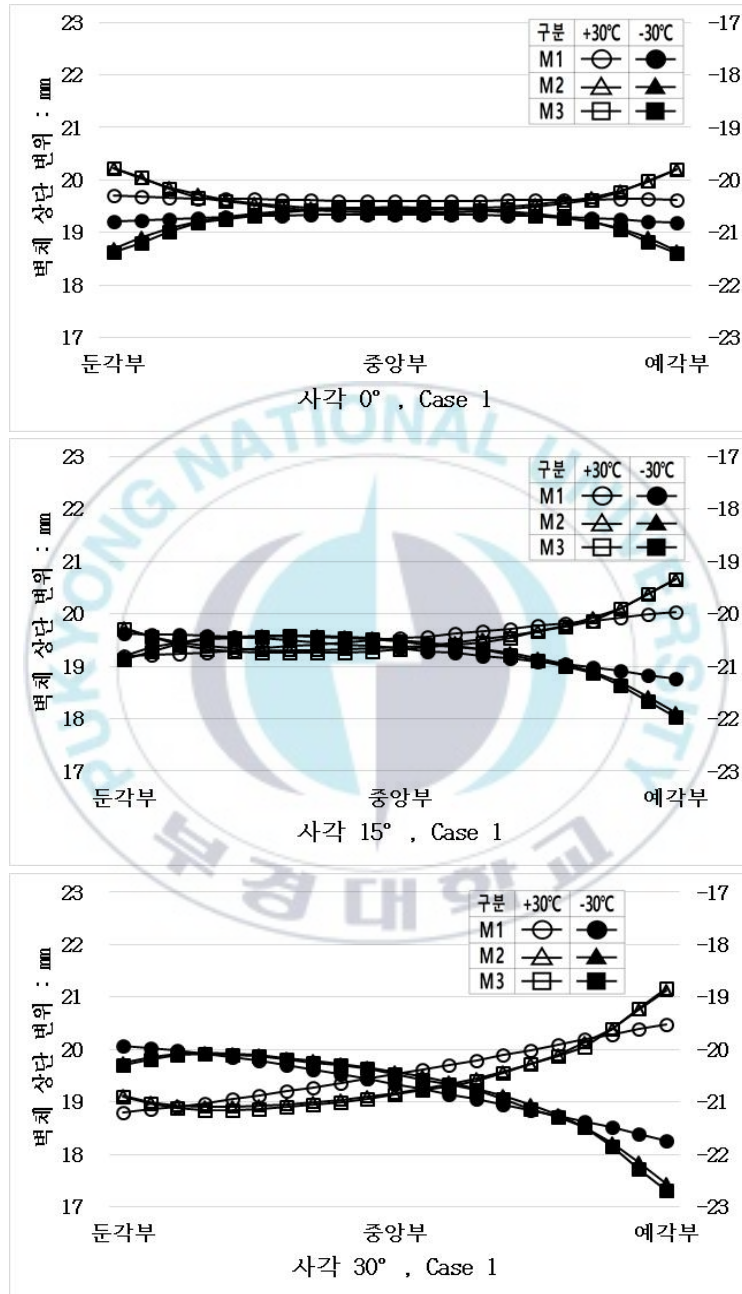
사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	2.4	2.3	3.4	4.4	6.1	9.0
	최대	7.0	6.7	11.8	13.5	16.8	20.0
모델 2	평균	0.2	0.2	0.4	0.4	0.8	0.8
	최대	0.4	0.4	0.8	0.8	1.8	1.7

<표 5.1>과 <표 5.2>에서 A 교의 모델간 평균 상대오차와 최대 상대오차를 나타냈다. 모델 1의 상대오차는 평균 9.1%, 최대 20.0% 이내로 나타났다. 모델 2의 상대오차는 평균 0.8%, 최대 1.8% 이내로 나타났다. 여기서 모델 2에서 나타난 상대오차 1.8%는 약 0.13 mm에 대한 값으로 아주 미소하다. 이와 같이 모델 1과 모델 2의 상대오차에 차이가 발생한 이유는 구조모델에 사용된 요소의 영향으로 판단된다. 모델 1은 바닥판이 beam 요소인 거더에 포함되어 모델링 되었기 때문에 바닥판이 solid 요소로 모

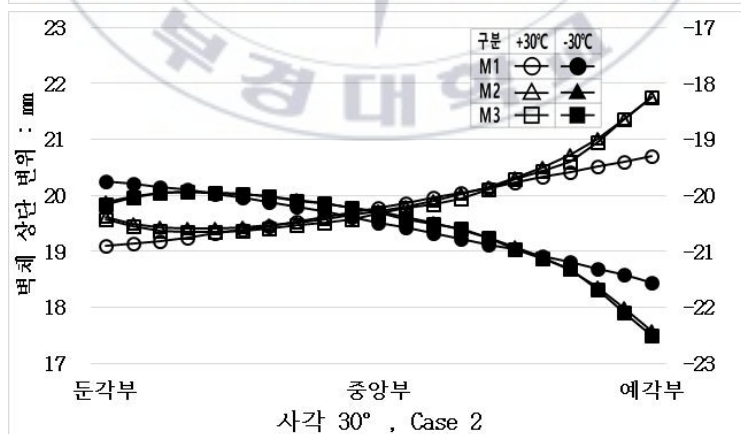
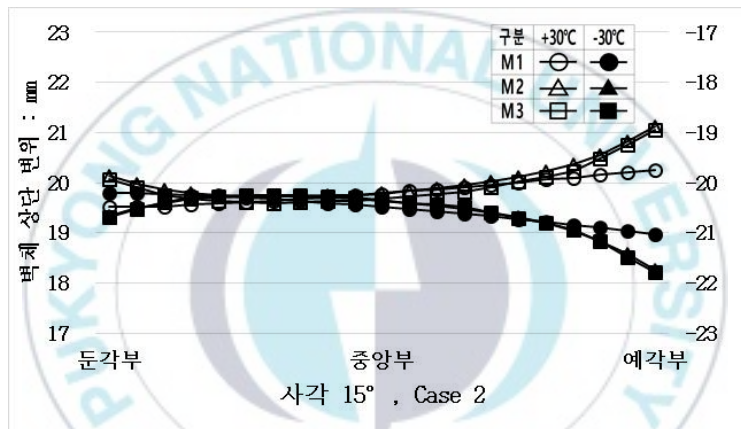
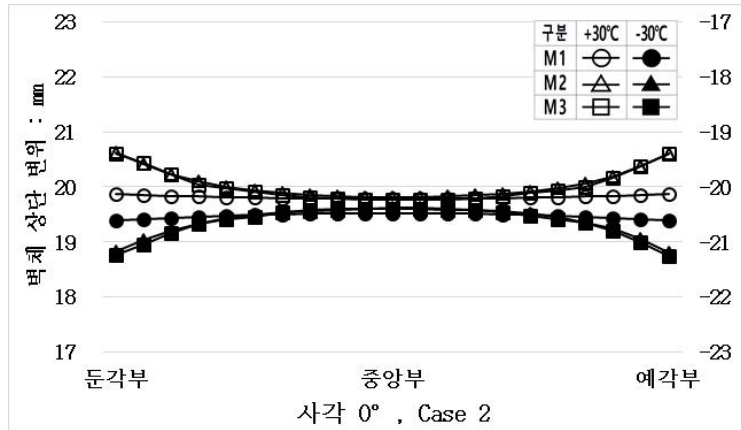
모델링된 모델 3보다 온도 하중의 영향이 작다. 따라서 모델 1은 모델 3과의 거동에 차이가 발생하였고 이에 따른 상대오차는 다소 크게 발생하였다. 반면 모델 2는 바닥판이 shell 요소로 모델링 되어 온도 하중의 영향을 모델 3과 같이 반영할 수 있기 때문에 상대오차가 미소하였다. 평균 및 최대 상대오차 분석결과 모델 2는 모델 1에 비하여 변위 형상의 유사성 및 정밀도가 우수하였다.



(2) B 교



[그림 5-16] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(B 교, Case 1)



[그림 5-17] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(B 교, Case 2)

[그림 5-16]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1의 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상이고 [그림 5-17]은 비선형 스프링 지반 조건인 Case 2의 경우를 나타냈다. 사각별로 모델간 변위 형상을 비교한 결과 Case 1, Case 2 조건 모두 모델 2가 모델 1보다 모델 3과 가장 유사하였다.



<표 5.3> 평균 및 최대 상대오차(B 교, Case 1)

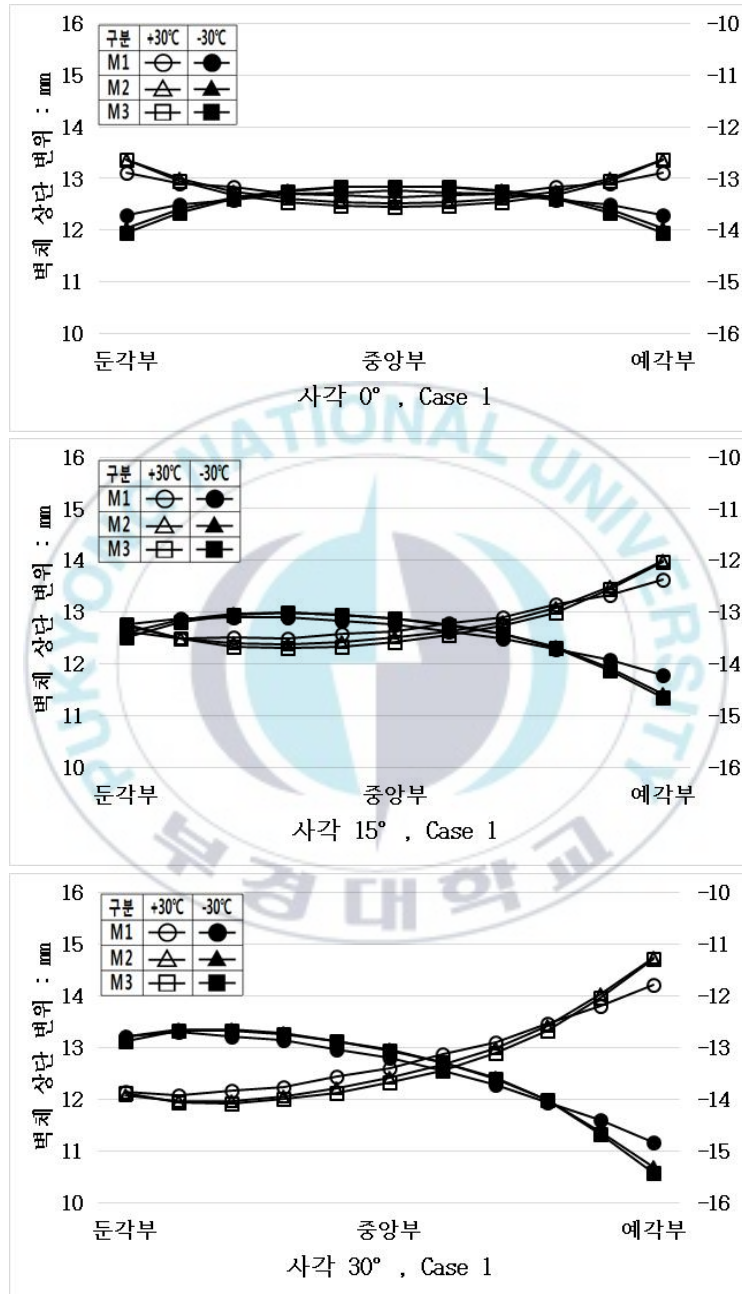
사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	1.0	0.9	1.0	0.9	1.5	1.0
	최대	2.9	2.8	3.1	3.4	3.3	4.2
모델 2	평균	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	최대	0.3	0.3	0.6	0.2	0.4	0.4

<표 5.4> 평균 및 최대 상대오차(B 교, Case 2)

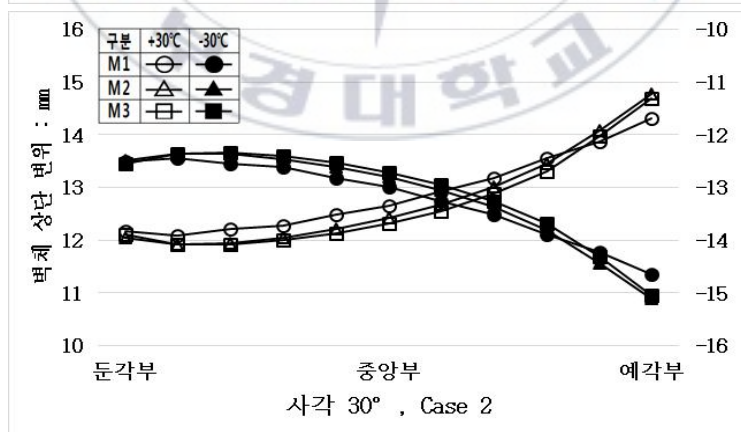
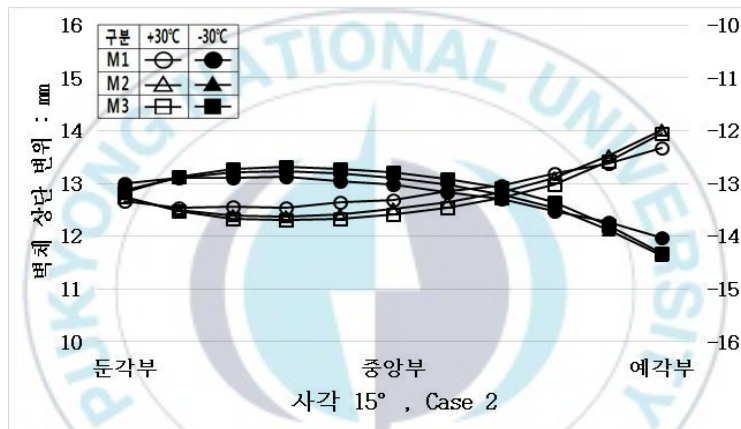
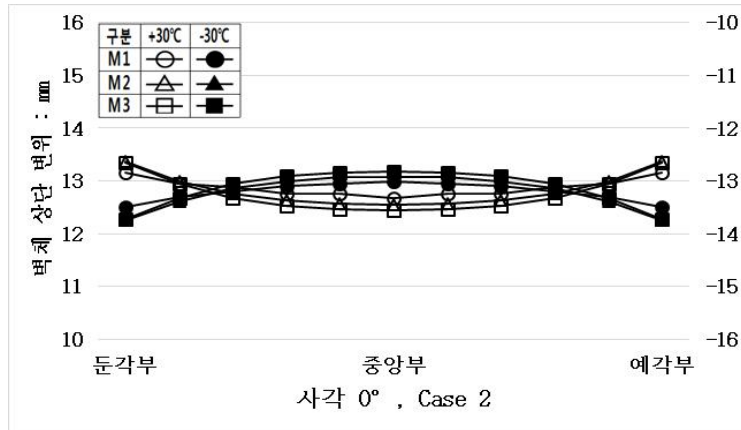
사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	1.0	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0
	최대	3.5	3.0	3.8	3.4	4.8	4.3
모델 2	평균	0.2	0.1	0.5	0.1	0.3	0.1
	최대	0.3	0.3	0.6	0.2	0.4	0.4

<표 5.3>과 <표 5.4>는 B 교의 모델간 평균 상대오차와 최대 상대오차를 나타냈다. 모델 1의 상대오차는 평균 1.5%, 최대 4.8% 내외로 나타났고 모델 2는 평균 0.5%, 최대 0.6% 내외로 나타났다. 평균 및 최대 상대오차 분석결과 모델 2는 모델 1에 비하여 모델 3과의 유사성 및 정밀도가 우수하였다.

(3) C 교



[그림 5-18] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(C 교, Case 1)



[그림 5-19] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(C 교, Case 2)

[그림 5-18]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1의 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상이고 [그림 5-19]는 비선형 스프링 지반 조건인 Case 2의 경우를 나타냈다. 사각별로 모델간 변위 형상을 비교한 결과 Case 1, Case 2 조건 모두 모델 2가 모델 1보다 모델 3과 가장 유사하였다.



<표 5.5> 평균 및 최대 상대오차(C 교, Case 1)

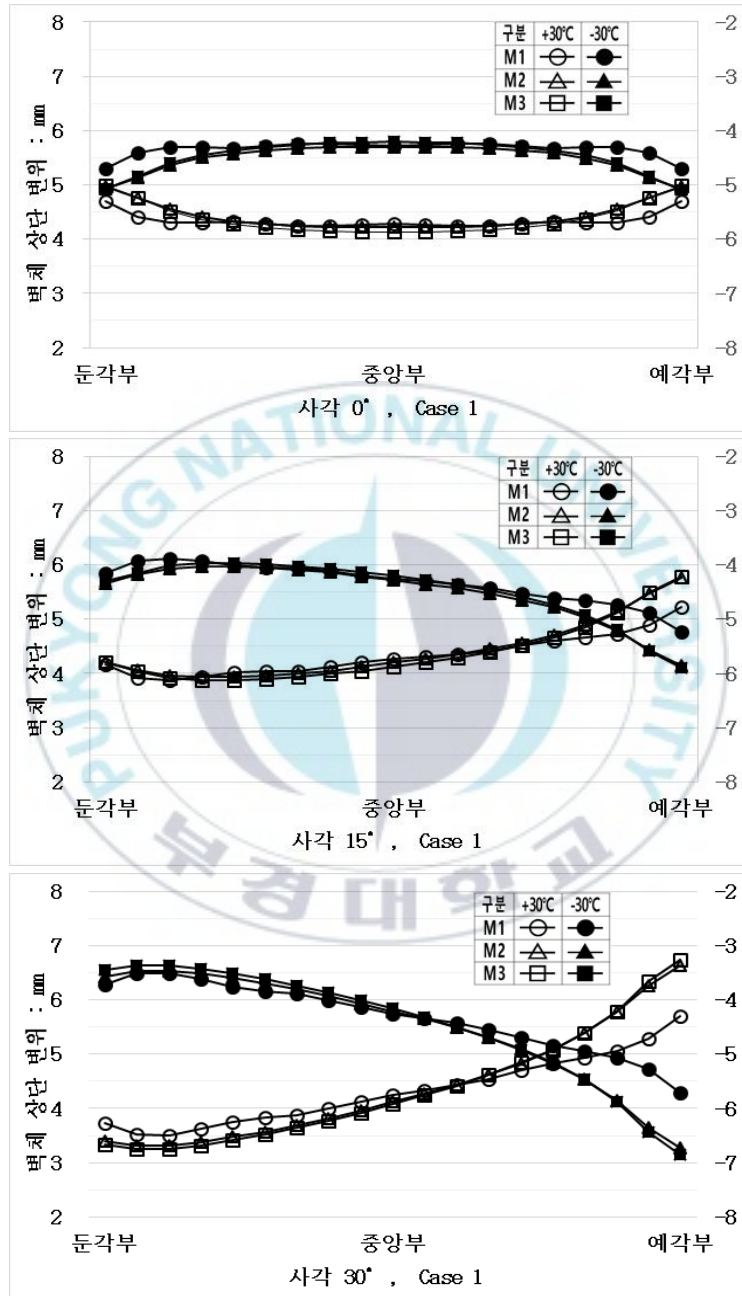
사각(°)		0		15		30	
		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	1.3	1.0	1.4	1.0	1.8	1.2
	최대	1.9	2.4	2.5	3.1	3.3	3.8
모델 2	평균	0.4	0.3	0.5	0.2	0.5	0.2
	최대	0.6	0.6	0.7	0.6	0.7	0.7

<표 5.6> 평균 및 최대 상대오차(C 교, Case 2)

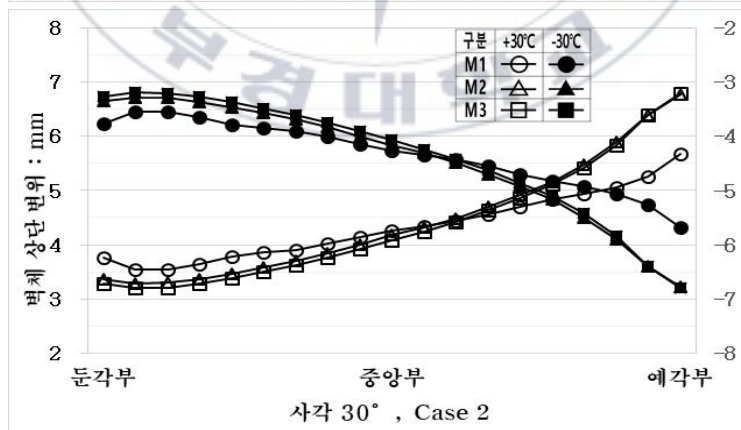
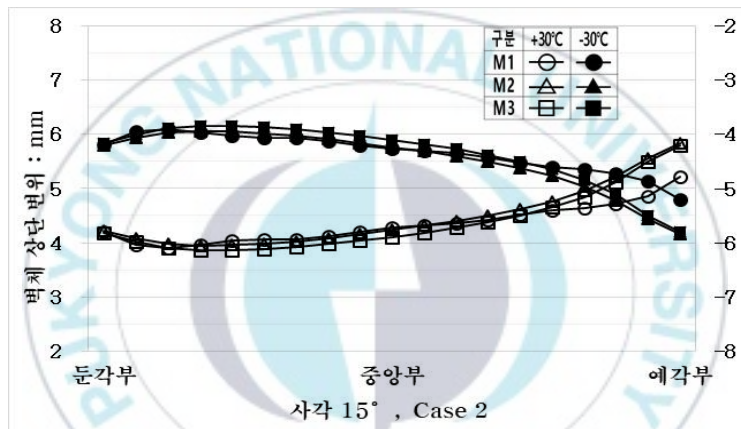
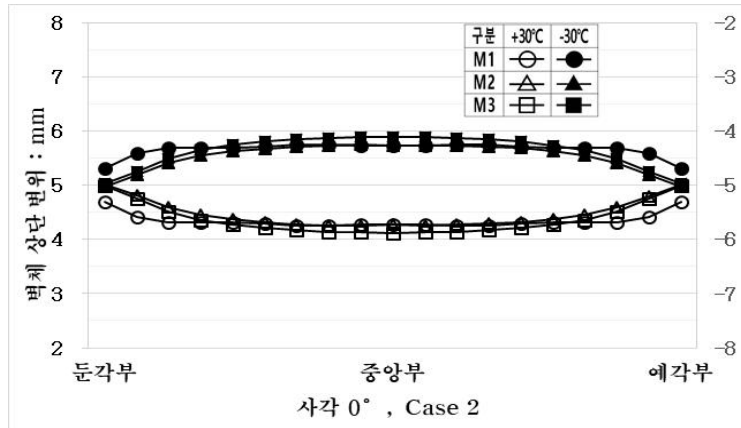
사각(°)		0		15		30	
		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	1.5	1.3	1.6	1.4	2.0	1.6
	최대	2.3	1.7	2.6	2.1	3.0	2.7
모델 2	평균	0.6	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6
	최대	0.8	0.8	0.9	0.8	1.1	1.0

<표 5.5>와 <표 5.6>은 모델간 평균 상대오차와 최대 상대오차를 나타낸 그래프이다. 모델 1의 상대오차는 평균 2.0%, 최대 3.8% 내외로 나타났고 모델 2는 평균 0.6%, 최대 1.1% 이하로 나타났다. 완전일체식 교대 교량인 C 교는 반일체식 교대 교량인 A 교와 B 교의 상대오차 분석결과와 같이 모델 1의 상대오차는 다소 크게 발생하였고 모델 2의 상대오차는 무시할 수 있을 정도로 미소하였다. 평균 및 최대 상대오차 분석결과 모델 2는 모델 1에 비하여 모델 3과의 변위 형상의 유사성 및 정밀도가 우수하였다.

(4) D 교



[그림 5-20] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(D 교, Case 1)



[그림 5-21] 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상(D 교, Case 2)

[그림 5-20]은 선형 스프링 지반 조건인 Case 1의 사각 변화에 따른 모델간 변위 형상이고 [그림 5-21]은 비선형 스프링 지반 조건인 Case 2의 경우를 나타냈다. 사각별로 모델간 변위 형상을 비교한 결과 Case 1, Case 2 조건 모두 모델 2가 모델 1보다 모델 3과 가장 유사하였다.



<표 5.7> 평균 및 최대 상대오차(D 교, Case 1)

사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	3.2	3.2	3.4	3.4	7.4	6.4
	최대	7.5	9.2	11.1	12.5	16.7	17.9
모델 2	평균	1.2	1.3	1.1	1.3	1.0	1.5
	최대	2.4	2.3	2.1	2.1	2.0	3.3

<표 5.8> 평균 및 최대 상대오차(D 교, Case 2)

사각(°)		0		15		30	
온도 하중(°C)		+30	-30	+30	-30	+30	-30
모델 1	평균	3.3	3.4	3.7	3.8	8.6	8.8
	최대	7.3	7.2	11.5	11.5	17.6	17.7
모델 2	평균	2.3	2.5	2.3	2.4	1.7	1.9
	최대	3.6	3.8	3.5	3.6	2.7	2.9

<표 5.7>과 <표 5.8>에서는 모델간 평균 상대오차와 최대 상대오차를 나타냈다. 모델 1의 상대오차는 평균 8.8%, 최대 17.9% 이하로 나타났고 모델 2는 평균 2.5%, 최대 3.8% 이하로 나타났다. 여기서 모델 2에서 발생한 상대오차 3.8%는 약 0.16 mm의 변위 차이로 무시할 수 있는 수준으로 판단된다. 이는 D 교의 교대 벽체 상단에서의 변위가 약 4 mm로 미소하여 작은 변위 차이임에도 불구하고 상대오차가 크게 나타나기 때문이다. 평균 및 최대 상대오차 분석결과 모델 2는 모델 1에 비하여 모델 3과의 유사성 및 정밀도가 우수하였다.

6. 결 론

본 연구는 본 연구에서는 다양한 형식을 가진 무조인트 교량에 적합한 최적 수치해석 모델을 선정하기 위해 민감도 해석을 수행하였다. 모델 3을 기준으로 한 상대오차 분석을 통한 정량적 평가에 의해 최적 수치해석 모델을 선정하였다. 이에 대한 결론은 다음과 같다.

- 1) 모델 1은 모델 3과 거동 형상에 차이가 있었다. 이는 모델 1의 바닥판이 beam 요소인 거더에 합성되어 있으므로 바닥판이 solid 요소인 모델 3보다 온도 하중에 대한 영향이 작기 때문이다.
- 2) 수치해석 모델에 사용된 평균 절점(node) 수는 모델 2에서 약 6,299개, 모델 3에서 약 35,481개로 모델 3이 약 5.6배 정도 많다. 따라서 모델링 소요시간 및 메모리 소모량 또한 모델 3이 많이 소요된다. 따라서 무조인트 교량의 최적 수치해석 모델은 변위 형상의 유사성과 정밀도를 유지하고 실용적인 모델 2가 적절할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 강형택, 박영호, 이병주, 남문석, 박창호. (2015) 무조인트 교량의 장기거동 측정 및 구조해석모델 개발, 한국구조물진단유지관리공학회지, 제19권, 제1호, pp. 22~30.
2. 국토해양부. (2015) 도로교설계기준.
3. 김상효, 안진희, 윤지현, 장재운. (2010) plate와 solid를 이용한 강박스 일체식 교대교량의 구조해석, 2010년 학술발표회 논문집, 대한토목학회.
4. 김우석. (2011) 프리스트레스트 콘크리트거더 일체식 교량의 교대거동해석과 예측, 한국콘크리트학회 논문집, 한국콘크리트학회.
5. 김우석, 조두용. (2012) 온도하중하의 일체식 교대교량의 3D 유한요소해석, 2012년 학술발표회 논문집, 한국콘크리트학회.
6. 김홍배, 한희수. (2019) 토압분리형 교량의 구조해석을 통한 허용 변위량 검토, 한국산학기술학회논문지 제20권 제4호, pp. 534~544.
7. 남문석, 박영호. (2007) 일체식 교대의 장기토압 거동, 한국지반공학회논문집, Vol.23, No.4 pp. 47~58.
8. 도로교통연구원. (2001) 계측에 의한 무조인트 교량의 장기거동 해석 연구.
9. 도로교통연구원. (2009) 강박스 거더를 이용한 반일체식 교대교량의 구조거동에 대한 설계기법 개발.
10. 도로교통연구원. (2016a) 무조인트교량 성능향상 및 기존교량 무조인트화 연구.
11. 도로교통연구원. (2016b) 연장 200m급 무조인트 교량 시스템 개발.
12. 도로교통연구원. (2018a) 일체식 교대 교량 설계지침(무조인트 교량).
13. 도로교통연구원. (2018b) 흥벽일체화 교대의 소교량 확대 적용 방안 연구.

14. 도로교통연구원. (2019) 흥벽 일체식 교대 교량 설계 및 시공지침
15. 도로교통연구원. (2019) 무조인트 교량의 장기추적조사 및 설계, 시공 및 관리기준 개선 연구(I).
16. 도로연구소. (1999) 무조인트 교량 실용화 연구.
17. 도로연구소. (2001) 계측에 의한 무조인트교량의 장기거동 해석 연구.
18. 박영호, 정경자, 김낙영, 황영철. (2002) 난쟁이 교대배면의 장기 토압거동, 한국지반공학회 봄 학술발표회, pp. 779~786.
19. 안진희, 윤지현, 김상효, 김준환. (2010) PSC 일체식 교대 교량의 거동특성 평가, 대한토목학회논문집, Vol.30, No.4A, pp. 361~373.
20. 안진희, 윤지현, 장재운, 김상효, 이상우. (2009) 다경간 연속 PSC 교량에 대한 일체식 교대교량 적용성 및 거동평가, 2009년 학술발표회 논문집, 대한토목학회.
21. 장재운. (2011) 온도변화에 의한 반일체식 교대교량의 거동분석 및 매개변수 해석, 석사학위논문, 연세대학교.
22. 정재호, 홍정희, 유성근, 윤순중. (2001) 일체식교대 교량에 작용하는 수동토압의 스프링 모델링, 한국전산구조공학회 2002년도 가을 학술발표회 논문집, pp. 421~427.
23. Anastasios, S., Kevin, M., Olympia, T. (2008) Simplified P-y Relationships for Modeling Embankment Abutment Systems of Typical California Bridges, The 14th World Conference on Earthquake Engineering”.
24. Arockiasamy, M., Butrieng, N., and Sivakumar. (2004) M, State-of-the-Art of Integral Abutment Bridges: Design and Practice, Journal of Bridge Engineering, Vol.9, No.5, pp. 497~506.
25. Arsoy, S., Barker, R.M., and Duncan, J.M. (1999) The Behaviour of Integral Abutment Bridges, Virginia Transportation Research Council.

26. **Cheng, Lan.** (2012) On The Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges - Parametric Analyses and Design Optimization, Engineering of Civil and Mechanical Structural Systems, University of Trento.
27. **Civjan, S.A., Bonczar, C., Brena, S.F., DeJong, J. and Crovo, D.** (2007)“Integral Abutment Bridge Behavior: Parametric Analysis of a Massachusetts Bridge”, Journal of Bridge Engineering, Vol.12, No.1, pp. 64~71.
28. **David, T.K., Forth, J.P., and Ye, J.** (2014)“Superstructure Behavior of a Stub-Type Integral Abutment Bridge”, Journal of Bridge Engineering, Vol.19, No.6, pp. 04014012-1~04014012-12.
29. **Dicleli, M.** (2005) Integral Abutment-Backfill Behavior on Sand Soil - Pushover Analysis Approach, Journal of Bridge Engineering, Vol.10, No.3, pp. 354~364.
30. **Dicleli, M., and Albhaisi, S.M.** (2004) Performance of abutment.backfill system under thermal variations in integral bridges built on clay, Engineering Structures, Vol. 26, pp. 949~962.
31. **Frosch, Robert J.** (2006) Jointless and Smoother Bridges: Behavior and Design of Piles, Purdue University.
32. **Girton, D. D., Hawkinson, T. R., Greimann, L. F.** (1989) Validation of Design Recommendation for Integral Abutment, Iowa State University.
33. **Jorgenson, James L.**(1982) Behavior of abutment Piles in an Integral Abutment in Response Bridge Movements, Transportation Research Record 903, pp. 72~79
34. **Kim, Woo Seok, Laman, J.A.** (2010) Numerical analysis method for long-term behavior of integral abutment bridges, Engineering Structures,

Vol. 32, pp. 2247~2257.

35. **Nikravan, Navid.** (2013) Structural Design Issues For Integral Abutment Bridges, Ryerson University.
36. **Mitchell, Caleb.** (2016) Finite Element Analyses and Proposed Strengthening of a Reinforced Concrete Box Girder Bridge Subjected to Differential Settlement, Kansas State University.
37. **Olson, S.M., Long, J.H., Hansen, J.R., Renekis, D., LaFave, J.M.** (2009) Modification of IDOT Integral Abutment Design Limitations and Details, University of Illinois.
38. **Rhodes, Steve.** (2015) Integral Bridges and the Modelling of Soil-Structure Interaction.
39. **Transportation Research and Development Bureau.** (2007) Integral Abutment Bridges: Comparison of Current Practice Between European Countries and the United States of America.
40. **Victoria State Government.** (2018) Australia, Code of Practice Integral and semi-integral bridges.
41. **VTrans Integral Abutment Committee.** (2008) Integral Abutment Bridges Design Guidelines.
42. **White, D.J., Mekkawy, M.M., Sritharan, S., and Suleiman, M.T.** (2007) "Underlying" Causes for Settlement of Bridge Approach Pavement Systems, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol.21, No.4, pp. 273~282.