

캔틸레버공법 PC 세그멘탈 다경간 교량의 처짐 및 단면력 검토를 위한 축소모델에 관한 연구

Reduced Model of the PC Segmental Multispan Bridge Constructed by Free Cantilever Method for Investigation of Deflection and Member Force

이재훈* · 이명재**

Lee, Jae Hoon · Lee, Myeong-Jae

Abstract

In design of prestressed concrete structures, structural analysis is performed normally several times for selection of adequate sectional dimension and tendon amount. Especially for precast segmental multi-span bridges, time consuming structural analysis process due to time dependent material properties and structural system change could be effectively reduced by use of a reduced-span bridge model. 5-span and 3-span bridges are selected as reduced-span models for the 10-span full bridge to investigate the acceptability in practical design. The analytical results of deflection, total moment, static moment, and ultimate moment of the reduced span-models are compared with those of the 10-span full bridge. Application of the load factors to structural analysis for ultimate moment calculation in prestressed concrete is reviewed and a rational method is proposed.

요 지

프리스트레스트 콘크리트 구조물의 설계에 있어서 적절한 단면 및 소요 강선량의 결정을 위하여 구조해석을 여러번 수행하게 되는 것이 보통이다. 그러나 PC 세그멘탈 다경간 교량의 경우 콘크리트 및 강선의 시간의존적인 성질, 시공순서에 따른 구조계의 변화등을 고려한 구조해석에 많은 노력과 시간이 필요하게 되므로 다경간 교량에 대한 축소 교량모델을 가정하여 구조해석을 수행하기도 한다. 본 연구에서는 캔틸레버 공법으로 가설되는 10 경간 PC 세그멘탈 교량을 대상으로 5 경간 및 3 경간으로 축소시킨 교량모델을 가정하고 이에 대한 구조해석을 수행하여 처짐 및 모멘트의 계산 결과를 비교하므로써 축소 교량모델의 적합여부를 검토하였다. 또한 프리스트레스트 콘크리트의 극한모멘트 계산을 위한 하중계수 적용 방법에 대하여 고찰해 보았다.

1. 서 론

프리스트레스트 콘크리트 교량은 재료의 경제성 및 내구성 등의 장점에 힘입어 건설비율이 증가

* 정회원 · 삼성건설 기술연구소 선임연구원
** 정회원 · 삼성건설 기술연구소 주임연구원

추세에 있다. 그러나 프리스트레스트 콘크리트 교량은 시공중에 계속 변하는 구조계와 구조재료의 시간의존적 성질로 인하여 설계와 시공에 있어서 일반적인 콘크리트 교량과는 다른 구조적 특성을 보이며 이러한 특성으로 인하여 프리스트레스트 콘크리트 교량의 정확한 구조해석은 많은 어려움이 따르게 된다. 특히 이러한 특성은 다경간의 프리스트레스트 콘크리트 교량의 설계에 있어 예비설계 단계에서와 같이 단면 및 강선 소요량등의 산정을 위해 구조해석을 여러번 수행하여야 하는 경우, 구조해석을 위한 해석 Data의 준비 및 결과분석에 있어 많은 시간을 필요로 하게 되므로 전체교량에 대한 구조해석은 일반적으로 경간수를 줄인 축소 교량모델을 적용하여 수행하게 된다. 그러므로 본 연구에서는 현재 삼성건설에서 FCM 공법(Free Cantilever Method)을 적용하여 시공중인 서울시 도시고속화도로 북부간선지구의 PC 세그멘탈 교량⁽¹⁾ 중 일부인 10경간 연속교를 대상으로 5경간 및 3경간의 축소 교량모델을 가정하고, 실제 교량 및 축소 교량모델에 대한 구조해석을 수행하여 교량의 처짐 및 모멘트 등을 비교, 검토하므로써 이러한 축소 교량모델의 선정 및 결과 분석에 대한 지침을 제공하고자 한다.

2. FCM 공법 PC 세그멘탈 10경간 연속교

PC 세그멘탈 교량의 단면은 일반적으로 Box형식이며 설계시 적용하는 Box단면의 크기에 대한 지표로는 PCI & PTI⁽²⁾ 및 IABSE⁽³⁾ 등에서 단면 및 교량 형식에 따라 적절한 값을 추천하고 있는 경간장과 단면높이의 비율(Span/Depth Ratio, L/D비)이 주로 사용되고 있다. 그러나 단면의 높이(D)가 같더라도 형상 및 단면두께의 차이 등에 의해 휨강성이 서로 다른 값을 갖게 되어, 교량의 거동에 있어서도 상이한 결과를 나타내게 되므로 L/D비를 통해서만 교량의 역학적 거동을 충분히 고려하기 힘들다. 따라서 교량의 역학적 거동을 고려한 단면 산정을 위해서는 경간장(L)과 단면의 회전반경(r)의 비율을 이용한 Flexibility Index(FI, Span/Radius of Gyration Ratio)를 지표로 활용하는 것이 바람직하다고 판단된다. 단면형상, 경간장, L/D비 및 PCI

& PTI, IABSE등에서 추천하는 Box 단면의 두께 등을 변수로 하여 실무적으로 많이 사용하는 단면의 FI를 계산한 결과 높이가 균일한 경우는 40 - 80 정도의 범위였다. FI를 적용하여 교량의 강성을 결정하면 단면 2차 모멘트와 단면적의 상관관계와 더불어 교량모델의 경간장 자체보다는 외측과 내측의 경간장 비율이 의미를 갖게 되며, 이 때의 외측/내측 경간장 비율은 미관이나 모멘트 분포 등을 고려하여 0.5 - 1.0의 비율이 일반적으로 사용되고 있다. 본 연구의 대상은 총연장 480 m의 FCM 공법 PC 세그멘탈 10경간 연속교(40 m-8 m×50 m-40 m)로서 다음과 같은 단면 특성치를 가지고 있다.

- L/D비
 - └ 외측경간 : 40 m/3 m = 13.3
 - └ 내측경간 : 50 m/3 m = 16.7
- 회전반경($r(r=\sqrt{I/A})$) -
 - Field 단면 : $(7.9301/7.116)^{1/2} = 1.056$
 - Support 단면 : $(10.6651/8.968)^{1/2} = 1.091$
 - Diaphragm 단면 : $(14.3214/16.062)^{1/2} = 0.944$
- FI(L/r) -
 - 외측경간
 - └ Field 단면 : $40/1.056 = 37.879$
 - └ Support 단면 : $40/1.091 = 36.664$
 - └ Diaphragm 단면 : $40/0.944 = 42.373$
 - 내측경간
 - └ Field 단면 : $50/1.056 = 47.348$
 - └ Support 단면 : $50/1.091 = 45.830$
 - └ Diaphragm 단면 : $50/0.944 = 52.966$
- 외측/내측 경간장 비율 : 40 m/50 m = 0.8

대상교량의 세그먼트 분할 및 강선배치는 10경간 중 좌측 3경간을 보이는 그림 1과 같고 캔틸레버 공법을 통한 PC 세그멘탈 10경간 연속교의 시공에 드는 기간은 65일로 하였다. 실제의 대상교량과 축소 교량모델의 역학적 거동 특성을 비교하기 위해 서울대학교 토목공학과와 삼성건설 기술연구소에서 공동 개발한 프리스트레스트 콘크리트 교량전용 구조해석 프로그램 [PSDARI]^(4,5)를 이용하여 교량의 시공단계 및 시간의존적인 특성을 고려한 구조해석을 수행하였으며 크리프 및 건조수축은 CEB-FIP 모델⁽⁶⁾을 사용하였다.

그림 2와 3은 각각 10경간 연속교량을 대상으로 [PSDARI]를 이용하여 계산한 시공완료 시점(65일)과 10년 후(3650일)에서의 처짐과 휨모멘트를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 전체적인 교

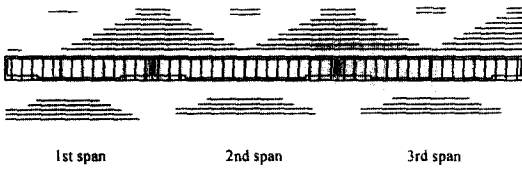


그림 1. Segment and Tendon Arrangement

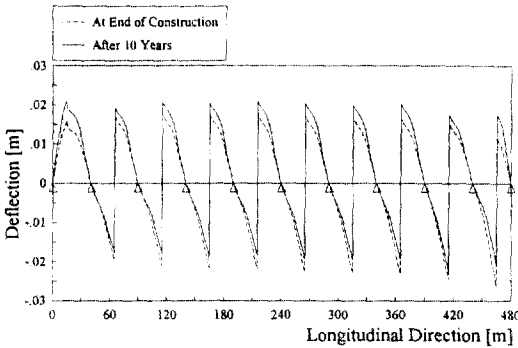


그림 2. Deflection of 10-span Bridge

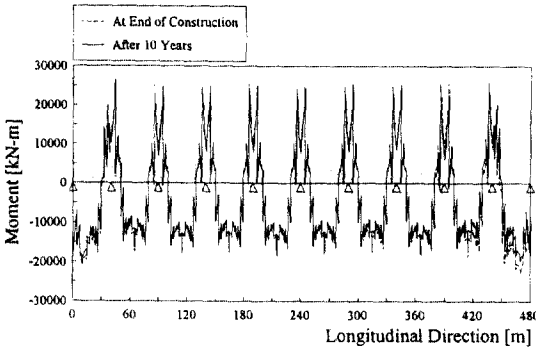


그림 3. Total Moment of 10-span Bridge

량의 처짐 및 휨모멘트는 외측경간, 첫번째 내측경간, 그 외의 내측경간 등에서 각각 구분되어지는 형상을 나타낼을 알 수 있다. 그러므로 본 연구에서는 이러한 특성을 고려하여 5경간 및 3경간의 축소교량모델을 선정하여 구조해석을 수행하였다.

3. 축소교량의 모델링

일반적으로 다경간 연속교의 내측경간들은 강선 배치 및 단면의 배치형상이 그림 1에서 보는 바와

같이 동일하게 이루어진다. 그러므로 본 연구에서 축소 교량모델로 선정된 5경간 및 3경간 연속교량은 10경간 연속교의 외측 및 내측경간의 강선 배치 및 단면의 배치와 동일하게 구성하였으며, 시공과정 또한 10경간 연속교와 동일하게 유지함으로써 5경간 연속교는 30일만에, 3경간 연속교는 16일만에 시공이 완료되는 것으로 하였다. 그러나 구조해석 결과는 각각 5경간 또는 3경간에 해당하는 처짐 및 단면력을 얻게 되므로 10경간 연속교와의 해석결과 비교는 다음과 같이 수행하였다.

• 5경간 연속교 -

1경간(외측경간) : 10경간 연속교의 1경간

2경간(내측경간) : 10경간 연속교의 2경간

3경간(내측경간) : 10경간 연속교의 3, 4, 5, 6, 7, 8경간

4경간(내측경간) : 10경간 연속교의 9경간

5경간(외측경간) : 10경간 연속교의 10경간

• 3경간 연속교 -

1경간(외측경간) : 10경간 연속교의 1경간

2경간(내측경간) : 10경간 연속교의 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9경간

3경간(외측경간) : 10경간 연속교의 10경간

4. 해석결과와의 비교, 검토

본 교량모델의 경우 세그먼트 가설순서 및 시간배정, 임시고정장치의 가설 및 해제, 긴장재의 배치 및 긴장 순서 등의 고려사항으로 Computer 해석에 많은 양의 입력자료가 필요하게 된다. Computer 해석에 필요한 Input Data 작성에 소요되는 시간은 개인의 능력에 따라 각기 다르므로 수치적으로 비교하기 어려우나, 5경간 모델에 소요되는 시간은 10경간 모델에 소요되는 시간의 대략 1/2, 3경간 모델은 대략 1/4 정도였다. Work-Station 급의 Computer를 이용한 3가지 교량 모델의 구조해석 수행 시간은 다음과 같이 5경간 교량모델은 10경간 교량모델의 1/4.3 배, 3경간 교량모델은 10경간 교량모델의 1/13.6 배로 나타났다.

10경간 교량모델의 Computer 수행시간; 172분

5경간 교량모델의 Computer 수행시간; 40분

3경간 교량모델의 Computer 수행시간; 12.5분

3가지 교량모델 해석결과의 비교 검토시점은 시공단계에 따라 교량 전체가 완성된 직후 및 시공개시 후 10년이 경과한 시점으로 구분하였으며, 각 축소 교량 모델에 대한 처짐, 총모멘트, Statical 모멘트 및 극한모멘트를 10경간 연속교와 함께 비교 검토하였다.

4.1 교량의 처짐 및 Camber

각 세그먼트를 수평으로 가설한다는 가정하에 계산된 시공완료시의 처짐과, 목적으로 하는 시간경과 후의 처짐은 Camber량 결정의 지표가 된다. 예를 들어 시공완료시에 교량상부구조가 종방향으로 수평이 되게 하려면 시공완료시 처짐값의 반대방향으로 Camber를 갖도록 시공하여야 하며, 10년 후에 수평이 되게 하려면 10년 후 처짐치의 반대방향으로의 Camber를 갖도록 시공하여야 한다. 이 때, 실제로는 Camber를 갖도록 시공될 것이지만 0.1% 이내의 오차를 보이므로, 각 세그먼트를 수평으로 가설한다는 가정으로 처짐을 계산하여도 무리가 없을 것으로 판단된다.

각 모델의 시공완료 시점을 기준으로 최대 처짐이 발생하는 Key 세그먼트 위치에서의 처짐값과 10경간 모델에 대한 오차를 보이는 표 1과 전체교량의

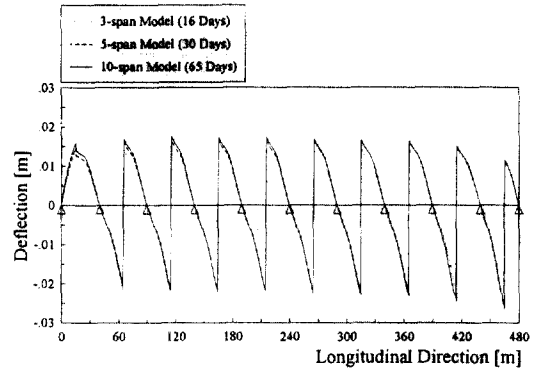


그림 4. Deflection at End of Construction

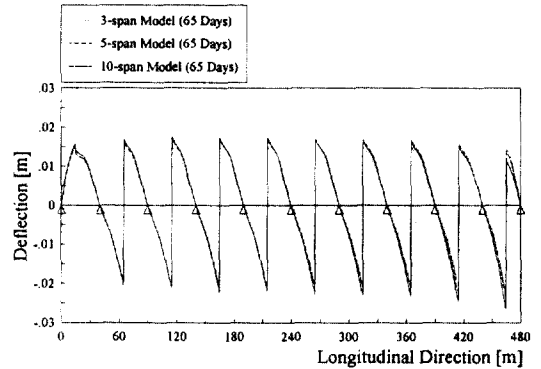


그림 5. Deflection due to 65 Days

표 1. 시공완료시 Key 세그먼트 위치의 처짐 [cm] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	②-① ① × 100	③-① ① × 100
1	1.60	1.47	1.34	-8.1%	-16.3%
2	1.70	1.62	1.42	-4.7%	-16.5%
3	1.76	1.65		-6.3%	-19.3%
4	1.74			-5.2%	-18.4%
5	1.75			-5.7%	-18.9%
6	1.70			-2.9%	-16.5%
7	1.67			-1.2%	-15.0%
8	1.66	-0.6%		-14.5%	
9	1.52	1.52	0.0%	-6.6%	
10	1.15	1.15	1.16	0.0%	0.9%

처짐을 비교한 그림 4에서 시공의 진행에 따라 10 번째 경간에 가까워질수록 각 모델 간 처짐의 차이가 줄어드는 것을 알 수 있다. 이는 시공완료에 걸리는 시간상의 차이(10경간 연속교 - 65일, 5경간 연속교 - 30일, 3경간 연속교 - 16일)로 인해 10경간 연속교의 1번째 경간에 가까워질수록 시간에 의한 영향 (Creep & Shrinkage, Relaxation 등)을 더 많이 받게 되기 때문이라고 판단된다. 이러한 경향은 축소 교량모델에 대하여 시공이 완료된 후, 10경간 연속교의 시공이 완료된 시점인 65일까지의 시간경과에 대한 구조해석을 수행한 결과를 비교해보아도 알 수 있는데, 그림 5에서 보는 바와 같이 처짐의 결과가 반전되어 축소 교량모델의 처짐이 10경간 연속교의 1번째 경간인 외측경간에 가까운 경우가 더 잘 일치하고 10번째의 외측경간에 가까운 경우는 축소 교량모델의 처짐이 상방향으로 더 처지게 됨을 보

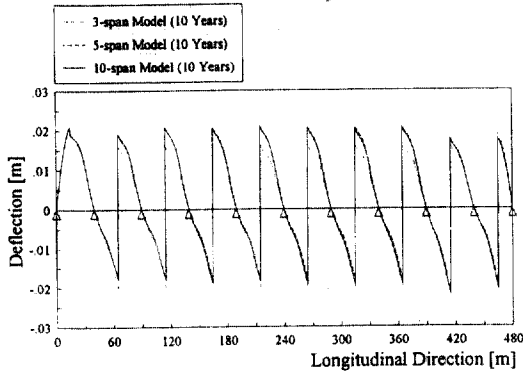


그림 6. Deflection after 10 Years

표 2. 10년 경과 후 Key 세그먼트 위치의 처짐 [cm] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$	
1	2.11	2.10	2.05	-0.5%	-2.8%	
2	1.92	1.90	1.60	-1.0%	-16.7%	
3	2.08	2.08		0.0%	-23.1%	
4	2.05			1.5%	-22.0%	
5	2.10			-1.0%	-23.8%	
6	2.04			2.0%	-21.6%	
7	2.01			3.5%	-20.4%	
8	2.04			2.0%	-21.6%	
9	1.76	1.78		1.1%	-9.1%	
10	1.75	1.77		1.88	1.1%	7.4%

여준다.

시공개시 후 10년이 경과한 시점에서의 장기처짐 결과인 그림 6과 표 2를 보면 5경간 축소 교량모델은 10경간 연속교의 장기처짐과 거의 일치함을 알 수 있으나(3.5% 이내의 오차), 3경간 축소 교량모델의 경우는 내측경간에서의 처짐이 상당히 다르게 나타남을 보여준다(최대 23.8% 오차). 그림 4 - 그림 6에서 보는 바와 같이 각 교량별 처짐의 형상은 유사함을 알 수 있으며 전체적으로 5경간 축소 교량 모델의 처짐이 10경간 연속교의 처짐과 매우 근접한

결과를 나타냄을 알 수 있다. 이는 그림 2에서 보는 바와 같이 10경간 연속교의 처짐이 외측경간, 첫번째 내측경간, 그 외의 내측경간에 따라 서로 구분되는 처짐양상을 보이므로 이를 구분할 수 있는 최소의 5경간 축소 모델이 실제 교량의 거동을 잘 표현할 수 있음을 나타낸다.

4.2 총모멘트

프리스트레스트 콘크리트 연속교의 시공중 혹은 시공완료시점의 총모멘트는 사하중 모멘트, 프리스트레싱에 의한 1차 모멘트, 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트의 합으로 표현할 수 있으며, 강선의 배치에 따른 영향으로 그림 7 - 그림 8과 같이 총모멘트의 분포가 연속이 아닌 툭니모양을 보이게 된다. 그러나 총모멘트의 전체적인 분포양상은 10경간 연속보의 분포하중에 의한 모멘트에 대응하는 형태임을 알 수 있다. 그림 7, 표 3, 표 4에서 보는 바와 같이 시

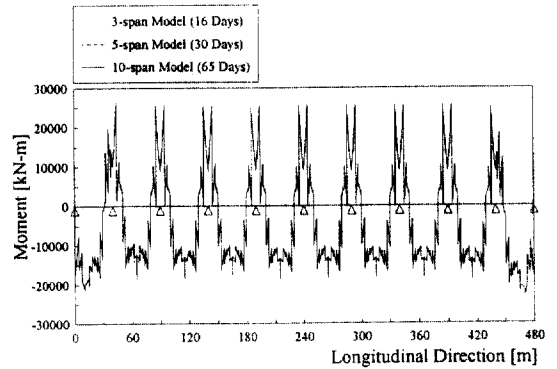


그림 7. Total Moment at End of Construction

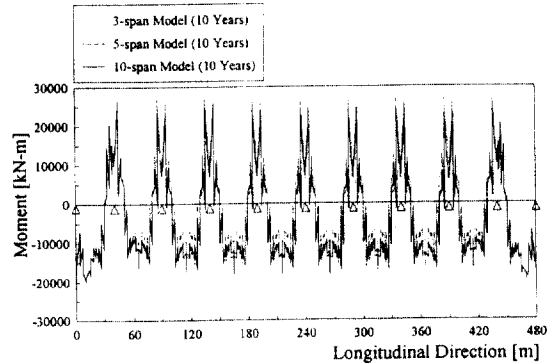


그림 8. Total Moment After 10 Years

표 3. 시공완료시 경간중앙부의 최대 총모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	-21000	-21300	-21600	1.4%	2.9%
2	-17300	-17700		2.3%	6.9%
3	-17900			2.2%	3.4%
4	-17800			2.8%	3.9%
5	-18400	-18300	-18500	-0.5%	0.5%
6	-18000			1.7%	2.8%
7	-18100			1.1%	2.2%
8	-18300			0.0%	1.1%
9	-18800	-18800		0.0%	-1.6%
10	-22900	-22900	-22900	0.0%	-0.0%

표 5. 10년 경과 후 경간중앙부의 최대 총모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	-19700	-19600	-19900	-0.5%	1.0%
2	-16300	-16000		-1.8%	-11.7%
3	-17400			4.0%	-17.2%
4	-17000			6.5%	-15.3%
5	-17800	-18100	-14400	1.7%	-19.1%
6	-17200			5.2%	-16.3%
7	-16800			7.7%	-14.3%
8	-17700			2.3%	-18.6%
9	-16700	-16700		0.0%	-13.8%
10	-19700	-19800	-19500	0.5%	-1.0%

표 4. 시공완료시 지점 부근의 최대 총모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

지점	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	-17800	-17900	-18000	0.6%	1.1%
2	26500	26300		-0.8%	-1.2%
3	25400	25500		0.4%	3.1%
4	25500			0.4%	2.7%
5	25600			0.0%	2.3%
6	25500	25600	26200	0.4%	2.7%
7	25600			0.0%	2.3%
8	25500			0.4%	2.7%
9	25600			0.0%	2.3%
10	25200	25200	25300	0.0%	0.4%
11	-18400	-18400	-18600	0.0%	0.0%

표 6. 10년 경과 후 지점 부근의 최대 총모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

지점	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	-17500	-17500	-17500	0.0%	0.0%
2	26600	26900	26300	1.1%	-1.1%
3	23600	24000		1.7%	16.9%
4	24500			-3.7%	12.7%
5	24200			-2.5%	14.0%
6	24100	23600	27600	2.1%	14.5%
7	24400			-3.3%	13.1%
8	24600			-4.1%	12.2%
9	22900	23200		1.3%	20.5%
10	26500	26200		-1.1%	4.24%
11	-17500	-17500	-17600	0.0%	0.6%

공완료 시점에서의 총모멘트 분포는 축소 교량모델 해석결과가 10경간 연속교의 해석결과에 전체적으로 접근하고 나중에 가설된 구간과 지점부근에서 특히

잘 일치함을 알 수 있다. 5경간 모델은 경간 중앙부에서 최대 2.8% 오차와 지점부근에서 최대 0.8% 오차를 보이므로 3경간 모델(경간 중앙부에서 최대

6.9% 오차, 지점부근에서 최대 3.1% 오차)보다 더 10경간 연속교 해석결과에 근접하고 있다.

그림 8, 표 5, 표 6의 10년이 경과한 시점에서의 축소 교량모델 총모멘트는 시공완료시의 결과와 같이 나중에 가설된 구간과 지점부근에서 10경간 연속교의 해석결과와 잘 일치하며, 외측경간에서는 거의 일치하지만 내측경간에서는 다소 차이가 있음을 알 수 있다. 5경간 축소 교량모델의 경우에는 시공완료시점에 대하여 대부분의 최대 총모멘트 발생지점에서 10경간 교량모델보다 0 - 2.8% 크게 계산되고, 작게 계산되는 지점에서도 0.8% 오차 이내를 보인다. 그러나 처짐의 경우에는 달리 10년 경과 후의 축소모델의 오차가 시공완료시의 오차보다 더 커지는 현상을 발견할 수 있으며, 5경간 모델은 경간 중앙부에서 과대평가(최대 7.7% 오차) 지점부근에서 과소평가(최대 4.1% 오차)하며, 3경간 모델은 경간 중앙부에서 과소평가(최대 19.1% 오차) 지점부근에서 과대평가(최대 20.5% 오차) 한다는 것을 알 수 있다. 따라서 총모멘트의 경우에 있어서도 3경간 축소 교량모델보다는 5경간 축소 교량 모델이 처짐의 경우에서와 마찬가지로 10경간 연속교의 해석결과에 더 잘 일치함을 알 수 있다.

4.3 Statical 모멘트

Statical 모멘트는 사하중 모멘트와 프리스트레싱에 의한 2차 모멘트의 합으로서 총모멘트로부터 프리스트레싱에 의한 1차 모멘트를 빼주므로써 구할 수 있으며, 그림 9 - 그림10에서와 같이 일반적인 연속교량의 분포하중에 의한 모멘트분포와 같은 형태를 나타낼 수 있다. Statical 모멘트의 경우에 있어서도 시공완료 시점에서는 그림 9에서 보는 바와 같이 10경간 연속교와 축소 교량모델의 해석결과가 잘 일치함을 알 수 있다. 그러나 시공개시후 10년이 경과한 시점에서의 해석결과는 그림 10에서와 같이 내측경간에서 오차가 커져서, 5경간 모델은 경간 중앙부에서 과소평가하고 지점부근에서 과대평가하며, 3경간 모델은 경간 중앙부에서 과대평가하고 지점부근에서 과소평가한다는 것을 알 수 있다. Statical 모멘트는 극한모멘트의 계산에 이용되므로 이러한 오차의 경향은 축소 교량모델의 극한모멘트 해석결과에서도 나타난다.

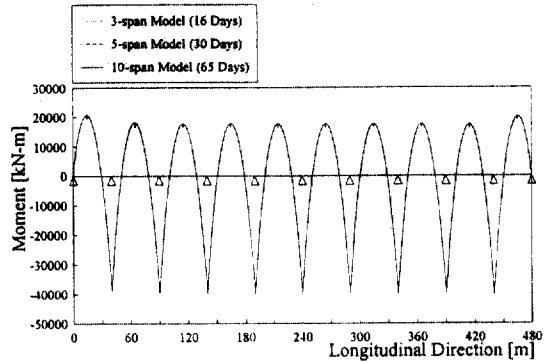


그림 9. Statical Moment at End of Construction

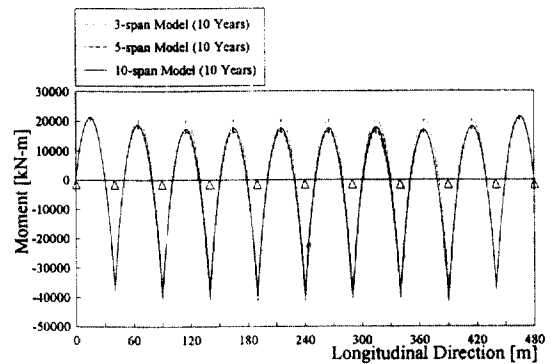


그림 10. Statical Moment After 10 Years

4.4 극한모멘트

Ketchum⁽⁷⁾의 제안방법에 따라 다음과 같이 시공 완료시점과 가설 후 10년 경과시점에서의 극한 모멘트를 계산하였다. 하중계수는 AASHTO⁽⁸⁾를 따라 사하중계수로 1.3을 사용하였고 활하중항을 제외한 사하중항과 Prestressing에 의한 2차 모멘트항만을 고려하였다.

과정 1: 사하중에 대하여 구조해석을 수행하여 각 시점의 총모멘트, Tendon의 유효긴장력, Prestressing에 의한 정정 모멘트, Statical 모멘트를 구한다.

과정 2: 사하중에 하중계수를 적용하여 증가시킨 후 구조해석을 새로 수행하여 각 시점의 총모멘트를 구한다.

과정 3: 각 시점에 대하여 과정 2에서 구한 총 모멘트와 과정 1에서 구한 총모멘트의 차이를 계

표 7. 시공완료시 경간중앙부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	26450	25840	25240	-2.3%	-4.6%
2	21450	19840	17800	-7.5%	-16.9%
3	20210	18760		-7.2%	-11.9%
4	20240			-7.3%	-12.0%
5	19940			-5.9%	-10.7%
6	19590			-4.2%	-9.1%
7	19070			-1.6%	-6.7%
8	18740			0.1%	-5.0%
9	17310			17310	0.0%
10	23990		23980	23890	0.0%

표 9. 10년 경과 후 경간중앙부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

경간	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$
1	32400	32840	31540	1.4%	-2.7%
2	32720	34050	36110	4.1%	10.3%
3	28580	28120		-1.6%	26.4%
4	29610			-5.0%	22.0%
5	28920			-2.8%	24.9%
6	28720			-2.1%	25.7%
7	29050			-3.2%	24.3%
8	27690			1.6%	30.4%
9	31060			32490	4.6%
10	31560		31740	31290	0.6%

표 8. 시공완료시 지점의 극한모멘트 [kN-m] 및 10 경간 모델과의 오차

지점	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$	
2	-52010	-53690	-55200	3.2%	6.1%	
3	-54650	-56160	-57080(2)	2.8%	4.4%	
4	-54490	-56100(1)		3.0%	4.8%	
5	-54680			2.6%	4.4%	
6	-55090			1.8%	3.6%	
7	-55400			1.3%	3.0%	
8	-56130			0.1%	1.7%	
9	-56090			-56030	-0.1%	1.8%
10	-59000			-58980	-58950	0.0%

(1) 지점 3과 지점 9의 평균
(2) 지점 2와 지점 10의 평균

표 10. 10년 경과 후 지점의 극한모멘트 [kN-m] 및 10경간 모델과의 오차

지점	① 10경간 모델	② 5경간 모델	③ 3경간 모델	$\frac{②-①}{①} \times 100$	$\frac{③-①}{①} \times 100$	
2	-36030	-34920	-38220	-3.1%	6.1%	
3	-48030	-46530	-38565(2)	-3.1%	-19.7%	
4	-44330	-46625(1)		5.2%	-13.0%	
5	-45950			1.5%	-16.1%	
6	-45690			2.0%	-15.6%	
7	-46410			0.5%	-16.9%	
8	-45090			3.4%	-14.5%	
9	-49160			-46720	-5.0%	-21.6%
10	-38390			-37860	-38910	-1.4%

(1) 지점 3과 지점 9의 평균
(2) 지점 2와 지점 10의 평균

산하고, 그 차이를 과정 1에서 구한 Statical 모멘트에 더하여 극한 모멘트의 분포를 얻는다.

그림 11, 표 7, 표 8에서 보는 바와 같이 시공완료 시점에서 축소 교량모델의 극한모멘트 분포는 나중

에 가설된 구간에서 10경간 교량모델에 잘 일치하며, 경간 중앙부에서 과소평가하고 지점부근에서 과대평가 한다는 것을 알 수 있다. 5경간 모델은 경간 중앙부에서 최대 7.5% 오차와 지점부근에서 최대

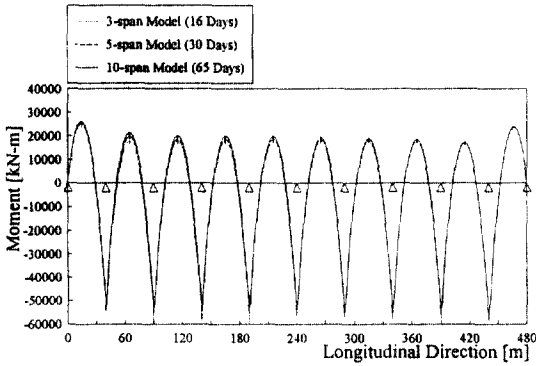


그림 11. Ultimate Moment at End of Construction

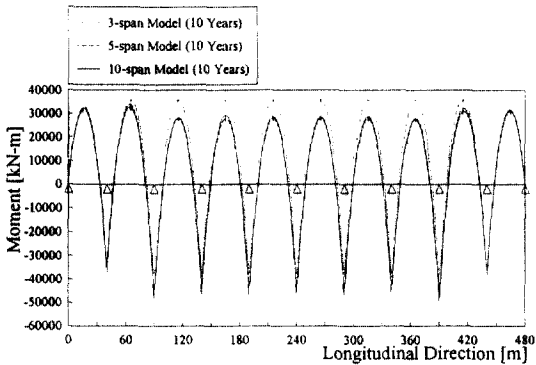


그림 12. Ultimate Moment After 10 Years

3.2% 오차를 보이므로 3경간 모델(경간 중앙부에서 최대 16.9% 오차, 지점부근에서 최대 6.1% 오차)보다 더 10경간 연속교 해석결과에 근접하고 있다.

그림 12, 표 9, 표 10과 같이 10년이 경과한 시점에서의 3경간 모델은 10경간 모델과 많은 차이(최대 30.4% 오차)를 보이고 있다. 특히 시공완료 시점과는 반대로 경간 중앙부에서 과대평가하고 지점부근에서 과소평가하게 된다. 이는 3경간 모델이 시간 경과에 따른 Creep 영향을 많이 받게된다는 것을 나타낸다. 5경간 모델은 10경간 모델 해석결과에 비교적 접근(최대 5.2% 오차)한다.

5. 축소 교량모델 적용에 관한 고찰

4장에서 살펴본 바와 같이 10경간 교량의 축소 모델로는 5경간 모델이 더 적당하다. 물론, 5경간

모델도 처짐 및 모멘트 분포에 있어서는 10경간 모델과 차이를 보이고 있지만 5경간 모델에 관한 5.1절과 5.2절의 분석에 따라 실무설계에서의 적용에는 큰 무리가 없을 것이다.

5.1 Camber 결정을 위한 처짐값

Camber 결정을 위한 구조해석에서 상부구조가 수평이 되는 목표시점을 시공완료 시점으로 한다면 10경간 모델에 대한 처짐의 오차가 최대 8.1%이며 이 때의 처짐오차는 1.3 mm이다(표 1 참조). 목표시점을 길게하면 할수록 오차는 줄어들게 되어 10년 후를 목표시점으로 한다면 10경간 모델에 대한 처짐의 오차가 최대 3.5%로 줄어들게 되어 처짐오차는 0.7 mm에 불과하게 된다(표 2 참조). 더욱이 콘크리트 구조물의 처짐은 비록 균열이 없는 상태라도 재료의 특성으로 인하여, 계산으로 실제 처짐값을 예측하기가 매우 어려운 것이 사실이다. 따라서 10경간 교량의 Camber 결정을 위한 구조해석에 5경간 축소모델을 사용하여도 충분하다고 판단된다.

5.2 모멘트

프리캐스트 세그멘탈 콘크리트교량의 경우 세그먼트 제작의 경제성을 위하여 불가피한 경우를 제외하고는 단면의 크기 및 형상과 철근 배근에 변화를 주지 않도록 설계하므로, 위치와는 관계없이 중앙부위에 모두 같은 단면(Field Section)을 사용하고 지점부위도 모두 같은 단면(Support Section)을 사용하는 것이 일반적이다. 따라서 4장에서 살펴본 바와 같이 5경간 모델의 모멘트 분포가 10경간 모델과 약간의 차이를 보이고 있더라도 실무설계에서는 중요 위치별 최대값이 더 의미를 갖게 된다.

사용하중상태의 휨응력 검토에 이용되는 총모멘트의 경우 외측경간 중앙부의 최대 총모멘트가 시공완료시에는 -22900 kN-m(표 3의 경간 10)로 두 모델간의 차이가 없으며, 10년 경과시에는 5경간 모델이 -19800 kN-m(표 5의 경간 10)로 10경간 모델의 -19700 kN-m보다 0.5% 크게 산정된다. 내측경간 중앙부의 최대 총모멘트는 시공완료시에는 -18800 kN-m(표 3의 경간 9)로 두 모델간의 차이가 없으며, 10년 경과시에는 5경간 모델이 -18100 kN-m로 10경간 모델의 -17800 kN-m(표 5의

경간 5)보다 1.7% 크게 산정된다. 지점 부근의 최대 총모멘트는 시공완료시에는 26500 kN-m와 26300 kN-m(표 4의 지점 2)로 5경간 모델이 약간 작게 계산되며, 10년 경과시에는 26600 kN-m 와 26900 kN-m(표 6의 지점 2)로 5경간 모델이 약간 크게 계산된다. 그러나 작게 계산된 경우에도 오차가 0.8%에 불과하므로 무시할 수 있는 정도라고 판단된다.

극한모멘트의 경우 10년 기간 사이의 최대값을 보면, 외측경간 중앙부의 최대 극한모멘트가 5경간 모델이 32840 kN-m(표 9의 경간 1)로 10경간 모델의 32400 kN-m보다 1.4% 크게 산정되며 내측경간 중앙부에서도 5경간 모델이 34050 kN-m(표 9의 경간 2)로 10경간 모델의 32720 kN-m보다 4.1% 크게 산정된다. 지점에서 10년 기간 사이의 최대 극한모멘트가 5경간 모델이 -58980 kN-m(표 8의 지점 10)로 10경간 모델의 -59000 kN-m와 거의 같으므로(0.03% 오차), 실무설계에서 10경간 교량의 축소 모델로 5경간 모델을 채택하여도 큰 무리가 없을 것이다.

6. 하중계수 적용에 관한 고찰

극한상태에서의 구조물 강도(Strength) 검토는 극한하중 하에서 구조물이 받고 있는 부재외력과 부재저항력을 비교하는 작업이라고 할 수 있다. 콘크리트구조물의 경우, 부재저항력은 실제 거동에 유사하게 재료 비선형성을 고려한 해석으로 계산하지만 부재외력은 극한하중에 대한 선형구조해석으로 결정하는 강도설계법 개념이 주로 이용되고 있다. 보다 합리적이라고 알려진 한계상태설계법(Limit State Design) 개념은 구조물의 실제 거동에 유사하도록 극한하중상태의 부재외력을 계산하는 구조해석상의 복잡성 및 해석시간상의 경제성 문제로 아직까지 많이 사용되고 있지는 않다. 그러나 구조해석기법의 발전과 Computer의 이용으로 엄밀한 구조해석을 수행하려는 노력이 진행되고 있으므로 시방서에서 규정하고 있는 하중조합에 대한 개념정립이 요구되고 있다.

선형탄성해석을 이용하는 경우에는 사용하중에 하중계수를 곱한 극한하중에 대하여 해석한 단면력과 사용하중에 대한 해석결과에 계수를 곱한 단면

력이 같으므로 별 문제가 되지 않지만 한계상태설계법 개념을 사용하거나 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 엄밀한 해석을 수행하는 경우에는 하중계수 적용에 논란의 여지가 있다. 식(1)은 프리스트레스트 콘크리트 구조물에 AASHTO의 하중계수를 적용하는 일반식이고 식(2)는 모멘트에 대한 식인데 Prestressing에 의한 2차 영향의 하중계수 1.0의 의미를 구조공학자마다 다르게 해석할 수 있다.

$$U = 1.3 \left[DL + \frac{5}{3} LL(1+I) \right] + 1.0(\text{Secondary Effect}) \quad (1)$$

$$M_u = 1.3 \left[M_{DL} + \frac{5}{3} M_{LL}(1+I) \right] + 1.0 M_{ps,s} \quad (2)$$

극한모멘트 계산에서, Prestressing에 의한 2차 모멘트 $M_{ps,s}$ 산정에 다음과 같은 세가지 의견이 있을 수 있다.

의견 1: 식 (3)과 같이 사하중만 작용하는 상태에서 $M_{ps,s}$ 를 구하여 사용하고 사하중 모멘트 M_{DL} 에만 계수 1.3을 적용한다. 이 때 사하중의 작용과 Prestressing의 작용을 동시에 고려하는 엄밀해석에서는 M_{DL} 과 $M_{ps,s}$ 의 구분이 명확하지 않으므로 Ketchum은 4.4절에서 소개한 방법을 제안하였다.

$$M_{ps,s} \text{ 계산을 위한 하중: Load} = 1.0 DL \quad (3)$$

의견 2: 식 (4)와 같이 하중계수로 증가된 사하중이 작용하는 상태에서 $M_{ps,s}$ 를 구하는 것으로 결국 1.3배로 증가된 사하중 상태의 Statical 모멘트를 사용하고 활하중항은 따로 계산하여 중첩한다.

$$M_{ps,s} \text{ 계산을 위한 하중: Load} = 1.3 DL \quad (4)$$

의견 3: 식 (5)와 같이 극한하중에서 $M_{ps,s}$ 를 구하여 사용하는 것으로써 구조물의 예상되는 극한하중 상태에 대하여 해석한다는 것이다.

$$M_{ps,s} \text{ 계산을 위한 하중:} \quad (5)$$

$$\text{Load} = 1.3 \left[DL + \frac{5}{3} LL(1+I) \right]$$

시방서에서 식 (2)와 같이 $M_{ps,s}$ 에 계수 1.0을 적용하도록 규정한 이유는 선형탄성 해석을 이용하는

표 11. 경간중양부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 비교

경간	시공완료 시점			10년 경과후		
	① Ketchum (의견 1)	② 제안방법 (의견 2)	$\frac{②-①}{①} \times 100$	③ Ketchum (의견 1)	④ 제안방법 (의견 2)	$\frac{④-③}{③} \times 100$
1	26450	26500	0.2%	32400	32450	0.2%
2	21450	21480	0.1%	32720	32770	0.2%
3	20210	20230	0.1%	28580	28610	0.1%
4	20240	20260	0.1%	29610	29640	0.1%
5	19940	19960	0.1%	28920	28960	0.1%
6	19590	19610	0.1%	28720	28750	0.1%
7	19070	19090	0.1%	29050	29090	0.1%
8	18740	18760	0.1%	27690	27720	0.1%
9	17310	17310	0.0%	31060	31100	0.1%
10	23990	24000	0.0%	31560	31590	0.1%

표 12. 지점부의 최대 극한모멘트 [kN-m] 비교

경간	시공완료 시점			10년 경과 후		
	① Ketchum (의견 1)	② 제안방법 (의견 2)	$\frac{②-①}{①} \times 100$	③ Ketchum (의견 1)	④ 제안방법 (의견 2)	$\frac{④-③}{③} \times 100$
2	-52010	-52090	0.2%	-36030	-36110	0.2%
3	-54650	-54730	0.1%	-48030	-48130	0.2%
4	-54490	-54560	0.1%	-44330	-44430	0.2%
5	-54680	-54750	0.1%	-45950	-46050	0.2%
6	-55090	-55150	0.1%	-45690	-45790	0.2%
7	-55400	-55460	0.1%	-46410	-46460	0.1%
8	-56130	-56180	0.1%	-45090	-45140	0.1%
9	-56090	-56130	0.1%	-49160	-49210	0.1%
10	-59000	-59030	0.1%	-38390	-38420	0.1%

경우에 Prestressing에 의하여 발생하는 반력의 영향인 $M_{ps,s}$ 까지 1.3배로 증가시키지 않도록 하기 위한 규정이라고 판단된다. $M_{ps,s}$ 까지 1.3배로 증가시킨다면 결국 유효긴장력을 30% 과대평가하여 계산한다

는 의미이므로 합리적인 해석이 못되기 때문이다. 따라서 의견 1은 사하 중의 작용과 긴장력의 영향을 구분하여 해석하는 경우에 적용하는 개념일 것이다. 의견 3은 구조물의 한계 상태를 엄밀히 고려할 수

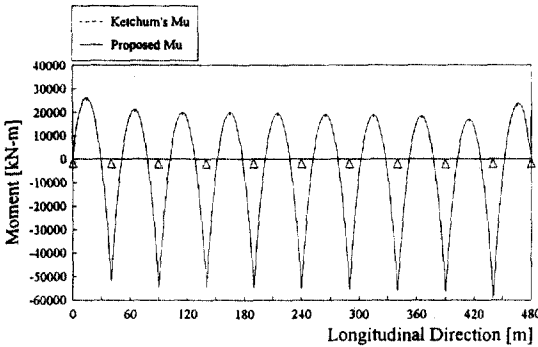


그림 13. Comparison of Ultimate Moment at End of Construction(10-span Bridge Model)

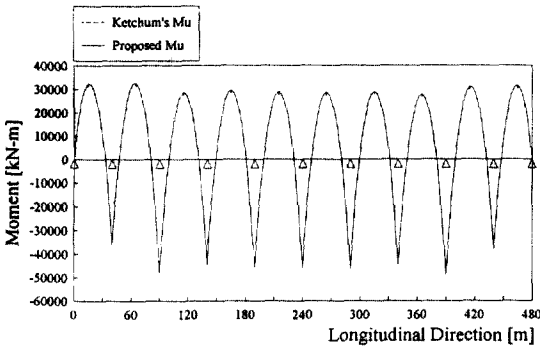


그림 14. Comparison of Ultimate Moment After 10 Years(10-span Bridge Model)

있는 경우에만 적용될 수 있으므로 아직까지는 적용상의 어려움이 있다. 본 연구에서와 같이 사하중과 긴장력의 복합거동을 고려한 구조해석에서는 의견 2의 개념이 시방서상의 하중계수 적용의 합리적 해석이라고 판단된다.

본 교량모델의 경우 하중계수 적용의 차이가 주는 영향을 알아보기 위하여 Ketchum 방법(의견 1)으로 구한 극한모멘트와 의견 2로 계산한 극한모멘트를 비교하였다. 시공완료시점과 10년 경과 후에 Ketchum 방법과 제안방법으로 계산한 극한모멘트분포를 보여주는 그림 13과 그림 14에서는 두 방법의 결과가 거의 일치함을 보이고 있다. 최대값을 나타내는 표 11과 표 12에서는 위치와 시점에 관계없이 제안방법이 항상 크게 계산된다는 것을 보여준다. 이것은 사하중과 긴장력의 복합거동을 고려하여 구조해석을 수행하기 때문으로, 하중의 증가가 긴장

재의 응력을 변화시킨다는 것을 보여준다. 물론 모멘트변화가 0.2% 이내이므로 실무적으로는 큰 의미가 없다고 할 수 있을 것이나 하중증가에 대한 시방서개념에 충실하려면 제안방법이 더 타당하다고 판단된다. 또 증가된 사하중상태에서의 Statical 모멘트를 이용하는 제안방법은 4.4절에 소개된 Ketchum 방법의 복잡한 계산과정에 비하여 상대적으로 간단하게 극한모멘트를 계산할 수 있다.

7. 결 론

캔틸레버공법의 PC 세그멘탈 다경간 연속교의 구조해석시 적용할 수 있는 축소 교량모델의 적용성을 검토하기 위하여 현재 시공중인 도시고속화도로 북부간선지구의 교량일부인 10경간 연속교를 대상으로 5경간 및 3경간 연속교를 모델링하고 각각에 대한 구조해석을 수행하였다. 해석시 사용한 축소 교량모델의 재원은 실제 대상교량과 동일하게 구성하였으며 각각에 대한 해석 결과를 시공이 완료된 직후 및 10년이 경과한 시점에 대하여 비교, 분석 하므로써 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 10경간 연속교의 해석결과와 축소모델에 대한 해석결과와의 전반적인 양상은 동일함을 확인할 수 있었다.

2) 축소모델의 시공완료 직후 처짐은 먼저 가설된 경간일수록 10경간 교량의 해석결과와의 차이가 커짐을 확인할 수 있었으나, 10경간 연속교의 Camber를 산정하는 경우 5경간 연속교의 해석결과를 직접 적용하여도 무리가 없을 것으로 판단된다. 또한 시공 후 10년이 경과한 시점에서의 처짐은 전체적으로 시공완료 직후의 결과보다 더 잘 일치하여 5경간 축소모델의 경우 최대오차가 3.5%로 0.7 mm 이내의 무시해도 될만한 차이를 보였다.

3) 총모멘트의 경우 시공완료 시점에서는 거의 차이가 없으며, 시공 후 10년이 경과한 시점에서도 큰 차이를 보이는 것은 아니지만 5경간 모델은 경간 중앙부에서 과대평가, 지점 부근에서 과소평가된 결과를 보이고 3경간 모델은 그와 상반되는 결과가 나타났다. 실무설계에서는 10년 동안 발생할 수 있는 중요 위치별 최대값이 큰 의미를 갖게 되는데 5경간 축소모델의 경우 -0.8%와 1.7% 사이의 오차를 보

이므로 5경간 축소모델의 적용에 큰 무리가 없다고 판단된다.

4) Statical 모멘트 및 극한모멘트의 해석결과도 총모멘트의 경우와 같이 시공완료 시점에서보다는 시공 후 10년이 경과한 시점에서 다소 차이가 있으나, 5경간 모델의 경우 경간 중앙부에서 과소평가, 지점 부근에서 과대평가되어 총모멘트의 해석결과와는 상반된 경향을 보인다.

5) 극한모멘트의 계산을 위한 하중계수의 적용은 AASHTO를 따랐으나, 하중과 긴장력의 복합거동을 고려하는 구조해석에서의 하중계수적용 방법에 대하여 고찰해본 바, 시방서의 의미를 충실히 따른 본 연구의 제안방법이 Ketchum의 제안방법보다 더 간편하였으며 안전측인 결과를 계산할 수 있었다.

6) 3경간 및 5경간의 축소모델을 적용하여 FCM 공법 PC 세그멘탈 10경간 연속교의 시공단계를 고려한 해석을 수행한 결과 처짐 및 단면력등 모든 해석결과에서 3경간 연속교모델보다는 외측경간, 첫번째 내측경간 및 그 외의 내측경간으로 구분할 수 있는 5경간 연속교모델의 해석결과가 10경간 연속교의 해석결과와 잘 일치하였으며, 계산결과에서 보이는 다소간의 차이는 실제 설계에 직접 적용하여도 큰 무리가 없을 것으로 판단된다. 단, 극한모멘트 계산의 경우 경간 중앙부에서 과소평가, 지점 부근에서 과대평가됨을 유의하여야 할 것이다.

参 考 文 献

1. VSL, Seoul Expressway Superstructure Static Analysis, 1990.
2. PCI and PTI, Precast Segmental Box Girder Bridge Manual, Prestressed Concrete Institute and Post-Tensioning Institute, Chicago, U.S.A., 1978, pp. 13-16.
3. IABSE, AIPC, and IVBH, Concrete Box-Girder Bridges, Structural Engineering Documents 1e, International Association for Bridge and Structural Engineering, Switzerland, 1982, pp. 14-23.
4. 서울대학교 공과대학 토목공학과, 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시스템 [PSDARI], 1991.
5. 삼성종합건설(주) 기술연구소, 프리스트레스트 콘크리트 교량전용의 거동해석 시스템 [PSDARI] 사용자 지침서, 1992.
6. Comite Euro-international du Benton, CEB-FIP model code for concrete structure, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, England, 1978.
7. M. A. Ketchum, Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges, U. C. Berkely, UCB/SESM-86/07, 1986.
8. AASHTO, Standard Specifications of Highway Bridges, 14th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1989.

(接受 : 1993. 1.5)