

# 조립식 아치형 교량의 실물 모형 실험

김 공 환 (한국건설기술연구원 구조연구실 선임연구원)

황 윤 국 (한국건설기술연구원 구조연구실 연구원)

조 현 준 (한국건설기술연구원 구조연구실 연구원)

## 1. 서 론

국가경제가 발전함에 따라 교통수단이 다양화되어 교량의 사회적 역할이 상당히 증대되어 왔으며, 교량의 수가 급증하여 유지관리측면에서만 보더라도 전산화가 요구될 정도가 되었다. 그러므로 유지보수대상교량이 자연 증가되게 되어 교량건설은 물론 사후관리의 비용도 무시할 수 없는 상태에 이르렀다. 따라서 가능한 교량 건설후 유지보수를 하지 않아도 되는 공법을 채택하여 교량건설을 추진하거나 교량의 노후화 원인이 되는 부분을 배제할 수 있는 방향에서 교량건설공법이 추구하고 있는 실정이다. 한편 교량의 역할은 교통통행수단이 주목적이겠으나 경제발전과 국민의식수준향상은 주어진 여건하에서 아름다운 구조물이 세워지길 희망하게 되었다.

종래의 단경간 교량은 대체로 거푸집과 동바리를 사용하게 되므로 공사기간이 장기화되며 단경간 임에도 불구하고 반드시 신축이음장치를 설치하도록 되어 있다. 그러므로 차량 통행시 승차감저해는 물론 사후 유지관리에 있어서도 유지보수 및 교량기능 보전에 상당한 경비가 소요된다. 따라서 본 연구에서는 아치형 교량을 프리캐스트화하여 현장조립이 가능하도록

하므으로써 거푸집과 동바리 사용을 최소화시키고 공사기간을 단축시키며, 폐복식교량을 택하여 신축이음을 없앴다. 이외에도 본 공법은 공장생산을 통하여 대량생산과 품질관리를 용이케 하고 관광지등 특별히 조경을 요하는 경우와 같은 목적에 부합되도록하며, 철근콘크리트 아치교의 설계, 시공 및 장경간 아치교의 설계기반을 구축하는데 이용할 수 있도록한다.

본고에서는 이러한 연구목적을 달성하기 위한 방법의 하나로 수행한 프리캐스트 조립식 아치교의 실물크기 모형 실험의 내용 및 결과를 논하였다. 또한, 해석모형을 개발하여 실험결과와 비교하였다.

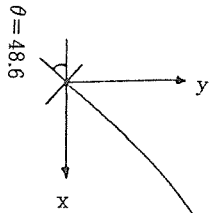
## 2. 모형실험

### 2. 1 모형실험개요

#### 2. 1. 1 모형실험체

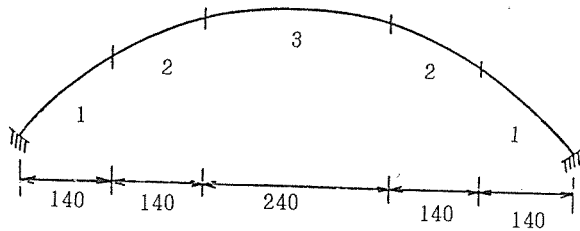
##### (1) 축선좌표

아치교에서는 아치부재에 작용하는 압력선을 연결한 선과 부재의 도심축선이 일치하는 경우 경제적인 단면을 산정할 수 있다. 따라서 하중의 분포상태를 하나의 합

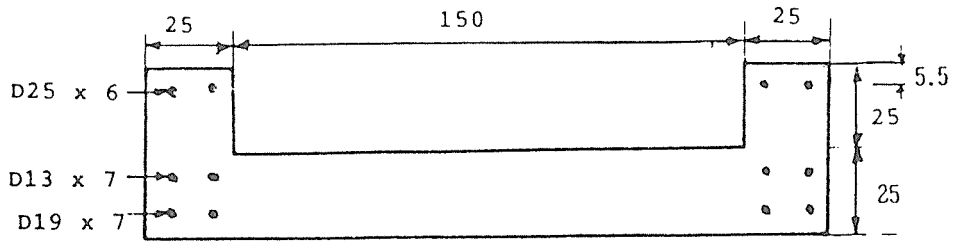


X 좌표	Y 좌표
.0000	.0000
20.0000	22.6634
40.0000	43.5327
60.0000	62.7077
80.0000	80.2828
100.0000	26.3470
120.0000	110.9838
140.0000	124.2715
160.0000	136.2828
180.0000	147.0852
200.0000	156.7406
220.0000	165.3057
240.0000	172.8316
260.0000	179.3644
280.0000	184.9443
300.0000	189.6064
320.0000	193.3805
340.0000	196.2907
360.0000	198.3559
380.0000	199.3896
400.0000	200.0000
420.0000	199.5896
440.0000	198.3559
460.0000	196.2907
480.0000	193.3805
500.0000	189.6064
520.0000	184.9443
540.0000	179.3644
560.0000	172.8316
580.0000	165.3057
600.0000	156.7406
620.0000	147.0852
640.0000	136.2828
660.0000	124.2715
680.0000	110.9838
700.0000	96.3470
720.0000	80.2828
740.0000	62.7077
760.0000	43.5327
780.0000	22.6634
800.0000	.0000

<그림 2.1> 축선의 좌표 및 형태

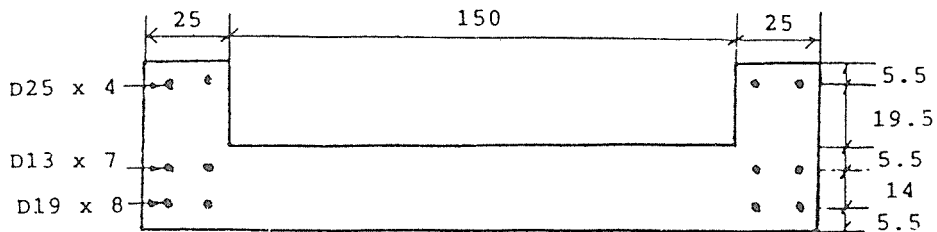


<그림 2.2> 설계구간



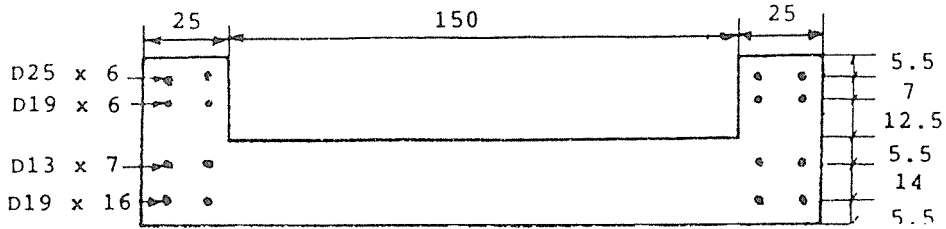
	측방항력 (kg)	모멘트 (kg·cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s3}$ (cm <sup>2</sup> )	단면상단 에서 중립 축까지의 거리	$\sigma_s$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$
SPRING1	107,660	1,916,135	30,402	8,869	20,055	37.15	78.93	470.74	98.90	-109.32
SPRING2	90,672	2,905,502	30,402	8,809	20,055	24.54	144.92	787.07	246.51	825.32
SPRING3	55,529	-2,401,885	30,402	8,869	20,055	37.46	74.61	-1,331.41	-290.03	293.15
SPCR 1	103,435	-1,282,531	30,402	8,869	20,055	26.00	44.57	-266.47	58.49	240.47
SPCR 2	28,598	792,707	30,402	8,869	20,055	27.66	37.38	209.62	-26.84	-159.26
SPCR 3	102,979	-1,389,402	30,402	8,869	20,055	27.35	47.71	-322.21	46.45	252.90

(a) 설계구간 1



	측방항력 (kg)	모멘트 (kg·cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s3}$ (cm <sup>2</sup> )	단면상단 에서 중립 축까지의 거리	$\sigma_s$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$
SPCR1	103,435	-1,282,531	20,268	8,869	22.92	27.57	46.73	-321.99	42.66	246.87
SPCR2	28,598	792,707	20,268	8,869	22.92	28.09	39.37	221.64	-23.67	-161.04
SPCR3	102,979	-1,389,402	20,268	8,869	22.92	29.01	50.36	-394.89	24.98	260.11
CRSP1	100,435	-890,387	20,268	8,869	22.92	20.34	33.81	-118.39	81.08	192.79
CRSP2	56,790	2,754,444	20,268	8,809	22.92	20.06	156.83	796.87	571.15	-1,337.24
CRSP3	82,350	-1,839,690	20,268	8,869	22.92	35.49	67.38	-974.62	-162.10	292.91

(b) 설계구간 2



	측방하중 (kg)	모멘트 (kg·cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s3}$ (cm <sup>2</sup> )	단면상단 에서 중립 축까지의 거리	$\sigma_s$	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$\sigma_{s3}$
CRSP1	100,435	-890,387	47,592	8,869	45.84	18.71	31.61	-68.69	83.36	182.38
CRSP2	56,790	2,754,444	47,592	8,869	45.84	23.41	125.29	539.87	-265.49	-789.92
CRSP3	82,350	-1,839,690	47,592	8,869	45.84	32.50	55.49	-521.58	-44.39	266.34
CROWN1	93,268	1,568,075	47,592	8,869	45.84	38.97	60.73	326.92	92.43	-60.26
CROWN2	71,831	3,588,438	47,592	8,869	45.84	23.17	163.57	700.34	-361.91	-1,053.61
CROWN3	57,340	-1,375,428	47,592	8,869	45.84	33.09	41.17	-410.43	-44.09	194.46

\* 2단 배치시에는 상하철근 응력의 평균값.

(c)설계구간 3

$\sigma_s$  : 콘크리트의 응력 (+M일때는 단면상단, -M일때는 단면하단의 응력) (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{s1}$  : 단면 상부에서의 철근의 응력 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{s2}$  : 단면 중심부에서의 철근의 응력 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{s3}$  : 단면 하부에서의 철근의 응력 (kg/cm<sup>2</sup>)

<그림 2. 3> 설계구간내 단면에서의 응력 및 배근도

수로 가정하고 이것에 의해 발생하는 압력선의 형상을 이론적으로 구하여 이론축선 형상을 결정한 다음 단면결정을 위한 구조해석과 설계를 실시하게 되는데 모형실험체의 축선좌표는 <그림 2. 1>과 같다.

## (2) 종방향 설계

종방향설계를 하기 위해 아치축선을 따라 몇개의 구간으로 나누어 각각의 부재력을 검토하고 각 검토위치의 단면력을 만족시키는 설계를 실시하였는데 설계구간의 설정은 <그림 2. 2>와 같이 구분하고 <그림 2. 3>과 같이 배근하였다.

## (3) 측벽

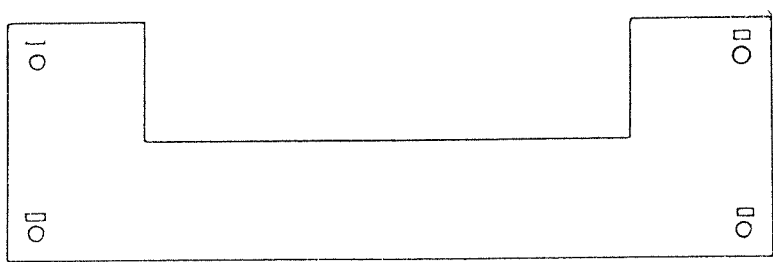
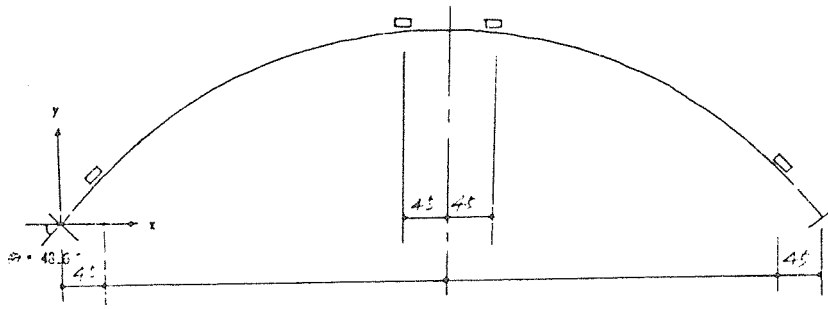
측벽의 처리는 당초 실험용 교량이어서 현장타설식으로 옹벽설계와 동일한 요령으로 설계하였으나 실험여건상 벽돌 조적공사로 바꾸었다. <그림 2. 4>

## 2. 2 실험준비

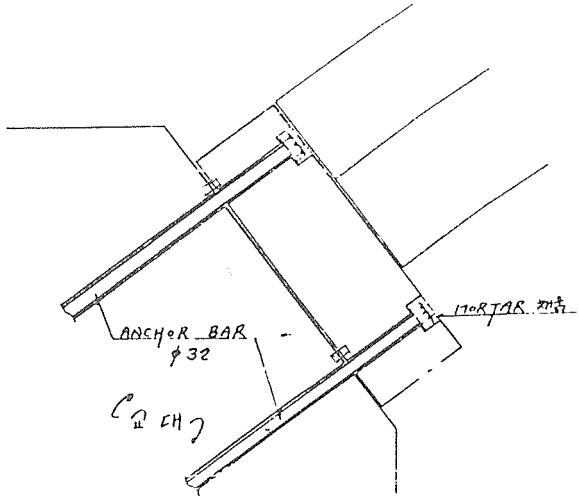
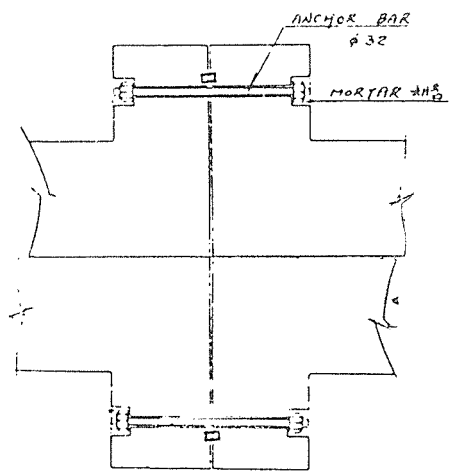
### 2. 2. 1 측정용 게이지 매설

#### (1) 주철근의 게이지 매설

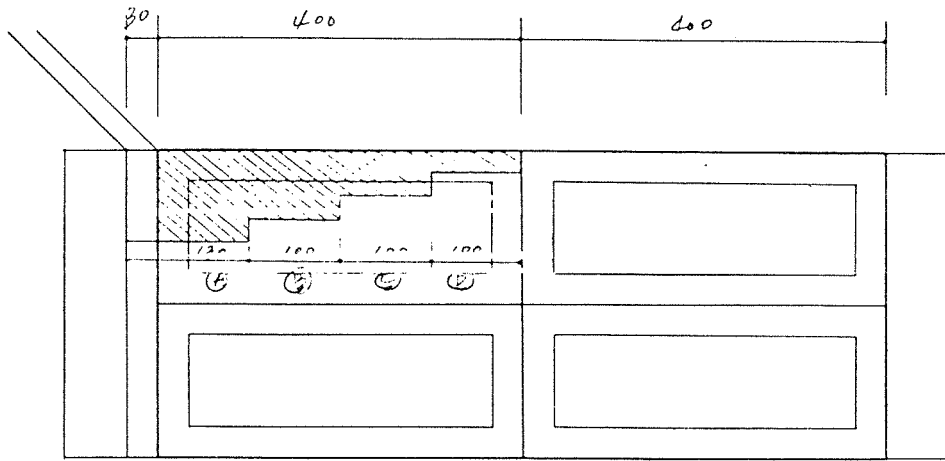
모형실험체는 4개 세그먼트를 연결하여 하나의 교량모양을 갖추므로 각 세그먼트에 대해 각각 스프링부 4, 크라운부 4개씩 8개씩 도합 32개의 게이지를 매설하였으며



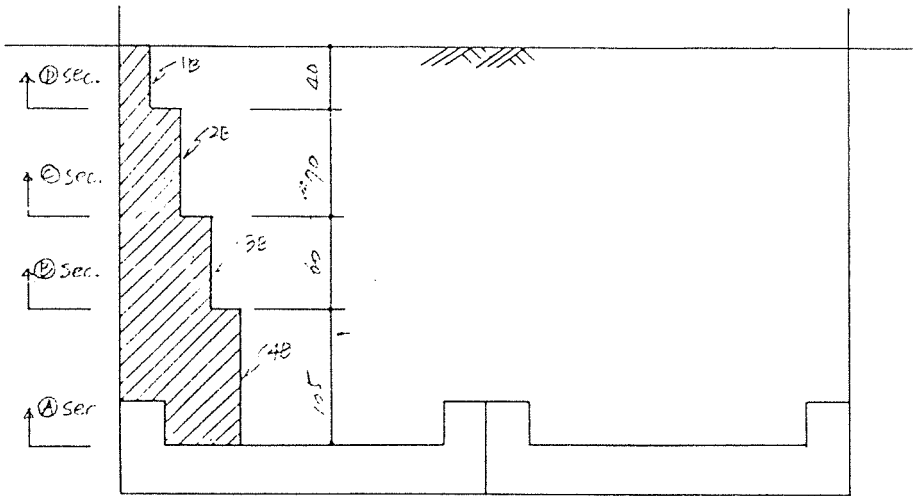
<그림 2.5> 게이지 매설위치



<그림 2.6> 크라운부와 스프링부의 게이지 매설위치



(a) 평면도



(b) 단면도

<그림 2.4> 측벽의 벽돌조적도

매설위치는 부재의 유효두께인 약 45cm를 수평방향으로 재서 결정하였다. 주철근에 매설한 게이지의 위치와 갯수는 <그림 2.5>와 같다.

(2) 앵커볼트의 게이지 매설  
4개의 세그먼트로 모형실험체를 구성한

본 실험에서는 스프링부에 16개의 게이지를 매설하고 크라운부에는 8개의 게이지를 매설하였으며 교폭방향연결에 대해서는 4개의 게이지를 매설하여 앵커볼트에 매설한 게이지 수는 총 28개이다. <그림 2.6>

## 2. 2. 2 공시체 제작

콘크리트의 압축강도와 휨강도 그리고 철근의 항복강도를 실험으로 정밀조사하고 탄성계수와 포아손비를 측정하기 위해 철근조립시 인장시험용 철근을 사전에 준비함과 동시에 콘크리트타설시 배합설계표와 시방배합표 압축 및 휨 인장강도 시험편을 제작하였다.

공시체의 제작시점은 콘크리트를 타설한 후 타설된 콘크리트로부터 채취하였으며, 양생방법은 주부재를 증기양생하므로 초기 양생은 주부재와 동일한 방법으로 같은 조건하에서 실시하고 주부재의 증기양생이 종료된 후에는 주부재와 동일한 조건을 유지하기 위해 주부재를 살수하는 만큼 공시체도 살수하였다.

### 2. 2. 3 주부재 생산

#### (1) 배합설계

주부재의 콘크리트 설계기준강도는 400Kg/cm<sup>2</sup>로서 배치플랜트에서 생산된 레미콘의 주요 사양은 아래와 같은 기준을 적용하며 소요강도를 발휘도록 하였다.

#### 1) 콘크리트 배합설계기준

- 슬럼프치 : 6±1cm
- 굵은 골재 최대치수 : 25mm
- 굵은 골재 단위중량 : 2.6t/m<sup>3</sup>
- 잔골재 단위 중량 : 2.58t/m<sup>3</sup>
- 조립율 : 2.68
- 시멘트의 비중 : 3.14
- 모르터 강도 : 340Kg/cm<sup>2</sup>
- 공기량 : 1.5±1%

#### 2) 배합강도

$$\sigma_r = 400 \times 1.15 = 460 \text{kg/cm}^2$$

#### 3) 물시멘트비

$$W/C = 61 / (\sigma_r / K + 0.34) = 61 / (460 / 340) = 36\%$$

물시멘트는 계산상 36%이지만 내구성을 고려하여 33%로 함.

#### 4) 잔골재율 및 단위수량

굵은 골재가 25mm일 경우 S/a=41%, W=175kg

상기 값은 W/C=55%이고 슬럼프치가 약 7.5cm이며 잔골재 조립율이 2.80인 경우이므로 잔골재의 보정과 단위수량의 보정을 아래와 같이 하였다.

• 잔골재율의 보정 : 조립율의 변화에 대해

$$(2.68 - 2.80) / 0.1 \times (0.5)\% = -0.6\%$$

물시멘트비 변화에 대해

$$(33 - 55) / 5 \times (1.0)\% = -4.4\%$$

$$S/a = 41 - (0.60 + 4.4) = 36\%$$

• 단위 수량의 보정 : 슬럼프 변화에 대해

$$(6 - 7.5) / 1 \times (1.2)\% = -1.8\%$$

$$W = 175 \times (1 - 0.018) = 172 \text{kg}$$

#### 5) 단위 재료량의 결정

• 시멘트량 : 172 ÷ 0.33 = 521kg

골재의 용적 = 1 - (521/3140 + 172/1000 + 1.5/100) = 0.647 m<sup>3</sup>

• 잔골재량 : 0.647 × 0.36 × 2580 = 601kg

• 굵은 골재량 : 0.647 × 0.64 × 2600 = 107kg

#### 6) 시방 배합표

설계강도 kg/cm <sup>2</sup>	굵은골재최대치수 mm	슬럼프 cm	공기량 %	W/C %	S/a %	단위 재료량(kg/m <sup>3</sup> )				
						물	시멘트	잔골재	굵은골재	혼화제
400	25	6±1	1.5±1	33	36	172	521	601	1077	4.1

(2) 양생조건

공시체 제작에 대한 언급에서 이미 기술된 바와 같다. 증기양생후 12시간 만에 탈형하였으며 탈형후 공기가 잘 통하는 적하장에 운반하여 서서히 부재온도가 강하되도록 하였다. 다만 주부재를 생산하는 시기가 하절기인 관계로 높은 대기온도가 다소 불리한 점으로 작용하였을 수 있으나 충분한 살수를 실시하고 공시체의 제작조건도 주부재와 같은 조건에 방치하므로써 실험후 주부재의 강도변화에 따른 영향이 충분히 고려되도록 하였으므로 실질적인 기본실험 자료와 상이하지 않을 것으로 여겨진다.

실험에서 파악하여야 할 중요한 위치를 스프링부와 크라운부 및 앵커볼트라고 할 때 측정대상위치에서 최대 및 최소 모멘트가 발생하도록 재하점을 선정하는 것은 매우 중요한 사항이다. 이를 위해 실험 착수 전 구조해석을 통해 근사적인 재하점을 선정하여 그림으로 나타낸것이 <그림 2. 7>이다. <그림 2. 7>의 (a)는 크라운부에 최대 휨모멘트가 발생하도록 재하위치를 선정한 것이며, (b)는 우측스프링부에 최대휨모멘트가 생기도록 재하위치를 선정한 것이다. 그리고 (c)와(d)는 각각 크라운부와 스프링부에 최소 휨모멘트가 발생하도록 재하위치를 선정한 것이다.

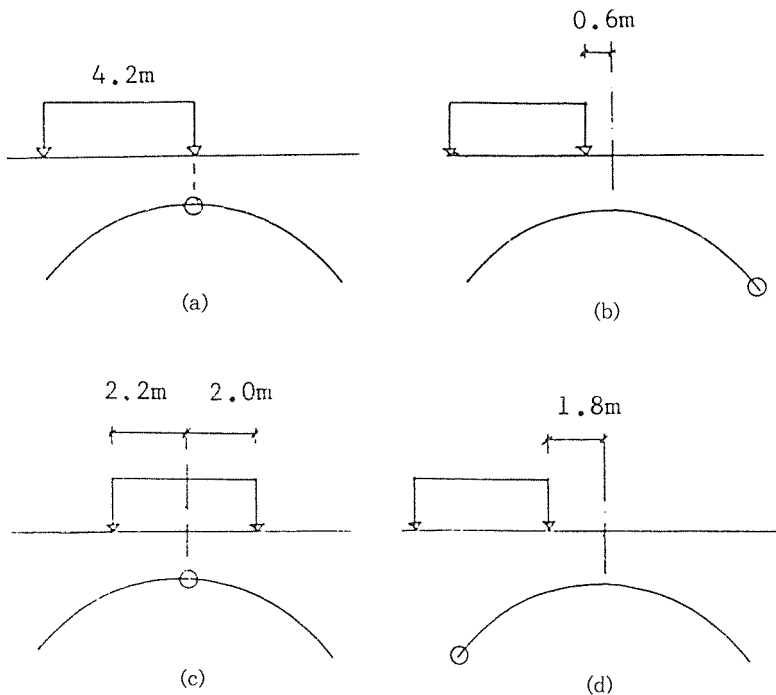
재하위치를 선정할 시의 조건은 1차년도에 수행한 설계조건과 같은 것이지만 해석시 근사식을 적용하였기 때문에 재하점에서 20~40cm정도는 재하위치의 오차가 발생할 수도 있다.

재하위치의 결정은 하중재하점의 간격을

2. 3 실험 내용 및 방법

2. 3. 1 재하위치 및 재하방법

(1) 재하위치



<그림 2.7> 크라운부와 스프링부 최대, 최소 모멘트 발생 재하위치



표준트럭의축간간격인 420cm로 하고, 2점 재하 방식을 택해 2점이 동일한 하중강도를 갖는 것으로 고려하여 모형시험체 위를 진행할 때 스프링부와 크라운부의 최대 및 최소 모멘트 발생위치를 재하점으로 계산하였다. 2점의 하중강도를 동일하게 취급한것은 재하물을 표준트럭으로 사용할 경우 표준트럭 이상의 하중을 가할 방법이 없을 뿐 아니라 현장 조건이 차량진입이 여의치 않았기 때문이며 모형실험체를 설계하중의 3배 정도까지 재하해 보기 위해 다른 적재물을 이용하려는 의도에서였다.

## (2) 재하방법

재하물로는 T형파일을 이용하였으며, 1개 중량은 약 6.8톤이었다. 재하점은 4.2m 간격을 유지시켜 침목을 하중점으로 삼아 길이 방향으로 3개의 파일을 올려놓고 다시 그 위에 가로질러 5개의 파일을 얹어놓는 방식으로 하중을 증가시켜 나갔다. T형 파일은 모형시험체 옆에 상주한 60ton크레인을 이용하여 측정시 스트레인값과 다이알게이지 읽음치가 떨어지지 않도록 충격을 주지 않고 가볍게 올려 놓았다. 일련의 재하과정이 끝나면 하중의 제거를 재하의 역순으로 진행시킴으로써 측정결과를 재하단계마다 평균값을 구하는데 이용하였으며 재하와 하중제거시의 차이를 파악하는데 이용하였다.

## 2. 4 실험결과

### 2. 4. 1 처짐

모형실험의 순서는 Load case(LC) 1, 2, 3, 4순으로 시작할 계획이었으나 첫번째 실험인 LC1의 실험도중 지반의 침하량이 심하고 크라운부 연결볼트의 그라우팅이 부실한 관계로 인하여 좌우 조립 부재 사이에 미끄럼이 발생하였다. 이에 따라 후속실험에서 지반침하 영향을 최대 줄이기 위하여 T형 파일 14개에 해당하는 최대하중 95.2톤(설계 활하중의 2.2배)을 재하시킨

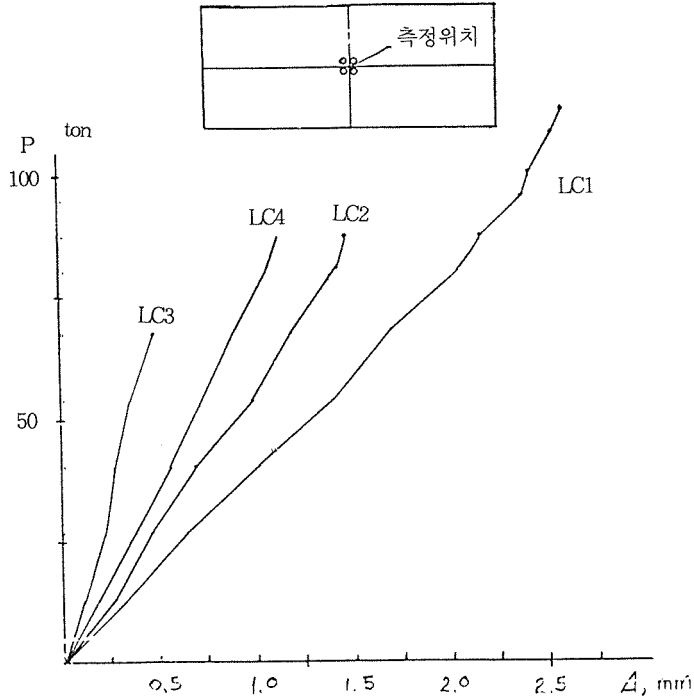
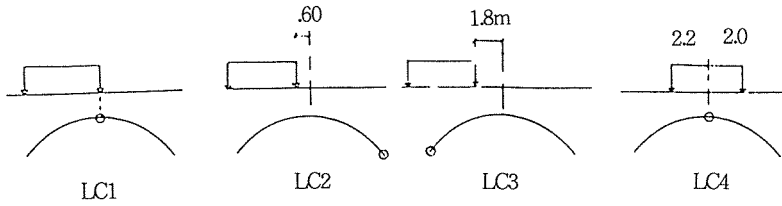
체 만 하루를 경과한 후 지반의 수직처짐과 수평변위량을 측량으로 측정하였다. 측량결과 수직처짐은 양쪽 지점에서 최대 6.5cm나 되었으나 수평처짐은 거의 발생하지 않았다. 수직처짐이 크게 발생한 것은 기초크기가 1m×1m밖에 되지 않았으며 지반이 매립지로 매우 약하기 때문이었으며 수평처짐은 기초 뒷면에 뒷채움 콘크리트를 타설하여 수평지지력을 향상시켰기 때문이라고 생각된다. 이 하중을 제거한 후 측량한 결과 지점에서 복원되는 처짐값은 거의 없어 이 하중에 의하여 지반이 추가적으로 다져졌다는 것을 알 수 있었으며 이 실험값은 오차가 많아 실험결과로 사용하지 않았다. 그러나 한가지 분명한 것은 설계 활하중의 2.2배에 달하는 하중을 재하하였고 큰 지반의 침하가 발생하였지만 아치부재내의 철근 변형도는 최대 0.000099, 응력은 210kg/cm<sup>2</sup>로 아주 작았으며 콘크리트에 균열은 전혀 발생하지 않았다.

그 다음 실험은 LC2, LC3, LC4, LC1의 순으로 하중재하 및 제거를 하였다.

<그림 2.8>은 크라운부 중앙의 평균처짐값의 각 하중경우에 대한 실험결과이다. LC3의 경우 다른 경우 보다 최대 재하하중이 작은 것은 하중점으로 사용한 침목이 침하하여 T형 파일이 직접 흙에 닿을 우려가 있어 재하를 중지하였다.

앞에서 설명한 바와 같이 LC1은 크라운부에 최대 정모멘트가 발생하는 경우이며 LC2는 우측 지점부에 최대 정모멘트 LC3는 좌측 스프링부에 최대 부모멘트, LC4는 크라운부에 최대 부모멘트가 발생하는 경우이다.

처짐의 크기는 LC1, LC2, LC4, LC3의 순서로 크게 발생하였다. 최대 정모멘(아치상부에 압축 발생)가 발생할 경우(LC1, LC2)가 부모멘트(아치상부에 인장 발생)(LC3, LC4)의 경우보다 처짐값이 큰 것은 곡률의 방향으로 인하여 당연한 결과일 것



<그림 28> 하중-처짐의 관계

이다. 크라운부에서 최대 모멘트가 발생할 경우(LC1, LC4)가 지점부에서 최대 모멘트가 발생할 경우 (LC2, LC3)보다 각각 처짐이 더 많이 발생하였다. 절대 처짐값은 최대로 발생하는 LC1의 경우 설계 활하중 43.2톤의 경우 약 0.7mm밖에 발생하지 않아 처짐값은 무시할 정도이었다. 이렇게 아치교량에서는 처짐값이 작게 발생하여 교량의 접합부나 상부포장에 영향을 작게 주고 양호한 차량의 주행성을 보장하여 준다. 이 처짐값 0.7mm는 교량경간 8m의 1/10,000에도 못미치는 작은 값이다.

#### 2. 4. 2 응력 및 변형도

아치부재내의 철근과 연결볼트의 응력 및 변형도는 매우 낮은 수준이었다. 아치부재의 최대 철근변형도는 0.00010 이하로 철근응력이 200kg/cm<sup>2</sup>를 넘지 않았으며 이에 상당하는 연단 콘크리트의 응력은 50kg/cm<sup>2</sup>를 넘지 않는 수준이었다.

연결볼트의 변형도의 최대값은 LC2의 경우에 크라운부에서 0.0009로 응력은 1900kg/cm<sup>2</sup>정도이었다. 이때의 재하하중은 88.4톤으로 설계 활하중에 상당하는 응력은 930kg/cm<sup>2</sup>정도로 설계 허용응력

1800kg/cm<sup>2</sup>에 1/2정도 수준이었다.

### 2. 4. 3 연결부의 거동

실험모형에 채용된 연결부의 상세는 적어도 안전측면에서는 우수한 것으로 판단되었으나 크라운 연결부의 거동은 바람직하지 못한 결과를 초래하였다. 앞의 2. 3. 1에서 설명한 바와같이 첫번째 하중실험시 크라운 연결부에서 미끄럼이 발생하여 좌우 조립식 부재의 처짐이 다르게 발생하였다. 이는 이러한 연결부상세 가 진단력에 대하여 충분한 강성을 확보하지 못하고 있는 증거로 연결부상세를 수정 보완하여야 할 것으로 판단되었다. 그러나 모멘트에 대한 거동은 비교적 바람직한 것으로 판단된다. 지점부 연결볼트는 최대지점 모멘트 발생시에도 응력이 200kg/cm<sup>2</sup> 이하 수준에 머물러 있었다. 이는 지점부의 강성이 해석시의 강성보다 크다는 것을 의미하며 너무 보수적으로 설계된 것으로 판단된다.

### 2. 4. 4 축벽의 거동

본 모형실험에서는 축벽을 시멘트 벽돌로 축조하였으며 그 시공상태는 줄눈몰탈이 제대로 채워지지 않는등 불량하였다. 그러나 모든 재하실험에서는 눈에 띄는 균열현상은 발견되지 않아 조적조 축벽의 사용이 가능한 면을 입증하였다.

### 2. 4. 5 실험결과 종합

모형실험중 조립 아치부재내의 응력은 매우 낮은 수준이었으며 연결부 볼트의 응력도 설계값에 훨씬 못미치는 낮은 수준이었다. 교량의 최대 처짐은 설계할 하중의 2.7배에 달하는 하중에서도 교량 경간장의 1/10,000 보다도 작은 값으로 거의 무시할 만한 정도이었다. 크라운 연결부의 거동은 진단력에 대하여 충분한 강성을 확보하고 있지 못한 것으로 판명되어 크라운연결부상세의 수정보완이 필요하다. 균열발생은 설계 활하중의 2.7배에 달하는 하중에서도

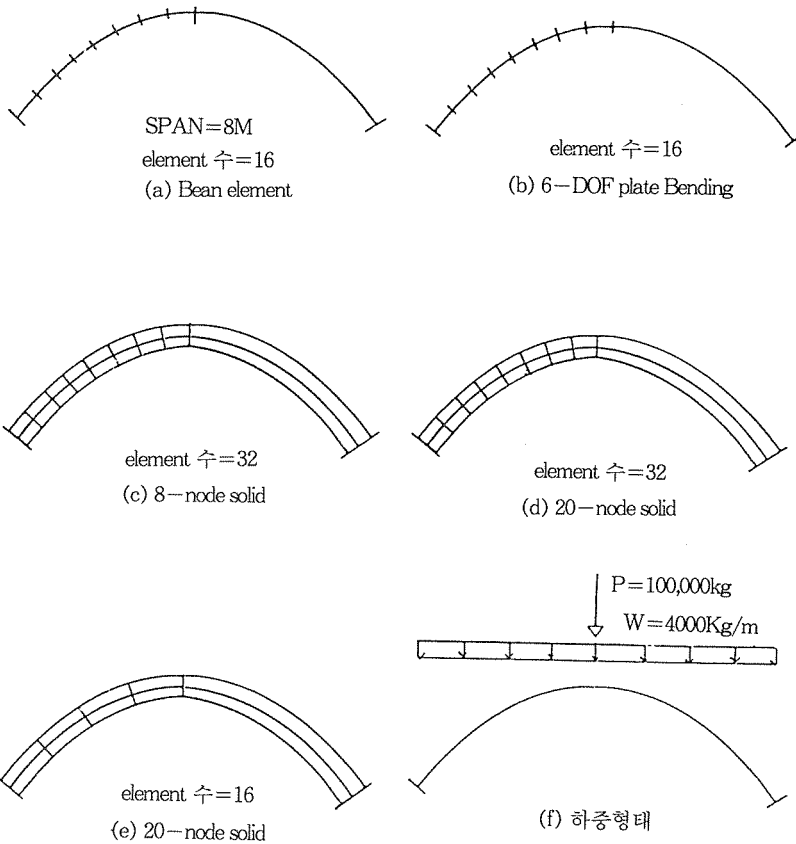
극히 제한된 부분에 미세한 균열만이 발생하였으며 전반적인 거동은 안전하고 만족스러운 것으로 판단되었다.

## 2. 5 컴퓨터 시뮬레이션

실험결과와 해석결과와의 비교와 다른 경간장 및 라이즈에 대하여도 교량의 거동을 예측할 수 있으며 표준단면의 설계에 이용할 수 있도록 해석모델을 개발하였다. 본 조립식 아치교의 해석모델로 두가지 다른 모델을 사용하였다. 그 하나는 기존 범용 FEM 해석 프로그램인 GT STRUDL을 이용한 3차원 FEM 해석모델이며 다른 하나는 Beam-Element를 사용한 2차원 해석모델이다.

2차원 해석모델을 개발한 이유는 표준단면을 설계할 때 수 많은 경우를 3차원 FEM 해석모델로 이용하는 것은 현실적으로 불가능하기 때문이었다. 3차원 FEM 해석모델은 Plate Bending Element를 이용하였다. 본 아치교량과 같이 축방향력, 휨 및 전단을 동시에 받는 3차원 부재는 Solid Element를 사용할 경우 절점 및 요소의 수가 많아져 제한된 전산사용료로는 처리할 수가 없으며 비경제적인 것으로 판단되어 차선책인 6개의 자유도를 갖는 Plate Bending Element를 사용하였다. 이 6-DOF Plate Bending Element의 적용성과 유효성을 입증하기 위하여 Beam Element, 6-DOF Plate Bending Element, 8-Node Solid Element, 20-Node Solid Element를 이용하여 단순 형태의 아치교를 해석하여 그 결과를 상호 비교하였다. 하중형태는 크라운부의 집중하중 및 등분포 연직하중에 대하여 해석하였다.(<그림 2. 9> 참조).

요소의 변화에 따른 처짐값과 부재력의 해석결과는 <표 2. 1>와 <표 2. 2> 및 <표 2. 3>에 기재되어 있다. 먼저 처짐값을 비교하여 보면 8-Node Solid Element를 제외하고는 모두 같은 결과를 얻었다. 이 아치교 해석



<그림 2.9> FEM 요소 비교를 위한 해석모델

의 정해는 정확한 해를 모르기 때문에 어느 것이 정확하다고는 단정할 수 없으나 이제까지 다른 연구자들의 연구결과에 의하면 20-Node Solid Element가 가장 정확한 것으로 알려져 있다. 물론 아치의 축선을 정확히 표시할 수 있는 Beam Element가 있으면 그 해석결과가 정해일 것이이다. 크라운부나 지점부의 부재력도 8-Node Solid Element를 제외하고는 모두 비슷한 결과를 얻었으며 Plate Bending Element는 Beam Element의 경우와 아주 근사한 결과치를 나타내고 있다. 또한 16개 20-Node Solid Element의 해석결과가 근사

하여 20-Node Solid Element의 해석치는 정해에 수렴하고 있는 것을 알 수 있다.

이상과 같은 비교 해석결과 Plate Bending Element는 20-Node Solid Element보다는 그 정확도가 다소 떨어지나 해석모델의 구축이 간편하고 컴퓨터 사용시간이 훨씬 단축되어 본 연구에서는 6-DOF Plate Bending Element를 이용하여 3차원 FEM 해석모델을 구축하였다.

<그림 2.10>은 범용 FEM 프로그램인 GT STRUDL을 사용한 실험모형의 해석모델을 보여주고 있다. 조립식 아치부재의 웹브

<표 2. 1> 사용요소별 크라운부 처짐값 비교

하 중 형 태	Beam Element	Plate Bending	8-Node 8개	20-Node 32개	20-Node 16개
집중하중	0.7	0.7	0.5	0.7	0.7
분포하중	4.8	4.8	5.0	4.8	4.8

<표 2. 2> 사용요소별 크라운부 부재력 비교

(단위:kg, m)

하중 형태	부재력	Beam Element	Plate Bending	8-Node 8개	20-Node 32개	20-Node 16개
집중 하중	P	-2476	-2451	-2157	-2601	-2656
	M	46050	46509	16760	42700	43900
분포 하중	P	-2296	-2297	-1723	-2953	-2499
	M	101700	101600	45510	100100	98540

<표 2. 3> 사용요소별 지점부 부재력 비교

(단위 : kg, m)

하중 형태	부재력	Beam Element	Plate Bending	8-Node 8개	20-Node 32개	20-Node 16개
집중 하중	P	-61490	-59580	-62980	-66270	-64300
	M	-335800	-312400	-179300	-286900	-281310
분포 하중	P	-41170	-41210	-38510	-41160	-41130
	M	30730	47710	72170	38520	38600

부분은 2개의 요소로, 플랜지 부분은 3개의 요소로 보여주고 있다. 조립식 아치부재의 웹 부분은 2개의 요소로, 플랜지 부분은 3개의 요소로 나누고 8m 경간 방향으로 16개의 요소로 나누어 교량의 주부재는 총 288개의 Plate Bending Element로 모델링하였다.

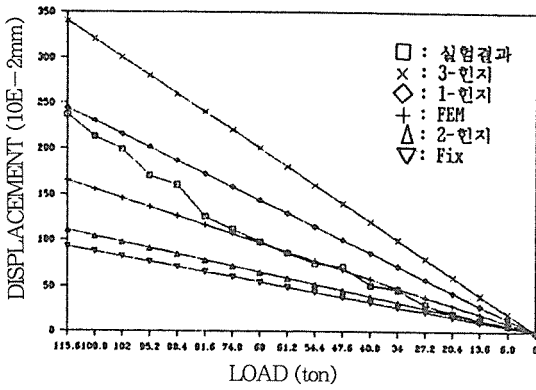
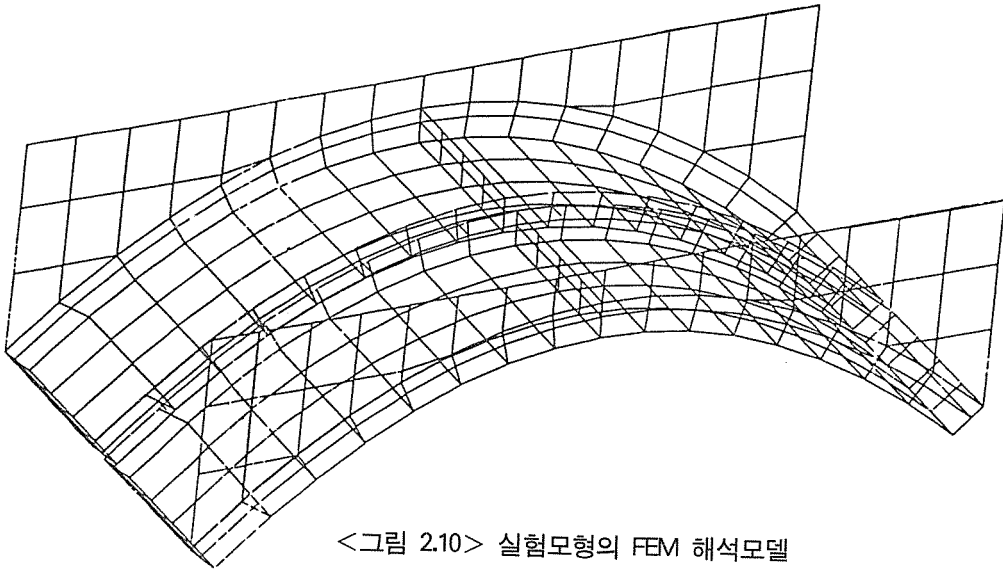
측벽도 조립식 부재의 최외단에 삼각형 또는 사각형 Plate Bending Element를 이용하여 모델링하였다. 측벽의 모델링에 사용된 요소의 수는 모두 56개이다. 조립식 부재사이와 지점의 연결부는 3차원 Beam Element를 이용하여 모델링하였다.

2차원의 해석모델은 범용해석 프로그램 SAP90의 Beam 요소를 이용하여 양지점 고정, 1-힌지, 2-힌지 및 3-힌지의 4가지 경우로 모델링하였다.

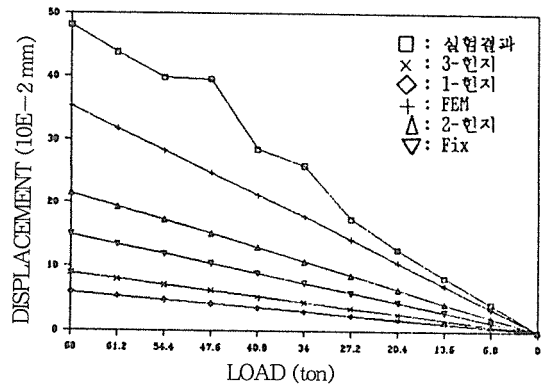
본 절에서 설명한 2차원 및 3차원의 해석 모델을 이용하여 그 해석결과를 실험치와 상호 비교하였으며 이에 관하여는 2.6절에 기재되어 있다.

## 2. 6 실험결과와 모형실험 해석결과

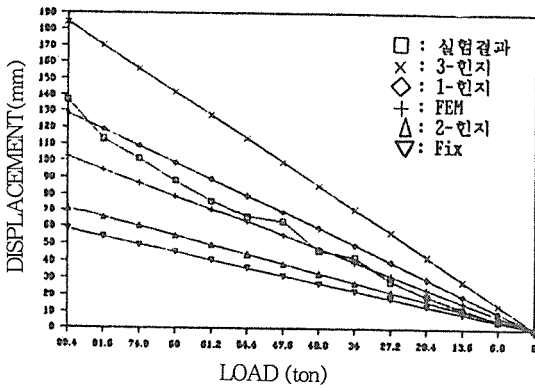
2. 4절의 실험결과와 2. 5절에서 구축한 해석모델 해석결과를 상호 비교하였다. <그림 2.11>은 각각의 하중경우에 따라 실험결과, FEM 해석모델 및 2-D 해석모델의 해석결과를 아치교량의 크라운부 처짐에 대하여 비교한 것으로 a)에는 Load Case1, b)에는 Load Case2, C)에는 Load Case3, d)에는 Load Case4의 결과가 각각 표시되어 있다. <그림 2. 11>을 살펴보면 시험결과와 3-D FEM 해석



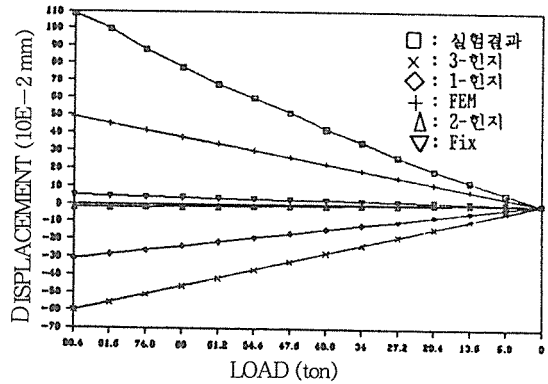
(a) Load Case 1



(c) Load Case 3



(b) Load Case 2



(d) Load Case 4

<그림 2.11> 하중-처짐의 비교

결과는 비교적 잘 일치하고 있으며 이는 해석 및 설계에서 흙을 통한 유효중의 분포등 가정한 조건들이 비교적 타당했음을 입증하고 있다. 실험결과치가 FEM 해석모델의 결과치 보다 전반적으로 크게 나타나고 있으며 이는 FEM의 해석모델에서 사용된 연결부가 실제보다 강성이 크게 모델링되었기 때문일 가능성이 크다. 실제로 실험에서 크라운 연결에서 미끄럼이 발생하여 좌우 조립식 부재의 처짐값이 많이 달랐으며 지점부의 앵커볼트의 응력이 설계값 보다 훨씬 작은 것으로 미루어 앵커볼트의 그라우팅이 부실하여 회전강성이 작게되었을 가능성이 있다.

2차원 FEM 해석모델의 결과중에서 실험치 또는 해석치와 가장 유사한 것은 1-힌지 모델의 결과중에서 실험치 또는 해석치와 가장 유사한 것은 1-힌지 모델과 2-힌지 모델이다. 이 중에서 1-힌지 모델은 크라운이나 지점에서 최대 정모멘트가 발생하는 Load Case1 및 Load Case2의 경우 실험치 보다는 다소 크게 아주 유사한 해석결과를 나타내고 있다. 그러나 최대 부모멘트가 발생하는 Load Case3 및 Load Case4의 경우에는 1-힌지 아치의 해석결과는 실험치에 비하여 처짐이 훨씬 작았으며 2-힌지 아치의 해석결과가 2차원 해석모델중 가장 실험치와 근사한 결과를 나타냈다.

상기와 같은 실험결과와 해석결과를 비교한 결과 표준단면의 설계 및 일반 조립식 아치의 해석 및 설계에는 FEM 해석모델이 아닌 2차원 해석모델을 사용할 경우 1-힌지 아치모델을 사용하는 것이 가장 안전하고 합리적인 것으로 판단된다.

### 3. 결 론

본 연구에서는 조립식 아치형 교량의 실물모형 제작 실험결과 다음과 같은 결론을 내릴 수 있다.

1) 본 연구에서 제안된 조립식 아치형의 실험결과 측정된 응력은 부재해석시의 설계응력보다 작은 값을 주었다. 즉 조립식 아치형 교량은 실험결과 안전함을 알 수 있었다.

2) 아치교에서 발생하는 수평력에 저항하기 위하여 교대가 가설되는 장소의 지반조건은 가능한 점토질을 피하고 양질의 사질토인 것이 바람직하다.

3) 연결부는 고정보다는 힌지에 가깝게 거동하였다.

4) 조립식 아치교의 해석 및 설계시 아치 크라운을 힌지로 처리한 1힌지 아치모델을 사용하는 것이 안전하고 합리적인 것으로 판단된다.

#### \* 감사의 말

본 실험이 수행되기까지 시종일관 지원을 아끼지 않은 (주) 태명실업(경기도 이천 소재) 직원 여러분들께 심심한 감사의 뜻을 전해 드립니다.

### 4. 참 고 문 헌

1. 교량습작설계에 관한 연구, 한국건설기술연구원, 1986
2. 교량신공법 개발, 건설부, 1989
3. Billington, D.P., "History and Esthetics in Concrete Arch Bridges", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST11, Nov., 1977, PP.2129-2143.
4. C.Van Amerongen, Manual of Precast Concrete Construction, Volume 11, Bauverlay GmbH·Wiesbaden and Berlin, 1971, pp.80-86.
5. Hebden, R.H., "Giant Segmental Precast Prestressed Concrete Culverts" PCL Journal, Vol.31, No.6, 1986, pp.60-73.
6. Hirschfeld, K., Baustatik, Springer-Verlag Berlin Heidelberg NewYork, 1982.
7. PCI Design Handbook, PCI, 1985, pp.6-1 - 6-25.