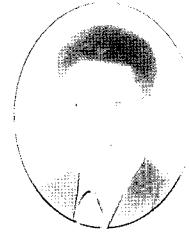


# 강동대교 FCM 교량에 적용된 선보정공법

- Pre-compensation Method applied to Gangdong FCM Bridge -



김홍기\*

## 1. 서론

국내 최초로 선보정공법이 도입된 강동대교는 서울외곽순환 고속도로를 구성하는 판교-퇴계원간 고속도로 4공구 현장의 FCM 형식으로 된 PSC Box Girder교이다. 당 현장은 1998년에 T/K 입찰방식으로 수주하여 2002년말 완공예정이며, 현재 대부분의 주요 공정이 끝났고 일부 부대공만 남아 있는 상태이다. 강동대교에 적용된 "선보정공법(Pre-compensation Method)"은 대림산업(주)에서 1998년 4월 20일에 특허출원(출원번호 제98-14095호)을 통하여 2000년 4월 10일에 특허등록된 공법(특허등록번호 제0259024호)이며, 특허의 정식명칭은 "프리스트레스트 콘크리트 들보의 연결공법(Connecting Method of FCM Bridge)"이다. 선보정공법에 대한 내용을 소개하기 전에 먼저 강동대교의 FCM 공법구간 제원에 대해서 알아보면 아래와 같다.

- 교량상부형식 : PSC Box Girder교
- 상부기설공법 : FCM 공법

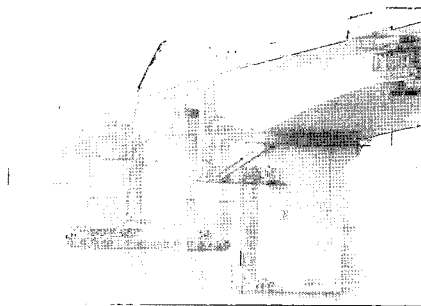


그림 1. 강동대교 시공중 전경

- 교량구조 :
    - ① 중앙 2개 교각(P7, P8) : 상·하부 강결식
    - ② 기타 교각(P4 ~ P6, P9 ~ P11) : 교좌받침 설치
- c.f. 구 강동대교 : 전체교각에 교좌받침 설치
- 〈그림 2〉와 같이 기존 강동대교와 신설된 강동대교의 교좌받침 시스템에 차이가

있는 이유는 구 강동대교의 경우는 내진설계가 적용되지 않은 반면, 신 강동대교는 내진설계가 적용되었기 때문이다.

- 교량하부형식
  - 교각기둥 : 중공팔각기둥
  - 기초 : 확대기초
  - 하부기설공법 : 가우물통 + 차수공법
- 지간구성 :
 
$$82.5 + 5@125.0 + 82.5 = 790.0 \text{ m}$$
- 교폭 : 19.8 m

## 2. 선보정공법 개요

### 2.1 적용배경

강동대교 수상구간은  $L = 82.5 + 5@125.0 + 82.5 = 790.0 \text{ m}$ 의 FCM(Free Cantilever Method) 공법으로 시공되는 7경간 연속 PSC Box Girder

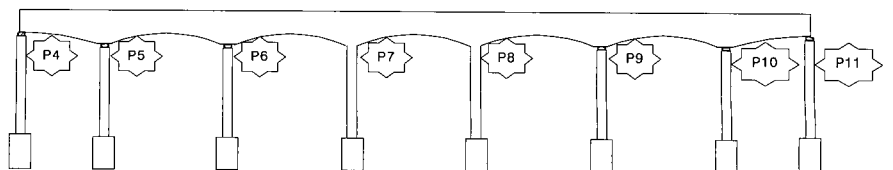


그림 2. 강동대교의 교좌 받침 위치

\* 정회원, 대림산업(주) 기술연구소 토목연구지원팀

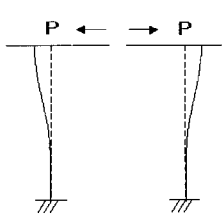
교로서, 상부구조 총자중은 약 7만 9,200톤에 달하며 지진시에는 약 8,800톤의 큰 수평력이 발생하게 된다. 설계시 일반적인 교좌받침시스템(교축방향으로 고정단 1개 설치)을 적용할 경우에는 발생지진력에 대한 처리가 불가능하다는 것을 파악하고, 지진력을 처리할 수 있는 별도의 대안을 모색해야만 했다.

일반적으로 지진력에 대한 처리방법은 크게 두 가지가 있는데, 첫 번째는 면진처리이고, 두 번째는 내진처리이다. 여기서 면진처리방법은 지진에너지를 흡수할 수 있는 장치(device)를 사용하여 이 장치가 항복함으로써 하부구조로 전달되는 지진력을 감소시키는 개념이며 그 대표적인 예로는 LRB와 기초분리장치가 있다. 내진처리방법은 작용지진력을 직접 하부구조에 전달시켜 고정교좌장치 혹은 STU(Shock Transmission Unit)처럼 지진시에 가동단을 고정단으로 변환시킬 수 있는 장치를 이용하여 하부구조의 강도로서 지진력에 저항하는 개념이다. 그러나 설계 당시만 하더라도 위와 같은 내진/면진장치의 사용이 보편적이지 않았을 뿐만 아니라 국내기술이 충분히 확보되지 않아서 외국기술에 대한 의존도가 높았고 이로 인해 내진/면진장치의 적용이 경제적으로도 상당한 부담을 느낄 수밖에 없는 상황이었다.

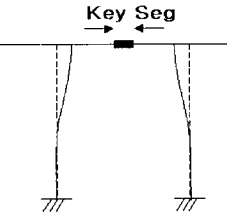
따라서 고가의 내진/면진장치 없이 확실한 내진성능을 발휘할 수 있도록 교량교각중 중앙의 2개 교각(P7, P8)을 상부구조와 강결시킨 라멘구조형식을 채택하였는데, 라멘구조의 경우 수평지진력에 의한 모멘트를 지간 125m인 두 강결교각의 우력으로 저항할 수 있으므로 지진력에 대해서 효과적인 저항이 가능하다.

그러나 라멘구조는 상부구조와 하부구조가 강결되어 상부의 모멘트가 하부로 전달이 되는 부정정 구조로서, Key Segment 접합후 연결텐던 긴장을 위한 포스트텐션링(post tensioning)시의 콘크리트 탄성수축, 크리프 및 건조수축 등의 소성수축으로 인해 강결교각에 불균형 모멘트가 발생하여 설계에 불리한 영향을 주게 된다.

1. KEY SEG. 접합전  
선보정 하중 제하



2. KEY SEG. 접합후  
수축 변형 발생



3. 완공후  
응력 평형 상태

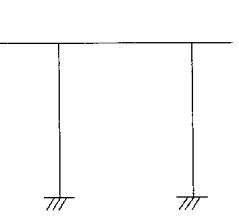


그림 3. 선보정공법 개념도

표 1. 선보정공법 적용효과

(단위 : t·m)	선보정공법 도입시	선보정공법 미도입시	비고
P7	18133.5	32619.7	1.80 배
P8	19233.7	33152.9	1.72 배

따라서 이런 탄/소성수축변형에 의한 불균형 모멘트 및 변형을 보상하기 위한 선보정공법(Pre-Compensation Method)의 적용을 고려하게 되었다.

## 2.2 선보정공법 개념

FCM 구간의 교각 강결로 인하여 포스트텐션링에 의한 콘크리트의 탄성수축, 시간경과에 따른 크리프, 건조수축 등에 의해 발생하는 수축변위량 만큼을 미리 외력(Jacking Force)에 의해 미리 반대방향으로 변형시킨 후 Key Segment를 접합시킴으로써 시간이 경과함에 따라 변위가 0에 가까워지게 하여 불균형 응력을 해소하는 공법이며 그 개념은 <그림 3>과 같다.

## 2.3 선보정공법 효과 및 적용대상

강동대교에 선보정공법을 도입했을 때의 효과를 알기 위하여 해석결과로부터 선보정공법 도입 여부에 따른 사용하중상태의 교각하단 모멘트를 비교하면 <표 1>과 같고, 선보정공법을 도입하지 않았을 때 P7의 교각하단 모멘트는 선보정공법을 도입했을 때의 약 1.80배임을 알 수 있다.

따라서 선보정공법을 도입했을 때 우선적으로 나타날 수 있는 효과로는 첫 번째 강결교각의 하부구조 단면력 감소로 인한 교량하부구조(교각기둥, 기초저판) 규모의

축소가 가능하다는 것이며, 두 번째로는 연약층에 말뚝기초로 시공된 강결교각의 경우 수평력에 저항하는 말뚝 전면부의 소성변형으로 인해 기초에 설계시 고려하지 않은 수평변위가 발생하여 공용 후에 나타날 수 있는 교량중단선형의 이상 거동을 방지할 수 있다는 것이다.

## 3. 선보정력의 결정

### 3.1 선보정력의 가정

원 설계에서는 P7과 P8의 교각하단의 경계조건을 고정(스프링계수  $K=1 \times 10^{10}$ )으로 가정하고 해석을 수행하였으며, 선보정력 도입시의 시공중과 완공후의 사용하중 상태에서의 부재력이 비슷하도록 초기 선보정 하중은 600톤으로 하였다.

### 3.2 선보정력의 영향인자

선보정력의 결정에 영향을 미치는 인자는 아래와 같다.

#### 3.2.1 교각하단의 경계조건

기초의 수평변위 및 회전에 대한 강성으로 일반적으로 해석시에는 완전고정으로 가정하나, 실제로는 해석시 가정한 값과 다를 수 있으므로 이에 따라 선보정력이 변경되어질 수 있다.

3.2.2 교각하부구조의 물성치

설계시 가정한 값과는 달리 실제 현장 배합설계 및 강도시험에 의한 콘크리트 탄성계수값의 적용과 시공오차에 의한 부재 단면계수의 변경으로 발생한 휨강성의 차이로 구조물의 탄/소성수축에 의한 변형량이 변경되어질 수 있으므로, 이로 인해 필요한 선보정력이 또한 영향을 받게 된다.

3.2.3 건조수축 및 크리프에 의한 변형량

건조수축 및 크리프는 그 크기에 따라 선형(캠버)이나 완공후 강결교각의 단면력에 영향을 미치게 된다. 일반적으로 교량 설계시 적용하는 도로교 설계기준의 건조수축 및 크리프계수는 유럽의 CEB-FIP code를 인용한 것이다. 그런데 설계시 적용하는 이러한 계수는 구조물이 위치한 주위의 습도나 온도 등의 환경에 지배를 받는데 유럽의 자연적인 환경과 우리나라의 환경이 상이하기 때문에 실제 구조물에 발생하는 계수와 설계시 적용하는 계수 사이에는 차이가 많은 것이 사실이다. 따라서 실제 시공시는 일부 전문업체에서 그 동안의 시공경험에 의해 설계시의 계수값을 일부 보정해서 사용하는 것이 현재의 실정이다. 또한 설계와 실제의 계수값의 차이를 보정하기 위하여 공사전에 크리프 및 건조수축에 대한 시험을 통해 어느 정도 현실에 접근한 계수값을 적용하나, 이 또한 시험체와 실제 구조물의 양생조건이나 실제 구조물의 경우 콘크리트 내부에 배근되는 철근의 영향 등을 고려하지 않기 때문에, 시험을 하더라도 실제계수값과는 상당한 크기의 차이가 잔류할 수밖에 없는 것으로 판단된다.

3.3 선보정력의 변동범위

3.3.1 극한단면력 계산

① 최대모멘트

$$(U = 1.3D + 1.3Q + 1.3E)$$

$$Nu = 8,382.530 \text{ ton,}$$

$$Mu = 25,017.590 \text{ t} \cdot \text{m}$$

여기서, 모멘트 확대계수( $\delta_c = 1.026$ )를 적용할 경우의 최대모멘트  $Mu = 25,668.047 \text{ t} \cdot \text{m}$ 이다.

$$\textcircled{2} \text{ 최소모멘트}(U = 1.3D + 1.3L + 1.3Q + 1.25G)$$

$$Mu = 1.3 \times (-1,165.6 + 2,989.2 + 21,066.6/2^{*1}) - 17,965.9) + 1.3 \times (-5,427.6) + 1.25 \times (-7,423.3 - 1206.5) = -25,134.83 \text{ t} \cdot \text{m}$$

\*1) 준공 후 초기단계에서는 크리프 및 건조수축에 의한 변형이 작으므로 전체를 다 고려하는 것은 비합리적이다. 따라서 전체 크리프 및 건조수축의 1/2만 고려한다.

3.3.2 원설계에서의 설계휨강도

원구조계산서상에서 모멘트최대인 경우의 기둥단면의 극한강도는  $32,000 \text{ t} \cdot \text{m}$  정도이나, 강도의 여유를 감안하여  $\phi Mn = 30,000 \text{ t} \cdot \text{m}$ 로 가정한다.

3.3.3 설계휨강도에 의한 Jacking Force 허용변동범위

① 기둥하단의 설계휨강도는  $30,000 \text{ t} \cdot \text{m}$ 로 가정

② 준공초기 크리프 및 건조수축에 의한 휨모멘트는 전체의 1/2로 가정

③ Jacking Force 작용높이는 아래와 같이 원구조계산서상의 선보정하중과 선보정하중에 의한 하단모멘트의 관계로부터 구한 해석상의 모멘트 팔길 이를 적용한다.

→ 작용높이

$$h = \frac{17965.9}{600} = 29.943 \text{ m}$$

<표 2>에서 여유모멘트의  $\pm$  부호는 Jacking Force의 추가/감소를 의미한다.

3.3.4 교축방향 지반허용지지력으로 부터의 추가가능한 Jacking Force값 계산

① 상시의 기초반력 계산

$$V = 11,350.252 \text{ ton}$$

$$e = 1.978 \text{ m} < \frac{B}{8} = 2.25 \text{ m}$$

$$q_{\text{max}} = 83.81 \text{ t/m}^2 < q_a = 100 \text{ t/m}^2$$

② Jacking Force 변동범위 계산

: 원형기초 단면에서 편심이  $B/8$ 과 동일하여 인발이 발생하지 않을 때까지의 추가 Jacking Force를 계산한다.

$$\Delta M = 11350.252 \times (2.25 - 1.978) = 3087 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \Delta P_j = \frac{3087.268}{29.943 + 4.5} = 89.6 \text{ t}$$

(여기서, 기초두께: 4.5 m)

따라서, Jacking Force의 감소는 89.6 ton 까지만 허용된다.

3.3.5 Jacking Force의 허용변동범위 위와 같이 기둥의 휨강도 및 지반의 지지력을 고려했을 때 Jacking Force의 허용변동범위는  $+125 \text{ ton} \sim -89.6 \text{ ton}$ 이다. 따라서 원설계 조건을 만족하는 선보정하중의 변동범위는  $725 \text{ ton} \sim 510 \text{ ton}$ 이다.

표 2 교각휨강도를 고려한 Jacking Force 허용변동범위

	비계수		계수( $\times 1.3$ )	
	+	-	최대	최소
기준 Jacking Force(ton)	600		780	
기준 Jacking Force에 의한 교각하단 모멘트( $\text{t} \cdot \text{m}$ )	17,965.9		23,355.67	
최대·최소 모멘트( $\text{t} \cdot \text{m}$ )	-		25,017.59	25,134.83
설계휨강도( $\text{t} \cdot \text{m}$ )	-		30,000	30,000
설계휨강도와 최대·최소 모멘트 사이의 차이( $\text{t} \cdot \text{m}$ )			4,982.41	4,865.17
여유모멘트( $\text{t} \cdot \text{m}$ )	-		+4,865.17	-4,982.41
여유모멘트를 고려한 추가 가능한 Jacking Force에 의한 모멘트( $\text{t} \cdot \text{m}$ )	21,708.34	14,133.28	28,220.84	18,373.27
허용 Jacking Force(ton)	725	472	-	
허용추가 Jacking Force(ton)	+125	-128	-	

## 4. 피드백(Feed Back)

### 4.1 피드백 개요

해석 모델과 실제구조물에 대하여 Key Segment 연결전 캔틸레버 상태에서 수축 보상용 Jacking Force를 도입시키면 해석상의 구조물과 실제구조물 사이에 휨강성이나 경계조건의 차이 등 여러 요인에 기인하여 서로 다른 값의 변형이 예측된다. 따라서 이 변형의 차이를 보정하기 위하여 본 공법에서는 교각 7번과 교각 8번 사이의 Key Segment를 타설하기전 수축 보상용 Jacking Force를 도입하였을 때 캔틸레버 연단에서의 수평변위 및 교각기 등의 회전각변위를 실측하여 해석상의 변위값과 비교하기로 한다. 이로부터 교각기 초 하단에서의 정확한 회전 및 수평방향 스프링계수를 찾아내고, 이 스프링계수를 이용하여 구조물의 해석을 다시 한 번 수행하여 수축을 보상하기 위한 정확한 Jacking Force를 찾아내어 정밀시공이 가능하도록 하는데 그 의의가 있다.

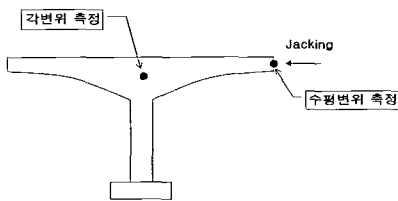


그림 4. 피드백을 위한 계측개념도

### 4.2 피드백 과정

강동대교 FCM 교량의 선보정 공법 피드백 과정은 아래와 같다.

- ① 선보정 하중으로 설계시에 가정한 Jacking Force 600 톤을 P7과 P8의 Key segment 위치의 캔틸레버 연단에 수평방향으로 도입한다.
- ② 선보정 하중에 의한 실제변위를 측정한다.
- ③ 측정된 실제변위와 설계시 해석결과로부터 구한 계산변위를 비교하여 실제 기초강성을 구한다.
- ④ 실제 기초강성을 적용하여 구조해석을

재실시하여, PT에 의한 콘크리트의 탄성수축 및 시간경과에 따른 크리프와 건조수축 등에 의한 소성수축 변위량을 구한다.

⑤ 전체 수축변위량으로부터 선보정을 위해 필요한 선보정 하중을 재계산하여 초기에 도입한 600 톤의 적정성을 검토하여 필요할 경우 Jacking Force를 보정하고, 그 차이가 오차범위 이내일 경우에는 선보정 공법 적용을 완료한다.

여기서 실제변위와 계산변위 사이의 오차범위의 한계를 얼마로 결정할지에 대해서는 선부른 결정을 하기가 어려웠고, 개략적으로는 600 톤의 선보정력을 도입했을 때 캔틸레버 연단의 수평변위 합이 43.5 mm로 계산되었으므로 이 값의 50%인 20 mm 정도를 최대한계치 정도로 생각하고 정확한 오차한계는 시공을 하면서 판단하기로 결정했다.

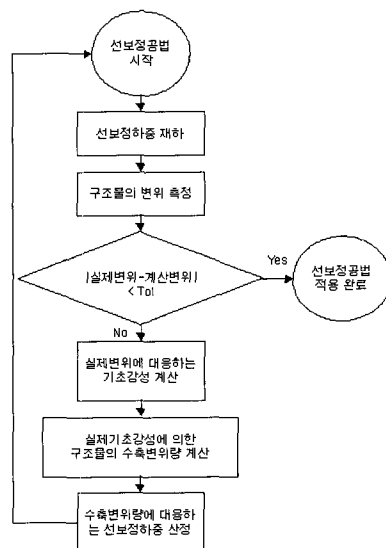


그림 5. 피드백 과정

### 4.3 피드백을 위한 선해석

선보정력의 도입시 해석결과와 측정결과에 차이가 클 경우 선보정력을 보정해야 하는데, 그러기 위해서는 여러 단계의 해석과정을 거쳐야 한다. 그러나 이런 해석을 선보정공법을 도입하는 중에 수행하기는 시간적으로나 실제 여건상 여러 가지로 제약이 많으므로 미리 선보정력의 변동범위를 예측하여 선해석을 수행함으로써 원

활한 시공관리가 될 수 있도록 하였다.

#### 4.3.1 원설계에서의 선보정공법에 의한 구조해석결과

선보정력으로 600 톤을 도입했을 때에 대한 해석결과는 <표 3>과 같다.

표 3. 선보정력 도입시 해석결과

구분	P7	P8	합계
중방향 변위 (mm)	20.2	23.3	43.5
회전각 ( $\times 10^{-3}$ rad)	0.9092	1.0040	-
교각 하단 모멘트(t·m)	18657.0	19552.8	-

#### 4.3.2 스프링계수 변화범위

- ① 회전강성 ( $K_\theta$ ) : 1E10, 1E8, 1E7, 5E6
- ② 수평강성 ( $K_\delta$ ) : 1E10, 1E8, 1E7, 5E6, 1E5, 1E4, 1E3

위와 같은 스프링계수의 변화범위로 총 28회에 걸친 해석을 수행하였다.

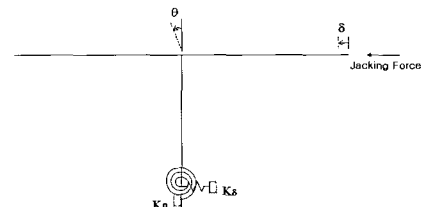


그림 6. 선해석시의 해석모델

#### 4.3.3 정정 구조계(캔틸레버 상태) 해석

Key segment 접합전에 기초의 실제강성을 측정하기 위하여 Jacking Force 초기값은 600 톤으로 하고 앞의 스프링계수 변화범위를 적용하여 해석을 수행하며 아래의 관계를 구한다.

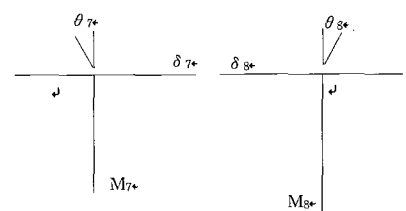


그림 7. 정정구조계에서의 해석모델

① 계산 ( $\delta_7$ )와 계산 ( $\delta_8$ )사이의 관계  
 실제 Jacking Force 도입시 측정되는 변위량은 ( $\delta_7$ ) + ( $\delta_8$ )이므로 실제 각 캔틸레버 연단의 변위를 계산하기 위하여 필요하다.(스프링계수 변화시 28가지 경우의 평균값으로 계산)

$$\delta_7 : \delta_8 = 0.477 : 0.523$$

② ( $K_{\theta,n}$ )과 실측( $\theta_n$ )사이의 관계  
 : 실측된 ( $\theta_n$ )로 부터 실제 ( $K_{\theta,n}$ )을 구하기 위하여 필요하다.

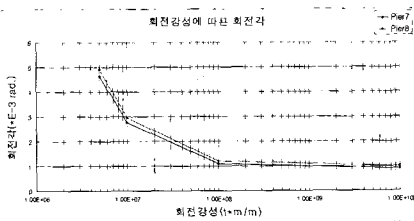


그림 8. 회전강성에 따른 선보정 하중에 의한 회전각

③ ( $K_{\theta,n}$ )에 따른 ( $K_{x,n}$ )과 실측 ( $\delta_7$ ) + ( $\delta_8$ )사이의 관계  
 : 실측된 ( $\delta_7$ ) + ( $\delta_8$ )로부터 실제 ( $K_{x,n}$ )을 구하기 위하여 필요하다.

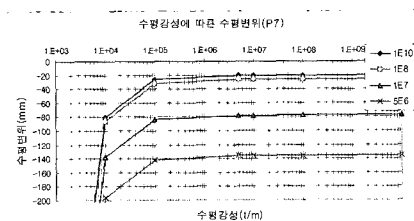


그림 9. 수평강성에 따른 선보정 하중에 의한 회전강성별 증방향 변위(P7)

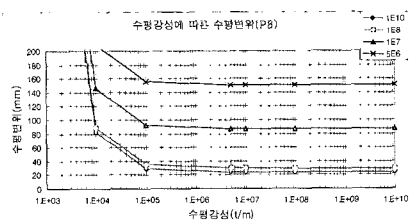


그림 10. 수평강성에 따른 선보정 하중에 의한 회전강성별 증방향 변위(P8)

4.3.4 부정정 구조계(완공후 상태) 해석  
 Key segment 접합후의 기초강성(경계 조건) 변화에 의해, 강선 긴장으로 인한

탄성수축변형량과 건조수축 및 크리프에 의한 변형량의 변화를 파악하기 위하여, 정정 구조계 해석과 동일하게 앞의 스프링 계수 변화범위를 적용하여 해석하여, 콘크리트의 탄성수축 및 시간경과에 따른 크리프, 건조수축에 의한 ( $\theta_n$ )과 ( $\delta_n$ ), ( $M_n$ )을 구한다.

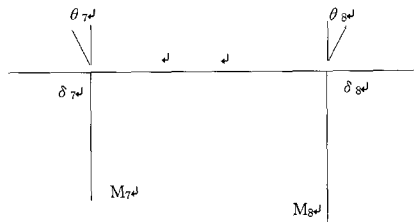


그림 11. 부정정구조계에서의 해석모델

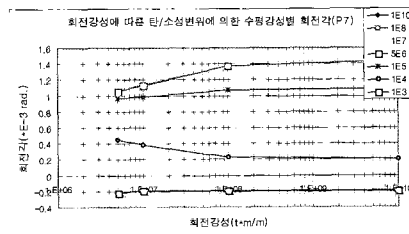


그림 12. 회전강성에 따른 크리프와 건조수축의 수평강성별 회전각(P7)

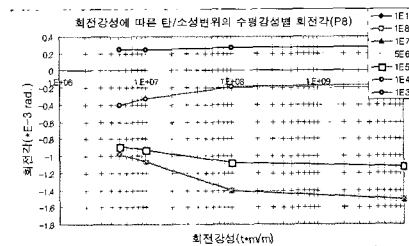


그림 13. 회전강성에 따른 크리프와 건조수축의 수평강성별 회전각(P8)

#### 4.4 피드백을 통한 선보정력의 보정

선보정력으로 600 톤을 도입했을 때의 측정된 변위값으로부터 기초의 강성 및 그 강성에 의한 탄/소성수축변위, 그리고 필요한 선보정력을 정리해 보면 <표 4>와 같다.

<표 4>에서 선보정력이 70%와 100%로 구분되어진 이유는, 앞에서 언급한 바와 같이 선보정력의 변동범위는 교각의 휨강도와 기초의 지지력이 허용할 수 있는 범위 내에서만 변동이 가능하고 그 범위가 725 ~ 510 톤이므로, 보정되는 선보정력이 이

범위 이내일 경우에는 100%를 모두 보정하고 이 범위를 벗어날 경우에는 70%만 보정하기 위해서 구분을 한 것이다.

#### 4.5 피드백 계측계획

##### 4.5.1 목적

라멘식 FCM교량의 불균형모멘트를 해소하기 위해 개발된 선보정공법에 의한 Key Segment의 시공시 발생될 수 있는 기 구조물의 각종 거동을 계측하여 시공에 따른 기존 구조물의 거동변화와 기 해석된 해석결과와 비교하여 구조물의 안전성 제고하며 공법의 적용효과 확인하기 위해서이다.

##### 4.5.2 계측항목

기 시공된 캔틸레버 주형내의 압축응력의 변화, 이로 인한 기둥 및 주형의 경사각 변화, 프리스트레싱 압축력 변화 등 각종 다양한 거동변화가 예상되나, 기 구조 해석결과에 따르면 대부분의 경우 큰 변화가 발생하지 않으므로 본 시공법에 따라 가장 크게 변화하며 시공품질 평가에 가장 결정적인 아래항목을 중점 계측한다.

- ① 기 구조물의 경사각 변화
- ② 캔틸레버 단부에서의 수평변위 변화

##### 4.5.3 계측방법

2측경사계는 기계산된 주두부 단면중심에 설치하여 계측을 실시하며, 수평변위는 Key Segment 위치의 단면 상·하단에 각 2점씩 총 4점에 대해서 다이얼 게이지를 설치하여 계측을 실시하기로 계획을 하였으나, 실제로는 선보정력에 의해서 발생

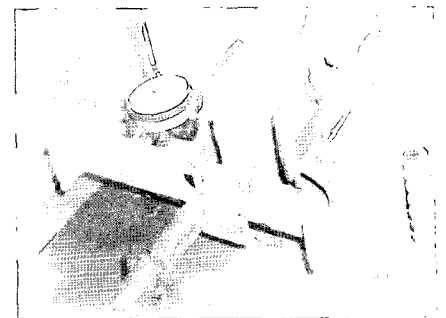


그림 14. 수평변위 계측

표 4. 선보정력 보정 Table

CASE	$\theta 7$	$\delta 7$	$\theta 8$	$\delta 8$	$\delta$ Total	기초의 강성		탄/소성수축 변위량(P7 기준)		선보정력(ton)	
	( $\times 10^{-3}$ rad)	(mm)	( $\times 10^{-3}$ rad)	(mm)	(mm)	$K_{\theta}$	$K_{\delta}$	$\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$\delta$ (mm)	70 %	100 %
1	1.0	21.46	1.0	23.54	45.0	5.133E+09	1.000E+10	1.415	29.750	617	882
2	"	28.62	"	31.38	60.0	"	1.007E+05	1.078	31.303	195	278
3	"	38.16	"	41.84	80.0	"	8.482E+04	0.933	31.991	193	276
4	"	47.70	"	52.30	100.0	"	6.892E+04	0.782	32.711	192	275
5	"	57.24	"	62.76	120.0	"	5.302E+04	0.630	33.431	191	272
6	1.5	38.16	1.5	41.84	80.0	7.823E+07	1.000E+10	1.318	30.849	640	914
7	"	47.70	"	52.30	100.0	"	9.471E+04	1.003	32.187	198	283
8	"	57.24	"	62.76	120.0	"	7.881E+04	0.865	32.777	196	280
9	"	66.78	"	73.22	140.0	"	6.291E+04	0.728	33.367	194	277
10	"	76.32	"	83.68	160.0	"	4.701E+04	0.591	33.956	191	273
11	2.0	47.70	2.0	52.30	100.0	5.143E+07	1.000E+10	1.246	31.637	656	938
12	"	57.24	"	62.76	120.0	"	1.046E+05	1.026	32.497	204	291
13	"	66.78	"	73.22	140.0	"	8.869E+04	0.936	32.844	200	286
14	"	76.32	"	83.68	160.0	"	7.279E+04	0.811	33.332	197	282
15	"	85.86	"	94.14	180.0	"	5.689E+04	0.685	33.819	194	278
16	3.0	76.32	3.0	83.68	160.0	9.392E+06	1.000E+10	1.126	32.926	683	976
17	"	85.86	"	94.14	180.0	"	1.085E+05	0.987	33.325	210	300
18	"	95.40	"	104.60	200.0	"	9.255E+04	0.938	33.472	205	293
19	"	104.94	"	115.06	220.0	"	7.665E+04	0.833	33.786	201	288

하는 변위량이 다이얼 게이지로 측정할 수 있는 범위를 벗어나서 버니어 캘리버스를 사용하여 수평변위를 측정하였다.

### 5. 시 공

선보정공법 적용에 필요한 해석적인 준비 및 시공적인 준비가 끝난 후 강동대에 국내 최초로 선보정공법을 적용한 때는 월드컵 개막전이 열린 2002년 5월 31일 이었다.

#### 5.1 시공 과정

강동대교 FCM의 캔틸레버는 14 seg. 로 구성되어 있는데 14 seg. 시공후 key seg. 시공전에 솟음(camber)차이로 인한 P7과 P8의 캔틸레버 단부의 레벨차이를 해소하기 위하여 레벨링 빔(levelling beam)을 박스 거더(box girder)에 강봉으로 고정하여 먼저 레벨을 맞추게 된다. 이 작업이 끝나고 나면 선보정용 잭과 잭의 반력 지지를 위한 잭 빔(jack beam)을 역시 바닥판에 강봉으로 고정하여 설치하게 되는데, 이 때 잭의 용량은 선보정력의 변동범

위 중 최대값인 725 톤보다 다소 여유를 고려하여 800 톤 용량으로 결정하였으며, 200 톤 짜리 잭 4개를 설치하는 것으로 하였다. 그 다음은 선보정력 도입시 연직으로는 동일한 레벨을 유지하면서 수평변위가 발생할 수 있도록 슬라이딩 빔(sliding beam)을 강봉으로 인장하여 설치한 후 레

벨링 빔의 강봉은 해체하게 된다.

이렇게 선보정력 도입에 필요한 준비가 끝난 후 초기 선보정력인 600 톤을 도입하고 발생변위를 측정한다.

측정된 변위가 오차한계 이내인 경우에는 key segment내의 H-prop이 선보정력에 의한 수평변위만큼 더 벌어지게 되므

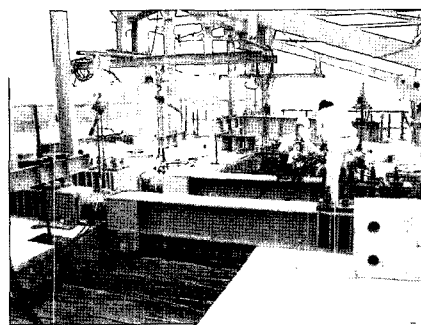


그림 15. 선보정력 도입을 위한 Jack Beam

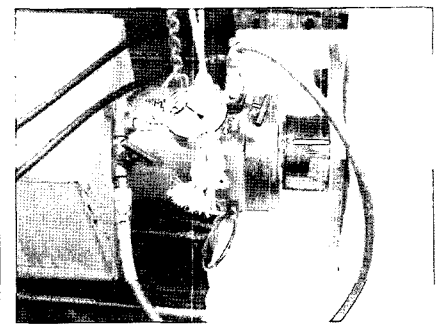


그림 16. 선보정용 Jack

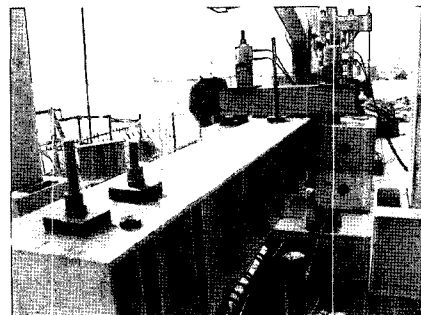


그림 17. Levelling Beam 및 Sliding Beam

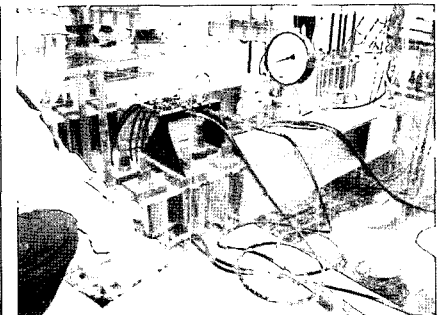


그림 18. 선보정력 도입

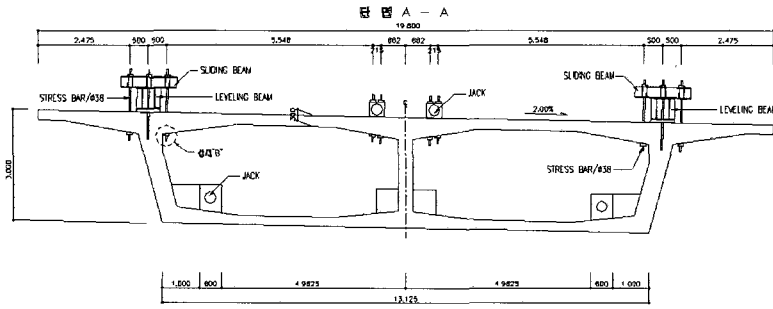


그림 19. Sliding System 횡단면도

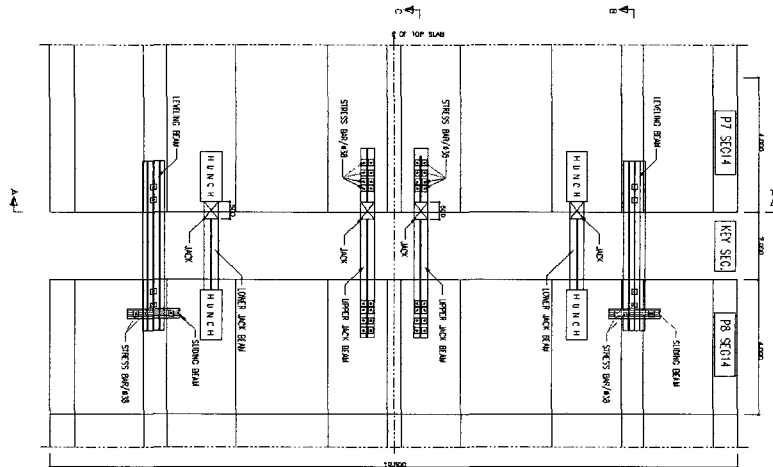


그림 20. Sliding System 평면도

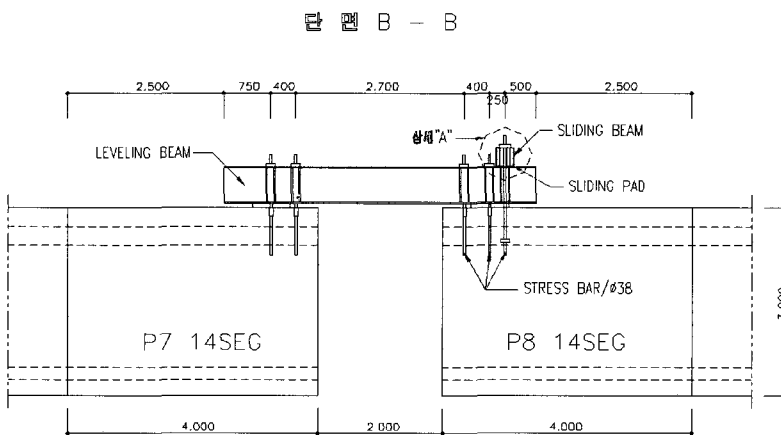


그림 21. Sliding System 종단면도 - Sliding Beam

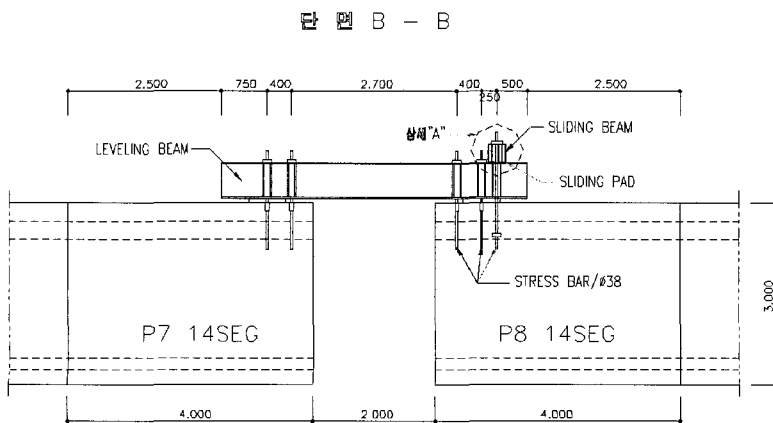


그림 22. Sliding System 종단면도 - Jack Beam

로 콘크리트 타설시 처짐으로 인한 각변화를 방지하기 위하여 콘크리트와 밀착이 되도록 유격을 예폭시로 충전하고, 예폭시에 소정의 강도가 발현되면 선보정용 잭 및 잭 빔을 해체하고 나머지는 일반적인 key segment 시공 과정과 동일하게 시공하면 된다. 만일 측정된 변위가 오차한계를 벗어날 경우에는 피드백에서 언급한 바와 같이 이미 해석된 결과로부터 보정된 선보정력을 찾아서 일련의 과정을 되풀이하는 과정으로 시공을 하면 된다.

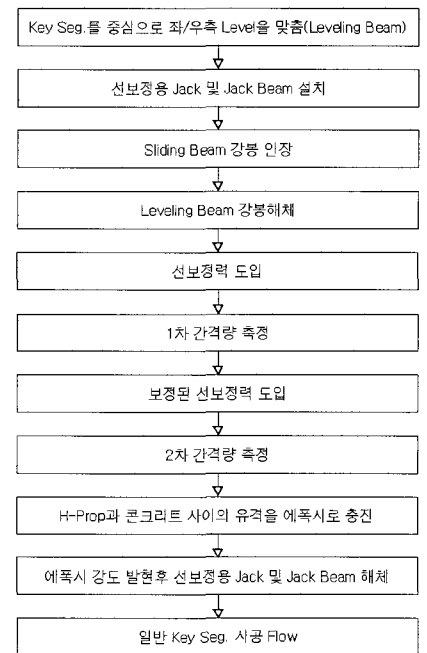


그림 23. 시공 과정(Flow)

## 5.2 시공시 계측 데이터 분석

### 5.2.1 수평변위 측정결과(단위 : mm)

표 6. 수평변위 측정결과

선보정력 (Ton)	압력 (Bar)	①번 상부 상류	②번 상부 하류	③번 하부 하류	④번 하부 상류
0	0	40.4	48.3	48.5	52.1
10	35.4	41.3	49.2	49.5	52.5
20	70.8	44	52.9	52.5	55.8
30	106.2	47.1	56.3	55.6	59.0
60	212.3	59.2	67.2	65.6	69.2
90	318.5	68	75.2	72.8	77.3
120	424.6	80.4	87.3	83.5	88.3
135	477.7	84.7	91.3	87.0	92.4
150	530.8	89.1	94.9	90.4	96.4

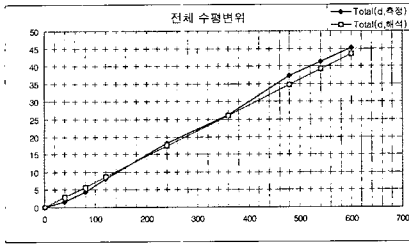


그림 24. 수평변위 해석치와 측정치 비교

〈그림 24〉의 그래프와 같이 수평변위에 대해서는 해석치와 측정치가 거의 정확히 일치함을 알 수 있다.

5.2.2 경사각 측정결과(단위 :  $\mu$  rad)

표 7. 경사각 측정결과

경사각 위치	초기치경사각 (0 Ton)	최종경사각 (600 Ton)	경사각 변화량
Pier 7	124.1	-704	-825
Pier 8	96.3	836.3	740

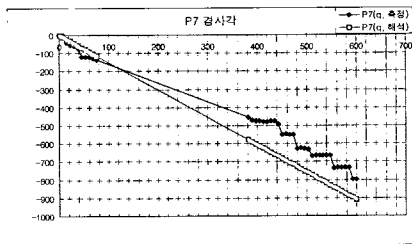


그림 25. P7 경사각 해석치와 측정치 비교

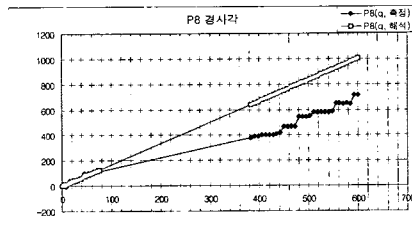


그림 26. P8 경사각 해석치와 측정치 비교

〈그림 25, 26〉과 같이 경사각에서는 해석치와 측정치에 어느 정도 차이가 있을 수 있다.

6. 결론

6.1 시공중 문제점

① 시공중에 발생한 문제점중 가장 크게 대두된 문제는 원설계와 실제시공에 적용되는 물성치의 차이였다. 앞에서 언급한 바와 같이 선보정력의 결정에 영향을 미치는 인자중 교량하부구조의 휨강성을 결정하는 콘크리트의 탄성계수와, 건조수축 및 크리프 계수에 의한 변형량 값이 설계시 가정한 값과 실제 시공시 솟음관리를 위해서 적용하는 값에 차이가 있다는 사실이다. 물론 솟음관리를 위한 물성치값의 변경시 이에 맞추어 교량 상·하부구조에 대한 설계변경이 있으면 문제가 없으나, 통상 하부구조는 그냥 두고 상부구조의 영향에 대해서만 검토/변경후 시공을 하는 것이 문제가 될 수 있다.

② 또한 기초의 강성 및 구조물 휨강성을 측정하는 단계가 Key Seg. 타설직전으로 본 강동대교 적용시는 구조해석결과와 실측결과에 차이가 없었기 때문에 피드백의 필요성이 없었으나, 만약 구조해석결과와 실측결과에 차이가 있으면 실제 기초강성을 평가하는 작업이 수반되며 이를 통하여 선보정력의 보정이 필요하게 된다. 그러나 이 경우 설계시에 가정한 선보정력이 변경된다 하더라도 이미 Key Seg. 타설직전까지 시공이 진행되었으므로

로 솟음에 대한 보정이 불가능하다는 문제가 발생한다.

6.2 기타 시공중 문제점

6.2.1 Jack Beam의 슬립 발생

당초 개당 150 톤의 힘을 받는 Jack Beam의 고정을 위하여 200 톤까지 저항할 수 있도록  $\phi 38$  강봉 8개를 설치했으나, 실제 jacking 도입시 100 톤 정도에서 슬립이 발생하였다. 이는 실제 콘크리트와 Jack Beam사이의 마찰계수값이 설계시 가정한 0.4가 아니라 0.2 정도에 불과했다는 것을 의미한다. 이러한 슬립이 발생한 이유는 표면의 요철로 인하여 실제 Jack Beam과 콘크리트 사이의 접촉면적이 부족하여서 발생한 현상으로 추정되었다. 이를 보완하기 위하여 Jack Beam에 추가로 구멍을 천공하여 강봉을 4개 추가하여 고정효과를 발휘하도록 하였으나, 차후에 확실한 마찰력을 얻기 위해서는 Beam과 맞닿는 콘크리트 표면에 대한 사전처리가 필요할 것으로 판단된다.

6.2.2 Sliding Beam 고정강봉의 변형 발생

선보정력 도입시 캔틸레버 연단부의 수평변위를 수용할 수 있도록 Sliding Beam을 설치하고 이의 고정을 강봉으로 하였다. 그러나 실제 Jacking 도입시 강봉이 이무 구속없이 자유롭게 설치된 관계로 수평변위가 Sliding Beam에서 발생하는 것이 아니라 강봉자체가 휘어지는 현상이 발생하였다. 이를 개선하기 위하여 Sliding Beam과 바닥판 사이에 콘크리트 블록을 설치하여 강봉의 휘어짐을 강봉인장에 의한 콘크리트 블록의 마찰력으로 저항하도록 하였다.

6.3 향후 개선사항

① 실제 시공에 적용되는 물성치와 설계시 적용된 물성치에 차이가 있을 경우 하부공 시작전에 변경된 물성치를 사용하

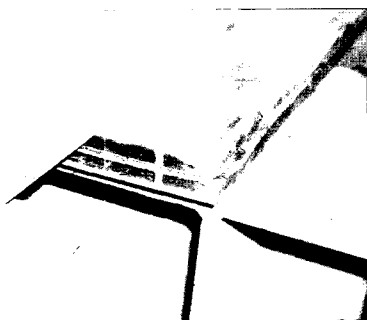


그림 27. 선보정 작업전 SLIDING PAD MARKING

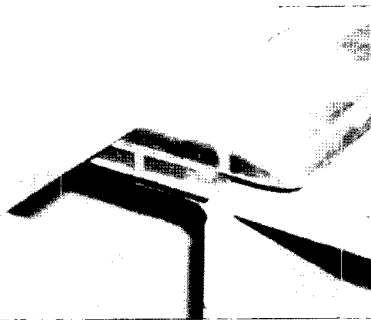


그림 28. 선보정 작업후 SLIDING PAD MARKING(45mm 이동)



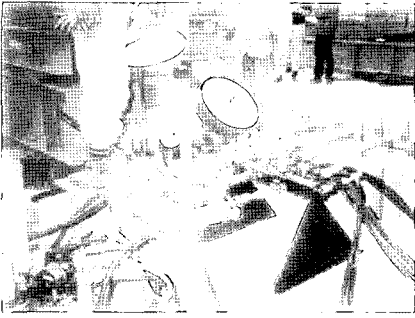


그림 29. 당초 Jack Beam 고정강봉(8개) 배치

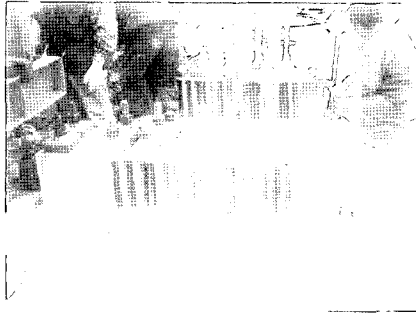


그림 30. 변경 Jack Beam 고정강봉(12개) 배치

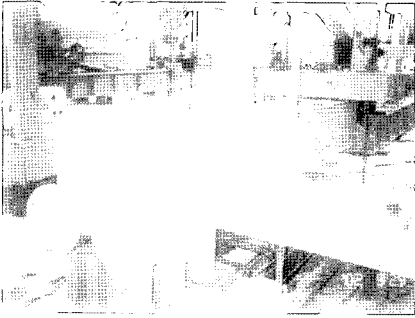


그림 31. 당초 Sliding Beam 강봉 연결부

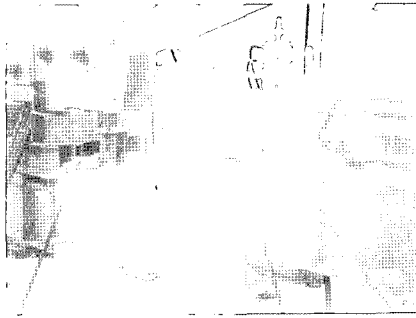


그림 32. 변경 Sliding Beam 강봉 연결부

여 구조검토를 수행하고 상·하부구조의 변경여부를 파악한 후, 변경이 발생할 경우 설계변경의 과정을 통하여 하부구조 및 상부구조의 구조상세를 변경하는 공정 과정(Flow)의 도입이 필요하다.

② 또한 실제 시공에 적용되는 물성치와 설계시 적용된 물성치에 차이가 있을

경우 솟음에 대해서도 보정이 가능하도록 상부공사를 하기전에 기초의 강성 및 구조물 휨강성을 측정하는 기법에 대한 연구가 필요하다.

③ 기초의 강성 및 교각의 휨강성에 대한 각각의 영향을 분리하여 반영할 수 있도록 교각기둥 상·하단에 경사계를 2개

설치하는 등의 피드백을 위한 최적의 계측 시스템에 대한 연구가 필요하다.

#### 6.4 기대효과

선보정공법을 적용할 경우 교각길이가 짧아서 유연도가 작은 FCM 라멘식 강결교각의 탄성변형 및 소성변형으로 인한 과도한 단면이 불필요하도록 설계합리화가 가능하며, 연약층 위에 말뚝기초로 되어 있는 경우 기초의 소성변형으로 인한 교량 종단선형의 이상 거동을 방지할 수 있다. □

#### 참고문헌

1. 대한토목학회, "도로교 표준시방서", 1996.
2. 한국도로교통협회, "도로교 설계기준", 2000.
3. 대림산업, "서울외곽순환고속도로 판교-퇴계원간 고속도로 4공구 실시설계보고서", 1998.
4. 대림산업, "서울외곽순환고속도로 판교-퇴계원간 고속도로 4공구 구조 및 수리계산서(1)", 1998.
5. 대림산업, "프리스트레스드 콘크리트 들보의 연결공법(특허등록번호 제0259024호), 발명자 : 심영철", 2000.
6. TDV, "RM-Space Frame Manual".