

## 프리캐스트 게르버 U형보의 댕 전단 거동평가

박현석<sup>1)</sup> · 유승룡<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>동국대학교 건축공학과

(2001년 12월 12일 원고접수, 2002년 7월 8일 심사완료)

### Evaluation on Shear Performance of the Dapped Ends of Precast Gerber's U-Beams

Hyun-Suk Park<sup>1)</sup>, and Sung-Yong Yu<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Architectural Engineering, Dongguk University, Seoul, 100-715, Korea

(Received December 12, 2001, Accepted July 8, 2002)

#### ABSTRACT

The dapped ends of the Gerber's beam were designed by PCI(Prestressed Concrete Institute) and CPCI(Canadian Prestressed Concrete Institute) methods. The depths of nibs with precast and topping concrete, which were halves of the total beam depth, were 77 cm and 18.2 cm, respectively. Shear tests were performed on four full scale beam ends.

All specimens designed by PCI and CPCI methods showed crackings at the re-entrant corner of dap before the 32 % of full service design loading, and failed at the load level higher than their design strength but less than their calculated nominal strength. The specimens with increased hanger reinforcement show more effective in development of initial crackings, more ductile in failure with distributed crackings, and failed in higher strength than those of PCI requirement. The tested specimens designed by CPCI method were more ductile in failure than those of the PCI methods.

**Keywords :** shear, prestressed, precast, dapped end, initial cracking, gerber's beam, rectangular section

#### 1. 서 론

장스팬에 무거운 하중을 지지하는 공장, 물류창고, 주차장 등의 건축 수요가 증가할 것으로 예상됨에 따라 이에 부응하는 건설 기술의 개발이 요구되고 있다. 국내에서 무거운 하중을 지지하는 장스팬 구조물에는 주로 철골 구조 시스템이 적용되어 왔고 일부 프리스트레스 PC 골조 구조 시스템이 적용되었다. 이 두 시스템 중 프리스트레스 PC 골조 구조 시스템은 경제성, 내구성, 시공성이 우수하여 설계와 시공에서 많은 장점을 가지고 있다.

본 연구에 선행한 연구<sup>1)</sup>에서 기존 철골조 대신 철근콘크리트 기둥에 캔틸레버 PC보를 포스트텐션 공법으로 접합시키고 이 보 양단부에 PC보를 연결하는 "장스팬 프리스트레스 PC 골조 구조 시스템"을 개발하고, 그 시스템의 시공성과 구조 성능을 실험을 통하여 규명하여 이 구조 시스템의 안전성과 경제성을 확인하는 것을 목적으로 하고 있다.

이 연구<sup>2)</sup>는 건설 분야의 경제성과 생산성 향상에 기여할

수 있는 20~25 m의 스패 건축물에 적용할 수 있는 프리스트레스 PC골조 구조 시스템을 개발하고 실용화하는데 목적을 두고 수행되었으며, 20~25 m의 게르버보의 내부보 분재 길이는 반곡점 길이를 고려할 때, 11.5~14.5 m로 할 수 있다. 그 자중은 10~20 tf로, 국내 운송 및 시공에서 경제적이지 못하다. 이 연구에서 게르버보 시스템의 중앙부 프리캐스트 프리텐션 보의 자중을 최소화 할 수 있는 직사각형 U-beam 단면을 제안하였다.

이 게르버보 내부보의 댕단부 설계를 위하여 Fig. 1과 같이 11.5×5 m 모듈의 하프 슬래브시스템에서 활하중 500 kgf/m<sup>2</sup>를 적용, 4개의 단부를 설계하였다. 두 단부는 PCI(prestressed concrete institute)와 CPCI (canadian prestressed concrete institute) 배근방법에 의하여 설계하였고, 남은 두 단부는 본 연구에서 고려한 배근방법으로 배근하였다.

실물크기 게르버 U형보 2개에 182 mm의 토평콘크리트를 타설하여 4개의 단부에 대하여 4회의 전단실험을 수행하였다. 게르버 보 댕은 토평콘크리트 깊이 182 mm를 포함하여 전체 깊이 952 mm가 된다(Fig. 2, 3 참조). 이 보의 깊이/폭은 952 mm/400 mm로 그 비율은 2이상인 보에 해당한다. 실험에서 고려한 댕은 니브(nib) 깊이에 182

\* Corresponding author

Tel : 02-2660-3361 Fax : 02-2660-3361

E-mail : ysy@dgu.ac.kr

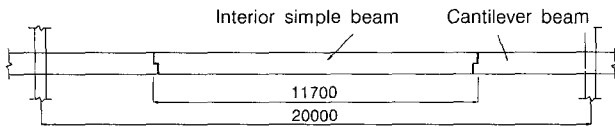


Fig. 1 Section of U-beam in Gerber's beam

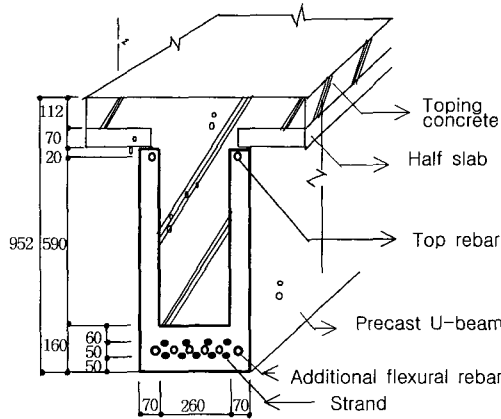


Fig. 2 Section of precast U-beam with topping concrete

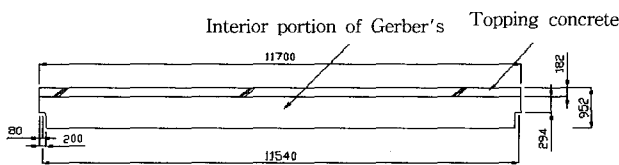


Fig. 3 Elevation of interior portion of Gerber's U-beams

mm의 토폽콘크리트 깊이를 포함하여 보 전체 깊이의 50%가 되도록 하였다.

따라서, 이 단면은 PCI Design Handbook 5번째 개정판 4-61 page에 의한 "다른 구조적 문제점으로 특별한 보강이 아니면, 댁단부에서 니브깊이는 보 전체의 깊이의 50%이하이면 안된다"는 권장사항에 준하여 설계되었다 할 수 있다. 본 연구에서 고려한 댁단부가 합성단면으로서의

내력을 충분히 발휘한다면, PCI와 CPCI 배근방식에 의하여 설계된 두 단면과 개선된 두 단면의 배근방법에 대하여 검토하여 그 개선점을 파악하려한다.

## 2. 댁단부 설계

### 2.1 설계 모멘트

게르버 U형보는 11.5m×5m 모듈의 하프 슬래브시스템에서, Table 1의 활하중 500 kgf/m<sup>2</sup>를 적용하여 전장 13.5m인 실물크기 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 게르버 U형 보 2개를 제작하였다. Table 1에 콘크리트가 굳기 전 단순지지 상태에서 시공하중에 의한 적용모멘트를 산출하였고, 콘크리트가 굳은 후에도 게르버 내부보가 단순지지 상태에서 전체하중을 지지한다고 가정하여 설계 전단력 52.4 tf을 산출하였다.

### 2.2 PCI 설계

#### 2.2.1 개념

프리스트레스트 더블티 슬래브의 니브 설계를 위하여 Alan H. Mattock<sup>3)</sup>은 거꾸로 뒤집힌 형태의 코오벨 설계방법을 제안하고 있다. 이 설계 방법은 PCI Design Handbook<sup>4)</sup>에 그 예제가 제시되어있다. 이 설계방법에 의하면 유효 전단스팬/유효 깊이비(a/d<sub>eff</sub>)가 1.0이하 일 때 니브의 전단보강 설계는 다음과 같은 절차를 따른다. 여기서, a는 반력의 작용점에서 댁단부의 수직 보강근 중심까지의 거리이다(Fig. 4참조).

니브 내 힘의 흐름을 Fig. 4에 도시하였다. 이 그림은 댁단부 내부 힘의 흐름을 자유도(free body diagram)로 표현하였다. 지점에서 반력 V<sub>u</sub>와 수평력 N에 의해 유발되는 휨모멘트에 대한 평형조건은 A<sub>s</sub>보강 철근(A<sub>s</sub> = A<sub>f</sub> + A<sub>n</sub>) : A<sub>f</sub>는 반력 V<sub>u</sub>에 의해 발생하는 휨 보강 철근이며, A<sub>n</sub>은 수평력 N<sub>u</sub>에 의해 유발되는 휨 보강 철근이 담당하게 되고, 니브와 더블티 슬래브 본체 사이의 결이 역할을 하는

Table 1 Design load of Gerber's U-beam with 11.5×5 m span module in half slab systems

Type of loadings	Load (kgf/m)	Construction loading condition shear force(tf)	Full service loading condition (tf)	Design shear force (tf)
W <sub>0</sub> : Girder(self)	304.8	1.75	1.75	2.45
W <sub>sd</sub> : H.S.(7cm)	840	4.83	4.83	6.76
Ceilling	100		0.58	0.81
Artificial stone finish	300		1.73	2.42
Curtain wall	200		1.15	1.61
Topping: (11.2cm)	1344	7.73	7.73	10.82
Center hole	381	2.19	2.19	3.07
W <sub>l</sub> : Live load	2500		14.38	24.44
Total	3,644.85,969.8	16.5	34.3	52.4

Comments: W<sub>sd</sub>: Superimposed dead load

H.S.: Half slab

W<sub>l</sub>: Live load

W<sub>0</sub>: Self-weight of beam

걸이 철근  $A_{sh}$  (hanger reinforcement)는 지점의 반력,  $V_u$ 와 평형을 이루게 된다. 또한 지점반력,  $V_u$ 의 경사성분은 니브부분 콘크리트의 경사 압축력이 담당하게 되어 평형을 이루게 된다. Fig. 5와 6에서는 사인장 균열 AY와 BZ에 대한 Free body diagram이 제시되어 있다. Fig. 5에서 Y지점에서 A지점까지에 발생하는 균열 모멘트는 보강철근  $A_s$ ,  $A_h$ ,  $A_{sh}$ 가 거동하여 평형을 이루게 되고 Fig. 6에서 Z지점에서 B지점까지에 발생하는 균열 모멘트는  $A_s$ ,  $A_{sh}$ 가 거동하여 평형을 이루게 된다. 각각의 경우 모두 등가응력블록을 사용하여 압축력과 압축력의 작용위치를 구할 수 있으므로, 보강근의 양을 앞에서 제시한 방식의 값들과 비교 검토할 수 있다.

### 2.2.2 설계

#### 1) 니브 전단응력 체크

계수가 적용된 전단력,  $V_u$ 에 의하여 발생하는 니브에서의 전단응력은 콘크리트 압축강도( $f_{ck}$ )의 20%내로 제한된다. 즉,

$$\frac{V_u}{\phi b d} \leq 0.2 f_{ck} \quad (1)$$

#### 2) 걸이철근(hanger reinforcement)

걸이철근은 계수가 적용된 지점에서의 전단력,  $V_u$ 에 대응되도록 보강량을 결정한다. 즉,

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} \quad (2)$$

여기서  $\phi=0.85$   $f_y$ =보강근의 항복강도(kgf/cm<sup>2</sup>)

이 보강철근의 상부는 폐쇄형의 U-bar형태를 취해야 하며 댐단부에 되도록 가깝게 위치시켜 니브의 돌출부위에 발생하는 모멘트를 감소시켜 주어야 한다(Fig. 4 참조).

#### 3) 수평 인장력 N에 대한 보강철근량 $A_n$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} \quad (3)$$

4) 니브에 작용되는 휨모멘트(M)와 축방향 인장력에 대한 보강 철근의 산정.

니브에 작용되는 휨모멘트 M은 다음과 같다.

$$M_u = V_u \times a + N_u \times (h - d) \quad (4)$$

위와 같은 휨모멘트 M과 축방향 인장력 N에 대한 보강철근,  $A_s$ 는 다음과 같다.

$$A_s = A_f + A_n = \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N \left( \frac{h}{d} \right) \right] \quad (5)$$

또한,

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + A_n \quad (6)$$

위의 두 식중 큰 값을 선택한다. 여기서  $\mu_e$ 는 PCI Design Handbook Table 6.7.1의 값을 사용한다.

#### 5) 니브중앙의 수평보강근, $A_h$ 의 산정.

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) \quad (7)$$

#### 6) 니브에서의 사인장 균열에 대한 보강.

PCI Design Handbook에서는 니브에서 발생하는 사인장 균열에 대해서 다음과 같이 보강근  $A_v$ 를 필요로 한다.

$$A_v = \frac{\left[ \frac{V_u}{\phi} - A_h f_y - 0.53 \lambda b d \sqrt{f'_c} \right]}{f_y} \quad (8)$$

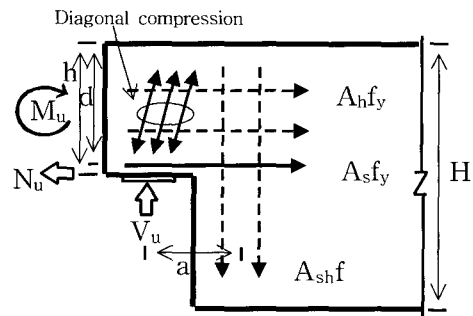


Fig. 4 Internal force system

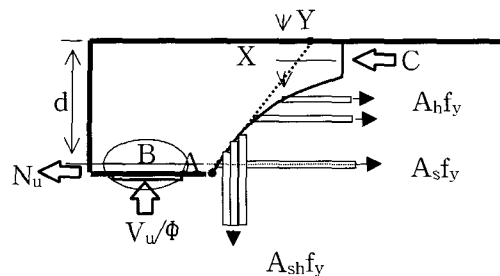


Fig. 5 Free body diagram I

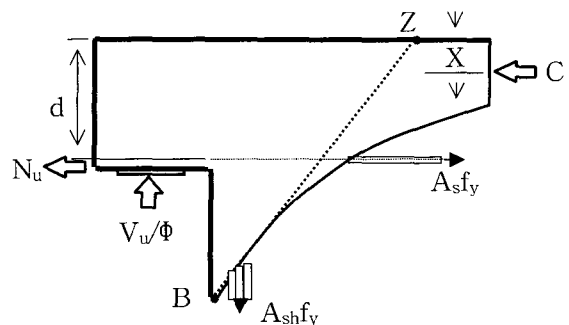


Fig. 6 Free body diagram II

여기서,  $\lambda$ 의 값은 보통 콘크리트 사용 시 1.0 이다.

또한, PCI에서  $A_v$  최소치는 다음과 같이, 니브의 공칭 전단력을 위하여 결이철근(Ash) 내력의 반 이상을 요구한다.

$$A_{v_{min}} = \frac{\left[ \frac{V_u}{\phi} - 0.53\lambda bd\sqrt{f'_c} \right]}{2f_y} \quad (9)$$

### 2.2.3 보강철근의 정착에 대한 고려

수평균  $A_s$ 는 반드시 보하단의 끝 모서리에서 발생하는 사인장 균열로 인한 균열부위를 지나 최소 정착길이  $L_d$ 만큼의 정착길이가 확보되어야 하며 단부에서 철판 또는 앵글에 용접되어야 한다. 수평균  $A_h$ 는 반드시 댁단부 돌출 부위와 본체의 직접 수직 전단력에 의한 수직 균열 부위를 지나 최소한의 정착길이  $L_d$  크기의 정착길이가 확보되어야 하며, 보 단부에서  $1.7L_d$ 의 정착길이가 요구되며 U-bar나 후크 등 적절한 방법에 의해 정착되어야 한다.  $A_{sh}$  보강근은 보 하부까지 연장되어 폐쇄형으로 배근되어야 하며, 최하단 수평균  $A_{sh}'$  역시 보하단의 끝 모서리에서 발생하는 사인장균열 부위를 지나 정착길이를 확보하여 정착되어야 한다. 특히,  $A_{sh}'$  보강근은 보 단부에서 철판이나 앵글부위에 용접되어 정착되어야 한다.

### 2.3 CPCI 설계

압축장이론(compression field theory)에 의한 트러스 모델 설계는 근래에 매우 효율적 배근방법으로 평가받고 있다. 이 스트럿-타이 모델(strut-tie model)의 해석방법은 철근콘크리트 구조물내의 응력교란 부분에 대한 힘의 내적 전달 경로를 간단히 직선으로 표현하고, 극한상태의 외부 하중과 내적 힘들의 평형을 고려하여 미지 내력을 구하는 방법이다. 즉, 철근콘크리트 구조물 내부의 힘의 흐름을 연속체로서가 아니라 불연속적인 응력장으로 이상화하여 구조물의 응력상태를 파악할 수 있다. Denis Mitchell 과 William Cook<sup>5)</sup>은 불연속(discontinuity) 단면에 대한 규정과 함께 이에 해당하는 예로서 더블티 슬래브의 댁단면에 대한 스트럿-타이 모델을 제안하였다. 또한 과거에는 압축스트럿의 유효 콘크리트 압축응력을  $0.6 f_{ck}$ 로 사용하였던 것을 콘크리트의 변형을 연화현상(strain softening)을 고려한 압축장 이론을 발표하여 압축스트럿의 유효 콘크리트 압축응력을 여러 가지 경우로 세분하여 제시하였다. 이 제안치는 현재까지 상당히 합리적인 규정안으로 평가받고 있다. 본 연구에서는 수직 결이철근의 배근을 위하여 James MacGregor<sup>6)</sup>의 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계하였다.

스트럿-타이 모델을 이용한 댁단부 설계절차는 다음 절차를 따른다.

가. D구역의 경계를 결정하고 경계면에 작용하는 수직력을 계산한다. 통상적으로 D구역의 경계면은 단부에서 전체 높이만큼 떨어진 곳에 위치하게 된다. 댁단부 설계는 다음 절차에 의한다.

나. 절점의 위치를 추정한다.

다. 인장타이와 압축 스트럿에 걸리는 부재력을 계산한다.

라. 스트럿의 폭을 계산하고 계산된 폭이 단면에 합당 한지를 판정한다.

마. 인장타이에 필요한 철근량을 계산한다.

바. 절점에 작용하는 응력을 계산한다.

사. 스트럿의 효과적인 작용을 위해 스트럿이 타원형으로 벌어지는 것을 방지하는 구속철근을 산정한다.

### 2.4 설계 결과

이 실험의 목적은 50 %의 보강비를 단부에서 축소한 게르버 U형보의 효과적인 배근방법을 개발하는데 있다. Fig. 8의 단면은 본 연구의 전 단계인 휨 최적화과정에서 얻은 결과로 4개의 시험체에 동일하게 적용되었다. Table 2는 20 m 게르버보 단부를 위한 PCI 설계방법과 CPCI 설계방법에 의한 요구 배근량을 도표화하였다. CPCI 설계는 James MacGregor의 스트럿-타이 모델을 적용하여 설계되었다. PCI 설계법과 CPCI설계법에 의한 댁단부 설계 결과를 Fig. 9와 Fig 10에 도시하였다. 일반적으로 CPCI의 배근량이 PCI 배근량보다 크게 요구되었다.

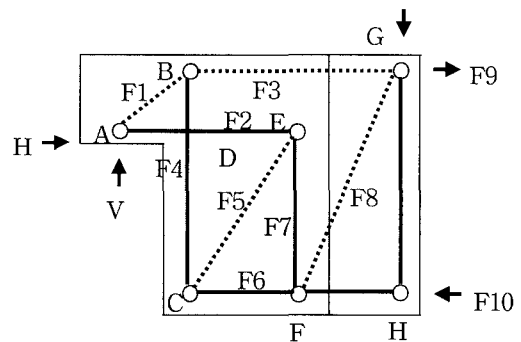


Fig. 7 MacGregor's strut-tie model

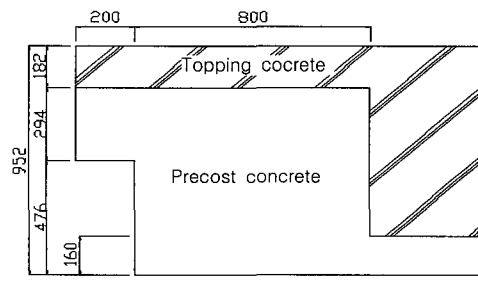


Fig. 8 The end of interior Gerber's U-beam with span of 20 m

Fig. 9, 10과 같이 댄부분 수직철근  $A_v$ 는 closed stirrup 형태를 취하지 않고 댄단부 수평철근  $A_s$ 를 니브 하단에 밀착시켜 그 균열제어 기능을 강화시키기 위하여 하부 지판에  $\cap$ 자 형태로 용접하였다. 따라서,  $A_s$  철근도 지판에 용접할 수 있었다. 각 철근은 그 위치를 정확하게 고정하여 배근하였다.

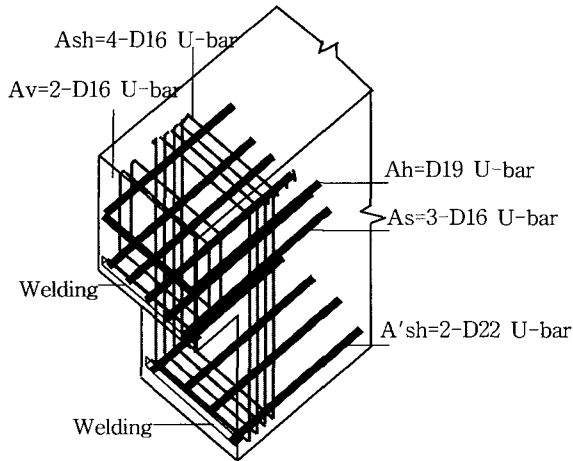


Fig. 9 Detail of dapped end by PCI design method

시험체 상세는 Table 3에 표기하였다.

PCI 제안설계에 의한 두 단부는 동일한 철근을 배근하였으나, 걸이철근(hanger reinforcement)을 기존방법에 의하여 분산시킨 Fig. 11의 댄과 걸이철근을 함께 모아놓은 Fig. 12의 댄을 비교하였다. 아울러, CPCI에 의하여 설계된 Fig. 13의 댄과 CPCI 배근에 추가적인 경사 걸이철

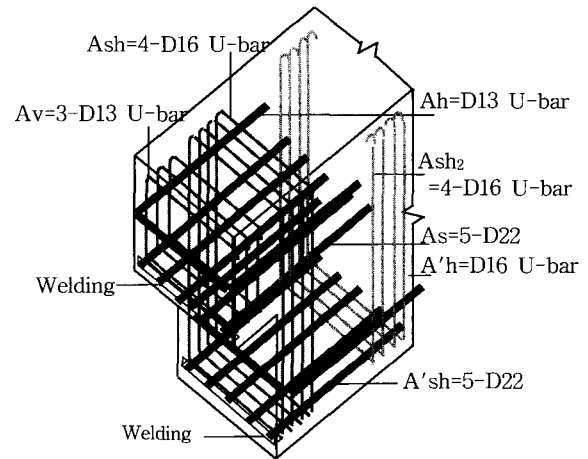


Fig. 10 Detail of dapped end by CPCI design method

Table 2 Required reinforcement

Total span : 20 m × 5 m		$A_{sh}(cm^2)$	$A_{sh}'(cm^2)$	$A_h(cm^2)$	$A_h'(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{sh2}(cm^2)$	$A_v(cm^2)$	
CPCI method	Required reinforcement	15.162	18.194	1.615	3.758	18.194	15.162	6.636	
	Specimen	Bar size	4-D16 U-bar	5-D22	D13 U-bar	D16 U-bar	5-D22	4-D16 U-bar	3-D13 U-bar
		Total area	15.92	19.35	2.54	3.98	19.35	15.92	7.62
PCI method	Reinforcement in specimen	15.162	15.162	4.297	-	11.63	-	5.69	
	Specimen	Bar size	4-D16 U-bar	4-D22	1-D19 U-bar	-	3-D16 U-bar	-	2-D16 U-bar
		Total area	15.92	15.48	5.74	-	11.94	-	7.96

Table 3 Detail of specimen at the end of Gerber's U-beams

Spec.	Design	H1 (cm)	H2 (cm)	$A_{sh2}$		$A_h'$		$A_v$		$A_s$		$A_{sh}$		$A_{sh}'$		$A_h$	
				bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )	bar	area (cm <sup>2</sup> )
G-1-A	PCI	47.6	47.6					2-D16 Closed bar	8.0	6D16	11.9	4-D16 Closed bar spacing of 5cm	15.9	4-D22	15.5	D19 U-bar	5.7
G-1-B		47.6	47.6					2-D16 Closed bar	8.0	6D16	11.9	4-D16 Closed bar no spacing	15.9	4-D22	15.5	D19 U-bar	5.7
G-2-A	CPCI	47.6	47.6	4-D16 U bar	15.9	D16 U bar	4.0	3-D13 Closed bar	7.6	5D22	19.4	4-D16 Closed bar spacing of 5cm	15.9	5-D22	19.4	D13 U-bar	2.5
G-2-B		47.6	47.6	4-D16 U bar	15.9	D16 U bar	4.0	3-D13 Closed bar	7.6	5D22	19.4	4-D16 Closed bar spacing of 5cm 3-D19 inclined	24.5	5-D22	19.4	D13 U-bar	2.5

근을 적용한 Fig. 14의 댐을 비교하였다. 결과적으로, 이 댐의 댐내력 산정에서 주요변수인 지점에서 결이철근 중심까지의 거리를 단축시키므로 초기균열에 대한 제어와 종국하중의 증가를 고려하였다. 이 추가철근은 초기균열을 제어하기 위하여 배근된 경사스터럽을 댐요각부에 최대한 밀착시켜 배근하였다.

### 3. 실험

#### 3.1 개요

본 실험의 목적은 PCI 및 CPCI 방식과 변형 PCI 및 CPCI 방식에 의하여 설계된 게르버 U형보의 댐단부 실험에서 그 적정성과 문제점을 파악하기 위하여, 시험체는 설계제하에 가장 밀접하게 계획하여 제작되었다.

#### 3.2 시험체 제작

시험체의 단면크기와 철근 배근상세는 Fig. 11에서 Fig. 14

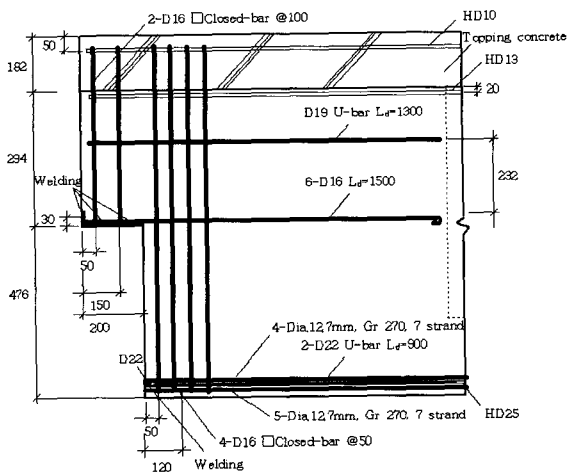


Fig. 11 Dapped end by PCI design method(G-1-A)

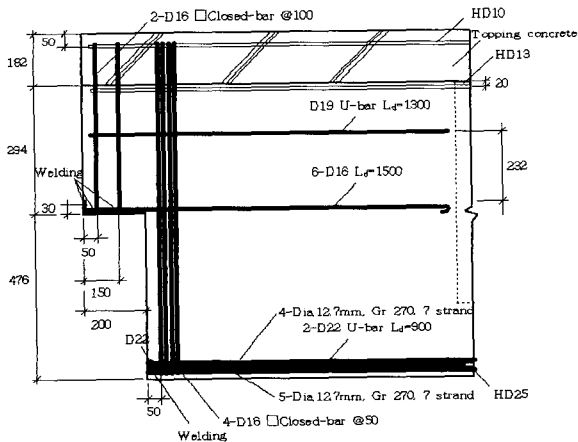


Fig. 12 Modified dapped end from PCI design method(G-1-B)

까지 제시하였다. 콘크리트의 최소 피복두께는 2.5cm이상으로 하였다. 하프슬래브 두께 7 cm, 토핑콘크리트 두께 11.2 cm를 위한 18.2 cm의 토핑콘크리트를 타설하여 프리캐스트 콘크리트는 목표강도 420 kgf/cm<sup>2</sup>로, 그리고 토핑콘크리트는 270 kgf/cm<sup>2</sup>로 계획하였다<sup>1)</sup>. 니브의 전단철근은 제작과 조립의 편리를 위하여 Fig. 15와 같이 L자형 판에 용접하여 지판의 정착철근을 제거하며, 수평 인장근을 댐요각부에 최대한 밀착시켜 제작하였다.

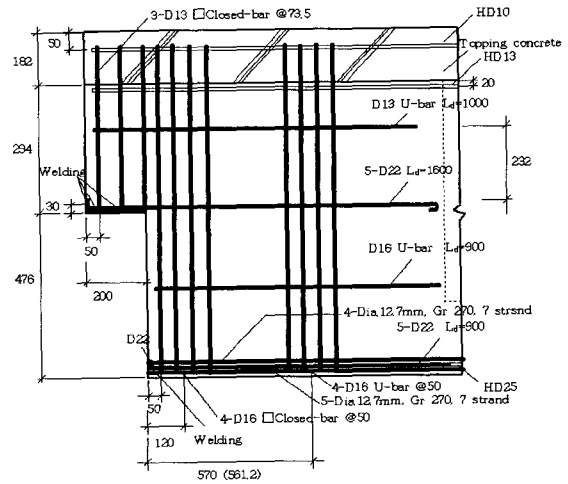


Fig. 13 Dapped end by CPCI design method(G-2-A)

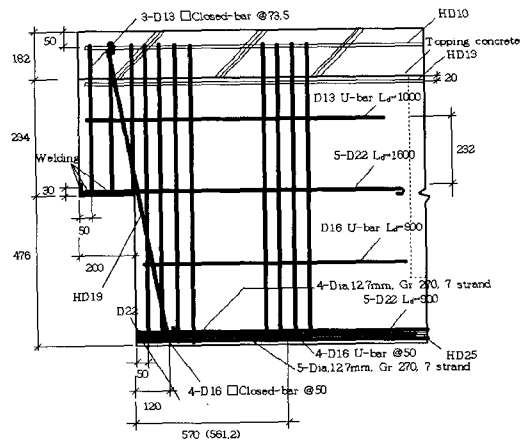


Fig. 14 Modified dapped end from CPCI design method(G-2-B)

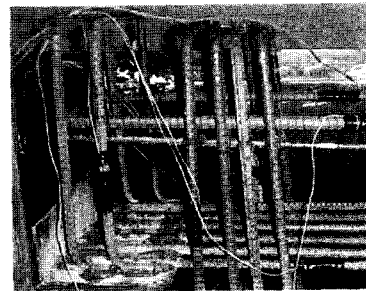


Fig. 15 Reinforcement of the dapped end

게르버 U형보의 상부는 토핑콘크리트와의 부착확보를 위하여 거칠게 마감하였다. 프리캐스트 콘크리트의 압축강도가 350 kgf/cm<sup>2</sup>에 도달하였을 때 산소 절단기를 이용하여 강선 절단을 하였고, 바로 토핑콘크리트를 타설하였다. 콘크리트 타설할 때마다 각 12개의 표준 공시체를 제작하여 실험강도를 얻을 때까지 압축강도를 측정하였다.

### 3.3 강재 및 콘크리트

PS강선은 저 이완율, 직경 12.7 mm, Gr. 270, 7연 강선으로, 국내 제조업체 K사의 것을 사용하였다. 일반 철근은 항복강도 4,000 kgf/cm<sup>2</sup> 이형철근을 사용하였다. 프리캐스트 콘크리트는 28일 압축강도 500 kgf/cm<sup>2</sup>로 설계되었다. 잔골재율은 35%이며, 물시멘트 비는 29%이다. 골재시멘트비는 26%이며, 일반 보통시멘트를 사용하였고, 최대골재크기는 19 mm이다. 토핑콘크리트는 28일 압축강도 270 kgf/cm<sup>2</sup>로 설계되었다. 잔골재율은 43%이며, 물시멘트 비는 46%이다. 골재시멘트비는 16%이며, 일반 보통시멘트를 사용하였고 최대골재크기는 25 mm이다.

### 3.4 실험

#### 3.4.1 실험개요

실물크기로 제작된 게르버 U형보 시험체 2개의 댐단부에 대하여 4번의 전단실험을 실시하였다. 전단 경간은 4개의 시험체 모두 1.5 m를 적용하여 정착 파괴보다 순수 전단파괴를 유도하려 하였다. 시험체 댐단부 보강철근에는 종류별로 스트레인 게이지를 설치하여 하중에 따른 철근의 변형률을 측정하였다.

각 단부에 대하여 전단 실험을 실시하여 총 4개의 전단 실험 결과치를 얻을 수 있다. 댐단부에 각각의 보강근에 대하여서는 스트레인게이지를 설치하여 하중증가에 따른 철근의 변형률을 측정하였다.

#### 3.4.2 실험절차

니브에는 핀 지점을 적용하고 반대쪽은 롤러 지점을 적용하였다. 시험체의 설치는 Fig. 16과 같이 하고 Fig. 17과 같이 UTM의 하중 면에 로드셀을 설치하고 로드셀 아래 하나의 가력보로 가력하였다. 시험체의 단부에는 강선 슬립을 계측하기 위하여 최하단 중앙부 강선에 디지털 다이얼 게이지를 설치하였다(Fig. 18참조). 계측 장비의 설치가 완료된 후 가력을 시작한 후 균열이 발생되기 전에는 3tf씩, 균열발생 후에는 2tf씩, 균열양상이 파괴에 이르면 판단이 될 시에는 1tf씩 하중을 증가시키면서 균열의 양상과 진행방향을 표시하였다. 시험체는 중국파괴까지 계속 가력하였고 최종 파괴양상을 기록하였다.

## 4. 실험결과 및 분석

### 4.1 강도

중국파괴시의 Table 4의 전단력⑤는 모든 시험체에서 설계전단력을 상회하였으며, PCI 설계의 경우 댐단부 공칭강도보다 8~2%정도 낮게 산출되었고, CPCI에 의한 결과는 15% 높게 산출되었다. 안전적 측면에서 CPCI에 의한 게르버 U형보 단부 설계를 생각할 수 있으나, ②/① 결과에서 CPCI설계가 초기균열에 효과적이지는 않은 것으로 생각된다.

초기균열에 대해서는 PCI와 CPCI 설계방법 모두 실험 결과 초기균열을 제어하지 못하였는데, 이것은 보 깊이 축소가 토핑콘크리트의 높이를 포함하여 전체 보깊이에 대한 50%로 설계하여 실험하였기 때문으로 보인다. 따라서 초기 균열을 제어하기 위해서는 보 깊이 축소가 토핑콘크리트의 높이를 포함한 전체 보깊이가 아닌 프리캐스트 단면의 50%에 대한 축소가 적당한 것으로 사료된다. 댐 모서리 주변의 철근을 모아서 배근한 G-1-B 시험체의 경우 기존의 배근에 비하여 54%이상 높은 강도에서 초기균열



Fig. 16 View of test

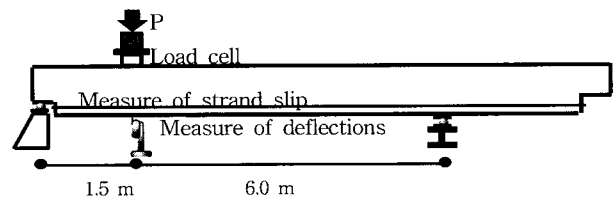


Fig. 17 Shear test

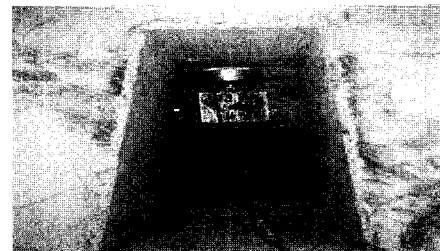


Fig. 18 Measure of strand slip

이 발생하였다. 따라서, 초기균열 발생을 늦추기 위하여, 니브의 크기를 크게하는 것이 가장 효과적이나, 이것이 불가능할 경우 1)뎀주변 철근을 뎀모서리 가장자리로 집결시키고, 2)지점에서 결이철근 중심까지의 길이를 줄이면 일부 가능할 것으로 판단된다.

#### 4.2 전단파괴 거동

##### 4.2.1 G-1-A 시험체(Fig. 19 참조)

G-1-A 시험체는 PCI 설계법에 따라 배근된 시험체이다. 초기 균열 ①은 뎀모서리 요각부에서 지점반력 10.95 tf일때 발생하였으며, 두 번째 복부 사인장균열②가 지점반력 29.49 tf일 때 ①번 균열의 끝부분에서 발생하여 상부로 진전되었다.

지점반력 45.35 tf에서 두 번째 복부 사인장균열④가 니브 복부에서 연이어 발달하여 상부로 진전되었다. 지점반력이 57.35 tf일 때 ⑤번 복부 사인장균열이 발생하여 상부로 진전되었다. 종국파괴시 초기에 발생한 ①번 균열의 폭이 확대되며 ②균열이 토핑 콘크리트 쪽으로 연이어 진행되며 67.09 tf에서 최종 파괴되었다. 보의 하단부 웨브 쪽으로는 전혀 균열이 발생하지 않았으며, 뎀단부의 강선슬립 또한 거의 발생하지 않았다.

##### 4.2.2 G-1-B 시험체(Fig. 20 참조)

G-1-B 시험체는 G-1-A 시험체의 결이철근을 간격없이 모아서 배근한 시험체이다. 지점반력이 16.87 tf일 때 뎀 모서리 요각부에서 ①번의 초기균열이 발생한 이후, 복부 사인장균열②가 니브 복부에서 38.15 tf일 때 연이어 발달하였고, 동시에 ①번 균열의 오른쪽으로 ③번 복부균열이 발생하여 상부 토핑 콘크리트로 진전되었으며, 그 후 ①번 균열 바로 밑에서 복부균열 ④번, ⑤번, ⑥번이 차례로 발생하였다. ⑥번 균열은 지점반력 60.55 tf에서 발생하

였다. 지점반력 67.75 tf에서 ①번 균열, ①번 오른쪽의 ③번 균열, 그리고 ⑤번 균열과 병합되었다. 70.78tf에서 ①번 균열과 ③번 균열에 의하여 최종 파괴되었다. 아울러 이 시험체도 강선슬립은 0.13mm로 거의 발생하지 않았다. 기존 PCI 뎀에 비하여 약 3.7 tf의 전단강도 증가는 있었고, 보하단으로 마지막 발생한 ⑥번 균열이 추가로 발생한 것 외에는 G-1-A 시험체와 유사하였다.

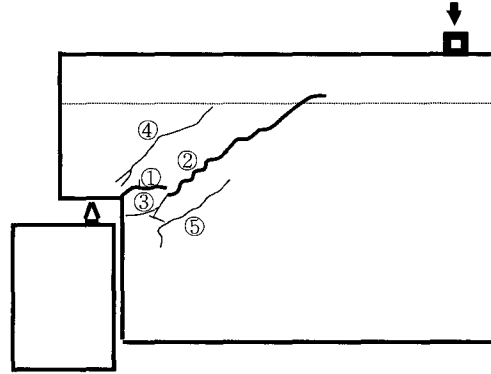


Fig. 19 Example of shear cracking at failure stage (G-1-A)

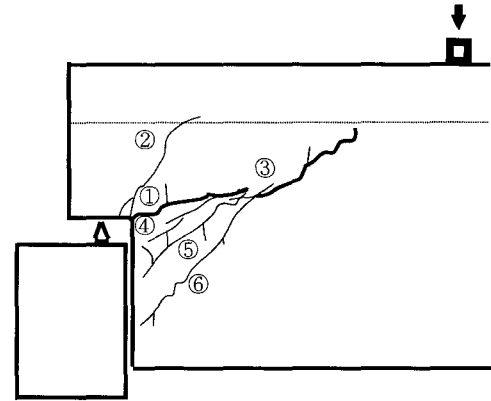


Fig. 20 Example of shear cracking at failure stage (G-1-B)

Table 4 Test results

Specimen	Precast concrete strength $f_{ck}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	Topping concrete strength $f_{ck}$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	Shear strength at service loading			Shear strength at failure loading					Major cracking at failure
			Calculated (tf)①	Experimental (tf)②	Experimental ②/Calculated①	Nominal $V$ (tf)③	Design $V_u$ (tf)④	Experimental $V$ (tf)⑤	Experimental⑤/Calculated③	Strand slip (mm)	
G-1-A	435	330	34.3	11.0	0.32	72.5	52.4	67.1	0.92	0.01	Inclined cracking from entrained corner
G-1-B	435	330	34.3	16.9	0.49	72.5	52.4	70.8	0.98	0.13	Inclined cracking from entrained corner
G-2-A	425	342	34.3	10.0	0.29	63.5	52.4	73.3	1.15	0.59	Web shear cracking
G-2-B	425	342	34.3	8.3	0.24	63.5	52.4	None	None	None	None
Average	430	336	34.3	11.6	0.34	68.0	52.4	70.4	1.02	0.24	

Comments : Nominal strengths of G-1-A and G-1-B ③ are calculated from  $V_n = A_v f_y + A_n f_y + 2\lambda b d \sqrt{f_{ck}}$ . Nominal strengths of G-2-A and G-2-B ③ are calculated from truss analogy.  
 Design shear strength with service loading ① and failure loading ④ are obtained from Table 1.  
 Experimental shear strength at the time of initial cracking ② and experimental shear strength at failure ⑤ are estimated from the sum of test result and self weight of specimen - 1.35f.



### 4.2.3 G-2-A 시험체(Fig. 21 참조)

CPCI 배근방식으로 설계된 G-2-A 시험체도 PCI덱 시험체와 같이 덤모서리 요각부에서 지점반력 10.02 tf일 때 초기균열 ①이 발생하였다. 이 균열의 오른쪽 상부에서 17.27 tf에서 ②번 복부사인장 균열이 발생하여 상·하부로 진전되었다.

지점반력이 31.95 tf일 때 복부 사인장균열③이 니브 복부에서 발생하여 상부로 발달되어 바로 ④번 균열로 진전되었다. ②번 균열이 하부로 진전되어 덤 하단부에 이르렀을 때, 지점반력 45.35 tf에서 ⑤번 균열로 굴곡되며 발달되기 시작하였으며, 또 하나의 ⑥번 복부사인장균열을 발생시켰다. 이 때까지는 ②번과 ⑤번 균열이 하중에 가장 민감하게 반응하는 균열이었으나, 52.23 tf에서 새롭게 발생한 ⑦번 복부 사인장균열이 종국하중에 이를 때까지 보를 가로지르며 발달되어 종국하중까지 가장 주된 균열로 반응하므로 힘의 재분배가 이루어지는 것을 알 수 있었다. 그후 ⑧번, ⑨번 ⑩번 균열이 종국하중에 도달하며 새롭게 발달하였으나, 이 시험체는 보를 가로지르는 ⑦번 균열에 의해 73.33 tf에서 종국 파괴되었다.

이 시험체는 PCI 덤 시험체보다 많은 복부 균열을 넓은 면적에 분포시키며 파괴되었다. 덤단부 강선 슬립이 0.59 mm까지 생겼는데, 이것은 보 하단부에 도달한 ⑤번과 ⑦번 균열의 영향으로 보이나 정착부파괴의 기준이 되는 2.54 mm(0.1 inch)에는 이르지 않았다.

CPCI 설계법이 PCI설계법보다 초기 균열을 지연시켜 줄 수 없으나, 종국강도는 증진시켜주며, Macgregor의 truss모델에 의한 단부배근이 미세 균열을 다양하게 단면에 분포시키므로 취성파괴를 지연시켜 준다고 판단된다 (Fig. 22 참조).

### 4.3 철근 변형률

철근 게이지의 위치는 Fig 23와 같이 시험체 단부 주철근과 스테럽에 부착시켰다. Fig 24, 25, 26, 27은 수평선상

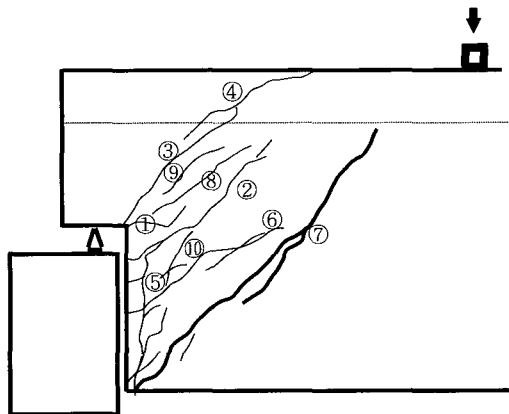


Fig. 21 Example of shear cracking at failure stage (G-2-A)

에 놓인 두 철근 게이지 평균값으로 처리하였다. 대부분의 철근은 항복 변형률  $1904 \times 10^{-6}$ 을 상회하여 파괴되었다. G-1-A 시험체는 덤 요각부의 초기 균열 발생과 아울러, ②번 수평인장 철근과 ①번 첫 번째 수직결이 철근이 가장

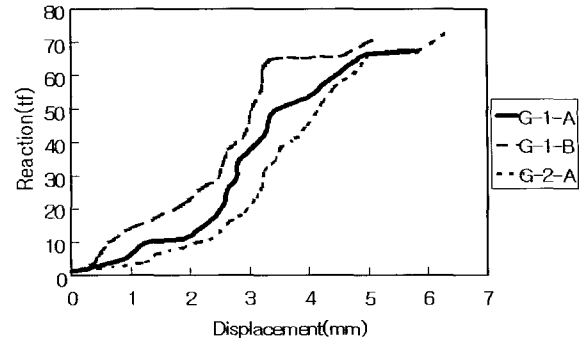


Fig. 22 Load-displacement relationships

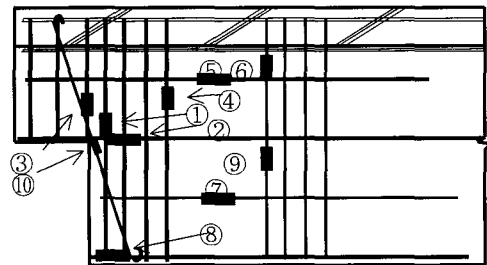


Fig. 23 Location of steel strain gauge at the dapped end gerber's U-beam

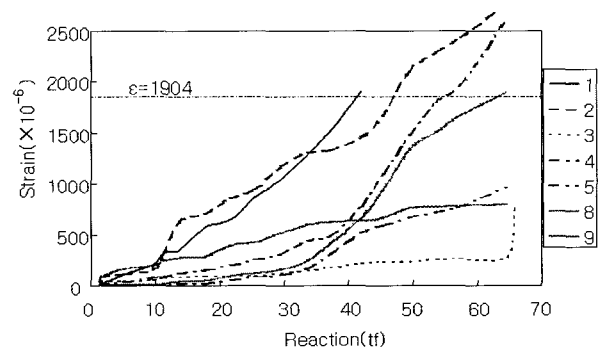


Fig. 24 Steel strain-reaction relationships(G-1-A)

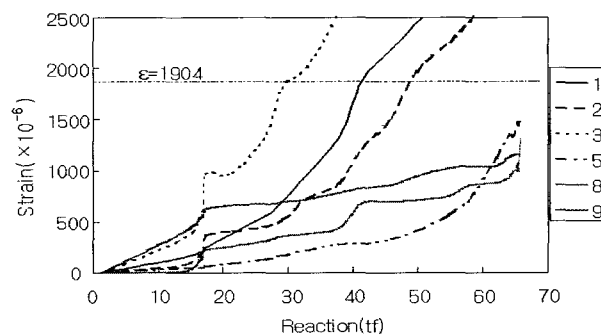


Fig. 25 Steel strain-reaction relationships(G-1-B)

민감하게 반응을 보였고 ①, ⑥ 수직 결이 철근이 차례대로 반응한 후 최하단 수평 인장철근 ⑧번이 반응하였다. 위의 철근 변형률 순서는 댐 요각부 균열이 주도적일 때 본 실험에서 실행한 다른 시험체에서도 유사하게 발생하였다. 따라서, 댐단부의 강도를 증가시키고 댐 요각부의 초기 균열을 제어하기 위하여 결이 철근과 수평인장철근을 가장 민감하게 반응하였다.

#### 4.4 초기 균열에 대한 사용성

실험을 최종까지 진행하지 못한 시험체 G-2-B 시험체를 제외한 3개의 시험체의 경우 모두 정착구 파괴가 아닌 순수 전단 파괴에 의하여 최종파괴에 이르렀다. 그러나 3개의 시험체 모두 사용하중 상태에 도달하기 전에 댐단부 요각부에서 초기 균열이 발생하였다.

G-1-A와 G-2-A의 시험체는 동일한 4-D16 Ash철근이 5cm 간격으로 배근된 시험체로서 PCI 방법과 CPCI 방법에 따라 설계되었으나 사용하중에 각각 32%, 29%에 도달하였을 때 초기 균열이 발생한 반면 댐단부 요각부위에 Ash 철근을 몰아서 배근한 시험체인 G-1-B의 경우 사용하중에 49%에 도달하였을 때 초기 균열이 발생하는 개선점을 보여주었다.

이는 결이철근(Ash)을 댐단부 요각부위에 몰아서 배근한 경우 모멘트 팔길이, a 값이 줄어들어 강도가 증가되었다고 생각할 수 있으나, PCI 설계법에 의하면 설계시 모멘트 팔길이 a 값은 결이 철근량에 영향을 주지 않고 수평인장근(As) 량에 대해서만 영향을 준다. 따라서 Ash 철근을 댐 요각부위에 몰아서 배근한 시험체 G-1-B의 경우 결이 철근량을 증가시킨 효과를 나타냈다고 할 수 있다. 즉, 결이 철근량을 증가시킬수록 초기균열 제어에 효과적이었으며, 폭 넓은 균열을 발생시키며 연성적으로 파괴되었고 강도도 증가하였다.

또한 댐 단부 관련 Mattock과 Chan<sup>7)</sup>의 논문에서도 PCI나 CPCI 설계방법으로 배근한 시험체들이 모두 사용하중 이전에 초기균열이 발생하였다.

Fig. 28에서 댐단부 요각부위에 몰아서 배근한 G-1-B 시험체의 결이철근 변형률은 5cm 간격으로 배근된 시험체 G-1-A와 G-2-A보다 보다 완만한 철근변형률을 보여준다. 아울러 Fig. 29과 같이 수평인장근의 응력완화까지 돕는 것으로 판단된다. 즉, PCI와 CPCI 설계식에서 사용하중 이전에 초기균열 발생을 막기 위해서는 기존의 식의 요구량보다 추가적인 보완이 필요한 것으로 판단된다.

### 5. 결 론

본 연구에서 게르버보의 댐단부는 PCI와 CPCI 배근방법

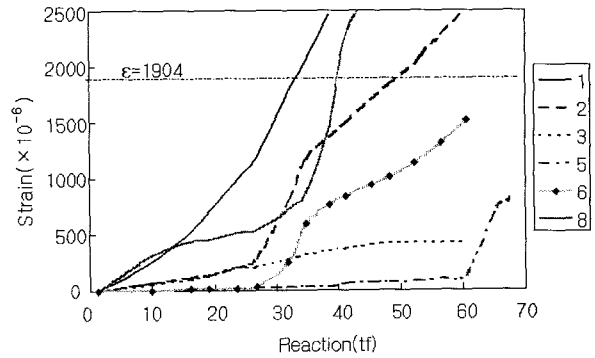


Fig. 26 Steel strain-reaction relationships(G-2-A)

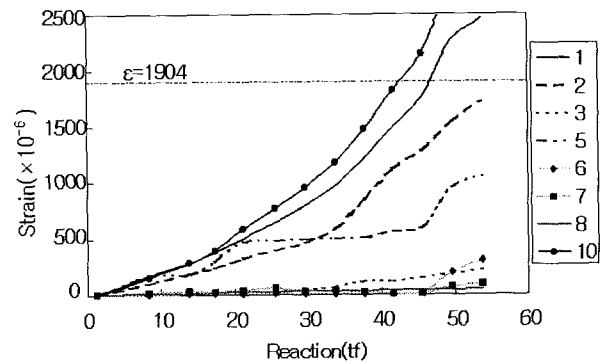


Fig. 27 Steel strain-reaction relationships(G-2-B)

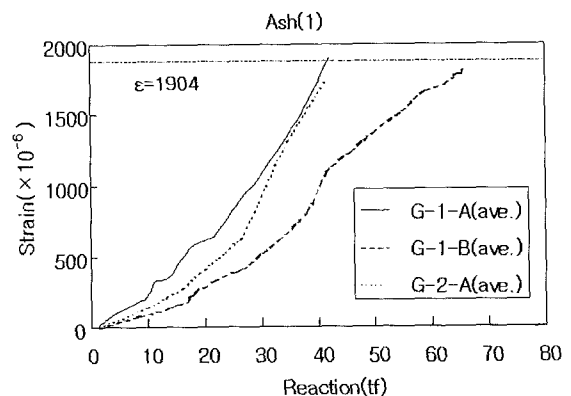


Fig. 28 Steel strain-reaction relationships(Ash)

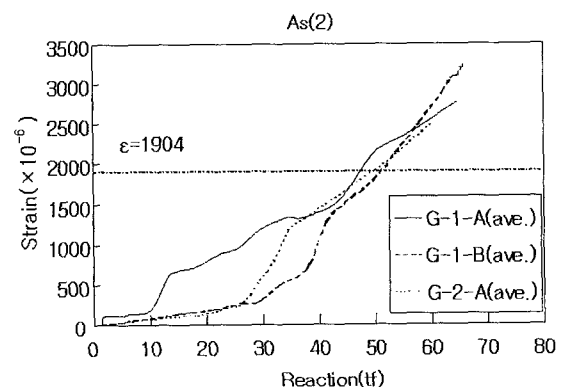


Fig. 29 Steel strain-reaction relationships(As)

에 의하여 설계하였고, 남은 두 단부는 본 연구에서 고려한 배근방법으로 배근하였다. 실험에서 고려한 댄단부의 깊이는 프리캐스트 콘크리트의 깊이 77 cm와 토핑콘크리트의 깊이 18.2 cm를 합한 전체 보깊이의 1/2에 해당한다. 실물크기 게르버 U형보 2개에 4번의 전단실험을 수행하였다. 이 실험에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1) PCI와 CPCI 설계방법에 의한 모든 시험체는 사용하중의 32% 이전에 댄 모서리 요각부위에서 초기균열이 발생하였으며, 예상 공칭강도에는 못 미치나 설계강도를 상회하여 종국 파괴되었다.

2) 결이철근량을 PCI 요구량보다 증가시킬수록 초기균열 제어에 효과적이었으며, 폭 넓은 균열을 발생시키며 연성적으로 파괴되었고 강도도 증가하였다.

3) CPCI 설계방법에 의한 시험체는 PCI 시험체에 비하여 보다 연성적으로 파괴되었다.

### 감사의 글

이 연구는 (주)삼성물산 삼연 PCE와 건설교통부의 연구비 지원으로 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

### 참고문헌

1. 박현석, 김인규, 유승룡, "최소자중 프리캐스트 프리스트레스트 게르버 U형보의 최적화," 콘크리트학회 논문집, 제14권 3호, 2002, 6.
2. 김상식, 유승룡, "프리스트레스트를 도입한 장스팬 PC골조 구조 시스템의 개발," 건설교통부 보고서, 2000건설교통부.
3. Mattock, A. H., Chen, K. C. and Soongswany, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, Vol. 21, No. 2, March-April, 1976.
4. *PCI Design Handbook*, Fifth Edition, Chicago, Illinois, 1999. pp.4~61
5. Cook, W. and Mitchell, D., "Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 38, No 1, March-April 1988.
6. James G. MacGregor, "Reinforced Concrete," Third Edition, Prentice-Hall.
7. Mattock, A. H., and Chan, T. C., "Design and Behavior of Dapped End Beams," *PCI Journal*, Vol. 24, No. 6, November-December, 1979.

### 요 약

게르버보의 댄단부는 PCI와 CPCI 배근방법에 의하여 설계하였고, 남은 두 단부는 본 연구에서 고려한 배근방법으로 배근하였다. 본 실험에서 고려한 댄단부의 깊이는 프리캐스트 콘크리트의 깊이 77 cm와 토핑콘크리트의 깊이 18.2 cm를 합한 전체 보깊이의 1/2에 해당한다. 실물크기 게르버 U형보 2개에 대하여 4회의 전단실험을 수행하였다.

PCI와 CPCI 설계방법에 의한 모든 시험체는 사용하중의 32% 이전에 댄 모서리 요각부위에서 초기균열이 발생하였으며, 예상 공칭강도에는 못 미치나 설계강도를 상회하여 종국 파괴되었다. 결이 철근량을 PCI 요구량보다 증가시킬수록 초기균열 제어에 효과적이었으며, 폭 넓은 균열을 발생시키며 연성적으로 파괴되었고 강도도 증가하였다. CPCI 설계방법에 의한 시험체는 PCI 시험체에 비하여 보다 연성적으로 파괴되었다.

**핵심용어 :** 프리스트레스트, 프리캐스트, 전단, 댄단부, 초기균열, 게르버 보, 직사각형 단면