

# 내민길이를 고려한 $700\text{kg}/\text{cm}^2$ 고강도 콘크리트 골조의 구조적거동

## The Structural Behavior of $700\text{kg}/\text{cm}^2$ High Strength Concrete Frames Considering Extension Distances at Joints

신성우\*                      안종문\*\*                      윤영수\*\*\*                      이승훈\*\*\*\*  
Shin, Sung Woo    Ahn, Jong Mun    Yoon, Young Soo    Lee, Seung Hoon

### 요 약

R/C 라멘골조에 있어서 수직부재(기둥, 벽등)에 수평부재(보, 슬라브등)의 콘크리트강도보다 1.4 배가 넘는 강도의 콘크리트를 분리타설할 경우 ACI 318R-89 R10.13.1은 수직부재에 타설한 콘크리트가 수평부재로 2ft(60cm)이상의 내민길이를 확보하도록 규정하고 있다. 이에 따라 본 연구는 이 규정을 그대로 적용하기에 앞서 실험적인 검증을 통한 구조적인 안전성을 확보하기 위하여 고강도 콘크리트 내민길이, 콘크리트 압축강도 등을 주요변수로 하여 총 6개의 실험체를 제작하여 실험 및 분석하였다.

실험결과 압축강도 및 내민길이의 증가에 따라 각 실험체의 연성능력은 증가하는 것으로 나타났으며 R/C 라멘골조에 고강도 콘크리트와 보통강도 콘크리트를 분리타설할 경우 균열발생상황, 집합부에서의 거동 등을 고려할 때 고강도 콘크리트의 내민길이는  $2h$ ( $h$ =보의 전체높이) 정도를 확보하여야 할 것으로 보여진다.

### Abstract

ACI 318-89 recommends that when the specified compressive strength of concrete in a column is greater than 1.4 times that specified for a floor system, top surface of the column concrete shall extend 2ft(600mm) into the slab from the face of column to avoid unexpected brittle failure. Six test specimens were cast and tested on 2/3 scale frame specimens having different extension distances and compressive strength of concrete as the major variables. The paper discusses the performance of the frames in terms of ductility and also presents the assessment of the ACI 318-89 provisions. The test results showed that the ductility index were increased with increasing of compressive strength of concrete and extension distance. And top surface of the column concrete should extend  $2h$ ( $h$ =overall depth of beam) into the beam from the face of the column to avoid unexpected brittle failure in frame.

Keywords : ACI 318-89, high strength concrete, middle high strength concrete, frame, extension distance, ductility index.

\* 정회원, 한양대학교 건축공학과 부교수, 공박  
\*\* 한양대학교 건축공학과 연구원  
\*\*\* 정회원, (주)삼성건설 기술연구소 선임연구원, 공박  
\*\*\*\* 정회원, (주)삼성건설 기술연구소 선임연구원

• 본 논문에 대한 토의를 1994년 12월 31일까지 학회로 보내주시면 1995년 2월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

# 1. 서 론

건축·토목분야에서 콘크리트가 사용되기 시작한 이후 콘크리트의 고품질화 및 고강도화는 현재까지 급속한 발전을 하여왔고 그의 경제적이고 효율적인 이용을 위한 연구는 활발히 진행되고 있다. 그러나 점차 사용빈도가 증가하고 있는 고강도 콘크리트에 대한 재료적인 연구는 상당히 많은 결실을 맺고 있지만 실제 구조물에 적용할 경우에 발생할 수 있는 시공상의 문제점에 대한 연구 및 실시공은 그다지 많지 않은 실정이다. 특히 고강도 콘크리트는 압축강도의 증가에 비해 인장강도의 증가가 현저히 작기때문에 구조물의 전체 골조에 고강도 콘크리트를 적용하였을 경우 경제성과 낮은 인장강도의 문제점으로 인한 사용의 어려움이 발생하게 된다. 따라서 고강도 콘크리트는 압축부재(주로 수직부재)에 사용하는 것이 구조적으로 유리하며, 제조단가가 보통강도 콘크리트보다 높기때문에 휩부재(주로 수평부재)에는 수직부재보다 다소 낮은 강도의 콘크리트를 사용하는 것이 매우 경제적인 방법일 것이다. 그러나 수직부재(벽, 기둥 등)와 수평부재(보, 슬래브 등)에서 서로 다른 강도의 콘크리트를 타설할 경우 수직부재의 타설을 전부 마친 후, 수평부재를 타설하는 순서가 되어야 하는데 이때 수직부재에 타설한 콘크리트가 수평부재까지 흘러 들어가는 거리 및 시

공정확보를 위한 적절한 기준치가 필요하게 된다. 또한 분리타설하는 고강도 콘크리트는 실제 타설에 앞서 고강도 콘크리트 부재의 구조실험이 선행되어 구조적 안정성을 확보한 후 사용하는 것이 바람직하다. 특히 수직부재와 수평부재의 강도가 다르게 타설된 경우 같은 콘크리트라 할지라도 강도가 서로 다른 두가지 콘크리트의 경계면에 대한 구조적 안전성에 의문점을 가지게 된다.

이러한 점을 고려하여 ACI 318-89 R10.13.1<sup>(1)</sup>과 국내의 건설부 제정 “극한강도설계법에 의한 철근 콘크리트 구조계산 기준 및 해설” 4.2.6(1)항<sup>(2)</sup>에서는 수직부재의 콘크리트 강도가 수평부재에 사용되는 콘크리트의 강도의 1.4배 이상일 경우에는 수직부재면으로부터 수평부재쪽으로 2ft(60cm) 이상의 내민길이를 확보하도록 규정하고 있다. 이러한 규준에 따라 구비등에서는 실제 시공을 하고 있지만<sup>(3)</sup> 이에 대한 연구결과는 거의 없는 실정이다. 또한 국내의 경우도 이에 대한 실제 시공 및 연구가 일부 있었으나<sup>(4~6)</sup> 이것은 주로 바닥구조인 슬래브에 대한 확대규정을 적용한 것으로서 바닥구조를 지지하고 있는 보나 기어터 등에 대해서는 구체적인 언급이 없어 이러한 부재에 대한 연구와 규준의 제정이 필요하리라 사료된다. 따라서 이러한 점을 확증하고 보완하기 위한 방법의 하나로서 실제구조물과 거의 동일한 형태의 실험체를 제작하여 수행한 실험결과를 고찰·분석하여 실제 건

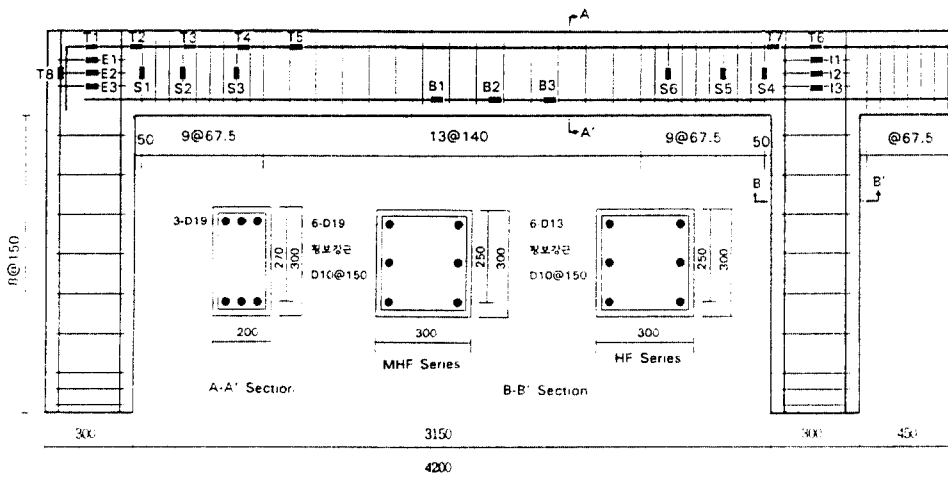


Fig. 1 Details of specimens (unit : mm)

물에 500kg/cm<sup>2</sup> 이상의 고강도 콘크리트를 적용할 경우, 이에 대한 충분한 안전성을 확보하는데 본 연구의 목적을 두고 있다.

## 2. 실험

### 2.1 실험체 계획

본 연구의 대상으로 선정된 실험체는 R/C라멘 골조의 외단과 내부 연속단을 가정한 내부기둥과 외부기둥을 가지는 Frame으로서, 실험체는 총 6개이며 ACI 318-89에서 심진지역(High Seismic Zone)에 대한 내진규정인 21장에 따라 설계하였다. 설계된 실험체의 크기는 기둥단면이 300×300mm, 길이 1,500mm 보 단면은 200×300mm, 스패น 3150mm이며, 내부접합부의 연속성을 부여하기 위해 내부기둥에서 450mm를 내밀도록 하여 전 실험체가 4,200mm의 동일한 길이를 가지도록 계획하였고, 실험체 상세는 Fig. 1에 그의 특성은 Table 1에 나타나 있다.

Table 1 Properties of specimens

Specimen	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		a/d	Flexural Strength Ratio (M <sub>u</sub> =ΣM <sub>u</sub> /ΣM <sub>u</sub> )	Extension Distance h(cm)*	Shear Confinement (V <sub>u</sub> =%)**	ρ <sub>t</sub>	ρ <sub>h</sub> ***
	Column	Beam						
MHF 0	500	270	3.5	1.4	0(0)	100	0.0159	0.286
MHF 1	500	270	3.5	1.4	1(30)	100	0.0159	0.286
MHF 2	500	270	3.5	1.4	2(60)	100	0.0159	0.286
HF 0	700	270	3.5	1.4	0(0)	100	0.0159	0.204
HF 1	700	270	3.5	1.4	1(30)	100	0.0159	0.204
HF 2	700	270	3.5	1.4	2(60)	100	0.0159	0.204

\* h=보의 전체 출

\*\* V<sub>u</sub>=A<sub>v</sub>/A<sub>v(ACI)</sub> (A<sub>v</sub>=전단보강단량, A<sub>v(ACI)</sub>=ACI 소요전단보강단량)

\*\*\* ρ<sub>t</sub>/ρ<sub>b</sub>: 배근지수(ρ<sub>t</sub>=인장철근비, ρ<sub>b</sub>=평형철근비)

실험체 MHF-2는 다음을 의미한다.

MH : Middle High Strength Concrete

F : Frame

2 : 내밀길이 (0 : 0cm, 1 : 30cm, 2 : 60cm)

이상과 같은 실험체 선정 및 실험체명에 따른 주요변수를 고강도 콘크리트의 내밀길이, 콘크리트 압축강도로 하여 각 변수에 따른 실험체의 거동을 관찰하였다.

### 2.2 사용재료 및 배합

본 연구에 사용된 시멘트는 D사 1종 포틀랜드 시멘트이며 세골재는 강모래를, 조골재는 최대지름 25mm의 채석을 사용하였다. 유동성확보를 위하여 고유동화제로 나프탈렌계의 Super-20을 사용하였고, 콘크리트 제조단가 절감 및 장기강도 증진을 위하여 충남 보령산의 유연탄계 플라이 애쉬를 사용하였으며, 700kg/cm<sup>2</sup>에는 실리카 흙(Force-10000)을 사용하였다. 철근은 모두 SD 40으로서, 기둥 주근으로는 보와 기둥의 휨강성비인 1.4를 만족하기 위하여 MHF Series에는 D19를, HF Series에는 D13을 사용하였으며, 보 주근으로는 전 실험체에 동일하게 D19를 사용하였다. 그리고 보 전단보강근과 기둥의 횡보강근으로는 D10을 사용하였다. 콘크리트 타설은 S사의 현장 B/P에서 레미콘을 이용하였으며 기둥 콘크리트와 보 콘크리트 사이의 분리타설면에서 콘크리트의 흐름을 방지하기 위하여 배근된 철근사이에 합판을 끼워넣어 기둥에 고강도 콘크리트를 먼저 타설한 후 보에 보통강도 콘크리트를 타설하였다. 콘크리트타설과 동시에 강도에 따라 KS F 2402에 따른 슬럼프시험을 실시하였다.

### 2.3 콘크리트 압축강도 시험

콘크리트압축강도 측정용 공시체는 KS F 2404에 따라 Φ10×20cm로 제작하였고 공시체 제작후 1일간 대기 양생을 한후 탈형하여 20~25℃ 정도의 온도에서 수중양생을 하였고, KS F 2405에 의해 재령에 따른 압축강도시험을 실시 하였다. 사용기기는 200ton용량의 U.T.M이며 압축강도 시험시편심을 최소화하고 재하면에 고른 응력분포를 위하여 공시체의 상하부분을 유황으로 캡핑(Capping)하였다. 이와같은 방법으로 측정된 압축강도는 재령 28일에서 MHF Series가 584kg/cm<sup>2</sup>, HF Series가 819kg/cm<sup>2</sup>의 값을 나타내었으며 이를 KS F 2405에 따라 표준 공시체(15×30cm)에 대한 보정계수 0.97을 곱하였을 때 각각 567/cm<sup>2</sup>, 794kg/cm<sup>2</sup>의 강도를 나타내었다.

## 2.4 실험체 설치

실험체의 설치상황이 Fig. 2에 나타나 있으며 하중재하에 따른 실험체의 처짐과 보-기둥 집합부의 회전변위를 측정하기 위하여 Fig. 2에서처럼 다이얼 게이지(Dial Gauge)를 설치하였으며, 철근의 변형도를 측정하기 위하여 Fig. 1과 같이 집합부내의 횡보강근과 보 주근, 그리고 전단보강근에 총 21개의 Wire Strain Gauge를 부착하였다. 또한 내부기둥에서는 회전변위가 0인 연속단의 조건을 만족하기 위하여 실험전에 내부기둥으로부터 내민보에 대하여 Fig. 2처럼 400×300×40mm의 철판(Steel Plate)과 반력골조(Strong Frame)를 강봉으로 연결하였다. 가력기기는 최대용량 200ton의 유압잭으로써 실험체를 Strong Frame 위에 양지점을 맞추어 설치한 후 a/d에 맞추어 보 상부면에 2점가력하였으며 Dial Gauge 및 Strain Gauge는 Data Logger에 연결하여 이상유무를 확인한 후 영점조정을 하였다.

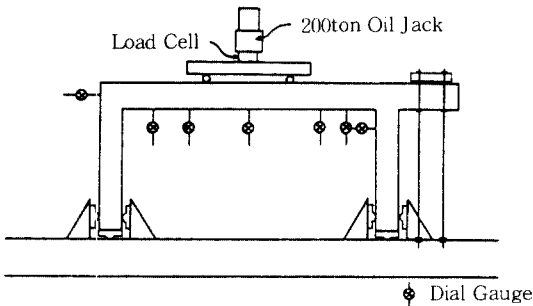


Fig. 2 Test set-up

## 2.5 하중재하 및 측정

실험체를 설치한 후 실험체 예상최대하중의 1/3까지는 하중조절에 의해 실험을 진행하였고, 이후부터 실험종료까지는 실험체 중앙부의 Dial Gauge에 나타나는 실험체의 처짐과 Logger에 의한 변위조절로서 진행하였다. 실험 Data를 습득하기 위하여 가력하중, 변위, 변형율에 관한 것은 Data Logger를 사용하였고 가력시 발생한 균열들을 확인하기 위하여 실험체에 검정색 펜으로 발생하는 균열을 그리면서 가력하중을 표시하였다.

## 3. 실험결과 및 분석

### 3.1 일반적 파괴양상

모든 실험체에서 가력초기에 보중앙부의 하부

Table 2 Test results

Specimen	f'(kg/cm <sup>2</sup> )		Initial Crack Load(ton)				Max. Load (ton)	Max. Def. (mm)
	Column	Beam	Flexural	Diagonal	Ext. Joint	Int. Joint		
MHF-0	567	297	7.46	21.20	15.08	17.10	41.06	93.35
MHF-1	567	297	9.23	21.00	14.30	15.10	40.60	83.88
MHF-2	567	297	11.90	23.94	17.90	15.40	40.77	61.94
HF-0	794	297	8.47	25.10	10.97	16.67	36.53	79.94
HF-1	794	297	8.39	18.43	18.60	15.40	39.35	91.91
HF-2	794	297	6.46	18.78	18.78	16.03	36.93	95.09

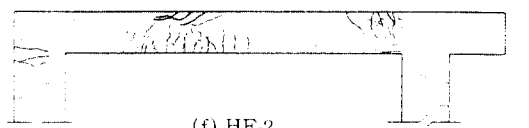
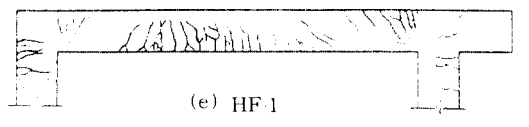
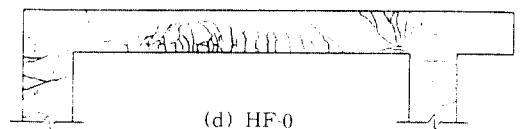
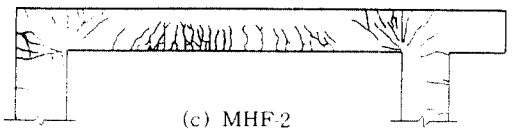
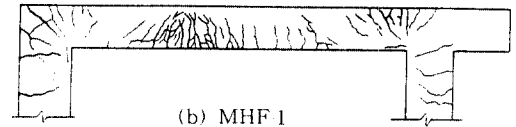
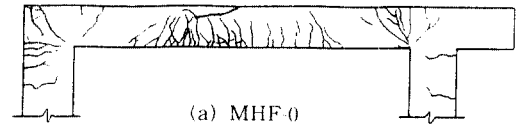


Fig. 3 Failure mode

에서 초기 휨균열이 발생하였고 하중이 증가함에 따라 외부접합부의 기둥상부 외측에 균열이 발생하였으며, 이와함께 보중앙부의 처짐이 계속 증가하였다. 이어 외부측 가력점 하부에서 집중적인 휨균열이 발생하면서 사인장 균열로 이어졌고, 최대하중의 80%정도에 도달했을 때 외부측 가력점 부근에서 약간의 압괴가 발생하였고, 양측 접합부의 콘크리트 피복이 떨어져 나가면서 양측기둥의 접합부 코아(Joint Core)로부터 30~50cm 떨어진 부분에서 집중적인 균열의 진전과 균열폭이 크게 열리기 시작하였다. 최대하중을 지난 후 최대하중의 약 80%까지 하중이 감소하면서 중앙부 변위는 크게 증가하였으며 모든 실험체는 거의 동일한 파괴형태를 나타내었다. 이상과 같은 각 실험체별 실험결과가 Table 2에 나타나 있으며 각 실험체별 최종파괴양상이 Fig. 3(a)~(f)에 나타나 있다.

### 3.1.1 압축강도의 영향

본 실험체에 적용한 기둥의 콘크리트 압축강도는 MHF Series가 567kg/cm<sup>2</sup>/28일 이고 HF Series가 794kg/cm<sup>2</sup>/28일로서 Fig. 3에서 알 수 있는 것처럼 압축강도에 관계없이 전 실험체의 최종파괴양상은 거의 비슷하게 나타났다. 보에서의 균열발생양상은 초기 휨균열발생이후 MHF Series가 HF Series보다 빠르게 휨균열이 사인장균열로 이어졌으며, 내부기둥에서 보쪽으로 50cm까지의 거리에 발생한 사인장 균열도 MHF Series에 더 많이 발생하여 콘크리트 피복이 떨어져 나가는 것을 알 수 있었다. 그러나 최대하중이후 실험체가 최종파괴에 이르기까지 새로운 균열의 발생이나 이미 발생한 균열의 확산범위 및 속도, 그리고 벌어지는 폭은 MHF Series나 HF Series 모두 거의 비슷한 양상을 나타내었다. 기둥의 경우에는 MHF Series가 HF Series보다 균열이 훨씬 더 심하게 발생하였으며, 특히 외부접합부의 경우 기둥과 보의 접합부인 코아에서 많은 균열의 발생과 함께 콘크리트 피복이 많이 떨어져 나간 것으로 나타났는데 이는 보에 가력하는 하중의 증가에 따라 보의 처짐이 증가하였고, 접합부 코아에 정착된 보 상부근이 인장력을 받으면서 단부의 회전변위가 크게 증가하여 외부기둥의 콘크리트 피복

이 떨어져 나가게 된 결과로 사료된다. 이것으로부터 콘크리트가 하중을 부담한 이후 철근에 의해 부재의 거동이 지배되는 최대하중이후부터 최종 파괴에 이르기까지의 거동은 콘크리트강도가 증가하더라도 큰 영향을 받지 않는 것을 알 수 있다. 그러나 동일한 내민길이와 휨강도비를 가질 경우 콘크리트 강도의 증가에 따라 철근과의 부착력, 콘크리트 자체의 구속력 등이 증가하게 되고, 이에 따라 미세균열(Micro crack)등의 발생을 억제하여 균열발생상황은 콘크리트 강도가 증가할 수록 안정적인 것으로 사료된다.

### 3.1.2 내민길이의 영향

각 실험체에 적용한 고강도 콘크리트의 내민길이는 보-기둥 접합면으로부터 각각 0, 1, 2h(h=보의 전체 춤)로서 내민길이에 따른 실험체의 파괴양상은 0h를 가지는 실험체(MHF-0, HF-0)가 가장 위험한 것으로 나타났으며, 내민길이가 1h, 2h로 증가할 수록 실험체의 균열발생 양상은 안정적인 것으로 나타났다. 모든 실험체가 내민길이와는 관계없이 초기 휨균열은 거의 비슷한 위치에서 발생하였으나, 초기 균열 이후의 거동은 내민길이가 0h를 가지는 실험체의 경우 보-기둥 접합부 코아에서 피해가 급격하게 진전되었으며, 균열폭의 벌어짐과 콘크리트 피복의 떨어짐 등이 함께 발생하였다. 또한 내민길이가 1h, 2h인 실험체의 경우는 접합면으로부터 약 20~30cm 거리에서 약간의 사인장균열이 발생하였지만 초기균열발생이후 더 이상의 균열 진전은 없었으며, 내부 접합면에서의 균열발생이 외부접합면의 경우보다 많은 균열이 발생하면서 접합면 하부의 피복이 떨어져 나가는 것으로 나타났는데 이는 내부 접합부는 연속단으로서 회전변위가 없음으로 인해 접합부 코아보다는 접합면으로 균열이 집중되었기 때문으로 사료된다. 따라서 고강도 콘크리트의 분리타설면을 따라서는 균열이 거의 발생하지 않는 것으로 나타나 R/C 라멘골조의 경우 본 연구의 변수로 선정된 고강도 콘크리트의 내민길이는 2h(h=보의 전체 춤)정도를 확보하는 것이 안정적으로 사료된다.

### 3.2 하중-처짐곡선

재하된 하중과 실험체의 중앙부에서 측정된 처짐에 대한 하중-처짐곡선이 Fig 4(a)~(b)에 나타나 있다. 보 주근의 항복이전까지는 모든 실험체의 초기 곡선의 기울기가 비슷하게 나타나 초기강성은 거의 동일한 것을 알 수 있었다. 그러나 최대하중이후 MHF Series는 급격하게 하중지지능력이 감소하면서 최대하중의 약 80%까지 하중이 감소하였으나, HF Series의 경우는 하중지지능력의 별다른 감소없이 최대하중이후까지 계속적으로 처짐만 증가하는 것으로 나타났다. 이것은 가력초기의 실험체 기동은 보에서의 하중지지능력에 의해 지배되지만 외부 기동-보 접합부에서 발생하는 균열이 외부기동의 회전변위와 함께 증가하면서 파괴가 급속도로 진전되어 더 이상의 하중을 지지할 수 없는 상태에 이르기 때문에 최대하중이후 실험체의 기동은 외부 기동-보 접합부에서 지배되는 것으로 사료된다. 따라서 부재의 항복이후부터

는 가해지는 하중을 철근이 부담하기 때문에 동일한 단면에 대한 주근비가 큰 MHF Series가 HF Series보다 높은 최대하중을 부담하였으나, 최대하중 이후부터는 상대적으로 기동의 콘크리트 강도가 낮은 MHF Series의 하중지지능력이 급격히 감소하였고, 실험체의 최종처짐도 HF Series보다 감소하는 것으로 나타났다.

### 3.3 철근의 변형도

#### 3.3.1 보 주근의 변형도

앞의 Fig. 1에서와 같이 배근된 보 주근의 변형도를 측정된 결과가 Fig. 5(a)에 나타나 있다. Fig 5(a)에서 알 수 있는 것처럼 보 하부주근의 경우 중앙부에 위치한 Gauge B1은 모든 실험체에서 0.008이상의 변형도를 나타내어 항복한 것을 알 수 있었지만, 보중앙부로부터 30cm, 60cm 떨어진 위치에 각각 부착된 B2, B3 Gauge의 경우는 항복치인 0.002를 약간 초과하고 있고 중앙부로부터 거리가 멀어질 수록 철근의 변형도가 감소하고 있는 것을 알 수 있어 가력점 사이의 동일한 크기의 순수 휨구간에서도 부재의 실제적인 기동은 중앙부에서 가장 큰 모멘트 저항을 하며 이후 가력점으로 감에 따라 이러한 모멘트에 대한 저항이 적게 나타남을 알 수 있다. 또한 보 상부주근의 경우에는 내부기동쪽(T6, T7 Gauge) 주근의 변형도가 외부기동쪽(T1, T2 Gauge) 주근의 변형도보다 훨씬 크게 나타나 내부기동쪽의 주근은 모두 항복한 것을 알 수 있었으며, 기동 가운데에서의 변형도보다 보-기동 접합면에서 주근의 변형도가 크게 나타났다. 이것은 내부기동은 연속으로서 회전변

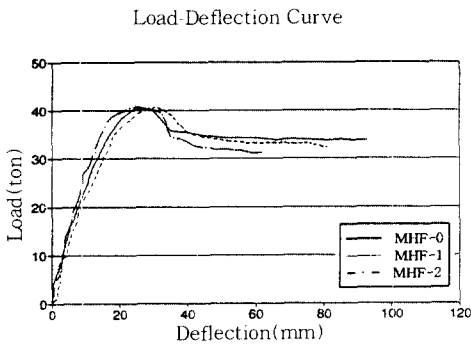


Fig. 4(a) Load-deflection curve(MHF series)

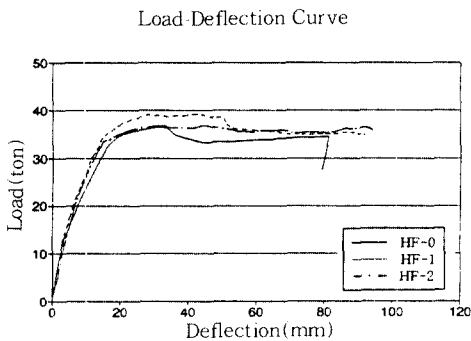


Fig. 4(b) Load-deflection curve(HF series)

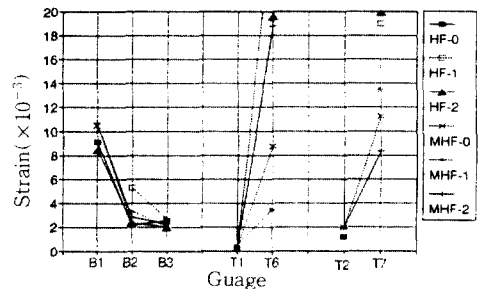


Fig. 5(a) Maximum strain of longitudinal reinforcement of beam

위가 일어나지 않아 철근의 변형도가 증가된 것으로 판단되며, 외부기둥의 경우는 보의 처짐에 따른 외부기둥의 회전으로 인해 보철근이 보와 함께 거동하기 때문으로 사료된다. 따라서 이는 기둥의 모멘트 전이에도 영향을 미치게 되어 외측접합부의 경우 단부 회전변형에 대한 저항을 기둥이 거의 부담하게 되는 것으로 사료된다.

### 3.3.2 접합부 Core내 횡보강근의 변형도

내·외부 접합부 Core내에 배근된 횡보강근의 변형도를 측정한 결과가 Fig. 5(b)에 나타나 있다. Fig. 5(b)에서 알 수 있는 것처럼 외부 접합부 Core내의 횡보강근의 변형도가 내부 접합부 Core의 경우보다 크게 나타났는데 이것은 가력하중의 증가에 따라 변형이 크게 나타난 외부 접합부 Core에서 균열이 집중되어 발생하였고, 이와 함께 콘크리트 균열폭의 벌어짐이 크게 증가하면서 외부쪽으로 콘크리트 피복이 떨어져 나가 이것을 억제하기 위한 횡보강근의 구속력이 증가하면서 변형도도 크게 증가하였기 때문으로 사료된다. 그러나 내부접합부 Core의 경우는 외부접합부 Core에서와 같은 현상이 발생하지 않았으며 이러한 변형도의 증가가 나타나지 않았다.

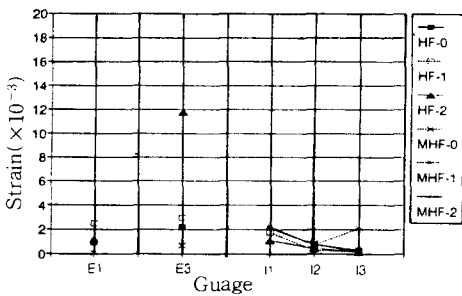


Fig. 5(b) Maximum strain of transverse confinement in joint core

### 3.3.3 전단보강근의 변형도

보에 배근된 전단보강근의 변형도를 측정한 결과가 Fig. 5(c)에 나타나 있다. Fig 5(c)에서 알 수 있는 것처럼 거의 모든 실험체의 전단보강근이 항복하지 않고 있으며 보-기둥 접합면으로부터 25cm의 거리에 배근된 전단보강근의 변형도가 약

간 높게 나타났다. 이러한 결과와 각 실험체별 균열발생상황 및 최종파괴양상을 고려하면 전단스팬비(=a/d) 3.5를 가지는 Frame의 경우 보-기둥 접합부 위험단면이 접합면으로부터 d(d=보의 유효층)의 거리에 형성되기 때문에 이 위치에서 부재는 전단에 대한 영향을 크게 받지만 그 외에는 전단에 대한 영향이 크게 나타나지 않음을 알 수 있으며 부재의 거동은 보의 휨거동 및 보-기둥 접합부에서의 거동에 의해 좌우됨을 알 수 있다.

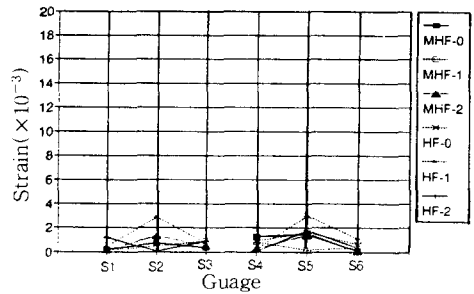


Fig. 5(c) Maximum strain of shear reinforcement of beam

## 3.4 연성능력

부재의 연성은 '처짐'으로 보통 표현되어지며, 연성을 평가하는데 있어서는 부재의 인장철근 항복시의 처짐을 기준으로 하여 부재의 최대하중시의 처짐과 부재의 최종처짐, 그리고 최대하중 이후 최대하중의 80%에서의 부재의 처짐을 고려하여 부재의 연성을 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다<sup>(7,8)</sup>.

$$\mu_0 = \Delta_0 / \Delta_y \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\mu_f = \Delta_f / \Delta_y \quad (\text{Eq. 2})$$

여기서  $\mu_0 = \Delta_0$ 에 의한 연성지표

$\mu_f = \Delta_f$ 에 의한 연성지표

$\Delta_y$  = 보 중앙부 인장철근 항복시의 처짐

$\Delta_0$  = 최대하중시의 처짐

$\Delta_f$  = 최대하중이후 최대하중의 80%에서의 처짐

본 연구에서는 연성의 개념이 하중지지능력에

있어서 실질적인 하중의 감소없이 비탄성변형에 저항하는 능력에 관계가 있고, 각 실험체별 실험 결과 하중-처짐 곡선에서 최대하중을 넘어서까지 계속해서 하중을 잘 지지했다는 점에서 연성능력을 결정하기 위한 식인 Eq. 2를 사용하였다. 각 실험체별 연성지표가 Table 3과 Fig. 6(a), (b)에 나타나 있다. 여기서 HF Series의 경우 Fig. 4(b)에서 알 수 있는 것처럼 실험종료시까지 최대하중의 80%까지 하중지지능력의 감소없이 일정한 하중을 부담하면서 처짐이 증가하여 최대하중의 80%에 해당하는 부분이 곡선에 나타나지 않아 실험체의 최종처짐을 기준으로 하여 연성지표를 계산하였다.

Table 3 Ductility index( $\mu$ )

Specimen	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\Delta_f$ (mm)	$\mu_1(\Delta_u/\Delta_y)$	$\mu_2(\Delta_f/\Delta_y)$
MHF 0	20.53	25.05	93.35	1.22	4.55
MHF 1	19.48	30.08	83.88	1.51	4.20
MHF 2	15.43	26.30	61.94	1.71	4.02
HF 0	16.13	33.59	81.36	2.08	5.04*
HF 1	14.24	42.47	91.91	3.00	6.45*
HF 2	13.00	33.59	95.09	2.58	7.32*

### 3.4.1 압축강도의 영향

Table 3과 Fig 6(a)에서 알 수 있는 것처럼 각 실험체의 연성능력은 4.02~7.32를 나타내어 철근 콘크리트 구조물의 내진설계시 PCA의 Dr. Ghosh가 요구하고 있는 제안치인 4~6범위<sup>(9)</sup>를 만족하는 것으로 나타났다. 고강도 콘크리트의 압축강도의 증가에 따른 연성능력은 MHF Series가 평균 4.26을, HF Series가 평균 6.27을 나타내어 강도가 증가함에 따라 약 1.5배정도 연성능력이 증가하는 것으로 나타났다. 이는 기둥에 적용하는 콘

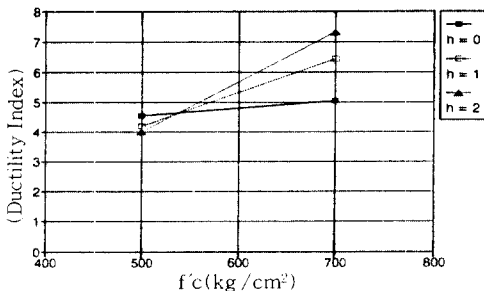


Fig. 6(a) Ductility vs compressive strength of concrete

크리트 강도의 증가에 따라 콘크리트 구속력이 증가하고 최대하중 이후에도 안정적인 하중지지능력을 유지하기 때문에 사료되며, MHF Series의 경우에는 최대하중이후 급격한 하중 지지능력의 감소로 부재의 연성능력 또한 감소하는 것으로 나타났다.

### 3.4.2 내민길이의 영향

고강도 콘크리트의 내민길이에 따른 각 실험체별 연성능력이 Fig. 6(b)에 나타나 있다. MHF Series의 경우 내민길이가 증가할수록 연성능력이 약간 감소하는 것으로 나타났지만, HF Series의 경우에는 내민길이에 비례하여 연성능력이 증가하는 것으로 나타났다. 이것은 콘크리트 압축강도가 증가함에 따라 기둥에서 보쪽으로 이어지는 고강도 콘크리트의 내민길이가 증가하면서 골조 실험체의 접합부 위험단면(보 위험단면)에서의 내력이 증가하게 되고 부재는 연성적인 거동을 나타내게 되기 때문으로 사료된다. 또한 MHF Series에서 내민길이가 증가함에 따라 연성능력이 약간 감소하는 것으로 나타난 것은 실험시 MHF Series 실험체의 최종 실험종료시점이 HF Series보다 빨라, 부재의 처짐이 HF Series보다 감소하여 부재의 처짐으로 결정되는 연성능력이 감소한 것으로 판단된다. 그러나 하중-처짐 곡선이나 HF Series의 연성지표와 비교하여 볼 때 내민길이의 증가에 비례하여 연성능력도 증가하는 것으로 사료된다.

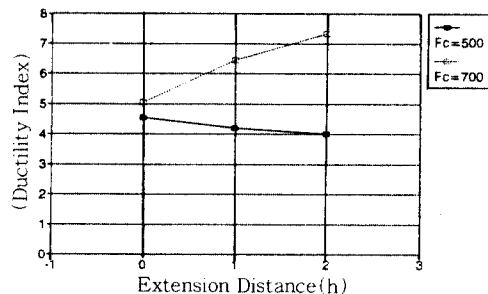


Fig. 6(b) Ductility vs extension distance of high strength concrete



0, 1, 2h(h=보의 전체춤)의 내민길이를 가지는 고강도 콘크리트(567, 794kg/cm<sup>2</sup>)와 보통강도 콘크리트(297kg/cm<sup>2</sup>)를 분리 타설한 R/C 라멘 골조 실험체의 구조실험을 수행한 본 연구의 결론은 다음과 같다.

1) 균열발생상황 및 철근의 변형율을 통해 알 수 있는 전단스팬비(=a/d) 3.5를 가지는 골조의 경우 부재의 거동은 초기에는 보의 휨거동에 의해 지배되지만 최대하중 이후부터는 외부 보-기둥 접합부 코아(Core)의 거동에 따라 지배되는 것으로 나타났다.

2) 압축강도의 증가에 따라 보-기둥 접합부 코아에서의 부착력, 콘크리트 자체의 구속력 등이 증가되어 실험체는 안정적 거동을 나타내었다.

3) 각 실험체의 연성능력은 4.02~7.32로서 휨강성비 1.4를 가지는 경우 기둥콘크리트의 압축강도가 증가함에 따라 부재의 연성능력은 증가하는 것으로 나타났으며, 내민길이가 증가할수록 연성능력도 증가하는 것으로 나타났다.

4) 골조(Frame) 구조에 고강도 콘크리트와 보통강도 콘크리트를 분리타설할 경우 균열발생상황, 접합부에서의 거동 등을 고려할 때 고강도 콘크리트의 내민길이는 2h(h=보의 전체춤) 정도를 확보하여야 할 것으로 보여진다.

1. ACI 318-89, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary - ACI 318-89", ACI, Detroit, MI.
2. 대한건축학회, "극한강도설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설", 대한건축학회, 1994. 4, pp. 75.
3. William Schmidt, Edward S. Hoffman, "9000 psi concrete - why? why not?", Civil Engineering-ASCE, May, 1975, pp. 52~55.
4. 신 성우 외 3명, "사무실 건축물에 플라이애쉬를 사용한 500kg/cm<sup>2</sup>이상의 고강도 콘크리트 시공", 한국콘크리트학회지, 제 5권 2호, 1993. 6, pp. 83~93.
5. 권 영호 외 3명, "700kg/cm<sup>2</sup> 고강도 콘크리트의 현장적용", 한국콘크리트학회 가을 학술발표대회 논문집, 제 5권 2호, 1993. 11, pp. 124~131.
6. 신 성우 외 5명, "고강도와 보통강도 콘크리트를 사용한 보-기둥 접합부의 구조적 거동" 한국콘크리트학회지, 제 4권 1호, 1992. 3, pp. 119~126.
7. Shin, S. W., Ghosh, S. K., Karama M., "Flexural Ductility, Strength Prediction, and Hysteretic Behavior of Ultra-High Strength Concrete Members", SP 121, ACI, Detroit, MI., 1990, pp. 239~264.
8. Shin, S. W., Ghosh, S. K., Moreno J., "Flexural Ductility of Ultra-High Strength Concrete Members", ACI Structural Journal, July-August, 1989, pp. 394~400.
9. Cohn, M.Z. and Ghosh, S.K., "The Flexural Ductility of Reinforced Concrete Section", S. M. Report No. 100, Solid Mech. Div., University of Waterloo.

(접수일자 : 1994. 7. 25)