

# 전단내력 감소식을 이용한 고강도 콘크리트 보의 파괴형식 판정 연구

## Decision of Ultimate Failure Mode of High-Strength Concrete Beams Using Degrading Shear Strength Model

장 일 영\*  
Jang, Il Young

송 재 호\*  
Song, Jae Ho

박 훈 규\*\*  
Park, Hoon Gyu

황 규 철\*\*\*  
Hwang, Kyu Chul

### ABSTRACT

The aim of this study is to present a practical and simple method for decision of ultimate failure mode of high-strength concrete beam members, based on interaction between shear strength and displacement ductility. Four tests were conducted on full-scale beam specimens having concrete compressive strength of 410kgf/cm<sup>2</sup>.

Prediction of failure mode from presented method and comparison with test results are also presented

### 1. 서론

철근 콘크리트 구조물이 지진과 같은 과도한 횡하중하에서 취성적인 전단파괴를 방지하기 위해서는 기둥이나 보 단부에서 발생하는 소성힌지영역에서 최대 휨내력 이상의 전단내력을 발휘하도록 적절히 전단보강을 할 필요가 있다. 그러나 최근에 발생한 고베지진에 대한 분석결과<sup>(1)</sup>에서도 나타났듯이 대변형으로 인한 소성힌지영역이 형성된 철근 콘크리트 부재의 전단내력은 현저히 감소하는 것을 알 수 있다. 이것은 소성힌지영역에서의 소성회전의 증가로 인한 휨-전단균열의 확대가 골재 사이의 마찰력에 의한 전단전달력을 감소시켜 결과적으로 부재의 전단내력을 현저히 감소시키기 때문이다. 이러한 현상은 전단력과 부재변형사이의 어떠한 연관성을 의미하는 것으로, ATC-6<sup>(2)</sup>에서는 부재 처짐연성의 증가에 따라 전단강도를 감소시킴으로써 부재의 연성적 휨파괴와 취성적 전단파괴의 구분을 위한 전단강도 평가모델을 제시하였다. 소성힌지영역에서의 전단강도 감소현상은 주로 콘크리트 부재의 변위에 따른 전단내력감소를 가져오므로 구조물의 변형성능과 파괴형식을 좌우하는 중요한 변수가 된다.

부재의 변형성능을 해석적으로 평가함에 있어서 무엇보다도 부재의 파괴형식을 우선적으로 검토하여야 할 필요가 있다. 적절히 전단 보강된 부재의 경우에는 어떠한 전단균열의 발생 없이 순수 휨에 의한 파괴가 예상되지만, 이러한 경우에도 단순히 휨변위와 전단균열에 의한 변위를 중첩할 경우 부재의 연성을 과대 평가 할 우려가 있기 때문이다. 따라서 본 연구에서는 휨에 의한 부재 하중-변위 거동과 변위 증가에 따른 전단내력감소 효과를 중첩하여 철근 콘크리트 부재의 파괴형식을 판정할 수 있는 방법에 대한 검토 연

\* 정회원, 금오공과대학교 토목공학과 교수

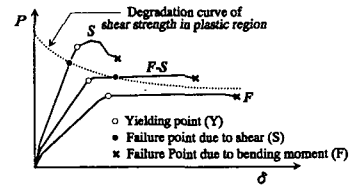
\*\* 정회원, 금오공과대학교 토목공학과 강사

\*\*\* 정회원, 금오공과대학교 토목공학과 석사과정

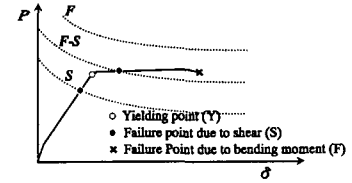
구를 수행하였다.

## 2. 파괴형식 판정방법

철근 콘크리트 부재의 파괴형식은 다양하게 분류할 수 있으나, 본 연구에서는 크게 휨(휨-인장 또는 휨-압축)에 의한 파괴와 전단(휨-전단압축, 휨-전단인장, 휨-사인장)에 의한 파괴로 구분하였으며, 전단보강근이 없는 실험체에서 보이는 휨균열 이전의 사인장 균열에 의한 과도한 취성파괴는 제외하였다. 철근 콘크리트 부재의 하중-변위 관계로부터 부재 파괴형식을 결정하는 방법을 Fig.1에 나타내었다. Fig.1은 부재연성과 전단강도의 상호작용을 고려한 ATC-6 모델<sup>(2)</sup>을 도입한 것으로 하중-변위 곡선과 변위증가에 따른 전단내력 감소 곡선의 교차점(S)이 부재의 전단파괴점(S)이 된다. Fig.1에서와 같이 부재항복점(Y) 이전에 전단한계점(S)에 도달한 경우를 전단파괴(S), 전단한계점(S)이 부재항복점(Y)과 휨 변형해석에 의한 휨 변형한계점(F) 사이에 위치할 경우를 휨항복후-전단파괴(F-S), 그리고 전단한계점(S)이 휨 한계점(F)을 초과하는 경우를 휨파괴(F)로 볼 수 있다. Fig. 1(a)에서와 같이 주철근량 증가로 인하여 부재 휨강도가 증가할수록 그 부재는 전단보강을 강화하지 않는 한 휨항복 이전에 취성적 전단파괴가 발생할 가능성이 커지게 된다. 이와 반대로 Fig.1(b)에서와 같이 부재 휨내력이 일정할 경우 전단보강근 량의 증가는 전단내력이 휨내력을 증가하여 순수한 휨파괴를 유도하게 된다.



(a) according to tension steel ratio



(b) according to web reinforcement ratio

Fig.1 Decision of ultimate failure mode

## 3. 기존 전단강도식

본 연구에서는 부재의 파괴형식을 결정하기 위해 부재 연성변화에 따른 소성힌지영역에서의 전단내력 감소를 표현한 New-RC<sup>(3)</sup>, Priestley 모델<sup>(4)</sup>과 대표적으로 적용되거나 비교대상으로 인용되는<sup>(5)</sup> ACI-318, Zutty 및 大野·荒川의 전단강도 추정식을 이용하여 실험치와 비교·검토하였다.

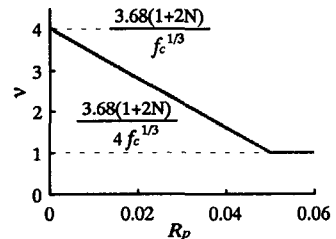
New-RC<sup>(3)</sup>의 연구에서는 보통강도의 철근 콘크리트 부재로부터 고강도의 부재까지 적용 가능한 트러스 모델과 아치 모델에 의한 전단강도 평가식을 검토하여 일본건축학회 인성평가법과 CEB-MC90의 콘크리트 강도 유효계수를 이용하여 철근 콘크리트 보 및 기둥부재의 콘크리트 유효계수  $\nu$ 와 트러스 기구의 각도  $\cot \phi$ 를 Fig.2와 같이 소성회전각( $R_p$ )을 고려하여 보정한 전단강도식을 식(1)과 같이 제시하였다.

$$V_u = b j \rho_w f_{wy} \cot \phi + \alpha(1 - \beta) b d \nu f_c \leq b j \nu f_c / 2 \quad (1)$$

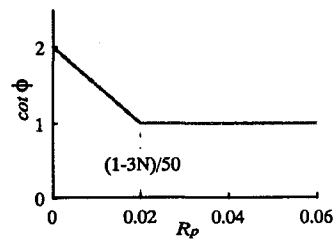
$$\alpha = \frac{\{\sqrt{1 + (L/d)^2} - L/d\}}{2}, \quad \beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) \rho_w f_{wy}}{\nu f_c}$$

$$\nu_o = \frac{3.68(1+2N)}{f_c^{1/3}} \leq 1, \quad N_o = N / (A_g f_c), \quad f_{wy} \leq 399 \sqrt{\nu_o f_c}, \quad \cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3N - 50R_p \quad (0 < R_p \leq \frac{1-3N_o}{50})$$



(a)



(b)

Fig.2 Relationships between (a)  $R_p$  and  $\nu$ , (b)  $R_p$  and  $\cot \phi$

$$= 1.0 \left( \frac{1-3N_o}{50} < R_p \right)$$

$$B = j/(2ad), \quad C = \sqrt{\frac{\nu f_c}{\rho_w f_{wy}} - 1}, \quad \nu = (1-15R_p)\nu_o \quad (0 < R_p \leq 0.05)$$

$$= 0.25\nu_o \quad (0.05 < R_p)$$

여기서,  $b$ 는 단면 폭,  $j$ 는 내력 중심간 거리,  $\rho_w$ 는 전단철근비,  $f_{wy}$ 는 전단철근의 항복강도(kgf/cm<sup>2</sup>)이다.

Priestley등<sup>(4)</sup>은 기둥부재의 변위 또는 연성에 따른 전단력의 감소를 고려하지 않은 기존의 전단내력 산정방법은 부재의 연성이 클수록 실측 전단강도에 비해 지나치게 안전측으로 산정됨을 강조하였으며, Fig.3과 같이 부재 변위연성 증가에 따른 소성영역 콘크리트의 전단저항력 감소계수  $k$ 를 도입한 식(2)의 전단강도식을 제시하였다.

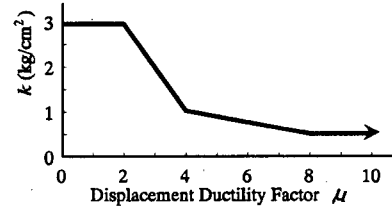


Fig.3 Relationship between displacement ductility and strength of concrete shear-resisting mechanisms

$$V_u = V_c + V_s + V_p \quad (2)$$

$$V_c = 0.32k\sqrt{f_c}(0.8A_g), \quad V_p = N\frac{j}{2a}$$

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} d_c \cot \phi}{s} : \text{사각단면}, \quad V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_w d_c j \cot \phi}{s} : \text{원형단면},$$

여기서,  $A_g$ 는 부재 단면적,  $d_c$ 는 띠근 또는 나선근 중심간 거리로 측정된 단면 심부(core)지름,  $N$ 은 축력,  $a$ 는 전단-스팬길이이다.

Priestley등은 콘크리트 압축연단에서의 변형이 극한변형에 도달했을 때의 처짐을 극한변위로 보았으며, 전단균열각  $\phi=30^\circ$ 를 기준으로 하였다.

대표적인 전단력 추정식은 식(3)~(5)와 같다. 식(3)과 식(5)는 축력을 고려하여 보와 기둥부재에 적용이 가능하다.

$$\text{ACI-318:} \quad V_u = (0.5\sqrt{f_c} + 176\rho_w \frac{V_{uf}}{M_m} d)bd + \frac{A_w f_{wy} d}{s} \quad (3)$$

$$M_m = M_{uf} - N_{uf} \frac{4D-d}{8}$$

$$\text{Zutty:} \quad V_u = 10.774 \left( f_c \rho_w \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd + \frac{A_w f_{wy} d}{s} \quad (a/d \geq 2.5) \quad (4)$$

$$\text{大野·荒川:} \quad V_u = \left\{ \frac{0.12k_u k_p (180 + f_c)}{M/Vd + 0.12} + 2.7\sqrt{\rho_w f_{wy}} + 0.1N_o \right\} bd \quad (5)$$

$$k_p = 0.82 \rho_t^{0.23}, \quad k_u \approx 0.69$$

#### 4. 실험 및 해석결과 비교

##### 4.1 실험

실험에서 사용한 시멘트는 보통포틀랜드 시멘트, 굵은골재는 최대치수 19mm인 산지쇄석, 잔

Table 1. Mix proportions

Comp. Strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	W/B (%)	S/A (%)	Max. Agg. (mm)	Unit weight (kg/m <sup>3</sup> )							Slump range (cm)	Flow range (cm)
				W	C	FI	SI	G	S	Ad. (%)		
410	43	54	19	185	387.0	21.5	21.5	720	860	0.58	22±2	48±5

골재로는 강모래를 사용하였다. 혼화재로는 고로슬래그와 플라이애쉬를 사용하였으며 나플탈렌계 고성능감수제를 혼화제로 사용하였다. Table 1에 본 실험에서 사용한 콘크리트의 배합설계표를 나타내었으며, Table 2는 사용된 철근의 역학적 특성 실험결과이다. 철근콘크리트 보부재의 시험체 형상, 크기 및 배근에 대한 일례를 Fig.4에 나타내며, 시험체 제원 및 변동 인자 일부를 Table 3에 나타내었다.

Table 2. Strength properties of steel

Type	Yield Strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Yield Strain ( $\mu$ )	Modulus of Elasticity (kgf/cm <sup>2</sup> )	Max. Strength (kgf/cm <sup>2</sup> )	Elong. (%)
D10	4442	2186	$2.03 \times 10^6$	6243	16
D19	4455	1971	$2.26 \times 10^6$	6407	27

보 시험체의 제원은 단면높이 26cm(유효높이 12cm), 폭 14cm, 스패น 110cm(전단스패んび 2.5)로 시험체수는 총 4개이고 그리고 전단 구간에는 스티럽의 배근 간격을 달리하여 배근하였다.

Table 3. Test program for high-strength concrete beams

No.	Beam ID.	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Section (b x d) cm	a/d	Tension steel			Web reinforcement			
					No.	$\rho_t$ %	$\frac{\rho_t}{\rho_b}$	No.	s cm	$\rho_w$ %	$\frac{\rho_w}{\rho_w, ACI}$
1	4GF 7	410	14 x 21	2.5	2D19	1.952	0.526	D10	7	1.459	1.50
2	4GF10	410			2D19	1.952	0.526		10	1.021	1.05
3	4GF15	410			2D19	1.952	0.526		15	0.681	0.70
4	4GF20	410			2D19	1.952	0.526		20	0.511	0.53

#### 4.2 휨 휨변위 해석

Fig.5에 나타낸 것과 같이, 부재축에 따라 발생하는 실제 곡률분포는 균열 발생 단면에 의해 과상분포가 되며, 이 곡률분포를 이중적분함으로써 정확하게 구할 수 있다. 본 연구에서는 철근콘크리트 부재의 휨변위 산정을 위하여 실용적이며, 동시에 철근과 콘크리트의 부착특성을 직접적으로 고려 할 수 있는 휨모멘트-등가곡률 관계<sup>(6)</sup>를 이용하였다.

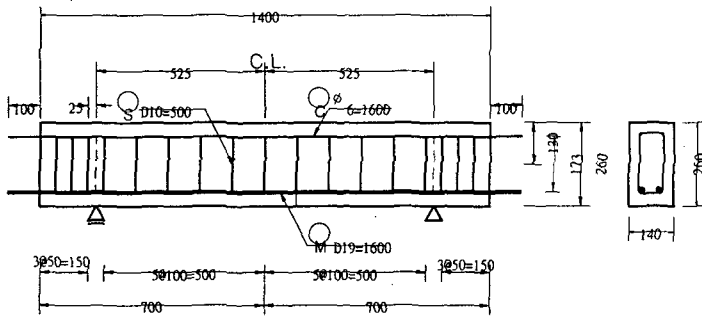


Fig.4 Detail of test specimens

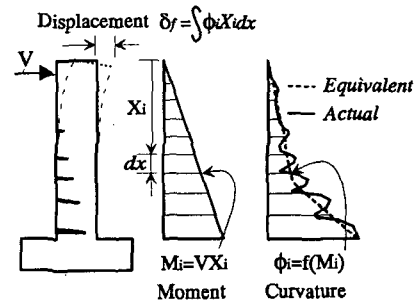


Fig.5 Displacement due to flexure

고강도 콘크리트의 응력-변형률 거동은 Mander<sup>(7)</sup>의 모델을, 철근의 응력-변형률 거동은 Park-Pauly<sup>(8)</sup>의 모델을 이용하였다.

#### 4.3 해석결과 비교

4GF7, 4GF10, 4GF15, 4GF20 시험체는 전반적으로 휨균열 이후 전단파괴양상을 보였으며, 기존 전단강도식으로부터 추정된 파괴형식의 적합성을 Fig.6에서 검토하였다.

Fig.6(a)~(d)의 비교에서 볼 수 있듯이 New-RC 식은 변위 초기단계부터 전단내력의 감소를 보이는 반

면에, Priestley식은 부재항복 2배의 변위 이후에 전단내력이 감소하는 것으로 표현하여 전반적으로 New-RC 식에 비해 크게 나타나고 있다.

해석결과로 구한 하중-처짐 곡선(P-D Analysis)과 각 전단강도식의 교차점으로부터 추정되는 각 실험체의 파괴형식은 다음 Table 4와 같이 나타났다. Table 4의 비교결과에서 볼 수 있듯이 New-RC의 극한 전단강도 예측식을 이용한 보부재 파괴형식 판정방법이 실제 부재의 파괴형식과 가장 잘 일치하는 것으로 나타났다.

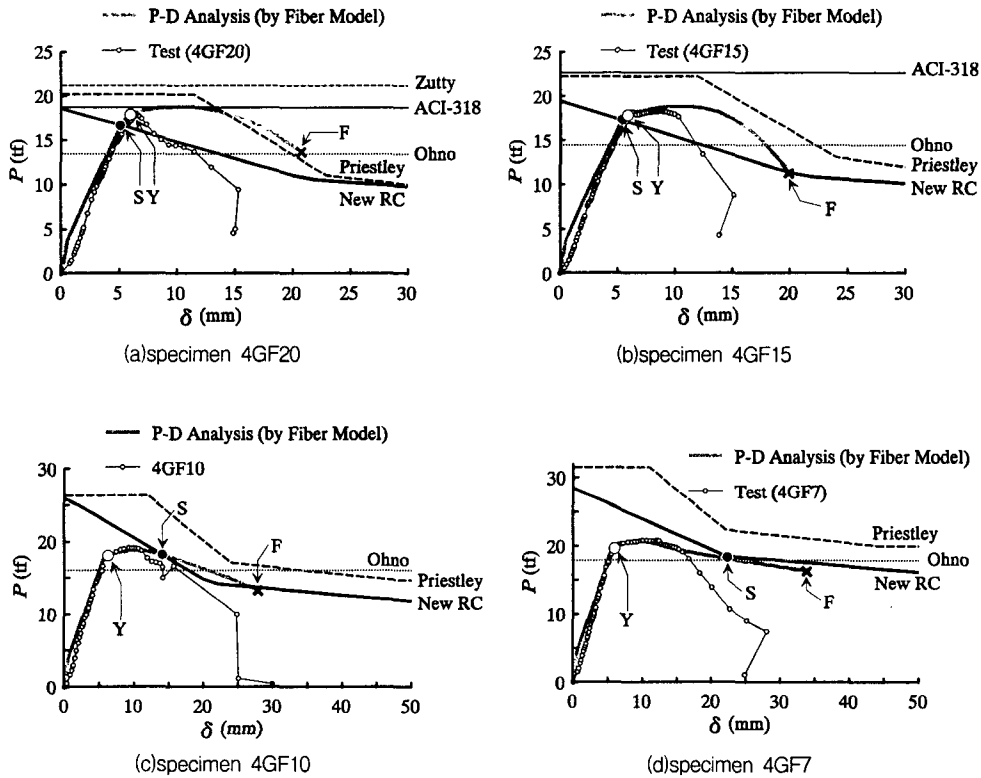


Fig.6 Prediction of failure mode

Table 4. Prediction of failure mode for high-strength concrete beams

Beam	Test result			P-D Analysis		New-RC		Priestley		ACI-318		Zutty		大野・荒川	
	Y (mm)	F (mm)	Failure Mode	Y (mm)	F (mm)	S (mm)	Failure Mode	S (mm)	Failure Mode	S (mm)	Failure Mode	S (mm)	Failure Mode	S (mm)	Failure Mode
4GF20	6.27	10.57	S	5.7	20.9	5.0	S	14.1	F-S	11.8	F-S	-	F	4.0	S
4GF15	5.94	11.76	S	6.0	20.2	5.5	S	-	F	-	F	-	F	4.2	S
4GF10	5.89	18.86	S	5.8	28.2	14.0	F-S	-	F	-	F	-	F	5.0	S
4GF7	5.96	18.29	F-S	5.8	34.1	22.0	F-S	-	F	-	F	-	F	5.0	S

### 5. 결론

이상의 검토 결과를 볼 때 고강도 콘크리트 보부재 파괴형식 판정을 위해 적용 가능한 전단강도식은

New-RC 전단강도식이 적합한 것으로 나타났다. 그러나 전단거동의 불명확성을 고려할 때 New-RC식과 Priestley식을 함께 적용하여 안전측으로 평가되는 식을 이용하여 부재의 파괴형식을 결정하는 것이 바람직할 것이다. 또한 휨에 의한 부재 하중-변위 거동과 변위 증가에 따른 전단내력감소 효과를 중첩하여 철근 콘크리트 부재의 파괴형식을 판정할 수 있는 방법은 실용적으로 적용 가능할 것으로 보인다.

#### 참고문헌

1. 松本典人 也(1996), “震害を受けたRC橋脚の損傷分析と特徴”, 콘크리트工學年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.47-52
2. ATC-6(1981), “Seismic Design Guidelines for Highway Bridges”
3. 國土開發技術研究ヒンター(1993), 平成4年度構造性能分科會報告書, (財)國土開發技術研究ヒンター
4. Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y.(1994), “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No.8, pp.2310-2329
5. 남보현(1998), “유한요소법을 이용한 철근콘크리트 전단부재 해석기법에 관한 연구”, 금오공과대학교, 석사학위논문
6. 張一泳(1991), RC部材の荷重-變位關係に關する解析的研究, 東北大學校 博士論文
7. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.(1998), “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826
8. Park, R., and Paulay, T.(1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons Inc., New York, pp.520-521.