

高強度 鐵筋 콘크리트 보의 剪斷強度에 관한 研究

Shear Strength of High Strength Reinforced Concrete Beams

고 광 일* · 김 우**
Ko. Kwang Il · Kim, Woo

Abstract

Four series of reinforced concrete beams were tested to determine their shear cracking strengths and ultimate shear capacities. All beams were singly reinforced without shear reinforcement. The concrete strength was the prime variable which was varied from 247 to 708 kg/cm²(3500 to 10000 psi). Within each series the shear span-to-depth ratio was varied from 2 to 5, while concrete strength was held constant. Test results indicate that the effect of concrete strength on shear capacities is varied as the shear span-to-depth ratio is changed. Furthermore, the current shear design provisions do not provide a consistency with respect to estimating shear capacities of reinforced concrete beams. By introducing the shear failure mode index, a new equation is proposed to predict ultimate shear strengths of reinforced concrete beams without web reinforcement.

要 旨

高強度 콘크리트 보의 전단균열강도와 극한전단강도를 조사하기 위하여 4개의 Series로 철근콘크리트 보를 實驗하였다. 모든 보는 剪斷補強鐵筋이 없는 단철근 보로 하였으며, 주변수는 콘크리트 강도로써 공시체 압축강도를 247 kg/cm²(3500 psi)에서 708 kg/cm²(10000 psi)까지 變化시켰다. 각 Series는 콘크리트 강도를 一定하게 하고서, 보의 剪斷支間 對 有效깊이의 比(a/d)를 2에서 5까지 變化시켰다. 實驗結果에 따르면, 剪斷支持力에 대한 콘크리트 強度의 영향은 보의 a/d에 따라 각기 달랐을 뿐만 아니라 現行 시방서의 전단설계규정은 철근콘크리트 보의 전단지지력을 산정하는데 일정성이 없음을 보였다. 본 연구에서는 剪斷支間 對 有效깊이의 比의 變化에 따른 剪斷強度에 對한 콘크리트 壓縮強度의 영향을 고려하기 위하여 shear failure mode index를 사용한 極限剪斷強度式을 提案하여 타당성을 검토하였다.

*정희원 · 여수수산대학 조교수, 해양토목공학과

**정희원 · 전남대학교 공과대학 조교수, 토목공학과

1. 緒 論

近來에 철근콘크리트 構造物 建設에 高強度 콘크리트 使用이 급속히 增加하는 추세이다. 이렇게 高強度 콘크리트를 使用함에 따라서 아직 解決되지 않은 問題들이 많이 있는데 그 중 하나가 철근콘크리트 보의 剪斷舉動과 強度에 관한 것이다.

現在 使用되고 있는 미국의 ACI Building Code 나 우리나라의 콘크리트시방서의 剪斷에 관한 規定은 콘크리트 強度가 비교적 낮은 150 kg/cm²에서 350 kg/cm²의 콘크리트 보를 實驗하여 얻은 資料를 基準으로 추출된 것이다. 그러나 최근에 들어서 콘크리트 強度가 800 kg/cm²까지 이르는 고강도 콘크리트가 特殊構造物 등의 建設에 使用되어지고 있을 뿐만 아니라, 앞으로는 더욱 高強度 콘크리트의 使用이 一般化될 추세이다. 따라서 지금 使用되고 있는 시방서의 剪斷에 관한 規定들이 이러한 高強度 콘크리트 보에서 타당한가를 檢討해야 할 段階에 와 있다. 더우기 지금까지 알려진 바에 의하면, 철근콘크리트 보의 剪斷強度는 使用된 콘크리트의 강도가 증가할수록 전단강도 증가율이 둔화되어진다고 보고되었다. 이것은 現在 通用되고있는 시방서 規定의 일정 증가율을 사용한 公式에 相反되며, 더우기 高強度 철근콘크리트 보 설계시 현재의 시방서 規定을 사용한다면, 보의 剪斷支持力을 過大推定할 可能性이 있어서 이에 대한 精確한 檢討가 필요하다고 하겠다.

지금까지 콘크리트 壓縮強도와 콘크리트 剪斷支持力과의 相關關係에 대하여 많은 논란이 되어왔다. 현재 사용되고 있는 ACI 318-83 Building Code에서는 철근콘크리트 보의 공칭전단지력(σ_{sk})^{0.5}에 비례한다고 규정하고 있다(σ_{sk}=콘크리트 압축강도). 그러나 몇몇 學者들은 (σ_{sk})^{0.33}에 비례한다고

주장하고 있다^(2, 11, 12).

이와 관련하여 本 研究에서는 철근콘크리트 보에서 콘크리트 압축강도와 전단지력과의 相關關係를 좀 더 면밀하게 研究했다. 주요변수는 기존의 研究와는 달리 콘크리트 압축강도 뿐만 아니라, 보의 전단지간 對 유효높이의 比(a/d : shear span-to-depth ratio)를 포함시켰다. 이렇게 하는 근본적 이유는 腹部補強鐵筋이 없는 철근콘크리트보에 荷重이 作用하면 휨 모멘트와 전단력의 상대적 크기가 전단지간에 따라 달라진다. 따라서 보 內部應力の 조합도 달라지므로, 보의 剪斷破壞 Mechanism이 철근 콘크리트 보의 a/d의 比에 따라 달라지기 때문이다. 이렇게 보의 전단 파괴 Mechanism이 다르면 콘크리트압축강도의 전단지력에 대한 영향도 변화되리라 여겨지기 때문이다. 즉 本 研究에서는 복부보강철근이 없는 철근콘크리트 보에서 사용된 콘크리트의 압축강도와 보의 전단지력간의 相關關係를 전단지간 對 유효깊이의 比에 따라 精確히 규명하려고 한다.

2. 實 驗

2.1 材 料

本 實驗에 使用된 잔골재는 조립율이 3.05, 굵은 골재는 화강암쇄석으로 최대골재치수는 19mm이고 조립율은 6.8이었다. 감수제는 세일콘사의 LIGACE-G를, 철근은 KSD3504 D19, 시멘트는 포틀랜드 시멘트 Type I을 使用하였다.

2.2 實驗體 製作

실험체의 斷面은 그림 1과 같이 단면이 13cm×26cm인 전단지간 對 보의 유효깊이의 比(a/d)를 2에서 5까지 4종류, 압축강도변로 4종류, 총 16개의 보를 製作하였다. 콘크리트의 배합은 표 1과 같이 하였다. 압축강도와 할열인장강도를 구하기 위하여

표 1. Concrete mix design

Series	Mix Ratio by Weight					σ _{sk} (kg/cm ²)	σ _t (kg/cm ²)
	Cement	Sand	Gravel	Superplasticizer	W/C		
L-Series	1	1.5	2.2	0.000	0.65	247	27
M-Series	1	1.2	1.76	0.005	0.47	342	33
MH-Series	1	1.2	1.76	0.012	0.36	550	47
H-Series	1	1.2	1.76	0.020	0.28	708	56

각 Batch마다 12개의 공시체를 만들었다. 콘크리트 타설 후 1주간 비닐을 덮어 수분을 유지하도록 하고, 그 후에는 거푸집을 벗겨 실내에서 양생하였다. 타설 4주후에 實驗을 실시하였다.

2.3 實驗裝置

하중재하장치는 용량 30ton의 Hydraulic Testing Machine을 使用하고 그림 1과 같이 두점에 재하시켜서 보가 파괴에 이를 때 까지 변위제어에 의한 단순증가 하중을 재하하였다. 각 보에 실험전에 예정파괴하중의 약 10%를 미리 재하하였다가 제거하고 계측기를 원점에 맞추어 선행변위를 제거하였다. 보의 중앙점 밑에 Dial Gauge를 설치하고 하중과 처짐을 測定하였다. 보의 前面과 後面을 觀察하여 모든 균열의 진전을 검사, 표시하였다. 실험시간은 약 1시간에서 2시간 30분이 소요되었고, Cylinder의 압축 및 인장강도실험은 같은 날 하였다.

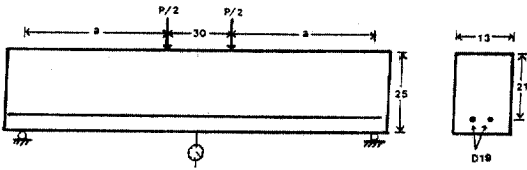


그림 1. Test beams

3. 結果 및 考察

3.1 一般의 舉動

모든 보에서의 균열 發生은 대략 유사한 過程이었다. 荷重을 서서히 증가시킴에 따라, 먼저 보의 순수 휨 區間에서 휨균열들이 發生하였다. 하중이 더욱 증가함에 따라 보의 剪斷區間의 중앙부 근처에까지 휨균열이 發生하다가, 어떤 荷重에서 급작스럽게 전단균열이 發生하였는데, 이 전단균열이 發生하는 현상은 모든 보에서 一定한 특징을 발견할 수 있었다. 이것은 그림 2에 보인 바와 같이, 각 보에서 맨 바깥 쪽의 최종 휨균열이 發生한 직후에, 그 균열의 바로 뒷 편인 인장철근 바로 위에서 약 45°의 경사를 갖는 斜引張龜裂形態로 급작스럽게 나타났다. 이렇게 發生한 전단균열은 인접 휨균열과의 상대적 위치에 따라 그림 2처럼 세가지 Type

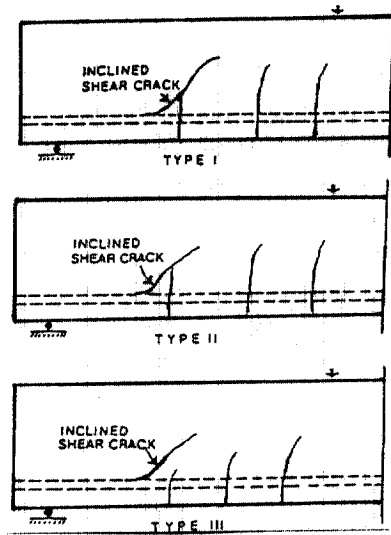


그림 2. Shear crack initiation

으로 나눌 수가 있었다. Type I은 최종 휨균열과 직접 연결되어진 것이고, Type III은 최종 휨균열과 연결되어 있지 않은 形態인데, 전단지간이 긴 보 ($a/d=4$)에서는 주로 Type I形態로 전단균열이 發生하였고, 전단지간이 짧은 보에서는 Type III形態의 전단균열이 觀察되었다.

위와 같이 나타난 전단균열은 荷重이 더욱 增加함에 따라 윗 끝은 하중점쪽으로 아래 끝은 지지점 쪽으로 동시에 진전되었다. 윗 쪽으로 진전되는 균열은 傾斜剪斷龜裂(inclined shear crack)이라고 부르고, 인장철근을 따라 水平으로 進展되는 균열을 水平龜裂(horizontal crack)이라고 하는데, 윗 쪽으로 進行하는 傾斜剪斷龜裂이 보의 壓縮域으로 進行되어가는 속도는 몇가지 變數에 따라 차이가 있었다.

(1) 전단지간 對 유효깊이의 비(a/d)가 커질수록, 하중 증가에 따른 경사전단균열의 진행속도가 빨랐다. a/d 가 2인 짧은 보에서는 하중 증가에 따른 경사전단균열의 진행속도는 매우 느려서, 보가 최종 파괴에 이를 때 전단균열이 보의 壓縮域을 완전히 관통하지 못하고, 대신에 이 균열에 의해 좁아진 壓縮域의 콘크리트가 압축파쇄에 의해 파괴되었다. 그러나 a/d 가 큰 긴 보에서는 전단균열이 발생하자마자 빠른 속도로 보의 壓縮域으로 進行

되어서, 파괴는 결국 경사전단균열에 의해 보가 兩分되면서 發生하였다(diagonal tension failure).

(2) 콘크리트 압축강도가 큰 보일수록 경사전단균열의 진행속도가 빨랐다. 一般적으로 전단균열이 發生한 후 부터 보가 파괴할 때 까지의 추가하중을 reserve shear strength $V_r (= V_u - V_{cr})$ 이라고 하는데, 그림 3에서 V_r 의 파괴하중 V_u 에 대한 비율을 보에 使用된 콘크리트의 압축강도와와의 關係를 나타냈다. a/d 가 3과 4인 비교적 긴 보에서는 콘크리트 강도가 增加할수록 추가하중의 비율이 급격히 적어짐을 알 수 있다. 이는 고강도 콘크리트 보일수록 전단균열이 빠른 속도로 진행되어 파괴에 도달했다는 것이며, 이것은 곧 그 만큼 脆性的의 증가를 의미하는 것이다. 따라서 부재의 ductility가 중요시 되는 동적하중에서의 철근콘크리트 구조물에서의 고강도 콘크리트 사용에는 취성증가에 대한 檢討가 必要하다고 하겠다.

3.2 剪斷龜裂強度

각 보에서 전단균열이 최초로 관찰될 때의 평균 전단응력을 전단균열강도 u_c 이라하여 표 2에 정리하였다. 일반적으로 a/d 가 3이상인 철근콘크리트

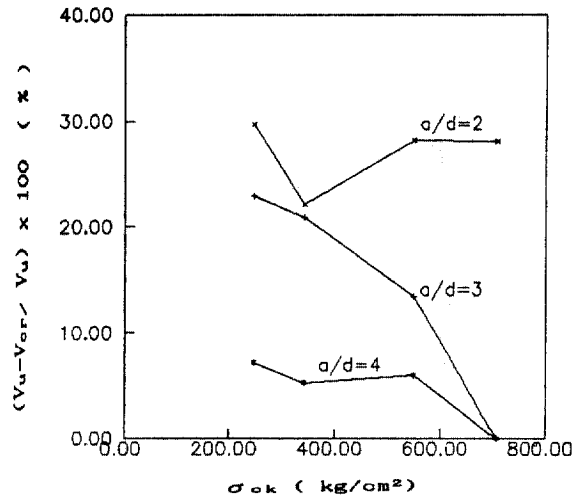


그림 3. Reserve shear strength

보에서는 이 전단균열강도가 극한전단강도 u_c 가 된다. 이것은 전단균열이 發生하자마자 곧바로 파괴에 이르기 때문이다. 그러나 a/d 가 3보다 작은 짧은 보에서는 전단균열이 發生한 후에도 상당한 크기의 추가하중을 받고서야 파괴에 이른다. 현행 시방서 규정은 전단보강철근이 없는 보에서의 전단

표 2. Summary of test result

series	specimen	a/d	P_c (ton)	P_u (ton)	V_{cr} (kg/cm ²)	V_u (kg/cm ²)	$V_r = V_u - V_{cr}$ (kg/cm ²)
L-Series	L2	2	9.7	13.8	17.76	21.75	3.99
	L3	3	7.4	9.6	13.53	17.58	4.05
	L4	4	7.7	8.3	14.06	15.25	1.19
	L5	5		7.4		13.55	
M-Series	M2	2	10.9	14.0	19.93	25.64	5.71
	M3	3	8.3	10.5	15.20	19.23	4.03
	M4	4	8.9	9.4	16.30	18.18	0.88
	M5	5		8.1		14.80	
MH-Series	MH2	2	11.5	16.0	20.97	29.20	8.23
	MH3	3	9.6	11.1	17.58	20.32	2.74
	MH4	4	9.3	9.9	17.03	18.10	1.07
	MH5	5		7.8		14.28	
H-Series	H2	2	12.8	17.8	23.37	32.74	9.37
	H3	3	10.6	10.6	19.40	19.40	0.00
	H4	4	9.6	9.6	17.58	17.58	0.00
	H5	5		7.6		13.92	

강도를 취급할 때 추가하중을 무시하고 전단균열 강도만을 總 지지력으로 간주하고 있다. 現在 國內에서 通用되는 剪斷에 관한 시방서 規定은 ACI방식을 그대로 사용하고 있다. 이것은,

콘크리트 시방서 式 (6.3)

$$u_{cr} = 0.53\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (1)$$

콘크리트 시방서 式 (6.6)

$$u_{cr} = 0.5\sqrt{\sigma_{ck}} + 176\rho Vd/M \quad (2)$$

위와 같은 콘크리트 시방서에 의한 式들은 보의 전단강도는 콘크리트 압축강도의 0.5승에 비례하는 것으로 되어 있다. 現在까지 가장 정확한 전단강도 예측 式으로 Zsutty 式을 지적하는 것이 一般的인데 이 式은,

$$u_{cr} = 10.06(\sigma_{ck}\rho a/d)^{1/3} \quad (3)$$

윗 式에 의하면 보의 전단강도는 콘크리트 압축강도의 1/3승에 비례하는 것으로 되어 있다. 그러나 윗 式들은 콘크리트 압축강도가 350 kg/cm² 이하인 콘크리트로 만든 보들의 實驗 結果를 基礎로 한 것이다. 그림 4에서 보듯이 現行 콘크리트 시방서 전단규정이 콘크리트 강도가 높아짐에 따라 안전율에 일정성이 없고, 더우기 800 kg/cm² 이상에서는 오히려 現行 시방서 規定은 콘크리트 보의 전단강도를 과대 추정할 수 있음을 알 수 있다.

그림 5에서 전단균열강도를 보에 使用된 콘크리트의 압축강도에 대해서 Plotting하였다. 이 그림에

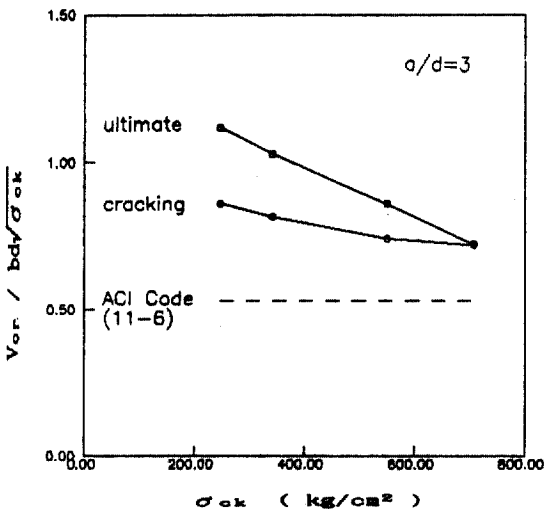


그림 4. Shear strength plotted against compressive strength

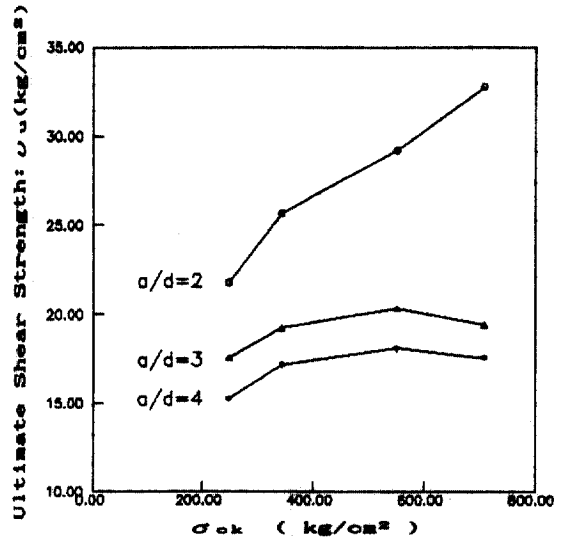


그림 5. Shear cracking strength plotted against compressive strength

의하면, 전단균열강도는 보의 a/d가 커질수록 u_{cr}은 減少하는 傾向을 보여줄 뿐만 아니라, 콘크리트 압축강도 σ_{ck}에 따른 전단균열강도의 증가율은 보의 a/d에 따라 다르다는 것을 보이고 있다. 즉 짧은 보에서는 σ_{ck}에 따른 u_{cr}의 증가율은 크고, 보가 길수록 σ_{ck}의 增加에 따른 u_{cr}의 증가율은 다소 작아진다. 이는 지금까지의 전단강도 예측을 위한 모든 式에서 콘크리트 강도에 따른 전단강도의 증가율을 일정율로 보는 기존 생각과는 차이가 있다는 것을 의미하고 있다.

그림 6에서는 u_{cr}과 보에 使用된 콘크리트의 인장강도 σ_t와의 관계를 나타냈다. 一般的으로 基礎力學에 의해 콘크리트 보에서의 전단균열은 전단응력에 의해 斜引張應力이 한계인장강도에 到達하면 發生한다. 따라서 이 개념에 의한다면 u_{cr}은 보의 콘크리트 인장강도에 정비례관계가 성립되어야 할 것이다. 그러나 그림 6에 나타낸 바와 같이 σ_{ck}가 247 kg/cm²인 세 보에서의 平均 u_{cr}은 0.56σ_t인데 反해, σ_{ck}가 708 kg/cm²인 보에서의 세 보의 平均 u_{cr}은 0.36σ_t로 크게 減少하였다. 즉, 철근콘크리트 보에서의 전단균열강도는 콘크리트의 인장강도에 정비례 관계가 成立되지 않음을 보이고 있다. 위와 같은 결과는 그림 2에서 보인 휨 전단균열이 철근과 콘크리트 사이의 부착응력과 밀접한 關係가 있

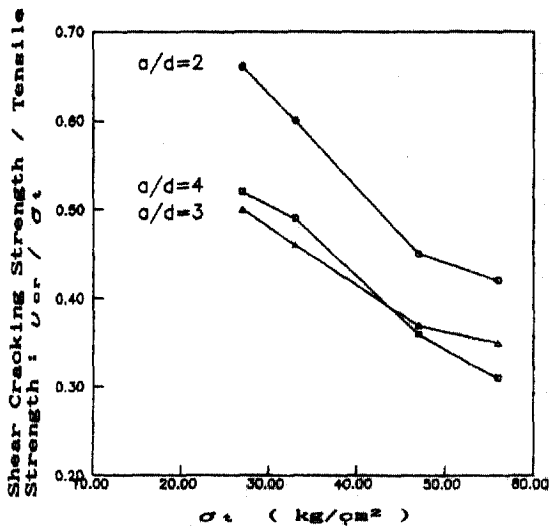


그림 6. Shear cracking strength plotted against tensile strength

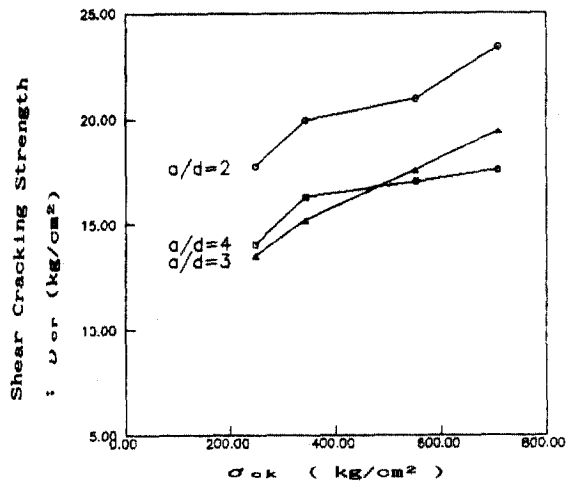


그림 7. Ultimate shear strength plotted against compressive strength

기때문인 것 같다⁽³⁾. 콘크리트 강도가 증가함에 따른 콘크리트의 강성 E_c 가 증가하여서 철근과의 상대적 剛性比가 달라짐으로 인하여 부착응력의 분포상태가 변화함으로써, 콘크리트 강도가 증가할수록 철근과의 부착응력의 집중현상이 증가함에 起因한 것으로 여겨진다.

3.3 極限剪斷強度

극한전단강도 v_u 와 콘크리트 압축강도 σ_{ck} 와의 관계를 그림 7에 나타냈다. σ_{ck} 가 증가할수록 a/d가 2인 짧은 보에서는 v_u 는 급격히 증가하는데 反해 a/d가 3과 4인 보에서는 완만하게 증가하는 경향을 보이고 있다. 더우기 a/d가 3과 4인 보에서는 σ_{ck} 가 약 600 kg/cm²이상 부터는 v_u 가 오히려 감소하는 경향을 나타내고 있다. 위와같은 結果는 전단균열 하중 V_c 以後의 追加荷重(reserve shear strength)의 정도에 따라 起因한 것 같다. 그림 3에서 보였듯이 a/d가 2인 보에서는 추가하중의 비가 (V_u 에 대한) σ_{ck} 에 관계없이 약 30%인데, a/d가 3과 4인 보에서는 추가하중의 비가 σ_{ck} 가 증가할수록 급격히 감소하기 때문에 v_u 가 그림 7과 같은 形態로 나타나고 있다. 앞에서 언급한 바와 같이, a/d가 2인 짧은 보에서는 전단균열 發生後 전단균열이 매우 서서히 진전하다 최종 파괴는 결국 壓縮破壞 형태인 shear compression 파괴 樣相이어서 전단강도 v_u

는 σ_{ck} 에 비교적 직접적인 영향을 크게 받는다. 그러나 a/d가 긴 보에서는 전단균열이 發生하자마자 進展速度가 빨라서 결국 최종 파괴는 전단균열에 의한 분리파괴(diagonal tension failure)樣相이다. 즉 긴 보에서의 전단파괴는 인장강도 σ_t 가 主로 支配함을 의미한다. 따라서 긴 보에서의 v_u 는 σ_{ck} 에 비

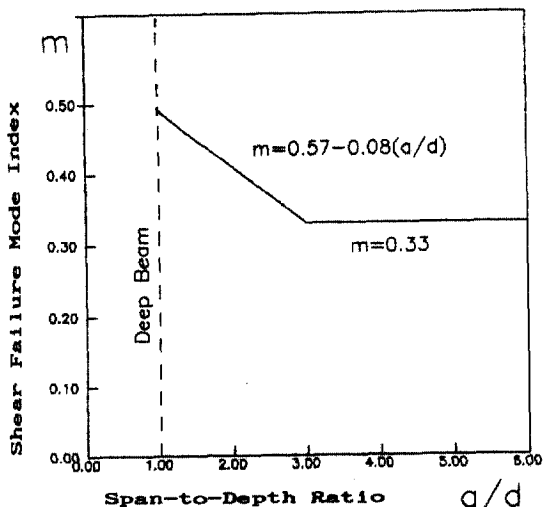


그림 8. Shear failure mode index

교적 덜 민감하다고 할 수 있다. 결국 철근콘크리트 보에서의 σ_{sk} 가 u_b 에 미치는 영향은 파괴 양상에 따라 1차적으로 다른데, 同一 鐵筋比를 갖는 보에서의 전단 파괴 양상은 a/d에 따라 다르므로, 결국 u_b 에 대한 σ_{sk} 의 영향은 a/d에 따라 다르다고 할 수 있다. 위와같은 관점을 근거로 하여, Zsutty가 제안한 式(3)을 수정하여 철근콘크리트 보의 극한전단 강도 u_b 를 예측할 수 있는 식을 제안할 수 있을 것

이다. 먼저 式(3)에서 모든 변수를 그대로 하고 다만 $(\sigma_{sk})^{1/3}$ 을 $(\sigma_{sk})^m$ 로만 바꾸면,

$$u_b = 10.06(\rho a/d)^{1/3} \sigma_{sk}^m \quad (4)$$

여기서 m은 shear failure mode index라 하여, u_b 에 대한 σ_{sk} 의 영향이 파괴 mode에 따라 변화함을考慮하기 위한 지수이다. 이 지수는 보의 전단파괴 양상이 극단적인 shear-compression failure라면 u_b 는 σ_{sk} 에 정비례할 것이므로 m=1이 될 것이며, 만

표 3. Comparison of measured and predicted shear strength

Specimens		σ_{sk} kg/cm ²	$\rho(\%)$	a/d	u_b (Test) kg/cm ²	ACI Eqs.		Zsutty's Eqs		Proposed Eqs.	
						$u_{b,c}$	$\frac{u_{b,c}}{u_{b,t}}$	$u_{b,c}$	$\frac{u_{b,c}}{u_{b,t}}$	$u_{b,c}$	$\frac{u_{b,c}}{u_{b,t}}$
Author	L2	247	2.1	2	21.75	9.76	0.44	18.52	0.85	21.08	0.97
	M2	342	"	2	25.64	11.95	0.46	20.54	0.80	24.09	0.94
	MH2	550	"	2	29.20	13.57	0.46	24.13	0.82	29.27	1.00
	H2	708	"	2	32.74	15.15	0.46	26.35	0.80	32.47	0.99
Mphonde	AO-3-3	230	3.36	1.5	25.55	13.20	0.51	29.14	1.14	32.76	1.28
	AO-7-1	426	"	"	68.47	16.70	0.24	35.53	0.51	43.24	0.63
	AO-11-1	655	"	"	95.08	20.20	0.21	41.27	0.43	52.52	0.56
	AO-15-1A	795	"	"	60.61	20.60	0.33	43.95	0.72	57.26	0.94
	AO-15-1B	813	"	"	108.80	19.30	0.17	44.30	0.40	57.84	0.53
	AO-3-2	210	"	2.5	17.41	13.20	0.75	14.18	0.81	17.29	0.99
	AO-7-2	450	"	"	26.40	16.71	0.62	18.40	0.70	23.11	0.88
	AO-11-2	807	"	"	24.90	20.22	0.77	22.26	0.89	28.46	1.14
	AO-15-2a	852	"	"	39.81	20.57	0.52	22.61	0.57	29.04	0.73
AO-15-2b	707	"	"	46.06	19.31	0.42	21.18	0.45	27.10	0.59	
Shuaib	A3	619	3.93	2.7	27.2	15.03	0.55	22.40	0.82	23.90	0.88
	A4	"	"	2.3	36.19	15.52	0.42	25.50	0.70	30.98	0.85
	A5	"	"	2	64.64	15.94	0.24	30.96	0.47	37.85	0.59
	A6	"	"	1	155.00	19.37	0.12	78.14	0.50	79.80	0.52
	A9	"	1.77	2.7	30.82	13.62	0.44	17.20	0.56	18.33	0.59
	A10	"	"	2.3	31.15	13.88	0.44	19.73	0.63	23.75	0.76
	A11	"	"	2	21.02	14.08	0.66	23.73	1.12	29.02	1.38
	A12	"	"	1	84.19	15.58	0.18	59.89	0.71	61.17	0.73
	B3	682	5.04	2.7	52.16	16.33	0.31	25.14	0.48	26.88	0.51
	B4	"	"	2.3	56.94	16.99	0.29	28.86	0.50	33.12	0.58
	B5	"	"	2	42.41	17.55	0.41	34.76	0.81	42.81	1.01
	B6	"	"	1	81.65	21.98	0.26	87.69	1.07	90.89	1.11
	B9	"	2.25	2.7	30.82	14.60	0.47	19.23	0.62	20.55	0.67
	B10	"	"	2.3	24.64	14.81	0.60	22.05	0.89	26.70	1.08
	B11	"	"	2	47.11	15.96	0.33	26.54	0.56	32.72	0.69
	B12	"	"	1	82.29	17.06	0.20	66.98	0.81	69.48	0.85
C3	655	6.64	2.7	29.98	17.20	0.57	27.24	0.91	29.05	0.97	
C4	"	"	2.3	38.69	17.90	0.46	31.25	0.81	37.70	0.97	
C5	"	"	2	107.50	18.68	0.17	37.64	0.35	53.88	0.50	
C9	"	3.26	2.7	17.62	14.95	0.84	20.01	1.18	22.91	1.30	
C10	"	"	2.3	22.05	15.30	0.69	24.64	1.12	29.75	1.34	
C11	"	"	2	41.42	15.74	0.38	29.70	0.72	36.41	0.88	
C12	"	"	1	95.00	18.60	0.19	74.78	0.79	77.08	0.81	
Standard deviation						0.5998		0.3494		0.2829	

약 사인장파괴라면 u_0 는 σ_c 에 비례할 것인데, σ_c 는 一般적으로 σ_{ck} 의 0.33~0.5乘에 비례하므로 이때의 m 은 0.33~0.5가 될 것이다. 本研究에서의 實驗結果와 다른 文獻에 發表된 結果를 回歸分析하여 다음과 같은 shear failure mode index m 을 設定했다(그림 8).

$$m = \begin{cases} 0.57 - 0.08(a/d) & \text{for } 1 < a/d < 3 \\ 0.33 & \text{for } 3 < a/d \end{cases} \quad (5)$$

여기서 a/d 가 3 이상인 긴 보에서는 一般적으로 전단균열장도 u_0 이 곧바로 u_0 가 됨으로 Zsutty가 제안한 식(3)을 그대로 사용했고 다만 a/d 가 3보다 적고 1보다 큰, 짧은 보에서의 u_0 를 예측하는데 適用할 수 있는 식으로 하였다. 즉,

$$u_0 = 10.06(\rho a/d)^{1/3}(\sigma_{ck})^{0.57-0.08(a/d)} \quad (6)$$

다른 文獻들에 나타난 實驗 結果들을 위 식에 의해 예측한 값과 比較하여 표 3에 나타냈다. 現行 시방서 式과 Zsutty 式에 의한 예측치와 실험치와 비교한 값도 표 3에 나타냈다. 式 (6)에 의한 예측치는 표준편차가 0.283으로 실험치와 상당히 좋은 一致를 나타냈다.

4. 結 論

전단보강철근이 없는 철근콘크리트 보에서의 콘크리트강도 σ_{ck} 와 전단지간 對 유효깊이의 비 a/d 의 변화에 따른 거동을 실험적으로 연구한 결과, 다음과 같은 사실을 얻었다.

1. 보에 使用된 콘크리트강도가 클수록 취성이 증가하여, 전단파괴는 급작스럽게 파괴되어지는 경향이 증가한다. 따라서 現行의 강도에만 근거하여 설계하는 방식을 고강도 콘크리트 구조물 설계에 적용하는데는 再考가 必要할 것이라고 意料된다.

2. 콘크리트의 강도 σ_{ck} 의 증가에 의한 전단균열장도 u_0 의 증가율은 보의 a/d 에 따른 차이가 있었다. 즉 a/d 가 클수록 σ_{ck} 에 의한 u_0 의 증가율은 減少하였다.

3. 전단균열장도 u_0 은 콘크리트 인장강도 σ_c 와 정비례 關係가 成立되지 않았다. 이는 傳統的으로 알려져 왔던 전단균열장도와 인장강도와의 關係에 대한 認識에 反하는 것이었다.

4. 철근콘크리트 보의 극한전단지저력에 대한 콘크리트 강도의 영향은, 보의 최종파괴 양상에 따라

달라져야 할 것이다. 그래서 본 연구에서 이를 고려하기 위해 shear failure mode index m 을 도입시켜서 기존의 식을 수정한 결과, 실험결과와 잘 일치함을 보였다.

感謝의 말

본 연구는 1988년도 全南大學校 學術振興財團의 研究費 지원으로 수행된 것이며 이에 감사한다.

參考文獻

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit, 1983, p.103.
2. ASECE-ACI Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1091-1188.
3. ASCE-ACI Committee 326, "Shear and Diagonal Tension", *ACI Journal, Proceedings* V. 59, Jan, and Mar. 1962, pp.1-30, 277-344 and 353-396.
4. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 3rd Edition, Comite Euro-International du Beton/Federation Internationale de la Procontraintr, Paris(English Edition, Cement and Concrete Association, Wexham Springs), 1978, p.348.
5. CP110 "The Structural Use of Concrete, CP110: Part 1, 1972", British Standard Institution, London, England, 1972.
6. Elzanaty, A. H., "Shear-Critical High-Strength Concrete Beams", Report No.85-1, Dept of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N. Y., Feb. 1985.
7. Kotsovos, M. D., "Mechanism of Shear Failure", *Magazine of Concrete Research*, V. 35, No. 123, June 1983, pp.99-106.
8. MacGregor, J. G., and Gergely, P., "Suggested Revisions to ACI Building Code clauses Dealing With Shear in Beams", *ACI Journal, Proceedings* V. 74, No. 10, Oct. 1977, pp.193-500.
9. Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., "Shear Strength of High Strength Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal, Proceeding* V. 81, No. 5, July-Aug. 1984, pp. 350-356.
10. Walraven, J. C., "Mechanism of Shear Transfer in cracks in Concrete-A Survey of Literature", Report No.5-78-12, Stevin Laboratory, University of Technology Delft, Holland. 1978.
11. Zsutty, T. C., "Beam Shear Strength Prediction by

- by Analysis of Existing Data", *ACI Journal, Proceeding* V. 65, 1968, pp.943-947.
12. Zsutty, T. C., "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Test", *ACI Journal, Proceedings* V. 68, Feb. 1977, pp.138-143.
13. Kim, W., "Shear-Critical Cracks in Reinforced Con-

crete Beams Without Web Reinforcement : Their Initiation and Propagation", Ph. D. Thesis Dept. of Structural Engineering. Cornell University, Ithaca, N. Y., Aug. 1986.

(接受 : 1989. 10. 24)