



철근콘크리트 보에 사용된 전단보강철근의 항복강도 제한에 대한 평가

이진은¹⁾ · 이정윤^{2)*}

¹⁾성균관대학교 초고층장대교량학과 ²⁾성균관대학교 건축공학과

Evaluation on the Maximum Yield Strength of Steel Stirrups in Reinforced Concrete Beams

Jin-Eun Lee¹⁾ and Jung-Yoon Lee^{2)*}

¹⁾Dept. of Mega Buildings & Bridges, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

ABSTRACT The yield strength of shear reinforcement is restricted in the present design codes. In this study, the possibility of the yield strength increase in shear reinforcement is evaluated according to ACI318-08, EC2-02 and CSA-04 by comparing the experimental and calculated results. Three cases were used to analyze the shear strength of the beam. One had no limitation in the yield strength of shear reinforcement, another had restriction on the yield strength of shear reinforcement, and the other had a restriction on the yield strength of shear reinforcement and the shear reinforcement ratio. The study results showed that the case with unlimited shear reinforcement yield strength predicted the test result better than other two cases. Even though the rebar yield strength higher than the strength required in present code was applied to existing shear design equation, the result was reasonable. Therefore, the design equation seemed to be appropriate even if the high-strength shear reinforcement is used in practice based on the existing shear design method.

Keywords : high strength shear reinforcement, yield strength of shear reinforcement, ACI318-08, EC2-02, CSA-04

1. 서 론

최근 초고층 건물 및 장대교량, 원자력 구조물 등과 같은 대형 구조물에 대한 건설이 증가함에 따라 구조재료의 고강도화에 대한 관심이 늘어나고 있다. 이와 동시에 원자재의 부족 및 이로 인한 가격 상승으로 고강도 철근의 실질적인 적용에 대한 필요성이 증가하고 있다.

고강도 철근을 사용할 경우 철근의 물량 감소로 인하여 구조물이 경량화되고 경제적인 시공이 가능하며, 조밀한 배근을 방지하여 콘크리트 타설이 원활하게 이루어질 수 있다. 그러나 각 기준에서는 전단보강철근의 항복강도를 다음과 같은 세 가지 이유에 근거하여 제한하고 있다.

1) 전단보강철근의 항복 유도: 전단보강철근의 항복강도가 증가하면 전단보강철근의 전단저항력이 커지게 되어 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트에 의한 압축파괴가 선행될 수 있다. 이 경우에는 전단보강철근이 항복하지 않으므로 소성설계에 기본을 둔 현행 전단보강철근 내력평가식에서 전단보강철근의 항복강도를 사용할 수 없다.

2) 사인장균열의 폭 제어: 고강도 전단보강철근을 사용할 경우에 항복변형률이 증가하여 사인장균열의 폭이 증가할 수 있다. 또한 전단내력은 콘크리트에 의한 저항력과 전단보강철근에 의한 저항력으로 구분할 수 있으며 콘크리트에 의한 저항분이 일정한 상태에서 전단보강철근만에 의한 저항 성분이 증가할 경우에 사인장균열의 폭이 증가할 우려가 있다.¹⁾

3) 경제성: 현재 우리나라에서는 45도 트러스 모델에 기초한 전단설계 기준식을 사용하고 있으나, 유럽 등 다른 나라에서는 소성트러스 모델에 기초한 전단설계 기준식을 제안하고 있다. 이에 따르면 전단보강철근의 항복강도가 증가할 때 전단저항능력은 비례적으로 증가하지 않으며, 이러한 이유로 경제성을 고려해 전단보강철근의 항복강도를 제한하고 있다.²⁾

각 기준에서 제한하고 있는 전단보강철근의 항복강도 규정은 Table 1과 같다.

그러나 이정윤 등²⁾의 연구에서 고강도의 전단보강철근(항복강도: 378.8~750.1 MPa)을 사용한 철근콘크리트 보의 거동에 대하여 18개의 실험체를 분석해본 결과, 전단보강철근의 항복강도가 증대함에 따라서 균열의 수는 증가하였지만 최대 균열폭은 거의 일정하다는 것을 확인하였다. 또한 실험체 설치가 잘못된 1개의 실험체를 제외한 17개

*Corresponding author E-mail: jungyoon@skku.edu

Received June 11, 2012, Revised September 11, 2012,

Accepted October 23, 2012

©2012 by Korea Concrete Institute

Table 1 Limiting the yield strength of shear steel bar

	ACI 318-08 ³⁾	EC2-02 ⁴⁾	CSA-04 ⁵⁾
Yield strength of shear reinforcement (MPa)	420	600	550

의 실험체 중 16개의 실험체가 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달하였고, 전단보강철근의 양 ($\rho_w f_{wy}$)이 증가함에 따라서 전단내력이 거의 선형적으로 증가함을 보여주었다. 이는 각 기준의 전단보강철근 항복강도 제한에 대한 재고의 필요성을 나타내는 것으로서 기준의 제한을 상향 변경할 수 있음을 의미한다.

따라서 이 연구에서는 각 기준의 전단설계 수식에 고강도 전단보강철근의 항복강도를 적용했을 시에도 수식이 성립하는가에 대하여 평가하고, 고강도 전단보강철근의 실질적인 적용을 위한 각 기준의 항복강도 제한의 상향조정 에 대하여 판단해보고자 한다.

2. 각 기준별 전단설계

2.1 ACI318-08³⁾ 전단설계

ACI318-08의 전단설계는 많은 실험 결과에 근거하여 발전되었으며, 보의 전단설계는 다음 식에 기초하고 있다.

$$V_u \leq \Phi V_n \quad (1)$$

여기서, V_u 는 계수하중에 의한 해당 단면의 전체 전단력이며, V_n 은 공칭전단강도로서 콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 와 스테럽에 의한 공칭전단강도 V_s 의 합으로 이루어진다. 이는 식 (2)~(4)를 이용하여 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f_{ck}} + 17.6 \frac{\rho_w V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.29 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \leq 0.67 \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (4)$$

여기서, ρ_w 는 주인장철근비(= $A_s/b_w d$ 또는 A_s/bd)이며 $V_u d/M_u$ 는 1.0보다 작은 값이다.

콘크리트에 의한 공칭전단강도 V_c 는 계산상의 편의를 위하여 정밀하게 계산하는 식 (3) 대신 간략화시킨 식 (5)의 사용을 허용한다.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (5)$$

계수하중에 의한 전단력 V_u 가 식 (3) 또는 식 (5)에 의해 계산된 ΦV_c 보다 크지 않을 때는 이론적으로 전단보강철근이 필요하지 않다. 그러나 이러한 경우에도 식 (6)과 같은 최소 전단철근량을 배치하도록 규정하고 있다.⁶⁾

$$A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (6)$$

이 규정은 V_u 가 ΦV_c 의 1/2을 초과하지 않을 경우에는 적용하지 않는다.

2.2 EC2-02⁴⁾ 전단설계

EC2-02의 전단에 대한 일반 설계 방법은 변환각 트러스 모델을 기본으로 하며, 극한한계상태에서 설계전단강도 V_d 와 작용하중에 의한 계수전단력 V_u 를 비교하여 검증하도록 하고 있다. 여기서 V_d 는 전단보강철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} , 전단철근이 있는 부재의 설계전단강도 V_{sdb} , 복부 콘크리트 경사압축대의 압축파괴를 기준으로 한 최대설계전단강도 세 종류로 정의할 수 있다.

단면에 작용하는 전단력 V_u 가 전단철근이 없는 부재의 설계전단강도 V_{cd} 보다 작은 구간에는 이론적으로 전단보강철근이 불필요하다. 그러나 전단보강철근이 불필요할 지라도 취성 파괴를 방지할 목적으로 미리 정한 최소 전단철근량을 배치한다.⁶⁾

작용 전단력 V_u 가 콘크리트 기여 설계전단강도 V_{cd} 보다 큰 구간에는 충분한 전단철근을 배치하여야 한다. 전단보강철근이 배치된 부재의 설계전단강도 V_d 는 보강 철근의 항복을 기준으로 정한 설계전단강도 V_{sd} 값으로 취해야 하며, 이 값은 콘크리트 경사 스테럽의 압축파괴를 기준으로 한 최대설계전단강도 $V_{d,max}$ 를 초과하지 않아야 한다. 이론적으로 V_{sd} 와 $V_{d,max}$ 가 동일하도록 하는 것이 가장 경제적인 설계가 될 수 있다.

EC2-02의 전단설계기준을 이용한 보의 전단강도는 식 (7)~(9)를 이용하여 구할 수 있다.

$$V_{sd} \leq V_{d,max} \quad (7)$$

$$V_{sd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{wy} \cot \theta \quad (8)$$

$$V_{d,max} = \frac{\alpha_{cw} v f_{ck} b_w z}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (9)$$

여기서, v 는 $0.6(1 - f_{ck}/250)$ 인 콘크리트 압축강도 유효계수이며, z 는 상현재와 하현재의 중심간 거리이며 내부 모멘트 팔길이로 $0.9d$ 를 사용한다. α_{cw} 는 복부에 동시에 작용하는 축방향 압축력의 영향계수이며, 축방향 압축응력을 σ_{cp} 라고 했을 때 다음과 같이 정한다.

$$\begin{aligned} \text{비 프리스트레스 부재} : \alpha_{cw} &= 1 \\ 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{ck} & : \alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{ck}) \\ 0.25f_{ck} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5f_{ck} & : \alpha_{cw} = 1.25 \\ 0.5f_{ck} \leq \sigma_{cp} \leq 1.0f_{ck} & : \alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{ck}) \end{aligned} \quad (10)$$

경사각 θ 는 설계자가 선택할 수 있으나 실험 결과를 바탕으로 다음과 같은 경사각 제한범위를 설정하여 경사각 선정을 제한하고 있다.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 \quad (11)$$

2.3 CSA-04⁵⁾ 전단설계

CSA-04는 유럽기준과 마찬가지로 변환각트러스모델을 기본으로 하고 있으나, 부재의 콘크리트 기여 설계전단강도를 직접적으로 반영하고 있다.

철근콘크리트 보의 공칭전단강도는 식 (12)~(14)를 이용하여 구할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (12)$$

$$V_c = \beta \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad (13)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d \cot \theta}{s} \quad (14)$$

계수 β 는 $0.40 / (1 + 1500\varepsilon_x) \cdot 1300 / (1000 + s_{ze})$ 를 사용하여 구하며, 여기서 s_{ze} 는 균열간격으로 $35s_z / (15 + a_g)$ 를 이용하여 구하거나 300 mm를 사용하고, ε_x 는 단면 중앙에서의 축방향 변형률로 식 (15)를 이용하여 구할 수 있다. 경사각 θ 는 식 (16)을 이용하여 구한다.

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0.5N_f - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (15)$$

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (16)$$

2.4 각 기준의 철근비 제한

철근콘크리트의 전단설계에서는 부재의 취성과의 및 비효율적 설계를 방지하기 위하여 전단보강철근량의 최대값과 최소값을 규제하고 있다. ACI318-08기준과 EC2-02기준, CSA-04기준식에서 제한하고 있는 최대철근비(ρ_{max})와 최소철근비(ρ_{min})는 Table 2와 같다.

3. 각 기준에 의한 전단설계 값과 예제 실험체의 결과 값 비교 · 분석

앞서 서술한 ACI318-08³⁾, EC2-02⁴⁾, CSA-04⁵⁾기준의 전단설계식을 바탕으로 예제 실험체의 전단강도를 계산하여 실제 실험값과 비교 분석하였다.

예제 실험체는 전단보강철근을 사용한 철근콘크리트 보 131개⁷⁻⁹⁾로, 시험체 단면은 180×400 mm, 200×400 mm, 250×450 mm, 150×300 mm 등이며 전단보강철근의 항복강도 f_{wy} 는 232.4~1453.9 MPa, 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 는 13.8~111.8 MPa이다. 주요 변수는 전단보강철근의 항복강도와 철근비이며 전단보강철근이 항복한 실험체와 항복하지 않은 실험체를 나누어 분석하였다.

예제 실험체의 상세는 Table 3과 같다. 예제 실험체의 전단강도를 각 기준별로 계산하였고, 전단보강철근이 항복한 실험체의 경우 전단보강철근의 항복강도 및 철근비를 제한하지 않은 경우와 전단보강철근 항복강도를 제한한 경우, 전단보강철근의 항복강도 및 철근비를 제한한

Table 2 Limiting the minimum and maximum shear reinforced ratio

Code	Shear reinforcement ratio
ACI318-08 ³⁾	$0.062 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \leq \rho \leq \frac{2}{3} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y}$
EC2-02 ⁴⁾	$0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \leq \rho \leq \nu \frac{f_{ck}}{f_y} \sin^2 \theta$
CSA-04 ⁵⁾	$0.06 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \leq \rho \leq 0.25 \frac{f_{ck}}{f_y} - \beta \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y} \tan \theta$

경우 세 가지로 나누어 분석하였다.

ACI318-08에 의한 전단강도 계산에서 콘크리트에 의한 전단강도 V_c 는 정산식인 식 (3)을 이용하였고, EC2-02에서의 경사각 θ 는 식 (11)의 제한범위 안에서 V_{sd} 와 $V_{d,max}$ 가 같을 때의 θ , 즉, 적용가능 각도의 범위 안에서 내력이 최대가 될 수 있는 각도를 적용하였다. 또한 CSA-04에 의한 전단강도 계산 시 필요한 단면 중앙에서의 축방향 변형률 ε_x 는 예제 실험체 상세만으로는 구할 수 없어 0.001과 0.002 두 가지로 가정하여 계산하였고, 두 경우의 결과 차이가 크지 않아 ε_x 가 0.001을 적용한 값을 기준으로 분석하였다.

3.1 전단보강철근이 항복한 경우

3.1.1 전단설계 제한을 두지 않은 경우

전단보강철근의 항복강도 및 철근비 제한을 두지 않고 각 기준의 전단설계식을 바탕으로 예제 실험체의 전단강도를 계산하였다.

예제 실험체의 전단강도 실험값을 각 기준을 이용하여 구한 전단강도 계산결과로 나눈 수치의 평균과 표준편차, 변동계수를 Table 4에 나타내었다.

실험값에서 계산값을 나눈 $V_{test}/V_{analysis}$ 의 평균값을 살펴보면 V_{test}/V_{eu} 와 V_{test}/V_{csa} 는 각각 1.11과 1.19로 실험값과 약 11%와 19%의 차이를, V_{test}/V_{aci} 는 1.37로 실험값과 37% 가량 차이를 보였다. 평균값만을 살펴보면 EC2-02가 가장 1에 가까운 수치를 나타냈지만, 변동계수는 ACI 318-08이 0.21로 가장 낮은 값을 보였고 EC2-02의 경우 0.29로 나머지 두 경우보다 다소 높은 값으로 나타났다. 전체적인 수치만을 보았을 때 세 가지 기준 모두 $V_{test}/V_{analysis}$ 값이 1에서 크게 벗어나지 않아 계산값이 실험값을 잘 예측한다고 볼 수 있다.

이러한 경향은 전단철근비 ρ_w 와 전단보강철근 항복강도 f_{wy} 를 곱한 값과 실험값/기준값의 관계를 나타낸 Fig. 1의 그래프를 통하여도 알 수 있다. ACI318-08과 CSA-04, EC2-02의 그래프 모두 y축의 1에 집중되어 분포되어 있음을 확인할 수 있으며, 이는 계산값이 실험값을 잘 예측하고 있다는 것을 말해준다. 다만, $\rho_w f_{wy}$ 값이 작아질 경우에 $V_{test}/V_{analysis}$ 값이 증가하는 것은 철근의 인장경화 효과에 의한 결과로 판단된다.

Table 3 Material properties of the specimens⁷⁻⁹⁾

No.	B	D	d	a	Shear reinforcement				Longitudinal tensile reinforcement		Concrete		V_{max}
					s (mm)	ds	ρ_w (%)	f_{wy} (MPa)	ρ_l (%)	f_{ly} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_t (MPa)	
1	180	400	360	600	100	4.1	0.147	1392.2	3.2	798	37.5	2.92	302.1
2	180	400	360	600	100	5.1	0.227	1421.7	3.2	798	37.5	2.92	348.1
3	180	400	360	600	100	6	0.314	1333.3	3.2	798	37.5	2.92	365.8
4	180	400	360	600	100	4.1	0.147	1392.2	3.2	798	53.8	3.25	300.1
5	180	400	360	600	100	6	0.314	1333.3	3.2	798	53.8	3.25	416.8
6	180	400	360	600	100	7.4	0.444	1421.7	3.2	798	53.8	3.25	485.4
7	200	400	360	800	110	8	0.455	349.1	3.09	931.4	32.8		268.6
8	200	400	360	800	65	10	1.208	285.3	3.09	931.4	35.4		403
9	200	400	360	800	75	6	0.295	492.2	3.09	931.4	32.6		249.3
10	200	400	360	800	85	8	0.588	553.9	3.09	931.4	32.9		410.5
11	200	400	360	800	145	6	0.193	865.7	3.09	931.4	33.3		277.5
12	200	400	360	800	145	6	0.221	823.5	3.09	931.4	33.6		274.4
13	200	400	360	800	110	8	0.455	901	3.09	931.4	33.6		377.6
14	200	400	360	800	85	8	0.582	841.2	3.09	931.4	33.7		418.3
15	200	400	360	800	85	8	0.588	901	3.09	931.4	33.7		462.2
16	200	400	360	800	145	6	0.193	1061.8	3.09	931.4	34.5		324.1
17	200	400	360	800	95	6	0.295	1061.8	3.09	931.4	34.8		386.7
18	200	400	360	800	145	6	0.193	1235.3	3.09	931.4	34.9		311.6
19	200	400	360	800	145	6	0.221	823.5	3.09	931.4	35.3		281.4
20	200	400	360	800	85	8	0.582	841.2	3.09	931.4	35.4		439.1
21	200	400	360	800	110	6	0.19	683.3	2.88	1028.4	22.9	1.86	254
22	200	400	360	800	110	6	0.4	683.3	2.88	1028.4	22.9	1.86	320.7
23	200	400	360	800	110	6	0.19	679.4	2.88	947.1	37	2.45	258.9
24	200	400	360	800	110	6	0.4	683.3	2.88	1028.4	65.9	4.02	441.3
25	200	400	360	800	110	10	0.59	722.5	2.88	1028.4	65.9	4.02	584.5
26	200	400	360	800	110	10	0.89	722.5	2.88	1028.4	65.9	4.02	652.2
27	200	400	360	800	110	8	0.41	886.3	3.15	937.3	36.9		374.6
28	200	400	360	800	110	8	0.41	886.3	3.15	937.3	36.9		222.6
29	200	400	360	800	110	8	0.41	886.3	3.15	937.3	36.9		215.8
30	250	450	400	400	110	6	0.304	559.8	1.44	976.5	92.1		756.1
31	250	450	400	400	110	6.4	0.204	1212.7	1.44	976.5	89		730.6
32	250	450	400	400	110	10	0.542	349	1.44	976.5	92.1		921.9
33	250	450	400	400	110	7.4	0.563	1252.9	1.44	976.5	89		921.9
34	150	300	270	450	100	5.5	0.31	376.5	2.94	973.5	55.7	4.09	157.9
35	150	300	270	450	50	6.4	0.84	929.4	2.94	973.5	55.7	4.09	411.9
36	150	300	270	450	100	5.5	0.31	376.5	2.94	973.5	64	5.25	161.8
37	150	300	270	450	120	5.5	0.44	232.4	2.94	973.5	64	5.25	186.3
38	150	300	270	450	50	6.4	0.84	929.4	2.94	973.5	64	5.25	444.3
39	150	300	270	450	75	6	0.498	297.1	3.06	952.9	50.7		160.9
40	150	300	270	450	75	6	0.569	411.3	3.06	952.9	73.5		291.2
41	150	300	270	450	100	6	0.85	846.3	3.06	952.9	73.5		438.3
42	150	300	270	450	100	6	0.85	419.6	4.16	1000	111.8		352.1
43	150	300	270	450	100	6	0.85	783.3	4.16	1000	111.58		516.8
44	120	300	270	400	100	5.1	0.327	1453.9	3.9	959.8	139.5	4.65	227.5
45	180	400	360	600	120	6	0.28	250	3.21	367.6	31.7		210

Table 3 Material properties of the specimens⁷⁻⁹⁾ (continued)

No.	B	D	d	a	Shear reinforcement				Longitudinal tensile reinforcement		Concrete		V_{max}
					s (mm)	ds	ρ_w (%)	f_{wy} (MPa)	ρ_l (%)	f_{ly} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_t (MPa)	
46	180	400	360	600	120	6	0.28	250	3.21	367.6	31.7		186.3
47	180	400	360	600	120	6	0.28	250	3.21	367.6	31.7		245.2
48	180	400	360	600	60	6	0.56	250	3.21	367.6	31.7		245.2
49	180	400	360	600	90	6	0.75	254.9	3.21	367.6	31.7		270
50	180	400	360	600	60	6	1.13	254.9	3.21	367.6	31.7		323.6
51	180	400	360	600	120	6	0.29	673.5	3.21	367.6	31.7		274.6
52	180	400	360	600	160	6	0.19	329.4	3.21	343.1	27.5		174.6
53	180	400	360	600	160	6	0.19	1362.7	3.21	343.1	27.5		270.7
54	180	400	360	600	160	6	0.19	1362.7	3.21	343.1	27.5		304
55	180	400	360	600	114	6	0.26	329.4	3.21	343.1	27.5		205
56	180	400	360	600	114	6	0.26	1362.7	3.21	343.1	27.5		336.5
57	180	400	360	600	89	6	0.34	329.4	3.21	343.1	27.5		217.7
58	180	400	360	600	160	6	0.19	329.4	3.21	343.1	27.5		147.1
59	180	400	360	600	114	6	0.26	329.4	3.21	343.1	27.5		186.3
60	180	400	360	600	100	6	0.314	1333.3	3.2	798	20.4	2.01	241.2
61	180	400	360	600	100	7.4	0.444	1421.7	3.2	798	20.4	2.01	279.5
62	180	400	360	600	100	9.2	0.711	1402	3.2	798	20.4	2.01	321.7
63	180	400	360	600	100	11	1	1431.4	3.2	798	20.4	2.01	356
64	180	400	360	600	100	7.4	0.444	1421.7	3.2	798	37.5	2.92	367.8
65	180	400	360	600	100	9.2	0.711	1402	3.2	798	37.5	2.92	460
66	180	400	360	600	100	11	1	1431.4	3.2	798	37.5	2.92	510
67	180	400	360	600	100	9.2	0.711	1402	3.2	798	53.8	3.25	549.2
68	180	400	360	600	100	11	1	1431.4	3.2	798	53.8	3.25	593.3
69	200	400	360	800	65	10	1.1	802.9	3.09	931.4	33.8		527.8
70	200	400	360	800	65	10	1.208	898	3.09	931.4	33.8		507.3
71	200	400	360	800	85	8	0.588	1060.8	3.09	931.4	34.7		474.8
72	200	400	360	800	65	10	1.208	1065.7	3.09	931.4	34.8		540.6
73	200	400	360	800	65	10	1.1	802.9	3.09	931.4	35.5		531.4
74	200	400	360	800	110	10	0.4	829.9	2.88	853.6	20.4		270.6
75	200	400	360	800	85	10	0.59	829.9	2.88	853.6	20.4		291.1
76	200	400	360	800	70	10	0.89	829.9	2.88	853.6	21.2		370.5
77	200	400	360	800	110	10	0.4	829.9	2.88	853.6	29.3		333.7
78	200	400	360	800	85	10	0.59	829.9	2.88	853.6	32.6		440
79	200	400	360	800	70	10	0.89	829.9	2.88	853.6	29.3		456
80	200	400	360	800	110	10	0.59	722.5	2.88	1028.4	22.9	1.86	329.5
81	200	400	360	800	110	10	0.89	722.5	2.88	1028.4	22.9	1.86	377.6
82	200	400	360	800	110	10	1.18	722.5	2.88	1028.4	22.9	1.86	423.6
83	200	400	360	800	110	10	0.89	722.5	2.88	947.1	37	2.45	461.9
84	200	400	360	800	110	10	1.18	722.5	2.88	947.1	37	2.45	514.9
85	150	300	270	450	100	8	0.66	902	3.06	952.9	50.7		338.3
86	150	300	270	450	50	6	1.71	846.3	3.06	952.9	50.7		478.6
87	120	300	270	400	50	5.1	0.655	1453.9	3.9	959.8	139.5	4.65	320.7
88	120	300	270	400	50	5.1	0.982	1453.9	3.9	959.8	139.5	4.65	350.1
89	120	300	270	400	40	5.1	1.228	1453.9	3.9	959.8	139.5	4.65	357
90	180	400	360	600	120	6	0.28	250	3.21	367.6	31.7		210

Table 3 Material properties of the specimens⁷⁻⁹⁾ (continued)

No.	B	D	d	a	Shear reinforcement				Longitudinal tensile reinforcement		Concrete		V_{max}
					s (mm)	ds	ρ_w (%)	f_{wy} (MPa)	ρ_l (%)	f_{ly} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_t (MPa)	
91	180	400	360	600	120	6	0.28	1323.5	3.21	367.6	31.7		327.6
92	180	400	360	600	89	9	0.34	1362.7	3.21	343.1	27.5		346.2
93	180	400	360	600	62	9	0.49	1362.7	3.21	343.1	27.5		402.1
94	180	400	360	600	145	9	0.48	1392.2	3.21	343.1	27.5		372.7
95	180	400	360	600	62	9	1.12	1392.2	3.21	343.1	27.5		447.2
96	177.8	387.4	306.1	914.4	146.1		0.243	526.4	2.47	526.4	18.1		167.1
97	177.8	387.4	309.6	914.4	146.1		0.243	526.4	4.38	526.4	34		225.1
98	177.8	387.4	306.1	914.4	146.1		0.243	526.4	2.47	526.4	34		217.7
99	177.8	387.4	306.1	914.4	146.1		0.243	526.4	2.47	526.4	18.1		169.3
100	177.8	387.4	309.7	914.4	146.1		0.243	526.4	4.38	526.4	34		258.7
101	177.8	387.4	306.1	914.4	146.1		0.243	526.4	2.47	526.4	18.1		137.2
102	177.8	387.4	307.8	914.4	146.1		0.243	526.4	1.41	526.4	16.8		112.7
103	177.8	387.4	309.7	914.4	146.1		0.243	526.4	4.38	526.4	38.1		181.7
104	177.8	387.4	306.1	914.4	146.1		0.243	526.4	2.47	526.4	38.1		180.1
105	203.2		389.9	914.4	182.9		0.382	331.2	0.03	320.7	24.7		221.8
106	203.2		389.9	914.4	182.9		0.382	331.2	0.03	320.7	23.7		209.2
107	203.2		389.9	914.4	182.9		0.382	331.2	0.03	320.7	23.4		222.6
108	203.2		389.9	914.4	182.9		0.382	331.2	0.03	320.7	24.8		244
109	203.2		389.9	762	190.5		0.367	331.2	0.03	320.7	23.4		278.1
110	203.2		389.9	762	190.5		0.367	331.2	0.03	320.7	25.4		255.9
111	203.2		389.9	762	190.5		0.367	331.2	0.03	320.7	23.7		284.4
112	203.2		389.9	762	190.5		0.367	331.2	0.03	320.7	23.3		267
113	203.2		389.9	762	190.5		0.367	331.2	0.03	320.7	24.6		240.9
114	203.2		389.9	762	95.25		0.734	331.2	0.03	320.7	23.2		301.1
115	203.2		389.9	609.6	203.2		0.344	331.2	0.02	320.7	23.9		245.6
116	203.2		389.9	609.6	203.2		0.344	331.2	0.02	320.7	14.1		223.4
117	203.2		389.9	609.6	203.2		0.344	331.2	0.02	320.7	13.8		200.5
118	203.2		389.9	609.6	203.2		0.344	331.2	0.02	320.7	13.9		187.8
119	203.2		389.9	609.6	203.2		0.344	331.2	0.03	320.7	24.5		309
120	152.4		314.5	609.6	203.2		0.459	331.2	0.03	320.7	27.7		174.9
121	152.4		314.5	609.6	203.2		0.459	331.2	0.03	320.7	28		179.3
122	152.4		314.5	609.6	203.2		0.459	331.2	0.03	320.7	27.8		186
123	152.4		314.5	762	152.4		0.611	331.2	0.03	320.7	29.5		168.7
124	152.4		314.5	762	152.4		0.611	331.2	0.03	320.7	28.4		157.2
125	152.4		314.5	762	152.4		0.611	331.2	0.03	320.7	26.1		168.2
126	152.4		314.5	762	190.5		0.489	331.2	0.03	320.7	27.4		168.2
127	152.4		314.5	762	190.5		0.489	331.2	0.03	320.7	25.7		157.2
128	152.4		314.5	762	190.5		0.489	331.2	0.03	320.7	22.1		165.4
129	152.4		314.5	762	254		0.367	331.2	0.03	320.7	27.7		146.2
130	152.4		314.5	762	254		0.367	331.2	0.03	320.7	29		157.2
131	152.4		314.5	762	254		0.367	331.2	0.03	320.7	27.1		157.2

No.1~59⁹⁾, 96~104⁸⁾, 105~131⁹⁾ : after the yielding of the stirrups, the beam shows its maximum strength

No.60~95⁷⁾ : concrete compressive failure prior to the yielding of the stirrups

B: width of section, D: depth of section, d: effective depth of section, a: length of shear span, s: stirrip spacing, ds: diameter of shear reinforcement, ρ_w : shear reinforcement ratio, f_{wy} : yield stress of stirrup, ρ_l : tensile longitudinal reinforcement ratio, f_{ly} : yield stress of tensile longitudinal bar, f'_c : compressive strength of concrete, f'_t : tensile strength of concrete

Table 4 Analysis of data

		Average	SD	CV
No limitation	V_{test}/V_{aci}	1.37	0.29	0.21
	V_{test}/V_{eu}	1.11	0.32	0.29
	V_{test}/V_{csa}	1.19	0.29	0.24
Limitation of f_{wy}	V_{test}/V_{aci}	1.70	0.36	0.21
	V_{test}/V_{eu}	1.32	0.41	0.31
	V_{test}/V_{csa}	1.44	0.35	0.24
Limitation of f_{wy} & ρ_w	V_{test}/V_{aci}	1.73	0.41	0.23
	V_{test}/V_{eu}	1.32	0.41	0.31
	V_{test}/V_{csa}	1.44	0.35	0.24

SD: standard deviation, CV: coefficient of variation

3.1.2 전단보강철근 항복강도를 제한한 경우

전단보강철근의 항복강도를 Table 1과 같이 제한하고 각 기준의 전단설계식을 바탕으로 예제 실험체의 전단강도를 계산하였다. Table 4를 통하여 평균값을 살펴보면 V_{test}/V_{aci} 는 1.70, V_{test}/V_{csa} 는 1.44를 나타내며, 이는 실험값이 계산에 의한 전단강도인 V_{aci} 와 V_{csa} 에 비하여 각각 70%와 44% 큰 값이라는 것을 나타낸다. V_{eu} 의 경우 이보다 낮은 1.32로 32%의 오차율을 보였다. 전단보강철근 항복강도를 제한하지 않았을 경우와 비교하면, 오차율이 전체적으로 30% 가량 증가한 것을 알 수 있다. 변동계수는 변화가 없거나 근소한 차이로 증가한 것을 확인할 수 있으며 이는 1을 기준으로 한 변동계수 값이 아닌 전체적인 그

래프 상에서의 변동계수이기 때문인 것으로 판단된다.

또한 Fig. 2의 그래프를 살펴보면 $V_{test}/V_{analysis}$ 값이 1에 근접하여 집중되어 있던 Fig. 1의 그래프와는 다르게 2를 중심으로 분포되어 있으며 넓은 간격으로 분산되어 있는 것을 확인할 수 있다.

3.1.3 전단보강철근 항복강도 및 최대최소철근비를 제한한 경우

전단보강철근의 항복강도와 철근비를 Table 1, 2와 같이 제한하고 각 기준의 전단설계식을 바탕으로 예제 실험체의 전단강도를 계산하였다.

예제 실험체 중 ACI318-08를 제외하고, EC2-02와 CSA-04의 최소 및 최대 철근비 제한에 해당되는 사항은 없었다. 따라서 Table 4의 V_{test}/V_{eu} 와 V_{test}/V_{csa} 값은 전단보강철근 항복강도만을 제한하였을 때의 값과 모두 같다. V_{test}/V_{aci} 의 평균값은 1.73으로 전단보강철근의 항복강도만 제한하였을 경우의 평균값인 1.70보다 약 2%의 근소한 값이 증가하였다.

이를 그래프로 나타내면 Fig. 3과 같다. EC2-02와 CSA-04의 결과는 Fig. 2와 같으며, ACI318-08에 의한 결과에서 $\rho_w f_{wy}$ 가 4이상일 때의 결과가 근소하게 달라진 것을 확인할 수 있다.

3.2 전단보강철근이 항복하지 않은 경우

예제 실험체 중 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크

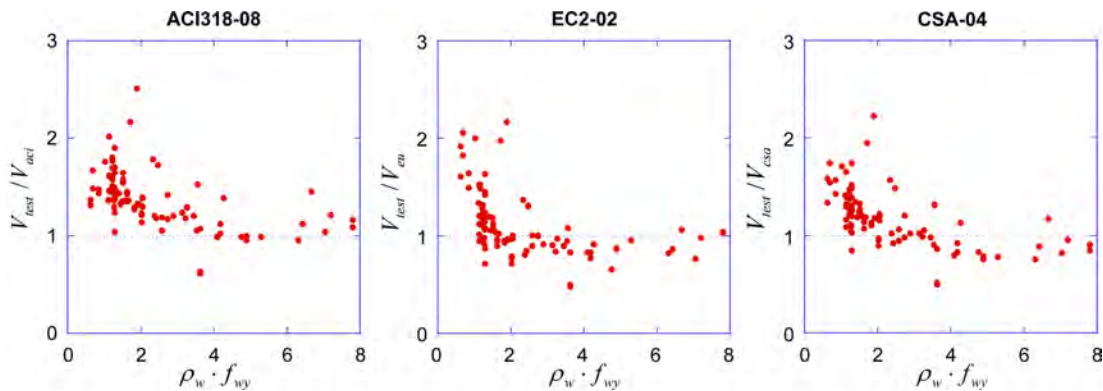


Fig. 1 Relationship between $V_{test}/V_{analysis}$ and $\rho_w f_{wy}$ with no limitation

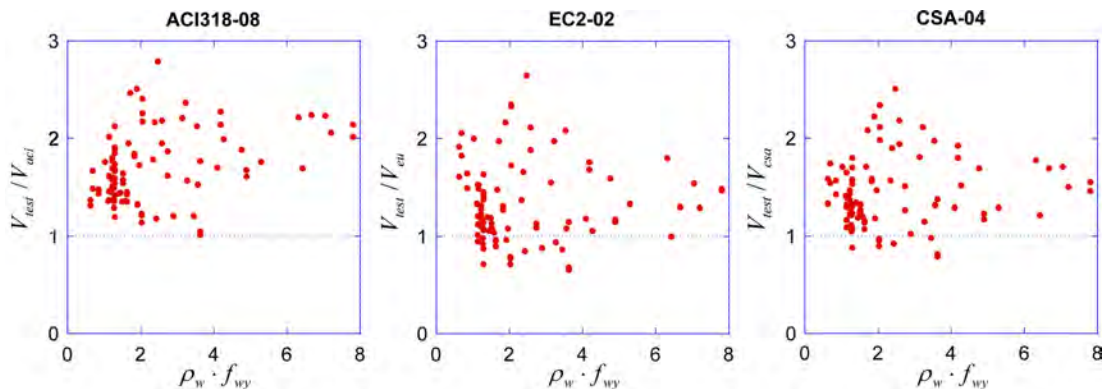


Fig. 2 Relationship between $V_{test}/V_{analysis}$ and $\rho_w f_{wy}$ with limitation of f_{wu} of shear reinforcement

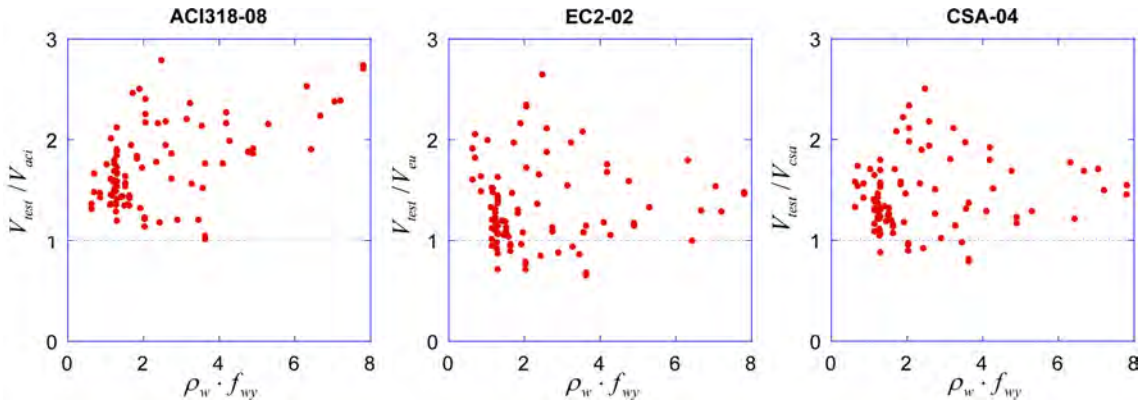


Fig. 3 Relationship between $V_{test}/V_{analysis}$ and $\rho_w f_{wy}$ with limitation of f_{wu} and ρ_w of shear reinforcement

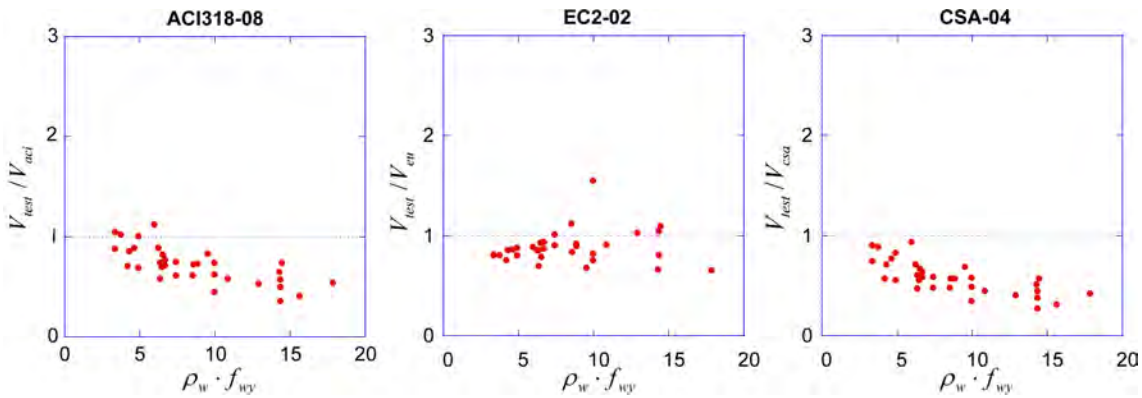


Fig. 4 Relationship between $V_{test}/V_{analysis}$ and $\rho_w f_{wy}$ with no limitation in concrete compressive failure prior to the yielding of shear reinforcement

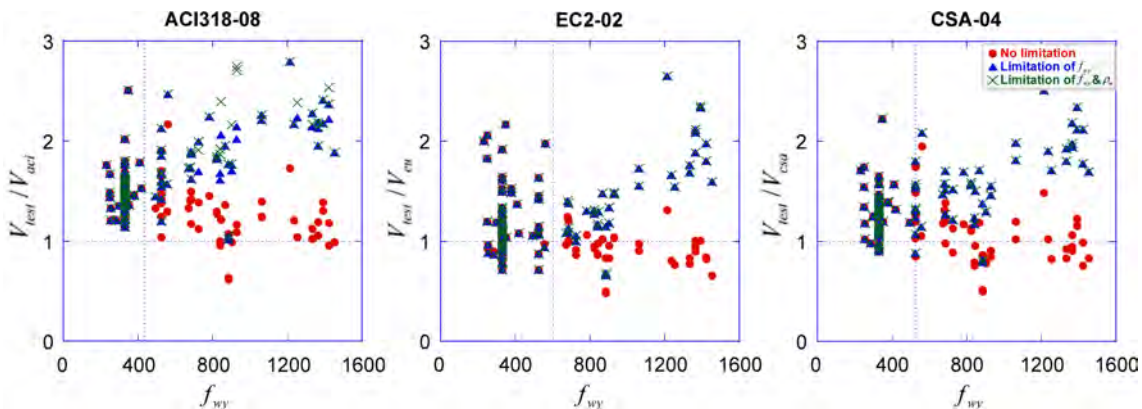


Fig. 5 Relationship between $V_{test}/V_{analysis}$ and f_{wy}

리트에 의한 압축파괴를 한 실험체의 실험값과 전단설계 제한을 두지 않았을 경우의 계산값을 분석해 보았다. Fig. 4를 살펴보면, 전체적으로 1에 미치지 못하는 결과를 나타내며, ACI318-08과 CSA-04기준은 $\rho_w f_{wy}$ 가 증가할수록 $V_{test}/V_{analysis}$ 의 값이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 그러나 EC2-02의 경우에는 다른 기준에 비하여 비교적 1에 가까운 값을 나타내고 있다. 이는 EC2-02의 전단설계 계산 시에 식 (7)과 같이 $V_{sd} \leq V_{d,max}$ 를 기본으로 하여 콘크리트의 압축파괴에 앞서 전단보강철근이 먼저 항복하도록 하는 설계방법을 포함하기 때문인 것으로 판단된다.

3.3 전단보강철근 항복강도에 따른 분석 결과 비교

각 기준의 전단설계식이 고강도 전단보강철근을 적용하였을 시에도 성립하는지 알아보기 위하여 $V_{test}/V_{analysis}$ 값과 전단보강철근 항복강도 f_{wy} 의 관계를 Fig. 5에 그래프로 나타내었다.

전단설계 제한을 하지 않은 경우, 전단보강철근의 항복강도만을 제한한 경우, 항복강도 및 철근비를 제한한 경우의 결과를 비교해보면 세 가지 기준 모두 전단설계 제한을 하지 않았을 경우가 가장 실험값에 가까운 값을 예

측하는 것을 확인할 수 있다. 또한 전단설계의 제한을 하지 않았을 경우, 현재 기준에서 제한하고 있는 강도 이상의 고강도에서도 $V_{test}/V_{analysis}$ 가 1에 가까운 값을 나타내고 있으며 이는 계산값이 실험값을 비교적 정확히 예측하고 있음을 보여준다. 또한 전단보강철근의 항복강도 및 철근비를 제한하였을 경우는 전단강도를 실제보다 과소 평가하고 있음을 확인할 수 있다.

4. 결 론

각 기준의 전단설계기준에서는 전단보강철근의 항복 유도, 사인장균열의 폭 제어, 경제성 등의 이유로 전단보강철근의 항복강도를 제한하고 있으나 제한값은 모두 다르게 규정하고 있다. 이 연구에서는 전단보강철근 항복강도를 주요 변수로 하는 131개의 철근콘크리트 보 실험의 데이터를 이용하여 ACI318-08,³⁾ EC2-02,⁴⁾ CSA-04⁵⁾ 기준에서 규정하고 있는 전단보강철근 항복강도 제한에 대하여 평가하였다. 또한 전단설계기준에 고강도 전단철근의 항복강도를 적용하였을 시에도 신뢰할만한 결과를 예측할 수 있는지에 대하여 분석하였다.

이 논문의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 예제 실험체를 통하여 얻은 전단강도와 각 기준의 전단설계식을 이용하여 계산한 전단강도를 비교하였을 때, 전단보강철근의 항복강도를 제한하지 않았을 경우의 값이 가장 실험값을 잘 예측하는 것으로 나타났다. 특히, 현재 ACI 318-08에서 제한하고 있는 전단보강철근의 항복강도 420 MPa은 지나치게 안전값으로 평가되었다.
- 2) 전단보강철근의 항복강도 및 철근비를 제한하였을 경우는 실제보다 전단강도를 과소평가하는 것으로 나타났다. 따라서 전단보강철근의 항복강도의 제한은 철근의 항복강도와 최대철근비를 동시에 고려하여 평가하는 것이 바람직한 것으로 나타났다.
- 3) 계산 결과를 전단보강철근의 항복강도에 따라 비교하였을 때에, 기준에서 제한하고 있는 강도(Table 1) 이상의 고강도에서도 신뢰할만한 강도를 예측하였다.
- 4) EC2-02와 CSA-04기준의 경우 전단보강철근의 항복

강도를 제한하지 않았을 때에 전단강도를 다소 과대 평가하는 경향을 보였다. 따라서 실질적인 기준 상향의 적용을 위해서는 강도저감계수와 같은 계수의 조정과 함께 실험적 검증이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 2011년도 지식경제부 원자력기금으로 한국에너지기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행되었습니다. 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Choi, I. J., "Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Shear Reinforcement," Master's Thesis, Sungkyunkwan University, 2010, pp. 8-9.
2. Lee, J. Y., Choi, I. J., and Kang, J. E., "Evaluation of the Maximum Yield Strength of Steel Stirrups and Shear Behavior of RC Beams," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 22, No. 5, 2010, pp. 711-718. (doi: <http://dx.doi.org/10.4334/JKCI.2010.22.5.711>)
3. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, ACI, 2007, pp. 155-167.
4. CEN, *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization, 1992, pp. 88-98.
5. Canadian Standards Association, *Design of Concrete Structures*, CSA, 2004, pp. 53-65.
6. Lee, J. H., "Evaluation of Eurocode 2 Shear Design Provisions," Master's Thesis, Chonnam National University, 2011, pp. 36-57.
7. Lee, J. Y. and Hwang, H. B., "Maximum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 107, No. 5, 2010, pp. 580-588.
8. Guralnick, S. A., "High-Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement," *ACI Journal*, Vol. 57, No. 3, 1960, pp. 241-282.
9. Clark, A. P., "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal*, Vol. 48, No. 10, 1951, pp. 145-156.

요 약 현재 콘크리트설계기준에서는 전단보강철근의 항복강도를 제한하고 있다. 이 연구에서는 ACI318-08, EC2-02, CSA-04에서 제시하고 있는 전단설계기준을 이용한 계산값과 예제 실험체 데이터 값의 비교 분석을 통하여 각 기준의 전단보강철근 항복강도 제한의 상향조정에 대하여 판단해 보았다. 실험값과 계산값의 비교는 전단보강철근의 항복강도를 제한하지 않았을 경우와 항복강도를 제한하였을 경우, 항복강도 및 철근비를 제한하였을 경우 세 가지로 나누어 분석하였다. 분석 결과는 전단보강철근의 항복강도를 제한하지 않았을 경우가 가장 실험값을 잘 예측하는 것으로 나타났다. 또한 항복강도를 기준으로 비교했을 때, 기준에서 제한하고 있는 항복강도 이상의 고강도에서도 실험값에 가까운 값을 예측함을 확인하였다. 따라서 기존의 전단설계수식에 고강도 전단보강철근의 강도를 적용하더라도 수식이 성립한다고 볼 수 있으며 기준상에서 제한하고 있는 항복강도를 상향조정하여도 적용상의 불리함이 없을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 고강도 전단보강철근, 전단보강철근의 항복강도, ACI318-08, EC2-02, CSA-04