

변위연성도를 고려한 RC 사각단면 기둥의 전단강도

The shear strength of RC rectangular sectional columns considering displacement ductility

선창호¹⁾ · 김익현²⁾

Sun, Chang Ho · Kim, Ick Hyun

국문 요약 >> RC교량이 내진성능을 확보하기 위해서는 교각의 연성도가 목표연성도에 도달하기 전에 발생하는 전단파괴가 방지되어야 한다. 이를 위해서는 신뢰성 있는 전단강도 평가식이 요구된다. 횡하중을 받는 RC기둥의 전단강도는 변위연성도의 증가에 따라 감소하는 특성을 나타낸다. 다수의 연구자에 의해 전단강도 식이 제안되어 있으나 변위연성도가 작은 구역에서의 초기전단강도와 연성도 증가에 따른 전단강도의 감소율에서 많은 차이를 보이고 있다. 본 연구에서는 저자들이 제안한 초기전단강도를 기본으로 하여 다른 연구자에 의해서 수행된 많은 기둥실험 결과를 분석하여 변위연성도를 고려한 새로운 전단강도 평가식을 제안하였다. 제안된 평가식은 다른 평가식과의 비교를 통해 정확도가 크게 개선된 것을 확인하였다.

주요어 전단강도, 중공단면, RC기둥, 변위연성도

ABSTRACT >> In order to attain enhanced seismic performance of RC bridges, premature shear failure prior to the achievement of target ductilities of the piers should be prevented. For this purpose, a reliable shear strength evaluation is required. The shear strength of an RC column subjected to a lateral force decreases with an increase in ductility. Many empirical equations for the shear strength have been proposed by many researchers. However, there are many discrepancies in the initial shear strength in the low ductility range, and in the decrease rate according to the ductility. In this study, a new empirical equation of shear strength considering the displacement ductility effect has been proposed, in which the initial shear strength equation proposed by the authors was revised on the basis of the investigation of many other researchers' test results. The resulting improvement in accuracy is confirmed by comparison with other empirical equations.

Key words Initial shear strength, Hollow section, RC column, Displacement ductility

1. 서론

지진하중에 대한 RC교량의 기본적인 내진설계개념은 교각이 충분한 연성을 발휘하여 지진에너지를 흡수하도록 하는 것이다. 이를 위해서는 교각이 목표연성도에 도달하기 이전에 전단파괴가 발생하지 않아야 된다. 우리나라 도로교 설계기준⁽¹⁾에서는 교각의 설계지진력 산정 시 휨모멘트에 대해서는 응답수정계수(R)를 적용하고 전단력에서는 탄성

지진력을 그대로 사용함으로써 설계지진 시 교각 하부에 소성힌지의 형성을 유도하고, 전단에 의한 취성적인 파괴를 방지하고 있다. 그러나 이러한 내진설계개념은 지나치게 보수적이어서 보다 합리적이고 경제적인 설계를 위해서 교각의 연성도에 기반한 내진설계가 요구되고 있다.^{(2),(3)} 연성도에 기반한 내진설계를 수행하기 위해서는 목표연성도를 확보하기 위한 적절한 수준의 횡구속이 산정되어야 하고 목표연성도 발휘 이전에 전단파괴가 발생하지 않는 것을 확인하여야 한다. 이를 위해서는 연성도에 기반한 신뢰성 있는 전단강도 평가식이 필요하다.

횡하중을 받는 RC기둥의 전단강도는 기둥의 변위연성도(μ)가 작은 영역에서는 초기강도를 유지하다가 변위연성도가 증가하면 감소하는 것으로 알려져 있으며 기존의 연구자에 의해 다양한 경험식들이 제안되어 있다.⁽⁴⁻¹⁰⁾ Xiao and

¹⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 공학박사

²⁾ 정회원·울산대학교 건설환경공학부, 교수

(교신저자: ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 11. 17 / 수정일 2010. 1. 27, 게재확정일 : 2010. 1. 27)

Martirosyan⁽⁴⁾과 Maekawa and An⁽⁵⁾은 연성도 1이상에서 변위연성도에 의한 콘크리트 전단강도 감소를 고려하고 있고 Priestly et al.⁽⁶⁾, Aschheim et al.⁽⁷⁾, Sezen and Moehle⁽⁸⁾, Kowalsky and Priestley⁽⁹⁾은 변위연성도 2이상에서 전단강도 감소를 고려하고 있으며, CALTRANS⁽¹⁰⁾는 횡구속철근이 없는 경우는 변위연성도 0.5에서, 전단철근이 배근된 경우는 그 량에 따라 콘크리트 전단강도가 감소하는 변위연성도(μ)가 달라지게 된다.

신뢰성 있는 전단강도 평가식을 확립하기 위해서는 초기 전단강도와 변위연성도(μ)에 따른 강도감소율을 비교적 정확하게 예측할 수 있어야 하지만 이들 경험식에는 많은 차이를 보이고 있다. 콘크리트의 초기전단강도는 재료강도, 단면형상, 축방향철근비(ρ_l), 축력(P), 형상비(a/d) 등 다양한 요인에 의해 영향을 받게 된다. 김익현등(2009)은 이들 다양한 변수에 대한 실험적 연구를 수행한 바 있으며, 실험결과와 역학적 특성에 기초하여 콘크리트의 초기전단강도를 제안한 바 있다.⁽¹¹⁾ 본 연구에서는 다양한 연구자들이 수행한 실험결과⁽⁸⁾를 분석하여 김익현등(2009)이 제안한 초기전단강도 평가식⁽¹¹⁾을 연성도(μ)에 따른 강도감소를 예측할 수 있도록 수정·제안하였다. 제안된 평가식은 다른 연구자의 전단강도 평가식과 비교하여 타당성을 검토하였다.

2. 전단강도평가식의 제안

2.1 변위연성도를 고려한 전단강도평가식의 제안

Sezen and Moehle⁽⁸⁾, Maekawa and An⁽⁵⁾, Kowalsky and Priestley⁽⁹⁾는 형상비(a/d)에 따라 콘크리트의 초기전단강도가 감소하는 경험식을 제안한 바 있다. 우리나라에서 사용되는 전단강도식은 콘크리트의 전단강도를 형상비(a/d)에 관계없이 일정한 값을 사용하고 있으며 정밀식에서 형상비를 고려하고 있으나 그 영향이 매우 작다.⁽¹¹⁾ 앞에서 언급한 연구를 참조하면 2000년 이후의 연구에서는 콘크리트의 전단강도를 변위연성도(μ) 뿐만 아니라 형상비(a/d) 및 축방향철근비(ρ_l)등에 의한 계수를 고려하고 있는 추세이다.

선창호 등⁽¹¹⁾은 형상비, 단면의 중공비, 복부면적, 하중패턴을 변수로 하는 실험적 연구를 수행하여 주인장응력에 의하여 초기균열이 발생하는 강도를 산정하고 이를 부재의 형상비(a/d)로 보정(식 (1)의 계수 α)한 초기전단강도 식을 제안한 바 있다.⁽¹¹⁾ 또한, 축방향철근비(ρ_l)가 콘크리트 초기 전단강도에 미치는 영향을 분석하기 위하여 실험적 연구를 수행하여 축방향철근비에 대한 보정계수(식 (1)의 계수 β)를 제안한 바 있다(앞선 논문 “RC 사각단면 기둥의 전단거

동특성과 축방향철근비를 고려한 초기전단강도”). 이렇게 제안된 초기전단강도식은 축방향철근 항복 후 충분한 변위연성도를 발휘하기 전(변위연성도 2이내)에서 적용 가능한 식으로 변위연성도가 증가하여 전단강도가 감소되는 경우에는 적용이 불가능하다.

이에 본 연구에서는 타 연구자들이 수행한 휨-전단실험결과를 분석하여 변위연성도(μ)에 따른 보정계수(식 (1)의 계수 γ)를 고려하는 새로운 전단강도 평가식을 제안하였으며 타 연구자들의 실험결과와 평가식을 이용하여 타당성을 검증하였다.

$$v_c = 0.5 \sqrt{f_{ck}} \alpha \beta \gamma \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

$$\alpha = 1.0 - 0.22 \frac{a}{d}, \quad \text{for } a/d \leq 3 \quad (2)$$

$$\beta = 0.6 + 22\rho_l, \quad \text{for } \beta \leq 1.04 \quad (3)$$

$$0 \leq \gamma = \frac{8-\mu}{6} \leq 1, \quad \text{for } 2 \leq \mu \leq 8 \quad (4)$$

여기서, α , β , γ 는 각각 형상비(a/d), 축방향철근비(ρ_l), 변위연성도(μ)에 따른 보정계수이다.

2.2 변위연성도 보정계수(γ)의 산정

RC 기둥의 전단강도는 단면의 형상에 따라 다르게 나타난다. 선창호 등⁽¹¹⁾은 사각단면 기둥의 초기전단강도식을 제안한 바 있다. 따라서, 변위연성도에 따른 보정계수도 사각단면 기둥의 휨-전단 실험 결과에 기초하여 제안되어야 한다. 그러나, 국내에서는 사각단면 기둥의 휨-전단 실험이 거의 수행되지 않아 국외의 실험자료를 참고하여 변위연성도 보정계수를 산정하였다. 참고로 한 실험자료는 Sezen et al.⁽⁸⁾의 문헌에 제공된 48기의 사각단면 시험체의 실험결과로 전단철근, 축력(P), 축방향철근비(ρ_l), 횡철근비(ρ_s), 콘크리트 압축강도(f_{ck}), 형상비(a/d)등 다양한 변수를 가지고 있다. 시험체의 제원을 정리하면 표 1과 같고 실험결과를 정리하면 표 2와 같다. 표 2에서 콘크리트의 단위면적당 전단강도(v_c)는 전단철근에 의한 전단강도(V_s)를 산정하여 실험값(V_{test})에서 빼서 산정하였다. 따라서, 축력에 의한 영향은 콘크리트의 단위면적당 전단강도(v_c)에 포함되어 있다. 한편, 전단철근의 전단강도는 경사균열각에 따라 차이를 나타내게 되지만 본 연구에서는 Sezen et al.⁽⁸⁾과 같이 식 (5)를 사용하여 전단철근의 전단강도를 산정하였다.

〈표 1〉 시험체 특성

specimen	Reference ⁽⁸⁾	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a</i> (mm)	<i>s</i> (mm)	ρ_l (%)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	<i>P</i> (kN)	μ	V_{test} (kN)
2CLD12	Sezen(2002)	457	457	394	1473	305	2.5	469	21.1	667	2.91	323
2CHD12		457	457	394	1473	305	2.5	469	21.1	2669	3.86	347
2CVD12		457	457	394	1473	305	2.5	469	20.9	2224	2.92	311
2CLD12M		457	457	394	1473	305	2.5	469	21.8	667	2.99	300
3CLH18	Lynn et al.(1996)	457	457	381	1473	457	3	400	25.6	503	1.58	271
3SLH18		457	457	381	1473	457	3	400	25.6	503	1.69	267
2CLH18		457	457	381	1473	457	2	400	33.1	503	4.17	240
2SLH18		457	457	381	1473	457	2	400	33.1	503	2.65	231
2CMH18		457	457	381	1473	457	2	400	25.7	1512	1.94	316
3CMH18		457	457	381	1473	457	3	400	27.6	1512	2.14	338
3CMD12		457	457	381	1473	457	3	400	27.6	1512	2.5	356
3SMD12		457	457	381	1473	457	3	400	25.7	1512	2.73	378
2D16RS	Ohue et al.(1985)	200	200	175	400	50	2	322	32.1	183	1.74	102
4D13RS		200	200	175	400	50	2.7	322	29.9	183	2.42	111
H-2-1/5	Esaki(1996)	200	200	175	400	50	2.5	370	23	161	4.94	103
HT-2-1/5		200	200	175	400	75	2.5	370	20.2	161	4.32	102
H-2-1/3		200	200	175	400	40	2.5	370	23	269	4.5	121
HT-2-1/3		200	200	175	400	60	2.5	370	20.2	236	4.16	112
U-7	Li et al.(1995)	400	400	375	1000	120	2.4	382	29	464	4	328
U-8		400	400	375	1000	120	2.4	382	33.5	1072	2.5	393
U-9		400	400	375	1000	120	2.4	382	34.1	1637	4	430
U1	Saatcioglu(1989)	350	350	305	1000	150	3.3	470	43.6	0	3.12	275
U2		350	350	305	1000	150	3.3	470	30.2	600	2.87	270
U3		350	350	305	1000	75	3.3	470	34.8	600	2.81	268
BR-S1	Yalcin(1997)	550	550	482	1485	300	2	425	45	1800	2.88	578
43	Ikeda(1968)	200	200	173	500	100	2	558	19.6	80	4.84	74
44		200	200	173	500	100	2	558	19.6	80	5	77
45		200	200	173	500	100	2	558	19.6	156	1.74	82
46		200	200	173	500	100	2	558	19.6	156	1.26	81
62		200	200	173	500	100	2	476	19.6	80	5.28	58
63		200	200	173	500	100	2	476	19.6	156	5.79	69
64		200	200	173	500	100	2	476	19.6	156	4.82	69
205	Umemura and Endo (1970)	200	200	180	600	100	2	462	17.7	156	3.07	71
207		200	200	180	400	100	2	462	17.7	156	1.88	106
208		200	200	180	400	100	2	462	17.7	392	3.2	135
214		200	200	180	600	200	2	462	17.7	392	1.73	83
233		200	200	180	400	100	1	524	13.9	156	4.5	69
234		200	200	180	400	100	1	524	13.1	156	5.33	67
372	Kokusho (1964)	200	200	170	500	100	1	352	19.9	156	4.12	74
373		200	200	170	500	100	2	352	20.4	156	2.78	88
452	Kokusho (1965)	200	200	170	500	100	3	317	21.9	392	2.53	110
454		200	200	170	500	100	4	317	21.9	392	2.32	110
40.033a	Wight and Sozen (1995)	254	300	152	876	127	2.4	344	34.7	189	4.19	96
40.033		254	300	152	876	127	2.4	344	33.6	178	3.62	97
25.033		254	300	152	876	127	2.4	344	33.6	111	2.65	87
0.033		254	300	152	876	127	2.4	344	32	0	3.67	81
40.048		254	300	152	876	89	2.4	344	26.1	178	3.38	95
0.048		254	300	152	876	89	2.4	344	25.9	0	2.45	86

〈표 2〉 실험결과 분석

specimen	Reference ⁽⁸⁾	형상비 (a/d)	전면적 (A_g) (mm ²)	유효면적 (A_e) (mm ²)	전단철근 전단력 (V_s) (kN)	축력비 ($\frac{P}{f_{ck}A_g}$)	축력에 의한 전단강도 증가비	V_{test} - V_s (kN)	$\frac{V_s}{V_{test}}$	콘크리트 단위면적당 전단강도 (v_c)(MPa)	$\frac{v_c}{\sqrt{f_{ck}}}$ ¹⁾	$\frac{v_c}{\sqrt{f_{ck}}}$ ²⁾
2CLD12	Sezen (2002)	3.74	208849	167079.2	148.6	0.15	1.55	174.4	0.46	1.04	0.23	0.15
2CHD12		3.74	208849	167079.2	148.6	0.61	2.56	198.4	0.43	1.19	0.26	0.10
2CVD12		3.74	208849	167079.2	148.6	0.51	2.38	162.4	0.48	0.97	0.21	0.09
2CLD12M		3.74	208849	167079.2	148.6	0.15	1.54	151.4	0.50	0.91	0.19	0.13
3CLH18	Lynn et al. (1996)	3.87	208849	167079.2	47.4	0.09	1.40	223.6	0.17	1.34	0.26	0.19
3SLH18		3.87	208849	167079.2	47.4	0.09	1.40	219.6	0.18	1.31	0.26	0.19
2CLH18		3.87	208849	167079.2	47.4	0.07	1.36	192.6	0.20	1.15	0.20	0.15
2SLH18		3.87	208849	167079.2	47.4	0.07	1.36	183.6	0.21	1.10	0.19	0.14
2CMH18		3.87	208849	167079.2	47.4	0.28	1.96	268.6	0.15	1.61	0.32	0.16
3CMH18		3.87	208849	167079.2	47.4	0.26	1.94	290.6	0.14	1.74	0.33	0.17
3CMD12		3.87	208849	167079.2	81.8	0.26	1.94	274.2	0.23	1.64	0.31	0.16
3SMD12		3.87	208849	167079.2	81.8	0.28	1.96	296.2	0.22	1.77	0.35	0.18
2D16RS	Ohue et al. (1985)	2.29	40000	32000	51.4	0.14	1.62	50.6	0.50	1.58	0.28	0.17
4D13RS		2.29	40000	32000	51.4	0.15	1.64	59.6	0.46	1.86	0.34	0.21
H-2-1/5	Esaki (1996)	2.29	40000	32000	53.9	0.18	1.64	49.1	0.52	1.53	0.32	0.20
HT-2-1/5		2.29	40000	32000	53.9	0.20	1.67	48.1	0.53	1.50	0.33	0.20
H-2-1/3		2.29	40000	32000	67.4	0.29	1.95	53.6	0.56	1.68	0.35	0.18
HT-2-1/3		2.29	40000	32000	67.4	0.29	1.90	44.6	0.60	1.39	0.31	0.16
U-7	Li et al. (1995)	2.67	160000	128000	229.1	0.10	1.44	98.9	0.70	0.77	0.14	0.10
U-8		2.67	160000	128000	253.5	0.20	1.82	139.5	0.64	1.09	0.19	0.10
U-9		2.67	160000	128000	277.8	0.30	2.12	152.2	0.65	1.19	0.20	0.10
U1	Saatcioglu (1989)	3.28	122500	98000	133.4	0.00	1.00	141.6	0.49	1.44	0.22	0.22
U2		3.28	122500	98000	133.4	0.16	1.67	136.6	0.49	1.39	0.25	0.15
U3		3.28	122500	98000	266.8	0.14	1.63	1.2	1.00	0.01	0.00	0.00
BR-S1	Yalcin(1997)	3.08	302500	242000	100.5	0.13	1.67	477.5	0.17	1.97	0.29	0.18
43	Ikeda (1968)	2.89	40000	32000	56.0	0.10	1.38	18.0	0.76	0.56	0.13	0.09
44		2.89	40000	32000	56.0	0.10	1.38	21.0	0.73	0.66	0.15	0.11
45		2.89	40000	32000	56.0	0.20	1.66	26.0	0.68	0.81	0.18	0.11
46		2.89	40000	32000	56.0	0.20	1.66	25.0	0.69	0.78	0.18	0.11
62		2.89	40000	32000	47.8	0.10	1.38	10.2	0.82	0.32	0.07	0.05
63		2.89	40000	32000	47.8	0.20	1.66	21.2	0.69	0.66	0.15	0.09
64		2.89	40000	32000	47.8	0.20	1.66	21.2	0.69	0.66	0.15	0.09
205	Umamura and Endo (1970)	3.33	40000	32000	48.3	0.22	1.69	22.7	0.68	0.71	0.17	0.10
207		2.22	40000	32000	48.3	0.22	1.69	57.7	0.46	1.80	0.43	0.25
208		2.22	40000	32000	48.3	0.55	2.38	86.7	0.36	2.71	0.64	0.27
214		3.33	40000	32000	24.1	0.55	2.38	58.9	0.29	1.84	0.44	0.18
233		2.22	40000	32000	24.5	0.28	1.76	44.5	0.36	1.39	0.37	0.21
234		2.22	40000	32000	24.5	0.30	1.78	42.5	0.37	1.33	0.37	0.21
372	Kokusho (1964)	2.94	40000	32000	38.9	0.20	1.66	35.1	0.53	1.10	0.25	0.12
373		2.94	40000	32000	38.9	0.19	1.65	49.1	0.44	1.53	0.34	0.16
452	Kokusho (1965)	2.94	40000	32000	35.1	0.45	2.28	74.9	0.32	2.34	0.50	0.18
454		2.94	40000	32000	35.1	0.45	2.28	74.9	0.32	2.34	0.50	0.18
40.033a	Wight and Sozen (1995)	5.76	76200	60960	40.4	0.07	1.36	55.6	0.42	0.91	0.15	0.11
40.033		5.76	76200	60960	40.4	0.07	1.34	56.6	0.42	0.93	0.16	0.12
25.033		5.76	76200	60960	40.4	0.04	1.23	46.6	0.46	0.76	0.13	0.11
0.033		5.76	76200	60960	40.4	0.00	1.00	40.6	0.50	0.67	0.12	0.12
40.048		5.76	76200	60960	58.8	0.09	1.38	36.2	0.62	0.59	0.12	0.08
0.048		5.76	76200	60960	58.8	0.00	1.00	27.2	0.68	0.45	0.09	0.09

1) 축력영향 포함, 2) 축력영향 미포함

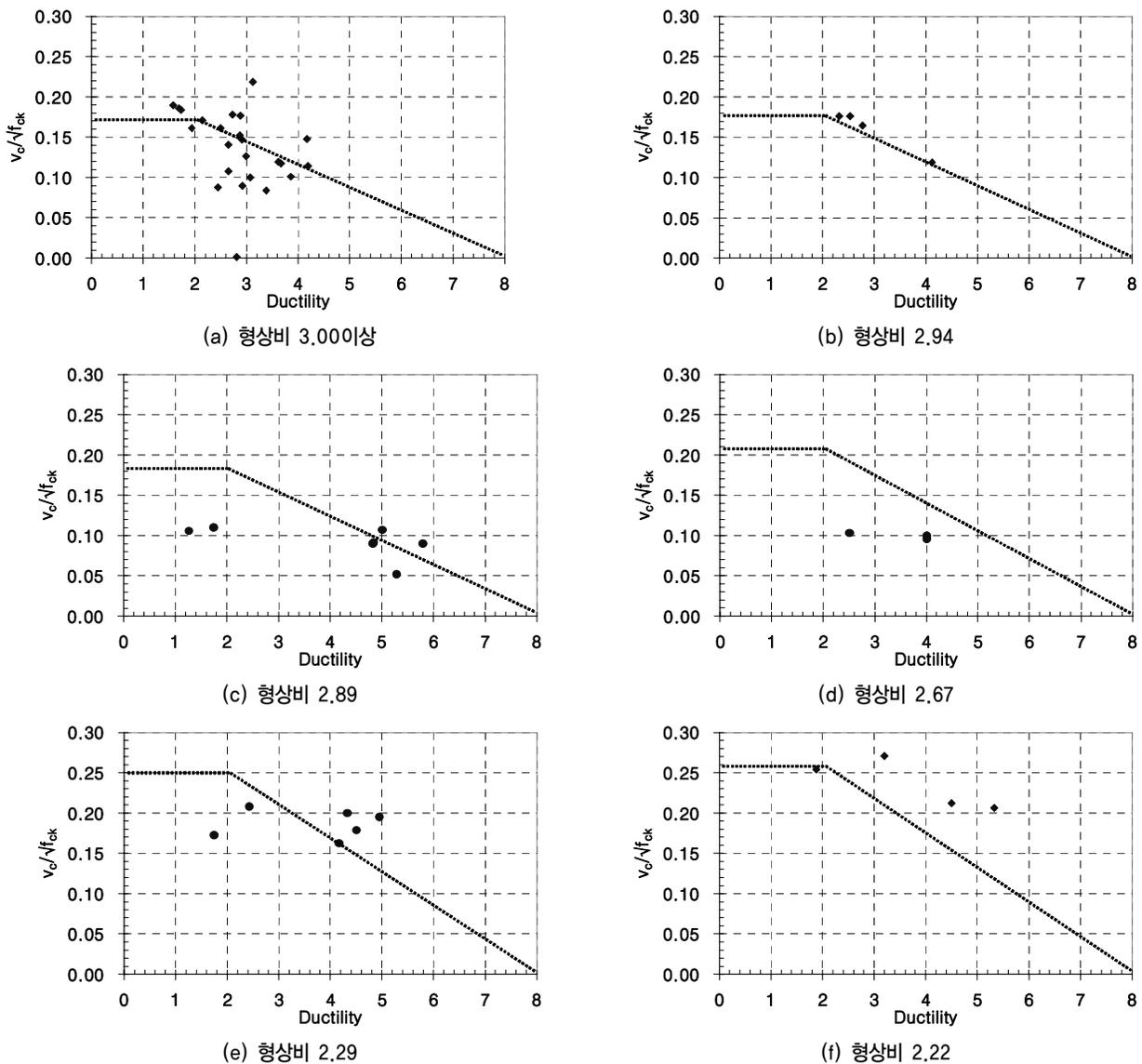
$$V_s = \frac{A_w f_{yh} d}{s} \tag{5}$$

여기서, A_w , f_{yh} , d , s 는 각각 전단철근의 단면적, 항복강도, 유효깊이, 수직간격이다.

본 연구의 제안식에서는 형상비(a/d)에 따라 초기전단강도가 다르기 때문에 실험결과는 형상비가 동일한 시험체에 대해서 각각 비교·분석하였다. 그림 1(a)는 형상비 3.0이상의 시험체에 대해서 변위연성도(μ)와 콘크리트 단위면적당 전단강도(v_c)을 $\sqrt{f_{ck}}$ 로 정규화한 값으로 비교한 것이며 그림 1(b)와 그림 1(c), 그림 1(d), 그림 1(e), 그리고 그림 1(f)는 각각 형상비 2.94, 2.89, 2.67, 2.29, 2.22의 시험체에 대해서 비교한 것이다. 변위연성도의 경우 항복변위(δ_y)의 정의에 의해 차이를 나타내게 되지만 본 연구에서는 실험결과

에서 제공한 변위연성도를 그대로 사용하여 제안식과 비교하였다.

변위연성도에 따른 보정계수는 시험체가 가장 많은 형상비 3.0 이상의 실험결과(그림 1의 (a))에 가장 잘 부합되도록 다른 경험식과 마찬가지로 선형으로 감소하는 형태로 하였다. 본 연구에서 사용한 실험결과에서는 변위연성도 6 이상의 결과가 없어 그 이상의 변위연성도를 포함한 적합한 보정계수를 찾기는 어려우나 실험결과와 가장 잘 부합되도록 변위연성도 8에서 전단강도가 0이 되도록 하였다. 변위연성도가 커지면 균열면이 압축연단으로 크게 상승되어 콘크리트의 전단강도를 무시할만 하다. 전단강도에는 여러 변수가 복합적으로 작용하기 때문에 모든 경우에 따라 다른 보정계수를 도입하기 보다는 일관성을 유지하기 위해 형상비 3.0 이상에서 산정된 보정계수를 동일하게 적용하였다.



〈그림 1〉 형상비별 변위연성도에 따른 전단강도 감소

따라서, 형상비가 작아지면 초기전단강도가 증가하기 때문에 변위연성도에 따른 전단강도의 감소율은 형상비가 작을수록 커지는 특성을 나타내게 된다.

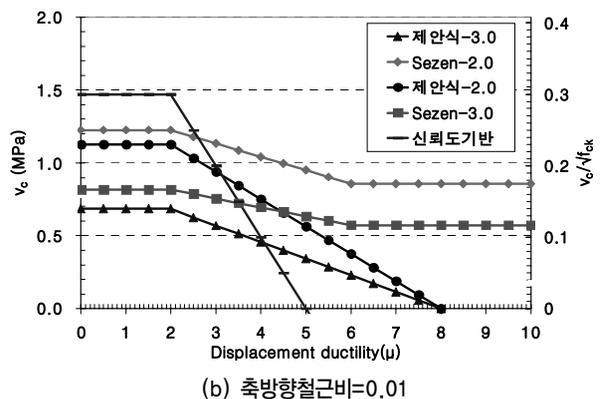
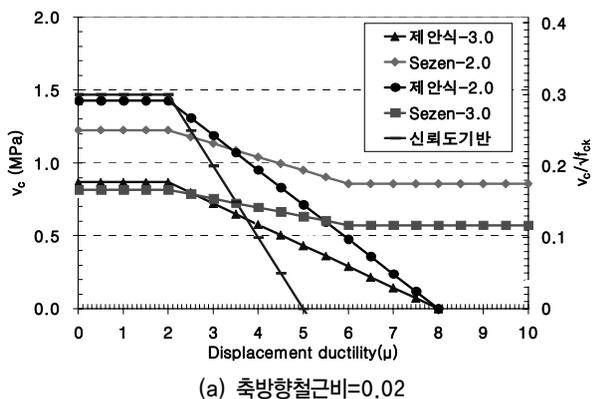
3. 제안식의 평가

본 연구의 제안식에서 형상비(a/d)와 축방향철근비(ρ_l)의 영향을 고려한 초기전단강도는 중공사각단면 시험체의 실험결과와 콘크리트 기둥의 역학적 특성을 고려하여 제안된 식으로 증실사각단면 기둥에서도 잘 적용되는 것을 확인하였다.⁽¹¹⁾ 변위연성도(μ)에 따른 보정계수(γ)는 다른 연구자의 증실사각단면 기둥의 실험결과로부터 산정되었다. 따라서, 본 연구에서 제안된 전단강도 평가식의 타당성을 검증하기 위하여 증실사각단면 기둥과 중공사각단면 기둥으로 나누어 다른 연구자의 경험식과 비교하여 평가하였다. 다른 연구자의 경험식으로는 전단강도를 비교적 잘 예측하는

Sezen et al.⁽⁸⁾의 평가식과 신뢰도기반 도로교설계기준안의 연성도 설계에 도입된 전단강도 평가식(이하 “신뢰도기반”)⁽¹²⁾을 선정하였다. 본 연구에서 제안한 전단강도 평가식과 Sezen et al.⁽⁸⁾의 제안식, 그리고 신뢰도기반의 전단강도 평가식을 요약하면 표 3과 같고, 그림 2에 이들 식을 함께 나타내어 비교하였다. 그림 2는 형상비 2와 3에 대해서 축력이 없는 상태에서 콘크리트의 전단강도를 3가지 평가식으로 비교한 것이다. 그림 2(a)는 축방향철근비를 0.02로 가정하였으며 신뢰도기반과 본 연구의 평가식은 각각 연성도 5와 8이상에서는 콘크리트의 전단강도를 “0”로 보고 있는 반면, Sezen et al.⁽⁸⁾의 제안식은 연성도 6이상에서도 초기전단강도의 70%를 유지하는 것으로 나타났다. 그림 2(b)는 축방향철근비가 0.01에 대한 것으로 본 연구의 제안식이 다른 평가식보다 상대적으로 콘크리트의 전단강도를 낮게 평가하고 있다.

〈표 3〉 전단강도 평가식

구분		V_c	V_p	V_s	V_n
본연구의 제안식	전단 강도 (v_c) (MPa)	$0.5\sqrt{f_{ck}} \alpha \beta \gamma \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_{ck}} A_g}}$ $\alpha = 1.0 - 0.22 \frac{a}{d}$ $\beta = 0.6 + 22\rho$ $\gamma = \frac{6 - \mu}{4}$	V_c 에 포함	$\frac{A_v f_{yh} d}{s}$ d: 유효깊이	$V_c + V_s$
	적용 면적	단조증가 A_g , 반복하중 A_c			
Sezen et al. ⁽⁸⁾	전단 강도 (v_c) (MPa)	$k \left(\frac{0.5}{a/d} \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f_c} A_g}} \right)$ $k = 1.0 \text{ for } \mu \leq 2.0$ $k = 0.7 \text{ for } \mu \geq 6.0$	V_c 에 포함	$k \left(\frac{A_v f_{yh} d}{s} \right)$ $k = 1.0 \text{ for } \mu \leq 2.0$ $k = 0.7 \text{ for } \mu \geq 6.0$ d: 유효깊이	$V_c + V_s$
	적용 면적	A_c			
신뢰도기반	전단 강도 (v_c) (MPa)	$k \sqrt{f_c}$ $k = 0.3 - 0.1(\mu - 2)$	$0.15 \frac{Ph}{a}$	$\frac{A_v f_{yh} D_c}{s}$ D _c : 심부길이	$V_c + V_s + V_p$
	적용 면적	증실 A_c , 중공 $b_w d$			



〈그림 2〉 전단강도 평가식의 비교

3.1 종실사각단면의 전단강도 평가식 평가

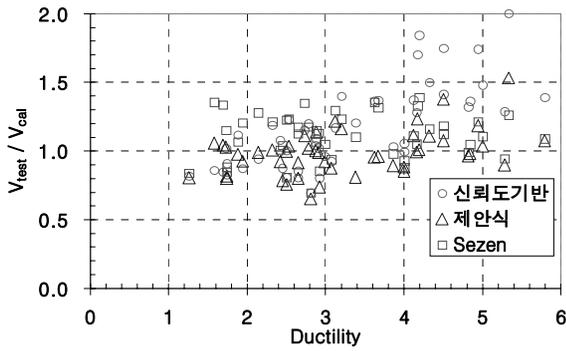
종실사각단면의 전단강도 평가식을 비교하기 위한 대상 시험체는 표 1의 48개 시험체이다. 표 4는 본 연구의 제안식, Sezen et al.(2004)의 평가식, 그리고 신뢰도기반의 전

단강도 평가식을 이용하여 대상 시험체의 전단강도를 예측한 것이다. 실험에 의한 전단강도(V_{test})와 각 평가식의 예측 전단강도(V_{cal})의 비(V_{test}/V_{cal})를 표시하면 그림 3과 같으며 평균전단강도비와 분산도, 표준편차를 계산하면 표 5와

〈표 4〉 전단성능모델에 따른 전단강도

(단위 : kN)

specimen	Reference	신뢰도 기반					제안식				Sezen				
		V_s	V_c	V_p	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	
2CLD12	Sezen (2002)	124.7	160.4	31.0	316.1	1.02	148.4	178.0	326.4	0.99	138.3	147.9	286.2	1.13	
2CHD12		124.7	87.5	124.2	336.4	1.03	148.4	239.9	388.3	0.89	127.7	226.3	354.0	0.98	
2CVD12		124.7	158.9	103.5	387.1	0.80	148.4	272.0	420.4	0.74	138.2	226.2	364.4	0.85	
2CLD12M		124.7	156.8	31.0	312.5	0.96	148.4	177.2	325.7	0.92	137.4	148.6	286.0	1.05	
3CLH18	Lynn et al.(1996)	37.9	253.6	23.4	314.9	0.86	47.4	208.8	256.2	1.06	47.4	152.7	200.1	1.35	
3SLH18		37.9	253.6	23.4	314.9	0.85	47.4	208.8	256.2	1.04	47.4	152.7	200.1	1.33	
2CLH18		37.9	79.8	23.4	141.1	1.70	47.4	147.0	194.4	1.23	39.6	141.1	180.7	1.33	
2SLH18		37.9	225.9	23.4	287.2	0.80	47.4	205.4	252.8	0.91	45.0	160.3	205.3	1.12	
2CMH18		37.9	254.1	70.4	362.4	0.87	47.4	294.1	341.4	0.93	47.4	215.1	262.5	1.20	
3CMH18		37.9	251.0	70.4	359.3	0.94	47.4	293.7	341.1	0.99	46.9	217.7	264.6	1.28	
3CMD12		65.4	219.4	70.4	355.2	1.00	81.7	275.7	357.4	1.00	78.6	211.8	290.4	1.23	
3SMD12		65.4	192.3	70.4	328.0	1.15	81.7	258.3	340.0	1.11	77.2	203.3	280.6	1.35	
2D16RS		Ohue et al.(1985)	44.0	54.4	13.7	112.2	0.91	51.4	75.8	127.2	0.80	51.4	64.1	115.5	0.88
4D13RS			44.0	45.1	13.7	102.9	1.08	51.4	68.8	120.2	0.92	49.8	60.6	110.4	1.01
H-2-1/5	Esaki (1996)	46.2	0.9	12.1	59.2	1.74	53.9	33.1	87.0	1.18	42.0	42.8	84.8	1.21	
HT-2-1/5		46.2	9.8	12.1	68.0	1.50	53.9	38.1	92.0	1.11	44.5	43.4	87.9	1.16	
H-2-1/3		57.7	7.7	20.2	85.6	1.41	67.3	45.1	112.5	1.08	54.7	53.2	107.9	1.12	
HT-2-1/3		57.7	12.1	17.7	87.5	1.28	67.3	45.3	112.6	0.99	56.4	50.2	106.6	1.05	
U-7	Li et al. (1995)	213.7	68.9	27.8	310.4	1.06	228.9	142.3	371.3	0.88	194.6	158.3	352.9	0.93	
U-8		236.4	185.2	64.3	485.9	0.81	253.3	265.8	519.0	0.76	243.8	243.4	487.2	0.81	
U-9		259.1	74.7	98.2	432.1	1.00	277.6	227.3	504.9	0.85	236.0	252.8	488.8	0.88	
U1	Saatcioglu (1989)	113.6	121.7	0.0	235.3	1.17	133.3	93.1	226.4	1.21	122.1	90.4	212.5	1.29	
U2		113.6	114.7	31.5	259.9	1.04	133.3	135.8	269.1	1.00	124.6	128.1	252.7	1.07	
U3		227.3	126.6	31.5	385.4	0.70	266.6	144.2	410.8	0.65	250.4	135.1	385.5	0.70	
BR-S1	Yalcin(1997)	86.2	344.2	100.0	530.4	1.09	100.4	407.9	508.3	1.14	93.8	409.8	503.6	1.15	
43	Ikeda (1968)	47.3	2.3	4.8	54.3	1.36	56.0	19.5	75.5	0.98	44.1	26.6	70.7	1.05	
44		47.3	0.0	4.8	52.1	1.48	56.0	18.5	74.5	1.03	43.4	26.2	69.6	1.11	
45		47.3	42.5	9.4	99.1	0.83	56.0	44.6	100.6	0.82	56.0	40.7	96.7	0.85	
46		47.3	42.5	9.4	99.1	0.82	56.0	44.6	100.6	0.81	56.0	40.7	96.7	0.84	
62		40.3	0.0	4.8	45.1	1.29	47.8	16.8	64.5	0.90	36.0	25.5	61.5	0.94	
63		40.3	0.0	9.4	49.7	1.39	47.8	16.4	64.2	1.08	34.2	29.2	63.3	1.09	
64		40.3	2.6	9.4	52.2	1.32	47.8	23.6	71.4	0.97	37.7	32.1	69.8	0.99	
205	Umemura and Endo (1970)	42.9	26.0	7.8	76.7	0.93	48.2	33.0	81.3	0.87	44.4	31.4	75.7	0.94	
207		42.9	40.4	11.7	95.0	1.12	48.2	60.4	108.7	0.98	48.2	51.2	99.4	1.07	
208		42.9	24.2	29.4	96.5	1.40	48.2	68.1	116.3	1.16	43.9	65.6	109.5	1.23	
214		21.4	40.4	19.6	81.4	1.02	24.1	56.6	80.7	1.03	24.1	48.0	72.2	1.15	
233		21.8	6.0	11.7	39.5	1.75	24.5	25.6	50.2	1.38	19.9	38.4	58.3	1.18	
234		21.8	0.0	11.7	33.5	2.00	24.5	19.2	43.7	1.53	18.4	34.7	53.1	1.26	
372	Kokusho (1964)	32.0	12.6	9.4	54.0	1.37	38.9	27.7	66.6	1.11	32.7	33.8	66.5	1.11	
373		32.0	32.1	9.4	73.5	1.20	38.9	47.6	86.5	1.02	36.6	38.2	74.8	1.18	
452	Kokusho (1965)	28.8	37.0	23.5	89.4	1.23	35.0	71.3	106.4	1.03	33.6	55.7	89.3	1.23	
454		28.8	40.1	23.5	92.5	1.19	35.0	74.1	109.1	1.01	34.2	56.6	90.8	1.21	
40.033a	Wight and Sozen (1995)	13.3	29.1	9.7	52.1	1.84	40.4	54.7	95.1	1.01	33.7	35.3	69.1	1.39	
40.033		13.3	48.8	9.1	71.2	1.36	40.4	61.3	101.7	0.95	35.5	36.2	71.7	1.35	
25.033		13.3	83.0	5.7	102.0	0.85	40.4	68.3	108.7	0.80	38.4	35.7	74.2	1.17	
0.033		13.3	45.9	0.0	59.1	1.37	40.4	44.0	84.4	0.96	35.3	26.2	61.5	1.32	
40.048		19.3	50.5	9.1	78.9	1.20	58.7	58.7	117.4	0.81	52.7	33.5	86.2	1.10	
0.048		19.3	79.1	0.0	98.4	0.87	58.7	50.7	109.5	0.79	56.7	26.0	82.8	1.04	



〈그림 3〉 중실사각단면 기둥에 대한 전단강도비

〈표 5〉 중실사각단면 기둥에 대한 분산도

구분	제안식	Sezen et al. (2004)	신뢰도기반
평균	1.053	1.184	1.244
분산도	0.028	0.042	0.127
표준편차	0.166	0.204	0.356

〈표 6〉 시험체 특성

specimen	Reference	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>a</i> (mm)	<i>s</i> (mm)	ρ (%)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	<i>P</i> (kN)	μ	V_{test} (kN)
HI-2-a	Yeh et al. ⁽¹³⁾	500	500	480	1800	40	1.9	363	61.1	1500	3.9	350.2
HI-1-b		500	500	480	1500	40	1.9	363	50.5	1000	4.4	363.6
HI-0-b		500	500	480	1500	40	1.9	363	49.7	500	4.7	302.3
NI1-b	Mo et al. ⁽¹⁴⁾	500	500	480	1500	40	1.9	405	20.2	500	4.2	270
PI2	Cheng et al. ⁽¹⁵⁾	1500	1500	1450	3500	200	1.69	420	32	3600	3.3	2633
MI1	Mo et al. ⁽¹⁶⁾	500	500	480	1800	50	1.9	480	33.6	550	4.33	235
MI2		500	500	480	1800	50	1.9	480	29.1	1000	3.45	261
H40A1.5	선창호 등 ⁽¹¹⁾	900	600	560	900	-	1.8	340	24.6	0	1.13	530
H40A2.0		900	600	560	1200	-	1.8	340	24.6	0	1.18	443.6
H40A2.5		900	600	560	1500	-	1.8	340	24.6	0	1.08	341.3
H40A3.0		900	600	560	1800	-	1.8	340	24.6	0	0.98	257.1
H40A1.5B	선창호 등 ⁽¹¹⁾ 의 기존연구의 시험체	900	600	560	900	-	1.26	300	18	0	1.11	392.2
H40A2.0B		900	600	560	1200	-	1.26	300	18	0	1.63	317.9
H40A2.5B		900	600	560	1500	-	1.26	300	18	0	1.9	270.5
H40A3.0B		900	600	560	1800	-	1.26	300	18	0	2.27	208.9

같다. 본 연구의 제안식의 평균이 1.053이고, 다른 제안식의 평균은 1.184, 1.244로 예측정도가 향상되었으며 분산도에서도 본 연구의 제안식이 0.028로 가장 작아 예측정도가 크게 향상된 것을 알 수 있다.

3.2 중공사각단면의 전단강도 평가식 평가

중공사각단면 기둥에 대한 휨-전단실험은 국내·외에서 제한적으로 수행되어 비교대상 시험체가 많지 않다. 따라서 본 연구에서는 타 연구자의 중공단면 시험체 7기⁽¹³⁻¹⁶⁾와 선창호 등⁽¹¹⁾이 수행한 시험체 8기를 대상으로 비교·검토하였다. 표 6은 이들 중공단면 시험체의 특성을 나타낸 것이다.

본 연구의 제안식은 중실 및 중공단면에 관계없이 반복하중에 대해서는 유효면적($A_e = 0.8A_g$)를 적용하고, 단조증가하중에 대해서는 전단면적(A_g)를 적용하나, Sezen et al.⁽⁸⁾

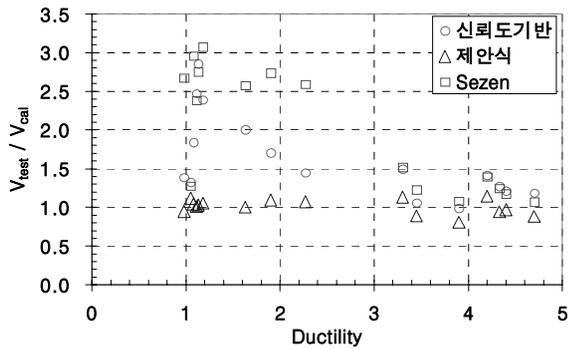
의 제안식은 중실단면을 대상으로 하였기 때문에 중공단면의 적용면적에 대해서는 언급이 없다. 그리고 신뢰도기반의 전단강도 평가식은 중실원형단면을 대상으로 제안되어, 중공사각단면의 경우 복부면적($b_w d$)를 적용하도록 규정되어 있다.

표 7과 그림 4는 Sezen et al.⁽⁸⁾와 신뢰도기반 전단강도 평가식에 중공단면 시험체의 복부면적($b_w d$)을 적용한 전단강도(V_{cal})와 실험결과(V_{test})의 비를 나타낸 것이다. 본 연구의 제안식은 중공사각단면에 대해서도 유효면적($A_e = 0.8A_g$)을 적용하는 것으로 제안하였기 때문에 유효면적을 적용하였다. 복부면적($b_w d$)를 적용할 경우 신뢰도기반의 전단강도 평가식과 Sezen et al.⁽⁸⁾의 평가는 표 8과 같이 분산도가 크게 발생함을 알 수 있다. 따라서 본 연구의 제안식은 중실사각단면 뿐만 아니라 중공사각단면에서 전단강도를 가장 잘 예측하고 있음을 확인하였다.

〈표 7〉 복부면적($b_w d$)적용시 예측 전단강도

(단위 : kN)

specimen	Reference	신뢰도 기반					제안식				Sezen			
		V_s	V_c	V_p	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$
HI-2-a	Yeh et al. ⁽¹³⁾	209.7	82.5	62.5	354.8	0.99	218.8	214.8	433.6	0.81	187.7	136.6	324.3	1.08
HI-1-b		209.7	40.9	50.0	300.7	1.21	218.8	157.0	375.8	0.97	179.5	130.5	310.0	1.17
HI-0-b		209.7	20.3	25.0	255.0	1.19	218.8	122.6	341.4	0.89	174.5	108.1	282.6	1.07
NI1-b	Mo et al. ⁽¹⁴⁾	131.6	34.5	25.0	191.1	1.41	137.3	98.8	236.2	1.14	114.7	79.2	193.9	1.39
PI2	Cheng et al. ⁽¹⁵⁾	838.5	692.4	231.4	1762.3	1.49	868.4	1455.5	2323.9	1.13	783.8	952.7	1736.5	1.52
MI1	Mo et al. ⁽¹⁶⁾	124.8	37.3	22.9	185.0	1.27	130.2	118.8	249.0	0.94	107.5	81.2	188.7	1.25
MI2		124.8	80.3	41.7	246.7	1.06	130.2	162.8	293.0	0.89	116.1	97.0	213.0	1.23
H40A1.5	선창호 등 ⁽¹¹⁾ 의 기존 연구의 시험체	0.0	185.7	0.0	185.7	2.85	0.0	514.8	514.8	1.03	0.0	192.6	192.6	2.75
H40A2.0		0.0	185.7	0.0	185.7	2.39	0.0	420.9	420.9	1.05	0.0	144.4	144.4	3.07
H40A2.5		0.0	185.7	0.0	185.7	1.84	0.0	327.1	327.1	1.04	0.0	115.5	115.5	2.95
H40A3.0		0.0	185.7	0.0	185.7	1.38	0.0	270.8	270.8	0.95	0.0	96.3	96.3	2.67
H40A1.5B		0.0	158.8	0.0	158.8	2.47	0.0	387.8	387.8	1.01	0.0	164.7	164.7	2.38
H40A2.0B		0.0	158.8	0.0	158.8	2.00	0.0	317.1	317.1	1.00	0.0	123.5	123.5	2.57
H40A2.5B		0.0	158.8	0.0	158.8	1.70	0.0	246.4	246.4	1.10	0.0	98.8	98.8	2.74
H40A3.0B		0.0	144.5	0.0	144.5	1.45	0.0	194.8	194.8	1.07	0.0	80.7	80.7	2.59



〈그림 4〉 중공사각단면 기둥에 대한 전단강도비 ($b_w d$ 적용)

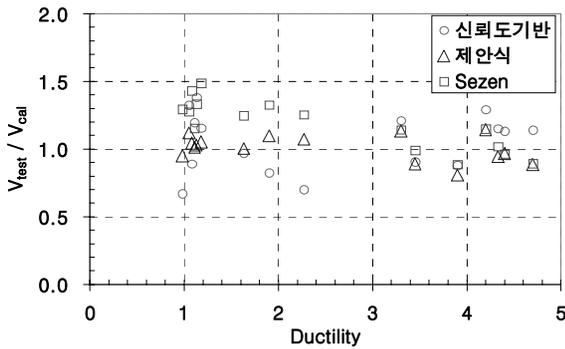
〈표 8〉 중공사각단면 기둥에 대한 분산도($b_w d$ 적용)

구분	제안식	Sezen et al. (2004)	신뢰도기반
평균	1.002	2.029	1.647
분산도	0.009	1.636	0.716
표준편차	0.097	1.279	0.846

〈표 9〉 유효면적(A_e)적용시 예측 전단강도

(단위 : kN)

specimen	Reference	신뢰도 기반					제안식				Sezen			
		V_s	V_c	V_p	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$	V_s	V_c	V_{cal}	$\frac{V_{test}}{V_{cal}}$
HI-2-a	Yeh et al. ⁽¹³⁾	209.7	125.5	62.5	397.7	0.88	218.8	214.8	433.6	0.81	187.7	207.6	395.3	0.89
HI-1-b		209.7	62.2	50.0	321.9	1.13	218.8	157.0	375.8	0.97	179.5	198.4	377.8	0.96
HI-0-b		209.7	30.9	25.0	265.6	1.14	218.8	122.6	341.4	0.89	174.5	164.3	338.9	0.89
NI1-b	Mo et al. ⁽¹⁴⁾	131.6	52.5	25.0	209.1	1.29	137.3	98.8	236.2	1.14	114.7	120.5	235.1	1.15
PI2	Cheng et al. ⁽¹⁵⁾	838.5	1107.8	231.4	2177.8	1.21	868.4	1455.5	2323.9	1.13	783.8	1524.4	2308.2	1.14
MI1	Mo et al. ⁽¹⁶⁾	124.8	56.7	22.9	204.4	1.15	130.2	118.8	249.0	0.94	107.5	123.4	230.9	1.02
MI2		124.8	122.0	41.7	288.5	0.90	130.2	162.8	293.0	0.89	116.1	147.4	263.5	0.99
H40A1.5	선창호 등 ⁽¹¹⁾ 의 기존 연구의 시험체	0.0	383.8	0.0	383.8	1.38	0.0	514.8	514.8	1.03	0.0	398.0	398.0	1.33
H40A2.0		0.0	383.8	0.0	383.8	1.16	0.0	420.9	420.9	1.05	0.0	298.5	298.5	1.49
H40A2.5		0.0	383.8	0.0	383.8	0.89	0.0	327.1	327.1	1.04	0.0	238.8	238.8	1.43
H40A3.0		0.0	383.8	0.0	383.8	0.67	0.0	270.8	270.8	0.95	0.0	199.0	199.0	1.29
H40A1.5B		0.0	328.3	0.0	328.3	1.19	0.0	387.8	387.8	1.01	0.0	340.4	340.4	1.15
H40A2.0B		0.0	328.3	0.0	328.3	0.97	0.0	317.1	317.1	1.00	0.0	255.3	255.3	1.25
H40A2.5B		0.0	328.3	0.0	328.3	0.82	0.0	246.4	246.4	1.10	0.0	204.3	204.3	1.32
H40A3.0B		0.0	298.7	0.0	298.7	0.70	0.0	194.8	194.8	1.07	0.0	166.8	166.8	1.25



〈그림 5〉 중공사각단면 기둥에 대한 전단강도비 (A_c 적용)

표 9와 그림 5는 각 제안식에 유효면적($A_e = 0.8A_g$)를 동일하게 적용시킨 경우로 표 10과 같이 Sezen et al.(2004)와 신뢰도기반의 전단강도 평가식의 분산도가 크게 줄어들었다. 따라서, 중공사각단면 기둥의 전단강도 평가시 복부면적($b_w d$)보다는 유효면적(A_e)를 적용하는 것이 합리적이다. 본 연구의 제안식은 표 10과 같이 평균이 1.002로 실험에서의 전단강도를 전체적으로 거의 정확하게 예측하고 있으며, 분산도도 0.009로 다른 제안식의 0.067, 0.051 보다 크게 향상되어 예측정도가 크게 향상된 것을 알 수 있다.

4. 결론

김익현등(2009)은 이들 다양한 변수에 대한 실험적 연구를 수행한 바 있으며, 실험결과와 역학적 특성에 기초하여 콘크리트의 초기전단강도를 제안한 바 있다. 본 연구에서는 다양한 연구자들이 수행한 실험결과를 분석하여 김익현등(2009)이 제안한 초기전단강도 평가식을 연성도(μ)에 따라 콘크리트 전단강도감소를 예측할 수 있도록 수정·제안하였다. 제안된 평가식은 다른 연구자의 전단강도 평가식과 비교하여 타당성을 평가하였다. 본 연구의 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 참고문헌에 제공된 48기의 중실사각단면 시험체의 실험 결과를 분석하면, 콘크리트의 전단강도는 변위연성도 2에서 8까지 선형으로 감소하는 형태가 가장 잘 부합하는 것으로 나타났다.
2. 48기의 중실사각단면 실험결과를 대상으로 본 연구에서 제안한 콘크리트 전단강도 평가식과 Sezen et al.(2004)의 평가식, 그리고 신뢰도기반의 전단강도 평가식을 이용하여 대상 시험체의 전단강도를 예측한 결과, 본 연구의 제안식의 평균이 1.053이고, 다른 제안식의 평균은

〈표 10〉 중공사각단면 기둥에 대한 분산도(A_c 적용)

구분	제안식	Sezen et al. (2004)	신뢰도기반
평균	1.002	1.170	1.032
분산도	0.009	0.067	0.051
표준편차	0.097	0.260	0.226

- 1.184, 1.244로 전반적으로 예측정도가 향상되었다. 분산도 측면에서는 본 연구의 제안식이 0.028로 분산 정도가 가장 작은 것으로 나타났다.
3. Sezen et al.(2004)와 신뢰도기반 전단강도 평가식에 중공사각단면 시험체의 복부면적($b_w d$)을 적용하게 되면, 평균 전단강도비가 각각 2.029, 1.647로 크게 나타나며 분산 정도가 1.636, 0.716으로 크게 발생하였다. 유효면적($A_e = 0.8A_g$)를 동일하게 적용시킨 경우, Sezen et al.(2004)와 신뢰도기반의 전단강도 평가식의 분산도가 크게 줄어들었다. 따라서, 중공사각단면 기둥의 전단강도 평가시 복부면적($b_w d$)보다는 유효면적(A_e)를 적용하는 것이 합리적이다.
4. 중공사각단면 15기 시험체의 실험결과를 대상으로 본 연구의 제안식을 평가한 결과, 평균 전단강도비가 1.002로 실험에서의 전단강도를 전체적으로 거의 정확하게 예측하고 있으며, 분산도도 0.009로 다른 제안식보다 분산 정도가 작아 예측정도가 크게 향상되었다.
5. 본 연구에서 제안한 전단강도 평가식은 중실 및 중공사각단면 모두에서 초기전단강도와 변위연성도에 따른 전단강도를 잘 예측할 수 있음을 확인하였다.

감사의 글

이 논문은 2004년 울산대학교의 연구 지원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 대한토목학회, 교량설계핵심기술연구단, “도로교설계기준 해설,” 2008.
2. 이재훈, 황정길, 최진호, “원형 철근콘크리트 교각에 대한 연성도 내진설계법의 안정성,” 한국콘크리트학회 논문집, Vol.

- 20 No. 2, 193-202, 2008.
3. 김익현, 김태곤, 이종석, 선창호, “중약진지역 다경간연속교의 내진성능 확보를 위한 합리적 내진상세,” 대한토목학회 정기 학술대회논문집, 992-997, 2003.
 4. Xiao, Y., and Martirosyan, A., “Seismic performance of high-strength concrete columns,” *J. Struct. Eng.*, 124(3), 241-251, 1998.
 5. Maekawa, K., and An, X., “Shear failure and ductility of RC columns after yielding of main reinforcement,” *Engineering Fracture Mechanics* 65, 335-368, 2000.
 6. Priestley, M.J.N., Verma, R., and Xiao, Y., “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns,” *J. Struct. Eng.*, 120(8), 2310-2329, 1994.
 7. Aschheim, M., Moehle, J.P., and Werner, S.D., Deformability of concrete columns, *Project Report under Contract No.59Q122*, California Dept. of Transportation, Division of Structures, Sacramento, Calif., June, 1992.
 8. Sezen, H., and Moehle, J.P., “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” *J. Struct. Eng.*, November, 1692-1703, 2004.
 9. Kowalsky, M.J., and Priestley, M.J.N., “Improved Analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions,” *ACI Struct. J.*, Title no. 97-S42, 2000.
 10. CALTRANS, “Memo to designers change letter 02,” California Dept. of Transportation, Sacramento, Calif., March, 1995.
 11. 선창호, 김익현. “횡하중을 받는 RC 중공단면 기둥의 초기전단강도,” 한국지진공학회 논문집, 제13권 제2호, 1-14, 2009.
 12. 국승규, 이재훈, 하동호, 김익현, 손혁수, 신뢰도기반 도로교 내진 설계기준안, 교량설계핵심기술연구단, KBRC TRS 011, 110pp.
 13. Yeh, Y.K., Mo, Y.L., Yang, C.Y., “Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns,” *Journal of structural Engineering*, Vol. 128, 60-68, 2002.
 14. Mo, Y.L., Yeh, Y.K., and Hsieh, D.M., “Seismic Retrofit of Hollow Rectangular Bridge Columns,” *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, 43-51, 2004.
 15. Cheng, C.-T., Mo, Y.L., and Yeh, Y.K., “Evaluation of As-Built, Retrofitted, and Repaired Shear-Critical Hollow Bridge Columns under Earthquake-Type Loading,” *Asce Journal of Bridge Engineering*, 520-529, 2005.
 16. Mo, Y.L., Wong, D.C., and Maekawa, K., “Seismic Performance of Hollow Bridge Columns,” *ACI Structure Journal*, Vol. 100, 337-348, 2003.