

트러스 모델에 의한 철근콘크리트 저형 전단벽의 전단강도

Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Shear Walls with Truss Model

윤 현 도*
Yun, Hyun-Do

최 창 식**
Choi, Chang-Sik

이 리 형***
Lee, Li-Hyung

ABSTRACT

To predict the shear strength of low-rise reinforced concrete shear walls with boundary elements, truss model theory considering the Vecchio - Collins stress - strain curve for softened concrete is applied.

The model transforms cracked shear walls with a truss which consists of vertical bar, horizontal bar and diagonal concrete strut, and is based on equilibrium and compatibility conditions among three truss components, as well as stress - strain relationship considered for softening in diagonal concrete strut.

In barbell specimens ($M/VD = 0.75$, $f_c' = 420 \text{ kg/cm}^2$), the ratio of experimental to analytical maximum shear strength was within $0.83 \leq V_{exp.} / V_{cal.} \leq 1.25$ with a relatively good agreement.

As a result, the truss model was observed to be capable of predicting the maximum shear strength with a reasonable accuracy.

1. 서 론

중·고층 구조물에 있어서 철근콘크리트 전단벽은 지진 혹은 바람과 같은 횡하중에 효율적으로 저항하여, 구조물의 횡강성 확보와 횡변위를 억제하는데 중요한 역할을 하고 있다. 다양한 건축물에 널리 이용되고 있는 이러한 전단벽(Structural Walls)은 크게 형상비(Asspect Ratio)가 2 이하인 저형 전단벽(Low-Rise Shear Walls)과 형상비가 2 이상인 고층형 전단벽(Tall Cantilever Shear Walls)으로 분류된다.

고층형 전단벽은 캔틸레버 보에서와 같이 휨 거동이 지배적이며, 그 거동의 예측이 비교적 용이하다. 반면, 저형 전단벽에서는 전단거동이 지배적인 관계로 그 거동의 예측이 매우 어렵기 때문에 이에 대한 연구가 다양한 각도에서 계속하여 진행되고 있는 실정이다. 그러나 이러한 저형 전단벽의 전단강도에 대한 예측을 하는데 있어서 유효하고, 용이한 이론적인 접근은 미흡한 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 형상비가 1 이하이며, 주변부재(Boundary Elements)를 갖는 저형 전단벽의 벽면에 형성된 콘크리트 압축지주(Concrete Strut)의 강도저감(Softening)을 고려한 트러스 모델 이론(Truss Model Theory)을 도입하여 저형 전단벽의 전단강도를 예측하고자 한다.

2. 기본 이론

2.1 평형조건 (Equilibrium Conditions)

그림 1과 같은 균열이 발생된 저형 전단벽에 있어 수평철근, 수직철근과 콘크리트 압축지주

* 한양대학교 대학원 건축공학과 박사과정

** 한양대학교 연구원, 공학박사

*** 한양대학교 건축공학과 교수, 공학박사 - 97 -

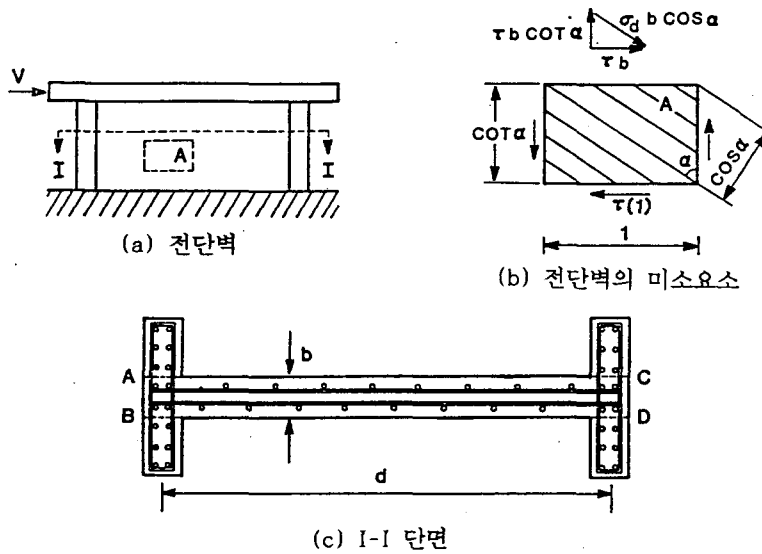


그림 1. 전단벽의 평형조건

로 구성되는 트러스 모델 요소의 평형 방정식은 아래와 같은 3개의 방정식으로 표현된다[1].

$$\frac{A_t \cdot f_t}{(b \cdot d)} = \tau \cdot \cot \alpha \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{A_t \cdot f_t}{(b \cdot s)} = \tau \cdot \tan \alpha \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau = \sigma_d \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad \dots \dots \dots (3)$$

2.2 적합조건(Compatibility Conditions)

균열이 발생한 전단벽의 미소요소에 있어서 적합조건은 다음 두식과 같다[2].

$$\frac{\gamma}{2} = (\epsilon_l + \epsilon_d) \cdot \cot \alpha \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\frac{\gamma}{2} = (\epsilon_t + \epsilon_d) \cdot \tan \alpha \quad \dots \dots \dots (5)$$

2.3 응력-변형도 관계(Stress-Strain Relationships)

저형 전단벽 부재에 대한 기존 연구[1] 결과에 의하면, 콘크리트의 응력-변형도 관계 곡선은 Vecchio와 Collins가 제안한 모델[2]이 콘크리트 압축지주의 강도저감을 잘 고려하고 있는 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구의 콘크리트 응력-변형도 관계 곡선은 그림 2와 같은 Vecchio와 Collins가 제안한 모델을 적용한다.

Vecchio와 Collins가 제안한 콘크리트 응력-변형도 관계 곡선은 다음 두 식과 같이 표현될 수 있다[2].

1) 상향곡선(Ascending Curve), $\epsilon_d \leq \epsilon_o / \lambda$

$$\sigma_d = f_c \cdot \left[2 \cdot \left[\frac{\epsilon_d}{\epsilon_o} \right] - \lambda \cdot \left[\frac{\epsilon_d}{\epsilon_o} \right]^2 \right] \quad \dots \dots \dots (6a)$$

2) 하향곡선(Descending Curve), $\epsilon_d > \epsilon_o / \lambda$

$$\sigma_d = \frac{f_c}{\lambda} \cdot \left[1 - \left[\frac{(\epsilon_d / \epsilon_o) - (1 / \lambda)}{2 - (1 / \lambda)} \right]^2 \right] \quad \dots \dots \dots (6b)$$

이며, 콘크리트 강도저감 계수[2] λ 는 다음과 같다.

$$\lambda = \sqrt{\frac{\epsilon_l + \epsilon_t + 2 \cdot \epsilon_d}{\epsilon_d} - 0.3} \quad \dots \dots \dots (7)$$

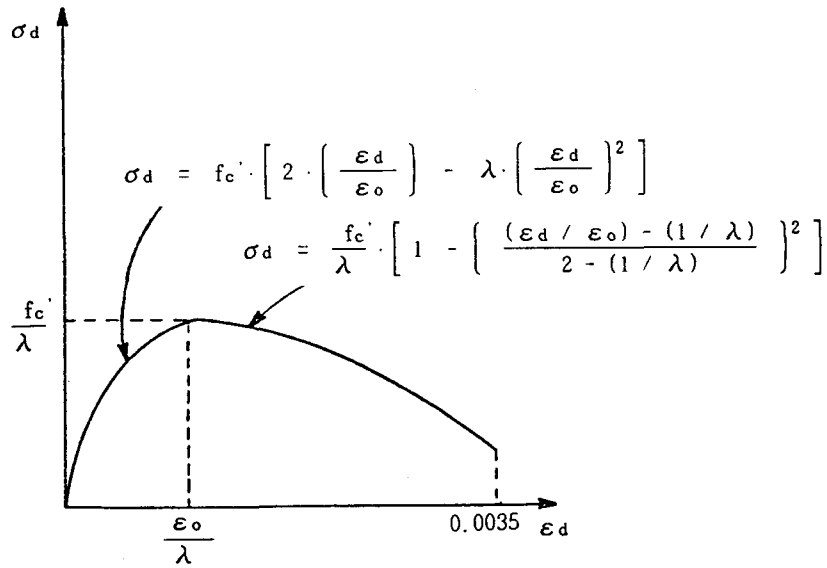


그림 2. Vecchio-Collins의 응력-변형도 관계곡선

2.4 이론의 단순화

저형 전단벽에 있어서는 강한 상부보와 기초, 주변부재의 구속효과에 의하여 수평철근의 변형도는 무시될 수 있다.

$$\epsilon_t = 0 \dots\dots\dots (8)$$

따라서, 전술한 평형조건, 적합조건과 응력-변형도 관계식은 아래와 같이 단순화 된다.

1) 평형조건

식 (3)을 식 (1)에 대입하여 정리하면

$$\sigma_d = \frac{\rho_t \cdot f_t}{\cos^2 \alpha} \quad (\text{여기서, } \rho_t = A_t / (b \cdot d)) \dots\dots\dots (9)$$

2) 적합조건

식 (8)을 식 (5)에 대입하면

$$\frac{\gamma}{2} = \epsilon_d \cdot \tan \alpha \dots\dots\dots (10)$$

식 (4)와 식 (10)에서 γ 를 소거하면

$$\epsilon_1 = \epsilon_d \cdot (\tan^2 \alpha - 1) \dots\dots\dots (11)$$

3) 응력-변형도 관계식

식 (11)를 식 (7)에 대입하고, 상수 0.3의 효과를 무시하여 λ 에 대하여 정리하면 아래와 같은 단순한 식이 얻어진다.

$$\lambda = \frac{1}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (12)$$

3. 수치해석

앞 절에서 유도된 방정식에 포함된 7개의 미지수($\tau, \alpha, \epsilon_1, \lambda, \sigma_d, \gamma, \epsilon_d$)는 ϵ_d 를 가정하므로써 구할 수 있다. 이러한 미지수는 그림 3과 같은 순서에 의하여 시행오차법(Trial and Error Method)으로 구한다.

4. 해석결과와 실험결과와의 비교·분석

콘크리트 압축지주의 강도저감을 고려한 트러스 모델에 의한 저형 전단벽의 전단강도 추정방법의 적용 가능성 및 그 범위를 검토하기 위하여 본 연구실의 시험체[3], Lefas 시험체[4], Kajima 기술연구소 시험체[5], Barda 시험체[6] 등 총 31개의 시험체를 대상으로 해석하였다. 또한, 전단벽의 전단강도 추정을 위한 경험식으로 널리 이용되는 Hirosawa 제안식과 동경대 제안식[7]의 결과와 비교한 결과를 표1에 나타내었다.

표 1에 나타난 바와 같이 전단스팬비 (M/VD)가 0.75이며, 콘크리트 강도가 $372 \text{ kg/cm}^2 \leq f_c' \leq 419 \text{ kg/cm}^2$ 인 바벨형 및 장방형 저형 전단벽이 $0.1f_c'$ 정도의 축력을 받는 본 연구실 시험체[Choi, 3]의 경우, 최대 전단응력도의 실험치에 대한 트러스 모델에 의한 계산치의 비($\nu_{exp.}/\nu_{cal.}$)는 $0.83 \leq \nu_{exp.}/\nu_{cal.} \leq 1.25$ 정도로 좋은 대응을 보이고 있다. 다만, 본 연구실 시험체중 바벨형 단면의 시험체에 있어서 추정 최대 전단응력도가 실험결과보다 다소 작게 평가된 것은 본 트러스 모델에서는 주변부재의 효과에 대한 고려가 충분하지 못하기 때문인 것으로 판단된다. 반면, Hirosawa 및 동경대에서 제안한 두 실험식에 의하여 추정된 최대 전단응력도는 실험치에 비해 대체로 매우 낮게 평가되고 있으며, 특히 대각선 전단보강된 시험체의 경우에 있어 지나치게 과소 평가하고 있는 것으로 나타났다.

전단스팬비가 1.0이며, 콘크리트 강도가 $414 \text{ kg/cm}^2 \leq f_c' \leq 547 \text{ kg/cm}^2$ 인 장방형 저형 전단벽[Lefas, 4]의 경우, 최대 전단응력도의 실험치에 대한 계산치의 비는 $0.53 \leq \nu_{exp.}/\nu_{cal.} \leq 0.77$ 으로 다소 큰 오차를 보이고 있다. 이로 판단하여 볼때, 해석과정에서 적용된 콘크리트의 응력-변형도 관계식은 콘크리트 강도가 약 420 kg/cm^2 이상인 고강도 콘크리트의 경우 그 적용성에 다소 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서, 420 kg/cm^2 이상의 고강도 콘크리트의 응력-변형도 특성을 표현할 수 있는 새로운 모델의 개발 또는 수정이 필요한 것으로 사료된다. 또한, Hirosawa 제안식에 의하여 추정된 최대 전단응력도의 실험치에 대한 계산치의 비는 $1.38 \leq \nu_{exp.}/\nu_{cal.} \leq 1.78$ 으로 최대 전단강도가 다소 과소평가되고 있는 반면, 동경대 제안식에 의하여 추정된 최대 전단응력도는 실험치와 좋은 일치를 보이고 있다.

전단스팬비가 주로 0.5이며, 콘크리트 강도가 $167 \text{ kg/cm}^2 \leq f_c' \leq 412 \text{ kg/cm}^2$ 인 플랜지형 저형 전단벽[Kajima, Barda, 5, 6]의 경우, 최대 전단응력도의 실험치에 대한 트러스 모델에 의한 계산치의 비는 $0.70 \leq \nu_{exp.}/\nu_{cal.} \leq 1.13$ 으로 좋은 대응을 보이고 있다.

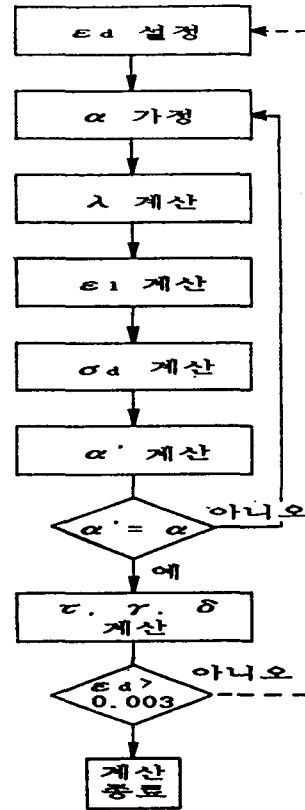


그림 3. 수치해석 순서도

표 1. 해석결과와 실험결과의 비교

시험체	단면 형상	$\frac{M}{V \cdot D}$	ρ_t (%)	ρ_f (%)	f_c' kg/cm ²	hwxlwxh cmxcmxcm	$\nu_{exp.}$ kg/cm ²	$\nu_{cal.}^{*1}$ kg/cm ²	$\nu_{cal.}^{*2}$ kg/cm ²	$\nu_{cal.}^{*3}$ kg/cm ²	(8) (9)	(8) (10)	(8) (11)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Choi		0.75	0.46	1.42	372	110x95x10	57.03	47.99	30.29	36.34	1.19	1.88	1.57
SW4		0.75	0.87	1.42	419	110x95x10	62.95	57.94	35.60	38.60	1.09	1.77	1.63
SW5		0.75	0.46	1.42	403	110x95x10	59.32	49.73	31.62	43.86	1.19	1.88	1.35
SW6		0.75	1.80	1.42	403	110x95x10	67.89	58.63	32.37	45.32	1.16	2.10	1.50
SW7*		0.75	0.46	1.42	396	110x95x10	61.43	49.35	31.34	43.53	1.25	1.96	1.41
SW8		0.75	1.80	1.42	419	110x95x10	70.70	59.48	32.99	44.25	1.19	2.14	1.61
SW9*		0.75	0.46	1.42	403	110x95x10	35.45	38.33	46.44	44.56	0.93	0.76	0.80
SWR1		0.75	0.60	1.42	403	110x95x10	42.78	51.75	53.38	44.06	0.83	0.80	0.97
SWR2*													
Lefas		1.0	2.40	3.10	534	75x75x7	80.66	153.4	91.20	57.70	0.53	0.88	1.40
SW11		1.0	2.40	3.10	547	75x75x7	105.48	153.9	96.40	62.29	0.69	1.09	1.70
SW12		1.0	2.40	3.10	414	75x75x7	102.37	133.4	91.36	57.50	0.77	1.12	1.78
SW13		1.0	2.40	3.10	430	75x75x7	82.21	136.5	85.36	52.30	0.61	0.96	1.57
SW14		1.0	2.40	3.10	442	75x75x7	99.27	138.5	89.63	56.07	0.72	1.11	1.77
SW15		1.0	2.40	3.10	528	75x75x7	110.13	152.4	99.80	65.21	0.73	1.10	1.69
SW16		1.0	2.40	3.10	493	75x75x7	76.63	147.0	88.89	55.57	0.53	0.86	1.38
SW17													
Kajima		0.5	1.32	4.78	359	200x100x12	120.12	112.35	82.45	99.29	1.07	1.46	1.21
W-12-1		0.5	0.90	4.78	389	200x100x12	113.48	108.07	82.00	92.64	1.05	1.38	1.22
W-12-2		0.5	1.69	4.78	365	200x100x12	113.48	119.77	86.00	109.0	0.95	1.32	1.04
W-12-3		0.5	1.32	4.78	365	200x100x12	112.15	113.45	81.56	99.29	0.99	1.38	1.13
W-12-4		0.5	1.32	4.78	412	200x100x12	120.57	121.11	88.21	105.5	1.00	1.37	1.14
W-12-5		1.0	1.32	4.78	338	200x200x12	79.34	108.51	65.60	71.37	0.73	1.21	1.11
W-12-6		1.0	1.32	4.78	346	200x200x12	74.47	105.09	65.16	70.48	0.71	1.14	1.06
W-12-7		0.5	1.06	4.78	253	200x100x12	98.85	87.13	82.00	98.85	1.13	1.21	1.00
W-15-1		1.0	1.06	4.78	264	200x200x12	82.00	93.08	68.71	73.58	0.88	1.19	1.11
W-15-2													
Barda		0.5	0.50	1.80	296	190x95x10	71.10	69.63	36.83	36.07	1.02	1.93	1.97
B1-1*		0.5	0.50	0.64	167	190x95x10	54.00	63.11	28.76	28.17	0.86	1.88	1.92
B2-1#		0.5	0.50	0.41	276	190x95x10	62.03	78.04	35.70	34.96	0.80	1.74	1.77
B3-2		0.5	0.50	0.41	194	190x95x10	57.02	63.69	30.81	22.89	0.90	1.85	2.49
B4-3		0.5	0.25	0.41	217	190x95x10	48.29	58.69	27.91	31.24	0.82	1.73	1.54
B6-4		0.25	0.50	0.41	263	190x47x10	63.78	75.17	52.09	40.44	0.85	1.22	1.58
B7-5		1.0	0.50	0.41	239	190x190x10	49.56	71.37	22.48	29.71	0.70	2.20	1.67
B8-5													

- (1) 시험체명, *는 대각선 보강근으로 보강된 시험체, #는 단조가력된 시험체, (4) 수직철근비, (5) 주변(기둥)부재의 주근비, (8) 실험에 의한 평균 전단응력도, (9) 트러스 모델에 의한 추정 평균 전단응력도, (10) 동경대 강도 추정식에 의한 평균 전단응력도, $\nu = [(0.068 \cdot P_t e^{0.23} (F_c + 180)) / (M/VD + 0.12) + 0.5(P_w \cdot f_y + 2.7\sqrt{P_w \cdot f_y}) + 0.1 \cdot \sigma_0] \cdot b \cdot l_w / (b \cdot l_w)$ (11) Hiroswawa 제안식에 의한 평균 전단응력도, $\nu = [(0.068 \cdot P_t e^{0.23} (F_c + 180)) / (M/VD + 0.12) + 2.7\sqrt{(R_w \cdot f_y)} + 0.1 \cdot \sigma_0] \cdot b_e \cdot j / (b \cdot l_w)$

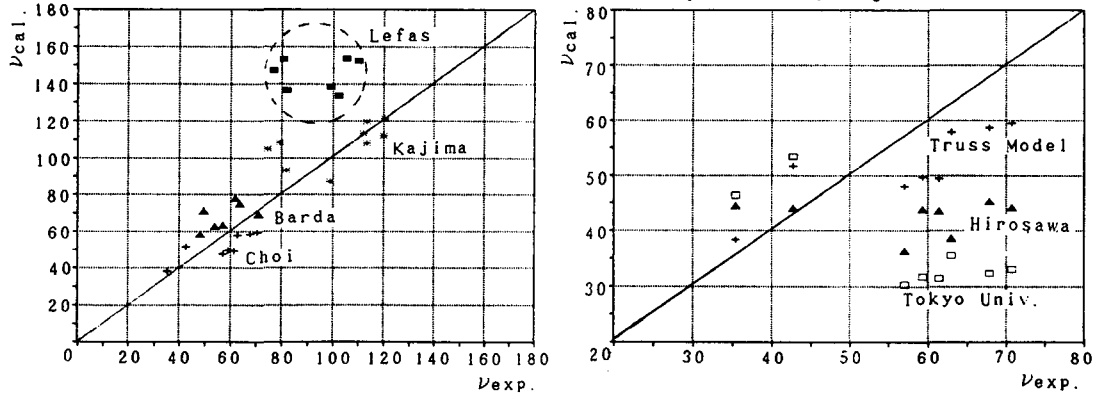


그림 4. 해석결과와 실험결과의 비교

이로 볼때, 전단스팬비가 1 이하이며, 콘크리트 강도가 420 kg/cm²이하인 철근콘크리트 저형 전단벽의 최대 전단강도를 추정하는 데에는 단면형상에 관계없이 콘크리트 압축지주의 강도저하를 고려한 본 트러스 모델의 적용가능성이 있는 것으로 판단된다. 다만, 콘크리트 압축강도 420 kg/cm²이상인 콘크리트를 사용한 저형 전단벽에 있어서는 고강도 콘크리트의 응력-변형도 관계 특성을 표현할 수 있는 새로운 모델의 개발 또는 수정이 필요한 것으로 사료된다.

5. 결론

이상과 같은 콘크리트 압축지주의 강도저감(Softening)을 고려한 트러스 모델에 의한 해석치와 실험치의 비교·분석으로부터 얻은 결론을 제시하면 다음과 같다.

(1) 콘크리트 압축지주의 강도저감을 고려한 본 트러스 모델은 전단스팬비 1이하로 전단변형이 지배적인 저형 전단벽의 전단강도 추정에 그 적용 가능성이 있는 것으로 판단된다.

(2) 본 트러스 모델은 콘크리트의 응력-변형도 관계를 기초로 한 것으로 콘크리트 강도가 420 kg/cm²이하에 대해서는 그 적용 가능성이 있는 것으로 판단된다. 다만, 420 kg/cm²이상의 고강도 콘크리트에 대해서는 그에 맞는 응력-변형도 관계를 도입하고, 주변부재의 최대 강도에 대한 기여도를 고려한다면 저형 전단벽의 최대 전단강도를 예측하는데 보다 범용적으로 적용 가능할 것으로 판단된다.

기호색인

A_t : ABCD 단면내의 수직철근 총 단면적	γ : 전단변형도
b : 벽체 두께	τ : 전단응력
d : 벽체의 유효길이(주변 부재간 중심거리)	ϵ_o : 최대 응력시 콘크리트 변형도(0.002)
E_s : 철근의 탄성계수	ϵ_d : 콘크리트 압축지주의 변형도
f_c' : 콘크리트의 압축강도	ϵ_l : 수직철근의 변형도
f_t : 수직철근의 응력	ϵ_p : 강도저감을 고려한 최대 응력시 콘크리트 변형도
f_{ty} : 수직철근의 항복응력	ϵ_t : 수평철근의 변형도
h_w : 벽체의 높이	λ : 강도저감(Softening) 계수
l_w : 벽체의 수평길이	ρ_t : 수직철근비
s : 철근 간격	σ_d : 콘크리트 압축지주의 압축응력
α : 콘크리트 압축지주의 각도	

참고문헌

- 1) Hsu, T. T. C., and Mo, Y. L., "Softening of Concrete in Low-Rise Shear Walls," Research Report No. UHCE 84-8, Dept. of Civil Eng'g, Univ. of Houston, Nov. 1984, 107pp.
- 2) Vecchio, F., and Collins, M. P., "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses," Publication No.82-03, Dept. of Civil Eng'g, Univ. of Toronto, Mar. 1982, 332pp.
- 3) 崔彰植, "反復荷重을 받는 鐵筋 콘크리트 低型 剪斷壁의 履歴舉動," 漢陽大學校 大學院, 1991. 6.
- 4) Ioannis D. Lefas, Michael D. Kotsovos, and Nicholas N. Ambraseys, "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism," ACI Structural Journal, Jan.-Feb. 1990, pp. 23-31
- 5) Annual Report of Kajima Institute of Construction Technology, Kajima Corporation vol. 34, Jun. 1986
- 6) Barda, F., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," PhD Thesis, Lehigh Univ., Bethlehem, 1972, 265pp.
- 7) M. Hirose, "Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them," Building Research Institute, Ministry of Construction, March 1975.