

트러스 모델을 이용한 철근콘크리트 부재의 비선형해석

엄태성¹⁾·박홍근^{1)*}

¹⁾서울대학교 건축학과

(2005년 5월 2일 원고접수, 2006년 1월 30일 심사완료)

Nonlinear Analysis of RC Members Using Truss Model

Tae-Sung Eom¹⁾ and Hong-Gun Park^{1)*}

¹⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul 151-742, Korea

(Received May 2, 2005, Accepted January 30, 2006)

ABSTRACT

Conventional nonlinear finite element analysis requires complicated modeling and analytical technique. Furthermore, it is difficult to interpret the analytical results presented as the stress-strain relationship. In the present study, a design-oriented analytical method using the truss model was developed. A reinforced concrete member to be analyzed was idealized by longitudinal, transverse, and diagonal line elements. Basically, each element was modeled as a composite element of concrete and re-bars. Simplified cyclic models for the concrete and re-bar elements were developed. RC beams and walls with various reinforcement details were analyzed by the proposed method. The inelastic strength, energy dissipation capacity, deformability, and failure mode predicted by the proposed method were compared with those of existing experiments. The results showed that the proposed model accurately predicted the strength and energy dissipation capacities, and to predict deformability of the members, the compression-softening model used for the concrete strut element must be improved.

Keywords : crushed sand, natural sand, combined sand, drying shrinkage, durability

1. 서 론

최근 비선형정적방법(nonlinear static method)^{1,2)}과 같은 선진적인 성능기초 내진평가 및 설계방법의 사용이 확대되고 있다. 이를 위해서는 지진하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비탄성 강도, 변형능력, 에너지소산능력 등을 정확히 평가할 수 있어야 한다. 그러나 철근콘크리트 부재는 취성재료인 콘크리트와 연성재료인 철근의 복합체로 철근 및 콘크리트의 재료물성, 단면형태, 철근량, 배근형태, 횡보강 여부, 하중조건, 전단경간비 등에 따라 강도 및 강성저하, 편칭현상 등이 복합적으로 발생하여 매우 복잡한 주기하중을 보이므로, 구조성능을 정확히 평가하기 어렵다.

주기하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비선형거동을 정확히 평가하기 위하여 유한요소모델을 이용한 다양한 수치해석기법이 개발되었다. 반복적인 인장-압축을 받는 콘크리트의 재료모델에 따라 등가일축 응력-변형률 관계를 사

용하는 비선형모델³⁻⁵⁾과 소성모델^{6,7)} 등이 있다. 이러한 미소모델(microscopic model)은 전단지배부재의 비탄성 강도 및 강성저하, 에너지소산능력 등의 거동특성을 비교적 정확히 평가할 수 있다. 그러나 모델링 및 수치해석방법이 복잡하며 응력-변형률 관계로 나타나는 해석결과 분석이 어렵다. 따라서 현재 비선형 유한요소해석방법은 직접적인 설계방법으로 흔히 사용되고 있지 않다.

철근콘크리트 부재의 비탄성 해석/설계를 위한 거시모델(macroscopic model)로서 스트럿-타이 모델(strut-and-tie model)⁸⁾, 수정압축장이론(modified compression field theory)⁹⁾, 연화트러스모델(softened truss model)¹⁰⁾ 등이 있다. 전통적인 스트럿-타이모델은 불규칙한 응력장을 갖는 D영역(disturbed region)에 대하여 극한상태에서 부재의 강도설계방법으로 사용되고 있지만, 평형조건식만을 이용하므로 비탄성변형을 고려하지 못한다. 수정압축장이론과 연화트러스모델은 주로 단조하중 하에서 균일한 응력장을 갖는 B영역(Bernoulli region)에 대하여 손쉬운 비선형해석이 가능하지만, 주기하중을 받는 부재와 D영역의 비선형 해석에 적용하기 어렵다. 보다 복잡한 거동을 나타

* Corresponding author

E-mail : parkhg@snu.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

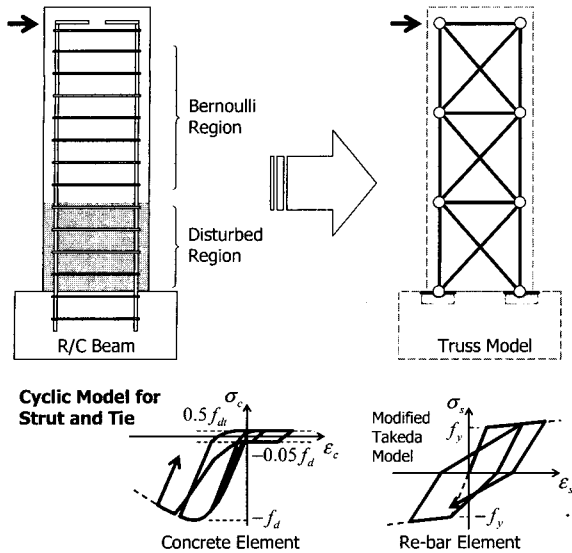


Fig. 1 Nonlinear analysis using the truss model Model by To¹¹⁻¹³⁾

내는 주기하중을 받는 부재나 D영역의 비선형해석을 위해서는 이러한 이론들을 유한요소해석에 적용해야 한다.

최근 To¹¹⁻¹⁴⁾는 트러스모델(truss model)의 적용을 확대하여 단조 및 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비탄성해석에 사용하였다. Fig. 1에서 보는 바와 같이, 철근콘크리트 부재를 B영역과 D영역으로 구분하여, 각 영역에서 응력장(stress field)에 따라 철근콘크리트부재를 등가의 선형부재(line element), 즉 압축력을 부담하는 스트럿과 인장을 부담하는 타이로 각각 모델링하였다. 각 스트럿과 타이는 콘크리트와 철근이 병렬로 연결되어 독립적으로 거동하는 것으로 가정하였으며, 단면해석을 통하여 결정된 단면적과 유효 압축·인장 강도를 사용하여 재료모델을 정의하였다. 단조 및 주기하중을 받는 knee 접합부, 다주교 각 골조 등에 대하여 트러스모델을 이용한 비선형해석을 수행하였고 기존의 다양한 실험과의 비교하였다.

그러나 To 등의 모델은 단순화된 철근 및 콘크리트 이력모델을 사용하고 있어서 주기거동 및 에너지소산능력을 정확하게 평가하지 못하며, 인장균열에 의한 콘크리트 압축스트럿의 강도 및 강성 저하^{9,15)}를 나타내지 못하므로 부재의 변형능력을 정확히 평가할 수 없다.

본 연구에서는 설계지향적 관점에서 강도뿐만 아니라 에너지소산능력, 변형능력을 평가할 수 있는 보다 발전된 트러스모델을 이용한 비선형해석방법을 개발하였다. 에너지소산능력을 정확히 평가하기 위하여 보다 정확한 철근과 콘크리트의 주기이력모델을 적용하였다. 변형능력을 평가하기 위하여 비탄성 변형 및 인장균열에 따른 콘크리트의 강도 및 강성저하를 고려하고, 비선형해석기법으로서 변위조절법을 사용하여 하중저하를 나타낼 수 있도록 하였다. 다양한 전단지배 부재에 대하여 비선형해석을 수행하고, 강도, 변형능력, 에너지소산능력 등의 거동특성을 실험과

비교하여 트러스모델을 이용한 비선형 해석방법의 정확성을 검증하였다.

2. 재료모델

본 연구에서 제안된 비선형 트러스모델(nonlinear truss model, 이하 NTM)에서는 Fig. 1에 나타난 바와 같이 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재를 길이방향, 직각방향, 대각방향의 선형요소로 모델링한다. 기본적으로 각 요소는 콘크리트와 철근의 합성요소로 구성하였다.

콘크리트 요소는 압축과 인장을 반복적으로 받는 스트럿/타이의 복합요소이다. 본 연구에서는 Mansour¹⁶⁾의 주기모델을 간략화하여 콘크리트 요소의 주기이력모델을 제안하였다. Fig. 2는 압축력과 인장력을 받는 콘크리트 요소의 응력-변형률 관계를 나타낸다. 콘크리트 요소의 포락곡선(envelope curve)은 다음과 같이 정의된다.

압축거동

$$\sigma_c = (f_{cm} - f_{TC}) \left(2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{\infty}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{\infty}} \right)^2 \right) + f_{TC} \quad 0 > \epsilon_c \geq \epsilon_{\infty} \quad (1a)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \left(1 - \left(\frac{\epsilon_c / \epsilon_{\infty} - 1}{3} \right)^2 \right) \quad \epsilon_{\infty} > \epsilon_c \geq 4\epsilon_{\infty} \quad (1b)$$

인장거동

$$\sigma_c = f_{tm} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{to}} \right) \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{to} \quad (1c)$$

$$\sigma_c = f_{tm} \left(\frac{\epsilon_{to}}{\epsilon_c} \right)^{0.4} \quad \epsilon_{cr} < \epsilon_{to} \quad (1d)$$

여기서,

σ_c, ϵ_c = 콘크리트 요소의 응력 및 변형률

f_{TC} = TC에서의 압축응력(= 0.075 f_{cm} Fig. 2)

f_{cm} = 유효압축강도

f_{ck} = 콘크리트 최대압축강도

ϵ_{∞} = f_{ck} 에 대한 압축변형률

$$(\epsilon_{\infty} = -0.002 - 0.001 \times (f_{ck} - 20) / 100 \text{MPa})^{17)}$$

f_{tm} = 유효인장강도

f_t = 콘크리트인장강도(= 0.33 $\sqrt{f_{ck}}$ MPa)¹⁵⁾

ϵ_{cr} = 균열변형률(= f_t / E_c)

E_c = 콘크리트 탄성계수

콘크리트 요소의 유효압축강도 및 인장강도는 3장에 제시되었다.

인장·압축의 반복하중을 받는 콘크리트 스트럿의 제하(unloading) 및 재하(reloading) 경로는 Mansour¹⁶⁾의 방

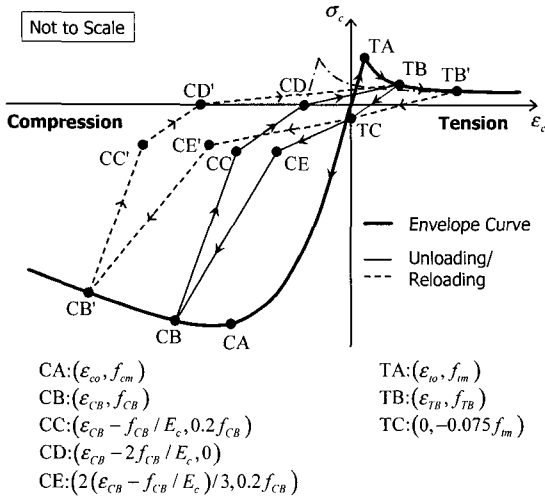


Fig. 2 Cyclic stress-strain relation of concrete element

법을 간략화하여 사용하였다. 콘크리트 주기모델과 각 주요점에서의 응력 및 변형률 값은 Fig. 2에 나타나 있다. 인장상태에서 인장변형률이 TA (ϵ_{to}, f_{tm})에 이르는 동안 식 (1c)의 경로를 따라 재하된다. 균열변형률 ϵ_{to} 을 초과하는 경우 식 (1d)를 따라 재하된다. 재하거동은 선형으로 정의하였다. 콘크리트에 압축손상이 없는 경우 TC ~ CA (ϵ_{co}, f_{cm})구간은 식 (1a)를, CA 이후는 식 (1b)에 의하여 정의된다. 콘크리트에 인장손상이 없다면 ($\epsilon_{TB} < \epsilon_{to}$), $f_{TC} = 0$ 이고 식(1a)는 Zhang¹⁵⁾의 단조압축하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률식과 동일하다. CB(ϵ_{CB}, f_{CB})로부터 CC($\epsilon_{CB} - f_{CB}/E_c, 0.2f_{CB}$)까지 강성 $0.8E_c$ 의 제하가 일어나고, 이후 CD($\epsilon_{CB} - 2f_{CB}/E_c, 0$)까지 강성 $0.2E_c$ 완만한 제하가 일어난다. CD로부터 인장상태인 TB까지의 재하는 선형으로 정의하였다. 콘크리트에 인장손상이 없는 경우, 콘크리트 요소의 압축손상에 의한 압축잔류변형 ϵ_{CD} 에 의하여 인장응력이 압축변형률 하에서 조기에 발휘된다. 이때 콘크리트 요소의 인장응력은 잔류변형으로부터 구한 순인장변형률 $\epsilon_{nc} (= \epsilon_c - \epsilon_{CD})$ 로 정의된다.

콘크리트에 압축손상이 존재하면 TB로부터 TC, CE ($2(\epsilon_{CB} - f_{CB}/E_c)/3, 0.2f_{CB}$)로의 제하 및 재하는 각 구간마다 선형으로 발생한다. $f_{TC} < f_{CE}$ 인 경우 $f_{CE} = f_{TC}$ 로 정의하였다. CB와 TB 사이에서 재하/제하가 일어나는 경우 ($\epsilon_{CB} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{TB}$) 주기곡선(CB - CC - CD - TB - TC - CE - CB) 내에서는 초기제하강성 $0.8E_c$ 의 선형거동으로 단순화하였다.

철근요소의 재료모델로서 바우싱거효과(Bauschinger effect)를 고려할 수 있는 Brown의 모델¹⁸⁾을 사용하였다. 하중저

하거동을 나타낼 수 있는 비선형 수치해석방법으로 Ramm¹⁹⁾의 변위제어법(simplified displacement-control method)을 사용하였다.

3. 스트럿/타이 요소의 모델링

Fig. 3은 마름모형의 대각으로 배근된 연결보에 대하여 트러스모델을 구성하는 방법을 보여준다. 그림에서 보는 바와 같이, 트러스모델은 길이방향, 직각방향, 대각방향 등 세 방향으로 배치된 요소로 구성된다. 주기하중을 받는 경우 횡하중의 방향에 따라 각 요소에 압축력과 인장력을 교대로 발휘되므로, 각 요소는 스트럿과 타이의 복합요소로 구성된다. 각 방향 콘크리트 및 철근 요소의 단면적과 유효 압축강도 및 인장강도는 다음과 같이 정의한다.

3.1 길이방향 요소

단면 양단부의 길이방향 요소 L1(Fig. 3 (b))은 콘크리트와 철근이 병렬로 연결되어 단부 휨철근이 배치된 위치에 존재하도록 모델링한다. 콘크리트 요소의 단면적 A_c 는 단면해석시 항복 순간의 압축대 면적으로 정의하였다. $A_c = bc$ $b =$ 단면 너비, $c =$ 단면 항복시 콘크리트 압축대 길이.(Fig. 3 (b))¹¹⁻¹³⁾ L1의 철근요소의 단면적 A_r 은 압축대에 배치된 주근의 단면적 과 동일하다. 즉, $A_r = A_s'$, $A_s' =$ 압축대에 배치된 길이방향 주근의 단면적. 다른 단부에도 동일한 방법으로 콘크리트 및 철근 요소의 단면적을 정의한다.

기둥과 전단벽의 경우 웨브에 길이방향의 철근이 배치되므로, 단면 중앙부에 요소 L2(Fig. 3 (b))를 설치하여 웨브 철근이 단면 중앙에 집중된 것으로 모델링하였다. $A_r = A_{sw}$, $A_{sw} =$ 웨브에 길이방향으로 배치된 철근의 단면적 (Fig. 3 (b)). 웨브콘크리트는 주로 대각 스트럿으로 작용하므로 대각방향 요소로 모델링된다.(3.3절 참고)

Fig. 3 (b)에서 보는 바와 같이 압축대에서 발생하는 콘크리트 압축응력은 중립축으로부터 떨어진 거리에 따라 다르다. 따라서 길이방향 콘크리트 요소의 유효압축강도를 다음과 같이 정의하였다¹²⁾. $f_{cm} = C_{max}/A_c < f_{ck}$, $C_{max} =$ 극한하중 재하시 콘크리트 압축대의 최대압축력으로서, 단면해석을 통하여 구하거나 간편하게 콘크리트구조설계기준과 ACI 318-0220)의 공칭 휨강도계산시 사용하는 등가응력 블록의 압축력을 사용한다. 콘크리트의 인장응력도 중립축으로부터 떨어진 거리에 따라 다르므로, 콘크리트 타이의 유효인장강도는 근사적으로 $f_{tm} = f_t/3$ 로 정의하였다.

3.2 직각방향 요소

전단철근은 반복적인 주기거동 동안 주로 인장력만을 부

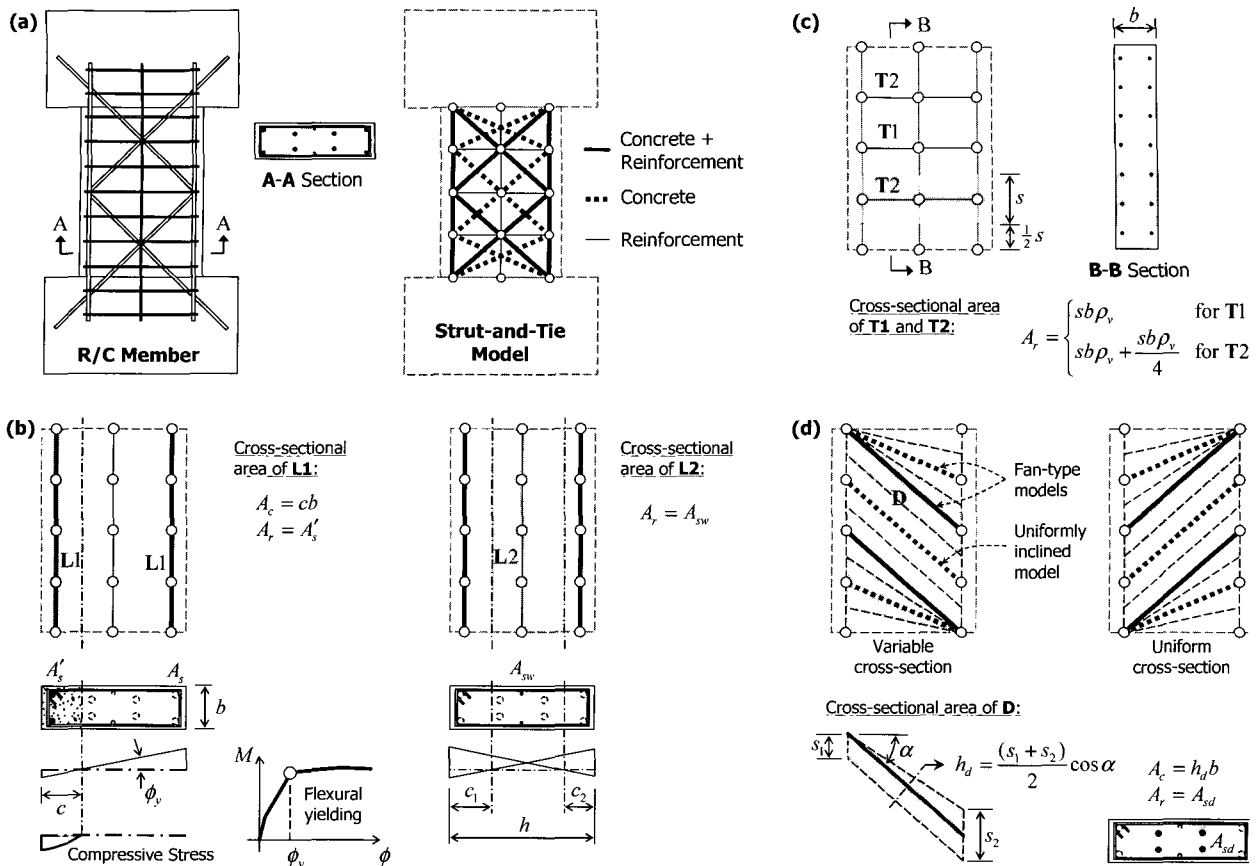


Fig. 3 Modeling of concrete and steel elements: (a) Details and analytical truss model; (b) Longitudinal (flexural) elements; (c) Transverse (shear) elements; (d) Diagonal elements

따라서, 직각방향 요소는 철근 타이로 모델링한다. 중앙부의 직각방향 요소 T2(Fig. 3 (c))의 단면적은 $A_r = \rho_v bs$ 로 결정한다. ρ_v = 전단철근비, s = 직각방향 타이 사이의 유효폭. 단부의 직각방향 타이 T1(Fig. 3 (c))의 경우 상하 가장자리 전단철근의 절반이 유효한 것으로 가정하여 그 단면적을 사용하였다²¹⁾. 즉, $A_r = \rho_v bs + \rho_v bs/4$.

단조하중을 받는 경우 콘크리트 압축대와 골재맞물림에 의하여 일정한 전단력이 전달될 수 있다^{12,20)}. 그러나 반복적인 지진하중을 받는 경우 소성흔지영역의 전체 단면에서 인장균열이 발생하므로 압축대와 골재맞물림에 의하여 전달되는 전단력이 크게 감소한다. 따라서 본 연구에서는 콘크리트에 의한 전단저항을 고려하지 않았다.

3.3 대각 요소

대각방향의 요소는 콘크리트와 철근으로 구성된다. 콘크리트 스트럿은 Paulay²²⁾가 제안한 방법을 사용하여 단면적을 결정하였다. Fig. 3 (d)에서 보는 바와 같이 모델링하고자 하는 대각 요소의 기하학적 형상에 따라 콘크리트 면 요소를 분할한다. D영역에서 부채꼴 형태로 모델링되는 대각스트럿은 지점 혹은 하중점에 접근할수록 단면적이 작아

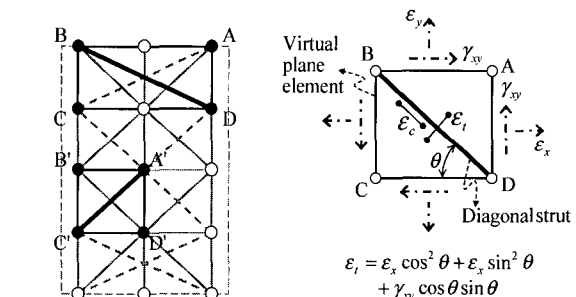


Fig. 4 Definition of transverse tensile strain in diagonal concrete element

지므로 평균단면적을 사용하였다. $A_c = h_d b$, h_d = 대각 요소의 평균폭 (Fig. 3 (d)). 대각 콘크리트 요소의 각도는 $31 \sim 59^\circ$ 사이의 값을 사용한다^{12,23)}. 하중방향이 바뀌면 대각 콘크리트 요소가 반대 방향으로 형성되므로 대칭의 대각 요소를 모델링하였다. 대각철근이 배치된 경우에는 철근 요소가 콘크리트 요소와 나란히 배치된 것으로 모델링한다. 이때 $A_r = A_{sd}$, A_{sd} = 대각 철근의 단면적.

대각 콘크리트 요소의 재료모델은 2장에서 소개된 주기 이력모델을 사용하였다. 웨브에 인장균열이 발생하면, 스트럿 직각방향의 인장균열에 의하여 웨브스트럿의 압축강도가 감소된다^{9,15)}. 본 연구에서는 Fig. 4에서 보는 바와 같

Table 1 Properties of Strut/Tie elements(mm², MPa)

Researchers	Specimen	L1(L1') ¹⁾		L2 ¹⁾		T1 ¹⁾		D1(D1') ¹⁾			D2 ¹⁾				
		Conc.	Steel	Steel	Steel	Conc. ²⁾	Steel	Conc. ²⁾	Steel	Conc. ²⁾	Steel				
		A _c	f _{cm}	A _r	f _y	A _r	f _y	A _r	f _y	A _c	A _r	f _y	A _c	A _r	f _y
Galano (2000)	P02	11400	18.5	314	568	56.5	568	315	568	12500	-	-	13500	-	-
	P07	11100	21.9	56.5	568	56.5	568	219	568	14500	-	-	8800	314	568
	P14	10700	18.6	157	568	-	-	309	568	15900	157	568	-	-	-
Muguruma (1988)	BA5(TM1)	17800	12.1	796	400	-	-	277	732	22400	-	-	29900	-	-
	BA5(TM2)	17800	12.1	796	400	-	-	207	732	12500	-	-	13500	-	-
	BA10(TM1)	16200	16.7	796	400	-	-	300	692	22400	-	-	29900	-	-
	BA10(TM2)	16200	16.7	796	400	-	-	225	692	12500	-	-	13500	-	-
Popov (1972)	BEAM43	80200	14.1	3870	414	-	-	1940	414	102500	-	-	136600	-	-
Bertero (1974)	BEAM35I	84000	19.7	3870	414	-	-	919	495	104000	1170	451	132000	1170	451
Brown (1971)	86-35-	12200	17.0	1020	317	-	-	266	317	20700	-	-	27600	-	-
	RV10-60 ³⁾	(16400)	(16.8)	(570)	(317)										
Sittipunt (2000)	W1	65800	13.0	1430	473	390	450	741	444	37800	-	-	26100	-	-
	W2	66600	13.2	1430	473	520	450	1130	444	37800	-	-	26100	-	-
Oesterle (1979)	B1	67800	15.4	1030	450	377	521	555	521	53400	-	-	52400	-	-
	B2	93400	17.8	3410	410	377	532	1130	532	53400	-	-	52400	-	-
	B7	108800	21.1	3410	458	377	490	1130	490	53400	-	-	52400	-	-
	B8	112100	19.1	3410	448	377	454	2470	482	53400	-	-	52400	-	-

1) Locations of elements were presented in Fig. 5 through 10.

2) Effective compressive strength was defined by Eq. (2).

3) Asymmetric beam. Properties of L1' were presented inside parathesis.

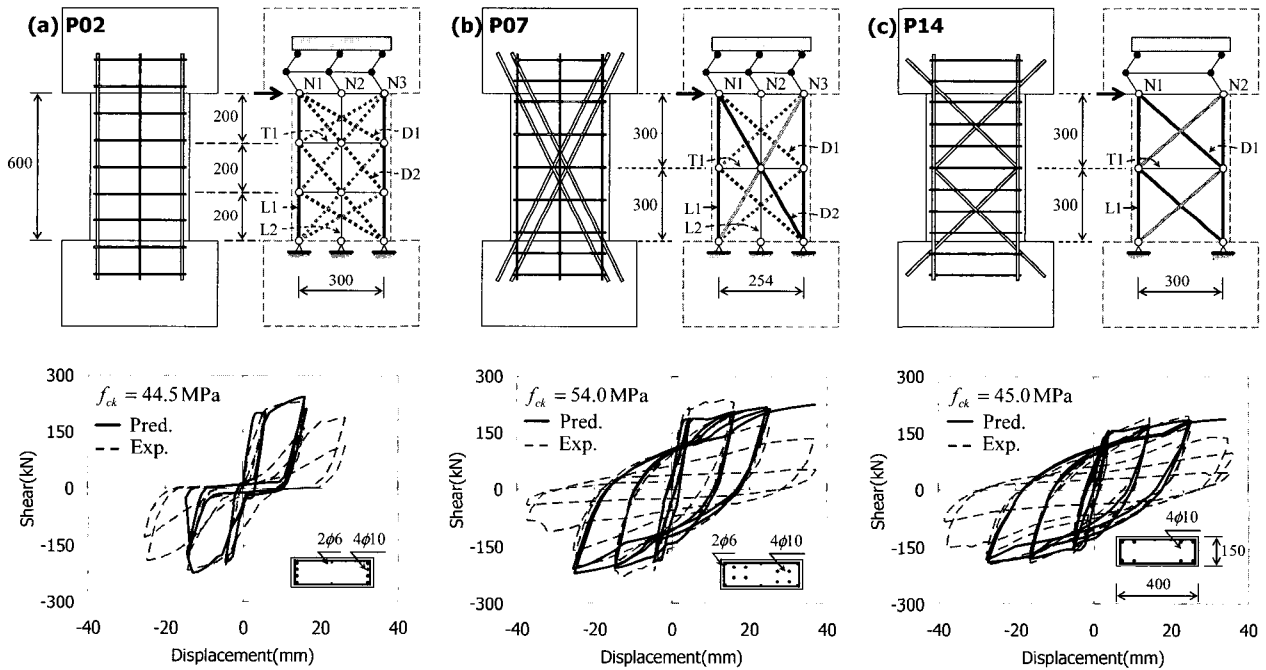


Fig. 5 Predictions for short coupling beams²⁴⁾: (a) P02, (b) P07, and (c) P14

이 대각 요소를 포함하는 가상의 직사각형 면요소(Fig. 4의 ABCD)를 가정하여 각 절점의 변위로부터 스트럿 직각 방향의 인장변형률 ϵ_t 를 구하고(Fig. 4), 이로부터 감소된 대각 콘크리트 요소의 유효압축강도 f_{cm} 을 Vecchio⁹⁾의 압축연화식을 사용하여 정의한다.

$$f_{cm} = f_{ck} / (0.8 + 0.34\epsilon_t / \epsilon_{cw}) \leq 1.0 \quad (2)$$

대각 콘크리트 타이의 유효인장강도 f_{tm} 은 인장강도 f_t 의 1/3로 사용하였다.

4. 검증

NTM을 이용한 비선형해석방법을 검증하기 위하여 연결 보,^{24,25)} 켄틸레버보,^{18,26,27)} 전단벽²⁸⁻³⁰⁾ 등 다양한 철근콘크

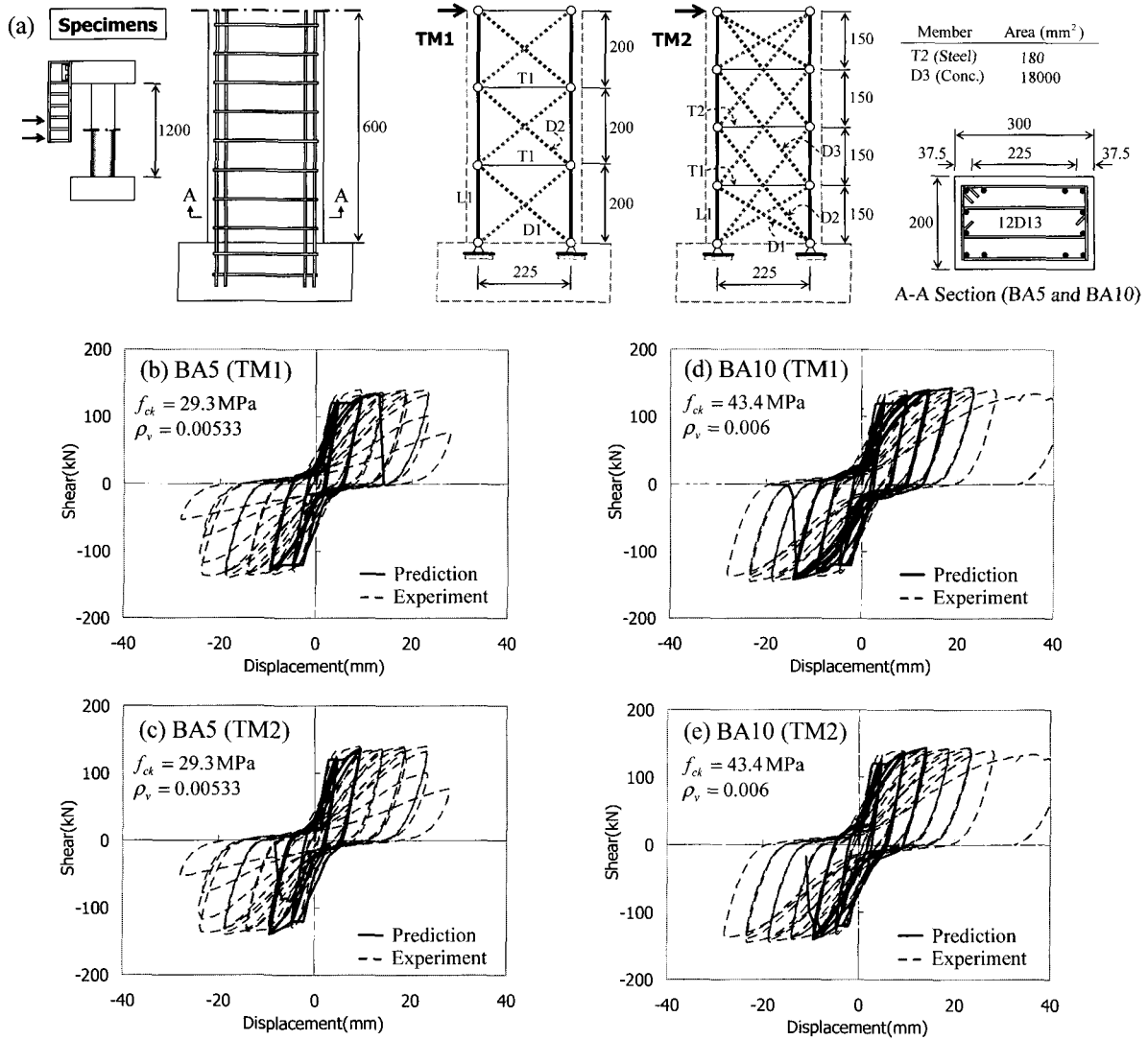


Fig. 6 Predictions for slender coupling beams²⁵⁾: (a) Details and analytical truss models, (b) BA5 (TM1), (c) BA5 (TM2), (d) BA10 (TM1), and (e) BA10 (TM2)

리트 부재에 대하여 비선형해석을 수행하였다.

시험체들의 형상, 하중조건, 배근상태, 해석을 위한 트러스모델 등은 Figs. 5 ~ 10에 나타나 있다. Fig. 5는 수직·수평, X형, 마름모형 등 배근형태가 다른 연결보를(P02, P07, P14)²⁴⁾, Fig. 6은 비교적 세장한 연결보(BA5, BA10)²⁵⁾를, Fig. 7은 배근상세가 다른 켈틸레버보(BEAM43, BEAM35I)^{26,27)}를, Fig. 8은 비대칭으로 배근된 매우 세장한 켈틸레버보(86-35-RV10-60)¹⁸⁾을, Fig. 9는 형상비가 작은 전단벽(W1, W2)²⁹⁾을, Fig. 10은 형상비가 비교적 큰 벽체(B1, B2, B7, B8)³⁰⁾를 각각 보여준다. 각 요소의 단면적 및 재료강도는 Table 1에 나타냈다.

Fig. 5에서 보는 바와 같이 형상비가 작은 연결보는 시험체 전체에 대하여 트러스모델을 구성하였고, 실험 지지조건과 동일하도록 절점 N2, N3(Fig. 5)의 길이방향 변형이 N1과 동일하도록 제어하였다. P07의 경우 네 가닥의

대각철근으로 둘러싸인 콘크리트 스트럿에 의하여 하중이 전달될 수 있다. 따라서 대각방향의 콘크리트 요소를 설치하였고, 그 단면적은 대각철근으로 둘러싸인 면적으로 정의하였다. Fig. 6의 형상비가 큰 연결보의 경우 직접적인 대각스트럿을 무시할 수 있으므로, 시험체의 절반에 대한 해석모델을 구성하였다. 특히, 모델링 방법에 따른 해석결과를 비교하기 위하여, BA5와 BA10의 대각방향 콘크리트-스트럿을 X형(TM1)과 부채꼴형(fan형, TM2) 두 가지로 모델링하였다. Fig. 7의 BEAM35I는 대각철근의 상세에 따라 대각요소의 각도를 달리하여 해석모델을 구성하였다. 그림에서 보는 바와 같이 하부지점에 네 개의 절점을 두어, 내부 두 절점에 연결된 대각요소 DI은 45° 각도의 웨브철근을 나타내고 외곽 두 절점에 연결된 대각요소 DI'은 콘크리트 스트럿을 나타낸다. Fig. 8의 86-35-RV10-60은 양 단부에 주근이 비대칭으로 배치되므로, 길이방향 요

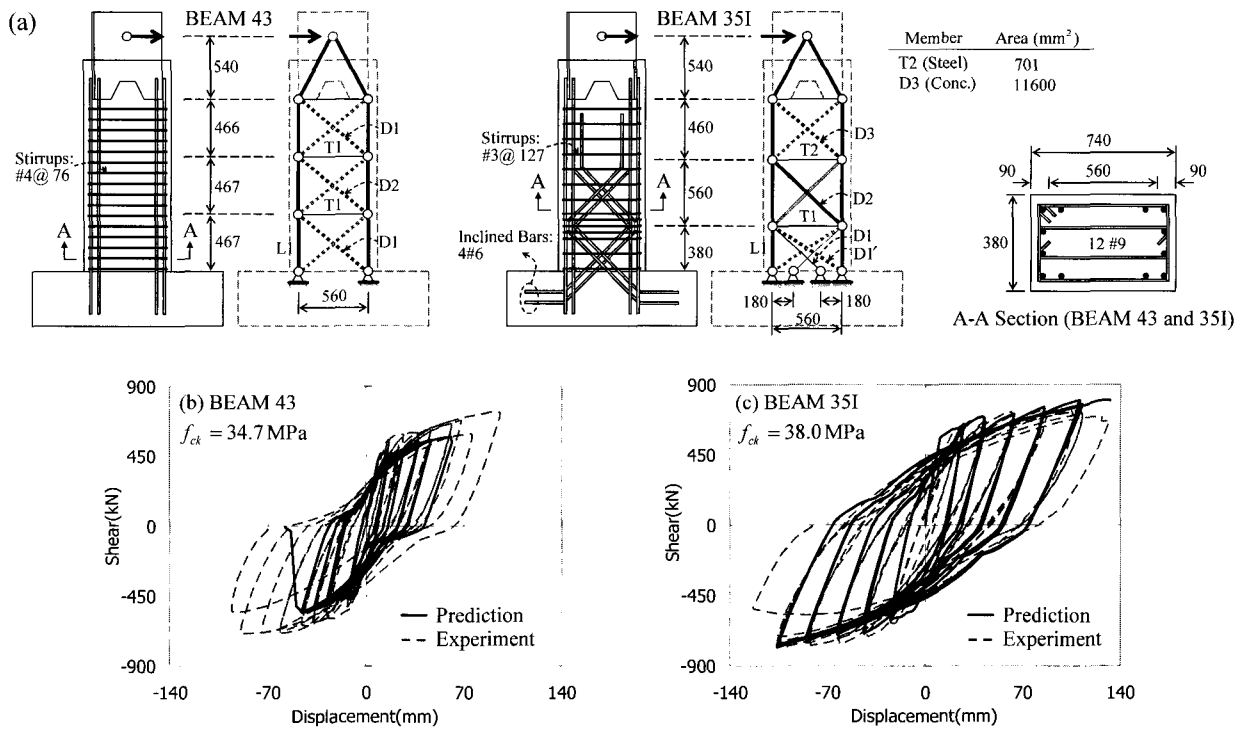


Fig. 7 Prediction for Cantilever Beams^{26,27}: (a) Details and analytical truss models, (b) BEAM43 and (c) BEAM35I

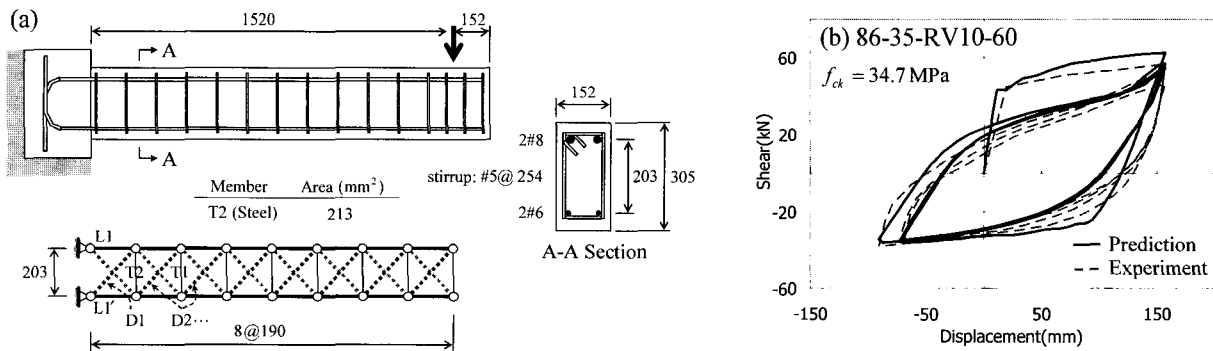


Fig. 8 Predictions for long beam with asymmetric re-bar arrangement¹⁸: (a) Details and analytical truss model and (b) Load-displacement curve

소 L1과 L1'의 단면적을 달리하여 모델링하였다(Table 1). Figs. 9와 10에서 보는 바와 같이 웨브에 길이방향의 철근이 배치된 경우, 웨브철근타이 T2의 부재력으로 인하여 대각방향의 콘크리트 요소 D2와 직각방향 철근 요소 T1의 응력장이 달라진다. 이를 나타내기 위하여 대각방향의 콘크리트 요소 D2와 웨브의 철근 요소 T2가 절점 N1에서 교차하도록 모델링하였다.

트리스모델을 이용한 비선형해석과 실험 결과를 비교하여 Figs. 5 ~ 10에 나타냈다. 그림에 나타난 바와 같이 NTM에 의한 비선형해석 결과는 형상비, 배근상세, 하중조건 등을 반영하여 비탄성강도, 핀칭, 주기당 에너지소산량 등 주기하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비탄성 거동특성을 비교적 정확하게 예측하였다. 다만, 보의 변형능력은 실

험치와 큰 오차를 보였다.

Fig. 6 (b) ~ (e)는 트리스모델의 대각콘크리트 스트럿 모델링 변화(TM1, TM2)에 따른 주기곡선의 차이를 비교하여 나타내고 있다. 비탄성 강도 및 주기당 에너지소산능력 등의 해석결과는 모델링방법에 관계없이 거의 동일하였으나 변형능력은 대각스트럿을 부재물로 모델링한 TM2에서 다소 작게 예측되었다.

본 연구에서 사용한 트리스모델은 극한상태의 스트럿 방향과 인장균열의 방향을 미리 가정하여 각 요소를 배치한다. 따라서 콘크리트 균열발생 전이나 항복 이전 또는 주기거동시 콘크리트 균열이 닫힌 경우에는 본 연구에서 사용한 해석모델의 요소방향이 실제 압축 및 인장 주응력의 방향과 정확히 일치하지 않는다. 그러나 해석 결과가 나타

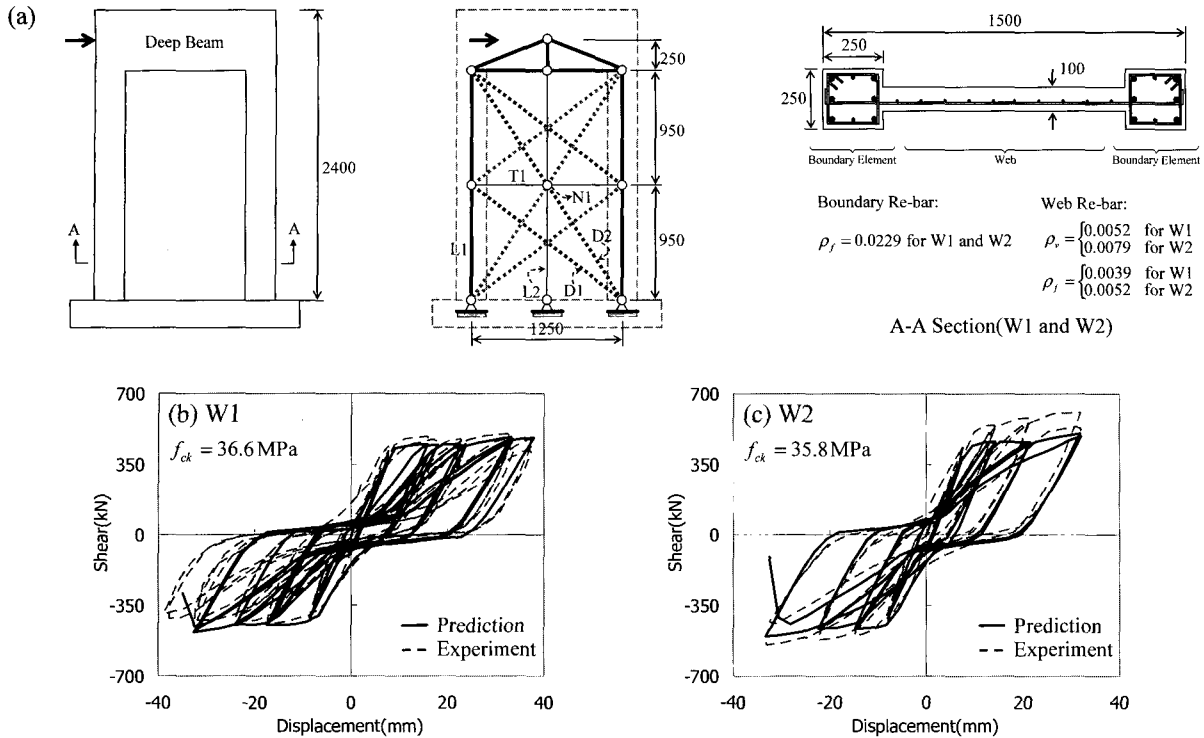


Fig. 9 Predictions for short shear walls²⁸⁾: (a) Details and analytical truss model, (b) W1 and (c) W2

내듯이 이러한 모델링의 문제점에도 불구하고 제안된 트러스모델은 철근콘크리트 부재의 전반적인 주기거동을 비교적 정확하게 예측하고 있다. 이는 극한상태에서 예측된 트러스모델이 주기거동 전반에 대해서도 근사적으로 사용될 수 있음을 가리킨다.

5. 트러스모델을 이용한 구조성능평가

본 연구에서 제안한 비선형 트러스모델(NTM)으로 예측한 철근콘크리트 부재의 비탄성 강도, 변형능력, 에너지소산능력 등을 실험결과와 비교하여 Table 2에 나타내었다. 시험체의 형상 및 주기해석 결과는 Figs. 5 ~ 10에 나타냈다.

NTM에서는 길이방향의 콘크리트 요소의 위치를 단면 압축내력의 중심(centroid)이 아닌 압축철근이 배치된 위치에 집중된 것으로 모델링하였다. 따라서 Table 2에서 보는 바와 같이 NTM은 비탄성 강도를 대체로 저평가하는 경향을 보였다. 그러나 NTM으로 예측한 최대강도는 ACI318-02나 콘크리트구조설계기준 등에 제시된 강도식을 사용하여 구한 종국강도보다 대체로 큰 값을 나타냈다. BEAM43, W2, B1 등은 실험과 해석에 의한 비탄성 강도가 비교적 큰 오차를 나타냈는데, 해석에 사용된 철근의 항복강도가 저평가된 것으로 판단된다.

Table 2는 실험 및 해석으로 구한 에너지 소산량을 비교하여 보여주는데, 반복적인 주기거동에 의한 주기당 에너지소산량은 파괴 혹은 그 직전의 변형에 대하여 구하였

다. 표에 나타난 바와 같이 NTM을 이용한 비선형해석은 배근상세, 철근량, 단면크기, 하중조건, 형상비 등의 변화를 반영하여 핀칭 및 강성저하를 나타내는 주기거동에 의한 에너지소산량을 비교적 정확히 평가할 수 있다. P02는 비선형해석으로 예측한 에너지소산량이 실험값보다 46% 적게 평가하였으나, Fig. 5 (b)에서 보는 바와 같이 과도한 핀칭에 의하여 주기거동에 의한 소산에너지량이 적으므로 상대적인 오차가 크게 나타났다.

Table 2에서 실험으로부터 관찰한 각 시험체의 파괴유형과 이를 비선형해석으로 예측한 결과를 비교하였다. 비선형 주기해석시 부재의 파괴는 대각콘크리트 요소의 압괴(web crushing)에 의하여 일어나며, 압축변형률이 ϵ_{∞} (Fig. 2)를 넘어서면 Figs. 5 ~ 10에서 보는 바와 같이 연화거동으로 인한 급격한 강도감소가 발생하여 파괴가 일어났다. 실험의 경우 전단강도가 최대강도의 80% 이하로 저하된 시점에 파괴가 발생한 것으로 정의하였다. Table 2에 나타난 바와 같이 철근의 좌굴 및 파단에 의한 파괴를 제외하고 해석 결과는 실험의 파괴유형과 일치하였다.

실험 결과에 따르면 보(Figs. 5, 7)의 경우 배근형태에 따라 변형능력이 다르게 평가되었다. X형 혹은 마름모형의 배근상세를 갖는 보(P07, P14, BEAM35I)의 경우 대각철근이 웨브의 과도한 사인장균열을 방지하므로, 스트럿 직각 방향의 인장균열에 의한 지나친 압축강도저하를 막아주며, 상대적으로 큰 변형능력을 보인다. 반면 수직·수평 배근상세를 갖는 보(P02, BEAM43)의 경우 비탄성 주기거동

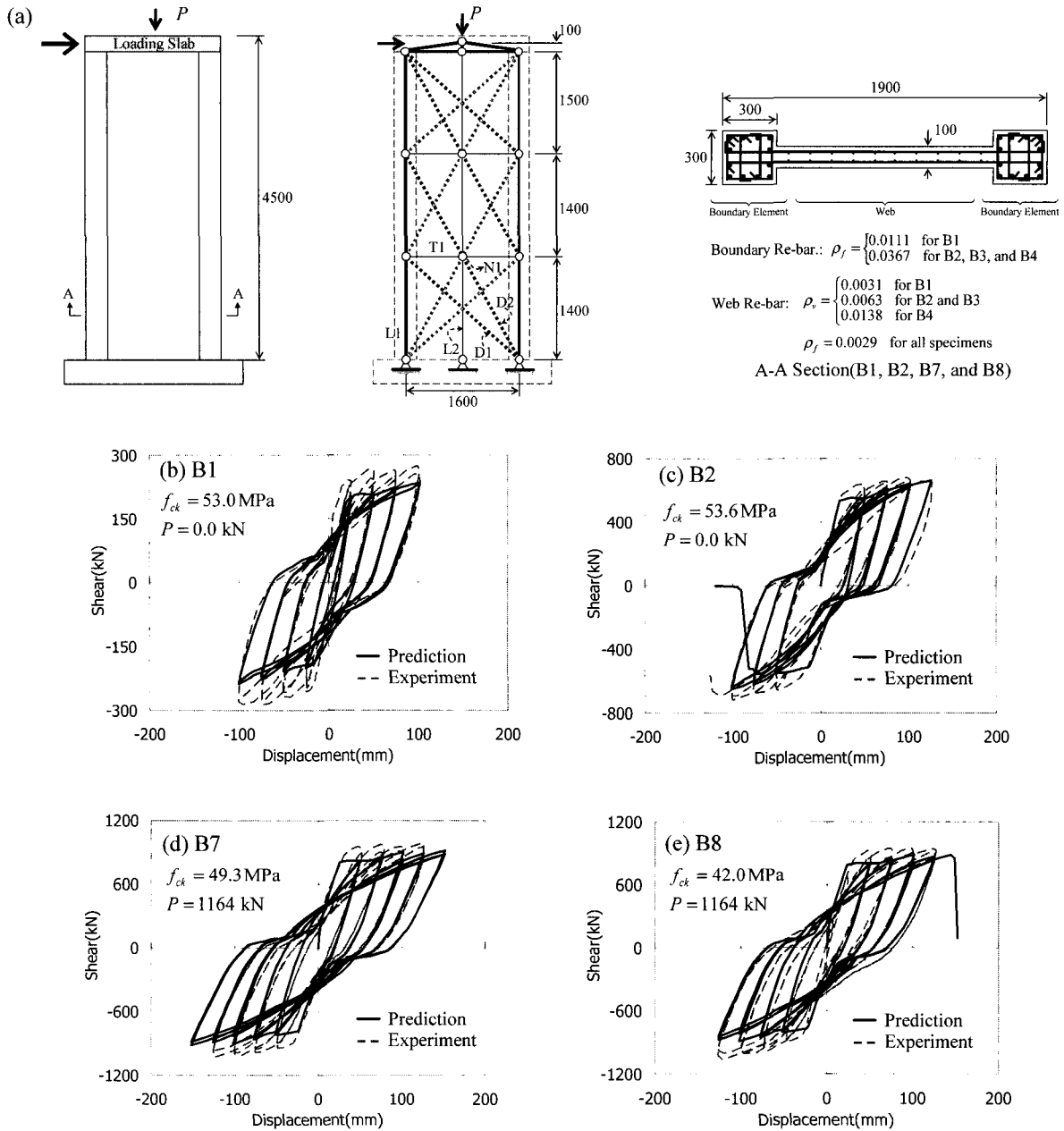


Fig. 10 Predictions for slender walls^{29,30}. (a) Details and analytical truss model, (b) B1, (c) B2, (d) B7, and (e) B8

이 반복됨에 따라 웨브에 과도한 사인장균열로 인하여 대각방향의 콘크리트 스트럿의 압축강도가 급격히 감소하며 조기에 웨브압축파괴가 발생하며 변형능력이 저하되었다. 그러나 세장비가 매우 커 휨지배 거동을 보이는 보 (86-35-RV10-60)는 주기거동 동안 주로 직각방향의 휨 균열이 발생하므로, 수직·수평 배근상세에도 불구하고 대각 스트럿의 압괴가 발생하지 않았다. 수직·수평으로 배근된 전단벽 또한 웨브의 압축파괴에 의한 급격한 강도저하가 발생하였으며, 예측된 파괴변형은 전단철근비, 압축력의 유무, 형상비 등에 따라 달라졌다.

Table 2에 나타난 바와 같이, 웨브콘크리트의 압괴로 파

괴된 철근콘크리트 부재에 대하여 NTM으로 예측한 변형 능력은 전통적인 배근상세를 갖는 보(P02, BA5, BA10, BEAM43)에 대해서는 실험결과보다 다소 저평가하였으나, 전단벽(W1, W2, B1, B2, B7, B8)에 대해서는 실험에 의한 변형능력 및 파괴유형이 거의 같았다. 보와 전단벽에 대한 변형능력의 예측이 크게 다른 원인은 스트럿 직각방향의 인장균열에 의한 압축강도의 감소를 고려하는 실험식과 관련된 것으로 판단된다. 본 연구에서는 균일한 응력장을 갖는 전단패널에 대한 실험⁹⁾으로부터 Vecchio와 Collins가 제안한 식 (2)를 사용하여 압축강도의 저하를 고려하였다. 전단벽의 경우 경계기둥으로 둘러싸인 웨브의

Table 2 Comparison of predictions and experimental results

Specimen	Strength(kN)				Energy Dissipation(kN-mm)			Deformability and Failure Modes	
	Ana.	ACI ¹⁾	Exp.	Error(%)	Ana.(Δ ²⁾	Exp.	Error(%)	Analysis	Experiment
P02	244	202	231	+5.6	812(15.9)	1510	-46.2	Web crushing at $\Delta = 15.9\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 15.9\text{mm}$
P07	226	224	240	-5.8	8350(25.3)	7380	+13.1	No failure	Web crushing at $\Delta = 25.3\text{mm}$
P14	189	175	196	-3.6	7890(25.1)	6870	+14.8	No failure	Diagonal bar fracture at $\Delta = 25.1\text{mm}$
BA5(TM1)	134	126	140	-4.3	1350(9.5)	1420	-4.9	Web crushing at $\Delta = 13.3\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 23.5\text{mm}$
BA5(TM2)	141	126	140	0.0	1420(9.5)	1420	0.0	Web crushing at $\Delta = 9.5\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 23.5\text{mm}$
BA10(TM1)	143	129	144	-0.7	2330(14.1)	2380	-2.1	Web crushing at $\Delta = 18.8\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 28.2\text{mm}$
BA10(TM2)	144	129	144	0.0	1530(9.5)	1550	-1.2	Web crushing at $\Delta = 14.1\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 28.2\text{mm}$
BEAM43	575	489	730	-21.2	34500(46.6)	34900	-1.1	Web crushing at $\Delta = 61.1\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 96.0\text{mm}$
BEAM35I	803	668	738	+8.8	139000(113)	121000	+14.9	No failure	Flexural bar buckling at $\Delta = 132\text{mm}$
86-35-RV10-60 ³⁾	62.6 (-35.7) ³⁾	47.5 (-27.6) ³⁾	56.6 (-37.7) ³⁾	+10.6	8150 (157,-72)	8090	+0.7	No failure	Abrasion of the transverse crack surface at $\Delta = 157\text{mm}$
W1	485	474	500	-3.0	10700(33.2)	11100	-3.6	Web crushing at $\Delta = 37.9\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 37.9\text{mm}$
W2	504	491	609	-17.2	14100(31.9)	12900	+9.3	Web crushing at $\Delta = 31.9\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 31.9\text{mm}$
B1	235	226	275	-14.5	33700(103)	33600	+0.3	No failure	Flexural bar buckling at $\Delta = 103\text{mm}$ ⁴⁾
B2	662	681	681	-2.8	77000(102)	79400	-3.0	Web crushing at $\Delta = 126\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 126\text{mm}$ ⁴⁾
B7	900	830	984	-8.5	136000(127)	142000	-4.2	Web crushing at $\Delta = 152\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 152\text{mm}$ ⁴⁾
B8	886	810	945	-6.2	133000(127)	163000	-18.4	Web crushing at $\Delta = 145\text{mm}$	Web crushing at $\Delta = 152\text{mm}$ ⁴⁾

1) Nominal shear strength calculated by KCI and ACI 318-02.
2) Displacements(mm) used for evaluating energy dissipation.

3) Asymmetric beam. Positive and negative strengths were presented.
4) Failure modes and descriptions were presented in Ref. 29.

두께가 얇고 폭이 크므로 Vecchio와 Collins의 전단패널과 동일한 응력 및 변형조건이며, 따라서 식 (2)이 실험결과를 정확히 예측하였다. 반면 보의 경우 두께가 두껍고 폭이 작으므로 Vecchio와 Collins의 예측값보다 압축파괴가 지연되었다.

대각배근을 갖는 보에 대해서는 수치해석이 실험보다 변형능력을 과대평가하였다. 트러스모델을 이용한 수치해석에서는 동일한 위치에 배치된 철근과 콘크리트는 독립적으로 힘을 전달하도록 모델링하였다. 따라서 큰 단면적의 철근이 배근된 경우에는 철근이 압축력을 부담하므로 콘크리트는 큰 압축력을 받지 않으며, 압축파괴가 일어나지 않는다. 그러나 실제 주기하중을 받는 콘크리트-철근 대각요소 는 인장균열의 발생과 인장균열 사이 철근의 소성변형으로 인하여 철근의 압축력이 부착에 의하여 콘크리트로 전달된다. 따라서 실제 콘크리트 스트럿은 해석결과보다 더 큰 압축력을 받으며, 이 압축력에 의하여 콘크리트에 조기압축파괴가 발생할 수 있다.

위에서 설명한 바와 같이 전단지배 보의 변형능력을 정

확히 평가하기 위해서는 직각방향 인장변형률에 따른 압축 스트럿의 강도저하를 나타내는 기존의 식이 보의 단면형태 및 배근상태를 고려하여 수정되어야 함을 나타낸다.

6. 결 론

본 연구에서는 주기하중을 받는 철근콘크리트부재에 대하여 트러스모델을 이용한 비선형해석방법을 개발하였다. 철근콘크리트 부재를 콘크리트와 철근 요소로 모델링하는 방법을 소개하였고, 반복적인 인장-압축을 받는 콘크리트 주기이력모델을 제안하였다. 철근량, 배근형태, 하중조건, 단면크기 등이 다른 켈틀레버보, 연결보, 전단벽 등 다양한 시험체에 대하여 제안된 비선형해석법의 정확성을 검증하고, 비탄성강도, 파괴변형, 에너지소산능력 등을 비교·분석하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 트러스모델을 이용한 비선형해석으로 예측한 강도는 대체로 실험치보다 저평가되었다. 그러나 모든 시험체에 대하여 설계기준에 의한 강도보다 고평가하였다.

- 2) 배근형태, 철근량, 하중조건 등에 따라 펀칭 및 강성저하로 복잡한 거동특성을 보이는 철근콘크리트 부재의 주기곡선, 에너지소산능력, 파괴형태를 비교적 정확히 예측하였다. 또한 대각 콘크리트 스트럿의 배치 변화에도 불구하고 트러스모델을 사용한 해석결과는 큰 차이를 보이지 않았다.
- 3) 웨브 콘크리트의 압괴에 의하여 파괴된 수직·수평으로 배근된 보에서는 실험값보다 변형능력을 다소 저평가하였으나, 대각배근된 보에서는 크게 과대평가하였다. 벽체의 경우 웨브의 전단철근비, 압축력 등의 영향을 반영하여 변형능력을 거의 정확하게 예측하였다. 주기거동 동안 사인장균열이 크게 발생하는 전단지배 보의 변형능력을 정확히 평가하기 위해서는 부재의 특성에 따라 스트럿의 압축연화모델이 수정되어야 한다.

본 연구에서 제안된 비선형해석법은 트러스모델을 이용하므로 모델링이 간편하고 수치해석이 용이하다. 따라서 복잡한 거동특성을 보이는 철근콘크리트 부재의 성능기초 내진평가 및 설계에 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC)와 건설교통부(03산학연 C04-01, 03핵심기술C02-02)의 재정적 지원을 받아 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. ATC, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
2. Building Seismic Safety Council, *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA-273, Federal Emergency Management Council, Washington, D.C, 1997.
3. Cervenka, V. and Gerstle, K. H., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Theory", *Publications of the IABSE*, Vol.31 No.11, 1971, pp.31~45.
4. Okamura H. and Maekawa K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Tokyo: Gihodo-Shuppan Co., 1991,
5. Park, H., *Nonlinear Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Planar Structures*, Ph. D. Thesis, Univ. of Texas at Austin, Texas, 1994.
6. Park, H. and Klingner, R. E., "Nonlinear analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria", *Journal of Structural Engineering*, Vol.123 No.5, 1997, pp.643~651.

7. Park, H. and Kim, J., *Hybrid Plasticity Model for Reinforced Concrete in Cyclic Shear*, Engineering Structures, In Press.
8. Schlaich, J., Schäfer, K., and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", *PCI Journal*, Vol.32 No.3, 1987, pp.74~150.
9. Vecchio, F. and Collins, M. P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subject to Shear", *Journal of American Concrete Institute*, Vol.83 No.2, 1986, pp.219~231.
10. Hsu, T. T. C., "Toward a Unified Nomenclature for Reinforced-Concrete Theory", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.122 No.3, 1996, pp.275~283.
11. To, N. H. T. and Ingham, J. M., "Strut-and-Tie Computer modeling of Reinforced Concrete Bridge Joint Systems", *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, Vol.7 No.3, 2003, pp.463~493.
12. To, N. H. T., Ingham, J. M., and Sritharan, S., "Monotonic nonlinear strut-and-tie computer models", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.34 No.3, 2001, pp.169~190.
13. To, N. H. T., Ingham, J. M., and Sritharan, S., "Strut-and-Tie modeling of Reinforced Concrete Bridge Portal Frames", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.35, No.3, 2002, pp.165~189.
14. To, N. H. T., Ingham, J. M., and Sritharan, S., "Cyclic Strut-and-Tie modeling of Reinforced Concrete Structures", Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper No.102, 2003.
15. Zhang, L. X. and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124 No.1, 1998, pp.24~34.
16. Mansour, M., Lee, J. and Hsu, T. T. C., "Cyclic Stress-Strain of Concrete and Steel Bars in Membrane Elements", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127 No.12, 2001, pp.1402~1411.
17. Foster, S. J. and Gilbert, R. I., "The Design of Non-flexural Members with Normal and High-Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.93 No.1, 1996, pp.3~10.
18. Brown, R. H. and Jirsa, J. O., "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals", *Journal of American concrete Institute*, Vol.68 No.5, 1971, pp.380~390.
19. Ramm, E., *Strategies for Tracing for Nonlinear Response near Limit Points*, In: Wundelich W, Stein E, Bathe KJ, editors. *Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics*, Berlin, Germany, Springer-Verlag KG, 1981, pp.63~89.

20. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-02 and Commentary (ACI 318R-02), Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
21. Hwang, S., Fang, W., Lee, H., and Yu, H., "Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol.127 No.1, 2001, pp.43~50.
22. Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.97 No.3, 1971, pp.843~862.
23. Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte, *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, 3rd Edition, Paris, 1978, 348pp.
24. Galano, L. and Vignoli, A., "Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts", *ACI Structural Journal*, Vol.97 No.6, 2000, pp.876~885.
25. Muguruma, H., Watanabe, and F. et al., "Study on Shear Design of RC Beams Subjected to Combined Bending and Shear: Part1 and Part2", *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of AIJ*, 1988, pp.183~186.
26. Popov, E. P., Vertero, V. V., and Krawinkler, H., *Cyclic Behavior of Three R.C. Flexural Members with High Shear*, Report No.: EERC 72-5, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, 1972.
27. Vertero, V. V., Popov, E. P., and Wang, T. Y., *Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement*, Report No.: EERC 74-9, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, 1974.
28. Sittipunt, C., Wood, L. S., Lukkunaprasit, P., and Pattarattanakul, P., "Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol.98 No.4, 2001, pp.554~562.
29. Sittipunt, C., Wood, L. S., "Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls", *ACI Structural Journal*, Vol.92 No.6, 1995, pp.745~756.
30. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S. Carpenter, L. S., Russell, H. G., and Corley, W. G., *Earthquake-Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls*, Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skoki, Illinois, 1976, 315pp.

요 약

전통적인 비선형 유한요소해석은 모델링이 복잡하고 어려운 해석기법이 필요로 한다. 게다가 해석결과가 응력-변형을 관계로 도출되므로 그 결과를 분석하거나 설계에 활용하기 어렵다. 본 연구에서는 설계 지향적인 수치해석방법으로 트러스 모델을 이용한 비선형 해석방법을 개발하였다. 해석하고자 하는 철근콘크리트 부재를 길이방향, 직각방향, 대각방향의 트러스요소로 이상화한다. 기본적으로 각 요소는 철근과 콘크리트의 복합체이며, 주기해석을 위하여 철근과 콘크리트 요소를 위한 간략화된 비선형 주기이력모델을 적용하였다. 제안된 방법의 검증을 위하여 전단경간비, 하중조건, 철근량, 배근형태 등이 다른 다양한 전단지배 보와 벽체에 대하여 비선형해석을 수행하였고, 예측된 비탄성강도, 에너지소산능력, 변형능력, 파괴유형 등을 실험 결과와 비교하였다. 해석결과, 철근콘크리트 부재의 변형능력을 예측하기 위해서는 반복적인 인장-압축을 받는 콘크리트 스트럿에 사용되는 압축연화모델이 부재특성에 따라 수정되어야 함이 밝혀졌다.

핵심용어 : 트러스모델, 스트럿-타이 모델, 비선형해석, 철근콘크리트, 내진설계