

# 전단벽 구조물의 모멘트 저항능력에 관한 비탄성 해석모델개발

## Development of Analytical Model to Predict the Inelastic Moment Capacity of Reinforced Concrete and Masonry Shear Wall

홍 원 기\*  
Hong, Won-Kee

이 호 범\*  
Lee, Ho-Beom

변 근 주\*\*\*  
Byun, Keun-Joo

---

### 요 약

큰 수평하중을 견딜 수 있는 구조물의 해석 및 설계는 구조물의 거동에 대한 완전한 이해에 바탕을 두는 설계기법의 측면에서 이루어져야한다.

본 연구는 일반적인 구조물, 특히 콘크리트 전단벽 구조물의 설계와 해석에 적용될 수 있으며, 실험에 의해 그 정도가 확인되는 수치적 해석 모형을 개발하는 데 있다. 즉 설계방법을 이해하고 개선함으로써 구조물의 안전성을 보장해 줄 수 있는 해석모형을 제시하는 것이 본연구의 기본 목적이다.

이상적으로 이러한 안전성을 모형내에 확보하기 위해서 구조물의 연성거동을 확인할 수 있도록 하였으며 면내하중을 받는 전단벽에 대해 다수의 실험을 통해, 개발된 해석모형의 정확도를 입증하였다.

최종적으로 실험검증을 통한 해석모형은 콘크리트 조적조 전단벽의 거동을 잘 예측하였으며, 또한 실무에 관련된 설계와 해석에 응용될 수 있도록 시도되어 그 설계예와 함께 수치적 해석모형의 실용성을 보였다.

### Abstract

A rapid progress has been made over last decade in the state-of-the-art earthquake structural engineering towards a better understanding of both the earthquake ground motion and structural response. These efforts seek to ensure that there will be no serious injury or loss of life in the event of earthquake, and that structures can be built at minimum cost. The design of structures in general, concrete structures in particular, to resist strong ground input motions is

---

\* 삼성건설(주) 기술연구소 선임연구원  
\*\*\* 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수

• 본 논문에 대한 토의를 1994년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 1994년 4월호에 토의회담을 게재하겠습니다.

not a simple matter, and analytical models for such structures must be developed from a design perspective that accounts for the complexities of the structural responses. The primary objective of earthquake structural engineering research is to ensure the safety of structures by understanding and improving a design methodology. Ideally, this would require the development of an analytical model related to a design methodology that ensures a ductile performance. For the accurate assessment of the adequacy of analytically developed model, experiments conducted to study the inplane inelastic cyclic behavior of structures should verify the analytical approach. The fundamental goal of this paper is to present and demonstrate experimentally verified analytical methods that provide the adequate degree of safety and confidence in the behavior of reinforced concrete structural components. This study further attempts to extend the developed modeling technique for use by practicing structural engineers for both the analysis and design.

**Keywords :** Ductile performance, Inelastic cyclic behavior

표 1 유한요소해석 결과

1. 서 론

구조물은 그 구조가 건널 수 있는 극한 하중 단  
 처에서 취성파괴 또는 파괴적인 파괴현상이 나타  
 나지 않도록 하여야 하며 이를 위하여 충분한 변  
 형을 일으키게 할 수 있는 연성(Ductility)과 인성  
 (Toughness)을 갖고 있어야 한다. 일반적으로 구  
 조물에서는 파괴 전까지 어느정도 명확한 구조적  
 현상이 나타난다. 이때 설계개념이 반영된 결과에  
 대해 완전히 이해할 수 있을 정도까지 휨에 의한  
 파괴메카니즘을 주의 깊게 관찰하므로써 구조물  
 의 내력과 기동을 좀더 정확하게 규명할 수 있다.

철근보강 조적조 구조 전단벽이 UBC 1988 규  
 정에서와 같이<sup>(1)</sup> 휨에 의한 연성파괴모드가 형성  
 되도록 충분한 전단강성을 갖고 있고 횡하중에 대  
 해 전단벽의 연단응력이  $0.2f_m$  ( $f_m$ : 철근보강조적  
 조 전단벽 압축강도)보다 크지 않으면 그 기동이  
 휨에 의해 지배되고 있다고 할 수 있다. 그러므로  
 본 연구에서는 휨강성에 대한 전단강성의 비가 1  
 보다 크게 되는 휨영향하의 벽구조 기동에 관한  
 연구를 수행하였다.

Table 1에 벽구조의 휨기동을, Fig.1에는 그 기  
 동에 대응하는 한계상태에 대한 정의를 각각 명시  
 하고 있다. Fig.1과 같이 한계상태를 균일한계상  
 태, 항복한계상태, 최대하중한계상태 등 세 단계  
 로 구분하였다. 이때 구조부재의 기동단계는 구속

Behavior State	Description
1	The cross section has no flexure or shear cracking. The stress in the extreme tension fiber is less than the modulus of rupture and the strain in the extreme compression fiber is less than the maximum usable strain. The diagonal tension stress in the walls is less than the maximum usable diagonal tension stress.
2	The cross section is cracked but the tension steel has not reached its yield strain. The strain in the extreme compression fiber is less than the maximum usable strain.
3	The cross section is cracked and the tension steel has yielded. The strain in the tension steel is less than its maximum usable strain. The strain in the extreme compression fiber is less than its maximum usable strain.

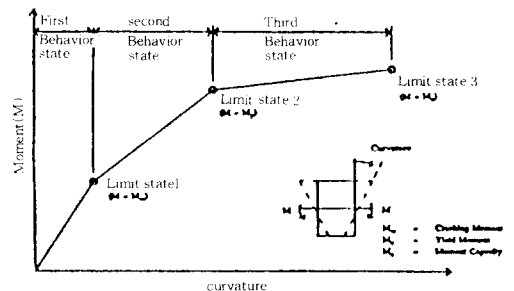


Fig.1 Behavior and limit states for a ductile flexural member

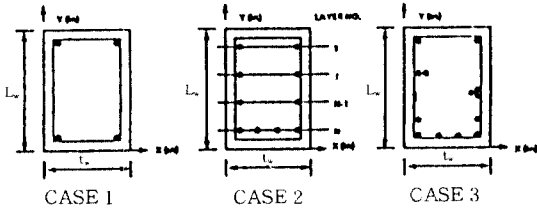


Fig.2 Reinforcing steel scheme

(Confined) 및 비구속(Unconfined) 콘크리트 구조재료의 응력-변형을 관계곡선을 기초로 하였고, 특히 구조부재의 비선형 해석을 수행하기 위해 개발된 컴퓨터 프로그램에서는 기본 응력-변형을 관계곡선으로 본 연구에서 제시한 것 또는 수정 Kent-Park 관계곡선<sup>(2)</sup>을 이용하였다. 다음으로 벽구조의 변위에 관한 연성을 산정하여, 연구된 구조계에 관한 연성능력이 어느정도 될 것인지를 고려할 수 있도록 하였고 모멘트-곡률 관계도를 도시하였다. Fig.2에서는 보강근의 세가지 보강형을 보여주며 개발된 프로그램은 이들을 입력화일로 이용할 수 있도록 하였다.

1.8m(6 ft) 높이의 철근보강 조적조 전단벽 실험을 실시한 후 수직, 수평 보강근의 양, 작용축응력 등과 같은 설계변수들과 하중조건들에 대한 응답예민도를 조사하고, 얻어진 실험자료는 해석모델의 정확성 검진을 위해 해석자료와 비교 분석하였다.

## 2. 구조부재 하중능력에 관한 해석적 모형화

### 2.1 수정 Kent-Park 응력-변형률 관계곡선

실험결과로부터 나타난 설계변수들을 적절히 응용할 수 있도록 하기 위해 Kent-Park 응력-변형률 관계를 수정하였다. 이는 관계곡선을 구성시킬 때의 복잡한 과정을 상당히 단순화시킬 수 있고 해석모델을 실용적으로 이용할 수 있게 한다.

식(1)에서부터 식(3)까지 기본식 및 변수의 크기 변환에 따라 제시한 제안식을 Fig.3과 같이 영역별로 구분하여 응력-변형률 관계를 설명하면

음과 같다.<sup>2)</sup>

영역 AB : ( $\epsilon_c \leq \epsilon_{pk}$ )

$$f_c = f_{cp} [ \{ 2\epsilon_c / \epsilon_{pk} \} - (\epsilon_c / \epsilon_{pk})^2 ] \quad (1)$$

$f_c$  : 콘크리트의 응력

$f_{cp}$  : 콘크리트의 압축강도

$\epsilon_c$  : 콘크리트의 변형률

$\epsilon_{pk}$  :  $f_{cp}$ 에 대응되는 변형률

영역 AB에 관한 대표식은 2차 포물선식으로 표시된다. 이때에는 구속철근의 구속효과를 무시한다.  $f_m$ 은 철근보강 조적조 전단벽에서의 콘크리트 압축강도를 의미하며  $f_{cp}$ 와 동일한 값을 갖을 수 있다.

영역 BC : ( $\epsilon_{pk} < \epsilon_c \leq \epsilon_{20f_{cp}}$ )

$$f_c = f_{cp} [ 1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_{pk}) ] \quad (2)$$

$\epsilon_{20f_{cp}}$  :  $f_{cp}$ 의 20%에 대응되는 콘크리트의 변형률

$$Z = \{ f_{cp} / (f_{cp} - f_{50f_{cp}}) \} / \{ \epsilon_{50f_{cp}} + \epsilon_{p50h} - \epsilon_{pk} \}$$

$f_{50f_{cp}}$  :  $f_{cp}$ 의 50%에 대응되는 콘크리트의 응력

$\epsilon_{50f_{cp}}$  :  $f_{50f_{cp}}$ 에 대응되는 콘크리트의 변형률

$$\epsilon_{p50h} = [ \{ (\epsilon_{20f_{cp}} - \epsilon_{pk})(f_{cp} - f_{50f_{cp}}) / (f_{cp} - f_{20f_{cp}}) \} - (\epsilon_{50f_{cp}} - \epsilon_{pk}) ]$$

만약  $(\epsilon_{20f_{cp}} - \epsilon_{pk}) < \{ (\epsilon_{50f_{cp}} - \epsilon_{pk})(f_{cp} - f_{20f_{cp}}) / (f_{cp} - f_{50f_{cp}}) \}$  이면

$$\epsilon_{p50h} = 0$$

비구속 콘크리트의 경우

$$\epsilon_{50f_{cp}} = \epsilon_{20f_{cp}}$$

$$f_{50f_{cp}} = f_{20f_{cp}}$$

변수 Z는 선형적 감소를 하는 것으로 가정된 부분의 기울기이며 이 기울기는  $f_{50f_{cp}}$ 에서의 변형률에 관한 함수이다.

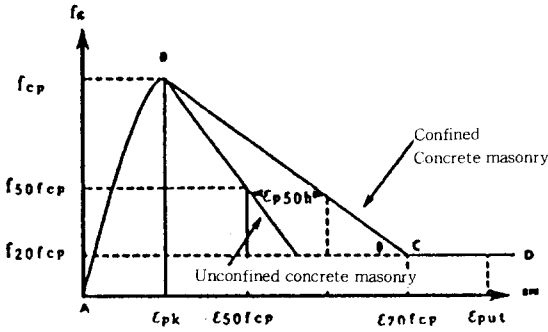


Fig.3 Stress-strain curve for confined and unconfined concrete masonry after Kent-Park<sup>(2)</sup>

영역 CD : ( $\epsilon_{20f_{cp}} < \epsilon_c \leq \epsilon_{put}$ )

$$f_c = f_{20f_{cp}} \quad (3)$$

$\epsilon_{put}$  : 파괴시의 콘크리트 최대변형률

## 2.2 평형방정식의 구성

식(4)와 식(5)는 각각 압축 및 인장철근을 갖는 콘크리트 단면에서의 힘에 관한 평형방정식을 나타내며 식(6)은 주어진 변형률에서의 곡률을 보여 준다. 평균응력계수(Mean Stress Factor)  $\alpha$ , 도심계수(Centroid Factor)  $\gamma$ 는 식(8)과 식(9)에 각각 제시되어 식(1), 식(2)과 함께 각각 구할 수 있다.<sup>(3)</sup>

$$P = \alpha f_{mcp} b kd + \sum f_{si} (A_{si} + A_{si}') \quad (4)$$

$$M = \alpha f_{mcp} b kd (L_w / 2 - \gamma kd) + \sum f_{si} A_{si} (L_w / 2 - d_i) \quad (5)$$

$$\phi = \epsilon_{cm} / kd \quad (6)$$

$$e = [0.85 f_{mcp} b L_w (d - L_w / 2) + \sum \{A_{si}' f_y (d_i - d_i')\}] / [0.85 f_{mcp} b L_w + \sum \{(A_{si} + A_{si}') f_y\}] \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_{mcp} \epsilon_{cm}} \quad (8)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (9)$$

$P$  : 콘크리트의 압축력

$f_{mcp}$  : 부재사용시 콘크리트의 최대압축 강도

$L_w$  : 단면의 세로길이

$\epsilon_{cm}$  : 콘크리트 상연단의 변형률

$\phi$  : 곡률

식(7)의  $e$ 는 한 단면내의 소성도심 (Plastic Centroid)으로부터 인장철근 도심까지 거리를 나타내고 있다. 이는 편심하중 모멘트를 기둥에서의 경우와 같이 단면의 소성도심을 이용하여 쉽게 구할 수 있다. 모멘트-곡률 관계를 도출하기 위하여 구조물이 저항할 수 있는 최대 변형률에 도달할 때까지 식(8), 식(9)에서의 적분상한변형률의 크기를 증가시킨후 모멘트 저항능력을 산정한다. 이러한 반복산정 작업에서는 내력에 관한 평형방정식을 만족시키는 중립축의 위치,  $kd$ 가 계속적으로 변화되고 있다. 다음단계로 Fig.2와 같이 세가지 철근배열에 대한 보강근 응력계산을 행하였다. Case 1은 4각점에 균일한 양의 철근을 균등하게 배치하였고 전체 철근의 개수는 항상 4의 배수로 규정하였다. Case 2는 각 철근배열 옆에 최소한 2개의 철근을 위치시켰으며 철근의 크기는 동일한 것으로 하였다. Case 3는 임의의 위치에 임의의 개수가 배치되도록 하는 배열 방식을 이용하였다. 위치좌표  $X, Y$ 는 좌표시스템에 따라 규정하였다. 1열 1철근 배열식 전단벽의 경우에는 Case 3를 사용하도록 하였다. 식(5)와 식(6)은 모멘트-곡률 관계를 나타낸다.

## 2.3 구속콘크리트의 모형화

변형률이 큰 상태하의 구속콘크리트에 있어서는 띠철근 외부의 피복 콘크리트 부분의 내력이 계산시 고려되지 않는다. 그러나 구속영역부의 변형률이  $\epsilon_{pct}$ (피복 콘크리트 박리시 변형률)에 이를 때 까지는 비구속 부분도 중심부의 응력-변형률 관계식이 적용되고 그 이후의 큰 변형률에서는 그 효과가 무시된다. Fig.4에는 피복콘크리트의 박리 현상이 나타나는 단계까지를 포함하고 있는 단면의 저항능력을 단계적 진행과정으로 나타냈다. 각각 주어진 변형률 단계에서의 구속콘크리트 능력

이 콘크리트 피복의 박리효과가 고려되었을 때 어떻게 변화되고 있는지를 보여주고 있으며, 피복박리가 일어 났을 때 구속철근에 의한 구속콘크리트만이 단면해석 자료로 이용됨을 증명하고 있다. 구속콘크리트의 경우에 콘크리트가 본 연구에서 정의하고 있는 변형율  $\epsilon_{put}$  (식(3) 참고) 또는  $\epsilon_{50fcp}$  (식(2) 참고)에 이를 때 까지 단면을 유지할 수 있는 적절한 구속철근의 양을 계산하였고, 콘크리트가 압축강도에 도달된 후의 하강곡선에 관한 수정수학적 모델식은 실험에서 관측된 실제 강도저감 현상을 반영하고 있다.

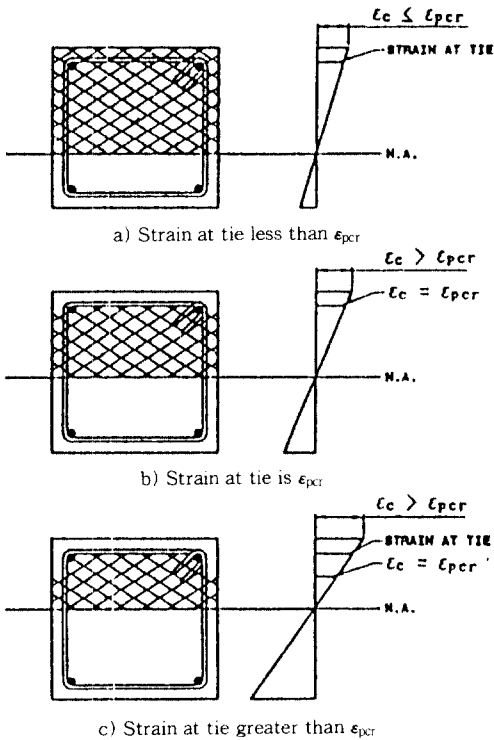


Fig.4 Effective compression area in plaster in state of pure bending

## 2.4 철근의 변형경화에 관한 수학적 모형화

큰 변형율하의 보강근이 재료적인 변형경화 현상을 갖게 되므로 실제 철근 응력-변형율 관계의 정확도를 높일 수 있도록 모멘트-곡률 관계곡선을 참고하게 된다. Fig.5는 일반적인 철근의 응력-변

형율 관계를 나타내고 있다. 다음의 식들은 각 영역에 따른 응력 산출식이다.

영역 AB : ( $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ )

$$f_s = E \epsilon_s \quad (10)$$

$\epsilon_y$  : 철근의 항복 변형율

$\epsilon_s$  : 철근의 변형율

E : 철근의 탄성계수 (29,000 ksi)

$f_y$  : 철근의 항복응력

영역 BC : ( $\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{psh}$ )

$$f_s = f_y \quad (11)$$

$\epsilon_{psh}$  : 변형경화 발생시 철근의 변형율

영역 CD : ( $\epsilon_{psh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{psu}$ )

$$f_s = f_y \left[ \frac{(m(\epsilon_s - \epsilon_{psh}) + 2)}{(60(\epsilon_s - \epsilon_{psh}) + 2)} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{psh})(60 - m)}{(2(30r + 1)^2)} \right] \quad (12)$$

$\epsilon_{psu}$  : 철근의 극한 변형율

$$m = \frac{(f_{su} / f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{psu} - \epsilon_{psh}$$

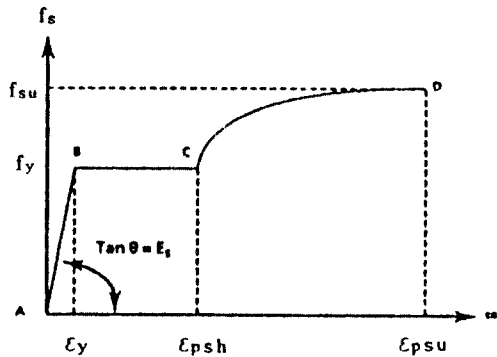


Fig.5 Steel stress-strain curve

## 2.5 변위변화에 따른 연성( $\mu$ )의 고찰

전단벽 상연단에 집중수평하중이 작용될 때, 하중작용 위치에서의 수평처짐은 자유단의 상부 모멘트-곡률 관계도표로부터 모멘트를 취하므로써 구해진다. Fig.6과 같이 자유단을 갖는 전단벽이 첫번째 응력항복시 상연단 수평처짐은 다음과 같

다.

$$\Delta_y = \phi_y (H_t / 2) (2H_t / 3) = \phi_y (H_t^2 / 3) \quad (13)$$

$\Delta_y$  : 첫번째 응력항복시 상연단의  
수평처짐

$\phi_y$  : 첫번째 응력항복시 곡률

$H_t$  : 전단벽의 높이

극한하중 상태에서 상연단의 수평처짐은

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (14)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y) (H_p) (H_t - 0.5H_p)$$

$$\mu = (\Delta_y + \Delta_p) / \Delta_y = 1 + \Delta_p / \Delta_y$$

$\Delta_u$  : 극한 모멘트에서의 상연단 처짐

$\Delta_p$  : 소성구간에서의 상연단 처짐

$\phi_u$  : 극한 모멘트시 곡률

$H_p$  : 전단벽의 소성구간 높이

$\mu$  : 연성

$\Delta_p$ 와  $\Delta_y$ 를 뒷식에 대입하면 는 다음과 같다.

$$\mu = 1 + [(3.0 / A_e) (\phi_u / \phi_y - 1) (1 - 0.5 / A_e)] \quad (15)$$

위에서 전개된 식은 축력작용에 따른 중립축의 변화 및 곡률의 변화를 식(4)~식(9)와 비탄성 영역에서의 곡률형상<sup>(3)</sup>을 이용하여 구한  $\Delta_u$ ,  $\Delta_y$ ,  $\Delta_p$ 으로부터 연성의 값을 구하도록 한다. 한편 전단벽의 높이방향으로 등분포 하중이 가해질 때, 식(13)과 식(15)는 다음과 같이 된다.

$$\Delta_y = \phi_y (H_t / 3) (3 / 4) (H_t) = \phi_y (H_t^2 / 4) \quad (16)$$

$$\Delta_u = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y) (H_p) (H_t - 0.5H_p)$$

$$\mu = 1 + [(4 / A_e) (\phi_u / \phi_y - 1) (1 - 0.5 / A_e)]$$

제시되는 모형은 각각의 변형률 변화에 따라 변위에 관한 연성이 산정된다.

## 2.6 한계상태에 따른 해석적 예견

### 2.6.1 균열한계상태

비균열 단면 거동은 하중에 의하여 인장연단에서 발생하는 인장응력이 식(17)의 휨강도보다 작

게 되며, 그러므로 비균열 단면을 갖는 상태에서 하중에 의한 모멘트 값은 식(18)과 같은 균열모멘트보다 작다.

$$f_r = 4.0 f_{cp}^{1/2} \quad (17)$$

$$M_{cr} = [(P / A) + f_r](S) \quad (18)$$

S : 단면계수

균열단면의 한계상태는 모멘트가 단면의 균열모멘트와 같을 때 나타난다.

### 2.6.2 항복한계상태

거동은 단면에 균열이 발생하지만 철근은 항복 변형율에 도달되지 않는다. 모멘트는 균열모멘트보다는 크지만 항복모멘트보다는 작다. 항복한계상태는 철근의 변형율이 항복에 이를 때 나타난다.

### 2.6.3 최대하중상태

이 단계는 철근이 철근항복변형율보다 큰 상태하에 있으면서 콘크리트 압축연단의 최대압축 변형율은 극한변형율에 도달되지 않은 상태로 단면에 균열이 발생한다. 최대하중한계상태는 콘크리트 연단변형율이 최대변형율이 될 때를 말한다.

## 3. 실험결과 및 고찰

### 3.1 실험장치

실험의 목적은 철근콘크리트 및 철근보강 조적조 전단벽의 파괴모드와 비탄성 하중저항능력을 평가할 수 있도록 하는 데 있다. 조적조 판의 실험하중은 이차원 평면상의 수평 및 축하중을 받도록 하였다. 이러한 하중은 일반적으로 철근콘크리트 조적조가 받을 수 있는 지진하중과 지지하중으로부터 요소화될 수 있다. 실험용 콘크리트 조적조의 축하중, 종방향철근, 횡방향철근 상세가 Table 2에 나타나 있으며 시편은 총 16개조의 실험용 철근콘크리트조적조를 이용하였다.

시편의 크기는 높이가 1.8m(6ft), 길이가 1.8m(6ft)로 하였고 15.24cm×20.32cm×40.64cm인

중공콘크리트블록 (Hollow Concrete Block)을 이용하였다. 등간격으로 배열된 수직 및 수평보강근은 본체와의 사이에 충분히 그라우팅하였고 수평보강근은 연단수직보강근에 180도 후(Hook)으로 고정시켰다. 각각의 시편에는 상부에 철근콘크리트 보와 하부에 철근콘크리트 슬래브를 설치하였다. 수직철근은 하부슬래브로부터 상부보까지 연속되어 배치되었으며 그 각각은 180도 정착홀들로 고정되어 있다. 관요소와 보요소 사이에 부착장치들의 이용으로 수평보강근들이 제자리에 위

Table 2 Reinforcing detail  
Table 2(1) Axial and Steel variables

wall	Axial Load (psi)	Vertical Steel	Horizontal Steel
1	200	5×#5	5×#4
2	270	5×#5	9×#3
3	270	5×#7	5×#3
4	0	5×#7	5×#3
5	100	5×#7	5×#3
6	0	5×#5	5×#3
7	100	5×#7	5×#3
8	0	5×#5	5×#4
9	270	5×#5	5×#3
10	100	5×#5	5×#3
11	0	5×#7	5×#4
12	100	5×#5	5×#4
13	270	5×#6	5×#4
14	270	5×#6	5×#3
15	270	5×#6	5×#4
16	270	5×#7	5×#4

Table 2(2) Test matrix/ horizontal steel

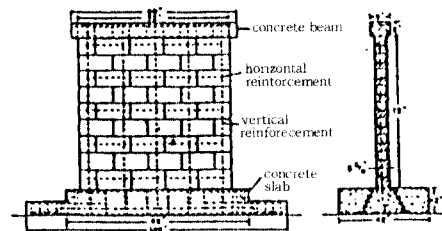
	Axial Load 0 psi		Axial Load 100 psi		Axial Load 200 psi		Axial Load 270 psi	
	wall	vertical Steel	wall	vertical Steel	wall	vertical Steel	wall	vertical Steel
Horizontal Steel 5×#3	4	5×#7	5	5×#7			3	5×#7
	6	5×#5	7	5×#7			9	5×#5
			10	5×#6			14	5×#6
Horizontal Steel 5×#4	8	5×#5	12	5×#5	1	5×#5	13	5×#6
	11	5×#7	15	5×#6			16	5×#7
Horizontal Steel 9×#3							2	5×#5

1 ksi - 6.895 MPa

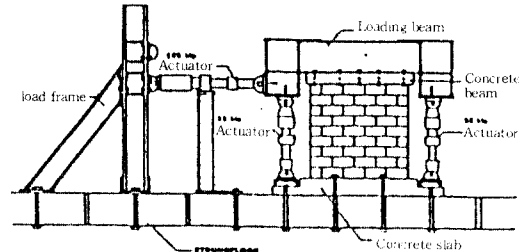
Table 2(3) Test matrix/ vertical steel

	Axial Load 0 psi		Axial Load 100 psi		Axial Load 200 psi		Axial Load 270 psi	
	wall	Horizontal Steel	wall	Horizontal Steel	wall	Horizontal Steel	wall	Horizontal Steel
Vertical Steel 5×#5	6	5×#3	10	5×#3	1	5×#4	2	9×#3
	8	5×#4	12	5×#4			5	5×#3
Vertical Steel 5×#6			15	5×#4			13	5×#4
							14	5×#3
Vertical Steel 5×#7	4	5×#3	5	5×#3			3	5×#3
	11	5×#4	7	5×#3			16	5×#4

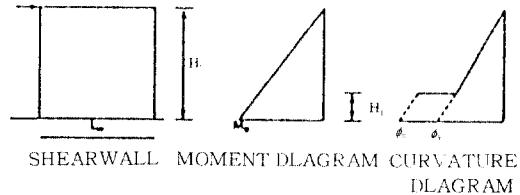
1 ksi - 6.893 MPa



a) Test specimen



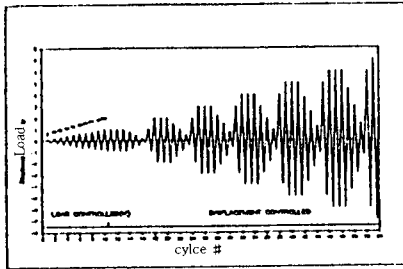
b) Test setup



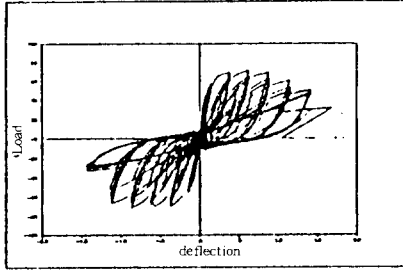
SHEARWALL MOMENT DIAGRAM CURVATURE DIAGRAM

Fig. 7 Cantilever wall with lateral loading at ultimate

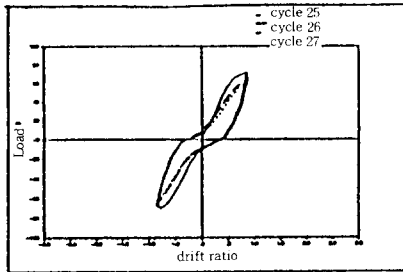
치하도록 하였고 그라우팅이 연속적이면서 균일한 상태를 유지하도록 하였다. Fig.6에 실험장치 및 모형이 도시되어 있다. 이러한 실험은 계획된



a) Loading time history



b) Load-deflection hysteresis loops



c) Cycles 25, 26 and 27

Fig. 8 Load-deflection curves

하중조건하에서 설계변수값을 구하기 위한 목적을 갖는다. 분석을 위한 실험변수로서 축하중, 수직 및 수평철근비, 횡력이력 등의 변화가 파괴모드상의 수평하중이력곡선에 어떻게 작용되고 있는지를 분석하였다. 실험의 실행을 위해 각각의 시편에 단계별로 일정한 축하중을 가한 상태에서 실험하중을 가하였고 수직철근이 항복할 때까지는 하중으로 그 이상에서는 변위로 각각 실험조건을 하였다. 12번 전단벽의 변위변화를 Fig.7과 같이 단계별로 나타내었으며 이에 대응되는 하중-치짐 관계를 보여주는 시간이력을 Fig.8에 도시하였다. 수직보강근이 항복할 때까지 변화되는 횡력의 크기를 시편내부로부터 자동적으로 기록하

로써 항복한계상태 수준을 찾아낼 수 있고 최대하중한계상태는 시편이 갖는 극한강도 가까이에서 나타남을 알 수 있다.

### 3.2 해석모델의 매개변수

최대압축응력하에서 비구속조적조의 응력과 철근의 항복응력을 실험에 의하여 구한 다음 이를 이용하여 수학적 모델에서의 한계상태들에 관한 모멘트 저항능력을 해석적으로 산정하였다. 모델에 적용된 응력-변형을 관계식은 실험결과에 따라 수정된 수정 Kent-Park 응력-변형을 관계식을 이용하였다. 비구속조적조에서 최대응력하의 변형율은 0.002로, 사용가능한 최대 변형율은 0.003으로 하였다. 다음의 값들은 해석모델에 고려된 수치들이며, 일반적으로 철근콘크리트 및 철근보강조적조 전단벽 높이의 5%~30%를 소성영역으로 가정할 때 상한치인 30% 정도를 소성인지 영역으로 설정하였다.

조적조 : 영역 AB :  $\epsilon_c \leq \epsilon_{pk}$

블럭  $\epsilon_{pk} = 0.002$

$f_{cp} = 2200 \text{ psi}$

영역 BC :  $\epsilon_{pk} < \epsilon_c \leq \epsilon_{20fcp}$

$f_{50fcp} = 1100 \text{ psi}$

$\epsilon_{50fcp} = 0.003$

$f_{20fcp} = f_{50fcp}$

$\epsilon_{20fcp} = \epsilon_{50fcp}$

보강근 : 영역 AB :  $\epsilon_s \leq \epsilon_y$

$\epsilon_y = 0.0021$

$E = 29,000 \text{ ksi}$

$f_y = 60 \text{ ksi}$

영역 BC :  $\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{psh}$

$f_s = f_y = 60 \text{ ksi}$

## 4. 비교분석

### 4.1 연성파괴모드

Table 3과 같이 한계상태를 갖는 횡하중이 산정되었다. kips 단위는 총 횡하중을 표시하고 psi는 작용하중을 전체 전단벽의 면적으로 나눈 값을 나



타내며, 휨에 대한 전단의 비가 1.0 보다 클 때 이를 휨전단벽(Flexural Wall)로 정의한다. 휨전단벽은 1988 UBC Sec. 2412의 Eq. (12-13)으로부터 계산된 휨강도 값보다 큰 전단강도 값을 갖는다. 이러한 전단벽은 전단파괴가 일어나기 전에 수직철근이 휨에 의해 먼저 항복이 일어나게 된다. Table 3의 마지막 두 열에는 해석적인 면과 실험결과적인 면으로 벽의 파괴모드를 표시하였고 그 두 결과가 서로 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

#### 4.2 역전반복하중에 대한 응답

하중-변위 이력곡선 및 드리프트(Drift) 비를 구하기 위한 실험하중은 정적역전반복하중(Static cyclic Load Reversals)을 가하였다. 초기단계의 드리프트가 진폭이 증가되는 경향을 갖고 있고 그 이후 계속적으로 반복하중이 작용하여 하중의 크기가 안정상태를 유지할 때까지 동일한 드리프트를 갖는다.

#### 4.3 한계상태에 관한 수치해와 실험결과와의 비교

Table 4와 Table 5에는 항복한계상태와 최대하중한계상태에 관한 수치해와 실험결과를 서로 비교하여 나타내었다. Table 4로부터 휨전단벽의 항복한계상태에 관하여 수치해에 대한 실험값의 비의 평균값은 1.13, 변분(Coefficient of Variation)값은 2.1%가 됨을 알 수 있다. Table 5에는 최대하중한계상태의 수치해에 대한 측정된 최대하중의 비중 작은 값을 나열하였다. 이로부터 수치해적으로 조적조건단벽의 실지거동을 상당한 정도 예측가능하다. 하중-변위 이력에서 초기구간(Virgin Test)과 안정구간을 갖게하는 작용 횡하중의 실험정값과 컴퓨터 프로그램 해석값을 각각의 상태에서 최소, 최대 및 평균 등 각각에 대해 비교하여 Table 6에 나타내었다. 이때 max/cal 열에서는 음의 부호를 갖지만 절대최대값이 최대인 것도 양의 값으로 처리하였다. 안정구간에 있는 하중은 항상 초기구간의 최대값보다 작다. 이것은 반복하중에 의한 부재 균열발생이 드리프트에 대한 강도저감효과를 크게하기 때문이며 제1열

Table 3 Calculated limit lateral loads

wall No.	flexural Cracking		flexural Yield		flexural Strength		Shear		Shear flexure	failure	
	V <sub>cr</sub> (kips)	V <sub>cr</sub> (psi)	V <sub>y</sub> (kips)	V <sub>y</sub> (psi)	V <sub>max</sub> (kips)	V <sub>max</sub> (psi)	V <sub>sh</sub> (kips)	V <sub>sh</sub> (psi)		Shear	Model
										Analytical	Test
1	18	64	59	156	72	168	110	185	1.1	flexure	flexure
2	10	115	69	493	81	187	106	199	1.1	flexure	flexure
3	10	76	99	230	118	273	110	137	0.5	shear	shear
4	16	37	64	147	91	211	140	139	0.7	shear	shear
5	23	52	77	179	103	239	140	139	0.4	shear	shear
6	16	37	32	73	46	106	57	132	1.2	flexure	flexure /shear
7	24	56	79	182	107	247	10	146	0.6	shear	shear
8	18	41	31	72	46	106	1.5	197	1.9	flexure	flexure /shear
9	36	83	72	164	87	202	17	137	0.7	shear	shear
10	24	56	47	108	61	144	10	137	1.0	flexure	flexure /shear
11	18	41	65	149	91	213	10	204	1.0	shear	flexure /shear
12	24	56	47	104	63	145	15	197	1.1	flexure	shear
13	34	83	84	194	105	242	17	201	0.8	shear	shear
14	34	83	84	194	103	242	10	139	0.4	shear	shear
15	23	57	60	139	82	189	17	201	1.1	flexure	flexure /shear
16	34	78	98	221	120	278	87	201	0.7	shear	shear

**Table 4** Calculated and measured flexural yield limit state values

wall	Calculated (kips)	Measured (kips)	(Measured / Calculated)
1	59	60	1.02
2	69	76	1.10
6	32	40	1.25
8	31	36	1.16
10	47	NA**	NA**
11	65	NA**	NA**
12	47	NA**	NA**
15	60	NA**	NA**

\* Measured values are from a virgin loading curve and correspond to first yield as measured using a strain gauge on a reinforcing bar.

\*\* NA-Not available due to strain gauge malfunction.

**Table 5** Calculated and measured flexural strength limit state values

wall	Calculated (kips)	Measured (kips)		(Minimum Measured / Calculated)
		Positive	Negative	
1	72	+87	-78	1.08
2	81	-83	-98	1.02
6	46	+52	-47	1.02
8	46	+50	-47	1.02
10	60	+69	-67	1.12
11	90	+89	-95	0.99
12	63	+71	-71	1.13
15	82	+82	-94	1.00

\* Measured values are from virgin load deflection curves.

**Table 6** The ratio fo minimum, maximum and average to calculated values

Wall	Min /Calc		Mix /Calc		Ave /Calc	
	Virgin	Stablzd	Virgin	Stablzd	Virgin	Stablzd
1	1.08	0.86	1.21	1.07	1.15	0.97
2	1.02	0.93	1.21	1.07	1.12	1.00
6	1.04	0.93	1.13	0.96	1.09	0.95
8	1.02	0.91	1.09	0.96	1.05	0.93
10	1.12	0.97	1.15	1.05	1.13	1.01
11	0.99	0.89	1.06	0.94	1.02	0.92
12	0.13	1.02	1.13	1.03	1.13	1.02
15	1.00	0.88	1.15	1.05	1.07	0.96
Mean	1.05	0.92	1.14	1.02	1.10	0.97
Cov(%)	4.7	5.1	4.4	5.0	3.7	2.6

과 제2열의 1행에서 초기구간(1.08), 안정구간(0.86)의 수치가 이를 입증하고 있다. 프로그램은 하중 또는 드리프트가 초기단계에서 항상 증가되는 쪽으로 진행되는 상태에 있으며 양의 부호를 갖는다. 수행된 8개의 실험시편은 초기구간 최대값들의 평균 및 변분값으로 1.14와 4.4%, 안정구간 최대값들의 평균 및 변분값으로 1.02와 5.0%를 각각 갖는다. Table 6에서의 ave/cal열은 최대비 및 최소비들을 평균한 것이다. 예를들어 1번 시편에서  $(1.08+2.21)/2$ 가 1.15이고  $(0.86+1.07)/2$ 가 0.97이 된다. 그러므로 전체적인 실험결과를 평균한 평균값은 초기구간 및 안정구간에서 1.10과 0.97이 된다.

해석적으로 거동예측을 위하여 최대하중한계상태값에 대한 항복한계상태값의 비를 산정하였고 또한 실험으로부터 초기구간에서의 최대초기하중한계상태에 대한 항복한계상태의 비를 구한 뒤에 Table 7에 나타내었다. 여기서 수치해에 의한 것은 1.34 및 7.4%인 반면, 실험에 의한 평균 및 변분값이 최대값에 관해서는 1.36 및 6.6%, 최소값에 관해서는 1.22 및 9.1%로 각각 보여주고 있다. 이 결과로부터 항복한계상태에 관한 해석값에 1.34를 곱하여 최대하중한계상태의 값을 구할 수가 있고 실지 구조 엔지니어링 분야에서 간단하고 실리적으로 사용하기에 합리적인 것으로 사료되므로 해석에 관한 신뢰성이 있다. 본 해석으로 T-

**Table 7** Calculated and measured ratio of maximum capacity to cracking moment capacity

Wall	Calculated Maximum /Yield Moment Capacity	Measured Maximum /Yield Moment Capacity	
		Maximum	Minimum
1	1.22	1.45	1.30
2	1.17	1.29	1.09
6	1.44	1.30	1.18
8	1.48	1.39	1.31
10	1.28	NA	NA
11	1.38	NA	NA
12	1.34	NA	NA
15	1.37	NA	NA
Mean	1.34	1.36	1.22
Cov(%)	7.4	6.6	9.1

Table 8 Calculated ratio of yield moment capacity to cracking moment capacity

Wall #	$M_y / M_{cr}$
1	2.11
2	2.10
6	2.00
8	1.72
10	1.96
11	3.60
12	1.9
15	2.40
Mean	2.23
Cov(%)	24.0

Table 8에 나타난 균열한계상태에 대한 항복한계상태 비의 평균값과 변분값은 1988 UBC에서 권장하는 최소비인 1.8보다 큰 값으로 산정되었다.

#### 4.4 모형해석

비선형 비탄성 해석을 이용하여 모멘트-곡률 관계도를 도출하기 위하여 Fig. 9와 같이 20.32cm(8 inch)두께, 10.8m(36 ft)높이, 8.4m(28 ft) 저면부 길이의 콘크리트 전단벽을 모형화 하였다. 총 축하중을 465.5 kips를 가하고 사하중과 활하중은 일반 주거용 건물의 하중을 이용하였다. 전단벽은 철근에서 변형경화를 고려하지 않았고 콘크리트는 구속철근이 없는 것으로 하였다. Fig. 10은 입력자료와 함께 출력결과로 중립축의 위치, 평균응력계수, 도심계수, 모멘트 저항능력, 곡률, 변위 그리고 항복한계상태 이상으로 얼마나 전단벽의 처짐을 더 크게할 수 있는가를 나타내는 변위연성등을 보여준다. 이 값들은 변형율의 크기에 따라 구해졌으며 Fig.10에서 각 하중한계상태를 나타내고 있는 모멘트-곡률 관계도를 보여준다.

#### 5. 결 론

설계정도가 높은 구조물은 그 구조물이 외부영향에 의한 파괴가 진행되기 이전에 급진적인 붕괴가 일어나지 않도록 충분한 연성을 갖도록 하여야 한다. 본 연구에서는 구조물의 구조능력을 판단하

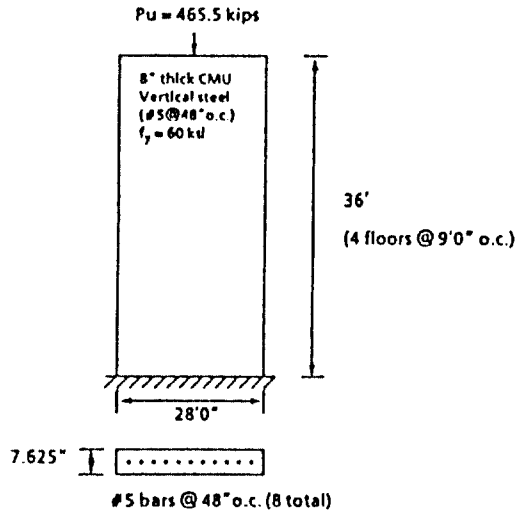


Fig. 9 Model of 4-story shear wall

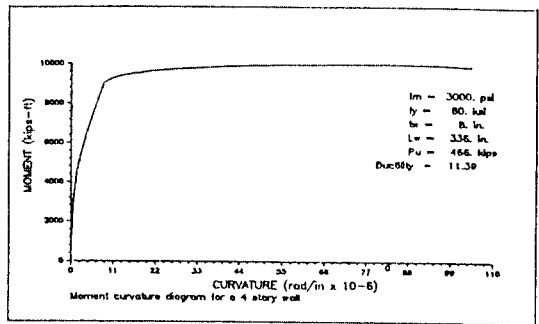


Fig. 10 Moment curvature diagram for a 4-story shear wall

게하는 한계상태의 파악과 함께 구조거동을 연구하므로써 구조안전 문제를 다룰 수 있는 설계개념에 따른 적절한 해석모델을 제시하였다. 해석모델은 수정 Kent-Park 응력-변형을 관계곡선을 이용하여 콘크리트 구조물의 거동을 예측하였고, 실험검증을 통하여 해석모델의 다변성 및 해석의 정확성을 입증하였다. 휨전단벽은 단면이 파괴되기 전의 수직철근 항복과 관계되는 휨저항능력보다 전단저항능력이 크다. 이러한 휨전단벽거동 예측용으로 개발한 해석프로그램은 한계상태 설계법을 반영하고 있고 극한한계상태를 해석적으로 규명할 수 있으며 변위계산, 연성계수산정 등으로 안전구조물에 필수조건인 변형저항능력을 갖게하여

Table 9 Result of analysis

## DEFORMATION DUCTILITY AT UL TIMATE=11.39

Lateral load at limit states

Colondo flexural WALLS	Limit State	Lateral force (kips)	Moment (K ft)	Shear stress (Psi)		Neutral Axis Locations	
				on net Area	on comp Area	Depth (in)	% of Wall leugth
Wall #1	Cracking	27.7	166.0	64.0	114.7	40.2	56
	Yield	58.7	351.9	135.8	452.5	21.6	30
	Maximum	72.4	434.4	176.6	788.5	15.3	21
Wall #2	Cracking	32.5	195.0	75.2	114.5	47.3	66
	Yield	68.6	411.3	158.7	492.5	23.2	32
	Maximum	80.6	483.3	186.3	741.7	18.1	25
Wall #6	Cracking	15.8	93.0	56.7	207.8	12.7	18
	Yield	31.7	189.9	73.3	418.7	12.6	18
	Maximum	45.7	274.3	103.8	1120.5	6.8	9
Wall #8	Cracking	17.7	106.0	40.9	253.8	11.6	16
	Yield	31.0	186.1	71.8	449.5	11.5	16
	Maximum	45.8	274.9	106.1	1339.7	5.7	8
Wall #10	Cracking	24.2	145.0	55.9	183.9	21.9	30
	Yield	46.8	280.9	108.4	506.7	15.4	21
	Maximum	62.8	576.9	145.4	1246.4	8.4	12
Wall #11	Cracking	17.7	106.0	40.9	192.4	15.3	21
	Yield	64.5	386.9	149.3	702.4	15.3	21
	Maximum	92.8	556.8	214.8	1406.1	11.0	15
Wall #12	Cracking	24.2	145.0	55.9	183.9	21.9	30
	Yield	46.7	280.3	108.1	505.6	15.4	21
	Maximum	62.6	375.7	144.9	1242.4	8.4	12
Wall #15	Cracking	24.5	147.0	56.7	171.6	23.8	33
	Yield	60.1	360.8	139.2	614.9	16.3	23
	Maximum	81.8	490.8	189.4	1323.6	10.3	14

반취성적인 구조물 설계가 가능하도록 하였다.

## 참 고 문 헌

1. Uniform Building Code 2412, 1988 Edition
2. Hart, G.C., Englekirk, R.E., and Hong, W.K., "Structural Component Model of Flexural Walls", Proceedings, Fourth Meeting of the Joint Technical Coordinating Committee on Masonry Research, U.S.-Japan Coordinated Earthquake Research Program, San Diego, California, October 1988.
3. Park, P., Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1975.
4. Priestly, M.J.N., "Ductility of Unconfined Masonry Shear Walls", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering Vol.14, No.1., 1981.
5. Shing, P.B., National, J.L., Spaeh, H., and Klammer, E., "Inelastic Behavior of Masonry Wall Panels Under In-Plane Cycle Loads", Proceedings of the Fourth North American Masonry Conference, Los Angeles, California, 1987.
6. Hart, G.C., Englekirk, R.E., and Hong, W.K., "Use of Experimental Data to Develop Probable Behavior", ASCE Structures Congress, San Francisco, California, May 1989.
7. Hong, W.K., Hart, G.C., and R.E. Englekirk, "Force-Deflection Evaluation and Models for University of Colorado Shear Walls", TC-CMAR Task 2.1, Los Angeles, California, December 1989.

(접수일자 : 1993. 4. 17)