

論文 横補強筋の拘束効果がRCせん断壁の構造挙動に及ぼす影響

姜 仁錫*1 金刀 督純*2 梁 知洙*3 李 利衡*4

要旨：RCせん断壁で構成されている壁式構造アパートでは、RCせん断壁の水平力に対するじん性確保が非常に重要である。横拘束の無い細長いせん断壁はコンクリートの早期圧縮破壊を起こし、耐震設計基準の変位じん性度要求量を確保出来ないとされている。本研究では、RCせん断壁構造に要求される変位じん性度を確保するために横拘束した試験体を対象に実験を行い、適切に横拘束されたせん断壁の場合、変位じん性度要求量を確保出来る事を確認した。また理論的考察を通じてRCせん断壁構造に必要な横拘束領域を設定出来る事、並びにFEM解析を通じてその構造挙動特性を把握した。

キーワード：RCせん断壁、横拘束、FEM解析

1. はじめに

建物を支える構造形式でせん断壁構造は、鉛直荷重に対する抵抗だけでなく水平力に対し非常に効果的である。特に建物を支える構造体が全て壁体で構成されている壁式構造のアパートでは効果的である。図-1 にアパートの基準階平面図を示す。

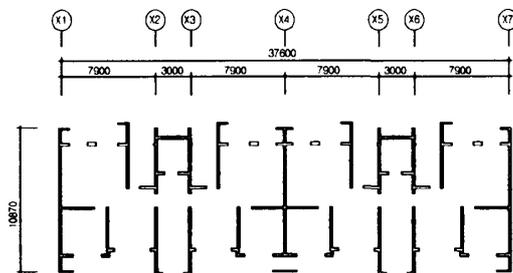


図-1 アパートの基準階平面図

最近の韓国では、このような壁式構造形式が30階までの高層にも使用されるにつれて、せん断壁の水平力に対する構造性能確保が重要な課題とされている。多くのせん断壁構造では風・地震による大きな水平荷重が働く場合、塑性ヒンジが壁の最下層部で集中して発生するようになる。従って、せん断壁下部でのじん性確保

が非常に重要である。

現在韓国では横拘束のないせん断壁の設計では、壁のじん性度が3を確保できるという前提で設計をしている(式(1)参考)。

$$\mu_d = 1 + (\delta_u - \delta_y) / \delta_y = 3 \quad (1)$$

ここに、 μ_d はじん性度、 δ_u は最大変位、 δ_y は降伏変位である。

しかし報告例¹⁾では、横拘束のないせん断壁の場合、圧縮側端部でのコンクリート早期圧縮破壊(平均圧縮変形率:0.0017)で要求されるじん性度に大きく及ばなかった。従って、要求されるじん性度が反映できるようにじん性度設計を行わなければならない事を明らかにした。

じん性度設計が成り立つためには壁の圧縮端部での横拘束に対する指針が必要であるが、現状では壁体の長さの10%または30cmを横拘束領域として設計している²⁾。

本研究は、一つ目実験を通じて壁端部での横拘束効果がRCせん断壁の最大荷重及び曲率、横拘束コンクリートの最大圧縮ひずみなどの構造的特性に与える影響を把握し、二つ目に理論的な考察を通じてせん断壁に働く軸力を変化させる時の横拘束が、必要だと考えられるコンク

*1 (株)トータル・インフォメーション・サービス 工修 (正会員)

*2 (株)トータル・インフォメーション・サービス (正会員)

*3 大韓住宅公社住宅研究所

*4 漢陽大学校建築工学部教授 工博 (正会員)

リートの圧縮領域の変化を把握し、三つ目に横拘束領域を変化させたFEM解析モデルの最大変位及び最大荷重を把握して、RCせん断壁の圧縮端部での有効な横拘束領域設定のための基礎資料を提供するものである。

2. RCせん断壁の実験

2.1 試験体

本研究で使用した試験体の配筋詳細を図-2に示す。試験体は“コンクリート構造物設計基準”⁴⁾(以後設計基準と言う)の水平方向及び鉛直方向の最小鉄筋比などを満足するように設計した。また壁の両端部に横拘束領域を持つようにした。壁の横拘束領域は前述したように現在使用している韓国の設計実情に合わせて壁の長さの約15%とした。

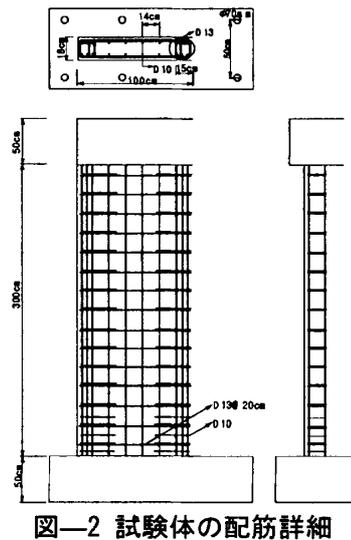


図-2 試験体の配筋詳細

2.2 実験方法

試験体載荷軸力は15階規模の1階壁体に作用する軸力を想定し、軸力比0.1に相当する軸力(580kN)を二つの1000kNアクチュエータで実験終了時まで一定して維持した。水平力は反力壁に設置された500kNアクチュエータで変位制御方式の反復荷重を加えた。水平力の変位履歴は、試験体の水平変位を荷重点の高さで割った部材角で制御した。それぞれの同一部材角に対して3回繰り返して荷重を加えた。

2.3 実験結果及び考察

(1) 試験体破壊状況

試験体の初期ひび割れは、部材角1/1000、水平力75kN作用時に発生し、ひび割れは初期曲げひび割れからせん断ひび割れへと進展した。コンクリートの圧縮破壊による鉛直ひび割れは部材角1/75で発生した。試験体は塑性ヒンジ領域でのコンクリートの圧縮破壊と端部鉛直方向の鉄筋の過度の座屈によって最終破壊した。

(図-3参照)



図-3 試験体破壊状況

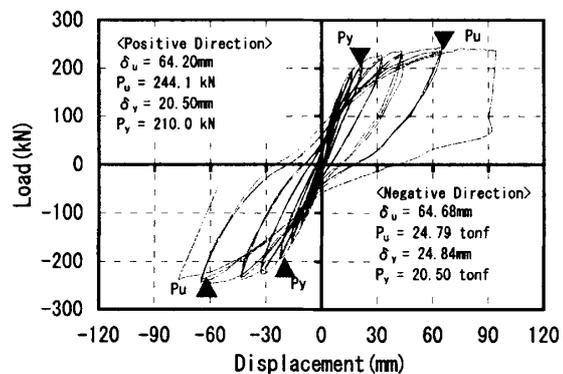


図-4 試験体の荷重-変位関係

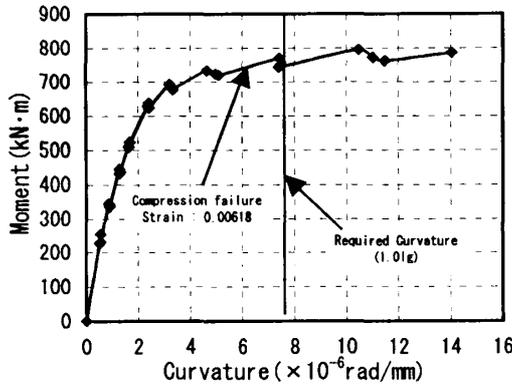
(2) 荷重-変位

試験体の荷重-変位関係を図-4に示す。降伏変位の定義はOffset Methodを適用した。

試験体の最大強度は正(+)加力時は244.1kNであり、負加力時では247.9kNとなった。また、最終破壊時の試験体の変形角は0.023rad/mm(2.3%)で優秀な性能である。

(3) 曲率じん性度及び圧縮変形率

横拘束のない壁の場合、コンクリートの早期圧縮破壊(平均圧縮変形率:0.0017)によって要求曲率じん性度が確保できない¹⁾。



図—5 試験体の曲率—モーメント図

韓国耐震設計基準では横拘束効果に対する基準が無い場合、横拘束のない場合の基準で評価した。曲率要求量は次式により求められる。

$$\phi_{max} = 11M_y \times l^2 / (20EI \cdot l_p \times (l - 0.5l_p)) + \phi_y \quad (2)$$

$$\phi_y = M_y / (E \cdot I) \quad (3)$$

ここに、 l_p は塑性ヒンジの長さである。

要求曲率じん性度を3とする場合、壁の下部の塑性ヒンジ領域(0.5lw)での曲率要求量は、せん断壁体の剛性(Ig)を用い、式(2)、式(3)により 7.53×10^{-6} (rad/mm)となる。

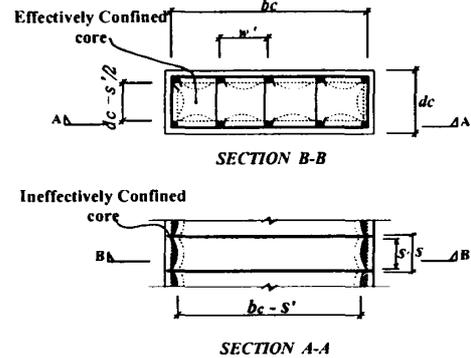
本試験体の場合、圧縮破壊時の曲率が 6.18×10^{-6} (rad/mm)で曲率要求量の約82.1%を示した。また、設計基準では壁断面での変形が線形であると仮定し圧縮端部の最大ひずみを0.003としている⁴⁾。

実験結果では、コンクリートの圧縮破壊が起った時のコンクリートの圧縮ひずみは0.0062であり、試験体の曲率じん性度と圧縮ひずみを評価してみると壁の圧縮端部の横拘束効果がRCせん断壁の構造性能向上に非常に効果的なことが確認された。

2.4 RCせん断壁の圧縮端部の横拘束領域

(1) コンクリートの横拘束係数

鉄筋で横拘束を行なっている壁の応力-ひずみ関係は J. B. Mander(1988)^{5), 6)}によって提案された。図—6のような壁の横拘束係数(K)を式(4)、式(5)によって求められる。



図—6 横拘束させたコンクリートコアの有効面積

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \quad (4)$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (5)$$

ここに、 f'_{cc} は横拘束コンクリートの圧縮強度、 f'_{co} は横拘束しないコンクリートの圧縮強度である。

(2) 圧縮端部の横拘束領域

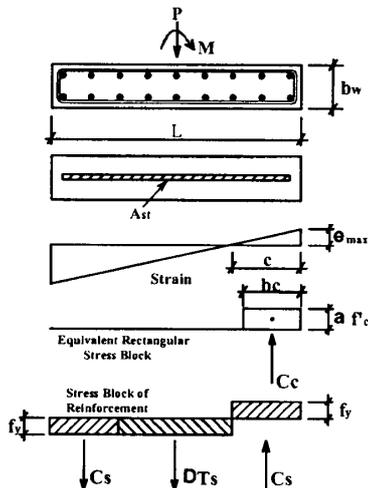
図—7 に軸力と曲げを受ける壁の応力ブロック関係を示した。この時、壁の鉛直方向の鉄筋は等分布配筋とし、中立軸を中心に圧縮または引張によって降伏し、コンクリートの軸方向ひずみは断面の長さ方向に線形分布すると仮定した³⁾。力の平衡条件を利用して、壁全体の長さに対して横拘束が必要な領域 c/L (壁断面全体の長さに対する中立軸深さの比)値は式(6)より求められる。

式(6)で見られるように c/L 値を決める主要変数は、軸力比、鉄筋比、コンクリート強度、

鉄筋の降伏強度そしてコンクリートの四角形応力ブロック係数である α 、 β 値などである。

$$\frac{c}{L} = \frac{p/(f'_c \cdot A_g) + (\rho_t f_y)/f'_c}{\alpha \cdot \beta + 2\rho_t(f_y/f'_c)} \quad (6)$$

本研究ではこれらの変数の中で α 、 β 値に着目し c/L 値の変化を検討した。



図—7 極限状態の面内曲げに対する断面解析モデル

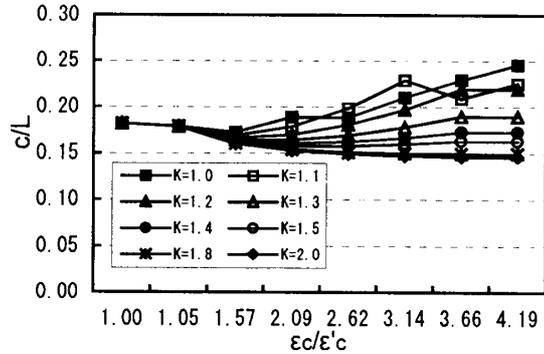
ACI では $\alpha = 0.85$ 、 $\beta = 1.09 - 0.008(f'_c - 30)$ 、(Mpa、 β は 0.65 から 0.85 まで) 値を提案している。

しかし、 α 、 β 値はコンクリートの応力ブロックを仮定する値で、コンクリート強度とそれによるひずみと密接な関連があるから地震のような大きな水平荷重を受ける壁の場合、一般的な梁または柱で使う α 、 β 値を使うより、Mander(1994)⁷⁾ が提案したコンクリートの拘束係数による α 、 β 値を適用して c/L 値を求めることとした³⁾。

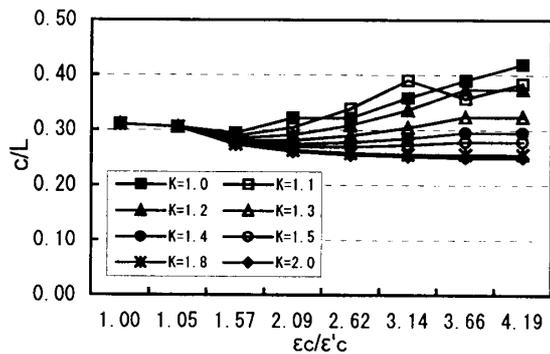
コンクリートの圧縮強度はアパート建設の時に通常使用される 24.0Mpa を適用した。

実際高層アパートに働く軸力比が、0.05 から 0.2 に至るのを考慮して図—8 と図—9 では軸力比がそれぞれ 0.1 と 0.2 である場合の c/L 値の変化を示した。同図はコンクリートの強度が一定している場合、壁に働く軸力比が大きいほど c/L 値が増えることを示す。

従って、壁に働いている軸力などの条件と関係なく壁の長さの 10% または 30cm を横拘束領域に設計するのは不適切である事が示された。



図—8 軸力比が 0.1 である場合の c/L 値

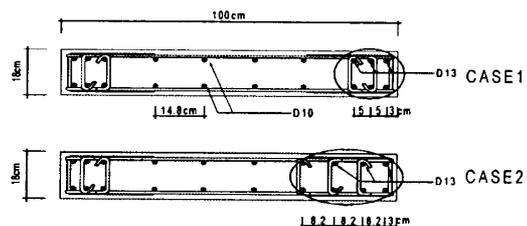


図—9 軸力比が 0.2 である場合の c/L 値

3. 非線形 FEM 解析

3.1 解析モデル

非線形 FEM 解析を用いせん断壁の横拘束領域を変化させ、横拘束領域の変化が解析モデルの最大耐力にどのような影響を及ぼすかについて検討した。図—10 に FEM 解析モデルの配筋詳細を示す。



図—10 非線形 FEM 解析モデル

壁の鉛直方向の鉄筋比は同じとし、壁の端部の横拘束領域を各々18%(CASE1)と28%(CASE2)に変化させた。

式(4)、式(5)による計算値を表—1に示した。

鉄筋比は変化させず横拘束領域の断面積を増加させると横拘束の効果が減少(約1.9%)することが確認出来る。

表—1 解析モデルの横拘束係数

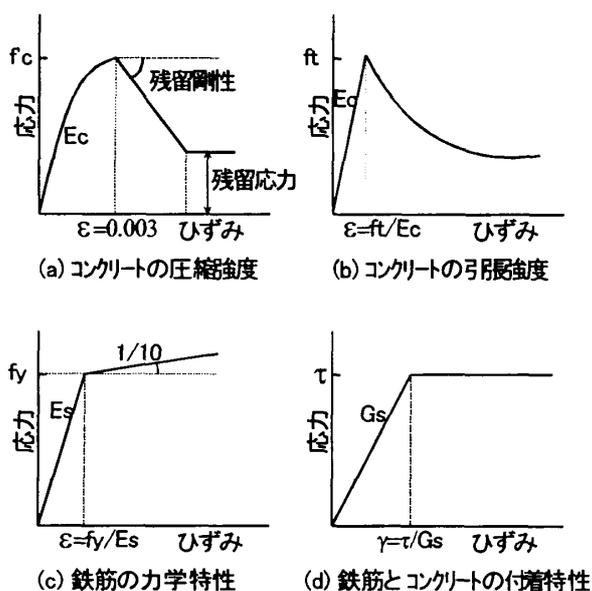
モデル	f'_{co}	f'_{cc}	横拘束係数
CASE1	33.9MPa	55.0MPa	1.62
CASE2	33.9MPa	54.2MPa	1.59

3.2 材料物性

FEM 解析は材料の非線形性を考慮した2次元平面歪解析をし、コンクリートの引張破壊、圧縮破壊、鉄筋の降伏並びに鉄筋とコンクリート界面のすべりを考慮した(図—11 参考)。

荷重は強制変位によって制御した。コンクリートの最大圧縮強度までは Kupfer の理論を用い、最大圧縮強度以後では軟化を考慮した2直線モデルを使った。

コンクリートと鉄筋の付着に対しては4節点アイソパラメトリック板ボンド要素を用い、鉄筋とコンクリートとのすべりを表した。



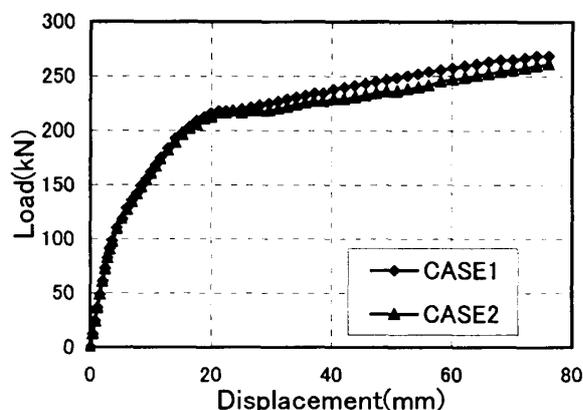
図—11 各材料物性のモデル化

3.3 解析結果

FEM 解析による CASE1 と CASE2 の荷重—変位関係を図—12 に示す。

FEM 解析モデルの最大耐力は同じ横変位(0.0234rad/mm)での値を比較した。

解析では、鉄筋比は変化しないが横拘束領域の断面積を増加させた CASE2(261.0 kN)モデルが、CASE1(268.2 kN)モデルより最大耐力が約2.7%減少した。従って、表—1で見られるようにせん断壁体の圧縮端部の横拘束効果減少が、せん断壁体の最大耐力を減少させる事が確認出来る。



図—12 各解析モデルの最大荷重

3.4 理論による検討⁹⁾

非線形 FEM 解析結果と式(7)と式(8)により求めた部材終局耐力とを比較した。その結果を表—2に示した。

$$N'_u = k_3 f'_c b a + A_{s2} f'_y - A_{s1} f_y \quad (7)$$

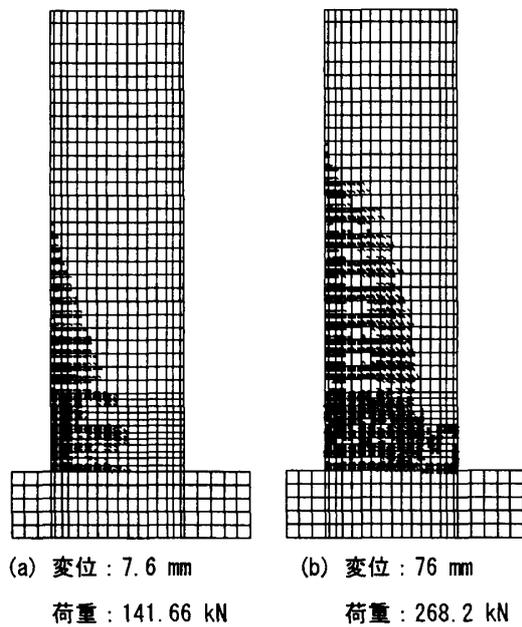
$$M_u = k_3 f'_c b a (d_1 - \frac{a}{2}) + A_{s2} f'_y (d_1 - d_2) - N'_u (e' - e) \quad (8)$$

表—2 理論値と解析値の比較

	理論値	解析値
CASE1	167.7kN	192.6kN
CASE2	161.4kN	181.8kN

上表の解析値は引張側鉛直鉄筋が降伏した時の

耐力を示した。理論値と解析結果が近い結果を表すことが確認出来る。



図—13 解析モデル CASE1 のひび割れ図

4. 結論

以上の実験と非線形 FEM 解析から以下のような結論を得た。

- (1) せん断壁の要求じん性を 3 とする場合、曲率要求量は 7.53×10^{-6} (rad/mm) である。試験体の場合、圧縮破壊の時の曲率が 6.18×10^{-6} (rad/mm) で曲率要求量の約 82.1% を示した。
- (2) 理論的考察を通じてせん断壁の横拘束が必要な領域を調べた結果、せん断壁に働く軸力比を 0.1 または 0.2 とした時横拘束が必要な領域は壁の長さの 15% から 40% までとなった。従って、壁に働いている軸力などの条件と関係なく、壁の長さの 10% または 30cm を横拘束領域に設計する韓国の現行設計法不適切と言える。
- (3) 非線形 FEM 解析値と理論計算値を比較すると、鉄筋比は同じでも横拘束領域だけ増加させる場合、部材の耐力が減少することが確認出来た。

参考文献

- 1) 朴洪根 : 端部横補強がない細長いせん断壁体の耐震性能, 韓国コンクリート学会論文集, Vol. 12, No. 5, pp. 47-57, 2000. 10
- 2) 姜洙敏 : 長い長方形コンクリート壁の極限挙動に関する研究, ソウル大学大学院, 2000
- 3) 金知鉉 : 鉄筋コンクリートせん断壁体の曲げ圧縮領域決定に対する研究, 亞洲大學大学院, 2000
- 4) 韓国コンクリート学会, 大韓建築学会 : コンクリート構造物設計基準, 1999
- 5) Mander, J. B. et al. : Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849, 1988. 8
- 6) Mander, J. B. et al. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988
- 7) Chang, G. A. and Mander, J. B. : Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns, Part I : Evaluation of Seismic Capacity, Technical Report NCEER-94-0006, Buffalo, New York, 1994
- 8) 李翰承, 友澤史紀, 野口貴文, 鹿毛忠継 : 炭素繊維シートによって曲げ補強した RC 梁の有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 18, No. 1, pp. 1065-1070, 1996
- 9) 吉川 弘道 : 鉄筋コンクリートの設計, 丸善株式会社, 1997

<謝辞>

本研究は大韓住宅公社と漢陽大学校 STRESS, 青雲大学校建設環境研究所のご支援をいただきました。ここに感謝の意を表します。