

二方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体壁のせん断強度

Shear Strength of 3-D Reinforced Concrete Shear Wall Subjected to Two-Directional Horizontal Force

鈴木 紀雄 井上 貴之
別所 佐登志¹⁾ 丸田 誠

要 約

高層RC造建物のコア壁として使用される立体壁の設計においては、水平二方向から力が加わったときのせん断強度を算定する手法が必要となる。本論文では、立体壁の構成単位である平面壁と典型的な立体壁の一つであるH形壁の実験を行うとともに、既往の実験的研究の結果を参照して立体壁のせん断強度算定法を考察した。その結果、平面壁の面内せん断強度は面外変形の影響を受けないため、H形やL型のように平面壁が直交した形状の立体壁では、個々の平面壁のせん断強度を各方向毎に総和し、これを2倍したものを辺長とする長方形を二方向相関せん断強度としてよいことが分かった。

目 次

- I. はじめに
- II. 実験概要
- III. 実験結果
- IV. 平面壁のせん断強度
- V. 立体壁のせん断強度
- VI. おわりに

I. はじめに

高層RC造建物のコア壁として、さまざまな形状の立体壁が用いられるようになってきている。このような壁は、いろいろな方向から作用する水平力に対してもせん断破壊しないように設計されなくてはならないが、立体壁のせん断破壊性状については研究例^{1)~3)}が少なく、設計に重要な最大せん断強度の算定法には不明な点も少なくない。本研究では、まず、平面壁とH形の断面形状をもつ立体壁に斜め方向から水平方向力を加える実験を行った。次いで、この実験結果と既往の実験結果に基づき、H形やL型のような平面壁を組み合わせた断面をもつ立体壁の、二方向水平力に対する最大せん断強度の算定方法を検討した。

II. 実験概要

1. 試験体

試験体は、Fig.1に示すせん断破壊型の平面壁試験体3体とH形壁試験体3体の合計6体である。壁筋にはD6鉄筋を用い、横補強筋比で0.6%となるように配筋した。また、平面壁試験体の両端、H形壁試験体のフランジ両端とフランジ・ウェブ交差部を12cm角の柱形と見なしてD13鉄筋8本を主筋とし、これをD6フープ筋で補強した。柱形の主筋比は7.06%、横補強筋比は0.59%となる。鉄筋の材料特性はTable 1に、コンクリートの圧縮強度はTable2中に示す。

平面壁試験体では、壁面と加力方向のなす角度を0°、22.5°、45°

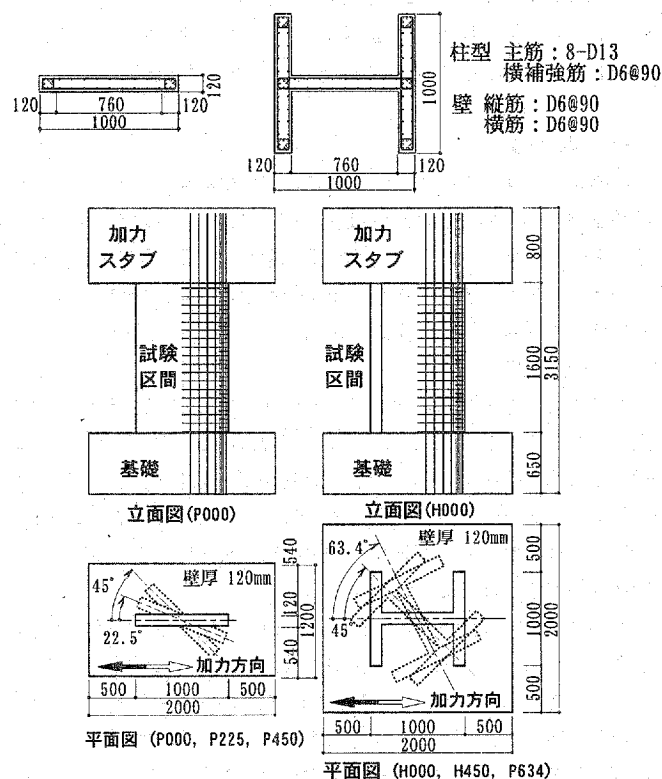


Fig.1 Test Specimens

Table 1 Properties of Reinforcing Bars

種類	使用部位	降伏強度 (N/mm ²)
D13	柱形主筋	363.9
D6	壁筋、柱形横補強筋	510.7

とし、それぞれをP000、P225、P450と呼ぶ。H形壁試験体では、ウェブと加力方向のなす角度を0°、45°、63.4°とし、それぞれをH000、H450、H634と呼ぶ。H634では、作用する荷重をフランジ方向とウェブ方向に分解すると荷重の比が2:1となるので、平面壁の面外方

1) 多摩建築構造研究室 (元 技研上席研究員)

キーワード：鉄筋コンクリート構造、耐震壁、せん断、二方向水平力

向のせん断抵抗が小さいとすれば、2枚のフランジで“2”の荷重を負担し、1枚のウェブで“1”の荷重を負担することから、H形壁を構成する3枚の平面壁が同じせん断力を負担することになる。

なお、試験体は特定の壁を縮小したものではないが、縮尺率は壁厚で約1/8を想定している。

2. 加力方法

加力概念図をFig. 2に示す。平面壁試験体では、加力直交方向からも拘束力を加え、変形方向が一定になるようにした。また、H形壁試験体については、水平力を加える方向に並列する2本のアクチュエータで加力スタブに鉛直軸回りの回転が生じないように加力し、加力直交方向の水平変位を許容することによって、水平力の方向が一定になるように制御した。

曲げモーメントを逆対称分布とするために水平力と拘束力の作用位置を試験部分の高さ中央とし、さらに4本の鉛直方向の油圧ジャッキを用いて、加力スタブが傾かないように微調整を行った、このとき、軸方向応力度が単位面積あたり0.2Fc（Fcはコンクリートの設計基準強度で60N/mm²）となるように、平面壁試験体では1440kN、H形壁試験体では3970kNの一定軸力を保持した。

載荷は、加力方向に対して部材角1/800を1サイクル行った後に、1/400、1/200及び1/100をそれぞれ2サイクルずつ行った。

III. 実験結果

実験結果一覧をTable 2に示す。Fig. 3には破壊状況を、Fig. 4には荷重-変形関係の包絡線の比較を示す。なお、本報では、実験結果の荷重と変位について、平面壁試験体では、面内方向成分と面外方向成分に分けて示す。また、H形壁試験体では、ウェブ方向成分とフランジ方向成分に分解して示す。

1. 破壊状況

P000では、平均せん断応力度（ τ ）が5.25N/mm²のときに1本の大きな対角方向ひび割れが起り、部材角が1/214のときに最大荷重（ τ が7.53N/mm²）となった後、部材角が1/239のときにひび割れの両端部分が圧壊して軸力を保持できなくなった。P225とP450では、P000に比べると若干ひび割れが分散する傾向が見られるものの、ほぼ同様の破壊性状となった。

H000のウェブはP000と同一形状であるが、破壊性状はかなり異なるものとなった。H000では、4.31N/mm²（ただし、断面積をP000と同じとして計算）とP000よりも小さい荷重で最初のひび割れが発生したが、P000のように1本のひび割れが拡大するのではなく多数のひび割れが生じ、その後ウェブの高さ中央付近でコンクリートが圧壊した。部材角1/200の加力サイクルピーク時に最大荷重（ τ が10.58N/mm²）に達した後も耐力低下は緩やかで、部材角が1/100に至っても軸力を保持し続けた。フランジには水平方向のひび割れが発生したが、損傷は小さかった。H450でもH000と同様にウェブに多数のひび割れが発生し、コンクリートが圧壊したが、フランジにもせん断ひび割れが生じた。H634では、ウェブにはせん断ひび割れが生じる程度であったが、フランジでは損傷が大きく、P000のような対角方向のひび割れが生じてその端部で圧壊した。

2. 荷重-変形関係包絡線

Fig. 4(a)に示すように、3体の平面壁試験体の面内方向の荷重-変形関係を比較すると、面外方向の変形の大きさが異なるにも関わ

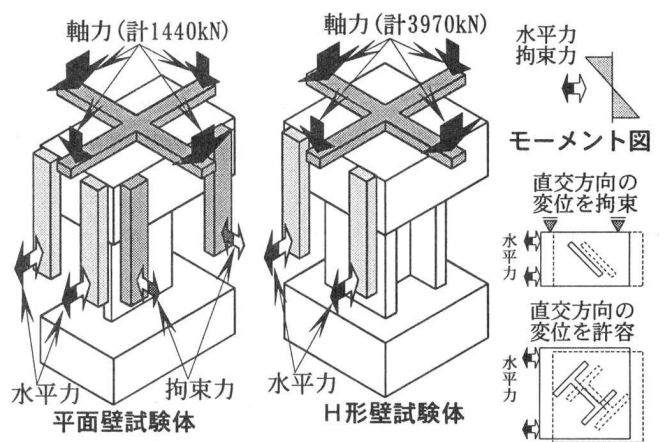


Fig. 2 Loading Apparatus

Table 2 Experimental Results

方向	試験体	コンクリート	初期	せん断		最大荷重		破壊形式 ^{注3)}
		強度 ^{注1)}	剛性 ^{注1)}	ひび割れ ^{注2)}		kN	rad.	
		MPa	kN/mm	kN	rad.	kN	rad.	
面内	P000	60.3	283	630	1/672	903	1/214	せん断
	P225	65.8	292	637	1/626	865	1/246	せん断
	P450	67.7	294	761	1/309	875	1/167	せん断
ウェブ	H000	61.3	525	517	1/1350	1270	1/203	せん断(ウェブ)
	H450	62.0	524	583	1/1360	1100	1/217	せん断(ウェブ)
	H634	69.2	562	639	1/890	881	1/263	—
フランジ	H450	62.0	603	902	1/735	1103	1/410	—
	H634	69.2	627	1280	1/471	1760	1/137	せん断(フランジ)

注1) 第1サイクルの線形部分を最小2乗近似して求めた。

注2) 壁の対角にせん断ひび割れが生じたときとする。また、H450とH634については、ウェブとフランジのそれぞれにせん断ひび割れが生じたときとする。

注3) H形試験体については破壊が集中した箇所を示す。

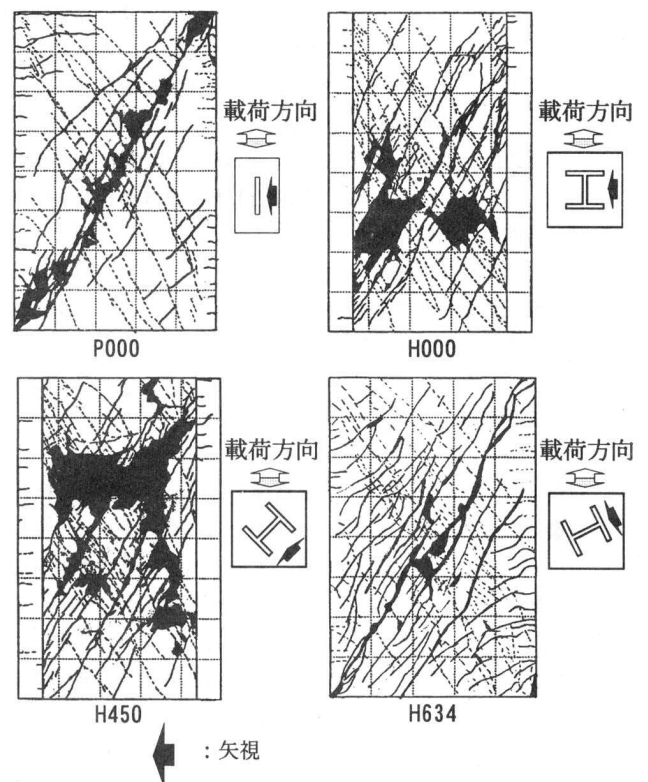


Fig. 3 View after Loading

らず、ほぼ同じ形状となっている。

H形壁試験体では、Fig. 4(b)に示すように、ウェブで破壊したH000とH450のウェブ方向の剛性や最大せん断強度はP000より大きかった。H634の初期剛性はH000やH450にほぼ等しいが、荷重－変形関係は次第にP000に近づいている。また、Fig. 4(c)に示されるように、破壊が生じたH634のフランジ方向の荷重－変形関係は、P000の荷重を2倍とした荷重－変形関係に良く似たものとなった。

IV. 平面壁のせん断強度

前述の実験結果と、小畠らの実験⁴⁾、関らの実験⁵⁾を参照して、せん断強度について検討する。小畠らの実験は、地下壁を想定した壁板試験体を用いて、無軸力下で面外曲げと面内せん断力を同時に加えたもので、面外力の大きさが主要なパラメータとなっている。関らの実験は、側柱付き平面壁の試験体に、平均応力度にして5N/mm²の軸力と壁面と一定の角度をなす方向の強制変形を加えたもので、角度がパラメータとなっている。

1. 面内力のみを受ける平面壁のせん断強度

建築学会の「靱性保証型耐震設計指針（案）」（以下「靱性指針」）には、トラス機構とアーチ機構に基づいた耐震壁のせん断強度式が示されている。

$$Q = t \cdot l \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} + t \cdot l \cdot \tan \theta \cdot (\nu \sigma_B - 2 \cdot p_s \cdot \sigma_{sy}) / 2$$

t : 壁厚さ

l : 壁長さ

p_s : 壁横筋比

σ_{sy} : 壁横筋の降伏強度

σ_B : コンクリート圧縮強度

θ : アーチストラットの角度で $\theta = \sqrt{(h/l)^2 + 1} - (h/l)$

h : 壁高さ

ν : コンクリートの有効圧縮強度係数で $\nu = 3.68\sigma_B^{-0.333}$

この式では、両側に柱のない壁は、横筋が側柱に定着されずトラス機構が形成されにくいことを理由に適用対象外とされている。しかし、本研究で対象とする壁では、端部にフープを巻いた柱主筋に相当する縦筋を配し、壁横筋を柱形内に定着させるか、フックで柱形主筋に固定することを想定しているため、この式を適用してもよいと考えられる。本研究の試験体P000と小畠らの実験のうち面内せん断力のみを加えた3体について、靱性指針による計算値と実験値を比較してFig. 5に示す。実験値は計算値を上回る結果になっており、設計に用いても問題はないと考えられる。

2. 面外力の影響

Fig. 6(a)に、小畠、関による2実験と本研究から得られた最大強度時の面内せん断力と面外曲げモーメントの関係を示す。面内せん断強度は、面内力のみを加えた試験体のせん断強度で規準化した。また、面外曲げモーメントは、平面保持を仮定した断面解析より得られる曲げ強度の計算値で規準化した。いずれの実験においても、面外に曲げ強度の1/2程度の力が同時に作用していても、面内せん断強度は面内力のみを作用させた場合とほとんど変わらない結果となっている。

V. 立体壁のせん断強度

H形やL形のように互いに直交する（X方向とY方向とする）平

面壁で構成される立体壁に二方向水平力が作用したときには、各平面壁は面内のせん断力と同時に面外変形を受けることになる。前記の平面壁の実験で加えられた面外力は面外曲げ強度の1/2程度であり、これよりも大きい面外力を受けたときに面内せん断強度がどのようになるか定かではない。しかし、面外剛性は面内剛性に比べて

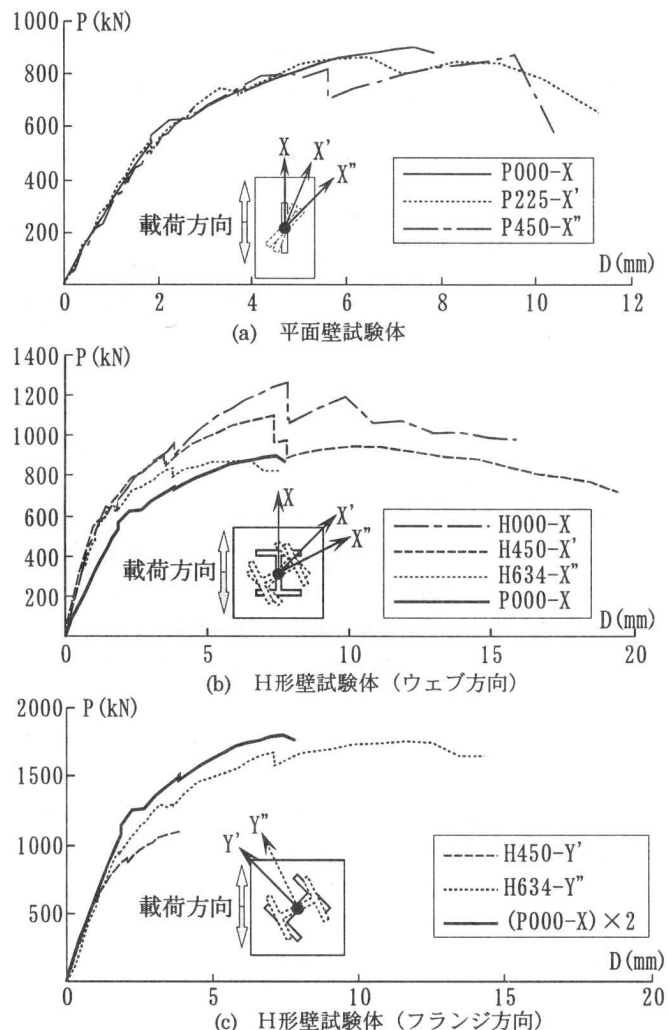


Fig. 4 Load-Deformation Relationships

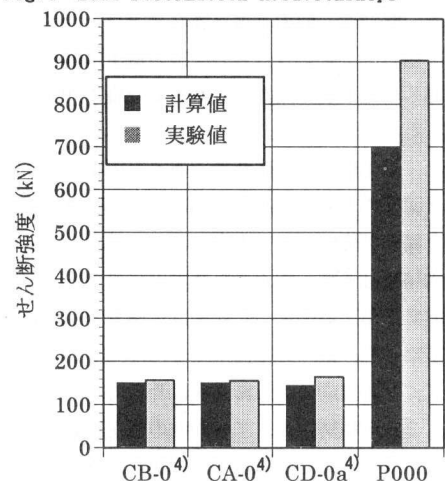


Fig. 5 Comparison between Observed and Calculated Shear Strength

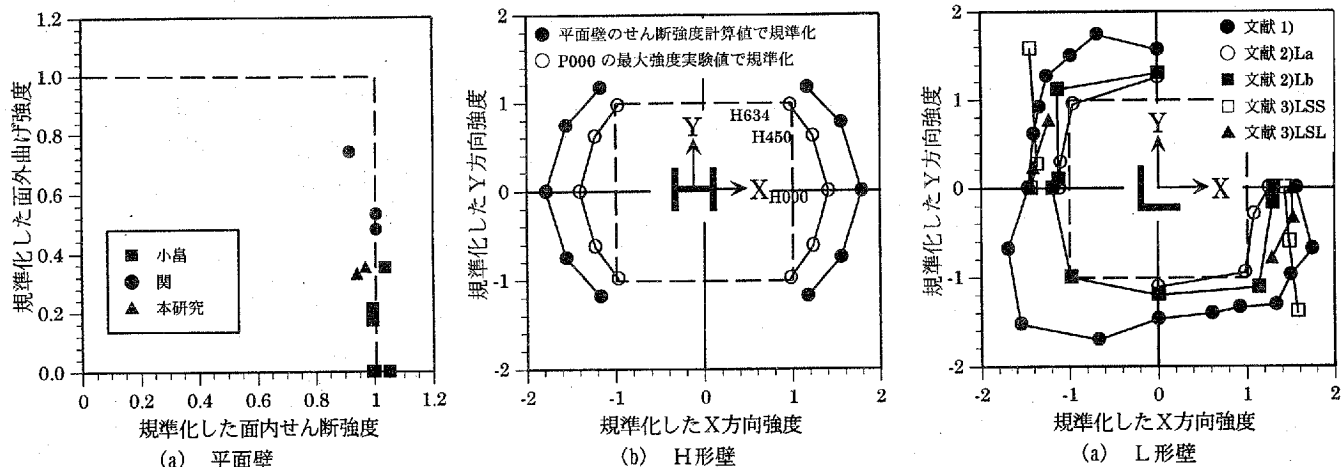


Fig. 6 Normalized Bidirectional Shear Strength

非常に小さいので、面外力が大きくなるにはかなり大きく面外に変形しなくてはならない。立体壁では、直交する平面壁が互いに面外変形を抑制し合うので、面外力はそれほど大きくなり、個々の平面壁の面内せん断強度には影響しないと考えられる。

平面壁の面内せん断強度が面外変形の影響を受けないとすれば、立体壁のせん断強度の二方向相関は、X、Y各方向の平面壁のせん断強度の2倍の値を辺長とする長方形になると予想できる。

本研究におけるH形壁のせん断強度の二方向相関はFig. 6(b)のようになる。平面壁のせん断強度計算値で規準化した値と、平面壁P000のせん断強度の実験値で規準化した値を示している。

P000の実験値で規準化したX方向（ウェブ方向）のせん断強度を見ると、H000では1.4であるのに対して、H450、H634の順に小さくなり、H634ではほぼ1.0（破線で示した正方形上）となっている。P000には対角線上に1本の大きなひび割れが生じ、その両端でコンクリートが圧壊したのに対して、H000では、P000においてコンクリートが圧壊した位置にある比較的壁厚の大きいフランジがコンクリートの圧壊を抑制するとともに、ウェブの面内方向の膨張を拘束したために、P000に比べて強度が大きくなったと考えられる。H450ではH000に比べるとフランジ壁も損傷を受け、ウェブ壁を拘束する効果が小さくなり、H000に比べるとX方向のせん断強度が小さくなったものと考えられる。H634は、他の2体と異なりフランジが破壊した。フランジのひび割れやコンクリートの圧壊の様子はP000によく似ており、P000と同じ性状が現れたためにせん断強度もP000（の2枚分）に等しくなったと考えられる。

このように、立体壁では構成要素である平面壁が互いに補強し合うために、平面壁のせん断強度の単純和以上の強度を発揮することがあり得る。補強の強弱は加力方向によって異なるために、せん断強度の二方向相関は予想したような長方形にはならない。しかし、せん断強度の計算値で規準化した結果は、破線で示した正方形の外側にある。すなわち、個々の平面壁のせん断強度を靱性指針によって算定し、X、Y各方向のせん断強度はその方向の平面壁の強度和とした上で、2方向相関はX、Y各方向のせん断強度の2倍の値を辺長とする長方形と見なせば安全側の設計ができると考えられる。

側柱のついたL形壁に、変形あるいは水平力の方を一定に保ちながら加力した荒井らによる実験^{1)~3)}結果を、平面壁のせん断強度計算値で規準化したものをFig. 6(c)に示す。側柱の効果は、「等価壁長さ」を用いて考慮している。第一象限は曲げ破壊した部分なので除いてある。実験シリーズによってばらつきがあるが、H形壁と同様に、平面壁のせん断強度計算値で規準化した実験値は、正方形として仮定した二方向相関関係の外側にある。

VI. おわりに

平面壁とH形壁の実験、及び既往の実験結果から、以下のことが分かった。

- 1) 平面壁の面内せん断強度は、面外方向の力が面外曲げ強度の半分程度以下ならば、ほとんど影響を受けない。
- 2) 互いに直交する平面壁で構成される立体壁のせん断設計では、個々の平面壁のせん断強度を靱性指針の設計式で求めて各方向ごとに総和し、これを2倍にした値を辺長とする長方形を二方向相関せん断強度としてよい。

なお、本論文では最大せん断強度についてのみ論じているが、今後、復元力特性についても検討することが必要である。

参考文献

- 1) 荒井他；二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁のせん断破壊実験，JCI年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 1095-1100，1997。
- 2) 赤石他；二方向水平力と定軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁のせん断耐力-II，建築学会大会，pp. 173-176，1997。
- 3) 赤石他；二方向水平力と定軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁のせん断耐力-III，建築学会大会，pp. 839-842，1998。
- 4) 小島他；鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究（第一報），建築学会論文報告集，第285号，pp. 71-79，1979. 11。