

鉄筋コンクリート造H形立体耐震壁のねじり性状に関する研究

その2 実験結果の検討

正会員 ○ 森田 真司*1 同 別所 佐登志*2
同 北山 和宏*1 同 鈴木 紀雄*3
同 小山 明男*1

本報告はその1に引き続き、鉄筋コンクリート造H型立体耐震壁のねじり性状に関する実験の結果について検討したものである。

1. 実験結果の検討

(1) 変形成成分の分離 各試験体の変形性状を把握するため、先行して破壊の生じた北フランジ壁の層間変位 (δ) をせん断変形成分 (δ_s) と曲げ変形成分 (δ_f) に分離した。図-1に各試験体の変形成分-層間変位関係を示し、最大耐力時の各変形成分の割合を表-1に示す。せん断破壊した試験体 H1、H2、H4 では曲げ変形に対しせん断変形が卓越し、最大耐力時には層間変位の65~74%を占めた。曲げ破壊した試験体 H3 では途中までしか変形測定を行うことができず、その範囲ではせん断変形が卓越しているが、曲げ変形の割合は他の試験体よりも大きかった。

(2) フランジ壁の伸縮 図-2に北フランジ壁図心の伸縮-ねじり回転角関係を示す。試験体 H1、H4 ではフランジ壁が伸びから縮みに転じた直後に耐力が急激に低下した。試験体 H2 では、+6サイクルで最大耐力に達した後から縮みははじめ、+7サイクルでせん断ひび割れの交差部のコンクリートが圧壊し始めた。その後、約4 mm 圧縮されたところで、せん断ひび割れ交差部が面外方向に膨らむ形で耐力を失った。試験体 H1、H4 では破壊に際しこのようなコンクリートの圧壊は見られなかった。これは、最大耐力に達してから繰り返し回数が試験体 H2 に比べ少なかったためである。曲げ破壊した軸力のない試験体 H3 では載荷開始当初から伸び続け、+6サイクルピーク後から伸び幅が大きくなり約7 mm 伸びたところで耐力が急激に低下した。

(3) 壁横筋の歪み分布 図-3に各試験体最大耐力時の北フランジ壁横筋の歪み分布を示す。壁筋比 0.39%の試験体 H1 を除く全ての試験体で最大耐力時に横筋が降伏歪みに至った。横筋が降伏していない試験体 H1 ではフランジ壁のせん断ひび割れは非常に少なかった。上下危険断面を除くすべての横筋が降伏した壁筋比 1.19%の試験体 H4 では全試験体中で最も多くのせん断ひび割れが発生した。また、ここではせん断破壊した試験体 H2 と曲げ破壊した試験体 H3 の明確な違いは現れていない。

(4) ウェブ壁の負担割合 本実験では強度の算出に際し、ねじれモーメントは2枚のフランジ壁のみが負担すると仮定

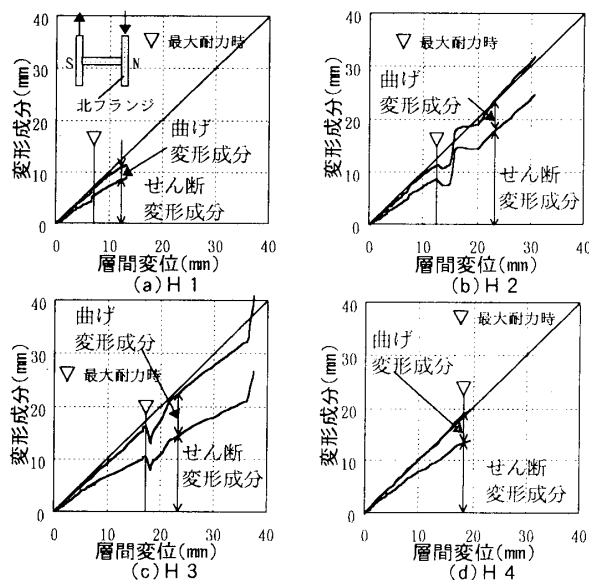


図-1 変形成分-層間変位関係

表-1 最大耐力時の変形成分割合

試験体	δ (mm)	δ_s / δ	δ_f / δ
H1	6.78	0.65	0.23
H2	12.4	0.69	0.23
H3	16.5	0.61	0.33
H4	18.0	0.74	0.30

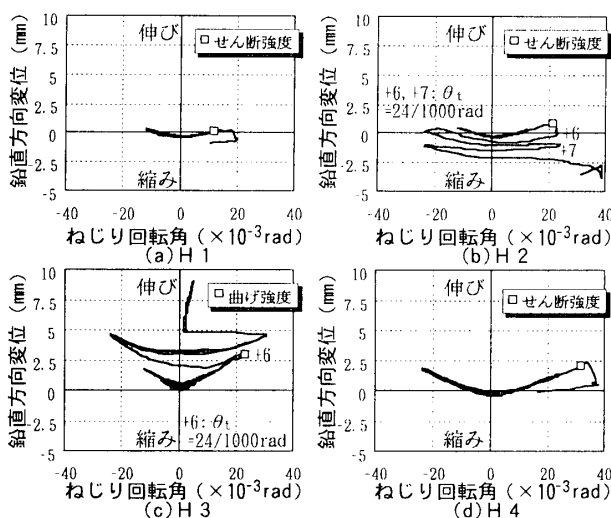


図-2 北フランジ壁伸縮-ねじり回転角関係

していたが、実際には立体壁であるためウェブ壁がねじり抵抗性状に影響すると推測される。そこで全ねじりモーメントの実験値に対するウェブ壁の負担割合を求めた。ウェブ壁の負担するモーメントの算出は、ウェブ壁横筋の4カ所の歪み

(高さ方向は試験体中央から上下に H1: 320mm, H2~H4: 300mm の位置、水平方向は図-4に示す位置で測定した値)を Ramberg-Osgood model により応力変換し、平均の負担力の大きさ (Fw) を求め、横筋間の水平距離 (H1: 58mm, H2~H4: 56mm) を腕の長さとする偶力のモーメントとして求めた (図-4)。ここではウェブ壁の横筋全てが、ねじれによる斜めひび割れに有効であったと仮定した。図-5に各サイクルピーク時のウェブ壁の負担割合を示す。各試験体とも繰り返し载荷の増加に伴い負担割合も増加する傾向にあるが、最大でも 1.7%でありウェブ壁の負担する割合が非常に小さいことを示している。

(5)最大耐力 各試験体の最大耐力実験値と曲げ強度計算値 (ACI 曲げ強度計算値及び曲げ強度略算式^[1]による計算値) 及びせん断強度計算値 (学会終局強度設計式^[2]及び略算式^[4]による計算値) との比較を表-1に示す。計算値は、フランジ壁単体の曲げ強度、およびせん断強度を既往の計算式で算定し、そのときのせん断力にフランジ壁中心間距離 (800mm) を乗じて求めた。両フランジ壁の面内モーメント分布は逆対称モーメントを仮定した。ここでウェブ壁の負担するねじりモーメントは小さいため、計算では無視した。

せん断破壊した試験体 H1, H2, H4 では、学会指針式及び略算式によるせん断強度計算値は、略算式による試験体 H1を除いて、実験値を過小評価した。一方、実験時最大耐力は、特に試験体 H2, H4 で ACI 式及び略算式による曲げ強度計算値を上回っているが、曲げ破壊の性状は見られないことから、実際の曲げ強度を過小に評価している可能性がある。しかし、いずれも安全側の評価となっている。一方、学会指針式によるせん断強度計算値を ACI 曲げ強度計算値で除したせん断指標の関係より、0.90 以下であればせん断破壊に、また、1.38 以上であれば曲げ破壊に至っている。

2. まとめ

H形立体耐震壁の純ねじり実験結果では、ウェブ壁のねじり抵抗の負担割合が微小であったことからフランジ壁のせん断挙動あるいは曲げ挙動によって立体耐震壁のねじり性状が

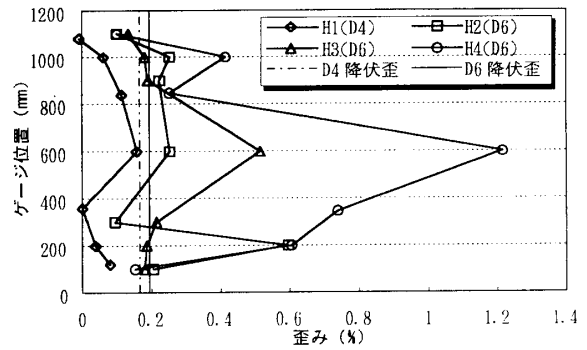


図-3 北フランジ壁横筋歪み分布

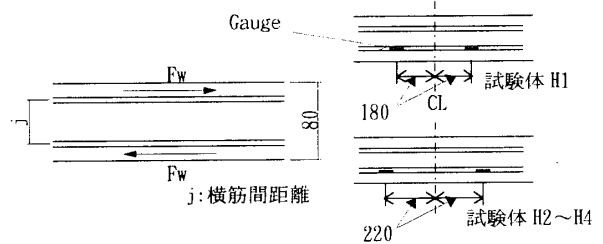


図-4 ウェブ壁のせん断流れとゲージ位置

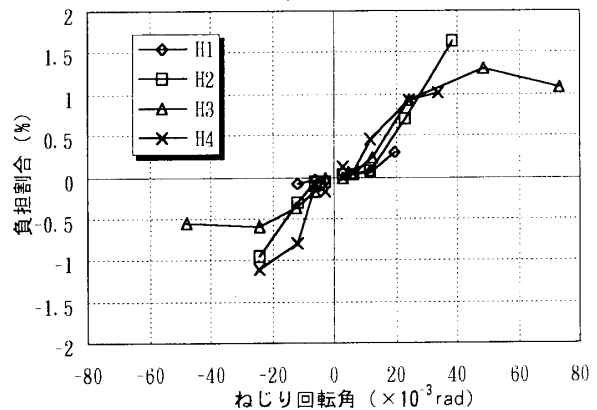


図-5 ウェブ壁負担割合-ねじり回転角関係

支配されたといえる。フランジ壁単体を想定したせん断強度計算値は実験値を過小評価し、曲げ強度も過小評価している可能性があるが、いずれも安全側の評価であった。

【参考文献】(1) 広沢: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析、建築研究資料 No.6, March 1975. (2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.

表-1 最大耐力の比較

試験体	最大耐力 eMmax (kN・m)	曲げ強度計算値			せん断強度計算値			せん断指標		破壊形式 ^[5]		
		aciMu ^[1] (kN・m)	eMmax aciMu	nMu ^[2] (kN・m)	eMmax nMu	aijMs ^[3] (kN・m)	eMmax aijMu	nMs ^[4] (kN・m)	eMmax nMs		aijMs aciMu	nMs aciMu
H1	287	324	0.89	330	0.87	226	1.27	287	1.00	0.70	0.88	S
H2	394	366	1.08	378	1.04	290	1.36	301	1.31	0.79	0.82	S
H3	234	210	1.16	195	1.25	290	0.84	280	0.87	1.38	1.33	F
H4	477	384	1.24	399	1.20	344	1.39	322	1.48	0.90	0.84	S

[1] ACI 曲げ強度法、[2] 曲げ強度略算式、[3] 学会終局強度型せん断強度式、[4] せん断強度略算式、[5] 破壊形式 (S: せん断破壊、F: 曲げ破壊)

*1 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻
*2 鹿島技術研究所
*3 鹿島小堀研究室

Dept. of Architecture, Tokyo Metropolitan Univ.
Kajima Technical Research Institute
Kobori Research Complex, Kajima Co.