

壁式RC造建造物の耐力に及ぼす直交壁の影響に関する解析的研究
(その2 H形壁のモデル化とその検討)

壁式鉄筋コンクリート造 荷重増分解析
立体効果 MSモデル

準会員 ○上平 美良乃*1 正会員 秋田 知芳*2
正会員 稲井 栄一*3

1. はじめに

壁式RC造の建物は、過去の大地震においても上部構造に大きな被害はほとんど見られず^{例え(1),2)}、耐震性能に優れた構造である。壁式RC造の高い耐震性に寄与する要因の一つに、直交壁による立体効果が挙げられる。既往の研究その1³⁾では、壁式RC造建物全体をモデル化し、直交壁による耐力上昇について有効幅の観点から検討を行った。しかし、建物全体を扱ったため有効幅を変えて3ケースの検討を行ったものの実質的には1ケースのみの検討となっていた。また、壁をMSモデルでモデル化した結果、直交壁の縦筋のひずみが一樣になっており、既往の実験結果³⁾のように直交壁中心のひずみが最も大きく、外側に行くほど小さくなる分布とは異なっていた。

そこで本研究では、面内壁とその両端に直交壁が取り付くH形の壁式RC造建造物(H形壁)を解析対象とし、H形壁の平面的、立面的なプロポーシオンをパラメーターとして荷重増分解析を実施する。本研究の目的は、壁式RC造建造物の耐力に及ぼす直交壁の影響を様々な条件下で確認すること及び直交壁を含めた壁のモデル化方法を検討することである。

2. 1層H形壁の解析

2.1 検討対象

検討対象は、図1に示すように面内壁の両端に2枚の直交壁が付帯したH形のRC造建造物(H形壁)である。H形壁の外形を図2に、壁厚、壁長さを表1に示す。面内壁と直交壁の壁厚はいずれも300mmで、壁高さはいずれも3000mmである。壁長さは(I)~(V)の5つ組み合わせとした。(I)は面内壁の縦横比が0.5、(II)及び(III)は1.0、(IV)及び(V)は1.875である。面内壁と直交壁の長さは(I)と(III)がおおよそ1:1、(II)と(IV)がおおよそ1:2の比率となっている。(V)は直交壁がない場合としている。壁の配筋を表3に示す。配筋は面内壁及び直交壁で共通としている。

2.2 解析方法

解析モデルは、部材を線材置換した立体骨組モデルとした。面内壁及び直交壁共に両側柱、上下梁に囲まれた耐震壁としてモデル化するため、図3に示すように節点を設け、節点の位置に仮想の柱を設けた。そのため、直交壁はそれぞれ2枚の耐震壁となる。表3に節点の位置を示す。節点間距離は、面内壁方

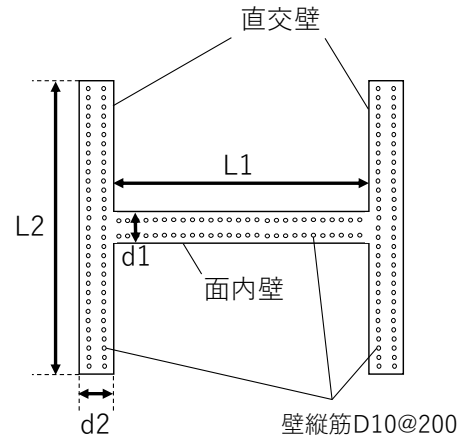


図1 検討対象構造物 (H形壁)

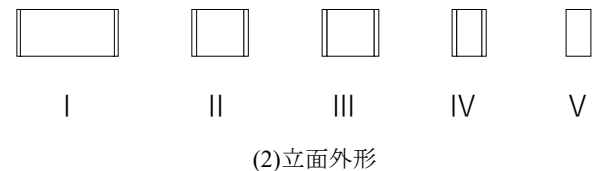
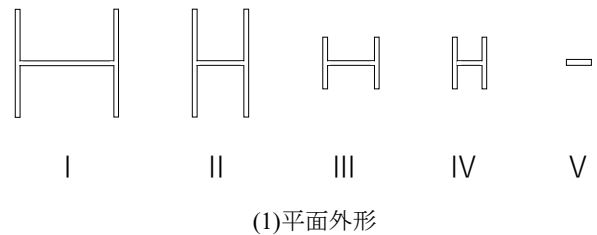


図2 検討対象構造物の外形

表1 1層H形壁の壁厚及び壁長さ

	面内壁方向		直交壁方向	
	L1[mm]	d1[mm]	L2[mm]	d2[mm]
I	6000	300	6900	300
II	3000		6900	
III	3000		3300	
IV	1600		3300	
V	1600		0	

表2 1層H形壁の配筋

	主筋	横筋、あばら筋
壁	D10@200(ダブル)	D10@200
梁	4-D16	D10@200

向は6300mm、3300mm、1900mm、直交壁方向は3300mm、1500mm、0mm、高さは3000mmである。梁部材は、単軸バネモデルで曲げとせん断をモデル化し、柱部材と壁部材は、マルチスプリングモデル (MS モデル) で軸と曲げをモデル化し、単軸バネモデルでせん断のモデル化を行った。荷重増分解析は、層間変形角が 1/200 [rad] (層間変形が 15 [mm]) になるまで行った。

2.3 解析結果

層せん断力と層間変形角の関係を図 4 に、層間変形角が 1/200 [rad] までのせん断応力とせん断変形の関係を図 5 に、同じく層間変形角が 1/200 [rad] までの曲げモーメントと回転角の関係を図 6 にそれぞれ示す。図 4、5、6 から、(I)、(II) ではせん断、(III)、(IV)、(V) では曲げが卓越していることが分かる。(II) と(III) は両方とも面内壁の縦横比が 1.0 であるが、直交壁の長さが長い場合にはせん断が卓越し、直交壁が短い場合には曲げが卓越する結果となっている。せん断が卓越する場合には、H 形壁の荷重変形関係は面内壁のせん断ばねの特性が支配的となり、直交壁の立体効果による耐力上昇は見られない。

層間変形角が 1/200 [rad] 時点での曲げモーメント分布を図 7 に、同じく層間変形角が 1/200 [rad] 時点での引張側と圧縮側の直交壁の軸力を図 8 にそれぞれ示す。面内壁の長さが同じ (II) と (III) を比較すると、曲げモーメントは壁脚部でいずれも約 4,000kN・m でほぼ一致する。一方、直交壁の軸力は直交壁の長さが長い (II) に比べて短い (III) の方が圧縮軸力と引張軸力の差が大きく、直交壁の軸力によるモーメントが (III) の方が大きくなっている。これは (II) ではせん断が卓越し、(III) では曲げが卓越しているためである。

図 4 中に●印で示した時点での面内壁の変位図を図 9 に、同じく●印で示した時点での直交壁 (引張側) の変位図を図 10 に、直交壁 (圧縮側) の変位図を図 11 にそれぞれ示す。変位は 1,000 倍に拡大して示している。面内壁の変形は、面内壁の長さが同じもの同士で比較すると直交壁が短いあるいは無い方がより曲げ変形が大きくなっていることが分かる。直交壁の変形を見ると、中央で引張及び圧縮の変形が最も大きくなり、外側に向かって小さくなっていることが分かる。その 1³⁾で実施した解析の結果では、直交壁の変形は一様となっていたのに比べて既往の実験結果³⁾と同じ変形の様子を再現することができている。

以上の分析結果を踏まえ、曲げが卓越して直交壁の立体効果による耐力上昇が顕著に生じる場合について、3 章で (IV) を基準に直交壁の長さを徐々に短くした H 形壁の検討を行う。また、1 層ではせん断が卓越する場合について、4 章で (I) を積層した H 形壁の検討を行う。

3. 直交壁長さを変えた解析

曲げが卓越する場合について (IV)、(V) に加え、図 12 及び表 4 に示すように直交壁の長さが、2700mm と 1900mm となるもの (それぞれ (VI)、(VII) とする) について検討する。面内壁と

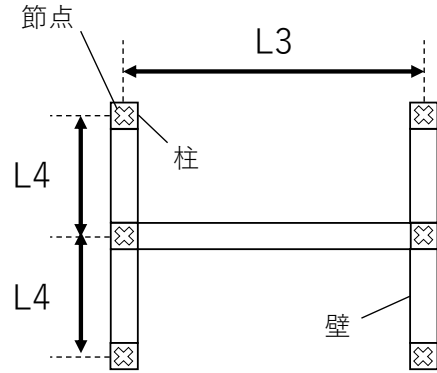


図 3 節点・部材配置

表 3 1 層 H 形壁の節点間の距離及び高さ

	L3[mm]	L4[mm]	高さ[mm]
I	6300	3300	3000
II	3300	3300	
III	3300	1500	
IV	1900	1500	
V	1900	-	

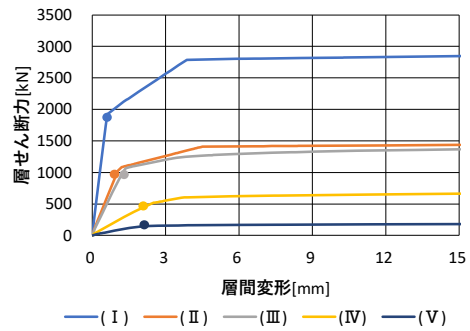


図 4 層せん断力ー層間変形角

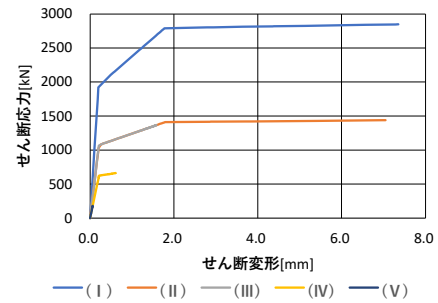


図 5 せん断力ーせん断変形

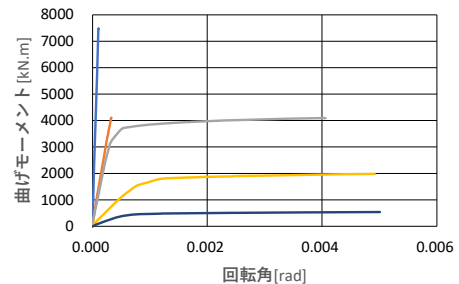


図 6 モーメントー回転角

直交壁の長さは (IV) がおよそ 1:2、(VI) がおよそ 1:1.7、(VII) がおよそ 1:1.2、の比率となっている。節点間距離は表 5 に示すとおりである。解析方法は 2 章の解析と同じである。

層せん断力と層間変形角の関係を図 13 に、せん断応力とせん断変形角の関係を図 14 に、曲げモーメントと回転角の関係を図 15 にそれぞれ示す。耐力は直交壁の長さが長いほど大きくなっており、層間変形角 1/200[rad]の時点で、直交壁がない (V) に比べて (IV) では約 3.7 倍、(VI) では約 3.0 倍、(VII) では約 2.3 倍となった。また、(IV) ではせん断ひび割れが生じていたが、(VI) 及び (VII) では層間変形角 1/200[rad]までにせん断ひび割れは生じていない。層間変形角が 1/200 [rad]時点での引張側と圧縮側の直交壁の軸力を図 16 に、図 13 中に■印で示した時点での面内壁の変位図を図 17 にそれぞれ示す。直交壁の長さが短い程、曲げが卓越していることが分かる。

4. 積層 H 形壁の解析

1 層ではせん断が卓越する場合について、(I) を 2 層積み重ねた (VIII) 及び 4 層積み重ねた (IX) について検討する。モデ

ル化は 2 章の解析と同じとし、荷重増分解析に用いる外力分布は三角形分布とし、最大層間変形角が 1/200 [rad] (15 [mm]) になるまで行った。

層せん断力と層間変形角の関係を図 18 及び図 19 に、せん断応力とせん断変形角の関係を図 20 に、曲げモーメントと回転角の関係を図 21 に、最大層間変形角が 1/200 [rad]時点での曲げモーメントを図 22 に、図 18 及び図 19 中に▲印で示した時点での面内壁の変位図を図 23 にそれぞれ示す。図 23 の変位は 100 倍に拡大して示している。図 20、21 において (IX) は曲げ降伏後モ

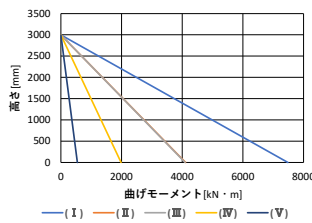


図 7 曲げモーメント分布

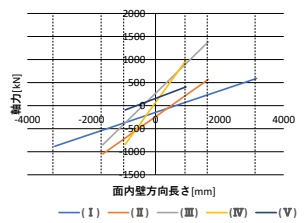


図 8 直交壁の軸力

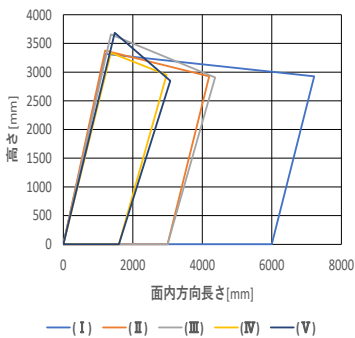


図 9 面内壁の変形

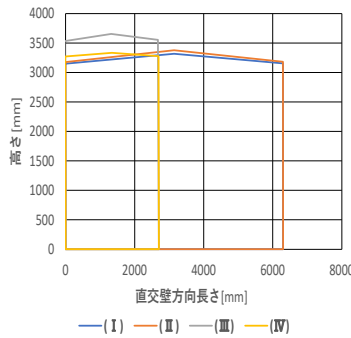


図 10 直交壁 (引張側) の変形

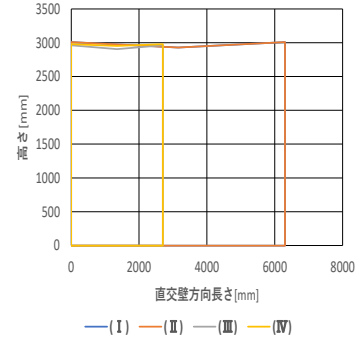


図 11 直交壁 (圧縮側) の変形

表 4 壁厚及び壁長さ

	面内壁方向		直交壁方向	
	L1[mm]	d1[mm]	L2[mm]	d2[mm]
IV	1600	300	3300	300
VI			2700	
VII			1900	
V			0	

表 5 節点間の距離及び高さ

	L3[mm]	L4[mm]	高さ [mm]
IV	1900	1500	3000
VI		1200	
VII		800	
V		-	

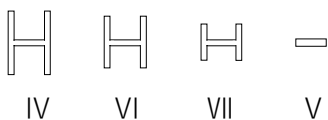


図 12 直交壁の長さを変えた H 形壁

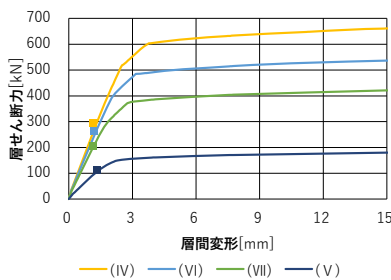


図 13 層せん断力ー層間変形角

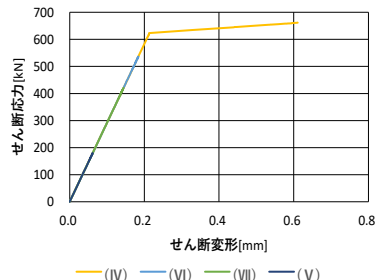


図 14 せん断力ーせん断変形

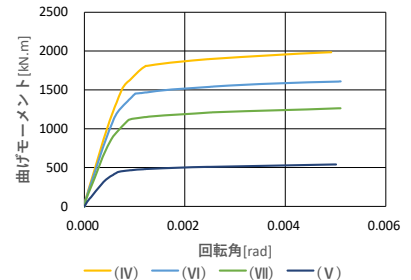


図 15 モーメントー回転角

ーメントが低下する直前までを示している。図 18~23 より、面内壁の縦横比が 1.0 となる(VIII)では依然としてせん断が卓越するが、縦横比が 2.0 となる(IX)では曲げが支配的となった。した

がって 1 層ではせん断が卓越する場合でも、層数が高くなれば曲げが卓越し、直交壁の立体効果による耐力上昇が見込めるようになることが分かる。

5. まとめ

本研究では、壁式 RC 造構造物に関して、H 形壁を対象に直交壁の影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) H 形壁において、直交壁を 2 分割して柱および梁に囲まれた耐震壁とし、MS モデルを用いることで、直交壁の変形を模擬することができる。

(2) 1 層ではせん断が卓越する場合でも、4 層程度積層すれば曲げが卓越する。スパンの大きさ等にもよるが、通常の壁式 RC 造建物では 3~5 階建ての場合に直交壁の立体効果による耐力上昇が見込めると考えられる。

本論の検討結果を踏まえ、壁式 RC 造建物全体の解析を再度実施する予定である。

参考文献

- 1) 時田伸二・井上芳生・稲井栄一・飯塚正義・佐々木隆浩・勅使川原正臣：2011 年東北地方太平洋沖地震における RC 系壁式構造物の地震被害(その 1)仙台市内公共賃貸住宅の調査、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、pp.1011-1012、2012 年 9 月
- 2) 時田伸二・北堀隆司・稲井栄一・飯塚正義・日比野陽・勅使川原正臣：平成 28 年熊本地震における RC 系壁式構造物の地震被害(その 1)熊本県内の公共住宅の調査および現場打ち RC 壁式構造物の被害例、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、pp.821-822 2017 年 8 月
- 3) 小平渉・野村翔舞・勅使川原正臣・神谷隆：論文 壁式 RC 構造における耐力壁の挙動に及ぼす直交壁の影響、コンクリート T. 学年次論文.Vol.39,Vol.2、pp.283-288

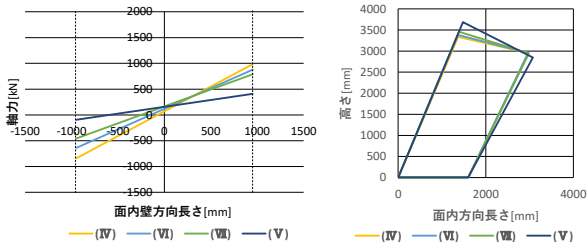


図 16 直交壁の軸力

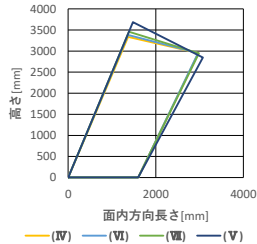


図 17 面内壁の変形

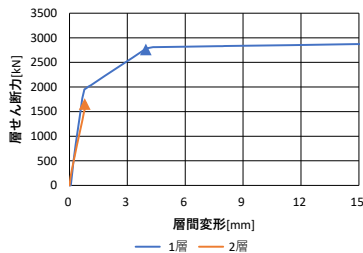


図 18 層せん断力-層間変形角 (VIII)

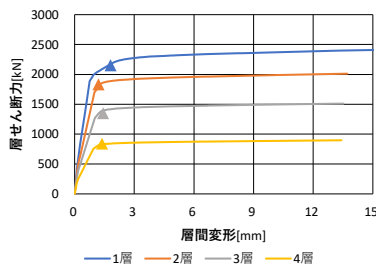


図 19 層せん断力-層間変形角 (IX)

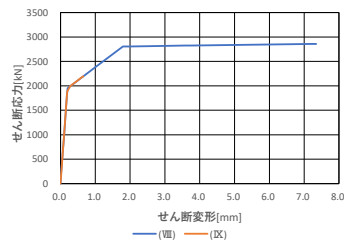


図 20 せん断力-せん断変形 (1 層目)

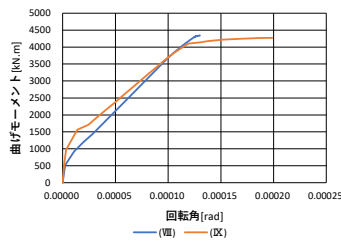


図 21 モーメント-回転角 (1 層目)

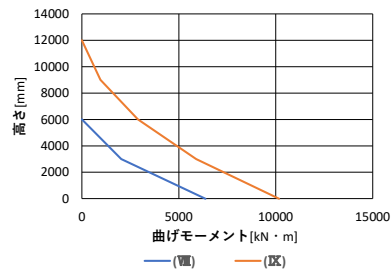


図 22 曲げモーメント分布図

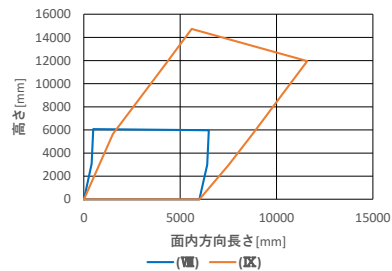


図 23 面内壁の変形

*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学部生
*2 山口大学大学院創成科学研究科講師 博士 (工学)
*3 山口大学大学院創成科学研究科教授 博士 (工学)

Student, Dept. of Perceptual Sciences and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.
Lecturer, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.
Prof, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.