

論文 壁式 RC 構造の 5 層建物モデル立体架構実験に基づく損傷防止性能に関する研究

浅井 竜也*1・勅使川原 正臣*2・神谷 隆*3・太田 勤*4

要旨：WRC 建物は、過去の地震被害調査から損傷防止性能の高さが実証されているが、それを基規準等では適切に捉えていない。本論文では、その損傷防止性能を定量的に評価することを目的に、5 層 WRC 建物をモデル化した 1/2 立体架構の静的加力実験により WRC 建物の構造性能を評価し、その結果に基づいて大地震時の損傷状況を検討した。その結果、実験対象とした WRC 建物は大地震に対して変形角 1/400 以下に収まり、同変形角において架構は最大耐力に至っていないこと、せん断破壊が生じていないこと、残存吸収可能エネルギーが 8 割程度であることから、WRC 建物が大地震に対して高い損傷防止性能を有することを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、壁式構造、耐力壁、直交壁、損傷、耐震性能低減係数、限界耐力計算

1. はじめに

鉄筋コンクリート壁式構造(以下、WRC 構造という。)の建物は、昭和 43 年十勝沖地震、昭和 53 年宮城県沖地震など、地動の最大加速度が 200 cm/s^2 以上と考えられる場合でも顕著な被害報告はなく、また、気象庁震度階級 7 に達した平成 7 年兵庫県南部地震でも被害が僅少であったことから、大地震時における損傷防止性能の高さが実証されている(文献 1)の付録参照)。

しかし、「壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説」¹⁾(以下、WRC 規準)が定める WRC 建物の設計法は地震時の水平耐力に着目しており、損傷防止性能には着目していない。また、国土交通省が定める長期優良住宅の認定要件としては、耐震性について「地震による損傷の軽減を適切に図るための措置」を講じること、具体的には平成 21 年国土交通省告示 209 号において、(1)建築基準法で定める地震力の 1.25 倍の力に対して倒壊しないこと(耐震等級(構造躯体の倒壊等防止)の等級 2)、(2)大地震時の層間変形角が 1/100 以下となること、(3)免震建築物とすること、のいずれかに適合することを定めているが、これらの要件は、強度抵抗型である WRC 建物の損傷防止を図る上で適切なものとは言い難い。

そのため著者らは、WRC 建物の高い損傷防止性能を長期優良住宅として適切に評価する方法を検討することを目的とした一連の研究²⁾を行っている。同研究では、壁部材を対象に、直交壁による耐震性能の向上効果に着目した静的加力実験を行うことで、その剛性および耐力に加え、変形角と損傷程度 of 関係の評価するとともに、WRC 架構の構造性能について解析的検討を行った。

本研究は、WRC 立体架構の耐震性能を実験的に評価することを目的に、WRC 規準および「鉄筋コンクリート

構造計算規準・同解説」³⁾(以下、RC 規準)に基づき設計された 5 層架構モデル試験体(図-1 参照)の静的加力実験結果に基づき、WRC 立体架構の大地震時における損傷程度を定量的に評価することを目的としている。すなわち、まず、実験により得られた荷重変形関係および履歴減衰定数を用いて、限界耐力計算⁴⁾により大地震時における同架構の変形を推定する。続いて、その変形時の架構の損傷状況および残存耐震性能に基づき、大地震時における損傷防止性能を検討する。

2. WRC 架構の性能評価実験

2.1 試験体概要

本実験に用いた試験体は、WRC 規準および RC 規準に基づき設計された 5 層 WRC 架構の下部 2 層は設計どおり、上部 3 層は保有水平耐力が変わらないように縮約し、1/2 スケールに縮小したものである。以下にその設計方針を記す。

(1) 5 層 WRC 架構

5 階建て WRC 架構は、壁量および配筋が WRC 規準¹⁾および RC 規準の最小規定を満足するように設計しており、壁の配置については公営住宅の図面調査結果を参考に、端部 L 型および T 型耐力壁の壁量が全体の 1/3 程度となるように、また、水平二方向で壁量が等しくなるように定めた。壁の配置は各階で共通としている。壁柱の縦筋および横筋は、許容応力度設計を満足する(検定比 0.5~0.9 程度)範囲内で、WRC 規準¹⁾が定める標準せん断補強筋比程度の量とした。梁の配筋も許容応力度設計を満足するように定めた。壁端部補強筋も WRC 規準の最小端部曲げ補強筋量と同等以上としているが、直交壁がとりつく場合には、必要端部補強筋に 1-D13 を加えた

*1 名古屋大学 環境学研究科助教 博(工) (正会員)

*2 名古屋大学 環境学研究科教授 工博 (正会員)

*3 矢作建設工業(株) (正会員)

*4 (株)堀江建築工学研究所 工博 (正会員)

配筋とした。スラブ配筋は D13@200mm とした。

(2) 試験体

上記の 5 層架構を縮小して 1/2 スケール 5 層架構を作成し、同架構の下部 2 層（1 階壁から 3 階梁）と上部 3 層を縮約した試験体を作成した。縮約においては、1/2 スケール 5 層架構と試験体で保有水平耐力が概ね等しくなるように 4 階梁の断面を定めた。図-1 に同試験体の伏図および軸組図を、表-1 および表-2 に各部材の配筋一覧をそれぞれ示す。

試験体の重量は、ベースシア係数の算出時には、加力方向の 1 層耐力壁に 0.45 N/mm^2 の平均せん断応力度が生じる時を層せん断力係数 $C_0 = 0.2$ の時と仮定し、全重量 $\Sigma W = 0.45 A_1 / 0.2 = 1881 \text{ kN}$ (A_1 : 加力方向の 1 階耐力壁の総断面積 [mm^2]) と仮定する。実際の試験体の重量は、1 FL 以上で 1100 kN 、2 FL 以上で 1006 kN である。

なお、参考値として示すが、1/2 スケールの 5 層架構および試験体の保有水平耐力は、外力分布をそれぞれ A_i 分布および 2.2 節に詳述する分布と仮定し（図-2）、仮想仕事法を用いると、 1344 kN ($C_B = 0.72$) および 1394 kN ($C_B = 0.74$) となった（ただし、コンクリート強度は設計基準強度 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋の降伏強度は規格降伏点強度の 1.1 倍としている）。

2.2 加力方法

加力は、上スタブにより一定鉛直軸力を作用させながら、加力ジャッキにより正負交番繰り返し载荷を行った。1 層および 2 層の層せん断力、ならびに 1 FL および 2 FL における転倒モーメントが 1/2 スケール 5 層架構（外力

分布は A_i 分布とする）と概ね等しくなるように、加力位置は 2 FL スラブの中心位置および上スタブの中心位置とし、両者による導入水平力の比は $1 : 7.358$ とした。

繰り返し载荷においては、最初の 2 サイクルは 1 層の層せん断力係数 C_B により (C_B の算出において試験体の全重量 ΣW は前節で定めた 1881 kN と仮定する)、その後は下部 2 層の変形角 R_c (1 FL から 3 FL スラブ中心位置の高さ (2950 mm) に対する 3 FL スラブ中心位置の水平変形) によりそれぞれ制御し、 $C_B = \pm 0.1, \pm 0.2, R_c = \pm 1/2000, \pm 1/1000, \pm 1/400 (2), \pm 1/200 (2), \pm 1/133 (2), \pm 1/100 (2), +1/80$ (括弧内は繰り返し回数) の各サイクルで繰り返した。

表-1 壁柱の配筋一覧 @以降の数字の単位: mm

符号	縦筋	横筋	端部補強筋
1, 2 階			
W1	1-D6@125	1-D6@125	1-D16 + 1-D13 (外端) 1-D16 (内端)
W2	1-D6@125	1-D10@125	1-D16
W3	1-D6@125	1-D6@125	1-D16 + 1-D13 (外端) 1-D16 (内端)
W4	1-D6@125	1-D10@100	1-D16
W5	1-D6@125	1-D6@125	1-D16 + 1-D13
3, 4 階			
W1~W4	2-D13@200	2-D10@100	4-D19
W5	1-D6@125	1-D6@125	D13 + D13

表-2 梁の配筋一覧 @以降の数字の単位: mm

符号	上端主筋	下端主筋	せん断補強筋
2G1, 3G1	2-D13	2-D13	1-D6@75
2G2, 3G2	1-D16, 1-D13	2-D16, 1-D13	1-D6@50
4G1, 4G2	4-D16	4-D16	2-D10@100

※スラブ (2FL, 3FL のみに設置) の配筋は D6@100mm

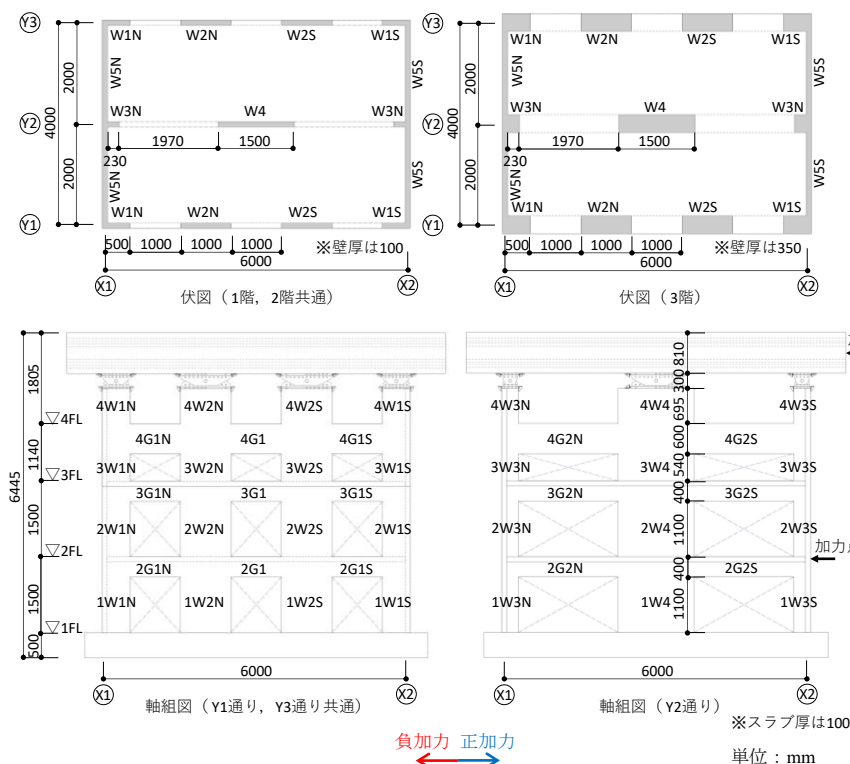


図-1 試験体の平面図および軸組図

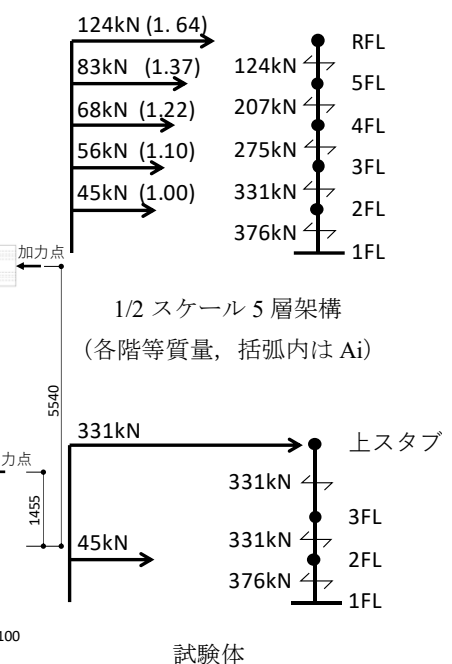


図-2 外力分布 ($C_0 = 0.2$ 地震時)

2.3 使用材料特性

実験に用いた鉄筋およびコンクリートの材料特性の一覧を表-3 および表-4 にそれぞれ示す。コンクリートは床面上端で打ち継いでいるため、各階の材料特性を分けて示す。4 FL 以上には高強度コンクリートを用いた。

2.4 実験結果

(1) 荷重変形関係と損傷状況

1 層せん断力（制御荷重）と下部 2 層の変形角 R_c （制御変形角）の関係、下部 2 層の鉄筋の降伏状況（3 層では鉄筋の降伏は確認されていない）、各加力ピークにおける変形モード、および試験体の最終破壊状況（ $R_c=+1/80$ サイクル終了後）を図-3～図-6 にそれぞれ示す。図-3 には本試験体の保有水平耐力の計算値を鎖線により示しており、図-4 では鉄筋が降伏に至った（すなわち表-3 の降伏歪に至った）加力サイクルを色分けにより示している。なお、図-4 は Y2-Y3 通りを、図-6 は Y1-Y2 通りを示しているため両結果が必ずしも対応しないこと、また、図-6 の破壊状況は同図左上に示すとおり試験体内部から確認した結果であること、にそれぞれ注意されたい。

図-3 および図-4 に示すとおり、本試験体は、 $R_c=1/2000$ サイクルで W4 脚部に曲げ降伏が、 $R_c=1/1000$ サイクルで W2 脚部および W5（直交壁）脚部にそれぞれ

表-3 使用鉄筋の材料特性

呼び名	材質	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	ヤング係数 [kN/mm ²]
D6	SD295A	343	1871	183
D10	SD295A	351	1935	182
D13	SD295A	360	1908	189
D16	SD295A	355	1959	181

表-4 使用コンクリートの材料特性

階	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
1 FL～2 FL	23.7	2.07	26.1
2 FL～3 FL	19.7	1.71	23.1
3 FL～4 FL	19.8	1.93	25.5
4 FL～	58.9	2.59	33.3

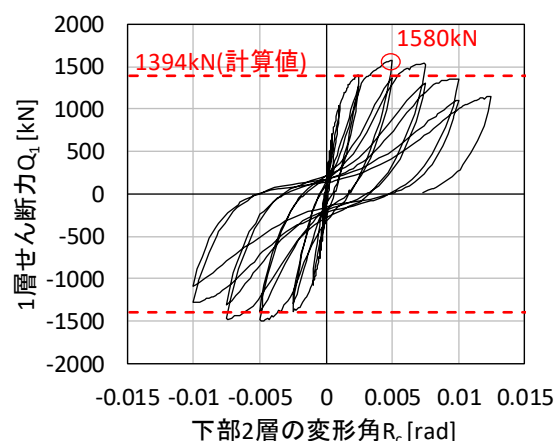


図-3 荷重変形関係

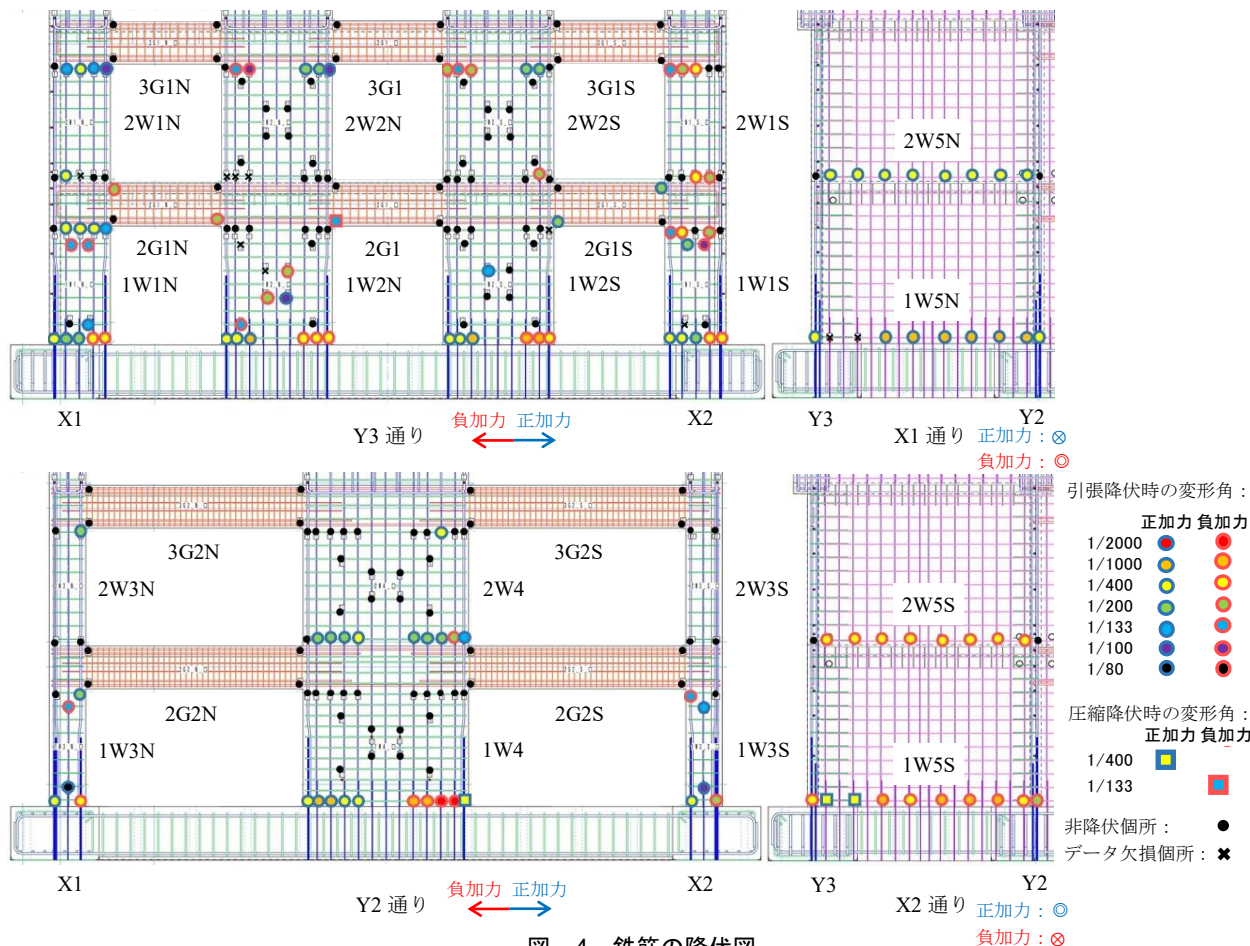


図-4 鉄筋の降伏図

れ曲げ降伏および引張降伏が、 $R_c=1/400$ サイクルで W1 および W3 脚部に曲げ降伏が、 $R_c=1/200$ サイクルで面内壁にせん断降伏が生じ、最大耐力 1580 kN (2.1 節に記した計算値 1394 kN を 13 % 程度上回った)に至った。なお、加力の進行に伴い 1 層に変形の集中が生じたため (図-5)、最大耐力時 ($R_c=1/200$) の 1 層の変形角は $+1/168$ であり、2 層の変形角 $+1/245$ と比べて大きかった。

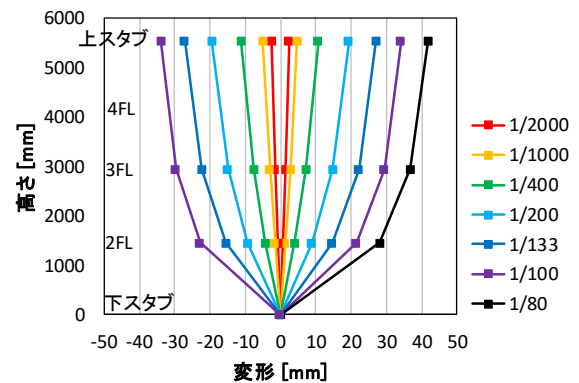
図-6 は、本試験体の各部材に生じたひび割れ状況である。同図において 1W2N、1W4 および 2W4 ではせん断損傷が他の部材と比べて少ない (1W4 および 2W4 についてはせん断降伏も確認されていない (図-4))。これは、両壁においては実験中に脚部のすべりが確認されたことから、せん断破壊よりもすべり破壊が先行したことが要因と考えられる。また、梁主筋のうち降伏が確認された箇所が半数以下にとどまっているが、梁端部に生じ

た曲げひび割れが壁柱との接合部側に進展していたことから、歪ゲージを貼付した梁端部ではなく接合部内部で降伏が生じていた可能性がある。

(2) 履歴減衰定数 h_{eq}

本実験により得られた荷重変形関係を用いて、下記の手順で各加力サイクルの履歴減衰定数 h_{eq} を求める。

- まず、履歴曲線に囲まれた面積として 1 サイクルにおける履歴消費エネルギー $\oint W$ [kJ] を求める。
- 次に、等価弾性系のポテンシャルエネルギー W [kJ] を式(1)により求める。同式では、正加力および



*2 サイクル加力を行った場合は 2 サイクル目の結果を示す。

図-5 各加力ピーク時の変形モード

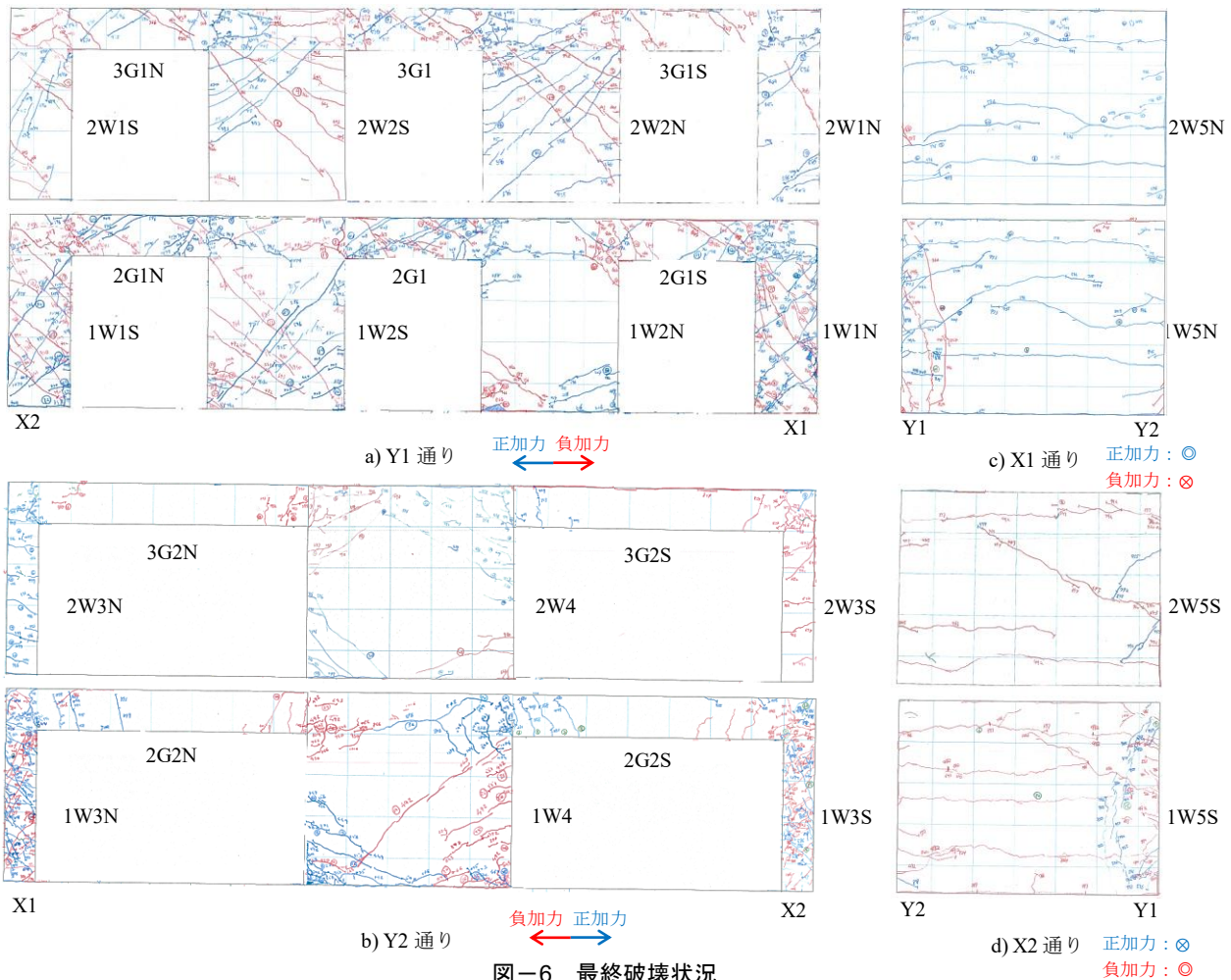


図-6 最終破壊状況

び負加力におけるそれぞれのポテンシャルエネルギー (W_p [kNm]および W_{-p} [kNm]) の平均値を採用している。また、加力サイクルにおける変形の最大値 (δ_p [m]および δ_{-p} [m]) と荷重最大値 (Q_p [kN]および Q_{-p} [kN]) が同時に生じるとは限らないため、両最大値を用いて h_{eq} を求めることとした (h_{eq} を安全側に (小さく) 評価している)。

$$W = (W_p + W_{-p})/2 = \left(\frac{1}{2} Q_p \delta_p + \frac{1}{2} Q_{-p} \delta_{-p} \right) / 2 \quad (1)$$

c) a)および b)より得られた値を用いて、履歴減衰定数 h_{eq} を算出する。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2)$$

以上の手順により、架構全体の荷重変形関係 (すなわち上スタブ中心位置の変形と 1 層せん断力 Q_1 との関係) を用いて算定した履歴減衰定数 h_{eq} を図-7 に示す。 h_{eq} は 1 サイクル目では 8%~14%程度, 2 サイクル目 ($R_c=1/400$ サイクル以降) では 7%~12%程度であった。

(3) 耐震性能低減係数 η

図-8 に、正加力側の Q_1 - R_T の包絡線と η - R_T の関係を示す。架構の変形と残存エネルギー吸収能力 (η) との関係を評価するために、文献 5) に定義される耐震性能低減係数 η を求める。実験により得られた正加力時の荷重変形関係において、 $R_c=1/100$ サイクルまでの吸収エネルギーを架構の吸収可能な総エネルギー (図-8 において赤色線に囲まれた総面積), その値から各変形角時までに消費したエネルギーを除いた値を残存吸収可能エネルギーとそれぞれ定義し、前者に対する後者の比をとることにより、耐震性能低減係数 η を算定した。

本架構は変形角 $R_c=1/400$ で 83%程度, $1/200$ で 55%程度の残存吸収可能エネルギーを有していることがわかる。

3. 実験結果に基づく WRC 架構の応答および損傷評価

以上の実験結果に基づき、本実験に用いた WRC 架構の極めて稀な地震に対する応答を予測し、その時の損傷状況について検討する。

3.1 応答評価手法

応答は、前章で得られた荷重変形関係と履歴減衰定数 h_{eq} を用いて限界耐力計算法 ⁴⁾により求めることとする。なお、WRC 架構の総重量は 2.1 節に述べたとおり 1881 kN とし、質量分布は、図-9 に示すとおり 2 FL および 3 FL に各 1 層分の質量が、上スタブ中心位置レベル (1 FL から 5.54 m の高さ) に 3 層分の質量が分布すると仮定 ^(注) する。

a) まず、対象架構を 1 質点系に縮約するべく、実験における各加力ステップにおいて、有効質量 m_e [t]、代表変位 x_e [m]、代表高さ H_e [m]および等価加速度 S_a

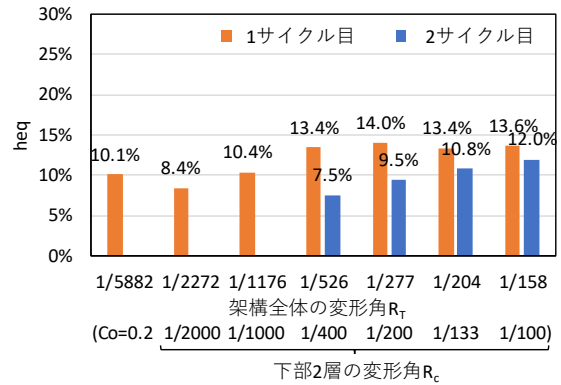


図-7 履歴減衰定数の算定結果

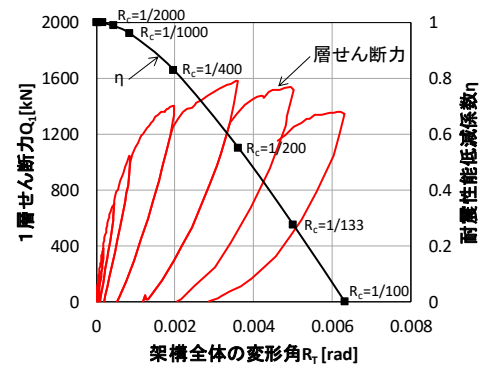


図-8 履歴曲線と耐震性能低減係数の算定結果

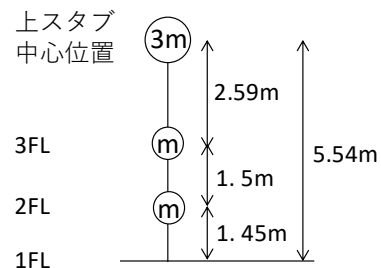


図-9 質量分布の仮定

[m/s²]をそれぞれ式(3)~式(6)により求める。

$$m_e = \left(\sum_{i=1}^n m_i x_i \right)^2 / \sum_{i=1}^n m_i x_i^2 \quad (3)$$

$$x_e = \sum_{i=1}^n m_i x_i^2 / \sum_{i=1}^n m_i x_i \quad (4)$$

$$H_e = \sum_{i=1}^n m_i x_i H_i / \sum_{i=1}^n m_i x_i \quad (5)$$

$$S_a = Q_1 / m_e \quad (6)$$

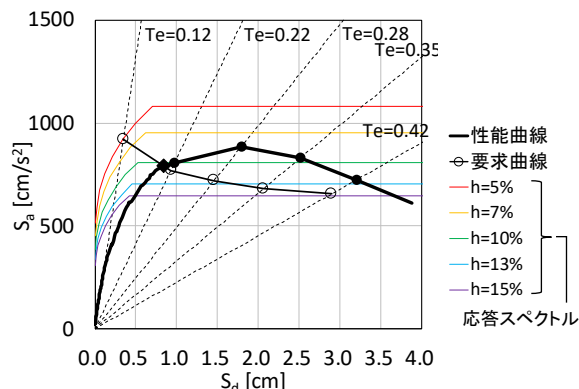
ここで、 n は質点数 (本検討では $n=3$) を、 m_i [t]、 x_i [m]、 H_i [m]はそれぞれ質点 i ($i=1,2,3$) の質量、変位、高さを示す。

b) 文献 ⁴⁾に基づき極めて稀な地震に対する応答スペクトル S_{ad} を求める。なお、地盤種別は第 2 種地盤、地域係数 $Z=1.0$ 、減衰は 5%、7%、10%、13%、15% を仮定する。

c) 前章で算定した履歴減衰定数 h_{eq} (2 サイクル目の結果を用いる) の 0.8 倍に内部減衰 5%を加え等価減衰定数 h_e とする (表-5)。等価 1 自由度系の性能曲線を求め、同曲線と要求曲線の交点を応答変形とし

表－5 各変形角における等価減衰定数 h_e

下部2層の 変形角 R_c	— (弾性)	1/400	1/200	1/133	1/100
代表変位 x_e	—	0.97cm	1.79cm	2.52cm	3.20cm
等価減衰 定数 h_e	5%	11.0%	12.6%	13.6%	14.6%



図－10 限界耐力計算の算定結果

て求める。

3.2 応答評価結果

前節の手順による限界耐力計算の結果を図－10に示す。同図では、縮約系の性能曲線を黒色太実線により、応答スペクトルを等価減衰定数 h に応じた各色の実線により、要求曲線を黒色細実線により、それぞれ表している。同図より、極めて稀な地震に対する縮約系の最大応答変形は 0.84 cm と算定される。このときの下部2層の変形角 $R_c=1/480$ (1層: 1/457, 2層: 1/504) であり 1/400を下回った。

3.3 大地震に対する WRC 架構の損傷状況

前節により求めた極めて稀な地震に対する応答変形角における WRC 架構の損傷状況を 2.4 節に示した実験結果により検討すると、架構は最大耐力 ($R_c=1/200$) に達していないこと (図－3)、壁柱部材の曲げ降伏は生じているもののせん断降伏は生じていないこと (図－4)、耐震性能低減係数 η は 0.8 程度を有している (図－8)。以上を考慮すると、本稿で対象とした WRC 架構は、大地震に対しても十分な損傷防止性能を有していると考えられる。

4. まとめ

WRC 架構の大地震時における損傷防止性能について、1/2 スケール 5 層 WRC 架構の下部2層に着目した試験体の静的加力実験に基づき評価した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 本試験体は、変形角 1/2000 サイクルから壁の曲げ降伏が、1/1000 サイクルから直交壁の引張降伏が、1/200 サイクルからせん断降伏がそれぞれ生じ始め、変形

角 1/200 で最大耐力に至った。

- (2) 終局変形を変形角 1/100 として算定した耐震性能低減係数は、変形角 1/400 で 0.85 程度、1/200 で 0.6 程度であった。
- (3) 実験により得られた荷重変形関係および履歴減衰定数に基づき、WRC 架構の大地震時応答を限界耐力計算により求めると、変形角 1/480 であった。
- (4) 同変形角では、架構は最大耐力には至っておらず、また、曲げ降伏は生じているもののせん断破壊は生じておらず、さらに耐震性能低減係数は 0.8 程度であることを考慮すると、WRC 架構は大地震に対して高い損傷防止性能を有していると考えられる。

今後は、壁脚部におけるすべり破壊を含め本実験結果のさらなる詳細な分析を行い、大地震に対する WRC 架構の変形と損傷の関係について検討する予定である。

謝辞

本研究の一部は、平成 29 年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施したものである。また、本実験の実施にあたり山口大学の稲井栄一教授、東京大学の楠浩一准教授および田尻清太郎准教授にご助言をいただきました。実験は矢作建設工業の地震工学技術研究所で実施し、実験においては山口大学、東京大学、名古屋大学の学生の協力をいただきました。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 2) 勅使川原正臣ほか：壁式 RC 構造の耐震損傷制御に関する研究 その 1～その 9，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.845～862，2017.8
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計・計算規準・同解説，2010
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，建築研究所：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2015

(注) 試験体は 5 層建物を縮約している。直線変形を仮定すると試験体の有効質量比 $m_e/\Sigma m$ は 0.82 で、スタブの質量は 2.1 m となる。ここではそれを 3 m と仮定し、さらに試験体の代表変位高さを 5.54 m より小さくすることで、性能曲線を小さく (安全側に) 評価していることになる。