

## 鉄骨を利用したRC・SRC造の中高層集合住宅に対する耐震補強技術の開発研究

著者	野村 直樹
発行年	2020-03-31
学位授与機関	関西大学
学位授与番号	34416甲第776号
URL	<a href="http://doi.org/10.32286/00021323">http://doi.org/10.32286/00021323</a>

鉄骨を利用した RC・SRC 造の中高層集合住宅に対する  
耐震補強技術の開発研究

理工学研究科・総合理工学専攻

構造系

15D6002・野村直樹

《論題》

鉄骨を利用したRC・SRC造の中高層集合住宅に対する耐震補強技術の開発研究

《概要》

1995年兵庫県南部地震後に耐震改修促進法が制定された結果、近年官公庁や学校等の公共建築の耐震化は前進したが、民間のRC造又はSRC造の区分所有共同住宅（以下、集合住宅）の耐震診断や耐震改修はあまり進んでいないのが実情である。集合住宅が公共建築と異なり居住者が常に存在し生活している。居住者の住戸（専用部）での補強は、工事期間中の移転場所を確保が必要となり現実的に行うことは難しく、このような制約により集合住宅の耐震化は進んでいない。

さらに2006年の宅地建物取引業法施工規則の一部改正により1981年以前の集合住宅は重要事項説明に耐震診断の有無が追加された。耐震診断・補強の有無が集合住宅の運営上必要になっている。

本論文では集合住宅の補強場所として、共用部の共用廊下やバルコニーに着目し、新たな補強方法として①面内鉄骨アーチ補強、②耐震手摺付き鉄骨フレーム補強、③鉄骨ブラケットパネル補強を考え、それぞれに対し静的加力実験を行い、補強効果を検討した。さらに、実際に②の補強を行った建物の補強前後に常時微動観測を行い、補強効果を確かめた。

《各章の要旨》

1章では、既存耐震補強方法について説明しそれらの補強が集合住宅に適さない点をあげ、新たな耐震補強方法の必要性を示した。また集合住宅の特徴として、桁行方向に耐震壁が少なく弱点になりやすいことを挙げ、共用部の共用廊下やバルコニーを対象とした新たな補強方法について述べた。

2章では共用廊下を支持する柱の位置が梁間方向の外縁にあり、その柱にRC腰壁が取付いた場合の補強方法についての静的水平載荷実験を行い、面内鉄骨アーチ補強の最大耐力や変形特性について検討した。その結果、面内鉄骨アーチ補強前後では、初期剛性、 $R=0.5\%$ 時耐力、同変形角時の履歴エネルギーが向上した。アーチ隅部プレートを有する場合、それのないものと比べ、初期剛性、 $R=0.5\%$ 時耐力、最大耐力が大きくなる傾向がわかった。また、鉄骨アーチの軸力及び曲げモーメントは、湾曲部で大きくなり、アーチ隅部プレートを設けることで局所的な力を分散させることができ、アーチ隅部プレートの有効性を確認し

た。鉄骨アーチ補強した場合  $R=0.8\%$  付近で最大荷重を迎え、柱にせん断ひび割れが生じ耐力は低下したが、最大変形時に著しい耐力劣化を起こしていないことがわかった。鉄骨アーチ補強後の履歴エネルギー量を補強前の  $R=0.5\%$  時の履歴エネルギー量と比べると、大幅に向上した。鉄骨アーチ補強時の最大耐力は、RC フレームと鉄骨アーチの累加強度で概ね算出することができた。

3 章では、住戸に隣接して柱が配置され、その柱から片持ちスラブ若しくは片持ち梁で支持された共用廊下・バルコニーを有する建物を対象とし、片持ちスラブ先端に耐震手摺付き鉄骨フレーム補強を提案するために、まずは耐震手摺付き鉄骨フレームの静的水平載荷実験を行い、耐震手摺付き鉄骨フレーム補強の最大耐力や変形特性について検討した。その結果、鉄骨フレーム内にブラケットや耐震手摺を設けることで初期剛性は向上し、ブラケットや耐震手摺を設けることでそれら近傍の軸力や曲げモーメント、せん断力は上昇した。フレームを 2 つ連結された 2 連フレームにすることで左右の梁から受けるせん断力により中間の柱への軸力は端部の柱と比べ小さい値ことを確認した。耐震手摺の斜め材が座屈し始めることで剛性は徐々に低くなり、引張側の柱は曲げモーメントの反曲点の位置が徐々に下部に移動した。初期剛性は概ね算出でき、最大耐力はブラケットと耐震手摺の間の柱部分のウェブがせん断降伏すると考え、計算したところ概ね一致し、最大耐力が評価できることがわかった。

4 章では、住戸に隣接して柱が配置され、その柱から片持ちスラブ若しくは片持ち梁で支持された共用廊下・バルコニーの先端に RC 腰壁を有し、その腰壁が一部上階スラブ若しくは小梁に接続し非耐力壁を形成している建物を対象とした。RC 腰壁並びに非耐力壁を利用した鉄骨ブラケットパネル補強を提案するために実験を行った。その結果、幾何学的には極短柱のプロポーシオンを有する非耐力壁であったが、せん断破壊より先に曲げ降伏が先行した結果、無補強でもかなりの靱性と示した。鉄骨ブラケットパネル補強により、いずれも初期剛性並びに最大耐力は向上した。一般的な RC 壁の変形性は概ね  $0.2\%$  であるが、補強した試験体はいずれも  $1.0\%$  程度の変形性能を示した。非耐力壁部にパネルを取り付けて補強することで、コンクリートの面外方向への変形が抑制され、コンクリートのひび割れやコンクリートの剥落を防止できた。梁補強の有無による耐力や変形等の差異は認められなかった。補強した際の最大耐力は、コンクリートと鉄骨補強材の累加強度で概ね求めることができた。

5 章では、実際に本研究に基づいて耐震補強した建物の補強効果を確認することは重要であり、計算からでは実態を評価できないと考え、そこで常時微動観測により建物の振動性状を確認することで効果を確かめることとした。まずは実物での観測を行う前に複雑なつくりをしている山鉾の模型に対して常時微動を行い、観測や解析手法について確認した。その結果、模型の振動性状が確認でき、弱点部分が判明した。FFT・応答倍率並びに位相角を確認することで卓越振動数を特定できたため、この手法を実物建物の常時微動観測に用いた。

6 章では、本研究に基づいて耐震手摺付き鉄骨フレーム補強を施した実物建物に対し常時

微動観測を行い、補強前後の振動特性を確認することで建物の補強効果を確認した。

その結果、観測点の応答倍率により卓越振動数が確認でき、補強後は補強前に比べ高い値を示し、剛性を上昇がみられた。補強方向に直行する方向への剛性の増加はあまり確認できなかった。補強後にバルコニー側の振動の倍率は大きくなったが、応答倍率は補強したことで小さくなった。補強前後で高さ方向への卓越振動数時の振動の倍率はあまり変化がなかった。

最後に、7章では本論文の全体をまとめた。

以 上

## 目次

1 章 序論.....	1
1.1 はじめに.....	2
1.2 集合住宅の特徴.....	3
1.3 従来の耐震補強について.....	4
1.4 研究目的.....	4
1.4.1 面内鉄骨アーチ補強.....	5
1.4.2 耐震手摺付き鉄骨フレーム補強.....	6
1.4.3 鉄骨ブラケットパネル補強.....	7
1.5 実物建物への補強前後の常時微動観測.....	8
注記.....	8
参考文献.....	8
2 章 面内鉄骨アーチ補強.....	10
2.1 はじめに.....	11
2.2 実験目的.....	12
2.3 試験体概要.....	12
2.3.1 形状寸法・配筋状況.....	12
2.3.2 使用材料.....	20
2.4 正負交番繰返載荷実験.....	21
2.4.1 セットアップ.....	21
2.4.2 ひずみゲージ.....	23
2.4.3 実験手順.....	23
2.5 変形角 $R=0.5\%$ までの実験結果.....	24
2.5.1 初期剛性・ $R=0.5\%$ 時耐力.....	24
2.5.2 荷重変形関係・履歴エネルギー ( $R=0.5\%$ まで).....	24
2.5.3 ひび割れ ( $R=0.5\%$ まで).....	27
2.6 終局時に至る実験結果.....	29
2.6.1 荷重変形関係・最大耐力.....	29
2.6.2 包絡線の履歴エネルギー.....	31
2.6.3 ひび割れ(終局時).....	32
2.6.4 鉄骨アーチの軸力・曲げモーメント.....	33
2.7 耐力の計算.....	34
2.8 メカニズムの検討.....	36

2.9	結論	38
	注記	38
	参考文献	40
3章	耐震手摺付き鉄骨フレーム補強	41
3.1	はじめに	42
3.2	実験目的	44
3.3	試験体概要	44
3.3.1	形状寸法	44
3.3.2	使用材料	55
3.4	実験概要	55
3.4.1	セットアップ	55
3.4.2	実験方法	58
3.5	弾性域内の繰り返し載荷実験結果	59
3.5.1	荷重変形関係	59
3.5.2	初期剛性	60
3.5.3	断面力図	61
3.6	塑性域までの単調載荷実験	66
3.6.1	荷重変形関係	66
3.6.2	断面力図	68
3.7	初期剛性の検討	70
3.8	最大耐力の検討	72
3.9	結論	72
	注記	73
	参考文献	73
4章	鉄骨ブラケットパネル補強	74
4.1	はじめに	75
4.2	実験目的	76
4.3	試験体概要	76
4.3.1	形状寸法・配筋状況	76
4.3.2	鉄骨補強材	77
4.3.3	使用材料	79
4.4	実験方法	80
4.5	載荷サイクル	82
4.6	実験結果	83

4.6.1	荷重変形関係 .....	83
4.6.2	履歴エネルギー .....	86
4.6.3	ひび割れ .....	89
4.7	解析 .....	92
4.7.1	鉄骨補強材の応力伝達機構について .....	92
4.7.2	最大耐力の計算 .....	93
4.8	結論 .....	95
	注記 .....	96
	参考文献 .....	97
5章	模型の微動観測に基づく解析手法の評価 .....	98
5.1	実験目的 .....	99
5.2	模型概要 .....	99
5.3	実験方法 .....	102
5.4	常時微動測定方法と解析方法 .....	103
5.5	解析結果 .....	103
5.6	結論 .....	105
	注記 .....	106
	参考文献 .....	106
6章	RC建物振動観測 .....	107
6.1	建物概要 .....	108
6.2	周辺地盤 .....	111
6.3	補強概要 .....	111
6.4	振動観測について .....	116
6.4.1	使用機材 .....	116
6.4.2	観測パターン .....	116
6.4.3	解析方法 .....	117
6.5	振動観測結果 .....	117
6.5.1	高速フーリエ変換 .....	117
6.5.2	応答倍率 .....	124
6.6	常時微動観測から得られた剛性と計算値の評価 .....	131
6.7	結論 .....	133
	注記 .....	133
	参考文献 .....	134

7章 結語.....	135
本研究に関して発表した論文.....	139
謝辞.....	140

# 1章 序論

## 1.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震後に耐震改修促進法が制定された結果、近年官公庁や学校等の公共建築の耐震化は前進した。しかしながら、民間の既存鉄筋コンクリート（RC）造又は鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造の区分所有共同住宅（以下、集合住宅）の耐震診断や耐震改修はあまり進んでいないのが実情である。

集合住宅において耐震改修などが進まない問題として、公共建築などと異なり、居住者が常時住み利用していることがある。また複数名の居住者が耐震改修に関する意識が異なり、耐震診断・補強についての事業資金などを含めた合意形成が難しいことが挙げられる。公共建築であれば工事中別の場所に移転等ができるが、集合住宅の専用部分に対して補強を行えば居住者は工事期間中別の場所への居住が余儀なくされる。そのようなことを行いながら補強を進めていくことは現実的に難しい。

さらに2006年の宅地建物取引業法施工規則の一部改正により1981年以前の集合住宅は必ず耐震診断報告書の内容を重要事項説明として買主に説明しなければならない。しかし1981年以前の一般的な建物であれば、この耐震基準（ $I_s$ 値が0.6以上）をクリアしているものは少ない。耐震性のない集合住宅では、売れず貸せずとなり、集合住宅の空室が増え、集合住宅の運営管理ができなくなり、建物を維持することも取り壊すこともできずの状態になる。

このような状態になることを避けるために集合住宅に適した耐震補強方法を開発することが不可欠である。

## 1.2 集合住宅の特徴

集合住宅では、専用部と共用部の 2 つに割られる。専用部とは居住者の居室に当たる部分であり、区分所有の集合住宅の場合 1 住戸は各個人の財産である。共用部とはエントランスホールや階段、共用廊下、バルコニーなどの不特定多数が出入りすることができる部分である。図 1.1 に一般的な集合住宅の平面図を示し、灰色の部分専用部であり、その他の部分が共用部である。

また図 1.1 のような壁式ラーメン構造形式の集合住宅は水平力に対し、X 方向が柱で抵抗するラーメン構造で、Y 方向が耐震壁で抵抗する壁式構造である。このような形状をしている集合住宅が多く、Y 方向には耐震壁があるため  $I_s$  値をクリアしている場合があるが、X 方向では水平力への抵抗部材が柱に限られるため  $I_s$  値が不足している場合が多い。

更に 1981 年改正以前の集合住宅の中でも、特に 1971 年改正以前のものでは、せん断設計に関する規定が今日ほど厳格ではなかったために、構造には次の特徴が指摘される。

- ① 柱や梁のせん断補強量が少ない。
- ② 住戸間の戸境壁の厚みが薄くシングル配筋が多い。
- ③ コンクリートブロックなどの非耐力壁が多い。
- ④ 脆性的な柱が多い。
- ⑤ 非耐力壁の鉄筋の定着が不完全なことが多い。

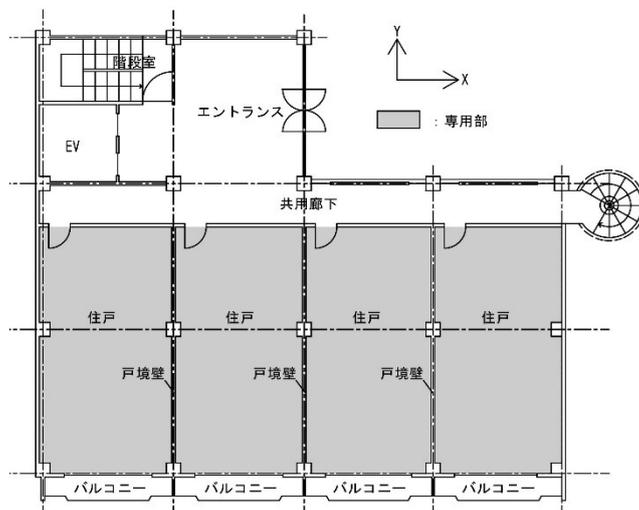


図 1.1 集合住宅の基本的なプラン

### 1.3 従来の耐震補強について

近年の RC 造への耐震補強方法は、いくつも開発されている。外付フレーム補強や枠付鉄骨ブレース補強、耐震壁の増し打ち補強、構造スリットの新設、鋼板や炭素繊維巻き立て補強、バットレス補強などがある。

炭素繊維などの巻き立て補強では、ピロティ柱のように独立した柱に対してであれば補強が容易であるが、独立した柱がない場合では補強は難しい。

耐震壁の増し打ち補強は、集合住宅の外壁に面している部分はコンクリートを増し打ちできるが、住戸部の耐震壁を補強することは共用廊下の幅に影響し難しい場合がある。また階段室についても同様に階段幅に影響を受ける場合があり、幅の広い増し打ちは難しい。

共用廊下に面する X 方向にある壁への袖壁補強は有効であると考えるが、それは共用廊下の幅が十分にある場合である。また共用廊下に面して開口を設けている集合住宅も少なくなく補強が限られる。

枠付鉄骨ブレース補強では、図 1.1 であるとエントランスと共用廊下の間に取り付ける部分があるが、補強箇所がかなり限定される。

外付フレーム補強やバットレス補強では、周りの敷地に対して余裕がある場合利用できるが、そうでない場合補強することは難しい。

構造スリットの新設は、柱際にコンクリートカッターを入れ隙間若しくは溝を設け柱の靱性を高める方法であるが、住戸に面する壁への施工では完全に隙間を設けることは難しく、柱のせん断補強筋量が少なければ靱性が向上する効果も薄い。

このように現在の補強方法にはいくつか課題・問題がある。このような従来の補強方法で補強できる集合住宅であればその方法を利用すれば問題ないが、各集合住宅の特性を生かした補強方法が住宅ストックを維持していく上で大切である。

### 1.4 研究目的

前節までで述べたように集合住宅の耐震補強を進める上で既存のものでは、すべての集合住宅に適応できるわけではない。特に公共建築で用いられているブレース補強は、外観への影響が大きいため、耐震改修の合意形成ができない事例が多い。そのため集合住宅の耐震化を進める上で著しい外観の変化を与えず、新たな補強方法が必要である。本研究では補強場所が限られる集合住宅に於いて共用廊下やバルコニーに着目し、この部分に対して建物の桁行方法の新たな耐震補強を開発することを目的としている。

本補強方法を行う上で、いくつかの事例を紹介し、事例のような建物に対しての本論で検証する補強方法について述べる。また、本研究で行う補強では RC 部材を鉄骨により補強する方法で、基本的に柱梁の隅角部には円弧上のブラケットやアーチを設け、水平力を円滑に軸方向力に変え、建物下部へ伝達できるような形状をさせる。

#### 1.4.1 面内鉄骨アーチ補強

1960 年後半の集合住宅の外観を写真 1.1 に、1970 年後半の集合住宅の外観を写真 1.2 に示す。写真 1.1～1.2 のようにバルコニーの柱に腰壁が取り付けせん断スパンが小さい柱（以下、短柱）があり、写真 1.1 では柱にひび割れ補修が確認できた。柱の周囲に鉛直力を支持できる部材がない場合、第二種構造要素となる可能性が高い。

図 1.2 に補強前後の立面図を示す。このような部分に対し鉄骨フレームを構面内に設け、耐震補強を行う方法を開発する。構面内に鉄骨フレームを設置することで、RC 柱損傷時に鉄骨フレームが鉛直力を負担できるようにする。また腰壁を壊さずに鉄骨フレームを挿入することで外観の著しい変化を抑え、産業廃棄物を減少させる。RC フレームに構面に挿入する鉄骨フレームは、鉄骨を曲げ、アーチ状にした部材を取り付ける。この方法では RC フレームの中央に大きな開口を受けることができ、あまり眺望を阻害することがない。

2 章では RC フレームに面内鉄骨アーチ補強を施した静的実験について述べ、その補強の効果を確認する。

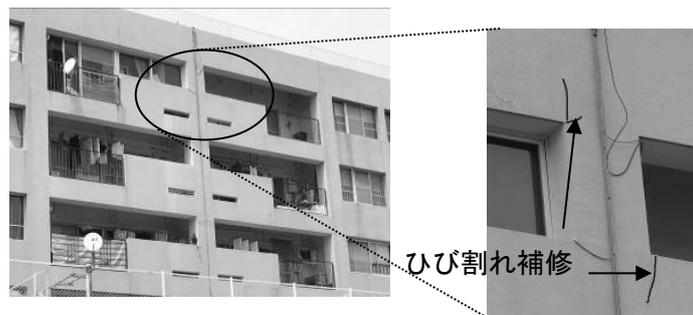


写真 1.1 1960 年後半の集合住宅のバルコニーの柱



写真 1.2 1970 年後半の集合住宅の共用廊下の柱

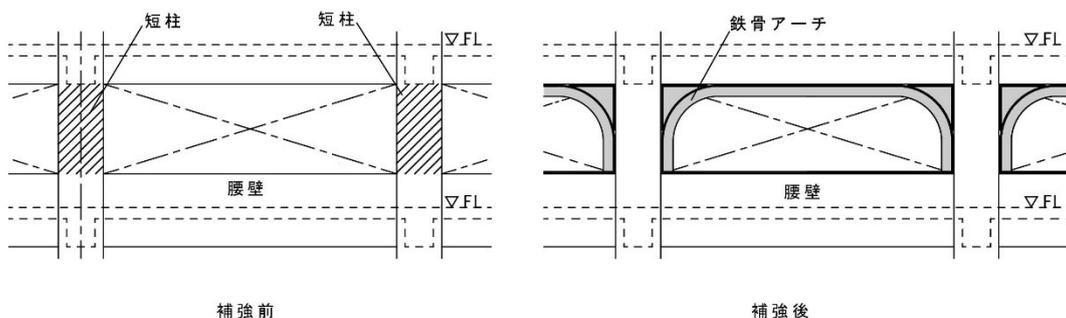


図 1.2 面内鉄骨アーチ補強の補強前後

#### 1.4.2 耐震手摺付き鉄骨フレーム補強

1980 年前半の集合住宅の共用廊下を写真 1.3 に示す。写真のように片持ちスラブの共用廊下の先端には手摺が取付いて、住戸側の壁にはドアと窓や設備機器の開口が設けられている。このような場所では壁の補強を行っても開口が多いため大きな補強効果は望めない。そこで補強箇所として、手摺部分に着目する。

補強のイメージを図 1.3 に示す。既存の手摺を取り外し、剛性があり水平力に抵抗することができる手摺（耐震手摺）を取り付けその周囲に鉄骨柱と梁でフレームを作り、片持ちスラブから柱への力の伝達をよくするために柱頭部分にブラケットを設け補強方法を考える。この補強方法を耐震手摺付き鉄骨フレーム補強と称す。

RC 柱の構面外に設置される補強方法であるため、補強材が保有できる水平力は片持ちスラブの断面積(スラブ厚×スラブ長)×コンクリートのせん断応力程度であるとした補強である<sup>注1)</sup>。また、片持ちスラブ先端には補強後に鉛直力を支持できるように基礎を設ける若しくは既存の基礎と連結させることが必要である。

3 章では耐震手摺付き鉄骨フレーム補強に先立ち、耐震手摺付き鉄骨フレームの静的実験を行い、構造性能を明らかにする。



写真 1.3 1980 年前半の集合住宅の共用廊下

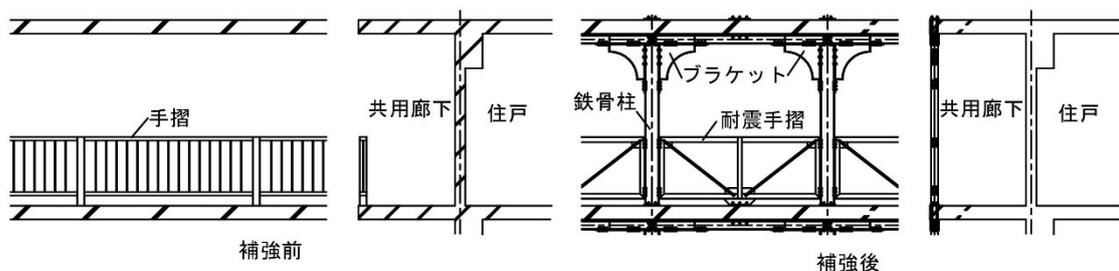


図 1.3 耐震手摺付き鉄骨フレーム補強の補強前後

### 1.4.3 鉄骨ブラケットパネル補強

1970 年前半の集合住宅の共用廊下を写真 1.4 に示す。共用廊下のスラブは片持ち梁で支持され、その先端に RC 造の腰壁が立ち上がっており、その腰壁の上面に非耐力壁が取付いている。非耐力壁は腰壁が取付くことで極短柱の形状となっている。この非耐力壁は外部に面して設けられているため、地震等で損傷し破片が落下した場合 2 次災害を引き起こす要因ともなる。そこで非耐力壁の落下防止も含め、RC 腰壁と非耐力壁が一体となるように RC 腰壁から上階スラブまで鉄骨部材で連結し、その部材に非耐力壁を止め付けることで非耐力壁を含めた耐震補強としている。この補強を鉄骨ブラケットパネル補強と称す。

補強前後の立面図を図 1.4 に示す。鉄骨ブラケットパネル補強で、RC 非耐力壁の両側に鉄骨ブラケット枠を設け、その両側にある鉄骨補強材を鋼板パネルで連結させることで、RC 非耐力壁の三方を覆い補強する方法である。もちろん 1.5.3 同様片持ちスラブの先端に取り付くことから鉛直力を支持できるように基礎を設ける若しくは既存の基礎と連結させることを想定している。

4 章では RC フレームの実験とそれに複数種類の補強材を取り付けた場合の静的実験を行い、補強効果を確認する。

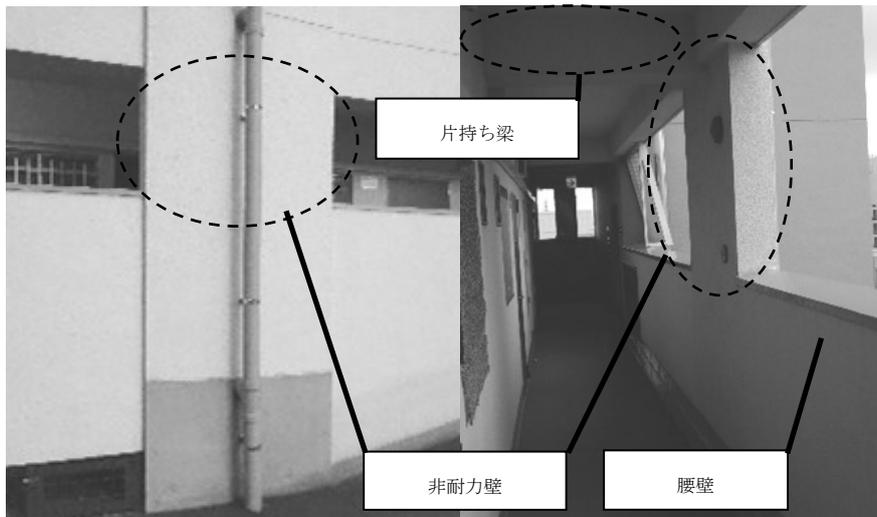


写真 1.4 1970 年前半の集合住宅の写真 (左：外部から撮影、右：共用廊下から撮影)

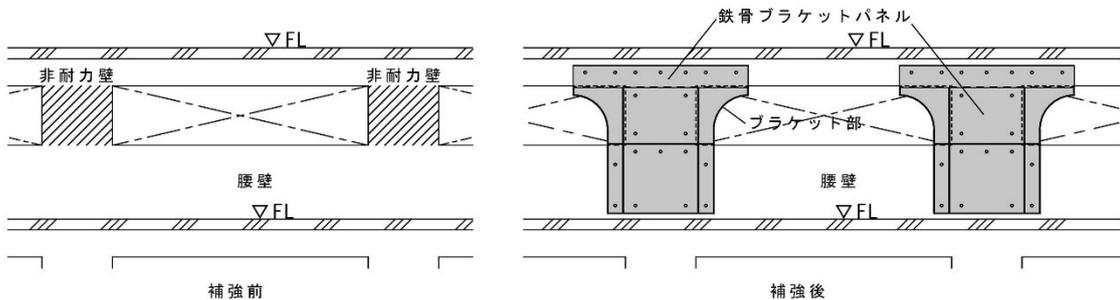


図 1.4 鉄骨ブラケットパネル補強の補強前後

## 1.5 実物建物への補強前後の常時微動観測

本論で考えた外付鉄骨耐震手摺ブラケットフレーム補強を行った集合住宅に対して、補強前後で常時微動観測を実施する前に、建物の振動性状を確認する手法を明らかにする必要がある。そのため、振動性状が確認しやすい木造の模型を用い常時微動観測を行う。5章では木造模型には振動性状が不明瞭な山鉾を用い、複雑なつくりをしているものの弱点部分の確認や卓越振動数の解析方法について検討する。

またその振動解析手法を持ち補強前後で常時微動観測を行った集合住宅の解析を行い、補強前後の振動性状の変化と卓越振動数の変化から補強効果について6章で述べる。

### 注記

注1) 例えば1スパン5m、スラブ厚15cm、コンクリート強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ であるとき、長期せん断応力は $7\text{N/mm}^2$ で、せん断力は $5000\text{mm}\times 150\text{mm}\times 0.7\text{N/mm}^2=525\text{kN}$ である。耐震手摺付き鉄骨フレーム補強では用いる鉄骨柱をSS400のH-200 $\times$ 100 $\times$ 5.5 $\times$ 8とし、鉄骨柱1本当当たりのウェブのせん断降伏耐力は $200\text{mm}\times 5.5\text{mm}\times 135\text{N/mm}^2=148.5\text{kN}$ である。1スパンに1.5本の鉄骨柱が存在するため、耐震手摺付き鉄骨フレーム補強の負担するせん断力は223kNであり、コンクリートスラブが伝達できるせん断力の42% (223 kN / 525 kN) 程度である。コンクリートの長期せん断応力の約40%であるため弾性域である。これより、片持ちスラブを剛床と想定できる。

### 参考文献

- 1) 国土交通省住宅局市街地建築課マンション対策室：平成20年度マンション総合調査結果報告書、pp.1-19、2009.4、(国土交通省 URL：[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_tk5\\_000058.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk5_000058.html))
- 2) 公益財団法人 マンション管理センター：平成20年度マンション総合調査結果報告書、pp.1-19、2014.4 (国土交通省 URL：[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_tk5\\_000058.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk5_000058.html))
- 3) 国土交通省住宅局市街地建築課マンション対策室：平成30年度マンション総合調査結果報告書、pp.1-28、2019.4 (国土交通省 URL：[https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_tk5\\_000058.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk5_000058.html))
- 4) 株式会社社長谷工総合研究所：分譲マンションストックの現状～「港区分譲マンション実態調査報告書」～、CRI、No.468、pp.14-15、2017.7
- 5) 株式会社社長谷工総合研究所：高経年マンションの管理とコミュニティと再生の方向性に関する調査、CRI、No.482、pp.2-7、2018.10
- 6) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説、pp.87-237、2001.10
- 7) 菅野俊介：コンクリート系建築物の耐震補強技術、コンクリート工学、Vol.37、No.3、

1999.3

- 8) 村川隆生: 宅建業法の改正と重要事項説明書の作成、RETIO、No.64、pp.15～21、2006.6

## 2章 面内鉄骨アーチ補強

## 2.1 はじめに

本章での補強対象となる建物プランについて図 2.1 に示す。共同廊下やバルコニーに柱が存在し、その柱には腰壁が取り付けハッチ部のせん断スパンの短い柱（短柱）となっている。下層階の端部の柱であれば、地震時に鉛直力が増大し柱が破壊され、鉛直力に対する支持が失われ第二種構造要素となることがある。そのような RC 柱に鉄骨柱を隣接させ取り付け、鉄骨柱が鉛直力を支持し、かつ水平力に対しても抵抗できる補強方法を考える。また集合住宅を想定しているため、居住者の日常生活や避難に対して支障がでにくいように大きな開口部を取れるような補強とする。

提案する補強前後の状況を図 2.2 に示す。RC 腰壁上部に鉄骨補強材を乗せ、鉄骨補強材は柱頭付近にハンチを設けるように大きく円弧状のアーチとする。この補強材（以下、鉄骨アーチ）は柱間の構面内に取り付いている。鉄骨アーチの特徴については、①地震時水平力をアーチの湾曲部で梁から柱を介して滑らかに建物下部へ伝達し、梁損傷時の梁の落下を防止し鉛直力の支持に寄与する。②筋違い補強のように開口中央付近に障害物が存在しない。また、アーチ補強材は周囲の RC 部材とアンカーで接合して座屈が拘束される。RC と鉄骨との間には無収縮モルタルを充填する。③本耐震補強工法では鉄骨アーチと RC フレームの接合部である無収縮モルタル充填部にはスパイラル筋を設けないため、避難時の開口高さの減少が軽微である。

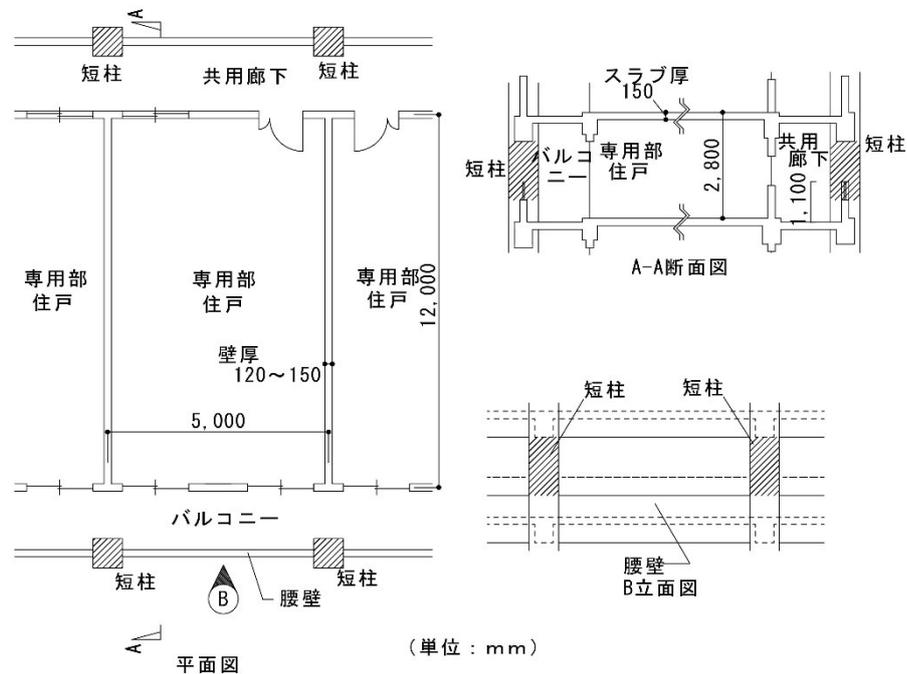


図 2.1 補強対象の建物プラン

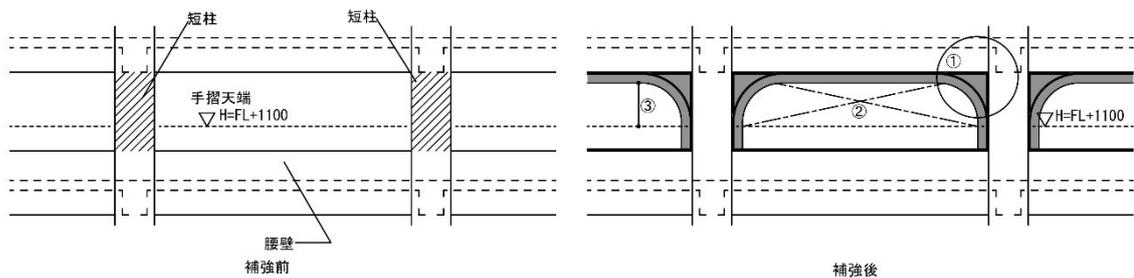


図 2.2 補強前後の立面図

## 2.2 実験目的

図 2.1 の右下に示すような架構をモデル化し試験体を作成し静的加力実験を行う。研究では未損傷の RC フレームの実験と損傷を有し RC フレームに面内鉄骨アーチ補強をした実験を行い、その効果を確認するものとする。なお、本実験の RC フレームに損傷を与えた後の面内鉄骨アーチ補強は、竣工後に地震などを経験し多少損傷・経年劣化した建物を想定としている。

## 2.3 試験体概要

### 2.3.1 形状寸法・配筋状況

試験体の形状寸法及び配筋を図 2.3 に、実験パラメータを表 2.1 に示す。RC 試験体は 2 体 (N1・N2) でそれぞれ水平載荷した後に鉄骨補強材 (Element1~3) を付加した試験体 (R1・R2) の合計 4 種類である。柱及びスタブの配筋を図 2.4<sup>注1)</sup> に、鉄骨補強材の設置状況を図 2.5・6 に、更に鉄骨補強材の形状寸法を図 2.7~9 に示す。外周の RC スタブ及び柱の面内に組み込んだ鉄骨アーチの設置状況を写真 2.1~2 に、Element1~3 の状況を写真 2.3~5 に示す。

試験体は 7 階建ての 1 階を想定し、縮尺は 1/4~1/5 程度とした。尚今回の実験では直上階に存在する腰壁はモデル化せず、2 体の試験体を作成した。

短柱の  $h_0/D=520/132 \approx 3.94 > 2$  である。

コンクリートの打設方法は平置きとし、打継無しとした。モデルの実状に合わせて柱の加力方向に直交する方向のかぶり厚さを大きくした。

柱幅に比べ比較的厚い腰壁が取り付けられている場合を想定して壁板の片側に無収縮モルタルを増し打ちした。柱断面を 132×180mm、スタブ断面を 180×180 mm とし、壁筋 (6 φ@100) を柱及びスタブに直線定着 (定着部長さ 70mm) し、開口部補強筋として D10 を 90° フック (定着部総長さ 130mm) で定着し、腰壁は雑壁とし、増し打ち部分の壁筋を取り付けるために M6 の金属系本体打込み式アンカーを柱スタブに取り付けボルトと壁筋を重ね継手とした。増し打ち部分の壁筋は 4.5 φ@100 である。N1 及び N2 は未損傷の試験体、R1 及び R2 は損傷を有し面内鉄骨アーチ補強を行った試験体である。R1 と R2 は

N1 と N2 を変形角  $R=0.5\%$  正負交番繰返実験を 2 サイクル行った後にひび割れ補修をせずに鉄骨アーチを設置した。鉄骨アーチを取り付ける際コンクリート面を目荒らしし、あと施工アンカーで固定の後に隙間を無収縮モルタルで充填した。あと施工アンカーの設置は、取り付け時の転倒防止及びアーチ材の座屈止めと考えている。Element1 は、腰壁が連続しない場合の端部の補強と考え、R1 及び R2 の RC 柱の両側の側面に付加する。Element2 及び 3 は RC フレームの柱間且つ上スタブと腰壁間に設置し、それらの違いは図 2.9 の灰色部の湾曲部と上部隅角部の PL-6(写真 2.5 α) (以下、アーチ隅部プレート)の有無であり、R1 で用いられた Element2 は天井際の配管スペースを確保するためにアーチ隅部プレートを設けず、R2 で用いられた Element3 は RC 隅角部からの支圧力の伝達を考慮し、アーチ隅部プレートを設ける。

尚各補強材 (Element1~3) の溶接部は溶接長さ約 6cm の断続隅肉溶接である。

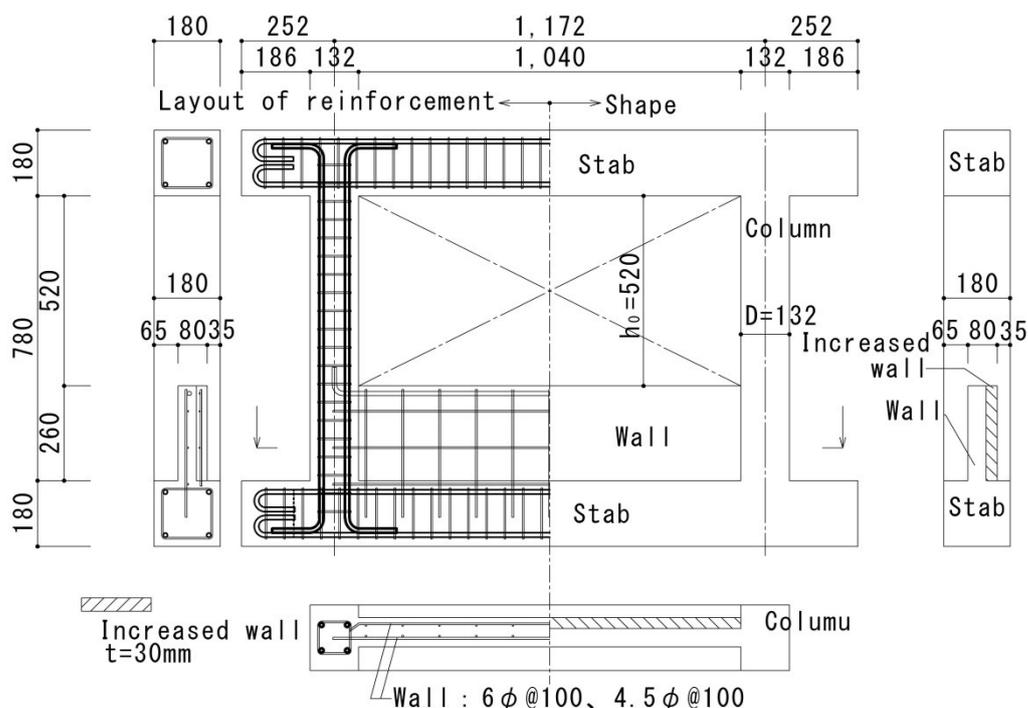


図 2.3 RC フレームの形状寸法・配筋状況

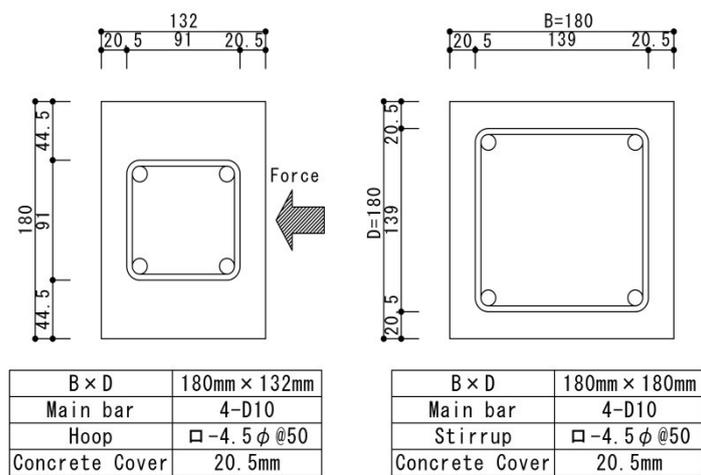


図 2.4 配筋図 (左 : 柱、右 : スタブ)

表 2-1 実験パラメータ

	損傷状況	補強状況	アーチ隅部プレート
N1	損傷無し	無補強	-
R1	損傷あり	補強有り	無し
N2	損傷無し	無補強	-
R2	損傷あり	補強有り	有り

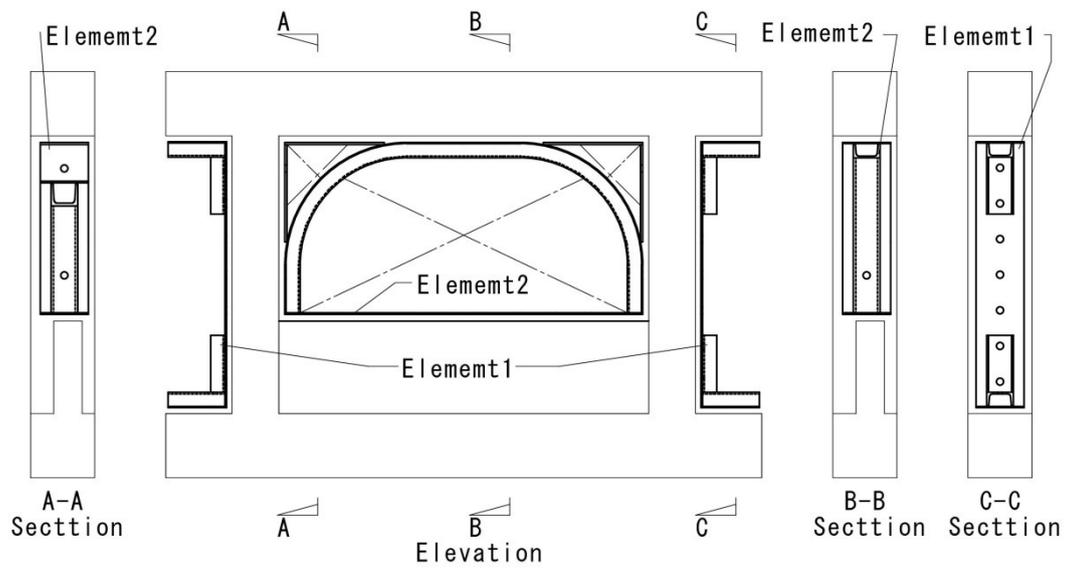


図 2.5 R1 補強材設置状況



写真 2.1 R1 セットアップ状況

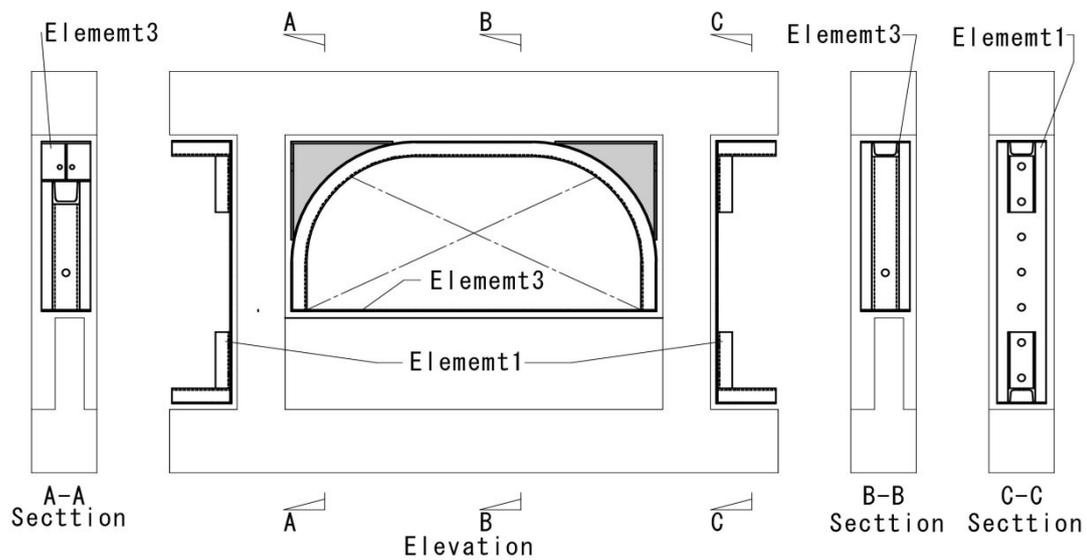


図 2.6 R2 補強材設置状況



写真 2.2 R2 セットアップ状況

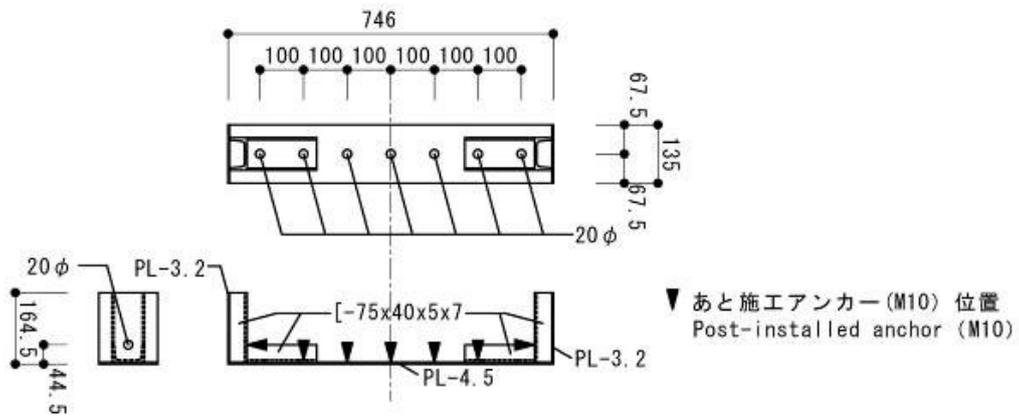


図 2.7 Element1 の形状寸法

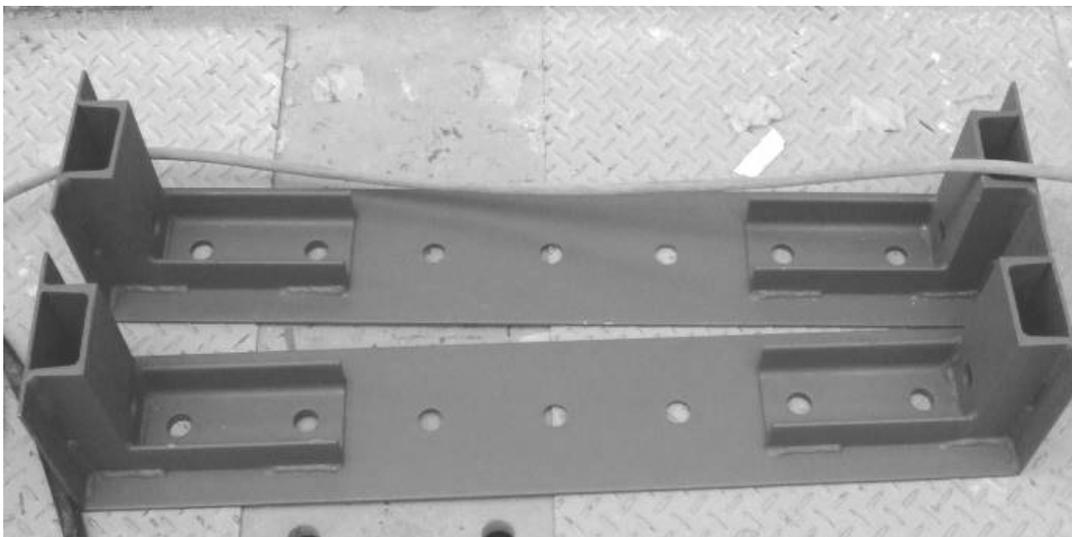


写真 2.3 Element1

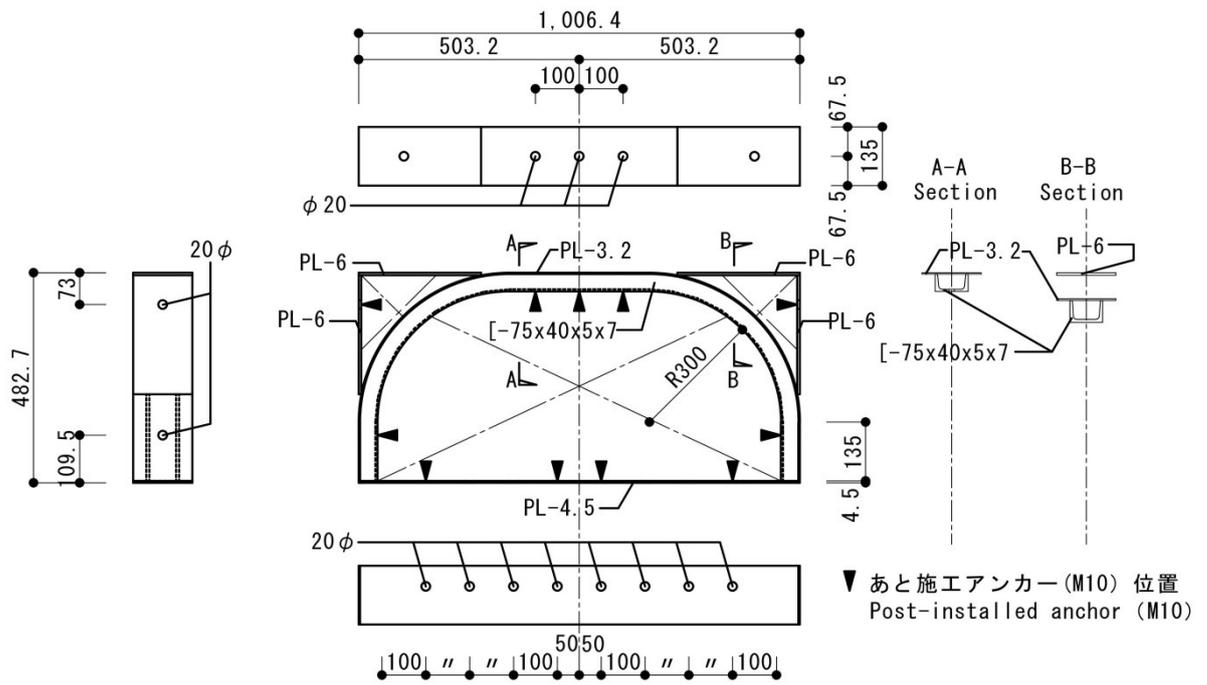


図 2.8 Element2 の形状寸法



写真 2.4 Element2

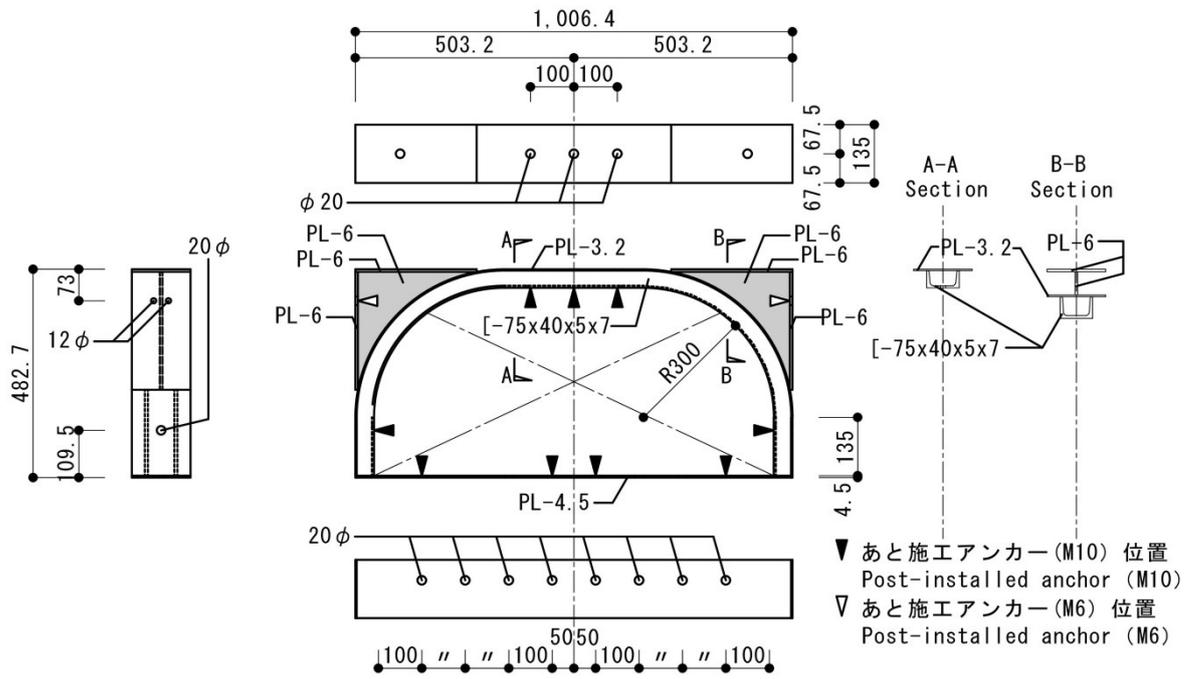


図 2.9 Element3 の形状寸法

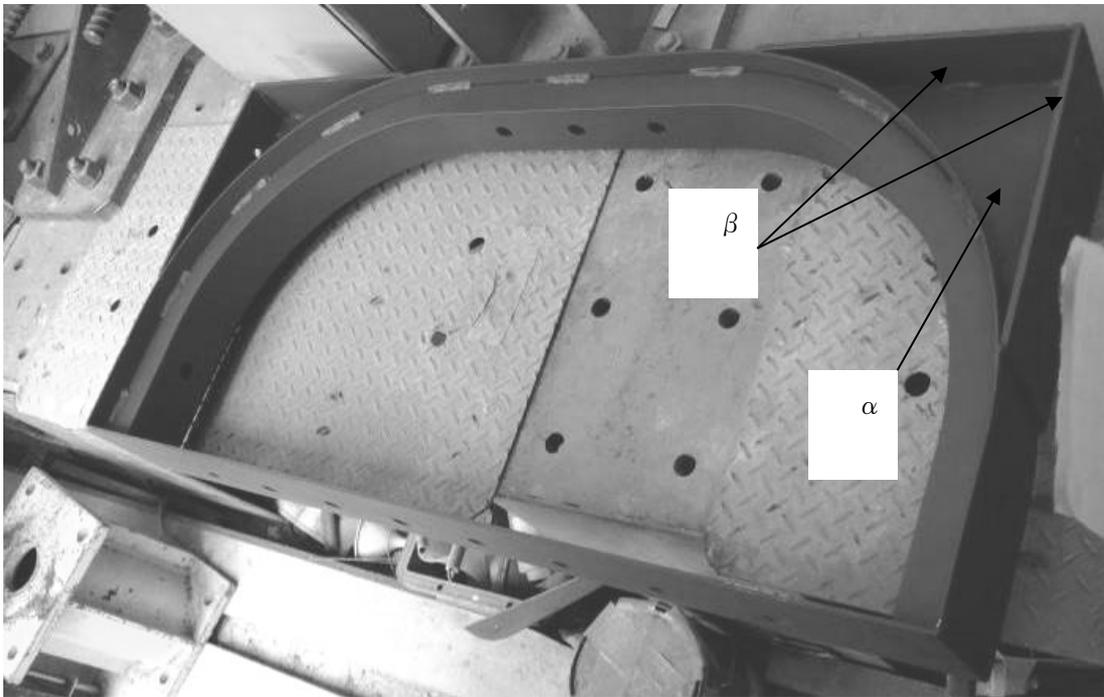


写真 2.5 Element3

### 2.3.2 使用材料

異形鉄筋はSD295A、丸鋼はSR295を使用し、コンクリート設計基準強度は $F_c=21\text{N/mm}^2$ で、補強材を取り付けるあと施工アンカーは金属系本体打込み式スチール製アンカー<sup>注2)</sup>である。コンクリートの実圧縮強度は $F_c=28.9\text{ N/mm}^2$ ・ヤング係数<sup>注3)</sup> $E=2.41\times 10^4\text{N/mm}^2$ 、鉄骨はSS400を使用した。鉄筋及び鉄骨の材料試験結果を表2.2に示す。表2.2中の括弧なしはR1、括弧付きはR2で使用鉄骨の試験結果である。

表 2-2 材料試験結果

		ヤング係数	降伏応力
		( $\times 10^5\text{ N/mm}^2$ )	( $\text{N/mm}^2$ )
鉄筋	D10	1.98	357
	6φ	2.09	429
	4.5φ	2.12	435
	3.2φ	1.92	656
鉄骨	PL-3.2	1.85(2.00)	177(292)
	PL-4.5	1.90(1.97)	191(316)
	PL-6	2.05(2.00)	328(296)
	[ $-75\times 40\times 5\times 7$	2.20(1.97)	322(318)

## 2.4 正負交番繰返載荷実験

### 2.4.1 セットアップ

セットアップ図を図 2.10 に、変位計の取り付け位置を図 2.11 に、各試験体の柱 1 本あたりの鉛直力<sup>注4)</sup> 及び水平変位計間距離 (DH) を表 2.3 に示す。100t ジャッキ(g)に曲げモーメントがかからないように 100t ジャッキと 100t ロードセル(h)の両端にクレビス(i)を設ける。試験体の横滑りを避けるために試験体下部に 10t ジャッキ(j)を設置し、下部の試験体との隙間を埋める。本実験では、水平変位計 1・2 (m) により相対変位を計測し、図 2.10 の左方向を正載荷、右方向を負載荷とする。以下に水平載荷前までのセットアップ方法を示す。

- ① PC 鋼棒の受け材(b)の上部に設けたセンターホールジャッキ(a)を用い鉛直方向に設置した径 32 mm PC 鋼棒(f)に張力をかけ、配力梁(d)上部に設けた 50 t ロードセル(c)により試験体柱へ作用する鉛直力を確認する。
- ② PC 鋼棒は反力フレーム(l)に設置した PC 鋼棒下部受け材(k)に取り付けている。
- ③ センターホールジャッキでかけた鉛直力は配力梁→ローラー(e)→試験体柱と伝達される。
- ④ 試験体の浮き上がりをセンターホールジャッキにより防止後に 100 t ジャッキにより水平載荷を行う。

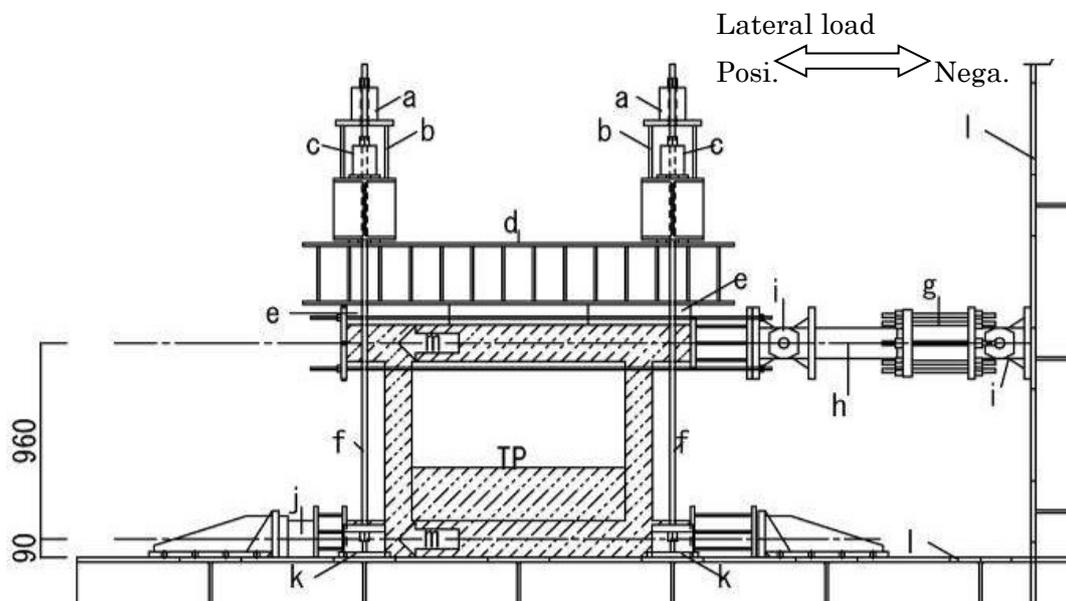


図 2.10 セットアップ図

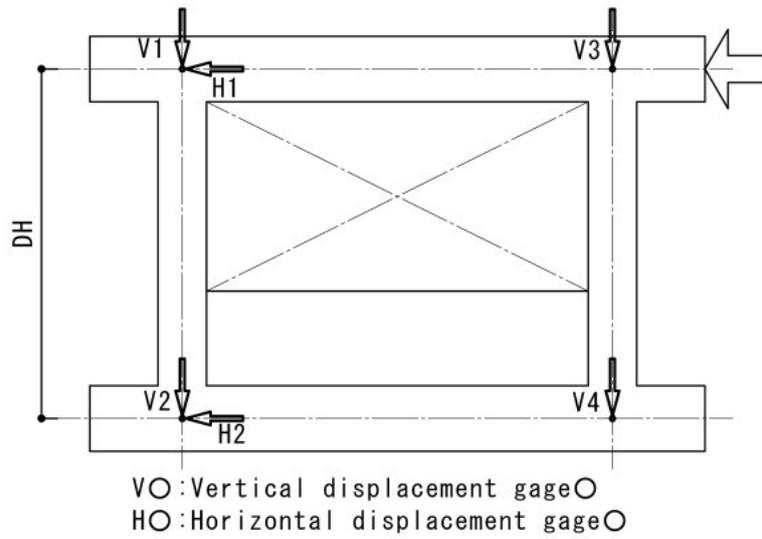


図 2.11 変位計設置位置

表 2-3 鉛直力と水平変位計間距離

	N1	R1	N2	R2
VF(kN)	226	240	231	221
DH(mm)	950	957	967	974

VF:鉛直力, DH: 水平変位計間距離

## 2.4.2 ひずみゲージ

鉄骨アーチのひずみゲージ位置を図 2.12 に示す。図中の円内の数字はひずみゲージ位置番号であり、図 2.12 右図の断面図のように各位置に 2 枚のひずみゲージを張り付けた

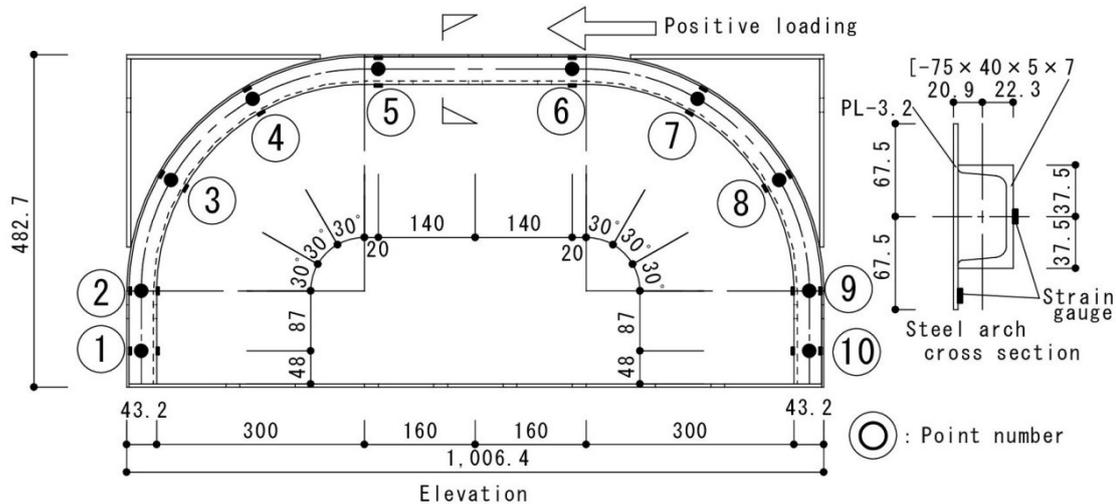


図 2.12 ひずみゲージ位置

## 2.4.3 実験手順

実験手順は以下の通りである。

- ① N1 及び N2 は変形角  $R=0.5\%$  の繰り返しを 2 サイクル行う。
- ② ひび割れ補修していない試験体に対し面内鉄骨アーチ補強を行う。
- ③ 補強後の R1 及び R2 も  $R=0.5\%$  の繰り返しを 2 サイクルの実験を行う。
- ④ その後荷重スケジュールは R1 については  $R=0.5\%$  を 1 サイクル行い、 $R=1.0\%$  を 2 サイクル、 $R=2.0\%$  の正方向の荷重を行った。R2 については  $R=1.0\%$  を 2 サイクル、 $R=2.0\%$  を 3 サイクルの荷重を行う<sup>注 5)</sup>。

以下変形角  $R=0.5\%$  以下の小変形時と  $0.5\%$  以上の終局に至る 2 段階に分けて検討する。

## 2.5 変形角 R=0.5%までの実験結果

### 2.5.1 初期剛性・R=0.5%時耐力

試験体の重量・初期剛性を表 2.4、各サイクルの変形角 R=+0.5%時の最大耐力(以下 R=0.5%時耐力)を表 2.5 に示す。N1 及び N2 の重量は RC フレームのみで、R1 及び R2 の重量は、RC フレーム及び鉄骨・無収縮モルタルの重量である<sup>注 6)</sup>。初期剛性は、変形角 R=0.1%付近までの割線剛性で算出する。

補強前の初期剛性については N1 : 26.7kN/mm、N2 : 27.5kN/mm と同様の値であり、R=0.5%時耐力も N1 : 67.5kN、N2 : 70.2kN と概ね同じ値であった。

補強後の初期剛性では R1 : 44kN/mm、R2 : 52kN/mm で R2 が R1 の 1.18 倍、R=0.5%時耐力では R1 : 120.1kN、R2 : 135.5kN で R2 が R1 の 1.13 倍となった。これよりアーチ隅部プレートがある R2 が R1 よりやや高い値を示した。

面内鉄骨アーチ補強に伴う重量の増加は、20%程度であったことと比べると補強前と補強後の初期剛性は、R1 が N1 の 1.65 倍、R2 が N2 の 1.89 倍となった。R=0.5%時耐力においても、R1 が N1 の 1.78 倍、R2 が N2 の 1.93 倍となっている。

表 2-4 試験体重量・初期剛性

	N1	R1	R1/N1
試験体重量 (kg)	401.5	475.9	1.19
初期剛性 (kN/mm)	26.7	44.0	1.65
	N2	R2	R2/N2
試験体重量 ((kg)	401.5	478.0	1.19
初期剛性 (kN/mm)	27.5	52.0	1.89

表 2-5 R=0.5%時耐力

	1 cycle	2 cycle	2 cycle / 1 cycle
N1 (kN)	67.5	63.9	0.95
R1 (kN)	120.1	107.4	0.89
R1/N1	1.78	1.68	
N2 (kN)	70.2	68.9	0.98
R2 (kN)	135.5	122.8	0.91
R2/N2	1.93	1.78	

### 2.5.2 荷重変形関係・履歴エネルギー (R=0.5%まで)

変形角 R=+0.5%の荷重変形関係の図 2.13 に示す。N1 及び N2 の包絡線はほぼ同じ形を示し、R=0.2%付近で剛性が下がっている。

R1 及び R2 は補強前と比べ剛性が高くなり、補強前と同様に R=0.2%付近で剛性が下が

っている。

変形角  $R=\pm 0.5\%$  の繰返载荷時の荷重変形関係を図 2.14 に示す。太線が 1 サイクル目、細線が 2 サイクル目である。1 サイクル目に損傷が生じたため 2 サイクル目には 1 サイクル目より内側の履歴を描いている。

各試験体の各サイクル時の履歴エネルギーを表 2.6、履歴エネルギー変形関係を図 2.15 に示す。図中の縦軸は履歴エネルギー、横軸は変形角であり、载荷時は荷重変形関係の包絡線の面積が増加するため履歴エネルギーも増加し、除荷時は弾性ポテンシャルエネルギーが解放されるため、包絡線の面積が減少し履歴エネルギーも減少する。補強後の 1 サイクルの履歴エネルギーはほぼ補強前の全履歴エネルギーと同じ程度である。各サイクル及び総履歴エネルギー量は補強後が大きく、総エネルギー量では 1.44~1.51 倍程度の向上が見られた。N1・N2 の 2 サイクル目に対する 1 サイクル目の割合が 0.45~0.52 倍であるが、R1・R2 は 0.56~0.57 倍になった。

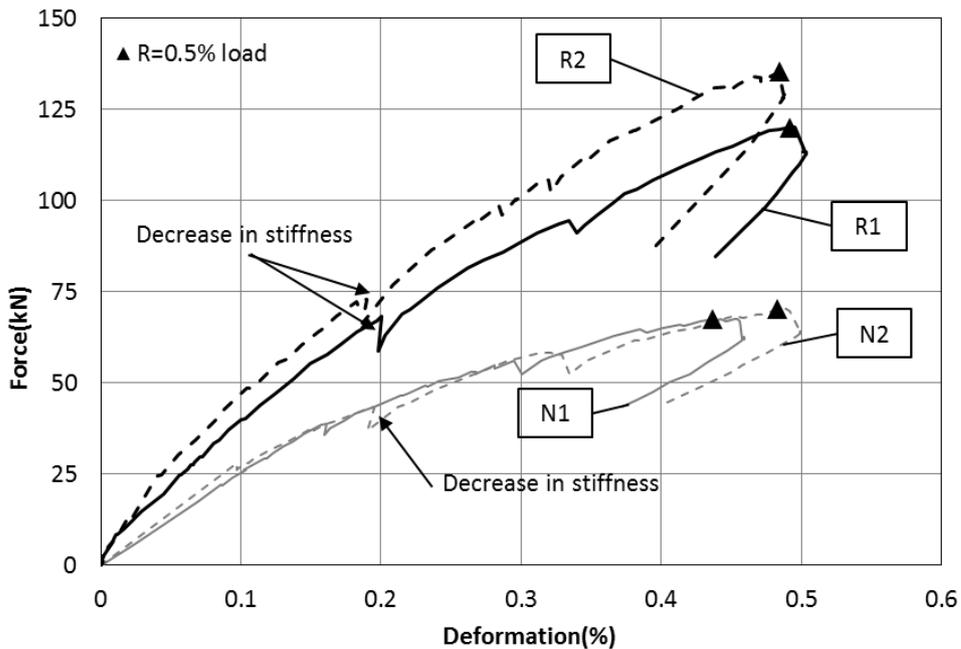


図 2.13 荷重変形関係 ( $R=+0.5\%$ )

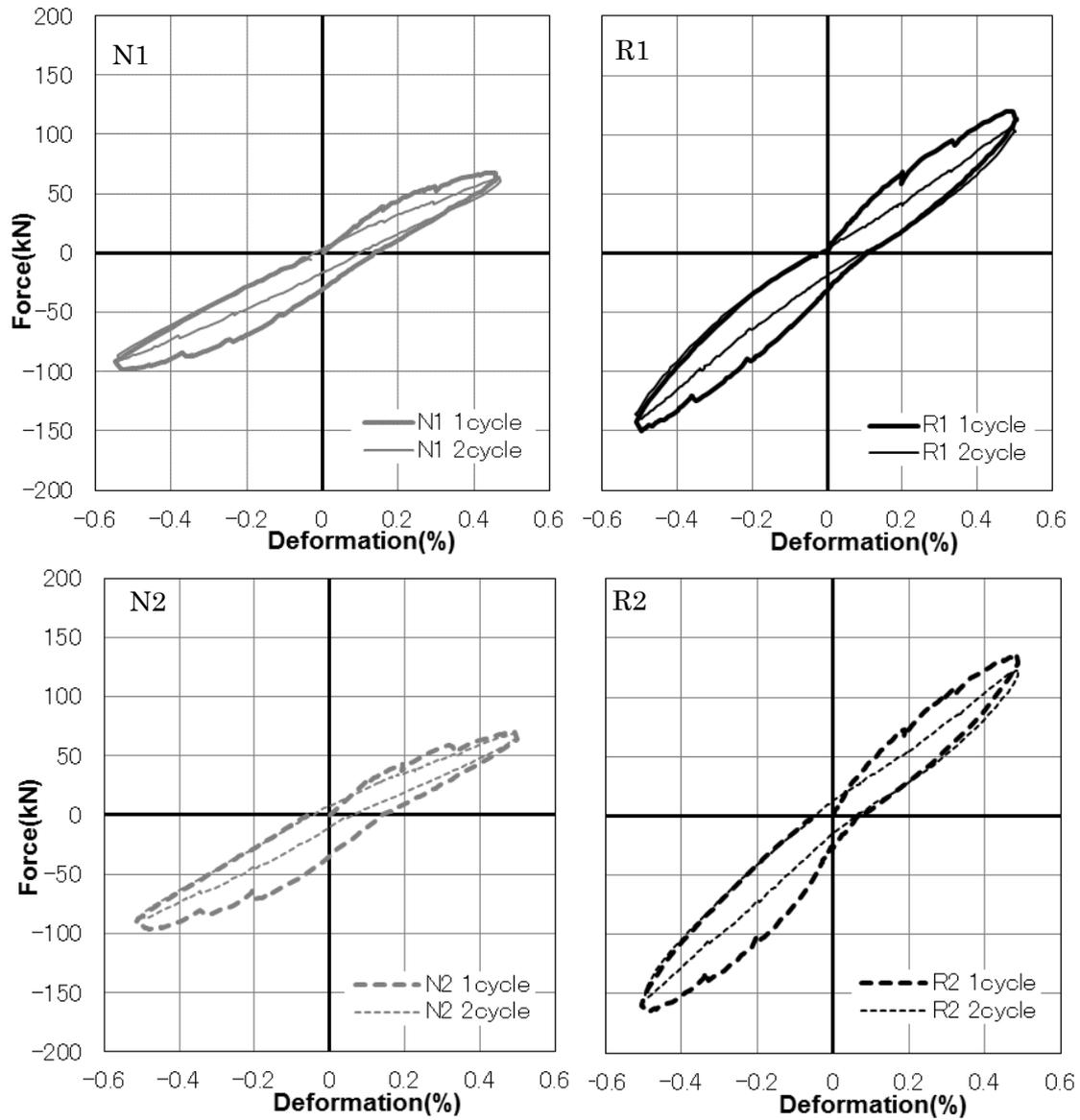


図 2.14 荷重変形関係 ( $R=\pm 0.5\%$ )

表 2-6 各サイクル時の履歴エネルギー

	1cycle	2 cycle	Total	2cyc. / 1cyc.
N1(kN・mm)	283.3	146.1	429.4	0.52
R1(kN・mm)	395	225.1	620.1	0.57
R1/N1	1.39	1.54	1.44	
N2(kN・mm)	307.9	139.5	447.4	0.45
R2(kN・mm)	431.0	243.3	674.3	0.56
R2/N2	1.40	1.74	1.51	

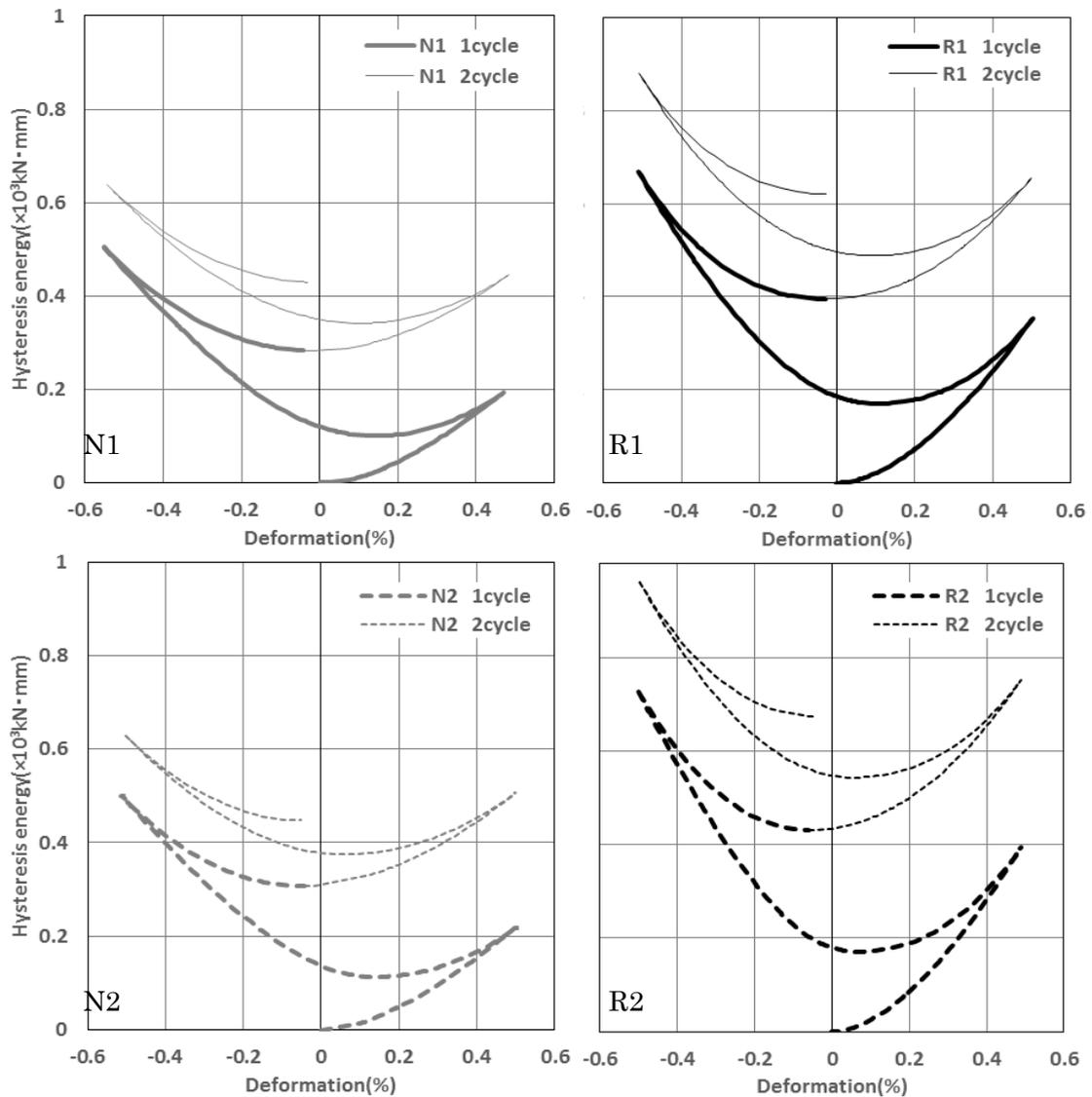


図 2.15 履歴エネルギー変形角関係

### 2.5.3 ひび割れ (R=0.5%まで)

図 2.16 に目視による変形角  $R=\pm 0.5\%$  時のひび割れ図、図 2.17 に図 2.16 の上スタブの詳細なひび割れについて示す。図 2.16 の N1 及び N2 の細線は実験前のひび割れ<sup>注7)</sup>で、太線がその実験で生じたものである。R1 又は R2 の細線は N1 又は N2 の実験終了時のひび割れで、太線が R1 又は R2 の実験で生じたものである。

図 2.16 の N1 及び N2 では  $R=\pm 0.2\%$  で腰壁上面から下方に向かい柱際にひび割れ(a)が生じ、 $R=\pm 0.3\%$  で曲げひび割れ(b)が生じ、 $R=\pm 0.5\%$  で柱脚に曲げひび割れ(c)が生じた。図 2.13 の荷重変形関係の  $R=0.2\%$  付近で剛性低下した理由はひび割れ(a)が生じたことにより、腰壁と柱の縁が切れたためと考えられる。

一方 R1 及び R2 は  $R=\pm 0.2\%$  で上スタブに斜めのひび割れ(d)、 $R=\pm 0.3\%$  でひび割れ(e)、

R=±0.5%でひび割れ(f)が生じた。

図 2.17 は特徴的な亀裂の発生メカニズムを模式的に示したもので上図の R1 の上スタブに生じた斜めひび割れは、アーチ隅部プレートがないため、アーチ隅部が剛域を形成せずに RC フレームに追従して変形し、鉄骨アーチのスタブ中央部で水平力が伝達され、合力(水平加力と鉄骨アーチの反力) が矢印のように働き、それによりひび割れが生じたと考えられる。

一方図 2.17 下図の R2 の上スタブに生じた斜めひび割れは、矢印のように Element3 に力が伝達され、アーチ隅部プレートがありアーチ隅部と RC フレームが剛となりアーチの曲がり初め付近で滑るようなせん断ひび割れが生じたと考えられる。

しかし、本実験は直上階の腰壁を設けていない試験体であるが、本来は直上階に腰壁が存在している。そのため直上階の腰壁がある場合は上梁の剛性が上がるため図 2.17 で示すような上スタブ上面からのひび割れは、腰壁により抑制される可能性がある。

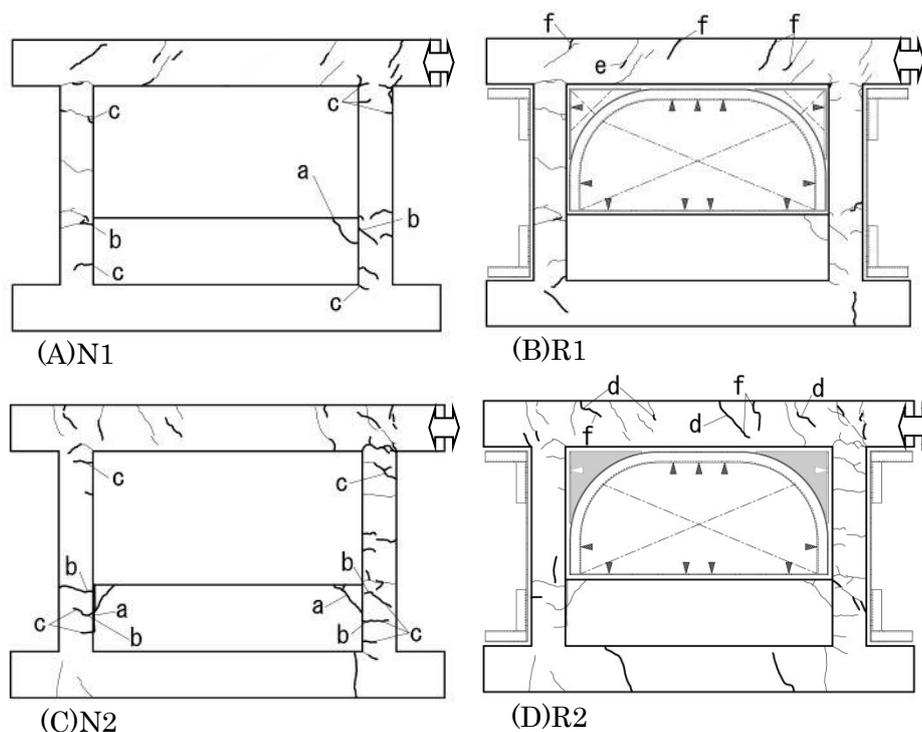


図 2.16 ひび割れ図 (R=±0.5%)

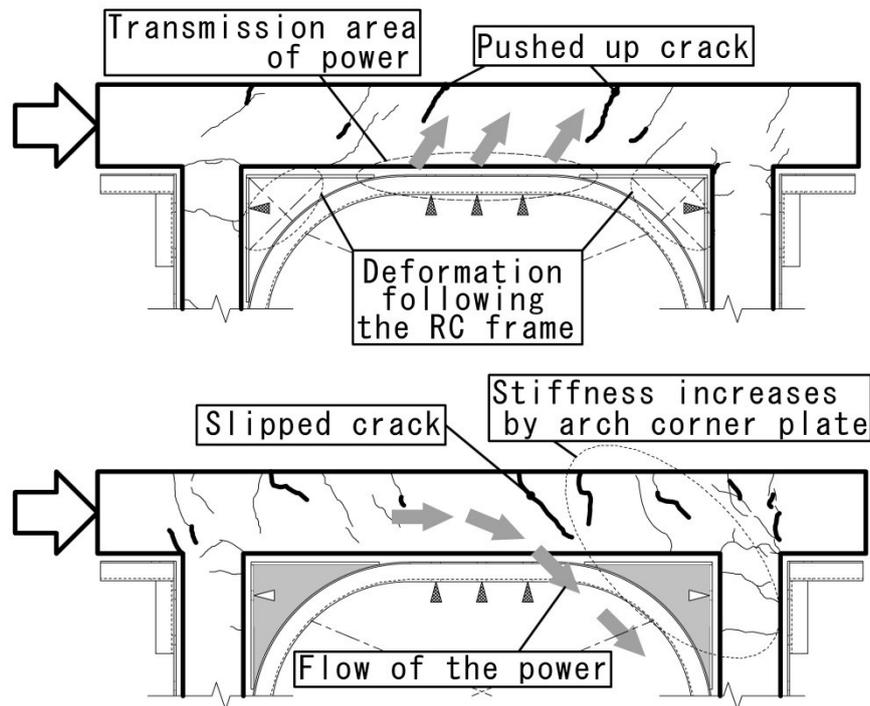


図 2.17 上スタブのひび割れ図 (上: R1、下: R2)

## 2.6 終局時に至る実験結果

### 2.6.1 荷重変形関係・最大耐力

R1 及び R2 の終局時までの荷重変形関係を図 2.18 に示す。また、 $R=+0.5\%$ までの N1 及び N2 の包絡線と  $R=+2.0\%$ 付近までの R1 及び R2 の包絡線を図 2.19 に示した。最大荷重時及び最大変形時の荷重と変形角は表 2.7 の通りである。

図 2.18・19 に示すように  $R=0.8\%$ 付近で最大耐力となり、その後耐力が低下した。R1 の於いては最大変形時まで最大耐力の 17%、R2 は 8%低下したままで推移し、 $R=2.0\%$ の初期サイクル時は安定した変形性能を示した。R2 については  $R=2.0\%$ を 3 サイクル行ったが、 $R=2.0\%$ の初期サイクルに比べ第 2・第 3 サイクルに於いては耐力が小さくなっている。これはコンクリートの損傷により RC 側の耐力が減少したためと考えられる。また、ループ形状について第 2・第 3 サイクルは徐々に紡錘型に近づいている。

最大耐力を比較すると、 $R2/R1=163/137=1.19$  となり、アーチ隅部プレートを有する試験体は最大耐力が上昇する。

表 2-7 最大荷重時・最大変形時の荷重と変形角

	最大荷重時		最大変形時	
	荷重 (kN)	変形角(%)	荷重 (kN)	変形角(%)
R1	137	0.8	117	1.95
R2	163	0.8	151	1.98

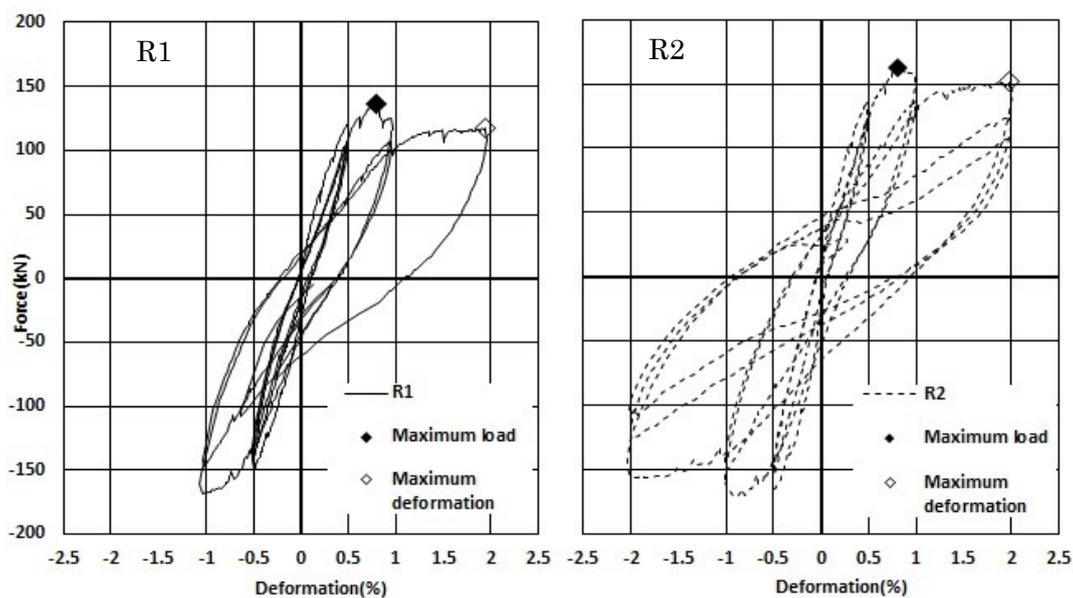


図 2.18 荷重変形関係 (R=±2.0%)

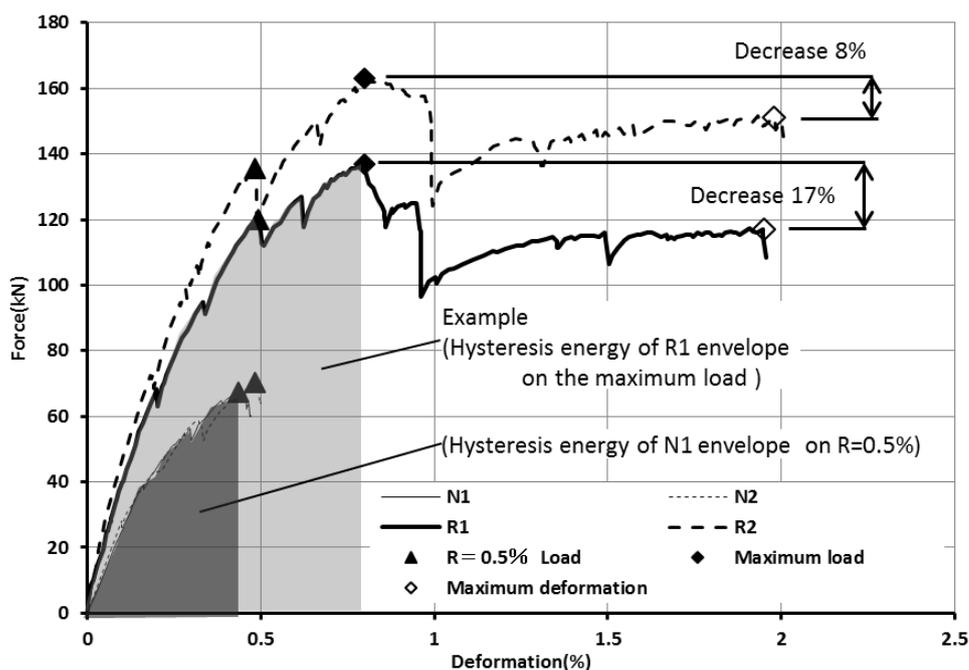


図 2.19 包絡線

### 2.6.2 包絡線の履歴エネルギー

図 2.19 の灰色に示すような包絡線の履歴エネルギーを図 2.20 に、R=0.5%時・最大荷重時・最大変形時の包絡線の履歴エネルギーを表 2.8 に示す。補強前の R=0.5%変形時に対する補強後の R=0.5%時の履歴エネルギーは約 2 倍、補強前の R=0.5%時に対する最大荷重時は 4 倍程度、補強前の R=0.5%時に対する補強後の最大変形時 11~12 倍と大幅に向上している。

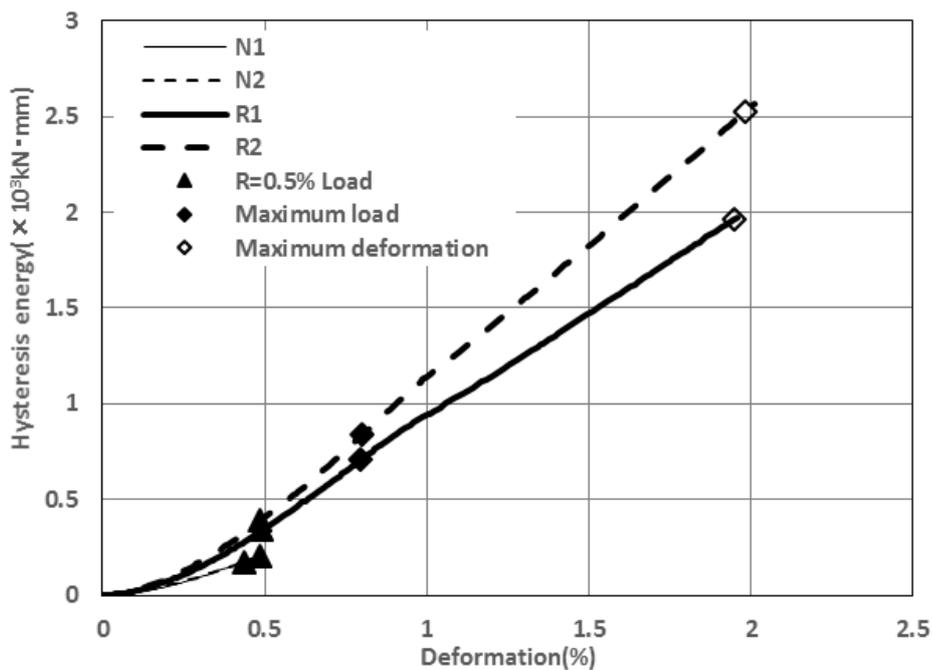


図 2.20 包絡線の履歴エネルギー

表 2-8 履歴エネルギー (単位: kN・mm)

	N1	R1	R1/N1 <sub>(R=0.5%)</sub>	N2	R2	R2/N2 <sub>(R=0.5%)</sub>
R=0.5%	175	341	1.95	208	389	1.87
最大荷重時	-	707	4.04	-	838	4.03
最大変形時	-	1965	11.23	-	2527	12.15

### 2.6.3 ひび割れ(終局時)

目視による終局時のひび割れ図を図 2.21 に、実験終了時の柱(h)及びび(g)のひび割れ状況を写真 2.6 に示す。図中の細線は  $R=0.5\%$  以前のひび割れで、中線及び太線は  $R=0.5\%$  を超えて生じたひび割れである。最大変形時にひび割れ幅が大きかったせん断ひび割れを太線で示し、g は  $R=0.67\%$ 、h は  $R=1.0\%$ 、i は  $R=2.0\%$  時に確認したひび割れである。  $R=0.8\%$  の最大耐力付近に g や h のせん断ひび割れが生じ、耐力低下を起こしている。

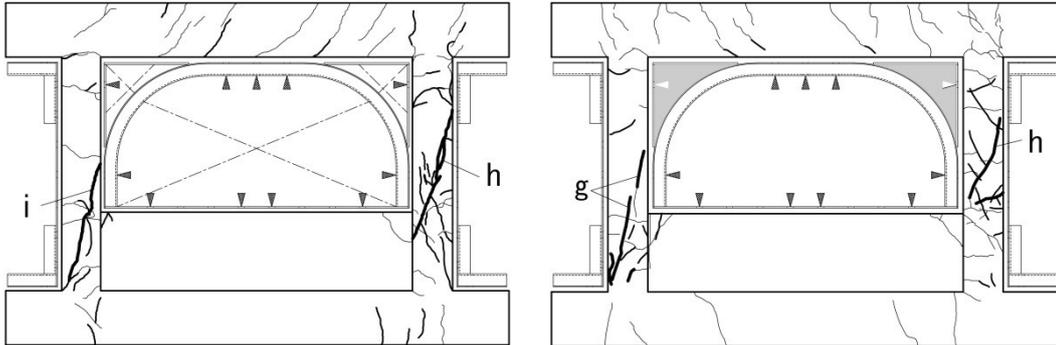


図 2.21 ひび割れ図 ( $R=2.0\%$ )



写真 2.6 実験終了時の柱のひび割れ状況 (左 : R1、右 : R2)

## 2.6.4 鉄骨アーチの軸力・曲げモーメント

鉄骨アーチの正載荷時の  $R=+1.0\%$  及び  $+2.0\%$  時の最大荷重時のひずみから算出した軸方向力を図 2.22、曲げモーメントを図 2.23 に示す。横軸のひずみゲージ位置は図 2.12 の通りである。また、Element2・3 の平行部は PL-3.2 と  $[-75 \times 40 \times 5 \times 7$  を一体の断面(以下、アーチ部材)であると仮定し、断面性能を算出した<sup>注8)</sup>。

曲げモーメントは概ね逆対称形を示し、軸方向力は概ね負(圧縮)を示している<sup>注9)</sup>。湾曲部(点3・4・7・8)付近で軸方向力及び曲げモーメントが増大している。また、2・3 サイクル目は1サイクル目より値が大きい。これは、1サイクル目で損傷した RC フレームの耐力を鉄骨アーチが負担していると推定される。

また、R1 と R2 の湾曲部の値を比較すると、軸方向力及び曲げモーメントの両方ともに R2 が小さい値を示している。アーチ部材とアーチ隅部プレートとアーチ隅角部枠材(写真 2.5β) が一体となり作用しているため、負担するひずみが分散し、軸方向力及び曲げモーメントが小さくなったと考えられる。

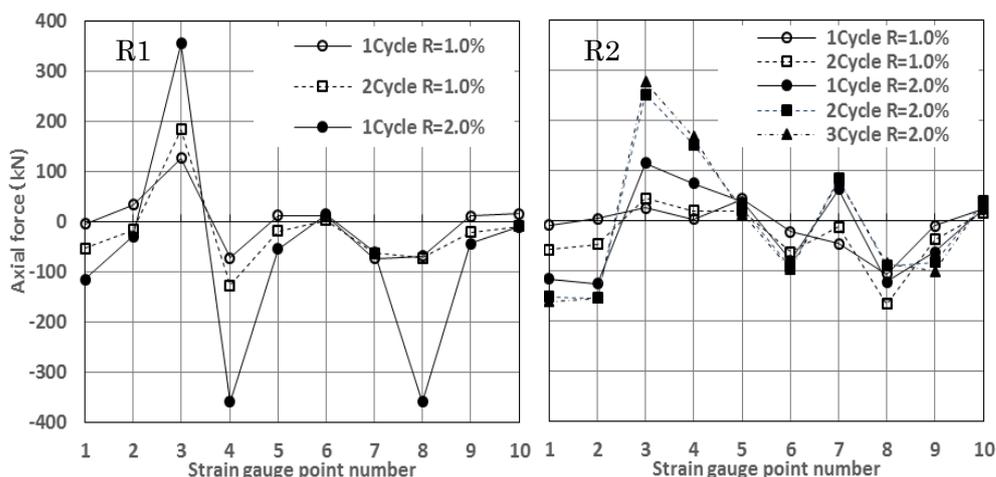


図 2.22 鉄骨アーチの軸力分布

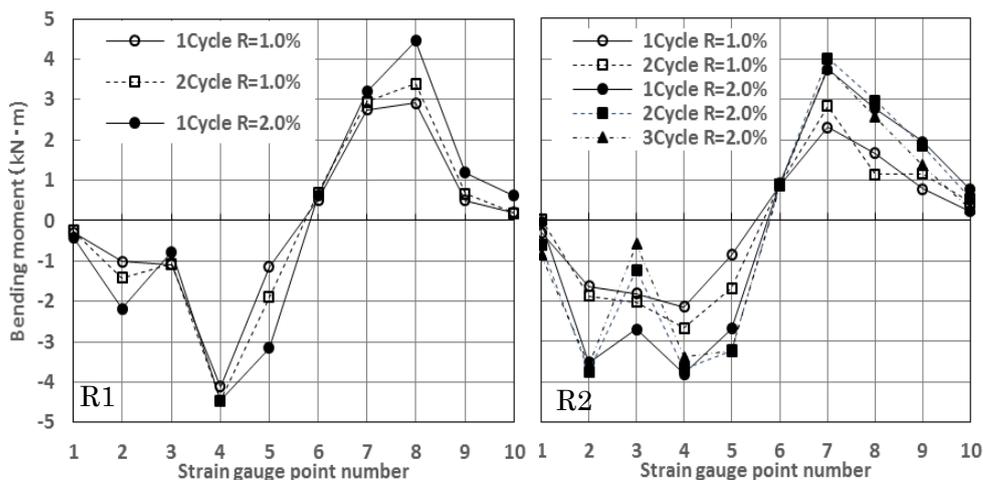


図 2.23 鉄骨アーチの曲げモーメント分布

## 2.7 耐力の計算

最大荷重の計算値と実験値を表 2.9 に、鉄骨アーチの水平耐力算出用の簡略曲げモーメント図を図 2.24 に、鉄骨アーチのせん断力を算出用の高さ  $H_{R1}$  及び  $H_{R2}$  を図 2.25 に示す。

RC フレームの耐力<sup>注 10)</sup> は終局せん断耐力より求め、鉄骨アーチの耐力は式 2.3 で算出した。 $H_{R1}$  は 6.4 の曲げモーメントのひずみデータより湾曲部で最大となることから、湾曲部の中心付近から変形すると仮定した。一方  $H_{R2}$  はアーチ隅部プレートにより湾曲部が剛域とし、鉄骨アーチのアーチ隅部プレートの取り付いていない柱部分の高さと仮定した。鉄骨アーチの柱脚部の支持条件はピン支持としている。

最大耐力は鉄骨アーチと RC フレームの累加強度として算出した。計算値に対する実験値は 5%程度で良好な一致を示した。

表 2-9 最大耐力の実験値と計算値

		R1	R2
実験値(kN)		137	163
計算値	RC フレーム(kN)[ $Q_{su}$ ]	117	114
	鉄骨アーチ(kN) [ $P_y$ ]	25	51
	合計(kN)[ $Q_{su}+P_y$ ]	142	165
実験値/計算値の合計		0.96	0.99

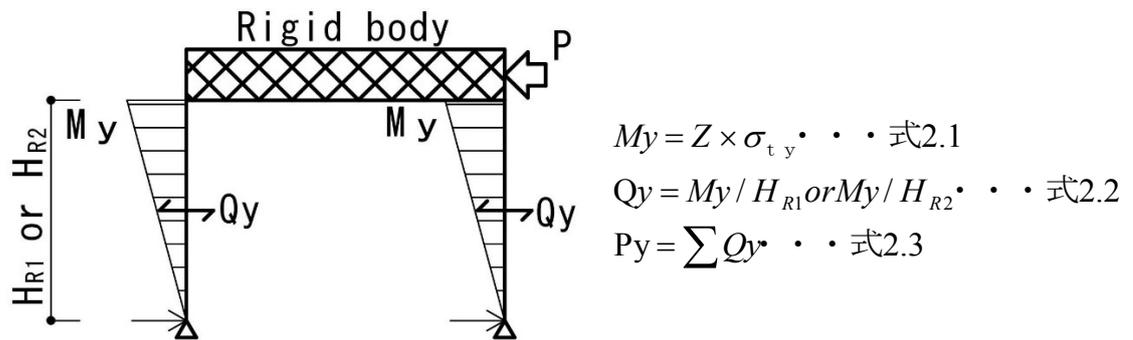


図 2.24 鉄骨アーチの水平耐力算出用の簡略曲げモーメント図

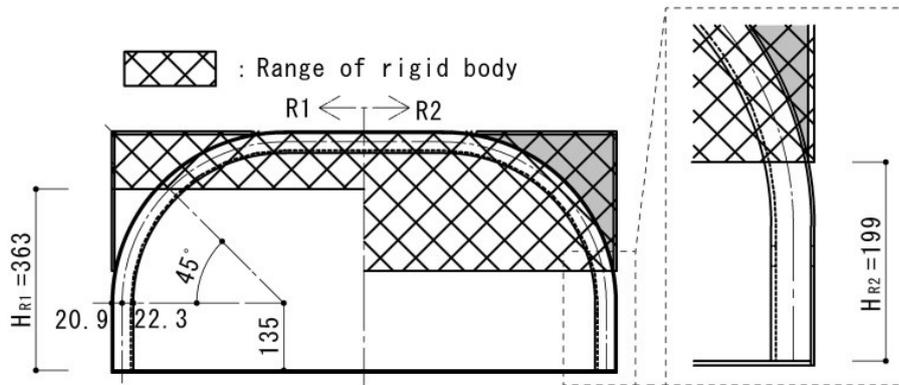


図 2.25 鉄骨アーチの水平耐力算出用の部材高さ

## 2.8 メカニズムの検討

最大耐力時の鉄骨アーチ柱脚部の軸力計算モデルを図 2.26 に示す。2.7 耐力の計算で求めた鉄骨アーチの降伏耐力  $P_y$  を用い、図中の B 点の曲げモーメントの釣り合いを考え、A 点で軸方向力  $R_A$  を算出する。そして、 $R_A$  と鉄骨アーチ側面のアンカーボルト<sup>注 11)</sup> のせん断力  ${}_B Q$  の差（以下、柱脚軸力  ${}_s P_B$ ）を求める。 $R1$  の有効なアンカーボルトのせん断力は、C 点の M10 であり、アーチ部材とアーチ隅角部枠材が部分的な溶接接合であるため、D 点の M10 は有効に作用しないと考える。 $R2$  については、アーチ隅部プレートとアーチ部材とアーチ隅角部枠材が溶接されているため一体の挙動を示すと考え、C 点の M10 と D 点の M6×2 のせん断力が作用すると考える。

正載荷最大荷重時のひずみゲージの値から算出した鉄骨アーチ柱脚（点 1・10）の軸方向力を図 2.27 に示す。点 1 は  $R1$  が 4 kN、 $R2$  が 8 kN の圧縮力であり、点 10 は  $R1$  が 16 kN、 $R2$  が 23 kN の引張力である。

算出した柱脚軸力と点 1・10 の軸方向力の比較を表 2.10 に示す。点 1 の圧縮力を柱脚軸力  ${}_s P_B$  で除した値は、0.73~1.00 と概ね一致する。しかし、点 10 の引張力を柱脚軸力  ${}_s P_B$  で除した値は、2.11~4.00 と異なり、それに比べ点 10 を  $R_A$  で除した値は、0.95~1.36 と概ね一致する値を示す<sup>注 12)</sup>。

$R=+2.0\%$ 時の鉄骨アーチの圧縮側の柱脚付近のひび割れを図 2.28 に示す。図中  $R1$  の  $i$  のひび割れ、 $R2$  の  $g$  のひび割れに着目すると鉄骨アーチが RC フレームを矢印方向に押し圧縮ストラットを形成し、水平力を伝達していることがわかる。連続する腰壁を想定した場合、 $i$  や  $g$  のひび割れは腰壁により抑制されると考えられる。

今回の場合の腰壁の連続しない場合、端部の柱に関しての補強をさらに検討する必要があると考える。

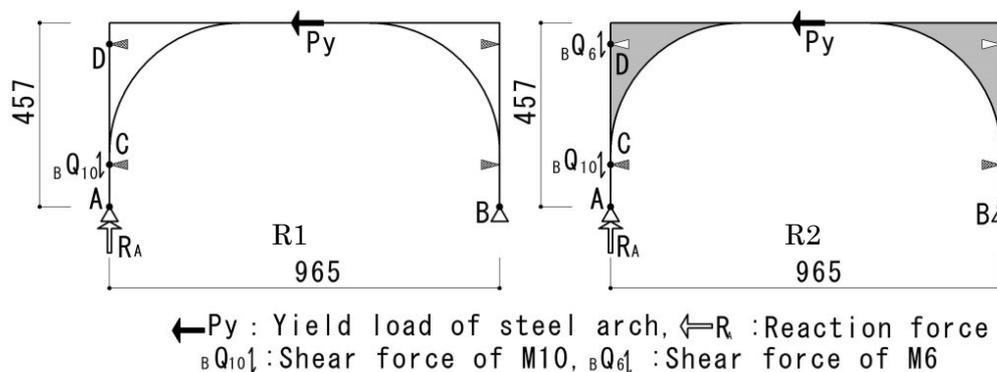


図 2.26 最大耐力時の鉄骨アーチ柱脚部の軸力計算モデル

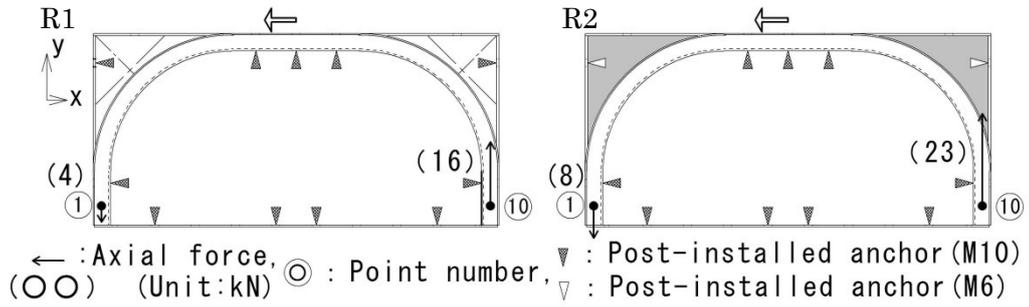


図 2.27 ひずみゲージの値から算出した鉄骨アーチ柱脚（点 1・10）の軸方向力

表 2-10 軸方向力の実験値と計算値

		R1	R2
実験値(kN)	Point①	4.0	8.0
	Point⑩	16	23
計算値(kN)	R <sub>A</sub>	11.8	24.2
	B <sub>Q</sub>	7.8	13.3
	sP <sub>B</sub>	4.0	10.9
Point①/sP <sub>B</sub>		1.00	0.73
Point⑩/sP <sub>B</sub>		4.00	2.11
Point⑩/ R <sub>A</sub>		1.36	0.95

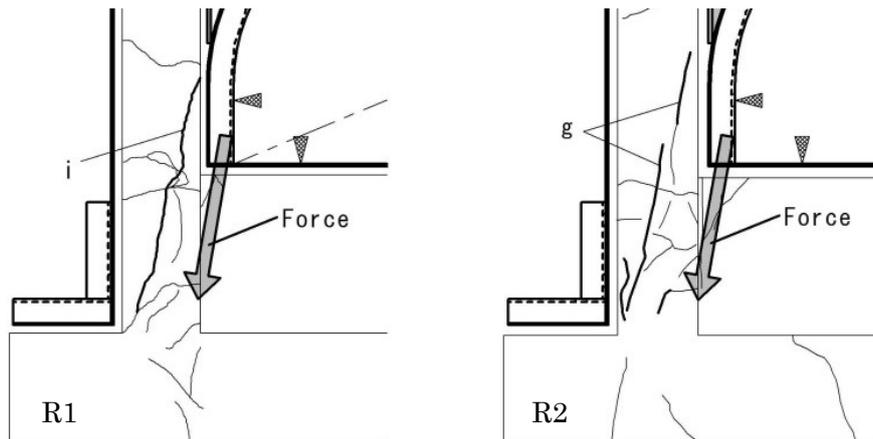


図 2.28 R=+2.0%時の鉄骨アーチの圧縮側の柱脚付近のひび割れ

## 2.9 結論

本実験において以下の知見を得た。

- 1) 面内鉄骨アーチ補強によって初期剛性は補強前の約 1.7 倍、 $R=0.5\%$ 時耐力は補強前の約 1.8 倍、 $R=0.5\%$ 時の履歴エネルギーは補強前の約 1.5 倍と大幅に向上した。
- 2) アーチ隅部プレートを有する場合、アーチ隅部プレートが無いものより初期剛性が約 1.18 倍、 $R=0.5\%$ 耐力が約 1.13 倍、最大耐力が約 1.19 倍増加した。
- 3) 面内鉄骨アーチ補強した場合  $R=0.8\%$ 付近で最大荷重を迎え、柱にせん断ひび割れが生じ耐力は低下したが、 $R=2.0\%$ の初期サイクル時の最大変形時の荷重低下率は最大荷重の 8~17%であった。
- 4) 鉄骨アーチの軸力及び曲げモーメントは、湾曲部で大きくなり、アーチ隅部プレートを設けることで局所的な力を分散させることを確認した。
- 5) 面内鉄骨アーチ補強後の履歴エネルギー量は、補強前の  $R=0.5\%$ 時のものと比較すると最大耐力時は 4 倍、最大変形時は 11 倍程度と大幅に向上した。
- 6) 鉄骨アーチを取り付けた場合の最大耐力は、RC フレームと鉄骨アーチの累加強度で概ね求めることができる。

鉄骨アーチを RC フレームの面内に設置する本工法は初期剛性、耐力に有効であり、特に履歴エネルギーを大幅に向上できる。

## 注記

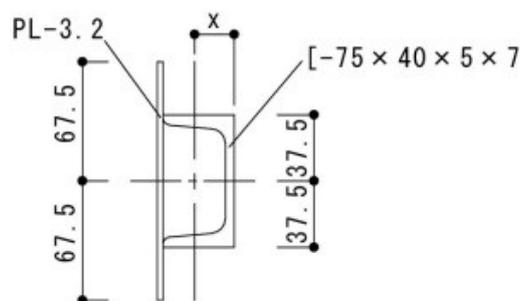
- 注1) 今回の実験に於いて、型枠作成の簡便化し試験体作成の合理化を図るために柱見込み方向のかぶり厚さを大きくした。これに伴い帯筋比を現行の基準程度とするために帯筋のピッチを調節した。
- 注2) 面内鉄骨アーチ補強に使用するあと施工アンカーの M10 の形状は、外径 14mm、全長 40mm、ねじ部長さ 15mm、埋込み長さ 40mm である。M6 は外径 10.5mm、全長 30mm、ねじ部長さ 10mm、埋込み長さ 30mm である。
- 注3) コンクリートのヤング係数は式 4) を用いて算出した。 $\gamma=23$  とする。
- 注4) 鉛直力は、柱の 1 本当当たりの鉛直応力が  $10\text{N/mm}^2$  程度になるように手動制御で行った。
- 注5) 加力方法を違えば R1 について  $R=0.5\%$ の 2 サイクル目までひずみデータの計測不良により、3 サイクル目を行った。それに加え、R1 の  $R=2.0\%$ を繰り返すための変位計の余長がなかったために、 $R=2.0\%$ が一方向荷重となった。
- 注6) 重量は図面上の寸法から算出し、それに比重 (RC : 2.4、モルタル : 2.3) や単位重量をかけて求めている。
- 注7) N1 と N2 のひび割れを比較すると N2 は N1 より養生期間が長かったためにヘアクラックが多少多く生じていた。
- 注8) 鉄骨アーチの軸方向力及び曲げモーメントに使用するアーチ部材のヤング係数  $E_t$ 、

降伏応力度  $\sigma_{ty}$  は式 5, 6 により算出した。表 2. 11 にアーチ部材の断面性能を示す。部材軸位置(x)を図 2. 29 に示す。

- 注9) 軸方向力の湾曲部(点 3・4・7・8)付近では一部正(引張)を示しているが曲げモーメントの影響を受けたためと考える。
- 注10) RC 試験体の柱の諸耐力を表 2. 12 に示す。曲げひび割れモーメント  $M_c$ (式 7)及び曲げ降伏モーメント  $M_u$ (式 10)は文献 2)の pp. 620~627を参考とし、せん断ひび割れ強度  $Q_c$ (式 9)、終局せん断耐力  $Q_{su}$ (式 12)は文献 1)の pp. 49~60を参考とし、柱軸力には表 2. 3 の鉛直力とした。文献 3)の p. 139 より  $k_c=1. 14, k_u=1. 0, k_p=0. 82pt0. 23$  とし計算している。
- 注11) アンカーボルトに使用した M10 と M6 は SS400 を用い、降伏せん断応力  $\tau_y=135 \text{ N/mm}^2$  とする。断面積は M10 を  $58\text{mm}^2$ 、M6 を  $20. 1\text{mm}^2$  とする。
- 注12) 圧縮側の点 1 では、コンクリートと鉄骨の隙間にある無収縮モルタルが力を伝達し、鉄骨からボルト、そして RC フレームという流れになると考えている。しかし、引張側の点 10 では無収縮モルタルの付着が切れたことによりボルトのせん断力が有効に作用していないと考えられる。そのため圧縮側では Point①/ $s_{P_B}$ が、引張側では Point⑩/ $R_A$ が近い値を示した。

表 2-11 鉄骨アーチの断面性能

	R1	R2
断面積 (cm <sup>2</sup> ) [A]	13.14	
断面二次モーメント、(cm <sup>4</sup> ) [I]	36.3	
材軸までの距離(cm)[x]	2.23	
断面係数 (cm <sup>3</sup> ) [Z]	16.28	
ヤング係数( $\times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ) [ $E_t$ ]	2.08	
降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> ) [ $\sigma_{ty}$ ]	274	
降伏ひずみ( $\times 10^{-6}$ ) [ $\epsilon_y$ ]	1673	



Gross section of Steel arch

図 2.29 鉄骨アーチの部軸

表 2-12 RC 試験体の柱の諸耐力

	N1	N2	R1	R2
Pc	51	52	54	50
Qc	94	95	97	94
Pu	118	119	120	117
Qsu	115	115	117	114

$$E = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma / 24)^2 \times \sqrt{F_c / 60} \quad \dots \text{式2.4}$$

$$E_t = \frac{E_p \times A_p + E_c \times A_c}{A_p + A_c} \quad \dots \text{式2.5}$$

$$\sigma_{yt} = \frac{\sigma_p \times A_p + \sigma_c \times A_c}{A_p + A_c} \quad \dots \text{式2.6}$$

$$Mc = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e + \frac{ND}{6} \quad \dots \text{式2.7}$$

$$Pc = 2Mc / h_0 \quad \dots \text{式2.8}$$

$$Qc = \left( 1 + \frac{\sigma_0}{15} \right) \left\{ \frac{0.085k_c (F_c + 50)}{M / (QD) + 1.7} \right\} \quad \dots \text{式2.9}$$

$$Mu = 0.8a_1 \sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad \dots \text{式2.10}$$

$$Pu = 2Mu / h_0 \quad \dots \text{式2.11}$$

$$Qsu = \left\{ 0.115k_u k_p \frac{18 + F_c}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad \dots \text{式2.12}$$

## 参考文献

- 1) 佐藤立美、ほか2名:RC 規準による鉄筋コンクリートの構造設計【改訂版】、鹿島出版会、2011.3
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課等監修:建築物の構造関係技術基準解説書 2007 年版、全国官報販売協同組合、2007.8
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-、丸善、1999.11
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課:2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説、日本建築防災協会、2010.9
- 5) 嶋津孝之ほか4名:鋼構造[第2版]、森北出版、2003.3
- 6) 野村直樹、西澤英和:腰壁付き RC 架構の面内鉄骨アーチ補強の力学特性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2 分冊、pp. 619 -620、2016.8
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造設計用資料集、丸善、2002.1

### 3章 耐震手摺付き鉄骨フレーム補強

### 3.1 はじめに

本章での補強対象となる建物プランについて図 3.1 に示す。住戸に接して柱が存在し、その柱から片持ち梁若しくは片持ちスラブで共用廊下やバルコニーが支持されている。片持ちスラブ先端には既製の手摺が取り付けられている。このような建物の場合、共用部で補強できる場所は限られており、建物の建築面積を増加させることない補強として共用廊下やバルコニーの片持ちスラブ先端に対する補強に着目する。既製の手摺が取付いている部分に廊下幅に支障がないように鉄骨フレームの幅は 100mm 程度のものを取り付け、図 3.1 の X 方向の耐震補強を考える。

提案する補強前後の状況を図 3.2 に示す。既製の手摺位置に鉄骨柱を設置し、柱下部には強度剛性のある手摺（耐震手摺）を設け、柱頭にはスラブや小梁からの水平力を鉄骨柱に円滑に伝達させるために円弧上のブラケットを設置する。耐震手摺とブラケットを設置し柱のせん断スパンを短くさせることで、柱のせん断降伏させることを想定している。この補強方法を耐震手摺付き鉄骨フレーム補強と称する。

RC フレームから耐震手摺付き鉄骨フレームへの力の伝達について図 3.3 に示す。RC フレームに①のような力が作用した際を想定している。片持ちスラブ先端を鉄骨柱により補強されていることにより片持ちスラブには②のようなせん断力が発生する。そして、そのせん断力は、スラブ先端まで達し、③のように鉄骨梁・ブラケットを介し鉄骨柱へ伝達され、④のように鉄骨フレームが水平抵抗すると考えている。

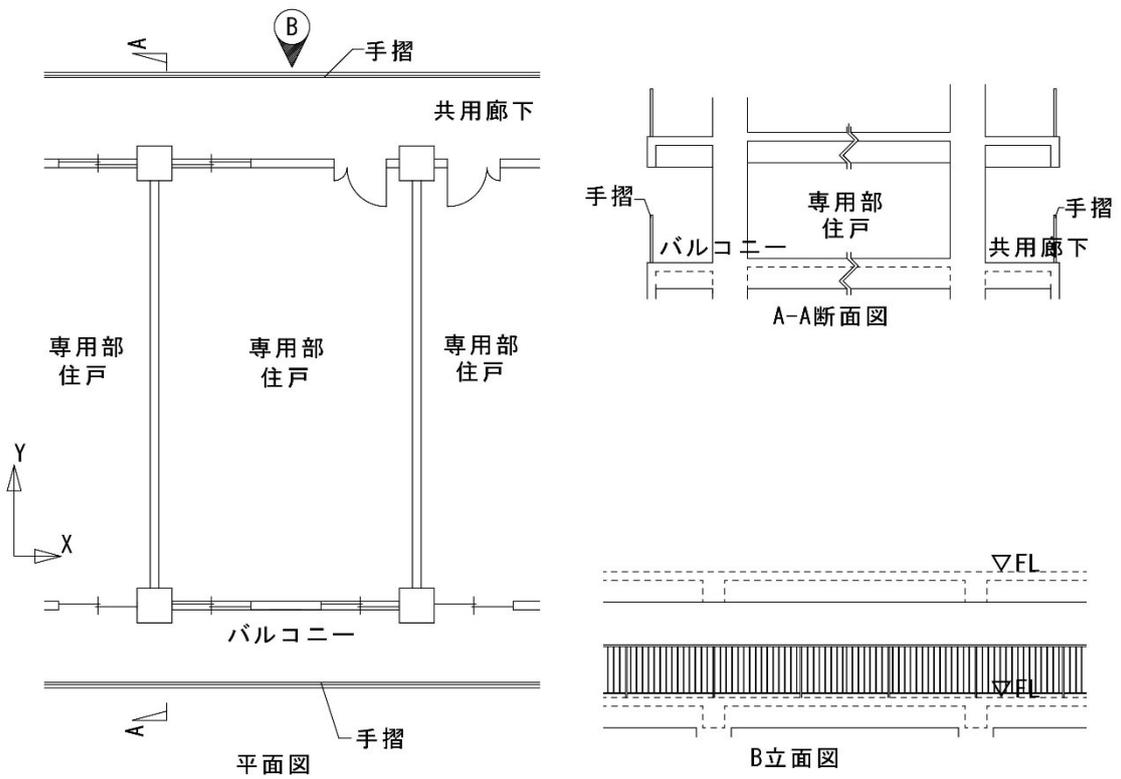


図 3.1 補強対象建物プラン

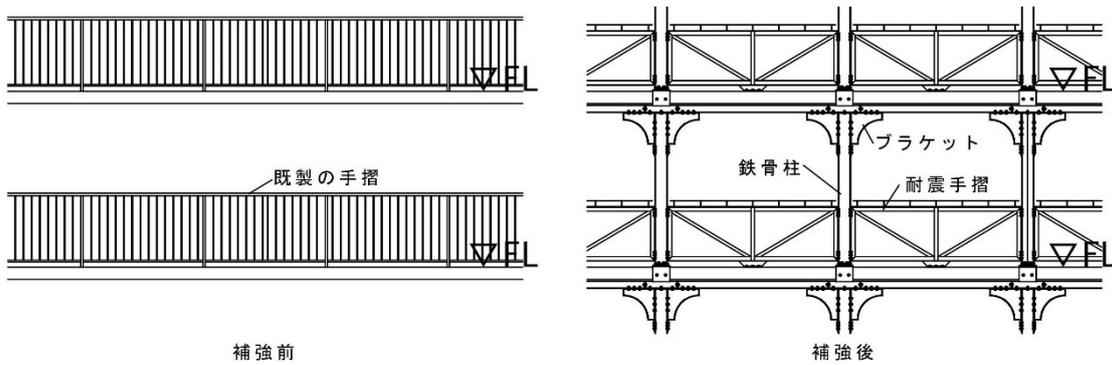
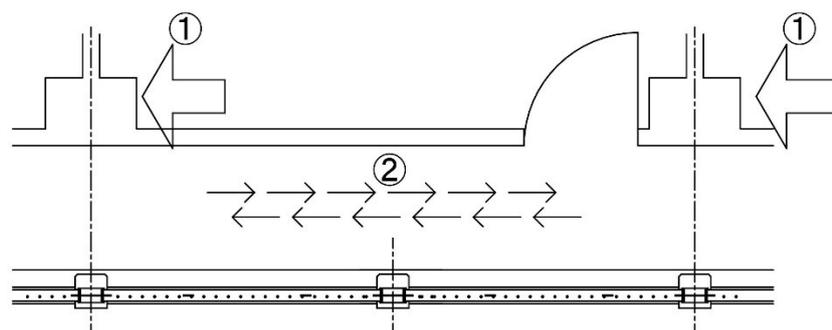
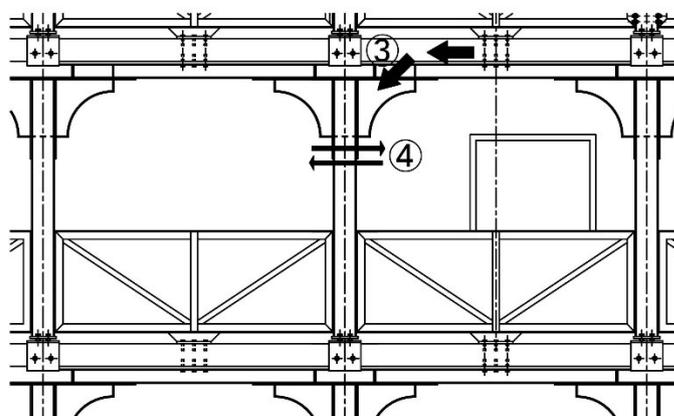


図 3.2 補強前と補強後の立面



平面図



立面図

図 3.3 補強時の力の伝達について

### 3.2 実験目的

本実験において図 3.2 の補強後の鉄骨柱と梁のフレームのみを取り出し、それに対し耐震手摺若しくはブラケットを取り付け、設置する鉄骨アーチフレームの構造特性について確認することを目的とする。

### 3.3 試験体概要

#### 3.3.1 形状寸法

試験体の形状寸法を図 3.4～5 に、各種部材の寸法を図 3.6～13 に、耐震手摺のアクソメを図 3.14 に示す。実験変数については以下のようにまとめ、各実験時の試験体状態を写真 3.1～7 に示す。1 連フレームとは柱が 2 本で構成されたもので、2 連フレームは柱が 3 本のものである。試験体は各部材が高力ボルト M16 (F10T) により接合され、高力ボルトの締め付けはナット回転法により行う。

# 1W Y

- N : 手摺無し
- Y : 手摺あり
- W : ブラケット両側
- R : ブラケット右側
- L : ブラケット左側
- 1 : 1連フレーム
- 2 : 2連フレーム

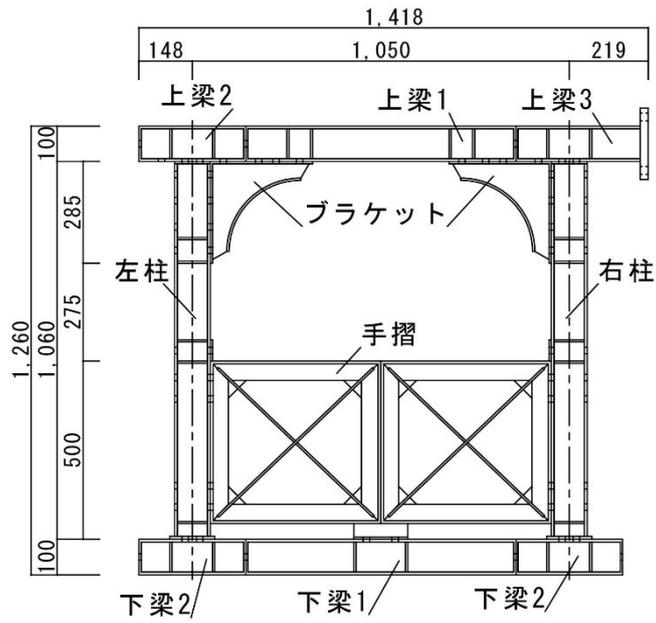


図 3.4 1連フレーム形状寸法

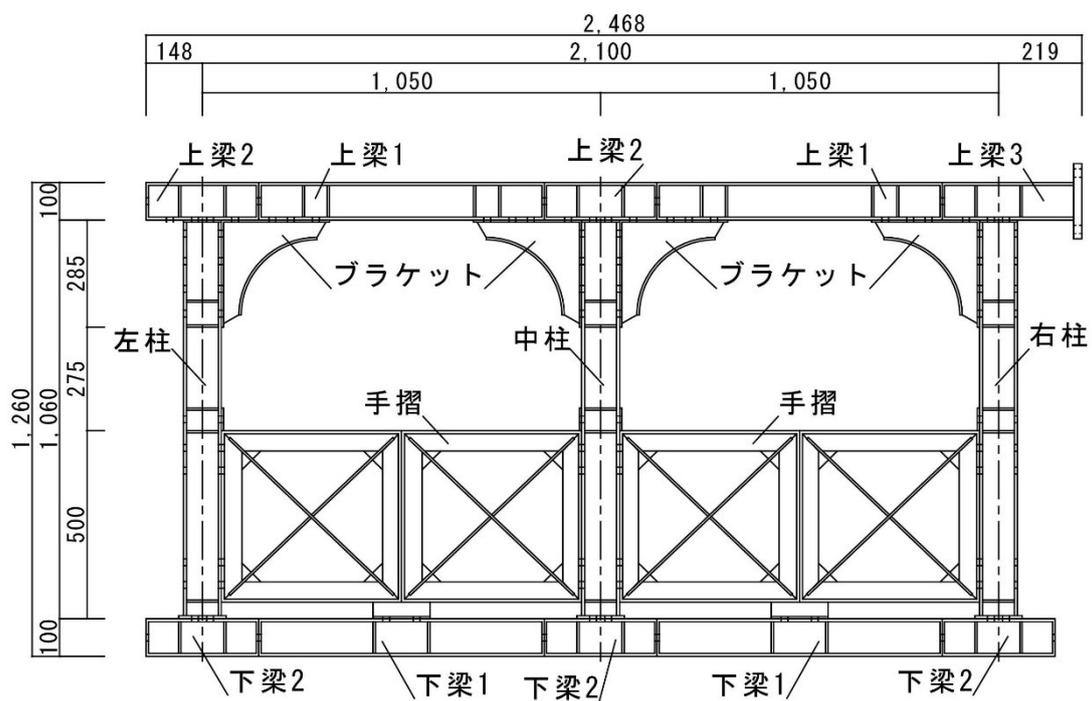


図 3.5 2連フレーム形状寸法

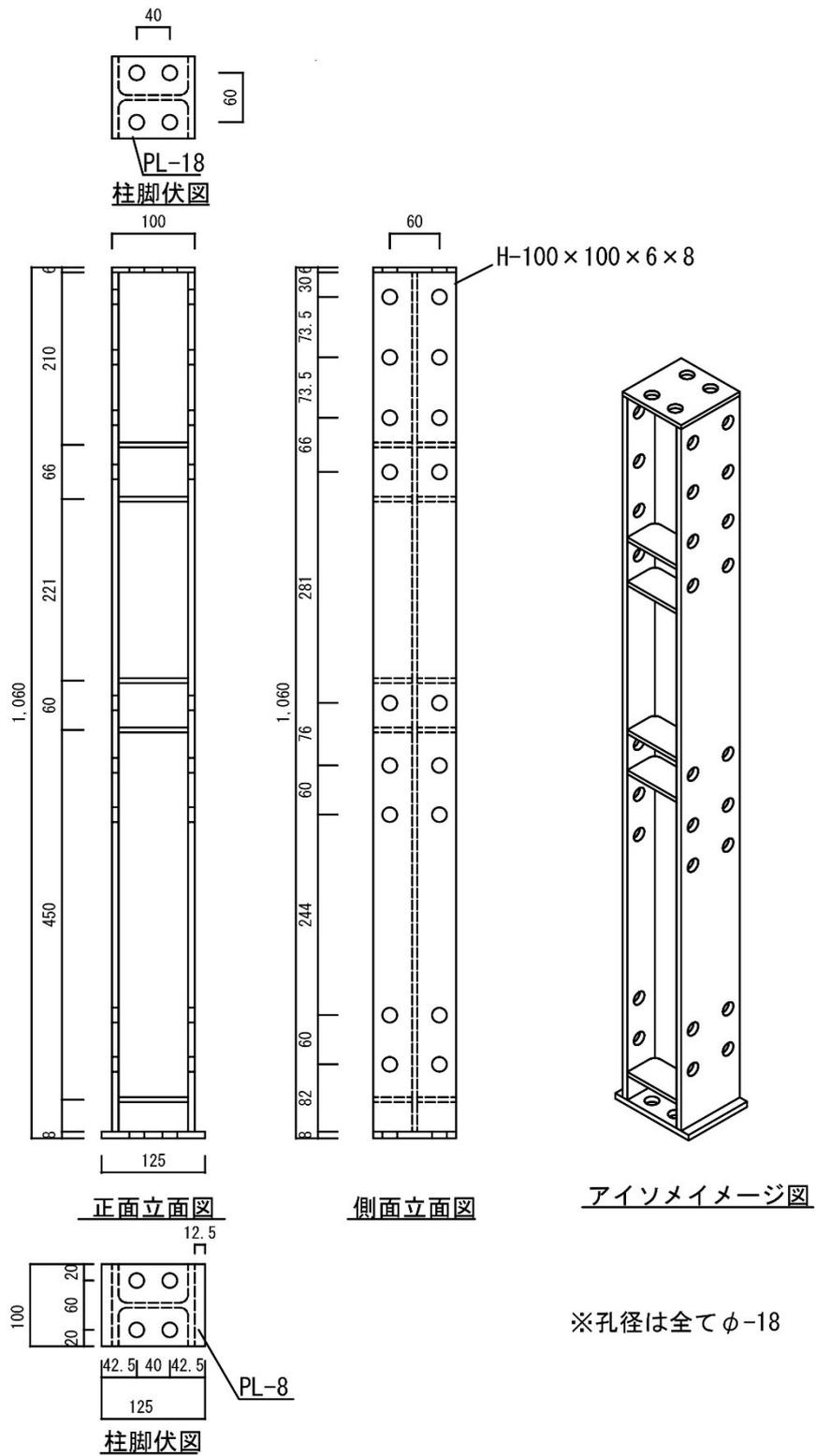


図 3.6 柱形状寸法

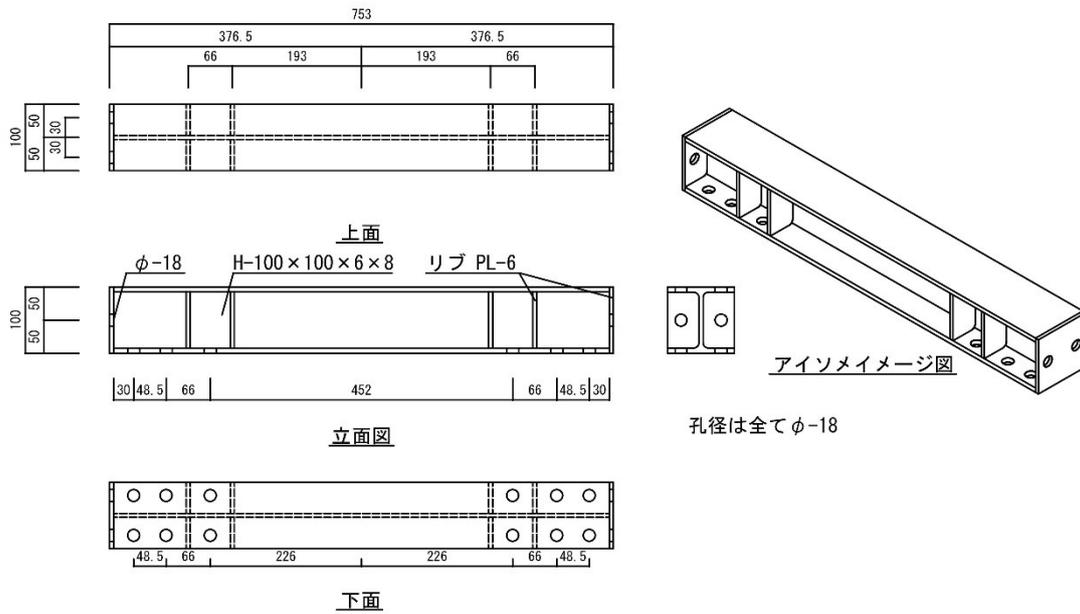


図 3.7 上梁 1 形状寸法

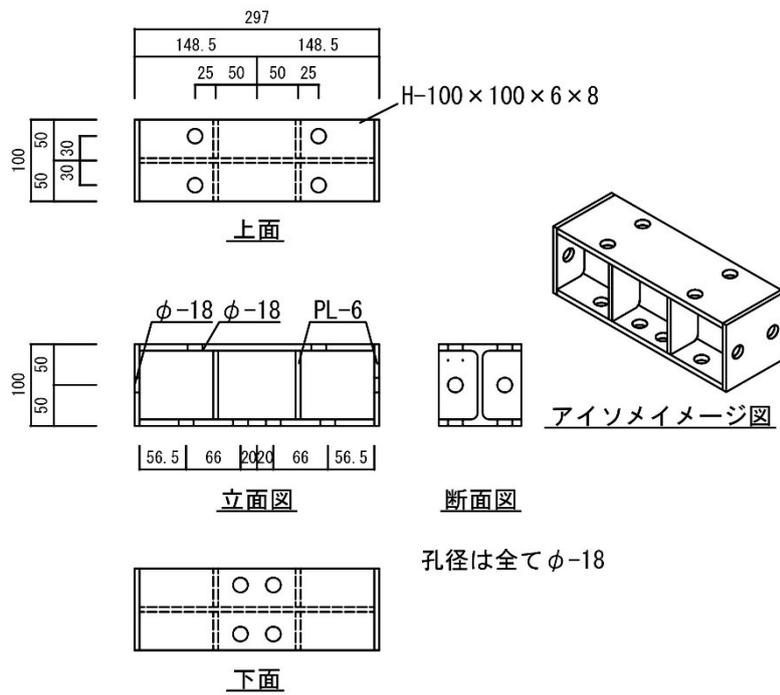


図 3.8 上梁 2 形状寸法

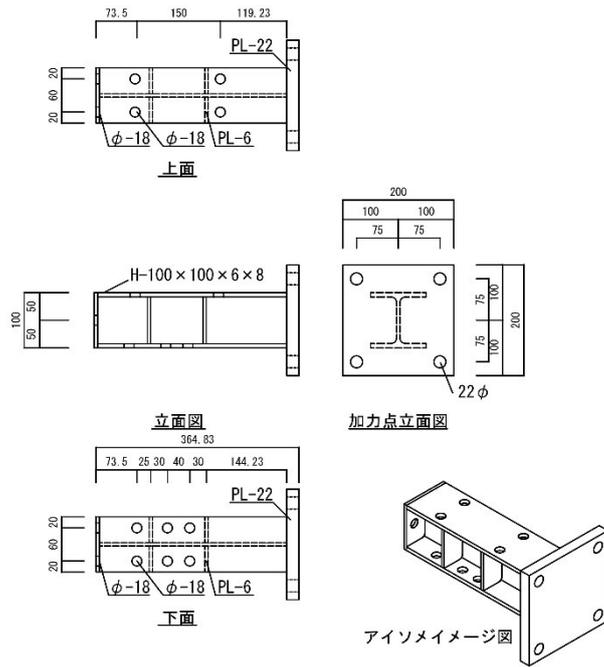


図 3.9 上梁 3 形状寸法

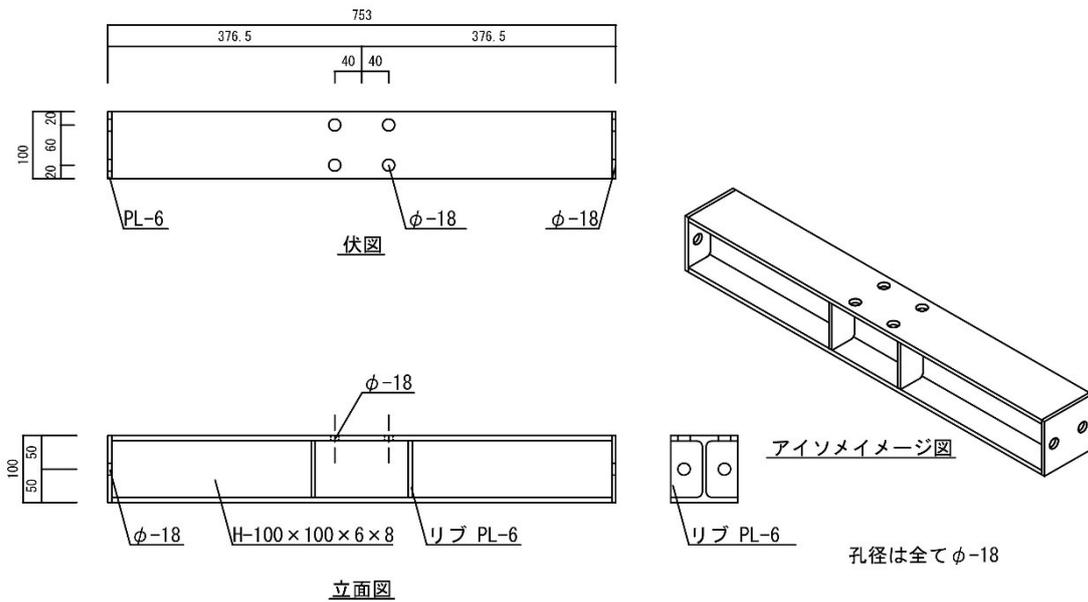


図 3.10 下梁 1 形状寸法

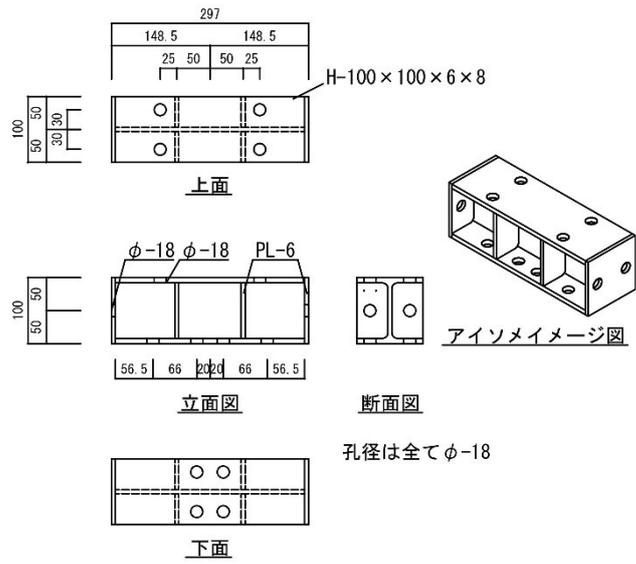


図 3.11 下梁 2 形状寸法

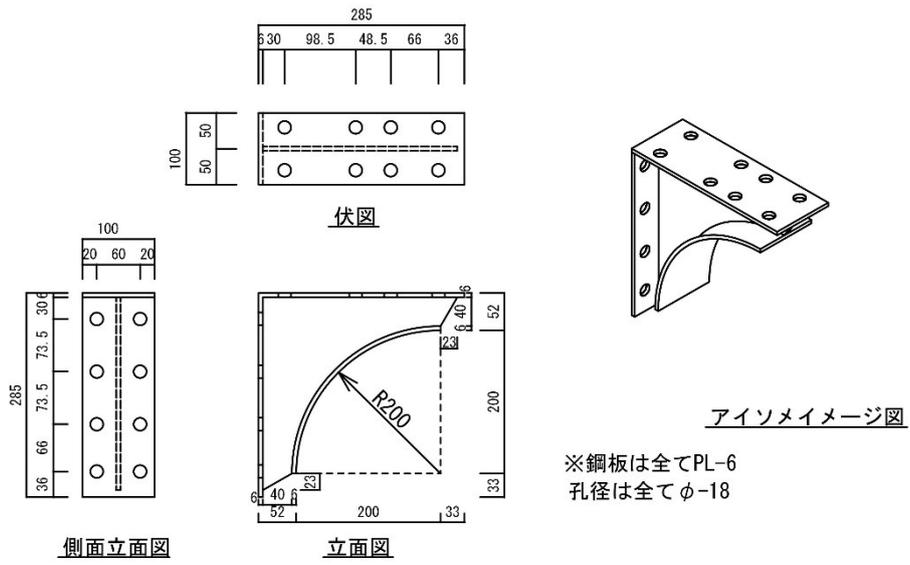


図 3.12 ブラケット形状寸法

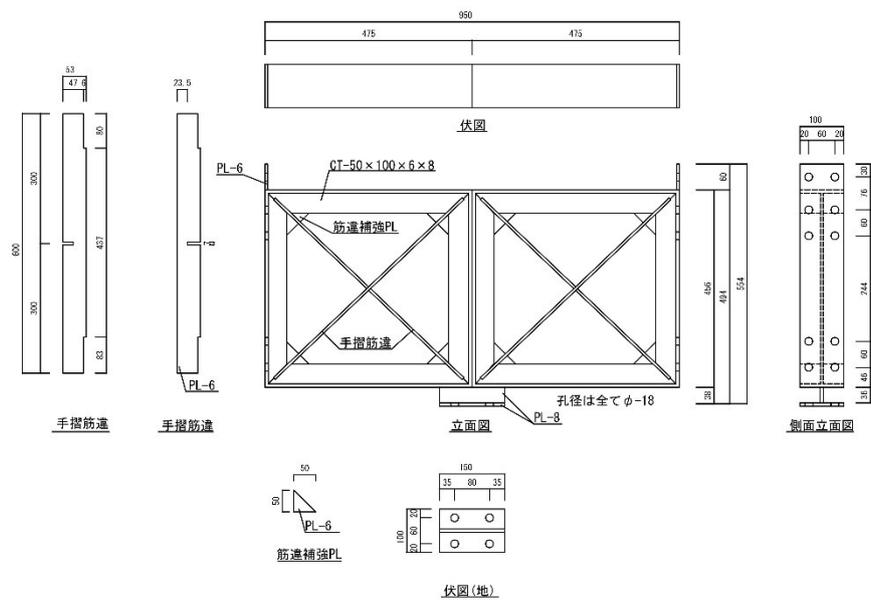


図 3.13 耐震手摺形状寸法

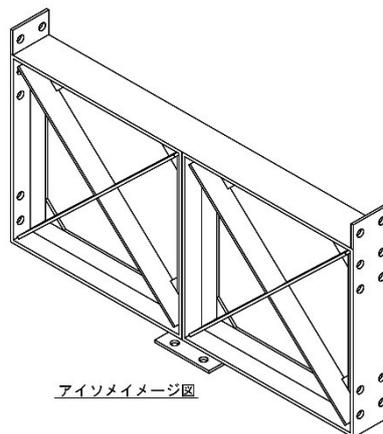


図 3.14 耐震手摺のアクソメ

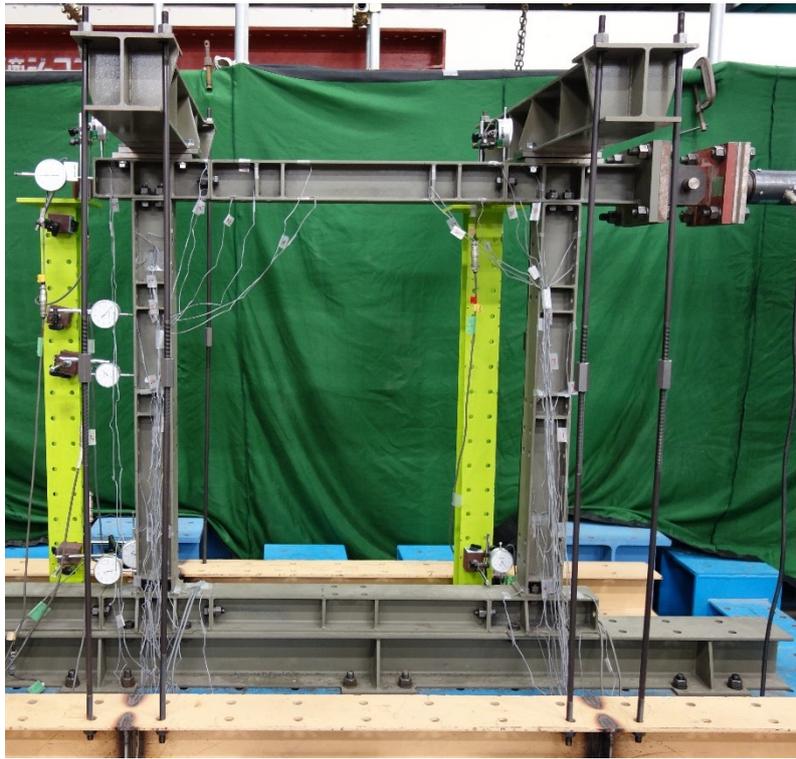


写真 3.1 1NN

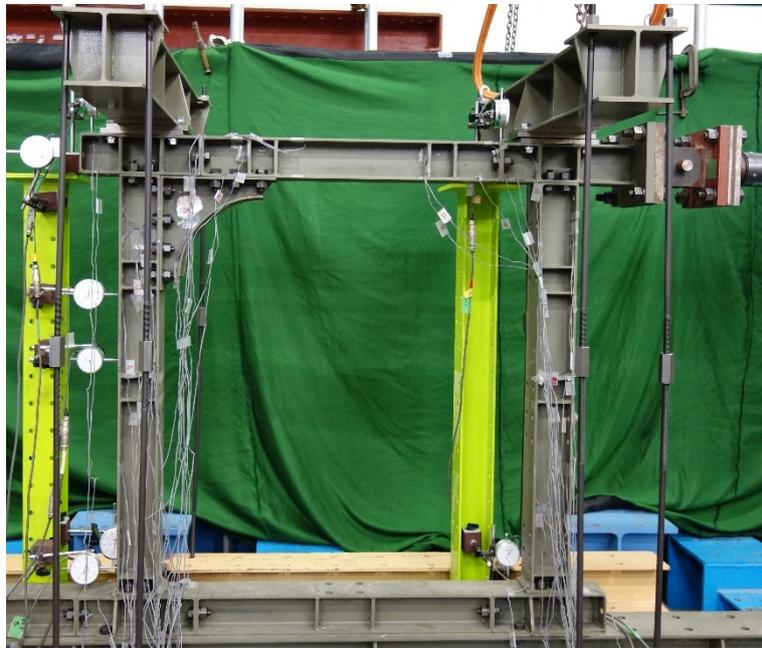


写真 3.2 1LN

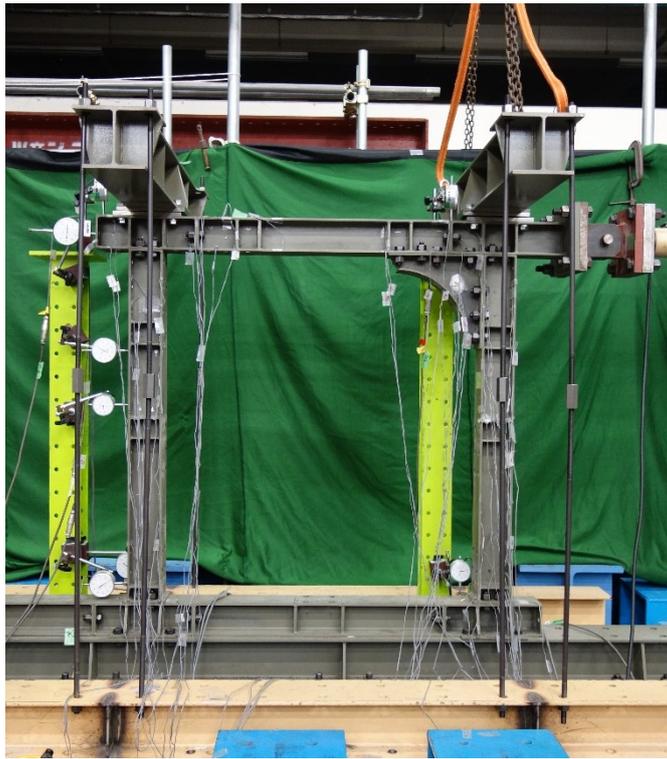


写真 3.3 1RN

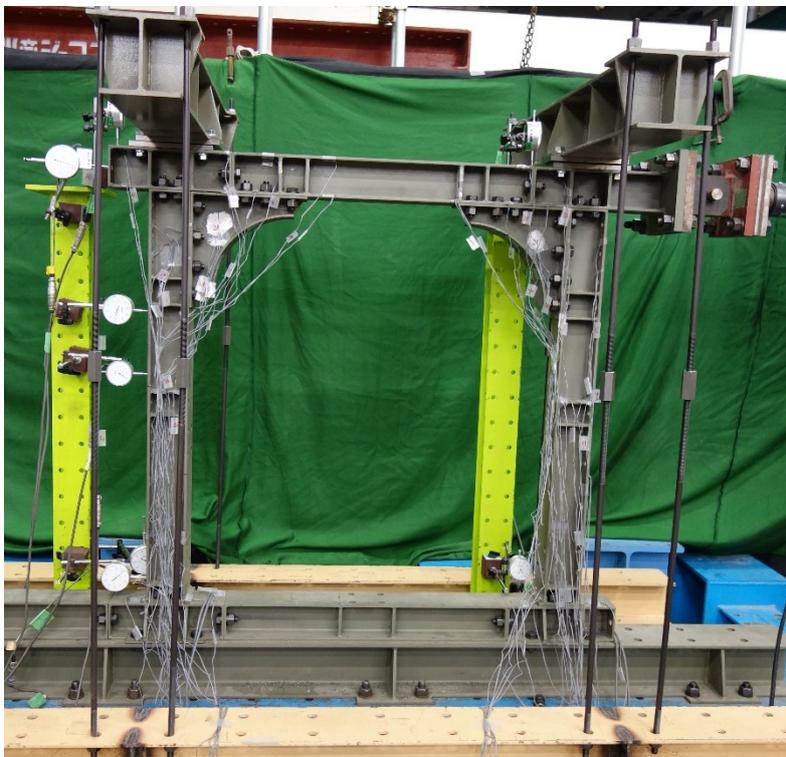


写真 3.4 1WN

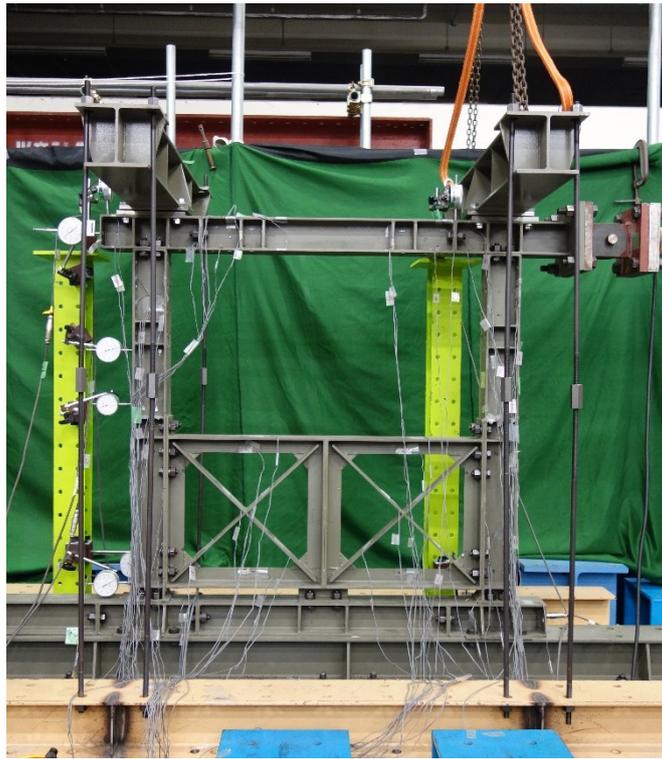


写真 3.5 1NY

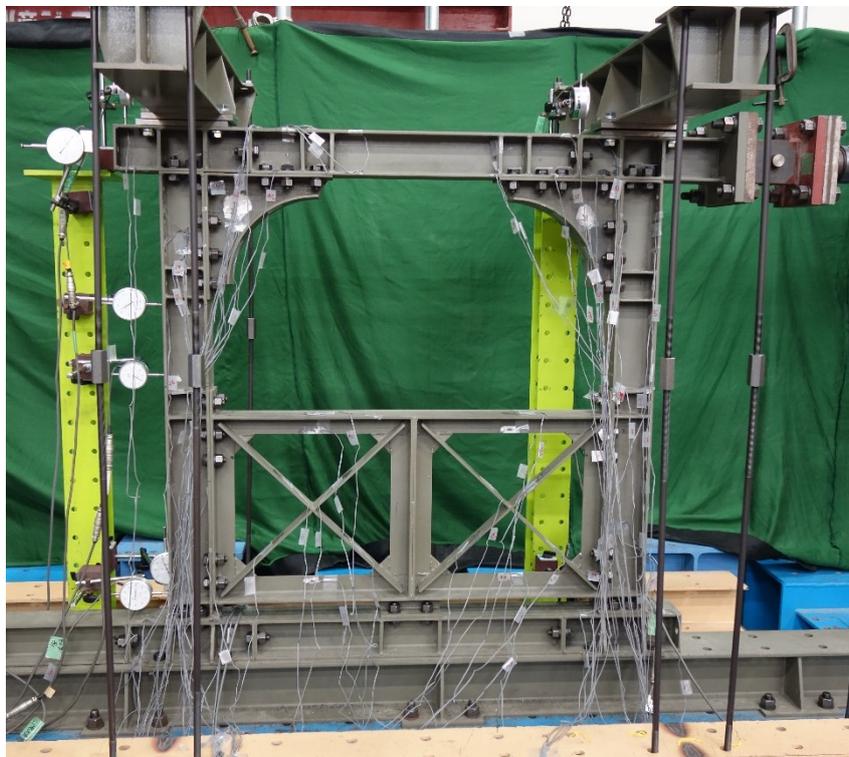


写真 3.6 1WY

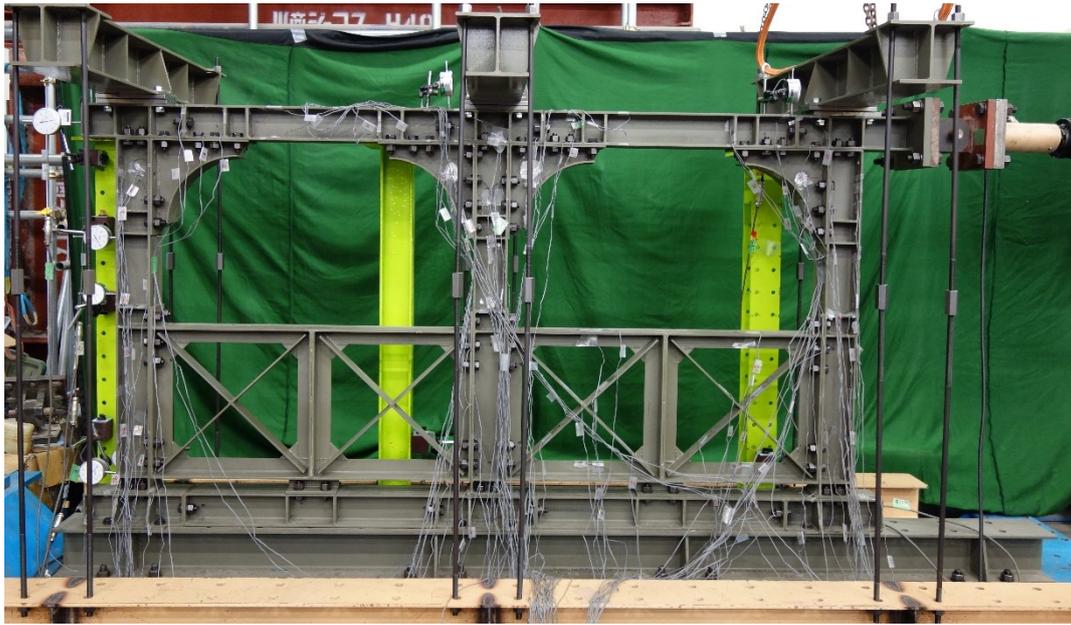


写真 3.7 2WY

### 3.3.2 使用材料

使用した鋼材の材料試験結果を表 3.1 に示す。

表 3.1 材料試験結果

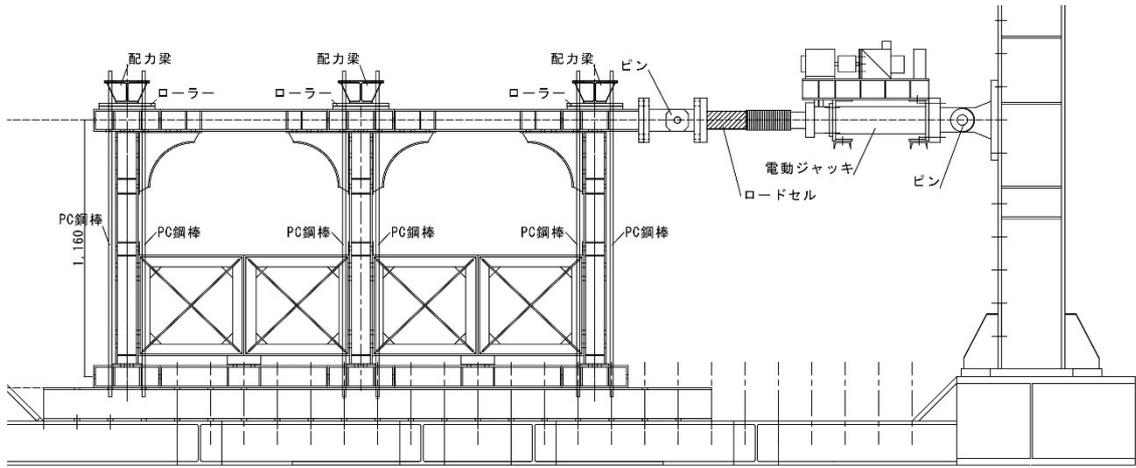
		PL-6	CT-50×100×6×8
			H-100×100×6×8
ヤング係数	( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	2.02	2.12
降伏応力	( $\text{N/mm}^2$ )	297	489
降伏ひずみ	$\mu$	1300	1800

## 3.4 実験概要

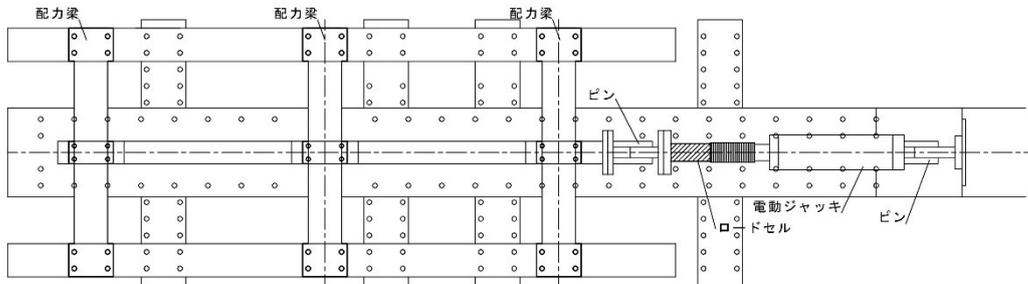
### 3.4.1 セットアップ

セットアップ図を図 3.15、試験体を反力台に設置し、ロッキング防止のために試験体の柱直上にローラーと配力梁を取り付ける。ロッキング荷重は配力梁から P C 鋼棒を介して下部へ伝達させる。

電動ジャッキで水平力を加え、ロードセルで荷重を計測する。左方向を正方向の加力である。変位計位置とひずみゲージ位置を図 3.16～3.20 に示す。本実験では変位制御で加力を行い、その際柱の水平変位計の最上部の水平 1 と最下部の水平 4 の差より相対変位を算出し、変位計間距離で除して変形角を出す。



立面図



平面図

図 3.15 セットアップ図

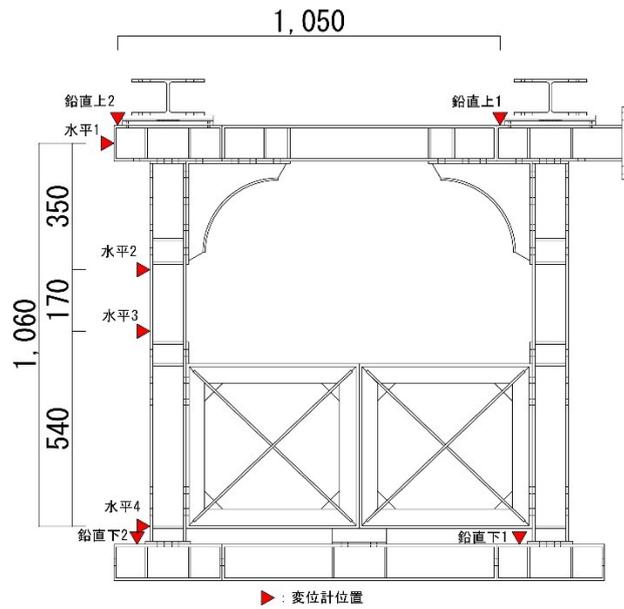


図 3.16 1連フレーム 変位計位置

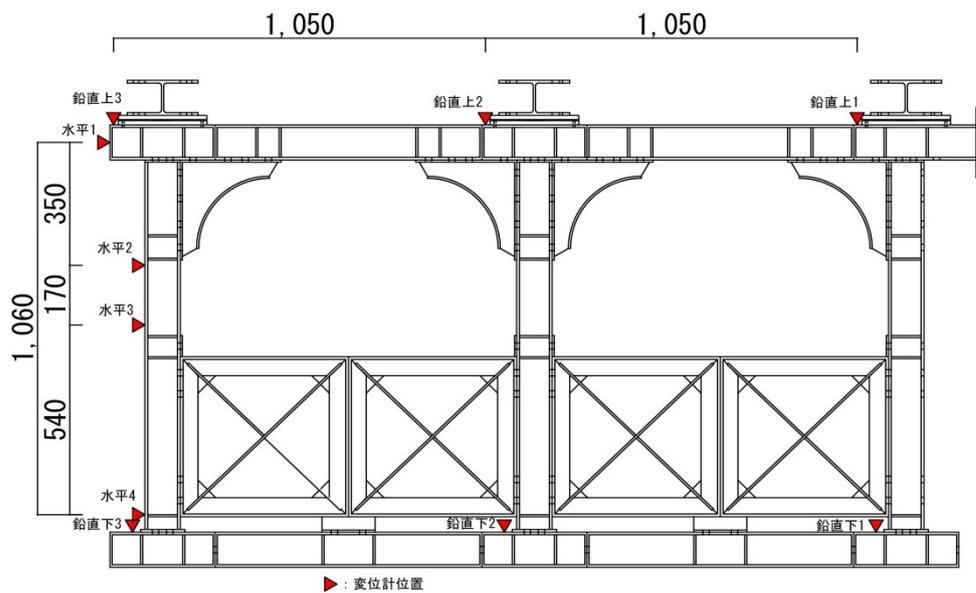


図 3.17 2連フレーム 変位計位置

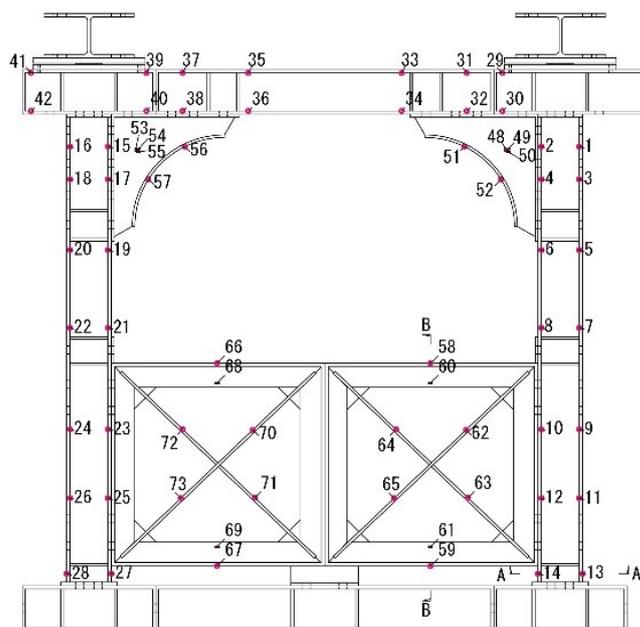


図 3.18 1連フレーム ひずみゲージ位置

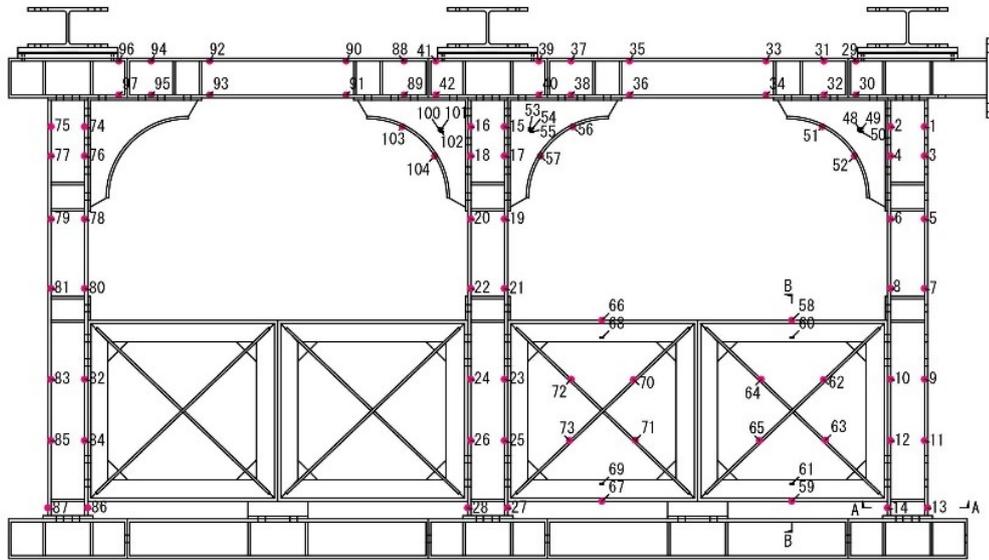


図 3.19 2連フレーム ひずみゲージ位置

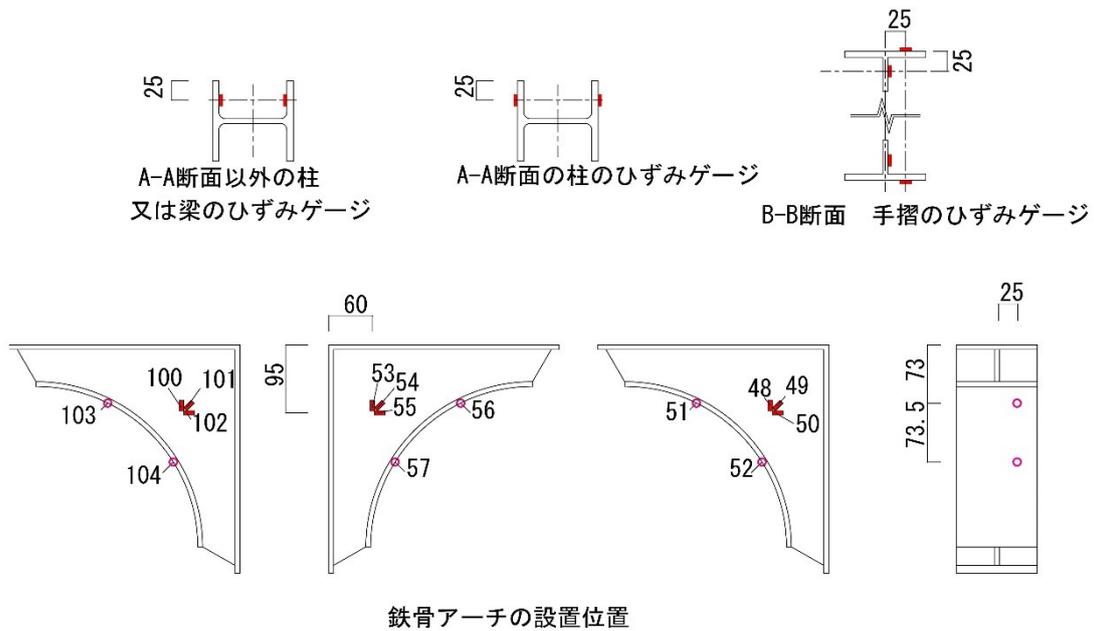


図 3.20 柱・耐震手摺・ブラケットのひずみゲージ位置

### 3.4.2 実験方法

実験の種類は 2 段階に分けて行い、①弾性域内での実験と②塑性域までの実験である。  
 ①弾性域内の実験では変形角  $R=0.5\%$  まで行い、繰り返し載加とする。②の塑性域までの実験では降伏耐力を確認し、 $R=3\%$  付近まで実験する。

### 3.5 弾性域内の繰り返し载荷実験結果

#### 3.5.1 荷重変形関係

1連フレームの各実験での荷重変形関係を図 3.21 に、1WY と 2WY を比較したものを図 3.22 に示す。

図 3.21 を見ると各実験に於いて直線的な挙動を示していることから 0.5%付近までは弾性範囲である。ブラケットも耐震手摺も取り付けない 1NN が最も剛性は低く、次いで線が重なり合うような形でブラケットが片側に取り付く 1RN と 1LN となり、両側ブラケットの 1WN、耐震手摺のみ取付いた 1NY、すべて取付いた 1WY の順で剛性が大きくなっていることがわかる。

図 3.22 をみると柱本数が増えた 2WY の剛性が高くなっている。

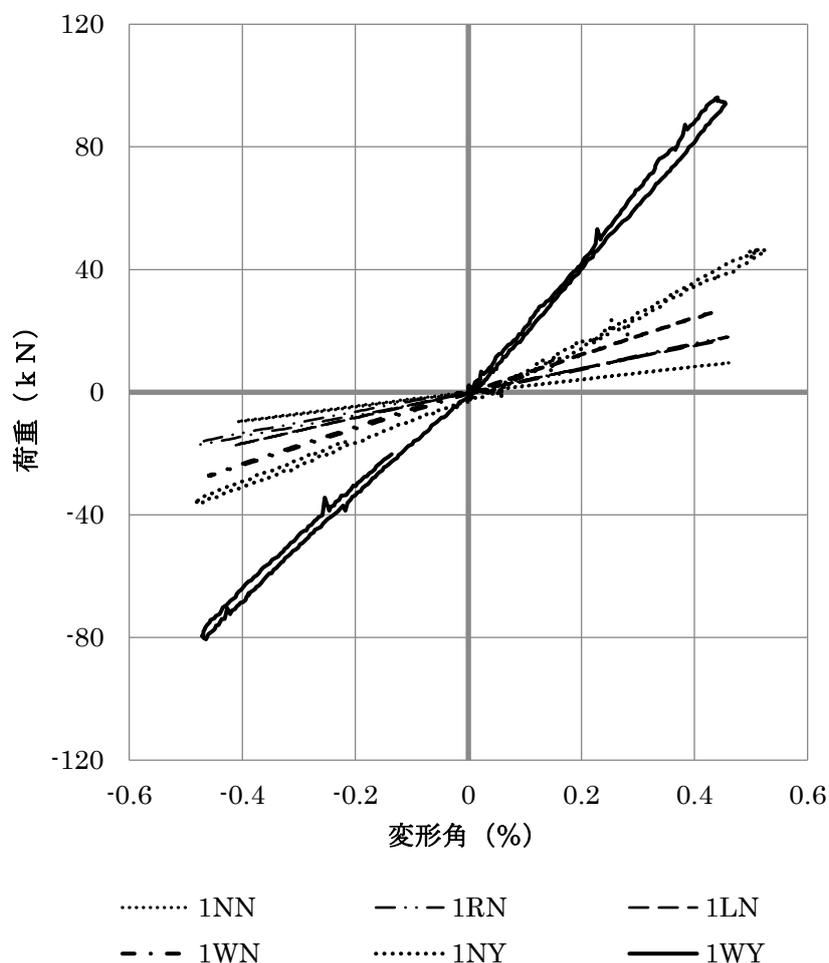


図 3.21 1連フレーム荷重変形関係 (弾性域)

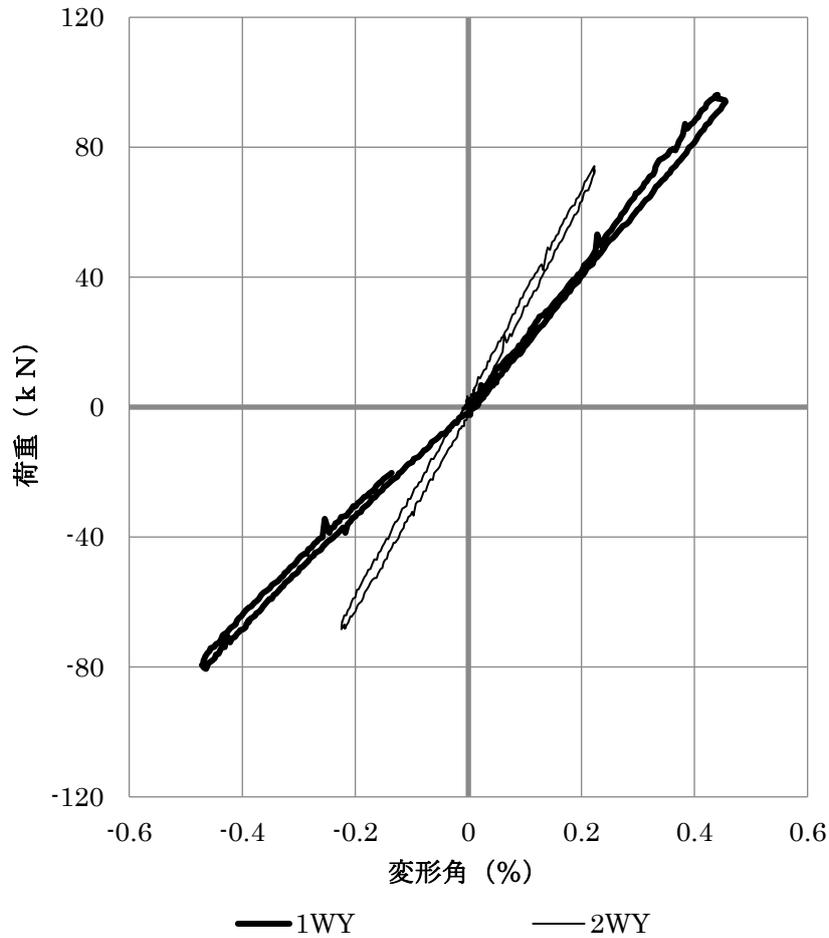


図 3.22 1WY と 2WY 荷重変形関係

### 3.5.2 初期剛性

各実験の最大荷重とその時の相対変位と初期剛性を表 3.2 に示す。初期剛性は最大荷重点と原点との割線剛性とする。

荷重変形関係同様の結果が見れ、 $1NN < 1RN \approx 1LN < 1WN < 1NY < 1WY < 2WY$  の順である。フレームのみものと比較すると、片側にブラケットを取り付けることで約 2 倍、両側にブラケットの取り付けで約 3 倍、耐震手摺の取り付けで約 5 倍、全て取り付けると約 10 倍になっている。

1WY は柱が 2 本であるので柱 1 本あたり  $21.51 \div 2 \approx 10.76 \text{ kN/mm}$ 、2WY は柱が 3 本であるので柱 1 本あたり  $32.66 \div 3 \approx 10.89 \text{ kN/mm}$  であり、柱 1 本当たりの剛性は概ね一致している。

表 3.2 初期剛性

	最大荷重	相対変位	初期剛性
	kN	mm	kN/mm
1NN	9.63	4.70	2.05
1RN	18.03	4.46	4.04
1LN	17.04	4.48	3.80
1WN	26.49	4.42	5.99
1NY	46.83	4.71	9.94
1WY	96.15	4.47	21.51
2WY	74.13	2.27	32.66

### 3.5.3 断面力図

各実験の最大荷重時の断面力図（曲げモーメント図、せん断力図、軸方向力図）を図 3.23～26 に示す。

曲げモーメント図とせん断力図を見ると 1RN、1LN、1WN のようにブラケットが取付く場合、柱のブラケット下の曲げモーメントは上昇し、せん断力はブラケット下部より概ね一様となっている。1NY のように耐震手摺を設けた場合、柱の耐震手摺の上部が曲げモーメントが最も大きくなっている。1WY・2WY のようにブラケットと耐震手摺が取付くと、せん断スパンの短いブラケットと耐震手摺の間で曲げモーメントが増大し、せん断力も最も高くなっている。また梁についてはブラケットが取付くことでブラケット間の曲げモーメント及びせん断力が上昇している。

軸力図を見ると 1RN、1LN、1WN、1WY、2WY のように柱梁のブラケット付近の軸力が大きくなっている。これは水平力がブラケットを介し軸力（鉛直力）に変換し柱下部に伝達させていると考える。

1WY と 2WY の耐震手摺が取付く端部柱の下部の軸方向力の増加がみられるが、2 連フレームの場合中柱下部で軸方向力の増加は見られない。

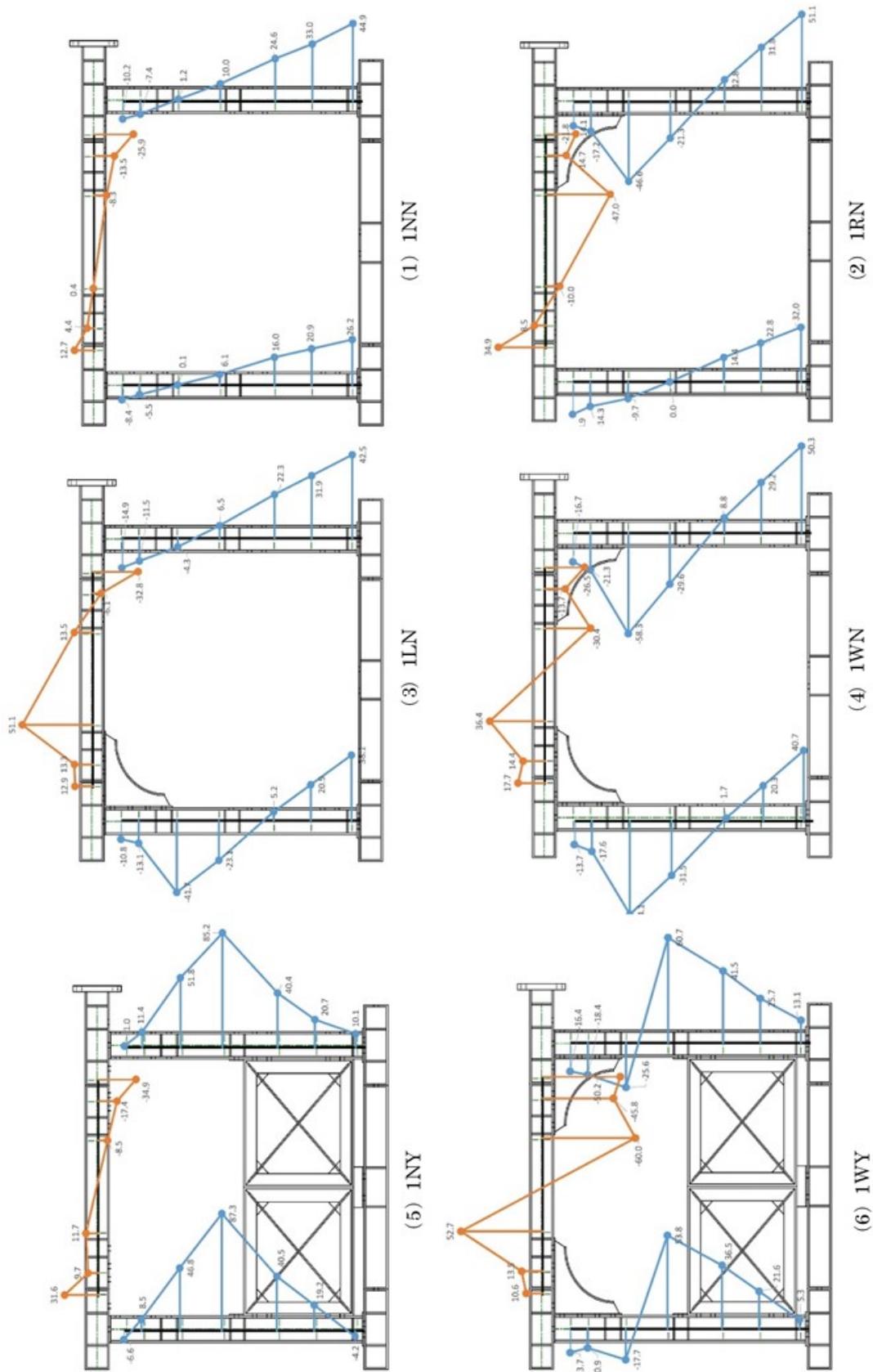


図 3.23 1連フレーム 曲げモーメント図

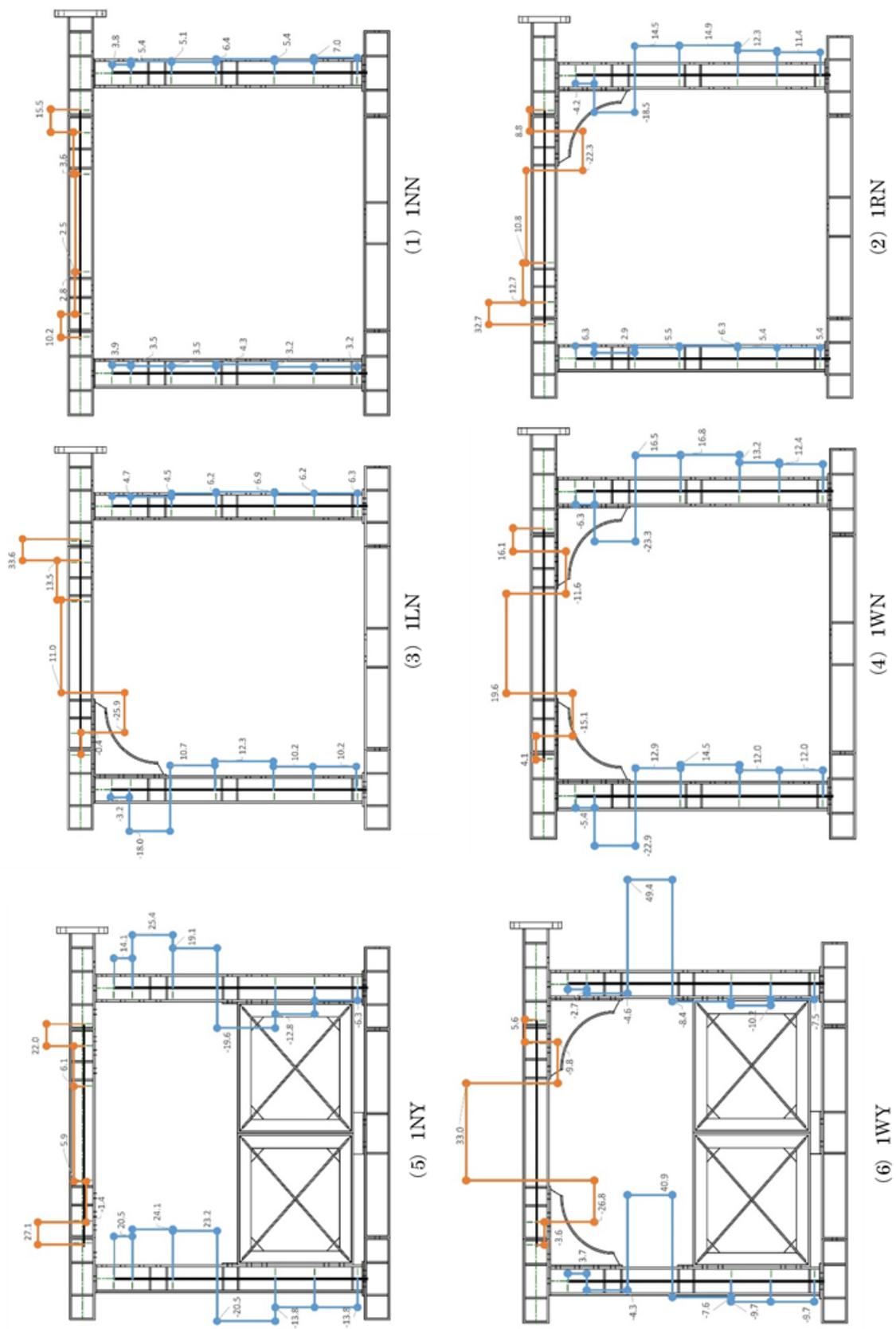


図 3.24 1連フレーム せん断力図

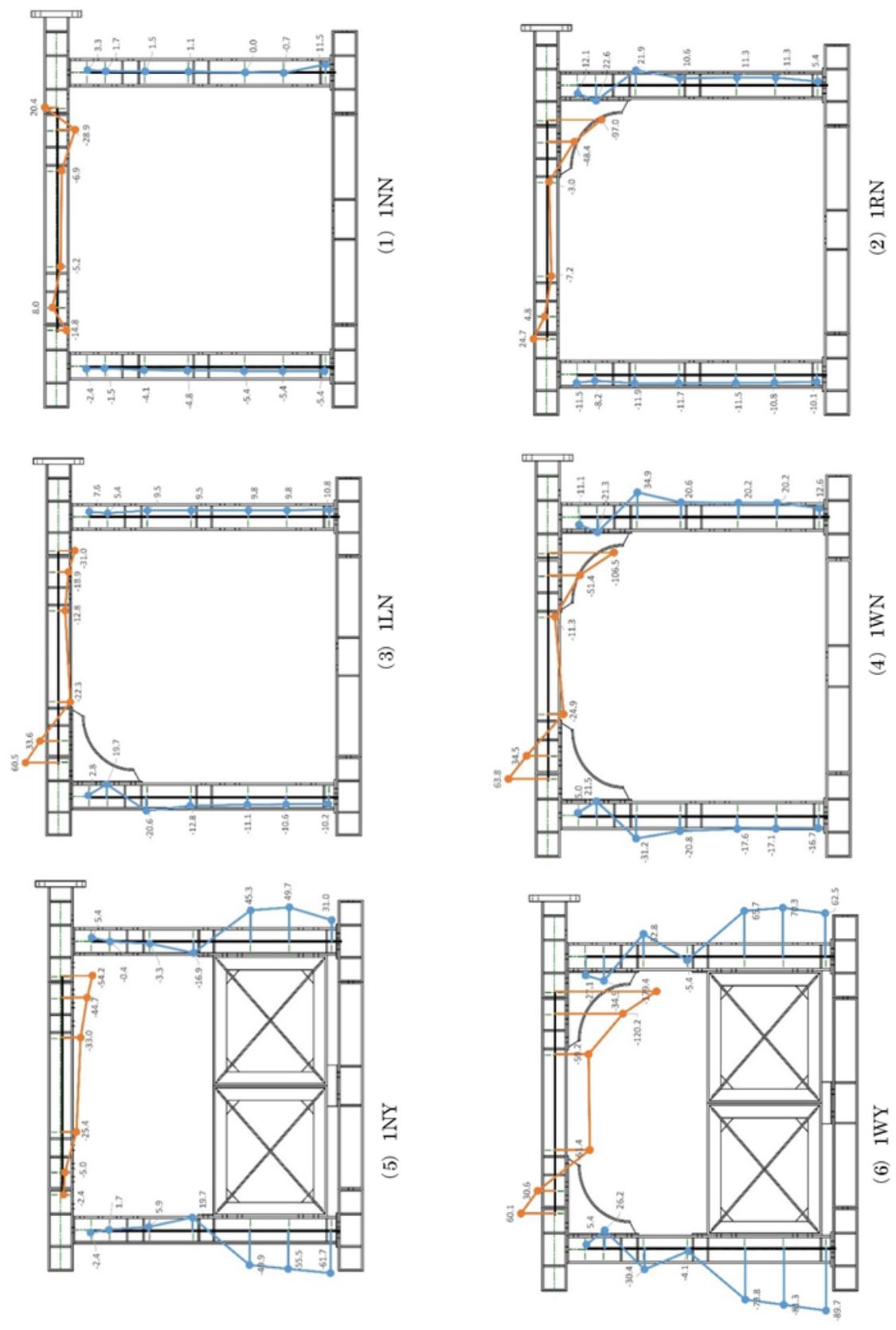
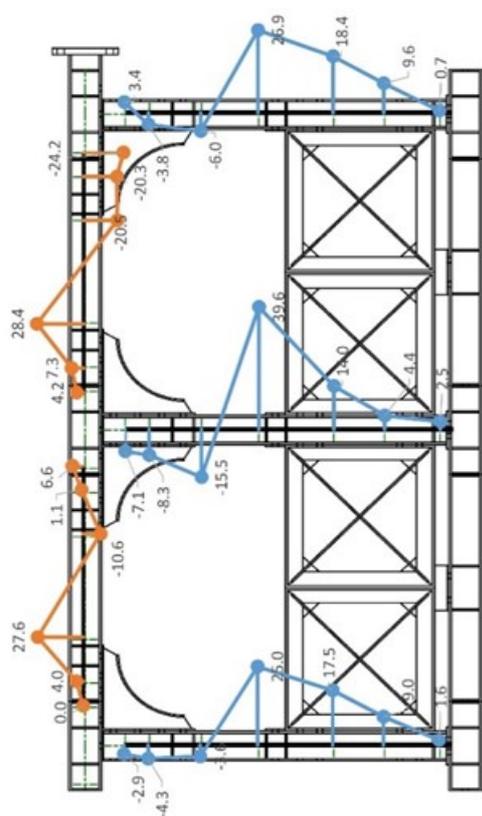
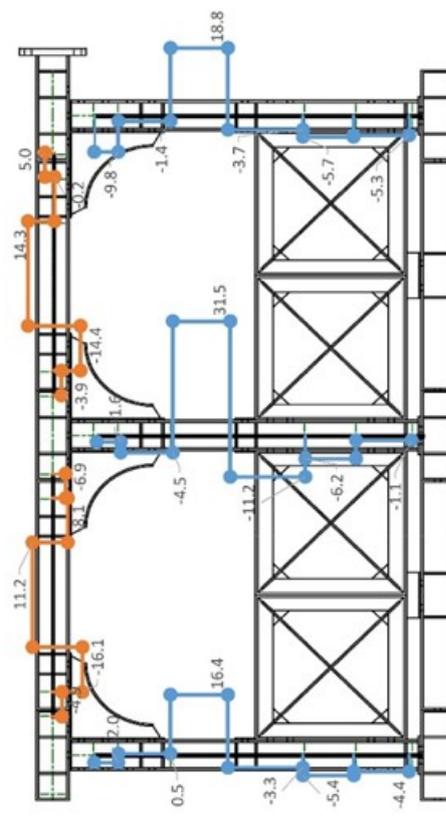


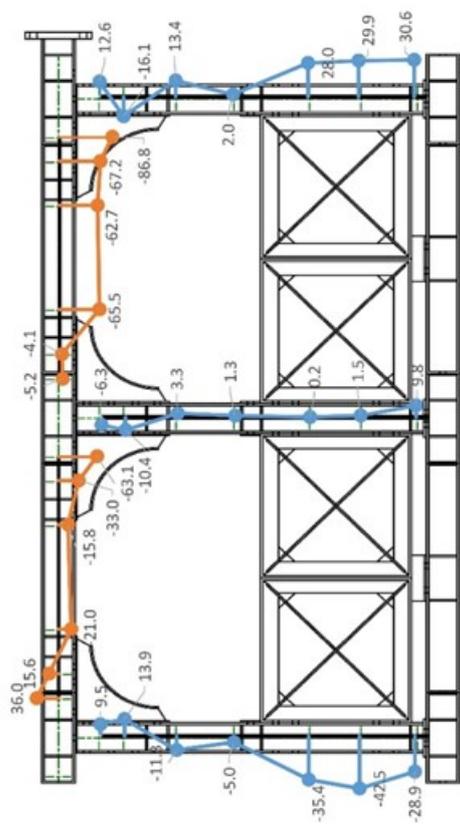
図 3.25 1連フレーム 軸方向力図



(1) 曲げモーメント図



(2) せん断力図



(3) 軸方向力図

図 3.26 2連フレーム 断面力図

### 3.6 塑性域までの単調載荷実験

#### 3.6.1 荷重変形関係

1WY の荷重変形関係を図 3.27 に示す。図中の破線は水平 1 と水平 4 の差（相対変位）から求めた変形角であり、実線は水平 2 と水平 4 の差（ブラケット下端の相対変位）から求めたブラケット変形角である。実験中に水平 1 の変位計が途中で外れたため  $R=1.7\%$  付近で変形が止まっているが、ブラケット変形角と変形角は概ね一致しているためここではブラケット変形角を取り上げて述べていく。

降伏ひずみを超えたひずみゲージをプロットしたブラケット変形角を用いた荷重変形関係を図 3.28 に、降伏したひずみゲージ位置を図 3.29 に示す。まずブラケット変形角  $0.7\sim 1.1\%$  付近で耐震手摺の斜め材のゲージ 70、ゲージ 73、ゲージ 62、ゲージ 65 の順に耐震手摺斜め材の圧縮側がまず降伏し剛性が徐々に低下している。その後ブラケットのフランジのゲージ 56、上梁のゲージ 33、耐震手摺斜め材の引張側のゲージ 72、左柱の柱脚ゲージ 28 がブラケット変形角  $2.0\%$  までに降伏している。その後  $2.0\%$  を超え、耐震手摺斜め材の引張側ゲージ 64 が降伏したことでほとんど耐力の上昇は見られず、その後  $3.3\%$  付近で最大耐力（ $294.0\text{ kN}$ ）を示し徐々に耐力が低下している。

耐震手摺斜め材の圧縮材が座屈したことを考えると、弱軸のない円形若しくは正方形断面材を利用したほうが、最大耐力までの勾配は安定したと考えられる。

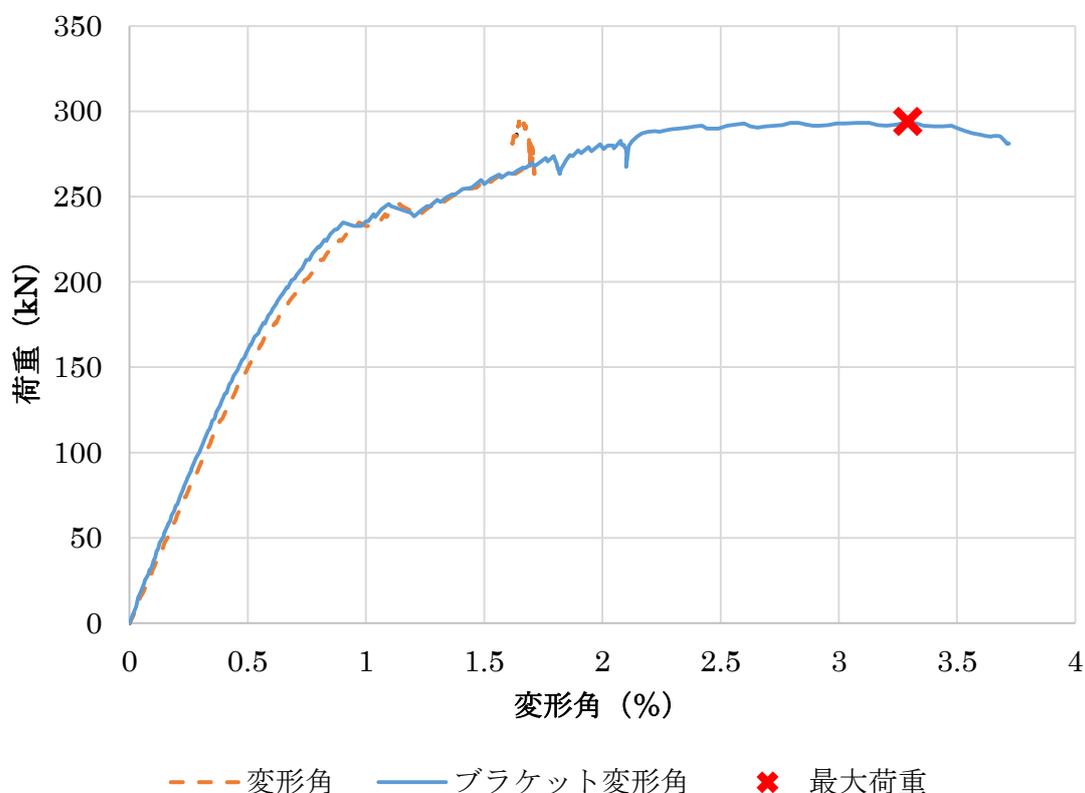


図 3.27 荷重変形関係（塑性域まで）

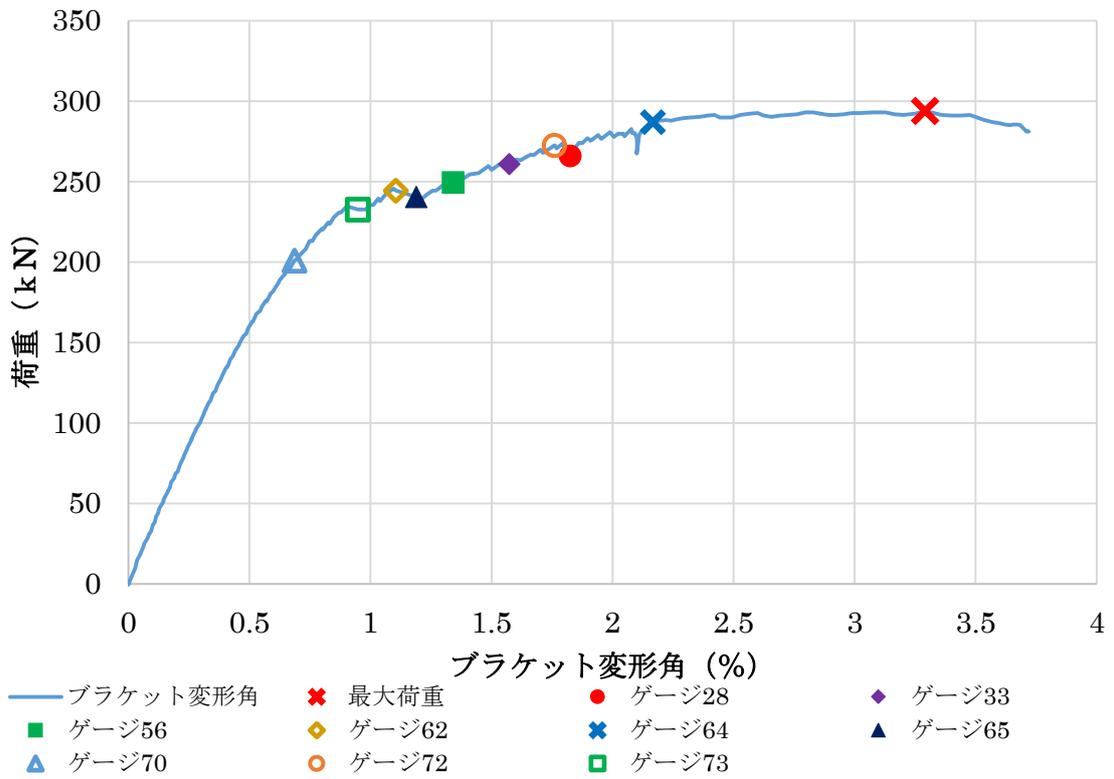
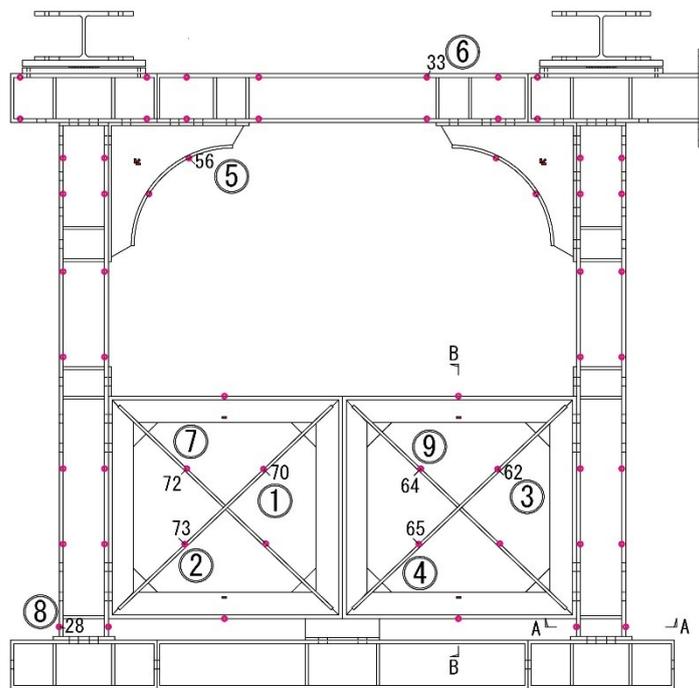


図 3.28 降伏したひずみゲージをプロット



① : i 番目に降伏

図 3.29 降伏したひずみゲージ位置

### 3.6.2 断面力図

R=0.5、1.0、1.5、2.0%と最大耐力時の曲げモーメント図を図 3.30 に、せん断力図を図 3.31 に、軸力図を図 3.32 に示す。柱の軸力図は材軸より左側が圧縮側で、右側が引張側である。また梁は材軸より下が圧縮側で、上が引張側である。

曲げモーメント図を見ると R=0.5%での柱脚は概ね零であるが、変形が大きくなるにつれ柱脚の曲げモーメントが現れるようになる。そして圧縮力がかかる左柱では R=1.5%以降は耐震手摺上部の曲げモーメントと等しい値となっている。右柱の R=1.5%以降を見ると耐震手摺の圧縮側の斜め材が座屈し出したにより、耐震手摺の剛性が低下したことで、右柱の反曲点の位置は徐々に下に下がっている。梁の曲げモーメントは変形が進むにつれ徐々に増加している。

せん断力図を見ると左柱のブラケットと耐震手摺に挟まれた区間は R=1.0%以降あまり変化していない。右柱は曲げモーメント図と同様にせん断力の最大値が徐々に下部に移動していることがわかる。梁のせん断力はブラケットに挟まれる区間が徐々に増加していることがわかる。

軸力図を見ると左柱の柱脚部は変形が進むにつれ徐々に圧縮力が増加している。右柱の柱脚部はそこまで引張力の増加は見られないが、ブラケット下部のあたりで引張力が大きくなっている。梁の左側ではブラケット付近に引張力がかかり、右側では圧縮力がかかっている。また右側の圧縮力は R=1.0%以降あまり変化はない。

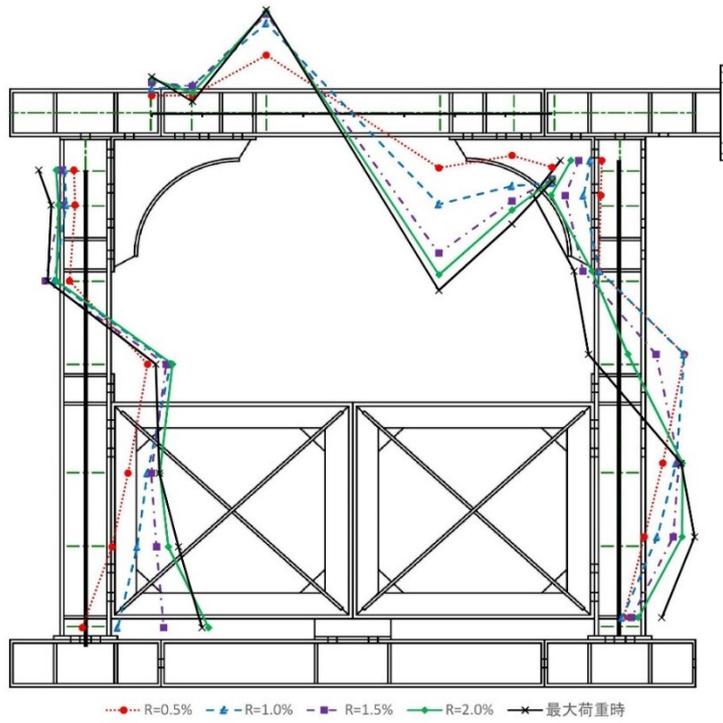


図 3.30 1WY 曲げモーメント図

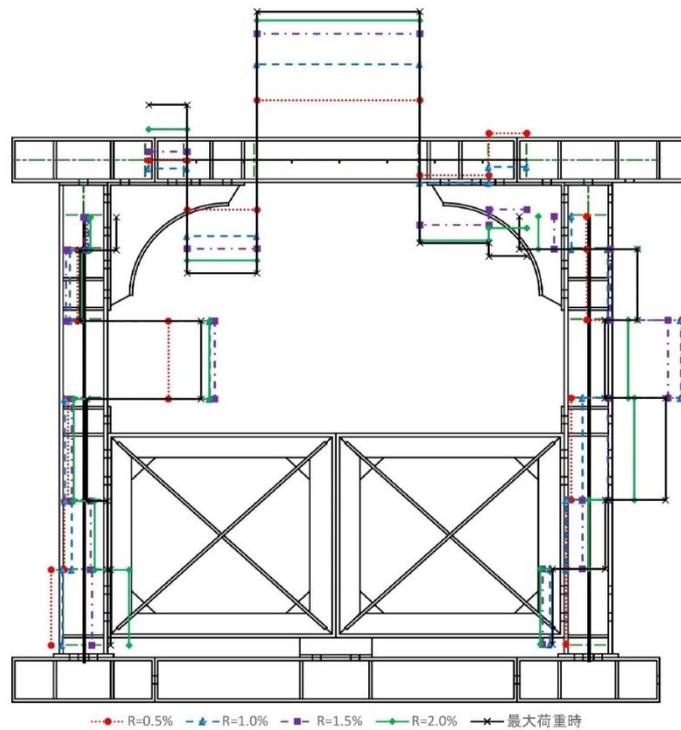


図 3.31 1WY せん断力図

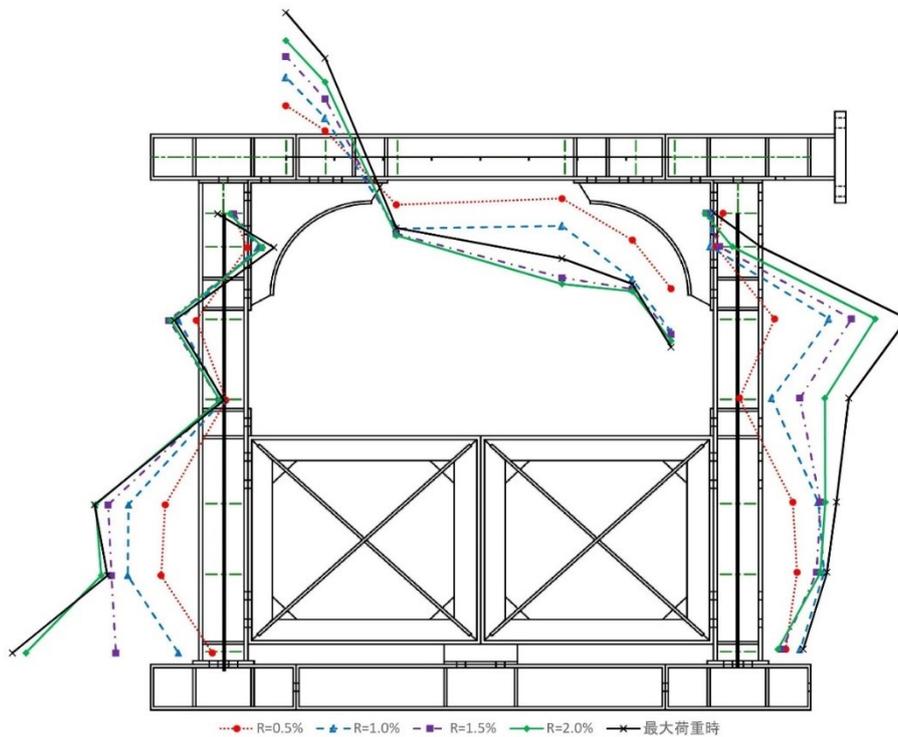


図 3.32 1WY 軸力図

### 3.7 初期剛性の検討

本論で提案する補強方法では、耐震手摺とブラケットを取り付けた鉄骨フレームを用いることを想定しているため、1WY と 2WY について検討する。

ブラケットや耐震手摺が取付くことで剛性は各範囲で異なるため、以下の図 3.33 に示すように各範囲を設定する。ブラケット範囲については上梁芯からブラケットの湾曲部の真ん中の位置までとし、耐震手摺範囲は下梁芯から耐震手摺上面まで、柱範囲はそれら両範囲を除いた範囲とする。

実験値と計算値の比較を表 3.3 に示すが、計算値に対する実験値が 0.35~0.45 と異なっている。ひずみゲージから算出した変位と実験値の比較を表 3.4 に示す。試験体は高力ボルト接合していることから孔径とボルト軸径には 2mm 程度の差がある。それを考慮し、ひずみゲージから出した曲げモーメント図を 2 回積分し柱頭の変位  $X_m$  を算出する。相対変位  $X_e$  と  $X_m$  の差は概ね 2mm であり、孔径とボルト軸径の差と等しい<sup>注1)</sup>。そこで表 3.4 の  $X_m$  に対する最大荷重の剛性 ( $K_s$ ) を算出し、計算値と比較すると 1.00~1.09 と概ね一致している。これより、下記式<sup>注2)</sup> で求めた計算値に孔径とボルト軸径を考慮したものが剛性として算出できる。

表 3.3 初期剛性の実験値と計算値

	初期剛性		実験値/計算値
	実験値	計算値	
	kN/mm	kN/mm	
1WY	21.51	47.29	0.45
2WY	32.66	93.79	0.35

表 3.4 ボルト径と孔径の差を考慮した初期剛性

	最大荷重	Xe	Xm	Xe-Xm	Ke	Ks	計算値	Ks/計算値
	kN	mm	mm	mm	kN/mm	kN/mm	kN/mm	
1WY	96.15	4.47	1.87	2.60	21.51	51.42	47.29	1.09
2WY	74.13	2.27	0.79	1.48	32.66	93.84	93.79	1.00

Xe: 水平変位計 1 と 4 の差 (相対変位)、Xm: ひずみゲージより算出した変位、Ke: 相対変位に対する最大荷重 (初期剛性)、Ks: Xm に対する最大荷重の剛性

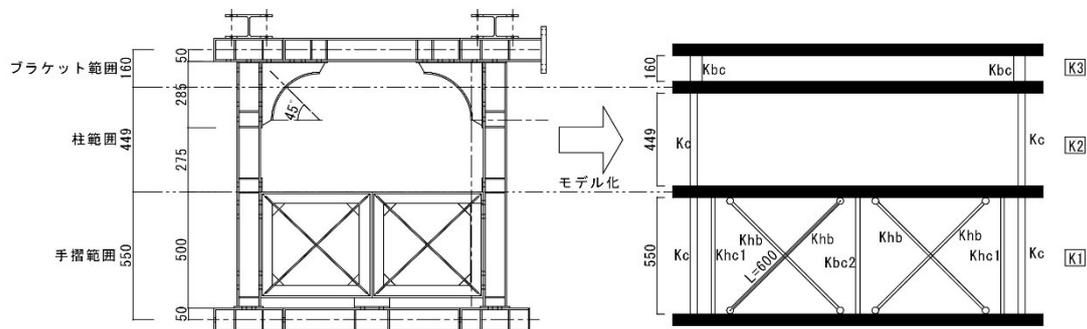


図 3.33 各範囲とモデル化

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K1} + \frac{1}{K2} + \frac{1}{K3} \dots \text{式 3.1}$$

$$K1 = \sum Kc + \sum Khc1 + \sum Khc2 + \sum Khb \dots \text{式 3.2}$$

$$K2 = \sum Kc \dots \text{式 3.3}$$

$$K3 = \sum Kbc \dots \text{式 3.4}$$

$$Kc = \frac{3EIc}{l^3} \dots \text{式 3.5}$$

$$K_{hc1} = \frac{3EI_{hc1}}{l^3} \dots \text{式 3.6}$$

$$K_{hc2} = \frac{3EI_{hc2}}{l^3} \dots \text{式 3.7}$$

$$K_{hb} = \frac{AE}{lb} \dots \text{式 3.8}$$

$$K_{bc} = \frac{3EI_{bc}}{l^3} \dots \text{式 3.9}$$

K : 試験体の剛性、K1、K2、K3 : 各範囲の剛性、Kc : 柱の剛性 K<sub>hc1</sub> : 耐震手摺端部のカット T の剛性、K<sub>hc2</sub> : 耐震手摺中央部のカット T の 2 本の剛性、K<sub>hb</sub> : 耐震手摺斜め材の剛性、K<sub>bc</sub> : ブラケットが取付いた柱の剛性、E : ヤング係数、I<sub>c</sub> : 柱の断面二次モーメント、I<sub>hc1</sub> : 耐震手摺端部のカット T の断面二次モーメント、I<sub>hc2</sub> : 耐震手摺中央部のカット T の 2 本の断面二次モーメント、I<sub>bc</sub> : ブラケットが取付いた柱の断面二次モーメント、A : 耐震手摺斜め材の断面積、l : 各範囲の柱長さ、lb : 耐震手摺斜め材の長さ

### 3.8 最大耐力の検討

実験値と下記式から求めた最大耐力を表 3.5 に示す。計算値に対する実験値は 1.03 と概ね一致している。下記式で本実験の最大耐力は評価できる。

表 3.5 最大耐力の実験値と計算値

	最大耐力		実験値/計算値
	実験値	計算値	
	kN	kN	
1WY	294.0	284.6	1.03

$$P = \sum Q_{sy} \dots \text{式 3.10}$$

$$Q_{sy} = \tau_y \times A_w \dots \text{式 3.11}$$

P : 試験体の水平せん断耐力、Q<sub>sy</sub> : 柱 1 本あたりの水平せん断耐力、τ<sub>y</sub> : せん断降伏応力 (τ<sub>y</sub> = σ<sub>y</sub> / √3)、A<sub>w</sub> : H 形鋼のウェブ部の断面積、σ<sub>y</sub> : 降伏引張応力

### 3.9 結論

片持ちスラブの先端に鉄骨アーチフレームを取り付け、桁行方向への耐震補強を対象とし、それに基づく鉄骨アーチフレームに関してブラケットや耐震手摺の有無による効果を実験により検証し、以下の結論を得た。

- ① 鉄骨フレーム内にブラケットや耐震手摺を設けることで初期剛性は向上する。

- ② ブラケットや耐震手摺を設けることでそれら近傍の軸力や曲げモーメント、せん断力は上昇する。
- ③ 2連フレームにすることで中間の柱への軸力は端部の柱と比べ小さい値となる。
- ④ 耐震手摺の斜め材が座屈し始めることで、剛性は徐々に低くなり、最大耐力を迎える。
- ⑤ 耐震手摺の圧縮側の斜め材が座屈し耐震手摺の剛性が低下したことで、引張側の柱は曲げモーメントの反曲点の位置が徐々に下部に移動する。
- ⑥ 提案した計算式とボルト径と孔径の差を鑑みることによって初期剛性は概ね算出できる。
- ⑦ 最大耐力はブラケットと耐震手摺の間の柱部分のウェブがせん断降伏すると考え、算出することができる。

### 注記

注1)本実験では高力ボルトを用いて接合したが、鉄骨同士の設置面の管理ができなかったため、普通ボルト接合のようにボルト軸のせん断力による力の伝達が行われたと考える。

注2)本実験では鉛直方法の変位を抑えるために配力梁を設けているが、曲げ変形を十分に拘束する効果がなかったため、実験の剛性の算出には片持ち柱の式を用いた。

### 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説、p 230-239、2001.10
- 2) 増田圭司、佐々木聡、佐々木仁、佐藤幸博、高森直樹：外付フレームを用いたRC構造物の耐震補強構法に関する実験的研究：その1 実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2 構造IV、pp.821-822、2008.7
- 3) 佐々木聡、増田圭司、佐々木仁、佐藤幸博、高森直樹：外付フレームを用いたRC構造物の耐震補強構法に関する実験的研究：その2 実験結果の考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2 構造IV、pp.823-824、2008.7
- 4) 宮内靖昌、毛井崇博、石出 一郎：鉄骨フレーム接着工法により耐震補強されたRC骨組の力学性状、コンクリート工学年次論文集 Vol.28 No.2、pp.1069-1074、2006年
- 5) 青木博文、田川泰久、黄徳琳、増田浩志：既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨架構による耐震補強方法に関する実験的研究、日本建築学会構造工学論文集 39B、pp.355-364、1993.3
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課等監修:建築物の構造関係技術基準解説書 2007年版、全国官報販売協同組合、2007.8
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説、日本建築防災協会、2010.9

## 4章 鉄骨ブラケットパネル補強

#### 4.1 はじめに

本章での補強対象となる建物プランについて図 4.1 に示す。柱住戸に接する位置に配置され、その周りに共用廊下やバルコニーが片持ちスラブで支持されている。その片持ちスラブの先端には RC 腰壁が取付き、腰壁の一部が上階のスラブに接続され、壁柱を形成している。この壁柱は腰壁が取付くことでせん断スパンが短く極短柱のようなプロポーションをしていることもあり、地震時に損傷する可能性が高く、また外部に面しているため落下の危険性もある。この柱構面外の片持ちスラブ先端にある腰壁付きの壁柱を非耐力壁と称し、その非耐力壁を活かした桁行方向（図 4.1 の X 方向）耐震補強方法を提案する。

2 種類の鉄骨ブラケットパネル補強の基本的な考え方を図 4.2 に示す。1 つ目は靱性型補強で補強方法が非耐力壁の両側に鉄骨ブラケットを配置し、それらはお互いに梯子型鉄骨枠で繋いで非耐力壁とボルト接合し、加えて腰壁にも鉄骨を伸ばし接合する。2 つ目は強度型補強で補強方法が梯子型鉄骨枠でつないだ部分に鋼板パネルを取付け片側から非耐力壁に接続する方法である。両者ともに非耐力壁上部付近を円弧状ブラケットとした理由は、非耐力壁とスラブの接合部から支圧力を円滑に鉄骨補強材へ伝達させ、応力集中を緩和させるためである。本章ではこれらの補強方法をブラケットパネル補強と称する。

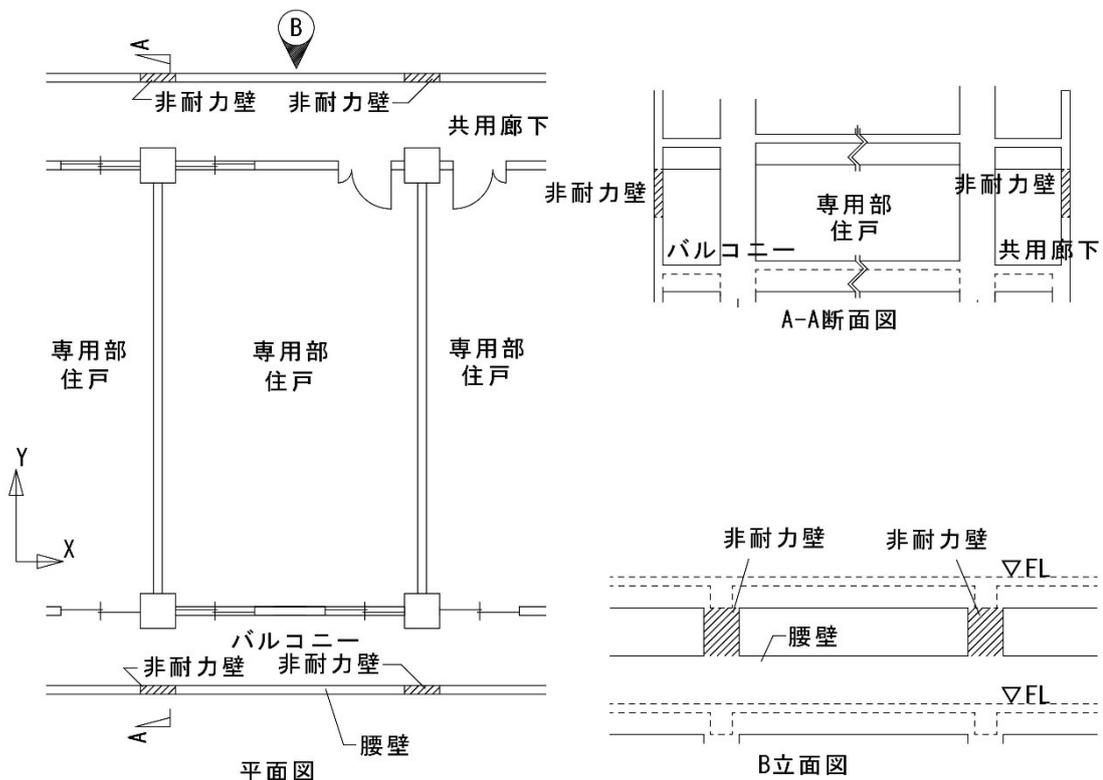


図 4.1 補強対象となる建物プラン

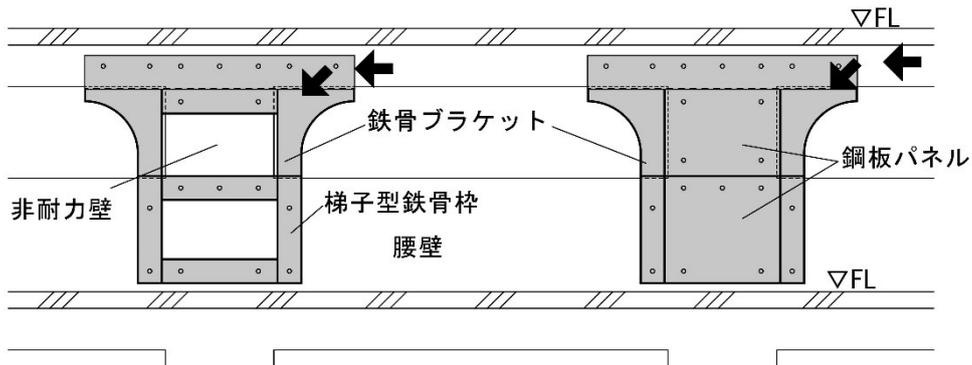


図 4.2 鉄骨ブラケットパネル補強の概要

## 4.2 実験目的

本実験では図 4.1 のように片持ちスラブ先端に取り付く非耐力壁をモデル化した RC 試験体を作成し、それに対して鉄骨補強を行う。実験は無補強と 3 種類の鉄骨補強した計 4 種類を行い、補強の有無や鉄骨補強による効果や鋼板パネル有無による変化から構造特性を確認することを目的としている。

## 4.3 試験体概要

### 4.3.1 形状寸法・配筋状況

RC 試験体の形状寸法・配筋状況を図 4.3 に、梁及び非耐力壁の配筋状況を図 4.4 に示す。試験体の縮尺は  $1/4$ <sup>注1)</sup> で作成し、11 階建ての 6 階程度を想定している。尚今回の実験では直上階に存在する腰壁はモデル化せずに作成した。非耐力壁は  $h_0/D=310/350=0.89<2$  であるため極短柱の形状である。

コンクリートの打設方法は平置きとし、打継無しとする。梁断面は  $180 \times 180\text{mm}$ 、非耐力壁断面<sup>注2)</sup> は  $75 \times 350\text{mm}$  とする。腰壁は厚みを  $75\text{mm}$  と非耐力壁と同じで、縦横筋ともに  $100\text{mm}$  ピッチでダブル配筋とする。

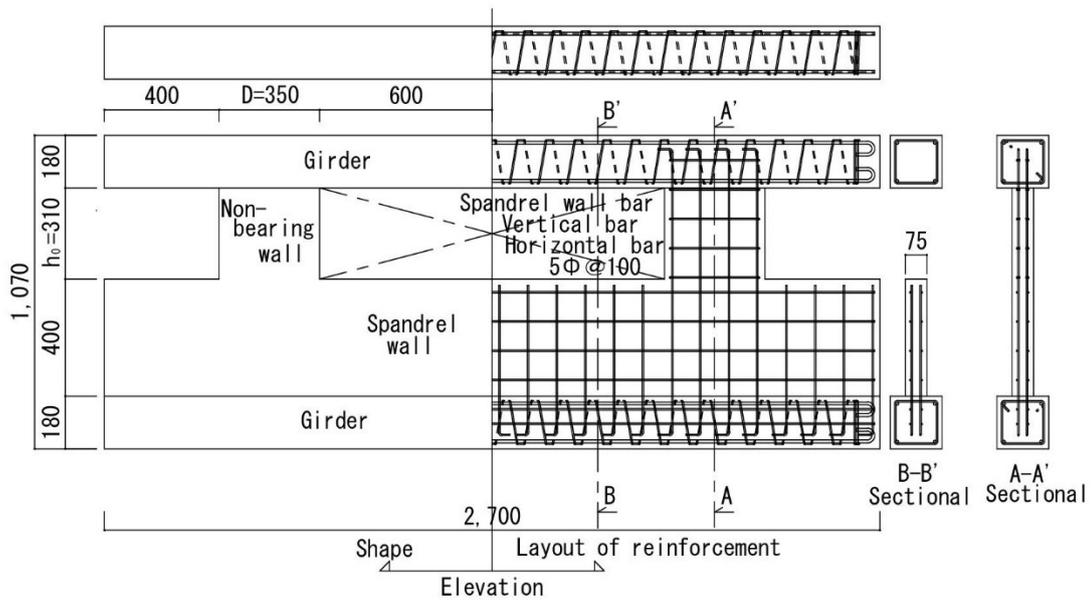


図 4.3 RC 試験体の形状寸法・配筋状況

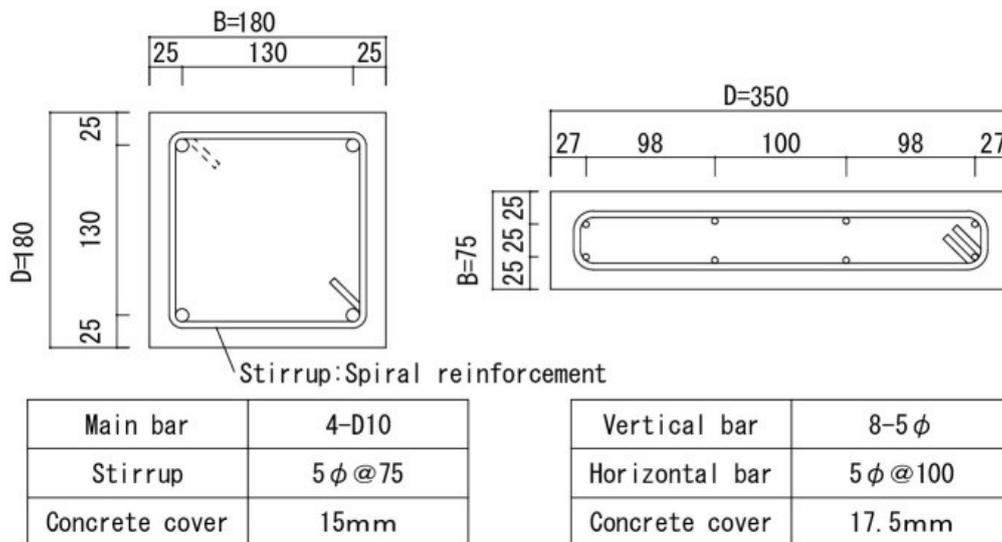


図 4.4 梁（左）と非耐力壁（右）の配筋状況

#### 4.3.2 鉄骨補強材

鉄骨補強材の形状寸法を図 4.5 に示す。基本的な考え方図 4.2 で示すように直上階の梁・スラブからの水平力を非耐力壁の隅角部から支圧力により、鉄骨補強材に伝達させるものとし、水平力を円滑に伝達できるように鉄骨柱上部はブラケット状にする。本補強では筋交い補強のように腰壁上部の障害物がなく、さらに鉄骨ブラケットと RC との接合の無収縮モルタル充填部にはスパイラル筋<sup>注3)</sup>を設けないため、開口部を広くとることができる。鉄骨補強材を設置する際、M6 のあと施工アンカーを用いて固定し、RC 試験体と 10mm 程度のクリアランスを設ける。そのクリアランスには無収縮モルタルを充填し、鉄骨補強材

と RC 試験体とを一体のものとする。あと施工アンカーの設置は、取り付け時の転倒防止及び鉄骨補強材の座屈防止と考えている。

実験パラメータを表 4.1 及び図 4.6 に示す。パラメータは無補強 N と補強した試験体で、補強した試験体には Element1~3 をそれぞれ取り付けたものの 3 種類である。

A-L-G には Element1 が設置されており、RC 試験体の非耐力壁部分の補強を梯子（ラチス）型とし、非耐力壁の左右にある 2 つの鉄骨ブラケットを配置する。

A-L-R には Element3 が設置されており、非耐力壁周辺は Element1 と同様であるが、2 か所の補強材を上梁で繋いでいる。

A-P-G には Element2 が設置されており、非耐力壁部分の補強を鋼板パネルとし、非耐力壁の左右にある 2 つの鉄骨ブラケットを配置する。

Element にある非耐力壁側面にある部分を鉄骨ブラケット補強と称す。Element2 の非耐力壁に平行して存在する鋼板をパネル補強、Element3 の上梁の下にある鉄骨を梁補強と称す。

尚各 Element の溶接部は全周隅肉溶接とする。

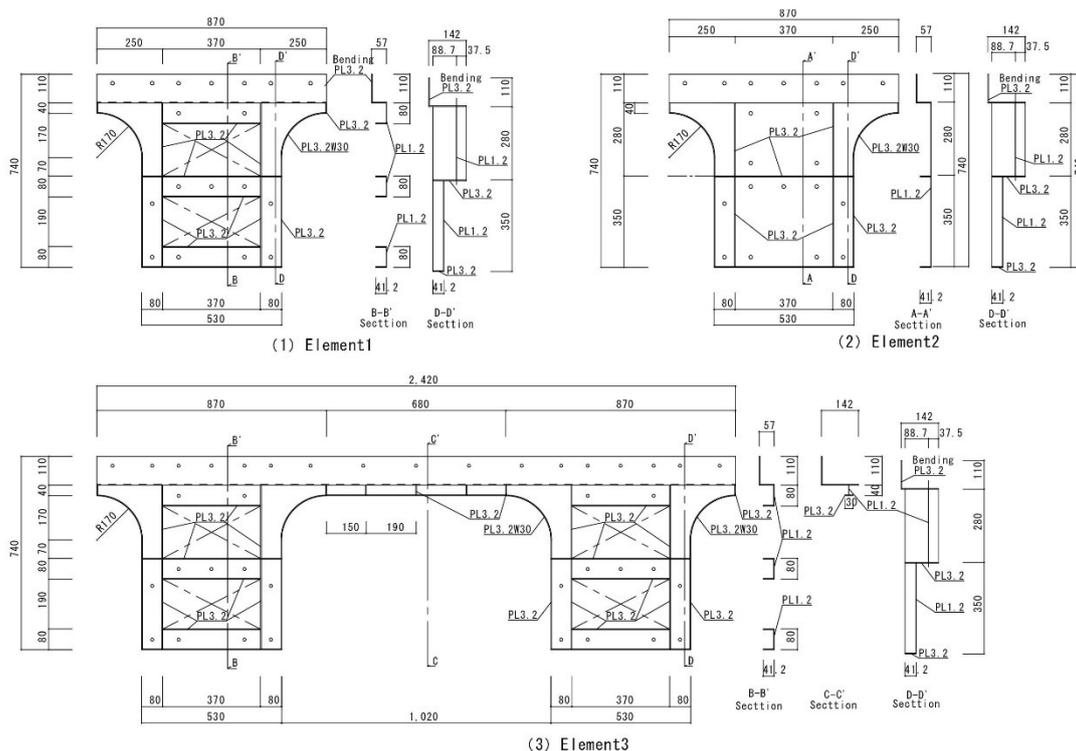


図 4.5 補強材料の詳細

表 4.1 実験パラメータ

	鉄骨補強		
	ブラケット	梁	パネル
N	-	-	-
A-L-G	○	-	-
A-L-R	○	○	-
A-P-G	○	-	○

○:補強有り、-:補強無し

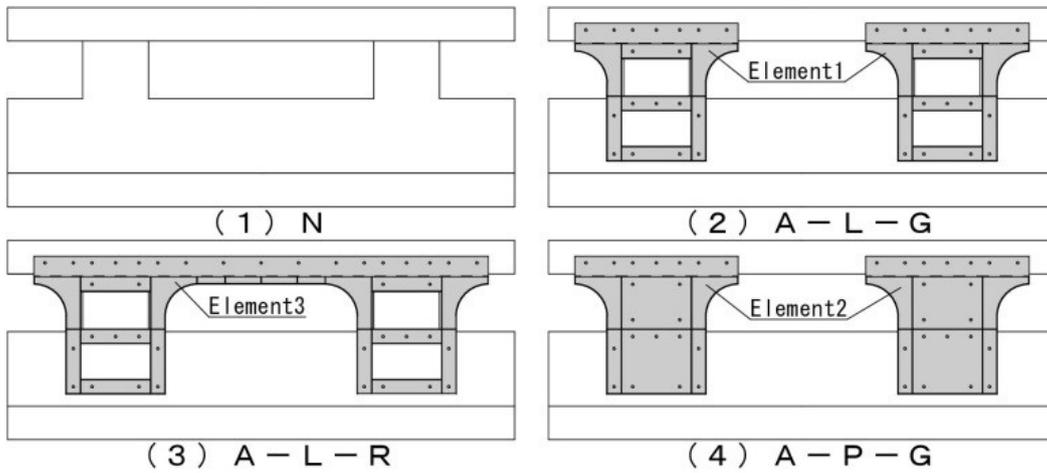
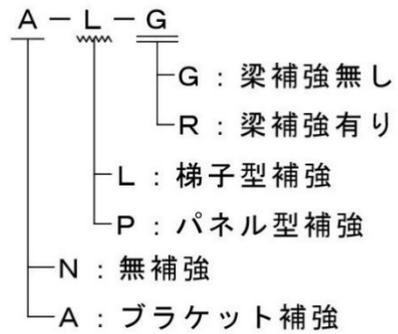


図 4.6 実験パラメータと補強材

#### 4.3.3 使用材料

異形鉄筋はSD295A、丸鋼はなまし番線、鉄骨補強材はSS400を使用する。あと施工アンカーにはM6の金属系本体打込み式スチール製アンカー<sup>注4)</sup>である。コンクリートの設計基準強度は $F_c=21\text{N/mm}^2$ とする。使用材料の鋼材とコンクリート・無収縮モルタルの材料試験結果を表4.2~3に示す。

表 4.2 補強材の材料試験結果

	$\sigma_y$	Es
	(N/mm <sup>2</sup> )	( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )
5φ (Wall bar)	311	3.30
5φ (Stirrup)	190	1.53
D10	351	1.90
PL1.2	229	1.85
PL3.2	297	1.83

$\sigma_y$ :降伏応力, Es:ヤング係数

表 4.3 コンクリートと無収縮モルタルの材料試験結果

	N	A-L-G	A-L-R	A-P-G
F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	24.2	23.4	20.4	22.4
E <sub>c</sub> ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	2.55	2.58	2.40	2.69
$\sigma_g$ (N/mm <sup>2</sup> )	/	52.5	46.5	53.0
E <sub>g</sub> ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	/	3.01	3.41	2.96

F<sub>c</sub>:コンクリート強度, E<sub>c</sub>:コンクリートのヤング係数,

$\sigma_g$ :無収縮モルタル強度,

E<sub>g</sub>:無収縮モルタルのヤング係数

#### 4.4 実験方法

セットアップ図を図 4.7 に、変位計の取り付け位置を図 4.8 に、各試験体の非耐力壁一か所あたりの鉛直力 VF を表 4.4 に示す。以下括弧内の文字は図 4.7 の各機材等を示している。50t ジャッキ(g)と 50t ロードセル(h)に曲げモーメントがかからないように 50t ジャッキ(g)と 50t ロードセル(h)の両端にクレビス(i)を設ける。試験体の横滑りを避けるため滑り止め材(n)を反力台(p)に取り付け、耐圧版(k)を置き単動ジャッキ(j)を設置し、試験体下部を固定する。図 4.8 の左方向の加力を正載荷とし、その逆を負載荷とする。

以下に水平載荷前までのセットアップ方法を示す。

- ① 試験体を設置したのち試験体の非耐力壁上部に耐圧版(d)、ローラー(e)、耐圧版(d)、鉛直ロードセル(c)、鉛直ジャッキ(b)、配力梁(a)の順に置いてゆく。
- ② 配力梁と PC 鋼棒下部受け材(m)を PC 鋼棒(f)で繋ぐ。
- ③ 鉛直ロードセルで所定の鉛直力 VF まで加力する。これにより試験体の浮き上がりを防ぐ。

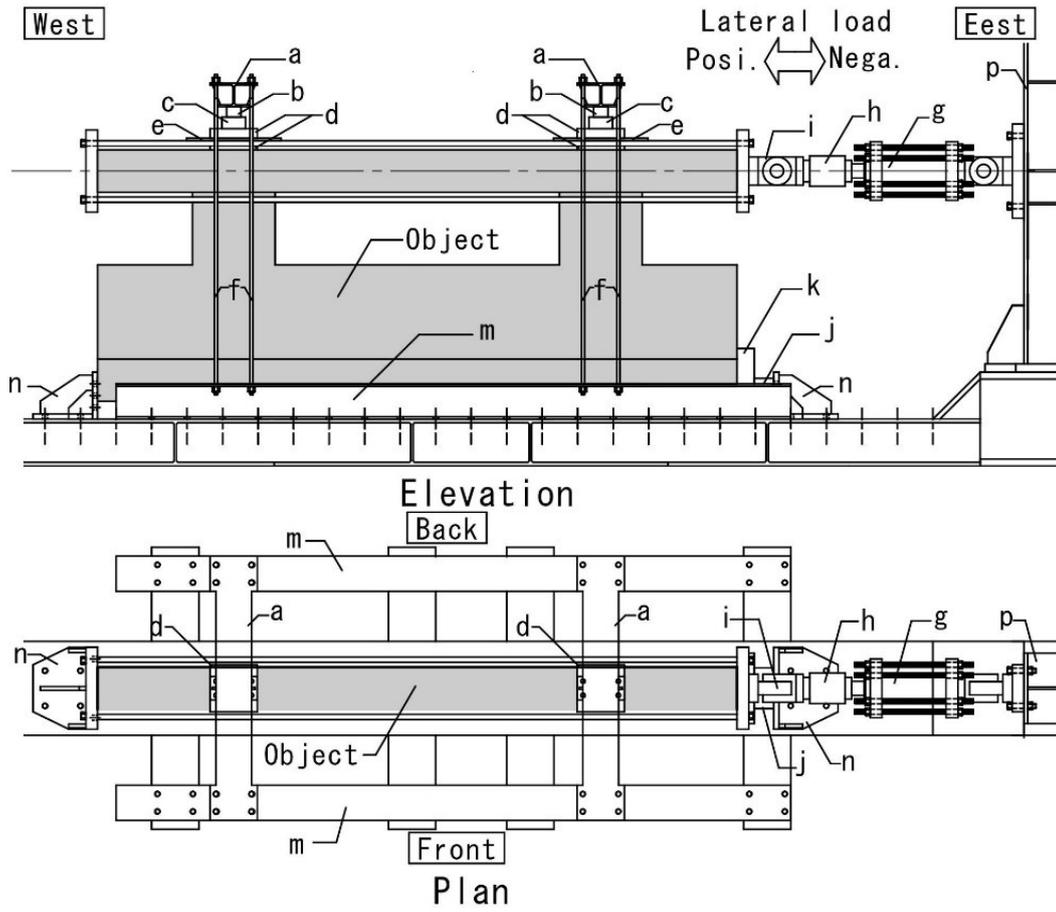


図 4.7 セットアップ図

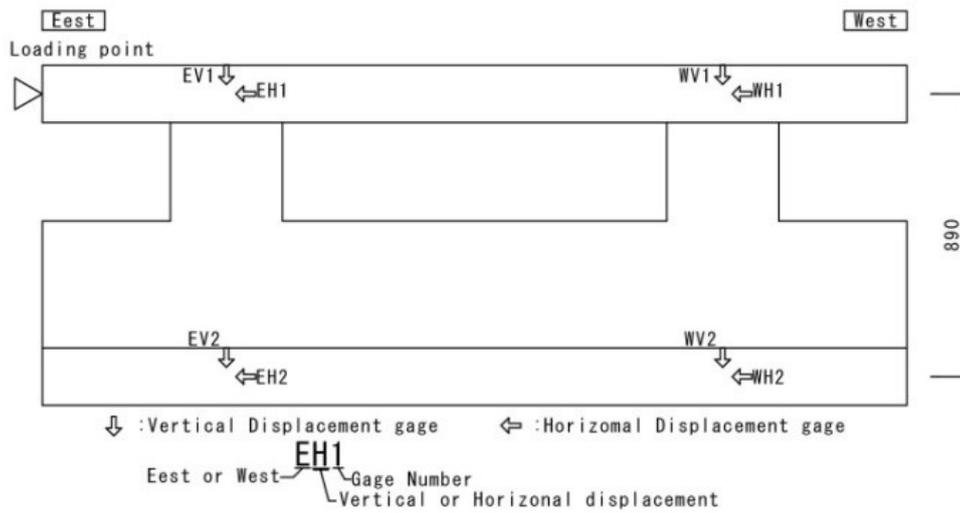


図 4.8 変位計位置

表 4.4 非耐力壁の鉛直力

	N	A-L-G	A-L-R	A-P-G
VF(kN)	47.0	44.5	42.0	44.7

VF: 非耐力壁 1 本当たりの鉛直力

#### 4.5 荷重サイクル

図 4.9 に荷重サイクルを示す。荷重は変位制御とし、変形角  $R=0.1\%$  を 1 回、 $R=0.2, 0.4, 0.6, 1.0, 1.2\%$  を 2 回行い、最後に  $R=2.0\%$  の正荷重とする。なお、変形角は図 4.8 の変位計 EH1 と WH1 の平均と EH2 と WH2 の平均の差を変位計の高さ方向の距離で除した値である。

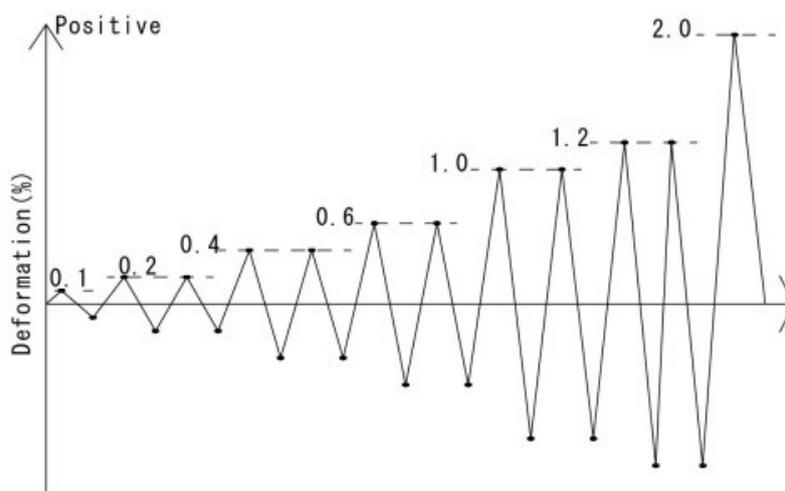


図 4.9 荷重サイクル

## 4.6 実験結果

### 4.6.1 荷重変形関係

各試験体の荷重変形関係と正載荷の包絡線を図 4.10 と図 4.11 に、各試験体の正載荷時の初期剛性  $K$ 、最大耐力  $P_{max}$ 、最大変形時の耐力  $P_d$  並びに無補強  $N$  に対する各試験体の  $K \cdot P_{max} \cdot P_d$  の比率を表 4.5 に示す。両図中に示す  $\times$  印は最大耐力時を、 $\square$  印は最大変形時を示している。図 4.11 の  $\circ$  印は  $R=0.2\%$  を超えた点（以下、 $0.2\%$  点）を、 $\triangle$  印は最大耐力以降で最大耐力の  $90\%$  を下回る点（以下  $P_{max90\%}$  点）を示す。 $P_{max90\%}$  点の変形を変形限界とする。

図 4.10 と図 4.11 より無補強  $N$  は  $R=0.5\%$  付近から非耐力壁の主筋（縦筋）が曲げ降伏し耐力が上昇せず、 $R=1.5\%$  付近で非耐力壁のせん断破壊によって耐力が減少した。極短柱に属するけれどもせん断破壊が先行せず靱性に優れた結果となった。

梯子型で梁補強無しの  $A-L-G$  と梁補強有の  $A-L-R$  は  $R=0.2\%$  付近から剛性が低下し、 $R=0.5\% \sim 1.0\%$  の間で最大耐力に達した。その後耐力は低下し、 $A-L-G$  では  $R=1.5\%$  付近まで  $N$  の最大耐力より大きい。一方、 $A-L-R$  では、 $N$  の最大耐力よりも下回った。

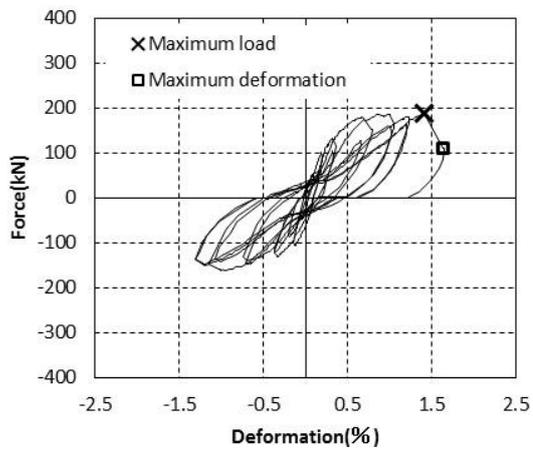
$A-P-G$  は  $R=0.2\%$  付近から剛性が低下し、 $R=1.0\%$  付近で最大耐力を達した。その後徐々に耐力が下がるものの、 $R=2.0\%$  時でも  $N$  の最大耐力より大きい値となった。

表 4.5 より初期剛性の  $N$  に対する補強した試験体の比率は  $2.68 \sim 3.39$  倍となり、補強により初期剛性は大きく向上した。最大耐力は  $N$  に対する補強した試験体の比率は  $1.52 \sim 1.74$  倍となった。補強した試験体の変形限界の変形角についてみると全ての  $R=1.0\%$  程度の変形性能を有していることがわかった。

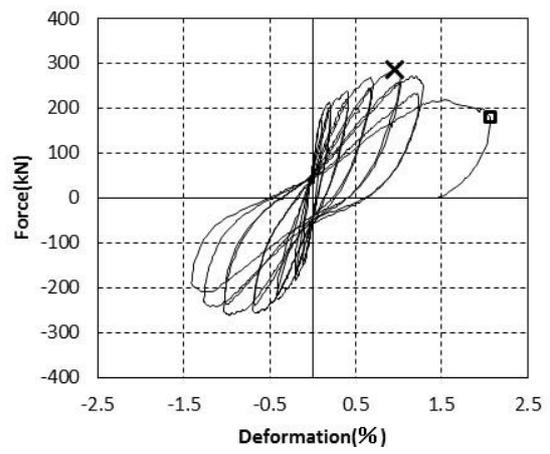
表 4.5 初期剛性・最大荷重・最大変形時の耐力

		N	A-L-G	A-L-R	A-P-G
K	kN/mm	66	224	177	188
N に対する各試験体の K		1.00	3.39	2.68	2.85
$P_{max}$	kN	188	285	291	327
N に対する各試験体の $P_{max}$		1.00	1.52	1.55	1.74
$P_d$	kN	111	180	123	220
N に対する各試験体の $P_d$		1.00	1.62	1.11	1.98

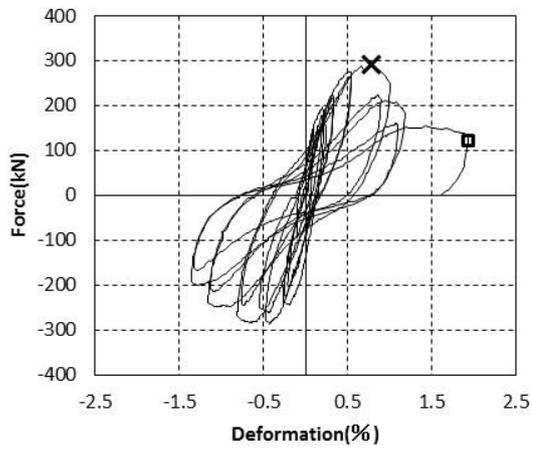
K：初期剛性， $P_{max}$  最大耐力， $P_d$ ：最大変形時の耐力



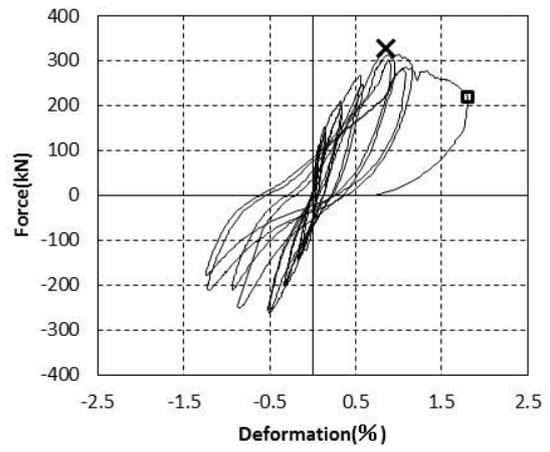
(1) N



(2) A-L-G

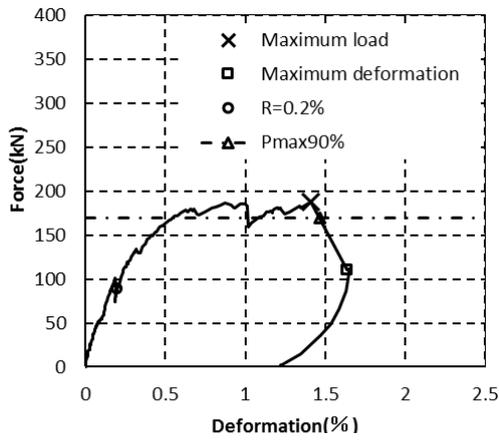


(3) A-L-R

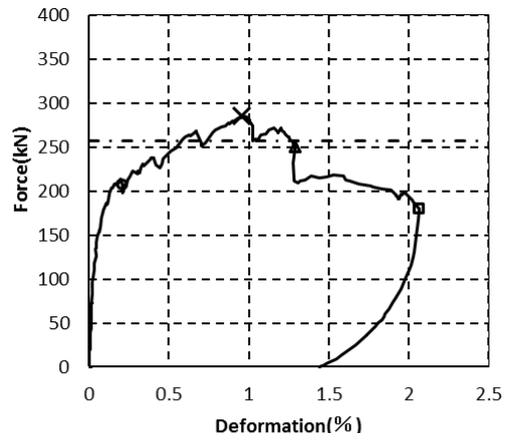


(4) A-P-G

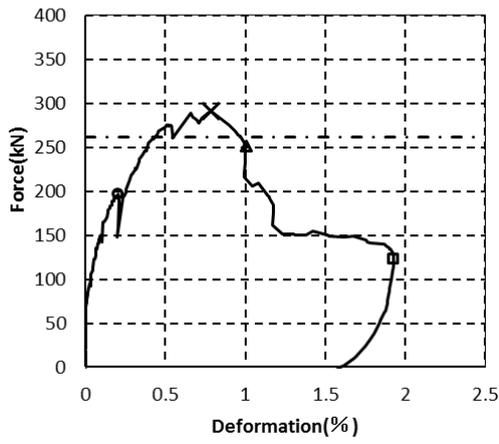
図 4.10 荷重変形関係



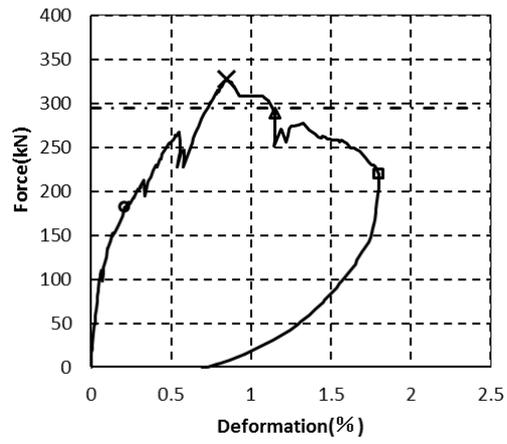
(1) N



(2) A-L-G



(3) A-L-R



(4) A-P-G

图 4.11 包絡線

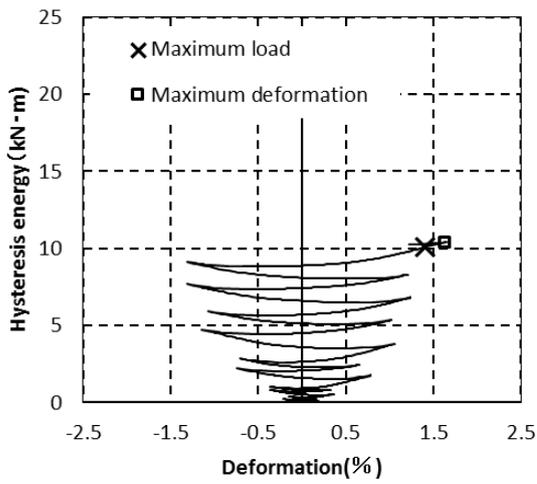
#### 4.6.2 履歴エネルギー

荷重変形関係の履歴エネルギーと包絡線の最大変形時までの履歴エネルギーを図 4.12 と図 4.13 に、包絡線の 0.2%点・最大耐力・Pmax90%点と最大変形時の耐力 Pd まで包絡線履歴エネルギーを表 4.6 に示す。両図中に示す×印は最大耐力時を、□印は最大変形時を示している。図 4.14 の○印は 0.2%点を、△印は Pmax90%点を示す。

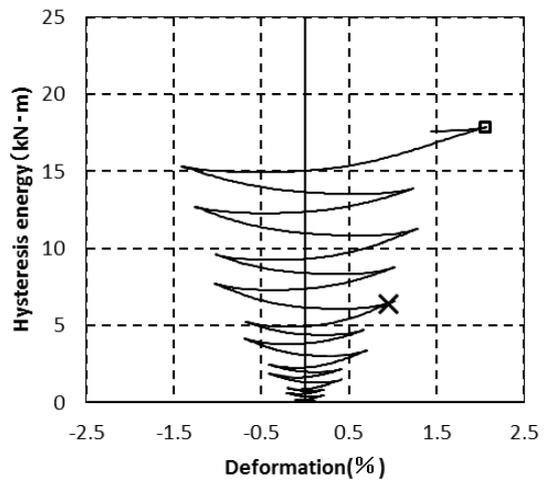
荷重変形関係の履歴エネルギーを比べると、図 4.12 の□印で示すように補強した試験体は最大変形時のエネルギーは大きくなっている。A-L-G・A-L-R と A-P-G で非構造壁部にあるパネルの有無で比べるとパネル補強を有する A-P-G のほうが小さい値を取る。

図 4.13 の包絡線の履歴エネルギーを見ると、無補強 N が最も小さい値となっている。また、図 4.13 の×印の最大耐力時のエネルギーを比較するといずれも概ね 2.0kN・m で等しい。

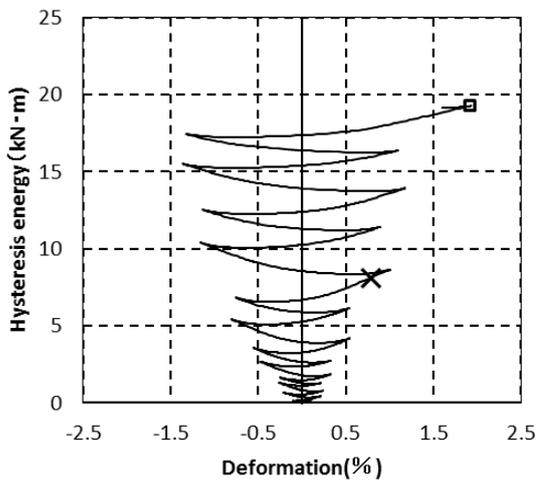
表 4.6 より  $E_{C}E_{Pmax}$  は各試験体にあまり差異は見られない。 $E_{C}E_{Pmax90\%}$  の A-L-G と A-P-G では N より 1.13~1.22 倍ほど大きい値を示したが、A-L-R においては 0.95 倍と補強効果は見られない<sup>注 5)</sup>。 $E_{C}E_{Pd}$  は無補強が最も低く、補強したものは 1.54~1.85 倍ほど大きい値とである。



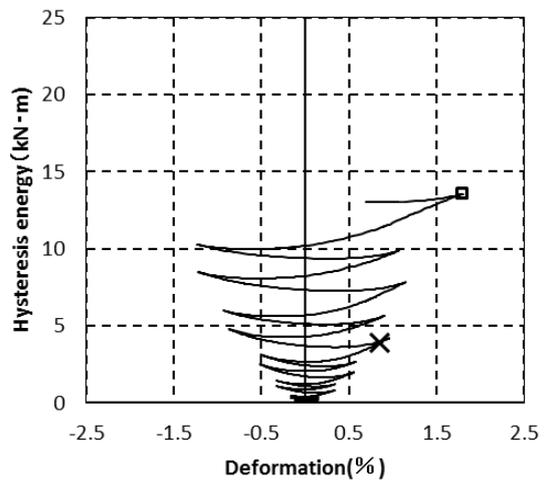
(1) N



(2) A-L-G



(3) A-L-R



(4) A-P-G

図 4.12 履歴エネルギー変形関係

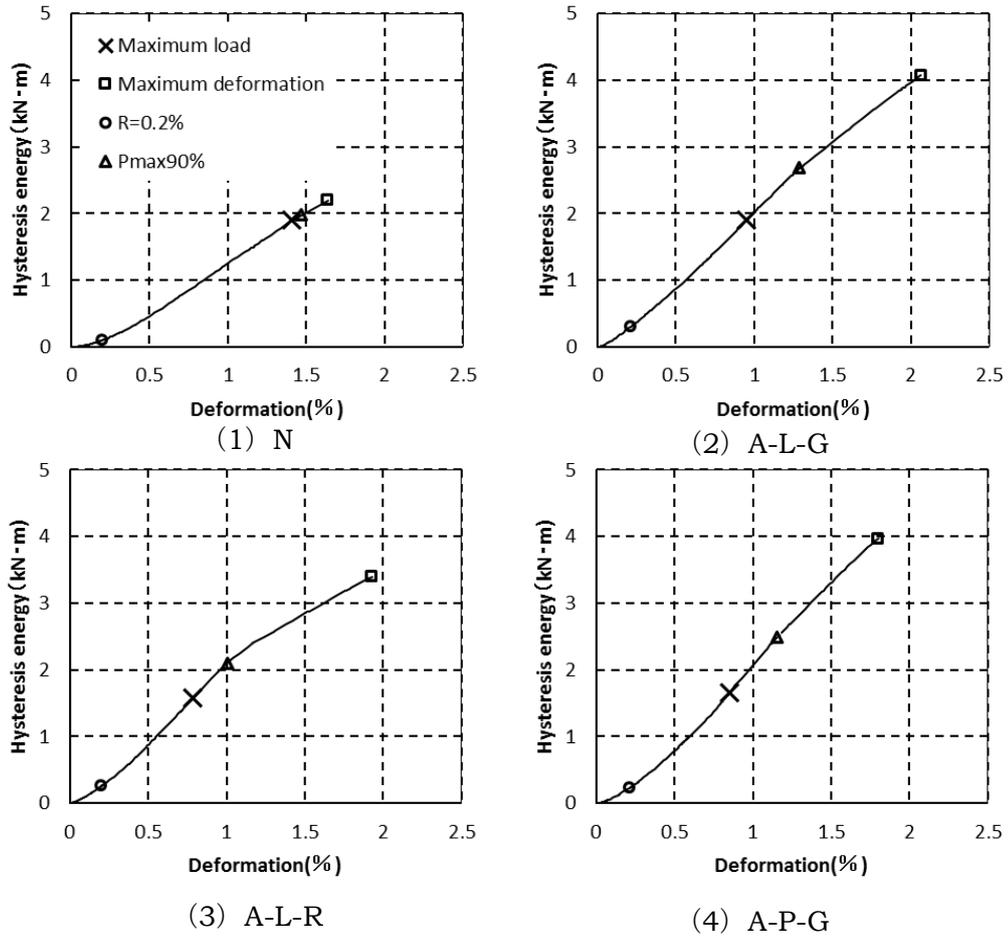


図 4.13 包絡線の履歴エネルギー

表 4.6 包絡線履歴エネルギー

		N	A-L-G	A-L-R	A-P-G
${}_{EC}E_{0.5\%}$	(kN·m)	0.10	0.30	0.26	0.23
${}_{EC}E_{P_{max}}$	(kN·m)	1.90	1.91	1.58	1.65
N に対する各試験体( ${}_{EC}E_{P_{max}}$ )		1.00	1.01	0.83	0.87
${}_{EC}E_{P_{max90\%}}$	(kN·m)	2.20	2.69	2.10	2.48
N に対する各試験体( ${}_{EC}E_{P_{max90\%}}$ )		1.00	1.22	0.95	1.13
${}_{EC}E_{P_d}$	(kN·m)	2.20	4.07	3.39	3.97
N に対する各試験体( ${}_{EC}E_{P_d}$ )		1.00	1.85	1.54	1.80

${}_{EC}E_{0.5\%}$  : R=0.5%時の包絡線履歴エネルギー

${}_{EC}E_{P_{max}}$  : 最大耐力時の包絡線履歴エネルギー

${}_{EC}E_{P_{max90\%}}$  : Pmax90%点の包絡線履歴エネルギー

${}_{EC}E_{P_d}$  : 最大変形時の包絡線履歴エネルギー

### 4.6.3 ひび割れ

図 4.14～15 に各試験体の  $R=0.2$ 、 $0.4$ 、 $1.0$ 、 $2.0\%$  時のひび割れ分布を示し、左が表面、右が裏面である。図中の太い線のひび割れはその変形段階で進行したひび割れである。

N は  $R=0.2\%$  で非耐力壁の腰壁際に曲げひび割れが生じ、 $R=0.4\%$  で上梁に曲げひび割れが生じた。 $R=1.0\%$  で非耐力壁にせん断ひび割れが生じ、 $R=2.0\%$  ではひび割れの幅が増大した。

A-L-G は N 同様に  $R=0.2\%$  で曲げひび割れが非耐力壁の腰壁際と上梁に生じ、 $R=0.4\%$  で非耐力壁にせん断ひび割れが生じた。 $R=1.0\%$  では非耐力壁から腰壁までせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。その後コンクリート表面から徐々に剥落し、 $R=2.0\%$  では非耐力壁部に無数のひび割れが生じた。

A-L-R は  $R=0.2\%$  までに非耐力壁の腰壁際に曲げひび割れが生じ、その後せん断ひび割れが発生した。 $R=0.4\%$  ではひび割れの数が漸増し、 $R=1.0\%$  で表面の西側の下梁にひび割れが生じ、その後非耐力壁部に多数のせん断ひび割れが生じて耐力が低下した。その後 A-L-G 同様にコンクリート表面が徐々に剥落し、 $R=2.0\%$  では非耐力壁部に細かなひび割れが増えた。

A-P-G は他のもの同様に  $R=0.2\%$  で非耐力壁の腰壁際に曲げひび割れが生じ、 $R=0.4\%$  で梁に曲げひび割れが生じた。 $R=1.0\%$  では非耐力壁から腰壁までせん断ひび割れが伝播して耐力が低下した。 $R=2.0\%$  では各所のひび割れ幅が拡大したが、コンクリートの剥落は生じなかった。

全ての試験体で梁に曲げひび割れが生じているが、実際は上階の腰壁が存在するため、このようなひび割れは生じにくいと考える。

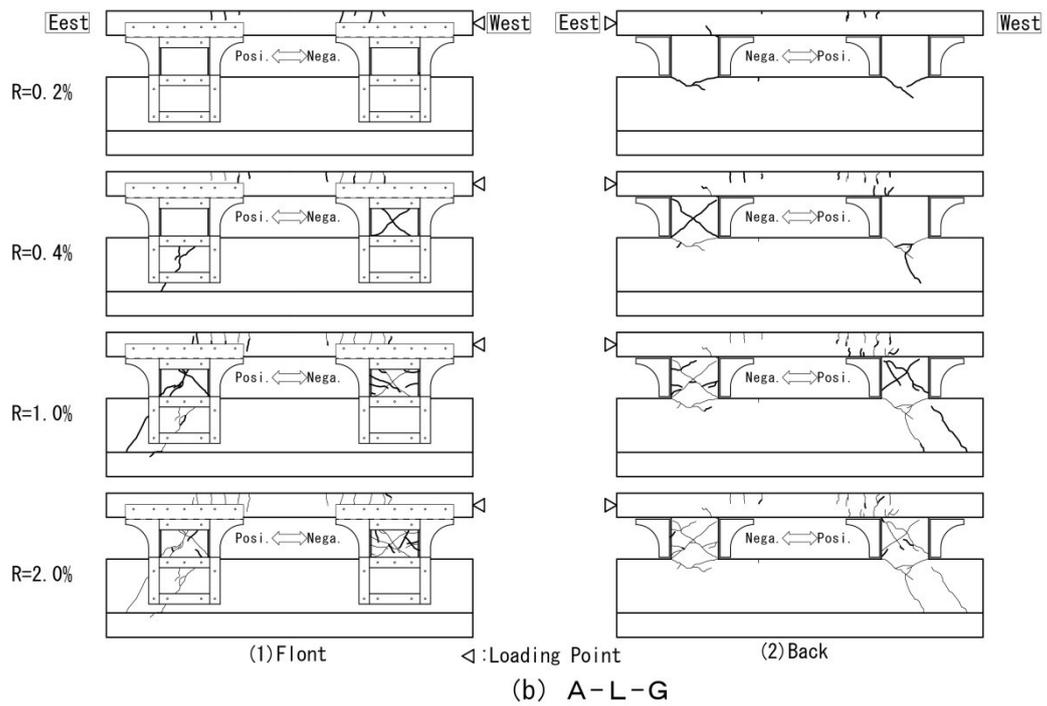
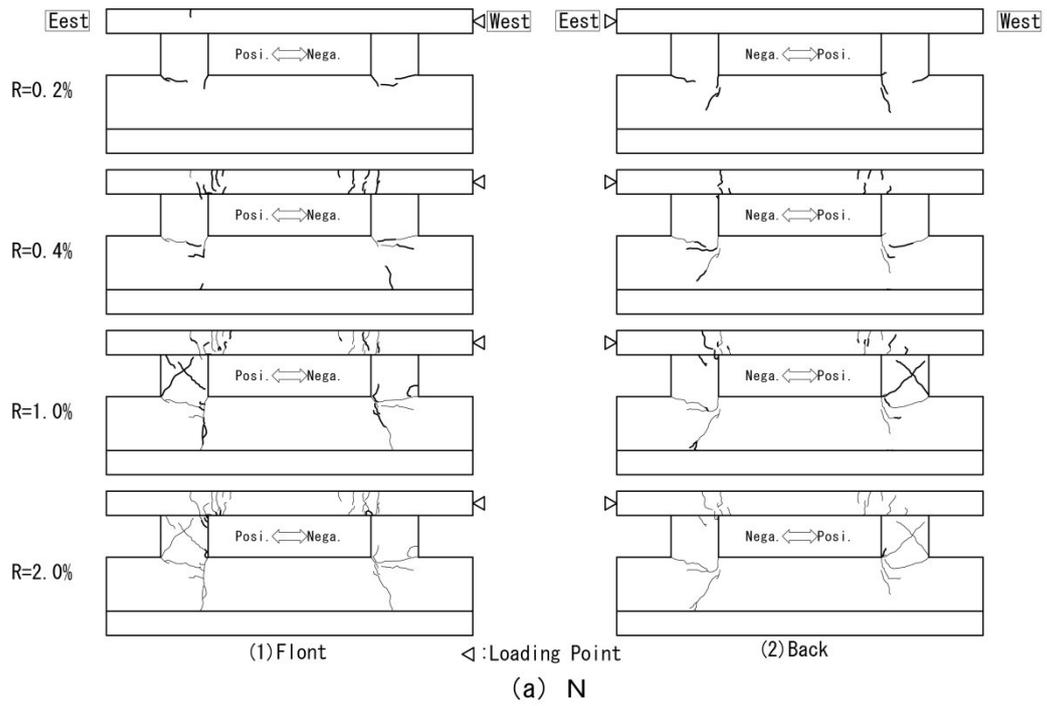


図 4.14 ひび割れ図 (上 : N、下 : A-L-G)

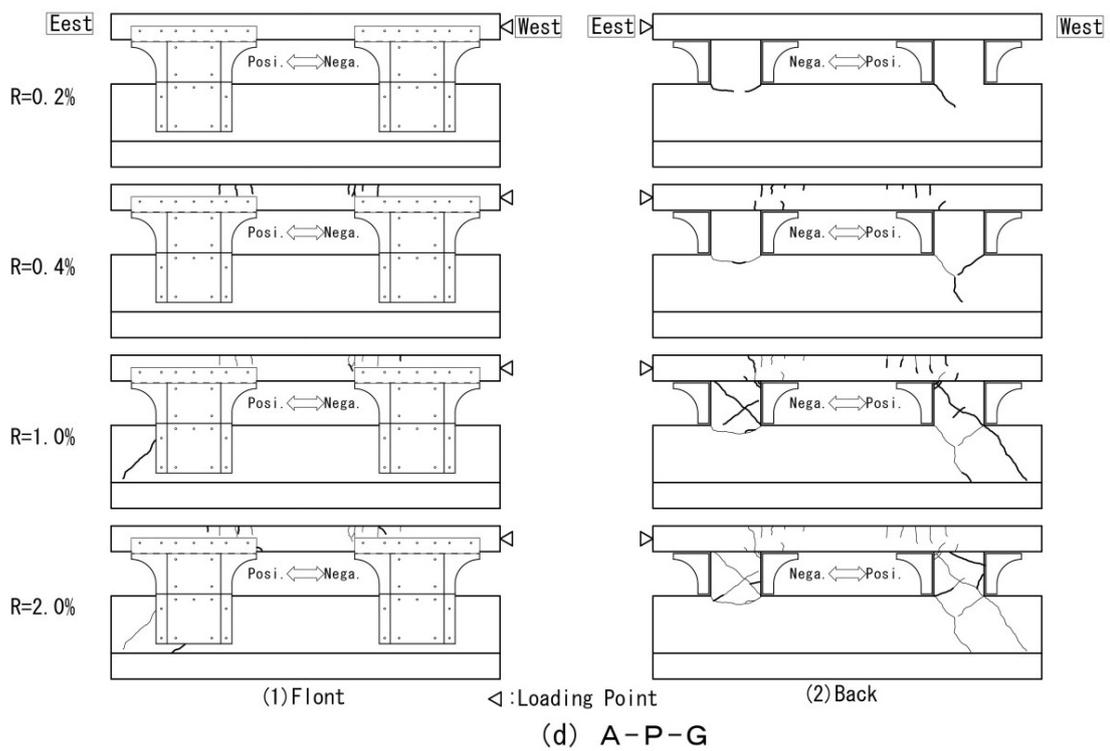
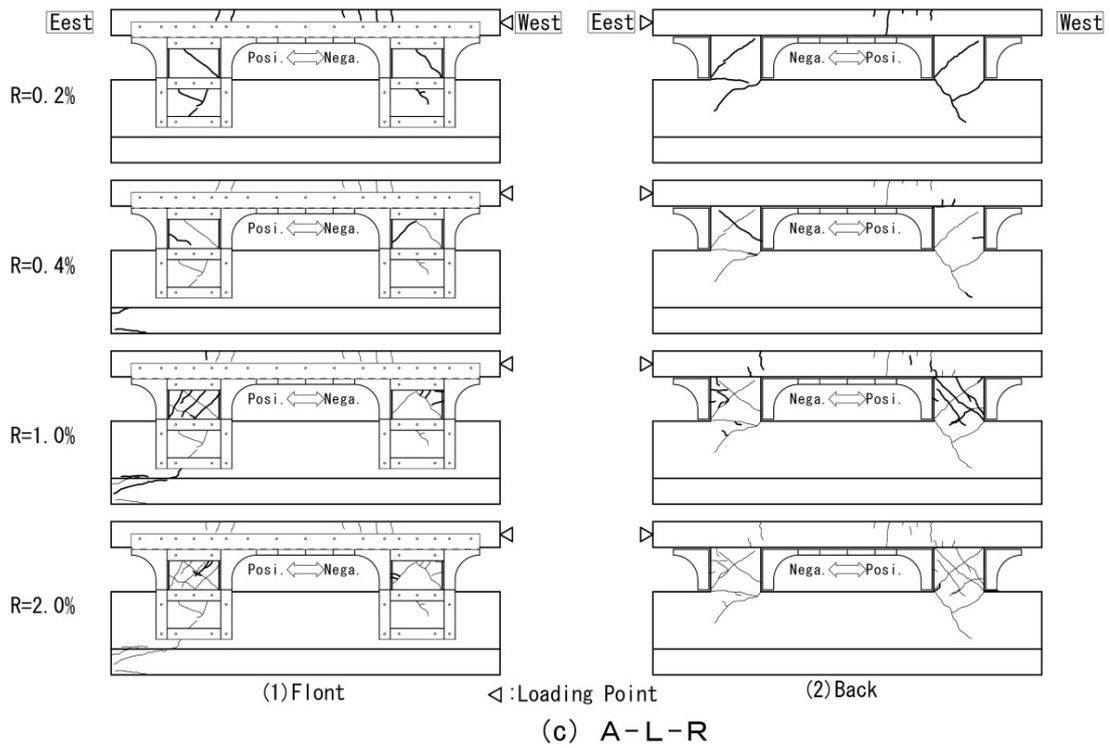


図 4.15 ひび割れ図 (上: A-L-R、下: A-P-G)

## 4.7 解析

### 4.7.1 鉄骨補強材の応力伝達機構について

鉄骨ブラケット補強による力の伝達について図 4.16 に示す。図 4.16 のように鉄骨ブラケット補強は非耐力壁と上梁の隅角部からの支圧力で力を伝達し、非耐力壁部や腰壁部に圧縮束を形成させている。

更にコンクリートと鋼板で一体化されたパネル補強部に圧縮力が作用した場合の変形と力の伝達モデルを図 4.17 に、引張力が作用した場合を図 4.18 に示す。鋼板とコンクリートのヤング係数比は 7 程度のために鋼板パネルのひずみや変形はコンクリートと比べて小さくなる (図 4.17(b) や図 4.18(b))。圧縮力を受ける図 4.17(b) の場合、コンクリートが鋼板側に面外にはらむが、鋼板は周囲を拘束されているため、鋼板には引張力が発生してコンクリートを押し戻そうとする力 (図 4.17(c) 太矢印) が生じる。

一方、引張力を受ける図 4.18(b) の場合、コンクリート側に面外方向に変形して、コンクリートに曲げひび割れが生じる。その変形より鋼板の復元力で曲げモーメント (図 4.18(c) 太矢印) が生じる。この結果より、ひび割れはパネル補強の曲げモーメントでコンクリートが戻されるため変形が抑制される。

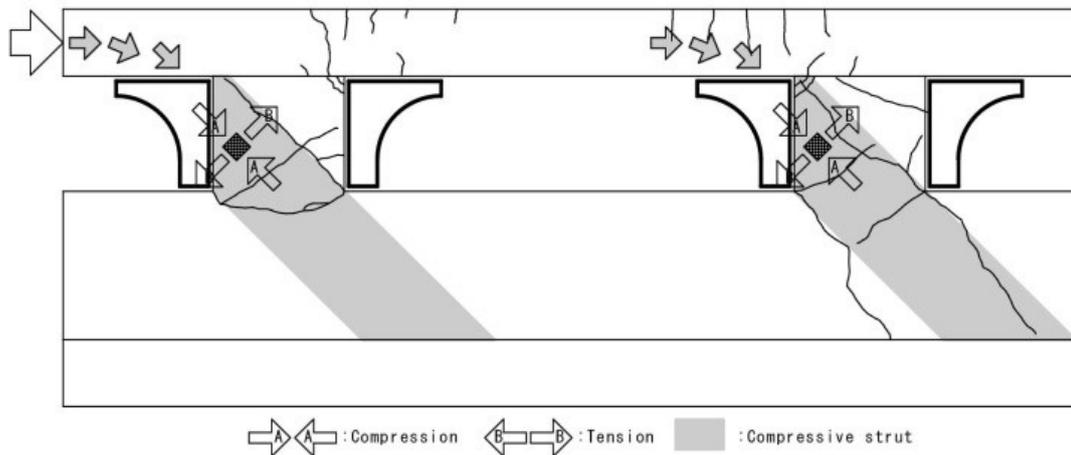


図 4.16 補強時の力の伝達

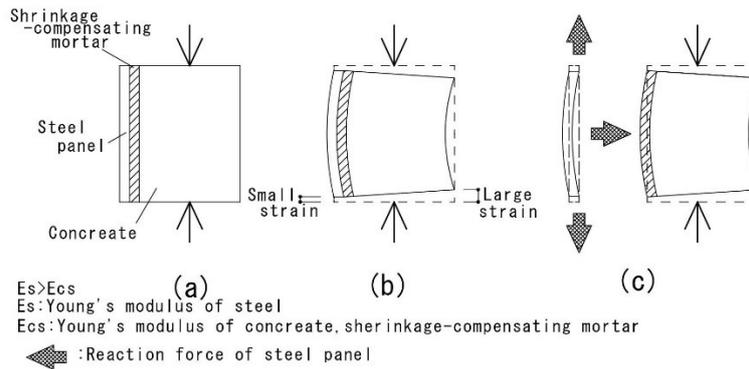


図 4.17 圧縮力時の鋼板パネルの効果

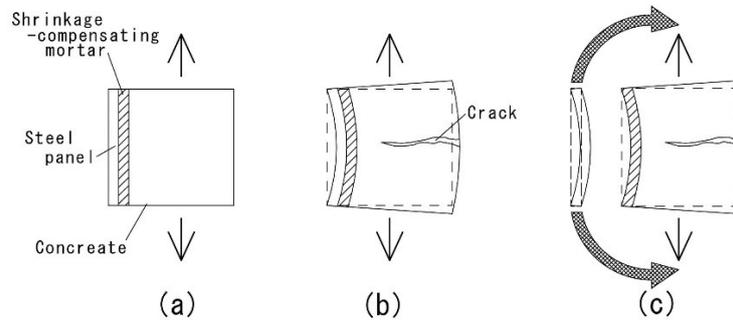


図 4.18 引張力時の鋼板パネルの効果

#### 4.7.2 最大耐力の計算

A-L-G と A-P-G の実験終了時の鉄骨補強材の状況を写真 4.1 に示す。写真 4.1(1)をみると a の範囲にせん断座屈が生じた。また写真 4.1 (2)のパネル部分のあと施工アンカーの内側の部分 (写真 4.1(2)の b の範囲) にせん断座屈の座屈波形が確認した。

計算値と実験値の比較を表 4.7 に、計算時の鉄骨補強材のモデル化について図 4.19 に示す。図中の片側斜線部をブラケット柱範囲、図中(2)の両側斜線部をパネル補強範囲、同図の灰色の範囲をパネル座屈範囲と称す。

写真 4.1 で確認した座屈波形から図 4.19 右のようなブラケット柱範囲をモデル化し、その部分のウェブ (PL1.2) のせん断座屈応力<sup>注6)</sup>を求める。ブラケット柱範囲の耐力  $bQ_{su}$  はその応力ウェブ部の断面積を乗じて算出する。さらにパネル補強範囲の座屈は図 4.19(2)で示す灰色の範囲で生じると考え、その範囲でせん断座屈応力<sup>注6)</sup>を求め、それにパネル補強範囲の断面積をかけてパネル補強部の耐力  $pQ_{su}$  を算出する。

コンクリートの計算値  $cQ_{su}$  には、断面を非耐力壁部分とし、シェアスパンは腰壁から上梁下端までの内法寸法の半分とし、大野荒川修正式の Mean 式<sup>注7)</sup>を用いる。

表 4.7 より実験値の対する計算値の比は  $N$  が 0.93 と概ね一致している。さらに補強した試験体についても 1.16~1.24 の範囲と鉄筋コンクリートと鉄骨補強材の累加強度で概ね算出できている。

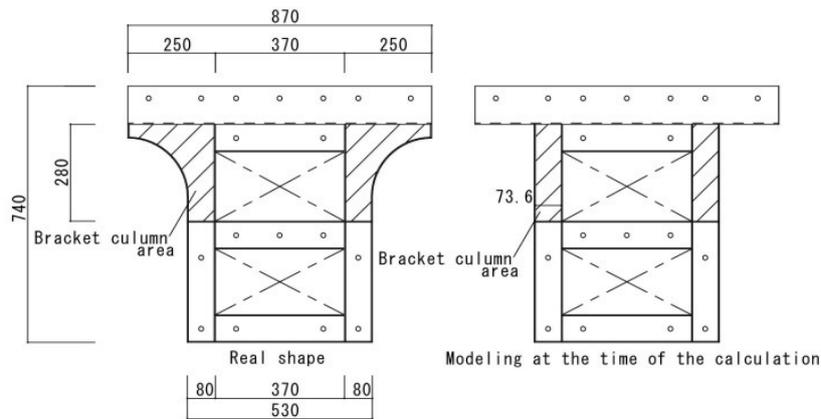


写真 4.1 実験終了時の鉄骨補強材の状況

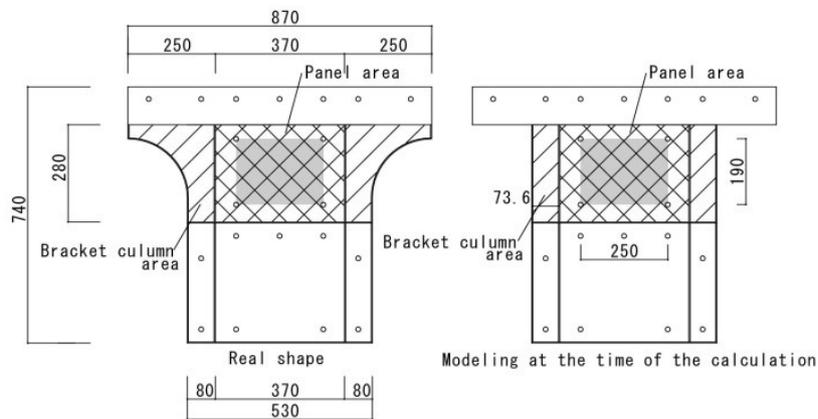
表 4.7 最大耐力の実験値と計算値

		N	A-L-G	A-L-R	A-P-G	
実験値(kN)		$P_{max}$	188	285	291	327
計算値 (kN)	Rc 非耐力壁	$cQ_{su}$	202	199	188	195
	ブラケット柱範囲	$bQ_{su}$	-	47		
	パネル補強範囲	$pQ_{su}$	-	-	-	42
	計	$Q_{su}$	202	246	235	284
実験値/計算値( $P_{max}/Q_{su}$ )			0.93	1.16	1.24	1.15

$P_{max}$ : 最大耐力,  $cQ_{su}$ : RC のせん断耐力,  $aQ_{su}$ : ブラケット柱部のせん断座屈耐力,  $pQ_{su}$ : パネル補強範囲のせん断座屈耐力,  $Q_{su}=cQ_{su}+aQ_{su}+pQ_{su}$



(1) Case of Element1・3



(2) Case of Element2

図 4.19 計算時の鉄骨ブラケットパネル補強のモデル化

#### 4.8 結論

片持ちスラブの先端にRC腰壁と非耐力壁を有するRC造マンションの桁行方向への耐震補強を対象とし、非耐力壁に廊下側から鉄骨ブラケット補強やパネル補強を施すという2種類の工法について実験を行い以下の結論を得た。

- ① 幾何学的には極短柱のプロポーシオンを有する非耐力壁であったが、せん断破壊より先に曲げ降伏が先行した結果、無補強でもかなりの靱性と示した。
- ② 鉄骨ブラケット補強やパネル補強により、いずれも初期剛性並びに最大耐力は向上した。
- ③ 補強した試験体はいずれも1.0%程度の変形性能を示した。
- ④ パネル補強により、コンクリートの面外方向への変形が抑制され、コンクリートのひび割れやコンクリートの剥落を防止できた。
- ⑤ 梁補強の有無による耐力や変形等の差異は認められなかった。

- ⑥ 補強した際の最大耐力は、コンクリートと鉄骨補強材の累加強度で概ね求めることができる。

今後は直上階の腰壁の力学的な効果のほかに非耐力壁の全周を鋼板パネルで囲った場合等についての検討を行う予定である。

#### 注記

- 注1) 試験体の外形寸法は実大の 1/4 としたが、非耐力壁や腰壁の厚さはあと施工アンカーを打ち込む際にあと施工アンカーが貫通しないよう縮尺を変更した。
- 注2) 非耐力壁の配筋は参考とした建物のせん断補強筋比 ( $p_w=0.68\%$ ) を参考に行った。試験体のせん断補強筋比は  $p_w=0.52\%$  であり、参考建物より小さくなっている。
- 注3) 本工法では図 4.20 で示すような一般的な RC 造に対する鉄骨補強で用いるスパイラル筋は使用しないものとする。
- 注4) 使用したあと施工アンカーの仕様は以下のとおりである。スチール製本体打ち込み式あと施工アンカー M6 で、外径 10.5mm、全長 30mm、ねじ部長さ 10mm、埋込み長さ 30mm である。
- 注5) A-L-R が A-L-G や A-P-G より履歴エネルギーが小さい理由は、コンクリート強度が他の物より 1 割程度低く、コンクリートの非耐力壁が他の試験体より早く損傷したことによりループが安定しなかったためと考える。
- 注6) せん断座屈応力は文献 9) の pp.44~45 を参考とし計算した。
- 注7) 鉄筋コンクリートの終局せん断耐力は文献 2) の pp.49~60 の式を参考とした。また、文献 4) の p.139 より  $k_u=0.76$ 、 $k_p=0.82$ 、 $p_t=0.23$  として計算した。 $p_t$  は引張り鉄筋比である。

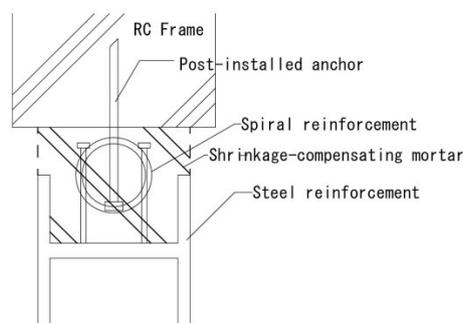


図 4.20 一般的な鉄骨補強で用いるスパイラル筋

## 参考文献

- 1) 野村直樹、西澤英和：鉄骨アーチで補強した RC フレームの水平載荷実験 鉄筋コンクリート共同住宅を対象として、日本建築学会構造系論文集、第 83 巻、第 746 号、pp.613-623、2018.4
- 2) 佐藤立美、ほか 2 名:RC 規準による鉄筋コンクリートの構造設計【改訂版】、鹿島出版会、2011.3
- 3) 国土交通省住宅局建築指導課等監修:建築物の構造関係技術基準解説書 2007 年版、全国官報販売協同組合、2007.8
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-、丸善、1999.11
- 5) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説、pp.179-213、pp.230-239、2001.10
- 6) 嶋津孝之ほか 4 名:鋼構造[第 2 版]、森北出版、2003.3
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造設計用資料集、丸善、2002.1
- 8) 武田寿一:複合耐震壁、建築構造の耐震性シンポジウムテキスト、pp.295-334、日本建築学会近畿支部、1977.11
- 9) 高梨晃一、福島暁夫：基礎からの鉄骨構造、森北出版、2003.5
- 10) 藤村勝、浅井 浩一、杉山靖、石川重男、菅野俊介：鉄骨ブレースと鉄骨パネルによる既存 RC 造建物の耐震補強：その 1 補強設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.2241-2242、1984 年 9 月
- 11) 宮内靖昌、岩田昌之、相沢覚、菅野俊介、藤村勝：鉄骨ブレースと鉄骨パネルによる既存 RC 造建物の耐震補強：その 2 静的弾塑性解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.2243-2244、1984 年 9 月

## 5章 模型の微動観測に基づく解析手法の評価

## 5.1 実験目的

本章では耐震診断から建物の振動性状を知ることにはできず、計算から建物の補強効果の実態を確認することはできない。そのために実物建物の常時微動観測を行い建物の振動性状を把握することを考え、その解析手法について検討を行う必要がある。そこで振動が顕著に表れ複雑な構造をしている山鉾の木造模型に対して常時微動観測を行い、その振動性状が確認を行い、観測方法・解析方法について確かめる。

## 5.2 模型概要

模型は京都祇園祭の山鉾（長刀鉾）をモデルとしている。実物の山鉾の名称について写真 5.1 に、実物の長刀鉾の図面を図 5.1 に示す。長刀鉾は高さ 21.76m、車幅 2.36m、車軸間距離 4.5m でアスペクト比（車幅方向： $21.67/2.36=9.18$ 、車輪間方向： $21.67/4.5=4.82$ ）の大きいプロポーションとなっている。また、部材はほぞ組みなどによって生まれ、各継手・仕口は「縄がらみ」と呼ばれるわら縄を巻きつける手法によって補強される。

記録<sup>3)</sup>には 1377 年に鉾が転倒し老尼がなくなるとか、囃子方の子供が落ち車に引かれるなどの死亡事故がいくつかある。記録の中で最も多い事故は真木が途中で折れたというものであり、1737 年以降に 10 回程度様々な山鉾の真木が折れており、昭和に入ってから 2 度ほど起こったという。

試験体は実物の約 1/4<sup>注1)</sup> で設計製作しており、長刀鉾の先端（鉾頭）をつけない状態で全高約 5m とした。車輪の左右の間隔<sup>注2)</sup>は 845mm、前後の間隔は 1455mm であり、実物同様に車輪はステアリング機能が付いていない。車輪および「石持」と呼ばれる台車部分を除く試験体上部構造の重量は 49 kg、台車部分は 136 kg<sup>注2)</sup> の基本構成である。試験体各部には実際のもの同様に縄がらみで補強を施し、台車部分と上部構造も縄がらみによって固定している。実物の縄がらみを写真 5.2 に、試験体のものを写真 5.3 に、全体写真を写真 5.4 に、部分の名称や寸法を図 5.2 に示す。



写真 5.1 実物の山鉾

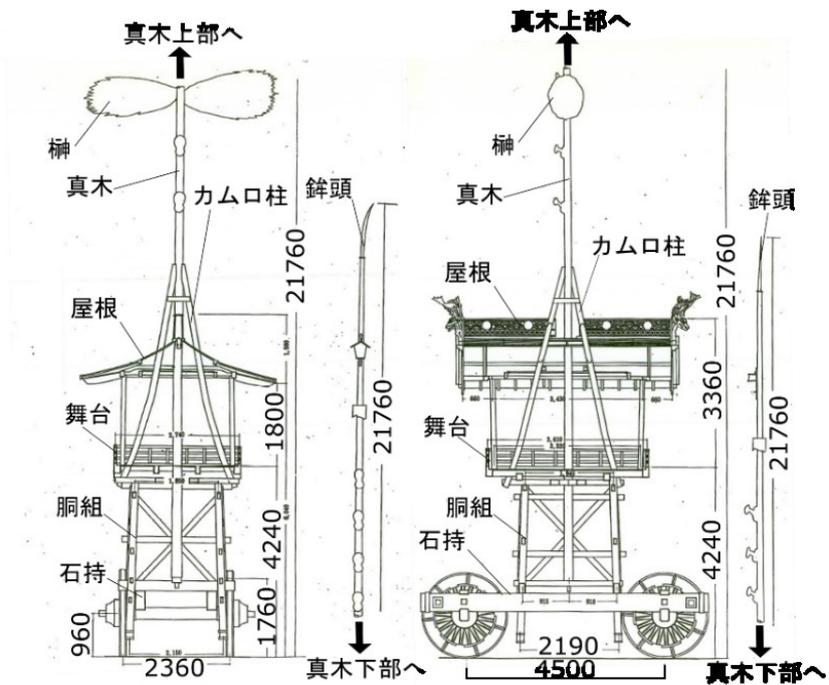


図 5.1 実物の長刀鉾図面



写真 5.2 実物の縄がらみ



写真 5.3 試験体の縄がらみ



写真 5.4 試験体完成

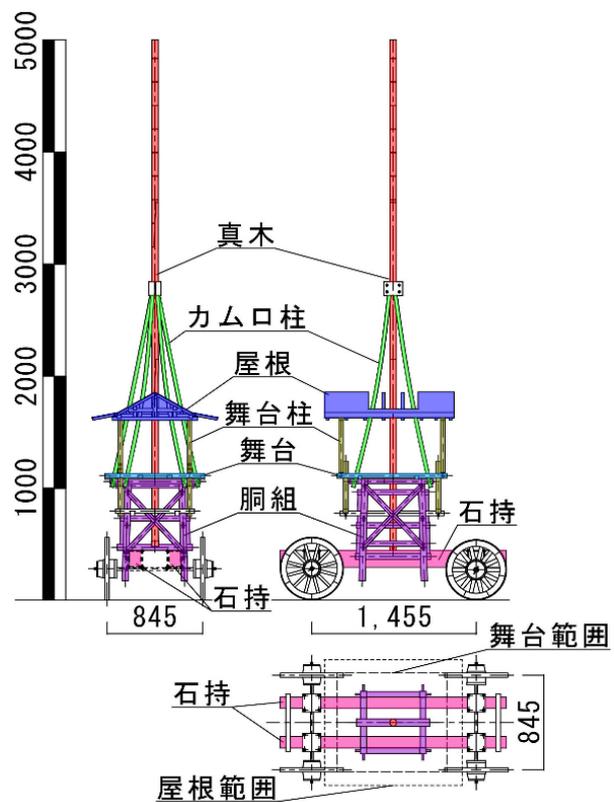


図 5.2 試験体寸法・名称

### 5.3 実験方法

上述の試験体に「榼 (4.2kg)」「先端(1.1kg)」「錘(189kg)」「懸装品(11.7kg)」の各要素<sup>注3)</sup>を取り付ける。実験パターンとして要素をそれぞれ単体で取り付けたもの (4種)、全て取り付けたもの (1種)、すべて外したもの (1種) の計6種とした。錘は舞台や屋根に乗る人の重量を想定している。実験パターンと重心について表5.1に、各要素について図5.3に示す。表5.1の試験体の重量については胴組より下にある石持・車輪 (台車) 部を抜いた値である。

表5.1より全部ありでは試験体重量が全部なしより5倍程度増加するが重心位置は若干低くなる程度ではある。榼のみと先端のみでは試験体重量として全部なしとあまり変わらないが、全部なしの重心位置より高い部分に取り付いていることから重心位置が高くなる。錘のみと懸装品のみでは、要素が低い位置に取り付くことから重心位置が低くなっている。これらの要素の取り付けにより山鉦の重心位置を変化させることができる。

試験体各点に半導体加速度センサ (センサ重量 : 1.7g) を取り付け各種の実験を行った。計測した点の位置を図 5.4 に示す。計測点は 5 箇所設定し各点 2 方向 (前後・左右)、計 10 点のデータを収集した。以降○の付く数字は計測点番号を示す。静止状態での基本的な振動特性を確認する「常時微動観測」を行う。

表 5.1 実験パターンと重心位置

パターン	要素質量 [kg]	試験体重量 [kg]	要素の重量比 [%]	重心高さ [mm]	備考
全部あり	206	255.1	80.8	1272	
全部なし	0	49.1	0.0	1286	
榼のみ	4.2	53.3	7.9	1471	実験前計測時
先端のみ	1.1	50.2	2.2	1396	
錘のみ	189	238.1	79.4	1227	人間44人分
懸装品のみ	11.7	60.8	19.3	1202	4面の合計

※台車を含まない

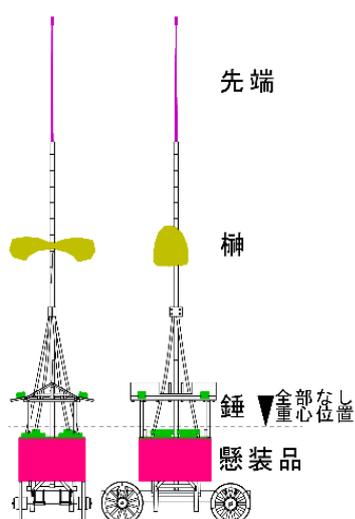


図 5.3 要素について

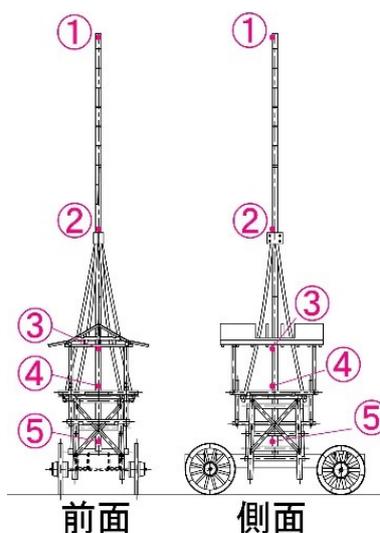


図 5.4 センサ位置

## 5.4 常時微動測定方法と解析方法

試験体を静止させた状態で外乱を与えずに各点の加速度を計測する。サンプリング周波数200Hzで5分間計測する。収集した加速度時刻歴波形を4096点(約20秒)に分割してFFT解析し、結果から位相角<sup>注4)</sup>やパワースペクトルを算出。スペクトルを分割回数分平均し、ピークの振動数を調べる。各点の振動数応答倍率を求める際には平均化したパワースペクトルを用いる。

## 5.5 解析結果

パワースペクトルの一例を図5.5に、真木上端部①の卓越振動数についてまとめたものを表5.2に示す。図5.5より各パラメータにおいて進行方向(前後)とそれに直行する方向(左右)で卓越振動数に著しい違いはない。表5.2より全部なしでの卓越振動数は5.1Hz程度であった。錘のみ櫛のみでは卓越振動数が0.5 Hz程度低下し、先端のみ懸装品のみでは卓越振動数が0.5 Hz程度上昇した。

真木下端部⑤に対する各点の振動数応答倍率を図5.6に、真木各点のスペクトルから表5.2の卓越振動数のパワースペクトル比を図5.7に示す。図5.6の両図ともに①が最も大きく、その次に②(緑色)であるが、①と比べ小さい値となりカムロ柱より下部は①と比べ振動していないことがわかる。図5.7のスペクトル比は各点の位相角とパワースペクトルの値を①点で正規化したものである。図5.7より、真木の振動はカムロ柱が取りつく位置(②)から上部で応答が大きくなる傾向がある。真木上部が最も振動し、ムチ振り現象(ホイッピング)を起こしている。これからカムロ柱が取りつく付近で曲げモーメントが大きくなり損傷しやすい。この結果より過去の記録にみられる真木の折損はカムロ柱が取りつく位置で起きていたと推測される。

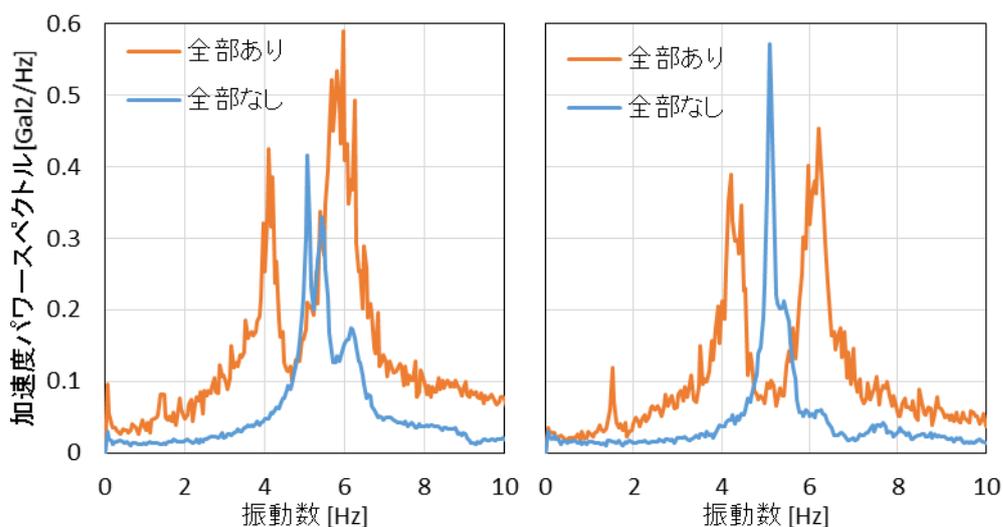


図 5.5 ①FFT結果(左:前後、右:左右)

表 5.2 ①常時微動卓越振動数[Hz]

	全部あり	全部なし	櫛のみ	先端のみ	錘のみ	懸装品の のみ
前後	4.10	5.08	4.84	5.76	4.10	5.42
左右	4.44	5.08	4.40	5.76	4.54	5.08

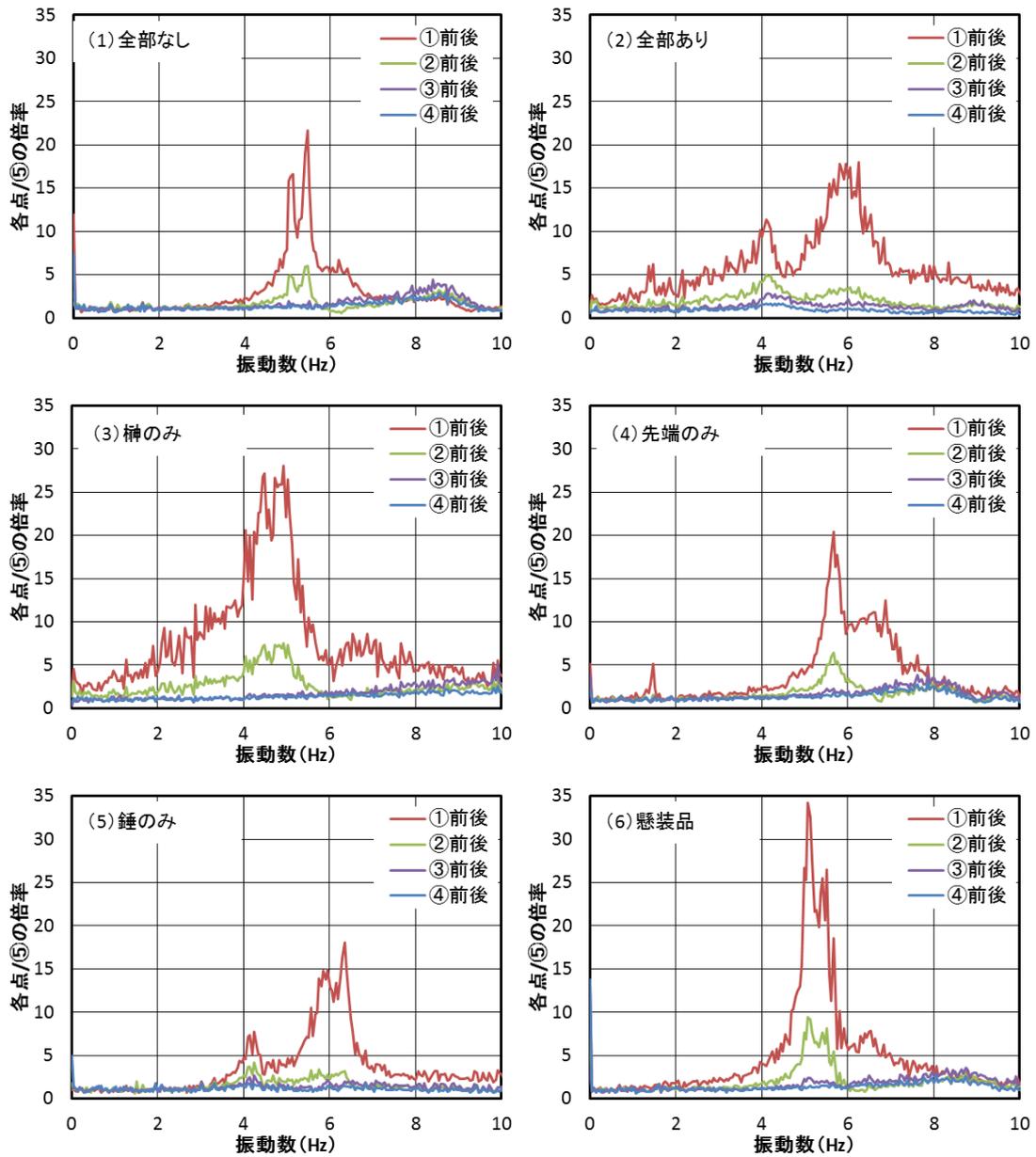


図 5.6 応答倍率 (前後方向)

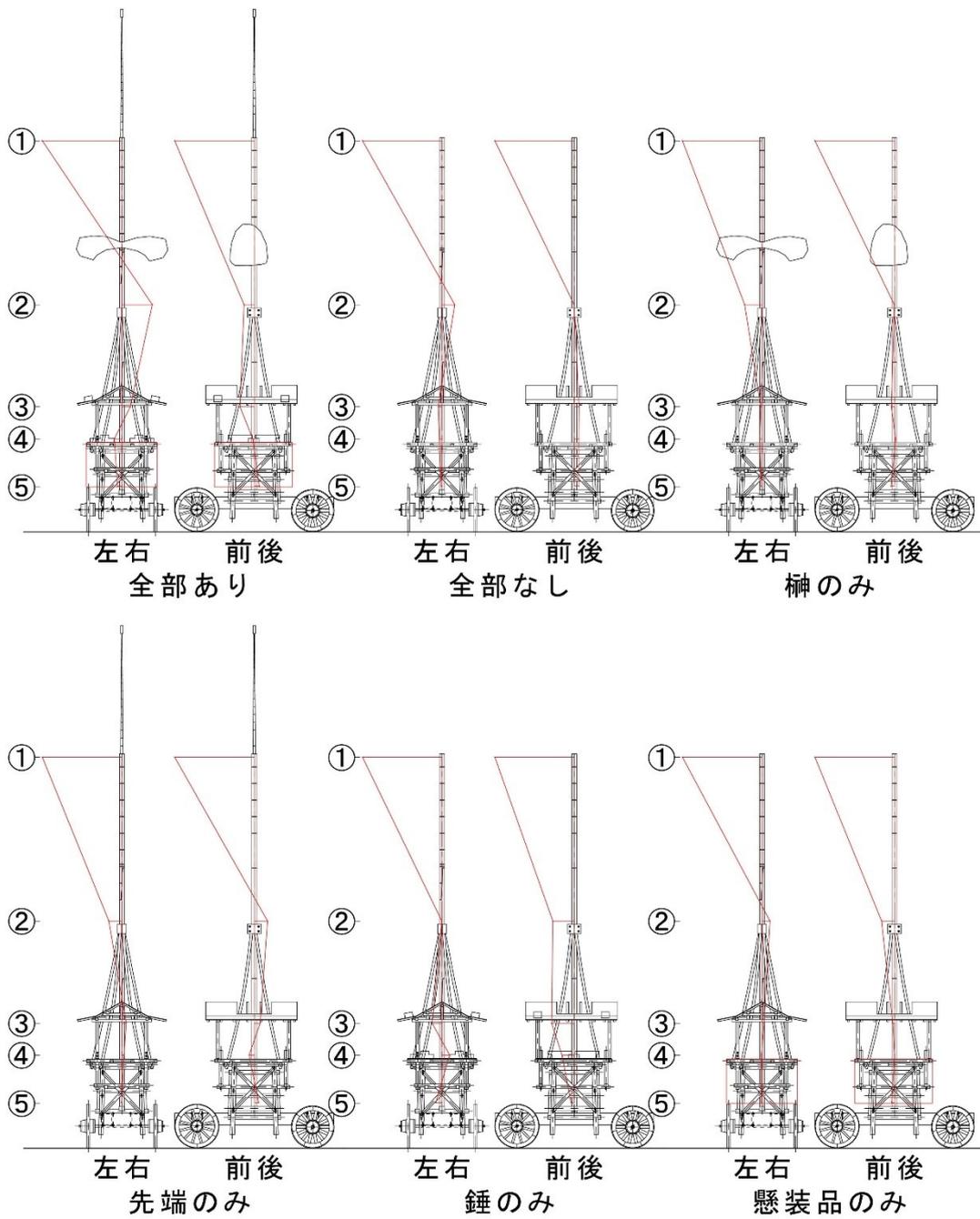


図 5.7 パワースペクトル比

## 5.6 結論

以上の実験により以下の知見が得られた。

- ① 榦・先端・錘・懸装品の要素を取り付けない場合と全て取り付けた場合では重心位置に変化がほとんど見られなかった。
- ② 常時微動の結果を見ると各要素を取り付けることで卓越振動数のピークの数が増え、

カムロ柱より上部が最も振動し、ムチ振り現象が生じた。

FFT、振動数応答倍率並びにパワースペクトル比を確認することで模型の振動性状が判明し、弱点箇所が明らかとなった。この解析方法を用いて実物の建物に対して応用する。

#### 注記

- 注1) 試験体の縮尺は石持より上部を対象としている。
- 注2) 車輪部は既製の車輪等を使用しているため1/4の縮尺とは異なり、約1/3である。これより台車部分の重量は実物のスケールと整合していない。今回の実験では車輪を固定した状態で実験し、山鉾を転倒させるような外力を加えないことから車輪部の影響は少ないと考える。
- 注3) 試験体で使用した櫓は文献1の実物の櫓の体積を模型サイズにし、藁製で、実物同様に縄で縛り付けた。先端は竹製で実物同様に真木先端に差し込む形で固定した。錘は鋼製で、試験体の舞台部分にボルトで固定した。懸装品は舞台の四隅にボルトで止め付け、絨毯の単位面積当たりの重量（5.0kg/m<sup>2</sup>）と仮定し布を縫い合わせて重量を調整した。
- 注4) 常時微動観測時間が5分間で、FFTの解析範囲が20.48秒毎であるため、FFT解析は14回した平均をパワースペクトルとして用いているが、位相角については1回目をFFTした結果の複素数を用いて計測点の位相角を算出している。

#### 参考文献

- 1) 京都市文化観光局文化観光部文化財保護課：祇園祭－山鉾実測、p.72～76、1987.
- 2) 長刀鉾保存会：長刀鉾 財団法人五十年史、2016.10
- 3) 祇園祭山鉾連合会：近世祇園祭山鉾巡行志、1968.
- 4) 柴田明德：最新耐震構造解析第2版、森北出版、2003
- 5) 樋口博美：祇園祭の山鉾祭礼をめぐる祭縁としての社会関係 祭を支える人々、専修人間科学論集、社会学篇（2）、pp.113-125、専修大学人間科学学会、2012.03
- 6) 崔 雄、他5名：祇園祭バーチャル山鉾巡行体験のための巡行時加速度変化の計測と可視化、じんもんこん2010論文集、15号、pp.233-238、2010.12
- 7) 祇園祭編纂委員会、祇園祭山鉾連合会 編：祇園祭、p.100～115、筑摩書房、1976

## 6章 RC 建物振動観測

## 6.1 建物概要

振動観測を行った建物の概要は以下の通りである。平面図を図 6.1~4 に、断面図を図 6.5 に示す。

- 竣工年 : 1981 年 10 月
- 階数 : 地上 6 階
- 住戸数 : 16 戸
- 軒高さ : 16.8m
- 最高の高さ : 17.25m
- 構造種別 : 鉄筋コンクリート造
- 構造形式 : 壁式ラーメン構造
- 基礎形式 : 杭基礎 (既製コンクリート L=20m)
- 床面積 : 下記表 6.1 に示す。

表 6.1 建物床面積と重量

	床面積(m <sup>2</sup> )		各階重量	累積重量
	専用部	共用部	t	t
6F	163.8	57.4	152.70	152.70
5F	163.8	57.4	217.44	370.14
4F	248.3	75.6	291.78	661.92
3F	248.3	75.6	306.13	968.05
2F	248.3	75.6	307.87	1275.92
1F	248.3	75.6	321.60	1597.52
計	1320.8	417.2		
合計	1738.0			

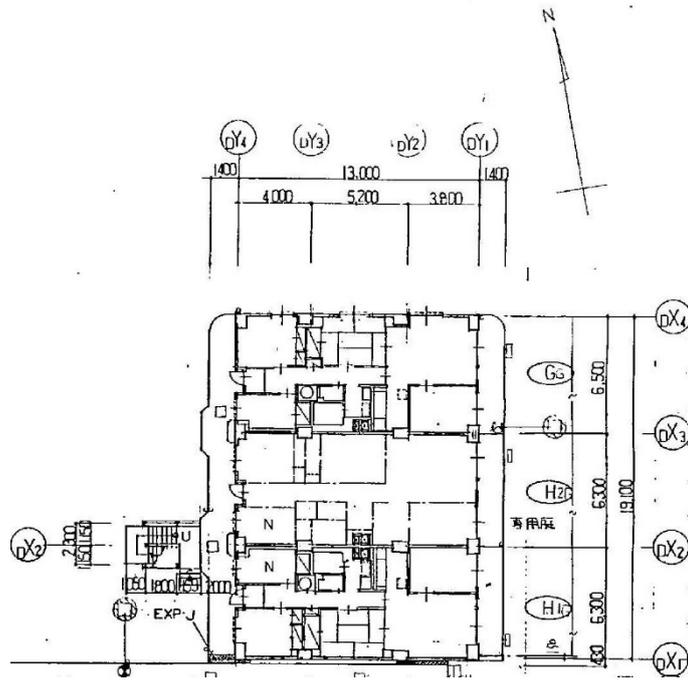


图 6.1 1 階平面図

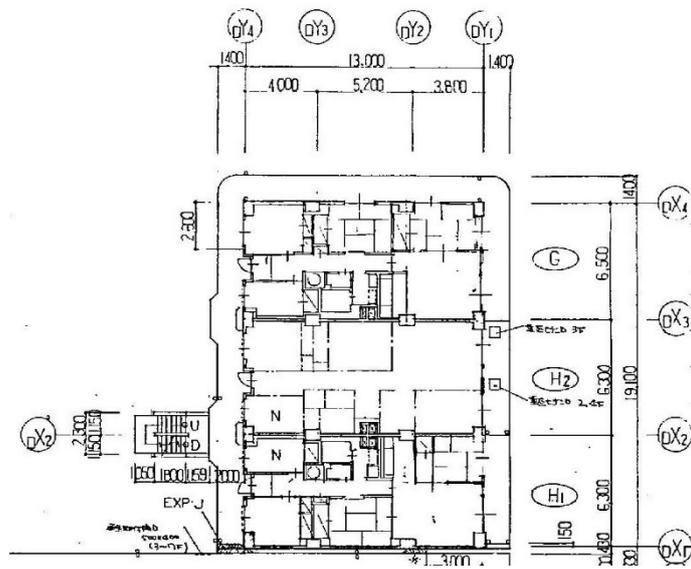


图 6.2 2~4 階平面図

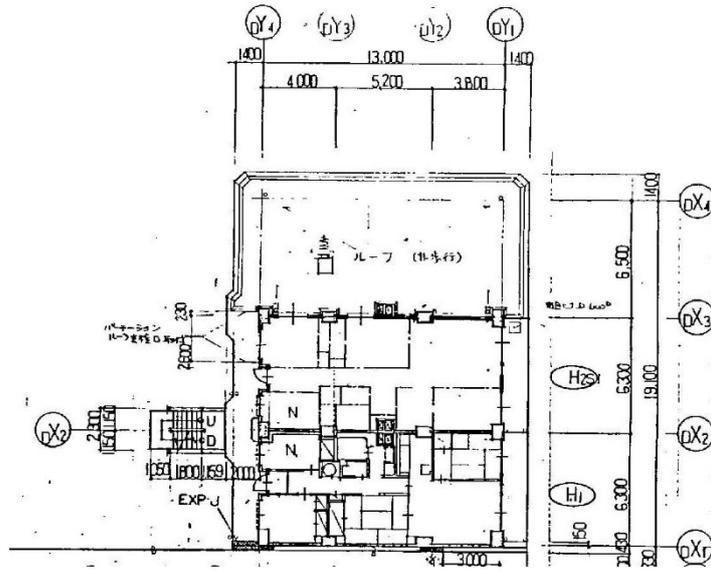


図 6.3 5階平面図

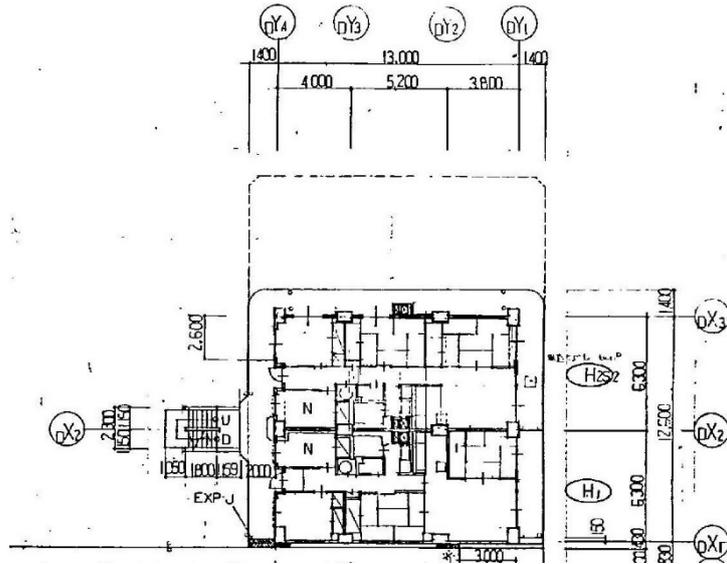


図 6.4 6階平面図

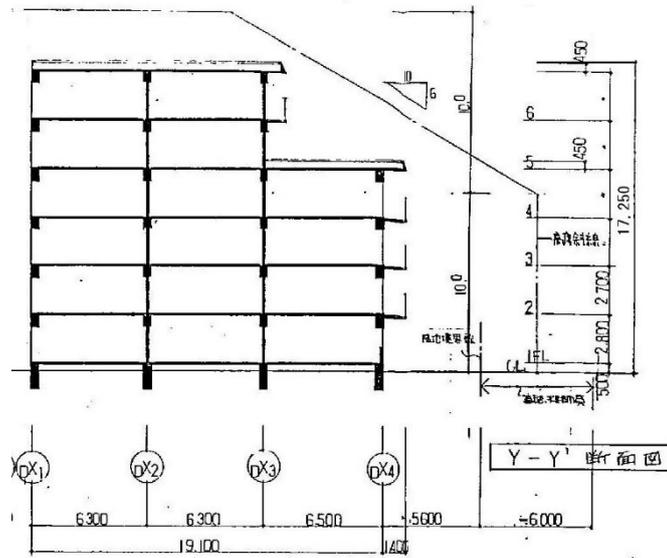


図 6.5 断面図

## 6.2 周辺地盤

当該建物の敷地は琵琶湖湖岸にあり、地下水位が高い。周辺地盤については、表層付近から-10mまではN値が10程度の軟弱層で、-12m以深いにはN値が30程度の砂礫層であるが層厚が薄い。GL-15m付近ではN値が40~50の層が存在する。液状化判定を行ったところGL-14m程度までは液状化のリスクが極めて高い。

## 6.3 補強概要

地盤掘削調査工事の結果、杭頭がすべて露出し、基礎梁の底面も地盤から浮き上がっていることが確認されたため、地盤改良工事である薬液注入が行われた。建物周辺の杭について薬液注入は杭頭を守るように行われ、杭頭の周り1.2m角で高さ3mを固化させた。

建物への補強は3章の耐震手摺付き鉄骨フレーム補強実験を参考に、図6.6で示す共用廊下の片持ちスラブ先端に行った。建物の鉄骨補強を図6.7に示す。補強前後の外観を写真6.1~2に、補強前後の立面図を図6.8~9に示す。また各階で使用した設計時の鉄骨量を表6.2に示す。鉄骨補強量は合計約12tであり、鉄骨補強により増加した各階の重量は1%程度である。

表 6.2 補強前後の建物重量の変化

	Wa	Wb	$\Sigma W$	$\Sigma W/Wb$	Wbt	Wat
	t	t	t		t	t
6階	1.05	152.7	153.75	1.01	152.7	153.75
5階	1.46	217.44	218.9	1.01	370.14	372.65
4階	2.22	291.78	294	1.01	661.92	666.65
3階	2.44	306.13	308.57	1.01	968.05	975.22
2階	2.39	307.87	310.26	1.01	1275.92	1285.48
1階	2.36	321.6	323.96	1.01	1597.52	1609.44

Wa:鉄骨補強重量  
 Wb:既存 RC 重量  
 $\Sigma W$ :鉄骨補強重量と既存  
 RC 躯体重量の和  
 Wbt:補強前の累積重量  
 Wat:補強後の累積重量

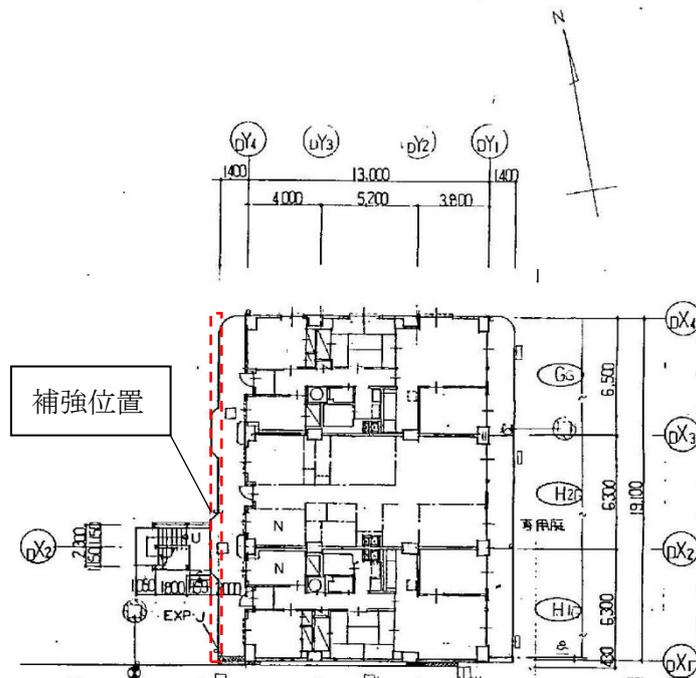


図 6.6 平面的な補強位置

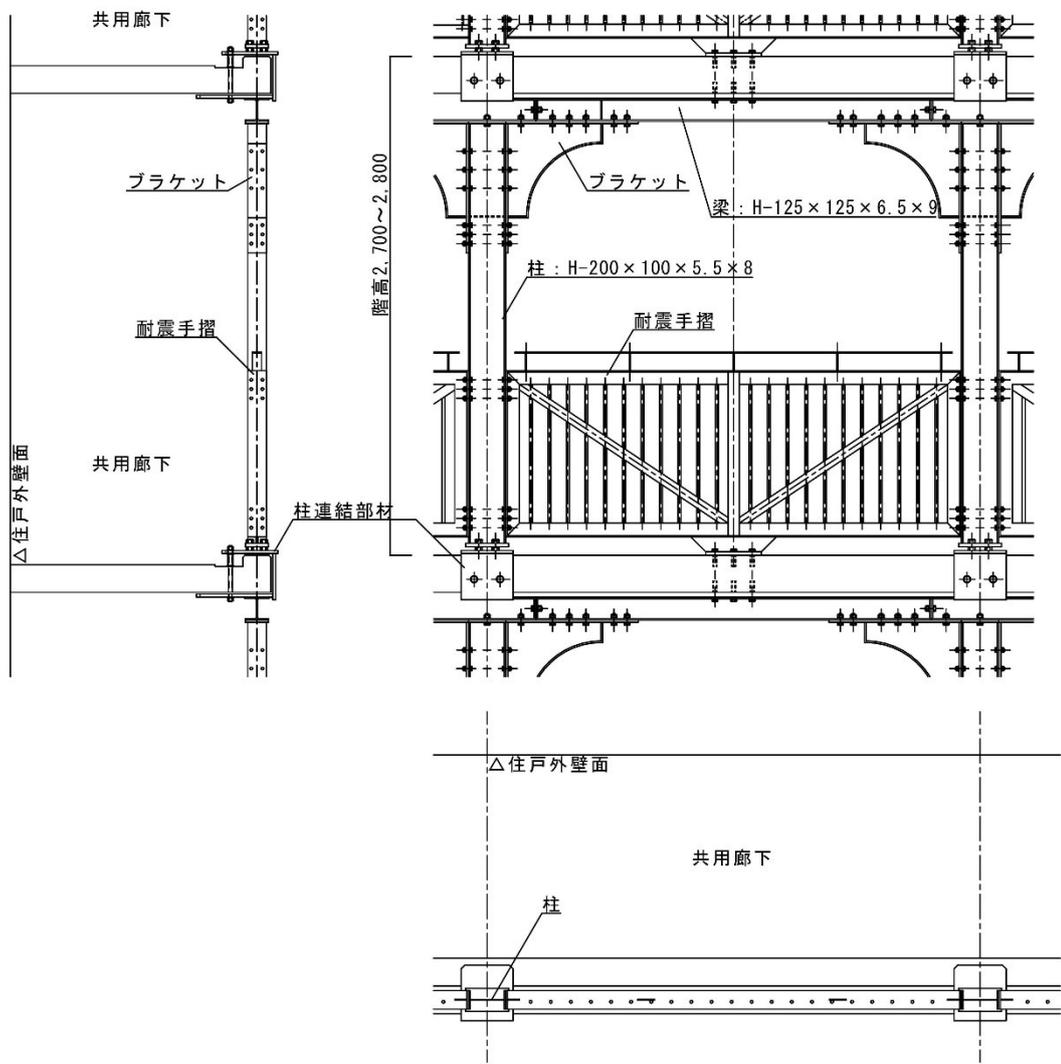


図 6.7 補強概要



写真 6.1 補強前外観



写真 6.2 補強後外観

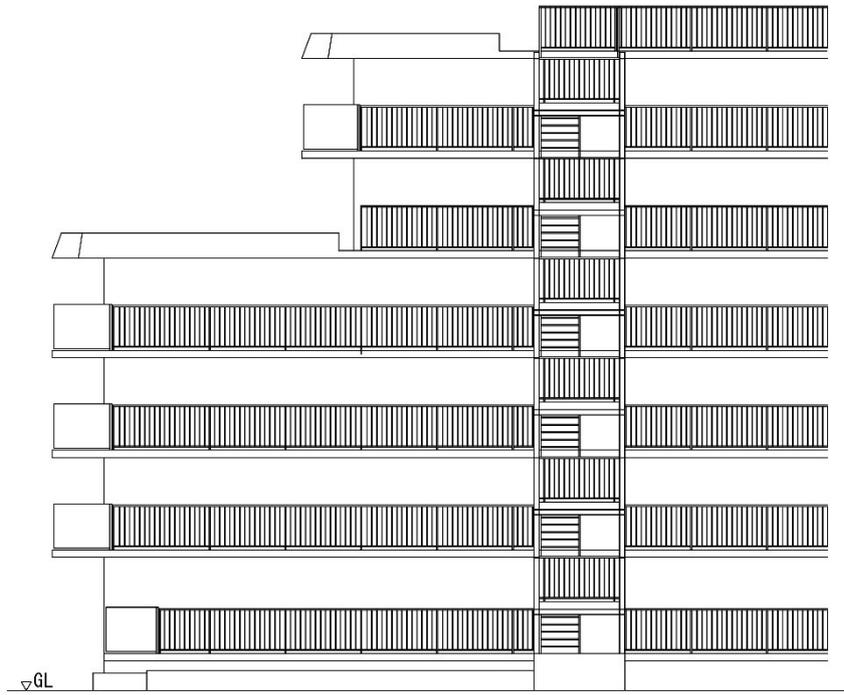


图 6.8 補強前立面图

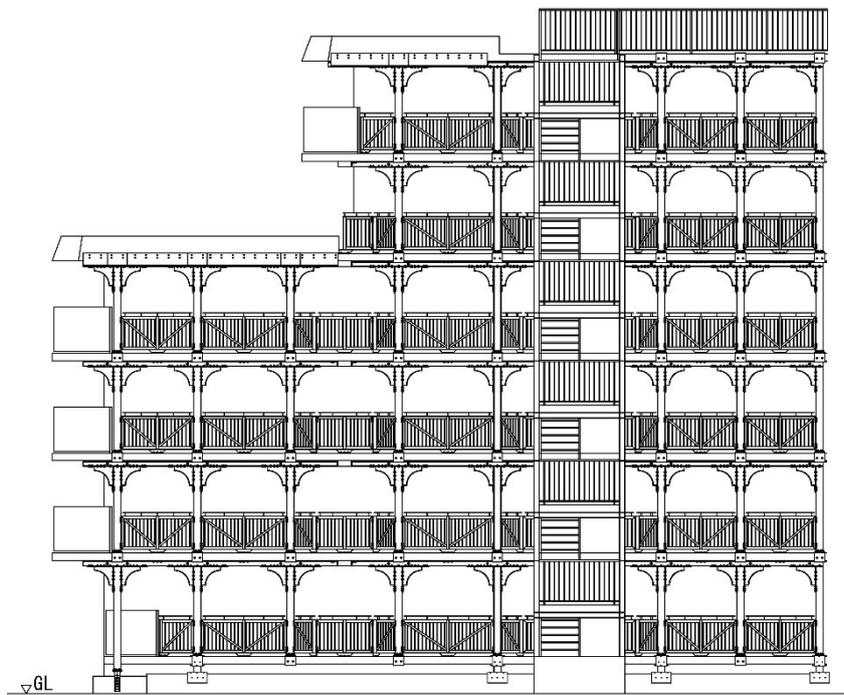


图 6.9 補強後立面图

## 6.4 振動観測について

### 6.4.1 使用機材

使用機材を表 6.3 に示す。加速度計のサンプリング振動数は 200Hz で、6 分間 X・Y・Z の方向の成分を測定する。

表 6.3 使用機材

機器	種別	製作者	型番	台数
加速度計(三軸)	検出器	株式会社ミットヨ	JEP-6A3	6
	データロガー	白山工業株式会社	LS-8800	6

### 6.4.2 観測パターン

各観測パターンについて図 6.10～11 に、各パターンごとの各階の加速度計設置数を表 6.4 に示す。パターン A は、屋上に加速度計 1～4 を建物の四隅に配置し、地盤の加速度計はパターン A と同じとした。パターン B は 3 階から屋上にかけて共用廊下に高さ方向に加速度計 1～5 を配置し、加速度計 6 は他のパターンと同様とした。

表 6.4 観測パターン

	地盤	3階	4階	5階	6階	屋上
パターン A	2	-	-	-	-	4
パターン B	1	1	1	1	1	1

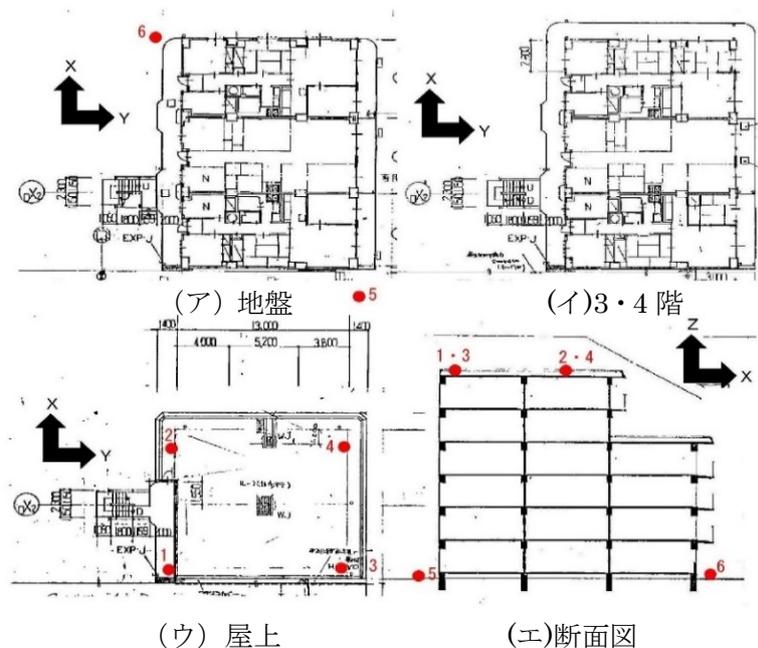


図 6.10 パターン A の加速度計設置位置

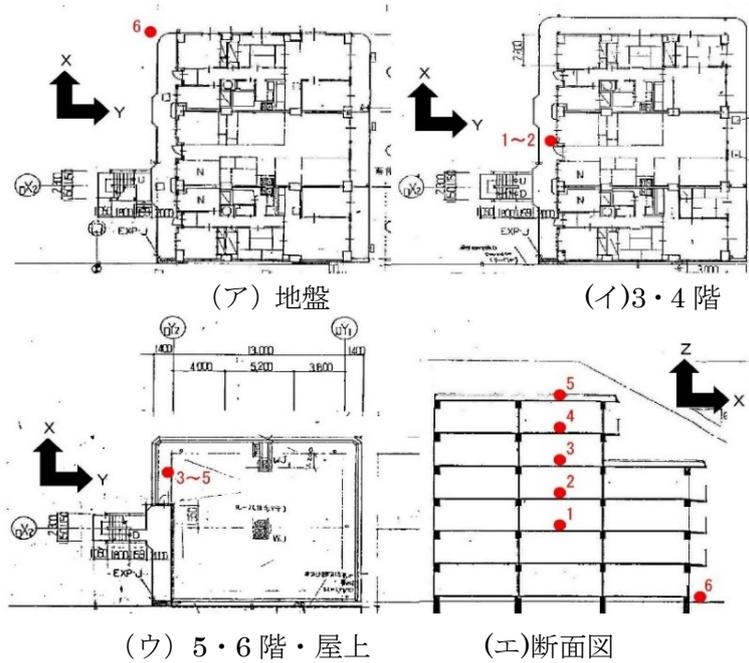


図 6.11 パターン B の加速度計設置位置

### 6.4.3 解析方法

各パターンで同時計測した加速度時刻歴データを 4096 点（約 20 秒）に分割し、17 回高速フーリエ変換（FFT）を行い、その結果から位相角やパワースペクトルを算出する。スペクトルを分割回数分平均したものをパワースペクトルとする。また振動数応答倍率を求める際にはこのパワースペクトルを用いる。

## 6.5 振動観測結果

### 6.5.1 高速フーリエ変換

各パターンのパワースペクトル PS を図 6.12～17 に示す。補強後の加速度計 4 は計測不良であったため、以下の加速度計 4 は除外する。

各図の凡例に示すように青色の細線は補強前の FFT 結果、青色太線はその結果を移動平均したもので、縦軸は左側の値である。赤色の細線は補強後の FFT 結果、赤色太線はその結果を移動平均したもので、縦軸は右側の値である。

図 6.12～17 に於いても 3～4Hz 付近で補強前後の卓越振動数が確認できる。耐震補強時に地盤改良も行っていることから、一概に赤色を補強効果と判断しづらいために次の節で地盤と建物の点との応答倍率を用いて卓越振動数を確認する。

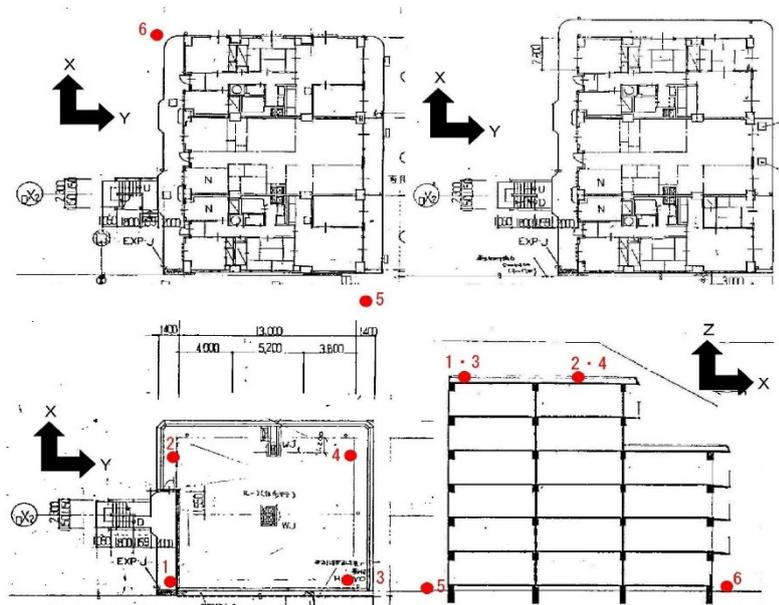
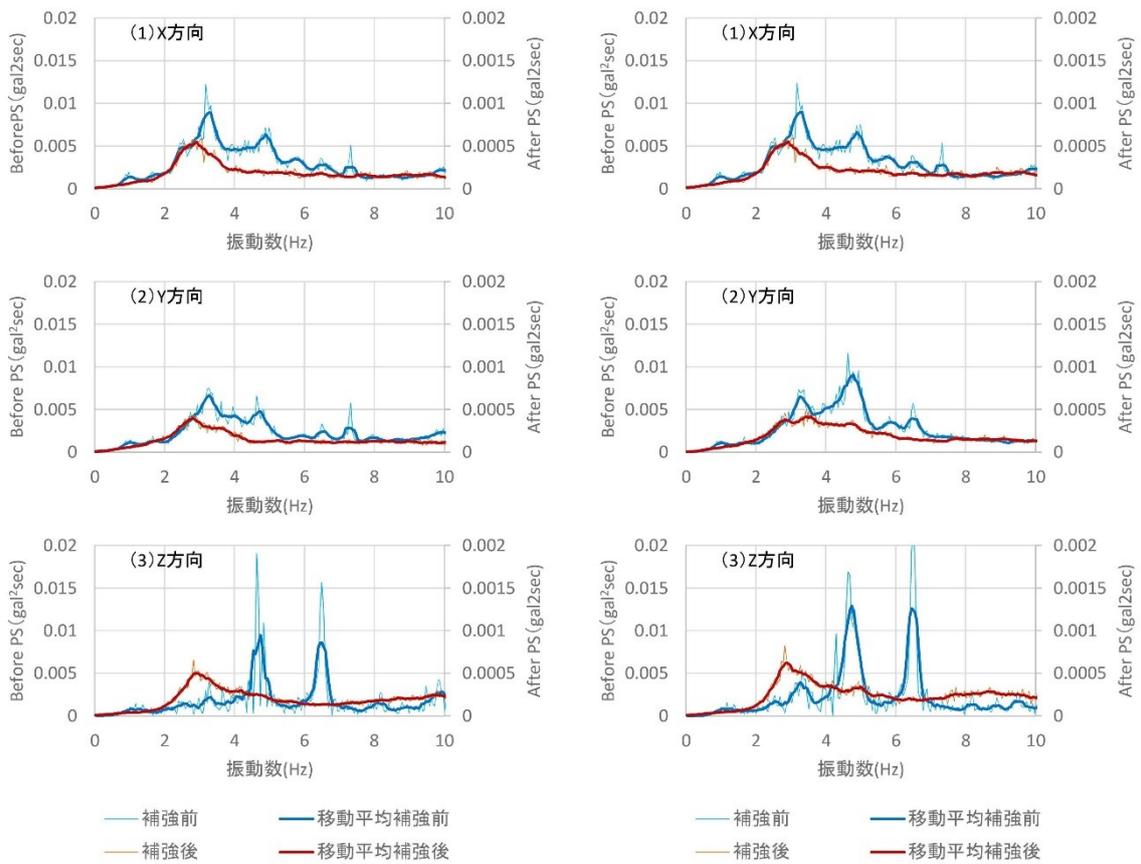


図 6.12 パターン A の FFT (左上：加速度計 1、右上：加速度計 2、下：設置位置)

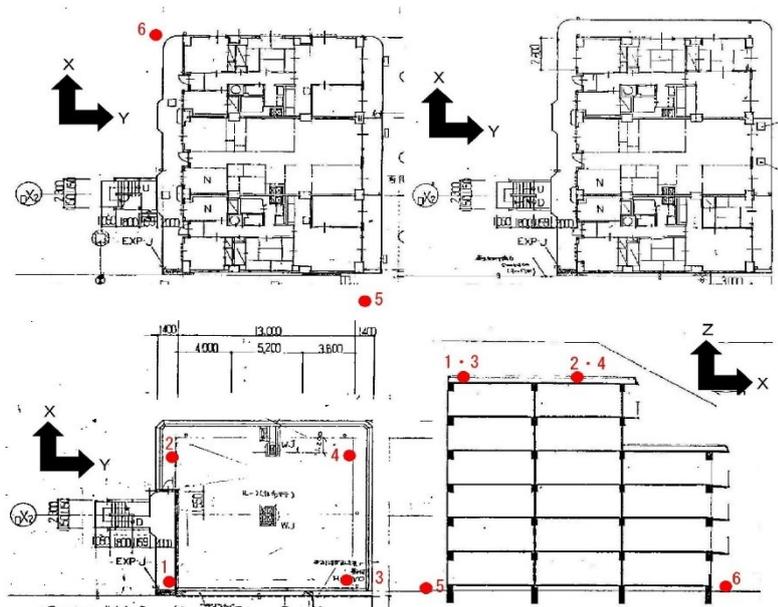
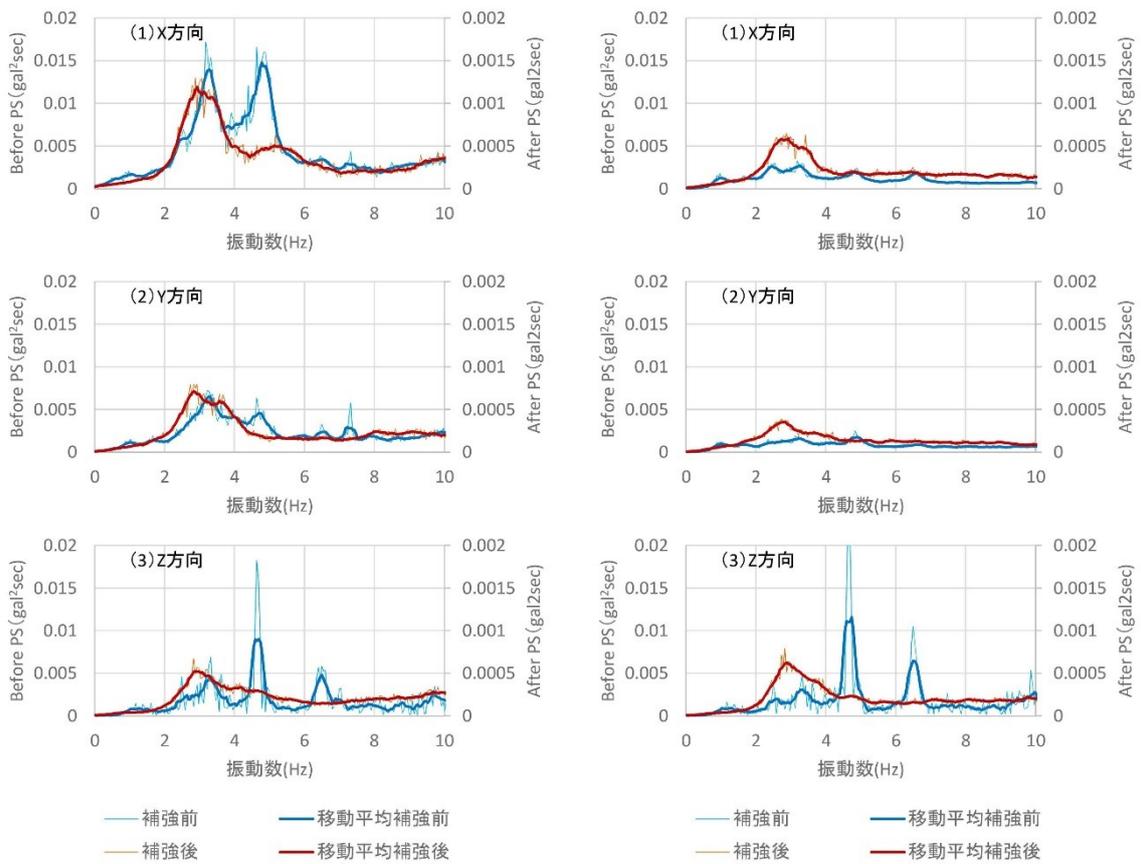


図 6.13 パターン A の FFT (左上：加速度計 3、右上：加速度計 5、下：設置位置)

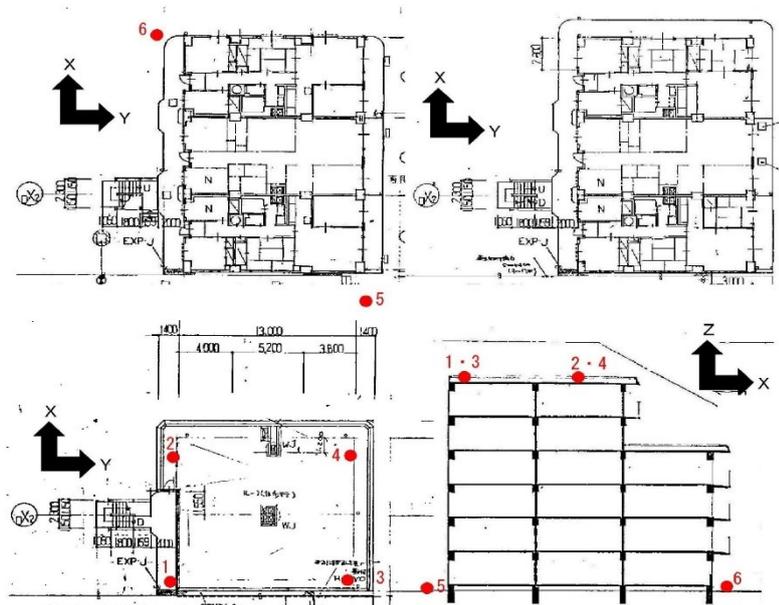
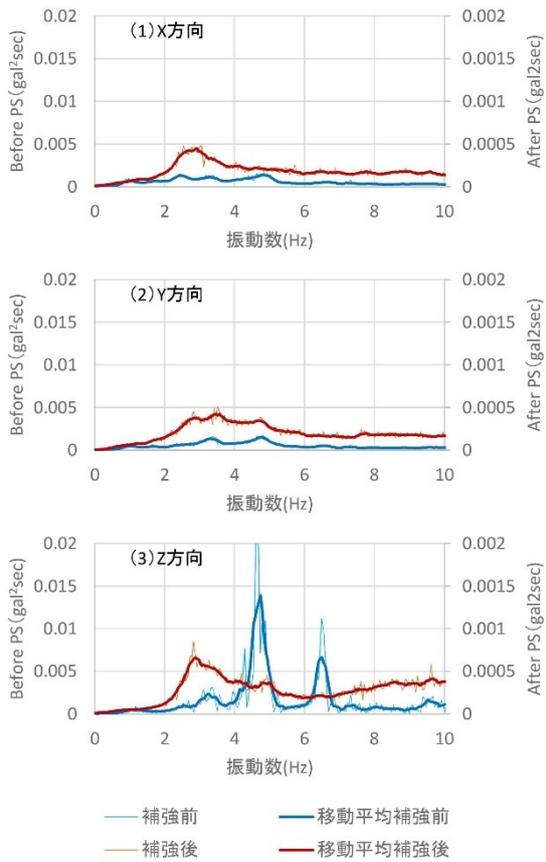


図 6.14 パターン A の FFT (左上：加速度計 6、下：設置位置)

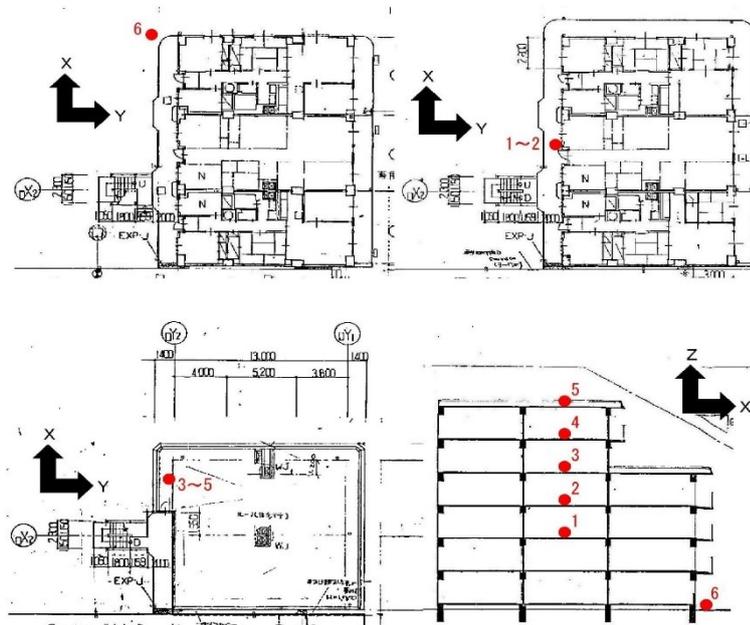
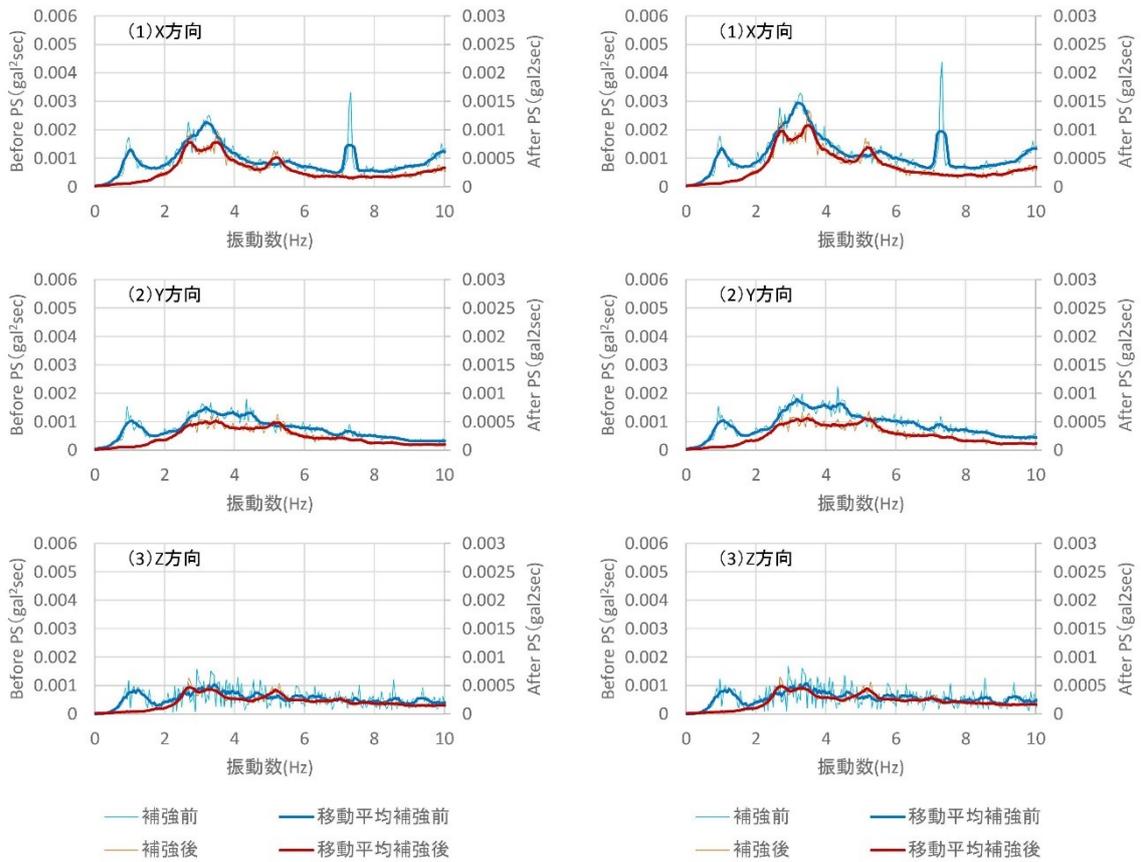


図 6.15 パターン B の FFT (左上: 加速度計 1、右上: 加速度計 2、下: 設置位置)

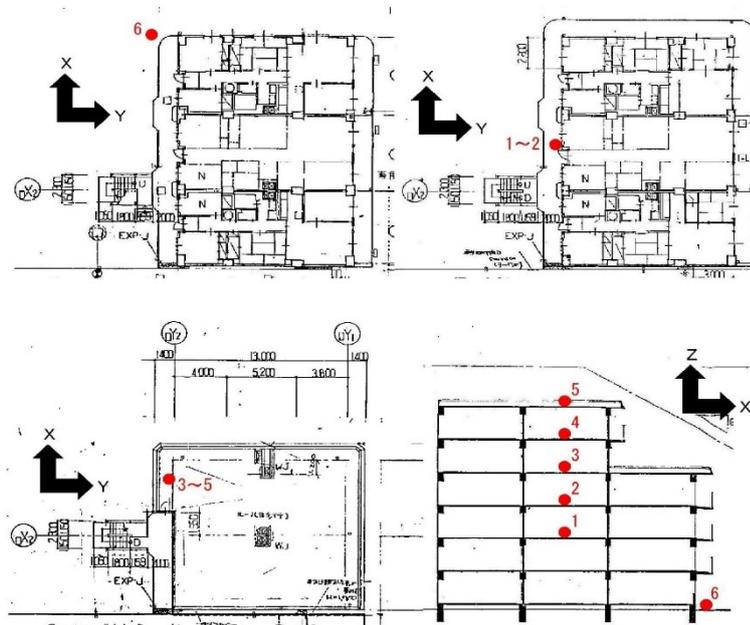
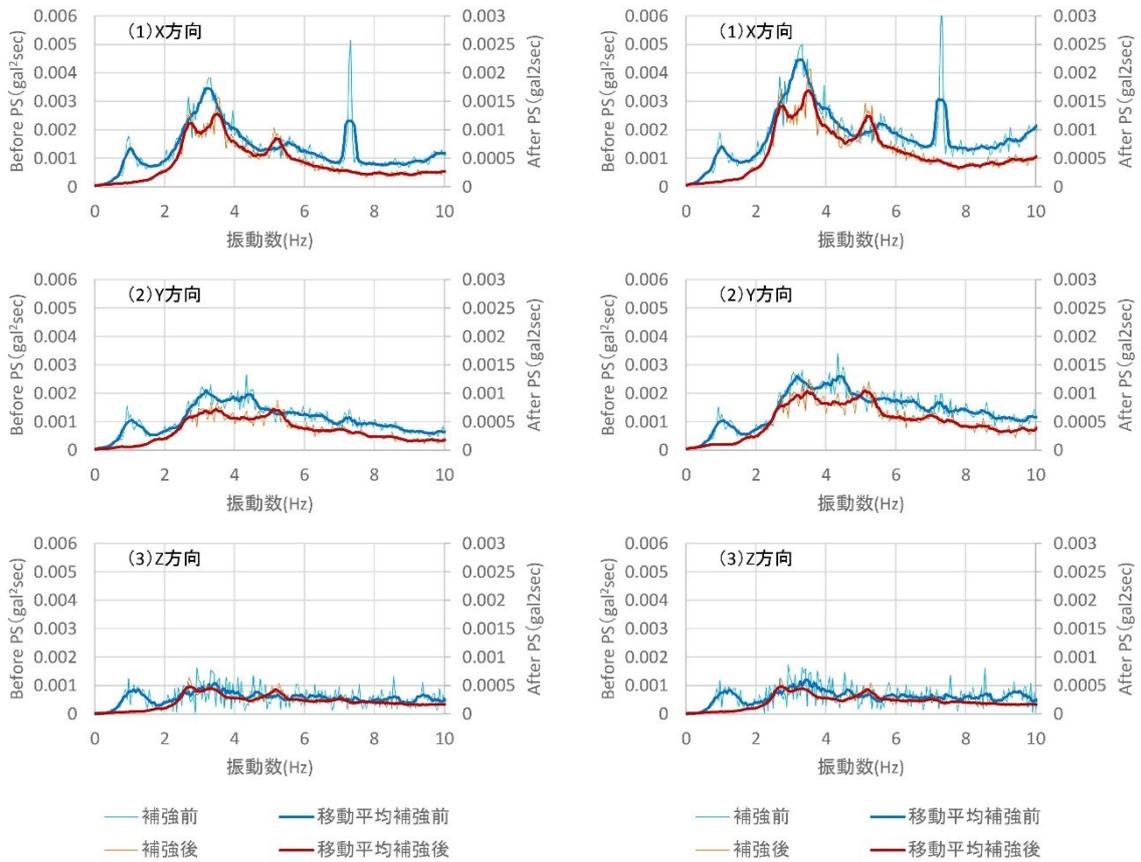
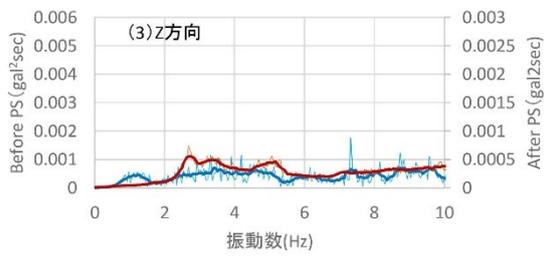
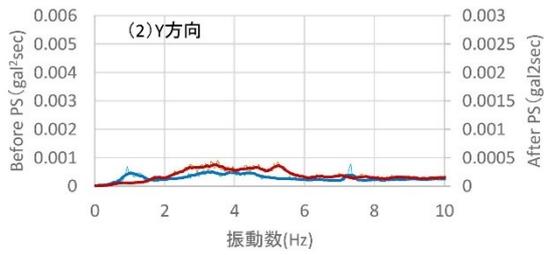
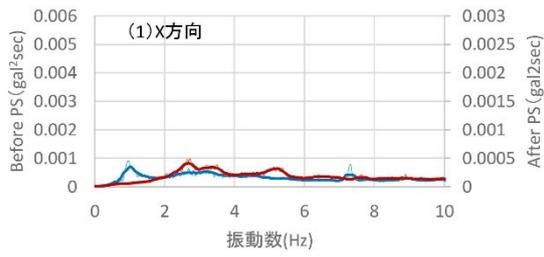


図 6.16 パターン B の FFT (左上：加速度計 3、右上：加速度計 5、下：設置位置)



— 補強前      — 移動平均補強前  
 — 補強後      — 移動平均補強後

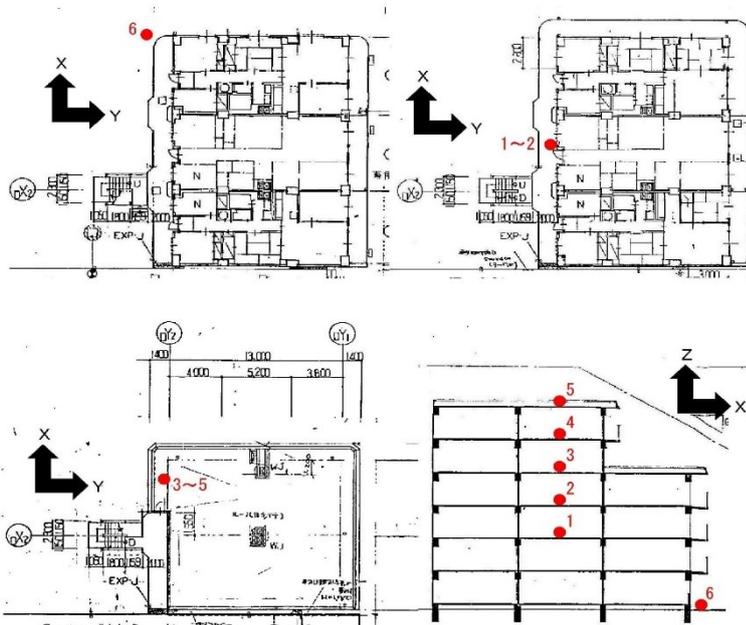


図 6.17 パターン B の FFT (左上：加速度計 6、下：設置位置)

### 6.5.2 応答倍率

各パターンの応答倍率  $G(f)$  を図 6.18～21 に、卓越振動数を表 6.5～6 に示す。図 6.18～21 は各パターンの加速度計 6 に対する加速度計 1～5 の値を示し、図中には卓越振動数をプロットし、補強前が四角で、補強後が三角である。式 6.1 により算出した値は約 3Hz であったため、その値の±1Hz の振動数の内で最も大きい値を卓越振動数としている。

図 6.18～21 をみると補強後は、補強前に比べて値が小さくなっている。その値は概ね 1.0 であり、地盤と各観測点の振動が同様に変化していることになる。

パターン A の X 方向では補強前が 3.17 Hz であったが、補強後が 3.27Hz となっている。若干であるが X 方向の振動数が高くなっている。Y 方向では補強前が 2.88 Hz であり、補強後も 2.44～2.83Hz となりほとんど変化はない。Z 方法では補強前が 2.10～2.88 Hz であり、補強後が 2.00～2.05Hz とりなっている。若干 Z 方向の振動数が低くなっている。

パターン B の X 方向では補強前が 3.32Hz であったが、補強後が 3.66Hz となっている。X 方向の振動数が高くなっている。Y 方向では補強前が 2.69～3.13 Hz であり、補強後も 3.13～3.76Hz となりあまり変化はない。Z 方法では補強前が 3.27 Hz であり、補強後が 2.15Hz とりなっている。Z 方向の振動数が低くなっている。

パターン A の卓越振動数時の平面的なパワースペクトル比を図 6.22 に示し、パターン B の高さ方向のパワースペクトル比を図 6.23 に示す。平面的なパワースペクトル比を見ると加速度計 3 の耐震補強位置から離れた点が加速度計 1・2 と比べ大きくなっている。高さ方向のスペクトル比では補強前後であまり変化がない。ただし、このスペクトル比は各時点での比率であるため、補強前と補強後の値で比べると図 6.18～21 で示したように補強後が小さい値となっている。よって、平面的なパワースペクトル比の加速度計 3 の補強前よりも補強後が小さいこととなり、本補強により振動しにくくなっていることがわかる。

$$f = \frac{1}{0.02H} \cdots \text{式 6.1}$$

f : 卓越振動数 (Hz)、H : 建物の軒高さ (m)

表 6.5 パターン A 卓越振動数と応答倍率

		加速度計 1		加速度計 2		加速度計 3	
		前	後	前	後	前	後
X	f 【Hz】	3.17	3.27	3.17	3.27	3.17	3.37
	G(f)	8.08	1.24	8.15	1.26	12.59	3.32
Y	f 【Hz】	2.88	2.44	2.83	2.83	2.88	2.83
	G(f)	5.96	1.16	4.96	1.00	5.86	1.91
Z	f 【Hz】	2.10	2.05	2.10	2.00	2.88	2.05
	G(f)	2.77	0.98	2.03	1.01	3.20	1.02

表 6.6 パターン B 卓越振動数と応答倍率

		加速度計 1		加速度計 2		加速度計 3		加速度計 5	
		前	後	前	後	前	後	前	後
X	f 【Hz】	3.32	3.61	3.32	3.66	3.32	3.66	3.32	3.66
	G(f)	4.41	2.52	5.88	3.54	6.97	4.24	9.08	5.67
Y	f 【Hz】	2.69	3.13	2.69	3.76	3.13	3.76	3.13	3.76
	G(f)	3.26	1.46	3.74	1.64	4.32	2.11	5.41	3.11
Z	f 【Hz】	3.27	2.15	3.27	2.15	3.27	2.15	3.27	2.15
	G(f)	2.24	1.00	2.29	1.00	2.34	0.97	2.54	1.00

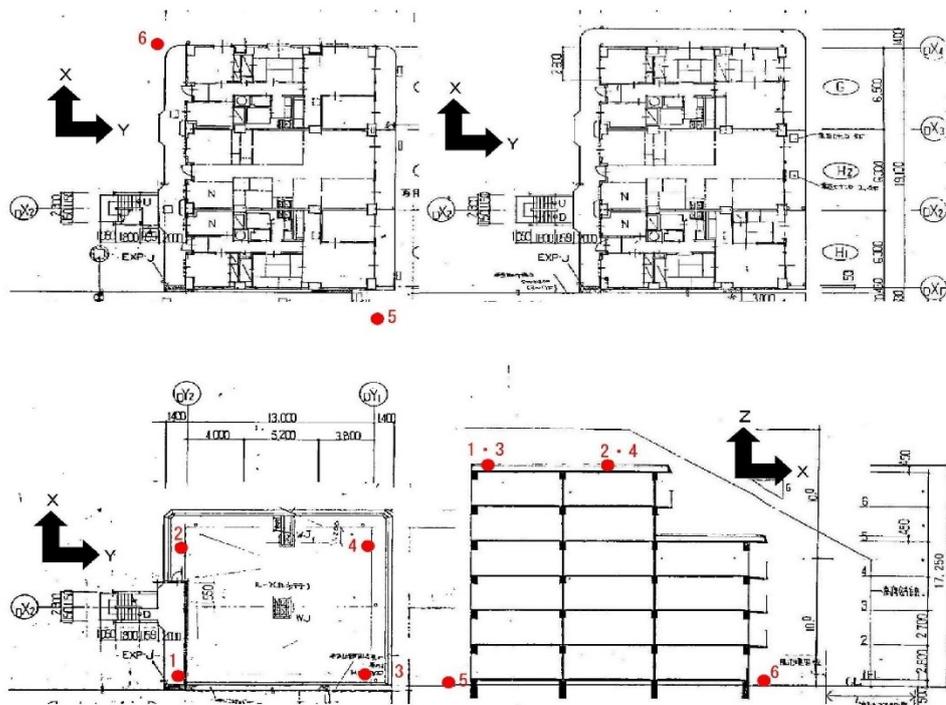
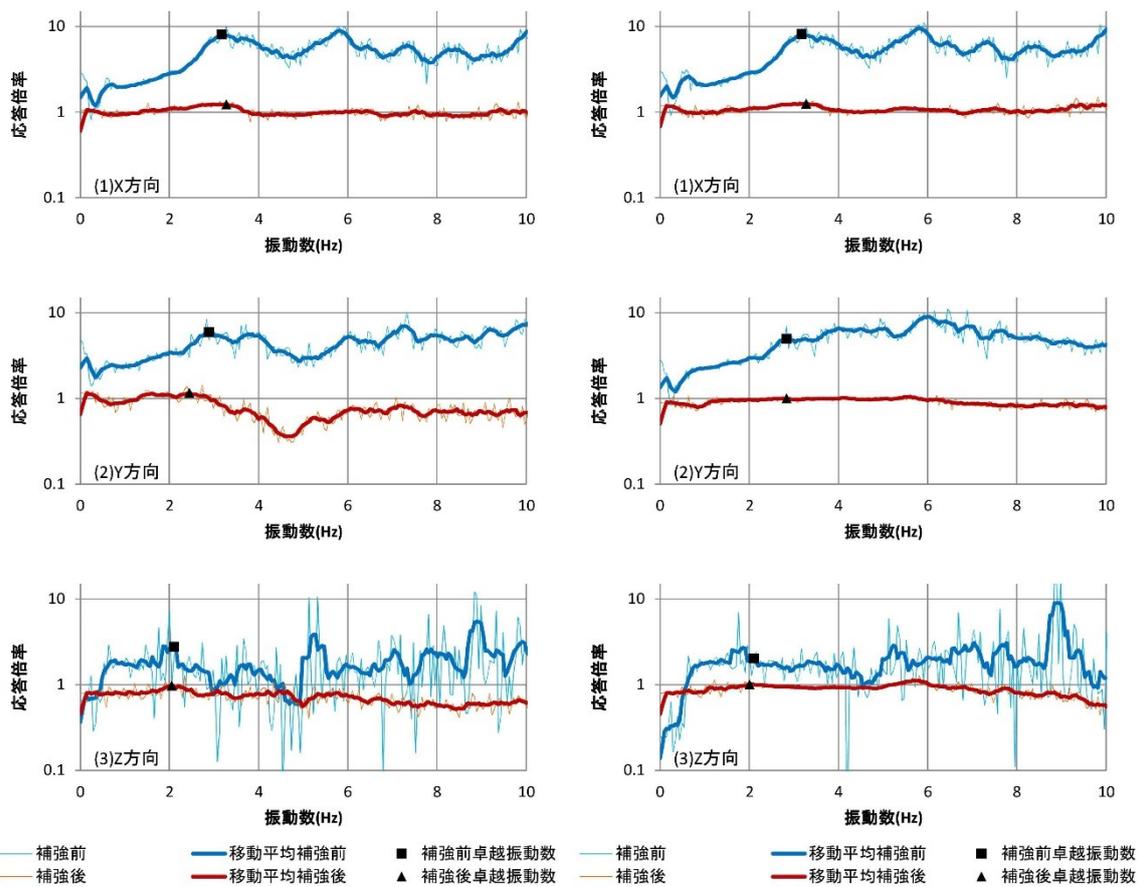


図 6.18 パターン A 応答倍率 (左上：加速度計 1、右上：加速度計 2、下：設置位置)

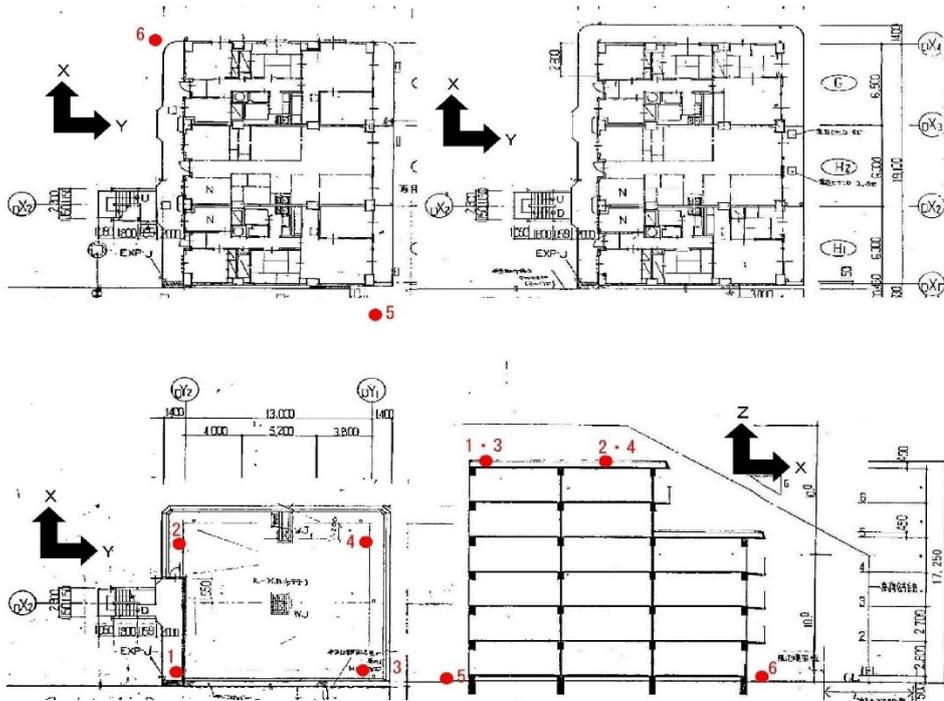
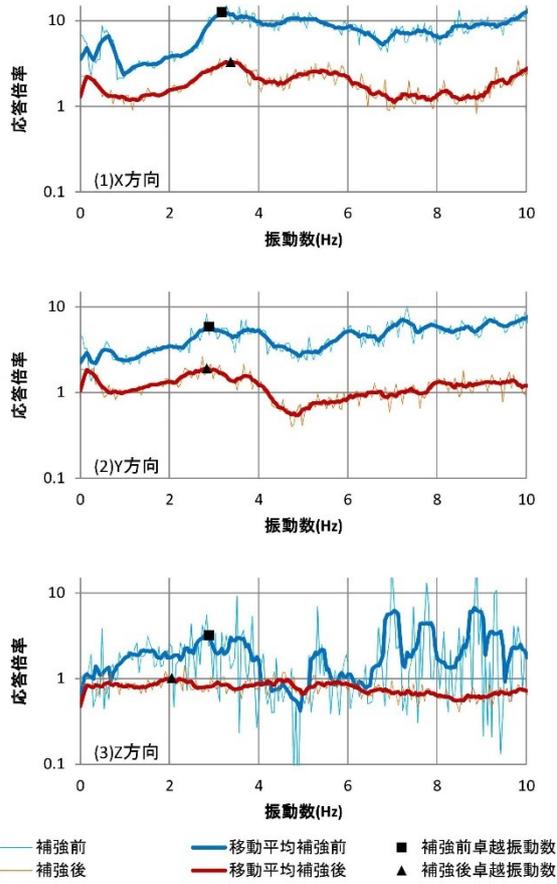


図 6.19 パターン A 応答倍率 (左上：加速度計 3、下：設置位置)

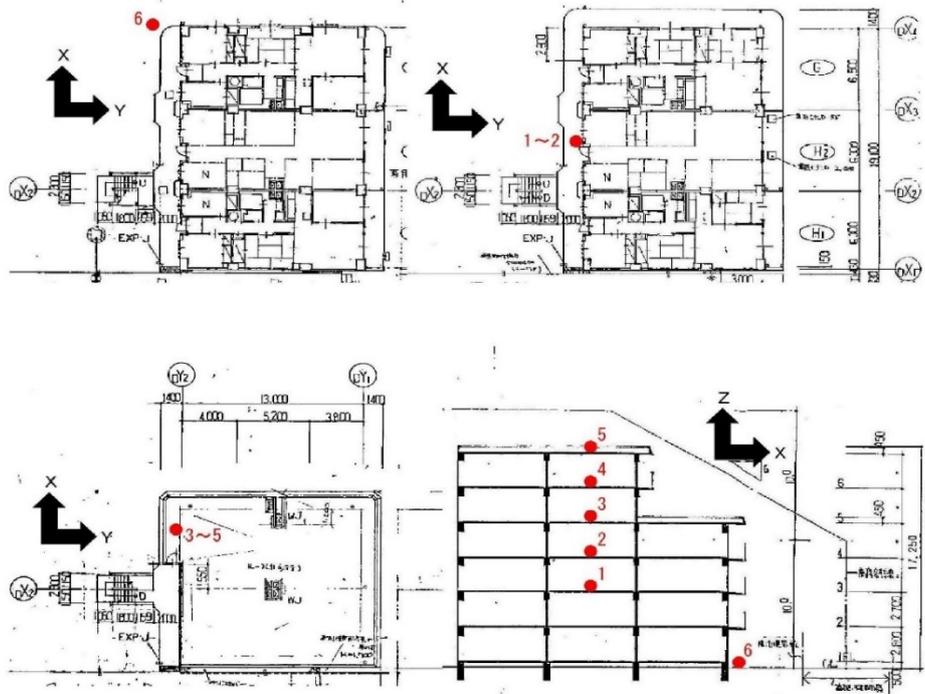
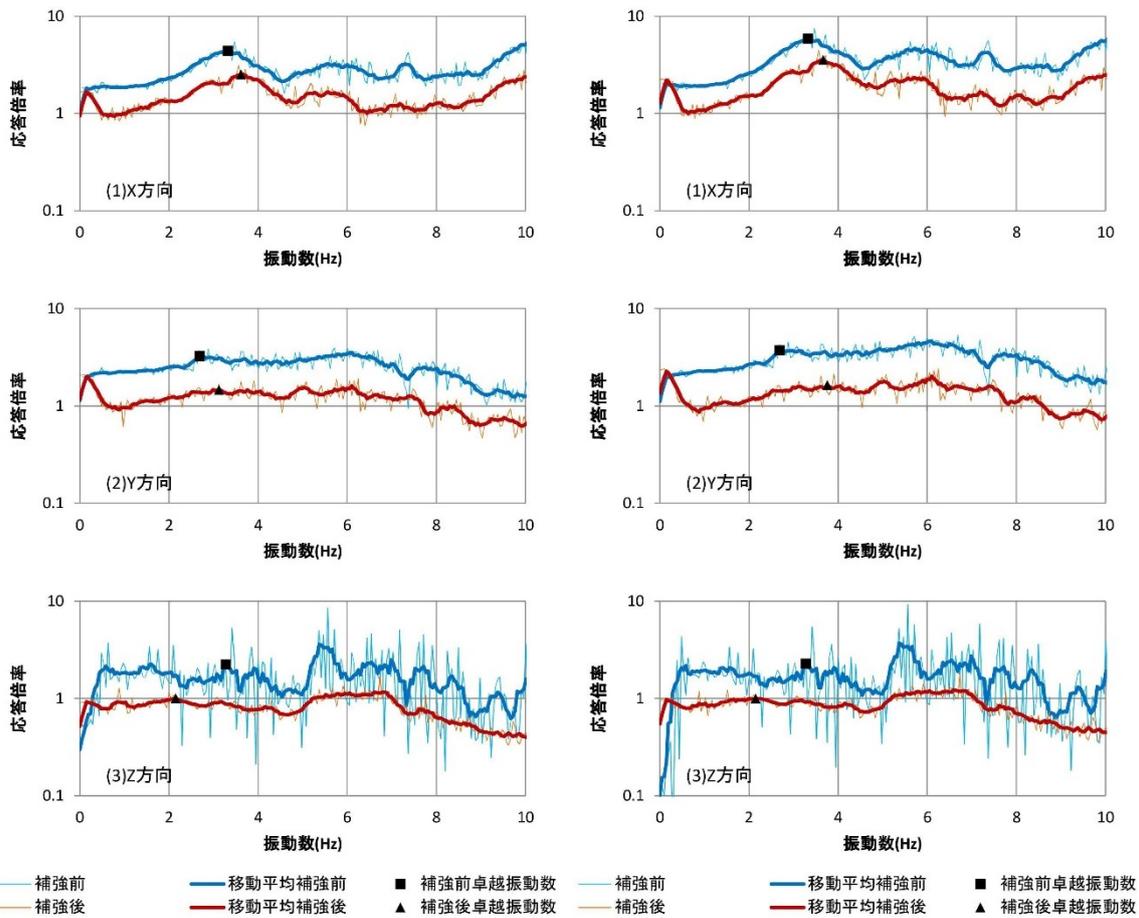


図 6.20 パターン B 応答倍率 (左上：加速度計 1、右上：加速度計 2、下：設置位置)

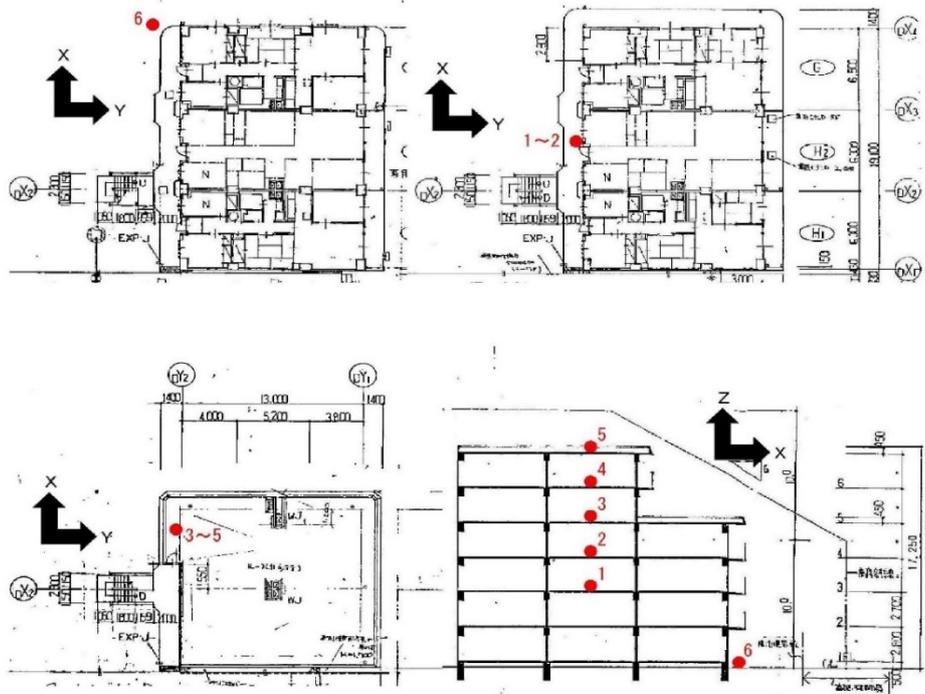
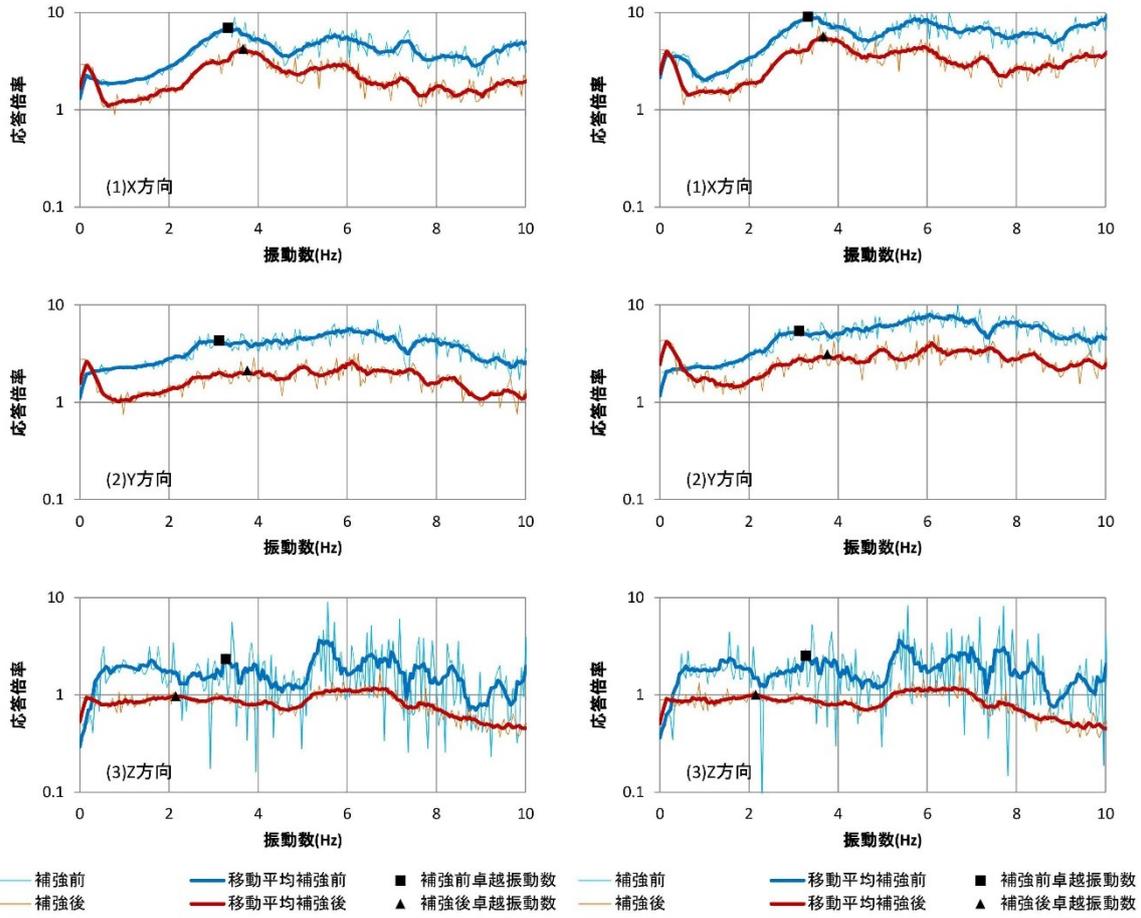


図 6.21 パターン B 応答倍率 (左上：加速度計 3、右上：加速度計 5、下：設置位置)

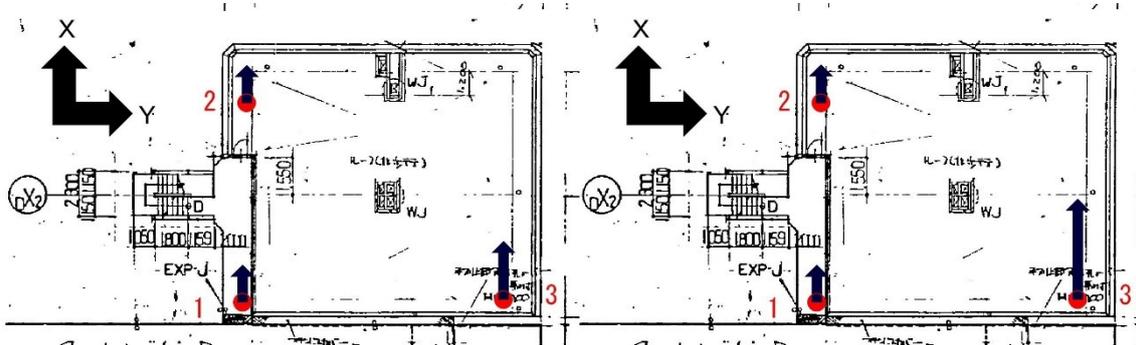


図 6.22 パターン A パワースペクトル比 (左：補強前、右：補強後)

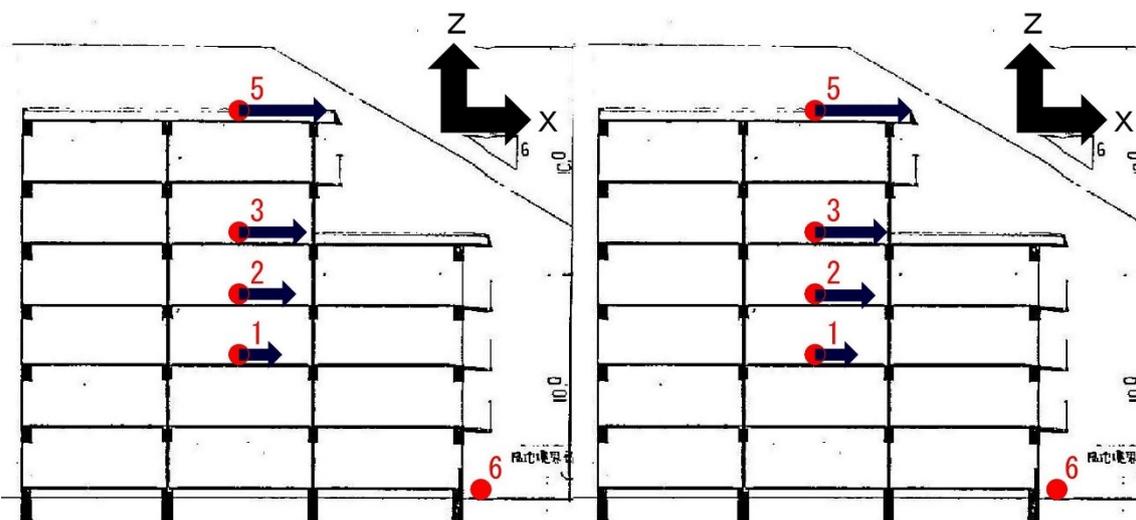


図 6.23 パターン B パワースペクトル比 (左：補強前、右：補強後)

## 6.6 常時微動観測から得られた剛性と計算値の評価

前項で述べた表 6.5 と表 6.6 の X 方向の卓越振動数の平均値を用いて補強前の推定剛性  $eKb$  注1) 注2) を計算する。その推定剛性  $eKb$  と 3 章 3.7 で示した初期剛性の算出から求めた計算値  $cKa1$  の和並びに補強時の重量を用い、一次固有振動数  $cf$  を算出する。推定剛性  $eKb$  と計算値  $cKa1$  を用いて出した一次固有振動数  $cf$  を表 6.7 に示す。常時微動から得られた補強後の卓越振動数  $efa$  が 3.48Hz、一次固有振動数  $cf1$  が 3.28Hz となり、計算値は補強効果を評価できていない。

次に  $cKa1$  の計算は 3 章の実験のように片持ち柱の計算を用いている。そこで  $cKa1$  で用いる式 3.5~7 及び式 9 の係数を式 6.1~4 のように変更し、 $cKa2$  を計算する。 $cKa2$  の計算は実験とは異なり、柱頭付近にスラブなどが接合させることで柱頭が固定の支持条件となると考え、両端固定柱としている。推定剛性  $eKb$  と計算値  $cKa2$  を用いて出した一次固有振動数  $cf$  を表 6.8 に示す。一次固有振動数  $cf2$  が 3.39Hz となり、計算値は補強効果を概ね評価できている。

$$Kc = \frac{12EIc}{l^3} \dots \text{式 6.1}$$

$$Khc1 = \frac{12EIhc1}{l^3} \dots \text{式 6.2}$$

$$Khc2 = \frac{12EIhc2}{l^3} \dots \text{式 6.3}$$

$$Kbc = \frac{12Elbc}{l^3} \dots \text{式 6.4}$$

表 6.7 推定剛性  $eKb$  と計算値  $cKa1$

	常時微動観測結果					計算値	$eKb+cKa1$ で計算した 振動数 $cf1$
	補強前			補強後		$cKa1$	
	重量	$efb$	$eKb$	重量	$efa$		
	t	Hz	kN/cm	t	Hz		
6F	152.70	3.25	11133	153.75	3.48	290	11423
5F	217.44		11133	218.90		290	11423
4F	291.78		14710	294.00		464	15174
3F	306.13		14710	308.57		464	15174
2F	307.87		17228	310.26		464	17692
1F	321.60		21011	323.96		412	21423

表 6.8 推定剛性  $eK_b$  と計算値  $cKa_2$

	常時微動観測結果					計算値	$eK_b+cKa_2$	$eK_b+cKa_2$ で計算した 振動数 $cf_2$
	補強前			補強後		$cKa_2$		
	重量	$efb$	$eK_b$	重量	$efa$			
	t	Hz	kN/cm	t	Hz	kN/cm		
6F	152.70	3.25	11133	153.75	3.48	1042	12175	3.39
5F	217.44		11133	218.90		1042	12175	
4F	291.78		14710	294.00		1666	16375	
3F	306.13		14710	308.57		1666	16375	
2F	307.87		17228	310.26		1666	18894	
1F	321.60		21011	323.96		1470	22481	

## 6.7 結論

本章では、補強前後で常時微動観測を行い、観測データから FFT 等の解析を行うことで補強効果を確認し、以下の知見を得た。

- ① 観測点の応答倍率により卓越振動数が確認でき、補強後は補強前に比べ高い値を示し、剛性を上昇がみられた。
- ② 補強方向に直行する方向への剛性の増加はあまり確認できなかった。
- ③ 補強後にバルコニー側の振動の倍率は大きくなったが、応答倍率は補強したことで小さくなった。
- ④ 補強前後で高さ方向への卓越振動数時の振動の倍率はあまり変化がなかった。

### 注記

注1) 常時微動結果の卓越振動数の平均値を用いて補強前の推定剛性  $eKb$  の算定には以下の方法を用いた。

$$[K] = \begin{bmatrix} K1 + K2 & -K2 & \cdots \\ -K2 & \ddots & -K6 \\ \vdots & -K6 & K6 \end{bmatrix}, [M] = \begin{bmatrix} M1 & 0 & \cdots \\ 0 & \ddots & 0 \\ \vdots & 0 & M6 \end{bmatrix} \text{ とするとき、} [M] \text{ は既知であり、} [K]$$

が未知数である。このときの特性方程式は

$$|-\omega^2[M] + [K]| = 0 \cdots \text{式 A}$$

となる。 $\omega$  は観測結果のデータを用いる。そして、剛性マトリックス  $[K]$  を 1 階の剛性で除した  $[K_i]$  で  $[K]$  を表すと以下ようになる。 $[K_i]$  は各階の剛性比率のマトリックスとなる。 $[K_i]$  は建物の桁行方向 (X 方向) をラーメン構造とし、図面より D 値法で各階の剛性を求め、その各階の剛性を 1 階の剛性で除した値で剛性比率のマトリックス  $[K_i]$  を求めた。

$$[K] = K1[K_i] = K1 \begin{bmatrix} \frac{K1 + K2}{K1} & \frac{-K2}{K1} & \cdots \\ \frac{-K2}{K1} & \ddots & \frac{-K6}{K1} \\ \vdots & \frac{-K6}{K1} & \frac{K6}{K1} \end{bmatrix} \cdots \text{式 B}$$

これを用いて特性方程式を示すと

$$|-\omega^2[M] + K1[K_i]| = 0 \cdots \text{式 C}$$

$$\omega_i^2 = \frac{\omega^2}{K1} \cdots \text{式 D とすると}$$

$$|-\omega_i^2[M] + [K_i]| = 0 \cdots \text{式 E}$$

の  $\omega_i$  の数値的な近似値を出し、式 E から  $K1$  を求め、 $[K]$  を示す。

注2) 剛性比率のマトリックスを求める前に D 値法で行った剛性  $K_D$  を算出したその剛性を用いて固有振動数  $ef_D$  を算出したものが表 6.9 である。補強前の常時微動の固有振

動数  $e_{fb}$  と  $e_{fb}$  を見ると、値は異なっている。そのために補強前の剛性マトリックスを求めるための剛性比率のマトリックス  $[K_i]$  を表 6.9 の剛性比率の「各階の  $K_D/1$  階の  $K_D$ 」を用いる。

表 6.9 D 値法の剛性を用いた固有振動数

	重量	観測結果	計算値		
		$e_{fb}$	$K_D$	$e_{fb}$	各階の $K_D$
	t	Hz	kN/cm	Hz	/1 階の $K_D$
6F	152.70	3.25	7507	3.39	0.53
5F	217.44		7507		0.53
4F	291.78		9878		0.70
3F	306.13		9878		0.70
2F	307.87		11603		0.83
1F	321.60		14063		1.00

#### 参考文献

- 1) 阿部良洋、守研二：常時微動測定からの建物の層剛性の推定、日本建築学会東北支部研究報告集 52号、pp.275-278、1989.6
- 2) 阿部良洋、守研二：常時微動解析からの建物各階の水平剛性の推定、日本建築学会学術講演梗概集 B 構造 I、pp.375-376、1989.9
- 3) 和泉正哲、勝倉裕、飛田潤、木村誠司：常時微動における構造物の振動システムについて：(その1)入出力に関する考察、日本建築学会学術講演梗概集 B 構造 I、pp.237-238、1985.9
- 4) 和泉正哲、勝倉裕、飛田潤、木村誠司：常時微動における構造物の振動システムについて：(その2)地盤-建物連成系の振動システムに関する考察、日本建築学会学術講演梗概集 B 構造 I、pp.239-240、1985.9
- 5) 柴田明德：最新耐震構造解析<第2版>、森北出版株式会社、2003.5
- 6) 日野幹雄：スペクトル解析、株式会社朝倉書店、2005.9
- 7) 五十嵐俊一：微動診断、構造品質保証研究所株式会社、2017.12

## 7章 結語

現在公共建築の耐震改修はほぼ完了しているのに対し、区分所有集合住宅の耐震対策はほとんど行われていないのが実情である。その要因として、耐震改修に関する区分所有者の合意形成や事業資金の問題が指摘されているが、建築工学的な要因として、学校や公共建築の耐震補強に広く用いられている鉄骨筋交工法は、建物の外観意匠の大幅な改変が避けられないために、資産価値と市場流通性を重視しなければならない区分所有集合住宅の耐震改修工法として採用することはまず不可能である。

さらに区分所有集合住宅における耐震補強は、区分所有者の専有部分以外の共用廊下や階段、玄関ホールなどの共用部分で実施しなければならないことも耐震改修設計上大きな制約事項となっている。

1995年兵庫県南部地震後に耐震改修促進法が制定され、更に2006年の宅地建物取引業法施工規則の改正により、集合住宅の売買時の重要事項説明に耐震診断が求められることになり、耐震診断と耐震改修へのニーズが急速に高まっている。

本研究は、このような状況を鑑み、既存集合住宅の実情に適した共用部分において実施でき、さらに外観意匠の改変を最小限にとどめる耐震補強方法の開発を目的として、各種の実験を行い、その性能評価と理論解析を行った。さらに本研究成果に基づいて、鉄筋コンクリート造の集合住宅の耐震改修工事を行い、補強前後の振動観測調査を行ってその効果を定量的に評価分析した。

本研究の成果を各章ごとにまとめると、以下の通りである。

1章では、現在用いられる耐震補強方法について集合住宅に適さない点をあげ、それらを解消した補強方法を開発する必要性があった。また集合住宅の特徴を明らかにし、耐震壁の少ない桁行方向が弱点となるケースが多いため、桁行方向の耐震補強を対象とした。そこで共用部の共用廊下やバルコニーに着目し、いくつかの事例をあげ、新たな補強箇所について示した。

2章では、共用廊下を支持する柱の位置が梁間方向の外縁にあり、その柱にRC腰壁が取付いた場合の補強方法についての静的水平載荷実験を行い、面内鉄骨アーチ補強の最大耐力や変形特性について検討を行った。取り付ける鉄骨アーチには柱頭部に配管等の設備機器がある場合を想定して、鉄骨アーチ柱頭部にアーチ隅部プレートの有無についても調べた。

その結果、面内鉄骨アーチ補強前後では、初期剛性、 $R=0.5\%$ 時耐力、同変形角時の履歴エネルギーが向上した。アーチ隅部プレートを有する場合、それのないものと比べ、初期剛性、 $R=0.5\%$ 時耐力、最大耐力が大きくなる傾向がわかった。また、鉄骨アーチの軸力及び曲げモーメントは、湾曲部で大きくなり、アーチ隅部プレートを設けることで局所的な力を分散させることができ、アーチ隅部プレートの有効性を確認した。鉄骨アーチ補強した場合 $R=0.8\%$ 付近で最大荷重を迎え、柱にせん断ひび割れが生じ耐力は低下したが、最大変形時に著しい耐力劣化を起こしていないことがわかった。鉄骨アーチ補強後の履歴エネ

ルギー量を補強前の  $R=0.5\%$  時の履歴エネルギー量と比べると、大幅に向上した。鉄骨アーチ補強時の最大耐力は、RC フレームと鉄骨アーチの累加強度で概ね算出することができた。

3 章では、住戸に隣接して柱が配置され、その柱から片持ちスラブ若しくは片持ち梁で支持された共用廊下・バルコニーを有する建物を対象とし、片持ちスラブ先端に耐震手摺付きフレームを取り付けた補強を提案するために、まずは耐震手摺付き鉄骨フレームの静的水平載荷実験を行い、耐震手摺付き鉄骨フレーム補強の最大耐力や変形特性について検討を行った。

その結果、鉄骨フレーム内にブラケットや耐震手摺を設けることで初期剛性は向上し、ブラケットや耐震手摺を設けることでそれら近傍の軸力や曲げモーメント、せん断力は上昇した。フレームを 2 つ連結された 2 連フレームにすることで左右の梁から受けるせん断力により中間の柱への軸力は端部の柱と比べ小さい値ことを確認した。耐震手摺の斜め材が座屈し始めることで剛性は徐々に低くなり、引張側の柱は曲げモーメントの反曲点の位置が徐々に下部に移動した。初期剛性は概ね算出でき、最大耐力はブラケットと耐震手摺の間の柱部分のウェブがせん断降伏すると考え、計算したところ概ね一致し、最大耐力が評価できることがわかった。

4 章では、住戸に隣接して柱が配置され、その柱から片持ちスラブ若しくは片持ち梁で支持された共用廊下・バルコニーの先端に RC 腰壁を有し、その腰壁が一部上階スラブ若しくは小梁に接続し非耐力壁を形成している建物を対象とした。RC 腰壁並びに非耐力壁を利用した鉄骨ブラケットパネル補強を提案するために実験を行った。実験では RC 腰壁と非耐力壁の RC フレームを作成し、それに対し靱性型補強方法の鉄骨ブラケット補強と強度型補強方法のパネル補強を想定した鉄骨補強材を取り付けた。

その結果、幾何学的には極短柱のプロポーシオンを有する非耐力壁であったが、せん断破壊より先に曲げ降伏が先行した結果、無補強でもかなりの靱性と示した。鉄骨ブラケット補強やパネル補強により、いずれも初期剛性並びに最大耐力は向上した。一般的な RC 壁の変形性は概ね  $0.2\%$  であるが、補強した試験体はいずれも  $1.0\%$  程度の変形性能を示した。パネル補強により、コンクリートの面外方向への変形が抑制され、コンクリートのひび割れやコンクリートの剥落を防止できた。梁補強の有無による耐力や変形等の差異は認められなかった。補強した際の最大耐力は、コンクリートと鉄骨補強材の累加強度で概ね求めることができた。

5 章では、実際に本研究に基づいて耐震補強した建物の補強効果を確認することは重要であり、計算からでは実態を評価できないと考えた。そこで常時微動観測により建物の振動性状を確認することでその効果を確認する方法を考えた。まずは実物での観測を行う前に複雑なつくりをしている山鉾の模型に対して常時微動を行い、観測や解析手法について確認した。

その結果、模型の振動性状が確認でき、弱点部分が判明した。FFT・応答倍率並びに位相角を確認することで卓越振動数を特定できたため、この手法を実物建物の常時微動観測

に用いた。

6章では、本研究に基づいて耐震手摺付き鉄骨フレーム補強を施した実物建物に対し常時微動観測を行い、補強前後の振動特性を確認することで建物の補強効果を確認した。

その結果、観測点の応答倍率により卓越振動数が確認でき、補強後は補強前に比べ高い値を示し、剛性を上昇がみられた。補強方向に直行する方向への剛性の増加はあまり確認できなかった。補強後にバルコニー側の振動の倍率は大きくなったが、応答倍率は補強したことで小さくなった。補強前後で高さ方向への卓越振動数時の振動の倍率はあまり変化がなかった。

以上、区分所有集合住宅の円滑な耐震改修を目的として、共用部の共用廊下やバルコニーに適用しうる鉄骨とコンクリートを用いた新しい耐震補強システムとして

- ① 面内鉄骨アーチ補強
- ② 耐震手摺付き鉄骨フレーム補強
- ③ 鉄骨ブラケットパネル補強

の3つの工法を考案し、それぞれの縮小試験体を製作して、一連の加力実験を行い、その補強性能や破壊性状を実験的に検証すると共に理論考察を加えた。

また、②の耐震手摺付き鉄骨フレーム補強工法については、6階建てのRC造集合住宅に実地適用して、実物建物の共用廊下部分を補強することにより、適切な補強効果が得られることを確認した。

①や③項の補強システムの実地適用は現在進行中であるので、引き続き研究開発を継続する予定である。

今回開発した補強工法はいずれも外周廊下スラブ先端に外付けする方式のため、共用部分への干渉はほとんど生じず、居住者の利便性を損なうことがないので、集合住宅の耐震対策として広範な適用が期待できるので、今後は施工性の改善についても取組んでいく予定である。

以 上

## 本研究に関して発表した論文

### 論文発表

- 1) 野村直樹、西澤英和：鉄骨アーチで補強したRCフレームの水平載荷実験 鉄筋コンクリート共同住宅を対象として、日本建築学会構造系論文集 746 巻 pp. 613～623、2018 年 4 月
- 2) 野村直樹、中嶋裕典：縮小模型を用いた祇園祭の山鉦の構造特性に関する基礎的研究：真木の振動性状について 歴史都市防災論文集 = Proc. of urban cultural heritage disaster mitigation Vol.13 pp.47～52、2019 年 7 月

### 口頭発表

- 1) 野村直樹、西澤英和：腰壁付き RC 架構の面内鉄骨アーチ補強の力学特性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 IVpp.619～620、2016 年 8 月
- 2) 野村直樹、西澤英和、定村泰房、高田悟志、田口仙市郎：鉄骨アーチで補強した RC 造の非耐力壁の構造特性に関する基礎的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 IVpp.749～750、2019 年 9 月

## 謝辞

本論文をまとめるにあたって、関西大学環境都市工学部建築学科 教授・博士（工学）西澤英和先生には、終始熱心かつ懇切丁寧なご指導ならびにご助言を賜りました。心から感謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

論文審査を通じまして貴重なご教示を賜りました、関西大学環境都市工学部 教授・工学博士 榎井健先生、および、同教授・博士（工学）松田敏先生に厚く御礼申し上げます。

2～6章で行った実験・調査は、関西大学建築保存工学研究室で実施したものであり、実験に関わった橋本樹氏、西嶋良介氏、鈴木啓介氏、工藤未来生氏、平野彰氏をはじめとする同研究室の卒業生に厚く御礼申し上げます。また、実験設備に関してご助力いただきました関西大学テクノサポートチームの西崎貞幸氏に深く感謝いたします。

2020年3月

野村 直樹