

既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発 ～熊本地震による RC 造建築物の被害を踏まえた検討～

構造研究グループ 主任研究員 向井 智久

目 次

I	はじめに
II	研究の背景
	1) 前課題との関係
	2) 熊本地震の発生
III	研究計画
	(1) 熊本地震で被害を受けた RC 造建築物の被害要因分析の検討
	(2) 継続使用性を高める部材の耐震改修工法に関する検討
	(3) 被災建築物の地震後損傷を評価する計測技術に関する検討
IV	熊本地震で被害を受けた RC 造建築物の被害要因分析の検討
	(1) 被害事例 A (ピロティ構造に被害があった共同住宅 (1981 年以降に設計))
	(2) 被害事例 B (柱梁接合部に被害があった消防訓練棟 (1981 年以降に設計))
	(3) 被害事例 C (杭基礎に被害があった庁舎 (耐震補強))
V	継続使用性を高めるための部材の耐震設計手法, 耐震改修工法に関する検討
	(1) UFC (超高強度繊維コンクリート) を利用した RC 造非耐力壁に対する耐震補強工法
	(2) 杭基礎構造システムの構造性能評価
VI	被災建築物の地震後損傷を評価する計測技術に関する検討
	(1) 測位衛星技術を用いた計測手法とその精度
	1) 建築研究所を対象とした検討
	2) 端島における住棟を対象とした検討
	(2) 3次元レーザースキャナーを用いた計測手法とその精度
	1) 部材レベルの損傷
	2) 架構レベルの損傷
	3) 端島の住棟を対象とした場合
VII	おわりに

I はじめに

本報では、H28 年度より実施している建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の研究背景並びに研究概要、成果について紹介する。

II 研究の背景

1) 前課題との関係

前課題では構築した評価体系に基づき、「建築物の地震後の継続使用性」を要求性能とした性能指向型耐震設計に資する検討手法の構築を目指し 3 テーマに分けて H25 年度より 3 カ年実施した。

具体的には、サブテーマ 1 で東日本大震災における特徴的な被害の特定とその要因分析、さらには地震後の継続使用性を確保するための要求性能を提案し、サブテーマ 2 では、その要求性能に応じた部位（RC 造非耐力壁、鉄骨置屋根と RC 柱との接合部、コンクリート製杭基礎）の損傷限界の評価方法について示した。またサブテーマ 3 は、サブテーマ 1 および 2 で示される要求性能と部位の限界状態の評価方法を用いて、継続使用性の高い建築物の耐震設計例等を作成した。なお、本研究課題では新築のみでなく、既存建築物も対象としており、用途は主として地震後の速やかな継続使用性が求められる防災拠点施設等（庁舎や避難施設）であった。その検討結果より、新築の建築物に対する設計では、構造部材断面を要求性能に応じて設計できることから、その設計法の道筋や実

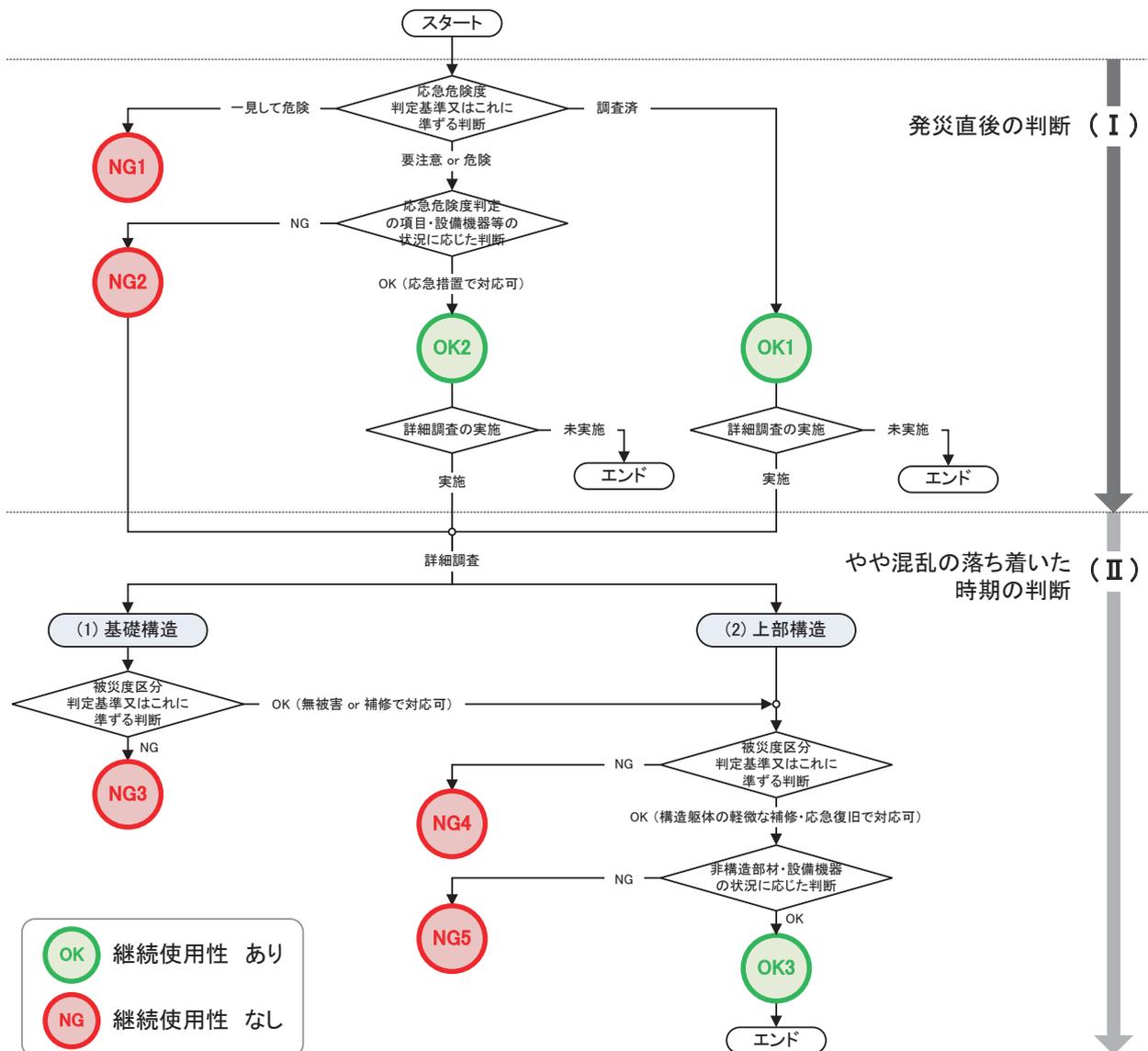
現可能性はおおよそ示すことができたものの、既存建築物を対象とした際の継続使用性評価については以下の技術的な課題が残された。

課題 1. 一般用途の建築物（住宅や事務所ビル等）にも適用できる耐震性評価体系の構築が必要

課題 2. 時刻歴応答解析等を用いない損傷評価技術が必要

課題 3. 既存中高層建築物の地震後の損傷を低減できる耐震改修技術が必要

前述の研究課題において、被災した建築物の管理者へのヒアリング調査を分析した結果、地震後の建築物の継続使用性は図 1 の通り判断されているが、図より応急危険度判定で一見して危険となる場合を除き、その後の詳細調査において継続使用性の判定が



行われている。このことは継続使用性を判定するまでに時間を要するため、その間、建築物は利用できない状態となる場合も存在する。一方、近年建築物の地震時の挙動をデジタル化して表示することで、地震後の初動対応を支援するツールが各所で開発・実用化されつつある。建築研究所においては全国約 60 箇所において強震観測を実施し、地震時の建築物の応答性状の解明に貢献してきているものの、当該応答性状から地震後の継続使用性を迅速に判定する手法の構築には至っていないため、以下の技術的課題がある。

課題 4. 被災建築物の地震後継続使用性を早期に判定する技術が必要

そこで上記課題 1-3 について、本研究では、前述の平成 27 年度までに実施してきた重点研究課題の成果を引継ぎ、一般の既存建築物（共同住宅や事務所ビル等）を対象として、地震後の継続使用性を評価するために必要な技術開発を行い、時刻歴応答解析によらない損傷評価手法を提案し、かつ既存中高層建築物の耐震補強設計に役立つ技術を開発し、将来的に取り纏める評価指針に役立てることを目的とする。さらに上記課題 4 については、被災建築物の地震後継続使用性の判定に役立つツールの開発を行い、地震後の被災調査の合理化に資する判定手法の確立に資することを目的とする。なおここでは、周辺インフラが対象建築物の地震後継続使用性に与える影響は考慮しない。

将来的には、ここで開発する評価手法に基づき、部位の修復性を含めた建築物の地震後の機能性を評価できるよう手法へ拡張し、さらに地震後の機能性に影響を与える建築物周辺のインフラが有すべき必要な条件・性能について他分野と連携して検討するなどの展開が期待される。また前述の重点課題で取り纏めた地震後継続使用性確保のための要求性能についての知見を活用する。

2) 熊本地震の発生

平成 28 年 4 月 14 日 21 時 26 分に熊本県熊本地方の深さ約 10km でマグニチュード(M)6.5 の地震が発生し、上益城郡益城町で最大震度 7 を記録した。さらに、約 28 時間後の 4 月 16 日 01 時 25 分に同地方の深さ約 10km で M7.3 の地震が発生し、上益城郡益城町で再度震度 7 を、また阿蘇郡西原村でも震度 7 を記録した。これらの地震により、熊本県を中心に数多くの建築物に倒壊などの被害がもたらされた。これらの地震の発生を受け、建築研究所では国土交通省国土技術政策総合研究所（以下「国総研」という。）と連携して、建築物を中心とした被害状況を把握し必要な対策等に活かすため、情報収集、現地調査、調査結果の Web 公開等のさまざまな活動を実施した。現地調査は、国土交通省住宅局からの要請に基づき、木造建築物、鉄骨造建築物、鉄筋コンクリート造等建

築物、地盤・基礎、免震建築物、非構造部材、建築設備、火災について 14 次に亘る調査班が派遣され、それとは別に自主調査として、本研究課題において庁舎建築物の継続使用性に関するヒアリング調査等も実施した。

III 研究計画

(1) 熊本地震で被害を受けた RC 造建築物の被害要因分析の検討
研究テーマ 1 では「地震後の継続使用性に資する建築物の耐震性評価手法の提案」として、新耐震設計ならびに耐震補強された既存建築物を対象として、地震発生前および後における時点の地震後の建築物の継続使用性評価に資する検討を実施する。主として、2016 年 4 月に発生した熊本地震で被災した建築物を対象として以下の検討を実施する。

- ・熊本地震で被災した庁舎の継続使用性に関するヒアリング
- ・各種構造（RC 造、鉄骨造、木造、非構造、基礎構造、地震入力）について現地で被災調査等を実施し、速報の取りまとめ
- ・地震後継続使用性評価のための既存 RC 造建築物の詳細調査並びに被害要因分析

(2) 継続使用性を高める部材の耐震改修工法に関する検討
研究テーマ 2 では「地震後の継続使用性に資する部位の耐震性能評価手法および継続使用性向上耐震技術の開発」として、部位の損傷状態の把握や耐震性向上を目的とした構造実験を行い、部位の損傷評価手法や継続使用性向上に資する耐震改修技術を開発する。具体的には以下に示す通り。

- ・鉄筋コンクリート造の上部構造の部位の応答と損傷性状の関係、損傷と修復工法の関係、中高層建築物向けの耐震補強技術に関する資料収集と分析
- ・中高層既存建築物に対する耐震性向上技術の開発
 - ・RC 造非耐力壁に対する耐震改修技術開発
 - ・コンクリート杭に対する耐震改修技術開発
- ・地震後の一般建築物における継続使用性評価に必要な部位の損傷状態に関するデータ収集
 - ・RC 造非耐力壁に対する損傷性状評価技術の開発
 - ・コンクリート杭に対する損傷性状評価技術の開発

(3) 被災建築物の地震後損傷を評価する計測技術に関する検討
研究テーマ 3 では「被災建築物の継続使用性を判定する技術の開発」として、地震時における損傷を評価できる計測情報に基づき地震後の継続使用性を判定するに役立つツールの検討を行う。

- ・地震時に生じる損傷を計測する個別ツールの情報収集と分析
- ・強震観測に基づく既存建築物の耐震性能評価

IV 熊本地震で被害を受けた RC 造建築物の被害要因分析の検討

(1) 被害事例 A (ピロティ構造に被害があった共同住宅 (1981 年以降に設計) ¹⁾)

1) 建築物概要

本建築物は、ピロティ建築物に関する告示改正や設計法²⁾が提示される以前の 1992 年に熊本市に建設された桁行方向 4 スパン、梁間方向 1 スパンの 10 階建 RC 造集合住宅である。本検討で対象とする建築物の梁伏図および梁間方向の軸組図を図 1 および図 2 にそれぞれ示す。桁行方向のスパン長さは X1~X2 および X4~X5 間で 6.0m, X2~X3 および X3~X4 間で 6.4m であり、梁間方向のスパン長さは 11.7m である。主要部材の断面表を表 1 に示す。1 階の柱断面はいずれも 950mm 角に対し、2 階の柱は 950×750mm で、1 階柱に対して梁間方向北側にセットバックしていた。ピロティ形式である X2~X4 構面の各柱には、中子筋が桁行方向のみ配筋されており、桁行方向と梁間方向のせん断補強筋量の差が大きい。桁行方向では、Y1 および Y2 構面ともに柱際や開口際に鉛直方向の部分スリットが設けられていた。梁間方向では壁厚 150mm の X5 構面の 1 階壁の両端部から 50mm 角の目地材が確認されたが、構造図面には部分スリットを設ける旨の記載は無く、当該壁が耐力壁として設計されたかどうかは不明である。梁間方向の 2 階の大梁 (枠梁) は 300×600mm で、桁行方向の 2 階の大梁 (540×700mm) と比較して幅、せいともに小さい。1 階柱の内法スパンはいずれも 2150mm である。

表 1 部材断面表

記号	1 階柱 (X2~X4)	2 階梁 (X2~X4)	記号	1 階壁 (X5), 2~10 階壁 (X1~X5)
寸法	950mm×950mm	300mm×600mm	壁厚	150mm
主筋	16-D25	6-D25	縦筋	D10@175
せん断補強筋	桁行: 4-D13@60 (X3), 4-D13@80 (X2, X4) 梁間: 2-D13@60 (X3), 2-D13@80 (X2, X4)	2-D10@200	横筋	シングル
断面			記号	1 階壁 (X1)
			壁厚	180mm
			縦筋	D10@250
			横筋	ダブル
			記号	床スラブ
			版厚	150mm

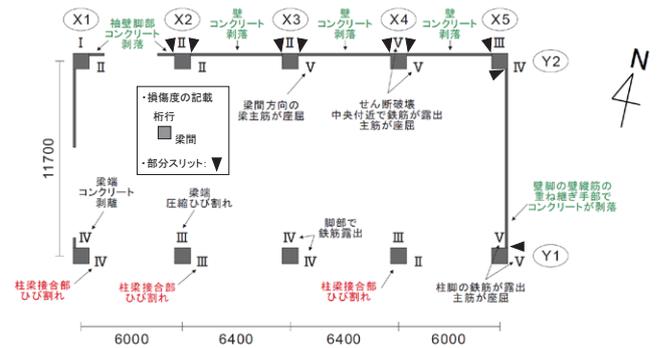


図 3 1 階の各部材の損傷度 (文献 3 に追記)



写真 1 対象建築物 (南面)

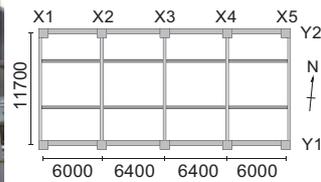


図 1 梁伏図 (単位: mm)



(a) 1 階 X4Y2 柱

(b) 1 階 X5 構面妻壁

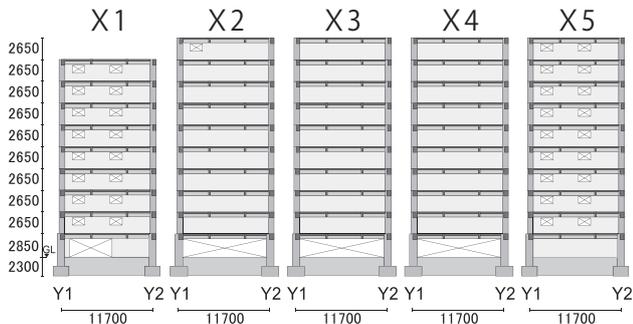


図 2 梁間方向軸組図 (単位: mm)



(c) X3 構面 2 階柱梁端部

(d) X3 構面 2 階枠梁上端

写真 2 主な被害状況 (一部, 文献 5) に追記

2) 被害概要

本建築物の被害状況は文献 3)に記載されており、本報では概要のみ示す。被災度区分判定基準⁴⁾に基づき判定した1階の各部材の損傷度を図3に、主な被害状況を写真2にそれぞれ示す。X4Y2柱はスパン中央付近で破壊し、コンクリートが剥落するとともに主筋が座屈した(写真2(a))。X5Y1柱は壁板とともに脚部で破壊し、同じくコンクリートが剥落するとともに主筋が座屈した(写真2(b))。また、X3Y2柱では、柱自体の損傷度はIIに留まったが、写真2(c)に示す通り、梁間方向の大梁の下端筋が座屈したため、損傷度をVとしている。また、柱や大梁が大きな損傷を受けた梁間方向のX3、X4構面では、写真2(d)に示す通り、スパン中央付近で2階大梁に数センチ程度の鉛直たわみが生じたことが確認されている。X1通りの袖壁先端の脚部においても、顕著ではないものの圧壊が確認されている。文献 4)に基づき算定した耐震性能残存率は、桁行方向で35%、梁間方向で31%となり、被災度は両方向ともに「大破」となった。なお、写真2に示す1階X4Y2柱やX5壁の被害は、1階Y2構面の壁が大きなせん断力を負担したことによるねじれ応答が影響した可能性はある。しかし、本報では、新耐震ピロティ建築物が有する問題点に関する知見の収集を目的に、1階柱のせん断破壊に加えて、梁間方向の2階大梁の端部損傷やスパン中央付近の大きなたわみに着目して、二次元有限要素解析^{5)~11)}による被害要因分析を行った。

3) 解析結果概要

本報では、顕著な被害を受けたY2構面の柱に着目するため、主に北方向載荷時の解析結果について示す。北方向載荷時の1階層せん断力—1階層間変形角関係を図4に、各階層せん断力—層間変形角関係を図5に示す。また図5中に、 $F_{cs}=1.0$ 、 $Z=0.9$ 、 $C_0=1.0$ 、 $R=1.0$ として、RC造建築物の保有水平耐力計算における構造特性係数 D_s の最大値0.55および最小値0.30を用いて計算した1階の必要保有水平耐力を一点鎖線および破線でそれぞれ示す。図5中の分数は1階層間変形角を表し、本報では今後全ての図中の層間変形角は1階層間変形角とする。

1階層間変形角(以下 R_1 とする)算出の際、フーチング脚部から地盤面までの変形量は微小として無視し、2階スラブ芯位置での構面北端と南端の水平変位の平均を1階の階高で除して求めた。北方向載荷時は各構面が引張側柱の曲げひび割れによって剛性が低下した後、 $R_1=0.2\%$ 付近からX5構面で南側柱主筋が多数引張降伏して大きく剛性が低下した。 $R_1=0.70\%$ 時にはX2~X4構面のピロティ柱脚部のコンクリートの軟化が見られ、構面の耐力が低下した。それに伴い、X5構面の水平力負担が増加した。北方向載荷

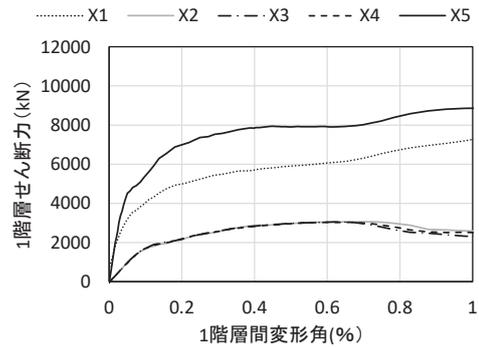


図4 梁間方向軸組図 (単位: mm)

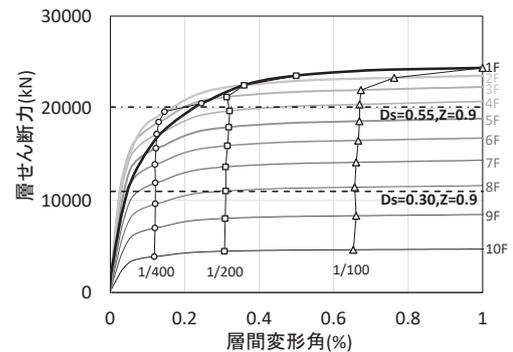


図5 各階層せん断力—層変形角関係 (北方向載荷)

時、X3構面の最大耐力直前時($R_1=0.63\%$)に、X3構面に比べて、X1構面は約2倍、X5構面は約2.6倍のせん断力を負担していた。

また、ピロティ構面の1階層間変形角が上階の層間変形角を大きく上回っており、ピロティ階に変形が集中していることが確認された。 $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は北方向載荷時に0.67であり、設計時に用いられた D_s や F_{cs} は不明であるが、 $D_s=0.55$ 、 $F_{cs}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当する。

(a) ピロティ柱の応力性状

X4構面の北方向載荷時1階柱脚部曲げモーメント—軸力関係を図6に示す。曲げ終局耐力 M_u およびせん断終局耐力時曲げモーメント M_{su} ($=Q_{usu} \times a$ 、 a :せん断スパン)は、それぞれ文献2)の(付1.3-13)~(付1.3-15)式および(付1.3-16)式を用いた。

引張側柱(北方向載荷時の南柱、南方向載荷時の北柱)は $R_1=0.1\%$ 以降全引張となり、せん断力は圧縮側柱(北方向載荷時は北柱)がほとんど負担していた。圧縮側柱の軸力は、最大耐力時($R_1=0.63\%$)に軸力比にして0.40であり、釣合軸力に近い高軸力が作用していた。圧縮側柱は解析から得たせん断スパン(=1640mm)を用いた場合、解析結果がせん断終局耐力計算値と非常に近い値となった。一方で、曲げ終局耐力計算値と解析結果も近い値となった。

図7に1階圧縮側柱のせん断補強筋のひずみ分布を示す。

$R_1=1.0\%$ 時において降伏ひずみを越えたせん断補強筋の要素はX4Y2柱の方が多く結果となり、X4Y2柱が大きく損傷した実被害と傾向は一致した。同じピロティ柱であるX3Y2柱とX4Y2柱は、実被害では前者は2階枠梁端部での圧壊、後者は柱中心部での破壊が顕著であり、破壊性状に違いが見られた。これはX3Y2柱のせん断補強筋間隔は60mmであったのに対し、X4Y2柱はせん断補強筋間隔が80mmと、X3Y2柱に比べて広いためであると考えられる。これらの抵抗機構については構造実験を行うなど今後の検討課題である。

(b) 2階枠梁の断面形状と2階壁縦筋量に関する検討

図8に2階枠梁に作用する軸力(圧縮正)を示す。凡例に示す変形角は1階層間変形角である。解析では井戸裕ら¹²⁾の研究と同様に圧縮側柱(北柱)に取り付く2階枠梁端部に応力が集中し、コンクリートの軟化が見られ、圧縮方向を正として軸力比($=N/(Af_c)$)にして最大で0.30の軸力が作用していた。次に、図9に南方向載荷時のX3構面の北側2階梁下端主筋の軸ひずみ分布図(引張正)を示す。 $R_1=0.7\%$ 時に北側端部で降伏ひずみを越えた。せん断補強筋(D13)の間隔が200mm($=7.9d$, d :主筋径)と広いこともあって、繰り返し地震力を受けた場合、引張側で降伏した主筋に圧縮力が作用し、被害のような座屈が生じたと考えられる。また、詳細は省略するが、2階梁端部の平均せん断応力もコンクリートのせん断強度を大きく上回るような値を示しており、今回の被害は2階枠梁が梁端部に集中する応力(軸力、せん断力)を負担できる断面形状を有していなかったことに加え、せん断補強筋の間隔が比較的広く、主筋の座屈を十分に拘束できなかったことが原因の一つであると考えられる。なお、実被害で2階梁の片端のみ損傷した理由は、上階柱に対して1階柱が拡張されている方向や地震波の特性などが影響したと考えられるが、詳細については今後の検討課題である。

図10に2階壁の最下部の要素一覧を取り出した壁縦筋の軸ひずみ分布(引張正)を示す。凡例に示す変形角は1階層間変形角であ

る。解析において2階枠梁のたわみが大きくなった北柱側面に近い部分では $R_1=1/800\text{rad}$ を超えた付近の早期の段階から壁縦筋の降伏が確認された。地震力が繰り返し入力されることによって、降伏した壁縦筋に塑性ひずみが蓄積されて破断し、打継面に沿った2階枠梁と2階壁のひび割れが大きな離間となり、実際の被害のような枠梁の大きな鉛直たわみが発生したと考えられる。

ピロティ構面2階の枠梁と2階壁筋量をパラメータとした検討を実施したところ、ピロティ構面の2階梁を剛梁としたモデルはここまでに検討してきたモデルに比べて、最大耐力が1.26倍に大きく上昇した。

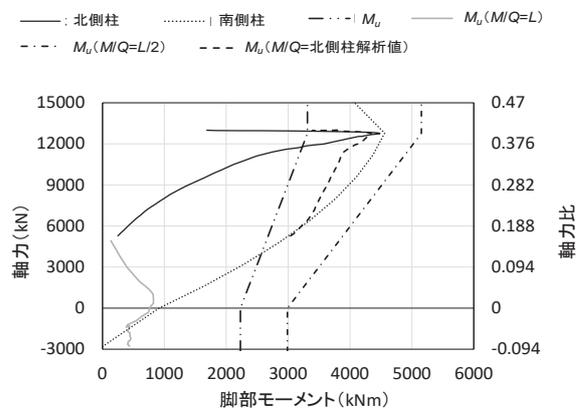
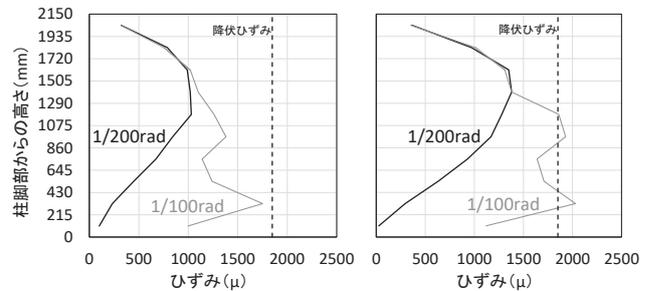


図6 1階柱脚部曲げモーメント-軸力関係 (X4構面)



(a) X3Y2柱 (b) X4Y2柱

図7 1階圧縮側柱せん断補強筋のひずみ分布

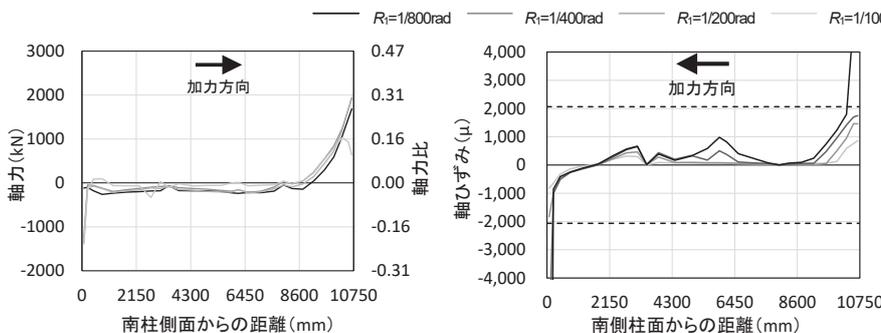


図8 X3構面の2階枠梁に作用する軸力

図9 X3構面北側2階梁下端主筋ひずみ分布

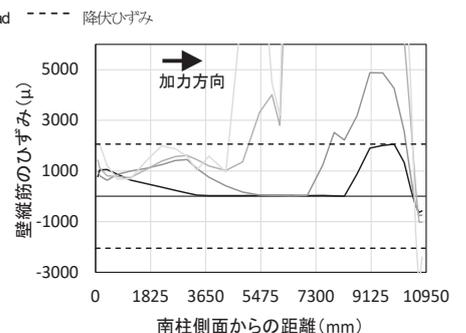


図10 X3構面2階壁脚部の縦筋ひずみ分布

4) まとめと課題

本研究では、ピロティ建築物に関する告示改正や技術基準解説書に示される設計法の適用を受けていない新耐震基準に基づき、熊本市内に建設されたRC造10階建て共同住宅の張間方向を対象に、2次元有限要素法解析を実施し、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- ・北方向載荷時の $R_1=1.0\%$ 時のベースシア係数は 0.67 ($D_b=0.55$, $F_{cs}=1.35$ となった場合の必要保有水平耐力に相当) であった。
- ・1階ピロティ柱の顕著な損傷や、2階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。1階のX3Y2柱とX4Y2柱の破壊性状の差は、せん断補強筋量の差が一因として考えられる。また、2階柱梁端部では、 $R_1=1/200\text{rad}$ 時点で軸力比にして 0.30 程度の圧縮軸力が作用するとともに、逆方向の載荷では早期に梁主筋が引張降伏する結果となり、せん断補強筋間隔が広いこともあって、実被害のような梁端損傷が生じやすい状況にあったと言える。
- ・2階柱梁の断面形状と2階壁縦筋量はピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きく、例えば、2階柱梁を剛としたモデルでは最大耐力が元の架構の 1.26 倍となった。

(2) 被害事例B (柱梁接合部に被害があった消防訓練棟 (1981年以降に設計))

1) 建築物概要

本建築物は1998年に熊本県上益城郡益城町に建設された地上5階建てのRC造庁舎建築物である。梁間方向は5.4mスパン、桁行方向は1~2階が11.7mスパン、3~5階が5.4mスパンであり、3~5階がセットバックし4本柱で構成された建築物である。建築物の

伏図を図1,2に、軸組図を図3~7に示す。基礎形式は独立基礎である。また材料強度は、コンクリートが 210kg/cm^2 で、鉄筋は径がD10-D19、鋼種はSD295, 345である。本建築物はルート3で設計されており、保有水平耐力計算が行われている。壁の配置により、2および3層の F_{cs} の値が、また1, 2層の D_s の値が大きい。

2) 被害状況および被災度区分判定結果¹⁾

本建築物は、2016年4月14日及び4月16日の熊本地震(以後、前者を前震、後者を本震と称する)によって被災し、4月19日に解体された建築物である。

被災後に撮影された写真から得られた被害状況について述べる。前震直後、3階柱梁接合部のコンクリートが剥落し、内部鉄筋が露出した。また、一部の柱主筋で座屈が確認された。3階の柱脚や柱頭、4階の大梁でもコンクリートの剥落が見られたが、鉄筋が露出する程ではなかった。本震において、当該建築物が道路側である西方向に大きく傾き、余震により残留変形がさらに増大した。

変形の様子から3~4階で中間層崩壊である部分崩壊形が形成されたと考えられ、4階の柱梁接合部には多数のひび割れが発生していた。被災写真を写真1~11に示す。

現行の被災度区分判定基準²⁾に従い、被害が最も大きく、本震時に大きな残留変形が生じた3階の東西方向(X方向)について、部材損傷度の判定を行った。図8に判定した柱の損傷度を示す。なお、上下の柱梁接合部や大梁の損傷が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に置き換えた。Xa1Ya2柱では3階柱梁接合部の破壊により、柱主筋の座屈が見られたため、損傷度をV(写真2)とした。Xa2Ya2柱では柱脚においてコンクリートの剥落は見られるものの、鉄筋の破断や座屈は確認できないため、損傷度をIV(写真3)とした。Xa1Ya1柱、Xa2Ya1柱は、柱頭や柱に取り付

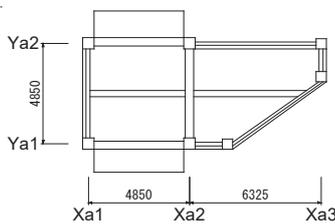


図1 1~3階伏図

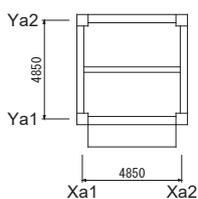


図2 4,5階伏図

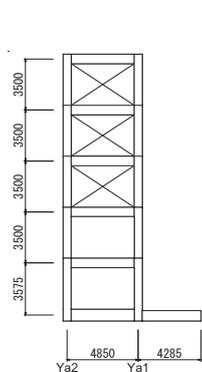


図3 Xa1 構面軸組図

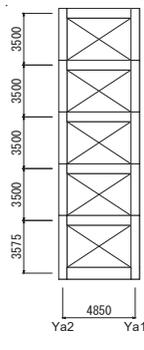


図4 Xa2 構面軸組図

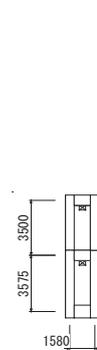


図5 Xa3 構面軸組図

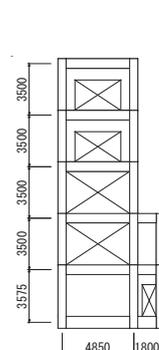


図6 Ya1 構面軸組図

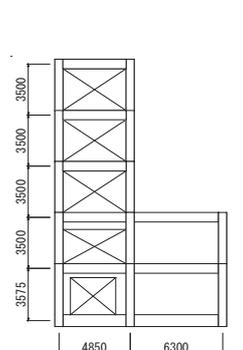


図7 Ya2 構面軸組図



写真 1 前震後の被害
(Ya2 構面)



写真 2 前震後の3階柱梁接合部周辺の損傷 (Ya2 構面, A)



写真 3 前震後の3階柱脚の損傷 (Ya2 構面, B)



写真 4 前震後の4階大梁の損傷 (Ya1 構面, C)



写真 5 本震後の被害
(Ya2 構面)



写真 6 本震後の3階柱脚部の損傷 (Ya2 構面)



写真 7 本震後の被害
(Ya2 構面)



写真 8 本震後の3階部分の損傷 (Ya2 構面)



写真 9 本震後の被害
(Ya1 構面)



写真 10 本震後の4階柱梁接合部の損傷 (Ya1 構面, D)



写真 11 本震後の5階柱梁接合部の損傷
(Ya1 構面, E)

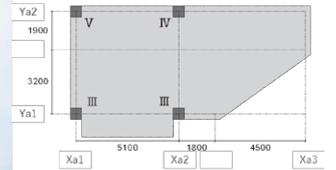


図 8 前震後の部材損傷度判定結果 (3階)

く4階の大梁においてカバーコンクリートの剥落が見られたが、剥落の範囲が限定的であるため、損傷度をⅢ(写真4)とした。

3階の各柱を被災度区分判定の「曲げ柱」に分類したところ、耐震性能残存率は $R=30\%$ となった。従って、当該建築物の前震後の被災度は「大破」となる。また、本検討における解析結果の比較対象とするものが実際の被災写真のみであるため、実際の被災写真を基に簡易的な損傷図を図9に示す。コンクリート剥落程度以上の損傷を赤丸で、柱梁接合部の損傷位置を青丸で示す。

3) 解析概要

(a) 解析概要

対象建築物のモデル化にあたり、解析プログラムは株式会社構造システムのSNAP ver.6⁴⁾を用い、静的解析及び動的解析を行う。静的解析は荷重増分による非線形静的解析を行い、荷重分布は A_i 分布に基づく外力分布を使用する。載荷方向は、X方向とY方向

とし、最大層間変形角が4%となる時点まで載荷を行った。

動的解析では、熊本地震の前震、本震および2波連続の3つの地震波を使用する。前震、本震のデータは本建築物に最も近接した地点であるKiK-NET 益城³⁾のデータを使用する。また、解析で使用する減衰は、初期剛性比例型の2%とする。

(b) 建築物のモデル化

以下の5種類の建築物モデルについて検討を行う。

- ①基本モデル01: 部材を全て単軸ばねでモデル化し、接合部耐力・変動軸力は考慮していない建築物モデル。
- ②基本モデル01 (マルチスプリング): 基本モデル01の曲げの単軸ばねをマルチスプリングに変更したモデル。変動軸力を算出するために使用する。(静的解析のみ実施)
- ③基本モデル02: 基本モデル01 (マルチスプリング) にて最大層間変形角1/25時点の変動軸力を算出し、その変動軸力を考慮して

柱部材の耐力を決定したモデル。

④接合部耐力考慮モデル 01：基本モデル 01 から、柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続される柱梁の曲げばねのモデル化について、「Dtri 型」から「Slip 型」に変更し、かつ柱梁接合部の降伏強度に応じて柱梁の終局曲げ強度を低減したモデル。

⑤接合部耐力考慮モデル 02：基本モデル 02 から、柱梁接合部の損傷が激しい箇所に接続される柱梁の曲げばねのモデル化について、「Dtri 型」から「Slip 型」に変更し、かつ柱梁接合部の降伏強度に応じて柱梁の終局曲げ強度を低減したモデル。

なお、接合部耐力考慮モデル 01 および 02 では、図 10 において赤丸で囲まれた 12 箇所の柱梁接合部を検討対象とする。実際に耐力低下させた部材の端部を青点にて示す。柱、梁が終局強度に達する以前に柱梁接合部が降伏する場合は、柱梁接合部降伏破壊時の節点モーメント（以後、 M_j ）を算定⁵⁾し、静的非線形増分解析の最大耐力時の部材の曲げモーメント分布を用いて、節点モーメントが M_j に到達する場合の柱梁の危険断面位置でのモーメントの値を、柱や梁の曲げ終局強度に用いる。実際に耐力低下させた部材の端部を青点にて示す。

また本建築物の壁について、開口周比が 0.4 以上の開口を持つ壁については袖壁等の非耐力壁としてモデル化し、開口がない、または開口周比が 0.4 以下の壁については無開口または有開口耐力壁としてモデル化する。図 10 に、非耐力壁としてモデル化を行う壁を緑色で、耐力壁としてモデル化を行う壁を橙色で示す。

(c) 部材の骨格曲線化手法

部材の剛性・耐力を算定し、各ばねの骨格曲線を決定する。構造部材の剛性・耐力算定は、技術基準解説書⁶⁾（以下、黄本式）、RC 規準⁷⁾を用いる。部材は線材で単軸ばねによりモデル化し、曲げ・せん断・軸変形を考慮し、曲げばね（柱頭・柱脚）・せん断ばね・軸ばねを有する。

部材は線材で単軸ばねを用いてモデル化し、曲げ・せん断・軸変形を考慮し、曲げばね（柱頭・柱脚）・せん断ばね・軸ばねを有する。袖壁付き柱や腰壁垂れ壁付き梁の場合、1本の柱または梁としてモデル化を行う。耐震壁のモデル化では3本柱置換モデルを用いる。なお、中央位置の線材モデルの曲げばね・軸ばねは、側柱の効果を考慮せず壁板だけの効果を考慮し、せん断ばねについては側柱の効果を考慮して剛性・耐力を算定するモデルである。

梁に付帯するスラブの曲げ剛性・ひび割れ強度の算定については、RC 規準⁷⁾の式を用いる。曲げ終局強度については、片側につき 1m を考慮した。

全部材はひび割れによる剛性低下を考慮し、曲げ・せん断ばねの

骨格曲線をトリリニア型とし、剛性・耐力をそれぞれ算定し、それに基づき各ばねの骨格曲線を決定した。また、除荷勾配については、除荷時の変形を終局時の変形で除した値を 0.4 べき乗したものをを用いる。なお、本検討では耐力低下を考慮していない。

危険断面位置は全て、壁がある場合は壁フェイス、それ以外の場合は柱・梁のフェイス位置に設定し、節点からフェイス位置までを剛域として簡易的に部材剛性を評価した。有開口耐力壁については、開口の影響を考慮するために、せん断剛性及びせん断耐力について、それぞれの低減係数を乗じて剛性・耐力の算定を行う。

またモデル 02 において使用するトリリニアスリップ型とは、トリリニアスケルトンカーブを持つスリップ型の単軸ばねモデルである⁴⁾。

4) 解析結果

基本モデル 01（図 11）と接合部耐力考慮モデル 01（図 12）、および接合部耐力考慮モデル 01 と接合部耐力考慮モデル 02（図 13）を比較する。まず全てのモデルにおいて、1, 2 層の応答は当該階にある耐力壁の効果により極めて小さく抑えられている。基本モ

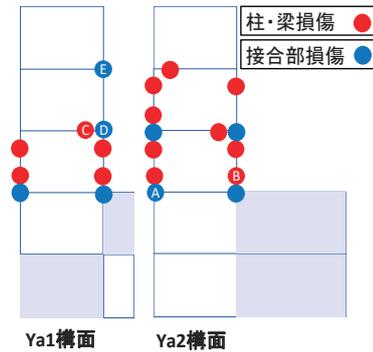


図 9 被害写真に基づく損傷分布（A～E は写真に対応）

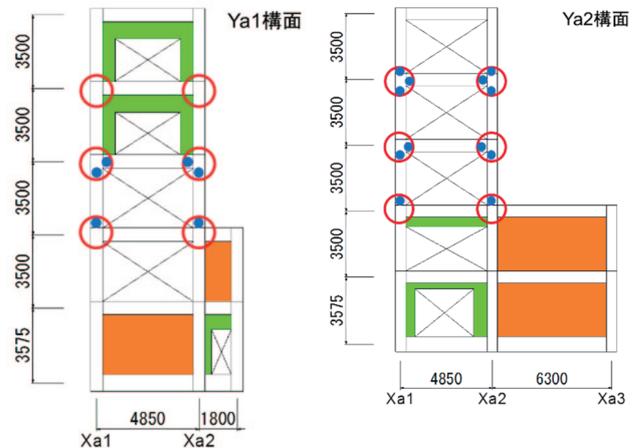


図 10 柱梁接合部検討箇所と壁のモデル化（Ya1, 2 構面）

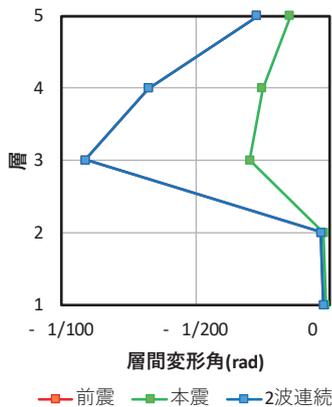


図 11 基本モデル01 の最大応答値

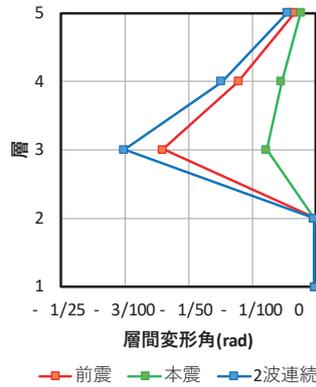


図 12 接合部耐力考慮モデル01 の最大応答値

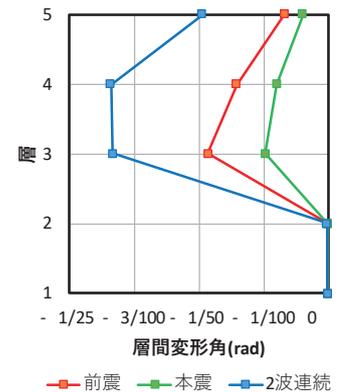


図 13 接合部耐力考慮モデル02 の最大応答値

デル01と接合部耐力考慮モデル01の比較から、接合部耐力の影響を確認できる。接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルを比べ3倍近く大きく、特に3層では接合部耐力の影響が大きい。また、接合部耐力考慮モデル01と02を比較すると、変動軸力の影響を確認できる。変動軸力を考慮したモデルの最大応答が大幅に増加し、特に4層では2.5倍程度の増加が確認できる。

次に、動的解析結果と実被害状況を比較し、建築物のモデル化の妥当性を検証する。接合部耐力考慮モデル02の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい3,4層で3%を超える応答が確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな応答があり、概ね傾向を捉えられている。

また、図14に接合部耐力考慮モデル02のYa1構面とYa2構面のヒンジ状態図を示す。Ya1構面の4層に損傷が見られるものの、Ya2構面では実損傷(図9)との概ね整合性が確認でき、最大応答及び建築物の損傷の観点から、モデル化が妥当であると言える。

5) まとめと課題

本研究では、熊本県益城町にあったRC造5階建て庁舎建築物を対象に、建築物のモデル化を行い、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- ・基本モデルと接合部耐力考慮モデル01の比較から、接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルに対して5倍程度大きく、特に3層でその影響が大きいことから、本建築物における接合部耐力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- ・接合部耐力考慮モデル01と02の比較から、変動軸力を考慮したモデル02の応答が大幅に増加し、特に3層では1.6倍以上増加していることから、本建築物における変動軸力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。

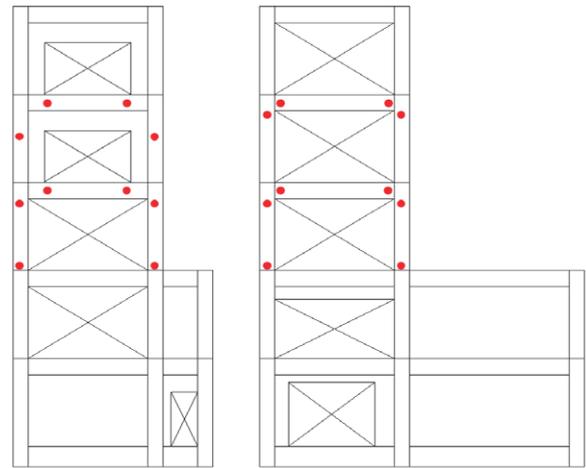


図 14 接合部耐力考慮モデル02 ヒンジ状態図

- ・動的解析結果と実被害状況との比較より、接合部耐力考慮モデル02の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい3層で1/25を近く応答が確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな応答があり、3層部分が大きく変形する傾向を捉えられている。また、ヒンジ状態図の比較より、被害の大きかったYa2構面は実損傷との概ねの整合性が確認でき、本モデルが実被害の特徴を概ね捉えているものと思われる。

(3) 被害事例C (杭基礎に被害があった庁舎 (耐震補強))^{1, 2)}

1) 建築物概要

対象とする建築物は、熊本県上益城郡益城町にあり、1980年に建設された。本建築物は桁行方向9スパン、張間方向4スパンのRC造の地上3階、塔屋1階の庁舎建築物 (図1参照) である。2014年に作成された耐震改修計算書によると、要求性能である I_s0 が0.70と設定され、無補強時のX方向 (長手方向) の1, 2階の I_s が0.39, 0.67, Y方向の1階の I_s が0.31でNG判定である。なおSD指標は偏心していることにより両方向とも0.8程度, F値は両方向とも1.0, T指標は0.98として I_s が算定されている。それに対して南側のY0構面の1, 2層にプレキャスト外フレームによる補強および北側と東側耐震壁の新設によって強度と偏心の改善が図られ、かつ北側X方向の極脆性柱の腰壁に構造スリットを設けた改修がなされている。その結果, NGだったX方向の1, 2階, およびY方向の1階の I_s は, 0.73, 0.76, 0.74と改善されている。また不同沈下に対する調査も実施され, 最大で15mm程度で目立った沈下は確認されていない。

2) 損傷調査計画

ここで示す調査は2018年2月から5月までに実施した。

(a) 目視によるひび割れ, 浮き剥落損傷調査計画

目視調査の計測は2班に分かれて実施した。

A班は各階の壁を調査した後に, 1階柱をできるだけ多く調査することとし, FLから高さ2000mmまでを計測範囲とした。ひび割れ性状及びひび割れ幅計測位置を記録するため, マジックペンを用いて部材に直接ひび割れを記入する。次にひび割れ幅につ

いては, 各部材の曲げとせん断の最大ひび割れ幅を計測しその値を記録する。幅の計測は, クラックスケールを用いて目視により行う。但し, ひび割れを目視確認でき, かつ0.05mm未滿のひび割れの場合はひび割れ幅を0.00mmと表記する。また1本のひび割れの中で最大ひび割れ幅を計測した点にはひび割れと直交するよう線を引き, 後に最大ひび割れ幅の計測位置が写真から判別できるようにした。続いて, 1階の壁 (1CW3-5) 及び柱

(1C1-8) に対してOHPシートを用いてひび割れ長さ形状を計測した。浮き・剥落の計測は損傷の大きい壁1部材を対象としOHPシートを用いて計測した。B班は, 建築物の被災度区分判定を実施することを目的として全層の柱と壁および大梁の調査を実施した。その際, 調査する部材数が多く, 調査時間は限られていたため, 損傷の小さい部材1本にかかる時間を極力短縮して調査を行った。1階の壁についてはほぼ両者が調査し, 柱についてはA班がB班の半分程度を調査した。

(b) 高解像度写真計測による損傷調査計画

本計測においてひび割れ計測用に使用したカメラの仕様は撮像素子: 35mmフルサイズ 有効画素数: 5,060万画素, 記録画素数: 8,688×5,792である。一方, 浮き剥落用に使用したものは, 撮像素子: APS-Cサイズ (23.2 x 15.4mm) 有効画素数: 2,010万画素, 記録画素数: 5,456×3,632である。

またひび割れの撮影位置として, 撮影対象上での分解能が0.05mmとなるよう, 対象から約1m離れた位置から, 85mmレンズを用いて撮影した。浮き剥落の奥行きを捉えるために, 斜め方

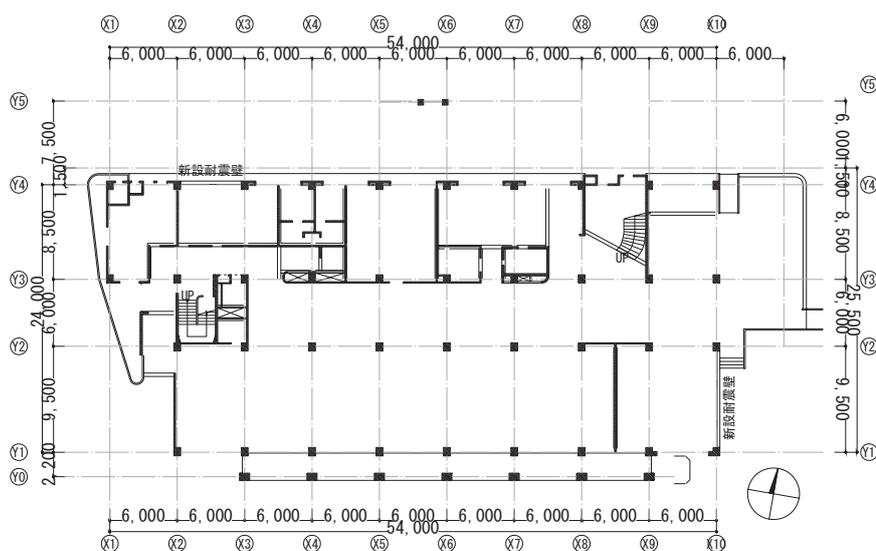


図1 対象建築物平面図



写真1 撮影状況 (壁面)

向等様々な位置から撮影する必要がある。本撮影では、47箇所から撮影した。その一例を写真1に示す。

(c) 地上型レーザースキャナーによる損傷調査計画

地上レーザースキャナーは測定誤差が±5mm（精度±3mm）、測定挙可能距離は0.5～800m、計測レートは最大50万点/秒の機能を有する機器を用い、計測情報として対象物の座標値、表面の反射強度、色情報を取得できる。本調査では、建築物外周部に加え、建築物内においても計測を実施し、建築物や柱部材の残留傾斜や室内床面の傾斜を計測する計画とした。建築物内の計測は、調査対象である柱部材や床面が欠損なく十分な点密度で計測できるよう、1階49地点、2階37地点、3階48地点に移動しながら地上型レーザースキャナーを設置し、1日間計測を行った。またそれぞれの計測地点からの主要な計測対象において、1平方cm当たり少なくとも数点の計測点が含まれるよう、計測点群の解像度を計測機から10mの距離で8mm程度となる設定とした。

(d) 微動計による損傷調査計画

建築物内に配置した微動計およびデータロガー、それらの配線計画を示す。なお図は簡単のため耐震補強前の状態を記載している。図に示すとおり、微動計は地表面（GL）、1FL、RFLに設置し、データロガーは2FLに設置した。また微動計測はX,Yそれぞれ

れの方向で計測した。測定はサンプリング200Hz、各20分実施した。

(e) コンクリートコアおよび鉄筋の材料試験片の採取計画

ここまで示した上記調査が終了した後、構造部材よりコンクリートコアと鉄筋の採取を行った。コンクリートを採取する対象部材は、各階既存柱および1階の既存壁・新設補強壁、並びに補強フレームの柱、2階の補強フレームの梁、既存基礎梁、フーチングおよび補強フレーム基礎梁である。一方、鉄筋を採取する部材は、1階の既存柱および補強フレームの柱の主筋とせん断補強筋、既存壁および新設補強壁の壁筋、3階梁の主筋をそれぞれ採取した。

(f) 基礎構造の掘削による調査計画

基礎構造の地震被害の把握を目的として、上部構造を全て解体した後基礎フーチング周辺の土砂を掘削し、2018年5月に基礎構造の損傷調査を行った。今回は、調査では基礎フーチングの下の土砂も掘削を行い、杭頭部の損傷が判断できるように杭頭部から約1.0m下まで掘削した。掘削を実施したのは21箇所基礎フーチングの周辺であり、この基礎フーチングに①～⑳の名前を付けた。Y1～Y4通りの既存建築物の基礎フーチングは北側から掘削し、Y0通りの補強フレーム側は南側から掘削した。また、調査した27本の杭の位置とその番号を図2に示す。

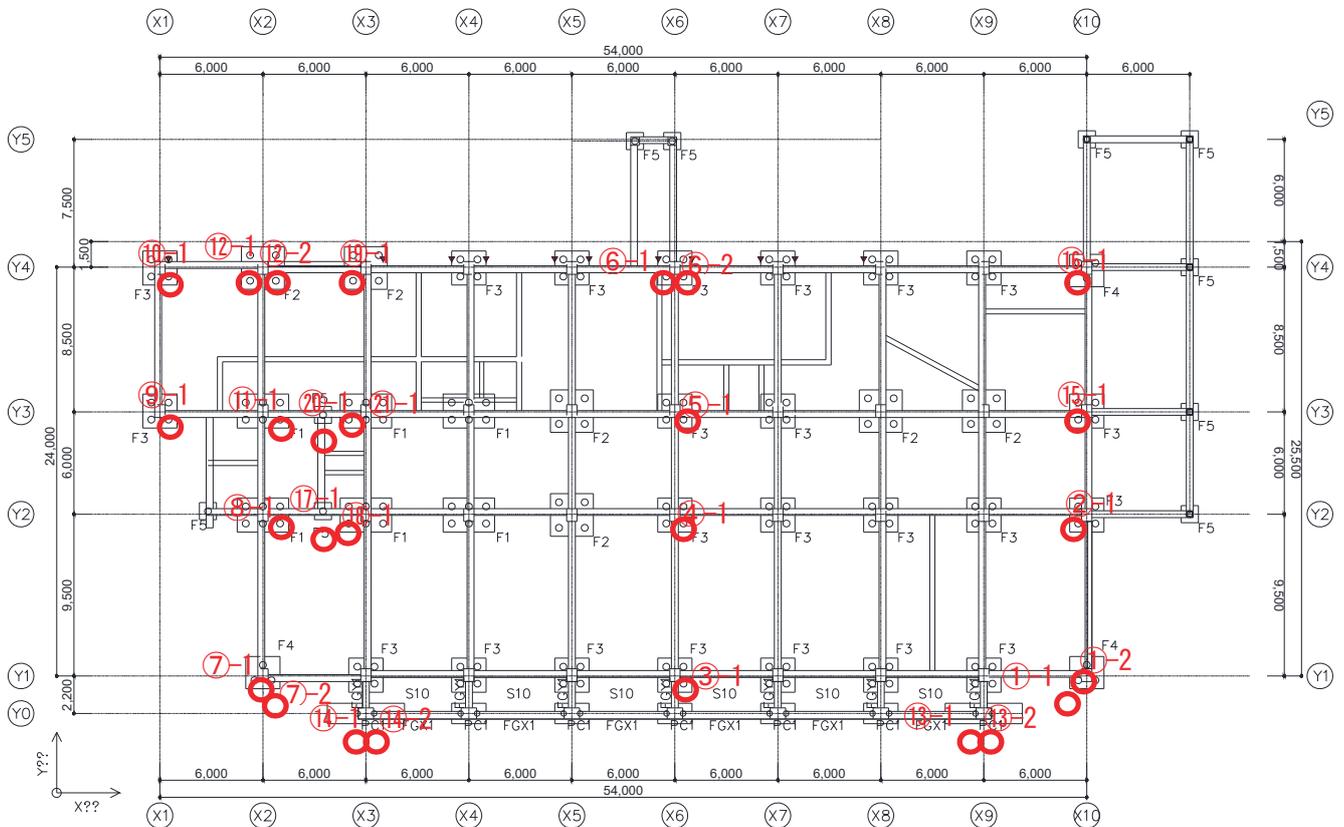


図2 調査した杭の番号

また、今回調査した基礎フーチングの一部では、基礎フーチングや基礎梁と地盤との間に隙間が見られた。これは地震によって地盤が沈下したためと考えられる。計測出来た基礎フーチングや基礎梁と地盤との隙間量より、南側基礎フーチング①、③、⑦、⑭における基礎フーチングと地盤との隙間が大きく、これは基礎構造物全体が北に向かって傾斜している傾向と一致していた。

3) 損傷調査結果

(a) 目視によるひび割れ、浮き剥落損傷調査結果

両班で実施した調査結果とその比較を図3で行う。図より、同一部材で異なる調査結果であることが分かる。その理由として、1)同じひび割れを計測しているが計測誤差がある、2)調査Aの調査高さ内で異なるひび割れを計測した、3) 調査Aの調査高さ外

で異なるひび割れを計測した、4)値が同じでも異なるひび割れを計測している可能性や、5)どちらか一方のみしか調査できていないケースもあることが挙げられ、上記理由の番号も図3に併記する。次にOHPシートにて計測した壁部材(1CW3-5)のひび割れ図を図4に示す。また、1CW3-5のOHP計測範囲よりも高い位置に発生していた浮き剥落の図及びその面積を以下に示す。また図4に示す1CW3-5の赤ハッチ部分の計測データを損失したため、それ以外の計測結果を示す。

(b) 高解像度写真計測による損傷調査結果

(b-1) ひび割れを撮影した写真の処理方法と幅の算定

撮影した画像を正対かつスケールを合わせた画像(正規化画像)に変換するためには、撮影対象の寸法が必要である。寸法は、現地

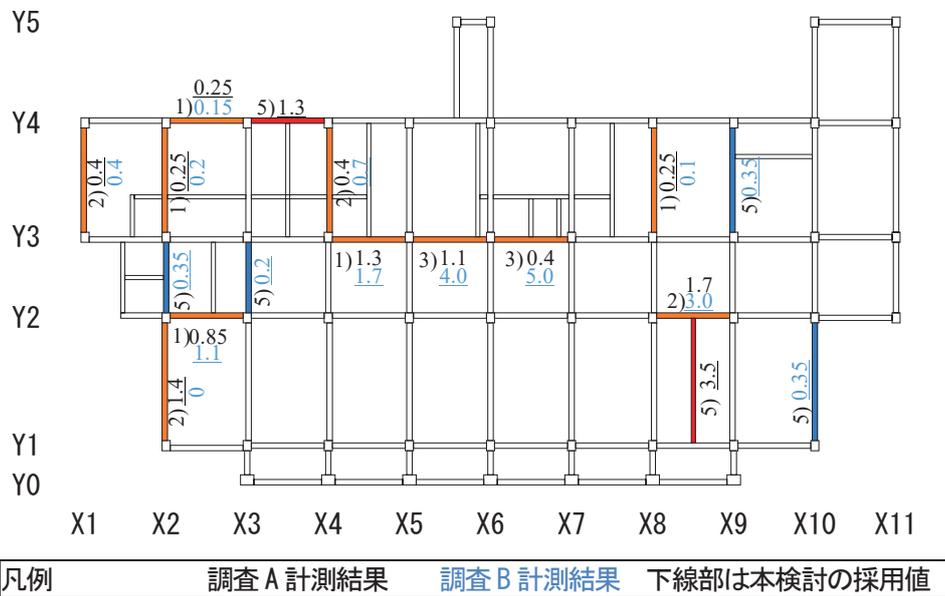


図3 壁部材の最大ひび割れ (1階)

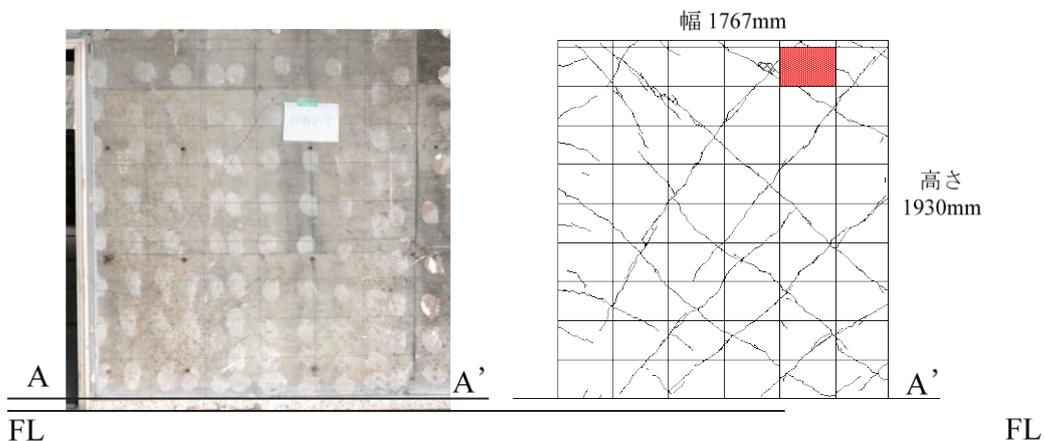


図4 1階壁のひび割れ図

でメジャーを当てて計測することで取得した。本撮影では、30%程度オーバーラップさせながら分割して撮影している。正規化によってそれぞれの分割画像が同じ座標系となるため、正規化画像を重ね合わせた上で重複した撮影範囲の中間付近で切り分けることで画像の接合が可能である。

正規化した画像上のひび割れのトレースとひび割れ幅の判読を行う。トレースは、CAD ソフト等を使用するのが効率的である。正規化画像は画像自体に座標情報を持っているため、画像上のひび割れ幅の画素数と分解能から逆算することで、ひび割れ幅を算定することができる。具体的には、画像データ上に上記スケールを計算した仮想的なクラックスケールを重畳表示することでひび割れ幅を判読することができる。ひび割れをトレースした結果を図5に示す。柱のひび割れトレースにおいて、0.05mm以下のひび割れを取得できていることが読み取れる。また、現状ではひび割れの幅の判読単位は、それを細分化することで補修材を充填するための補修計画も作成できると考えているが詳細は今後の課題である。

(b-2) 浮き剥落を撮影した写真の処理方法と面積の算定

撮影した写真をPix4D Mapperで合成し、三次元モデルを作成した。Pix4D MapperはSfM (Structure from Motion)³⁾⁵⁾と呼ばれ

る複数画像からカメラの位置姿勢と三次元モデルを復元する技術を使用したソフトであり、近年様々な場面で利用されている。作成した三次元モデルから、奥行き方向の値を持った画像であるDSM (Digital Surface Model)を作成することで、浮き・剥落箇所を抽出することができる。画像上で表面が欠けている箇所や亀裂が入っている箇所の位置関係を踏まえ、奥行き方向が0.53mm以上を浮き、-1.51mm以下を剥落範囲として取得した。DSM上での浮き剥落の取得位置を図6に示す。図より剥落中心部から浮きの部分までの3次元的に損傷が分布している事が分かる。それと実際の被害写真と比較したものが図7である。図より概ね損傷状態を把握できていることが分かる。

(c) 地上型レーザースキャナーによる損傷調査結果

(c-1) 床面の沈下性状

図8に2階床上面で計測された点群情報を等高線表示した結果を示す。図の上部が北の方角を示す。各階の床面で一番高い位置(Y1構面X6-7間)を基準高さとし、それを緑色、10cm低い部分を黄色、20cm低い部分を赤色、30cm低い部分を紫色で、逆に高い部分は青入りでグラデーション表示している。それ以外の色の部分は点群による計測ができていない部分である。なお1cmごとに白色の等

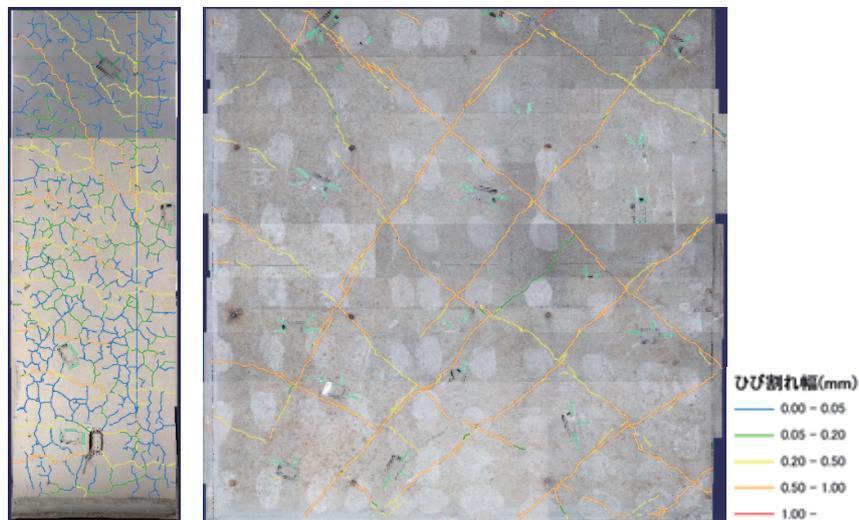


図5 ひび割れ判読結果 (左:柱 右:壁面)

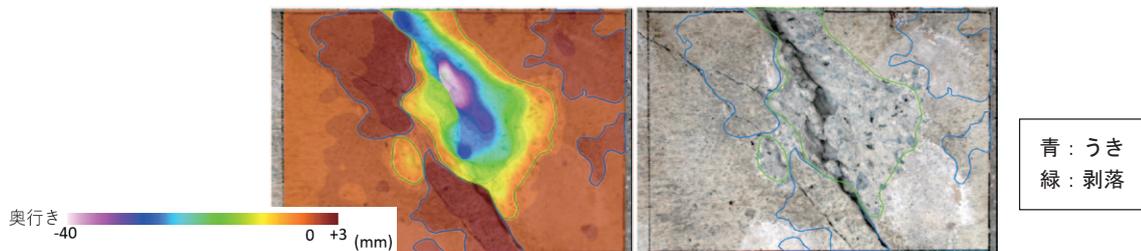


図6 DSM上での浮き・剥落位置

図7 実被害との比較

高線を示す。図より北側に向かって床が傾斜している事が分かる。

特に北西部の床位置が下がっており、前述の最高高さ位置に比べ、その相対差は約 233mm と大きい。今回の調査では地上型レーザースキャナーにより各階の床全面も詳細に 3 次元計測できたことで、限られた個別部位の代表的な沈下量ではなく、床面としての精細な沈下性状を得ることができた。

(c-2) 柱の傾斜と沈下性状

柱の傾斜は、次の手順で求めた。(1) 計測点群から各柱の上部と

下部の表面のデータを取得し、両者の南北方向および東西方向の水平変位量をそれぞれ計測した。(2) 前述の変位量を、使用した上部と下部のデータの中心距離(高低差)で除すことで柱の傾斜を求めた。(3) この手順で柱の傾きを計測するためには、計測点群を利用する柱の上部と下部が同一形状(水平断面)で垂直に形成されているとともに、表面形状が明確に取得されている必要があるため、それに適した柱頭柱脚部の点群を取得した。また計測値の精度と安定性を高めるために、上部と下部の距離をできるだけ大きくと

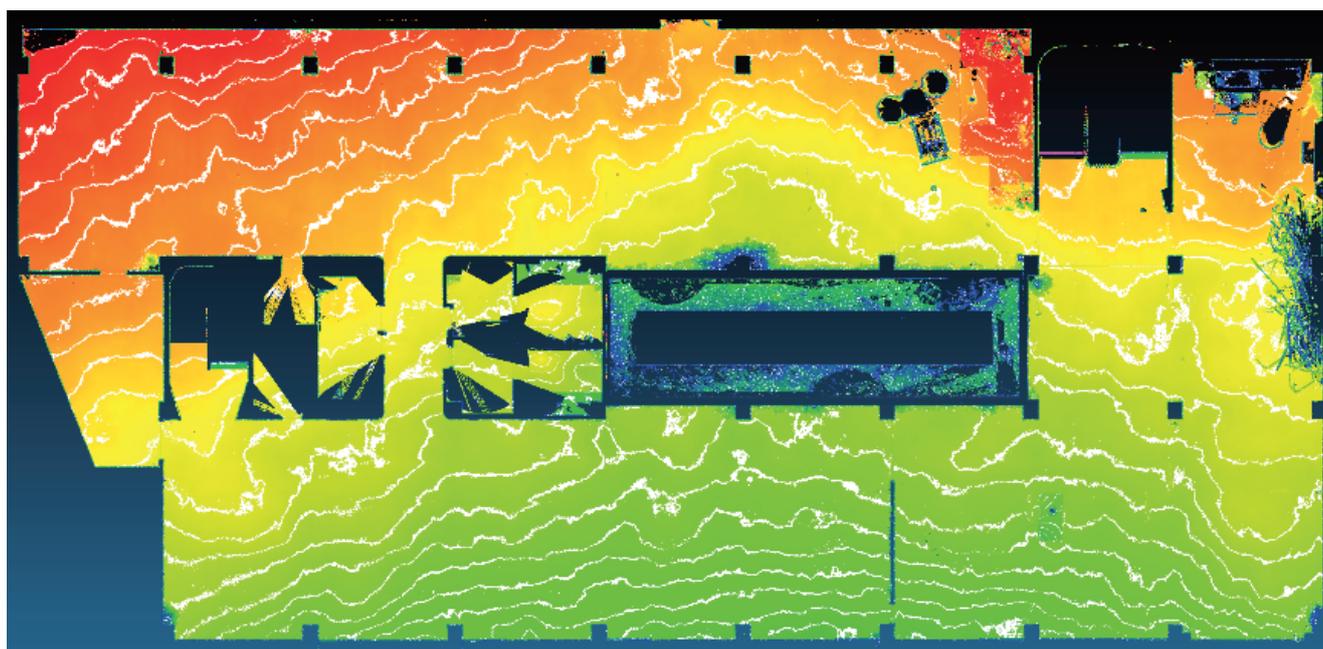


図8 2階床レベルの高低差を示す観測結果(図の上部が北(Y4構面)を示す)

表1 柱の傾斜角(南北方向)

構面	階	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10
Y1	3F	-	1/203	1/212	1/466	1/291	1/244	1/291	1/185	1/146	1/194
	2F	-	1/151	1/172	1/187	1/223	1/166	1/233	1/133	1/130	1/145
	1F	-	1/338	1/198	1/152	1/223	1/203	1/181	1/147	1/147	1/102
	平均	-	1/207	1/192	1/213	1/242	1/200	1/226	1/152	1/141	1/137
Y2	3F	-	1/168	1/223	1/139	1/114	1/214	1/130	1/141	1/152	1/108
	2F	-	1/190	1/146	1/181	1/105	1/120	1/106	1/162	1/114	1/123
	1F	-	1/187	1/166	1/152	1/117	1/131	1/114	1/131	1/142	1/142
	平均	-	1/181	1/173	1/155	1/112	1/145	1/116	1/144	1/134	1/123
Y3	3F	1/276	1/141	1/168	1/179	1/132	1/173	1/230	1/212	1/161	1/151
	2F	1/216	1/265	0	1/175	1/173	1/143	1/152	1/146	1/112	1/107
	1F	1/126	1/179	1/111	1/138	1/156	1/101	1/139	1/122	1/140	1/150
	平均	1/185	1/183	1/200	1/161	1/152	1/133	1/165	1/152	1/135	1/132
Y4	3F	1/92	1/117	1/108	1/116	1/105	1/121	1/128	1/140	1/81	1/99
	2F	1/104	1/146	1/147	1/160	1/156	1/189	1/428	1/155	1/156	1/82
	1F	1/187	1/142	1/146	1/99	1/123	1/166	1/123	1/124	1/111	1/137
	平均	1/116	1/134	1/131	1/120	1/125	1/153	1/164	1/138	1/108	1/101

れるように配慮し、上部と下部の点群の中心距離は2100mmに統一してデータの取得と処理を行った。表1に各柱の南北方向の傾斜角を示す。なお正の値は北に傾斜している事を示しており、有意な傾きが計測されなかった1本を除き、全ての柱が北方向に傾斜していた。表より北側ほど柱の傾斜が大きい傾向にあることが分かる。なお東西方向も同様に柱の傾斜角を算出した。それらはこれらの値よりかなり小さい値であるとともに、傾斜方向が東方向および西方向のものが混在する状況であった。

図9に1Fベランダの天井部分の南北方向の梁に注目してY0（補強構面）、Y1（既存の南側構面）の各構面での相対沈下量を示す。YCは短スパン梁中央位置の値である。図よりいずれの構面も西側の柱の沈下量が大きいことが分かる。

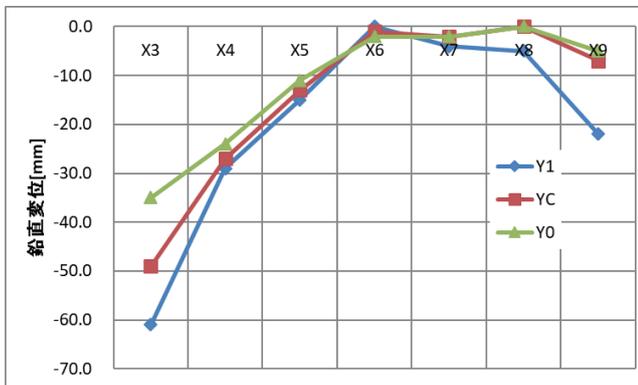


図9 南側Y0, Y1構面の沈下量

(d) 微動計による損傷調査結果

建築物のX方向・Y方向の微動データとしては、建築物の両端に配置されたセンサーの平均値を用いて、ARXモデルの同定結果より得られる系の一次固有周波数を表2に示す。地盤 - 建築物系の固有周波数（2.5Hz程度）が建築物系の固有周波数（4.0Hz程度）よりも顕著に小さいことから、基礎の地盤ばねが非常に弱いことが分かる。このことと、地盤 - 建築物系の固有周波数における増幅率が比較的小さい、すなわち減衰が大きいことより、基礎の剛性低下と塑性化が激しいことが推察される。なお、ここで示した値は文献^{6,7)}の調査結果と概ね一致している。

(e) コンクリートコアおよび鉄筋の材料試験片の採取結果

1階部分で採取したコンクリートの材料試験結果を表3に示す。表より補強フレーム部の柱や新設補強した壁のコンクリート強度が極めて高いことが分かる。

(f) 基礎構造の掘削による調査結果

調査した27本の杭のうち、代表的な被害について杭頭部の状況を写真1～6に示す。既存建築物側は北側から、補強フレーム側は南側から撮影した写真である。また、杭の被害状況の一覧を表4に示

表2 ARX モデルによる1次固有周波数

計測情報		固有周波数 (Hz)	増幅率
GL 入力	Y 方向	2.6	3.4
	X 方向	2.6	3.0
1F 入力	Y 方向	4.2	7.6
	X 方向	3.9	9.4

表3 コンクリートの圧縮試験結果

コア抜き位置	圧縮強度 (MPa)	コア抜き位置	圧縮強度 (MPa)
補強フレーム 1F柱	71.8	既存部 1F壁	24.4
補強フレーム 基礎梁	39.1	既存部 1F柱	29.8
補強部 基礎フーチング	38.4	既存部 基礎梁	34.2
補強フレーム 2F梁	46.7	既存部 基礎フーチング	34.6
新設補強 1F壁	51.1	既存部 2F柱	20.4
		既存部 3F柱	22.0

す。ただし、フーチングの残留水平移動量は基礎フーチングに残っている杭の跡と、調査時の杭とのずれ量を南北方向と東西方向の計測した値を用いている（写真1）。また、杭のコンクリートが剥落し鉛直方向にもずれていることが確認された場合（写真2）は、その長さを杭頭剥落長さとした。また、鋼管杭が座屈している場合（写真3）は、座屈によってはらみだした距離を計測し、座屈によって縮んだ長さを、杭座屈長さとした。杭の残留傾斜角度は、杭頭部の破壊された部分を避けて、その下から下げ振りを当てて、南北方向および東西方向の2方向について傾斜角度の測定を行った。

表に示すように、北側構面の杭頭部の被害は少ないが、南側構面の杭頭部の被害が大きくなっていることがわかった。また、杭は全て傾斜しており、特に東西方向には、⑩-1を除くと全て西側方向に傾いていた。傾斜角度は2.6%～13.7%である。写真4に示すように、杭頭部のコンクリートの剥落が一部だった⑩-1の杭（傾斜角：南に3.9%）について、杭頭端部から下に1.1m～1.7mの区間を追加で掘削したところ、この部分の南側側面にコンクリートの圧壊が生じていた（写真5）。他の杭は杭頭部から下に1.0mまでしか掘削していないためそれより下の被害は不明だが、⑩-1の杭と同様に杭の傾斜角が大きいことから杭中間部で何らかの被害が発生していることが推測できる。写真3に示すように、補強部の鋼管杭の杭頭部に座屈が生じていることがわかった。また、補強部の鋼管杭の杭④-1では、杭頭部がつぶれるような破壊が観察された。また、杭①-2の杭のように杭とフーチングの間に残留水平移動とコンクリートの剥落が生じている杭もある一方で、杭⑨-1の杭（写真1）のように残留沈下はほとんどないが、水平に大きくずれた杭もあった。

一連の基礎構造物調査の後、基礎構造物が解体された。写真6は、基礎フーチング⑩の解体時の写真である。基礎フーチング⑩を地盤から引きはがした後、写真6のように基礎フーチング⑩に設置

されていた杭の埋め込み深さを計測した。その結果、埋め込み深さが150mm程度であった。

表4 杭の被害状況一覧

杭番号	鋼管座屈	PC鋼材 破断	PC鋼材 座屈	コンクリ ート剥落	杭径	肉厚	フーチング 残留水平移動量※1		杭頭剥落 長さ	杭座屈 長さ	杭残留傾斜角度※2	
							南北方向	東西方向			南北方向	東西方向
①-1		—	一部	杭頭全周	400mm	65mm	45mm	35mm	ほぼ0mm		-1.0%	3.4%
①-2		ほぼ全部	—	杭頭全周	未計測	未計測	50mm	50mm	160mm		-1.0%	3.8%
②-1		ほぼ全部	—	杭頭全周	未計測	70mm	20mm	100mm	100mm		0.0%	3.0%
③-1		ほぼ全部	—	杭頭全周	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	100mm		-1.6%	2.9%
④-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	400mm	未計測	60mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.1%	8.0%
⑤-1		—	—	一部	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.7%	7.6%
⑥-1		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-4.3%	8.0%
⑥-2		—	—	—	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-3.0%	5.0%
⑦-1		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	65mm	90mm	-50mm	ほぼ0mm		-3.7%	6.4%
⑦-2		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	未計測	90mm	-80mm	ほぼ0mm		不明	不明
⑧-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.4%	4.1%
⑨-1		ほぼ全部	一部	杭頭全周	未計測	400mm	60mm	-190mm	ほぼ0mm		-1.9%	13.7%
⑩-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	未計測	65mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		2.3%	5.4%
⑪-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.9%	-2.0%
⑫-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		1.3%	5.7%
⑫-2		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.9%	7.1%
⑬-1	ほぼ全部				318mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		20mm	0.9%	4.0%
⑬-2	一部				318mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		ほぼ0mm	不明	不明
⑭-1	ほぼ全部				未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		ほぼ0mm	不明	不明
⑭-2	ほぼ全部				未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm		60mm	-2.4%	4.4%
⑮-1		—	—	—	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-2.0%	7.9%
⑯-1		—	—	一部	400mm	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-3.6%	6.7%
⑰-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.0%	2.3%
⑱-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		0.7%	2.6%
⑲-1		—	ほぼ全部	杭頭全周	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		1.7%	2.6%
⑳-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		2.9%	4.4%
㉑-1		—	—	一部	未計測	未計測	ほぼ0mm	ほぼ0mm	ほぼ0mm		-1.4%	7.1%

※1：杭に対して、基礎フーチングが北（または西）方向に動く場合を正の値とする。

※2：杭頭部が北（または西）方向に傾斜した場合を正の値とする。



写真1 杭⑨-1の杭頭部の状況



写真2 杭①-2の杭頭部の状況



写真3 杭⑭-2の杭頭部の状況



写真4 杭⑯-1の杭頭部の状況



写真5 杭⑯-1の地中部状況



写真6 フーチング⑩の杭の埋め込み深さ

各構面における基礎構造の変形状況について、図10～13に示す。ただし、これらの図は模式図のため正確なサイズで書いているわけではない。図中の点線は、沈下量を計測した際の基準地点の高さを示している。図中には、杭の残留傾斜角、杭の残留めり込み量、基礎フーチングの相対沈下量、フーチングと杭との相対水平移動量を示している。記載がない場合はほぼ0mmの場合である。また、杭頭部のコンクリート剥落の程度によって分類し、杭の色を変えている。赤は杭頭全周のコンクリート剥落が見られたもの、黄色

は杭頭の一部にコンクリート剥落が見られたもの、青は杭頭にコンクリート剥落が見られなかったものである。

ここで示した沈下の傾向は、地上型レーザースキャナーで測定し算定した床面の鉛直変位分布との相関性が高いことが分かる。

4) まとめ

2016年熊本地震により、震度7の揺れを2回受けたRC造庁舎建築物の損傷調査方法を示し、そこで得られた知見を以下に示す。

- ・2班によるコンクリート構造部材の目視調査を実施し、それらの

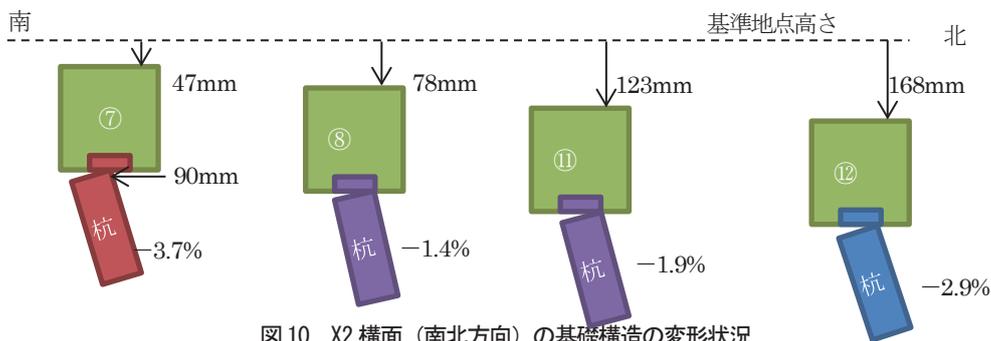


図10 X2 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

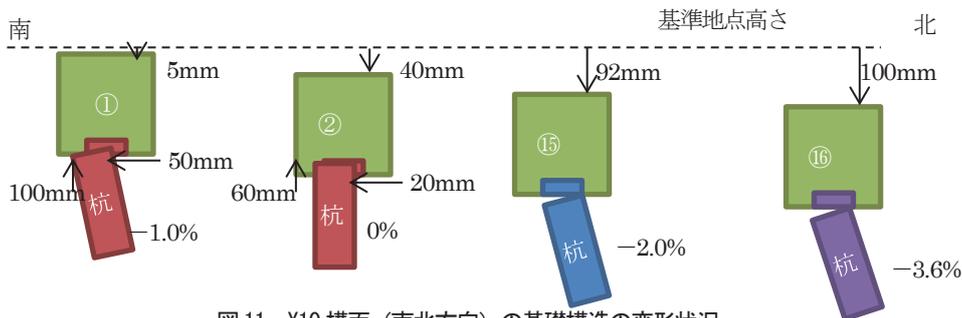


図11 X10 構面（南北方向）の基礎構造の変形状況

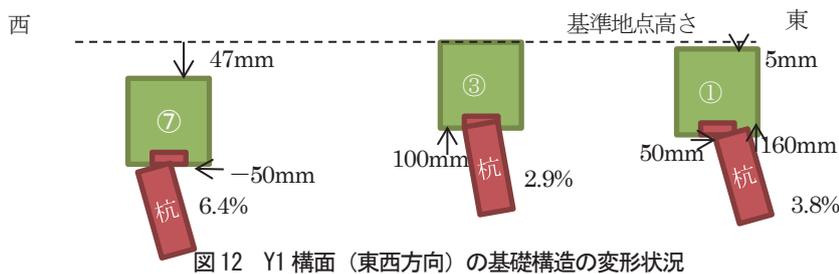


図12 Y1 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

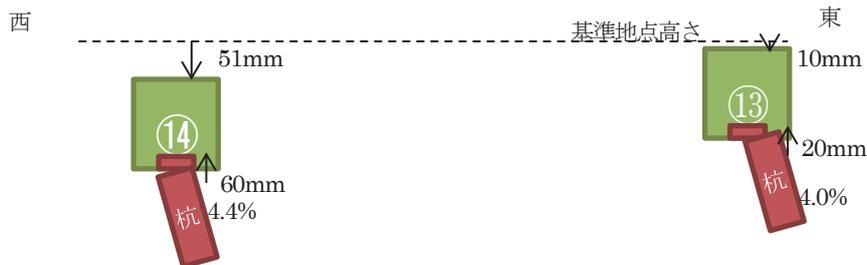


図13 Y0 構面（東西方向）の基礎構造の変形状況

計測結果とその計測結果の違いについて示した。

・高解像度カメラで撮影された情報を用いて、コンクリート構造部材の損傷を目視調査と比較したところ、コンクリートの浮きについては目視で調査した結果より的確な調査ができる可能性があることを示し、かつ浮きや剥落は3次元情報として分析できることを示した。

・3次元レーザースキャナーを用いて計測した結果、建築物全体の傾斜や床面の沈下性状並びに柱部材の傾斜・沈下性状を示した。

・北側構面杭の杭頭部の被害は少ないが、南側構面杭の杭頭部の被害が大きい。また杭は全て傾斜しており、特に多くが西側方向に傾いていた。杭の傾斜角が大きいことから杭中間部で何らかの被害が発生していることが推測できる。

以上の検討から、対象建築物の基礎構造は杭の被害（杭頭部または杭中間部）が原因で、北方向に向かって大きく傾いたということが分かった。

参考文献

IV-1)

- 1) 谷昌典, 松葉悠剛, 井戸裕勇樹, 向井智久, 坂下雅信, 西山峰広: 2016年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析, 日本建築学会技術報告集第 25 巻第 59 号, pp.171-176, 2019.2
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所監修: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 3) 国立研究開発法人建築研究所: 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震建築物被害調査報告 (速報), 建築研究資料 No.173, 2016.9
- 4) 日本建築防災協会: 2015 年改訂版 再使用の可能性を判定し, 復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2015
- 5) 伊藤忠テクノソリューションズ (株): FINAL/V11
- 6) 長沼一洋: 三軸応力下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 7) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 8) 出雲淳一ほか: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 9) Kupfer, H.B, Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- 10) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ.,

1979.1

- 11) Ciampi, V., et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982
- 12) 井戸裕勇樹ほか: ピロティ構造の曲げ壁を支持する枠梁の負担応力評価, 日本建築学会学術講演集 (関東), 構造IV, pp.303-304, 2015.9

IV-2)

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所: 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震建築物被害調査報告 (速報), 国土技術政策総合研究所資料 No.929, 建築研究資料 No.173, 2016.9
- 2) 一般財団法人 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度判定区分判定基準および復旧技術指針, 2015
- 3) 防災科学技術研究所強振観測 <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 4) 株式会社 構造システム: SNAP ver6 テクニカルマニュアル
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準 (案)・同解説, 2016
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説, 2010

IV-3)

- 1) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料第 674 号, 建築研究資料第 136 号, 2012.3
- 2) 渡邊秀和, 向井智久, 迫田丈志, 村松大輔, 金子治, 成田修英: 2016 年熊本地震により被災した庁舎の地震後継続使用性の考察, 日本建築学会技術報告集第 24 巻第 57 号, pp.673-678, 2018.6
- 3) Beardsley, P., Zisserman, A., and Murray, D.: Sequential Updating of Projective and Affine Structure from Motion, Int.J. of Computer Vision, Vol.23, No.3, pp.235-259, 1997.
- 4) Tomasi, C., and Kanade, T.: Shape and Motion from Image Streams under Orthography: A Factorization Method, Int.J. of Computer Vision, Vol.9, No.2, pp.137-154, 1992.
- 5) Pollefeys, M., Koch, R., Vergauwen, M., Dekeyser, A. and Gool, L.J.V.: Three-dimensional Scene Reconstruction from Images, Proc.SPIE, Vol.2958, pp.215-226, 2000.
- 6) 護雅史: 地震記録に基づく益城町役場の地盤-建物応答, 第 44 回地盤震動シンポジウム 2016 年 熊本地震で何か起きたか, pp.101-108, 2016
- 7) 丹裕也, 護雅史, 福和伸夫: 2016年熊本地震で被災した低層RC造杭基礎建物の非線形相互作用解析-常時微動計測結果に基づく検討-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(2017), pp.765-766, 2017

V 継続使用性を高めるための部材の耐震設計手法、耐震改修工法に関する検討

(1) UFC を利用した RC 造非耐力壁に対する耐震補強工法

東日本大震災や熊本地震においては、集合住宅の玄関周りの方立壁、庁舎建築物の開口周辺の非構造壁における被害が生じ、これらの被害により建築物の継続使用性に支障をきたす事例が報告されている。建築物の地震後継続使用性を確保するために、プレキャストの超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）パネルを既存躯体に接着する補強工法として提案されており、UFC パネルを用いることで、損傷低減や構造性能改善に効果があることが分かっている¹⁾。また、その補強方法は袖壁付き柱部材の袖壁部分に1枚物の UFC パネルを貼付することで、袖壁付き柱部材の曲げ剛性の増大、曲げ終局強度の上昇及び浮き剥落面積などの損傷を軽減するという補強効果が確認されている。本論では、UFC パネルを分割したり薄く軽量化したりと、施工合理化に向けた構造実験や柱せいの2倍程度長い袖壁や、袖壁に小開口を有する部材を補強対象とした実建築物への適用を意識した実験を行った。同時に UFC パネルのせん断破壊実験や UFC パネル補強と同等の補強効果を得るための RC 補強量の検討を行った。本論ではそれらの実験結果及び骨格曲線評価手法の提案を行う。

1) 袖壁付き柱部材に対する検討

(a) 試験体概要

本論で検討する試験体は計15体とし、補強対象となる無補強試験体は4種類（CW2-S、CW2L-S、CW3-S、CW4-S）である。その中でもパラメータの基準となる試験体がCW2-Sである。CW2-Sは柱断面を450mm×450mm、壁厚を80mm、壁長を450mm、壁縦筋を160mm間隔のシングル配筋、壁横筋を85mm間隔のシングル配筋、袖壁端部の開口補強筋を2-D10とした。なお、壁横筋の先端部は180°フックにより定着を確保した。既存袖壁付き柱の諸元を表1に示す。CW2-Sに対し、CW2L-Sは袖壁長さを2倍にしたもの、CW3-Sは横筋量の減少と壁縦筋の径を増大させ高強度のものにしたことによりせん断破壊を計画したもの、CW4-Sは袖壁に小開口を設けたものである。また、CW2-SFは無補強試験体であるCW2-Sの載荷終了後に袖壁に配された縦筋を切断し、剥落したコンクリートをパネル補強に用いた無収縮モルタルとは異なる強度のモルタルによって断面補修を行い、その上にUFCパネルで補強した試験体である。また、一方の袖壁のみの脚部に幅20mmのスリットを設けているため、その袖壁が圧縮される載荷では壁脚部でUFCパネルのみが圧縮抵抗する。上記した補強対象試験体諸元を表1に、試験体図を図1に示す。

UFC 補強方法について、CW2-SR1、CW3-SR1 は1枚の UFC パネルによる補強とした。CW2L-SR1 は1枚の UFC パネルだが、壁

表1 補強対象試験体諸元

試験体	縮尺	壁厚	柱せい	柱幅	袖壁高さ	袖壁長さ	柱主筋	柱帯筋	柱帯筋比	壁縦筋	壁横筋	壁横筋比	開口補強筋 (縦) 定着: 40d	開口補強筋 (斜) 定着: 40d	長期軸力
CW2-S	2/3	80mm	450mm	450mm	1700mm	450mm	4-D10 (SD295A)	Pw=1.06%	D6@165single (SD295A)	D6@85single (SD295A)	Ph=0.47%	2-D10 (SD295A)	2-D10 (SD295A)	0.1A _{cB}	
CW2L-S						900mm									16-D19 (SD345)
CW4-S						900mm	2-D10 (SD295A)	Pw=0.32%	D10@150single (SD295A)	D6@150single (SD295A)	Ph=0.26%	2-D13 (SD295A)	2-D10 (SD295A)		
CW3-S						450mm	2-D10 (SD295A)	Pw=0.32%	D10@150single (SD295A)	D6@150single (SD295A)	Ph=0.26%	2-D13 (SD295A)	2-D10 (SD295A)		0.2A _{cB}

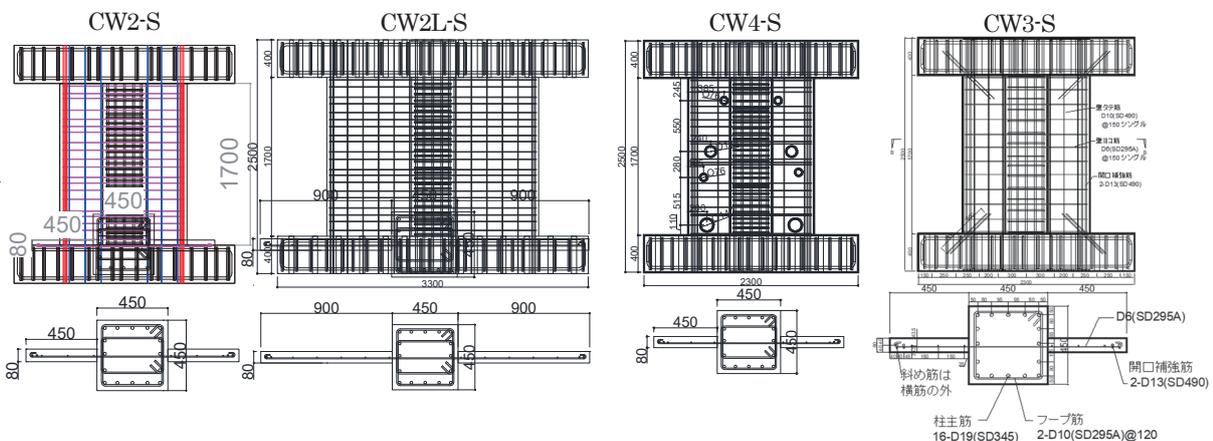


図1 補強対象試験体配筋図

長さが柱せいの2倍であるCW2L-Sに端部から袖壁長さの1/2の範囲を補強した。そのため、他の補強試験体と異なり、補強材が柱と連続しない。CW2-SR1Vは1枚のUFCパネルを鉛直方向に均等に2分割したパネル形状である。CW2-SR2Vは水平方向5分割したパネルを鉛直方向に均等に2分割し、計10分割したパネル形状である。CW2-SR2T, CW2-SF, CW3-SR2は水平方向に5分割したパネル形状でCW2-SR2Tのみ左右の袖壁に取り付けるUFCパネルの厚さが異なり、それぞれ20mm及び10mmである。なお、これ以外のUFCパネルの厚さは30mmである。ただしCW2-SR1JはCW2-SR1に対して脚部のパネル厚さを厚くした試験体であり、危険断面位置が壁脚となるよう、壁脚から710mmの高さよりパネル厚さ徐々に厚くし、410mmの高さよりパネル厚さが60mmとし、それ以降はその厚さとなるような形状とした。また、CW4-SRは水平方向に5分割し、かつ袖壁部と同様の小開口を設けた形状のUFCによる補強とした。補強方法を図2に示す。試験体の補強範囲は左右の袖壁の片面とし、補強試験体の共通項目はパネルの分割目地厚さは10mmで、目地にはエポキシ樹脂を充填する。スタブとパネルは厚さ20mmの無収縮モルタルによって接着した。既存部に使用した各種材料試験の結果及び補強に使用したUFCパネルの諸元を表2に示す。

(b) 加力計測計画

加力は曲げ破壊させる試験体は片持ち柱形式、せん断破壊させ

表2 材料試験結果

試験体名	コンクリート			UFC			無収縮モルタル	
	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ³ N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	曲げ強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ³ N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ³ N/mm ²]
CW2-S	32.8	2.3	29.3	238.3	37.9	56.4	136.4	35.3
CW2-SR1								
CW2-SR1V	35.2	3.05	26.6	251.7	39.7	55.6	84.5	32.5
CW2-SR2V	36.4	2.99	27.6					
CW2-SR2T	35.9	2.64	26.9					
CW2-SF	35.2	2.84	28.1					
CW2-SF							118.1	32.2
CW2L-S	26.4	2.3	25.7				75.2	24.1
CW2L-SR1	27.6	2.5	24.7	228	33.3	—※	114.4	30.7
CW3-SR0 既存部	25.1	2.23	25.6					
CW3-SR0 補強部	28.0	2.41	24.8					
CW4-S	26.5	2.2	25.5					
CW4-SR	28.4	2.5	26.1	244	34.2	55.2	142.9	34.4

※：ヤング係数を取れなかったもの

試験体名	部位	鉄筋径	材種	ヤング係数	降伏強度	引張強度	降伏ひずみ
				[×10 ³ N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]
CW2-S, CW2-SR1	壁筋	D6	SD295A	182	390	537	2,146
	開口補強筋	D10	SD295A	173	364	485	2,176
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	470	2,015
	柱主筋	D19	SD245	183	373	554	2,235
CW2-SR1V, CW2-SR2V CW2-SR2T, CW2-SF	壁筋	D6	SD295A	177	324	493	1,832
	開口補強筋	D10	SD295A	183	387	521	2,214
	柱帯筋	D10	SD295A	184	364	490	2,022
	柱主筋	D19	SD245	177	368	554	2,175
CW2-SR1J CW2L-S, CW2L-SR1 CW4-S, CW4-SR	壁横筋	D6	SD295A	165	341	501	2,062
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	492	1,989
	壁縦筋	D6	SD295A	165	341	501	2,062
	開口補強筋	D10	SD295A	171	367	485	2,201
CW3-S, CW3-SR1 CW3-SR2, CW3-SR0	壁横筋	D6	SD295A	165	341	501	2,062
	柱帯筋	D10	SD295A	179	361	492	1,989
	壁縦筋	D10	SD490	174	549	762	3,154
	開口補強筋	D13	SD490	178	377	740	2,100
	壁斜め筋	D10	SD295A	171	367	485	2,201
	柱主筋	D19	SD345	169	384	552	2,342

※D6の鉄筋は2%オフセットの降伏強度を用いた

る試験体は逆対称とし、変位制御による正負交番繰返し载荷を行った。上下スタブ間の水平変位をスタブ間の内法寸法1700mmで除した変形角を制御用の部材角Rとした。载荷履歴は、変位制御により部材変形角(=柱頂部変形/柱内法高さ)1/800rad, 1/400rad, 1/200rad, 1/100rad, 1/50rad, 1/33rad.で、1/800rad.を1サイクル, 1/400rad.と1/200rad.を2サイクル, 1/100rad.を5サイクル, 以降3サイクルずつ行い、最後に1/20rad.の正載荷まで押し切った。また、長期軸力は柱断面積に対し曲げ破壊型試験体では軸力比0.1, せん断破壊型試験体では軸力比0.2となる荷重を作用した。また、南方向载荷を正, 北方向载荷を負とした。

試験体の損傷を定量的に評価・比較するため、コンクリートのひび割れ幅, 長さ, 及び浮き・剥落範囲の計測を行った。ひび割れ幅については各サイクルのピーク変形時及び除荷時を対象とした。計測は各サイクルでひび割れ幅の最も大きいものを代表として行い, 1本のひび割れに対して幅が最大となる位置での計測結果を記録した。浮き・剥落については除荷時にOHPシートを用いて転写する方法で記録した。また, CW2-S試験体では3Dスキャナによる損傷量計測も併せて行った。

(c) 実験結果

(c-1) 破壊経過・荷重変形関係

試験体の破壊性状について概要を述べる。まず曲げ破壊型試験体CW2-SシリーズはCW2-SFを除く5体ともに開口補強筋, 壁

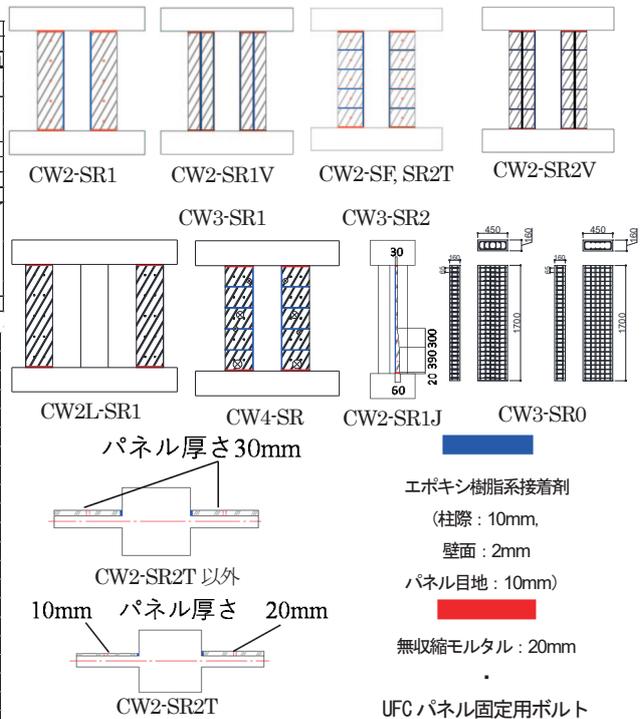


図2 UFC及びRC壁補強形状

縦筋が降伏し、柱主筋の降伏と概ね同時に最大耐力に到達した。最大耐力到達直前では、圧縮側袖壁の脚部圧壊が生じ、最大耐力到達後には圧壊が進展することで耐力低下した。以上のことから、破壊モードは全試験体共に曲げ破壊と判断した。各試験体の荷重変形関係を図3に示す。UFCパネルにより袖壁補強試験体はCW2-SFを除く全試験体共通で最大耐力を迎えた後のR=1.0%にて圧縮側の袖壁の圧壊が確認された。また無収縮モルタルが面外方向への剥落が確認され、変形角が大きくなるにつれてそれらは進展した。

CW2-SFではR=0.25%にて正負共に圧縮側のパネル下の無収縮モルタルの隅角部にわずかに亀裂を確認した。R=0.5%ではスリットを設けた壁が圧縮側となる際、パネル下の水平目地の無収縮モルタルの隅角部の亀裂が顕著となった。最大耐力到達後、R=1.0%ではパネル下の水平目地の無収縮モルタルの圧壊が進んだ。その後、正側の部材角R=2.0%付近で袖壁脚部の補修部がスタブに接触し再び水平荷重が増加した。スリットを設けた壁が引張側となる際は引張側袖壁の縦筋が存在しないため、終局強度は無補強試

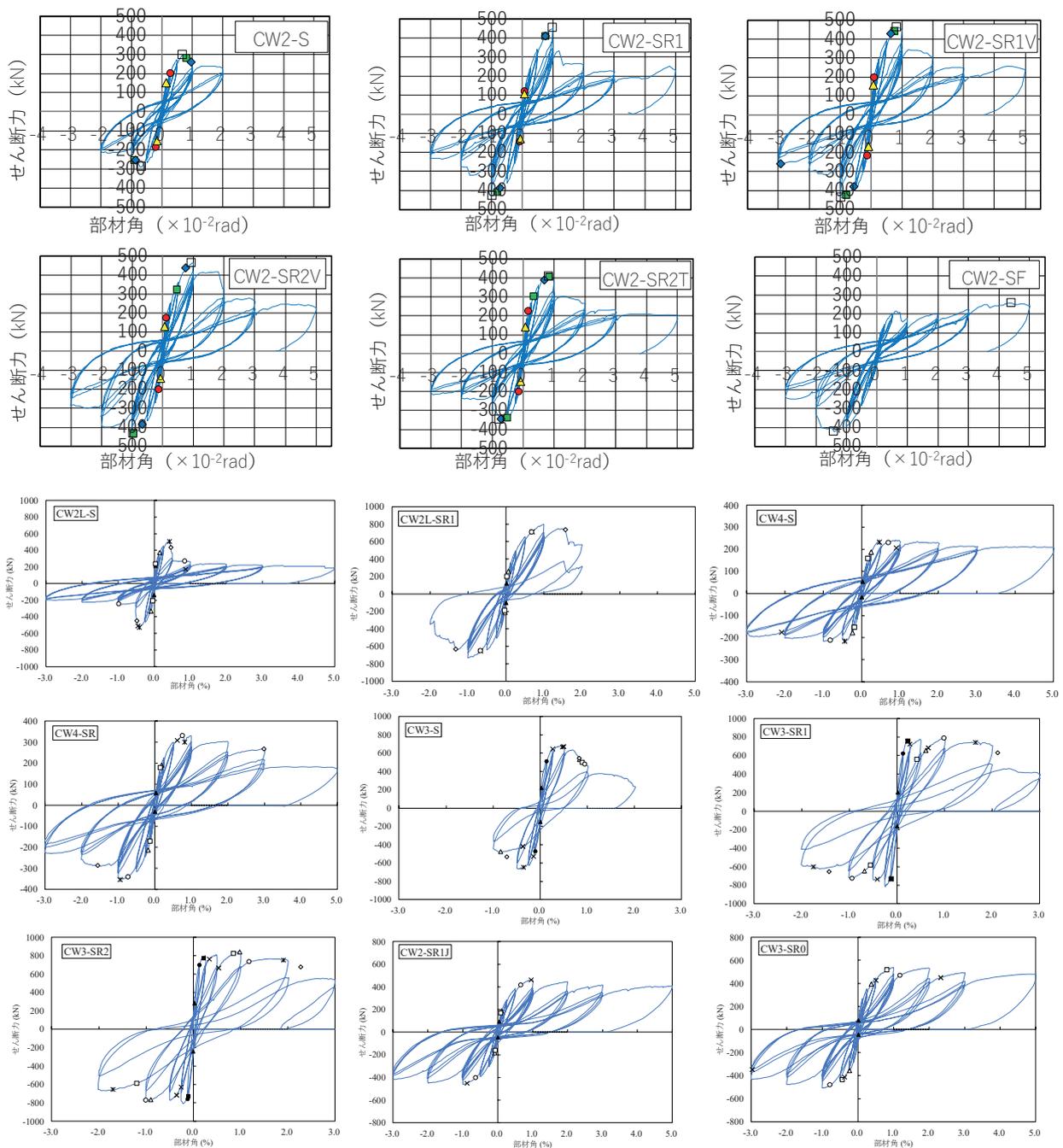


図3 荷重変形関係

験体に直接 UFC 補強を行った CW2-SR1 と同程度となった。

CW2-SR1J は R=0.5% サイクルで袖壁端部に圧壊が発生し、袖壁と柱の境界部に複数のせん断ひび割れが発生した。R=1.0% のサイクルでは、UFC 補強部では無収縮モルタルの圧壊が発生し、袖壁既存部では端部補強筋の座屈により袖壁脚部のコンクリートが剥落し、最大耐力 $Q=464.6\text{kN}$ を迎えた。その後、既存 RC 袖壁は徐々に剥落が拡大したが、UFC パネルに関しては目立った損傷は確認されず、袖壁脚部の圧壊等から、破壊モードは袖壁脚部の曲げ圧縮破壊と判断した。図 4 に CW2-SR1J と CW2-SR の UFC パネルの負担せん断応力度の比較を示す。CW2-SR1 では、部材角 1.0% 時に UFC パネルの損傷により、UFC の負担せん断応力度が最大を迎え、その後部材角 2.0% 以降、パネルがせん断力を負担していないが、CW2-SR1J は部材角 1.0% 以降も UFC パネルの損傷が確認されず、UFC の負担せん断応力度が低下せず、部材角 2.0% 時でも 1.0% 時と同程度のせん断力を負担していることが確認できる。このことから、脚部のパネル厚さが 30mm の場合は、部材角 1.0% で UFC パネルの損傷によって靱性が低下したが、パネル厚さが 60mm の場合は、部材角 1.0% でも UFC パネルが損傷せず、その後もせん断力を負担したため、耐力が低下せず靱性が確保されたものと考えられる。危険断面位置における補強パネルの厚さは最大耐力には影響しないものの、最大耐力到達後の靱性に大きく影響することを確認した。

CW3-SR0 は既存 RC 袖壁に関しては、R=0.5% サイクルで壁小口の既存部一補強部間に鉛直方向のひび割れが、袖壁の柱との境界部に複数のせん断ひび割れが発生し、R=1.0% で既存部コンクリートの剥落により最大耐力 $Q=538.9\text{kN}$ を迎えた。その後、RC 壁補強部はかぶりコンクリートに多少剥落が確認されたが、袖壁既存部は端部補強筋が繰り返し载荷により、伸びと座屈を繰り返す毎に袖壁脚部のコンクリートが剥落する領域が鉛直方向に拡大し、袖壁脚部の剥落が大きく進展した。既存 RC 袖壁脚部の圧壊から、最終的な破壊モードは曲げ圧縮破壊と判断した。

CW2L-S は R=0.25% 正方向载荷では圧縮側壁（南側壁）小口に縦方向のひび割れが発生し負方向载荷時には引張側壁（南側壁）せい面に端部より 450mm 程度の範囲で浮きが生じた。

CW2L-SR1 は R=0.5% で正負ともに、圧縮側壁脚部に縦方向のひび割れが発生し、2 サイクル目にはそれらが伸展した。R=1.0% の 1 サイクル目に袖壁端部に浮きが発生し最大耐力に到達した。最大耐力は無補強に比べ正側で 292.6kN 向上した。同変形角 5 サイクル目では発生した浮きが剥落に伸展したが、無補強に比べその面積は小さく収まった。R=2.0% の 2 サイクル目では UFC 一袖

壁間で UFC パネルが RC 袖壁と共に面外方向へ変形し、固定用ボルトが袖壁にめり込みナットがワッシャーを折り曲げた状態になったことから、R=2.0% にて実験を終了した。なお 80% 耐力時の部材角は無補強に比べ R=0.5% から R=1.6% まで向上した。

CW4-S は R=0.25% で圧縮側壁の全小開口に鉛直方向のひび割れが発生した。R=0.5% では正負共に脚部 1 列目の小開口の中央の高さより浮きが発生した。R=0.5% では脚部 1 列目の小開口の中央の高さより、袖壁端脚部にかけての範囲で浮きが発生した。R=1.0% サイクル中に小開口から柱側にかけてコンクリートの表面が剥落した。その後 R=2.0% では剥落が表面だけでなくコアまで伸展したが、剥落領域は小開口の高さのコンクリートでそれより下部のコンクリートが剥落することはなかった。

CW4-SR は R=±1.0% サイクルの 2 周目から UFC パネル下部の目地モルタルの圧壊が進行した。R=1.0% では正負共に脚部 1 列目の小開口の中央の高さより浮きが発生した。無補強に比べ浮きの発生が遅いだけでなくその領域も狭かった。R=1.0% の 5 回のサイクル中に小開口から柱側にかけてコンクリートの表面が剥落した。この時、補強した UFC パネルには目立った損傷はなく既存コンクリートのみが浮き剥落を生じた。無補強に比べ最大耐力が正側で 89.2kN 向上したが、部材角 R=5% まで载荷すると補強の有無に関わらず耐力は同程度で安定する傾向を示した。

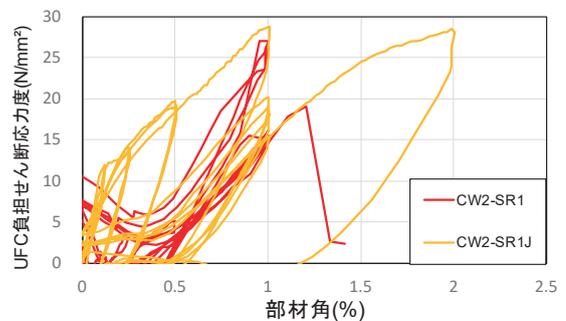


図 4 UFC の負担せん断応力度の比較

(d) UFC 補強した袖壁付き柱の構造特性評価

(d-1) 曲げ破壊形の袖壁付き柱の骨格曲線評価

初期剛性は、RC 造袖壁付き柱に UFC パネルを増設しているため、RC 構造物の耐震改修設計指針で提案されている袖壁を増設した柱の剛性評価式を参考に、式(1)により算定した。

$$K_R = 4l^2 / (h^3 / E_s A_s + 2L^2 / E_B A_B) + K_0 \quad (1)$$

ここで、 K_R : UFC 補強時の初期剛性、 h : パネル内法高さ (mm)、 l : パネル端部から柱芯までの距離 (mm)、 L : 斜材長さ (mm)、 E_s : 柱主筋のヤング係数 (N/mm²)、 A_s : 柱主筋の断面積 (mm²)、 E_B : 圧縮筋交いのヤング係数で、UFC のヤング係数 (N/mm²)を用いる、 A_B : 圧縮筋交いの断面積

で、 $\alpha_B \cdot t^2$ 、 t ：壁厚 (mm)、 α_B ：有効斜材幅比で、5.0 とする、 K_0 ：RC 袖壁付き柱の曲げせん断初期剛性 (N/mm)

剛性低下率は RC 袖壁付き柱の剛性低下率の算定式(2)を準用する。UFC 補強試験体では無補強に比べ剛性低下率が小さくなるため、補強による影響を考慮する必要がある。そこで本検討では UFC パネル補強により中立軸位置が変化に伴い引張鉄筋量が変化することを考慮して算定した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (2)$$

ここで、 α_y ：剛性低下率、 n ：ヤング係数比、 p_t ：中立軸位置を中心とした引張鉄筋比、 a/D ：シアスパン比、 η_0 ：軸力比、 d ：有効せい (mm)、 D ：部材全せい (mm)

曲げ終局強度は、RC 袖壁端部コンクリートの圧壊により最大耐力を迎えていることを根拠とし、既存 RC 部と UFC パネルのひずみ分布が同一と仮定する。等価ブロック法を用いた曲げ理論式を準用し、通常の RC 部材の断面解析から得られる強度に、UFC による補強効果を考慮した項を単純累加し評価する。その概念図を図5に示す。下スタブ上面位置を危険断面位置とするため UFC パネルによる引張項は無視した。また UFC パネルが負担する圧縮応力度分布は、中立軸が圧縮側袖壁断面内にある場合は三角形、中立軸が柱断面内に存在する場合は、UFC パネルは袖壁のみを補強しており壁断面内に作用するため台形とした。ここで破壊性状より部材が最大耐力に到達直後に UFC パネル脚部に圧壊が確認されたため、脚部断面は無収縮モルタルが目地部に充填されているが、ここでの算定では無収縮モルタル部での破壊はないものとし、UFC と同じ強度を有すると仮定した。そのためシアスパンは加力点から下スタブ上面位置までの長さとして曲げ破壊時せん断強度

を算定した。CW2-SF の算定は正負それぞれに上記の算定式を用いた。スリットを設けた壁が圧縮側となる際、UFC パネルのみが圧縮側袖壁となることとし、かつ引張側壁縦筋が存在しないこととして算定した。スリットを設けた壁が引張側となる際には引張側の袖壁が UFC パネルのみとなり引張側袖壁部には縦筋が存在しないこととして算定した。使用した算定式は式(3)とする。

CW2L-SR1 は CW2L-S の端部に三角形の圧縮モデルを UFC 圧縮負担力として壁端部に考慮する方法で算定する。CW2L-SR1 は他の補強試験体と異なり、UFC パネルが柱と連続しないため、UFC パネル自体が回転しやすいものと推測される。柱主筋のひずみゲージの推移を図6に示す。このひずみゲージは今回の実験で試験体の頂部に最も近いゲージとなっており、曲げモーメントの影響が最も小さい高さのゲージを選んだ。推移をみると、引張側圧縮側で共に引張を受けていることから、柱が鉛直方向に引張力を負担していることがわかる。UFC パネルが回転することで柱が軸方向に引張力を負担すると考え、柱の中心にかかる負担軸力を正側最大耐力時の柱圧縮端部側の値が 772 (μ) であり、算定時にはこの実験値から $1/3\epsilon_y$ とし、その値に柱主筋のヤング係数と断面積を乗じた値を引張軸力として使用した。また図7から、圧縮側の UFC パネルが軸力を支配的に負担しているため、圧縮側の UFC パネルの中心に本来柱にかかる長期軸力が作用すると仮定し最大耐力の算定を式4により行った。

また、本検討による算定式の適用範囲は本実験における試験体に共通する UFC パネルと RC 造袖壁をボルトで固定できた試験体であることを条件とするため CW2-SR2 はボルトによる固定が不十分であったことから骨格曲線比較の対象外とした。

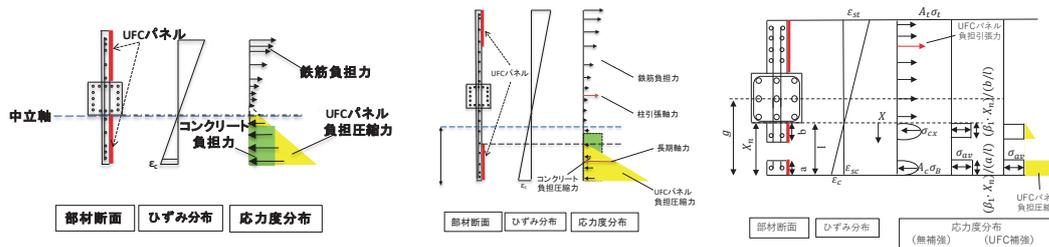


図5 UFC 補強時精算法概念図 (左 CW2-S シリーズ 中 CW2L-SR1 右 CW4-SR)

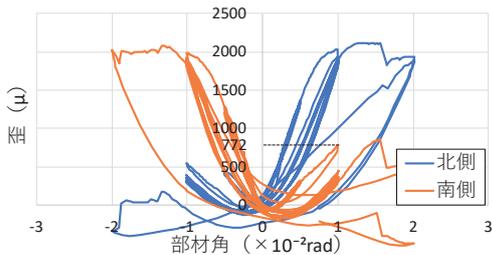


図6 CW2L-SR1 頂部柱主筋の歪み値推移

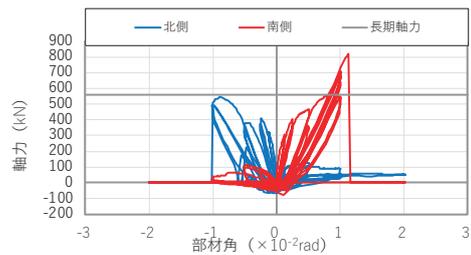


図7 CW2L-SR1 の UFC パネルの負担軸力

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 / 2 - \varepsilon_c \cdot E_{UFC} \cdot t_{UFC} \cdot X_n / 3 + N \cdot g \quad (3)$$

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 / 2 - \varepsilon_c \cdot E_{UFC} \cdot t_{UFC} \cdot X_n / 3 + N_t \cdot g_c + N \cdot g_{UFC} \quad (4)$$

ここで、 A_s ：引張側鉄筋の各断面積(mm²)、 σ_s ：各引張側鉄筋の応力度(N/mm²)、 d_t ：圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離(mm)、 A_{sc} ：圧縮側鉄筋の各断面積(mm²)、 σ_{sc} ：各圧縮側鉄筋の応力度(N/mm²)、 d_c ：圧縮縁から各圧縮側鉄筋までの距離(mm)、 σ_{av} ：コンクリートの平均応力度(N/mm²) (=0.85 σ_B)、 σ_B ：コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 b ：柱幅あるいは袖壁厚さ(mm)、 β_1 ：コンクリート強度に依存したストレスブロック置換のための係数、 X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離(mm)、 ε_c ：コンクリート圧縮縁歪み、 E_B ：UFC もしくは RC 補強壁コンクリートのヤング係数(N/mm²)、 t_B ：UFC パネルもしくは RC 補強壁の厚さ(mm)、 N ：軸方向力(N)、 g ：圧縮縁から重心位置までの距離(mm)、 g_{UFC} ：圧縮縁から UFC パネルの中心までの距離 (mm)、 N_t ：引張軸力で、柱主筋のひずみゲージより求めた値より 1/3 $\varepsilon_y(N)$ とする。

上記の方法により求めた曲げ終局強度、初期剛性並びに降伏点剛性を用いて、算定値と実験値の比較した結果を表 3 に示す。また、CW2-SF は、本報では終局強度のみの検討としたため終局強度算定値のみ記載した。算定精度として最大耐力は全て安全側に算定され、かつ UFC 補強試験体では最大耐力は 1.02~1.23 倍と精度良く算定可能であった。最大耐力時の変位では 1.27~1.70 倍と安全側に捉えてはいるものの、分割の有無により算定精度にばらつきが見られ、今後分割を考慮し精度を向上する算定法の検討が必要である。

(d-2) せん断破壊型袖壁付き柱の骨格曲線評価

UFC パネルに貼り付けたロゼットゲージを用いて、UFC パネルの応力の推定を行う。負担水平せん断力は No.3,8,13,18 から算定した。算定結果を図 8 に示す。次に、CW3-SR1 で実験時 UFC パネルにせん断ひび割れの発生した点に近い No.11 および No.15 の最大主歪みの推移を図 9 に示す。推移をみると R=0.22%付近で

最大主歪みが急激に増加し引張歪推定値 ε_c を大きく超えている。本検討では ε_c を急激に大きく上回る点を UFC パネルのひび割れ発生時と定義した。図 9 に示すように、UFC パネルのひび割れ発生を UFC パネルの負担せん断力推移にプロットすると、UFC パネルのせん断ひび割れ発生時と UFC パネルの最大負担水平せん断力が概ね同時であることから、UFC パネルのせん断破壊によって最大負担力が決定したと考えられる。また、上記した補強部材の荷重変形関係と併せても UFC パネルのせん断ひび割れ発生時と部材の最大耐力が概ね同変形角であることから UFC パネルのせん断破壊が部材の最大耐力を決定したと判断した。

せん断破壊型試験体 CW3-S 及び CW3-S を一体型 UFC パネル補強した試験体 CW3-SR1 の終局強度算定について検討する。実験では CW3-S はせん断破壊し、CW3-SR1 は柱と袖壁の分離挙動後、袖壁端部の圧壊により破壊した。図 10 に CW3-S の分割累加式を用いてせん断終局強度を求めた骨格曲線を示す。CW3-SR1 は実験前の計画では既存袖壁付き柱のせん断終局強度に UFC パネルのせん断終局強度を累加してせん断終局強度を求めた(約 938kN)が、破壊性状や最大耐力が想定と異なった。表 4 に算定時に使用した UFC パネルの負担せん断力を示す。算定では UFC パネルのせん断破壊となっており、断面積とせん断力を乗じた値×2(左右のパネル分)である。

上記の破壊性状に基づき、UFC パネルが R=0.22%で最大せん断強度になることとし、無補強袖壁付き柱 CW3-S の実験結果における R=0.22%時のせん断強度を累加する算定を行った。この計算では UFC パネルはせん断破壊するものの既存袖壁付き柱はせん断破壊せずに最大耐力を迎えるというモデルを想定しているため、最大耐力後に袖壁と柱が分離し、袖壁端部の圧壊によって耐力低下を迎えた CW3-SR1 及び CW3-SR2 の破壊性状の算定法として妥当であると判断した。図 11 左に UFC パネルのせん断破壊のみを算定した骨格曲線と CW3-S の骨格曲線を併せて示す。図 11 では無補強試験体 CW3-S は既往式にて十分な精度で算定可能であ

表 3 算定結果の精度

試験体名		CW2-S	CW2-SR1	CW2-SF正	CW2-SF負	CW2-SR1V	CW2-SR2V	CW2-SR2T正	CW2-SR2T負	
曲げ終局強度	(kN)	297.1	451.6	213.4	-421.2	460.6	462.1	406.3	-348.0	
	算定値	284.7	385.4	173.3	-393.9	401.5	483.5	397.4	-293.9	
	精度	1.04	1.17	1.23	1.07	1.15	0.96	1.02	1.18	
降伏時部材角	(%)	0.71	1.00			0.86	0.95	0.85	-0.76	
	算定値	0.60	0.75			0.62	0.73	0.70	-0.62	
	精度	1.18	1.34			1.38	1.30	1.23	1.22	
試験体名		CW2L-S	CW2L-SR1	CW4-S	CW4-SR	CW3-S	CW3-SR1	CW3-SR2	CW2-SR1J	CW3-SR0
曲げ終局強度	(kN)	506.50	799.1	241.3	330.5	674.4	768.2	802.6	464.6	538.9
	算定値	502.9	930.5	247.9	329.3	609.1		709.9	409.7	516.4
	精度	1.01	0.86	0.97	1.00	1.11	1.08	1.13	1.13	1.04
降伏時部材角	(%)	0.40	1.00	0.88	0.99	0.45	0.22	0.25	0.97	0.99
	算定値	0.40	1.00	0.51	0.71	0.39		0.218	0.85	0.99
	精度	1.00	1.00	1.72	1.40	1.15	1.00	1.15	1.14	1.00

ることを確認している。そこで、RC 袖壁付き柱と UFC パネルの最大強度時の部材角におけるそれぞれの強度を累加した点をせん断終局強度として骨格曲線を作成した。算定結果を表 5 に示す。UFC 補強した CW3-SR1, CW2-SR2 は実験時に部材が分離挙動を示した R=0.2~0.3%付近を提案した算定法で無補強試験体と同等の精度で捉えることができた。

(e) UFC 補強による損傷量軽減効果

(e-1) ひび割れ幅・長さの推移

以下に無補強試験体 (CW2-S) 及び一体型や分割型 UFC 補強試験体 (CW2-SR1, CW2-SR1V, CW2-SR2V, CW2-SR2T) 柱及び南側袖壁の最大ひび割れ幅について検討したところ、柱部材は 1/200rad 及び 1/100rad で CW2-S を上回る値を示した補強試験体があるが、南袖壁では CW2-S の最大耐力 1/200rad 以降は常に最大ひび割れ幅は CW2-S が大きい値を示した。

(e-2) 浮き・剥落面積の推移

CW2-S と UFC 補強試験体 4 体の浮き剥落面積の推移を示す。CW2-S 及び CW2-SR2T は 1/200rad で浮きが発生し、その他の補強試験体は 1/100rad で浮き剥落が発生した。浮き剥落面積は常に CW2-S が最も大きい値であった。これらの結果から、厚さ 30mm の UFC 補強では、浮き剥落が発生するタイミングを遅れさせるだけでなく、最大耐力時(1/100rad)において浮き剥落の面積を低減できることがわかる。また、UFC パネルの分割による損傷低減の傾向は見られなかった。CW2-SR2T は正側 (圧縮側) の際に、圧縮側パネルの厚さは 20mm であり、他の補強試験体 (UFC パネル厚さ 30mm) では発生しなかった浮きが R=1/200rad で発

生した。しかし最大耐力時にはパネル厚さ 30mm の補強試験体と同様、浮き剥落面積を低減できることを確認した。

(e-3) 高解像度写真計測を用いた損傷計測の精度検証

部材実験 CW2-S における OHP と高解像度写真計測それぞれより作成したひび割れ図からひび割れ長さの比較を行う。表 6 にそれぞれの長さとその比較を示す。長さは OHP より作成したひび割れ図の全ひび割れ長さ及び高解像度写真計測より作成した全ひび割れ長さを比較し、高解像度写真計測で計測できなかったひび割れのみを OHP のひび割れと比較した。結果として精度が 0.998 と概ね一致する値で計測可能なことを確認した。

表 6 高解像度写真計測とのひび割れ長さ比較

	OHP	高解像度写真計測	精度
高解像度写真計測が判読可能なひび割れの長さ(m)	4.304	4.295	0.998

(f) まとめ

RC 袖壁付き柱試験体に対して UFC 補強を実施し、曲げ破壊した試験体の UFC 補強効果を定量的にし、それらの骨格曲線の評価方法を提案し、その精度を明らかにした。さらに逆対称加力となる袖壁付き柱試験体に対して、UFC で補強された場合に、せん断破壊させることはできず、袖壁と柱の境界で分離する損傷性状となり、当該補強が脆性的なせん断破壊を防止できることを明らかにした。またそれらの強度評価方法について検討した。

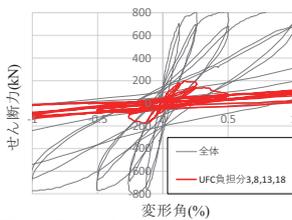


図 8 UFC パネル負担せん断力 (CW3-SR1)

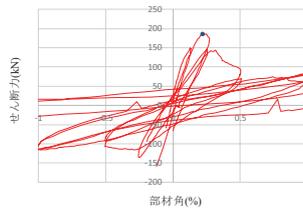


図 9 UFC パネルのひび割れ発生点 (CW3-SR1)

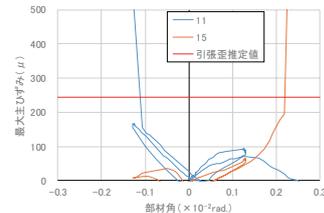


図 10 最大主歪みの推移 (CW3-SR1)
表 4 UFC パネルせん断強度

せん断終局強度		
補強後上昇分		316.8 kN
破壊形式	パネルせん断破壊	
パネル圧壊	Q1	274.4 kN
パネル座屈	Q2	323.8 kN
パネルせん断破壊	Q3	158.4 kN
柱主筋全降伏	Q4	1054.7 kN

表 5 算定結果一覧

		CW3-S	CW3-SR1
最大耐力 (実験値)	kN	675	788
せん断終局強度	kN	609	710
精度		1.11	1.11

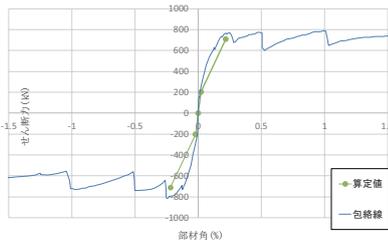
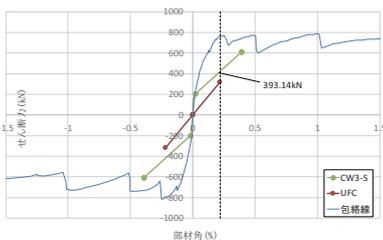


図 11 荷重変形角関係の比較 (左: 算定過程, 右: 算定結果)

2) 部分架構に対する検討⁴⁾

(a) 実験計画

(a-1) 試験体概要

試験体は、壁厚の薄い供用住宅の典型的な開口位置を想定し、袖壁・垂れ壁・腰壁・方立壁の取付く 2.5 層 2 スパン架構を 2 体 (スケール 1/2) 作成した。無補強試験体(No.4)と補強試験体(No.5)とし、No.5 には袖壁と方立壁面に片側から PCaUFC パネルを接着した。壁厚は $t=60\text{mm}$ で、柱断面は 350mm 角、主筋が 16 - D16、帯筋は閉鎖型形状で D10@50 である。梁断面は 250mm×350mm、主筋は上 5 本下 3 本の D16 で、あばら筋は柱同様閉鎖型形状とし D10@50 である。壁配筋は縦横ともに D6@100 シングル ($p_w=0.53\%$) であり、壁端部には曲げ補強筋を配し、方立て壁は 2 - D10 を、その他の壁に 2 - D13 を軸方向に配筋した。図 1 に試験体形状とパネル位置を、図 2 に各部材断面、図 3 に架構配筋図を示す。

(a-2) 補強方法

PCaUFC パネルを袖壁と方立壁に接着することで補強を行った。躯体と UFC パネル間に高強度無収縮モルタルを充填し、既存 RC 造非耐力壁と UFC パネル間にはエポキシ樹脂で接着した。方立壁に関しては、腰壁、垂れ壁端部が危険断面位置となるように 3 つに分割してパネルを貼り付けた。図 4 に補強方法の概要を示す。また、表 1~3 に使用した材料特性を示し、それぞれ鉄筋、コンクリート系 (コンクリート・UFC・高強度無収縮モルタル)、およびエポキシ樹脂接着剤の試験結果を示す。

(a-3) 加力計画・計測計画

3F 柱の各加力点と同じ水平変位を保つように、3 本の柱を両端ピンの治具で連結し、正負に载荷を行った。柱の初期応力は、柱断

面に対する軸力比で外柱が $0.075\sigma_B$ 、中柱が $0.15\sigma_B$ に相当する圧縮力を最上階柱頭からスタブ間柱内にアンボンド PC 鋼棒を設置し導入した。図 5 に加力計画図を、図 6 に加力ステップを示す。水平加力は、架構の水平変位制御で行った。制御に用いた全体変形角は、最上階の南北の変位計の平均値を、変位計設置した高さ (1F 階高 1.575m+2F 階高 1.750m=3.325m) で除した値からスタブの変位を減じた値とする。

その他の変位計による計測項目としては、柱、梁それぞれの曲げ変形とせん断変形と壁のせん断変形であり、その設置位置を図 7 に示す。また、鉄筋のひずみ計測については、梁の剛域、ヒンジ発生位置、柱の反曲点高さ、柱脚の降伏時期を計測項目とした。その貼付位置を図 8 に示す。

(b) 実験結果

(b-1) 破壊経過と荷重変形関係

変形角 $R=1/1600\text{rad}$ のサイクルで各階袖壁および方立壁の開口際と各階梁に曲げひび割れが、2 階袖壁にせん断ひび割れが生じた。 $R=1/800\text{rad}$ では各階袖壁、方立壁および梁の曲げひび割れが増加し、各階腰壁、2 階垂れ壁にせん断ひび割れが生じた。 $R=1/400\text{rad}$ で 1 階、2 階の外柱に脚部から階高の 1/3 程度まで曲げひび割れが生じ、2 階方立壁の開口上部の隅角部に軽微な圧壊が生じた。 $R=1/200\text{rad}$ で、2 階の開口上下の隅角部の袖壁、方立壁に圧壊が生じ、かぶりコンクリートの剥落が見られた。1 階、2 階の中柱の脚部から階高の 1/3 程度まで曲ひび割れが生じた。 $R=1/100\text{rad}$ では各階の袖壁、腰壁、垂れ壁および方立壁のせん断ひび割れ、圧縮破壊が進行した。なお、1 階部分ではかぶりコンクリートの剥落を伴うような圧縮破壊は生じておらず、1 階の袖壁に貼り付けた UFC パネルの腰壁高さにひび割れが生じた (写真 1

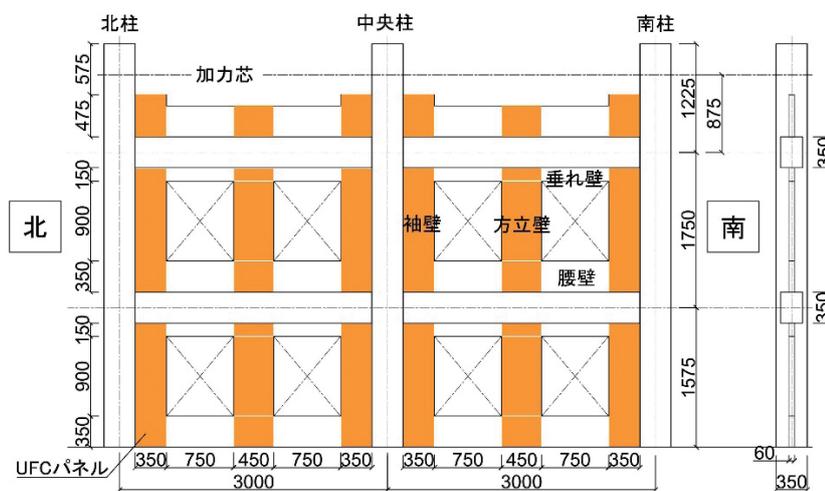


図 1 試験体形状とパネル位置

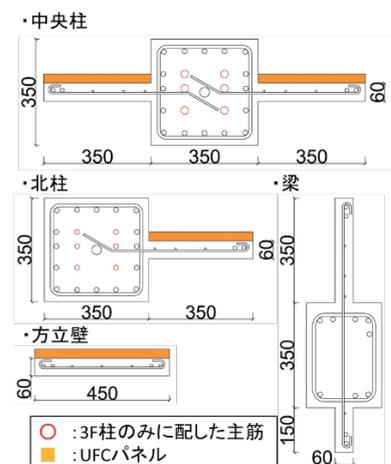


図 2 部材断面

(a) 参照)。1階左側の方立壁のせん断ひび割れ幅が4mm程度まで拡大した。

最終的には、袖壁と腰壁、垂れ壁の境界位置に損傷が生じ(写真1(b)参照)、1階柱脚、2階および3階の梁端主筋が降伏し、全体崩壊の様相を示した。

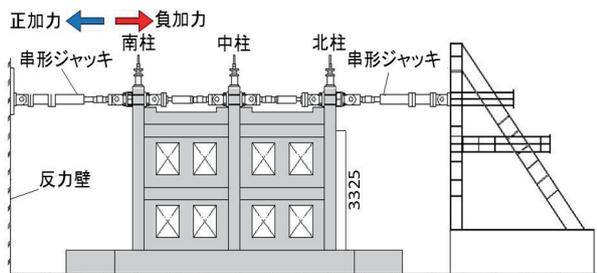


図5 加力装置

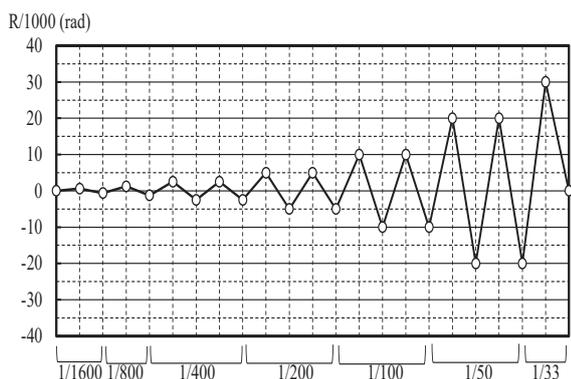
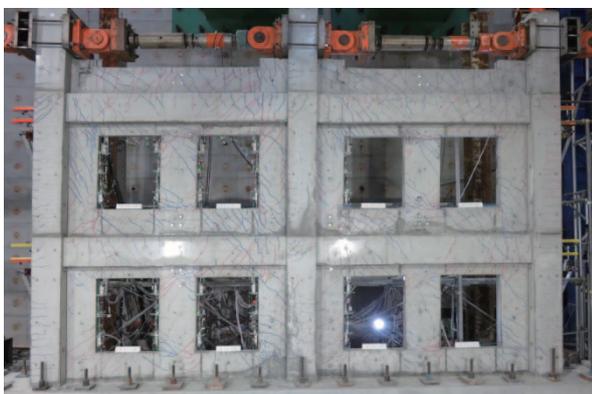


図6 加力ステップ



(a) 最大耐力時 (R=+1/100rad.)

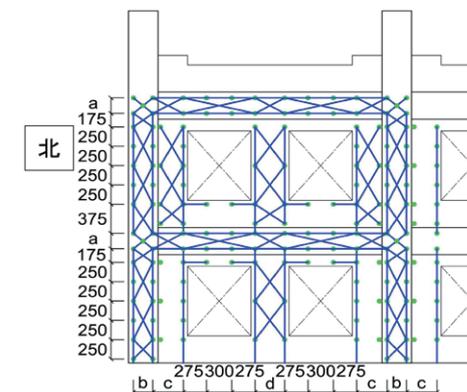


図7 変位計設置位置

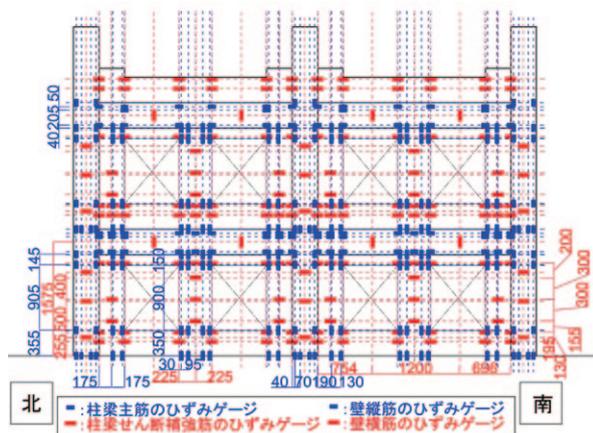
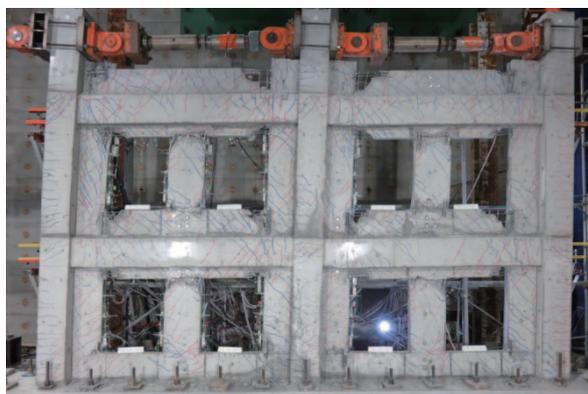


図8 歪みゲージ貼付位置



(b) 最終破壊状況 (R=+1/33rad.)

写真1 破壊状況

図9に各層の荷重変形関係を示す。図より、2層の層間変形角が1/200rad.程度で耐力がほぼ頭打ちとなり、その後1/100rad.まで耐力をほぼ維持していることが分かる。また各層の変形は2層が1層よりやや大きい状態で推移している。

図10に今回のUFC壁で補強した試験体と補強していない試験

体³⁾の最大耐力に対する層せん断力と全体変形角の関係を示す。層せん断力は2本の水平ジャッキの合計値を示している。正載荷と負載荷ともに補強した試験体がR=1/100まで高い耐力を維持しているが、無補強試験体はR=1/200で最大耐力に達した後に、急激な耐力低下を起こしている。その後、両試験体は耐力低下を起こしているが、大きな変形まで、無補強試験体の耐力を下回ることにはなかった。

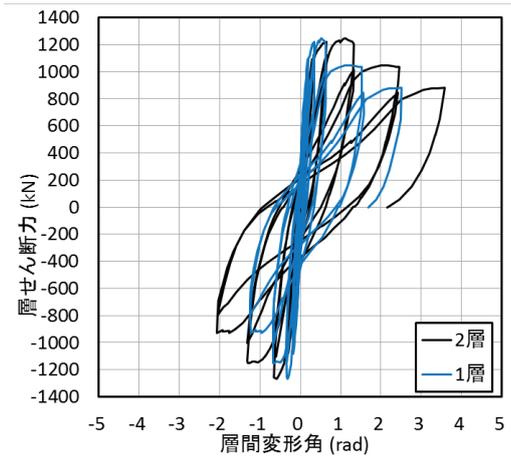


図9 補強試験体の各層の荷重変形関係

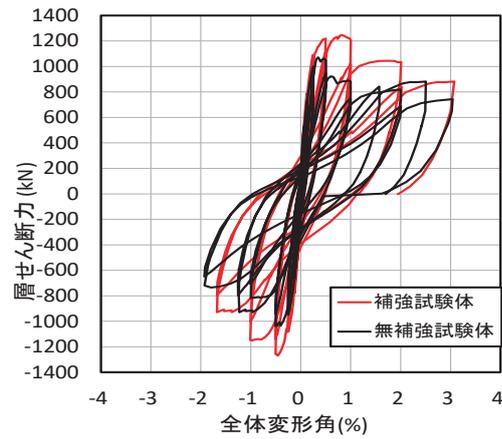
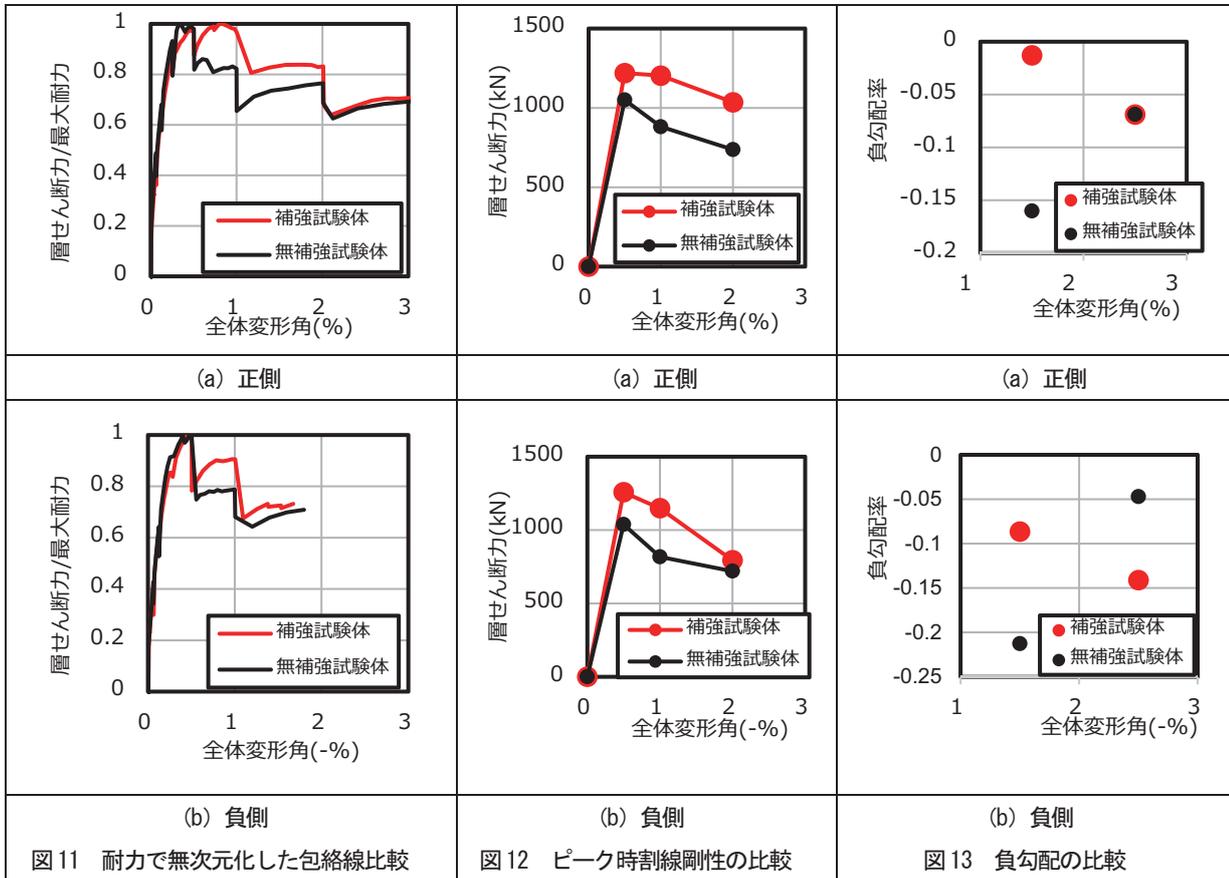


図10 両試験体の荷重変形の比較



0.5%で最大耐力を発揮した後、耐力低下を起こしている。しかしその耐力低下の程度は補強試験体の方が緩やかであることが分かる。

図12(a),(b)に正負において、原点とそれぞれ0.5%, 1.0%, 2.0%における各最大耐力点を結んだ直線を比較した図を示す。また図13(a),(b)に、正負における負勾配の比率を比較した図を示す。なお比率は、図12(a),(b)に示す0.5%以降の各点を結んで得られる勾配を、原点と0.5%点の割線勾配で除して算定した値である。図13(a),(b)より、1%までは補強試験体の負勾配の程度は極めて緩やかで、正側で約0.02、負側で0.09程度である。それ以降2%までは、正側では無補強試験体との差はほとんどなく、負側は無補強試験体に比べ負勾配の程度は大きい。このことは、補強により耐力低下が開始する変形を大きくできた

ことを示している。

(b-2) ひび割れ状況

図14(a),(b)に、補強試験体と無補強試験体の全体変形角 $R=1/200, 1/100, 1/50\text{rad}$ の2回目のピーク終了時の損傷状況を示す。黒塗りはコンクリートの剥落部分を示す。

$R=1/200$ において、補強試験体の方立て壁の中央部におけるひびわれ損傷が、無補強試験体のそれと比較して抑えられていることが分かる。これは方立て壁に貼り付けたUFC壁が剛体回転変形し、壁頭と脚部に損傷を集中させた結果、方立て壁のせん断変形成分が抑えられたものと推察される。よって方立て壁に典型的に生じる頭部から脚部にかけて生じる斜めひび割れが補強試験体では確認されなかった。また袖壁の生じるひび割れ損傷も比較的抑えている事が分かる。

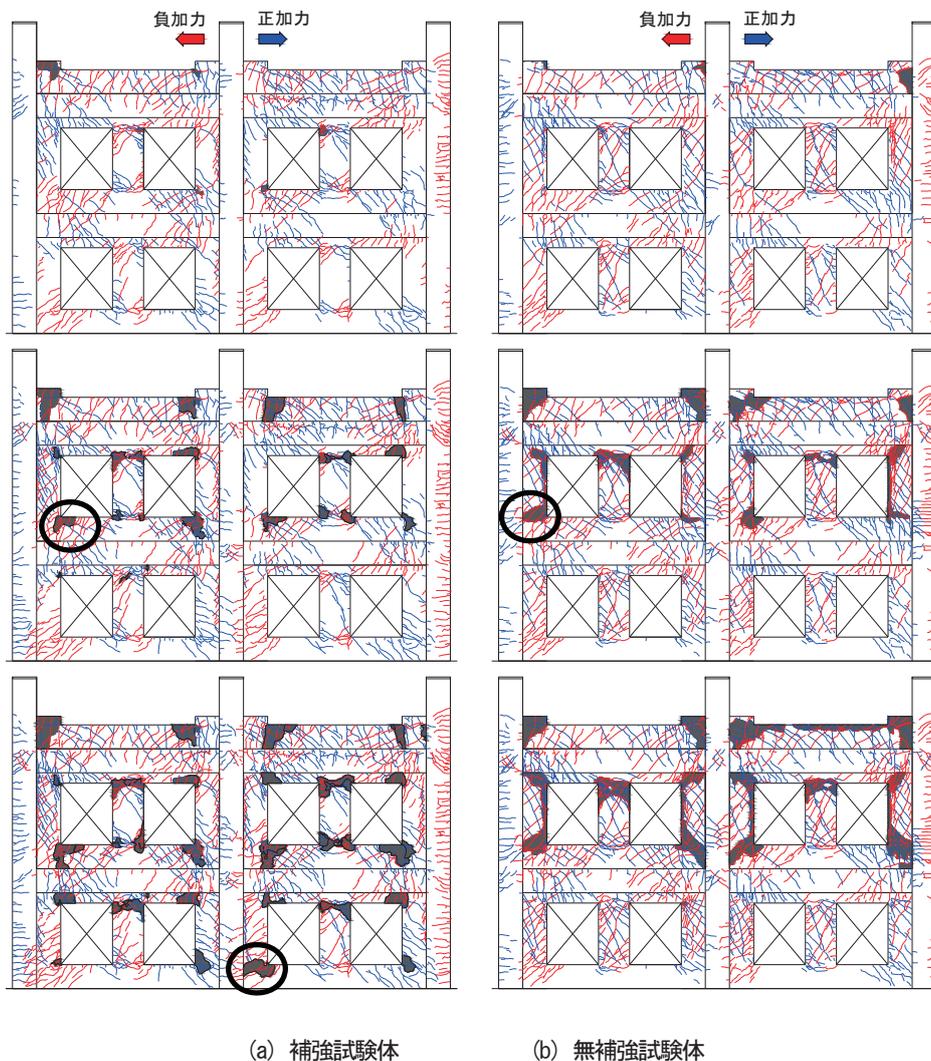


図14 ひび割れ状況 ((上段 $R=1/200\text{ rad}$, 中段 $R=1/100\text{ rad}$, 下段 $R=1/50\text{rad}$.)

R=1/100において、いずれの試験体も2階の壁部でコンクリートの剥落損傷が確認される。方立て壁については、いずれも壁頭部に剥落損傷が見られるが、補強試験体は脚部においても同様の損傷が確認される。また図中円印で囲んだ袖壁周辺においてもコンクリートの剥落が確認されるが、補強試験体においては、剥落位置が梁に取り付く腰壁端部に集中しているのに対し、無補強試験体は袖壁端部に集中している。このことは、UFC壁補強によって袖壁付き柱の曲げ耐力が壁付き梁のそれより大きくなったことで、損傷分布に変化が見られたものと推察される。このことは、当該補強方法が損傷部分を制御できることを示唆している。

R=1/50rad.において、無補強試験体は2階の壁に大きく剥落損傷が集中しているのに対して、補強試験体は1階の袖壁や方立て壁にも剥落損傷が確認される。また図中に円印で囲んでいる袖壁部の損傷については、1/100rad.同様、補強試験体の場合は腰壁に損傷が集中している。一方で1階中央の袖壁については腰壁上部位置の袖壁部に剥落損傷が確認される。このことはUFC補強によって2階壁付き梁が曲げ破壊し、かつその後最大耐力が低下することで、1階の袖壁付き柱の反曲点位置が上がり、1階袖壁付き柱脚部が曲げ破壊したと思われる。文献3)によると、無補強試験体は2階に損傷が集中する部分崩壊形であることが示されているが、補強試験体はUFC補強により全体崩壊形を形成したと考えられる。以上のことから、PcaUFC壁補強により、損傷低減に加え、建築物全体の崩壊形の制御ができたことを示しており、本補強工法の特徴が示された。

(b-3) 鉄筋降伏状況

図15(a),(b)に、各変形角における補強試験体と無補強試験体の、柱梁の主筋・せん断補強筋、壁の曲げ端部補強筋と横筋に貼り付けたひずみゲージの値から各鉄筋の降伏状況を示す。

両試験体においてほぼ最大耐力を発揮した R=1/200rad.において、方立て壁については、補強試験体は2階壁頭部の曲げ補強筋が降伏しているのに対し、無補強試験体は横筋が降伏している。このことは、前節で述べた通り、UFC補強によって方立て壁のせん断変形を抑えた結果と整合している。また補強試験体については、1階腰壁の端部の曲げ補強筋が降伏している。一方、補強試験体は袖壁フェイス位置の梁主筋が降伏しているが、無補強試験体は柱フェイス位置の3階梁主筋が降伏しており、危険断面位置が異なる。

R=1/100rad.において、補強試験体は1階柱脚部主筋が降伏しており、ほぼ全体崩壊形を形成していることが分かる。一方、無補強試験体では2層の部分崩壊形³⁾であることが確認される。

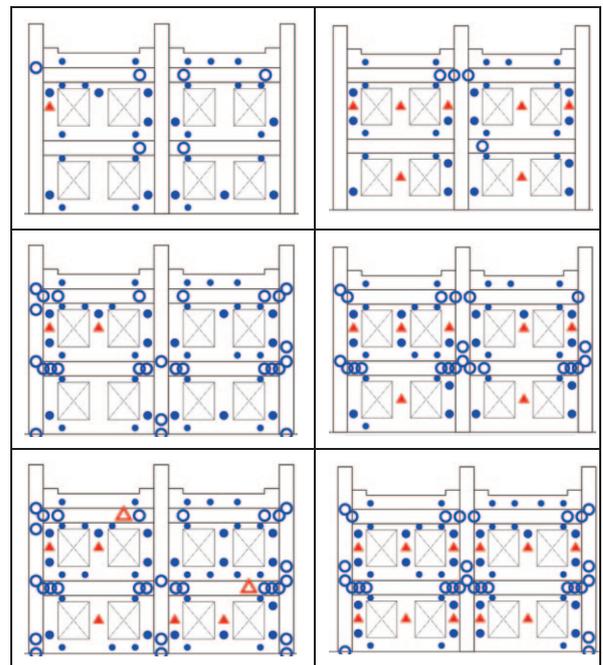
R=1/50rad.において、補強試験体では、3階梁のせん断補強筋が降伏しており、UFC壁により梁の危険断面位置が袖壁端部にあったことから、梁の負担するせん断力がこの変形レベルにおいても大きかったことが原因と推察される。

以上のことから、両試験体で部材の降伏状況が異なっており、UFCパネルを貼り付けることにより、崩壊形を全体崩壊形へと移行できたことが確認された。

(c) まとめ

PcaUFC壁を片面から袖壁および方立て壁に貼付けた2層2スパンの壁付き架構試験体に加力実験を実施し、当該補強効果について以下の知見が得られた。

- UFC壁を袖壁および方立て壁に貼り付けることにより、R=1/100まで最大耐力を維持することができ、R=1/50まで耐力低下の抑制効果、すなわち架構の靱性能の向上が見られた。
- 最大耐力近辺における補強した部材の損傷の低減効果が確認された。
- 架構の崩壊形を部分崩壊形から全体崩壊形へと変化させ、層変形分布の集中も改善することができた。



(a) 補強試験体 (b) 無補強試験体

○ : 柱梁主筋の降伏
● : 袖壁・方立壁の端部筋の降伏
● : 垂れ壁・腰壁の端部筋の降伏
△ : 柱梁せん断補強筋の降伏
▲ : 袖壁・方立壁の横筋の降伏

図15 鉄筋降伏状態
((上段R=1/200 rad., 中段R=1/100 rad., 下段R=1/50rad.))

3) まとめ

近年の大地震によって顕在化している RC 造非構造壁の損傷軽減による地震後継続使用性を確保する補強工法に関する検討として、超高強度繊維コンクリート (UFC) を用いて補強した袖壁付き柱試験体および部分架構試験体に対して、構造実験を行い以下の知見を得た。

袖壁付き柱試験体については、曲げ破壊する場合の骨格曲線評価方法を示し、その精度を検証した。またせん断破壊する場合においては補強後の破壊が想定と異なることを示し、その場合の強度評価の考え方を示した。

部分架構においては、補強の効果として、剛性強度の向上、既存 RC 壁の損傷低減、崩壊形の制御について確認された。本検討において実用化のための必要な技術資料を収集できた。

今後はこの補強工法をより広く展開するための検討が必要となる。

参考文献 V - (1)

- 1) 向井智久ほか: 超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト袖壁により補強された RC 柱の終局強度, 日本建築学会構造系論文集第 710 号, pp.637-645, 2015.4
- 2) 谷昌典ほか: 損傷低減及び構造的な改善を目指した RC 造方立壁の実大実験, コンクリート工学会年次論文報告集, Vol.37, No.2, pp.901-906, 2015
- 3) 内田崇彦ほか: RC 造非耐力壁付き 2 層 2 スパン架構の水平加力実験 その 8 実験概要, 破壊経過, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.265-266 2016
- 4) 向井智久, 石岡拓, 内田崇彦, 松浦恒久: プレキャスト UFC パネル接着により補強した RC 造壁付架構の実験的研究, 日本コンクリート工学会年次論文集, Vol.39, No.2, pp.889-894, 2017.7
- 5) 渡邊秀和, 向井智久, 石岡拓, 久保佳祐: プレキャスト UFC パネルを貼り付けた袖壁付柱部材のせん断耐力に関する研究, 日本コンクリート工学会年次論文集, Vol.40, No.2, pp.955-960, 2018.7
- 6) 久保佳祐, 向井智久, 石岡拓, 内田崇彦: UFC パネル補強した RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価, 日本コンクリート工学会年次論文集, Vol.40, No.2, pp.973-978, 2018.7
- 7) 内田崇彦, 向井智久, 坂下雅信, 石岡拓, 成瀬忠, 前川利雄, 谷昌典, 久保佳祐: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.291-292, 2017.8
- 8) 堀伸輔, 向井智久, 坂下雅信, 金川基, 近藤祐輔, 松浦恒久, 谷昌典, 山田崇人: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 2 損傷状況, 日本建

築学会大会学術講演梗概集, pp.293-294, 2017.8

- 9) 久保佳祐, 向井智久, 坂下雅信, 堀伸輔, 金川基, 近藤祐輔, 松浦恒久, 谷昌典, 衣笠秀行: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 3 損傷分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.295-296, 2017.8
- 10) 坂下雅信, 向井智久, 石岡拓, 成瀬忠, 内田崇彦, 前川利雄, 谷昌典, 衣笠秀行: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 4 荷重変形関係と補強効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.297-298, 2017.8
- 11) 久保佳祐, 向井智久, 渡邊秀和, 石岡拓, 堀伸輔, 内田崇彦, 谷昌典, 衣笠秀行: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 5 せん断実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.389-390, 2018.9
- 12) 渡邊秀和, 向井智久, 金川基, 前川利雄, 松浦恒久, 谷昌典, 久保佳祐, 工藤陸: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 6 せん断実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.391-392, 2018.9
- 13) 近藤祐輔, 向井智久, 渡邊秀和, 石岡拓, 金川基, 松浦恒久, 谷昌典, 久保佳祐: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 7 曲げ実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.393-394, 2018.9
- 14) 金川基, 向井智久, 渡邊秀和, 谷昌典, 堀伸輔, 内田崇彦, 近藤祐輔, 衣笠秀行: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 8 曲げ実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.395-396, 2018.9
- 15) 田沼毅彦, 向井智久, 渡邊秀和, 谷昌典, 石岡拓, 金川基, 松浦恒久, 工藤陸: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 9 開口の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.397-398, 2018.9
- 16) 石岡拓, 田沼毅彦, 向井智久, 渡邊秀和, 谷昌典, 堀伸輔, 内田崇彦, 前川利雄: 壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷軽減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験 その 10 実用化に向けた施工試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.399-400, 2018.9

(2) 杭基礎構造システムの構造性能評価

1) 研究背景と目的

2011年の東日本大震災では、構造設計時に十分な検討が明示的に求められていない部位の損傷が顕在化し、その結果、当該建築物が地震後、継続使用できなくなる事例が確認されている¹⁾。上記の典型的被害の一つとして杭基礎の被害が挙げられる。現行基準において杭基礎は中小地震における損傷制御を目的とした設計が行われているものの、大地震後の継続使用性を確保するための基礎構造の終局限界状態における構造性能に基づく設計はほとんど行われていない。そのような中、近年の研究として、東日本大震災にて被災した既製杭を対象とした被害再現のための曲げせん断実験²⁾をはじめとして、種々の既製杭の杭頭曲げせん断実験³⁾、杭・パイルキャップ・基礎梁を有する部分架構実験⁴⁾等の他、東北太平洋沖地震によって被災した杭基礎構造の被害要因分析のための解析的検討^{5,6)}に加え、大地震の地盤の応答変位を考慮した杭基礎構造を対象とした構造設計法についての検討^{7,8)}が実施されつつある。また継続使用の観点においては、杭基礎が損傷した場合に補修補強を行い、その後も建築物を継続使用することがあり、例えば、東日本大震災において杭頭部等が損傷した後に補修補強を行う事例が散見⁹⁾されており、それに関連して補修補強後の構造性能評価に関する実験¹⁰⁾が行われている。一方で、大地震時に靱性を期待した杭部材として場所打ちコンクリート杭があるが、大地震時の地盤変位等の影響を想定した構造性能評価のための杭頭曲げせん断実験¹¹⁾が実施されている。

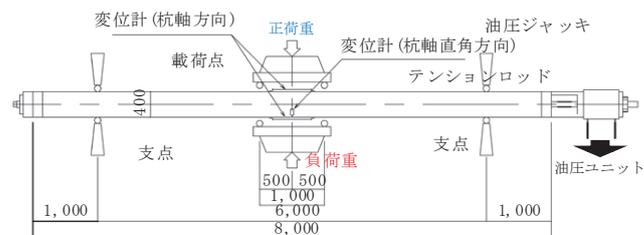
一方、日本建築学会からは2017年に基礎構造の構造性能を示した指針案¹²⁾が刊行され、大地震時に対する杭基礎構造を対象とした構造性能評価に資する技術資料が纏められつつある。このように、近年の大地震時に対する技術資料の整備のための杭基礎構造に関する研究活動が精力的に実施されている。

そこで本研究では、上記の研究背景を踏まえ、大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に資する技術資料の収集を目的とした実験的研究を行った。ここでの杭基礎構造システムとは、杭および杭周辺に付帯するパイルキャップ、基礎梁、柱部分の総称である。

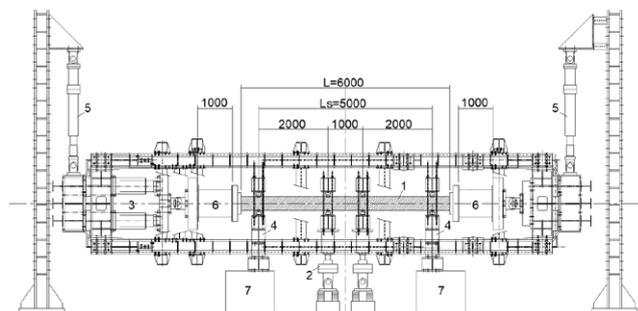
2) 既製杭の構造性能評価

大地震時の既製コンクリート杭の曲げ挙動の把握を目的として、42体の既製コンクリート杭試験体を用いて曲げ実験を実施した。試験体は全て杭径φ400の既製コンクリート杭であり、コンクリートの設計基準強度は105N/mm²である。試験体は17体のPHC杭、17体のPRC杭、8体のSC杭である。導入した軸力は、杭の

基本的な性能把握のために軸力比0~0.2程度とした試験体だけでなく、大地震時を想定して引張軸力（最大で軸力比0.40）や、高圧縮軸力（最大で軸力比0.52）とした試験体もある。実験は、図1に示す載荷装置を用いて実験を行った。載荷は、2点載荷単純梁方式の曲げ実験である。



(a) 中軸力（軸力比0~0.2程度）用載荷装置



1:試験体 2:載荷ジャッキ (押400t/引150t×2台) 3:軸力ジャッキ (押500t/引200t×4台)
4:試験体支持点 5:フレーム自重相殺用吊上げジャッキ 6:スパーサー 7:コンクリートブロック

(b) 引張軸力または高軸力用載荷装置

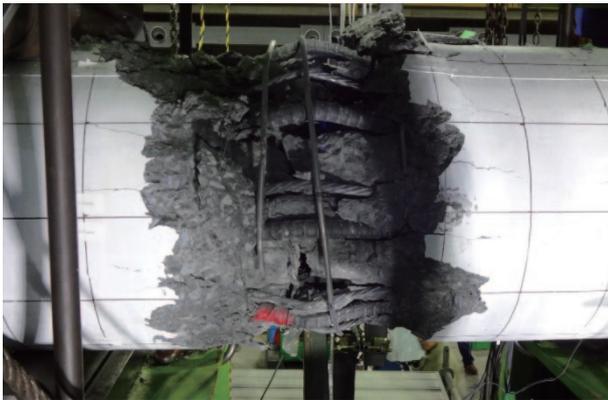
図1 曲げ実験載荷装置

実験結果の分析およびファイバーモデルを用いた曲げ解析を行い、以下のような知見を得た。

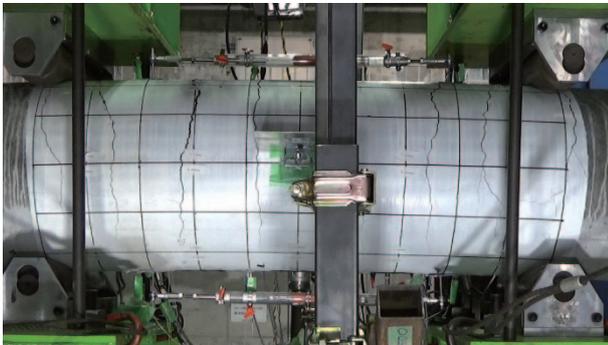
- (1) PHC杭とPRC杭は、コンクリートの圧壊（図2(a)）またはPC鋼棒の破断（図2(b)）によって耐力が決定した。PHC杭とPRC杭が曲げ圧壊する場合は脆性的な破壊となったため、現状では十分な安全率を持った設計が必要になる。大地震時を想定した設計を行うためには、現状よりも靱性のある杭の開発が必要なのことがわかった。
- (2) PHC杭とPRC杭について、ファイバーモデルを用いた曲げ解析を2ケース実施した。一つは既往の学会指針案¹²⁾の方法を用いたものであり、もう一つは本研究で提案した評価法である。その結果、最大耐力時の曲げモーメントは2ケースとも概ね評価できた。一方、最大耐力時の曲率の評価では、本研究で提案した評価法を用いることで評価精度が向上したことが確認できた。

(3) SC 杭は、鋼管の局部座屈 (図 2 (c)) により耐力が決定した。ただし、引張軸力を加えた SC 杭については終局状態を実験によって確認できなかった。曲げ性状を適切に評価するためには、繰返し挙動を含む鋼管のモデル化や、鋼管によって拘束されたコンクリートのモデル化 (ひずみ軟化域の応力低下性状評価や曲げ圧縮限界ひずみの評価) が必要である。

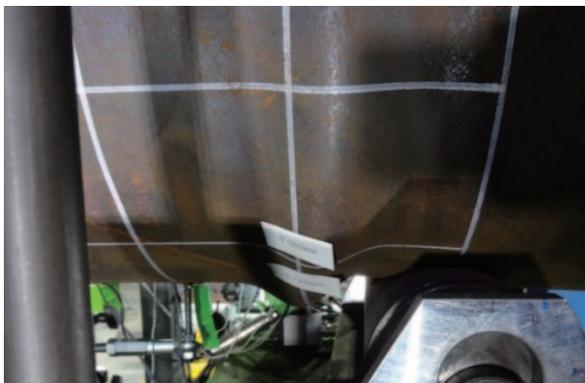
大地震時の既製コンクリート杭のせん断挙動の把握を目的として、9 体の既製コンクリート杭試験体を用いて構造実験を実施した。曲げ実験と同様に、試験体は全て杭径 $\phi 400$ の既製コンクリート杭であり、コンクリートの設計基準強度は 105N/mm^2 である。試験体は PHC 杭 3 体、PRC 杭 6 体である。導入した軸力は、大地震時を想定して引張軸力 (最大で軸力比 0.26) や、高圧縮軸力 (最大で軸力比 0.34) とした。実験は、図 3 に示す荷重装置を用いて実験を行った。中央のジャッキを逆方向に動かすことで、試験体に逆対称曲げモーメントが作用する曲げせん断実験である。



(a) コンクリートの圧壊によって耐力が決定した試験体

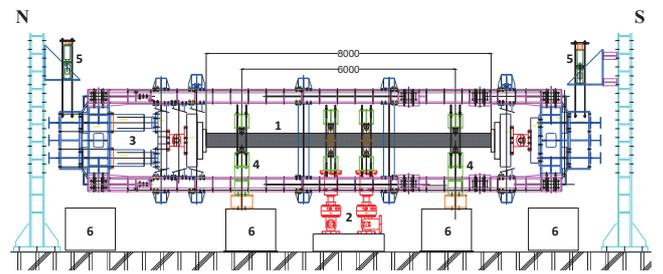


(b) PC 鋼棒の破断によって耐力が決定した試験体



(c) SC 杭の局部座屈

図 2 試験体最終破壊性状

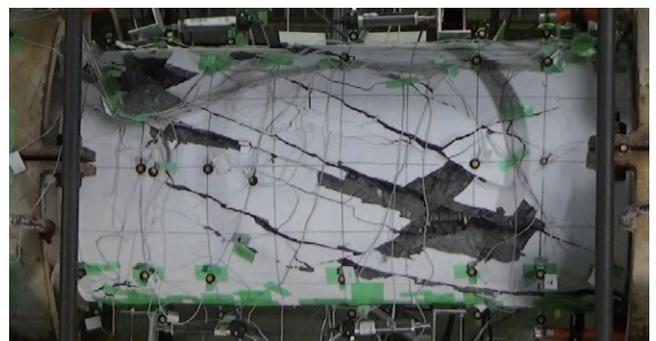


1:試験体 2:荷重ジャッキ (押400t/引150t×2台) 3:軸力ジャッキ (押500t/引200t×4台)
4:試験体支持点 5:フレーム自重相殺用吊上げジャッキ 6:コンクリートブロック

図 3 曲げせん断実験荷重装置



(a) 軸方向ひび割れを伴う破壊試験体



(b) せん断破壊試験体

図 4 試験体最終破壊性状

実験結果の分析および既往の評価式¹²⁾を用いた最大耐力の評価を行い、以下のような知見を得た。

- (1) 比較的高圧縮軸力を作用させたPHC杭およびPRC杭4体において、既往の既製杭の実験では報告されていない、杭体軸方向に平行して走る軸方向ひび割れを伴う破壊(図4(a))が見られた。これらの試験体について、既往のせん断終局耐力評価式¹²⁾を用いて最大耐力を評価したが、4体すべてで危険側の評価となった。
- (2) 軸方向ひび割れを伴った試験体について、既往の文献を参考に軸方向ひび割れ耐力についての検討結果を示した。試験体の軸方向にひび割れ面を仮定することによって軸方向ひび割れの評価を行う耐力式の提案を行い、実験結果を評価した結果安全側に評価できた。提案式の評価精度を向上させるためには、追加検討により精度検証が必要である。
- (3) 引張軸力下の3体および中圧縮軸力下のPRC杭2体ではせん断破壊もしくは曲げ降伏後のせん断破壊(図4(b))となった。これらの試験体では、既往のせん断終局耐力評価式¹²⁾を準用してせん断耐力を算出し最大耐力を評価した場合、安全側の評価となることが確認された。

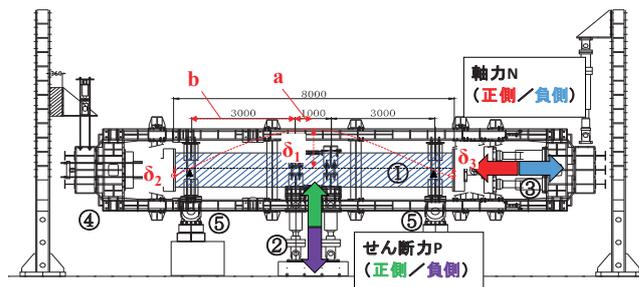
3) 場所打ち鋼管コンクリート杭の構造性能評価

大地震時の場所打ち鋼管コンクリート杭の曲げ挙動の把握を目的として、5体の場所打ち鋼管コンクリート杭試験体の実験を実施した。試験体は杭径φ1200、鋼管厚さ9mmの場所打ち鋼管コンクリート杭であり、コンクリート圧縮強度は30N/mm²程度である。試験体5体のうち、2体は鋼管内に異形鉄筋を軸方向に配筋した試験体であり、残り3体は鉄筋を配筋していない試験体である。試験体の軸力は、大地震時を想定して荷重区間の最大曲げモーメントに応じて変動させた。その際、引張軸力は最大で軸力比0.15、圧縮軸力は最大で軸力比0.43とした。実験は、図5に示す荷重装置を用いて実験を行い、2点荷重単純梁方式の曲げ実験である。

実験結果の分析および平面保持を仮定した曲げ解析を行い、以下のような知見を得た。

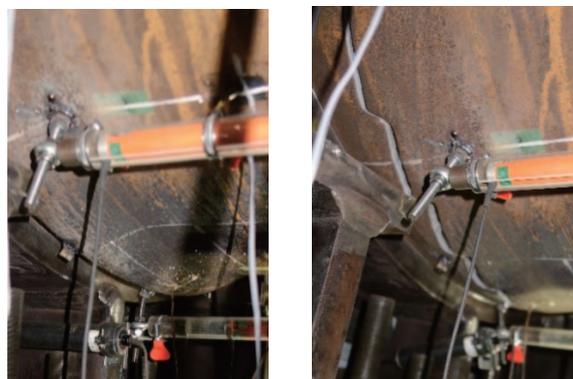
- (1) 全ての試験体において、鋼管の局部座屈によるものと思われる鋼管の膨れ上がりが観測された(図6(a))。その後、局部座屈を生じた箇所の鋼管が破断した(図6(b))。破断後、せん断力を除荷した後に、長期軸力を負担できたことは確認している。既往の曲げ終局耐力評価式¹²⁾では規定のない局部座屈という破壊モードが明らかとなった。
- (2) 平面保持を仮定した曲げ解析により、実験で見られた局部座屈発生する前において、圧縮縁コンクリートの圧縮限界歪到

達時の曲げモーメントの評価を行った。適切なコンク



①試験体 ②鉛直荷重ジャッキ (400t/175t×2台, 200t/100t×4台)
③軸力ジャッキ (500t/200t×4台) ④荷重フレーム ⑤支持点クレビス

図5 場所打ち鋼管コンクリート杭荷重装置



(a) 局部座屈 (b) 鋼管破断

図6 場所打ち鋼管コンクリート杭試験体破壊性状

リートモデルを用いることによって、実験結果を精度よく評価することができた。

4) 場所打ちコンクリート杭の構造性能評価

大地震時の場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げ挙動およびせん断挙動の把握を目的として、9体の場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いて構造実験を実施した。また、曲げ破壊した3体の試験体に対して、モルタル補修および鋼板巻き立て補強を施し、再度荷重を行い、補修または補強を施した場合の杭の耐震性能についても実験的に確認した。試験体は全て杭径φ400の場所打ち鉄筋コンクリート杭であり、コンクリート設計基準強度は33N/mm²である。基準試験体に対して、軸力比やせん断スパン比を変化させて試験体パラメータとした。また、軸力は軸力比0.15または0.40の一定軸力としたが、一部の試験体は大地震時を想定した変動軸力を作用させた。その際、引張軸力は最大で軸力比0.20、圧縮軸力は最大で軸力比0.40とした。実験は、図7に示す荷重装置を用いて実験を行った。

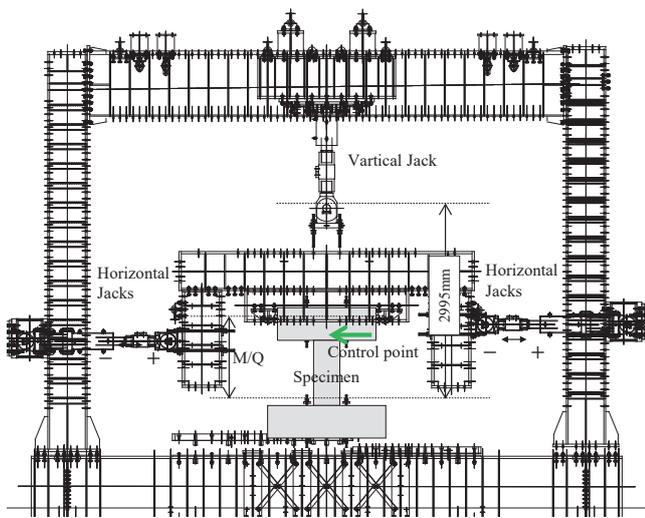


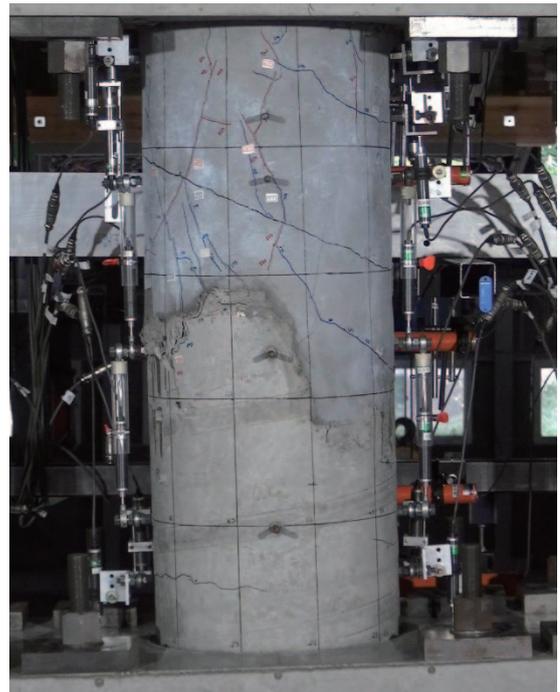
図7 場所打ちコンクリート杭載荷装置

実験結果の分析および既往の評価式¹³⁾を用いた検討を行い、以下のような知見を得た。

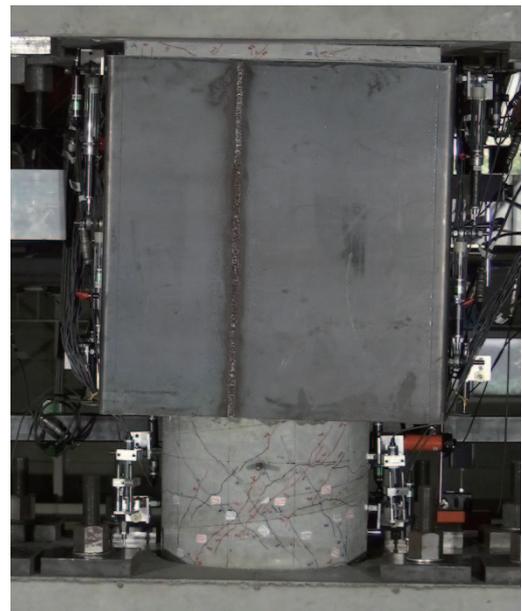
- (1) 実験を行った場所打ちコンクリート杭（通常の杭の配筋を想定）は、曲げ破壊またはせん断破壊した。この時の曲げ耐力実験値およびせん断耐力実験値は、既往のRC造柱のそれぞれの耐力評価式¹³⁾を用いることで、安全側に評価できた。
- (2) 損傷後に杭頭部を補修した試験体（図8(a)）では、モルタル補修によって補修前の8割程度まで耐震性能を復旧することができることがわかった。
- (3) 損傷後に杭頭部を鋼板巻き立て補強し、十分な定着長を有するあと施工アンカーを曲げ補強筋として用いた試験体（図8(b)）では、補強前に比べて剛性・耐力を向上することができることがわかった。

5) 杭基礎構造システム部分架構実験

過去の地震被害をみると、杭体頭部の被害に比べて杭頭接合部を含むパイルキャップの被害は比較的少なく、耐震上の課題が余り明確でなかった。そのため、パイルキャップや杭頭接合部に関する実験的な研究は少なく、既往の文献¹²⁾で紹介されている構造性能評価法は、十分に検討されているわけではない。一方で、大地震後の継続使用性を確保するための基礎構造の終局限界状態における構造性能に基づく設計の開発のためには、杭の杭頭部だけでなく、パイルキャップや杭頭接合部の構造性能評価が必要である。そこで本研究ではパイルキャップや杭頭接合部の構造性能の把握



(a) モルタル補修を施した試験体



(b) 鋼板巻き立て補強を施した試験体

図8 場所打ち鋼管コンクリート杭試験体破壊性状

や、杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として、16体の杭基礎構造システム部分架構試験体を用いて構造構造実験を実施した。この試験体は、例えば図9のように杭、パイルキャップ、基礎梁、柱で構成されたト形の部分架構試験体を基本とした。部分架構試験体は実大スケールの試験体が4体、縮小試験体が12体である。

実大部分架構試験体は、杭径φ800の場所打ち鉄筋コンクリート杭を用いた試験体2体と、杭径φ400の既製鋼管コンクリート杭を用いた試験体2体である。杭径φ400の試験体では、杭頭接合筋の鉄筋量をパラメータとして杭頭接合部の破壊についての検討を行った。試験体の軸力は、大地震時を想定して杭頭接合面の最大曲げモーメントに応じて変動させることを基本とした。その際、引張軸力は最大で杭に対する軸力比0.49、圧縮軸力は最大で杭に対する軸力比0.54とした。実験は、図9(a)に示す荷装置を用いて実験を行った。

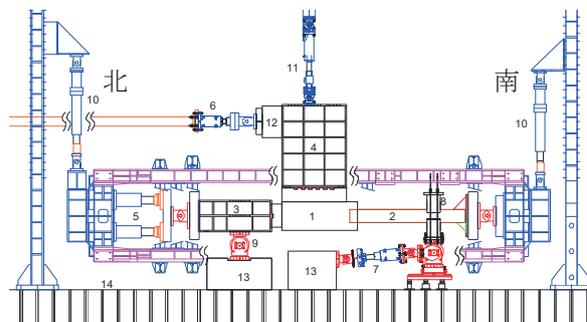
縮小部分架構試験体は、杭径φ190、鋼管厚45mmの鋼管杭を用いた試験体12体である。試験体パイルキャップ内の配筋方法(標準型・かご筋型)をパラメータとして、パイルキャップせん断耐力の検討をおこなった。また、杭頭接合筋の鉄筋量をパラメータとして杭頭接合部の破壊についての検討を行った。杭基礎構造システム全体の地震時挙動の把握を目的として、取付く柱を偏心させた試験体や袖壁付き柱とした試験体を用いて実験を行った。試験体の軸力は、柱に対する軸力比0.30とした。実験は、図9(b)に示す荷装置を用いて実験を行った。

実験結果の分析および既往の評価式^{例えは12)}を用いた検討を行い、以下の知見を得た。

- (1) 実験を行った部分架構試験体は、パイルキャップせん断破壊(図10(a))、杭頭接合部破壊(図10(b))、柱脚曲げ破壊(図10(c))、杭頭部曲げ破壊などの破壊が見られた。
- (2) 既往の実験に基づいたパイルキャップせん断耐力式¹²⁾について、接合部の有効断面、有効鉄筋、作用軸力の評価を修正した評価式の提案をおこなった。提案式を用いて、パイルキャップせん断破壊した試験体の結果を精度良く評価することができた。一方で、トラス・アーチ理論に基づくパイルキャップせん断耐力式の提案も行った。こちらの提案式でも、パイルキャップせん断破壊した試験体の結果を精度良く評価することができた。
- (3) 杭頭接合部破壊の試験体では、杭頭接合面における杭頭接合筋の降伏後に杭頭接合部周辺のコンクリートの破壊によって耐力が決定した。このコンクリートの破壊は、杭頭接合面の圧縮側(支圧部)コンクリートだけでなく、杭頭を埋め込んだ側面のコンクリートも、杭体でのこ作用によって損傷が見られた。既往の評価式^{例えは12)}を用いて、試験体の耐力評価を行ったところ精度良く評価出来たとは言えなかった。これは、①杭頭接合面の圧縮側(支圧部)コンクリートが支圧効果によって強度が上昇していること、②杭頭部のパイルキャ

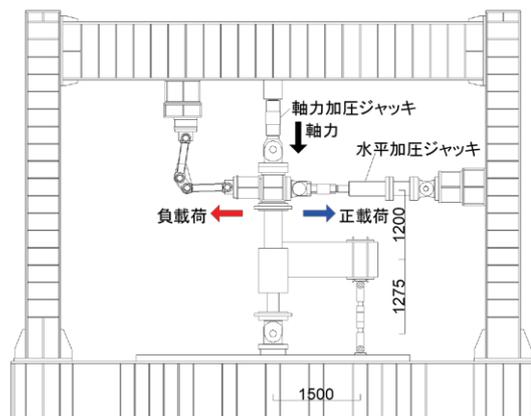
ップ内への埋め込みによるてこ作用曲げモーメント耐力寄与分は陽に含まれていないことが原因と考えられる。杭頭接合部破壊の評価では、これらの抵抗機構に関する検討が必要であることがわかった。

- (4) 偏心柱や袖壁付き柱を用いた試験体では、取付く柱の影響により、パイルキャップ内の応力状態が変化することがわかった。特に柱を偏心させた場合、破壊モードがパイルキャップせん断破壊から柱脚破壊に変化した。大地震時における杭基礎構造システム全体の挙動の把握のためには、今回の実験結果を基に、システム全体の設計モデル(危険断面位置、剛域の設定、保証設計の手法など)に関する検討を行う必要があることがわかった。



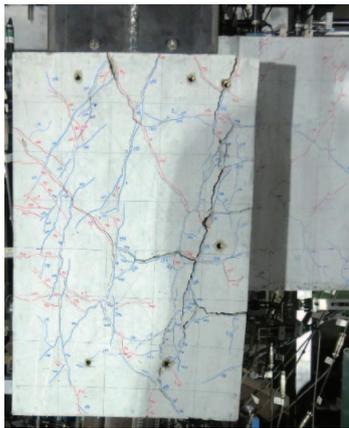
1:パイルキャップ, 2:SC杭, 3:鉄骨柱, 4:鉄骨梁, 5:軸力ジャッキ(押500t/引200t×4台), 6:水平力載荷ジャッキ(押400t/引150t×2台), 7:水平反力用ジャッキ, 8:杭側支持点, 9:柱側支持点, 10:フレーム自重相殺用ジャッキ, 11:試験体自重相殺用ジャッキ, 12:スパーサー, 13:コンクリートブロック, 14:反力床

(a) 実大部分架構試験体 荷装置



(b) 縮小部分架構試験体 荷装置

図9 部分架構試験体 荷装置



(a) パイルキャップせん断破壊

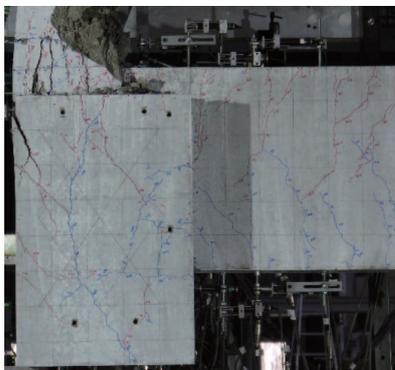


パイルキャップ底面



パイルキャップ側面

(b) 杭頭接合部破壊



(c) 柱脚曲げ破壊

図 10 部分架構試験体 試験体破壊性状

6) 鉛直支圧強度を確認するための要素実験

パイルキャップを有する杭基礎構造システムでは、杭頭接合面破壊が破壊モードの一つとして考えられる¹²⁾。杭に既製杭を用いる場合、この杭頭接合面破壊の計算において文献¹²⁾では、杭頭部とパイルキャップコンクリート間での支圧強度を用いている。耐震指針¹²⁾では、杭中空断面とし、その断面に対する支圧の圧縮強度増大係数は 2.0 を上限とすることが提案されているが、パイルキャップ部の配筋による支圧強度の上昇の効果についての検討は

されていない。そこで本研究では、17 体の縮小試験体を用いて、支圧強度に関する要素実験を行った。基準試験体はパイルキャップを模した 250mm×250mm、高さ 310mm の直方体である。図 11 に示すように、試験体の上部に中空円形の支圧盤（径 150mm）を取付け、支圧盤が試験体にめり込むように、一軸単調押し切り载荷を行った。そのほかの試験体は、試験体のサイズや配筋、支圧盤のサイズなどを変更して試験体パラメータとした。特に、試験体の配筋量や中子筋の配置を変化させることで、支圧強度に有効な配筋方法についての検討を行った。

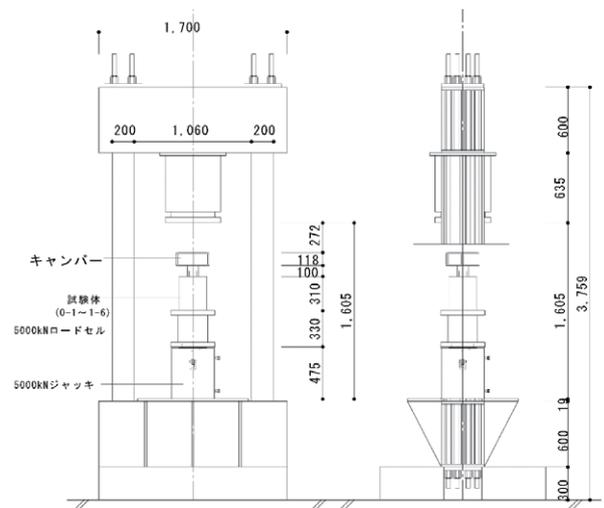
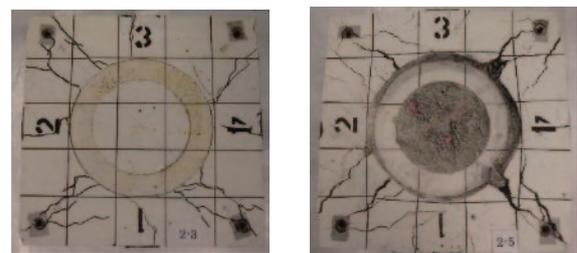


図 11 载荷装置



中子筋なし

中子筋有り

図 12 最終破壊状況

実験結果の分析および既往の評価式¹⁴⁾を用いた最大耐力の評価を行い、以下のような知見を得た。

- (1) 試験体はすべてコンクリートの支圧破壊となった。図 12 に示すように、実験中に加力方向に割裂ひび割れが発生し、最大耐力以降はそのひび割れが拡大した。
- (2) 鉄筋の配筋の方法により支圧強度および終局変形（最大耐力の 80%に低下するときのめり込み変形）が大きくなることがわかった。特に、中子筋を配筋することで支圧強度および終局変形が上昇することがわかった。また、支圧盤直下の配筋が有効に効いていることが確認出来た。
- (3) 既往の評価式¹⁴⁾を用いて支圧強度の検討を行った結果、中子筋を配筋した試験体の実験値は計算値よりも大きくなったことがわかった。中子筋の効果を適切に評価するためには、中子筋による支圧強度上昇を考慮した支圧強度式の提案が必要であることがわかった。

7) まとめ

本研究では、大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に資する技術資料の収集を目的として、既製コンクリート杭体、場所打ち鋼管コンクリート杭体、場所打ちコンクリート杭体（補修補強を含む）、RC 造パイルキャップ性能把握および部分架構のモデル化のための部分架構実験、架構の圧縮靱性確保のためのパイルキャップ支圧実験に関する一連の実験研究で得られた結果を示した。

杭体に関する構造性能の把握を行い、大きな軸力が作用する場合の既製コンクリート杭体の脆性破壊モードの評価、場所打ち鋼管コンクリート杭の鋼管部の屈座破断に伴う破壊、パイルキャップの終局強度評価、接合面における破壊モードに関する知見を得た。今後、これらの知見を纏めて地震後の継続使用性確保に資する杭基礎構造システムの工法とそれに応じた設計方法を検討することが必要である。

参考文献 V- (2)

- 1) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 国土技術政策総合研究所資料第 674 号, 建築研究資料第 136 号, 2012.3
- 2) 金子治, 中井正一, 阿部秋男, 向井智久:東北地方太平洋沖地震における杭基礎被害の要因分析に向けた検討 その 3 杭基礎の強度・変形特性に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2014.9, pp.699-700
- 3) 長澤他 既製コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究, AIJ 大会学術梗概集, pp757-758, 2016
- 4) 岸田慎司, 伊藤宏亮, 向井智久, 柏尚稔, 平出務, 谷昌典, 金子治, 小林勝己, 飯場正紀, 土方勝一郎:既製杭・RC 杭を用いたト型部分架構に対

する静的載荷実験 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2015.9

- 5) 金子治, 川股紫織, 中井正一, 関口亨, 向井智久:東北地方太平洋沖地震における杭基礎の被害要因に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集第 717 号, pp.1699-1706, 2015.11
- 6) 土方勝一郎, 吉田洋之, 平出務, 飯場 正紀, 向井智久, 柏尚稔:東北地方太平洋沖地震において杭基礎が大破した建物の被害要因分析 その 4 建物-杭-地盤連成解析による検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.221-222, 2015.9
- 7) 若林博, 三町直志, 永田敦, 柏尚稔, 溜正俊, 倉持博之, 向井智久, 平出務, 飯場正紀:地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価 その 5 杭基礎の耐震設計フローと耐震性能評価方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.53-54, 2015.9
- 8) 伊藤裕一, 向井智久, 田所敦志, 田沼毅彦, 草刈崇圭, 柏尚稔, 小田聡:地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価 その 9 高層壁付き共同住宅の杭基礎の耐震設計・評価例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.47-48, 2016.8
- 9) 尻無濱昭三, 金子治, 平出務, 向井智久:東日本大震災において基礎杭が被災した共同住宅の被害と補修, 補強事例, コンクリート工学, Vol.53, No.3, pp.283-288, 2015.3
- 10) 平出務, 向井智久, 岸田慎司, 柏尚稔, 坂下雅信, 小林勝己, 金子治:既製杭・RC 杭を用いたト形部分架構に対する静的載荷実験 その 3 補修を施した場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.387-388, 2016.8
- 11) 柏尚稔, 坂下雅信, 向井智久, 平出務:静的載荷実験に基づく杭頭部の損傷度評価法の検討, 日本地震工学会大会, P3-31, 2016.9
- 12) 日本建築学会:鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説, 2017.3
- 13) 国土交通省住宅局建築指導課(ほか):2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015
- 14) 日本建築学会:プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015, pp71-72

VI 被災建築物の地震後損傷を評価する計測技術に関する検討

(1) 測位衛星技術を用いた計測手法とその精度

建築研究所で保有する強震観測システムと宇宙航空研究開発機構(JAXA)が保有する衛星測位システムを用いた建築物の変形観測システムを相互に融合させた新たなシステム開発について、共同観測を行うための対象として、建築研究所が保有する建屋と JAXA が保有する免震構造である建屋を選定し、前者に建築物上部と地上に衛星測位データを受信する装置を設置し観測を開始した。これまでに、震度 2 程度の揺れを複数回観測できたため、それぞれの観測データの分析を進めた。また双方のデータはそれぞれのシ

ステムで記録されているため、双方のデータの一括収集および分析できる包括的なシステム構築を目標とした検討を実施している。

また民間企業が有する衛星測位システムを用いた残留変形評価手法構築のための観測を行う。JAXA が有するシステムより廉価な分、測定精度は落ちるがその分を計測データの解析手法により計測精度の向上を図る予定であり、これらのシステムの有用性を建築研究所本館および新館、さらには長崎県端島における住棟において検証し、データ分析手法を開発した。以下検討概要を示す。

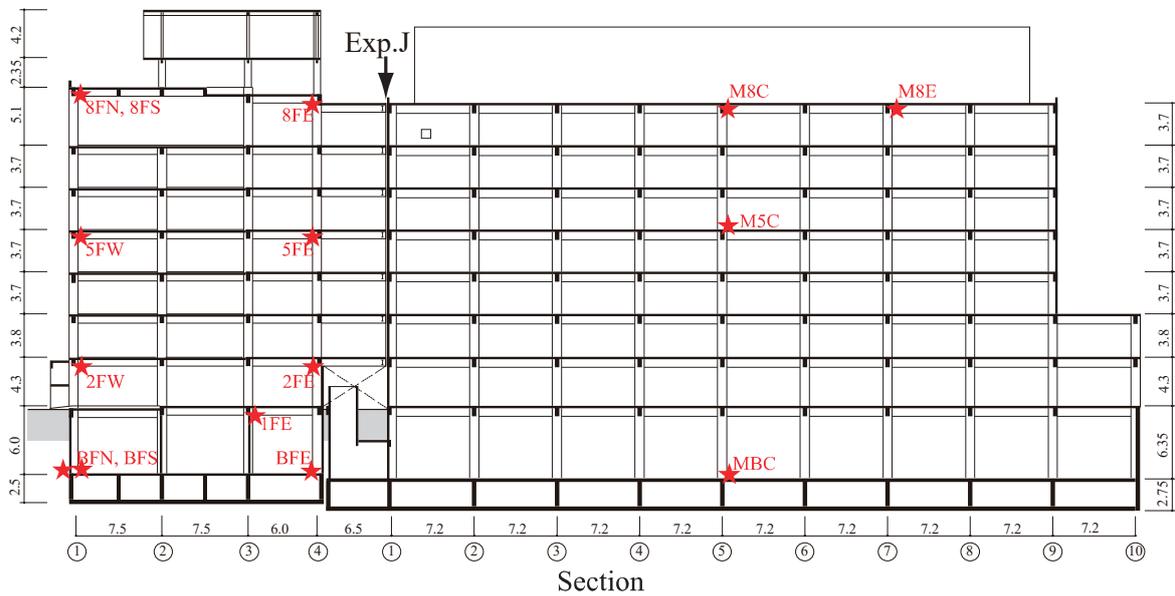


図1 建築研究所本館・新館(ANX)の加速度計配置(断面)

表1 本研究期間で得られた強震記録

No.	発震時	h (km)	M	震央	Δ (km)	I_{JMA}
1	2017/10/01 10:25	5	4.9	茨城県北部	92	1.3
2	2017/10/03 04:01	8	4.2	茨城県北部	86	1.2
3	2017/10/06 23:56	53	5.9	福島県沖	144	2.3
4	2017/10/18 07:40	45	3.7	茨城県南部	18	0.7
5	2017/11/02 22:31	74	4.3	茨城県沖	97	0.9
6	2017/11/03 21:38	8	4.8	茨城県北部	86	2.2
7	2017/11/05 16:30	49	4.0	茨城県南部	20	1.5
8	2017/11/30 22:02	42	3.9	茨城県南部	19	1.3
9	2018/01/06 00:54	71	4.7	東京湾	55	1.8
10	2018/02/26 01:28	40	5.8	福島県沖	217	2.2
11	2018/03/30 08:17	56	5.1	茨城県沖	60	2.9

1) 建築研究所建屋を対象とした検討

(a) 建築物概要

解析対象とする建築物はSRC造庁舎建築物である。平成10年に建設された地上8階、地下1階、塔屋1階で、延床面積約5000m²、建築物高さ約31m、各方向3スパンの規模である。桁行方向が約21.0m、梁間方向が約26.0m。使用材料はコンクリート (Fc-24[N/mm²])、鉄筋 (D10~16, SD295, D19~:SD345)、鉄骨 (柱梁: SM490, 一部: SS400) で、直接基礎である。

対象建築物は東北地方太平洋沖地震後、補修工事が行われてい

る。対象建築物には竣工直後から強震観測システムが導入されており、以来継続的に観測が行われている。地震計 (図1参照) は、近傍の地盤、地下1階、1階、2階、5階、8階に設置されている。

(b) 強震観測概要と結果

2017年10月以降、ANX及びJAXAの両者で共通に強震記録が得られた地震の一覧を表1に示す。2017年11月以降で、ANX地表及びJAXA基礎上の両者で震度2以上となった地震を赤字で示している。

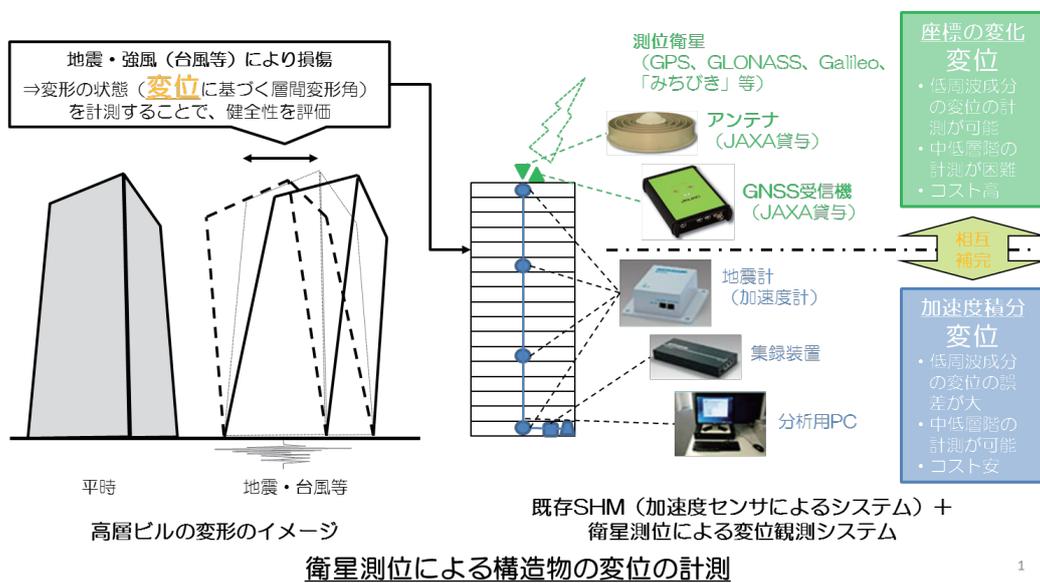


図2 衛星測位による変位計測と構造ヘルスマモニタリングの連携イメージ



図3 建築研究所に配置したアンテナ及び受信機の位置

(c) 衛星測位観測概要と結果

現在、高層建築物においては、加速度センサーを利用した構造ヘルスマニタリング (SHM) のシステムが実用化されている。しかし、インシヤルコスト面の観点から、低層～中高層建築物に対する SHM の技術は導入が進んでいない状況である。そこで、安価かつ地震時以外 (平時) でも使用できる技術として、GNSS (全球測位衛星システム GPS, GLONASS, Galileo, 準天頂衛星) を活用した応答変位計測を実施することとした。本計測は、すでにカーナビや土木測量の技術として、衛星測位による変位計測は実施されているため、特別なインフラの整備しなくても計測を実施できることにメリットがある。本計測の精度も含め、加速度センサーとの連携も視野に入れた (図2) 計測手法の構築を目指す。

図4にGNSS(Global Navigation Satellite System)を用いた位置測位手法を示す。今回はRTKLIBを用いて、精度及び地震時の挙動を反映可能なキネマティック測位にて、加速度計との変位比較を行うこととした。本測定は、図3に示す通り装置の設置を行い、2017年11月より測定開始した。

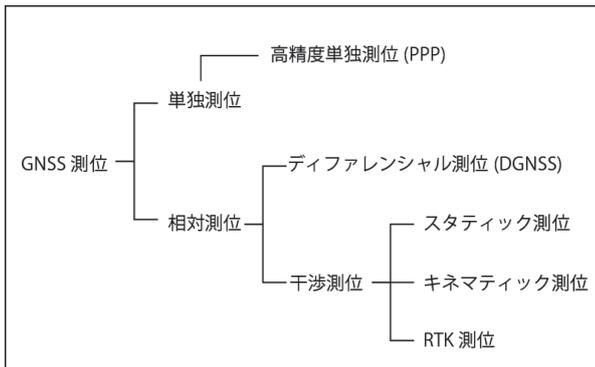


図4 GNSSを用いた測位手法

キネマティック測位における周波数、仰角MSKにおけるFIX率の比較を行った。L1L2L5 (3周波), L1L2 (2周波) において、それぞれFIX率 (求めるベクトル解が定まる率) GPS及びBEIDOUの影響が大きいことがわかる。

以下に9月及び12月の代表日におけるスカイプロット (衛星配置図) を示す。基準点も含めて、26~31機の衛星が常に確認でき、都心部に比べ (15機程度)、現在のアンテナ及び受信機の配置がより良い場所であることがわかった。

表2 測定結果

キネマティック測位 fix率 比較 (12月2日NO. 2新館中央)					
衛星名称	周波数	仰角MSK	Fix率	仰角MSK	Fix率
GPS	L1L2L5	15°	98.7%	20°	15.9%
GPS+BEI	L1L2L5	15°	0%	20°	100%
GPS+QZS+BEI	L1L2L5	15°	0%	20°	100%
GPS+GAL+QZS	L1L2L5	15°	98.7%	20°	15.9%
GPS+GAL+QZS+BEI	L1L2L5	15°	0%	20°	100%
GPS	L1L2	15°	20.9%	20°	0.1%
GPS+BEI	L1L2	15°	0%	20°	100%
GPS+QZS+BEI	L1L2	15°	0%	20°	100%
GPS+GAL+QZS+BEI	L1L2	15°	0%	20°	100%
GPS	L1	15°	2.3%	20°	2.7%
GPS+BEI	L1	15°	0%	20°	38.8%
GPS+QZS+BEI	L1	15°	0%	20°	38.8%
GPS+GAL+QZS+BEI	L1	15°	0%	20°	38.8%

建築研究所 基準点 スカイプロット図

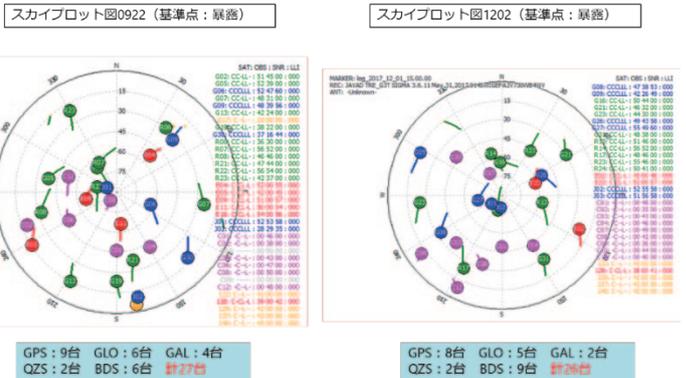


図5-1 スカイプロット (基準点)

建築研究所 新館中央NO.2 スカイプロット図

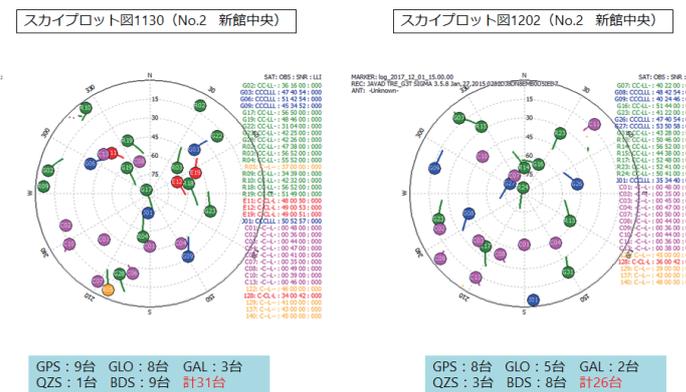


図5-2 スカイプロット (新館中央)

(d) 両者の比較

加速度計から変位に変換したもの（図6 青線）とGNSS測位で得られた変位（図6 橙線）を比較した。

11月5日の地震では、建築研究所新館の8階の南北、東西、上下方向のそれぞれの水平変位（加速度積分換算値）は、0.02, 0.1, 0.08cm程度と非常に小さいため、GNSS測位の変位（0.1Hz以下、5Hz以上のBPF処理）との明確な比較は困難な状況（図6参照）であることがわかる。GNSS測位の有効性の検証には、1cm以上

の応答変位を生じる地震波にて比較を行う必要があるため、今後その検証のための振動実験を実施予定である。なお、鉛直方向（Z軸）についてはGNSS測位の変位が大きくバラついており、本システムとして不向きな方向であることがわかった。

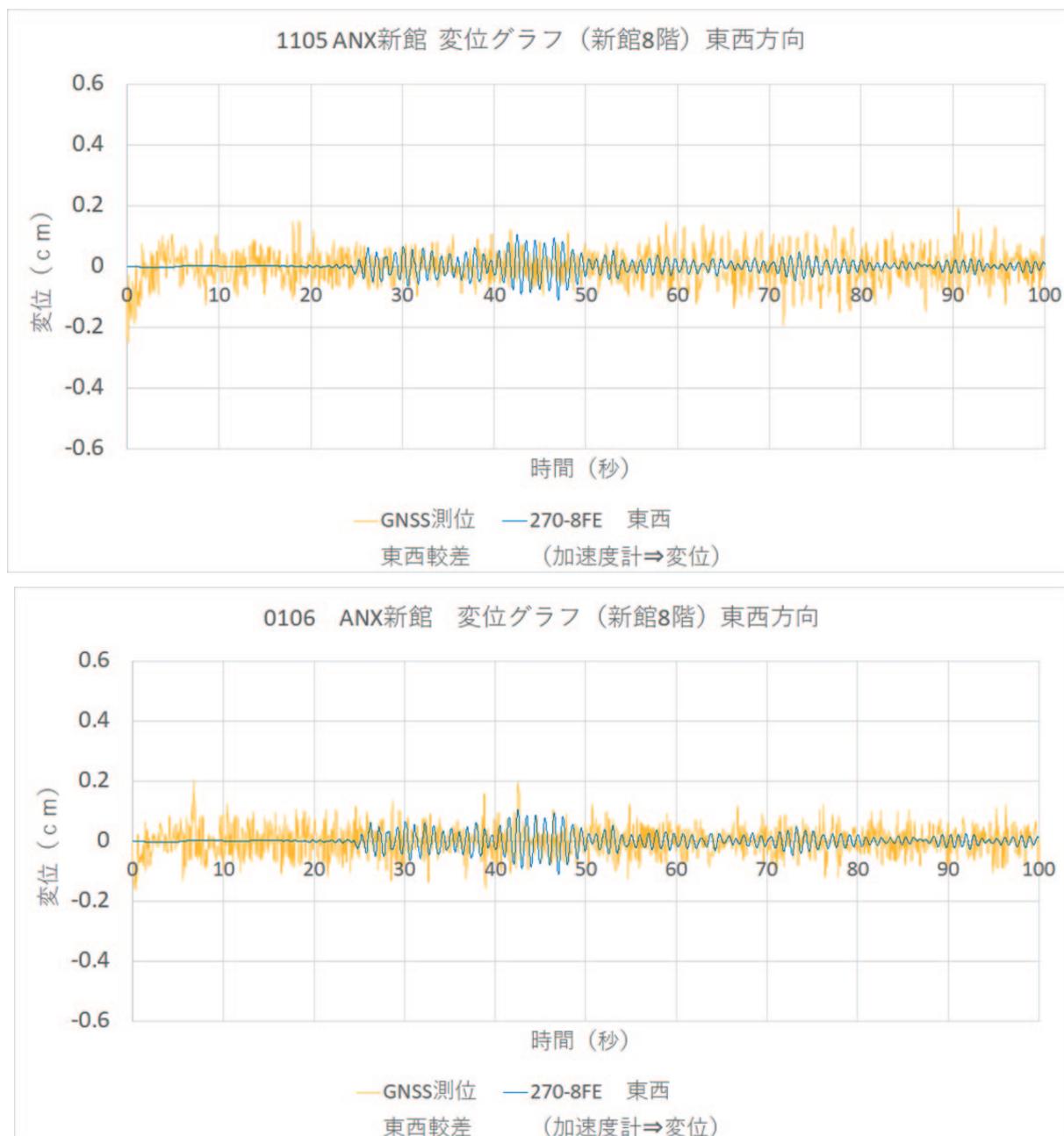


図6 加速度記録（積分値）と測位観測結果との比較（11/5の東西方向の観測結果）

(e) 建築物モデルに関する検討

(e-1) 解析条件

解析対象の建築物の骨組みを線材でモデル化する。柱、方立壁部材は曲げばね、せん断ばね及び軸ばねを有する。袖壁付き柱の場合、一本柱置換モデルとして扱う。梁部材は曲げばね及びびせん断ばねを有する。

モデル化にあたり、解析条件を以下に示す。

- ・雑壁を考慮する。
- ・地下をモデル化し、地下 1 階柱脚に固定条件を設定する。そのため基礎は完全に剛であるとする。
- ・8階以上に関しては、下部構造に比べて面積が小さいことや、剛性に与える影響が小さいと判断してモデル化せず重量のみ考慮する。
- ・階段については、水平力に影響しないとし、モデル化しない。
- ・危険断面位置を剛域端、壁が付帯する部材の場合は壁部分を剛域とするモデルを基本とする。剛域低減を行う場合は、0.25D (部材せい) 低減するものとする。壁が付帯する部材の場合は壁長さ含む部材せいを D とする。
- ・1階の耐震壁に関してはモデル化にあたり、開口がある場合はそ

れを考慮し、開口低減を行う。地下階の耐震壁に関しては無開口の壁を耐震壁としてモデル化し、開口がある箇所についてはそれぞれの柱、梁に付帯する壁としてモデル化する。

なお、耐震壁の側柱は鉄骨部材を考慮しないものとする。

- ・3辺スリットが存在する箇所は梁の剛性には、付帯壁分の剛性増大率を考慮するものとする。

(e-2) 解析方法

(e-2-1) 静的解析

荷重増分による非線形静的解析を行い、荷重分布は A_i 分布に基づく外力分布を使用した。解析は長辺方向と短辺方向それぞれを荷重方向とし、最大変形角が 4% となる時点まで行った。

(e-2-2) 動的解析

地震計は建築物新館基礎底に設置してあるもののデータを参照する。時刻歴加速度データは以下の通りである。また、減衰の種別は初期剛性比例型を用い、減衰定数は 0.05 を用いる。解析では、南北方向、東西方向、高さ方向の 3 方向全てから地震波を入力した場合 (以下 3 方向解析とする) について検討を行った。

(e-3) 解析結果

(e-3-1) 静的解析

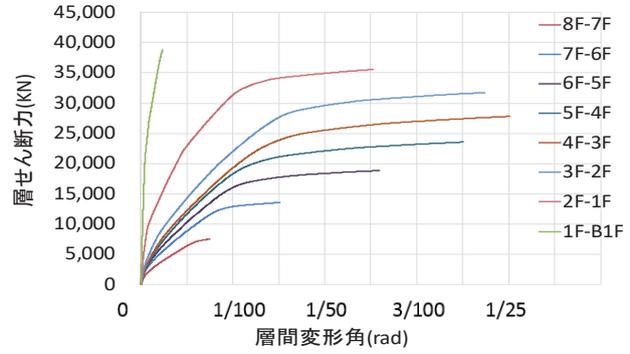
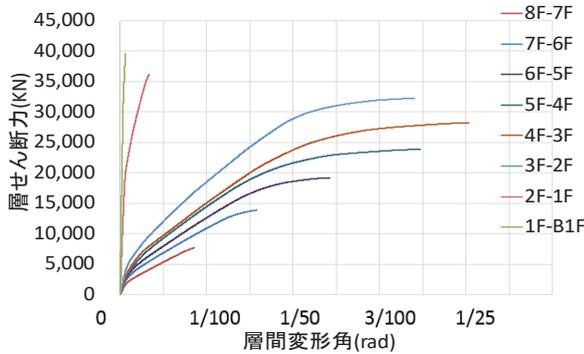


図7 静的増分解析結果 (各層荷重変形関係) (左 NS 方向, 右 EW 方向)

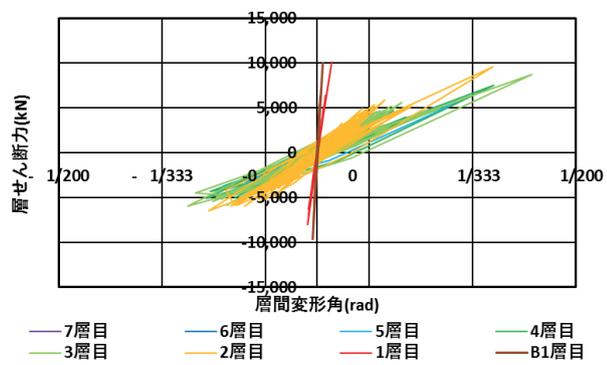
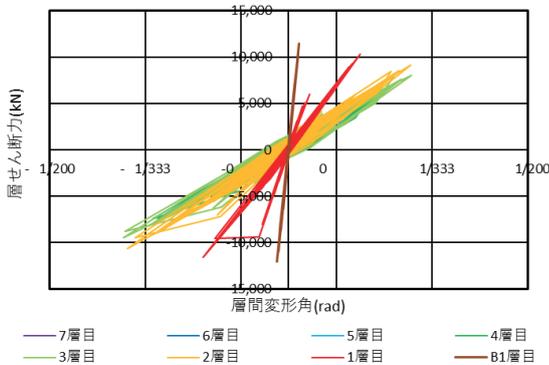


図8 動的解析結果 (各層荷重変形関係) (左 NS 方向, 右 EW 方向)

静的解析結果から得られた各層のせん断力-変位関係を X 方向、Y 方向それぞれ図 7 に示す。両方向とも地下 1 階の剛性低下はほとんど見られず、地震時に対してもそれほど被害がないことと整合している。Y 方向における 1 階の剛性が他層と比べ極めて大きく、耐震壁の配置によるものである。

(e-3-2) 動的解析

地下 1 階からの各層の荷重変形関係を図 8 に示す。

(e-3-3) 強震記録との比較

解析対象建築物の地下 1 階、1 階、2 階、5 階、8 階では東北地方太平洋沖地震時における観測データがあり、それらの積分値より当該階の水平変位と解析結果との比較を行う。図 9 に X、Y 方向それぞれの比較した結果を示す。X 方向では RF の地上に対する水平変位は解析値では 62.1mm に対し、強震観測記録は 90.0mm と、解析結果が過小評価する結果となったものの、2F、5F に関しては強震観測記録と概ね一致する結果を得た。Y 方向も X 方向と同様の傾向が得られている。1 階に耐震壁が配置されている影響を確認すると、X 方向では 2F の変位が解析結果は 6.25mm、強震観測が 6.50mm と良好な対応を示した。Y 方向では解析結果による 2F 変位は 1.19mm、強震観測は 4.18mm であった。

(e-3-4) 各部材損傷状況と残留変位の相関性

各地震動倍率の応答後の各部材の損傷状況を確認する。図 10 に部材の降伏ヒンジを地震動倍率ごとに示した。

X 方向 (図 10 左) では、地震動倍率 3 倍時に中間階の梁の降伏

ヒンジが見られ、4 倍時には 1 階の耐震壁の直上の 2 層柱に降伏ヒンジが生じた。中間階の剛性低下は主に梁部材の降伏ヒンジによる影響であると考えられる。Y 方向 (図 10 右) では地震動倍率 3 倍時に中間階の梁と 2 層の X2、X3 構面の柱に降伏ヒンジが生じていることから X 方向と同様の傾向が得られた。4 倍時には上層階の梁及び 2 層の X1、X4 構面の柱が降伏している。両方向とも地震動倍率 2~3 倍の範囲で梁の降伏ヒンジが著しく生じ、地震動倍率 3~4 倍の範囲では柱部材の降伏ヒンジが見られ、損傷が拡散する様子が確認された。

次に残留変位の算定を行う。図 11 に X 方向、Y 方向それぞれの地震動倍率ごとの残留変位の層間変位分布を示した。残留変位はそれぞれ正負最大値を絶対値表記している。X 方向では地震動倍率 4 倍時に大きい残留変位を示した。

損傷状況から地震動倍率 3~4 倍の際に生じた部材の損傷が残留変位に及ぼす影響が大きいと考えられる。各部材損傷状況では主に 2 層の柱部分の降伏ヒンジが発生しており、その影響と推察される。また Y 方向では地震動倍率 3 倍時以降から比較的大きな残留変位を示した。また 4 倍時にはさらに大きな残留変位の値を示した。損傷状況から、2 層柱の降伏ヒンジによる影響と推察される。

1 自由度系モデルを用いた解析では地震動倍率をより細かく増分させ、解析結果から得られる最大応答変位と残留変位の相関性について考察する。

図 12 に X、Y 方向の地震動倍率ごとの最大応答変位、図 13 に

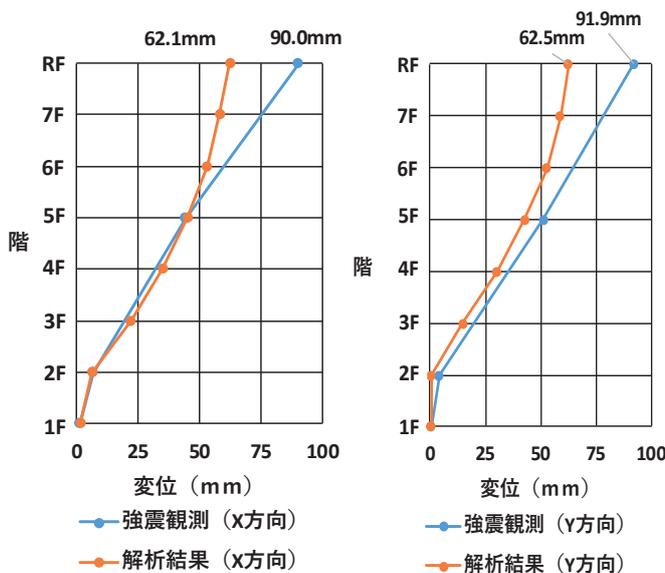


図 9 建物最大応答変位と強震観測比較 (X 方向, Y 方向)

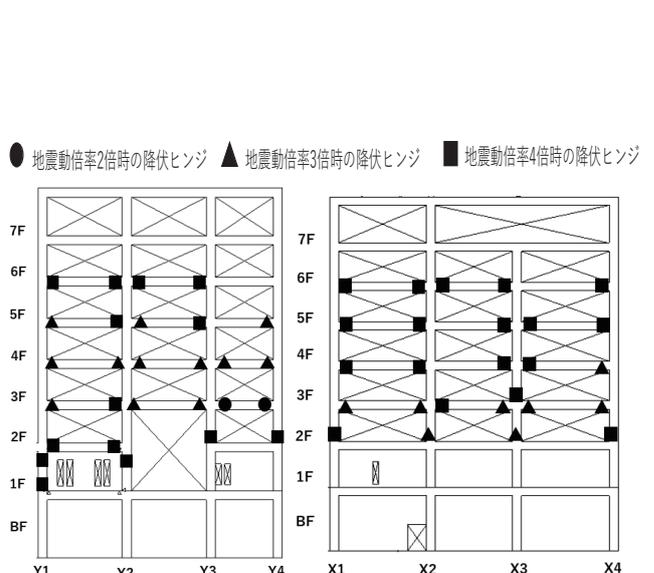


図 10 ヒンジ部材の分布 (X 方向, Y 方向)

残留応答変位を示す。図12よりX、Y方向共に地震動倍率が増加するほど漸増する傾向にあり、特に2~4倍の区間で増加傾向が顕著である。

図13より立体モデルの解析により得られた各地震動倍率時の等価高さにおける残留変位を示し、立体モデルのそれと比較したところ、値そのものの精度は高くないが、定性的な傾向はとられていると言える。

次に各方向における地震動倍率ごとの残留変位については、X方向の1自由度モデルにおける残留変位が地震動倍率1~3倍の区間で変位が0~10mmの範囲に対し、地震動倍率およそ3.25倍以降で急増し、30~50mm程度の値を示した。Y方向については、地震動倍率が1~2.5倍で変位が0~5mm程度であるのに対し、地震動倍率2.75~5倍で変位がおよそ7~40mmの範囲にあり、規則性はないもののX方向同様の傾向を示した。

一方でX方向の立体モデルの残留変位は、地震動倍率4倍、Y方向は3倍を境に残留変位の値が顕著に見られたことに対し、1自由度系モデルによる残留変位が比較的顕著になる時点がX方向では地震動倍率3.25倍、Y方向では2.75倍であることから、立体モデルの残留変位の傾向とおおむね整合する結果が得られた。

次に、1自由度モデルにおける地震動倍率-塑性率関係を図14に示す。X方向では地震動倍率2.5倍時点、Y方向では2.75倍時点で塑性率が1を超えており、そのあたりで部材の降伏が開始したものと考えられる。Y方向においても同倍率付近で残留変位が顕著に見られたことから塑性率と残留変位の相関性もおおよそ確認できた。

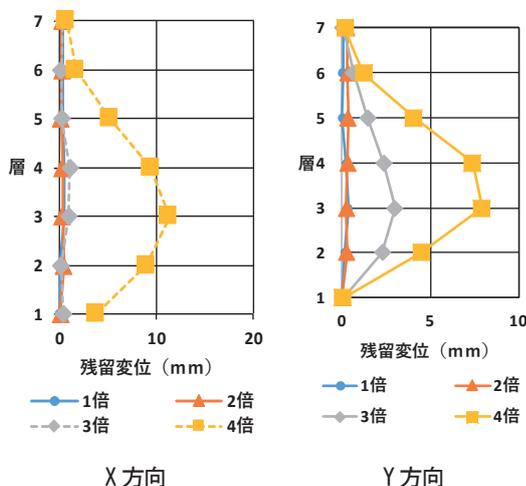


図11 残留層間変位分布

(f) まとめ

本検討では東北地方太平洋沖地震により被災し、かつ強震観測がされた建築研究所新館のSRC 庁舎建築物に対して、立体モデルを作成し、静的および動的解析を実施し強震観測との比較を行った。また、新館では等価1自由度系モデルを対象に動的解析を実施した。以下に解析から得られた知見を示す。

- ・立体モデルに対して静的増分解析を実施し、建築物の構造特性を確認した。具体的に、両方向とも地下階の剛性低下はほとんど見られなかった。またY方向における1層の水平剛性が他層と比べ極めて大きく、耐震壁が応答特性に与える影響を確認した。
- ・立体モデルに対して動的解析を実施し得られた最大応答変位と、強震観測された値から得られる最大応答変位を比較し、上層階の

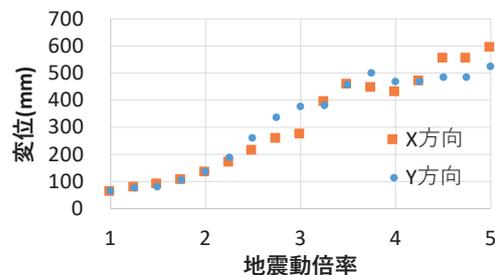


図12 地震動倍率-最大応答変位

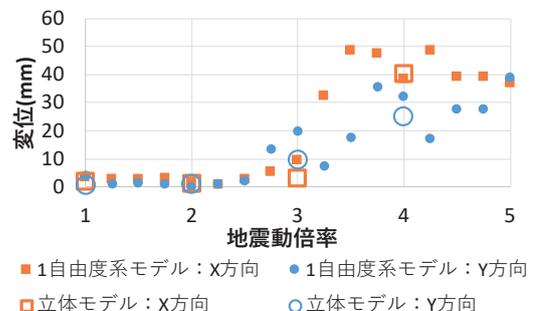


図13 地震動倍率-残留変位

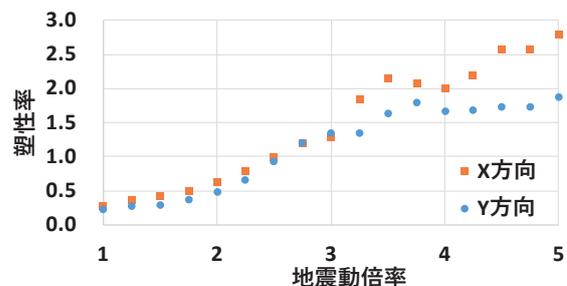


図14 地震動倍率-塑性率

応答変位の計算が観測値よりもやや小さめに評価されたが、下層階の観測値を概ね捉えることができた。

・非線形静的増分解析に基づく等価 1 自由度系縮約手法によるモデル化の妥当性を検討し、簡易的なモデルでの解析を行う場合でも地震動による最大応答変位を概ね捉えることができることを示した。

・各モデルにおける解析では地震動倍率ごとの応答変形を比較することで、残留変位が顕著になる地震動レベルを確認し、同倍率時の損傷状況及び塑性率から部材の降伏と残留変形の相関性を確認した。具体的には等価 1 自由度系の塑性率が 1.0 以上の領域で残留変位の値が顕著に増加する傾向が確認され、また立体モデルによる動的解析結果から 1 階の耐震壁並びに 2 層柱の降伏ヒンジによる影響があったものと推察される。

以上の検証結果をもとに、より迅速な被災度判定手法の開発のために、当該建築物の残留変位を用いた各部材の損傷評価手法の検討を今後の課題とする。

参考文献 VI- (1) 1)

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋鉄骨コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2009
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説，2010
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1999
- 5) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1973
- 6) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題，2009
- 7) 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン，2000
- 8) 鹿嶋俊英ほか：平成 23 年東北地方太平洋沖地震における建物の強震観測記録，建築研究資料，No.135，建築研究所，2012.3

2) 端島における住棟を対象とした検討

本検討では、対象建築物が相当程度劣化していることから、地震などの外乱の影響と言うより、長期間における建築物の変状を衛星測位による変位量を計測することで把握することを目的としている。従ってサンプリング応答は1Hzと荒いが、その分データ転送量を少なくし、観測システムの負荷を軽くなるよう計画した。

(a) 建築物設置環境および建築物概要

端島（通称：軍艦島）は、長崎県南西部の海上に位置する面積約0.063km²の6回の埋め立てにより拡張された島である（図1）。同島は明治時代より炭鉱の島として開発され、1974年に閉山された。島内には日本初のRC造高層住宅を初め34棟RC建築物が存在する。今回、計測対象としているのは主として最古の鉄筋コンクリート造共同住宅である30号棟（1916年）、また30号棟に近接する31号棟（1957年）、島の中央部に位置する3号棟（1959年）である。図より、この観測対象としている3棟はいずれも埋め立て地ではない土地に建設されていることが分かる。

(b) センサー設置概要

衛星測位情報を計測するためのセンサーを建屋の屋上並びに地盤面に配置した（表1参照）。表に示すとおり、対象としている30号棟にはセンサーを8基、3、31号棟には30号棟との比較のためにそれぞれ1基ずつ、灯台脇の比較的地盤上に2基設置し、建築物の変形を、それぞれ屋上に設置した変位から地盤上の変位を差し引くことで求めることとする。G-1～8（30号棟設置機器）については、屋上の柱に特殊治具で固定する方法を採用した。また地盤上には鉄筋を4本打ち込んで地盤に固定し、基礎はコンクリートを打設し、センサの支柱（長さ1.5m）を基礎コンクリートが硬化した時点でスレート鋼板にボルトで固定した。30号棟に取り付くセンサーへの電源については31号棟にソーラーパネルを設置し、そこから配線し給電した。他のセンサーにはそれぞれの設置箇所にソーラーパネルを設置し直接給電した。

また、観測したデータは基準局に設置してある通信回線を利用して遠隔地にあるサーバーに転送している。

(c) 計測データの分析手法²⁾

本システムで用いるRTKは、基準点からの補正観測情報を無線などによって観測局に送信し、観測局の位置をリアルタイムで測定する方法である。精度は数cm程度で精密なGPS測位方法に比べ精度は若干劣るが、リアルタイムで計測できる価値は高い。

しかし、このRTKの精度ではここでの目的には利用できないため、以下に説明する統計処理（母集団移動平均法、恒星日差分法）



図1 島内における対象建築物の配置文献1に掲載図に情報を追加

表1 センサー設置情報

設置箇所	計測開始日	センサー名 (基数)
30号棟	2018年5月1日	G-1～8 (8基)
31号棟	2017年10月21日	G-9 (1基)
3号棟	2017年10月21日	G-10 (1基)
地盤	2018年11月1日	G-11 (1基)
	2017年10月21日	K-1 (1基)

をRTK解析結果に対して行うことで高精度な計測（水平精度2mm程度）を可能にしている。

(c-1) 母集団移動平均法

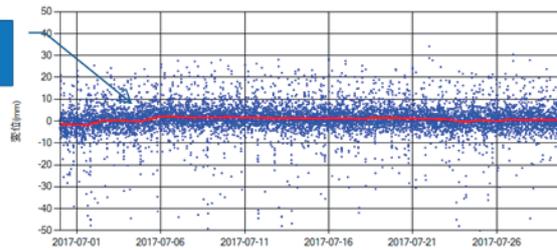
母集団移動平均法は、時系列データを平滑化する手法で直近のn個のデータの重み付けのない単純な平均である。

GNSS衛星は約1日周期で同じ衛星配置を繰り返しているため、母数を1日分の時系列データとするとその母数にはあらゆる衛星配置のデータを含んでいる。したがって、1日分の時系列データの母数は、統計的推測をする上で母集団の特性値が同じになる。

時系列データなどでバラツキがあるデータでも、移動平均を求めることで、データは平均化され、計測しているものの挙動をつかむことが容易になる。図2は母集団移動平均値の時系列データ（東西方向、+が東方向）の一例を示す。ここで点はRTKの計算結果、線は母集団移動平均値のラインである。

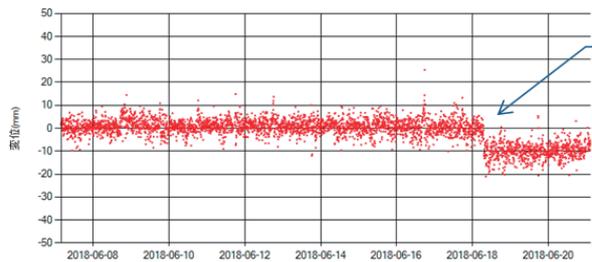
母集団移動平均の長所は、中心極限定理や大数の法則より、デー

変位発生



赤線：母集団移動平均値
青点：RTK生データ

図2 母集団移動平均値の時系列データ



変位発生

図3 恒星日差分法の時系列グラフ

タ量が多いと移動平均値は最尤推定値となる点である。一方、母集団移動平均の短所は、変位検出において母数のデータ分の時間遅れを伴うこと（検出変位は単調増加する）である。この母集団移動平均法の短所を補うため恒星日差分法がある。

(c-2) 恒星日差分法

恒星日差分法は、同じ衛星配置の計測値と基準値の差分をとる方法で衛星測位誤差が衛星配置に依存している場合に効果的である。恒星日差分法の長所は、「リアルタイム性」に優れていることである。恒星日とは、衛星が南中してから次に南中するまでを1日とするもので約23時間56分となる。それに対して太陽日（日本標準時などの方法）は太陽が南中してから次に南中するまでを1日（24時間）とするものである。恒星日は太陽日より約4分程度早くなるため、恒星日で判断しないと同一衛星配置にならない。図3は恒星日差分法の時系列データ（東西方向、+が東方向）の一例を示す。点は恒星日差分値の散布図で、RTKの生データに比べると標準偏差が1/2~1/3になっている。突発的な変位が発生しても移動平均法に比べ早期に検出可能である。

(d) 計測結果

2018年5月から4ヶ月間で得られた結果を示す。図4より各観測点は南側に向かって変位していることが分かる。特に南側にあるほどその変位量大きい。一方で、鉛直変位も大きい。これらは季節によって値が変動する傾向にあるが、これらの要因については今後詳細な検討が必要になる。

以上、衛星測位情報を用いて長期間における変位計測を開始し得られた結果を紹介した。今後、これらの計測・分析を継続する予定である。

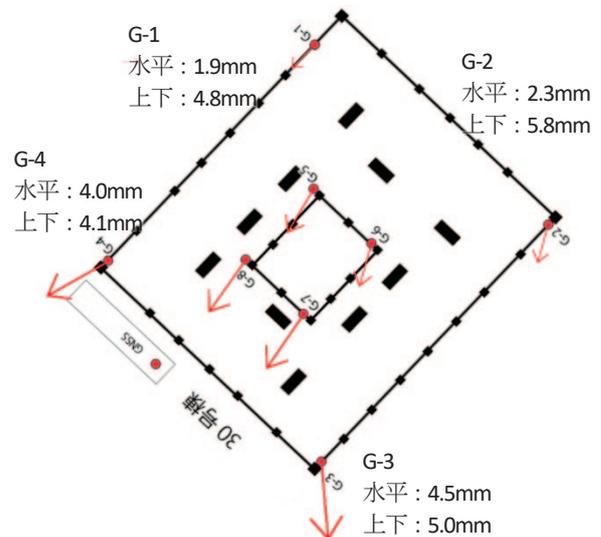


図4 算定結果

参考文献 VI- (1) 2)

- 1) シーマン商会 HP (2019年1月) <http://www.gunkanjima-tour.jp/gunkanjima/about.html>
- 2) 武石, 江川, 室井, 横田, 藤原: 衛星測位を利用した次世代地すべり検知システム, 第23回 GPS/GNSS シンポジウム, 2018.10

(2) 3次元レーザースキャナーを用いた計測手法とその精度

1) 部材レベルの損傷¹⁾

ここでは部材レベルの局所的な損傷を対象に、その計測と評価を実施した。ここでの部材実験は、袖壁付き柱に対して片持ち柱形式における加力条件を設定し、変位制御による正負漸増繰り返し荷重を行い、各段階において袖壁付き柱の損傷性状を検査している。試験体の損傷を定量的に評価・比較するため、コンクリートのひび割れ幅、長さ、および剥落面積の計測を行っている部材実験²⁾における試験体の損傷状況³⁾によると、柱には曲げひび割れ及びせん断ひび割れ、袖壁には曲げひび割れ、曲げ圧壊が発生している。

部材実験におけるレーザースキャナーによる計測は、無補強試験体 CW2-S に与える加力毎に行われ、水平変形角の小さいものから順に $\pm 1/800$, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $+1/100$ [rad] の計 7 種に加力前の状態を加えて 8 つのデータを記録した。点群データを表示した例を図 1 に示す。図中の上部は加力装置の一部分、中心部は左右に袖壁を持つ柱、下部は基礎スタブである。

(a) 壁面損傷性状評価手法の検討

損傷による点群データの分布の変化に着目し、壁面損傷性状評価手法の基本的な方針の検討を行った。

(a-1) 損傷箇所の検出手法

計測対象の壁面を平面と仮定すると、その壁面の計測で得られた三次元点群は、壁面を構成する平面上に分布することとなる。加力により平面の一部が損傷した場合、その損傷部分の三次元点群データは、先ほどの平面から逸脱した部分に分布することになる。従って、壁面を構成する本来の平面（基準面と呼ぶ）を求め、その平面から逸脱する三次元点群の分布を求めることで、損傷を受け変形した箇所を特定できるものとする。

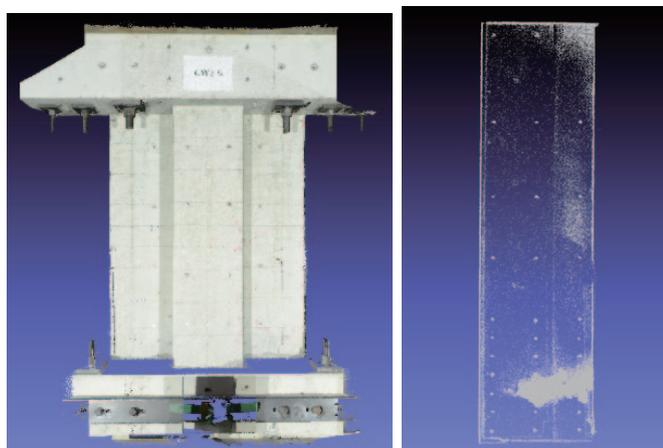


図1 袖壁付き柱の点群データの表示 図2 抽出された損傷箇所

(a-2) RANSAC を利用した基準面の抽出

本稿で利用する点群データはレーザースキャナーの計測誤差や壁面損傷によるデータの変位など、外乱があるデータであるため、基準面を抽出する際は外乱の影響を受けにくい統計的な処理を行う必要がある。このため、RANSAC (RANdom SAmple Consensus)⁴⁾ アルゴリズムを利用した平面抽出手法を利用する。

ここでは袖壁付き柱の柱部分、左右の袖壁部分の 3 つに分割した検討を行った。

(a-3) 基準面と各点群データの距離の算出

RANSAC により基準面を抽出した後に、基準面とそれを求める元となった三次元点群データの全ての点との距離を計算する。基準面との距離が極めて近く、基準面上の点と考えられる点のデータを除去する。このような処理で残存する点群のデータは、損傷部分を表すものと考えられる。この処理によって得られた結果の一例を図 2 に示す。この図は $+1/100$ [rad] の加力を 2 回受けた後の右側袖壁である。図中の壁脚部に見られる密度の高い点の集合は、加力によって発生したコンクリートの浮き剥落による損傷である。このように、基準面と各点群データとの距離を利用することで、損傷箇所を点群データの中から抽出できる。

(a-4) グラデーションによる変位量の可視化

(a-3) における損傷箇所の抽出結果では、損傷部分の位置や形状は確認できるが、損傷部分の奥行きまたは手前に対してどのように分布しているのかを確認出来ない。

これらの問題を解決するためには、損傷箇所の基準面からの変位量を可視化する必要がある。このためグラデーションによる点の変位量の可視化を行った。点群データの変位の方向と基準面と各点群データの距離に応じてグラデーションによる色の変化を設

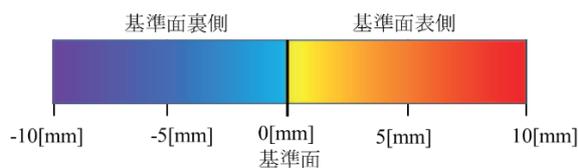


図3 基準面からの変位量と色の対応関係

定することで、色によって基準面との位置関係を把握できる。

グラデーションと変位量の関係を図3に示す。基準面を中心に、表側と裏側方向にそれぞれ色が変化する。基準面付近ではおおよそ緑色、表側に向かうごとに赤色に、裏側に向かう方向では青色に変化する。最も損傷が見られた点群データにおいて、基準面からの距離が10mm以内のデータが約95%以上であり、その範囲に主要な点群データの変化が含まれると考え、色の変化が顕著に現れるように、色が変わる距離の範囲を $\pm 10\text{mm}$ とした。

(b) 損傷性状可視化の結果

各加力段階における柱部分及び右側袖壁の点群データにグラデーションによる可視化を行った結果をそれぞれ図4に示す。各図の可視化結果は左から順に加力前、部材角が $\pm 1/800$, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $+1/100[\text{rad}]$ の状態の結果をそれぞれ示している。

(b-1) 特徴的な点群データの分布の考察

図4より、 $1/100\text{rad}$ において袖壁脚部の剥落損傷の分布が明確に表示されている。赤い部分は特に剥落損傷が大きい部分であり、その周辺はそれより剥落量が小さい領域が存在していることから、実際の剥落分布を評価できていることが分かる。

一方、加力前、 $+1/800$, $\pm 1/200[\text{rad}]$ の点密度が他と比べて変状があるという結果になっている。また $+1/800[\text{rad}]$ の結果では、右下部分とそれ以外の部分を比較すると、右下部分がはっきりとずれていることがわかる。この変形レベルでは、まだ部材の浮き剥落損傷は生じておらず、複数ポジションから計測したデータを合成

する際のレジストレーションのミスと思われる。一つのポジションから計測した結果を図5に示す。図4で見られたエラーは見られないことが分かる。

(c) まとめ

鉄筋コンクリート造建築物の壁面の剥落に関する損傷性状の評価手法として、壁面損傷性状の点群データの可視化について検討を行い、基本的な検討を示した。今後は、複数のポジションで計測されたデータの適切な合成手法を確立するとともに、点密度の違いによる浮き剥落の評価結果の違いを検討する必要がある。

参考文献VI- (2) 1)

- [1] 平河ほか:大地震により損傷した鉄筋コンクリート造建築物の三次元点群データによる壁面損傷性状評価手法に関する研究, 地理情報システム学会講演論文集, Vol.26, B-5-3, 2017.10
- [2] 内田ほか:壁付きRC造架構を対象としたUFCパネルによる損傷低減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験_その1_実験概要,"日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.291-292, 2017.8
- [3] 堀ほか:壁付きRC造架構を対象としたUFCパネルによる損傷低減型耐震補強工法の施工合理化に向けた部材実験_その2_損傷状況,"日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.293-294, 2017.8
- [4] M.Fischler and R.Bolles: Random Sample Consensus: A Paradigm for Model Fitting with Applications to Image Analysis and Automated Cartography, "Comm. of the ACM, Vol.24, Issue 6, pp.381-395, 1981.

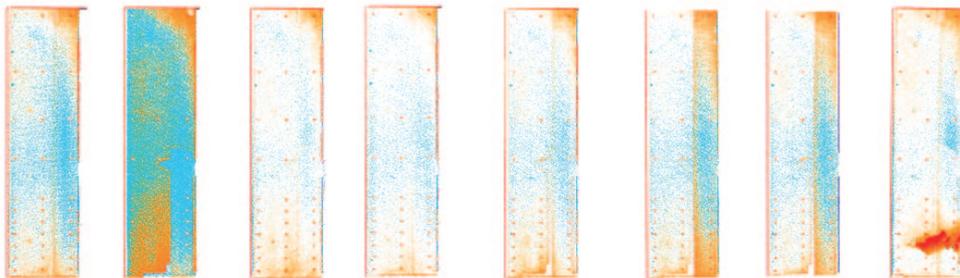


図4 右側袖壁に対する可視化結果(合成修正前)

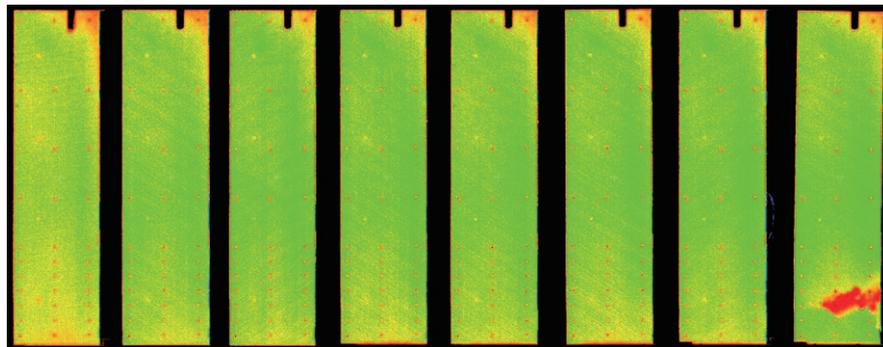


図5 右側袖壁に対する可視化結果(1ポジションの結果)

2) 架構レベルの損傷¹⁾

(a) 対象架構試験体

点群データを利用した建築物の残留変形の測定手法の精度を検討するため、静的載荷実験に使用された実大5層RC造架構試験体を利用した²⁾。実大架構の外観を写真1に示す。

この実大架構を用いた加力実験では、実大架構にアクチュエータを複数台取り付け、左右方向に加力を行っている。実大架構には制御計測のために変位計を各階床位置に設置しており、実験終了後のいわゆる残留変形も計測している³⁾。

本研究で利用する実大架構の正面と側面の三次元点群データを図1に示す。残留変形として「ある箇所の加力前の位置から変形後の位置との差(変位)」と「傾き」を扱う場合、計測データから2つの任意の点を抽出し、その点の座標値を利用して変位と傾きを理論上求めることができる。しかしながら、この方法では三次元点群の測定誤差の影響を強く受けるため精密な評価には利用できず、これらの誤差を適切に考慮する必要がある。なお、この誤差の確率分布は正規分布に従うことがわかっている。

正規分布では平均値 μ から $\pm 1\sigma$ 内に68%、 $\pm 2\sigma$ 内に95%、 $\pm 3\sigma$ 内に99.7%の測定値が入るため、任意の測定箇所でも1点をピックアップしその座標値を利用する方法では、30%以上の確率で、真値から $\pm 1\sigma$ 以上の誤差を含む点をピックアップする可能性がある。なお今回利用した計測器では、 1σ が5mmである。

(b) 統計的な計測手法

ここでは、測定対象が建築物の壁面であることと、点群データが高密度な点の集合であることに着目した。一般的に建築物の壁面は平面であることが多いため、その建築物を測定した三次元点群データも平面状に分布していると考えられる。このため、計測され

た大量の点が示す特定の平面を統計的に求めるような処理を行えば、個別の点の誤差の影響を軽減し、精度の高い評価につながると考えられる。

そこでロバスト推定を利用し、三次元点群データを平面化することで統計的に処理する方法を提案する。ロバスト推定とは、外れ値を含むデータから最も確からしい値を推定する統計的な推定方法である。この方法を利用すれば、三次元点群データのような誤差を含むデータセットに対して、誤差の影響を最小限に抑えた処理ができる。ここではロバスト推定の1つであるRANdom SAmple Consensus(RANSAC)⁴⁾を利用した。RANSACを利用することで、外れ値や誤差を含む三次元点群データから建築物の壁面を検出できると考えられる。

本試験体は各部材が曲げ破壊するよう設計されていることから、水平加力による部材変形はその端部領域に集中⁵⁾することが分かっている。そのため、当該損傷部分を含まない点群データを抽出すれば、その影響を受けていない平面状の点群データを特定できるものと考えた。そこで、部材端部を避け、各階毎に柱や梁などそれぞれから部材表面の点群データの抽出を行った。このように抽出を行うことで、残留変形の影響が少なく凹凸を含まない小さな平面状の点群データを得ることができる。この小平面を対象とすれば、建築物の各位置での部材表面の状態を高精度で取得できる。また小平面同士の位置関係から部材面全体の変形を見て取ることもできる。正面の点群から柱に着目した小平面抽出を行った例を図2に示す。

(c) 残留変形計測結果と考察

実大架構の柱部材を対象として、提案手法により測定を行った。水平の残留変位は各小平面の平面の方程式から中心点を求め、そ



写真1 本研究に検討する実大5層架構の外観

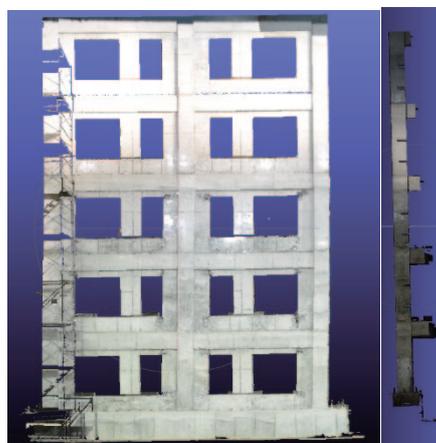


図1 実大架構の点群データ(正面, 側面)

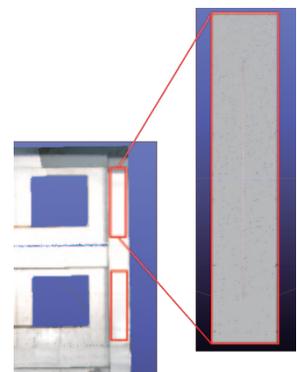


図2 柱に着目した小平面抽出

の座標と基準点との差によって求めた。残留変形角は小平面自身の傾きを利用した。正面（加力直交方向）と側面（加力方向）の測定結果をそれぞれ表1と表2に示す。なお、静的載荷実験では正負交番載荷を行っており、向かって右方向が正載荷である。

測定結果を見ると、正面方向においては変位が1cm以上の箇所はなく、傾きも一定であるため、大きな残留変形は生じていない。この方向は加力直交方向であることと整合的である。

一方、側面方向においては変位が3階まで段階的に増加しており、最大で5階では約20cmである。本建築物は3層までの部分崩壊形となるよう設計されていることから、上記の変形分布の結果はそのことに整合している。また残留変形角は1階が最大で、段階的に減少している。このことから、上層階である4、5階では基礎を起点とした残留変位の絶対値は大きい、層間変形は下層階である1から3階に残留変形が集中している。

また、文献4)で示された実大架構の静的載荷分析における加力ピーク時における水平方向の最大変形分布を図3に示す。図は加力ピーク時のデータであるため、除荷時における残留変形分布を表してはいないが、同図と同様の分布になることが予想される。

図4に実験で得られている残留変形値と本手法で算定した残留変形分布を示す。図より両者の分布傾向はよく一致している。

(d) まとめ

本分析により、三次元点群データから建築物の残留変形を測定

できる可能性を示すことができた。今後は、残留変形を精度よく評価するための計測手法についても検討する必要がある。

参考文献VI- (2) 2)

[1] 朝田, 曾鑫, 荒木, 碓崎, 向井, 石井: 大地震により損傷した鉄筋コンクリート造建築物の三次元点群データによる残留変形計測法に関する研究, 地理情報システム学会講演論文集, Vol.26, B-5-4, 2017.10

[2] 壁谷澤, 向井, 福山, 加藤, 諏訪田, 坂下, 勅使川原, 田尻, “損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験(その2: 試験体概要), ”日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.211-212, 2016.

[3] 諏訪田, 壁谷澤, 加藤, 向井, 坂下, 福山, 田尻, 楠, “損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験(その3: 加力および計測の概要), ”日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.213-214, 2016.8

[4] M. Fischler, R. Bolles, “Random Sample Consensus: A Paradigm for Model Fitting with Applications to Image Analysis and Automated Cartography, ”Comm. Of the ACM, Vol.24, Issue6, pp.381-395, 1981.

[5] 濱田, 前川, 内田, 菊田, 金川, 堀, 福山, 向井, 壁谷澤, “損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験(その4: 変形性状), ”日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2016.8

表1 測定結果(正面)

(柱,階)	変位[m]	傾き[rad]	(柱,階)	変位[m]	傾き[rad]	(柱,階)	変位[m]	傾き[rad]
(1,5)	0.00649	1/429	(2,5)	-0.000662	-1/751	(3,5)	0.00278	1/612
(1,4)	0.00637	-1/484	(2,4)	0.00483	-1/2140	(3,4)	0.00478	-1/440
(1,3)	0.00952	1/607	(2,3)	0.000172	1/97	(3,3)	0.00133	1/451
(1,2)	0.00914	-1/1300	(2,2)	-0.00832	-1/675	(3,2)	0.00390	-1/398
(1,1)	0.00320	1/312	(2,1)	-0.00319	-1/324	(3,1)	0.00304	1/332

表2 測定結果(側面)

(柱,階)	変位[m]	傾き[rad]
(1,5)	0.191	1/17500
(1,4)	0.190	-1/520
(1,3)	0.176	1/70.2
(1,2)	0.117	1/50.0
(1,1)	0.0197	1/35.6

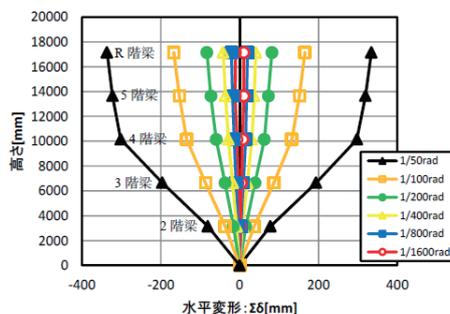


図3 実験から得られた最大変形分布

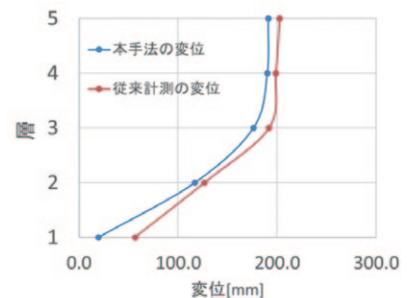


図4 本手法の算定結果の精度

3) 端島の住棟を対象とした場合¹⁾

ここまでの検討では点群データを使った地震時の損傷性状の把握を目的とした内容を紹介した。ここでは、点群データの活用方法について長崎県端島を対象とした検討を行った。具体的には、点群を用いた文化遺産の現状把握並びに今後の保全を目的として、レーザースキャナーにより取得された大規模な点群データを利用することで、文化遺産を VR 体験できるシステムの試作を行い、利用可能性を検討した。またシステムの試作で問題点を明らかにした上で今後の開発の方向性を示す。

(a) VR の可能性

VR とは、計算機上で作られた世界を、人の感覚を刺激することであたかも現実のように感じさせる技術を指す。人が外界から受ける刺激の約 80%は視覚情報と言われており、現実と同じような視覚情報を与えることで体験者に高い現実感を与えられる。近年、VR は観光分野にも活用されており[4]、現地に行くことなく観光を体験できる。VR 体験システムの要求は以下が考えられる。

- (1) 対象物を精細に表現できること
- (2) 対象物を自由な位置から観察できること
- (3) 複数人が同時に体験できること

(b) 文化遺産の VR 体験システムの試作と実行

(b-1) システムの試作

統合開発環境である Unity を使い、点群データ（三次元座標、RGB 値を使用）を仮想空間に描画した。実行環境は、HMD: HTC



図 1 VR システムの体験の様子



図 3 建物に接近した際の様子



図 2 実行時の表示例

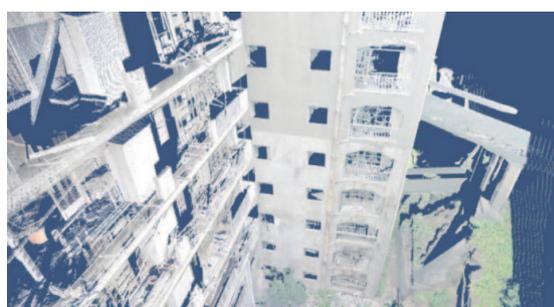


図 4 高所からの景観

VIVE, CPU: Intel Core i5-4460, GPU: GeForce GTX 970, メモリ 16GB である。

三次元点群データは、2016 年に計測したデータを利用した。ここで対象としている建築物群は、2015 年 7 月に「明治日本の産業革命遺産 製鉄・製鋼、造船、石炭産業」の一部として世界文化遺産に登録された、経年により劣化した RC 造建築物である。

実際に体験している様子を図 1 に示す。体験者は HMD を装着し、そこに行ったかのように対象物を見ることができる。5 メートル程度の移動であれば体験者自身の足で移動することができるが、それ以上の距離になるとトラッキングの範囲から逸脱するため、補助機能としてコントローラの操作による移動を実装している。

(b-2) 表示例

建築物群を少し離れた場所から観察した景観を図 2 に示す。遠方に見える建築物およびその壁面は、写真などと遜色のない表現となり、表現力としては十分であることが確認した。次に、建築物に接近して見上げた状態の表示画面をに示す。ここに現存する建築物の多くは経年により老朽化しており、建築物への接近が危険な場合もありえる。しかし仮想空間であればそうした制約を受けないため、図 3 のように近接した位置から安全に観察できることも本システムの利点と言える。最後に、建築物の屋上で計測された点群を表示した例を図 4 に示す。これは建築物の屋上から撮影されたもので、体験者の視点を高所に置くことで俯瞰して全体を眺望することが可能となる。

(c) 試作システムの評価

(b) で示した試作システムを品質、点群データの特徴、性能の面から分析・評価を行い、文化遺産の VR 体験システムにおける点群データの利用可能性を検討する。

(c-1) 品質評価

図 2 では、写真と遜色のない表現となり、図での視点の位置においては建築物の表現能力は十分と言える。しかし体験者が建築物に接近すると図 5 に示すように、(1) 建築物の壁面を表す各点間に隙間が生じ建築物が半透明のように表示される、(2) 点群の後方の建築物が重なって表示される問題が生じている。これは表示データ画面的な広がりを持たない点群であることによる。従って、対象物を遠距離から見る場合には一定の密度を満たすことで表品質を保証できるが、接近した場合には、点そのものの描画では不十分であると言える。

(c-2) 計測データの欠損

点群データは光学的な遮蔽により、部分的にデータが欠損するという問題がある。点群の計測はレーザーを利用するため、光路上に他の建築物などの遮蔽物が存在する場合、レーザーの影となる部分はデータが取得できない。図 6 は建築物が遮蔽物となった時の後方の点群データが欠損していることを示している。従って、点群データの欠損を回避した適切な計測が必要である。

(c-3) 描画速度評価

試作に利用した VIVE は VR 酔いを抑制するため、90FPS での描画を前提としている。1 秒に 90 フレームの出力を行うには毎フレーム約 11 ミリ秒以内に描画処理を終える必要がある。しかしながら Unity のプロファイラによると、表示点群が多い地点では、

1 フレームでの処理時間が 11 ミリ秒を超え、フレームレートが 90FPS を下回った。また実行時の体感としても、体験者の動きに合わせたスムーズな表示ができておらず、十分な速度が確保できていない。

(d) 解決策の提案

ここでは前述の評価において挙げた問題を解決するための手法の提案を行った。

(d-1) 品質の改善

点を描画した時の特性である、点群の後方が透けて見える現象は表示品質低下の大きな原因となる。そこで二つの観点から改善方法の検討を行う。

① 稠密な点群データによる遮蔽

遠方に表示された点群データは、写真と遜色のない表現であることを示したが、これは見かけ上の点の密度がディスプレイの表現能力を超えたことに起因する。従って、対象物のデータを稠密に計測することで近接した場合でも点間の距離は小さくなり、点の透過現象は抑制することができる。この方法では、計測データをそのまま使うため、対象物の最大限の品質が保証される。しかし点群データが膨大になることで更なる描画速度の低下が問題となる。

② ポリゴン生成による遮蔽

点群の隙間を補間するために、点群データからポリゴン面を生成する。面を生成することで後方を遮蔽することができ、面の大きさによっては元の点群データと比較して点数を削減することができる。しかし計測されたデータから色や形状などが変化し、元のデータと比較して精細さを欠くという問題がある。また面のレンダリング処理に時間がかかる恐れもある。

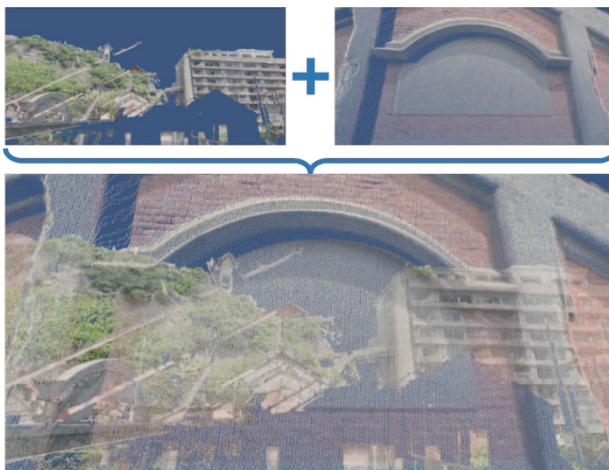


図 5 接近による点群の透過現象

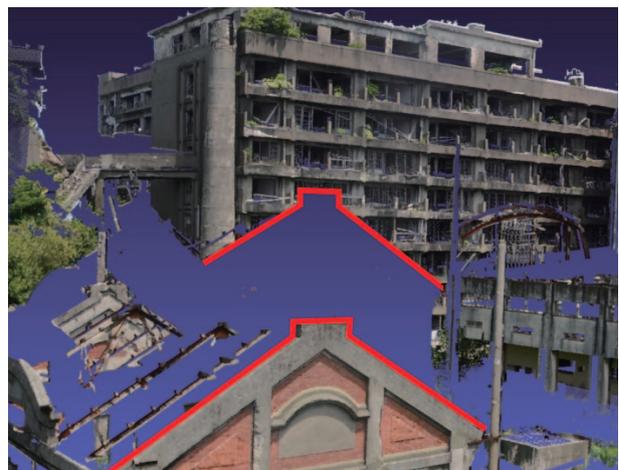


図 6 遮蔽によるデータの欠損

(d-2) 描画速度の改善

LOD (Level Of Detail) は、視点からの距離に応じてモデルの精度を切り替えて計算負荷を軽減する手法である。本システムでは距離に応じて密度の異なる点群、または精細度の異なる三次元モデルを切り替えて表示することで描画処理を低減させる。

オクルージョンカリングとは、3D モデルが他の不透明なモデルによって遮蔽された場合は描画を行わない手法である。前述に示したポリゴン生成を実装した際には、ポリゴン面による後方の遮蔽が発生するためオクルージョンカリングによって描画コストを低減させ、フレームレートを向上できると考えられる。

(e) まとめ

試作を行うことで点群データの利用可能性の検討を行い、実際に運用する際の問題点を明らかにした上で解決策の提案を行った。今後は、提案した解決策を実装していくことで、より実用性の高いシステムの開発を進める予定である。

参考文献VI- (2) 3)

- [1] 浜田侑輝, 曾鑫, 荒木俊輔, 碓崎賢一, 向井智久, 石井儀光: 大規模三次元点群データを用いた文化遺産のVR体験システムの構築に関する研究, 地理情報システム学会講演論文集, Vol.26, C-5-1, 2017.10
- [2] 野口貴文, 楠浩一, 椋山健二, 迫田丈志, 向井智久, 前田匡樹, 今本啓一, 兼松学, 濱崎仁, " 端島の建築の劣化による構造的減損に関する研究その1", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 515-516, 2016.
- [3] 西村正三, 木本啓介, 味岡収, 安井伸顕, 松田浩, " 光学的計測手法を用いた軍艦島護岸の計測とモニタリング", 日本実験力学学会, インフラ構造物のメンテナンスにおける計測技術 Vol.12, 2012.
- [4] 西村正三, 原健司, 木本啓介, 松田浩, "3D レーザ・デジタル画像を用いた軍艦島計測と損傷図作成", 日本写真測量学会, Vol.51, 46-53, 2012.
- [5] 佐藤啓宏, 大石岳史, 池内克史, "VR/MR ガイドツアーシステムの開発と運用", 日本バーチャルリアリティ学会, Vol.19, 247-254, 2014.

Ⅶ おわりに

本報では、H28年度より実施してきた建築研究所の指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の研究背景並びに3つの研究テーマに関する実施概要とその成果について紹介した。

この3カ年の研究成果を踏まえ、熊本地震で得られた知見により抽出された対象建築物に対して、ここで示した技術をより実用的に活用するための以下に示す3つの研究テーマをさらに推進していく所存である。

(1) **研究テーマ1**：新耐震以降の既存RC造建築物を対象とした地震後継続使用性の評価手法と継続使用性確保のための補強設計手法に関する検討

新耐震以降に設計された既存RC造建築物を対象として、地震発生前後における時点の建築物の継続使用性評価手法並びに耐震補強方法を提案する。特に2016年4月に発生した熊本地震で大破判定となった新耐震以降に設計された既存RC造建築物を対象とした検討を実施する。以上の検討から、新耐震以降の既存RC造建築物の大地震時に対する継続使用評価手法・補修補強設計方法を纏める。

(2) **研究テーマ2**：大地震後に継続使用を確保できるコンクリート杭を用いた基礎構造システムの設計手法に関する検討

地震時の軸力作用下においても、コンクリート杭を用いた基礎構造システムとして建築物の継続使用性を確保するための十分な靱性を有する断面配筋性能を明らかにする。またここで提案する基礎構造システムを対象とした設計方法について検討する。なお本検討は新築の建築物を対象とした検討になるが、将来的にここで得られた知見を活用して既存建築物の継続使用性評価に資する検討方法へ応用することを想定している。

(3) **研究テーマ3**：被災建築物の迅速な損傷性状評価手法に関する検討

地震時における建築物や部位の応答を、直接計測したデータに基づき、被災建築物の迅速な損傷性状評価手法の検討を行う。その検討結果に基づき、地震後の建築物の継続使用性判定のための各種計測装置の必要性能とそれらの利用方法を纏める。

最後に本研究成果は、所内および所外機関に所属する共同研究者と熊本地震で被災した建築物管理者との密接な連携によって得られたものである。ここに衷心より感謝申し上げます。

以下共同研究（または研究会名称）課題と機関名（所属は本課題実施時点）を示す。

所内：

構造G：井上波彦，加藤博人，平出務，坂下雅信，中村聡宏，渡邊秀和，毎田悠承，田沼毅彦，南部禎土，

国地C：鹿嶋俊秀，住宅・都市G：石井儀光

所外：

●研究テーマ1：熊本地震に関する検討

共同研究の名称：熊本地震で被災した既存コンクリート系建築物の被害要因分析及地震後の継続使用性評価に関する検討

共同研究機関名：国立大学法人 東京大学，国立大学法人 東京大学地震研究所，国立大学法人 京都大学，国立大学法人 東北大学，学校法人 東京理科大学，株式会社 堀江建築工学研究所，株式会社 戸田建設

●研究テーマ2：中高層既存建築物に対する耐震性向上技術の開発

1) 共同研究の名称：建築物の地震後の継続使用性の確保を目的とした非耐力壁の耐震改修技術に関する研究

共同研究機関名：株式会社 安藤・間，株式会社 熊谷組，佐藤工業 株式会社，戸田建設 株式会社，西松建設 株式会社，前田建設工業 株式会社，京都大学

2) 共同研究の名称：地震後の継続使用に向けた杭基礎の耐震性能評価・向上に関する研究

共同研究機関名：国立大学法人 東京工業大学，私立大学法人 芝浦工業大学，戸田建設（株），一般社団法人コンクリートパイル建設技術協会（COPITA），（株）フジタ，耐震杭協会

3) 研究会の名称：地震後の建築物の継続使用性を確保する設備システムの耐震性能グレードと耐震性能向上に資する対策に関する研究会

研究機関名：建築研究開発コンソーシアム（主査：建研，幹事：大林組，清水建設，新菱冷熱）

●研究テーマ3：被災建築物の継続使用性を判定する技術の開発

1) 共同研究の名称：被災建物の応答計測システム構築に関する基礎的検討

共同研究機関名：宇宙航空研究開発機構

2) 共同研究の名称：3次元データを用いた地震後の損傷評価手法の構築に関する基礎的検討

共同研究機関名：九州工業大学

3) 研究会の名称：外乱影響による構造躯体の安全性評価手法の調査研究会

研究機関名：建築研究開発コンソーシアム（主査：東大地震研，幹事：建研，住友林業）

4) 共同研究の名称：被災建物の残留変形計測システム構築に関する基礎的検討

共同研究機関名：国際航業