

東日本大震災での教訓を活かした耐震設計法に関する研究成果
—庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能設計・評価手法の構築—
構造研究グループ 主任研究員 向井智久

東日本大震災での教訓を活かした 耐震設計法に関する研究成果

—庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に

資する耐震性能設計・評価手法の構築—

構造研究グループ 主任研究員 向井 智久

目 次

I	はじめに -研究背景と目的-
II	各研究テーマの概要
	1) 地震後の継続使用性に関する阻害要因分析と防災拠点施設等の要求性能ランクの提案
	2) 地震後の継続使用性確保に必要な部位に対する耐震性能評価手法等の検討
	3) 地震後の継続使用性確保に資する防災拠点施設等の設計例の作成
III	地震後の継続使用性に関する阻害要因分析と防災拠点施設等の要求性能ランクの提案
	1) 被災調査に基づく地震継続使用性に関する阻害要因分析
	2) 要求性能ランクの提案
	3) 解析に基づく地震被害分析
IV	地震後の継続使用性確保に必要な部位に対する耐震性能評価手法等の検討
	1) RC 壁に関する検討
	2) RC 造体育館定着部に関する検討
	3) コンクリート杭基礎に関する検討
V	地震後の継続使用性確保に資する防災拠点施設等の設計例の作成
	1) RC 壁を有する庁舎に関する検討
	2) 鉄骨置き屋根を有する RC 造体育館に関する検討
	3) コンクリート杭基礎を有する RC 造学校・共同住宅に関する検討
VI	おわりに
	参考文献

I はじめに -研究背景と目的-

2011 年の東日本大震災によって主たる防災拠点施設である庁舎や避難施設の被害として、1981 年の新耐震基準で設計された建築

物、または旧基準の建築物に耐震補強設計がされた建築物においては、建築物全体が倒壊するような事例は確認されていない。一方、設計時に十分な検討が明示的に求められていない部位につい

ては、その損傷が顕在化し、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⁾。また、この事例と類似の例が、2004年に発生した新潟県中越地震における病院建築物についても確認されている²⁾。これらのことは、現在の耐震基準が、大地震時において建築物の倒壊などを防止できても、地震後に施設の機能を維持させることは難しく、継続使用のためには別途適切な耐震対策が必要であることを示唆している。また被害が顕在化した部位は、既往の確立した研究分野を相互にまたがる複合領域に位置づけられるものも多く、当該領域においてこれまでに総合的な観点からの研究がなされておらず、今後各分野の専門家が共同して解決すべき課題が残されている。一方、建築研究所は、地震後の機能維持・早期回復を可能とする設計体系の構築を目的として研究³⁾を実施し、その耐震性能設計フローを示し、そのフローを実施するためのデータベースの構築並びにユーザに分かりやすい性能表示法について検討を行っており、評価体系の基礎部分を既に構築している。

そこで建築研究所では、文献³⁾で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の実施に資する検討手法の構築を目指した研究課題を以下の各章で示す3テーマ（各テーマの関係性は図I-1）に分けてH25年度より開始した。具体には、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の損傷限界の評価方法について示す。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する。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）である。



図 I-1 3テーマの関係性

II 各研究テーマの概要

1) 地震後の継続使用性に関する阻害要因分析と防災拠点施設等の要求性能ランクの提案

東日本大震災において被災した建築物の地震後の継続使用性に関する調査を行い、地震後、継続使用できなかった原因を取り纏める。その結果、設計時において地震後の継続使用性に資する防災拠点施設等の要求性能を提案する。

- ・継続使用性に関連する被害要因分析手法（実被害建築物の解析的検証を含む）
- ・地震後継続使用性に関するヒアリング調査結果（庁舎、体育館、杭が破損した建築物）

以上の検討を、建築物を管理している国土交通省、地方自治体、UR都市機構と連携し実施した。

2) 地震後の継続使用性確保に必要な部位に対する耐震性能評価手法等の検討

東日本大震災において被害が顕在化し、建築物の地震後の継続使用を大きく妨げる要因となった部位と本研究で実施している概要を以下に示す。

鉄筋コンクリート（RC）造非耐力壁（図II-1）：構造計算上、無視される部位となるため、その損傷および破壊メカニズムについての検討は行われておらず、当該壁部材の損傷を軽減させる補強技術もまた現在ほとんどない。本研究では、ここで示す各部材を対象として、主として損傷限界状態の評価、および損傷軽減手法の検討を行う。

損傷限界状態・モデル化評価：

- ・被災したRC造建築物のプロトタイプ架構の抽出
- ・方立て壁部材実験（損傷軽減策の検討を含む）
- ・腰壁垂れ壁付き部材実験
- ・RC壁を有する部分架構実験
- ・実大5層壁付き架構実験

RC造柱と鉄骨（S）造屋根との定着部（図II-2）：当該定着部は、通常の構造設計において適切に作用応力が考慮されていない可能性がある。またコンクリートに定着された露出柱脚としてのアンカーボルトの引張、せん断の基礎的挙動は、これまでに構造実験が実施されているが、当該接合部を対象として、作用する応力毎に生じる損傷や破壊メカニズムについては十分な検討がされていない。

- ・損傷限界状態の評価のための体育館の定着部要素実験
- ・損傷軽減のための体育館の定着部要素実験
- ・体育館の地震時挙動の評価

杭基礎（主としてコンクリート既製杭、図II-3）：今回の地震被害

で大きな損傷を受けた既製杭については、杭単体の実験は実施されているが、基礎梁や柱、地盤変形を含む上部・下部構造の一体的な挙動や下部構造の損傷が上部構造物の傾斜に与える影響を検討されている例はなく、またそれらを対象とした補強工法についてもほとんど検討がなされていない。そこで本研究では、以下の検討を実施している。

- ・モデル化のためコンクリート杭の要素実験
- ・損傷限界状態評価のためのコンクリート杭・柱・基礎梁部分架構実験
- ・損傷後修復されたコンクリート杭・柱・基礎梁部分架構実験

その他の非構造部材：天井や大規模な間仕切壁に関して既往の実験結果をもとに継続使用性の観点から損傷評価データベースを充実させる。以上の検討を、大学、国土交通省国総研、民間技術者らと連携し実施している。

3) 地震後の継続使用性確保に資する防災拠点施設等の設計例の作成

各用途（庁舎（RC造）、体育館（RC造）、共同住宅（RC造））における地震後の継続使用性を確保している主たる部位の被害を避けるための耐震性評価手法に関する技術資料（設計例を含む）を取り纏める。具体的には、地震時の建築物の継続使用性確保に必要な各部材の応答値を算定し、それに基づく各部材の損傷状態を評価することで建築物の地震後の継続使用性を確保する方法や現行設計手法を準用する方法などを取りまとめ、「防災拠点施設等の地震後の継続使用性に資する耐震性能評価（新築編・既存編）のための事例集（案）」を作成する。本検討は前述した2つのテーマから得られる知見を取り纏め、具体的設計例等として示すことにより、「地震後の継続使用性」に関する要求性能が示された場合に、それらを満足する設計に役立つ技術資料の提供を目的としている。以上の検討を、主として民間の設計技術者と連携し実施している。

III 地震後の継続使用性に関する阻害要因分析と防災拠点施設等の要求性能ランクの提案

1) 被災調査に基づく地震継続使用性に関する阻害要因分析¹⁾

東日本大震災で被災した建築物事例を対象に、地震後の継続使用性に関する調査を行っている。本稿では調査事例に基づき、地震後の継続使用性の程度に影響を及ぼす阻害要因分析の概要を示す。具体的には、地震後の継続使用性の有無を判断するタイミングに応じて、継続使用性の有無に影響を及ぼす要因を系統的に分類するための分析フローを提案する。

①地震後継続使用性の考え方

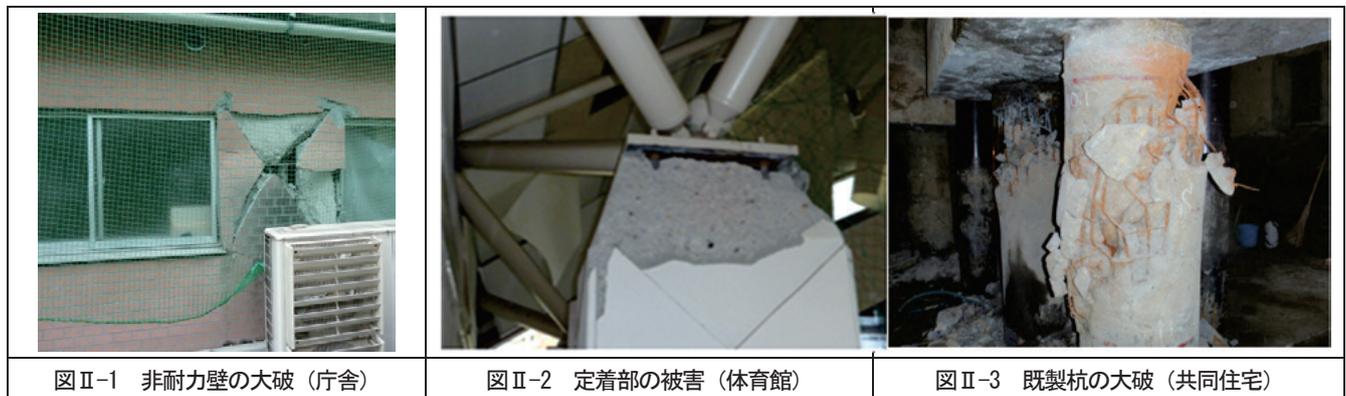
本研究では、地震後に建築物の全体又は一部の範囲が使用禁止とならずに継続使用できる状態を「地震後の継続使用性がある」と判断する。一般に震災復旧の流れは発災後の時間経過に応じて、(I)発災直後、(II)やや混乱の落ち着いた時期、(III)恒久使用に至るまでの時期に分けられ、各段階で応急危険度判定²⁾、被災度区分判定³⁾の結果が建築物の使用制限の要否や継続使用の判断に活用されている。

表Ⅲ-1に両判定基準及び本研究が対象とする段階を●印で示す。同表に示すように本研究では、段階(I)、(II)での状況に着目して東日本大震災での被災事例の継続使用性を分析し、例えば将来的に恒久復旧できた場合であっても、(I)及び(II)の両段階で使用(立入)禁止措置がされていなければ継続使用性がないとみなす。

②分析方法

図Ⅲ-1に建築物の地震後の継続使用性の分析フロー、表Ⅲ-2に当該フロー中の記号の凡例をそれぞれ示す。

当該建築物の継続使用性の有無は基礎及び各階の被害状況のうち、継続使用の可否に最も影響を及ぼしたと考えられる状況に着目して判断するものとし、その判断のタイミングは(I)発災直後と(II)やや混乱の落ち着いた時期に分けられる。段階(I)では応急危



危険判定基準、段階(Ⅱ)では被災度区分判定基準又はそれらに準ずる判定の結果に基づいて判断することを前提にしており、過去に耐震診断を実施している場合には、当該診断結果を判断の参考にすることも想定している。

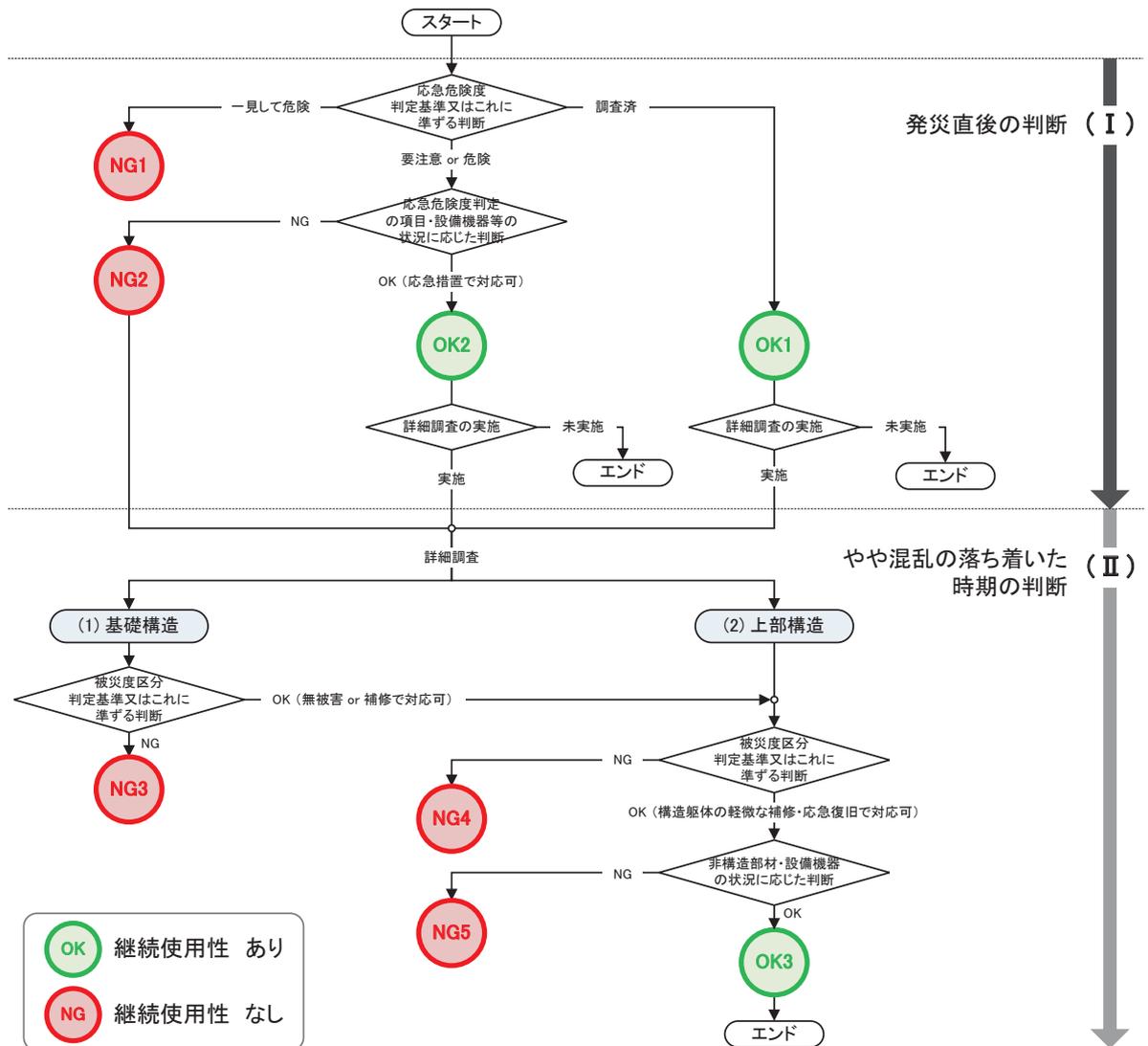
継続使用性があると判断される場合は3通りに分類した。建築物の一部を使用制限した上で、応急措置、補修又は応急復旧をした後に継続使用できる場合も、継続使用性があるもの(OK2,OK3)として位置づけている。継続使用性のレベルはOK1,OK2,OK3の順に高いと言える。

一方、継続使用性がないと判断される場合は構造躯体、非構造部材、設備機器等の被害状況に基づき5通りに分類した。ここで、各々に対応する被害が継続使用の阻害要因に相当する。

表Ⅲ-1 応急危険度判定基準、被災度区分判定基準及び本研究で対象とする震災復旧における段階

段階	震災復旧に係る行為	応急危険度判定基準	被災度区分判定基準	本研究
(Ⅰ) 発災直後	応急措置	●		●
(Ⅱ) やや混乱の落ち着いた時期	復旧の要否判断、補修、応急復旧		●	●
(Ⅲ) 恒久使用に至るまでの時期	恒久復旧		●	

例えば、東日本大震災での被災事例のうち RC 造建築物の上部構造について、被災度区分判定結果が「小破」であったものが、大半の方立て壁がせん断破壊したことに加え、それに伴う落下危険



図Ⅲ-1 建築物の地震後の継続使用性の分析フロー

物が存在することにより使用禁止となった事例もある⁴⁾。したがって、この事例のように構造躯体が軽微な補修又は応急復旧できる状況であっても、非構造部材等の被害状況から継続使用できないと判断される場合は、NG5に該当する。

なお、段階(I)と(II)の間では判定基準が異なるため、以下のよう
に継続使用性有無の判断が変わることも考えられる。

- ・ 段階(I)で立入禁止措置がされたが、段階(II)で詳細調査をした結果、応急復旧等によって継続使用できると判断される場合 (NG2 ⇒ OK3)
- ・ 段階(I)で応急措置後に継続使用したが、段階(II)で詳細調査をした結果、継続使用できないと判断される場合 (OK2 ⇒ NG3~5)

2) 要求性能ランクの提案⁵⁾

①位置づけ

要求性能ランクの検討に当たり、前述した継続使用性の阻害要因分析の結果や既往の基準や指針等を参考にし、以下の1)、2)の流れに沿った方針が必要な項目を整理した。

- 1) 建築物の用途ごとに活動上重要なエリアを設定する。
- 2) マトリクス表の形式で複数の耐震性能目標ランクを定義し、各々のランクに応じて要求される各部位の損傷状態を明確にする。

「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説」⁶⁾で定める各部位の耐震安全性の目標設定の考え方は、大地震後の十分な機能確保が図られるかどうかという視点に基づいており、本研究で目標とする継続使用性の確保と方向性が合致する。したがって、要求性能(案)では同基準で定める耐震安全性の目標設定の考え方と整合するよう留意するとともに、阻害要因分析の結果を踏まえれば基礎構造や非構造部材(RC造非耐力壁等)の被害も継続使用の阻害要因であったことから、これらの部位については同基準より詳細な性能目標を検討した。

②活動上重要なエリアの設定

官庁施設に関して文献6)では、非常時の優先業務が確実に実行されるために、耐震安全性に係る機能が確保され、執務空間や活動支援空間が安全な状態で維持されることが重要であること、また、これらの機能を支える基幹設備機能も確保されなければならないことが示されている。この考え方は庁舎だけでなく、避難所として指定された体育館その他の用途建築物についても、活動上重要なエリアを設定する上で参考になる。

表III-3に庁舎と体育館を例に、活動上重要なエリアと主な検証部位(例)との対応を示す。

表III-2 図III-1に掲げる分析フローの凡例

建築物の地震後の継続使用性の有無		図III-1 中記号
継続使用性 あり	発災直後の判断に基づき、当該建築物の全体を継続使用した。	OK1 <small>(注1)</small>
	発災直後の判断に基づき、必要に応じて当該建築物の一部を使用制限し、応急措置によって継続使用した。	OK2 <small>(注1)</small>
	やや混乱の落ち着いた時期の判断に基づき、当該建築物の一部を使用制限し、軽微な補修又は応急復旧によって継続使用した。	OK3 <small>(注2)</small>
継続使用性なし		NG1~5 <small>(注3)</small>
注1) やや混乱の落ち着いた時期に詳細調査を実施し、判断の結果が「OK3」又は「NG1~5」になる可能性がある。 注2) 継続使用できる見込みの場合を含む。ただし、その後の判断の段階で、建替え又は機能移転に至る可能性がある。 注3) 過去に耐震診断を実施している場合には、当該診断結果も必要に応じて判断に反映される。「NG2」の場合はやや混乱の落ち着いた時期に詳細調査を実施し、判断の結果が「OK3」になる可能性がある。		

表III-3 活動上重要なエリアと主な検証部位(例)との対応

用途	地震後の必要な機能(業務)	活動上重要なエリア		
		主な検証部位(例)		
庁舎	災害時優先業務の指揮と情報伝達の拠点	災害対策本部	非耐力壁、吊り天井、外壁材、ガラス窓	基礎構造 上部構造
	災害復旧復興業務のうち、優先度の高いもの	応急業務エリア		
	職員の活動支援	トイレ	給排水設備	
	基幹設備機能の確保	電気室、電算室	設備機器	
	活動経路の確保	廊下、階段室	非耐力壁、Exp. J.	
体育館	災害時の避難行動の拠点	アリーナ	非耐力壁、吊り天井、外壁材、ガラス窓	基礎構造 上部構造
	避難者の活動支援	トイレ	給排水設備	
	活動経路の確保	廊下、階段室	非耐力壁、Exp. J.	
		エレベータ室	エレベータ設備	

③目標性能ランク

継続使用性確保のための目標性能ランクはマトリクス表形式で整理した。設定方針を以下にまとめる。目標性能ランクとして表III-4に示す上位からS,A,Bの3段階を提示し、この中から継続使用性確保のための性能目標を選択する。

表III-4 目標ランクの区分

目標性能ランク	活動上重要なエリア	左記以外のエリア
S	●	●
A	●	○
B	○	○
(凡例) ●: 使用制限することなく継続使用できる, ○: 使用制限した後に継続使用できる		

同表に示すように、同ランクは対象施設の活動上重要なエリアとそれ以外のエリアごとに、使用制限の有無を考慮した継続使用状況の観点で区分した。表III-5に示すマトリクス表の縦軸には目標ランクS,A,B、横軸には基礎構造(地盤、基礎部材)、上部構造(RC造、S造、屋根支承部)、非構造部材(RC造壁)をそれぞれ示してい

る。これらの各部分に許容される損傷状態を、目標ランクに応じて分類Ⅰ、Ⅱ、Ⅲに対応づける。一般にエリアや室用途が異なれば、非構造部材や設備の種類も異なることが考えられることから、表5では非構造部材についてエリア別の分類とした。

Ⅰ、Ⅱ、Ⅲは大地震動後の当該部分の損傷の有無、(損傷がある場合)修復の程度等の状況によって分類し、各部分の損傷限界状態の詳細は表Ⅲ-6に示した。各部分の状態として既往の文献4)等を参考に、ひび割れ幅の数値等を例示した。ここで、例えば基礎構造と上部構造の場合、Sランクに対応するのは分類Ⅰのみであるが、Bランクには当該部分が損傷する場合だけでなく、当該部分が損傷しなくても非構造部材その他の部分が損傷する場合も考えられるため、Ⅰ、Ⅱ又はⅢのいずれも対応し得る。

3) 解析に基づく地震被害分析

①RC壁に関する検討⁷⁾

実際に被災した鉄骨鉄筋コンクリート共同住宅を対象とし、非耐力壁のモデル化に着目した建物の静的・動的解析を実施し、解析結果を用いた損傷評価の結果と実際の被害との比較を行うことで、本評価法の妥当性を示し、修復時間に基づく地震後の継続使用性との関係性を考察する。

a) 対象建物

本研究では、既往の研究⁸⁾⁹⁾で東北地方太平洋沖地震の被害調査によって、特に非耐力壁の損傷が確認された11階建て鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造の集合住宅を対象とする。桁行方向が約71.0m、張間方向が約27.0mの対称な形状で東棟と西棟が建物中央で渡り廊下により連結されている。Y1通り(バルコニー側)には

表Ⅲ-5 地震後の継続使用性に関する目標ランク

目標ランク	表Ⅲ-6に示す構造上の分類					【参考】図Ⅲ-1に掲げる分析フローで概ね対応する継続使用の状態		
	基礎構造	上部構造	非構造部材		活動上重要なエリア	左記以外のエリア		
			活動上重要なエリア	左記以外のエリア				
S 建築物の全体を使用制限することなく、継続使用できること。	F-I	S-I	N-I	N-I	N-I	N-I	OK1	
A 建築物の一部に使用制限が生じるが、活動上重要なエリアは使用制限することなく、継続使用できること。							N-II	OK2
B 活動上重要なエリアを含む建築物の一部に使用制限が生じるが、一定の措置後、継続使用できること。							N-III	OK2 ⇒ OK3

表Ⅲ-6 目標ランクに応じた各部分の損傷限界状態

構造上の分類	基礎構造		上部構造			非構造部材
	地盤	基礎部材	RC造	S造	屋根支承部	RC造壁
Ⅰ 大地震動後、当該部分に被害(直ちに応急措置等を要しない軽微な損傷を除く)を許容しない。	(F_q-Ⅰ) 上部構造の耐久性に影響する沈下・変形が生じない状態。	(F_p-Ⅰ) 修復が不要な状態(例えば、部材は短期許容応力度以内に留まっている、など)。	(S_R-Ⅰ) 構造部材に生じる損傷によって修復が不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態(例えば、残留ひび割れ幅が0.2mm未満)。	(S_S-Ⅰ) 構造部材に生じる損傷によって修復が不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態(被災度が無被害の状態)。	(S_{RS}-Ⅰ) 支承部の柱梁部材のコンクリートや支承部モルタルに亀裂がほとんど観察されないまば無損傷の状態。	(N_w-Ⅰ) 壁部材に生じる損傷によって修復が不要で、取り付け建具に損傷がなく建具の機能が確保されている健全な状態(例えば、ひび割れ幅0.3mm未満、剥落率0.0%未満)。
Ⅱ 大地震動後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な修復の実施を許容する。	(F_q-Ⅱ) 上部構造が継続使用不能な沈下・変形に達しない状態で、比較的簡易に恒久復旧できる状態。	(F_p-Ⅱ) 基礎部材の損傷・沈下により、上部構造が継続使用不能とならない状態で、必要に応じて軽微な修復による恒久復旧が必要な状態。(例えば、部材は終局強度以内、かつせん断余裕度を確保できている、など)。	(S_R-Ⅱ) 構造部材に生じる損傷によって応急復旧は不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態(例えば、残留ひび割れ幅が1.0mm未満で、損傷度Ⅱ程度)。	(S_S-Ⅱ) 構造部材に生じる損傷によって応急復旧は不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態(被災度が軽微の状態)。	(S_{RS}-Ⅱ) 支承部の柱梁部材のコンクリートに亀裂が生じ、支承部モルタルにひび割れや一部剥離、剥落が生じる程度の軽微な被害の状態。	(N_w-Ⅱ) 壁部材に生じる損傷によって大規模な修復が必要で、建具の機能が確保されている健全な状態(例えば、ひび割れ幅2.0mm未満、壁見付け面の剥落率1.0%未満)。
Ⅲ 大地震動後、当該部分の損傷に対して、応急措置又は修復の実施を許容する。	(F_q-Ⅲ) 上部構造が継続使用不能な沈下・変形に達しない状態で、長期間に渡る恒久復旧作業が必要な状態。	(F_p-Ⅲ) 基礎部材の損傷・沈下により、上部構造が継続使用不能とならない状態で、大規模な修復による恒久復旧が必要な状態。(例えば、一部に修復可能なヒンジ状態を許容する、など)。	(S_R-Ⅲ) 構造部材に生じる損傷によって計画的な修復を行うことが必要だが、残存耐震性能が確保されている状態(例えば、残留ひび割れ幅が2.0mm未満で、損傷度Ⅲ程度)。	(S_S-Ⅲ) 構造部材に生じる損傷によって計画的な修復を行うことが必要だが、高い残存耐震性能が確保されている状態(被災度が小破の状態)。	(S_{RS}-Ⅲ) 支承部の柱梁部材のコンクリートにわずかなひび割れが生じ、支承部モルタルにひび割れや部分的な破壊が生じる小破程度の状態。	(N_w-Ⅲ) 壁部材に生じる損傷によって大規模な修復が必要で、建具の使用が困難な状態(例えば、壁見付け面の剥落率5.0%未満、脆性破壊(曲げ圧縮、せん断破壊)しない)。

スパン中央に方立壁、Y2 通り（廊下側）には袖壁と方立壁が設けられた建物である。使用された材料は、コンクリートは設計基準強度が 21N/mm²、鉄筋は D19 以上が SD345、D16 以下が SD295A である。鉄骨柱は 1 階から 5 階（端部は 1 階と 2 階）が SM490、6 階以上（端部は 3 階以上）が SS400 である。梁は 2 階から 7 階が SM490、8 階以上は SS400 である。建物重量は対象建物の設計図書を参照した。

b) 解析手法

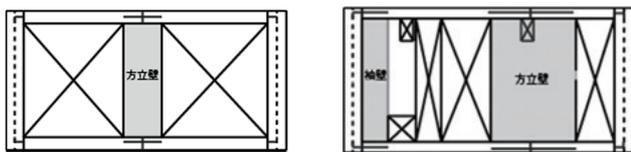
検討建物のモデル化にあたり、市販の解析プログラムを用い、静的増分解析と地震応答解析を行う。静的増分解析について、外力分布は A_i 分布に基づく分布とする。地震応答解析では、東北地方太平洋沖地震における建設地近傍で観測された東北工業大学のデータ¹⁰⁾を用いる。柱の負担する軸力は対象建物の設計図書各層の重量をそれぞれの部材の支配面積により振り分けている。また、非耐力壁は被害報告から、方立壁のせん断破壊がみられること、既往の研究¹¹⁾で方立て壁に作用する軸力比に関する研究結果を鑑み、軸力比 $\eta=0.15$ と仮定しモデル化を行った。

危険断面位置は全て柱、梁、壁のフェイス位置に設定し、フェイス位置間を剛域とし、壁部分については図 III-2 のように剛域を設定した。袖壁付き柱に関しては、袖壁長さが上下で異なるモデルは複雑になる割にその効果が小さいと考えられるため、上部の袖壁を無視し下部の開口位置に合わせてモデル化する。

c) 解析結果に基づく損傷評価

c.1 静的増分解析結果による損傷評価

今回の解析結果が実際の被害と比べてどの程度の精度であるかを検討するため、解析結果と実被害との比較を行う。また、実被害状況から対象建物の非耐力壁の変形状況を推定するため、既往の研究¹²⁾の実験結果の中で示された NSW2 試験体の結果を参照し、Y1, Y2 構面の非耐力壁の変形状況を推定する。なお、Y2 構面よりも Y1 構面の方立て壁が前述の試験体と比較でき、損傷状態の予測ができると判断し、Y1 構面を基準に検討を行うこととした。Y1 構面の被害性状と実験結果を比較すると、試験体が層間変形角 1% の時の損傷性状と 5 層の損傷性状が類似（図 III-3）したため、5 層の層間変形角を 1% と仮定した。また、図 III-4, 6 は



Y1 通り

Y2 通り

図 III-2 袖壁および方立て壁部材のモデル化

立体解析結果から出力した 5 層の層間変形角が 1.0% 時点の Y1, Y2 構面の機構図を示す。

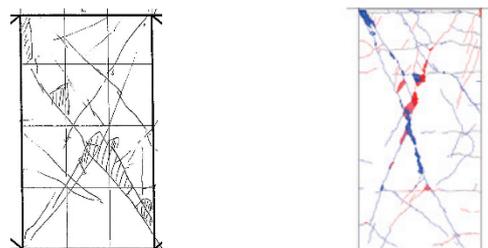
図 III-5, 7 は実際に対象建物で行われたひび割れ調査の結果を元に作成した非耐力壁の損傷度合いを纏めたものである。表 III-7, 8 は耐震性能残存率 R 値の算出結果である。また、R 値の算定法に関して今回の対象建物の実被害情報としてひび割れ情報は得られなかったが、非耐力壁のひび割れ幅情報を得ることができなかったため、R 値の算定における部材の損傷度を決定する。具体的には、R 値の算定における当該部材の損傷度として、剥落があるものを損傷度 III、1 本のひび割れ長さが約 1000mm 以上、またはひび割れ本数 10 本以上の場合を損傷度 II、それ以外を損傷度 I、無損傷を損傷度 0 と決定し、算定式は被災区分判定基準に基づき算定した。ただし、Y2 構面の小開口の含まれる方立壁は開口を含めて無開口の方立壁としてモデル化しているため開口左右の壁の損傷は無視することとした。機構図と比較すると、解析結果では 6 層目まで方立壁にせん断破壊が見られる。被災区分判定結果を見ると Y1, 2 構面ともに 6 層目まで大破であり、ある程度今回の解析結果は実被害を追えており、かつ R 値の算定結果も被害程度と対応していると言える。

c.2 動的解析結果による損傷度比較

実被害状況から、既往の実験結果¹²⁾を使用し、非耐力壁の変形状況を 5 層目が層間変形角 1% 程度と仮定した。その判断に基づき、静的解析で 5 層目が層間変形角 1% に達した時点の層間変形分布を最大応答の状態とみなした。

また本検討では、強度低下を考慮する解析モデルを用いて検討を行った。その際、同程度の断面を持つ方立て壁試験体の実験¹²⁾により得られる負勾配率を式 (1) により算定した。この際、初期剛性 K_0 、終局強度などの値は文献 12 で示された荷重変形関係を包絡線化することにより算出した結果、負勾配率 0.03 が得られた。

$$\eta = - \frac{M_u - M_u'}{\mu d_y - \mu d_y'} \cdot \frac{1}{K_0} \quad \text{式(1)}$$



Y1 通り 5F (X6-X7) 実被害

最大部材角 1% 時

図 III-3 実験と実被害の損傷性状の比較

M_u : 方立壁の終局強度 (kNm)

M_u' : 耐力低下後の方立壁の強度 (kNm)

μd_y : 方立壁の終局時の部材角 (rad.)

$\mu d_y'$: 耐力低下後の方立壁の部材角 (rad.)

K_0 : 部材の初期剛性 (kNm)

静的増分解析による応答予測値と動的解析の各層の最大応答点を比較した結果を図Ⅲ-8に示す。四角の凡例は5層の層間変形角が1%に達した際の各階の層間変形分布であり、三角の凡例は動的解析結果の最大応答変形-最大応答変形時せん断力のプロットである。また、各層の静的解析、動的解析結果の応答変形の比較を図Ⅲ-9に示す。実被害で5層目の方立て壁の部材角が1%に達したとすると、多少の違いは見られるものの変形に関しては特に変形の大きい1-5層目は動的解析において概ね実被害を追えていると考えられ、かつ静的解析による検討結果とも整合性がとれており静的・動的解析結果から最も変形の大きい3、4層から最大層間変形角は図Ⅲ-9に示すように1.5%程度であったと予想される。また、変形

の小さかった6-11層目に関しては、静的解析と動的解析結果の応答変形に違いが見られ、その要因としては実際の地震による外力と今回解析に用いたAi分布に基づく外力分布による違いなどが考えられるが、本稿での地震後の建物の継続使用性に着目した検討においては、変形の小さい層が継続使用性に与える影響は小さいと判断した。

②RC 体育館定着部に関する検討¹³⁾

a) 建物概要と被害状況

検討建物は、耐震壁付ラーメン構造のRC 躯体に鉄骨造の屋根が乗る、置屋根形式の新耐震基準で設計された実在する体育館である。スパン方向35.0m、桁行方向59.8m、地上3階の建物で、2階より上がアリーナとなっている。屋根伏図・軸組図を図Ⅲ-10に示す。

2011年東日本大震災における各支承部の被災状況を図Ⅲ-11に、支承部詳細図を図Ⅲ-12 損傷の状況を写真Ⅲ-1示す。TYPE-A'のモルタルは120mm程度の厚みがあり、通常より厚くなっている。被

表Ⅲ-7 Y1 構面被災度区

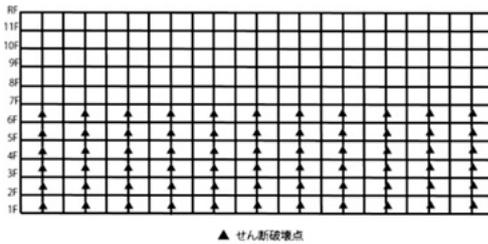
分判定結果

層	Y1	
	R値(%)	損傷度
11F	98.18	軽微
10F	100.00	軽微
9F	97.73	軽微
8F	96.36	軽微
7F	66.36	中破
6F	40.91	大破
5F	32.73	大破
4F	30.00	大破
3F	30.00	大破
2F	30.00	大破
1F	30.00	大破

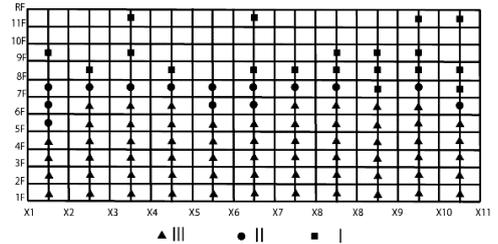
表Ⅲ-8 Y2 構面被災度区

分判定結果

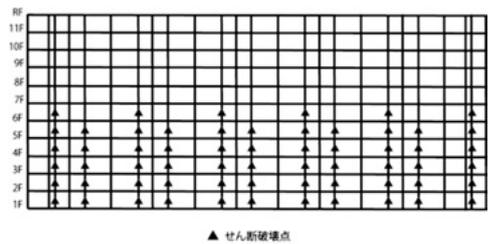
層	Y2	
	R値(%)	損傷度
11F	88.64	軽微
10F	85.91	軽微
9F	79.09	軽微
8F	70.00	軽微
7F	60.91	中破
6F	32.73	大破
5F	30.00	大破
4F	30.00	大破
3F	30.00	大破
2F	32.73	大破
1F	35.45	大破



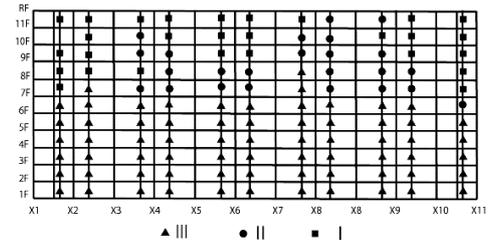
図Ⅲ-4 ベランダ側 Y1 構面機構図 (R=1.0%)



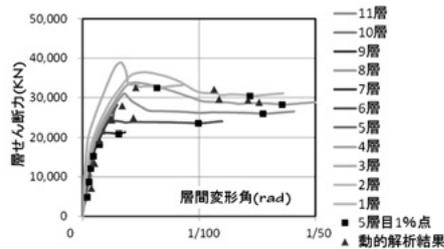
図Ⅲ-5 ベランダ側 Y1 損傷図



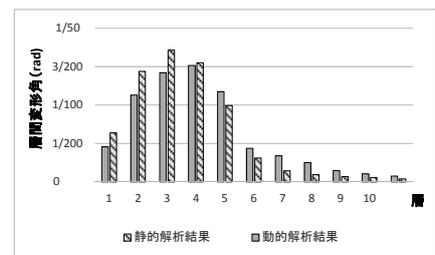
図Ⅲ-6 共用廊下側 Y2 構面機構図 (R=1.0%)



図Ⅲ-7 共用廊下側 Y2 損傷図



図Ⅲ-8 静的・動的解析結果比較
(荷重変形関係)



図Ⅲ-9 静的・動的解析結果比較
(層間変形角)

災度判定の結果、支承部のコンクリート及びベースモルタルに、アンカーボルトの側方破壊に伴うひび割れや剥離が生じていたが、RC 躯体と屋根鉄骨に損傷はほとんど見られなかった。

b) 解析モデル

被災度判定において、支承部以外に大きな損傷は見られなかったため、屋根鉄骨と RC 躯体を一体化した弾性解析を行った。架構の概要を図III-13 に、部材諸元を表III-9 に示す。屋根の支承部は、鉄骨屋根の節点と RC 梁の構造芯でモデル化した節点を剛な仮想部材で繋ぎ、鉄骨側の節点をピン接合とした。プログラムは任意系立体フレーム解析プログラム MIDAS iGen を使用し、静的解析と時刻歴応答解析を行った。静的解析の地震荷重は、耐震診断¹⁴⁾における構造耐震指標 I_{50} を 0.7、靱性指標 F_i を 1.0 としたときに相当するせん断力とした。

$$C_i = I_{50} \times F_i \times A_i$$

$$(I_{50}=0.7, F_i=1.0, A_i: A_1=1.00, A_2=1.395, A_3=1.736)$$

時刻歴応答解析に用いる地震波は、2011 年東日本大震災における K-NET 観測波 IBR012 とした。本建物は観測点から 6.6km の距離に位置する。IBR012 の NS, EW のデータから、本建物の X, Y 方向に対応させた地震波を作成した。1 次固有周期は X, Y 方向それぞれ 0.248 秒、0.312 秒で、RC 躯体が構面外に振動するモード形状になっている。減衰は、剛性比例型で減衰定数を 3% とした。

c) 解析結果と支承部の評価

静的解析及び時刻歴応答解析の層せん断力及び層せん断力係数の結果を表III-10 に示す。支承部耐力と解析より得られた支承部せん断力を表III-11 に示す。時刻歴応答解析での支承部せん断力は、最大応答値を示す。支承部耐力は、最小へりあき位置でのコンクリートの側方破壊の耐力にアンカー本数を乗じて算出した。これは、支承部に被害が生じるまでは全てのアンカーが均等にせん断力を負担し、へりあきが最小のアンカーのせん断力が側方破壊耐力に達したときに、支承部の破壊が生じると考えたときの耐力である。支承部耐力の算定式を以下に示す。

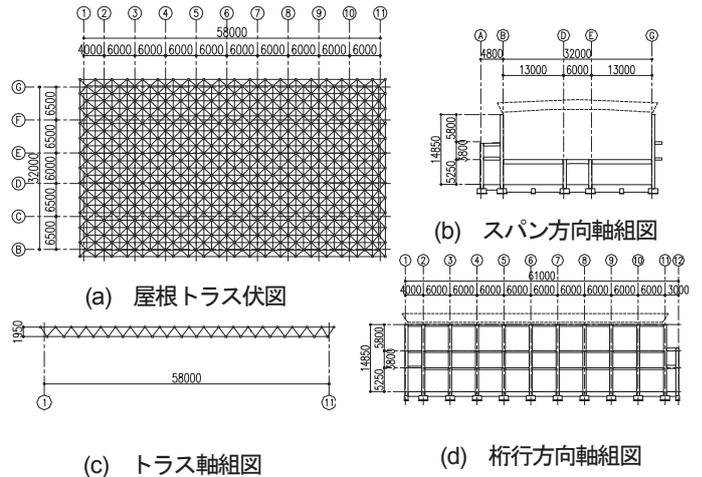
$$Q_s = q_a \times n$$

Q_s : 支承部耐力, q_a : アンカーボルトの側方破壊耐力, n : アンカー本数

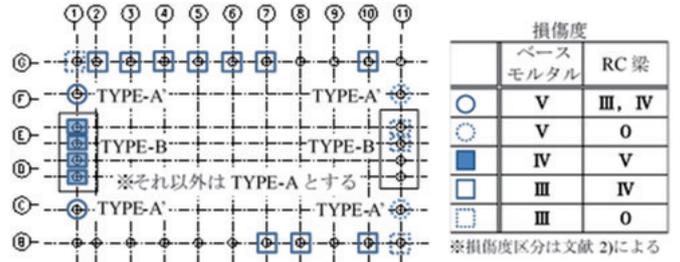
$$q_a = \varphi_2 \times \sigma_c \times A_{qc} \quad 15)$$

$$\sigma_c = 0.31 \sqrt{F_c}$$

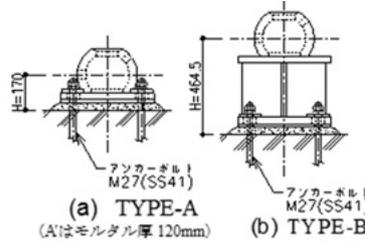
φ_2 : 低減係数 短期 2/3, σ_c : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度, F_c : コンクリートの設計基準強度 (21N/mm²), A_{qc} : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積, c : へりあき寸法



図III-10 構造伏図・軸組図



図III-11 支承部被災状況



図III-12 支承部詳細図

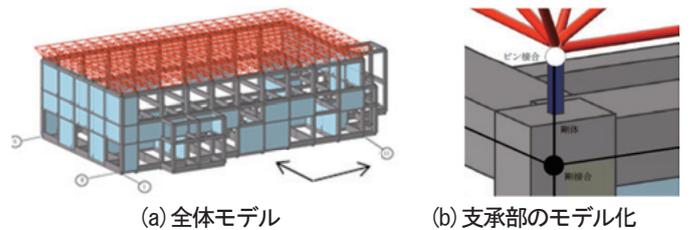
表III-9 部材諸元

	ヤング係数 (N/mm ²)	主な部材
屋根トラス	205,000	φ76.3×3.2~φ89.1×4.1
RC 躯体	梁	□-400×700
	柱	□-650×900
	壁	t=150



(a) 損傷度III (b) 損傷度IV (c) 損傷度V

写真III-1 損傷の状況



図III-13 解析モデル

地震波 IBR012 による時刻歴応答解析結果より得られた支承部せん断力と支承部耐力を比較したところ、支承部せん断力が支承部耐力を上回った箇所と支承部の損傷箇所は概ね一致した。解析結果からこのような支承部の損傷が発生した原因として、以下二つの理由が推定される。

- ① 屋根鉄骨の水平剛性に比べRC片持ち壁の面外剛性が小さく、片持ち壁の面外方向に作用する慣性力の一部を屋根鉄骨が負担したため、支承部に設計で想定した以上のせん断力が作用した。
- ② アンカーボルトのせん断力に対するコンクリートの側方破壊が設計段階で考慮されておらず、支承部耐力が十分ではなかった。

IBR012 で得られた支承部せん断力は、静的解析による結果とオーダーとしては一致しており、ベースシア係数0.7程度の静的水平荷重により、東日本大震災における本建物の支承部損傷評価が可能であることが分かった。ただし、損傷の程度と支承部せん断力の大きさは必ずしも一致しておらず、より詳細な評価を行うには、支承部損傷時の非線形性を考慮した解析モデルによる支承部せん断力の算出と、支承部そのものの詳細な耐力評価が必要となる。

表Ⅲ-10 層せん断力・層せん断力係数

層	層せん断力(kN)			層せん断力係数		
	動的IBR012		静的	動的IBR012		静的
	X方向	Y方向	$C_0=0.7$	X方向	Y方向	$C_0=0.7$
3	5,066	3,961	8,678	0.71	0.56	1.22
2	6,975	7,714	16,156	0.42	0.47	0.98
1	14,887	17,000	30,989	0.34	0.38	0.70

表Ⅲ-11 支承部せん断力と耐力の比較

方向	位置	TYP E	へりあき c(mm)	耐力 A (kN)	解析応力(kN)		損傷度	検定比 B/A	
					静的	動的B			
X	G-1	A	-	311	47	47	Ⅲ	0.15	
	F-1	A'	60	21	89	110	V	5.11	
	E-1	B	105	66	175	155	V	2.36	
	E-1'	B	105	66	132	133	V	2.02	
	D-1	B	105	66	132	135	V	2.06	
	D-1'	B	105	66	176	154	V	2.34	
	C-1	A'	60	21	92	74	V	3.47	
	B-1	A	-	311	48	55	-	0.18	
	G-11	A	-	311	30	76	-	0.24	
	F-11	A'	60	21	86	76	V	3.54	
	E-11	B	125	93	100	136	Ⅲ	1.46	
	E-11'	B	125	93	74	88	Ⅲ	0.95	
	D-11	B	125	93	77	65	-	0.70	
	D-11'	B	125	93	107	93	-	1.00	
	C-11	A'	60	21	87	76	V	3.56	
	B-11	A	-	311	33	70	Ⅲ	0.23	
	Y	G-1	A	-	311	115	73	Ⅲ	0.23
		G-2	A	110	72	1	108	Ⅳ	1.50
		G-3	A	110	72	173	115	Ⅳ	1.60
		G-4	A	110	72	197	157	Ⅳ	2.19
G-5		A	110	72	183	152	Ⅳ	2.12	
G-6		A	110	72	170	166	Ⅳ	2.30	
G-7		A	110	72	167	138	Ⅳ	1.91	
G-8		A	110	72	170	145	-	2.02	
G-9		A	110	72	165	125	-	1.74	
G-10		A	110	72	65	112	Ⅳ	1.56	
G-11		A	-	311	124	92	-	0.30	
B-1		A	-	311	117	73	-	0.23	
B-2		A	140	116	11	107	-	0.92	
B-3		A	140	116	89	95	-	0.82	
B-4		A	140	116	24	83	-	0.71	
B-5		A	140	116	177	120	-	1.03	
B-6		A	140	116	30	60	-	0.52	
B-7		A	140	116	123	107	Ⅳ	0.92	
B-8		A	140	116	157	119	Ⅳ	1.02	
B-9	A	140	116	163	106	-	0.91		
B-10	A	140	116	57	79	Ⅳ	0.68		
B-11	A	-	311	134	87	Ⅲ	0.28		

③ RC 杭基礎に関する検討¹⁶⁾

a) 検討背景と目的

本節では、杭基礎の被害要因と対策に関する検討のうち、現行の耐震規準類に従って設計されていた建物の杭の一部が破損して傾斜し、継続使用不能となった被害の解析事例を示す。

検討対象は1987年竣工の8階建(軒高23.4m)の建物で、1~4階SRC造・5~8階RC造、南北方向連層耐震壁・東西方向非耐力壁付きラーメン構造である。基礎は図III-14のように高強度プレストレストコンクリート杭(PHC杭・直径50cm)が柱下2~5本ずつ配置され、杭頭はGL-2.6~2.7m、杭長30~33m(上杭C種7m、中杭・下杭A種15m+8~11mの継杭)である。建物直近の地盤調査によれば、埋土の下GL-4.4mまでN値4程度の粘性土、以下はN値10~50の粘性土・砂層・砂礫の互層である。

地震後には、北西向きに傾斜(8階床の最大相対沈下量89mm)生じた。上部構造の被害としては、梁・壁の軽微なひび割れに加え、1,2,6階の南側方立壁のかぶりコンクリートの剥落が見られた。その後、掘削調査を行って杭頭部の破損が目視確認された杭は西端の1通りの3本(図III-14●:No.1,2,6)で、写真III-2に示す破壊状況であった。さらに、弾性波を用いた非破壊検査(IT試験)で地中部の損傷の可能性あり、と判定された杭が12本(図III-14+, No.6は杭頭と地中両方損傷)であった。

b) 検討方法

被害過程の検討のため、被害大きい通りの杭8本と地盤ばねからなる解析モデルにより弾塑性静的荷重増分解析を行った。地盤ばねは非線形性に加え荷重方向ごとの杭間距離の影響(群杭効果)を、杭体・杭頭接合部は負担軸力に応じた非線形性を考慮した。具体的なモデル化方法は文献16を参照されたい。

外力は近隣の観測記録を用いた応答解析に基づいて評価し、杭頭水平力・軸力は基礎階の層せん断力係数(C_B :南北方向0.41, 東西方向0.34/上部構造の被害状況を考慮)から計算した。

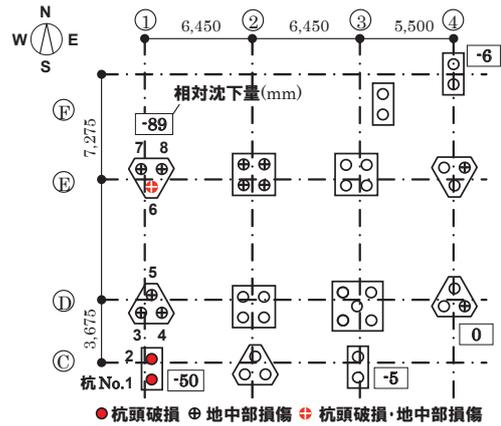
解析ケースとしては、被害状況から、南北方向の荷重で杭頭の破壊が先行、次に東西方向の荷重で地中部破損が生じたと想定し、この順番で続けて加力することとした。また、いずれかの杭がせん断耐力または終局曲げモーメントに至った場合は、そのステップでモデルから取り除き、水平力を再配分した。

c) 検討結果

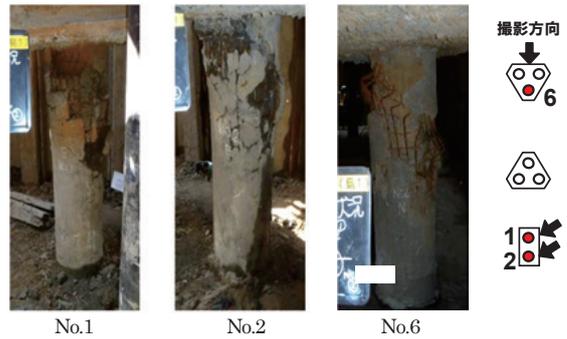
北→南方向荷重(No.1が押し込み側)のケースのうち、図III-15に $C_B=0.36$ のステップのNo.1,2,6杭のせん断力・曲げモーメントの分布を示すが、このステップで最も外端に位置して地盤反力・軸力ともに大きいNo.1が最初にせん断耐力(Q_u)に達する。破

壊した杭の再配分後の荷重でNo.2が Q_u に達するが、他の杭は最終ステップ $C_B=0.41$ でも破壊状態には至らない。その状態から西→東方向(すべて引抜き側)の荷重を行うと $C_B=0.27$ において地中部で降伏曲げモーメント(M_y)に達した。

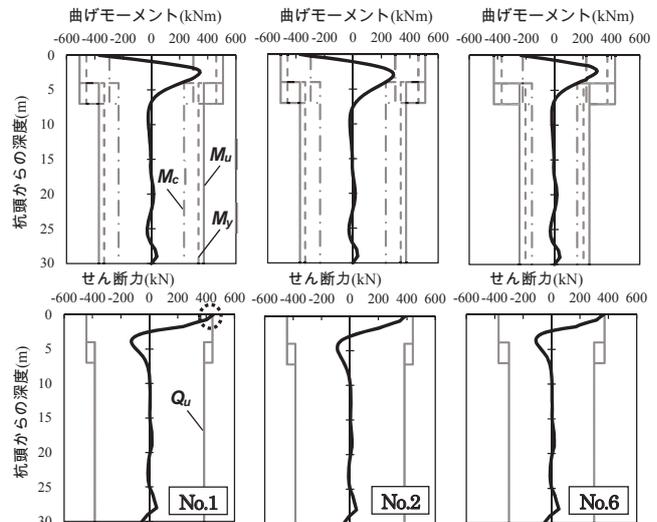
以上、杭体や杭頭接合部の負担軸力に依存した非線形性や水平地盤反力の群杭効果を適切に考慮した解析により、実際の被害と対応する解析結果が得られた。



図III-14 杭伏図・杭の被害状況・沈下量



写真III-2 杭の被害状況(杭頭目視調査)



図III-15 解析結果 ($C_B=0.36$ 時の応力)

IV 地震後の継続使用性確保に必要な部位に対する耐震性能評価手法等の検討

1) RC壁に関する検討

①被災したRC造壁付き架構の標準モデルの抽出¹⁾

a) 壁付き架構の開口に関するデータ収集結果

a.1 文献調査による収集結果

本節では、既に纏められている文献並びに官庁施設管理者への簡易ヒアリングにより収集された被害事例¹²³⁾を示す。それらの収集結果は合計842棟であった。次に、新耐震設計基準で設計又は補強が行われていないものと竣工年が不確かなものなどを除外した結果は136棟となった。136棟の各部位(275件)の損傷状況を纏めたものを表1に示す。新耐震設計基準に基づく建築物では非構造部材の被害が全体の半数以上を占めた。中でも非耐力壁が最も多く、次いで天井、外装・タイル、Exp.J関連の被害が多

かった。

表IV-1より非耐力壁の損傷件数は60件だが、非耐力壁1件につき、様々な壁部材が破壊した場合を累計すると合計94件となり、その非耐力壁の種類の内訳を表IV-2に示す。表より、方立て壁が15件と最も多く、次いでRC造であれば袖壁、腰壁垂れ壁と続く。ドア周辺部と記載されているものも9件あるが、これらは方立て壁や腰壁垂れ壁と推察される。ひび割れの種類としては、せん断ひび割れが目立っている事が分かる。

a.2 詳細調査による収集結果

前節で示した被災事例結果の中から、特に地震後の継続使用性に関する情報が収集できる可能性の高い事例を抽出し、その中から詳細なヒアリングと設計図書などの収集も同時に行った。

東日本大震災において、防災拠点となる複数の庁舎において構

表IV-1 被災事例の内訳

構造部材	50件	壁	8件	非構造部材	143件	非耐力壁	60件
		柱	21件			天井	32件
		梁	13件			外装・タイル	22件
		ブレース	3件			Exp.J	13件
		その他	5件			その他	16件
設備機器	45件	空調設備	15件	地盤・杭・基礎・外構	31件	什器・家具	6件
		照明設備	10件				
		その他	20件				
合計 275件							

表IV-2 非耐力壁の種類の内訳

方立て壁	15件	せん断ひび割れ	6	ドア周辺部 ^{*1)}	9件	せん断ひび割れ	3
		せん断破壊	6			せん断破壊	1
		不明(ひび割れ)	3			不明(ひび割れ)	5
袖壁	6件	せん断ひび割れ	1	立ち上がり壁	3件	不明(ひび割れ)	2
		せん断破壊	1			コンクリート剥落	1
		コンクリート剥落	1	階段部RC壁 ^{*1)}	1件	コンクリート圧壊	1
		不明(ひび割れ)	3				
腰壁	5件	せん断ひび割れ	1	非RC造非耐力壁	18件	せん断破壊	1
		せん断破壊	1			不明(ひび割れ)	9
		コンクリート剥落	1			その他損傷	8
		不明(ひび割れ)	2				
垂壁	5件	せん断ひび割れ	1	不明	32件	せん断ひび割れ	9
		せん断破壊	2			せん断破壊	1
		不明(ひび割れ)	2			コンクリート剥落・圧壊・その他	7
						不明(ひび割れ)	15

*1) 「ドア周辺部」、「階段部RC壁」と記載があったが、情報が少なく非耐力壁種類として定義が困難だったものを別枠とした

造部材や非耐力壁部材が損傷し(図Ⅱ-1)、立ち入り禁止措置がとられたことで地震後の庁舎機能が制限された。何れも旧基準により設計された建築物であるが、構造部材の損傷の程度は大破から小破まで様々であり、構造部材のみならず非構造部材等の損傷も継続使用性の判断に大きく影響した。そこで、被災した RC 造壁付き架構の標準モデルを把握する目的で、実在する RC 造庁舎および共同住宅の壁面における開口率の検討を行った。

ここでの開口率の指標は以下の式で算定している。ただし開口長さの異なる開口が縦方向に配置される場合は大きい方の開口長さを採用する。

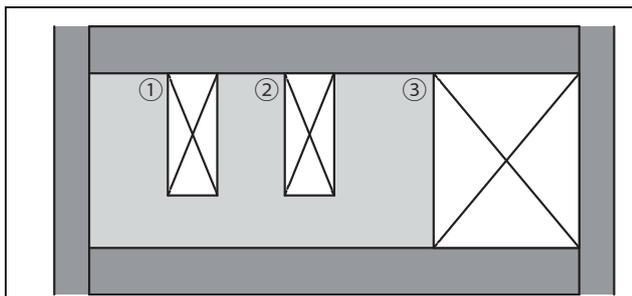
$$\text{開口長さ比} = \Sigma l_0 / l \quad (1)$$

$$\text{開口面積比} = \Sigma A_0 / A \quad (2)$$

l_0 : 開口長さ, l : 壁内法長さ, A_0 : 開口面積, A : 壁面内法面積

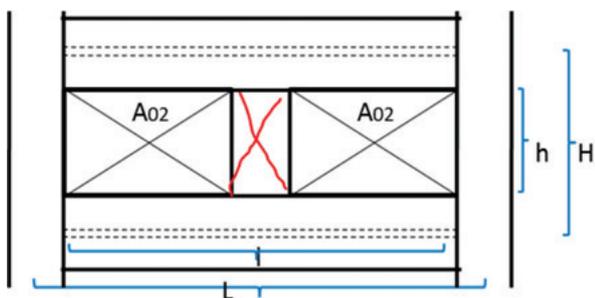
ここで収集した庁舎は、本研究課題で収集した庁舎や共同住宅の図面より抽出しており、各庁舎施設は地方自治体の庁舎を中心に全13棟で壁面数155および、共同住宅の全壁面数は92である。

図Ⅳ-1 に庁舎の、図Ⅳ-2 に共同住宅の壁構面について被災した事



$\Sigma l_0 / l = 0.50$, $\Sigma A_0 / A = 0.43$ ②と③の間でひび割れ幅
1.9mm (損傷度Ⅲ)

図Ⅳ-1 庁舎で非耐力壁が被災した事例



$\Sigma l_0 / l = 0.50$, $\Sigma A_0 / A = 0.43$ ②と③の間でひび割れ幅
1.9mm (損傷度Ⅲ)

図Ⅳ-2 共同住宅(バルコニー構面)で非耐力壁が被災した事例

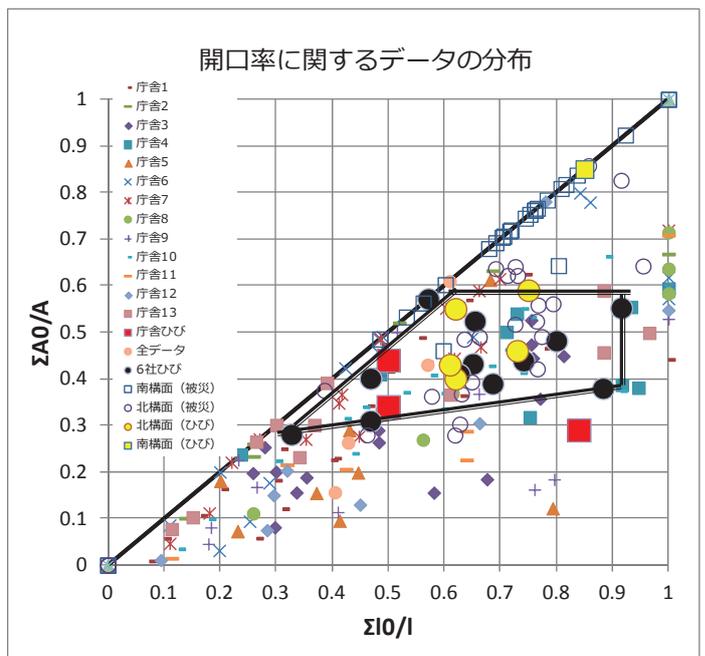
例を示す。いずれの事例も開口間に配置されている方立て壁に顕著なひび割れが発生していることが特徴である。そこで、今回収集した全ての開口率のデータを図Ⅳ-3 に示す。実線で台形状に囲まれている範囲(開口長さ比約 0.3-0.9, 開口面積比約 0.3-0.6)は、特に顕著なひび割れ損傷が目立った範囲である。

筆者等が収集したデータ以外にも RC 造共同住宅において、構造部材の損傷は大きくなかったにも拘わらず、バルコニー側の方立て壁および供用廊下側の非耐力壁が大破したために取り壊された事例⁴⁾が報告されている。この共同住宅について取り壊した理由を建物管理者に対してヒアリングを実施した結果、大破した非耐力壁の修復も視野に入れていたが、エレベータや設備機器などの部位の損傷により地震後の建築物の継続使用性が著しく低下したことから、総合的に判断して取り壊しの判断を行っている。このことは、大地震後の継続使用性を確保するには、複数の部位の損傷を低減させる必要性を示唆しており、これらの部位は建築物の用途、すなわち地震後の活動のための必要な機能に依存していると推察される。

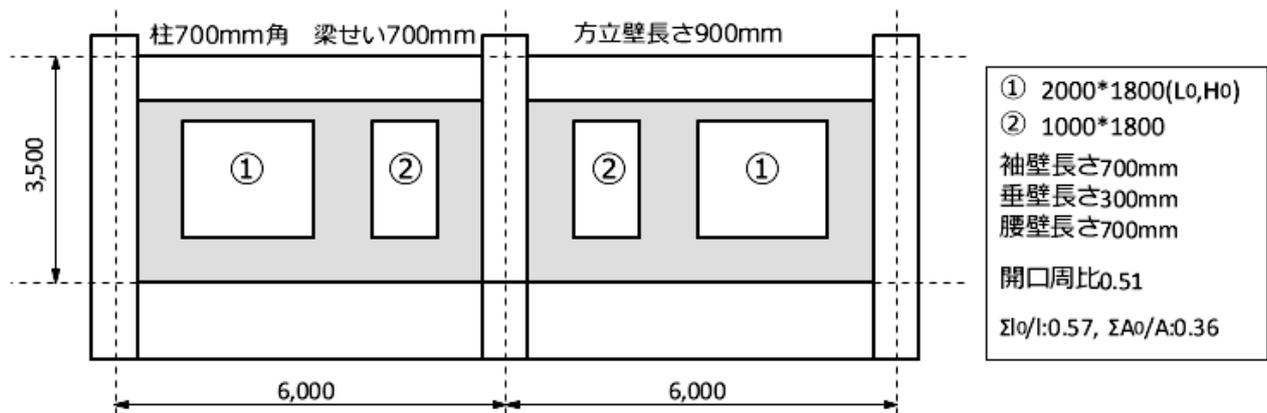
a.3 標準モデル架構の提案

前章までの検討に基づき、庁舎の標準モデル架構の提案を行う。条件としては以下の通りである。

1. 開口率指標である開口長さ比が0.3-0.9, 開口面積比が0.3-0.6の範囲にあること
2. 庁舎の標準的な構造階高として3.0mを超えること



図Ⅳ-3 損傷が顕在化した開口率の分布特性



図IV-4 庁舎の標準モデル架構

3.壁を除いた架構のベースシア係数が0.3程度で、層せん断力係数0.2で層間変形角が1/200程度となるような部材断面を有すること
4.普通強度材料を用いること

以上の条件に基づき提案した壁構面の軸組図の一例を図IV-4に示す。いずれの等価開口周比も0.40を上回っており、構造計算上、耐力壁として認められない。いずれの壁にも方立て壁と袖壁があるが、それらには腰壁や垂れ壁などの水平方向の壁部材も取り付け、前述した多くの被災事例と整合している。また庁舎の構造階高は平均的に共同住宅より高く、条件2番を考慮し3.5mとした。今回の調査より、壁部材の厚さは100-120mm程度で、壁筋はシングル配筋(D10@200(SD295))、端部の開口補強筋として1-D13または2-D13が配されている。柱梁断面について、条件3,4を満足するように、柱断面は700×700mm、主筋が16-D25(SD345)、せん断補強筋はD13@100(SD295)、梁断面については、断面が500×700mm、主筋が5-D25(上端,SD345),3-D25(下端,SD345)、せん断補強筋がD13@100(SD295)を想定した。

図IV-4は、1つの壁面に窓開口が2つある状態とし、主として外壁面を想定している。この場合、水平抵抗要素は袖壁付き柱、方立て壁、壁付き梁によって構成される。

このように等価開口周比が大きくとも壁部材が配されている場合、保有水平耐力に大きく寄与⁵⁾し、壁部材の剛性低下や剛域長さが全体の荷重変形関係に大きな影響をもたらすことが解析的に検討⁶⁾されている。以上のことから、ここで提案した壁付き架構も純ラーメン架構と比べれば大きな保有水平耐力を有することが予想されるが、一方で壁部材に大きな損傷を受けることは地震被害事例や既往の実験研究⁷⁾でも明らかである。これに対して、壁を有効活用しつつも損傷を低減することが必要であり、そのためには当該壁部材の損傷性状の把握が必要となる。

②損傷限界状態の評価のための方立て壁・袖壁付き柱要素実験
a) 方立て壁を対象とした部材実験⁸⁾

a.1 試験体・実験概要

本実験の試験体形状は①a.3で示した標準モデル架構内にある両側に開口を有する方立て壁部分を模擬した。試験体数は4体で、表IV-3に試験体概要、表IV-4に材料試験結果、図IV-5に試験体図をそれぞれ示す。実験変数は軸力の有無、壁横筋配筋、せん断スパンとした。NSW1には軸力0kN、他の3体には軸圧縮力458kN(全断面積に対する軸力比0.15相当)をそれぞれ作用させた。壁断面は120mm×1050mm、壁高さは2100mmとした。壁筋にはD10(SD295A)を使用し、縦筋は全試験体で250mm間隔、横筋はNSW1及びNSW2で250mm間隔(直線定着)、NSW3及びNSW4で125mm間隔(180度フック定着)のいずれもシングル配筋とした。材料試験結果は表IV-3及4の通りである。荷重装置図を図IV-6に示す。4000kN鉛直ジャッキ2本により所定の軸力を一定に保持するとともに、NSW1～NSW3では上下スタブの平行を保持し、NSW4では反曲点を壁頭位置に制御しながら、3000kN水平ジャッキにより水平力を与えた。荷重は上下スタブの相対水平変位を壁高さ2100mmで除した部材角 R により制御した。水平加力は正負交番繰返し漸増荷重とし、 $R=\pm 1/800\text{rad}$ で1回、 $R=\pm 1/400\text{rad}$, $\pm 1/200\text{rad}$, $\pm 1/133\text{rad}$, $\pm 1/100\text{rad}$, $\pm 1/67\text{rad}$, $\pm 1/50\text{rad}$ で2回ずつ繰り返した。ただし、耐力低下が確認されたサイクルでは繰返し回数を5回とした。

鉄筋歪は開口補強筋及び壁筋に貼付した歪ゲージ(図IV-5)により測定した。ひび割れ幅の計測は各サイクルのピーク変形時及び除荷時に行い、除荷時に目視で確認できたひび割れやコンクリートの剥落をOHPシートに転写することで記録した。

a.2 実験結果概要

各試験体のせん断力一部材角関係を図IV-7に示す。図IV-7中に、●、▲、◆点でそれぞれ開口補強筋、壁縦筋及び壁横筋の降伏点を、■点で最大耐力点をそれぞれ示す。また、構造関係技術基準に基づき算定した曲げ耐力 Q_{mu} 、せん断耐力 Q_{su} (mean式)を図中に破線及び一点鎖線でそれぞれ併せて示す。NSW2はせん断破壊、他の3体は曲げ破壊する設計である。いずれの試験体も $R=1/400rad$ 又は $1/200rad$ サイクルで開口補強筋及び壁縦筋が降伏しており、曲げ降伏が先行したとみられる。しかし、曲げ降伏後の変形性能に関しては、せん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)に応じて、試験体ごとに大きな差異が見られた。

b) 壁付き方立て壁を対象とした部材実験⁹⁾

b.1 試験体・実験概要

本実験の試験体形状は、①a.3で示した標準モデル架構内にある両側に開口を有する方立壁部分を模擬した。試験体規模は縮尺2/3とし、開口パターンと壁厚を実験変数とした試験体3体である。試験体形状を図IV-8に示す。壁筋にはD6(SD295A)を使用し、縦筋は165mm間隔でMW1-SとMW2-Sはシングル配筋、MW2-Dはダブル配筋とした。横筋は85mm間隔でMW1-SとMW2-Sは180度フック定着でシングル配筋、MW2-Dはダブル配筋とした。変形性能の向上のために横筋量を縦筋の約2倍とした。MW1-SとMW2-Sの開口際には縦・横に2-D10(SD295A)を配筋し、MW2-Dの開口際には縦・横・斜めに4-D10(SD295A)を配筋した。コンクリート強度は $F_c=24N/mm^2$ (粗骨材最大径13mm)とし、軸力は方立壁の断面積に対する軸力比で0.15とした。

加力状況と加力スケジュールを図IV-9に示す。試験体の加力は試験部に逆対称曲げせん断力が生じるように建研式加力装置を用いて、正負漸増繰り返し加力を行った。試験体の上下スタブ間に取りつけた変位計により計測した変形を全体変形とし、スタブ間距離1700mmで除して制御用の全体部材角 R とした。

試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。全体部材角算出用の変位は上スタブ中央の標点で計測した。試験体に生じる荷重は加力ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。

鉄筋のひずみは壁縦筋と壁横筋、開口補強筋に貼り付けたひずみゲージにより測定した。ひずみゲージは損傷が集中すると推測された垂れ壁・腰壁と方立壁の隅角部近傍を中心に貼り付けた。ひび割れ幅の計測は各サイクルのピーク時及び除荷時に行い、除荷時のコンクリートのひび割れと剥落状況はOHPシートに転写することで記録した。

b.2 実験結果概要

荷重変形関係を図IV-10に、最終破壊状況を図IV-11に示す。MW1-SとMW2-Sは曲げ圧縮破壊、MW2-Dはせん断破壊となった。ピーク時と除荷時の最大ひび割れ幅の推移を図IV-12に示す。曲げ圧縮破壊したMW1-SおよびMW2-Sでは曲げひび割れが大きく拡幅する傾向があり、最大耐力経験後の除荷時にはピーク時の半分程度までひび割れが閉じた。一方でせん断破壊したMW2-Dでは最大耐力経験後の除荷時にひび割れはほとんど閉じず、他の2体と比較してひび割れが閉じづらい傾向があった。

c) 補強された方立て壁の部材実験¹⁰⁾

c.1 試験体・実験概要

本実験の試験体は、既存建築物の方立壁を対象に耐震補強を施した2体及び新築建築物の方立壁を想定して端部に拘束領域を設け補強した2体の計4体で、いずれも方立壁の損傷低減及び構造性能の改善が目的である。被災した方立壁を想定した比較用試験体のNSW2を含め、試験体概要及び試験体図を図IV-13に示す。

NSW2A及びNSW2Bは、NSW2と同一詳細を有する試験体にそれぞれRC壁増設及び超高強度繊維補強コンクリート(以下、UFC)パネル接着を行った試験体である。NSW2Aでは、M16高力ボルト18本(F10T)を既存壁部分に埋め込み、既存部の作成後に、試験体を横に倒した状態で補強部の配筋(縦横D10@250シングル)を行い、既存部材齢13日で厚さ80mmのコンクリートを打設した。NSW2Bでは、既存部の作成後に試験体を横に倒した状態で、既存部材齢26日で厚さ60mmのUFCパネルを2液性エポキシ樹脂(厚さ10mm、圧縮強度71N/mm²、弾性係数5.1N/mm²、引張せん断強度20N/mm²、接着強度5.1N/mm²)により接着した。UFCパネル接着は、アンカー埋め込み、配筋、コンクリート打設等が不要で、施工面で大きな利点を有する。NSW2A、2Bとも、補強後の全断面重心と加力芯が一致するように、既存部は加力芯からそれぞれ40mm、35mm偏心させた。

載荷装置を図IV-6に示す。4000kN鉛直ジャッキ2本により所定の軸圧縮力(既存壁全断面積に対する軸力比0.15相当)を一定に保持しながら、上下スタブの平行を保持するように制御し、3000kN水平ジャッキにより水平力を与えた。載荷は上下スタブの相対水平変位を壁高さ(NSW6以外:2100mm, NSW6:1800mm)で除した部材角 R により制御した。水平加力は正負交番繰り返し漸増載荷とし、 $R=\pm 1/800rad$ で1回、 $R=\pm 1/400rad$ 、 $\pm 1/200rad$ 、 $\pm 1/133rad$ 、 $\pm 1/100rad$ 、 $\pm 1/67rad$ 、 $\pm 1/50rad$ 、 $\pm 1/33rad$ で2回ずつ繰り返し、 $+1/20rad$ の押切載荷を行った。鉄筋歪は開口補強筋、壁筋及び端部拘束筋に貼付した歪ゲージで

表IV-3 試験体概要

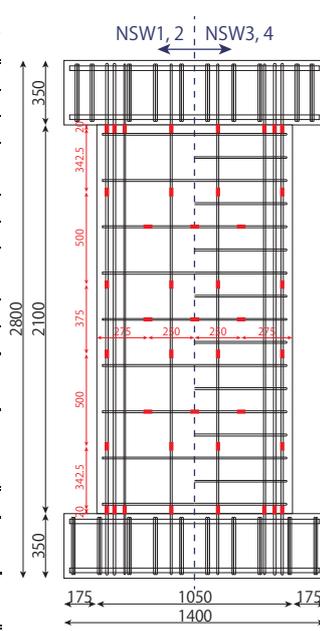
試験体名	NSW1	NSW2	NSW3	NSW4
壁厚(mm)	120			
壁長さ(mm)	1050			
壁高さ(mm)	2100			
せん断スパン(mm)	1050		2100	
開口補強筋	2-D13 (SD345)			
壁縦筋	D10@250 (SD295A)			
壁横筋	D10@250 (SD295A)		D10@125 (SD295A)	
	$(\rho_{wt}=0.24\%)$		$(\rho_{wt}=0.48\%)$	
F_c (N/mm ²)	24			
軸力(kN)	0		458	

表IV-4 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	強度時至 (%)	1/3 f_c 割線弾性係数 (kN/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
24.2	0.182	26.3	2.46

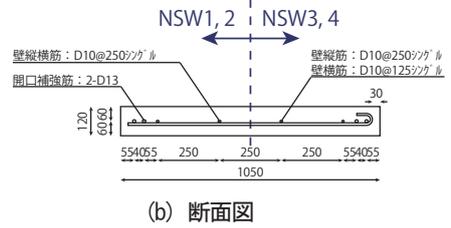
表IV-4 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏歪 (%)
D10	347	484	190	0.183
D13	360	527	190	0.189

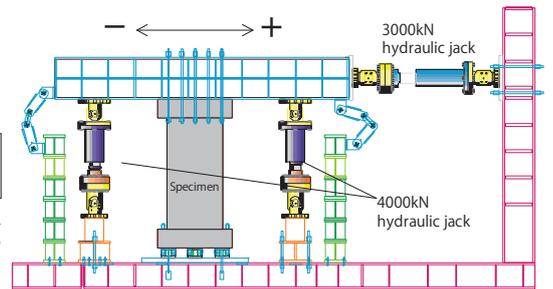


図IV-5 試験体 (unit:mm)

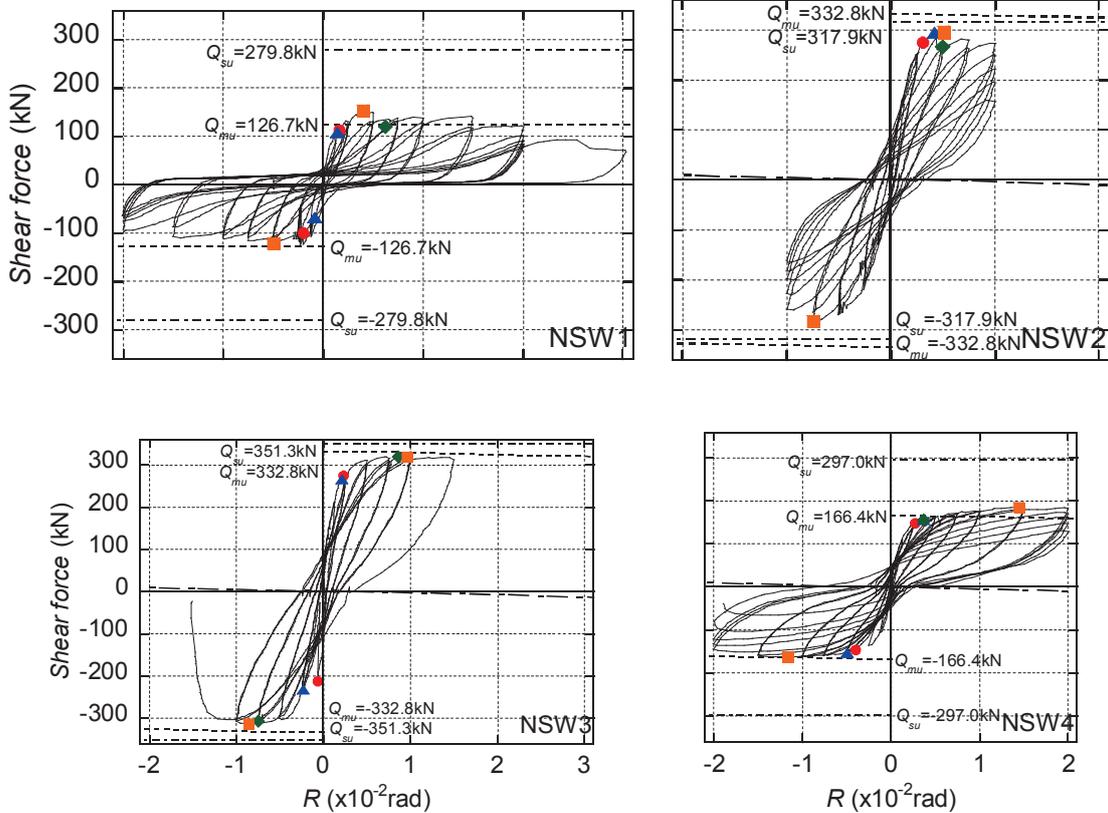
上下スタブ主筋: 8-D25
 上下スタブあばら筋: 4-D10@140 ~ 200
 ■: ひずみゲージ貼付位置



(b) 断面図



図IV-6 荷荷装置



図IV-7 せん断力-一部材角関係

測定した。ひび割れ幅計測は各サイクルのピーク変形時及び除荷時に行い、除荷時に目視で確認できたひび割れやコンクリート剥落をOHPシートに転写して記録した。なお、これらの損傷量の測定は、試験体の正面と両側面（補強部含む）の3面で行った。

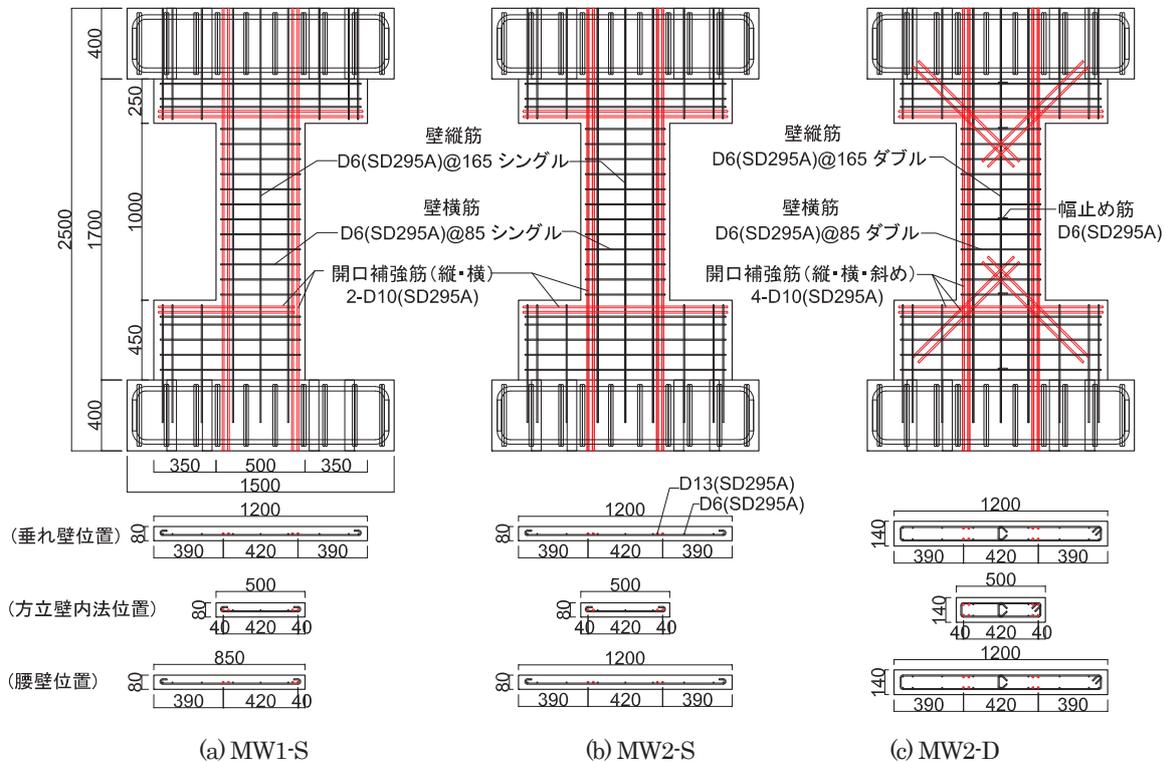
c.2 実験結果概要

各試験体のせん断力一部材角関係を図IV-14に、最大耐力 Q_{max} 、最大耐力時変形角 R_{max} 、限界変形 R_u （最大耐力の80%まで低下した点とした）に示す。なお、曲げ及びせん断耐力計算値 Q_{mi} 及び Q_{su} は、構造関係技術基準解説書に基づき算定（ Q_{su} は mean 式）し、補強した2体の補強部については、(a)補強部とスタブを繋ぐ縦筋が無い場合曲げ耐力に寄与しない、(b)簡易的に補強部せいの

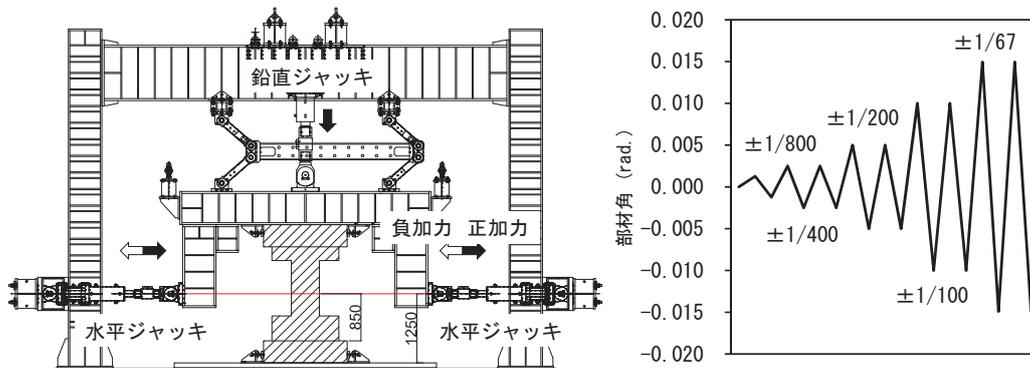
半分 (525mm) の圧縮束が形成されると仮定して、その水平抵抗成分 $(=t_{wr}Df'_c \tan \square)2$ 、 $\tan \square = 0.9D/(2h)$ 、ここで、 t_{wr} : 補強部壁厚、 D : 補強部せい（本試験体では壁長さと同じ）、 f'_c : 補強部圧縮強度、 h : 壁高さ）がせん断耐力に寄与するとした。

NSW2A 及び 2B では、端部で既存部と補強部の間に軽微なひび割れが確認されたが、終始良好な一体性を示した。 $R=1/67$ rad サイクルで最大耐力を示した後は、既存部端部で屈曲した開口補強筋にコンクリート塊が押し出される現象が顕著となったが、補強部が十分に抵抗したことで正負とも最大耐力の80%まで低下せず、安定した挙動を示した。

NSW5 は、 $R=1/50$ rad サイクルまでは非常に安定した挙動を示し



図IV-8 試験体形状

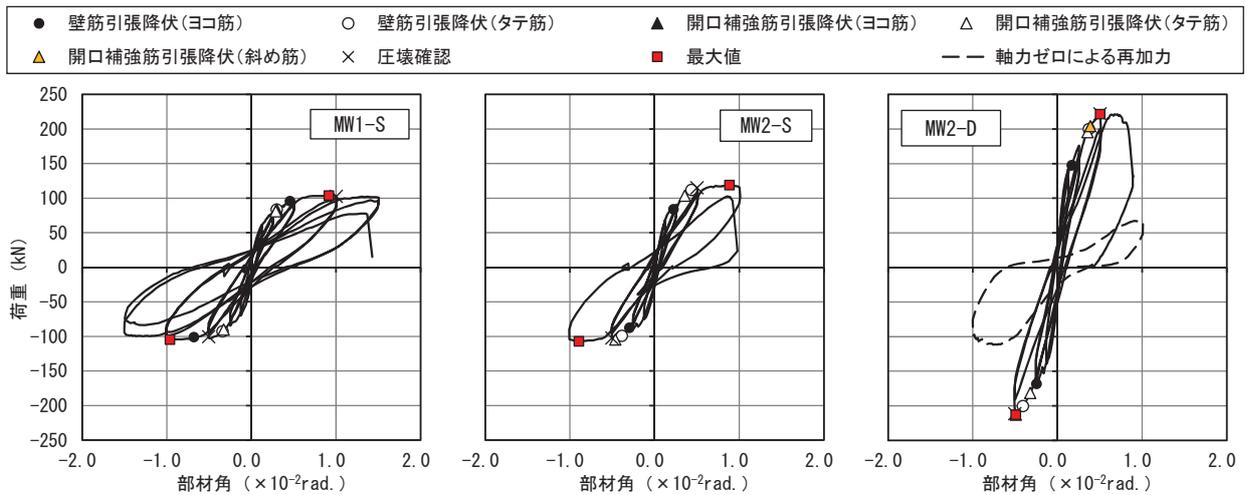


図IV-9 加力装置と加力スケジュール

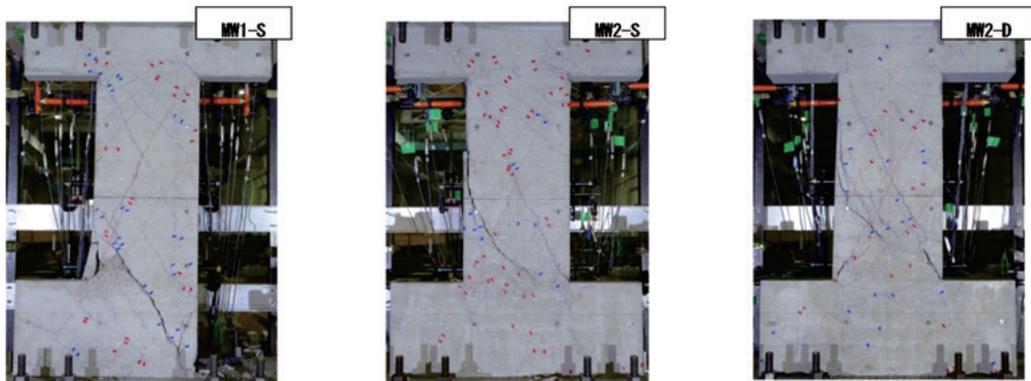
たものの、 $R=1/33\text{rad}$ サイクル正側 1 回目途中 ($R=2.75 \times 10^{-2}\text{rad}$) で、壁頂部の圧壊及びせん断ひび割れ界面でのすべりが顕著となり、急激な耐力低下を伴って軸力保持能力を喪失した。NSW6 は、最大耐力を示した $R=+1/33\text{rad}$ 及び $-1/50\text{rad}$ サイクル以降、端部の圧壊が顕著となったものの、正負とも最大耐力の 80% まで低下せずに安定した挙動を示した。

各試験体の $R=1/200\text{rad}$ 及び $1/100\text{rad}$ サイクル終了時における残留ひび割れの分布状況を図IV-15 に示す。図中、青線及び赤線で正

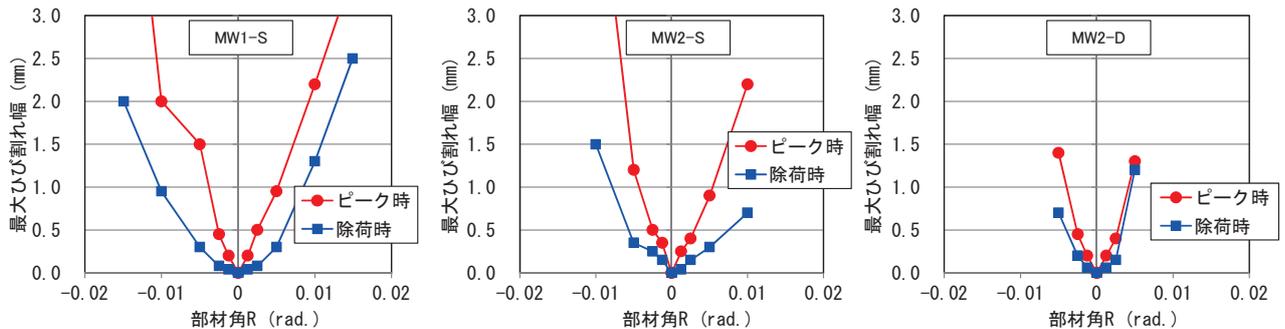
載荷時及び負載荷時に発生したひび割れを、黒線は載荷装置の不具合により発生したひび割れをそれぞれ示す。NSW2 では $R=1/100\text{rad}$ サイクルで対角せん断ひび割れ面周辺のコンクリート破壊が顕著となったのに対して、RC 増設壁及び UFC パネル補強した NSW2A 及び NSW2B では、壁板端部に曲げ及び曲げせん断ひび割れが見られたのみで、壁板中央部のひび割れはほぼ皆無であった。また、NSW6 では NSW5 と同様に対角せん断ひび割れの発生が確認されたが、本数は少なかった。



図IV-10 荷重変形関係



図IV-11 破壊性状



図IV-12 最大ひび割れ

d) 袖壁付き柱を対象とした部材実験¹⁾

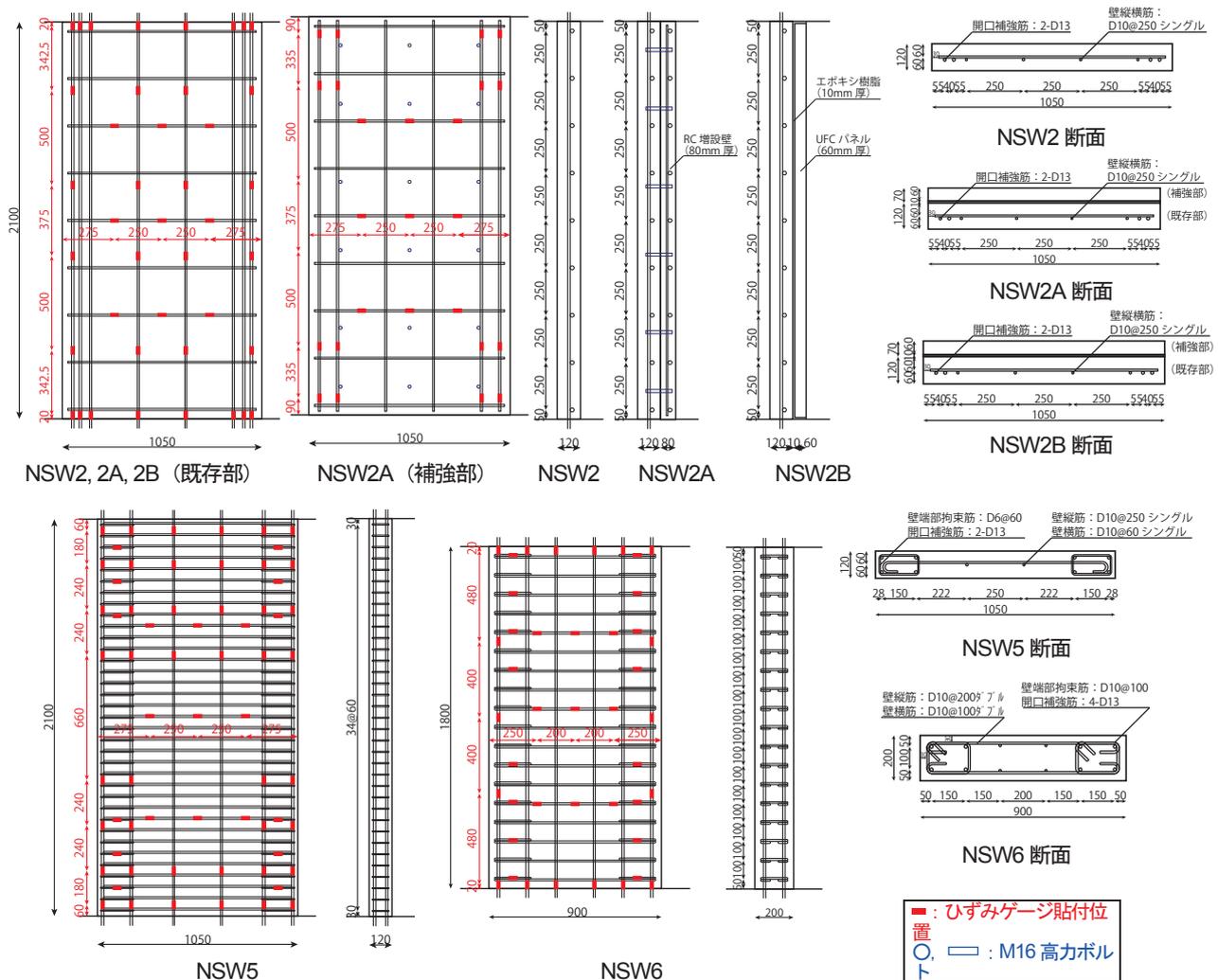
d.1 試験体・実験概要

本実験の試験体は、①a.3で示された標準モデル内にある袖壁付き柱を2/3倍に縮小した試験体2体である。試験体は既往実験の断面を踏襲し1階の中柱を模擬した部分架構試験体である。実験変数は袖壁厚、壁筋の配筋量とし、本実験では開口部の斜め補強筋を配筋した。軸力は柱の断面積に対する軸力比0.10相当を作用させた。

荷重装置は鉛直ジャッキで軸力を一定(CW-S:492kN, CW-D:474kN)に保持しながら、加力梁の両側に取り付けた1000kNの水平ジャッキ2台により水平力を与えた。加力点高さは2800mmである。荷重は片持ち梁形式で上下スタブの相対水平変位を柱および壁の高さ(内法スパン)1700mmで除した代表変形角Rで制御した。水平加力は正負交番繰返し漸増荷重として、最後は+1/20rad

まで荷重し実験を終了した。

水平力および軸力の計測はジャッキに取り付けたロードセルの値を用いた。変位計測は柱部材、壁部材のそれぞれの曲率、せん断変形、水平変位および軸変形を測定した。鉄筋のひずみの計測は柱主筋、せん断補強筋、壁縦筋、壁横筋、開口補強筋のひずみを測定した。柱主筋は1か所のひずみ測定箇所にてゲージを2枚貼り付け、その平均値をひずみ値とし、その他のひずみ測定箇所はゲージを1枚貼り付け、その値をひずみ値とした。CW-Dはダブル配筋のため試験体の表面と裏面にひずみゲージを貼り付けCW-Sはシングル配筋のため試験体の幅方向に1か所にひずみゲージを貼り付けた。ひび割れ幅は各サイクルピーク変形時および除荷時に測定した。また、ひび割れ図やコンクリートの剥落は除荷時のみに、目視で確認できる量をOHPシートで転写し記録した。



図IV-13 試験体図(単位:mm)

d.2 実験結果概要

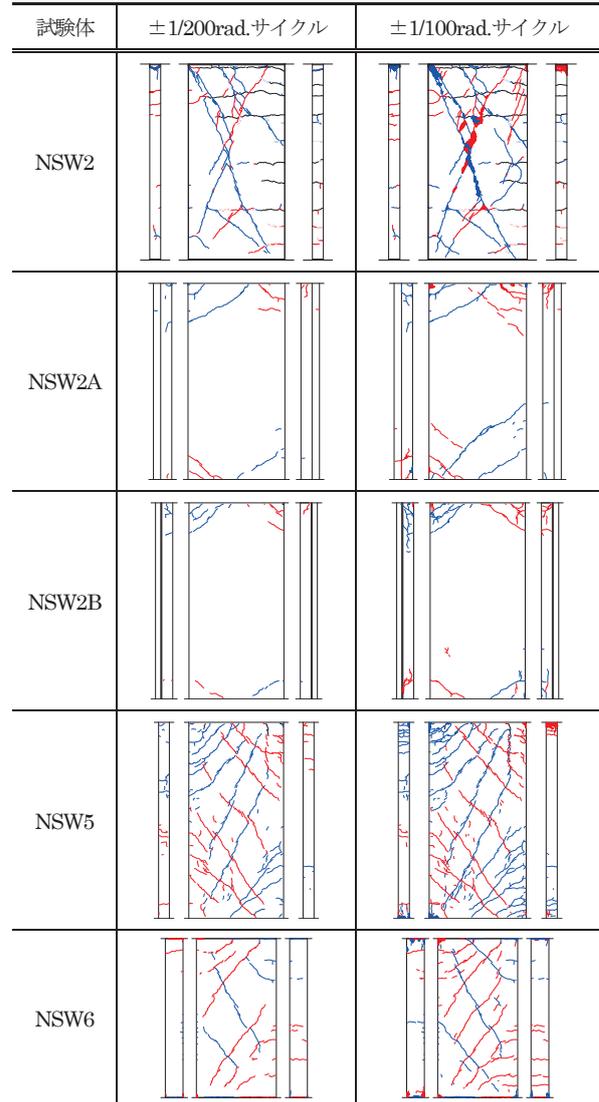
荷重-代表変形角関係を図IV-16に示す。図中に、●, ▲, ▼, ◆点でそれぞれ、主筋、壁縦筋、壁横筋および開口縦補強筋の降伏点を、◆点で最大耐力点を示す。横軸の破線は技術基準解説書の袖壁付き柱の曲げ終局強度の略算式 (Q_{mu}) と柱の曲げ終局強度の略算式 (Q_{mu}) による計算値を示す。最終破壊状況を図IV-17に示す。

③ 損傷限界状態の評価のための実大5層袖壁付き架構実験

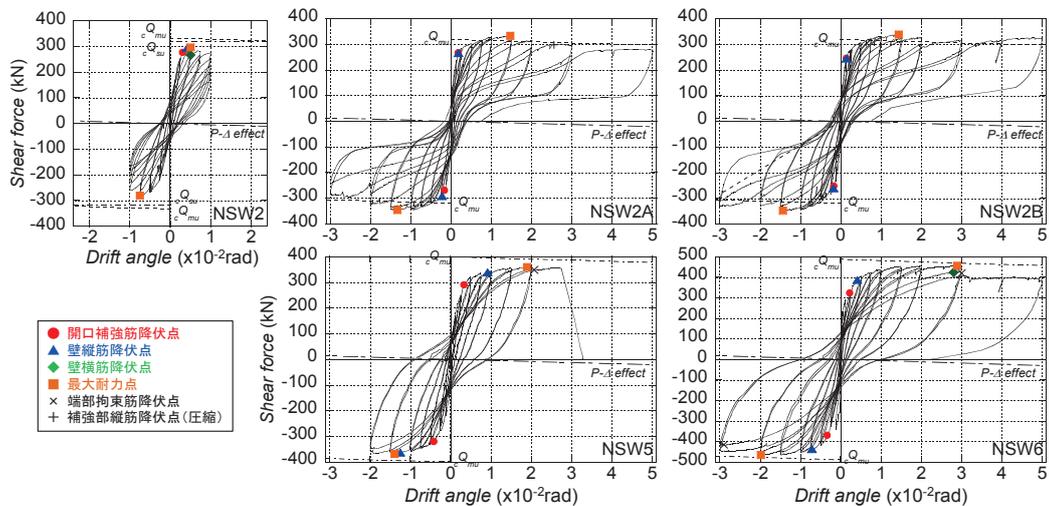
a) はじめに

建築研究所は国土技術政策総合研究所が実施する総合技術開発プロジェクト「災害拠点建築物の機能継続技術の開発」と共同研究を行い、架構実験を計画した。

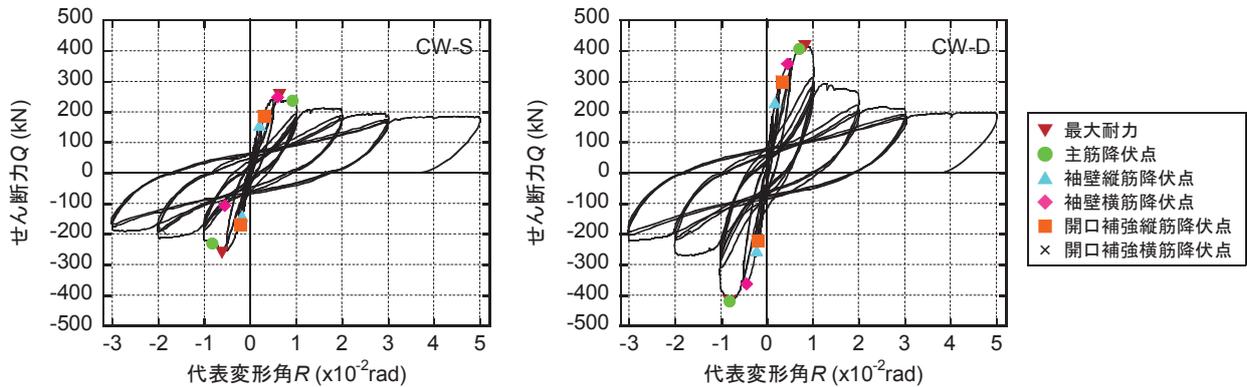
本研究で提案する新たな構造形式¹²⁾とは剛節架構における柱を袖壁付き柱とし、袖壁のない剛節架構よりも高い強度と剛性を各層に付与し、地震応答変位を低減させるものである。応答変位の低減により、架構の残存耐震性能の低下を軽減するとともに、非構造部材や設備機器の損傷等に起因する継続使用性への影響を防ぐ。なお、強度が高くなる分、想定する崩壊形を確保するための保証設計がより重要となる。袖壁付き柱の活用には、梁の危険断面が袖壁端に移動するため、柱梁接合部にひび割れ等の損傷が生じにくくなり、その修復作業の軽減にもつながる。また、たとえ想定以上の外力によって大きな層間変形角が生じて、袖壁端部が圧壊しても、軸力を支持する柱は健全であるため、構造物としての崩壊に対する余裕度は十分に保たれるという利点を有している。



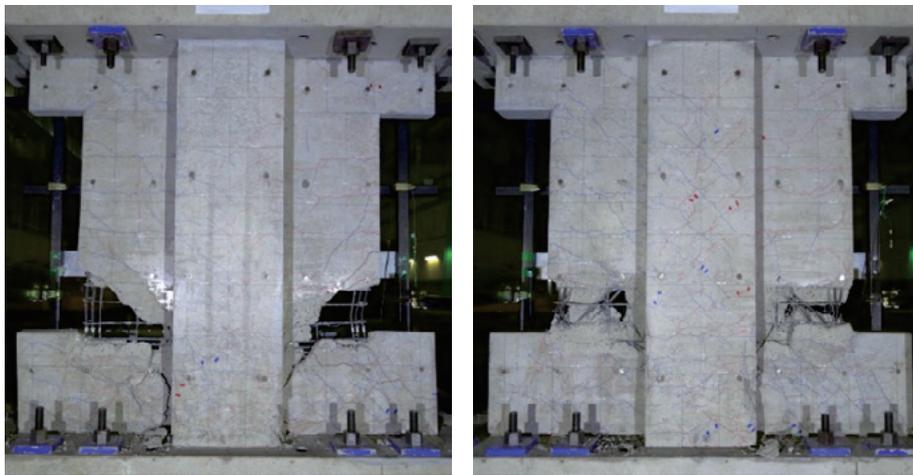
図IV-15 残留ひび割れ



図IV-14 荷重-変形関係



図IV-16 荷重変形関係



図IV-17 最終破壊性状 (左 CW-S, 右 CW-D)

a.1 試験体概要¹³⁾

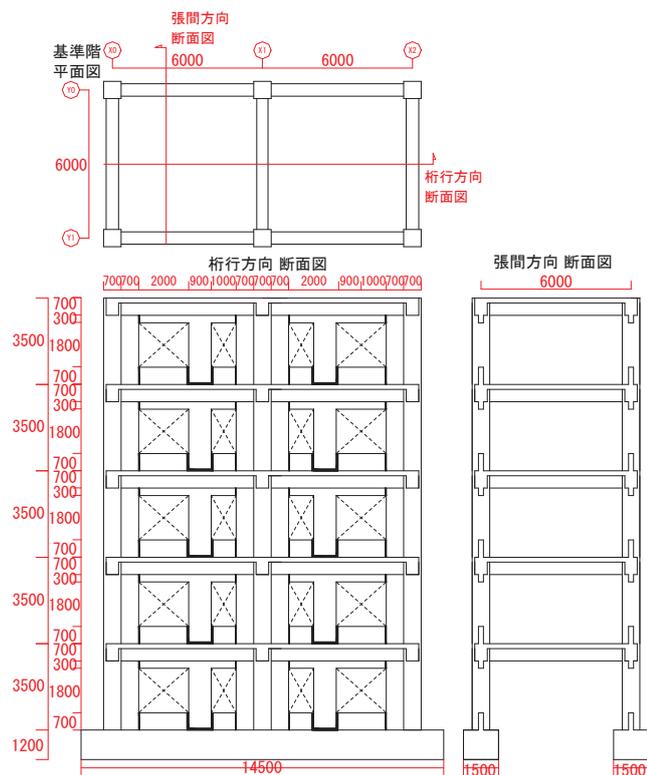
実大実験試験体の基準階平面図および断面図を図IV-18に示す。試験体は2×1 スパン、実大5階建て鉄筋コンクリート造建築物であり、建築研究所 実大構造物実験棟において2014年に製作された。桁行方向は袖壁付き架構、張間方向は純ラーメンである。階高は3.5m、建物高さは18.7mである。スパン長さは桁行方向、張間方向ともに6mである。上部構造の総重量は約550tonとなる。基礎はスタブとし反力床にPC鋼棒で固定されている。桁行方向の壁には左右対称に2種類の窓型開口部(2.0m×1.8m, 1.0m×1.8m)を有しており、開口周比は0.51である。これらの開口により分割され、袖壁、腰壁、垂壁として剛節架構に付帯している。構造スリットについては壁板をすべて柱梁架構から切り離す3方向スリットではなく、開口端部に縦方向にスリットを設けることで袖壁付き柱と梁で構成される架構としている。また、開口部間には3方向スリットを設けて方立て壁がせん断力を負担しないような計画としている。スリット幅は载荷実験中の早期に閉塞することを避けた

め、通常よりも大きな間隔(袖壁端部では45mm、方立て壁では80mm)を設けている。

a.2 部材断面および配筋¹³⁾

試験体ではY0構面、Y1構面はいずれも外端構面となるため内部の架構に比べて支配床面積が小さくなる。そこで、本実験では多スパン構造物の現実的な標準断面にあわせて、張間方向の支配床面積を2倍として想定される重量に対する断面設計を行った。

柱梁については壁を無視したフレームにおいて①1次設計用外力($C\sigma=0.20$)に対して層間変形角 $1/200(\text{rad})$ 以下、②終局時の標準層せん断力係数が0.30を有するように断面および配筋を検討した。柱断面は $700 \times 700 \text{ mm}$ 、梁断面は $500 \times 700 \text{ mm}$ 、柱主筋は16-D25、はり主筋は8-D25(2~4F)、6-D25(5, RF)である。柱帯筋については4-D13@100(1, 2F)、2-D13@100(3~5F)である。はり筋筋については2-D13@100である。柱主筋については1階のみSD345を用いて、2階より上はSD390としている。D13以下の鉄筋についてはSD295Aとしている。



図IV-18 基準階平面図および断面図

袖壁つき柱は片側および両側袖壁つき柱で同じ端部の配筋詳細としている。袖壁の張出し長さは700mmとし、壁厚は200mmである。壁の張出し長さは袖壁端部および袖壁付き柱に降伏ヒンジを仮定した場合の剛節架構の終局時の標準層せん断力係数 C_0 が0.45以上となる設定している。

壁端部補強筋は6-D16とし、閉鎖型鉄筋により拘束している。壁縦筋はD10@200ダブルとし、直交方向には幅止め筋(D10)を設け拘束している。壁横筋(D10)は壁端部で180°フックにより定着し、柱断面内では直線定着としている。壁横筋の間隔は縦筋の座屈を抑制するため1階では100mmピッチ、その他の階では200mmピッチとしている。1階袖壁付き柱については平面保持仮定に基づく曲げ終局強度、分割累加式に基づくせん断終局強度を計算し、終局時にせん断破壊しないことを確認している。

スラブ厚は200mmとし、スラブ筋は桁行方向には上端筋・下端筋共にD10@150とし、張間方向には上端筋はD10およびD13を交互に150間隔で配筋し、下端筋はD10@150としている。張間方向のスラブ協力幅1m内のスラブ筋は7列、全幅では18.5列分(上下端筋とも)となる。

b) 加力計画¹⁴⁾

本試験体の設計で想定した外力分布は、逆三角形分布である。当該試験体が地震を受ける場合の挙動をできるだけ精度良く再現す

ることを目標として、加力計画を立案した。

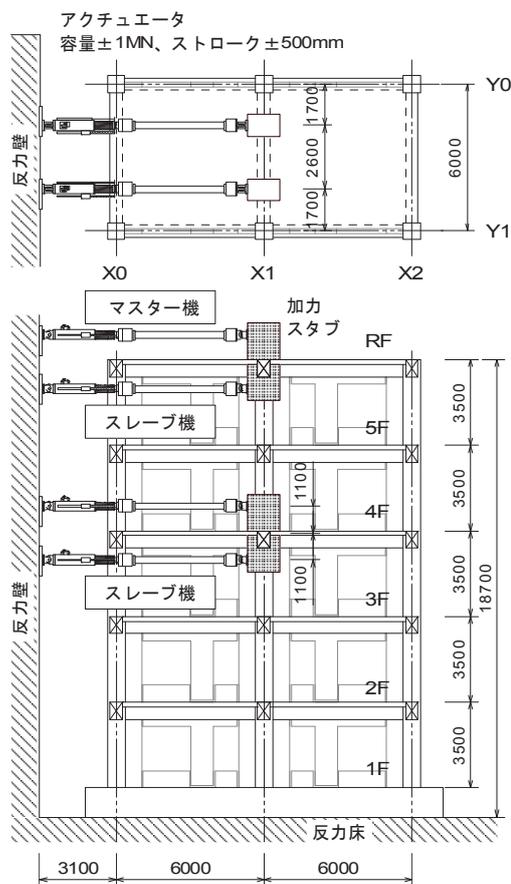
b.1 アクチュエータの配置

屋上階と4階の床位置に加力用アクチュエータをそれぞれ4台、合計8台配置し加力を行った。本来であれば各層にアクチュエータを取付け、設計で想定した外力分布と一致するよう加力すべきであるが、使用可能なアクチュエータ台数と容量の関係を考慮して試験体の2点で载荷する計画(図IV-19)とした。

アクチュエータ仕様は定格容量 $\pm 1\text{MN}$ 、ストローク $\pm 500\text{mm}$ であるため、最大8MNまでの加力が可能である。予備解析による試験体最大強度より、試験体の強度上昇があっても最終破壊まで加力可能と判断した。

b.2 加力制御方法

屋上階の床面に設置した2台のアクチュエータは、マスター機として試験体変形をフィードバック信号とする変形制御、その下に配置するアクチュエータ(スレーブ機)はマスター機のロードセル出力に常に連動するような制御(荷重による連動制御)を行った。スレーブ機は、実験担当者が指定する設定条件に従って、ほぼリアルタイムでマスター機に追随する。



図IV-19 加力概要

c) 計測計画¹⁵⁾

c.1 ひずみ計測

計測は、試験体の西側構面で行った。ひずみゲージは、1層部分を中心に、柱、梁、壁、床の降伏状況や各部材のひずみ分布状況がわかるように測定点を設定した。ひずみゲージの総数は、柱、梁、壁、床で計652点となった。

c.2 架構の変位計測

変位計測は、Y1構面の外側で架構の全体挙動、層毎の挙動、各部材の挙動が計測できるように設定した。詳細な計測は、主に1階部分としている。変位計測の総数は、計325点となった。

架構の全体変形は、反力壁(X0側)と不動点タワー(X2側)にR、5、4階はマグネスケールを使い、下階はワイヤー式変位計を用いて外部からの絶対変形として計測し、層の変形は両方の値の平均値としている。

c.3 窓サッシの計測

地震時における窓サッシの損傷を調べるために、1階Y1構面の開口部を利用して、2タイプの窓サッシを取り付けて損傷度合いの違いを検証した。窓サッシ(写真IV-1)は、大きな開口面には引違タイプ、小さい開口面には縦滑りタイプとした。

窓サッシは、X1-X2間には標準的な四周をモルタル詰めとした仕様とし、X0-X1間は変形追従性能のある耐震仕様とした。計測は、変位計による窓サッシ各部位の変形量の他に、ピーク荷重時、除荷時において、窓が開閉可能かどうか、窓枠の損傷、ガラス・ガスケットの損傷、施錠について直接確認した。

c.4 ひび割れ観察方法

ひび割れの観察は、1階X1-X2間と2~5階は、簡易ひび割れ計測とし、X0-X1間の1階立面、2階床面については、詳細ひび割れ計測とした。

簡易ひび割れ計測の記録は、各サイクルのピーク時に行い、ひび割れ幅の計測は、負側のピーク時と荷重ゼロ時に、各部材毎にピーク時に最大ひび割れを対象とした。ひび割れの記録は、構面については、高解像度のデジタルカメラにより撮影した。床のひび割れは、撮影範囲が広いので測定用紙を用いて記録した。

詳細ひび割れ計測は、対象とした範囲をA4サイズの大きさにメッシュ分割して、各サイクル2回目の負側ピーク時、荷重ゼロ時に、発生したひび割れをOHPシートに写し取り、スキャナーを用いてパソコンにデータを取り込んだ。さらに、ひび割れ幅についても、メッシュ分割した範囲毎にピーク時、荷重ゼロ時で測定した。

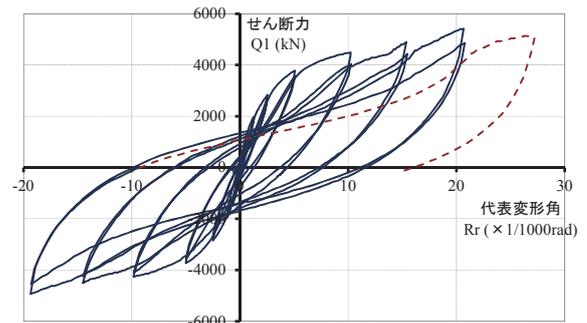


写真IV-1 窓サッシ取付状況 (X0-X1間)

d) 実験結果

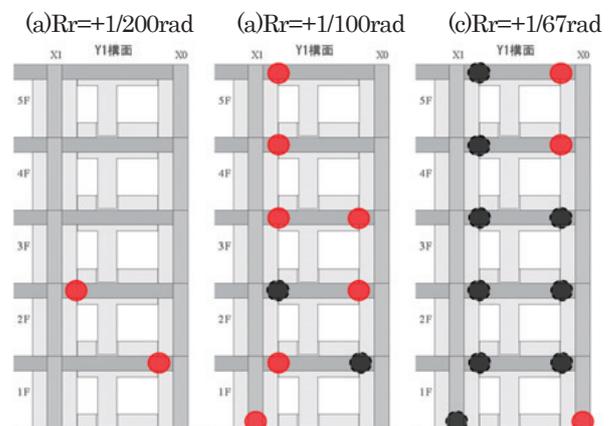
d.1 荷重変形角関係と破壊経過¹⁶⁾

1階のせん断力 $Q1$ (kN)ー代表変形角 Rr (R階の変形/R階高さ)(rad)関係を図IV-20に示す。水平変形は、Y1構面の南北2カ所に取り付けた変位計の平均値とし、スタブと反力床の滑り量を補正した。なお、 $Rr=1/37$ radのサイクルは外力分布を変更したため、履歴を破線で示すこととした。



図IV-20 荷重変形角関係 (1階せん断力-代表変形角)

ヒンジの形成(図IV-21)は、代表変形角 $Rr=1/200$ radのサイクルで下層階中柱側の梁から形成されはじめ、1階中柱の柱脚、そして $Rr=1/67$ radサイクルで1階外柱の柱脚および上層階の外柱側梁の順に形成された。



図IV-21 ヒンジ形成状況

d.2 ひび割れ状況¹⁷⁾

各加力サイクルに発生したひび割れを目視により観察し、部位ごとの最大ひび割れ幅と除荷時の残留ひび割れ幅を記録した。建物頂部全体の代表変形角における架構およびスラブのひび割れ発生状況を図IV-22に示す。

d.2.1 架構のひび割れ発生経過

- $R_r=1/1600$ rad : 目視観察ではほとんどひび割れの発生は見られなかった。
- $R_r=1/800$ rad : 各階梁の袖壁スリット位置および近傍に曲げひび割れの発生が確認された。柱は1階引張側外柱の柱脚から1/2階高さの範囲に曲げひび割れが発生し中柱および上階には見られなかった。袖壁は外柱、中柱共に曲げひび割れが確認された。
 $R_r=1/400$ rad : 各階梁端部の曲げひび割れが進展。2階の袖壁、柱脚部に、3階、4階の袖壁柱頭部に曲げひび割れが発生した。袖壁柱頭部には、梁の曲げひび割れから進展したひび割れが見られた。
- $R_r=1/200$ rad : 梁端部の曲げひび割れは発生範囲がスリット位置近傍に集中しひび割れ幅が拡大している。1階の柱、袖壁は加力に対して部材片側の全面に広がっている。1階、2階の袖壁柱頭寄り曲げせん断ひび割れが見られた。3~5階柱、袖壁の柱頭側に曲げひび割れが増大、進展した。2~4階の腰壁、垂壁に梁の曲げひび割れから進展したひび割れが発生した。
- $R_r=1/100$ rad : 梁は主にひび割れ幅の増大、柱および袖壁はひび割れ発生箇所、ひび割れ幅の増大として進展した。2、3階袖壁

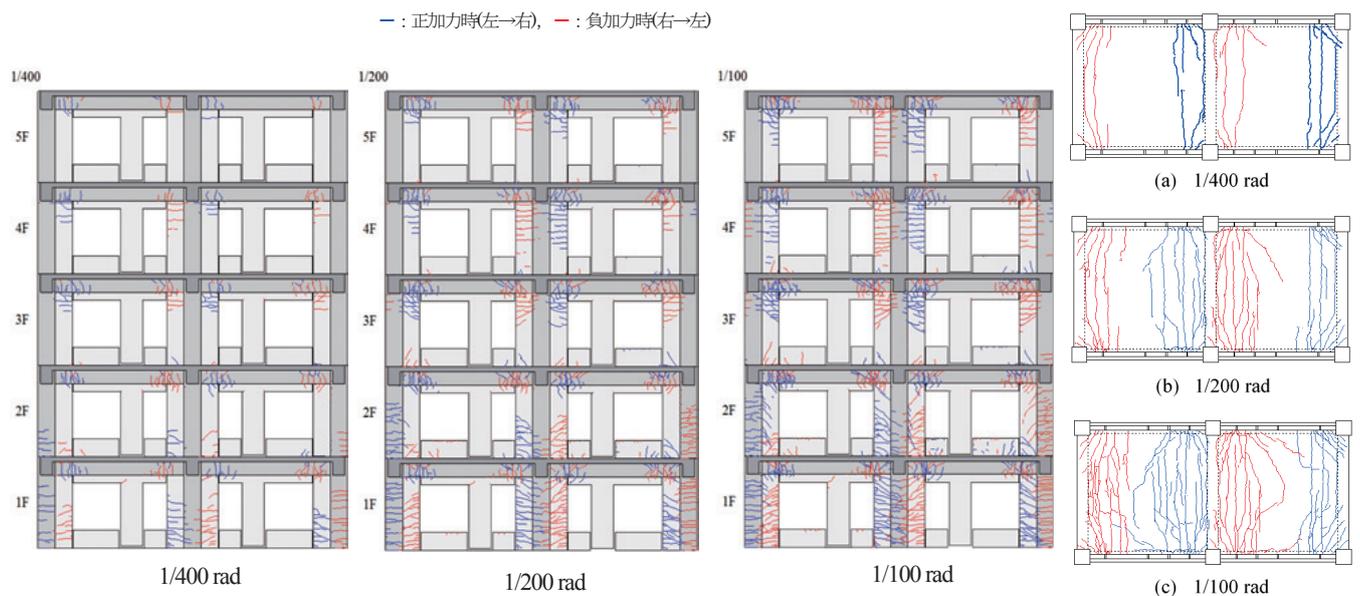
にせん断ひび割れ、4、5階袖壁脚部で局所的な圧縮破壊が生じた。1階、4、5階方立て壁に軽微な曲げひび割れが発生した。

- $R_r=1/67$ rad : 梁下端スリット位置で一部コンクリートの圧縮破壊が生じた。1~3階袖壁脚部で局所的な圧縮破壊が生じた。1~3階の方立て壁脚部が袖壁に接触し曲げ、曲げせん断ひび割れが発生した。
- $R_r=1/50$ rad : 梁下端スリット位置に被りコンクリートの剥落が生じた。1階袖壁脚部の被りコンクリートにも剥落が生じた。4、5階の方立て壁脚部が袖壁に接触し曲げ、曲げせん断ひび割れが発生した。

d.2.2 スラブのひび割れ発生経過

3階スラブのひび割れ発生状況を図IV-22に示す。

- $R_r=1/800$ rad : 袖壁スリット位置および袖壁範囲内から直交梁に向かって斜めにひび割れが発生した。
- $R_r=1/400$ rad : スリット位置からの斜めひび割れが直交梁に沿って対面と繋がっている。スリット位置からスラブ全幅に渡り直線的なひび割れが発生している。
- $R_r=1/200$ rad : 梁外端側のひび割れは $lx/4$ の範囲でスラブ全幅に発生している。梁内端側は $lx/4$ を超えスラブ中央域に広がっている。
- $R_r=1/100$ rad : 梁外端側、内端側いずれも発生範囲が広がりひび割れ発生本数も増大している。
- $R_r=1/50$ rad : $1/100$ rad 時がひび割れ発生ピークと見られ、 $1/67 \sim 1/50$ rad でのひび割れの進展は僅かであった。



図IV-22 架構およびスラブひび割れ発生状況

d.2.3 柱梁接合部のひび割れ発生経過

柱梁接合部のひび割れはほとんど確認されなかった。

d.3 損傷状況

各サイクル負加力時のピーク時最大ひび割れ幅および計測したひび割れの同位置での除荷時残留ひび割れ幅について部位毎の変化を図IV-23~25に示す。梁のひび割れ幅は標記階の上階床梁下端に発生したひび割れを示す。ただし、1/400rad スラブ中央は記録していない。

架構の最大耐力が梁端の曲げ降伏からなることから架構の変形に伴い梁のひび割れ幅が増大し、梁主筋の降伏以降で残留ひび割れ幅も1.0mmを超えている。

柱、袖壁の残留ひび割れは、ひび割れが顕著に発生した1階が大きく柱1/200時で0.3mm、袖壁1/400時で0.5mmのひび割れが確認された。梁のひび割れが顕著となった2階、3階では2階外柱袖壁が1/100時で0.4mmとなった他は、いずれも0.15mm以下であった。スラブの残留ひび割れ幅は、梁側が梁部材上端のひび割れに連続し梁下端のひび割れ幅に準じた値を示している。袖壁スリット位置から発生したひび割れの中央付近の残留ひび割れ幅は柱、袖壁より大きくなっている。

d.4 窓の開閉状況¹⁸⁾

1階に設置した引違い窓と縦すべり出し窓を用いて、層間変形に伴う窓の使用性を比較した。X1-X2間の窓はサッシの四方をモルタル固定した耐震対策無のタイプであり、X0-X1間にはサッシの固定方法に耐震対策を施したものである。表IV-5に各変形角における損傷の状況と使用性の一覧を示す。縦すべり出し窓は引違い窓よりも小さい変形角で窓の使用性に支障をきたす傾向があり、層間変形角1/248radの時点で対策無の場合、縦すべり出し窓は開閉、施錠いずれも支障をきたした。耐震対策を施したサッシは縦すべり出し窓では層間変形角1/248rad、引違い窓では1/100radまで使用上の問題は生じなかった。

e) 建築物全体の地震後継続使用性の評価¹⁹⁾

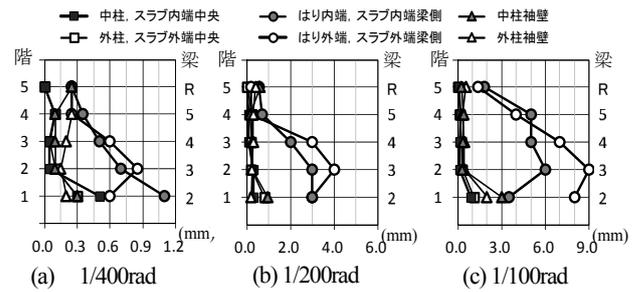
e.1 被災度区分判定方法と結果

各部材の損傷度及び建築物全体の被災度は、文献20)（「被災度区分判定基準」とする）に基づき判定した。損傷度については、損傷計測を実施した桁行方向のY1構面の袖壁付き柱及び梁を対象として最大残留ひび割れ幅及び圧壊状況から判定を行い、袖壁付き柱の損傷度は袖壁部分と柱部分の損傷度の大きい方とした。その際、文献2)の略算法に基づきいずれも「柱型付壁」として同じ強度比と仮定して、曲げ柱の耐震性能低減係数 η を用いて耐震性能残存率を算定した。ただし、スラブより下側で確認した残留ひび割

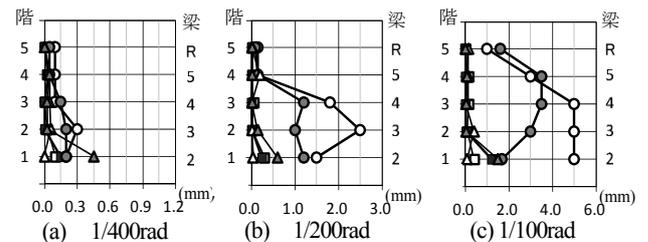
表IV-5 各変形角における窓サッシの損傷と使用性

1F層間変形角 (θ)は代表変形角	X0-X1間(耐震対策済)						X1-X2間(対策無:四周モル外)					
	引違い窓		縦すべり出し窓		引違い窓		縦すべり出し窓		引違い窓		縦すべり出し窓	
	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠	損傷	開閉	施錠
1/536(1/400)	◇	○	○	◇	○	○	◇	○	○	△	○	○
1/248(1/200)	△	○	○	◇	○	○	◇	○	○	△	△	△
1/121(1/100)	△	○	○	×	△	×	×	○	×	×	×	×
1/73(1/67)	×	○	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×
1/48(1/50)	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×

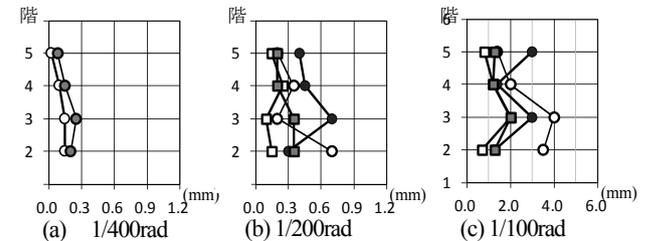
◇軽微、△損傷有、支障有、×損傷大、不可(開閉、施錠が不可の場合は損傷も×とした。)



図IV-23 ピーク荷重時最大ひび割れ幅



図IV-24 除荷時残留ひび割れ幅

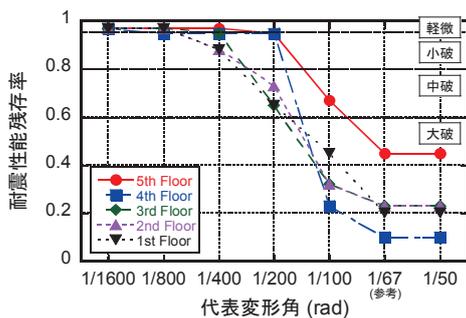


図IV-25 スラブ残留ひび割れ幅

れ幅に基づく梁の損傷度が、梁に接続する柱の損傷度に比べて大きい場合には、梁の損傷度を柱の損傷度として読み替えた²⁰⁾。

各载荷サイクルにおける袖壁付柱及び梁の損傷度については、梁の損傷度が柱の損傷度を大きく上回る箇所が多かった。これは梁端に完全スリットを設けたことで限られた本数のひび割れが大きく開いたことによる。なお、代表変形角 $R=1/400rad$ サイクルまでは柱と梁の損傷度は0か1で大差は無かったが、 $R=1/200rad$ サイクル以降は1階柱を除いて梁の損傷度が柱に先行して大きくなる傾向が見られた。

各階の耐震性能残存率の推移を図IV-26に、各階の被災度を表IV-6にそれぞれ示す。 $R=1/67rad$ サイクルにおける1階の耐震性能残



図IV-26 各階の耐震性能残存率の推移

存率や被災度については、他サイクルとはひび割れ幅の測定者が異なることや、データが欠損したX0通りの片側袖壁付柱の損傷度を前後関係や梁の損傷度を勘案してIVと仮定しており、参考値として示している。図及び表に示す通り、 $R=1/800\text{rad}$ サイクルまでは全階で「軽微」であったが、代表変形角が大きくなるに従い、下層階から順を追って被災度が大きくなり、 $R=1/400\text{rad}$ サイクルでは「小破」、 $R=1/200\text{rad}$ サイクルでは「中破」、 $R=1/100\text{rad}$ サイクル以降では「大破」と判定され、 $R=1/67\text{rad}$ サイクル以降は全階が「大破」となった。本試験体は1階柱脚と梁端にヒンジが形成される全体崩壊形であり、試験体全体にわたる梁ヒンジの形成によって上層階でも大きな被災度となった。

なお、中破、大破と判定された $R=1/200\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ サイクルでは、1階層せん断力は上昇傾向にあったことから、現行の被災度区分判定基準に基づいて導出された被災度が過大に安全側の評価となっていることが分かる。この結果は、現行の基準では柱や耐力壁の損傷度の判定基準を梁にも準用してもよいとされているものの、本実験のように特定のひび割れ幅が大きくなり、コンクリート破壊に比べて最大残留ひび割れ幅で損傷度が決定される傾向にある場合に、継続使用性を判断する上では慎重な検討が必要であることを示している。

e.2 壁部材の許容損傷レベルと建築物の地震後継続使用性評価

ここまでに示した部材実験などを元に、RC造構造部材および非構造部材の継続使用性ランクに対応した許容損傷状態の一例を表IV-7に示す。表より、構造部材の許容損傷状態より、非構造部材の許容損傷状態の程度が大きい。このことは、非構造部材の損傷は直ちに構造体の構造安全性能に影響を及ぼさないこと、修復時に鉛直荷重を支え替える必要がないことが要因である。

表IV-7を用いて前述した5層実大架構の部材に適用した結果が表IV-8である。ここで柱、梁、床スラブは構造部材、それ以外の壁部材は非構造部材とみなして評価している。本表より、床スラブ

表IV-6 各階の被災度の推移

代表変形角	5階	4階	3階	2階	1階
1/1600rad	軽微	軽微	軽微	軽微	軽微
1/800rad				小破	小破
1/400rad			中破	中破	中破
1/200rad			中破	中破	中破
1/100rad	大破	大破	大破	大破	大破
1/67rad*	大破	大破	大破	大破	大破
1/50rad					

* 参考値

が最も早く損傷が進展し、次いで両側袖壁のそれが進展する。また構造部材と非構造部材の許容損傷状態は大きく違いがない。この結果を参考に、表IV-9に建築物の代表変形角と該当する目標ランクを示す。このように、部材の許容損傷状態と建築物の地震後継続使用性を関連づけることが本評価手法確立の上で重要である。

表IV-7 RC部材の許容損傷状態

構造上の分類		構造部材	非構造部材(RC壁)
I	大地震後、当該部分に被害(直ちに応急措置等を要しない軽微な損傷を除く)を許容しない。	例えば、残留ひび割れ幅が0.2mm未満	例えば、ひび割れ幅0.3mm未満、剥落率0.0%未満
II	大地震後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な修復の実施を許容する。	例えば、残留ひび割れ幅が1.0mm未満(損傷度II程度)	例えば、ひび割れ幅2.0mm未満、剥落率1.0%未満
III	大地震後、当該部分の損傷に対して、応急措置又は修復の実施を許容する。	例えば、残留ひび割れ幅が2.0mm未満(損傷度III程度)	例えば、剥落率5.0%未満、脆性破壊(曲げ圧縮、せん断破壊)しない

表IV-8 実大5層架構の各部材の損傷分布

代表変形角	各部材の損傷状態の分類						
	両側袖壁付き柱		片側袖壁付き柱		腰壁、垂れ壁付き梁		床スラブ
	柱	袖壁	柱	袖壁	梁	腰壁、垂れ壁	
1/1600	I	I	I	I	I	I	I
1/800	I	I	I	I	I	I	II
1/400	II	II	II	II	II	II	II
1/200	III	III	III	III	III	III	III
1/100	なし	III	なし	II	III	III	III
1/50	なし	III	なし	II	III	III	III

表IV-9 実大5層架構の地震後継続使用性の目標ランク

実験の代表変形角	実験の損傷状況	該当する目標ランク
1/1600rad	全部材の残留ひび割れ幅が0.2mm未満(損傷状態分類 S_{R-I})	S相当 全体を使用制限することなく継続使用
1/800rad 1/400rad	残留ひび割れ幅が0.2mm以上(損傷状態分類 S_{R-II})となる部材が一部存在したが限定的	A相当 活動上重要なエリアは使用制限することなく継続使用
1/200rad	1~3階の損傷状態分類 S_{R-III}	B相当 一定の措置後、継続使用
1/100rad~	過大な幅の残留ひび割れ、圧壊	なし

2) RC造体育館定着部に関する検討

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、RC架構の上に鉄骨造の置き屋根を載せた体育館などで、写真IV-2に示すように鉄骨造屋根とRC架構を繋ぐ接合部分(以下、定着部)において、コンクリートの側方破壊やアンカーボルトの破断といった大きな被害が発生した。このような定着部の損傷は、1981年以降の現行基準の体育館で比較的多く発生しており、避難施設となる体育館の地震後の継続使用性を確保するためには、地震時に定着部がどの程度損傷し、どのような破壊性状を生じるのかを把握することが重要と考えられる。鉄骨置き屋根定着部は、露出型柱脚と同様の接合部であるが、地震時における応力状態、変形状態は必ずしも対応する訳では無く、このような定着部を対象とした履歴挙動や破壊メカニズムに関する研究などは少なく、十分な検討はなされていない。

そこで、本研究では、定着部の耐震性能に関する静的載荷実験を行って、コンクリートの側方破壊耐力等の検討を行うとともに、定着部の履歴性状や補強方法の検討を行った。また、観測された地震動を用いた振動台実験を行って、定着部のコンクリート側方破壊の再現や補強方法の検証を行った。本稿では、それらの概要について述べる。

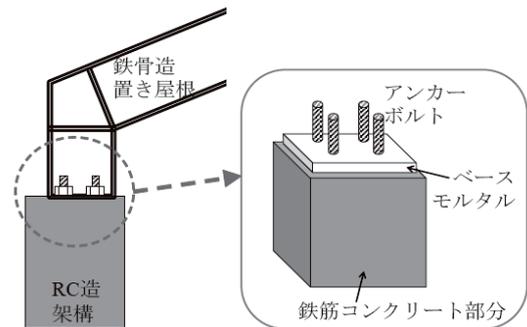
①定着部の耐震性能に関する静的載荷実験

本研究における定着部の静的載荷実験の試験体は、図IV-27に示すような形状であり、このような定着部試験体を実験対象とし、写真IV-3に示す載荷装置を使って、定着部試験体に軸力、せん断力、回転を作用させた静的載荷実験を行う。本研究では、実験の目的に応じて、AからHまでの8つのシリーズの実験を行っており、被害原因把握のための各種パラメーター(はしあき距離、補強筋深さ、ベースモルタル厚さ、等)の影響に関する実験(A～Dシリーズ)、コンクリートやベースモルタル部分の補強に関する実験(E, Fシリーズ)、損傷軽減のための対策に関する実験(G, Hシリーズ)、等を行っている。これらのうち、本稿では、被害原因把握のための基本実験であるAシリーズの実験と既存の体育館の補強方法等を検討したE, Fシリーズの実験について、その概要を示す。

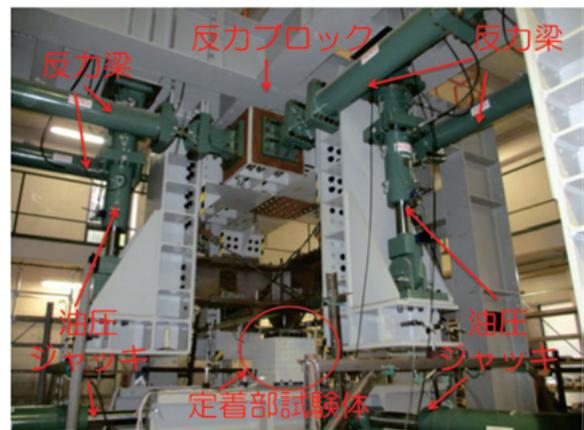
Aシリーズの実験では、地震による被害原因や定着部の破壊性状を明らかにすることを目的として、表IV-10に示すように、はしあき距離、補強筋の深さ、ベースモルタルの厚さ、等をパラメーターとした実験を行っている。



写真IV-2 体育館定着部の地震被害



図IV-27 試験体のイメージ

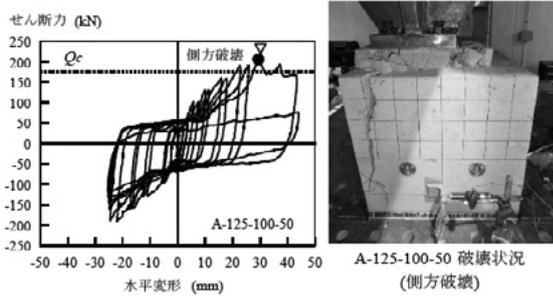


写真IV-3 載荷装置セットアップ

Aシリーズの実験から得られた実験結果の一例を図IV-28に示す。実験より、実際の地震被害で見られたコンクリートの側方破壊は、日本建築学会各種合成構造設計指針・同解説²⁾の評価式により算定したはしあき側2本のアンカーボルトに対するコーン破壊耐力を、破壊時までアンカーボルトは4本均等に応力を分担するものとして、はしあき側2本のアンカーボルトに対する耐力の2倍の値によって評価することで、ベースモルタル厚さが50mmの場合のコンクリート側方破壊耐力が、概ね評価できた。また、補強筋深さやベースモルタル厚さの影響等も明らかになった。

表IV-10 Aシリーズの試験体一覧

試験体名	荷重 シリーズ	はしあき	補強筋 深さ	ベース モルタル 厚さ	中子筋
		c [mm]	e ₁ [mm]	e ₂ [mm]	
A-100-100-50	A	100	100	50	—
A-125-100-50		—			
A-125-100-50-s1		1種類			
A-125-100-50-s2		2種類			
A-125-100-100		100	—		
A-125-150-50		150	50	—	
A-125-150-100		100	—		
A-125-200-50		200	—		
A-140-100-50		140	100	50	—



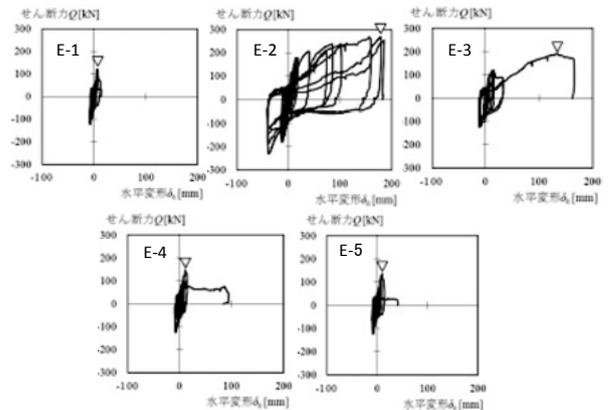
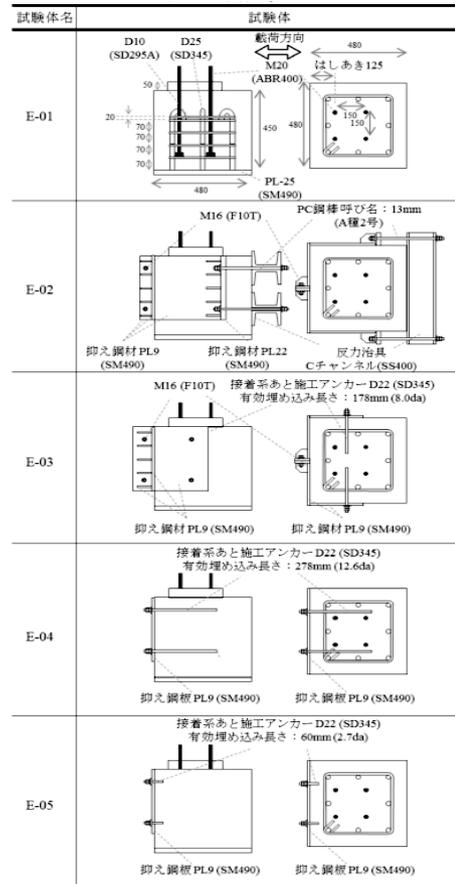
図IV-28 実験結果の一例 (A-125-100-50)

表IV-11は、Eシリーズの実験³⁾として実施した試験体一覧を示している。Eシリーズの実験は、既存の体育館の定着部でコンクリートの側方破壊が生じる可能性がある場合の補強方法について検討したものである。ここでは、コンクリートの側方破壊を防ぐことを目的として、鋼板で囲って補強しており、鋼板で囲む面(3面、1面)やあと施工アンカーの止め方などが実験パラメーターとなっている。

図IV-29には、この実験から得られたE-01(補強無し)、3面の補強の場合(E-02、E-03)及び1面補強の場合(E-04、E-05)、それぞれのせん断力-変形関係を示す。1面だけを補強したE-04、E-05に比べて、3面を補強したE-02、E-03では、最大耐力と変形性能が大きく向上しているのがわかる。また、E-04とE-05の実験結果からは、あと施工アンカーによって正面からの鋼板のみで抑えた補強方法では、アンカー埋め込み深さを十分に確保することで、耐力を維持できることがわかった。

Fシリーズの実験^{4,5)}は、新築建物において、定着部におけるコンクリート塊の落下防止に対して有効と考えられる配筋方法と、ベースモルタル部の拘束方法に関して検討した。表IV-12は、Fシリーズの実験の各試験体のベースモルタルの拘束方法を示している。F-01はベースモルタルを拘束しない試験体である。F-02では、ベースモルタルの内部にワイヤーメッシュ(φ1.0・10mm間隔)を配し、ひび割れを拘束する。ワイヤーメッシュにはアンカーボルトを通すための穴をあけ、コの字型に曲げ

表IV-11 Eシリーズの試験体一覧



図IV-29 Eシリーズの実験結果

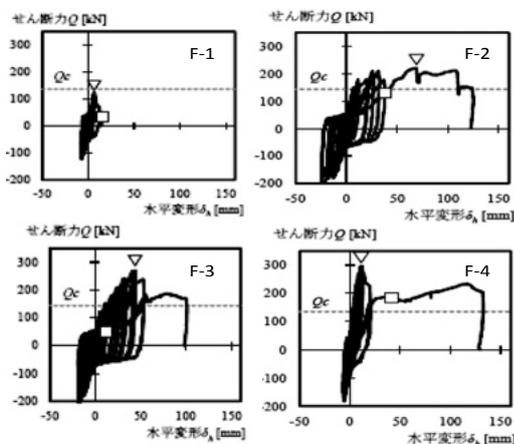
て2段に設置した。F-03では、捨て型枠を兼用する鋼管によってベースモルタルを拘束する。試験体に使用した鋼管は角形鋼管(BCR295)であり、250mm角のベースプレートに干渉しないよう350mm角のものを用いた。これはベースプレートと鋼管の隙間からベースモルタルを打設する施工性を確保し、鋼管がベースモルタルの拘束にのみ効果を発揮させるためである。また、大変形時にも十分な拘束効果が得られるよう、鋼管の板厚は16mmと

した。F-04 では、ベースモルタルとして鋼繊維を配合したモルタル（以下、超高強度繊維補強モルタル）を打設した。

図IV-30 に、F シリーズの実験の各試験体のせん断力-水平変形関係を示す。ベースモルタルを拘束しない試験体に比べて、拘束する場合の効果は大きく、特に、鋼管による拘束や超高強度繊維補強モルタルの場合は、最大耐力や変形性能がかなり大きくなるのがわかる。また、ベースモルタルを鋼管で拘束、またはベースモルタルとして超高強度繊維補強モルタルを打設することで、ベースモルタルは最大耐力を発現するまで概ね原型を留めていた。ベースモルタルが破壊すると復元力特性においてスリップ型の挙動が顕著になったが、拘束によってベースモルタルの破壊を防止することでスリップの程度が低くなった。

表IV-12 F シリーズの試験体一覧

試験体名	試験体
F-01	ベースモルタルを拘束しない。
F-02	ワイヤーマッシュ (φ1.0・10mm間隔) 直交させた状態で重ねる。
F-03	□-350×350×16 (BCR295)
F-04	超高強度繊維補強モルタル



図IV-30 F シリーズの実験結果

②定着部の破壊性状に関する振動台実験

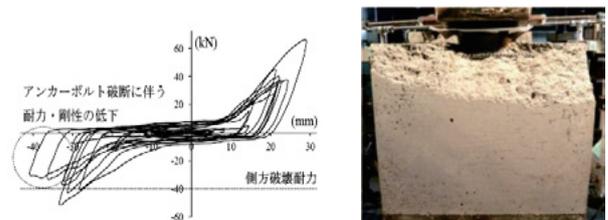
実際の地震被害で観察されたような定着部でのコンクリートの側方破壊の再現と静的載荷実験で検討した補強方法の検証を目的として、観測された地震動を用いて、定着部を模擬した試験体を組み込んだ一層フレームの振動台実験を行った。

写真IV-4 に、この振動台実験の定着部を模擬した試験体を組み込んだ一層フレームと加振装置の全景を示す。定着部試験体は、図IV-27 に示した静的載荷実験で使用したものと同様の形状であり、それを写真IV-4 で示すフレーム部分に組み込んでせん断力を作用させている。試験体はNo1～No5の合計5体であり、はしあき距離が十分でアンカーボルトが破断する試験体 (No1, 2)、はしあき距離が十分でなくコンクリートが側方破壊する試験体 (No3) 及びそれを鋼板で補強した試験体 (No4, 5) である。

図IV-31 に、コンクリートが側方破壊する No3 試験体の荷重-変形関係とコンクリートの破壊面の状況の写真を示す。コンクリートが側方破壊した耐力は、文献2) による計算値と概ね一致し、地震被害で観察されたアンカーボルトの破断やコンクリートの側方破壊・崩落といった現象を振動台実験で再現できた。また、コンクリートを鋼板で補強した試験体は、側方破壊耐力の計算値に達した後も、コンクリートにひび割れがほとんど生じることはなく、鋼板による補強が、コンクリート崩落の防止に有効であることが確認できた。



写真IV-4 振動台実験の加振装置全景



図IV-31 実験結果の例 (No3 側方破壊試験体)

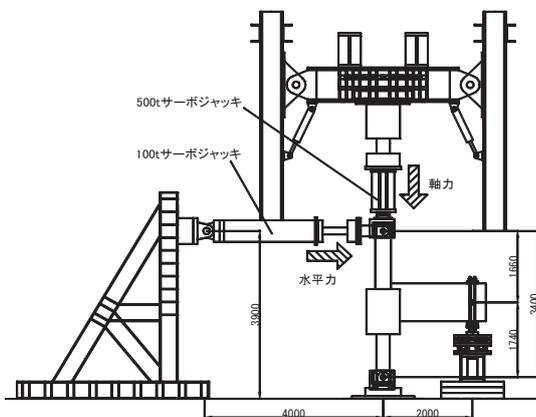
本研究では、杭種及びパイルキャップ内の配筋を実験変数とした。試験体 PHC は、杭に PHC 杭(高強度プレストレストコンクリート杭)を用い、パイルキャップ内の配筋は標準型の試験体とした。試験体 RC は、RC 杭(場所打ち杭)を用い、パイルキャップ内の配筋は標準型の試験体とした。試験体 SC-01,02 は SC 杭(外殻鋼管付きコンクリート杭)を用い、SC-01 はパイルキャップ内の配筋を標準型、SC-02 は松本³⁾が提案したかご筋型(縦筋と帯筋で配筋された方法)を参考として配筋した。

試験体 PHC,RC は杭頭部の曲げ破壊となるよう設計を行った。試験体 SC-01 はパイルキャップのせん断破壊、試験体 SC-02 はパイルキャップ内の配筋を標準型からかご筋型とすることにより、鉛直方向及び横補強筋の鉄筋断面を増大させることにより、破壊箇所が柱脚部での曲げ破壊と想定した。本研究では試験体 PHC, RC と試験体 SC-01,02 では杭・柱のシアスパン比を変化させ、想定位置での破壊を優先して設計を行った。

杭の中詰めコンクリートに関して、試験体 PHC, SC-01, 02 の杭内を杭端部より約 1D の範囲においてブラシによる清掃を行い、全長にわたって上部構造と同じコンクリートにて中詰めを行った。また試験体 PHC では、通常の PHC 杭にせん断補強筋を追加することにより杭の靱性を高めた。杭の埋め込み深さは、縮小試験体であることから全試験体 50mm とした。杭頭部が破壊する試験体 PHC, RC は一定の軸力 350kN とし、試験体 SC-01, 02 においては柱の軸力比 0.25 にて载荷を行った。

b) 加力方法

図IV-34 に加力装置図を示す。支持方法は、基礎梁端をピンローラー支持、柱頭及び杭脚をピン支持とし、上柱加力点には、水平方向・鉛直方向の計 2 基ジャッキを取り付けた。軸力及び水平力は柱頭から導入し、柱頭位置の変位における層間変形角にて制御を行い、正負交番繰り返し载荷とした。



図IV-34 加力装置図(試験体 SC-01, 02)

②実験結果

a) 層せん断力—層間変形角関係

図IV-35, 36 に層せん断力—層間変形角関係を示す。図中には、平面保持を仮定した断面解析による柱曲げ終局時、杭曲げ終局時の層せん断力を合わせて示す。

a.1 試験体 PHC, RC

最大耐力は、負荷荷において同程度の耐力となったが正載荷では試験体 RC の耐力が試験体 PHC に比べ 24% 増加する結果となった。R=3% 時において、試験体 RC では杭頭破壊後も正載荷・負荷荷共に耐力低下は小さい。試験体 PHC では、R=3% 正載荷時において PHC 杭内の PC 鋼棒の破断によって急激な耐力低下が生じた。両試験体共に断面解析により算出した杭の終局耐力とはほぼ一致しているが、試験体 PHC の負荷荷において差が生じた。理由として、正載荷時と負荷荷時では基礎梁より入力されるせん断力により杭に生じる軸力が負荷荷時に増加することにより PHC 杭の耐力が増加し最大耐力が増加したと考えられる。鉄筋のひずみに関して試験体 PHC では、柱・アンカー筋・パイルキャップ・基礎梁の鉄筋には降伏は生じず、試験体 RC では、R=±1% 時に杭主筋が降伏し R=+2%、-3% 時にアンカー筋の降伏が確認された。

a.2 試験体 SC-01, SC-02

パイルキャップ内の配筋を変数とした、試験体 SC-01,02 では最大耐力は同等の値となった。両試験体共に R=±2% 時に最大耐力となり、断面解析により算出した柱の終局曲げ耐力の値は最大耐力とはほぼ一致した。鉄筋のひずみは、試験体 SC-01 において R=±2% サイクル時に柱主筋・アンカー筋・帯筋・ベース筋・帯筋が降伏した。試験体 SC-02 では、R=±2% 時に柱主筋が降伏、R=+3% 時にパイルキャップ内の帯筋が降伏した。試験体 SC-01 では、パイルキャップ内の補強筋(帯筋・ベース筋・帯筋)及びアンカー筋が降伏したが、試験体 SC-02 では、縦筋・アンカー筋の降伏が確認されず補強筋も R=+3% 時に降伏したことから、試験体 SC-02 は試験体 SC-01 に比べ柱の終局曲げ耐力後においても安定した履歴ループとなったと考えられる。

b) 破壊性状

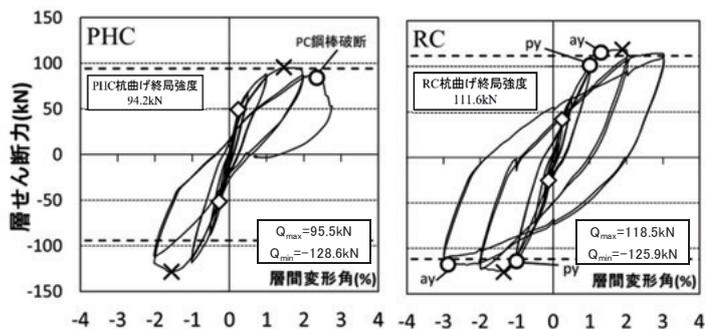
b.1 試験体 PHC, RC

写真IV-5 に最終時における試験体 PHC,RC の杭頭部写真を示す。試験体 PHC では、R=3% 時において PHC 杭の補強バンド(継手部の補強のために用いられている)の境界部において目開き及び PC 鋼棒の破断が確認された。柱・基礎梁・パイルキャップのひび割れは試験体 RC と比べ少なくまた、ひび割れ幅は小さい結果

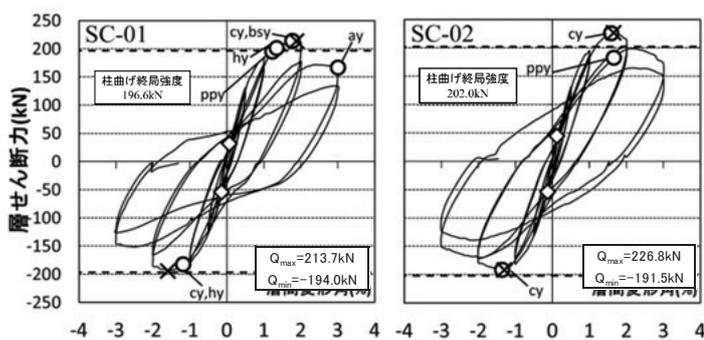
となった。試験体 RC は、R=2%時に杭頭部の圧壊が発生した。

R=3%時においては、杭の変形の増大に伴い圧壊が進行した。

◇	基礎梁曲げひび割れ発生	×	最大耐力
cy	柱主筋降伏	ay	アンカー筋降伏
hy	袴筋降伏	bsy	ベース筋降伏
ppy	帯筋降伏		



図IV-35 試験体 PHC, RC 層せん断力—層間変形角関係



図IV-36 試験体 SC-01, 02 層せん断力—層間変形角関係



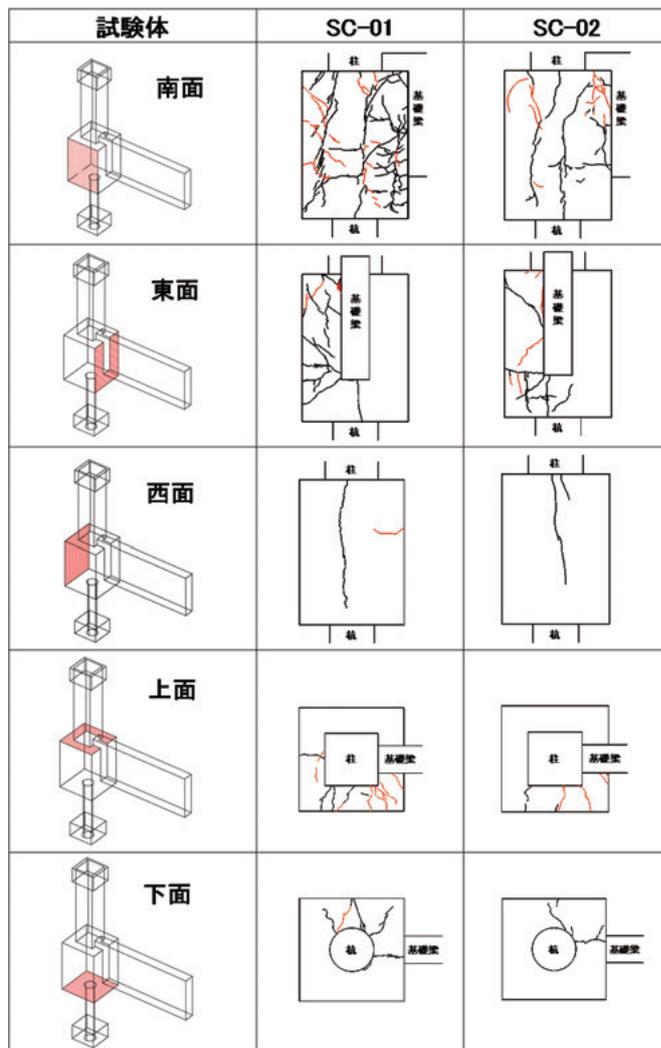
写真IV-5 試験体 PHC, RC 杭頭部写真



写真IV-6 試験体 SC-01, 02 柱脚部写真

b.2 試験体 SC-01, SC-02

写真IV-6に試験体 SC-01,02の柱脚部写真を図IV-37に最終時におけるパイルキャップ部のひび割れ図を示す。試験体 SC-01は、柱主筋が降伏したR=2%時において柱脚部に圧壊が生じた。R=3%時において、パイルキャップ内に配筋された袴筋・ベース筋・帯筋が降伏し、パイルキャップ部のせん断ひび割れ幅が増加した。試験体 SC-01 柱脚部圧壊後パイルキャップせん断破壊と判断した。試験体 SC-02 では、R=2%時に柱脚部に圧壊が発生し、R=3%時においてはパイルキャップのひび割れ幅は増加せず柱の圧壊が進行する結果となった。以上のことから、柱脚部の圧壊と判断した。



図IV-37 試験体 SC-01, 02 パイルキャップ部最終時ひび割れ図

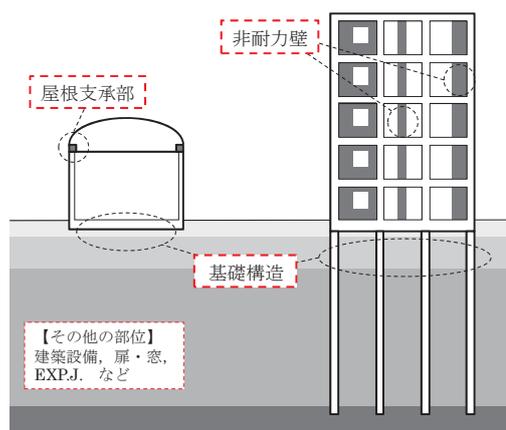
V 地震後の継続使用性確保に資する防災拠点施設等の設計例の作成¹⁻⁷⁾

各用途（庁舎（RC造）、体育館（RC造）、共同住宅（RC造）、学校（RC造））における地震後の継続使用性を確保に資する主たる部位の被害を避けるための耐震性評価手法に関する技術資料（設計例を含む）を取り纏める。具体的には、大地震を想定した建築物の継続使用性確保に必要な各部材の応答値を算定し、それに基づく各部材の損傷状態を評価することで建築物の地震後の継続使用性を確保する方法や現行設計手法を準用する方法などを取りまとめ、「防災拠点施設等の地震後の継続使用性に資する耐震性能評価（新築編・既存編）のための事例集（案）」を作成予定である。本検討は前述した2つのテーマから得られる知見を取り纏め、具体的設計例等として示すことにより、「地震後の継続使用性」に関する要求性能が示された場合に、それらを満足する設計に役立つ技術資料の提供を目的としている。

各用途の建築物を対象に、大地震後の継続使用性を確保した新築の試設計および耐震性能評価の手順¹²⁾を示す。まず地震後の継続使用性を確保した建築物の試設計・耐震性能評価を行うに当たり、継続使用性確保のための要求耐震性能（以下、要求性能）を性能目標ランクとして定義し、それに対応する部位ごとの状態を系統的に整理する。表Ⅲ-3に庁舎と体育館を例に、活動上重要なエリアと主な検証部位(例)との対応を示す。また地震後の継続使用性確保のための性能目標ランクはマトリクス表形式で整理する。設定方針を以下にまとめる。性能目標ランクとして上位からS,A,Bの3段階を提示し、この中から継続使用性確保のための性能目標を選択する。同表に示すように、性能目標ランクは対象施設の活動上重要なエリアとそれ以外のエリアにおける使用制限の有無に応じた継続使用の状況で分類する。

地震後の継続使用性確保のための耐震設計・性能評価手順として、まず目標とする建物の継続使用性ランクを設定する。次に、従来の大地震に対する耐震設計法と同様の方法で部材断面等を設計する。ここで、部材断面設計用の地震荷重は目標ランクに応じて割増しする。最後に、設計された建物において、継続使用性を確保すべき全ての建築物部位が許容される損傷限界状態内にあることを検証する。

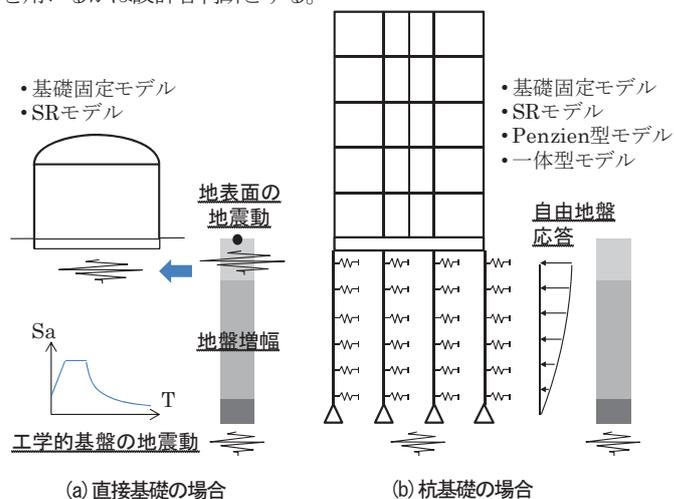
図V-1に今回の一連の報告で設計対象となる建物部位と設計モデルの概要を示す。今回の試設計では、検証部位として屋根支承部、非耐力壁、杭基礎に着目し、これらの損傷状態を部材レベルで評価できるフレームモデルを用いて荷重増分解析により部材断



図V-1 本検討で設計対象となる建物部位

面等を設計する。さらに、設計モデルに対する地震応答解析により検証部位の損傷状態を確認することにより、新築建築物が継続使用性を確保していることを検証する。

図V-2に評価用地震外力と検証用解析モデルの概要を示す。評価用地震外力は限界耐力計算法で用いられる極めて稀に発生する地震動とし、工学的基盤の加速度応答スペクトルとして与える。大地震後の継続使用性は、表層地盤の地震動増幅特性を考慮して算出した地表面もしくは基礎底の地震動を用いて基礎固定条件で実施した地震応答解析により検証する。地盤-構造物間の相互作用効果が無視できない場合には、直接基礎の場合はSRモデル(図V-2(a))、杭基礎の場合は地盤変位を考慮できるPenzienモデル(図V-2(b))などの相互作用モデルを用いる。本検討では時間領域の地震応答解析を実施するために地震動の時刻歴波形を用意する必要があるため、次に示す方法のいずれかを用いて表層地盤の地震動増幅を評価して、地震動の時刻歴波形を作成する。いずれの方法を用いるかは設計者判断とする。



図V-2 設計用地震外力と検証用解析モデルの概要

方法 A) 地震応答解析で算出する方法

文献 8) を参考として前述の加速度応答スペクトルを解放工学的基盤上のスペクトルと見なして、その疑似速度応答スペクトルに適合する加速度時刻歴波形を作成する。次に、算出した時刻歴波形を用いて表層地盤の地震応答解析を実施し、表層地盤の変位および速度応答と地表面位置の加速度応答を算出する。表層地盤の地震応答解析では地盤の非線形性を考慮し、等価線形化解析もしくは逐次非線形解析とする。

方法 B) 表層地盤増幅率 G_s を用いる方法

建築基準法告示で提示されている表層地盤の応答スペクトル増幅率 G_s^0 を用いて、地表面における加速度応答スペクトルを算出する。次に、文献 8) の手法を用いて、地表面における疑似速度応答スペクトルに適合する加速度時刻歴波形を作成する。

これ以降で、各検討建物で共通の敷地地盤を設定し、当該敷地における地震荷重に対して地震後の継続使用性が確保された新築建築物を設計する。ここでは、文献 7) で表層地盤増幅特性に関する検討用に設定されている地盤モデルを参照して、共通地盤モデルを設定する。表 V-1、2 に共通地盤モデルとして設定した地盤モデル 1、2 の地盤定数を示す。地盤の非線形特性には HD モデルを適用し、地盤の動的変形特性には文献 9,10) で示されている平均値を適用する。方法 A) では地盤の地震応答解析に DYNEQ¹¹⁾ を用いる。地盤モデル 1 では方法 A) で約 0.4 秒のスペクトルの卓越が認められる一方、方法 B) ではなめらかなピークとなっている。地盤モデル 2 では、方法 A) と方法 B) でピーク周期に差異が認められる。手法の特性を鑑みて、設計に用いる地震動を決定する必要がある。次にいずれの地盤モデルにおいても地層境界付近で地盤変位が急変しており、いずれの方法でも地盤モデル 2 の最大せん断ひずみは 1% を越え、砂地盤で最大せん断ひずみが生じる結果となっている。本検討では地盤の動的変形特性が得られていない中で、文献 9,10) で示されている推奨平均値をそのまま用いて計算したため、砂地盤の拘束圧依存性など地盤の地震応答に影響を及ぼす因子を考慮できていないことが要因と考えられる。地盤応答の精度には検討の余地が残されているが、得られた地表面の加速度応答は大きめの評価になっていると考えられるため、ここで示す評価用地震外力が与えられたものとして、これ以降で具体的な設計例を示す。

表 V-1 地盤モデル 1 の地盤定数

層	深度 (m)	密度	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ϕ (°)	c (kPa)	土質
1	3	1.7	130	320	35	1	砂
2	8	1.8	160	720	35	1	砂
3	12	1.7	280	720	1	25	粘土
4	20	1.9	380	1980	35	1	砂
基盤		2.1	510	1980			

表 V-2 地盤モデル 2 の地盤定数

層	深度 (m)	密度	Vs (m/s)	Vp (m/s)	ϕ (°)	c (kPa)	土質
1	5	1.8	110	1360	1	25	粘土
2	10	1.6	150	1560	35	1	砂
3	17	1.8	210	1560	35	1	砂
4	19	1.7	150	1560	1	25	粘土
5	25	1.8	260	1560	35	1	砂
基盤		1.8	390	1700			

1) RC 壁を有する庁舎に関する検討⁷⁾

①地震後の継続使用性確保のための目標ランクの設定

建築物のうち、表 V-3 に示す活動上重要なエリアを定め、地震後の継続使用性確保のための目標ランクを、目標ランクに応じた RC 壁部材の損傷状態は表 V-4、5 のように設定する。

表 V-3 各部材における目標ランク (庁舎)

目標ランク	構造部材 (矩形柱)	RC 造壁 (袖壁・方立壁)		建築設備		仕上げ等 (玄関扉、ガラス窓等)
		活動上重要なエリア	左記以外	エレベータ設備	給排水設備	
S	I	I	I	I	I	I
A	II	II	III	II	II	I
B	III	III	III	II	II	I

表 V-4 目標ランクに応じた方立壁の許容損傷

継続使用性ランク	方立壁の損傷状態の分類			層間変形角
I	大地震後、当該部分の被害を許容しない	壁板に生じる損傷によって、修復が不要で、取付く建具に損傷がなく建具の機能が確保されている健全な状態	残留ひび割れ幅 0.3mm 以下	1/200
II	大地震後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な補修の実施を許容する	壁板に生じる損傷によって、修復が必要であるが、取付く建具に損傷がなく建具の機能が確保されている健全な状態	残留ひび割れ幅 2.0mm 未満かつ壁の見付面積の剥落率 1% 未満	1/100
III	大地震後、当該部分の部分的な損傷に対して、応急復旧の実施を許容する	壁板に生じる損傷によって大規模な修復が必要であり、取付く建具の使用も困難な状態	剥落率 5% 未満 (脆性破壊しない)	1/75

表 V-5 目標ランクに応じた袖壁の許容損傷

継続使用性ランク	袖壁の損傷状態の分類		層間変形角	
I	大地震後、当該部分の被害を許容しない	壁板に生じる損傷によって、修復が不要で、取付く建具に損傷がなく建具の	残留ひび割れ幅 0.3mm 以下	1/400

		機能が確保されている健全な状態		
II	大地震後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な補修の実施を許容する	壁板に生じる損傷によって、修復が必要であるが、取付く建具に損傷がなく建具の機能が確保されている健全な状態	袖壁の残留ひび割れ幅 2.0mm 未満かつ壁の見付け面積の剥落率 1% 未満	1/200
III	大地震後、当該部分の部分的な損傷に対して、応急復旧の実施を許容する	壁板に生じる損傷によって大規模な修復が必要であり、取付く建具の使用も困難な状態	柱のひび割れ幅 2.0mm 未満かつ剥落が生じない：部材角 1/100rad(剥落コンクリートの落下の恐れがないこと(1階の柱脚ヒンジ部の袖壁損傷は許容)	1/100

建築設備は、表 V-6 に示すように床応答加速度及び層間変形角にて評価する。

表 V-6 目標ランクに応じた建築設備の応答値

設備の類	階	床応答加速度の上限値 (gal)		層間変形角
		エレベーター設備 ¹²⁾	給排水設備 ¹³⁾	
I	上層階, 屋上, 塔屋	1000 gal 以下	1000 gal 以下	1/100 以下
	中間階	600 gal 以下	600 gal 以下	
	地階, 1階	400 gal 以下	600 gal 以下	
II	上層階, 屋上, 塔屋	1000 gal 超	1000 gal 超	1/100 超
	中間階	600 gal 超	600 gal 超	
	地階, 1階	400 gal 超	600 gal 超	

その他の非構造部材についての損傷限界状態と目安となる応答値は以下とする。

I：地震後の人命の安全確保および二次災害の防止が図られている。地震後に大きな補修をせずに、必要な機能を相当期間継続できる。

II：地震後の人命の安全確保および二次災害の防止が図られている。短期間の修復によって必要な機能を回復できる対策を事前に講ずる。

玄関扉、扉、ガラス窓、EXPJ の継続使用性ランクは以下とする。(ランク I のみとする。)

I：地震後の人命の安全確保および二次災害の防止が図られている。最大層間変形角 1/100 未満

②対象建物概要

下記に対象とする建物の概要(表 V-7)を示す。

表 V-7 建物概要

用途	庁舎
建物規模	地下0階, 地上7階, 塔屋なし
建物高さ	約 30.0m (階高 4.20m)
構造種別	鉄筋コンクリート造
延床面積	約 11,200m ²
使用材料	
コンクリート	普通コンクリート Fc36, Fc30
鉄筋	異形鉄筋 ~D16:SD295, D19~D29:SD345 D32~:SD390

a) 基準階伏図

以下に基準階伏図(図 V-3)を示す。階段やエレベータ室には耐震壁の配置はない。

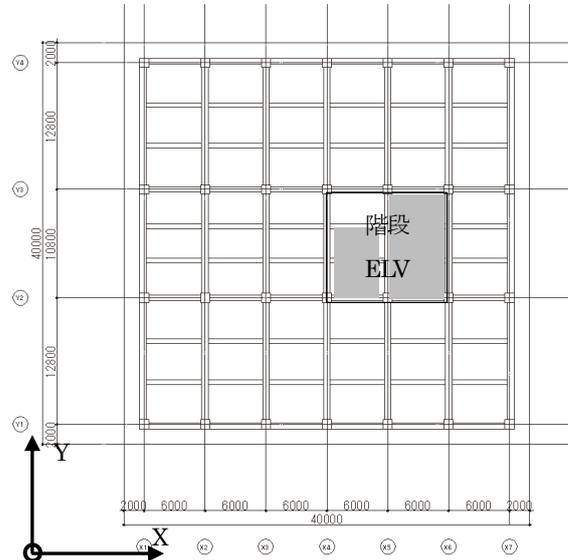


図 V-3 基準階伏図

b) 各階の機能及び防災関連機能

活動上重要なエリアは5階の会議室および1階の窓口と設定する。

c) 検討モデルについて

解析を行うモデルはRC造壁を設けないラーメン架構をおよび、RC造壁を設けたモデルを耐震等級に応じて3パターン作成し、RC造壁の影響を確認する。また、表 V-8 に検討モデル一覧を示す。

A 基準モデル X・Y方向(ラーメンモデル)

耐震等級 1.00, 1.25, 1.50

B 方立壁モデル X方向(図 V-4)

耐震等級 1.00, 1.25, 1.50

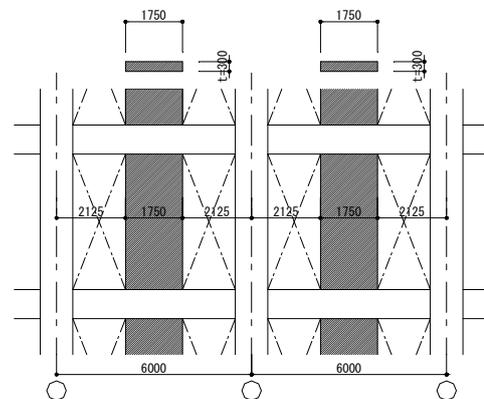


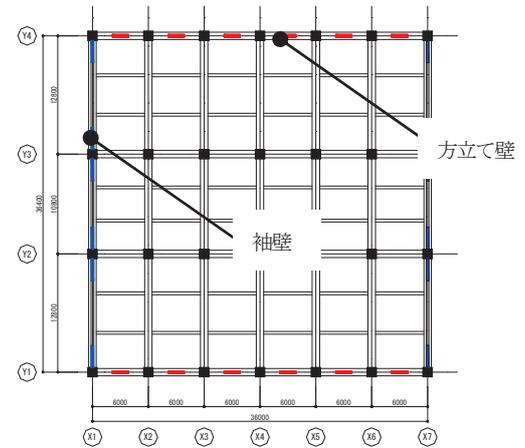
図 V-4 方立壁軸配置図

C 袖壁モデル Y 方向 (図V-5)

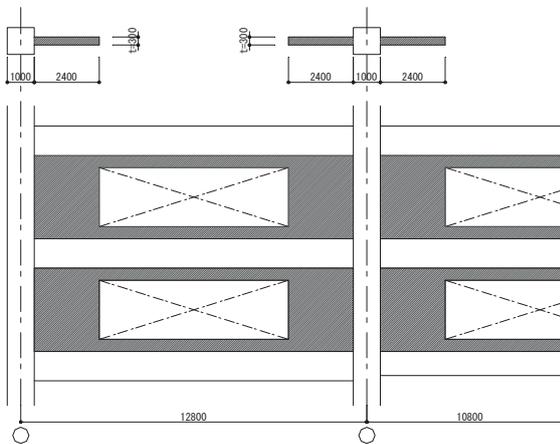
耐震等級 1.00, 1.25, 1.50

図V-6 に方立壁及び袖壁の配置図を示す。

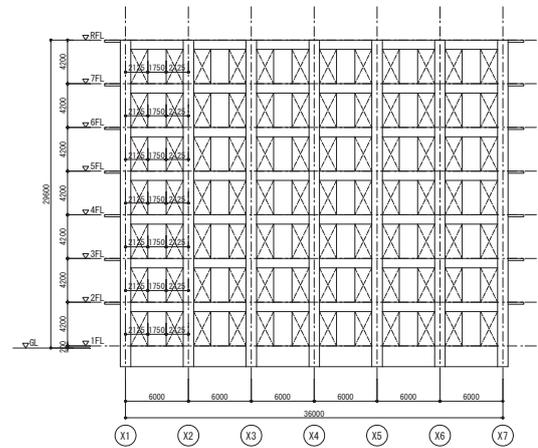
ラーメンモデルに付加するモデルBの方立壁(図V-7)は、各階Y1, Y4通りとし各通り6箇所とする。またモデルCの袖壁については、各階X1, X7通りの2構面とする。また、図V-8に袖壁配置をX1, X2, X6, X7通りの4構面とした場合を示す。このようにRC壁を外壁周りに配置し、室内空間には極力RC壁を設けず、開放的な執務空間となるよう計画がとられている。



図V-6 方立壁, 袖壁配置図



図V-5 袖壁軸配置図



図V-7 Bモデル 方立壁構面軸組図

表V-8 検討モデル一覧

方向	モデル	耐震等級	解析検討モデル	目的
X	A-モデル(基準)	1.00	A-1.00 モデル_X (基準)	基準となる建物性能を把握
		1.25	A-1.25 モデル_X (基準)	
		1.50	A-1.50 モデル_X (基準)	
	B-モデル(方立壁)t=300mm	1.00	B-1.00 モデル(方立壁)t=300mm	基準となるモデルに対し方立壁を付加し影響を確認
		1.25	B-1.25 モデル(方立壁)t=300mm	
		1.50	B-1.50 モデル(方立壁)t=300mm	
Y	A-モデル(基準)	1.00	A-1.00 モデル_Y (基準)	基準となる建物性能を把握
		1.25	A-1.25 モデル_Y (基準)	
		1.50	A-1.50 モデル_Y (基準)	
	C-モデル(袖壁)t=300mm	1.00	C-1.00 モデル(袖壁)t=300mm	基準となるモデルに対し袖壁を付加し影響を確認
		1.25	C-1.25 モデル(袖壁)t=300mm	
		1.50	C-1.50 モデル(袖壁)t=300mm	
		1.50	C-1.50 モデル(袖壁)t=300mm_袖壁4構面	上記モデルに対し袖壁の構面を2構面から4構面にしたときの影響を確認

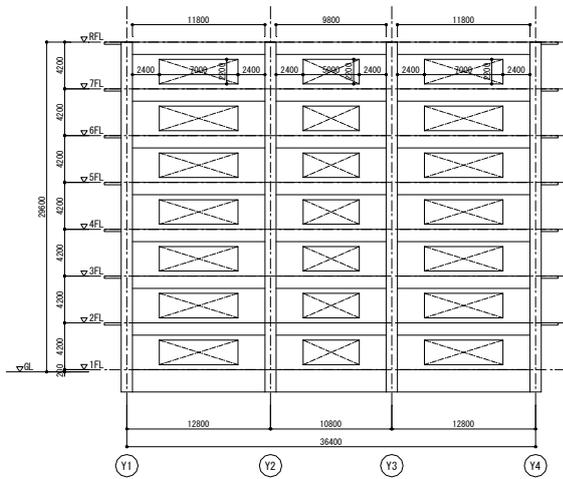


図 V-8 Cモデル袖壁構面軸組図

d) 部材のモデル化

d.1 解析条件

- ・柱・梁は線材置換したモデルとし、各部材は曲げ剛性・せん断剛性・軸剛性を考慮する。(梁の軸剛性は考慮しない。)
- ・梁の曲げ剛性、せん断剛性には、RC 規準による有効幅内のスラブを、梁の曲げ耐力、せん断耐力には、片側につき 1m の範囲のスラブを考慮する。
- ・梁に腰壁・垂壁が取付く場合は、スリットを設けず腰壁・垂壁の耐力・剛性も考慮する。
- ・剛床仮定とする。
- ・剛域長さは損傷の程度によって変化しないものとする。
- ・荷重増分による非線形静的増分解析を行う。
- ・外力分布は A_i 分布に基づく分布とする。
- ・方立壁は柱型としてモデル化する。その為、負担幅に応じた長期軸力、剛性に応じた地震時の変動軸力を負担する。耐力に考慮した長期軸力は、階に応じて $N=100\sim 650\text{kN}$ 程度であり、軸力比 $N/A \cdot F_c=0.011\sim 0.068$ である。
- ・危険断面位置は、フェイス位置とする。壁も考慮する。
- ・剛域は、RC 規準に準じ、材端が他の鉄筋コンクリート部材に剛に接合された時と同様、材せいの $D/4(D$ は壁を含む) 入った位置とする。
- ・柱の曲げ成分はひび割れを考慮しないバイリニアとする。
- ・袖壁は袖壁付柱としてモデル化する。
袖壁付柱の剛域は、梁及び柱と一体とし考慮する。
- ・解析プログラムには市販の立体解析プログラムを使用する。
- ・柱脚固定とする。

③解析結果と地震後継続使用性

a) 耐震等級 1.50 モデル 方立壁方向

耐震等級 1.50 の基準モデルと方立壁($t=300\text{mm}$)を付加した場合の増分解析結果を以下の図に示す。ある層が 1/100 となった時点の層せん断力を比較すると、基準モデルに対して方立壁を付加したモデルでは、21%~25%程度耐力が増加した。

b) 耐震等級 1.50 モデル袖壁方向

耐震等級 1.50 の基準モデルと 2 構面袖壁($t=300\text{mm}$)を付加した場合と 4 構面袖壁を付加した場合の増分解析結果を図 V-10 に示す。ある層が 1/100 時点の層せん断力を比較すると、基準モデルに対して袖壁を付加したモデルでは、30%~50%程度耐力が増加した。

c) 地震時層間変形角の比較と地震後継続使用性評価

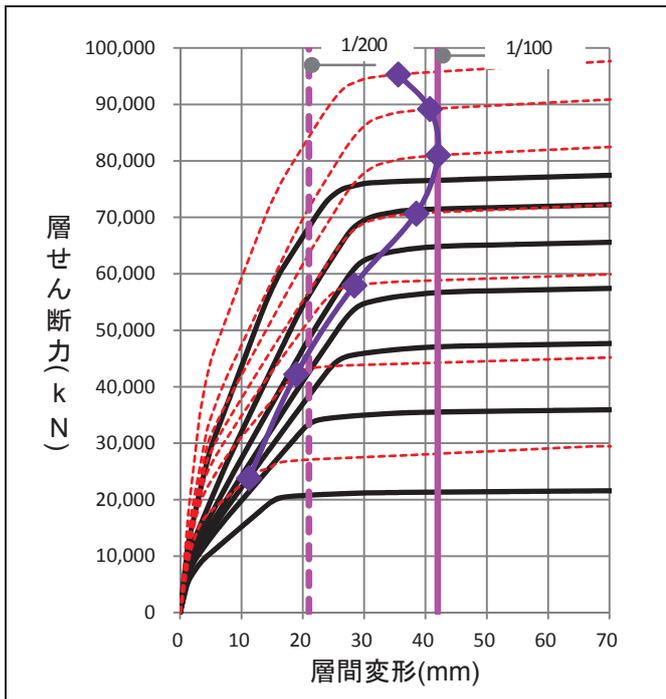
図 V-11 に A-1.50_X モデル(基準)の地震時の最大層間変形角の結果を示す。図より、通常求められる耐震強度の 1.5 倍されている純ラーメン架構においても最大層間変形角は 1% を超え大きな層間変形角となっていることが分かる。この場合、構造部材に大きな損傷を受けることは免れないことから、耐震安全性の観点からも地震後継続使用することは困難と考えられる。

図 V-12 に B-1.50 モデル(方立て壁)の地震時の最大層間変形角の結果を示す。図より多くの対象庁舎の最大層間変形角は 1% を下回り、場合によっては 0.5% を下回るものも確認される。このことから、通常は RC 造非耐力壁として用いられている方立て壁部材を事前に構造設計および性能評価を実施することで、大地震時における応答変形を抑え、結果として継続使用性を高めることができることが確認された。

図 V-13 に C-1.50 モデル(袖壁 4 構面)の地震時の最大層間変形角の結果を示す。図より多くの対象庁舎の最大層間変形角は 0.5% を下回り、場合によっては 0.3% 程度となるものも確認される。このことから、通常は RC 造非耐力壁として用いられている袖壁部材を事前に構造設計および性能評価を実施することで、大地震時における応答変形を抑え、結果として継続使用性を高めることができることが確認された。

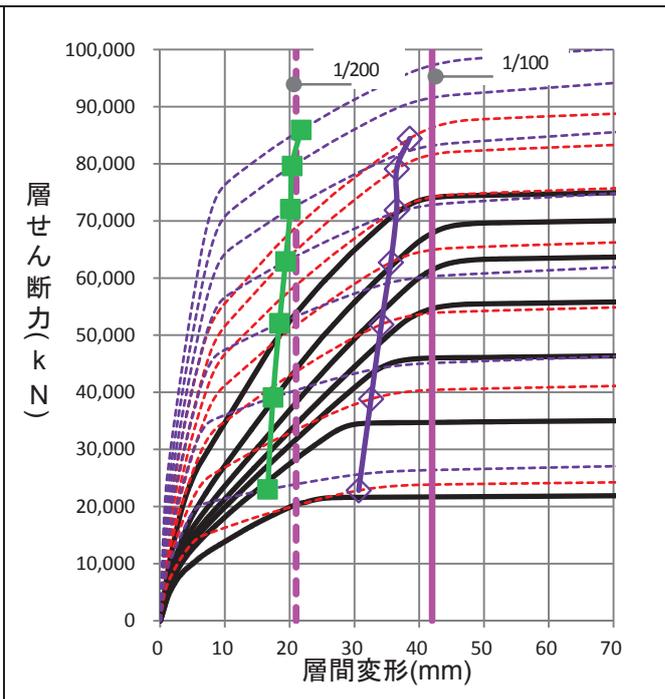
以上の検討より、A モデルは全て継続使用できない(継続使用性ランク外)という評価結果となった。B モデルでは、元の架構の耐震等級が 1.5 倍の庁舎の場合に要求性能ランク A となった。一方、C モデルでは、元の架構の耐震等級が 1.25、1.5 倍の庁舎の場合に要求性能ランク B (一部の建設地盤では A) となった。

このことは、袖壁付き柱の許容できる損傷限界状態が方立て壁と異なる点にあるものの、壁部材を適切に有効利用することによって地震後の継続使用性に役立てることは可能である。



— A-1.50 モデル(基準) - - - B-1.50 モデル(方立壁)
 ◆ 最大応答値 ((B-1.50 モデル)

図 V-9 A-1.50 モデル(基準)と B-1.50 モデル(方立壁) Q-δ 関係



— A-1.50 モデル(基準) - - - C-1.50 モデル(袖壁2 構面)
 - - - C-1.50 モデル(袖壁4 構面)
 ◆ 最大応答値(C-1.50 モデル(袖壁2 構面・4 構面)

図 V-10 A-1.50 モデル(基準)と C-1.50 モデル(袖壁) Q-δ 関係

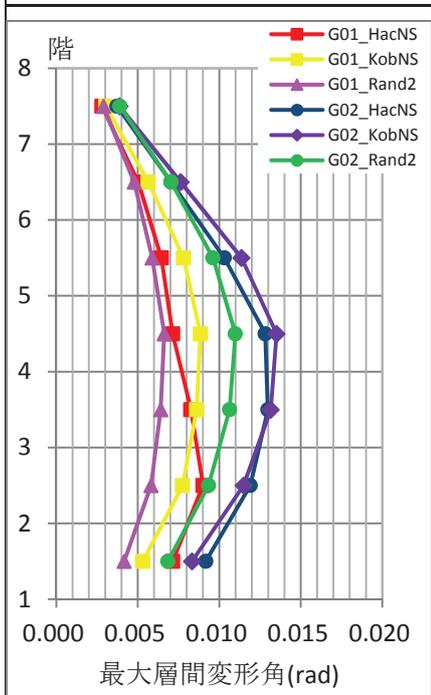


図 V-11 A-1.50_X モデル(基準) 地震応答解析結果

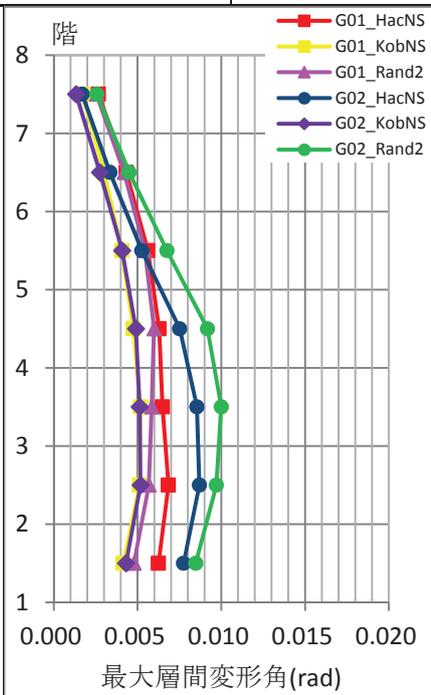


図 V-12 B-1.50 モデル(方立壁) 地震応答解析結果

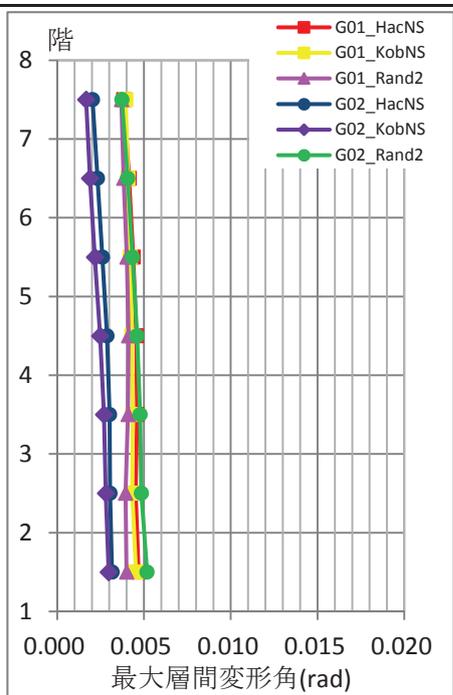


図 V-13 C-1.50 モデル(袖壁4 構面) 地震応答解析結果

上図の凡例 : G01 : 1 種地盤, G02 : 2 種地盤, HacNS : 八戸 NS 位相, KobNS : 神戸 NS, Rand : ランダム位相

2) 鉄骨置き屋根を有する RC 造体育館に関する検討⁴⁾

①設計概要

地震後の継続使用性を考慮した体育館の設計フローを示す。極めて稀な地震に対する荷重設定として、設計用標準せん断力係数はサイト地震波の応答スペクトルから決定し、特別な検討のない場合は 0.8~1.0 程度とする。ただし、屋根鉄骨面内は剛床仮定が成り立たないことから、通常の A_i 分布による地震力に加えて、図 V-14 に示す屋根を受ける RC 梁も含めた屋根中央部について、せん断力係数を 1.5 倍に増幅させた水平地震力を設定する。また、時刻歴応答解析から得られた上下動の影響を考慮し、屋根面全体に 0.5G 相当の鉛直地震力を設定する。

②建物概要と解析モデル

検討建物は、耐震壁付ラーメン構造の RC 躯体に鉄骨造の屋根が乗る置屋根形式の体育館である。スパン方向 32.0m、桁行方向 58.0m、地上 3 階の建物で、2 階より上がアリーナとなっている。前述の設計フローに従い、主要構造部材は前述の目標性能 S ランクを満たすように部材の損傷限界状態（それを満足する仕様を構造ランク I と呼ぶ）を定め、屋根支承部は目標性能ランクに応じた仕様にて設計した。構造ランク I では、主要構造部材は短期許容応力度以下と設定したため、屋根鉄骨と RC 躯体を一体化した弾性解析を行った。プログラムは任意系立体フレーム解析プログラムを使用し、静的解析と時刻歴応答解析を行った。層の設定は、3F レベルに床が無く吹き抜けているため、図 V-15 に示す 2 層モデルとした。静的解析の地震荷重は、設計用標準せん断力係数を 1.0 として屋根中央部のせん断力係数を割り増した。層せん断力係数 (X 方向) のまとめを表 V-9 に示す。時刻歴応答解析に用いた地震波は、2 種地盤の極稀地震相当のスペクトルに、3 種類の位相(八戸、神戸、乱数)をフィットさせた地震波を用いた。1 次固有周期は、X,Y 方向それぞれ 0.208 秒、0.282 秒であった。減衰は剛性比例型で減衰定数を 3%とした。

③解析結果と設計手法の妥当性

静的解析及び時刻歴応答解析での鉄骨屋根の部材検定図の一例を図 V-16 に示す。時刻歴応答解析での支承部せん断力は、最大応答値を示す。支承部の各損傷限界状態に抑えるために必要な支承部の仕様の一列を図 V-17 に示す。支承部耐力は、最小へりあき位置でのコンクリートの側方破壊の耐力にアンカー本数を乗じて算出した¹⁴⁾。構造ランク I は、側方破壊耐力を短期耐力とみなし、かつ無収縮モルタルに鋼管を巻いて、モルタルの割れが生じないようにへりあき寸法を 224mm とした。異なる目標性能ランクに応じた構造ランク II は、同じく側方破壊耐力は短期耐力であるが、鋼

管巻きは施さずモルタルの割れを許容する仕様とした。構造ランク III は、側方破壊耐力は終局耐力とし、へりあき寸法を 183mm とした。

静的解析と時刻的応答解析での検定結果を比較したところ、X 方向での時刻歴応答解析にて 2 次モードの上下動を示すために上下弦材の検定値に違いが生じたものの、部材検定結果は概ね一致した。また、片持ち壁の面外方向に作用する慣性力の一部を負担する屋根鉄骨部材の検定値が大きくなる等の同様の傾向を示した。

RC 架構の上に鉄骨造の屋根を載せた体育館の屋根支承部の継続使用性を考慮した設計の手法を提案し、極稀地震相当の地震波を用いた時刻歴応答解析を元に、例示した設計フロー・設計手法の妥当性を確認し、継続使用性を確保できる体育館の設計が可能であることを示した。

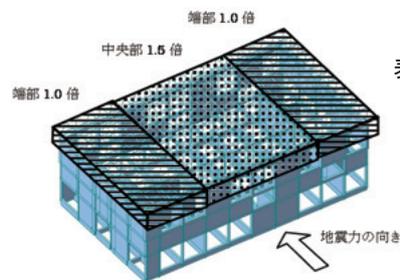


表 V-9 層せん断力係数の設定

(X方向)		Σ 重量 [kN]	A_i	A_i (増幅後)
階	通り			
R	F	10900	1.51	1.51
	E			2.26
	D			2.26
	C			1.51
	B,G			1.51
2	全	38996	1	1

図 V-14 地震力を増幅させる箇所(屋根中央部)

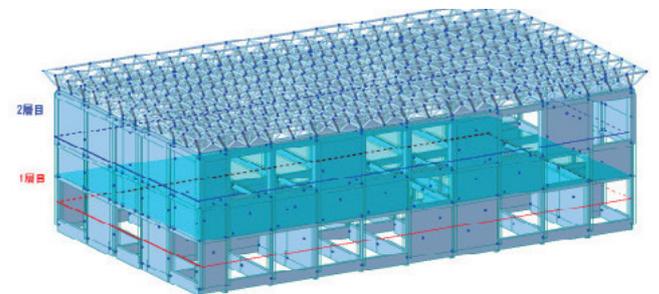
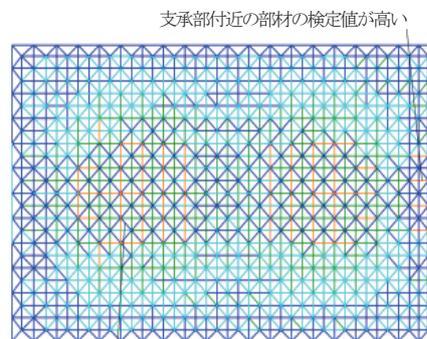
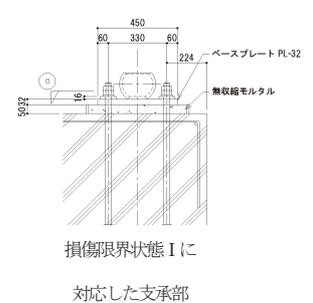


図 V-15 解析モデルと層の定義



上下動のモード形状により静的解析と異なる

(c)X方向時刻歴応答解析



損傷限界状態 I に
対応した支承部

図 V-17 支承部の仕様

図 V-16 静的解析での支承部せん断力分布

(構造ランク I)

3) コンクリート杭基礎を有する RC 造学校・共同住宅に関する検討

①杭基礎の耐震設計フロー

提案する杭基礎の設計手順は、現行法規に従った一次設計を行った後、大地震時に対する継続使用性を確保（確認）するための設計を行う内容としている。

尚、一次設計においては、

- ・建物の設計用地震力は、基準法に従った建物の慣性力 (F_w) とする。
- ・杭材の設計用応力を算定するにあたり、地盤のヤング係数 (E) = 700N (N : 地盤の N 値, 文献9) に従い杭の設計用応力を評価する。
- ・上記外力に対し、許容応力度による設計とする。

大地震に対する継続使用性確保のための設計においては、

- ・建物の設計用地震力は、建物の慣性力 (F_w) と地盤応答による強制変形力 (F_s) を考慮する。(図 V-18)
- ・ (F_w) は、建物の必要保有水平耐力以上とする。
- ・ (F_s) は、自由地盤の大地震時・応答変位分布からとする。
- ・ (F_w) と (F_s) は、原則として同時・同方向に作用する外力とする。
- ・杭の設計用応力を算定するにあたり、基礎及び地下の根入れ効果は有効にはたらく仮定とする。
- ・地盤のヤング係数 (E) は自由地盤の大地震時応答結果 (有効ひずみにより剛性低下した値) から設定する。
- ・基礎及び地下の根入れ抵抗 (水平方向) を Novak のばねで、また単杭の水平地盤ばね定数を Francis¹⁵⁾ のばねで評価する。
- ・ Francis のばねに対して、群杭係数を考慮する¹⁰⁾

継続使用性を考慮した杭基礎の耐震設計フローを図 V-20 に示す。

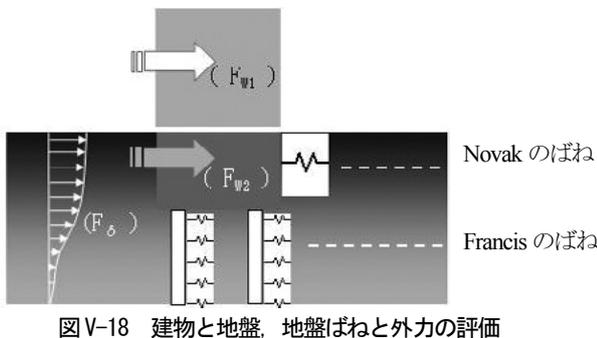


図 V-18 建物と地盤、地盤ばねと外力の評価

②試設計・耐震性能評価の概要

a) 建物概要

試設計の対象は、東北地方太平洋沖地震において杭に被害が生

じた建物を参考にモデル化したものである。表 V-10 および 11 にその建物概要を示す。

表 V-10 建物概要 (小学校 A)

階数	地上 3 階	構造形式	耐力壁付ラーメン構造
延床面積	約 3,300m ²	構造種別	鉄筋コンクリート造
高さ	約 14m	基礎構造	PHC 杭

表 V-11 建物概要 (共同住宅 B)

階数	地上 8 階	構造形式	耐力壁付ラーメン構造
延床面積	約 2,400m ²	構造種別	鉄骨鉄筋コンクリート造
高さ	約 24m	基礎構造	PHC 杭

b) 地震応答解析による耐震性能評価手法

図 V-19 に示すような地盤一杭一上部構造連成モデルによる地震応答解析を実施し、静的応力解析による大地震時における継続使用性確保のための設計法の妥当性を検証している。

上部構造は梁要素を用いてモデル化しており、非線形特性はトリリニア型の武田モデルとしている。上部構造の層せん断力係数一層間変形角関係は、上部構造の静的荷重増分解析結果を参照し、上部構造 1 層目の第 2 折れ点が 0.55 となるように各層の耐力を線形倍している。基礎梁は剛体でモデル化しており、埋め込み部の地盤ばねは考慮していない。杭はファイバー梁でモデル化しており、M-N 相関関係を考慮している。杭周地盤は Winkler 型のばね要素でモデル化しており、初期剛性は Francis のばね¹⁰⁾、塑性地盤反力は岸田・中井の式¹⁶⁾、非線形特性は双曲線モデル、履歴則は Masing 則としている。また、基礎全体として群杭効果を考慮している。解析方法は杭周地盤ばねより自由地盤の応答変位・速度を入力する多点入力の逐次非線形解析としている。上部構造および杭には内部減衰と地下逸散減衰を考慮するため、文献 17) を参考にして、上部構造の基礎固定時の 1 次固有周期に対して上部構造物は 3%、杭は 1% の瞬間剛性比例型減衰を与えている。

尚、試設計における設定地盤 (地盤 2) および評価用入力地震動については、前述の方法による。

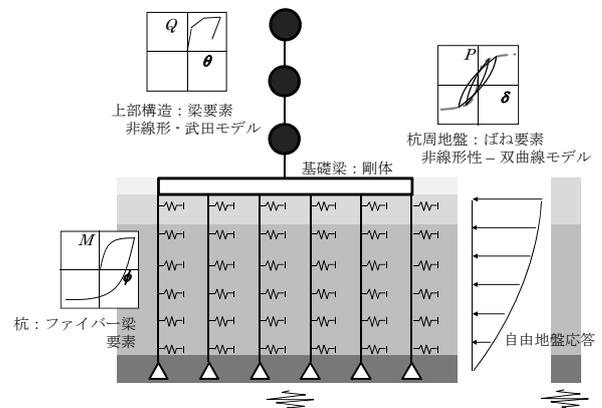


図 V-19 地盤一杭一上部構造連成モデルの概要



図 V-20 継続使用性を考慮した杭基礎の耐震設計フロー

c) 目標ランクおよび設計方針

地震後の継続使用性を確保するための建物の性能目標ランクおよび各部位の損傷状態の組み合わせを表 V-12 に示す。基礎構造の性能目標ランクは構造部材と同じである。

表 V-12 建物の各部位の性能目標ランクと部材の損傷ランク

性能目標ランク	構造部材	RC 造非耐力壁		建築設備		仕上等
		活動上重要なエリア	左記以外	給排水設備	放送設備	天井外装
S	I	I	I	I	I	I
A	II	II	III	II	II	II
B	III	III	III	II	II	II

③試設計例

a) 杭基礎の試設計 (小学校 A)

a.1 建物概要

小学校 A は、東北地方太平洋沖地震において杭に被害を生じた建物をモデル化したものである。図 V-21 にイメージパースを示す。

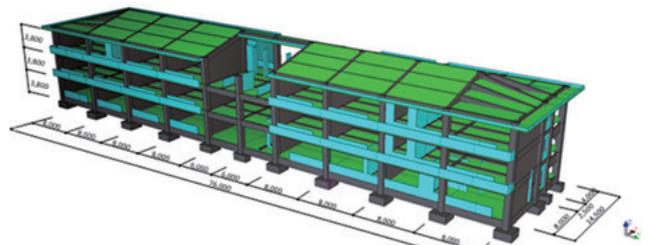


図 V-21 イメージパース (小学校 A)

a.2 杭の試設計

目標ランク S、A の設計 (終局設計)、および現行建築基準法の設計 (1 次設計のみ) の 3 ケースについて試設計を行い、断面等を比較する。ここで、ランク S、A では、地盤の強制変形 (JMAKobe 位相) も考慮する。杭種は、現行法設計は原設計と同じ既製杭 (PHC 杭) とし、ランク S、A 既製杭での設計が困難であったため場所打ちコンクリート杭とした。地盤は前掲の地盤 2 とする。設計条件を表 V-13 に、各ケースの主要な杭断面を表 V-14 に示す。

表 V-13 杭の設計条件

目標ランク	杭設計用地震力	設計目標
現行法	$C_0=0.2, K=0.1$	短期許容応力度以内
S	$D_s=0.55, K=0.35$	短期許容応力度以内
A	$D_s=0.55, K=0.35$	終局強度以内
B	$D_s=0.55, K=0.35$	一部ヒンジ状態を許容※

C_0 , D_s : 上部構造の地震力 K : 地下震度

※: 靱性規定値を満足することが条件

表 V-14 各ケースの主要杭断面

	ランク S	ランク A	現行法
杭径(mm)	1200	1200	1200
位置	杭頭	杭頭	
断面			PHC 杭 上杭：C種 中杭：B種 下杭：B種 (各杭長=8m)
鋼管	φ-1200x16(490)	—	
主筋	16+12-D35	20+16-D35	
帯筋	D13@150	D13@150	
材料(主筋)	SD490, Fc30	SD390, Fc27	

b) 杭基礎の試設計 (共同住宅 B)

b.1 建物概要

共同住宅 B は、東北地方太平洋沖地震において杭に被害を生じた建物をモデル化したものである。図 V-22 にパースを示す。

b.2 杭の試設計

目標ランク A, B, および現行建築基準法の設計 (1 次設計のみ) の 3 ケースについて、場所打ちコンクリート杭の試設計を行なった。検討地盤は地盤 2 とし、建物外力は①の通り、ランク A, B では地盤強制変形を考慮する。ランク B の設計は、静的荷重増分解析により、杭材および地盤降伏による非線形性を考慮して行なった。

1 次設計 (現行法) と大地震時に対する設計の断面比較を表 V-15 に示す。ランク B の設計では保有水平耐力時に、引張力が生じている杭の杭頭部にヒンジが生じているが、地中部にヒンジは生じていない。上部構造の RC 柱の必要保有水平耐力の Ds 算出時の部材ランクの規定を参照すると、いずれの杭も FA ランクに該当する。また、保有水平耐力時の杭頭回転角は 1/100rad 以下 (図 V-23 参照) であり、杭の終局せん断強度の余裕度も 1.25 倍以上あることから、塑性変形能力は確保されていると判断する。

c) 時刻歴応答解析による耐震性能評価と設計手法の妥当性

地盤一杭一上部構造連成モデルにより、ランク B の地震応答解

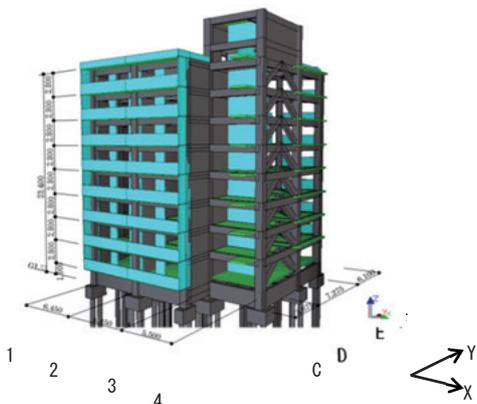


図 V-22 イメージパース (共同住宅 B)

析を実施した。図 V-24 の杭頭曲げモーメントー軸力関係を示す。本解析ケースでは、杭頭曲げモーメントは終局モーメントに到達している。コンクリート要素のひずみは 0.3% 以内、鉄筋要素のひずみは 1% 以内の応答となっており、本解析ケースは目標性能内の応答に収まっていることを確認した。

以上のことからいずれの建築物においても地震後継続使用できる杭断面を設計し、その妥当性を確認した。小学校においては、ランク S は杭頭鋼管巻きとなった。ランク A は杭のひび割れを許容しており、地盤強制変位による応力がランク S より小さく、鋼管巻きは不要であった。また共同住宅においては、部材ランクを B として杭頭に一部ヒンジ状態を許容する条件では、一次設計で求めた杭断面からの補強はかなり軽減される結果となった。

表 V-15 各ケースの主要杭断面 (隅杭)

	現行法	ランク A	ランク B
杭径(mm)	1300	1500	1500
位置	杭頭	杭頭	杭頭
断面			
主筋	26-D29	24+12-D38	24+6-D29
帯筋	D13@150	D16@150	D13@150
材料(主筋)	SD390, Fc27	SD490, Fc36	SD390, Fc36

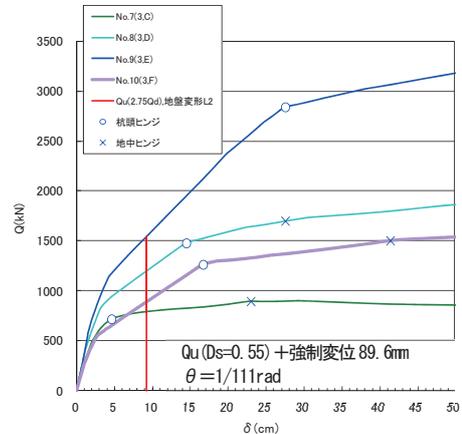


図 V-23 杭頭せん断カー水平変形 (3 通り Y 方向正)

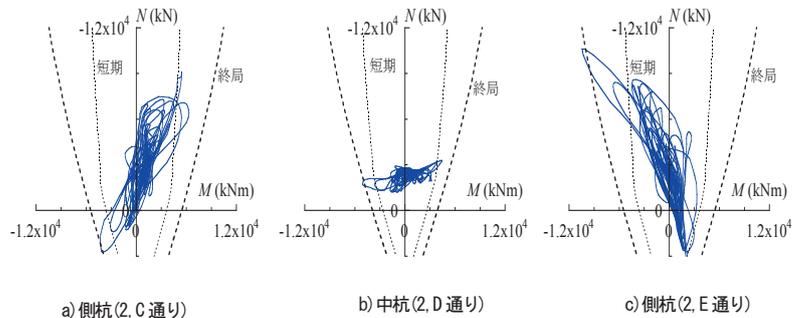


図 V-24 杭頭曲げモーメントー軸力関係 (Y 方向)

VI おわりに

東日本大震災にて得られた被災教訓を活かすため、地震後に継続使用できる建築物の実現に向けた耐震設計手法の構築に向けた研究課題を展開し、以下の結論を得た。

Ⅲ章において、「地震後の継続使用性に関する阻害要因分析と防災拠点施設等の要求性能ランクの提案」のために以下の検討を実施した。

- 1) 被災調査に基づく地震継続使用性に関する阻害要因分析を実施し、東日本大震災において見られた特徴的な被害情報を収集し、それらが建築物の地震後継続使用性に与える影響について分析を行った。
- 2) 地震後継続使用性を確保するための設計を行う際の要求性能ランクを提案した。当該ランクは、地震後経過する時間を対象とし、また対象とする建築物の各部位の損傷状態と関連づける構成とした。
- 3) 東日本大震災において特徴的な被害となった共同住宅や学校、体育館を対象として解析に基づく地震被害分析を実施し、被害現象を説明できることを示した。

Ⅳ章において、「地震後の継続使用性確保に必要な部位に対する耐震性能評価手法等の検討」のために以下の検討を実施した。

- 1) RC 壁に関する検討として、東日本大震災において見られた特徴的な被害として RC 造方立て壁、袖壁を対象に、部材実験、部分架構実験を実施し、要求性能に応じた部材の損傷限界状態に関する知見を得た。さらには、部材の損傷を低減させる改修技術についても基礎的知見を得た。加えて国総研と連携し実大 5 層実験を実施し、各部位の損傷限界状態が建築物の継続使用性ランクに与える影響について明らかにした。
- 2) RC 造体育館定着部に関する検討として、東日本大震災において見られた特徴的な被害の再現を行い、新築において当該損傷を避ける方法について検討した。さらには、本損傷に対して有効な耐震改修方法を提案し、基礎的知見を得た。
- 3) コンクリート杭基礎に関する検討として、東日本大震災において見られた特徴的な被害の再現を行い、杭体、杭頭接合部、杭を有する部分架構において、それぞれ終局強度や靱性能評価に必要な基礎データから、上部構造物の傾斜に起因する杭基礎の損傷限界状態に関する知見を得た。

Ⅴ章において、「地震後の継続使用性確保に資する防災拠点施設等の設計例の作成」のために以下の検討を実施した。

- 1) RC 壁を有する庁舎に関する検討について、地上 7 階建ての庁舎建築物に対して継続使用性を確保するための試設計を実施した。

通常設計される耐震性能より耐震強度が高い建築物においては、適切に設計された方立て壁や袖壁部材を取り付けることによって、地震後継続使用を可能とする設計が可能であることを示した。

- 2) 鉄骨置き屋根を有する RC 体育館に関する検討について、耐震壁付ラーメン構造の RC 躯体に鉄骨造の屋根が乗る置屋根形式の体育館に対して継続使用性を確保するための試設計を実施した。定着部等に生じる設計用応力を割り増して設計を行うことによって、地震後継続使用を可能とする設計が可能であることを示した。
- 3) コンクリート杭基礎を有する RC 造学校・共同住宅に関する検討について、コンクリート杭を有する低層の学校校舎および中層の共同住宅に対して、現行の 1 次設計並びに大地震に対して継続使用性を確保するための設計を行い、杭断面を決定した。設計用応力としては、上部構造物の慣性力に加え、地盤の水平変形によって生じる応力の双方を考慮することによって、地震後継続使用を可能とする設計が可能であることを示した。

以上の検討は、1995 年に開始された「新建築構造体系の開発」で示された基本原則に基づく性能設計を、東日本大震災において被害が顕在化した建築物やその部位に適用したことによって、庁舎や避難施設等の地震後継続使用性を確保するための耐震設計法の考え方や過程を明らかにしたものである。本検討が、今後設計される建築物に適用され、東日本大震災の教訓をこれから大地震が発生する可能性のある他の地域の耐震対策に広く活用されることを願ってやまない。また本研究は今後さらに一般建築物や他の構造種別へ展開することで、より多くの建築物に適用されるよう検討する所存である。

最後に、本研究課題を実施するに当たり、課題の主旨にご賛同頂き、また多大なご協力を頂きました多くの関係機関や共同研究者の方々に心より感謝申し上げます。

参考文献：

I 章：

- 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) 向井，福山，福島，鴫田：新潟県中越地震における病院建築物の地震被害と機能回復性，コンクリート工学，Vol.46，No.1，pp.12-16，2008.1
- 3) 向井，福山，森田，斉藤，加藤：災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発，BRI Proceedings No.20，2011.01.

III章：

- 1) 喜々津, 向井, 森田, 飯場, 平出, 長谷川, 加藤, 谷：建築物の地震後の継続使用性に関する阻害要因分析 その2 阻害要因分析の方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.39-40, 2014.9
- 2) (一財)日本建築防災協会ほか：被災建築物応急危険度判定マニュアル, 1998.
- 3) (一財)日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001.
- 4) 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, 建築研究資料, No.136, pp.5.2-1~5.2-13, 2012.
- 5) 喜々津, 向井, 加藤, 平出, 長谷川, 谷, 柏, 飯場：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1 継続使用性に関する要求性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.45-46, 2015.9
- 6) 建設大臣官房官庁営繕部監修：官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説, (社)公共建築協会, 1996.
- 7) 月俣, 向井, 衣笠：被災したSRC共同住宅の損傷評価と地震後継続使用性の考察, 日本建築学会技術報告集第22巻第50号 pp.105-108, 2016.02
- 8) 小塩ほか：非構造壁を有する靱性型SRC建物の被災度判定区分, 日本建築学会近畿支部研究報告集 構造系 (53), pp.149-152, 2013.5
- 9) 小塩ほか：コンクリート系柱梁架構と一体的に建設された非構造壁の有限要素法解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (構造IV), pp.33-34, 2013.8
- 10) 東北工業大学ハイテク・リサーチセンター・リアルタイム強震観測センター,
<http://smweb.tohtech.ac.jp/smalltitan/japanese/index.html>
- 11) 小塩ほか：主体架構と一体のRC非構造壁の性能評価に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.455-456, 2014.9
- 12) 小倉, 谷, 向井, Taleb, 河野：RC造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験(その1：実験概要及び実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集構造系, C2, pp.447-448, 2014.9
- 13) 倉田, 松岡, 長谷川, 森田, 向井, 後閑：東日本大震災で被災した鉄骨置屋根構造体育館の屋根支承部の被害分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.877-878, 2014.9
- 14) 文部科学省：屋内運動場等の耐震性能診断基準, (社)文教施設協会, 2006.9
- 15) (社)日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 16) 金子, 川股, 中井, 関口, 向井：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

IV章：

1) RC壁

- 1) 向井, 谷, 石岡, 有馬, 金川, 出水, 成瀬, 濱田, 松浦, 田沼：RC造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その1 被災したRC造壁付き架構の標準モデル, 第14回地震工学シンポジウム, 2014.12
- 2) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報, 第3-6章, 2011.7
- 3) 日本建築学会東北支部：2011年東日本大震災 災害調査報告, 第4-7章, 2013.5
- 4) 小塩, Oo, 真田, 崔：東北地方太平洋沖地震により非構造壁が損傷したSRC建物の現地調査結果と地震応答の解析的分析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.853-858, 2013
- 5) 成瀬, 小谷, 前川, 出水, 菊田, 飯塚, 松戸, 勅使川原, 楠, 向井：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4：非耐力壁の損傷と危険断面および剛域, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.709-710, 2014.9
- 6) 豊田, 衣笠, 向井, 田沼：非耐力壁を有するSRC造架構のモデル化に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.265-270, 2014.7
- 7) 向井, 斉藤, 衣笠, 福山：非耐力壁を有する実大RC造架構の修復性評価に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1051-1056, 2008.7
- 8) 小倉, 谷, 向井, Rafik, 河野：RC造非耐力壁の地震後の損傷状態に関する実大試験体実験その1：実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.447-448, 2014.9
- 9) 石岡, 向井, 谷, 近藤, 青山, 堀, 前川, 松浦, 久光：RC造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その2 垂れ壁・腰壁付きRC造方立壁部材の構造特性と損傷状態に関する実験的研究, 第14回地震工学シンポジウム, 2014.12
- 10) 谷, Eko, 向井, 河野：損傷低減及び構造性能改善を目指したRC造方立壁部材の実大実験, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.901-906, 2015.7
- 11) 近藤, 向井, 谷, 石岡, 出水, 茂木, 金川, 成田, 小川, 池田：RC造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究 その3：垂れ壁・腰壁付きRC造袖壁付き柱の構造特性と損傷状態に関する実験的研究, 第14回地震工学シンポジウム, 2014.12
- 12) 福山, 壁谷澤, 向井, 諏訪田, 田尻, 谷, 勅使川原, 楠：損傷

低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 1: 研究背景, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.361-362, 2015.9

13) 壁谷澤, 向井, 福山, 加藤, 諏訪田, 谷, 勅使川原, 楠: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 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.363-364, 2015.9

14) 加藤, 諏訪田, 田尻, 向井, 福山, 壁谷澤, 濱田, 竹中, 有馬, 勅使川原: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 3: 加力計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.365-366, 2015.9

15) 飯塚, 出水, 前川, 有馬, 菊田, 壁谷澤, 向井, 谷, 勅使川原, 楠: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 4: 計測計画概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.367-368, 2015.9

16) 堀, 鈴木, 濱田, 竹中, 金川, 壁谷澤, 加藤, 向井, 楠: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 5: 実験結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.369-370, 2015.9

17) 出水, 清井, 前川, 有馬, 成瀬, 壁谷澤, 向井, 田尻, 谷, 勅使川原: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 6: 試験体の損傷状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.371-372, 2015.9

18) 鈴木, 出水, 有馬, 金川, 堀, 壁谷澤, 向井, 谷, 勅使川原: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 8: 躯体の残留変位と窓開閉の支障, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.375-376, 2015.9

19) 谷, 向井, 出水, 河野, 衣笠, 前田: 損傷低減のために袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験 その 13: 建築物全体の被災度と地震後の継続使用性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.385-386, 2015.9

20) (一財)日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001.

定着部:

1) 山田他: 繰り返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験鉄骨置き屋根定着部に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 79 巻 第 705 号, pp.1687-1697, 2014.11

2) 各種合成構造設計指針・同解説, 日本建築学会, 2011.4

3) 戸松他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 7. E シリーズ実験結果, 日本建築学会関東支部研究報告集,

pp.505-508, 2015.3

4) 戸松他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 (その 8. F シリーズ実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.653-654, 2015.9

5) 中郡他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 10. F シリーズ実験結果 (ベースモルタルの拘束の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.657-658, 2015.9

杭:

1) 向井他: 建築物の地震後の継続使用性に関する阻害要因分析 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造 I), pp.37-

46, 2014.9

2) 金子他: 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造 I), pp.699-700, 2014.9

3) 松本他: 軸力を受けるト形部分架構におけるパイルキャップの耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.445-446, 2010.9

V 章:

1) 喜々津, 向井, 加藤, 平出, 長谷川, 谷, 柏, 飯場: 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 1 継続使用性に関する要求性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.45-46, 2015.9

2) 柏, 向井, 平出, 長谷川, 服部, 深田: 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 2 大地震後の継続使用性確保のための耐震設計・性能評価手順, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.47-48, 2015.9

3) 川瀬, 服部, 久保田, 高瀬, 向井: 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 3 壁付き RC 造共同住宅の耐震設計・評価例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.49-50, 2015.9

4) 倉田, 松岡, 長谷川, 後閑, 向井, 大高: 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 4 立体トラス置屋根構造 RC 造体育館の設計例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.51-52, 2015.9

5) 若林, 三町, 永田, 柏, 溜, 倉持, 向井, 平出, 飯場: 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

6) 永田, 倉持, 三町, 向井, 若林, 平出, 柏, 溜, 飯場: 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 6 杭基礎を有する学校・共同住宅の耐震設計・評価例, 日本建築学会

大会学術講演梗概集,pp.55-56, 2015.9

7) 服部：RC壁を有効利用した場合の庁舎・共同住宅の設計例，建築研究所研究成果報告会資料，2016.1

8) 日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)，1992.3.

9) 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8.

10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.

11) 吉田：DYNEQA computer program for DYNamic response analysis of level ground by EQuivalent linear method，東北学院大学工学部，<http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/>，2008.

12) 公共建築工事標準仕様書(機械設備工事編，平成22年版)

13) 空気調和衛生工学会：建築設備の耐震設計・施工法，1997.8

14) 倉田，松岡，長谷川，森田，向井，後閑：日本大震災で被災した鉄骨置屋根構造体育館の屋根支承部の被害分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，p.877-878,2014.9.

15) Francis, A. J.: Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, J. Soil Mech. And Foundations Div, ASCE, Vol.90, No.Sm3, pp.1-32, 1964.

16) 岸田，中井：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗，日本建築学会論文報告集，No.281, pp.41-55, 1979.7.

17) 酒向，宮本：変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討，日本建築学会構造系論文集，No.523, pp.79-86, 1999.9.