

# 論文 耐震補強された鉄筋コンクリート建物における上部構造と杭基礎の地震被害の相関に関する研究

新井 昂\*1・北山 和宏\*2

**要旨**：2011年東北地方太平洋沖地震において、栃木県に位置する3階建てRC校舎は鉄骨ブレースで耐震補強したにもかかわらず上部構造は中破、基礎構造は大破の被害が生じた。当該建物の上部構造と基礎構造の被害の相互関係を検証するため、本震時に当該建物に入力された地震動を推定し、耐震補強前後における建物-杭-地盤から成る連成系モデルを用いた地震応答解析を行った。その結果、解析は実被害を概ね再現した。また上部構造を耐震補強することで杭頭部の曲げ変形は補強前よりも大きくなり、降伏点曲率に対する最大応答曲率の比で定義する塑性率は1.8から11.2に増大した。

**キーワード**：鉄筋コンクリート建物、杭基礎、耐震補強、地震被害、建物-杭-地盤連成系、地震応答解析

## 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は各地に甚大な被害をもたらした。津波や液状化による被害が顕著であったが、地震動により被害を受けたRC建物も確認された。東日本大震災合同調査報告<sup>1)</sup>によれば、被災したRC建物の中には、耐震補強されたにもかかわらず被害が生じた建物が複数確認された。さらに同報告<sup>1)</sup>は、耐震補強された建物は未補強建物に比べ基礎構造の被害が激化する傾向にあることを指摘した。

これまで上部構造および杭基礎の地震被害を解析的に検討した事例として、例えば文献<sup>2)</sup>や<sup>3)</sup>などがある。しかし耐震補強された建物における同種の検討はほとんど行われていない。兵庫県南部地震以降、既存RC建物の耐震補強が積極的に推進されており、耐震補強されたRC建物の上部構造と基礎構造との被害の相関を検証することは重要なテーマの一つである。

そこで本研究は、鉄骨ブレースで耐震補強されたが、東北地方太平洋沖地震にて上部構造は中破し、基礎構造は大破したRC学校建物を検討対象とした。当該建物における上部構造の地震応答性状は第2次耐震診断や多質点系モデルの地震応答解析によって検討された<sup>4)</sup>。本報では当該建物の上部および基礎構造の被害の相互関係を検証するため、対象建物における耐震補強前後の建物-杭-地盤から成る連成系モデルを作成し、地震応答解析を行い、地震応答性状について比較考察する。

## 2. 建物概要

対象建物であるI中学校普通教室棟(写真-1)は栃木県芳賀郡に位置する中学校である。I中学校の敷地は小高い丘の上にあるが(標高122.1m)、谷地形が複雑に入り込んでいるため、一部の谷を埋め立てて建物が建設された。



写真-1 普通教室棟 北側立面全景

本震時における付近の気象庁震度は6強であった。校舎は新耐震設計法以前の1974年に竣工した。図-1および図-2に普通教室棟の1階伏図およびC通り軸組図を示す。上部構造は塔屋付き地上3階建てのRC建物であり、桁行方向は腰壁・垂壁が取り付け付いたフレーム構造、梁間方向は耐震壁付きフレーム構造である。2009年に耐震補強が実施され、桁行方向1・2階およびPHに鉄骨ブレースが設置された。また下階壁抜け柱を解消するために梁間方向1階20通りに開口付きRC壁が増設された。3階は第2次耐震診断の結果、十分な耐震性能を有すると判断されたため耐震補強は行われていない。耐震補強の結果、構造耐震指標 $I_S$ は桁行方向1階で0.43から0.71、2階で0.48から0.79、3階で0.64から0.67に上昇した<sup>4)</sup>。基礎構造は杭基礎であり、RC杭が使用された。表-1に1階柱断面および杭断面を示す。1階柱断面は550×500mmで帯筋(2-9φ)の間隔は165mm(せん断補強筋比0.14%)である。杭断面は300φで杭長は約5.5mである。杭の帯鉄筋は後述する杭の掘削調査より3φの丸鋼で間隔は100mmであり、降伏強度は294N/mm<sup>2</sup>と仮定した。

## 3. 被害状況

### 3.1 上部構造の被害状況

\*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程 (正会員)

\*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博 (正会員)

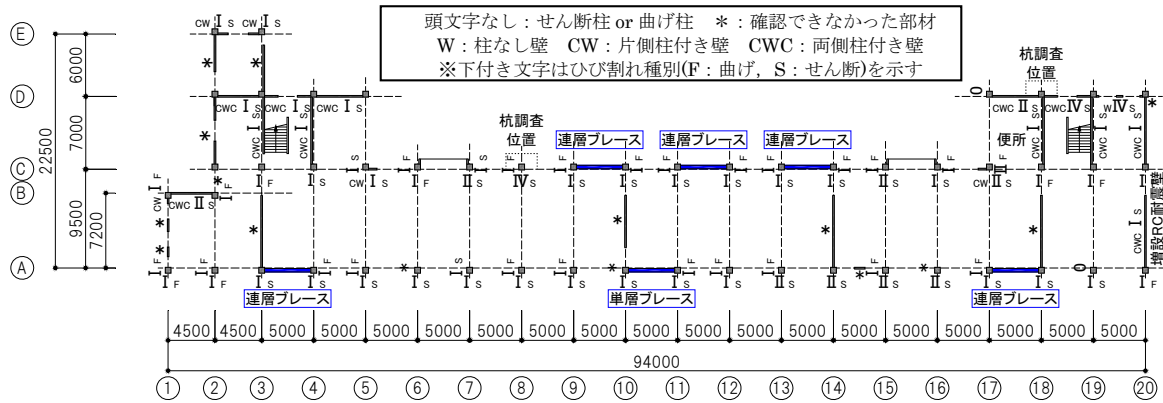


図-1 普通教室棟1階伏図

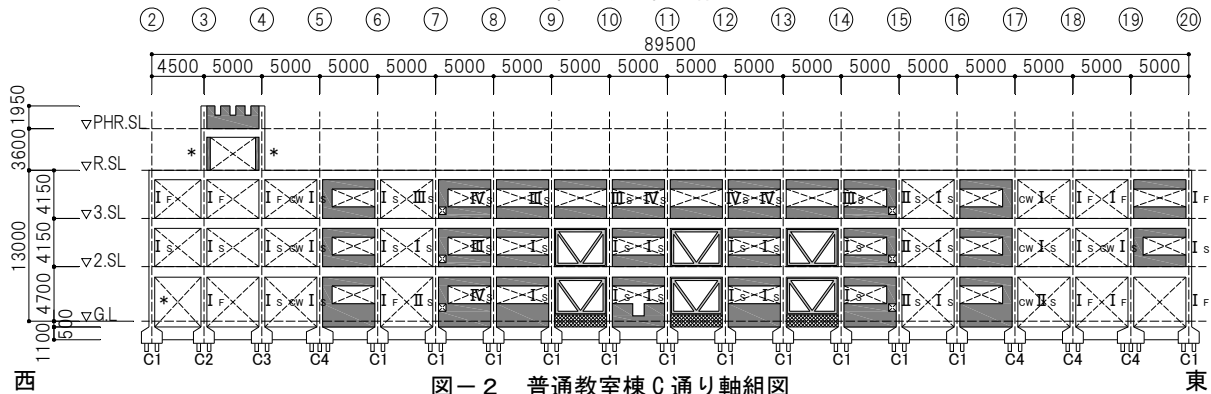


図-2 普通教室棟C通り軸組図

本震から約1ヶ月が経過した4月27日に現地調査が行われた。図-1 および図-2 に各部材の損傷度をローマ数字で示す。被害は耐震補強が行われていない3階に集中し、RC短柱で損傷度IVのせん断破壊や、損傷度IIIの激しいせん断ひび割れが見られた(写真-2)。1, 2階は鉄骨ブレースから1スパン離れたC-8通りのRC短柱で損傷度IVあるいはIIIの被害が見られた(写真-3)。また鉄骨ブレース脇のRC柱にも軽微なせん断ひび割れが発生した。北側の1階の便所で土間スラブが290mm局所的に沈下したが建物全体の沈下及び傾斜は見られなかった。

被災前に対する被災後の耐震性能の割合で定義する耐震性能残存率 $R^d$ は、桁方向1階で $R = 83\%$ 、2階で $R = 86\%$ 、3階で $R = 77\%$ となり被災度は中破だった。一方、梁間方向は1階で $R = 95\%$ 、2階で $R = 95\%$ 、3階で $R = 83\%$ となり被災度は小破だった。

### 3.2 基礎構造の被害状況

本震から8ヶ月が経過した2011年11月に杭の掘削調査が行われた。掘削調査位置を図-1に示す。C-8通りおよびD-18通りの杭4本が確認された。D-18通りの右杭は激しく折損した。一方、左杭はコンクリートが剥落し、主筋が座屈した(写真-4)。C-8通りの右杭は杭頭部で曲げ・せん断ひび割れが生じ、コンクリートが剥落した。また上部構造にも基礎構造の損傷に起因する被害が見られ、1階および3階の柱数本が0.4~0.6%傾斜した。これは杭が本震によって被害を受け、8ヶ月間で上部構造が徐々に傾斜したためと考えられる。以上から基

表-1 1階柱および杭断面

記号	C1	C2	C3	C4	C5	杭
柱頭	20-D22	24-D22	24-D22	20-D22	20-D22	
柱脚	24-D22	30-D22	32-D22	28-D22	26-D22	
帯筋	2-9φ@150					3φ@100
幅×せい	550mm×500mm					300φ



写真-2 3階C-13柱



写真-3 1階C-8柱



写真-4 D-18通り杭(右: 右杭, 左: 左杭)

礎構造の被災度は大破と判断した。なお本建物は 2011 年に取り壊しが決定し、現在は新校舎が建っている。

#### 4. 立体骨組モデルの静的漸増载荷解析

当該建物の地震応答性状を検証するにあたり、上部構造の初期層剛性を算出するため、耐震補強前後の立体骨組モデルによる静的漸増载荷解析を行った。解析には弾塑性解析プログラム SNAP<sup>6)</sup>を使用した。外力分布には $A_i$ 分布を用い、载荷方向は桁行(西→東)とした。建物は剛床を仮定した3次元立体骨組モデルとし、階全体のねじり変形は考慮し、 $P-\Delta$ 効果は無視した。柱・梁は材端に剛域を有する線材に置換し、剛域は直交する部材のフェイス位置から1/4内側までとした。ただし腰壁・垂壁および袖壁が取り付く場合は、それらを柱・梁の剛域に加味した。部材のせん断変形は考慮し、ねじり変形は無視した。柱の剛性には柱主筋および袖壁断面面積の影響を、梁の剛性には梁主筋および腰壁・垂壁・スラブ断面面積の影響をそれぞれ加味した。コンクリートブロック壁および雑壁は重量のみ考慮し、耐力・剛性は無視した。コンクリートおよび鉄筋の材料特性は既往研究<sup>4)</sup>と同じ値を使用した。

梁は材端ばねモデルに置換し、軸変形は無視した。柱は2方向曲げと軸力の相互作用を考慮できる Multi-Spring(以下 MS)ばねと2方向のせん断ばねを取り付けた。耐震壁は3本柱モデルとし、壁板は面外方向の曲げを負担しない MS ばねと面内方向のせん断力(付帯柱分も含む)を負担するせん断ばねを配置してモデル化した。また付帯柱は面内方向のみピン接合とした。図-3に鉄骨ブレース架構のモデルを示す。鉄骨ブレースの斜材は軸ばねを有する両端ピンのトラス材とし、実際の座屈長さ・角度となるように節点からオフセットさせ剛域として扱った。なお耐震壁および鉄骨ブレース架構の上下梁は剛とした。さらに基礎の浮き上がりを考慮するため、圧縮のみ抵抗する鉛直ばねを1階柱脚に配置した。杭の沈下剛性は施工法を考慮した弾性論に基づく方法<sup>7)</sup>より求め、杭1本あたりのばね定数は264.7kN/mmとした。各部材におけるばねの復元力特性は文献<sup>8)</sup>と同様に設定した。

解析の結果、各階の初期層剛性は耐震補強前の場合、1階5354kN/mm、2階4756kN/mm、3階3668kN/mmであった。一方、耐震補強後の場合は1階5824kN/mm、2階5111kN/mm、3階3848kN/mmであった。

#### 5. 推定地震動の作成

本震時に当該建物に入力された地震動を推定するため、地盤の地震応答解析を行った。解析には一次元重複反射理論に基づく等価線形解析プログラム DYNEQ<sup>9)</sup>を使用した。図-4にI中学校で実施した当該敷地の地盤

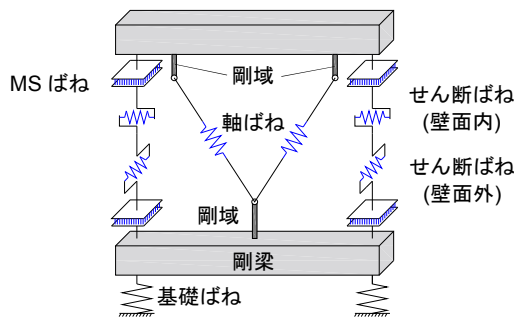


図-3 鉄骨ブレースモデル

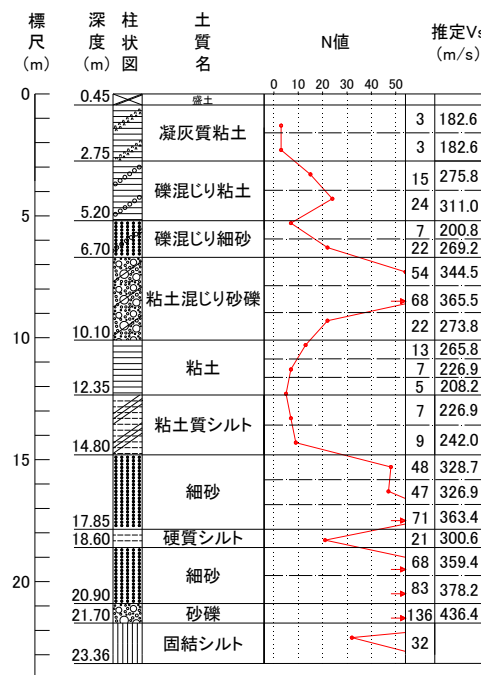


図-4 地盤調査結果

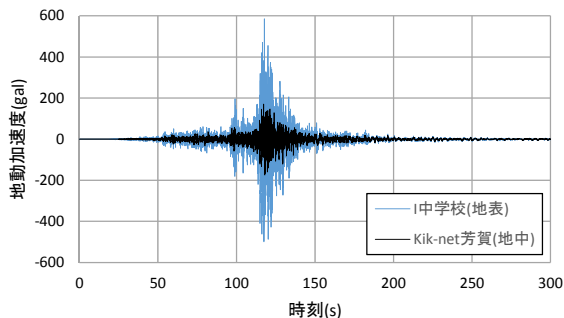


図-5 I中学校の地表加速度時刻歴

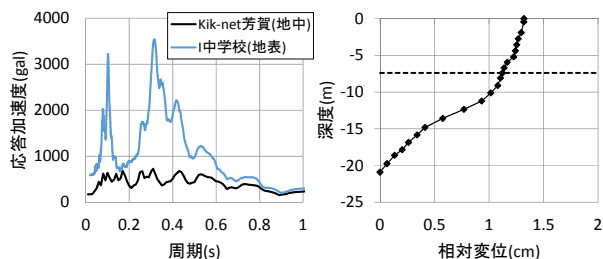


図-6 加速度応答スペクトル 図-7 最大相対変位分布

調査結果および後述の方法で推定したせん断波速度を示す。ボーリング柱状図は対象建物から最も近い地点のデータであり、普通教室棟直下の地盤構造と同様であると考える。本解析ではこのボーリングデータを用いて地盤

のモデル化を行った。各地層におけるせん断波速度はPS検層が行われていないため、標準貫入試験より得られたN値を用いて中央防災会議による式<sup>10)</sup>から算出した。また土の繰返しせん断特性は、Hardin-Drnevichモデル<sup>11)</sup>を用いた。ここで各層の基準せん断ひずみおよび最大減衰定数は古山田・宮本らによる提案値<sup>12)</sup>を用い、基準せん断ひずみは粘性土0.18%、砂質土0.10%とし、最大減衰定数は粘性土17%、砂質土21%とした。また最小減衰定数は粘性土、砂質土ともに2%とした。有効ひずみは周波数によらないとして、有効ひずみ係数は0.65とした。解析モデルに入力する地震動は、I中学校から直線距離で約3km離れたKiK-net芳賀観測点の地中(深度112m)で観測された本震時の加速度時刻歴(EW方向)とする(図-5参照)。深度20.9m以深の砂礫層で推定せん断波速度が400m/sを超えるので、砂礫層以深を工学的基盤と判断し、地震波の入力を行った。

図-5に地盤の地震応答解析より得られたI中学校の地表加速度時刻歴を示す。KiK-net芳賀観測点の最大地中加速度は172.8galだったのに対し、I中学校の最大地表加速度は表層地盤の増幅効果により585.5galとなった。土の最大せん断ひずみは0.16%であり、等価線形解析の適用範囲内であった。図-6にNigamによる方法(線形加速度法)で求めた減衰定数3%時における加速度応答スペクトルを示す。I中学校の地表面における加速度応答スペクトルの卓越周期は0.32秒であった。図-7に工学的基盤に対する最大相対変位分布を示す。深度10~15mにおいて軟弱な粘土層があるため地盤変位が大きくなった。また杭先端位置(図中の点線)から上部の地盤の相対変位は小さく、杭頭部の損傷は上部構造からの慣性力による影響が大きいと考えられる。

## 6. 建物-杭-地盤連成系モデルを用いた地震応答解析

### 6.1 モデルの概要

本震時における当該建物の上部構造および杭基礎の地震時挙動を把握するために建物-杭-地盤連成系モデルによる多質点系地震応答解析を行った。解析には弾塑性解析プログラムSNAP<sup>6)</sup>を使用した。解析は耐震補強前のモデルと耐震補強後のモデルについて行った。図-8に建物-杭-地盤連成系の解析モデルを示す。モデルは上部構造および杭基礎を質点に置換したPenzien型モデル<sup>13)</sup>である。上部構造は各階を質点とせん断ばねに置換した3質点等価せん断型モデルとした。各階の重量は基礎11534kN、1階15731kN、2階14108kN、3階13312kNであり、構造階高は1階5300mm、2・3階4175mmである。基礎は対象建物を支持する220本の杭を1本に集約し、材端ばねモデルとした。なお変動軸力の影響は考慮しない。杭と地盤をつなぐ水平方向の杭周地盤ばねは杭

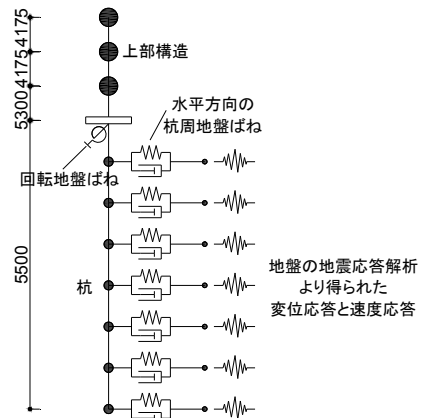


図-8 建物-杭-地盤連成系の解析モデル

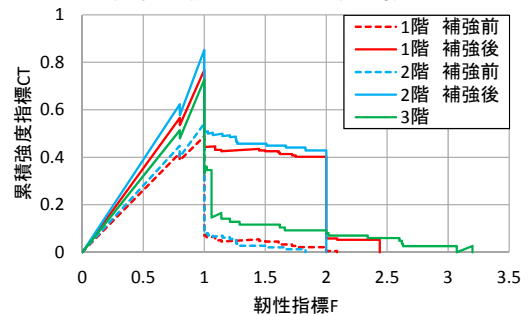


図-9 累積強度指標-靱性指標関係<sup>4)</sup>

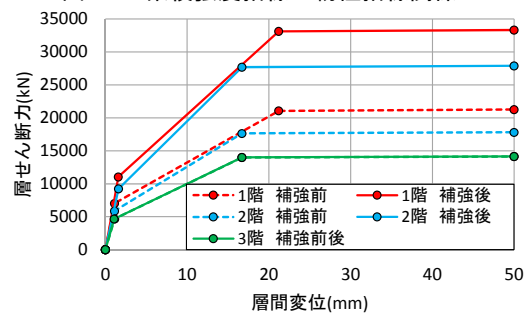


図-10 上部構造の復元力特性

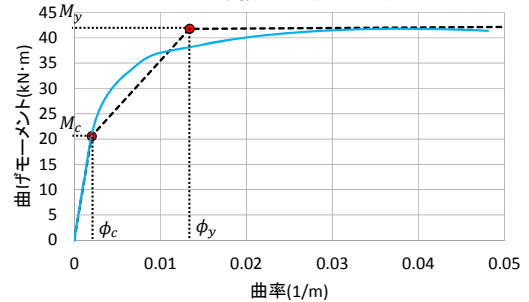


図-11 杭の復元力特性(1本あたり)

の各質点に取り付けた。また回転地盤ばねは杭頭部位置に取り付けた。杭先端は鉛直方向のみ固定とした。

上部構造における各階の復元力特性は、第4章で得られた初期層剛性と第2次耐震診断結果<sup>4)</sup>を用いて設定した。図-9に第2次耐震診断における桁行方向の累積強度指標 $C_T$ -靱性指標 $F$ 関係<sup>4)</sup>を、図-10に上部構造の復元力特性をそれぞれ示す。各階の骨格曲線はトリリニアモデルとした。降伏耐力 $Q_y$ は $C_T - F$ 関係における $C_T$ の最大値を用いて式(1)より算出し、降伏変位 $\delta_y$ は $C_T$ が最大となる $F$ に対応する変形角( $F = 1.0$ で $1/250$ )を降伏変位と

した。ここで、 $\Sigma W$ は該当階よりも上部の重量を表す。

$$Q_y = C_T \cdot A_i \cdot \Sigma W \quad (1)$$

またひび割れ耐力 $Q_c$ は降伏耐力 $Q_y$ の1/3倍とし、ひび割れ変位 $\delta_c$ は初期剛性とひび割れ耐力から算出した。なお本解析では降伏耐力以降の耐力低下は考慮せず、第3剛性は初期剛性の1/1000倍とした。各階の履歴特性は耐震補強前の場合、1・2階で $F = 1.0$ を超えると $C_T$ が急激に低下し、靱性能にあまり期待できないことから原点指向型モデルとした。3階は $F = 1.14$ の曲げ柱が階全体の柱の半数以上を占めた。耐震診断ではせん断終局耐力を算出する際に荒川 min 式を使用するが、現実のせん断終局耐力はさらに大きいと考えられ、靱性指標 $F$ も大きくなる。そこで3階の履歴特性は武田モデルとした。一方、耐震補強後の場合は全階で武田モデルとした。

杭の曲げ変形に対する復元力特性は、長期軸力を考慮した杭の断面解析を行い、得られた曲げモーメント $M$ —曲率 $\phi$ 関係をトリリニアにモデル化することで与えた。図-11に杭の復元力特性を示す。初期剛性は $EI$ ( $E$ :ヤング係数、 $I$ :断面二次モーメント)とし、第1折れ点の耐力 $M_c$ は曲げひび割れ発生点とした。第2折れ点の耐力 $M_y$ は最大耐力とし、第2折れ点の曲率 $\phi_y$ は $M$ — $\phi$ 関係における履歴面積とトリリニアモデルの履歴面積とが一致するように設定した。第3剛性は初期剛性の1/1000倍とし、履歴特性は武田モデルとした。

地盤ばねは文献 14)を参考に算出した。水平方向の杭周地盤ばねの非線形特性は双曲線モデルとし、初期剛性は Francis の式<sup>15)</sup>、極限地盤反力は Broms の式<sup>16)</sup>を用いて算出し、群杭効果を考慮した。また逸散減衰として Gazetas らの減衰定数 $c$ を与えた<sup>17)</sup>。回転地盤ばねは限界耐力計算法による方法<sup>18)</sup>を用いて算出した。

応答計算において、数値積分は Newmark  $\beta$ 法( $\beta=1/4$ :平均加速度法)を用い、時間刻みは0.002秒とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、粘性減衰は3%とした。入力地震動は前章で作成した推定地震動(0秒~300秒)とし、杭先端位置での加速度時刻歴をモデル全体に入力し、前章で得た地盤の応答変位・速度を杭の各質点に取り付けた杭周地盤ばねを介して入力した。

## 6.2 解析結果

図-12に上部構造の最大応答層間変形角 $R$ を、図-13に杭の塑性率分布をそれぞれ示す。ここで塑性率は第2折れ点の曲率 $\phi_y$ に対する最大応答曲率の比で定義する。上部構造の最大応答層間変形角について、補強前は1階で $R = 1.18\%$ 、2階で $R = 0.66\%$ 、3階で $R = 0.33\%$ となった。一方補強後の場合は1階で $R = 0.39\%$ 、2階で $R = 0.36\%$ 、3階で $R = 1.69\%$ となった。補強前と比較して、1・2階は鉄骨ブレース増設により最大応答変形角が

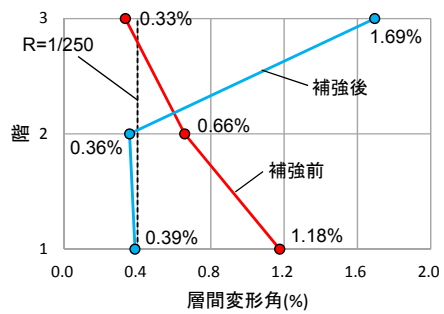


図-12 上部構造の最大応答層間変形角

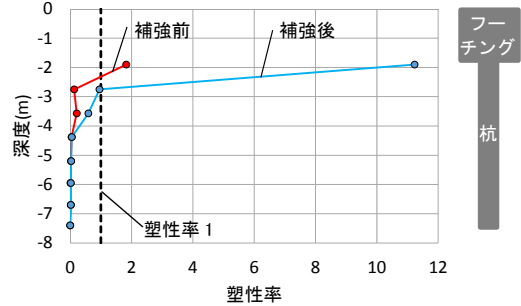


図-13 杭の塑性率分布

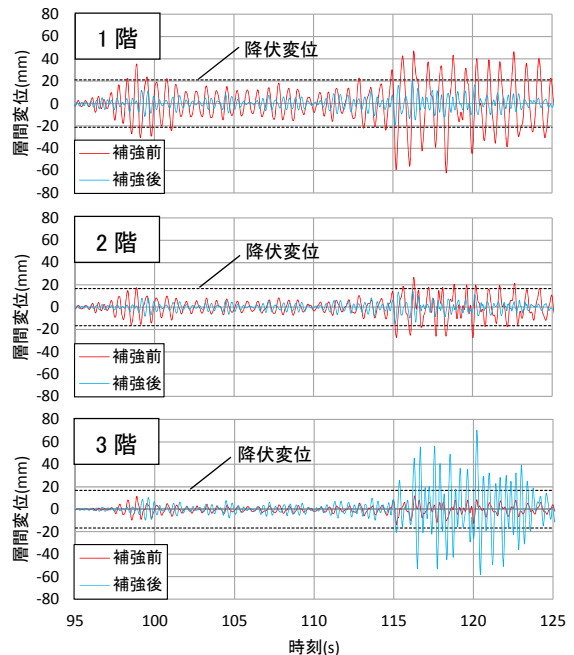


図-14 層間変位時刻歴(95~125秒)

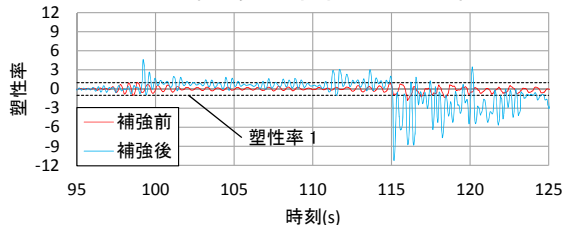


図-15 杭頭部の応答塑性率時刻歴(95~125秒)

小さくなったが、3階の最大応答変形角は5倍以上に増大した。また耐震補強前後の杭応答を比較すると両者ともに杭頭部で降伏変位に到達したが、補強前の場合には塑性率が1.8であるのに対し、補強後の場合は塑性率が11.2に達した。このように耐震補強前後で上部構造の応答だけでなく、杭の応答にも大きな差異が生じた。上部構造

は被害が最も大きかった3階の応答変形が最大となり、柱1本に損傷度ⅣあるいはⅢの被害が見られた1・2階の応答変形はせん断部材がせん断破壊する層間変形角0.4%をわずかに下回った。さらに杭基礎は杭頭部が降伏したことから本解析は実被害を概ね再現できた。

図-14に耐震補強前後における層間変位時刻歴を、図-15に杭頭部の応答塑性率時刻歴をそれぞれ示す。補強前は、時刻98秒で1・2階が降伏変位に到達し、同時に杭頭の応答塑性率も1.0に達した。上部構造の降伏によって建物に入力される水平力はほぼ一定となり、杭頭の曲げモーメントが抑えられたために杭頭の応答塑性率は1.8に留まった。これに対して1・2階を鉄骨ブレースで耐震補強して当該階の保有水平耐力が増大すると、1・2階の応答変形は弾性域に留まる一方で、杭頭の降伏は時刻98秒で生じ、さらに時刻115秒(最大地動加速度に到達する時刻)以降に杭頭に入力される水平せん断力が増大したため杭頭の曲げ応答塑性率は11.2まで上昇した。

## 7. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1)本震時におけるI中学校の上部構造および杭基礎の被害の相互関係を検証するために建物-杭-地盤連成系モデルによる多質点系地震応答解析を実施した。その結果、上部構造は実被害で柱のせん断破壊が集中した3階の応答変形が最大となった。また杭基礎は杭頭部で曲げ破壊が発生し、解析は実被害を概ね再現することができた。
- (2)上部構造を耐震補強することで杭頭部の曲げ変形は補強前よりも大きくなり、降伏点曲率に対する最大応答曲率の比で定義する塑性率は耐震補強前後で1.8から11.2に増大した。

## 謝辞

設計図書および杭の掘削調査結果を提供していただいたI町役場(入野正明町長)に厚く御礼申し上げます。また、芳賀観測点での強震記録は防災科学技術研究所のKiK-netによるものである。記して謝意を示す。

## 参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物，2015.5
- 2) 古山田耕司，宮本裕司，福田孝晴：2003年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討，日本建築学会構造系論文集，第589号，pp.97-104，2005.3
- 3) 山添正稔，迫田丈志，三辻和弥，前田匡樹：2011年東北地方太平洋沖地震で沈下と傾斜の被害を受けた学校建物の被害調査と被害要因に関する検討，コ

ンクリート工学年次論文集，vol.34，No.2，pp.1147-1152，2012.7

- 4) 石木健士朗，北山和宏，山村一繁，遠藤俊貴：鉄骨ブレースで耐震補強された鉄筋コンクリート建物の被害と地震時挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.35，No.2，pp.1123-1128，2013.7
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- 6) 構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル，2012.2
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書(I 共通編 IV 下部構造編)・同解説，2002.3
- 8) 北山和宏，石木健士朗，山村一繁，遠藤俊貴：鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の地震応答と補強効果に関する検討(その1 静的漸増載荷解析)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造IV，pp.183-184，2013.8
- 9) 吉田望，末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業(株)技術研究所報，pp.61-70，1996
- 10) 中央防災会議事務局：中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」(第10回)，関連図表2，[資料2-2]，2001.11
- 11) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, J. SMFD, Proc., ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972
- 12) 古山田耕司，宮本裕司，三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性，第38回地盤工学会研究発表会，pp.2077-2078，2003.7
- 13) Penzien, J. , Scheffey, C. F. and Parmelee, R. A. : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, J. Engrg Mech. Div., ASCE, EM3, pp.223-254, 1964
- 14) 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
- 15) Francis, A. J. : Analysis of Pile Groups with Flexural Response, J. Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, vol.90, No. Sm3, pp.1-32, 1964
- 16) Broms, B. B. : Design of Laterally Loaded Piles, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.91, pp.79-99, 1965
- 17) Gazetas, G. and Dobry, R. : Horizontal Response of Piles in Layered Soils, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.110, pp.20-40, 1984
- 18) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，2001