

2008年岩手・宮城内陸地震で小被害を受けた RC 造学校建物の 地震時応答に関する研究

基礎梁の埋込み分による側面地盤ばねの影響を考慮した検討

STUDY ON EARTHQUAKE RESPONSE OF SLIGHTLY DAMAGED RC SCHOOL BUILDING
DURING THE 2008 IWATE-MIYAGI NAIRIKU EARTHQUAKE
Examination considering influence of lateral soil spring caused by embedded footing beam

山添正稔*, 前田匡樹**, 三辻和弥***, 岡野 創****

*Masatoshi YAMAZOE, Masaki MAEDA, Kazuya MITSUJI
and Hajime OKANO*

The earthquake response analyses of the Iwagasaki High School, the RC building of which was slightly damaged during the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake, are performed to examine the correspondence relation of the analysis result and the actual damage. In the analyses, the soil structure is estimated by performing the simulation analyses of the aftershock records obtained at this site, and the soil response during the main shock is analyzed using both the estimated soil model and the main shock record obtained at the JMA Kurikoma site near this building. The earthquake response analyses of the structure on the pile foundation considering the nonlinear interaction of the soil-pile-structure system are performed by continuously inputting the soil response during the main shock and the aftershocks to the 3-D model. For the model installed the lateral soil spring showing the resistance caused by the embedded footing beam, the maximum story drift angle of the structure in the part of main shock is in agreement with the value estimated on the basis of the actual damage. The predominant frequency of the model in the part of aftershocks is also in agreement with that estimated using the records. From these results, it is shown that the lateral soil spring influences the actual behavior of this building.

Keywords : 2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake, Structure damage, RC building, Nonlinear interaction, Footing beam, Lateral soil spring

2008 年岩手・宮城内陸地震, 建物被害, RC 造建物, 非線形相互作用, 基礎梁, 側面地盤ばね

1. はじめに

近年の大地震では、設計用入力地震動レベルを超えるような強震記録が観測されているが、観測点周辺の建物にはそれ程大きな被害が見られないということが指摘されている^{例えば1)}。このことは、従来設計で用いられる解析モデルでは、実際の建物の挙動を説明することが困難であるということを意味しており、建物の耐震性能を適切に把握する上で大きな問題であると考えられる。

このような問題に対して、2004 年新潟県中越地震を対象に、十日町市、小千谷市などで観測された強震記録を用いていくつかの検討が行われた²⁾³⁾。そのうち、文献 3) では JMA 小千谷の近くに位置する RC 造杭基礎の学校建物を対象に、建物-杭-地盤の連成を考慮した検討を行っている。その結果、杭体と杭周ばねを非線形とし、さらに杭頭半接合条件を考慮することによって、解析結果は無被害から軽微と判定された実被害と概ね対応することを示している。

地震応答解析による建物応答と実被害の対応関係については、これ以外の大地震の際にも度々問題とされ、様々な検討が行われてきた。1993 年釧路沖地震については、文献 4) において同じ敷地内で異なる被害を受けた 4 棟の RC 造学校建物を対象に検討している。被害は、4 棟のうち 2 棟が短柱のせん断破壊による大破と中破、他 2

棟が柱の曲げひび割れによる小破と軽微であり、この差について検討するため、平面フレームモデルを用いた地震応答解析を行っている。その結果、腰壁、垂壁を実際の建物に合わせてモデル化したことにより、被害を受けた柱がそれぞれせん断降伏、曲げ降伏し、解析結果は実被害と良く対応したと述べている。

また、文献 5) では、釧路地方気象台の強震記録の建物破壊力を、固有周期の異なる複数の仮想建物モデルを用いて検討している。このうち、低層 RC 造建物の解析結果は、同程度の固有周期を有する実建物の被害より大きく評価された。これについては、実耐力に占める非構造部材の耐力の割合の評価が必要になるとしている。

1995 年兵庫県南部地震については、文献 6) において愛知県の耐震診断データベースに基づいて低層の RC 造学校建物群の解析モデルを作成し、そのモデルに兵庫県南部地震の観測記録を入力して地震応答解析を行っている。その結果、建物耐力を耐震診断の I_s 値から評価したモデルは実被害から推定した被害率曲線と対応するが、腰壁、垂壁など、建物の余力を考慮しないモデルは被害率曲線を上回ることを示している。これより、被害率が小さかった要因の一つとして建物の余力の影響が考えられると指摘している。

また、文献 7) では、神戸市の埋立地に建つ RC 造杭基礎建物を対

* ㈱小堀鐸二研究所

** 東北大学大学院工学研究科 准教授・博士(工学)

*** 山形大学地域教育文化学部 准教授・博士(工学)

**** ㈱小堀鐸二研究所 博士(工学)

Kobori Research Complex Inc.

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Faculty of Education, Art and Science, Yamagata University, Dr. Eng.

Kobori Research Complex Inc., Dr. Eng.

象に、建物-杭-地盤の非線形相互作用を考慮した解析モデルによる検討を行い、建物が無被害であったことと対応する解析結果を示している。その要因として、埋土層の液状化により地震入力が遮断されたことを挙げている。この他に、三宮駅周辺の震災の帯地域に建つ SRC 造直接基礎の事務所建物を対象に、基礎の浮き上がりを考慮することによって無被害であったことを説明した事例⁸⁾などもあり、様々な要因が指摘されていることが分かる。

また、2007 年新潟県中越沖地震についても、文献⁹⁾において K-NET 柏崎近傍に建つ RC 造杭基礎の事務所建物を対象に SR モデルを用いて検討している。その結果、解析による建物応答は小破であった実被害よりも大きく評価され、建物耐力や非線形相互作用などの観点から今後さらに検討が必要であると述べている。

これらの既往の研究を概観すると、建物応答と実被害の対応関係の問題については、建物-杭-地盤の非線形相互作用の他、建物耐力、柱部材の変形性能、あるいは建物への入力地震動、基礎の浮き上がりなど、対象建物毎に様々な要因が指摘されている。このことから、この問題には何か一つの主要因があるのではなく、建物固有の条件に応じて様々な要因があることが分かる。従って、今後とも実建物の検討事例を蓄積し、要因を明らかにして行くことが重要である。

そこで、本研究では、2008 年岩手・宮城内陸地震において小破の被害を受けた、宮城県栗原市に建つ宮城県立岩ヶ崎高校を対象に検討する。ここでは、考えられる様々な要因のうち、文献³⁾と同様に主として建物-杭-地盤の非線形相互作用の観点から分析する。

検討においては、まず本震後に本高校で実施した余震観測で得られた記録を用いて敷地の地盤構造を推定し、その構造と近隣の JMA 栗駒で観測された本震記録を用いて本震時の地盤応答を評価する。次に、それを用いて建物-杭-地盤の非線形相互作用の影響を考慮した地震応答解析を行い、解析結果と実被害の対応関係について検討する。特に、既往の研究ではあまり考慮されていない、基礎梁とフーチングの埋込み分による側面ばねの影響に着目して検討する。

2. 検討対象建物

2.1 建物と周辺の観測記録の概要

検討対象とした岩ヶ崎高校は、岩手県と宮城県の県境付近に位置している。校舎は RC 造 3 階建ての杭基礎を有する建物であり、本震時には被災地区分判定により小破の被害を受けた¹⁰⁾。図 1 に岩ヶ崎高校と本震の震央との位置関係、表 1 に本震の諸元を示す。岩ヶ崎高校に対する本震の震源距離は約 26km である。

岩ヶ崎高校から約 800m の位置には JMA 栗駒があり、本震時に観測記録が得られている。その最大加速度は、NS 方向で約 410cm/s²、EW 方向で約 690cm/s² で震度は 6 弱(計測震度 5.9)であった。また、擬似速度応答スペクトルは、EW 方向の周期約 0.2~1 秒において 100cm/s 前後の振幅であった。この記録から、建物はレベル 2 に相当する入力を受けたものと推測されるが実際の被害は小破であったことから、上記の問題について検討するためには適した事例であると考えられる。なお、この地震による RC 造建物の被害事例は多くはなく、学校建物では大崎市立上野目小学校の校舎 1 棟が大破した他に、大きな被害は報告されていない¹⁰⁾。

2.2 建物の構造概要

岩ヶ崎高校には、管理教室東棟、西棟、特別教室棟の 3 棟の RC

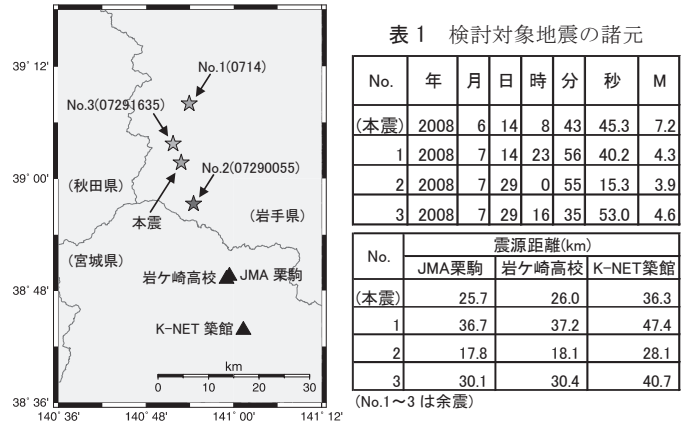


図 1 岩ヶ崎高校と検討対象地震の位置関係

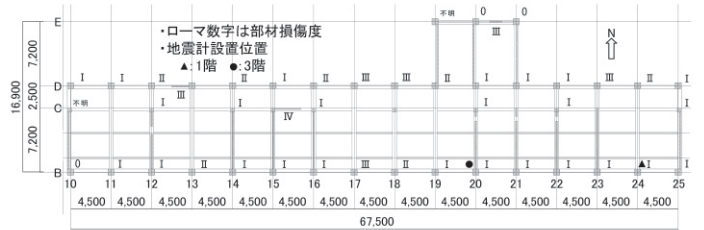


図 2 管理教室東棟の 1 階伏図と部材損傷度¹⁰⁾

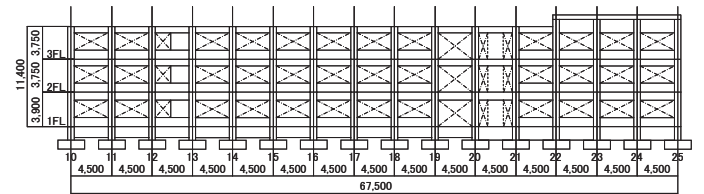


図 3 管理教室東棟の D 通り軸組図

表 2 1 階の主な部材の断面リスト

部材	断面サイズ	配筋
柱	b:700×D:700	(主筋)20-D25(横補強筋)D13-■-@100
梁	b:400×D:900	(主筋,上端)7-D25(主筋,下端)6-D25 (横補強筋)D13-□-@100
耐震壁	tw:180	(縦筋)D10-@200D,(横筋)D10-@200D

表 3 コンクリート強度

設計基準強度(N/mm ²)	圧縮強度試験(N/mm ²)	使用範囲
20.6	22.0(平均)	1階から3階

表 4 鉄筋強度

鉄筋種別	基準強度(N/mm ²)	強度上昇率	鉄筋径(使用範囲)
SD295	295	1.25	D25(柱,梁主筋) D13(柱,梁横補強筋) D10(壁筋)

表 5 構造用階高と地震荷重用重量

階	構造用階高(m)	重量w _i (kN)	W _i =Σw _i (kN)
3階	3.750	9490.9	9490.9
2階	3.825	10180.3	19671.2
1階	4.300	11198.5	30869.7
基礎	-	12402.9	43272.6

造校舎建物がある。これらの階数はいずれも地上 3 階、地下階なしで共通であるが、本検討では管理教室東棟を検討対象とした。図 2 に東棟の 1 階伏図、図 3 に D 通り軸組図を示す。竣工は、昭和 57 年(1982 年)3 月で新耐震設計法直前に設計された建物である。骨組形式は、長辺(X)方向(以下、X 方向と呼ぶ)はラーメン架構、短辺(Y)方向(以下、Y 方向と呼ぶ)は一部耐震壁付きラーメン架構である。X 方向の外側構面の D 通りには、図 3 に示すように階高の 1/3 程度の

高さの腰壁が設置されており、同じく外側構面の B 通りも同様となっている。基礎形式は、各柱位置のフーチング下に杭径 40cm の PHC 杭が 2～8 本設置された杭基礎で、総本数は 222 本である。深さ方向の位置関係は、杭頭深さ 2m、杭端深さ 6.6m で杭長は 4.6m である(地盤モデルとの関係は表 6 参照)。表 2 に 1 階の主な部材の断面リストを示す。柱の断面は、700×700mm、主筋 20-D25(p_f =約 0.9%)、横補強筋 4-D13@100mm(p_n =約 0.7%)であり、3 階建ての建物としては比較的断面が大きく鉄筋も多く配筋されている。表 3 にコンクリート強度、表 4 に鉄筋強度、表 5 に構造用階高と地震荷重用重量を示す。このうち、材料強度と重量は宮城県による耐震診断報告書¹¹⁾に示されている値を用いた。

また、この耐震診断¹¹⁾では 2 次診断が行われている。その結果、例えば 1 階 X 方向では、 $I_s(=E_0 \times S_D \times T)$ 値が 0.947($=1.026 \times 0.926 \times 0.997$)と評価されるなど、各階、各方向で判定指標値 $I_s \geq 0.7$ を上回り、耐震補強の必要はないと判断されている。なお、これは管理教室東棟の場合であるが、西棟(1 階 X 方向の $I_s=0.822$)および特別教室棟(同 $I_s=0.775$)も、各階、各方向で $I_s \geq 0.7$ を上回っており、3 棟は同程度の耐震性能を有する建物であると考えられる。

3. 建物の被害調査と余震観測

3.1 被害調査と被災度判定結果

岩ヶ崎高校では、本震後に被害調査を実施した¹⁰⁾。管理教室東棟では、桁行方向である X 方向の 1,2 階で被害が発生した。図 2 には文献¹²⁾に基づいて判定した 1 階の部材損傷度を併記した。1 階では、柱 4 本に損傷度Ⅲ(幅 1～2mm)の比較的大きなせん断ひび割れが生じ、1 階放送室前の非構造壁に損傷度Ⅳ(幅 2mm 以上)の大きなせん断ひび割れが生じた。この壁はコンクリートが一部圧壊した。このように、一部の部材では比較的大きな被害が生じたが、多くの柱の被害は損傷度Ⅰ(幅 0.2mm 以下)～Ⅱ(幅 0.2～1mm)の柱頭、柱脚の曲げひび割れやせん断ひび割れであった。また、2 階の梁端にも残留曲げひび割れが見られた。これ以外では、管理教室西棟との接続部分のエキスパンションジョイント(Exp.J)部でカバーに損傷が生じた。さらに、その位置の梁・壁の一部分には、建物の振動時に建物と Exp.J 部が衝突して生じたと推測される損傷が見られた。

次に、図 2 に示した部材損傷度に基づいて被災度区分判定¹²⁾を行った。その結果、1,2,3 階の耐震性能残存率 R はそれぞれ 80,84,94% で、各階とも小破と判定された。ただし、1,2 階は中破との境界値である 80%近傍であることから中破に近い小破である。また、多くの柱の柱頭、柱脚に曲げひび割れが生じ、残留ひび割れが生じていたことや、上記のように建物の振動時の衝突によると推測される損傷が生じていたことなどを合わせて考えると、実際にはある程度の建物変形が生じたものと推測される。

3.2 部材損傷度に基づく本震時の最大層間変形角の推定

3.1 節に示した部材損傷度に基づいて、文献 3)と同様の方法で本震時の建物の最大層間変形角を推定する。

まず、文献¹³⁾に従って曲げ変形による残留ひび割れ幅と残留部材変形角の関係を下式により設定する。

$$R_f = \frac{n_f \cdot \max W_f}{D - x_n} \quad (1)$$

ここで、 R_f ：残留部材変形角、 $\max W_f$ ：残留ひび割れ幅、 n_f ：曲

げひび割れの等価本数、 D ：全せい、 x_n ：圧縮縁から中立軸までの距離である。また、全体の残留部材変形角 R は R_f とせん断変形による残留部材変形角 R_s の和となることから、 R に対する R_f の比(曲げ変形割合)を α とすると R と $\max W_f$ の関係は下式で表される。

$$\max W_f = \frac{\alpha}{n_f} (D - x_n) R \quad (2)$$

次に、残留部材変形角 R と最大部材変形角 $R_{\max}$ の関係を、武田モデルの除荷剛性 S_r を用いて下式により設定する。

$$R = R_{\max} - \frac{Q_{\max}}{S_r} \quad (3)$$

ここで、 $Q_{\max}$ ： $R_{\max}$ の時の最大応答値である。

以上の式(2),(3)を用いることにより、残留ひび割れ幅 $\max W_f$ と最大部材変形角 $R_{\max}$ の関係が下式のように表される。

$$\max W_f = \frac{\alpha}{n_f} (D - x_n) \left(R_{\max} - \frac{Q_{\max}}{S_r} \right) \quad (4)$$

図 4 に、式(4)を用いて評価した残留ひび割れ幅と最大部材変形角の関係を示す。ここでは、腰壁がある 1 階 D 通り柱を検討対象とした。また、前述のように多くの柱で柱頭、柱脚の曲げひび割れが生じていたことから、曲げ変形割合を $\alpha = 1.0$ とし、曲げひび割れの等価本数を文献¹³⁾に従って $n_f = 2$ とした。

これを用いて、まず残留ひび割れ幅に対応した最大部材変形角を推定する。その際の残留ひび割れ幅は、耐震性能残存率 R の考え方に基いて設定する。耐震性能残存率は、部材損傷度を重み付け平均して算定されるもので、概ね損傷度Ⅰ＝軽微、損傷度Ⅱ＝小破、損傷度Ⅲ＝中破という考え方に基いて構成されている¹²⁾。これより、1 階で $R=80\%$ となった本建物では、小破であるⅡと中破であるⅢの境界付近の最大応答が生じたと考えて、最大残留ひび割れ幅をⅡの最大値である 1mm と設定した。図 4 より、これに対応する最大部材変形角は 1/100 程度となった。

次に、この最大部材変形角から最大層間変形角を求めるが、その際には両者の差を考慮して評価する必要がある。ここでは、文献 3)と同様に 5 章で実施する静的荷重増分解析を参照した。この静的解析では、腰壁の存在や梁の変形の影響で層間変形角は部材変形角の 8 割程度であったことから、本震時の建物の最大層間変形角は 1/120 程度と推定した。

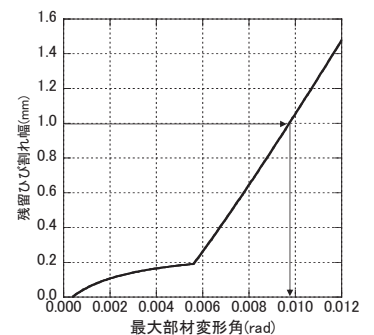


図 4 残留ひび割れ幅と最大部材変形角の関係

3.3 余震観測

岩ヶ崎高校では、2008 年 7

月 2 日から 8 月 1 日の 1 ヶ月間、地表面と建物内の 1 階と 3 階で余震観測を実施した¹⁰⁾。地震計は、応用地震計測(株)製の E-Catcher を用いた。地表面の地震計は、建物の影響を極力小さくするために、建物からある程度離れた建物南側のグラウンド端部に設置した。なお、この位置と建物敷地内の自由地盤で微動の同時計測を行った。両地点のフーリエスペクトル比は、約 6Hz 以下の振動数帯で概ね 1 となったことから、余震記録から推測される地盤の卓越周期である約 0.2～0.3 秒(約 3.3～5Hz、後述の図 6(a)参照)付近の帯域では、余

震観測位置と建物敷地内の地盤条件の違いは小さいものと推測される。また、図 2 に建物内の地震計の設置位置を併記した。1 階は東側端部に設置し、3 階は 1 階とは平面的にやや離れた階段室に近い位置に設置した。この観測により複数の余震記録が得られている¹⁰⁾。

4. 余震記録に基づく地盤構造の推定と本震時の地盤応答評価

4.1 地盤構造の推定目的と推定方法の概要

岩ヶ崎高校の建物-杭-地盤の非線形相互作用を考慮した地震応答解析に用いるために、岩ヶ崎高校の本震時の地盤応答を評価する。この評価は、後述のとおり JMA 栗駒の本震記録および JMA 栗駒と岩ヶ崎高校の線形時の地盤モデルを用いて行うが、いずれも地盤情報はボーリング柱状図のみであり、S 波速度構造は不明である。そのため、本震時の地盤応答評価の前に地盤モデルの推定を行う。

地盤モデルの推定は、3.3 節で述べた余震観測により記録が得られた余震に基づいて行う。これらの余震のうち、いくつかは JMA 栗駒でも共通に観測されている。そこで、共通に観測された余震に対応する工学的基盤の地震動を評価し、それを入力地震動とした余震記録のシミュレーション解析により地盤モデルを推定する。工学的基盤の地震動は、PS 検層¹⁴⁾によって地盤構造が既知である K-NET あるいは KiK-net 観測点を対象に、JMA 栗駒と岩ヶ崎高校で共通に観測された余震記録を用いて評価する。

4.2 節に推定方法の具体的な内容について述べる。

4.2 地盤構造の推定方法

地盤構造の推定では、最初に工学的基盤の地震動を評価する。その際、近隣には K-NET あるいは KiK-net 観測点のいずれも設置されていないため、約 11km 離れた位置ではあるが、周辺の観測点の中では最も近い K-NET 築館を対象とすることとした。

図 5 に検討手順を示す。まず、K-NET 築館の地盤モデルの地表面に検討対象の余震記録を入力して、工学的基盤の地震動を評価する。検討対象地震は、4.3 節で述べるように 3 地点で共通に記録が得られた 3 つの余震とする。解析は、一次元波動論に基づく線形解析 (SHAKE)により行い、減衰定数は全層 $h=2\%$ を設定した。その地震動に対して、震源距離の違いによる伝播経路の Q 値の補正と幾何減衰の補正を考慮したものを、JMA 栗駒と岩ヶ崎高校で共通の工学的基盤の地震動とする。ここで、 Q 値は、文献15)において東北地方から関東地方の太平洋側の領域(文献 15)では領域2)の内陸地震に対して評価された $Q=243f^{0.69}$ (f : 振動数)とした。幾何減衰は、余震記録を実体波と考えると $1/r(r$: 震源距離)を設定した。

次に、JMA 栗駒と岩ヶ崎高校の余震記録のシミュレーションによる地盤モデルの最適化解析を、2 段階に分けて以下の

手順で行う。

- ① 土質および N 値等から経験式¹⁶⁾により求めた S 波速度を初期値とし、それに対して各層毎に探索範囲と刻みを設定する。
- ② この刻みに基づいて、各層毎に S 波速度を変動させて地盤モデルを設定し、先に評価した工学的基盤の地震動を入力して地盤応答解析を行う。解析は、地盤の最大せん断ひずみが 10^{-5} 程度の大きさとなることから、非線形性は考慮せずに線形として SHAKE により行い、減衰定数は全層 $h=2\%$ を設定した。
- ③ 解析結果と余震記録の適合度 F を、両者の擬似速度応答スペクトルを用いて次式で評価する。

$$F = \sum_{i=1}^N \left[\left\{ \log(S_{i,ana}) - \log(S_{i,obs}) \right\}^2 \right] \quad (5)$$

ここで、 $S_{i,ana}$: 解析結果、 $S_{i,obs}$: 余震記録の応答スペクトルであり、0.02~10 秒を対数軸上で 200 等分割した周期刻みで計算した。評価範囲は、K-NET 地震計の計器特性(カットオフ振動数 20Hz¹⁷⁾)、および岩ヶ崎高校の余震記録の性状(長周期側信頼周期 1 秒¹⁰⁾)を考慮して 0.05~1 秒とした。このようにして 1 つの余震に対する適合度を評価し、3 つの余震の総和を地盤モデルの推定に用いる適合度とする。

- ④ この手順を全ての S 波速度の組み合わせによる地盤モデルに対して繰り返し、適合度上位 10 位の S 波速度の平均を第 1 段階の探索結果とする。
- ⑤ 次に、収束解を得るために、この結果を初期値として第 1 段階よりも探索範囲を狭く設定した上で、上記と同じ手順で第 2 段階の最適化解析を行う。これによる適合度上位 10 位の S 波速度の平均を本検討での最終結果とする。

4.3 節と 4.4 節に、検討対象とした余震記録と、上記の手順により推定した JMA 栗駒と岩ヶ崎高校の地盤モデルについて述べる。

4.3 検討対象地震と地盤モデル

検討対象地震は、3.3 節の余震観測で記録が得られた余震のうち、JMA 栗駒と K-NET 築館で共通に観測された 3 つの余震とした。

図 1 に検討対象の余震の震央位置、表 1 にその諸元を併記する。余震の規模は M 3.9~4.6 で、岩ヶ崎高校に対する震源距離は約 18~37km である。図 6 に余震記録の擬似速度応答スペクトルを示す。ここで、検討対象とする記録は、5 章で述べるように建物の地震応答解析の検討対象が X 方向であり、X 方向はほぼ EW 方向に一致するため EW 方向の余震記録とする。図 6(a)の JMA 栗駒は周期約 0.1~0.2 秒で卓越しているのに対して、岩ヶ崎高校はそれよりもやや長周期側の約 0.2~0.3 秒で卓越しており、岩ヶ崎高校の方がやや軟らかい地盤であることが推測される。一方、図 6(b)の K-NET 築館は、JMA 栗駒と比較して震源距離で約 10km 遠い位置にあることから、スペクトル振幅は距離減衰の影響で全体的にやや小さめであるが、卓越周期は約 0.1~0.2 秒でほぼ同程度である。なお、図 6(a)の岩ヶ崎高校の記録は、観測に用いた地震計の特性で周期約 1 秒以上はノイズと判断される¹⁰⁾。

表 6 に 3 地点の地盤モデルを示す。(a)JMA 栗駒と(b)岩ヶ崎高校のモデルは敷地のボーリング柱状図に基づいて設定した。ここで、JMA 栗駒は地震計が設置されている敷地内に建つ公共施設の設計時の地盤調査結果¹⁸⁾から引用し、岩ヶ崎高校は校舎建物の設計図書に示されている柱状図を用いた。なお、岩ヶ崎高校の敷地内では建

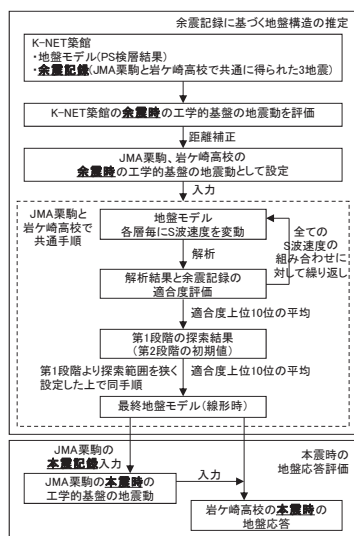


図 5 地盤構造の推定の検討手順

設時に全部で6か所のボーリング調査が行われている。その調査結果によれば、概ねGL-6m～7mまではN値が5前後の粘土で、GL-9m～10mで砂岩が表れるという地層構成になっている。そのため、敷地全体としては概ねこのような平行成層地盤であると考えて、本検討では校舎建物に最も近い位置の柱状図を用いた。

また、工学的基盤は柱状図の土質に基づいて、JMA 栗駒では深さ6.6mの細粒砂岩層、岩ヶ崎高校では深さ10.4mの砂岩層とした。両地点の基盤層で浅い表層部分の初期S波速度は、土質およびN値等から経験式¹⁶⁾を用いて定めた(「初期値」の欄の数値)。ただし、JMA 栗駒の最表層の表土、細砂層はN値が測定されていないため、観測点の周囲が田であることなど、同種の地盤条件と推測されるJMA 小千谷を対象とした既往の検討事例¹⁹⁾を参考に設定した。表6(c)のK-NET 築館はPS検層¹⁴⁾が行われているため、その結果を用いて設定した。工学的基盤は深さ4mでのS波速度550m/sの岩盤とした。

この地盤モデルを比較すると、JMA 栗駒とK-NET 築館は基盤層で浅い表層厚やそのS波速度が比較的近い値である。一方、岩ヶ崎高校は基盤層で浅い先の2地点よりも厚く、表層6mがS波速度100m/s程度の比較的軟弱な粘土層であることから、この地盤モデルの違いは図6に示した余震記録の卓越周期の違いと概ね対応しているものと考えられる。

4.4 地盤構造の推定結果

表6のJMA 栗駒と岩ヶ崎高校の初期S波速度による地盤モデルを初期モデルとして、4.2節に示した手順に従って地盤モデルの最適化解析を行う。

表6(a),(b)に両地点のS波速度の探索範囲を併記した。第1段階の探索範囲はJMA 栗駒では初期値の0.7～1.3倍とした。岩ヶ崎高校では、表層の粘土層については初期値の0.5～2倍の範囲とし、刻みは10m/sとした。それ以後については、探索パラメータが多くなることで解が一意に決まらない可能性があることを考慮して、粘土層の初期値に対する各層の初期値の比率を保持して設定した。工学的基盤については、両地点ともに砂岩層で経験式¹⁶⁾の評価対象範囲外の土質であるため、ボーリングデータによる初期値は設定せずに、K-NET 築館の工学的基盤のS波速度550m/sを参考に探索範囲を300～900m/sと設定し、刻みは30m/sとした。第2段階の探索範囲は、両地点のいずれの層も第1段階の探索結果に対して第1段階よりも狭い0.8～1.2倍の範囲とし、刻みは10m/sとした。

表6(a),(b)に、上記の探索範囲の設定によって求められたJMA 栗駒と岩ヶ崎高校のS波速度の最終結果と、それを求めたときの適合度上位10位の変動係数を併記した。最終結果は、経験式¹⁶⁾により評価した初期値から大きく変動しない結果となった。

図7に、両地点の最終地盤モデルによる解析結果と余震記録の擬似速度応答スペクトルを示す。これはNo.1の余震の場合で、両地点ともに解析結果と余震記録は適合度評価範囲において良く対応しており、この地盤モデルが余震記録を良好に説明可能なモデルであることが確認される。また、この他の2つの余震についても同様に良く対応することを確認している。

4.5 本震時の地盤応答評価

表6のJMA 栗駒と岩ヶ崎高校の最終地盤モデルを線形時の地盤モデルとして、岩ヶ崎高校の本震時の地盤応答を評価する。

図5の後半に検討手順を示す。まず、表6(a)のJMA 栗駒の地盤モ

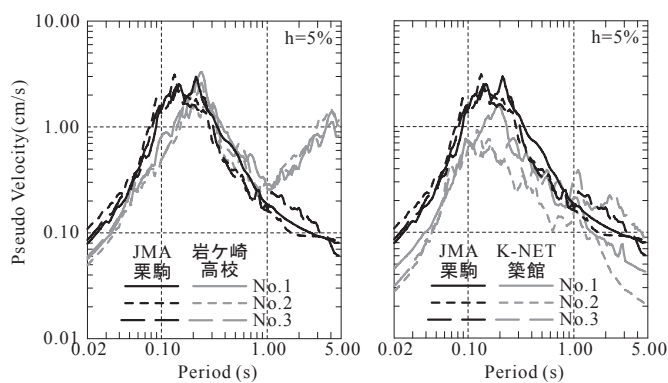


図6 余震記録の擬似速度応答スペクトル

表6 3地点の地盤モデル

(a) JMA 栗駒

深さ(m)	土質	N値	S波速度*(m/s)					密度 (t/m ³)
			第1段階		第2段階			
			初期値	探索範囲	探索結果	探索範囲	最終結果	
0.8	表土 細砂	(値なし)	80	60～100 (10)	60	50～70 (10)	60 <0.0>	1.5
6.6	砂礫	17～ 42	230	160～300 (10)	210	170～250 (10)	<0.023>	2.0
(基盤)	細粒 砂岩	50	-	300～900 (30)	620	500～740 (10)	610 <0.035>	2.1

注*) N値のない表土、細砂層は既往事例を参考に設定。()内は刻み。
砂岩層は経験式の評価対象外のため、探索範囲のみ設定(岩ヶ崎高校も同様)。
第2段階の初期値は第1段階の探索結果。最終結果の<>内は適合度上位10位の変動係数。

(b) 岩ヶ崎高校

深さ(m)	土質	N値	S波速度*(m/s)					密度 (t/m ³)
			第1段階		第2段階			
			初期値	探索範囲	探索結果	探索範囲	最終結果	
1.75	粘土	4						
4.4	礫混じり粘土	2~3	100	Vs1=50~200 (10)	110	90~130 (10)	110 <0.0>	1.5
6.0	粘土	5						
6.6	細砂	7	150	Vs1 × 1.5	170	140~200 (10)	150 <0.067>	1.8
10.4	粘土混じり砂礫	27~50	290	Vs1 × 2.9	320	260~380 (10)	290 <0.031>	2.0
(基盤)	砂岩	31~50	-	300~900 (30)	370	300~440 (10)	300 <0.010>	2.1

注*) 第1段階の深さ6m以深の層の探索範囲は、6m以浅の粘土層の初期値に対する
各層の初期値の比率を保持して設定。()内は刻み。第2段階の初期値は第1段階の探索結果。
最終結果の<>内は適合度上位10位の変動係数。

(c) K-NET 築館

深さ(m)	土質	N値	S波速度* (m/s)	密度 (t/m ³)
1.0	粘性土	24	100	1.64
4.0	岩盤	>50	240	1.96
(基盤)	岩盤	>50	550	2.02

注*) 防災科研によるPS検層結果。

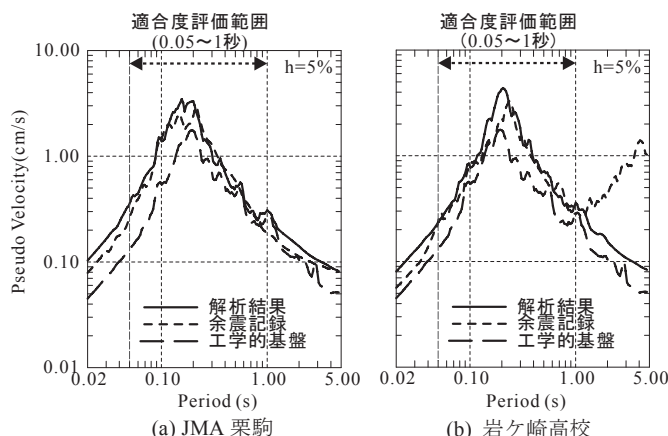


図7 解析結果と余震記録の擬似速度応答スペクトル(余震No.1)

デルの地表面に本震記録を入力して工学的基盤の地震動を評価する。解析は一次元波動論に基づく等価線形解析(SHAKE)により行う。地盤の非線形特性は、原位置での試験結果が得られていないことから、多地点での試料に基づいて設定された砂質土と粘性土に対する平均的な非線形モデル²⁰⁾を、各層の土質に応じて設定した。

次に、この工学的基盤の地震動を表 6(b)の岩ヶ崎高校の地盤モデルに入力し、本震時の地盤応答を評価する。ここでは、後に示すように表層の比較的軟弱な粘土層のせん断ひずみが大きくなることから、時刻歴非線形解析により評価する。地盤の非線形特性は、岩ヶ崎高校でも原位置での試験結果が得られていないことから、平均的な非線形モデル²⁰⁾に基づいて HD モデルを設定した。ただし、ここでは平均的な非線形モデル²⁰⁾に対して 2 割変動($\gamma_{0.5}$: 1.2 倍、 h_{max} : 0.8 倍)させたものとした。この理由については後述する。

図 8(a)に岩ヶ崎高校の地表面応答波の S_a - S_d 曲線を示す。表層 6m が比較的軟弱な粘土層であるため、図中に併記した JMA 栗駒の本震記録に対して周期約 0.4~1 秒で大きく増幅している。図 8(b)に岩ヶ崎高校の地盤応答の深度分布を示す。深さ 6m の粘土層と細砂層の境界位置でせん断ひずみが大きくなり、それに伴って最大せん断ひずみの 0.65 倍として評価した有効せん断ひずみに対して、等価 S 波速度は初期値の約 0.24 倍、等価減衰定数は約 13%と評価されている。

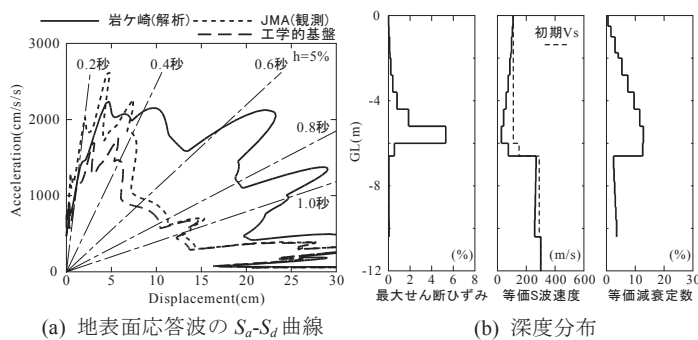


図 8 岩ヶ崎高校の本震時の地盤応答結果

5. 建物-杭-地盤の非線形相互作用を考慮した地震応答解析

5.1 建物と杭基礎の解析モデル

本章では、岩ヶ崎高校の建物-杭-地盤の非線形相互作用を考慮した地震応答解析を行う。図 9 に解析に用いる建物-杭-地盤連成系 3 次元フレームモデルを示す。この解析モデルは、文献 3)と同様の方法で作成した。以下にモデル化の概要について示す。

(1) 建物のモデル化

建物の柱、梁は材中心軸上に位置するビーム要素とし、耐震壁はブレース置換とした。部材の強度は、文献 21)の算定式を用いて求めた。その際、本検討の目的が建物の実挙動を把握することであるため、柱、梁に取り付く腰壁、垂壁、袖壁はその影響を考慮して強度、剛性を算定し、せん断降伏強度は荒川 mean 式を用いて算定した。材料強度についても建物の実際の状況を反映するため、コンクリート強度は表 3 の耐震診断時のコア抜き圧縮強度試験の平均値¹¹⁾とし、鉄筋強度は表 4 の平均強度上昇率²²⁾を考慮したものとした。

曲げ降伏先行部材(以下、曲げ部材)の割線剛性低下率は菅野式を用いて算定し、せん断降伏先行部材(以下、せん断部材)では降伏変形角を 1/250 として剛性低下率を算定した。部材の復元力特性は、

曲げ部材、せん断部材ともに、材端曲げばねの曲げ変形に剛性低下を考慮した 3 折線型の復元力特性を設定し、せん断変形は弾性とした。履歴特性は、曲げ部材については武田モデル、せん断部材については原点指向モデルとした。柱・梁接合部は、可撓域を考慮して危険断面から部材せいの 1/4 入った位置までを剛域とした。

(2) 建物モデルの初期剛性の設定方法

本建物は、文献 23),24)の検討事例にもあるような、竣工時からこれまでに受けた中小地震の影響や、コンクリートの乾燥収縮ひび割れの影響などにより、竣工時よりもある程度剛性低下していた可能性が考えられる。ここでは、その影響を考慮するために、本建物と構造形式が同様である小千谷西高校の検討³⁾を参考にした。この検討³⁾では、解析モデルの固有周期に対して微動計測による固有周期が約 0.8 倍であったことから、設計図書に基づく初期剛性を 0.6 倍したものを本検討の建物モデルの初期剛性とした。

ここで、割線剛性低下率を一定とした場合、初期剛性の低下に対応して降伏時剛性も低下し、部材の降伏変形角が大きくなるが、初期剛性が変化しても降伏時剛性は一定であると考えられる。そこで、前述の割線剛性低下率を 1/0.6 倍に補正し、降伏変形角は変化しないようにして部材の復元力特性を設定することとした。

(3) 杭基礎の解析モデル

杭は、各フーチング下の複数本の杭を質点を有する 1 本の曲げせん断棒に集約した。杭の曲げ変形には、長期軸力時の M - ϕ 関係に基づいて 3 折線型の復元力特性を設定した。履歴則は、用いられている杭が PHC 杭であり、一般的な鉄筋コンクリート部材と比較して塑性時の履歴ループは大きくなり難いと考えられるため、履歴ループを描かない非線形弾性とした。地震応答解析では、4 章で求めた本震時の地盤応答を、杭の各質点に取り付けた杭周ばねを介して入力した。杭周ばねの初期ばね値は、地盤応答解析で求めた本震時の等価地盤定数を用いて 3 次元薄層法によるリング加振解から評価し²⁵⁾、X,Y 方向の水平ばね、せん断ばねとしてモデル化した。杭周ばねには、杭と地盤の相対変位により生じる非線形性を考慮した。杭頭接合条件は、剛接合と半接合³⁾の場合を検討対象とした。

また、基礎梁とフーチングの埋込み分(深さ 2m)が地盤と接する部分の影響について検討するために、埋込み分に対応する側面ばねを設定した。側面ばねの初期ばね値は、本震時の等価地盤定数を用いて 3 次元薄層法により評価した。側面ばねの評価方法は、例えば文献 26)で詳細に検討されているが、ここでは①基礎全体の大きさに対応した埋込み有りの直接基礎の地盤ばねから、埋込み無しの直接基礎の地盤ばね(底面ばね)を差し引く方法²⁷⁾と、②埋込み有りの直接基礎の地盤ばねを側面分と底面分に分離する方法で評価した。その結果、②による側面ばねは①に対して 1.3 倍程度大きなばね値となった。この 2 つの側面ばねのうち、本検討では基礎近傍の埋戻し土が原地盤より緩んでいる可能性もあることを考慮して、小さめの値に評価された①の方法による側面ばねを用いることとした。

解析モデルでは、①の方法で評価した全体の側面ばねを各通りの支配面積に応じて配分し、剛要素として設定したフーチングの上部、すなわち 1 階柱脚位置に設定した。この側面ばねを介して地表面応答波を入力した。

また、側面ばねの非線形性については、基礎側面と地盤間の剥離によるものや基礎側面と地盤の相対変位によるものなどが考えられ

るが、剥離については文献28)において動特性に与える影響は小さいことが示されている。そこで、ここでは相対変位による非線形性を考慮することとし、これについては5.3節で考察する。

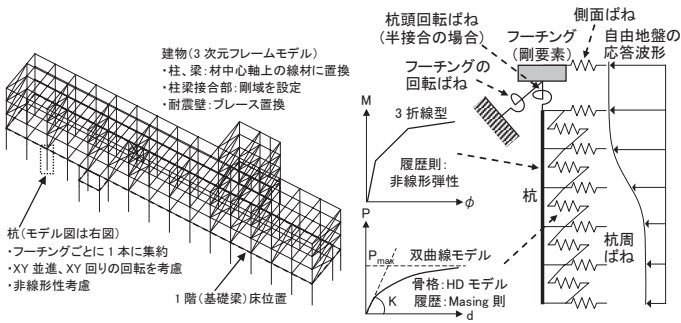


図9 建物-杭-地盤連成系3次元フレームモデル

5.2 静的荷重増分解析と固有値解析

図10に、静的荷重増分解析によるX方向の層せん断力係数と層間変形角の関係を示す。水平力分布は A_i 分布とし、1階柱脚は固定条件とした。層せん断力係数は、各階の層せん断力を建物全重量で除すことにより評価した。図10より、1階の層間変形角が1/150となる時点のベースシア係数は $C_b=1.2$ となり、この時点で最大耐力に達している。一方、耐震2次診断¹¹⁾では1階の強度指標は $C=1.0$ と評価されており、両者は概ね対応している。2章で述べたように、本建物は新耐震設計法直前に設計され、3階建てとしては比較的部材断面が大きく鉄筋も多く配筋されているため、耐震壁のない桁行方向としては高めの耐力となったものと考えられる。

表7に解析モデルの固有周期を示す。ここでは、側面ばねを考慮した場合と無視した場合の周期を示す。1次周期(X方向)は、基礎固定時0.23秒に対して、本震時の等価地盤定数による杭周ばねを設定した連成系モデルでは、側面ばねを考慮した場合は0.41秒、無視した場合は0.49秒となった。いずれも基礎固定時に対して2倍前後に長周期化しており、振動モードに及ぼす表層地盤の影響が大きいことが分かる。ただし、側面ばねを無視した場合は周期の伸びが2.1倍になるのに対して、考慮した場合は1階柱脚位置が拘束される影響で1.8倍となり、周期の伸びは0.8倍程度に低減している。

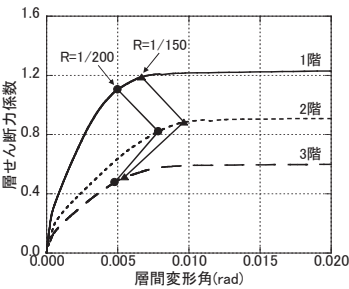


図10 静的荷重増分解析結果 (X方向)

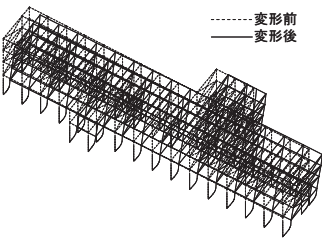


図11 1次モード図 (X方向、側面ばね考慮)

表7 解析モデルの固有周期(s)

モード	基礎固定	連成系(等価地盤定数による杭周ばねを設定)	
		側面ばね考慮	側面ばね無視
1次(X)	0.229	0.414 (1.81)	0.487 (2.13)
2次(Y)	0.147	0.327 (2.22)	0.407 (2.77)
3次(揺れ)	0.124	0.313 (2.52)	0.386 (3.11)

()内は基礎固定に対する比

図11に側面ばねを考慮した場合の1次モード(X方向)を示す。表層地盤の影響で全体変形に対する杭の変形割合が大きい、側面ばねによる1階柱脚位置の拘束により建物もある程度変形している。

5.3 地震応答解析

(1) 解析条件と解析ケース

地震応答解析の検討対象は、被害が生じた桁行方向であるX方向とした。建物への入力地震動は、X方向とほぼ一致するEW方向の地震動とし、1方向入力として解析を行った。建物の減衰は、建物の1次周期に対して $\zeta=3\%$ の瞬間剛性比例型とした。また、本検討では解析結果と建物の余震記録の比較に基づいて実被害との対応関係について分析する。その際、本建物は本震時に中破に近い小破の被害を受けたことから、本震後の余震観測時には、本震前と比較して建物の剛性はある程度低下した状態であった点に留意する必要がある。そこで、解析では、本震時の地盤応答の後に4章に示した3つの余震時の地盤応答を接続した地震動を入力して、本震-余震の連続解析を行った。これにより、解析においても本震時の建物の剛性低下を考慮した状態での余震時の建物応答を評価し、余震記録と比較することとした。

表8に解析ケースを示す。本検討では、杭体と杭周ばねの非線形性の影響、側面ばねの有無とその非線形性、および杭頭接合条件の影響に着目してCase-1～Case-5の解析を行い、解析結果と実被害の対応関係について分析する。

(2) 建物の解析結果

図12に、本震部分の解析から評価した、建物-杭全体の最大相対変位と建物の最大層間変形角を示す。この結果はD通りのものであるが、X方向に対してはねじれ変形の影響はほとんどなく、他の通りでもほぼ同じ結果である。図13に、No.1の余震部分の解析結果と3つの余震記録から評価した、建物1階に対する3階(3F/1F)のフーリエスペクトル比を示す。解析結果はNo.1の余震部分のみであるが、他の2つの余震もほぼ同じ結果である。また、余震記録の1次振動数はいずれも約2.2Hzである。

まず、Case-1は杭体と杭周ばねを線形とし、側面ばねも線形として考慮していることから、今回の条件設定の範囲内では基礎部分が最も変形し難いケースである。そのため、1階柱脚位置(GL0m位置)の変形は5ケースの中で最小である。その分、建物の変形は大きくなり、本震部分の最大層間変形角は1/100を超えて5ケースの中で最大で、3章でひび割れ幅から推定した1/120程度よりも大きい結果である。また、余震部分のフーリエスペクトル比は、1次振動数付近においては余震記録よりもやや低振動数側の評価となっている。この結果から、Case-1は本震時の建物変形が実被害よりも大きく評価され、そのため剛性低下が大きくなり、余震時の建物剛性が小さく評価されているものと考えられる。

一方、Case-2は杭体と杭周ばねを非線形とし、側面ばねを無視したケースで、Case-1とは逆に基礎部分が最も変形しやすいケースである。そのため、建物の最大相対変位と最大層間変形角はCase-1とは逆の傾向となり、最大層間変形角は1/200程度で推定値よりも小さい結果である。また、本震時の剛性低下が実被害よりも小さく評価されているため、余震時の建物剛性が大きくなり、フーリエスペクトル比は余震記録よりも高振動数側の評価となっている。

以上のように、Case-1,2は今回の条件設定の範囲内では建物変形

が最大および最小となるケースである。一方、実被害から推定される建物変形は両者の中間程度の変形である。このような変形となる要因の一つとして、Case-3 以降では側面ばねの非線形化に着目し、杭体、杭周ばねともに非線形性を考慮した状態で側面ばねの非線形性の影響について検討する。

Case-3 は側面ばねを線形として考慮したケースである。図 12,13 より、杭体、杭周ばねともに線形とした Case-1 ほどではないが、側面ばねを線形とした影響で基礎部分の変形が抑えられている。その結果、建物の最大層間変形角は推定値よりも大きくなり、フーリエスペクトル比は余震記録よりもやや低振動数側の評価となっている。

これに対して、Case-4 は側面ばねに非線形性を考慮したケースである。ただし、その設定方法が明らかではないため、仮に杭周ばねと同様の方法で非線形性を設定して検討を行う。その際、側面ばねの極限地盤反力は、加振方向に対する直交面については、その面に作用する極限受働土圧の式(6)²⁹⁾による P_1 に面積を乗じたものとした。ここでは、壁が土に向かって移動した場合にクーロンの土圧理論に基づいて算出される式²⁹⁾を用いた。また、加振方向に対する平行方向が長辺の X 方向となることから、平行面に作用する土圧の影響も考慮する必要があるものと考えられる。そのため、ここでは平

行面に作用する静止土圧に摩擦係数を乗じた式(7)により P_2 を求めて、それに面積を乗じたものを反力とし、これと先に評価した直交面の反力の和を基礎全体に対する極限地盤反力として設定した。

$$P_1 = K_p \sigma_0 + 2C_u \sqrt{K_p} \quad (6)$$

$$P_2 = \mu K_0 \sigma_0 \quad (7)$$

ここで、 K_p : 受働土圧係数、 σ_0 : 有効上載圧、 C_u : 非排水せん断強さ、 μ : 摩擦係数、 K_0 : 静止土圧係数である。このうち、 K_p は埋込み部分が粘土地盤中であるため内部摩擦角を 0 度として $K_p = 1$ とした。また、 C_u は原位置の試験結果がないため粘土の非線形モデルのせん断強度 $\tau_{\max}$ とし³⁰⁾、 μ と K_0 はいずれも 0.5 を仮定した。なお、この式(6),(7)による評価では直交面の反力が平行面の反力の約 4 倍となり、直交面の影響が大きい設定となっている。

図 12,13 より、上記のように非線形性を設定した Case-4 の建物の最大層間変形角とフーリエスペクトル比は、いずれも側面ばねを無視した Case-2 とほぼ同様で、実被害とは対応しない結果となった。

図 14 に D 通りに設定した側面ばねの力と変形の関係を示す。図中には、比較のために側面ばねを線形とした Case-3 の結果を併記した。Case-3 の剛性が Case-4 の初期剛性であるが、Case-4 の履歴ループの最大変形時における割線剛性は初期剛性に対して約 0.1 倍となり、ループを描くことにより履歴減衰も生じている。この影響で Case-2 と同様の結果になったものと考えられる。

この結果を踏まえて、ここでは地盤との接触面が大きくなる基礎側面を加振した場合の地盤の非線形化について考察する。図 15 に、2 次元平面ひずみ問題として評価した円形剛基礎加振時³¹⁾の地盤の変位、ひずみと、剛基礎中心からの距離の関係を示す。評価対象は、加振方向の X 方向に対して直交する Y 方向の長さ(11m)を直径とする等価円 r01 と、杭径(0.4m)を直径とする等価円 r02 の 2 つの剛基礎とした。地盤定数は、埋込み部分(2m)の平均的な等価地盤定数とした。基礎の加振変位は、Case-3 の線形の側面ばねの最大相対変位である 5cm とした。これより、図 15 の変位は剛基礎の端部の 5.5m(r01)と 0.2m(r02)の距離では 5cm で、それ以降では徐々に低下する形状となる。また、円筒座標系は図中に併記したように加振方向に対して $\theta = \pi/2$ として設定した。これより、図 15 はせん断方向の変位、ひずみとなり、ひずみは円周上で積分して評価した平均ひずみとして示している。基礎端部の近傍のひずみを見ると、r02 と比較して r01 は 1 桁程度小さい値である。この結果から、基礎側面と杭のように寸法が大きく異なるものは、それを加振した場合の地盤の非線形化の度合いが異なると推測される。そのため、Case-4 のように、側面ばねの非線形性を杭周ばねの非線形性と同様の考え方で設定することは適当ではないと考えられる。

このことから、Case-5 では r01 の基礎端部の近傍のひずみである 0.1~0.2%程度を側面ばねのひずみと仮定し、このひずみにおける地

表 8 解析ケース

解析ケース	杭体	杭周ばね	側面ばね	杭頭接合条件
Case-1	線形	線形	考慮(線形)	剛接合
Case-2	非線形	非線形	無視	剛接合
Case-3	非線形	非線形	考慮(線形)	剛接合
Case-4	非線形	非線形	考慮(非線形)	剛接合
Case-5	非線形	非線形	考慮(剛性低下)	半接合

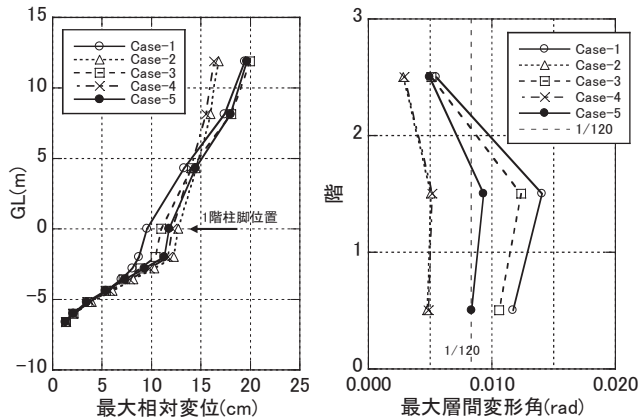


図 12 建物の地震応答解析結果(本震部分、X 方向、D 通り)

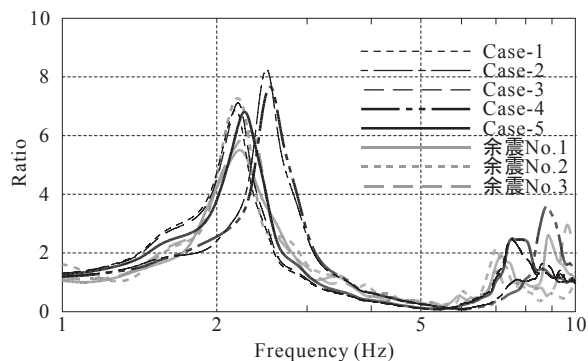


図 13 建物 1 階に対する 3 階のフーリエスペクトル比 (3F/1F、解析は No.1 の余震部分、X 方向)

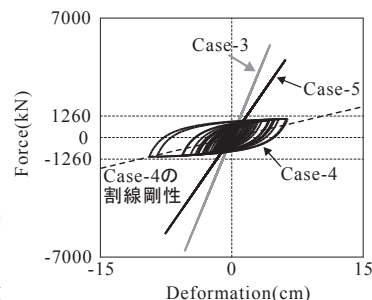


図 14 側面ばねの力と変形の関係 (本震部分、X 方向、D 通り)

盤の剛性低下率から、側面ばねの剛性を 0.6 倍に低減して近似的に非線形性を考慮した。

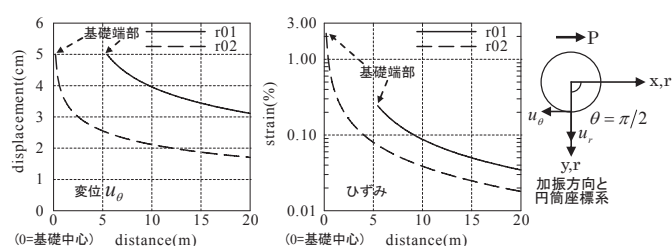


図 15 円形剛基礎加振時の地盤の変位、ひずみと距離の関係

また、これと合わせて Case-5 では杭頭部分の接合条件を剛接合ではなく半接合とした。これは、本建物の杭頭部分のフーチングへの飲み込みが約 10cm であり、6-D13 の補強鉄筋で接合されている程度であることを考慮し、実際に近いと考えられる接合条件を設定するためである。設定方法は、文献 3) と同様にまず長期軸力と杭頭部分の補強鉄筋を考慮した曲げ解析を行い、最大曲げモーメントを評価した。次に、それを耐力とする剛塑性型の回転ばねを杭頭位置に考慮することにより半接合条件を設定した。

以上のモデル化の結果、図 12,13 より建物の最大層間変形角は推定値と概ね対応し、フーリエスペクトル比も余震記録と概ね対応した。なお、Case-5 で杭頭条件を剛接合とした場合も、最大層間変形角とフーリエスペクトル比は半接合とした場合とほぼ同じとなり(最大層間変形角は 3% 程度の違い)、建物応答の変化に対しては側面ばねの剛性低下の影響が支配的であることを確認している。また、Case-5 において建物の初期剛性を低下させない場合も別途検討したが、建物の最大層間変形角は 1/130 程度であり変化しなかった。これは、降伏変形角が変化しないように復元力特性を設定したためと考えられる。

このように、Case-5 が実被害と概ね対応する結果となったが、図 14 に併記したように、Case-5 の側面ばねに生じる力は Case-4 で設定した極限地盤反力の約 4.5 倍となった。これについては、極限地盤反力を評価する際に式(6)を用いたことが影響している可能性がある。式(6)は、2 次元平面上における壁と土の力のつり合い条件から算出されたものであり²⁹⁾、本来は擁壁のように平面に対して奥行き方向に十分な長さを有するものに対して適用する式である。今回対象とした基礎側面については、評価方法が明らかでないため式(6)を準用したが、有限長の基礎側面を加振した場合には、3 次元的な力の広がりが生じて影響を受ける土の領域が大きくなり、2 次元で評価した場合よりも極限地盤反力は大きくなるものと推測される。すなわち、Case-4 の極限地盤反力は過小評価であり、このため Case-5 の側面ばねの力が Case-4 の極限地盤反力に対して過大評価となった可能性がある。このことから、実際の力の状態を反映した極限地盤反力の評価方法の検討が必要になるものと考えられる。

このように、側面ばねの非線形性については、杭周ばねの非線形性との違いや極限地盤反力の評価方法など、明らかにすべき問題が多く、今後の課題であると考えられる。

(3) 杭の解析結果

図 16 に、D 通りの 16 通り位置における杭の最大曲げモーメントと最大塑性率を示す。塑性率は第二折点の変形角に対する比率とし

て示している。杭体を非線形とし、杭頭接合条件を剛接合とした Case-2～Case-4 の曲げモーメントは、いずれも杭頭位置において終局モーメント M_u をやや超える値である。塑性率についても、杭頭位置において第二折点に対する終局点の変形角の塑性率 μ_u を超える値となっている。一方、半接合とした Case-5 の杭頭位置については曲げモーメントは M_u 以下、塑性率は 1 以下となった。

今回の被害調査では、杭の被害に関する調査は実施していないことから、この解析結果と実被害の対応関係について詳細に分析することは困難である。ただし、建物が地震後も通常使用されていることから推測すると、杭にもそれ程大きな被害は生じていないと考えられる。これを元に考察すると、杭応答が終局を超え、コンクリートの圧壊に至る結果となっている剛接合の Case-2～Case-4 は、実際の状況とは対応していないと推測される。一方、半接合の Case-5 は杭応答が終局に至っていないことから、大きな被害は生じていないと考えられる実際の状況と対応しているものと推測される。

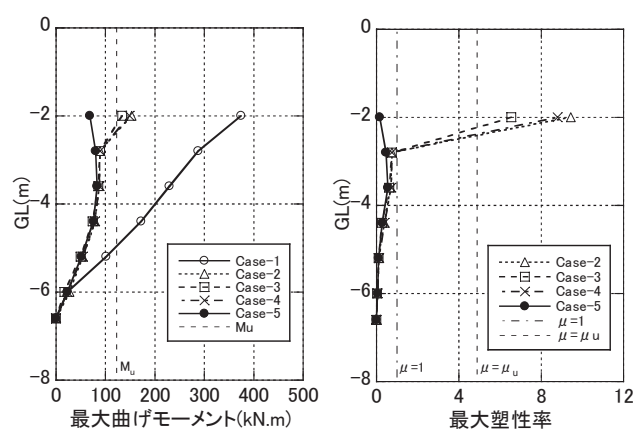


図 16 杭の地震応答解析結果(本震部分、X 方向、D-16 通り)

なお、先に述べたように、本検討では地盤の非線形特性を平均モデル²⁰⁾に対して 2 割変動($\gamma_{0.5}$: 1.2 倍、 h_{max} : 0.8 倍)させたものとした。この理由であるが、まず平均モデル²⁰⁾を用いて同様の検討を行った場合、解析結果が実被害に対して過小評価となった。本検討では、地盤構造の推定や建物の解析モデルの設定において、可能な限り実際の状況を反映するようにしたが、その中で地盤の非線形特性については原位置の情報がなく、不確実性が高いパラメータである。そこで、 $\gamma_{0.5}$ と h_{max} を 1 割ずつ変動させながら複数ケースの解析を行い、その中で 2 割変動させたケースが最も実被害との対応関係が良好となったため、このケースを採用することとした。

このように、地盤の非線形特性の設定に対応して応答が変化することから、非線形相互作用を考慮した実被害のシミュレーション解析を行う際には、原位置における地盤の非線形特性を調査することが重要であるが、今回は調査を行うことができなかった。

6. まとめ

本研究では、岩ヶ崎高校を対象に建物-杭-地盤連成系 3 次元フレームモデルによる地震応答解析を行い、解析結果と実被害の対応関係について検討した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 建物の主な被害は、多くの柱に見られた損傷度 I～II の柱頭、柱脚の曲げひび割れやせん断ひび割れであり、これに基づく被

- 災度区分判定により各階とも小破と判定された。この損傷度から本震時の建物の最大層間変形角は 1/120 程度と推定された。
- (2) 余震記録から推定した地盤構造と JMA 栗駒の本震記録を用いて、本敷地の本震時の地盤応答を評価した。地表面応答波は、表層のやや軟弱な粘土層の影響で、JMA 栗駒の本震記録に対して周期約 0.4～1 秒で大きく増幅した。
 - (3) 建物の地震応答解析において、杭体と杭周ばね、側面ばねをいづれも線形とした Case-1 では、本震部分の最大層間変形角は実被害から評価した推定値よりも過大となり、余震部分のフーリエスペクトル比(3F/1F)の 1 次振動数は、余震記録よりもやや低振動数側となった。
 - (4) 杭体と杭周ばねを非線形とし、側面ばねを無視した Case-2 では最大層間変形角は推定値よりも過小となり、フーリエスペクトル比の 1 次振動数は余震記録よりも高振動数側となった。
 - (5) 杭体と杭周ばねを非線形として、側面ばねを線形とした Case-3 は、これらをいづれも線形とした Case-1 に近い応答となった。また、杭周ばねと同様の方法で側面ばねに非線形性を考慮した Case-4 は、側面ばねの剛性低下が大きくなり、側面ばねを無視した Case-2 とほぼ同じ応答となった。
 - (6) Case-5 は、基礎幅(11m)を直径とする等価円の剛基礎を加振した場合の基礎端部の近傍のひずみから、側面ばねの剛性を 0.6 倍に低減して近似的に非線形性を考慮した。その結果、最大層間変形角は推定値と概ね対応し、フーリエスペクトル比も余震記録と概ね対応した。

本検討では、概ね妥当な範囲内で解析パラメータを設定することにより、実被害を説明可能な解析モデルを見出すことができることを示した。ただし、詳細な地盤調査等を行って、解析で設定したパラメータの妥当性を確認することはできなかった。

実建物の被害分析では、観測データや調査資料の不足等の制約条件によって十分な検討が行えない場合も多い。しかしながら、解析による建物応答と実被害の不整合要因を明らかにするためには、そのような制約条件の下であっても、本検討のようなケーススタディを行って、妥当なパラメータ設定により実被害の説明が可能かどうかの検証を蓄積して行く必要があると考えられる。

謝辞

本研究では、宮城県教育委員会より、岩ヶ崎高校の被害調査の際に多大なご協力を頂き、耐震診断報告書などの資料もご提供頂きました。また、文献 18)の地盤調査報告書は、宮城県栗原市の教育委員会よりご提供頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震災害調査報告書、2006.8
- 2) 宮本裕司、古山田耕司、山添正稔、岡野創、渡辺哲史、土方勝一郎、杉山達也、石田智昭：2004 年新潟県中越地震での地震動と建物応答に関する研究(その 1)～(その 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、B-2、pp.455-460、2006.9
- 3) 土方勝一郎、杉山達也、徳光亮一、山添正稔、古山田耕司、岡野創、宮本裕司：2004 年新潟県中越地震で被害を免れた RC 造校舎の入力地震動と地震時応答に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 631 号、pp.1519-1527、2008.9
- 4) 菊地優、壇一男、城攻、後藤康明、田中英朗、八代和彦：1993 年釧路沖

- 地震および 1994 年北海道東方沖地震で被害を受けた鉄筋コンクリート造建物の地震応答解析、日本建築学会構造系論文集、第 495 号、pp.53-62、1997.5
- 5) 壇一男、渡辺宏一、菊地優、海老原学：1993 年釧路沖地震(M7.8)の釧路地方気象台における強震記録のもつ建物破壊力に関する検討、日本建築学会構造系論文報告集、第 454 号、pp.51-60、1993.12
 - 6) 白瀬陽一、竹生修治、平松悠、福和伸夫、宮腰淳一：耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 607 号、pp.63-71、2006.9
 - 7) 長谷川正幸、護雅史、淵本正樹、浅香美治：1995 年兵庫県南部地震における RC 造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 543 号、pp.87-95、2001.5
 - 8) 林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第 485 号、pp.53-62、1996.7
 - 9) 護雅史、飯場正紀、山本耕司、宮本裕司、古山田耕司、小山信、鹿嶋俊英：2007 年新潟県中越沖地震における強震記録を用いた被災建物の応答評価、日本建築学会構造系論文集、第 651 号、pp.933-942、2010.5
 - 10) 松川和人、前田匡樹、三辻和弥、五十嵐さやか、迫田丈志、中神宏昌、岡野創、山添正稔：2008 年岩手・宮城内陸地震により被災した学校建築物の調査と余震および常時微動観測(その 1)～(その 4)、日本地震工学会大会梗概集、pp.324-331、2008.11
 - 11) 宮城県教育委員会：耐震診断概要書、宮城県岩ヶ崎高等学校、2002.3
 - 12) 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、2002
 - 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、2004
 - 14) 防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net)、<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/> (2010.11.19 参照)
 - 15) 川瀬博、松尾秀典：K-NET, KiK-net, JMA 震度計観測網による強震動波形を用いた震源・パス・サイト各特性の分離解析、日本地震工学会論文集第 4 巻、第 1 号、pp.33-52、2004
 - 16) 太田裕、後藤典俊：S 波速度を他の土質的諸指標から推定する試み、物理探鉱、第 29 巻、第 4 号、pp.31-41、1976.8
 - 17) 防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net)、Characteristics of Seismograph、<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/gk/response.html> (2010.11.19 参照)
 - 18) 栗駒町農林整備課：昭和 60 年度伝承館農村環境改善センター地質調査委託報告書、昭和 61(1986)年 2 月
 - 19) 時松孝次、関口徹、三浦弘之、翠川三郎：強震記録から推定した K-NET・JMA 小谷における表層地盤の非線形性状、日本建築学会構造系論文集、第 600 号、pp.43-49、2006.2
 - 20) 古山田耕司、宮本裕司、三浦賢治：多地点での原位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
 - 21) 日本建築センター：建築物の構造規定 1997 年版、1997
 - 22) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針、2002
 - 23) 阿部良洋、守研二：常時微動の観測から捉えられた RC 造建物の経年変化(その 1)、(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2、pp.639-642、2005.9
 - 24) 田中匠子、源菜正人：実存建物の振幅依存振動特性に基づく構造ヘルスマニタリングに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.707-708、2009.8
 - 25) 宮本裕司、酒向裕司、古山田耕司、三浦賢治：1995 年兵庫県南部地震の観測記録を用いた液化地盤における杭基礎構造物の応答に関する解析的検討、日本建築学会構造系論文集、第 493 号、pp.23-30、1997.3
 - 26) 護雅史、福和伸夫、酒井理恵子、文学章：根入れを有する直接基礎における側面と底面の動的相互作用特性とそれらの重合による地盤ばねの実用的評価法の検討、日本建築学会構造系論文集、第 626 号、pp.535-542、2008.4
 - 27) 宮本裕司、増田潔：群杭基礎の振動特性に関する研究 -実大杭基礎の強制加振実験と解析的研究-、日本建築学会構造系論文報告集、第 433 号、pp.121-130、1992.3
 - 28) 森井雄史、吉田一博：側面の接触状況を考慮した埋込み基礎の動特性について(その 1)、(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II、pp.665-668、2010.9
 - 29) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001
 - 30) 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
 - 31) Novak, M., Nogami, T. and Aboul-Ella, F. : Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case, J. of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.104, No.EM4, pp.953-959, 1978

(2010 年 6 月 10 日原稿受理、2010 年 11 月 12 日採用決定)