

論文 1994年三陸はるか沖地震による八戸市役所新館の地震応答

石井 陽*1・前田匡樹*2・西川孝夫*3

要旨：1994年三陸はるか沖地震の際に、八戸市役所新館（鉄骨鉄筋コンクリート造）において建設省建築研究所により建物地下1階および最上階において強震記録が得られた。そこで、本研究では、この建物の地震応答解析を行い、建物最上階の加速度記録の再現を試みた。その結果、比較的簡単な解析モデルを用いたにもかかわらず解析結果と実測値は比較的よく一致した結果が得られた。

キーワード：三陸はるか沖地震、地震応答解析、強震記録

1. はじめに

1994年12月28日に発生した三陸はるか沖地震は青森県八戸市を中心に多大な被害をもたらした。この地震で震度6を記録した青森県八戸市に所在する八戸市役所新館において、建設省建築研究所が設置した強震計（SMAC-MD型）により地下1階及び頂部（塔屋床レベル）の加速度記録が得られた。本研究では、新館について地震応答解析を行い、解析結果と観測された強震記録を比較し、解析方法の検討を行った。

2. 建物概要および被害状況

八戸市役所は、青森県八戸市内丸一丁目1-1に位置しており、昭和35年に建設された旧館（RC造地下1階地上3階建）、昭和44年に建設された旧館増築部（RC造地下1階地上4階建）及び昭和56年に建設された新館（SRC造地下1階地上5階建、塔屋1階）からなる。各建物の配置を図1に示す。敷地は八戸の中心街に位置しており、旧館および旧館増築部の北側部分は旧八戸城の濠跡の上に建てられている[1]。八戸商工会館、パチンコダイエーなど大きな被害を受けた建物もこの付近に位置している。

各建物の被害の概要は以下である[2,3,4]。

・旧館 [中破（部分大破）]：1968年十勝沖地震で被災した後、柱の補修、耐震壁の増設を施された。今回の地震で、増設耐震壁のせん断ひび割れ、正面玄関脇の増設耐震壁の柱の柱頭部のせん断破壊等の被害が生じた。

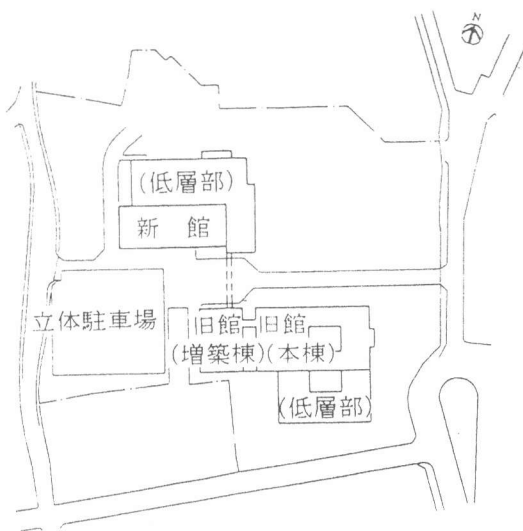


図1 配置図

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻（正会員）
 *2 横浜国立大学 工学部建設学科 助手・工博（正会員）
 *3 東京都立大学 工学部建築学科 教授・工博（正会員）

・旧館増築部〔中破（部分大破）〕：2階の西外構面の柱6本中4本がせん断破壊し、耐震壁にせん断ひび割れが多数生じた。

・新館〔軽微〕：建物内部の耐震壁（2階他）および南外構面の耐震壁にせん断ひび割れが生じたが、柱、梁のひび割れは報告されていない。

解析対象とする新館の1階平面図及び立面図をそれぞれ図2、図3に示す。また、設計図書より得られた建物重量を表1に代表的な柱の断面リストを表2に示す。コンクリートは設計基準強度 $F_c=210\text{kgf/cm}^2$ 、主筋及びせん断補強筋にはそれぞれSD345及びSD295、鉄骨にはSM490Aが使用されている。

3. 解析方法

3.1 解析対象建物のモデル化

解析対象は新館のY方向（N164E方向）とした。各階立面図及びY構面の軸組図を図4、図5に示す。解析骨組の作成では、以下の単純化を行った。

表2 柱断面リスト

記号 Y↑ X→	C1		C2		C3	
	3階					
B×D	800×900		800×900		800×900	
主筋	12-D25		12-D25		12-D25	
鉄骨	X	F. R-22×200 W. R-9	X	F. R-22×200 W. R-9	X	F. R-22×200 W. R-9
	Y	F. R-22×200 W. R-9	Y	F. R-22×200 W. R-9	Y	F. R-22×200 W. R-9
2・1階						
B×D	800×900		800×900		800×900	
主筋	12-D29		12-D29		12-D29	
鉄骨	X	F. R-22×200 W. R-9	X	F. R-22×200 W. R-9	X	F. R-22×200 W. R-9
	Y	F. R-28×200 W. R-9	Y	F. R-28×200 W. R-9	Y	F. R-28×200 W. R-9

1. HOOP D13@100
2. D. HOOP (RC柱部分) D10@500
3. ○印鉄筋は、D16を示す

表1 建物重量表

階	床面積 (m^2)	各階重量 (ton)	Σ重量 (ton)
RF	890	1591	1591
5F	1371	1572	3163
4F	1857	2070	5233
3F	2279	2488	7721
2F	1651	2141	9862

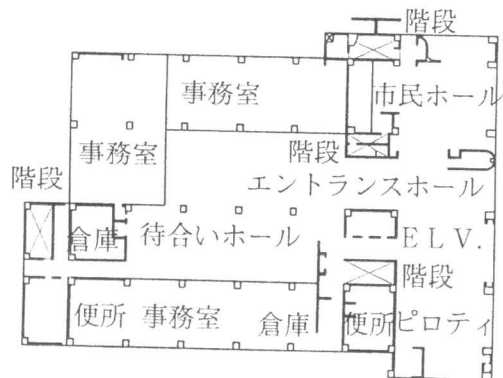
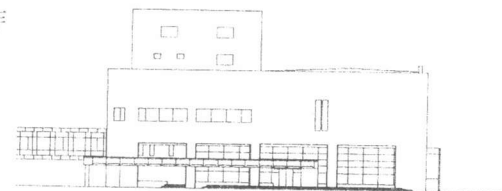
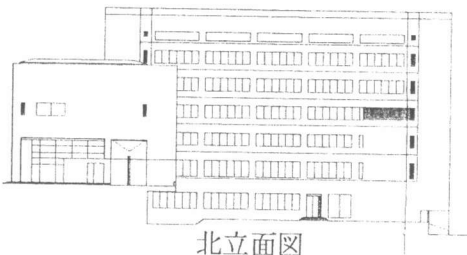


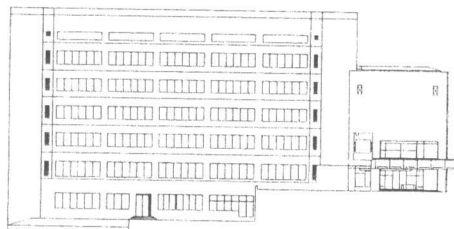
図2 1階平面図



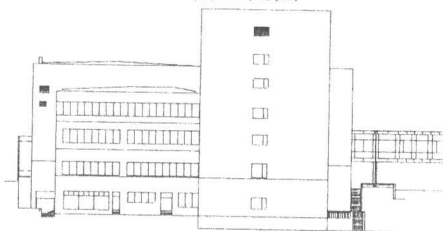
東立面図



北立面図



南立面図



西立面図

図3 立面図

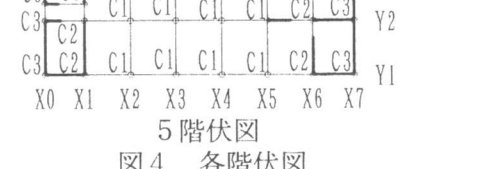
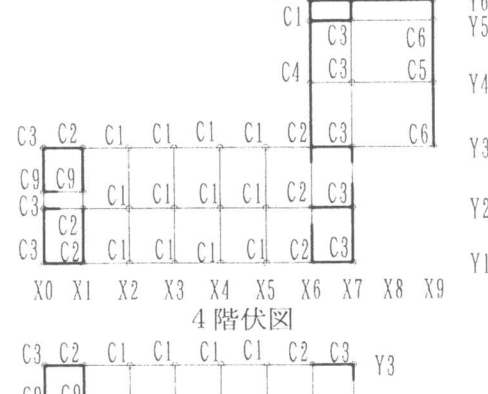
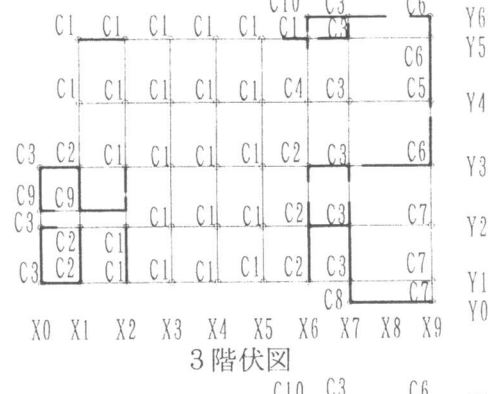
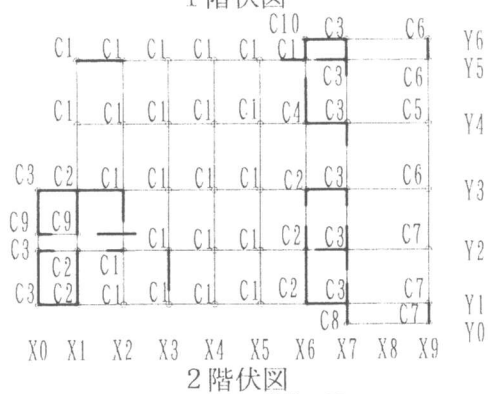
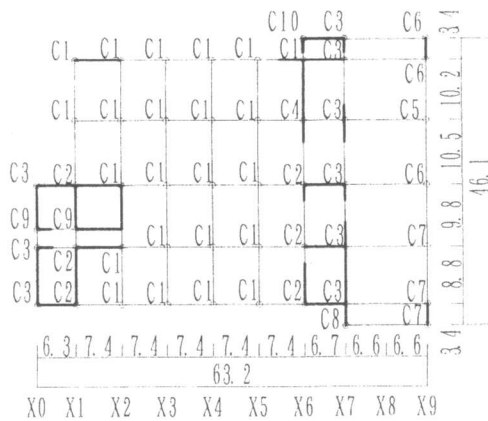


図4 各階伏図

・柱、梁部材は材端に剛域を有する線材に置換する。剛域 Y5 の長さは柱では梁せいの半分から柱せいの 1/4 を引いた値、 Y4 梁では柱せいの半分から梁せいの 1/4 を引いた値とする。

・耐震壁は、壁谷澤のモデル[5]を用いて、上下の剛梁と側柱と壁パネル部分の 3 本の線材によりモデル化する。開口 Y2 壁は袖壁付き柱として線材にモデル化した。腰壁・垂れ壁 Y1 の高さ及び袖壁の長さ分を、それぞれ柱及び梁の剛域として考慮した。

・地下階には十分な壁があると考え、すべての構面を 1 階柱脚で固定とする。

・塔屋は重さのみを考慮し、解析モデルには考慮しない。

・床の水平剛性は無限大と仮定しねじれ変形は考慮しない。

3.2 部材の復元力特性のモデル化

柱、梁及び耐震壁の曲げ変形の非線形成分は、部材端の曲げばねで評価した。軸方向変形は、梁では無視した。曲げばねの復元力特性には武田モデル[6]を用い、柱・耐震壁側柱の軸方向ばねの復元力特性には Axial-Stiffness モデル[7]を用いた。また、耐震壁のせん断ばねの復元力特性は、武田モデルを用いた。

柱、梁部材の曲げ耐力は日本建築学会の SRC 規準[8]に従い求め、降伏点剛性低下率は菅野式[9]によった。また、柱、梁のひびわれモーメント M_c は式(1)により評価した。

$$M_c = 1.8 \sqrt{F_c \cdot Z_e + ND/6} \quad (1)$$

ここで、 Z_e ：鉄筋、鉄骨を考慮した断面係数、
 N ：鉛直軸力、 D ：部材のせい。

耐震壁のせん断ひびわれ強度 Q_c は式(2)によった。

$$Q_c = 1.4 \sqrt{F_c \cdot A_w} \quad (2)$$

A_w ：耐震壁の断面積
 (= $t \cdot L$ とした。 t ：壁厚、 L ：両側柱芯間の距離)。

柱及び耐震壁の軸方向剛性は実断面について考慮し、独立柱部材では圧縮・引張ともに弾性と仮定し、耐震壁(パネル及び側柱)では、圧縮側は弾性、引張側はひび割れ後剛性低下率 α_y を 0.30 と仮定した。

梁の曲げ剛性は、スラブ有効幅を日本建築学会の RC 基準[10]により求めた。

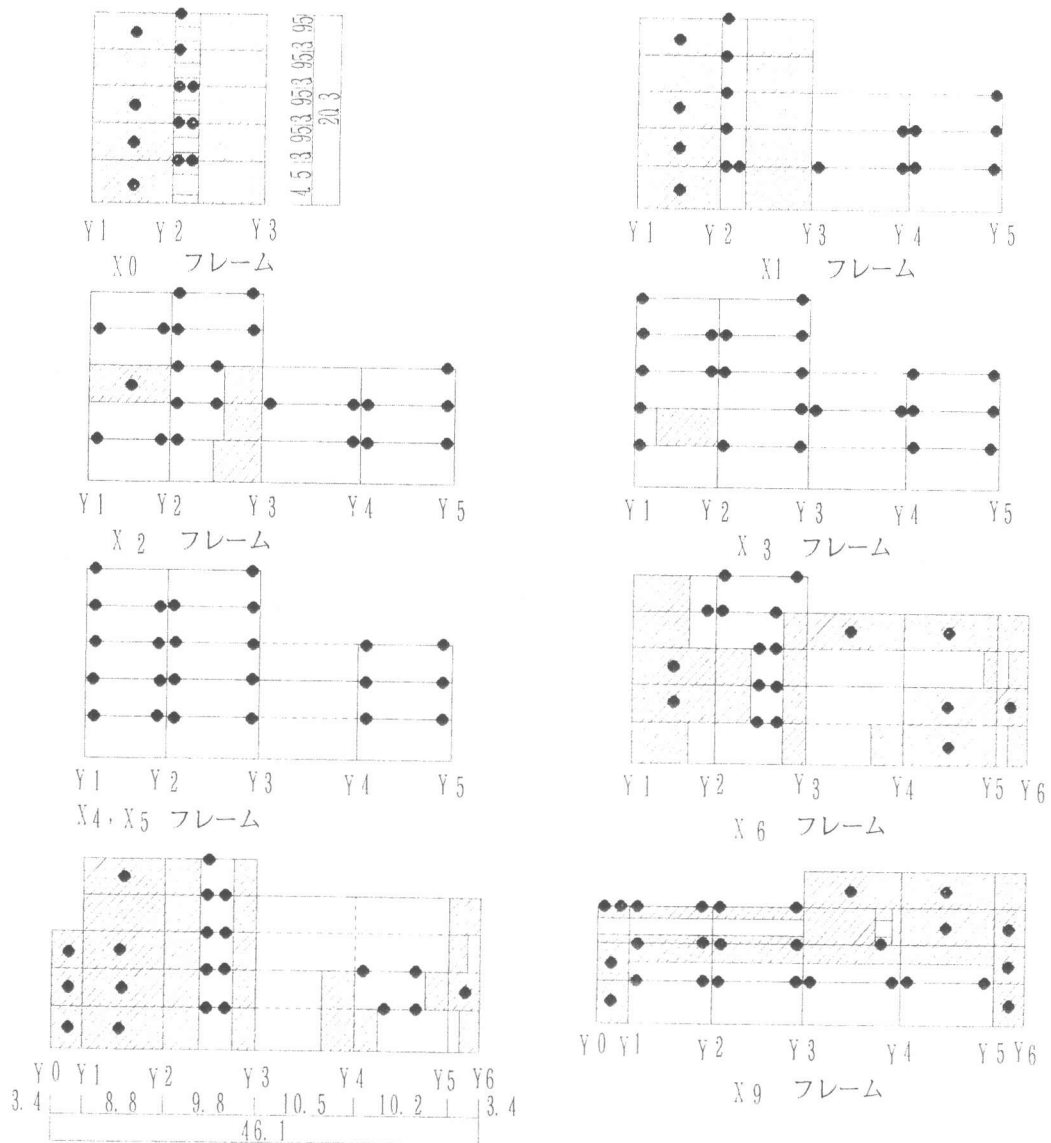


図5 Y構面の軸組図

3.3 応答計算 X7 フレーム

解析には、弾塑性地震応答解析用プログラム「DANDY」[7]を使用した。運動方程式の数値積分は Newmark- β 法 ($\gamma=1/2$, $\beta=1/6$) により、積分時間刻みは使用した強震記録の間隔 (0.01sec) とした。減衰定数 h は瞬間剛性比例型とし、弾性時 2%と 5%の場合について解析した。

3.4 入力地震波

解析に用いた地震波は、建築研究所により新館地下1階で観測された強震記録[11]の N164E 成分 (最大加速度 416gal) とし建物基部に入力した。建物地下1階の強震記録の N164E 成分を図6に示す。大振幅の継続時間は 10 秒程度であるので、解析では強震記録の 25~40 秒の 15 秒間を用いた。

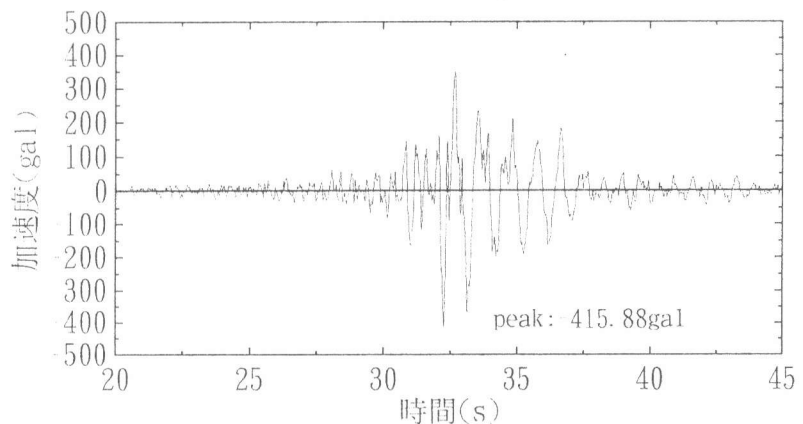


図6 地下1階本震の加速度記録 (N164E成分)

4. 解析結果および考察

4.1 周期特性

建物の地下1階及び頂部の強震記録 (N164E 方向) のランニングスペクトル比を図7に示す。ランニングスペクトルの比から見た建物の卓越周期は、記録開始時点の0.28秒程度から0.40秒程度(記録開始から40sec付近)まで増加し、最終的には0.4秒弱になる。1995年1月7日の余震後に八戸市により地下1階と建物頂部の常時微動測定が行われ、微動の比で見たN164E方向の卓越周期は0.36秒であったと報告されている。

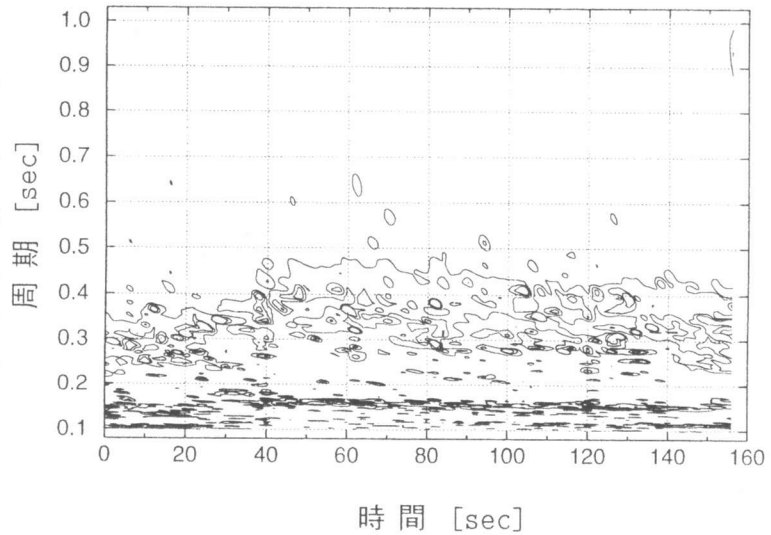


図7 建物の固有周期の変化 (山村氏提供)

4.1 ひび割れ状況

減衰定数 $h=0.02$ の解析において、梁の曲げひび割れ及び耐震壁のせん断ひび割れが発生した箇所に記号●を付して、図5の軸組図に示した。応答解析では、耐震壁の大多数にせん断ひび割れが生じ、また、ほとんどの梁に曲げひび割れが生じる結果となった。解析において、曲げ降伏に至った梁はなく、梁の最大応答塑性率は、袖壁付きの1、2階の端スパン梁で0.4程度で、その他の梁では0.2程度あるいはそれ以下で、最大応答曲げモーメントは曲げひび割れモーメント M_c をわずかに上回った程度であった。また、耐震壁の最大応答せん断力も、せん断ひび割れ強度をわずかに上回った程度であった。実際の被害状況と比較すると、ひび割れ発生箇所の数、梁に曲げひび割れが生じていることなどから、解析結果はやや過大な被害を生じている。しかしながら、4.1に示した様に地震を経験した後の建物の卓越周期は50%程度増加していることから、建物には報告されている以上にひび割れが生じている可能性もあり、解析結果は実際の被害状況とある程度対応していると考えられる。

4.3 頂部応答加速度

解析で得られた建物頂部の応答加速度時刻歴と観測された加速度との比較を図8に示す。解析モデルの弾性1次固有周期は0.21秒で、ランニングスペクトル比による卓越周期と比較するとやや短い。三陸はるか沖地震以前の地震などで、建物にひび割れが生じ弾性時に対して周期がある程度伸びていた可能

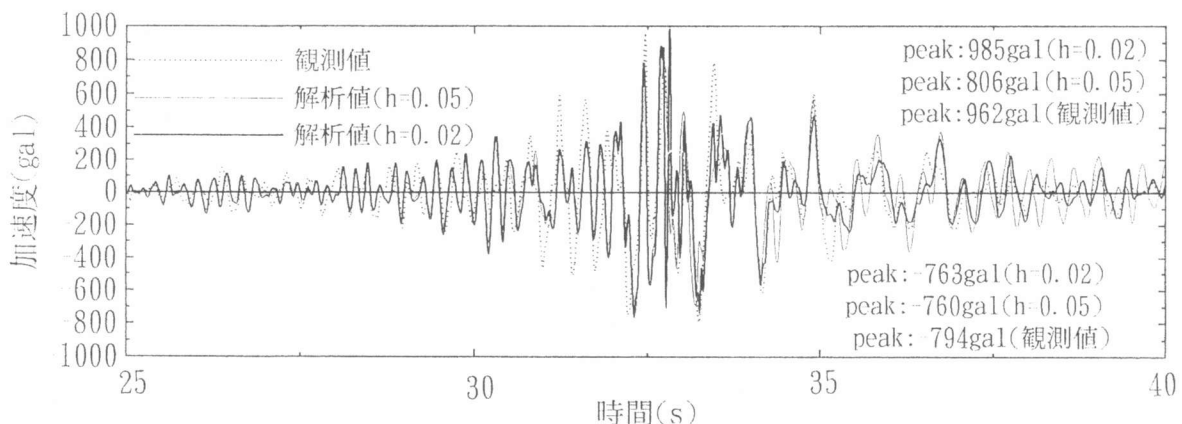


図8 頂部応答加速度時刻歴

性もあるが、解析モデルは剛性を高めに評価していると考えられ、初期剛性の評価については、今後さらに検討する必要があると思われる。解析で得られた建物頂部の応答加速度の最大値は $h=0.02$ の場合に 985gal、 $h=0.05$ の場合に 806gal であり、 $h=0.02$ の最大応答加速度は観測値 (962gal) と概ね対応し、最大値の発生時刻、及び、最大値以降の周期も比較的一致する結果を得た。

5. まとめ

1994年三陸はるか沖地震を経験した建物で、地下1階及び頂部で強震記録が観測された八戸市役所新館のN164E方向について、観測された地下1階の加速度記録を入力地震波として、地震応答解析を行い以下のような結果を得た。

- (1)解析によるひび割れ状況は、実際の被害状況と比較すると、ひび割れ発生箇所の数が多く、また、梁にもひび割れが生じるなどやや過大であるものの、概ね実際の被害状況と対応した。
- (2)解析により得られた建物頂部の応答加速度は、観測値の最大値及びその発生時刻とおおむね対応した。

謝辞

本研究は、日本建築学会の三陸はるか沖地震被害検討WGの活動として行なった。解析を行なうにあたり、八戸市および石本建築事務所から構造図面及び構造計算書を提供して頂いた。八戸市からは常時微動測定結果の提供を受けた。また、東京都立大学工学部 山村一繁助手より、ランニングスペクトル比に関する資料を提供して頂いた。解析に用いた地震記録は(社)建築研究振興協会より入手した。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- [1] 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告書、pp.458-459、1968。
- [2] 東京大学・九州芸術工科大学・八戸工業大学・東京都立大学・千葉大学・東北大学・横浜国立大学合同調査団：1994年三陸はるか沖地震被害調査報告書、pp.61-73、1995.7。
- [3] 八戸市・三陸はるか沖地震災害調査委員会：1994年三陸はるか沖地震災害調査報告書、p.177、1995.7。
- [4] 斎藤大樹：三陸はるか沖地震による八戸市庁舎の地震被害と立体挙動解析、第2回多次元入力地震動と構造物多次元挙動に関するシンポジウム、日本建築学会、pp.85-94、1996.2。
- [5] 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂出版、pp.195、1990.8。
- [6] Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen; Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings, ASCE, Vol 96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- [7] 壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型耐震設計法、東京大学博士論文、1985。
- [8] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説、日本建築学会、1987.6。
- [9] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、vol. 11、No. 2、pp.1-9、1973。
- [10] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説、日本建築学会、1992.2。
- [11] 鹿嶋俊英、北川良和：強震観測速報第3号・平成6年(1994年)三陸はるか沖地震、建設省建築研究所、1995.2。