

論文 1994年三陸はるか沖地震により被災した八戸東高校の耐震性能

溝部錦伸*1・北山和宏*2

要旨：1994年三陸はるか沖地震により青森県立八戸東高校管理棟（1963年築、3階建てRC造）は1階柱の半数以上が桁行方向にせん断破壊し、1層層崩壊した。この学校建物に対して耐震診断による構造耐震指標と躯体被害の関係について考察した。その結果、実被害と良く対応した結果を得られた。さらに被害の大きかった桁行方向については、地震応答解析による検討を行った。その結果、柱がせん断破壊に至るようなせん断力は入力されず、実被害と対応しなかった。しかし、1階柱が最もせん断破壊の可能性が高いこと、また1階柱のせん断破壊は、ほぼ同時期に起こったことをある程度推測できた。

キーワード：1994年三陸はるか沖地震、耐震診断、地震応答解析

1. はじめに

1994年三陸はるか沖地震により、青森県立八戸東高校管理棟は1階柱のせん断破壊により建物1層が層崩壊した。本研究は管理棟の被害状況を報告し、耐震診断・地震応答解析により当時の対象建物の保有した耐震性能についての考察を行った。

2. 建物概要及び被害状況

2. 1 建物の概要

八戸東高校は管理棟（RC造3階建・1963年築）、教室棟（RC造3階建・1969年築）、特別教室棟（RC造2階建・1989年築）、第1体育館（S

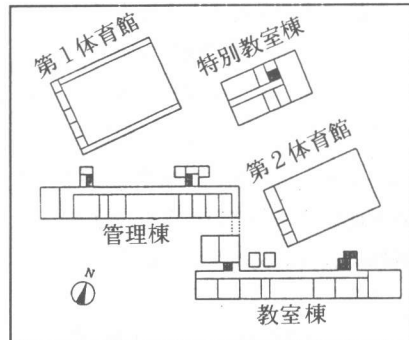


図1 配置図

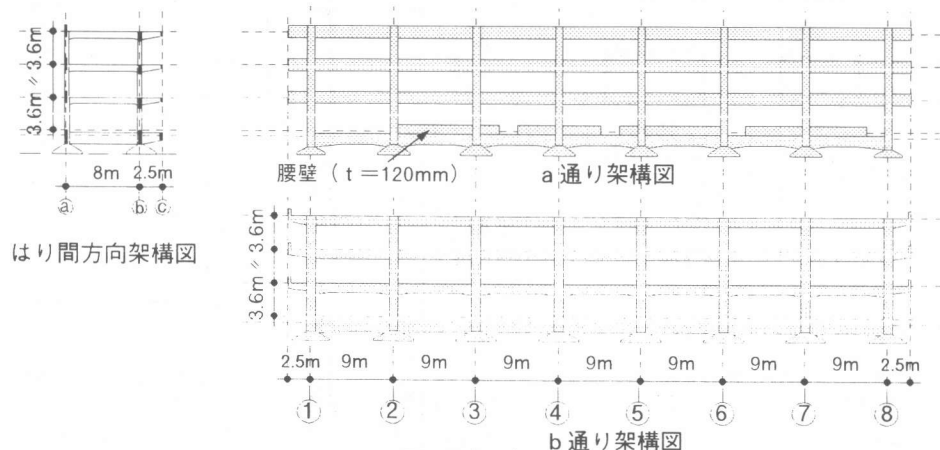


図2 架構図

* 1 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 (正会員)

* 2 東京都立大学大学院 助教授・工博 (正会員)

造・1963年築)、第2体育館(S造・1972年築)からなる(図1-配置図)。所在地は八戸市大字類家1丁目で、付近には三陸はるか沖地震で同様に大きな被害を受けた八戸市庁舎、パチンコ店ダイエーなどが位置する。東高校の敷地は段丘が東に向かう斜面にあたっており、地質も急変する場所となっている[1]。対象建物の管理棟は独立フーチング基礎でローム層を支持地盤としている。図2に管理棟の架構図を、図3に平面図を、図4に柱・梁リストを示す。構造形式は図に示すようにc通りに柱のない、バランスドラーメン構造と呼ばれるものである。aフレームの大梁は腰壁状に立上り、断面中心なかほどに床スラブが取りついている。また、はり間方向には耐震壁が配してある。なお、管理棟は1968年十勝沖地震の際中破の被害を受けたが、補修後、継続使用されていた。

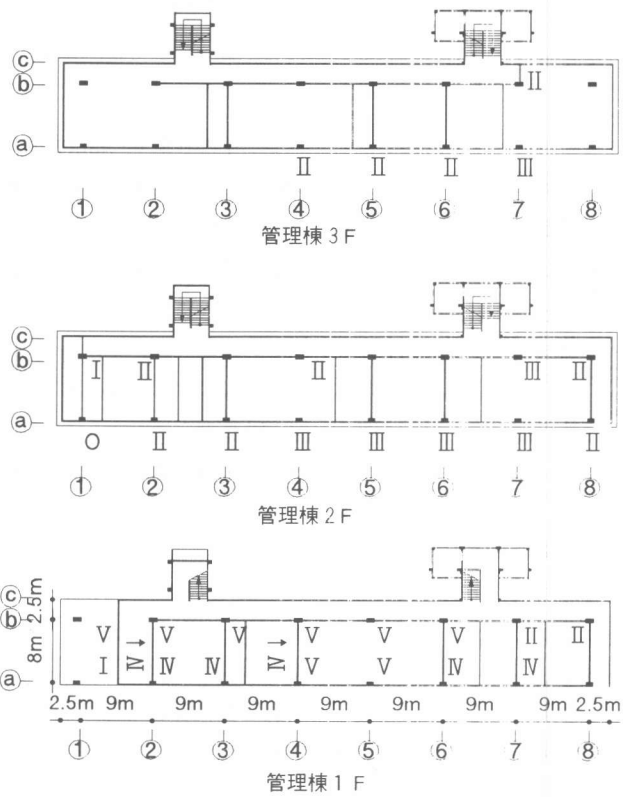


図3 平面図

	a 通り柱	b 通り柱
3 F	800 450	1000 450
2 F	800 450	1000 500
1 F	800 500	1000 500

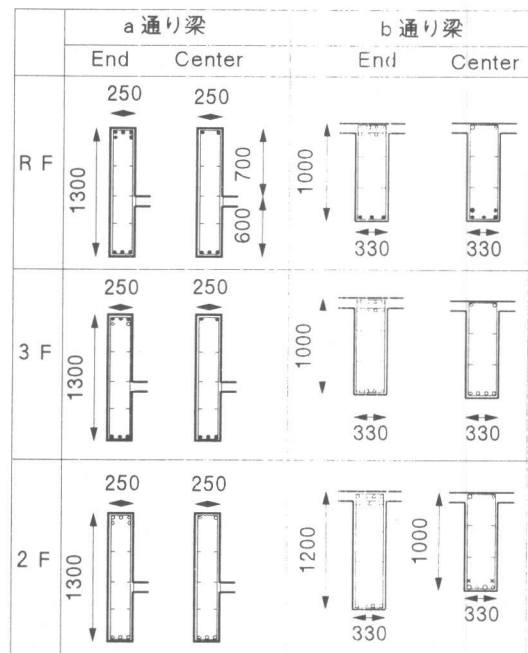
柱 HOOP: 2-9φ@240
DIA HOOP: 1-9φ@720

梁 HOOP: 2-9φ@300

凡例 - : 9φ × : 16φ
● : 19φ ○ : 22φ △ : 25φ

単位 mm

図4 柱・梁リスト



2. 2 被害状況

被災区分の判定は被災度判定基準〔2〕によつた。柱、壁の損傷度を平面図（図3）に記入した。

(1) 桁行方向

主要な被害は1階柱の桁行方向せん断破壊である。特に平面図に示した、被災度判定区分で損傷度Vの柱については鉛直方向の変形が著しく、主筋の座屈およびコンクリートの圧壊が激しい。⑤通りでは、はり間方向に耐震壁がないために、柱上部のずれによつて2階床が10cm程度沈下した。なお2・3階の被害はひび割れ程度にとどまり、1階に比較すると被害は大きくなかった。

(2) はり間方向

1階②、④通り耐震壁に損傷度IV程度のせん断破壊が生じた他には大きな被害はなかった。

3. 耐震診断

耐震診断基準〔3〕に基づき、はり間方向について耐震2次診断を、桁行方向については3次診断までを行った。

3. 1 計算仮定

材料強度は抜き取り試験の結果を（表1）、建物重量は設計図書より算出した値（平均1.07t/m²）を用いた。経年指標Tは各次診断とも、過去に地震被害を受けている事および建物年数から0.8とした。bフレームT型梁のスラブ有効幅は梁内法長さの0.2倍とした。

3. 2 診断結果

耐震診断結果を表2に、図5に耐震診断により得られた強度指標C－靱性指標Fの関係を示す（桁行方向は3次診断結果、はり間方向は2次診断結果による）。桁行方向2次診断では、各柱は低靱性の柱（1階が

表1 抜き取り試験結果

コンクリート圧縮強度	187.7 kqf/cm ²
コンクリートヤング係数	1.71×10 ⁵ kqf/cm ²
柱主筋降伏点強度	3405 kqf/cm ²
梁主筋降伏点強度	3103 kqf/cm ²
フープ筋降伏点強度*	3410 kqf/cm ²

*0.2%offset法による

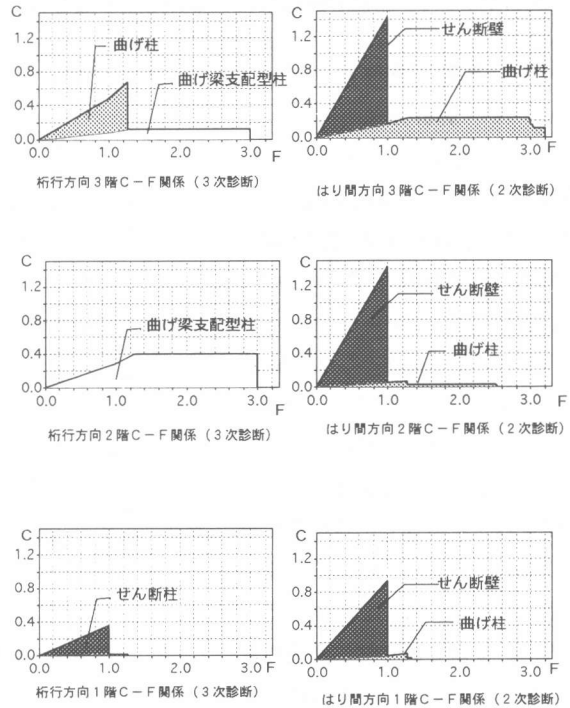


図5 強度指標C－靱性指標F関係

表2 耐震診断結果

			E _o	S _D	T	I _s
2次診断	はり間方向	3階	0.94	0.88	0.80	0.66
		2階	1.14	0.98		0.89
		1階	0.94	0.98		0.74
	桁行方向	3階	0.66	0.98	0.80	0.52
		2階	0.50	0.98		0.39
		1階	0.44	0.98		0.34
3次診断	桁行方向	3階	0.58	0.98	0.80	0.45
		2階	0.95	0.98		0.74
		1階	0.36	0.98		0.28

せん断柱、2・3階は低靱性の曲げ柱)と判定され、Eo値は各階とも強度依存型として評価された。桁行方向3次診断では、2階の各柱が曲げ梁支配型柱と判定され、2階のEo値が靱性能依存型として評価された。それに伴い、2階のIs値は2次診断時よりも大幅に高く評価された(0.39→0.74)。はり間方向2次診断では、耐震壁が全てせん断壁と判定され、Eo値は強度依存型として評価された。2次診断の結果から方向間の比較をすると、桁行方向の方がIs値が低いと判定された。また桁行方向の各階Is値は、2次・3次診断結果共に1階において最小値をとり、その値は一般に安全とされる値を満足しない。実被害では1階柱が桁行方向に激しくせん断破壊し、2・3階の被害は軽微だった。耐震診断結果は、この事と一致した。

4. 地震応答解析

4.1 解析方法

桁行方向を対象に地震応答解析を行った。使用地震波は八戸市庁舎B1階で観測された建設省建築研究所の強震記録のN254成分と

し、解析は原記録の8.89秒から36.00秒の約27秒間とした。解析には弾塑性地震応答プログラム

「DANDY」[4]を使用した。対象建物は図6に示すように柱および梁を線材に置換した骨組みにモデル化し、各フレームは剛床仮定が成立するとした。骨組みモデル化の際、1階a通り柱の剛域長さ

を二通りに設定した。すなわち、腰壁が有効でないとした場合(CASE1)、柱脚の両側から取りついている場合のみ有効とした場合(CASE2)の二通りである。各部材は材端に弾塑性曲げバネを配し、その復元力特性は主筋が丸鋼であることから武田スリップモデルとした。ひび割れ強度、降伏強度、降伏点剛性低下率はRC規準[5]に基づき算出した。また、各節点の剛域長さは部材の危険断面までとした。減衰は瞬間剛性に比例するとし、減衰定数は1次周期に対して5%とした。なおbフレームにおいては、T型梁のスラブ有効幅は梁内法長さの0.2倍とした。

4.2 解析結果およびその検討

表3にCASE1、CASE2それぞれの地震応答最大値を、図7にa、bフレーム1階中柱のうちの一(以後1階a柱などと呼ぶ)に入力されたせん断力の5秒間の時刻歴を示す。CASE1、CASE2

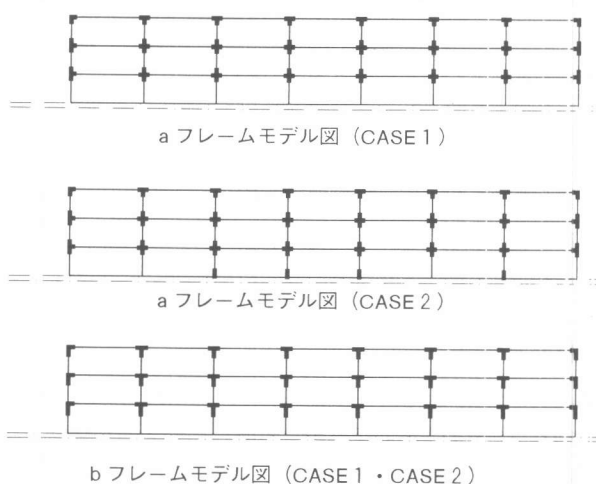


図6 骨組みモデル図(太線が剛域を表わす)

表3 地震応答最大値

	最大層せん断力 (tonf)		最大層間変形 (cm)		最大応答加速度 (gal)		最大応答速度 (cm/s)	
	CASE1	CASE2	CASE1	CASE2	CASE1	CASE2	CASE1	CASE2
3層	366.0	369.7	0.78	0.79	390.7	400.3	30.5	31.6
2層	602.8	599.5	1.31	1.28	297.6	309.0	23.3	23.7
1層	792.3	792.6	1.14	1.02	152.3	154.4	10.5	10.3

共に1層における層せん断力の負担割合は、大きくb柱に片寄っている。図8は1・2階a柱、1階b柱の各々に入力されたせん断力(Q)とせん断強度(Qsu)の比の時刻歴である。せん断強度は修正荒川minimum式から算出し、部材の反曲点は内法高さの midpointとした。CASE1、CASE2共に、いずれの柱についても Q/Q_{su} は100(%)に達せず、せん断破壊は生じない結果となった。以下に、実被害と各柱の Q/Q_{su} との比較検討を行う。

(1) CASE1

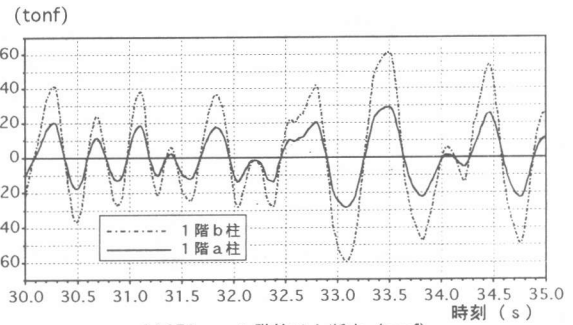
1階においてa柱とb柱の Q/Q_{su} を比較すると、b柱がより厳しい状況になっており、1階における実被害の状況と対応していると思われる。しかし、aフレーム1・2階柱の Q/Q_{su} は差異がみられず(共に最大60%)実被害に対応しない。1階b柱がせん断破壊し、その後の耐力が低下して、1階a柱に大きなせん断力が入力されたとも考えられるが、その場合、1階a柱の中で④、⑤通りの柱に被害が集中したことを説明できない。

(2) CASE2

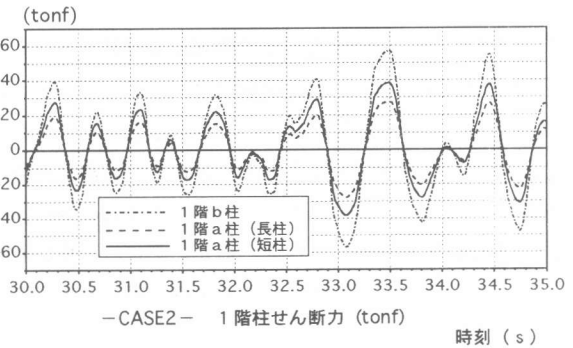
1階においてのa柱(長柱)とb柱の Q/Q_{su} の関係はCASE1と同様、実被害と対応したものである。また、aフレーム1・2階柱の Q/Q_{su} については、1階短柱が70%、2階柱が60%となった。実被害においてもaフレーム柱のせん断破壊は1階の④、⑤通り柱(短柱)に集中しておりその点では実被害と一致した。図9にCASE2の時刻33.1秒における曲げヒンジ形成状況を示す。骨組みの崩壊形は、梁曲げ降伏型の傾向を示した。塑性率はbフレームの、特に2階床梁の下端で大きな値をとり、最大で2.4となった。これは実被害を過大評価していると思われる。

(3) まとめ

以上のように、各柱の Q/Q_{su} の分布状況から、CASE1よりCASE2の方が対象建物の地震時の挙動をよく再現していると考えられる。

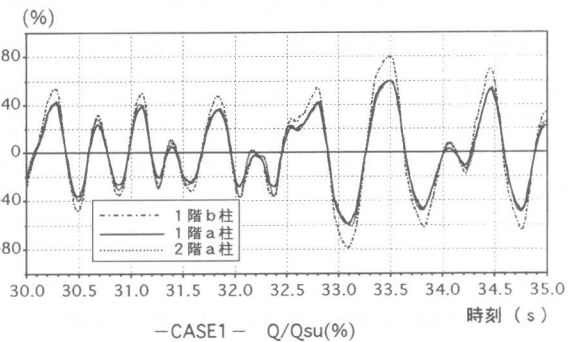


-CASE1- 1階柱せん断力 (tonf)

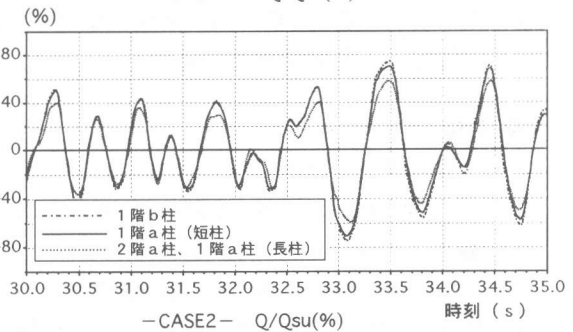


-CASE2- 1階柱せん断力 (tonf)

図7 せん断力時刻歴



-CASE1- Q/Qsu(%)



-CASE2- Q/Qsu(%)

図8 Q/Qsu 時刻歴

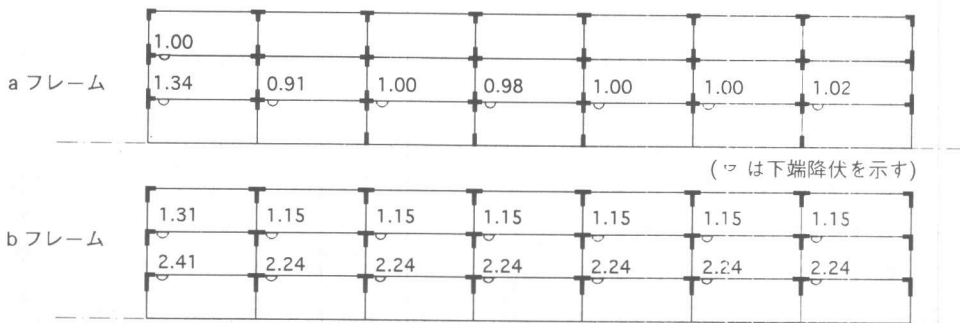


図9 CASE2ヒンジ形成状況 (33.1s) (数字は曲げ塑性率)

この結果から、柱のせん断破壊の順序を推測すると、柱のせん断破壊はほぼ同時に、時刻歴でいうと33.1(s)以降に発生したと推測する。しかし Q/Q_{su} は最大でも75%と、せん断破壊が生じない結果となった。この原因としては、使用加速度データが実際に入力された地震波と異なっていたために、柱に作用するせん断力を過小評価した可能性があげられる。また、解析結果では梁端部の曲げ塑性率が過大に評価されたことから、梁端部の曲げ降伏強度などを過小評価しているとも考えられ、その影響を考慮するべきである。更に、対象建物は1階柱において、主筋が重ね継手とされていた。この事が、1階柱のせん断強度を低下させる要因になっていたとも考えられる。

5. まとめ

本研究では1994年三陸はるか沖地震により、1階柱のせん断破壊により建物1層が層崩壊した青森県立八戸東高校管理棟に対して耐震診断し、構造耐震指標 I_s 値と被害の関係について検討した。また、主要な被害の生じた建物桁行方向について、弾塑性地震応答解析を行った。その結果、1階柱はせん断破壊を生じず、実被害と一致しないものとなった。しかし、解析により柱に入力されるせん断力とせん断耐力との比を、各柱について比較することにより、崩壊に至る過程をある程度、再現できた。

謝辞

本研究は日本建築学会三陸はるか沖地震被害検討WG（主査・柴田明德東北大学教授）の活動の一環として行ったものである。研究実施にご協力いただいた西川孝夫東京都立大学大学院教授、沢田正明氏（青森県教育庁）、毛呂眞八戸工業大学助教授に深謝する。

参考文献

- [1] 日本建築学会：「1968年十勝沖地震災害調査報告」、1968
- [2] 日本建築防災協会：「震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート造編）」、1991
- [3] 日本建築防災協会：「改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」、1990
- [4] 壁谷澤寿海：「鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法に関する研究」、東京大学博士論文、1985
- [5] 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1991