

論文 2001年芸予地震における被災 RC 造学校建物の地震応答解析

井上 純一^{*1}・椋山 健二^{*2}・荒木 秀夫^{*3}・菅野 俊介^{*4}

要旨：中国地方で発生した 2001 年芸予地震は全体的には被害は少なかったが，大きな被害を受けた建物も数棟存在した。本論文は同じ敷地内にあり，同じ構造形式であるが，被害程度の異なる建物 2 棟に対して，推定地震動を用いた地震応答解析を行い，実際の被害と比較検討し，2 棟の耐震性能の違いを確認した。また，建物のコンクリート強度が設計値に比べ著しく低い場合に，動的耐震性能に及ぼす影響を検討した。
 キーワード：2001 年芸予地震，被災 RC 造建物，地震応答解析，コンクリート強度

1. はじめに

2001 年 3 月 24 日，安芸灘を震源とする 2001 年芸予地震（以下本地震）が発生した。この時観測された震度や最大加速度は 1995 年に発生した兵庫県南部地震に匹敵する規模の地震であったが，人的・物的被害は少なかった。しかし，大きな被害を受けた建物も数棟存在した¹⁾。

本論文では，同じ敷地内に立地し，ほぼ同様の構造形式にもかかわらず被災度区分判定²⁾が「大破」および「中破」となった広島県立西条農業高等学校（以下本建物）の校舎 2 棟を対象とする。文献³⁾では本建物を対象に耐震診断・静的解析を実施し，本建物の耐震性能についてコンクリート強度がせん断破壊の発生に与える影響などを検討している。この結果を踏まえて，建物周辺で観測された加速度記録と地盤特性から推定した地震動を用いて地震応答解析を行い，実際の地震による動的耐震性能を評価し，被害状況と比較・検討することで本建物の持つ耐震性能を明らかにしようとするものである。

2. 建物概要と被害の概要

図 - 1 に建物位置，震央および周辺地域の地

図を示す。本建物は震央（JMA）よりほぼ真北に約 26km，広島県東広島市賀茂台地のほぼ中央にある鏡山の南側に位置している。

図 - 2 に建物配置と土質柱状図を示す。本建物は RC 造 4 階建ての管理・一般教室棟（以下南棟），特別教室棟（以下北棟）の 2 棟であり，両棟とも 1970 年に建設され，桁行方向（東西方向，以下 X 方向）はほぼ純ラーメン構造，梁間方向（南北方向，以下 Y 方向）は耐震壁 + ラーメン構造となっている。

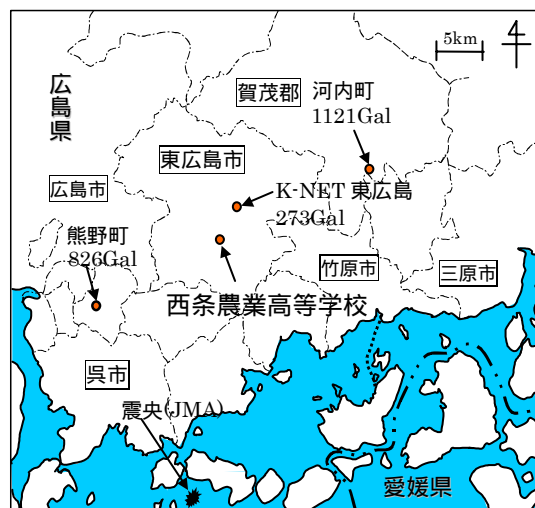


図 - 1 建物周辺地図

*1 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (正会員)
 *2 広島大学大学院助手 工学研究科社会環境システム専攻 博士(工学)(正会員)
 *3 広島大学大学院助教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博(正会員)
 *4 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博(正会員)

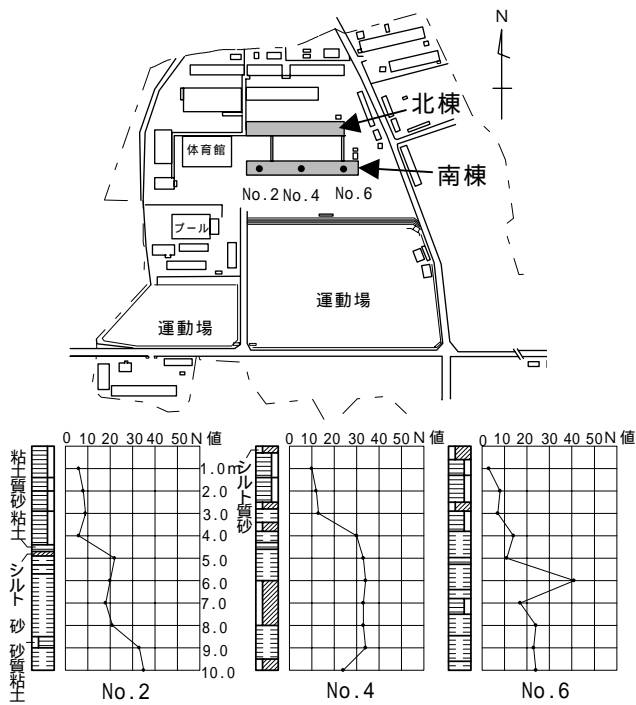


図 - 2 建物配置と土質柱状図

図 - 3 に被害の大きかった 2 階平面図を被災度区分判定による柱の損傷度と併せて示す。主な被害は両棟とも 1, 2 階柱の X 方向のせん断破壊であった。被災度区分判定による損傷割合 D 値(以下 D 値)は南棟では 2 階で最大となり,その値は 71.7 で,大破と判定された。北棟の D 値は最大が 1 階 19.2 で中破判定であった。南棟と比較すると被害程度が異なる結果となった。

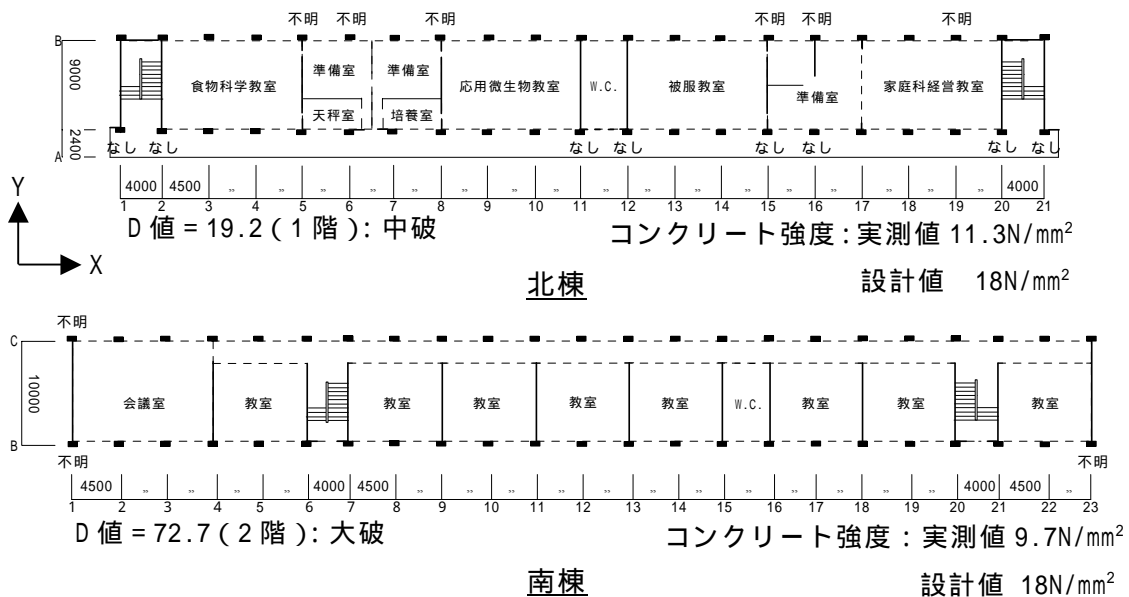


図 - 3 各棟 2 階平面図および柱損傷度

地震被災後にコンクリートコアを採取して圧縮試験を行った。コンクリートコアについてはサイズ 100 × h200mm のものを各階それぞれ梁および耐震壁から 3 本ずつ採取し、各棟 24 本、合計 48 本のデータを得た。コンクリート強度の平均値(以下実測値)は、南棟 9.7N/mm²,北棟 11.3N/mm²と極めて低い値を示した。なお解析では実測値とともに、設計図書に設計基準強度の記載が無かったために設計当時の一般的な値から推測した値である 18N/mm²(以下設計値)を用いて比較する。鉄筋は建物から採取した鉄筋の引張試験結果に基づき降伏強度を $f_y = 240\text{N/mm}^2$ とした。

3. 入力地震動

本解析では、本建物からほぼ真北約 3km に位置する(独)防災科学技術研究所の K-NET 東広島観測点(以下 K-NET 東広島)の加速度記録から 1 次元波動論等価線形解析⁴⁾(以下 SHAKE)により建物の入力地震動を推定する。

図 - 4 に K-NET 東広島で記録された加速度記録を示す。加速度は EW 成分で最大となり、その値は 273Gal である。この記録波から観測点の地盤特性に基づき SHAKE を用いて工学基盤面(N 値 50 以上)上の地震動(以下基盤波)を推定し、得られた基盤波と本建物の地

盤特性から入力地震動を推定した。なお，基盤波の計算においては，最初に算定された基盤波から地表面波を計算し，その加速度応答スペクトルと記録波の加速度応答スペクトルとが一致するように修正している。また，本建物の地盤特性は算定した入力地震動の加速度が最大となる図 - 2 中の柱状図・No.6 を用いることとする。ただし，工学的基盤面は地盤資料から仮定できないため，本地震発生後に設置された（独）防災科学技術研究所の Ki K-net 東広島観測点の地盤資料から推定した。

各層の地盤定数を表 - 1 に示す。せん断波速度算定式には太田・後藤式⁵⁾を用いて算定し，密度は文献⁶⁾を参考にして土質成分より 1.8~2.2 の値を仮定した。

以上の手法により推定した本建物の入力

地震動を図 - 5 に示す。加速度は EW 成分で最大となっており，その値は 446.8Gal である。この値は図 - 4 に示した K-NET 東広島の記録波の最大加速度と比較すると 1.6 倍以上の値であり，地盤の特性によって周辺より大きな加速度が建物に入力した可能性がある。

図 - 6 に入力地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 0.05$ ）を示す。図中には，兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台（以下 JMA 神戸）で観測された NS 成分（最大速度 $V = 50$ Kine に基準化）を示している。本地震の水平成分の応答加速度スペクトルの最大値は JMA 神戸と同程度である。卓越周期は JMA 神戸の 0.3~0.5 秒と比較すると 0.1~0.3 秒に分布しており短周期成分が卓越している。また，図中には両棟の弾性時固有周期も示して

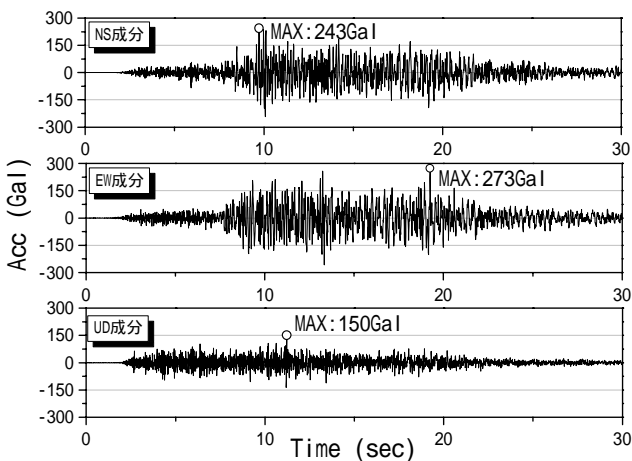


図 - 4 K-NET 東広島の加速度記録

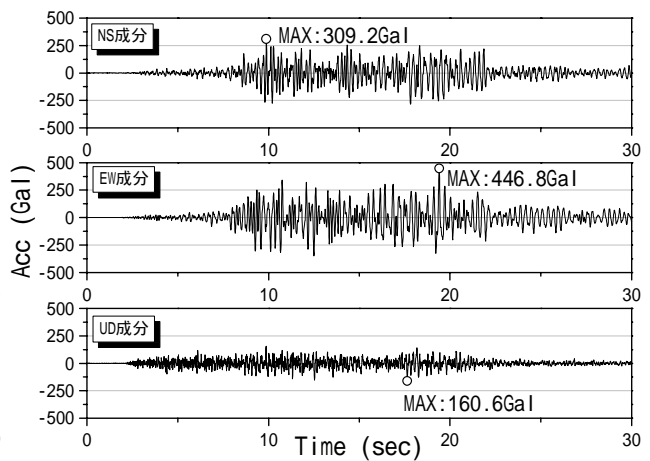


図 - 5 入力地震動の加速度時刻歴

表 - 1 地盤定数評価

深度	層厚	N 値	成分	S波速度 V_s (m/s)	密度 (g/cm^3)
0.6	0.6	-	シルト質砂	-	1.8
2.5	1.9	3 8	粘土質砂	106.5	1.8
2.9	0.4	-	シルト質砂	-	1.8
3.8	0.9	7	粘土質砂	129.7	1.8
4.9	1.1	14	砂	154.7	1.8
5.2	0.3	11	粘土	142.8	1.8
6.8	1.6	41	砂	263.3	1.8
7.5	0.8	17	粘土質砂	233.0	1.8
10	2.5	24 23 24	砂	258.9	1.8
18	8	-	岩盤	420.0	2.2
-	-	-	工学的基盤	500.0	2.2

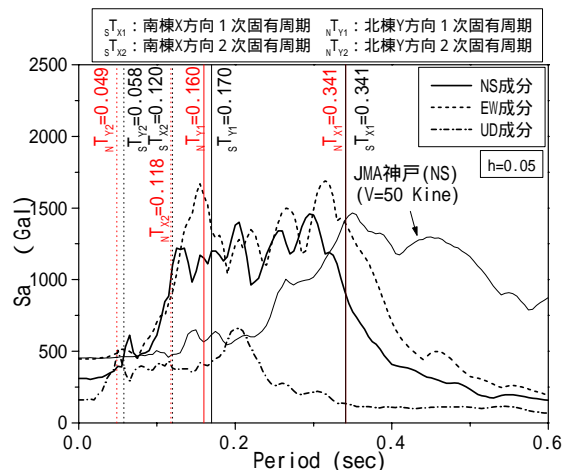


図 - 6 入力地震動の加速度応答スペクトル

いる。南棟の X 方向の固有周期は 1 次 0.341 秒, 2 次 0.120 秒であり, 2 次固有周期が本地震の卓越周期と一致している。Y 方向では 1 次固有周期 0.170 秒が本地震の卓越周期と一致している。

4 地震応答解析

4.1 解析の仮定条件

図 - 5 に示した地震動を入力して地震応答解析を行った。建物は剛床仮定の 3 次元立体骨組に置換し, 基礎は固定とした。部材のモデル化に際して, コンクリートのヤング係数は旧 RC 規準式⁷⁾により評価し, 梁と柱は両端に剛域を考慮して回転バネを配した材端弾塑性バネモデルとし, 材中央にはせん断特

性を表す弾性バネを配した。また軸変形を考慮する軸バネも挿入した。耐震壁は文献⁸⁾に基づいてモデル化する。図 - 7 に部材のモデル化の概略を示す。回転バネの復元力包絡線は菅野式⁹⁾を用いてトリリニアにモデルし, 壁板のせん断バネは弾塑性とし, トリリニアにモデル化した。軸バネは梁のみ弾性とし, 柱・壁板は弾塑性(圧縮: トリリニア, 引張: バイリニア)とした。履歴特性は回転バネに武田モデル(剛性低減率 0.4), 壁板のせん断バネは原点指向形モデル, 軸バネは修正原点指向形モデルを用いた。積分には Newmark- β 法($\beta = 1/4$)を用い, 時間刻みは 0.002 秒である。減衰は瞬間剛性比例型としており, 1 次の減衰定数は 5%とした。本解析では上下動は考慮しない。

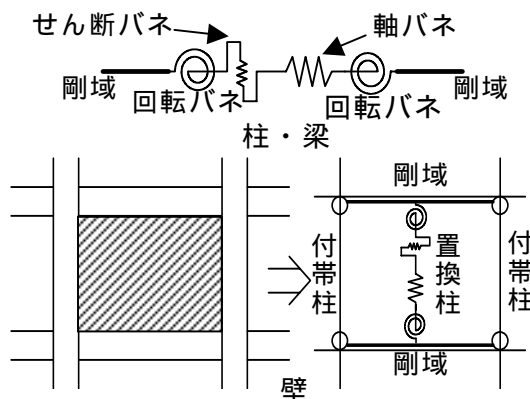


図 - 7 部材モデル

4.2 地震応答解析の結果と考察

図 - 8 に解析によって得られたコンクリート強度が実測値および設計値の場合の最大応答値を示す。図中の数字は実測値を用いた場合の値である。また, 図中には比較のため, JMA 神戸を入力した場合も示す。図 - 5 に示す地震波を入力した場合, X 方向では変位は 1 次モードで変形しているのに対し, 加速度

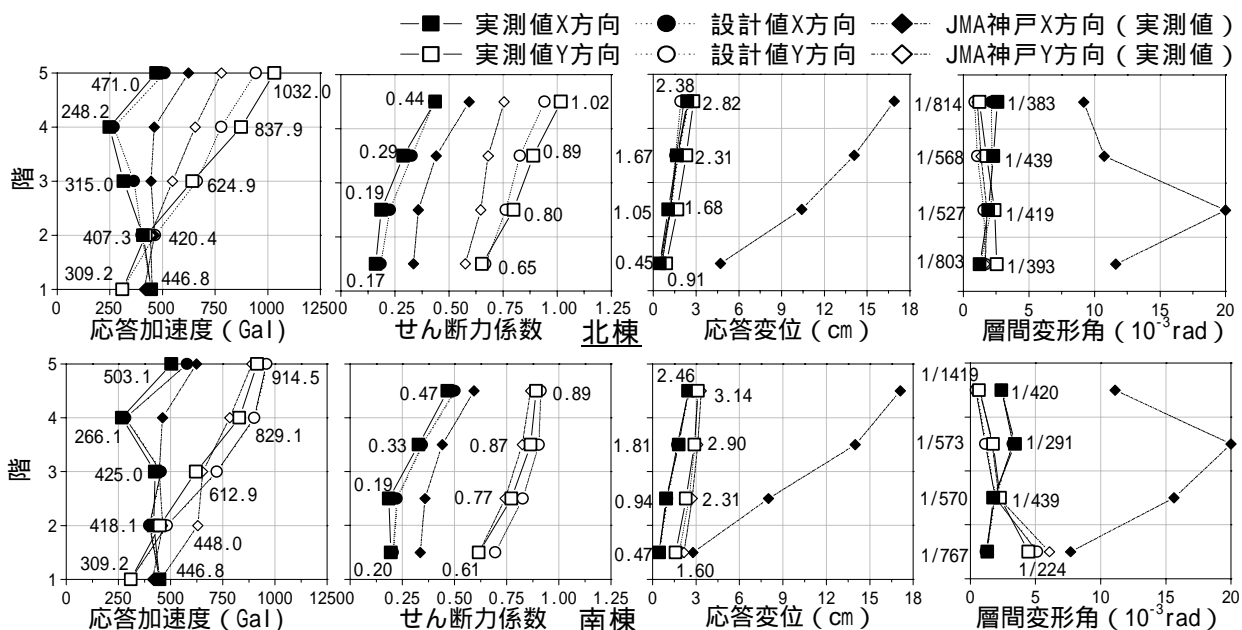


図 - 8 各棟の各階における最大応答値

は4階で最小値を示しており、2次モードが卓越していることがわかる。Y方向では加速度、変位とも1次モードが卓越している。これは、図-6に示したように、X方向では2次固有周期が、Y方向では1次固有周期が地震波の卓越周期と一致したためであると考えられる。JMA神戸を入力した場合はX方向で層間変形角が1/50となった。以上のことより長周期成分が卓越する地震動であったならば、被害が更に大きくなった可能性がある。

図-9に実測値の場合の各棟・各方向のベースシア係数と最上階変位の履歴を例示する。図中には文献³⁾中の静的解析結果を併せて

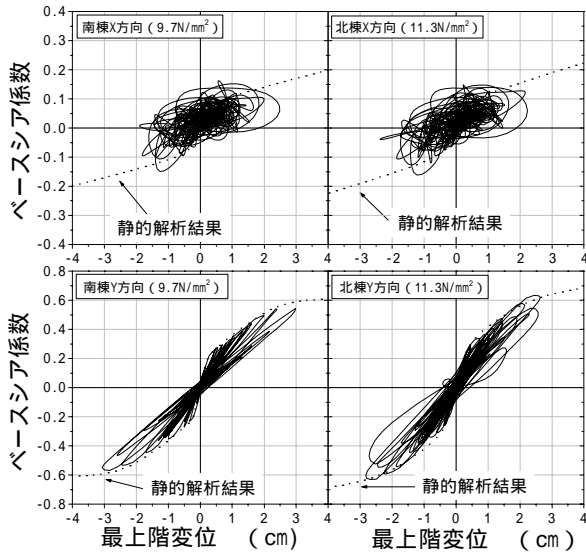


図-9 ベースシア係数と最上階変位の関係

て示している。図-8で示したように各方向とも変位は1次モードが卓越しているが、X方向に入力されるせん断力は2次モードが卓越しているため1次モードが卓越するY方向とは大きく異なり、X方向の履歴は不規則になっている。また、水平耐力はX方向よりY方向が大きく、各方向とも南棟よりも北棟の方が水平耐力は高くなっている。

解析終了時の柱のヒンジ発生状況を被害の大きかったX方向について、各柱の損傷度を併せて図-10に示す。ここで、せん断ひび割れ強度式¹⁰⁾、およびせん断耐力下限式¹¹⁾により算定したせん断ひび割れ強度 Q_c およびせん断終局強度 Q_u によりせん断ひびわれ、およびせん断破壊の発生をチェックした。図中の○は曲げひび割れ、×はせん断ひびわれを示している。実測値の場合、南棟1階に柱のせん断ひび割れが生じており、南棟の耐震性能が劣っていることがわかる。設計値の場合では、南棟でせん断ひび割れは生じず、コンクリート強度が影響していることが確認できる。しかし、実際の被害では柱にせん断破壊が生じていたが、解析では、両棟ともせん断破壊は発生していない。原因としては著しく低い強度のコンクリートの可能性や腰壁、垂壁等の雑壁の影響が考えられる。この点に関しては今後更に検討を行う。

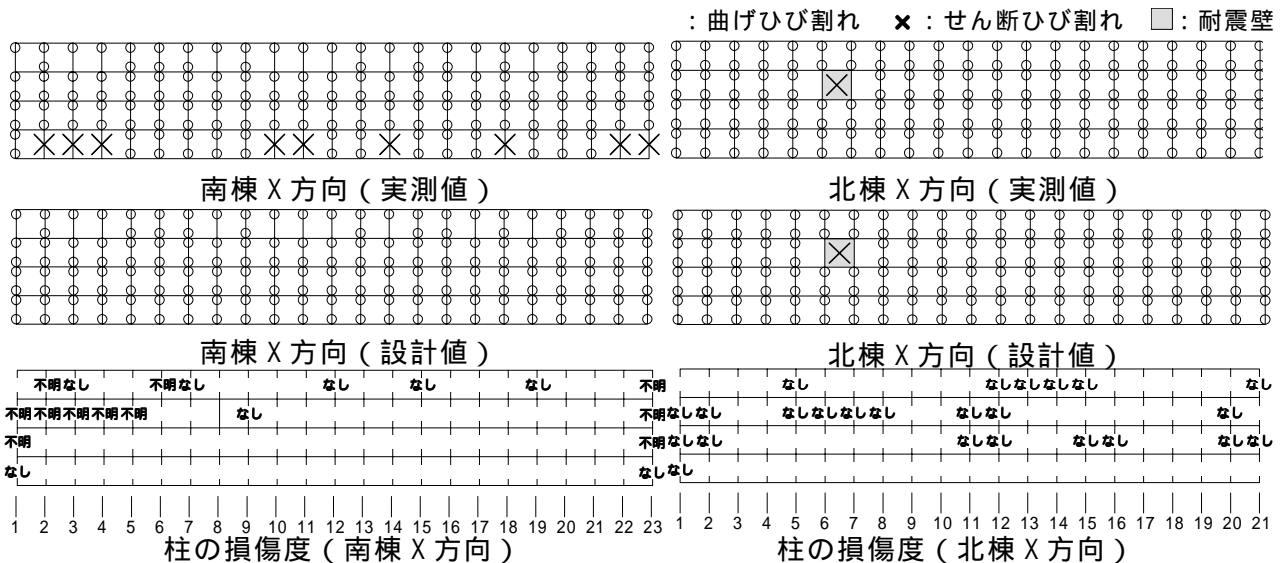


図-10 柱のヒンジの発生状況および柱の損傷

各柱の応答せん断力 Q のせん断ひび割れ強度 Q_C に対する比 Q/Q_C およびせん断終局強度 Q_U に対する比 Q/Q_U を図 - 11 に示す。実測値の場合、南棟の Q/Q_C は 1 階で 1.0 を超え、2、3 階でも 0.9 程度と大きい。北棟は 1 階で 1.0 を超えているが、この柱は 1 本であり、2 階以上も南棟と比較して値は小さい。この傾向は実被害と一致する。また、南棟 1~3 階の Q/Q_U の値は 0.7~0.8 であり、北棟と比較すると大きい。設計値の場合、南棟 1 階で Q/Q_C が 0.71、 Q/Q_U が 0.63 と実測値の場合より大きく減少している。以上より、極度に低いコンクリート強度がせん断ひび割れ、およびせん断破壊の発生に影響を及ぼす事を示した。

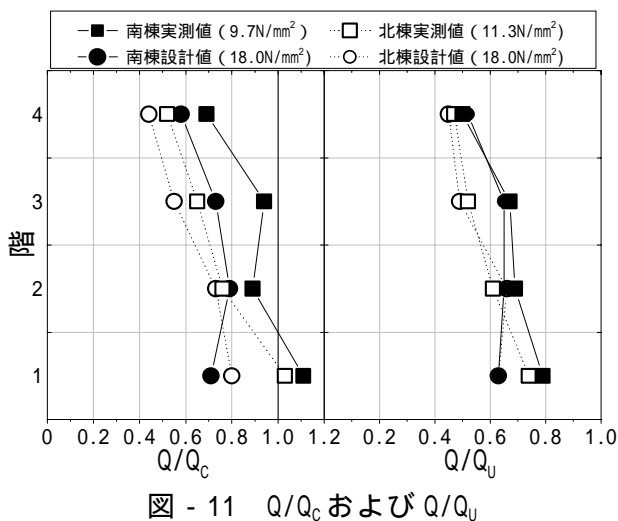


図 - 11 Q/Q_C および Q/Q_U

5. まとめ

2001 年芸予地震で被害を受けた西条農業高等学校の校舎 2 棟の地震応答解析を行い、その結果を実際の被害と比較検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 南棟と北棟を比較した場合、せん断ひび割れの発生、および水平耐力から南棟の耐震性能が劣っていることを確認した。
- 2) コンクリート強度がせん断ひび割れ、せん断破壊の発生に影響を及ぼす事を示した。
- 3) 本解析では柱のせん断破壊は生じておらず、実際の被害と一致していない点については今後の検討を要する。

謝辞

地震被害調査において多大なご協力を頂き、貴重な資料を提供して頂きました広島県教育委員会ならびに西条農業高等学校の皆様へ深甚なる感謝を表します。また、解析では独立行政法人防災科学技術研究所の強震ネットワーク (K-NET)、基盤強震観測網 (KiK-net) のデータを利用しました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：2000 年鳥取県西部地震・2001 年芸予地震被害調査報告，2001.10
- 2) 日本建築防災協会：震災建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) 片谷陽子ほか：2001 年芸予地震で被災した学校建物の耐震性能，日本建築学会技術報告集，第 16 号，pp.105-110，2002.12
- 4) Schnabel, P.B., Lysmer, J. And Seed, H.B.: SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972
- 5) 太田裕，後藤典敏：横波速度を推定するための実験式とその物理的背景，物理探鉱，第 31 巻 1 号，pp.8-17，1977.2
- 6) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，pp.335-336，1996
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.43-45，1991
- 8) Kabeyazawa, T. et al.: Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure, Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo (B), Vol. XXXVII, No. 2, pp.431-478, 1983
- 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.1-9，1973.2
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.70-71，1987.9
- 11) 日本建築センター：構造計算指針・同解説，pp.230-233，1991