

論文 学校建築の被災状況から見た兵庫県南部地震の応答速度

市之瀬敏勝*1・石川小百合*2・前田匡樹*3・壁谷沢寿海*4

要旨：兵庫県南部地震における神戸市内各地の地震動の大きさを、RC建物の耐震性能と被災状況から推定した。具体的には、比較的単純なRC建物である学校建築の復元力特性を柱量・壁量と建設年代から推測し、建物の被害状況から地震時の最大層間変形を推測して、その建物1階の地震時等価応答速度を求めた。また、構造図面が入手できた建物11棟について、典型的な柱部分を切り出し、層せん断力と層間変形の関係から求めた応答速度との比較、検討も行った。

キーワード：耐震診断、エネルギー、被害状況、ひび割れ、残留変形、最大変形、応答速度

1. はじめに

1995年1月17日、阪神地区に発生した兵庫県南部地震による被害は、その規模の大きさと共に局地的な被害が目立つ。しかし各地区での地震動の記録は少ない。このような場合、各地での地震動の大きさを推定する方法には、古くは墓石の転倒状況調査、最近では、地盤構造を考慮した解析 [1] などがある。本論文では、RC建物の被害状況から地震動の大きさを推定する。具体的には、文献 [2] のデータを用いて、比較的単純なRC建物である学校建築の桁行き方向の復元力特性を柱量・壁量と建設年代から推測し、建物の被害状況から地震時の最大層間変形を推測して、建物が吸収したエネルギーを評価する。このエネルギーが地震時の運動エネルギーと等しいと考え、その建物1階の地震時等価応答速度を求める。

2. 耐震診断結果のでている校舎の構造耐震指標 I_s

文献 [2] において1次診断結果が公表されているものは43棟である。これらについては壁率・柱率などの1次診断に必要なデータがあるのでそのデータにより文献 [3] に従って壁と柱の強度指標 C_w 、 C_c を算出し、式 (1) により被災階の強度指標 C を求めた。この際、床面積あたりの重量は、 $1.2t/m^2$ と仮定した。文献 [2] においてコンクリート強度が不明な場合は、文献 [3] に従って、建設年代から推定した。極短柱は無視した。この強度指標 C は、被災階の終局層せん断力係数を表すものと考えられる。

$$C = \max[C_w + 0.7C_c, C_c] \quad \dots (1)$$

そして、次式により水平保有耐力基本指標 E_0 を求め、形状指標 S 、経年指標 T を1として構造耐震指標 I_s を求めた。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \quad \dots (2)$$

ここに、 n ：建物階数、 i ：被災階階数、 F ：靱性指標 (1.0とする)

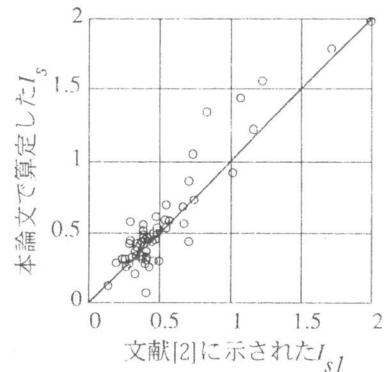


図1 I_s 値のずれ

*1 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科, 工博 (正会員)

*2 名古屋工業大学学生 工学部社会開発工学科

*3 横浜国立大学助手 工学部建設工学科, 工博 (正会員)

*4 東京大学教授 地震研究所, 工博 (正会員)

このようにして算定した構造耐震指標 I_s と文献 [2] による1次診断結果 I_{s1} を比較したところ、図1のように若干の違いが見られた。これは極短柱の考慮・無視などの影響や、震災直後に診断が行われたことによる入力ミスなどが考えられる。以後は、壁率・柱率のデータが正しいものとして解析を進める。

3. 平面タイプによる強度指標の推定

文献 [2] では、壁率・柱率のデータが不明でも、校舎の構造上の平面タイプだけはわかっているものが相当数ある。そこで、まず、壁率・柱率のわかっている校舎について、平面タイプごとに柱の断面積の平均値を求めたところ、おおむね図2のような柱断面寸法になった。平面タイプの判らないものについては、A型と同じ柱断面寸法とした。

図3に1次診断結果のある校舎について、文献 [2] の壁率・柱率のデータによって計算した強度指標 C と図2の柱断面積で計算した強度指標 C の比較を平面タイプごとに示す。ただし、ここでも平面タイプの不明なものについてはその断面積をA型と同じとした。壁を無視したためか、やや低めの推定となるが、おおむね平面タイプにより強度指標が推定できるものと判断する。そこで、壁率・柱率のデータが不明な校舎については、図2により強度指標を推定する。

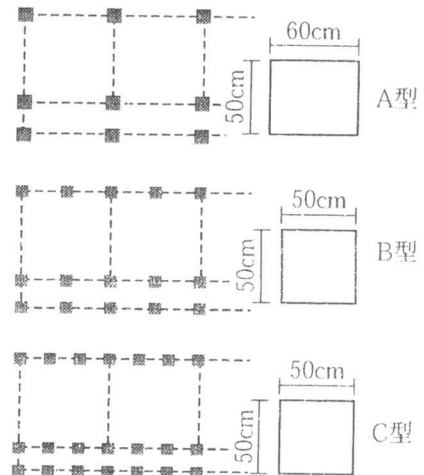


図2 平面タイプと柱モデル (2スパンの場合)

4. 荷重変形関係のモデル化

強度指標 C に mg を乗ずると、層の保有耐力 Q_y を得る。

$$Q_y = C m g \quad \dots (3)$$

m : 被災階より上の建物質量, g : 重力加速度

Q_y を求め層間変位 δ との関係を建設年代別に図4のように仮定する。すなわち、

(a) 1971年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=1$ でせん断破壊する。

(b) '72~'81年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=2$ で曲げ破壊する。(1971の基準法改正で、せん断破壊の可能性が低くなったと思われるから)

(c) '82年以降に建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=3$ で曲げ破壊する。(1981の基準法改正で、変形能力が高まったと思われるから)

なお文献 [3] によるとせん断柱の破壊点、曲げ柱の降伏点における層間変位は $1/150$ を想定している。本研究では階高を3mとしたので、例えば、塑性率1.0の時の層間変位は20mmになる。

ところで、地震後の被災度調査でわかるのは、被災階の残留変形 δ_r である。被災階の最大変形 δ_m と残留変形 δ_r の関係を定める除荷時剛性 K_r は文献 [4] のTakeda

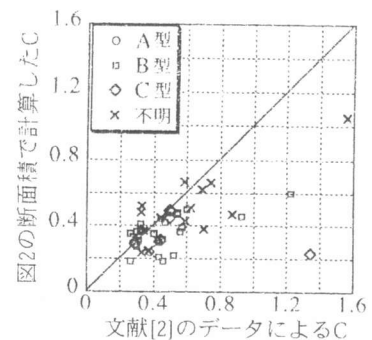


図3 C指標の比較

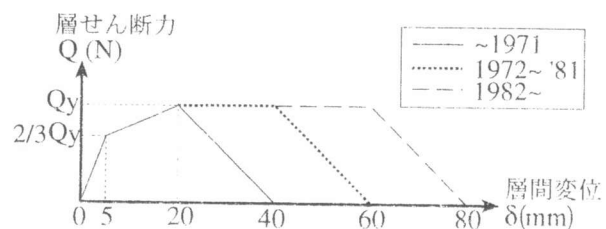


図4 層せん断力と層間変位の関係

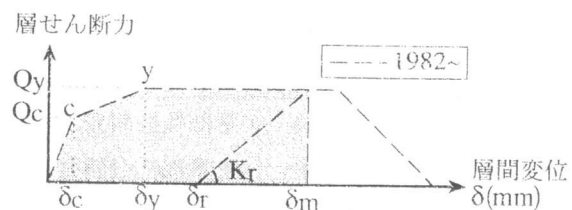


図5 Takedaモデルによる復元力特性