

鉄筋コンクリート造学校校舎の耐震診断指標値と被災度

Seismic Performance Indices and Observed Damages of Reinforced Concrete School Buildings

岡田恒男¹⁾、壁谷澤寿海²⁾、中埜良昭³⁾、前田匡樹⁴⁾、
田才晃⁵⁾、加藤大介⁶⁾、市之瀬敏勝⁷⁾、北山和宏⁸⁾

Tsuneo OKADA¹⁾, Toshimi KABEYASAWA²⁾, Yoshiaki NAKANO³⁾, Masaki MAEDA⁴⁾,
Akira TASAI⁵⁾, Daisuke KATO⁶⁾, Toshikatsu ICHINOSE⁷⁾, Kazuhiro KITAYAMA⁸⁾

- 1) 芝浦工業大学工学部建築工学科教授 工博
Professor, Department of Architecture and Building Engineering, Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.
- 2) 東京大学地震研究所教授 工博
Professor, Earthquake Research Institute, University of Tokyo, Dr. Eng.
- 3) 東京大学生産技術研究所助教授 工博
Associate Professor, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.
- 4) 横浜国立大学工学部建設学科助教授 工博
Associate Professor, Department of Architecture, Yokohama National University, Dr. Eng.
- 5) 大阪工業大学工学部建築学科助教授 工博
Associate Professor, Department of Architecture, Osaka Institute of Technology, Dr. Eng.
- 6) 新潟大学工学部建設学科助教授 工博
Associate Professor, Department of Civil Engineering and Architecture, Niigata University, Dr. Eng.
- 7) 名古屋工業大学工学部システムマネジメント工学科教授 工博
Professor, Department of System Management Engineering, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
- 8) 東京都立大学工学部建築学科助教授 工博
Professor, Department of Architecture, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

要約

1995年兵庫県南部地震で被害調査を行った鉄筋コンクリート造学校建築について、耐震診断基準にしたがって構造耐震指標を算出した。調査対象約700棟のうち、105棟について耐震1次診断を、75棟について耐震2次診断を行い、構造耐震指標と被災度判定基準による損傷割合による被災度を比較した。構造物耐震指標が大きいと被災度は小さい傾向があり、耐震性能を評価する指標として概ね妥当であることが検証された。構造耐震指標が0.4以下では多くの建物が大破となり、0.4~0.6では中破程度、0.6程度以上の建物での被害はほぼ小破以下の被害にとどまった。ただし、構造耐震指標が0.6より大きい建物でも強度指標が比較的強く靱性指標が大きい建物では被害の程度が大きい場合もあった。

SUMMARY

Seismic performance indices were evaluated for reinforced concrete school buildings, damages of which were observed after 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. The method of evaluation was based on "Standards for seismic performance evaluation of existing reinforced concrete buildings." The first seismic performance indices (Is1) were calculated for a total of 105 buildings out of 700 surveyed. The second seismic performance indices (Is2) were evaluated for 74 buildings out of 105. A fair correlation was observed between the calculated performance indices and the damage indices. Most of the buildings, Is2 values of which were less than 0.4, were nearly collapsed or severely damaged. The buildings with Is2 of 0.4 through 0.6 were moderately damaged or more. Most with Is2 higher than 0.6 suffered minor or less damages, except for several buildings which were classified into near collapse, because they attained large displacement due to relatively low strength although they had adequate deformation capacity.

1. はじめに

日本建築学会では、兵庫県南部地震により被害を受けた鉄筋コンクリート造公立学校建物約700棟について被害調査を行った。これらの調査建物で、構造図面の提供を受けた校舎について、耐震診断（1次診断105棟、耐

震2次診断74棟）を行い、構造耐震指標Is値と被災度の関係について検討を行なった。耐震診断の対象とした建物の被災度は、倒壊10棟、大破17棟、中破40棟、小破12棟、軽微・無被害27棟である。公立学校700棟の被災度は、倒壊15棟、大破30棟、中破126棟である。診断

対象は、被害調査した建物から調査者の判断で任意に選択したものであるが、調査全数に対して被災度の大きな建物の割合が大きい。したがって、この地域の全建物を対象にした場合の分布に比べると、耐震性能が低い建物の割合が多いものと推定される。

2. 耐震診断の方法

耐震診断は、(財)日本建築防災協会『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)²⁾により1次診断および2次診断を行った。

日本建築学会近畿支部材料施工部会によるコアコンクリートの圧縮試験の調査結果³⁾によれば、診断の対象となった15棟、59箇所から380本の供試体を抽出して行われている。全調査箇所の平均値の単純平均は252kgf/cm²、平均値が設計基準強度を下回るのは59箇所中8箇所であった。設計基準強度は1972年に180kgf/cm²から210kgf/cm²が変更され、以降210kgf/cm²が用いられている。このためだけでなく概ね新しい年代ほどコンクリート強度は高い傾向にある。耐震診断では、コアコンクリートの試験結果による圧縮強度の平均値は概ね設計基準強度を上回っていると判断し、設計基準強度を用いた。

鋼材の降伏強度は丸鋼では3000kgf/cm²、異形鉄筋は(規格降伏点 + 500kgf/cm²)を用い、経年指標Tは1次診断では建物年数のみを考慮し、2次診断では一律に1.0とした。また、建物単位重量は、設計図書等に記されている場合はその値を用い、それ以外は1.2t/m²と仮定した。

耐震指標Is値は、最も被災度が大きい階の数値で極短柱あるいは極脆性柱を無視した値、すなわち、第2種構造要素はないものと仮定して算定した値を検討に用いた。なお、極短柱あるいは極脆性柱が第2種構造要素となる場合は、一部の建物で診断値は低い値となるが、このように低い値で検討しても、被災度との関係に関する結論は、大局的には変わらない。

3. 第1次耐震診断

1次診断による桁行方向の構造耐震指標(Is1)と被災度判定基準⁴⁾にもとづく被災度区分判定⁵⁾による構造躯体の損傷割合Dの関係を図1に示す。被災度区分判定では、D≤5が軽微、D=5~10が小破、D=10~50が中破、D≥50が大破(または倒壊)と判定される。一方、同図では、同じ被災度を過去の地震被害調査⁶⁾のように調査者の判定により総合的、大局的に判断して、倒壊・大破(部分崩壊、部分大破を含む)・中破・小破・軽微(無被害を含む)に分類して、記号により区別して示してある。この被災度区分は、損傷割合Dによって区分される分類と傾向は一致しているが、ずれが生じているものもある。例えば、D≤10の大多数は軽微、D=10~20の半数程度が小破、また、D=20~30の一部も小破とされており、したがって、D値による区分判定を「D≤10を軽微、D=10~20を小破、D=20~50を中破とする」とすればほぼ調査者の判定と一致する。

図1に示した構造耐震指標Is1と損傷割合Dとの関係によると、被災度区分判定による被災度が倒壊・大破の建物はほぼIs1値が0.4以下であり、0.4~0.8では中破以下、0.8を上回れば、小破に近い中破が1棟あるのみで他は軽微である。Is1が0.4以下の範囲にも小破以下の建物が分布しばらつきがあるものの、1次診断によるIs値により被災度の上限を評価することができる。すなわち、構造耐震指標は、耐震診断基準⁷⁾に示される耐震判定基本指標Es=0.8以上であれば兵庫県南部地震に対しても確実に小破以下の被害に留まった、といえる。また、Es=0.5程度以上であれば、小破に近い中破以下の被害に留まった、ともよみとることができる。

以上の結果は、強度指標がある程度以上であれば、被害の程度は大きくならなかった、という重要な傾向を示している。また、1次診断の耐震判定基本指標0.8は、今回の地震動に対してもやや大き目の設定であり、むしろ、

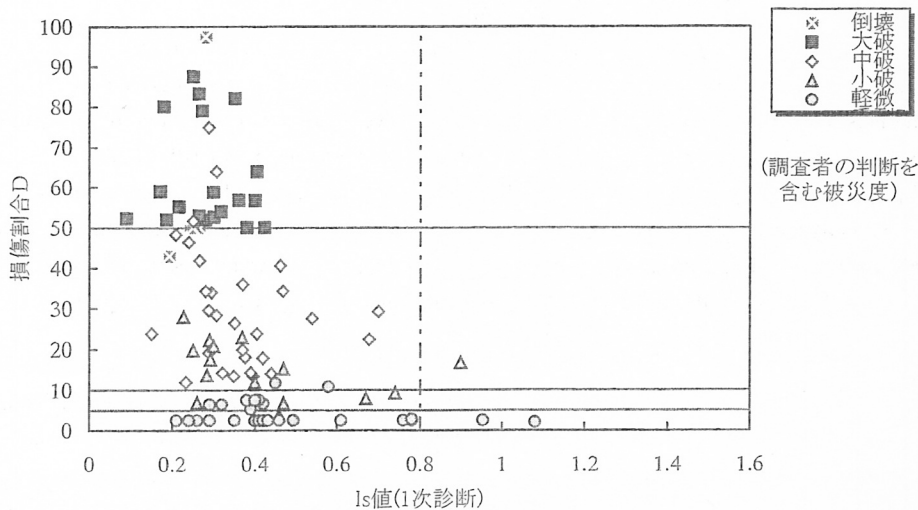


図1 構造耐震指標値(1次診断、桁行方向)と損傷割合の関係
Fig. 1 The first screening seismic performance indices and damage indices

2次設計の構造特性係数の上限（耐震壁がせん断破壊の場合の必要保有水平耐力、 $D_s=0.55$ ）程度に対応させることが考えられる。通常1次診断の耐震判定指標0.8を両方向で上回るのは希であり、ほとんどの建物で2次診断まで実施することが必要とされる。今後、多数の建物を対象にして、耐震診断を組織的に行う場合、簡単な判定として、1次診断の耐震判定指標が0.8程度を下回る場合でも、構造耐震指標 I_{s1} を積極的に活用し、2次診断対象の優先度を決定する、あるいは、場合によっては1次診断で終了する、等の方法が実務的に有効であろう。

しかし、張間方向の構造耐震指標は十分に高い建物が多く、特に震度7地域で、南北方向の地震動に対して構造耐震指標と被害の関係は十分に把握されていない可能性がある。震度7の激震地域にあったいくつかの校舎では、強度指標が0.6程度以上でも南北方向にやや大きな被害が生じており（例えば、本山第二小学校本館（ $I_{s1}=0.74$ 、一部大破、ただし、施工不良、老朽化も被害の一因である可能性がある）、本山中学校東棟（ $I_{s1}=0.63$ 、大破）、今回の南北方向の地震動に対しては、強度が十分ではないことを示唆している。また、神戸地区より主要な地震動の向きが東西方向に傾いたと思われる西宮地区では、苦楽園小学校（ $I_{s1}=0.47$ 、中破、 $D=34.3$ ）、県立西宮高校E棟（ $I_{s1}=0.41$ 、大破）、香爐園小学校特別教室棟（ $I_{s1}=0.42$ 、大破）など、桁行き方向で、ある程度強度があってもかなり大きな被害が生じている例もある。したがって、強度指標がある程度以上あれば被害が小さい、すなわち、図1の関係が被害の上限をあらわす、という関係は、震度7の南北方向の地震動に対して十分検証されたわけではないことに注意する必要がある。

4. 第2次耐震診断

第2次診断法による桁行き方向の構造耐震指標 I_{s2} と建設年との関係を図2に示す。1971年以前の建物では

大多数が0.6以下、さらにこれらの約半数が0.4以下である。1972年から1981年までの建物では、半数以上の建物で0.6以上になっているが、一部0.6以下、さらに0.4以下にも分布している。これに対して、1981年（新耐震）以降の建物は全て0.6以上となっている。

同じ建物の桁行き方向と張間方向の構造耐震指標（ I_{s2} ）の関係を図3に示した。学校建築の場合、張間方向の構造耐震指標は、ほぼ確実に桁行き方向の指標を上回る。張間方向の指標が比較的低い場合（ただし、0.6~1.0程度）、大破・倒壊となった建物が多い傾向があるが、指標が高い

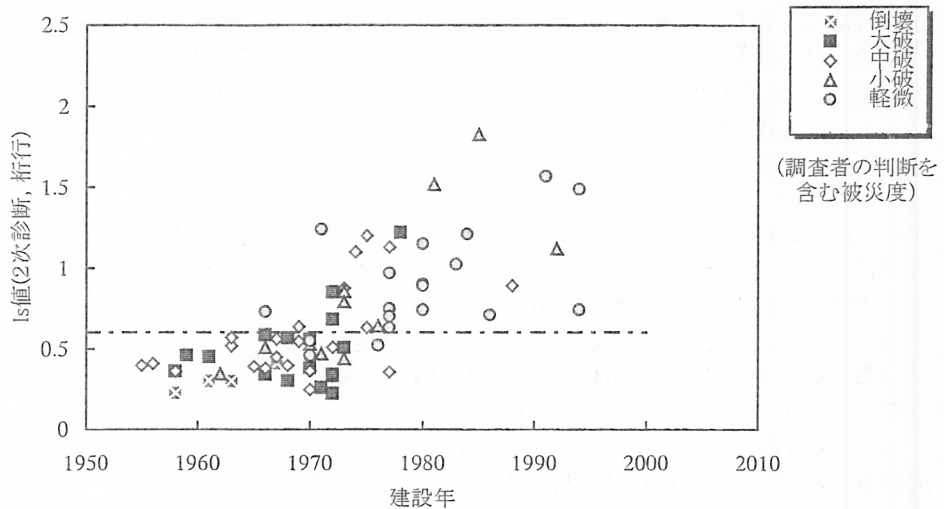


図2 構造耐震指標値（2次診断、桁行き方向）と建設年の関係

Fig. 2 Construction age vs. the second seismic performance indices in longitudinal direction

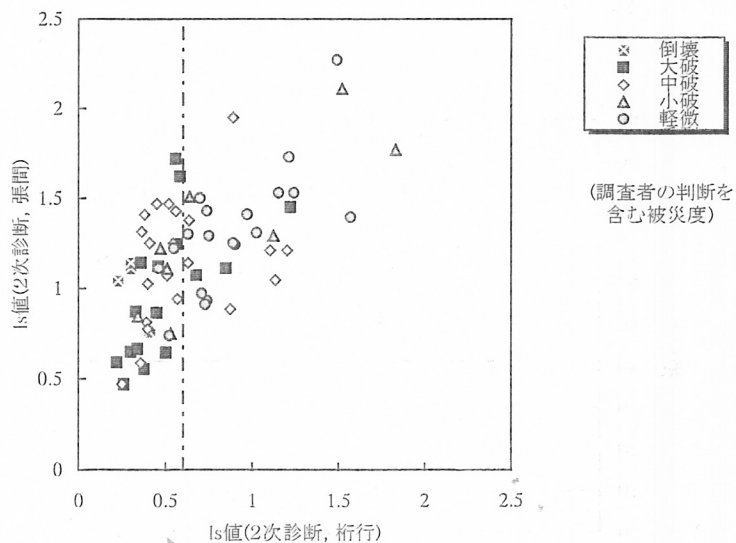


図3 張間方向と桁行き方向の構造耐震指標値（2次診断）の関係

Fig. 3 The second seismic performance indices in longitudinal direction vs. those in transverse direction

建物でも被害が大きい場合があり、張間方向の耐震性能と被害の関係は明瞭でない。

2次診断による桁行方向の構造耐震指標 (I_s2 、以下 I_s 値という) と被災度判定法による損傷割合 D の関係を図4に示す。図中では、第1次診断法の場合と同様に、調査者の総合判定による被災度区分を記号で分類して示した。 I_s が0.4以下のほとんどの建物に大破に近い中破 ($D>30$ 程度) 以上の深刻な被害が生じており、半数程度は倒壊あるいは大破した。特に、 I_s 値が0.3以下の建物はほとんどが倒壊または大破した。 I_s 値が0.4~0.6の範囲では、中破の建物の割合が多くなるが、小破以下に留まった建物は少なく、ほとんどで中破以上の被害が生じている。 I_s 値が0.6を上回れば小破に近い中破 ($D<30$) 以下の被害に留まる場合が多い。

しかしながら、 I_s 値が0.6を上回るにもかかわらず、倒壊あるいは大破の被害 ($D>50$) を受けた建物が数例あった。具体的には、上ヶ原中学校中校舎、県立西宮高校C棟・D棟・E棟、および西宮北高校本館・北館、の6棟であるが、これらはいずれも西宮市北部地域にある1972年以降に建設された4階建ての校舎である。この地域では主要な地震動方向(断層直交成分)が校舎の桁行方向に近い向きになったと推定される。また、今回の地震動の性質(応答増幅率)は、階数が高い学校建築(4階、5階)ほど不利に作用したと考えられる。

上ヶ原中学校中校舎 ($I_s=0.68$) は、せん断補強筋は密に配筋されているが、柱に付着割裂破壊及びせん断破壊が生じて大破した。1階で1/50 (2%rad.) 程度の残留変形が測定されており、応答変形はこれを大幅に上回るものであったと推定されるので、付着割裂破壊はしたものの相応の塑性変形能力を発揮したものと判断される。靱性指標および建物の I_s 値を高め評価している可能性も考えられるが、過去の被害では比較的少ない応答変形が

過大な建物の被災度をどのように判定するかも問題であろう。柱の付着割裂破壊及び曲げ破壊は、過去の地震被害はもとより今回の地震被害においても比較的目立たなかった被害形式であり、 I_s 値と被災度の関係は、柱のせん断破壊による典型的な被害例の場合とは対応しないことがあると考えられる。この建物では、柱の終局強度の計算値は梁降伏メカニズム時の応力をかなり上回るが、実際には梁にはほとんど被害がみられなかった。3階、4階の廊下と教室間の間仕切り壁(桁行方向)によって、下層階、特に1階に変形が集中したことも被害を大きくした原因であると推定される。

県立西宮高C棟 ($I_s=1.20$)・D棟 ($I_s=1.22$)・E棟 ($I_s=0.85$) の3棟の建物では、柱は腰壁のない長柱で帯筋も十分に配筋されている。これらの柱は、柱頭・柱脚に曲げ降伏ヒンジが形成され、1/100を上回る残留変形角(県立西宮高校E棟では4.0%rad.、D棟では1.4%rad.程度)が生じたため、被災度区分判定における損傷度Vと判定された。したがって被災度も倒壊あるいは大破に区分された。

今回の学校建築の調査では残留変形角1/100rad.程度以上の部材は一律に損傷度Vと定義したため、曲げ破壊や付着破壊の場合は、従来の判定法より損傷度を過大に評価する結果になった。これらの被害例では、十分な量のせん断補強筋が配筋されているために、柱の水平耐力は低下しても軸力保持能力は必ずしも失われていないと推定され、補強筋が少なく柱のせん断破壊により倒壊あるいは大破と判定された建物の被害と比較すると、倒壊限界に至るまでの余裕度という観点からみた被害程度は低いと考えてよい。県立西宮高C棟については、調査者の総合的な判断によれば中破と判定されている。ただし、これらの建物では残留変形が非常に大きいため補修による再使用は著しく困難であり、修復限界を大幅に超え

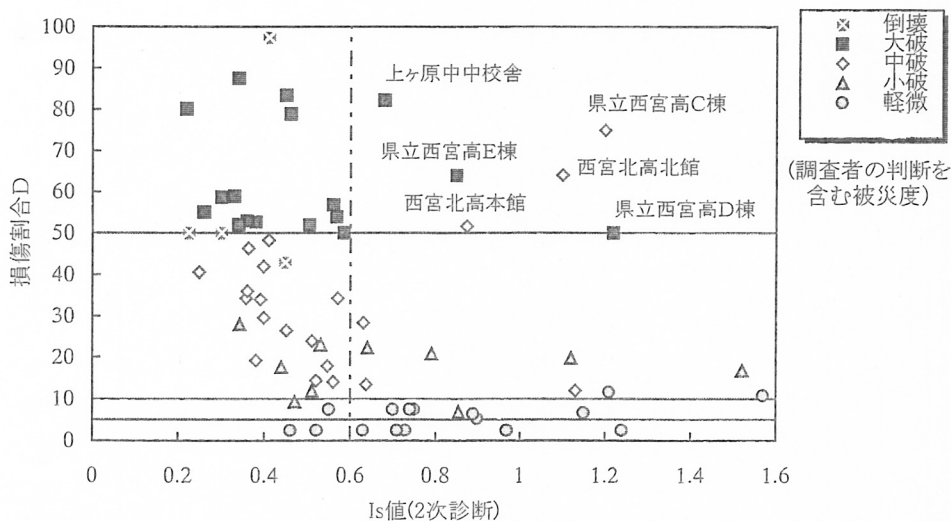


図4 構造耐震指標値(2次診断、桁行方向)と損傷割合の関係
Fig. 4 The second screening seismic performance indices and damage indices

たという観点で評価すれば、大破、倒壊と同様の被害であるともいえる。

西宮北高の本館 ($I_s=0.87$) と北館 ($I_s=1.10$) では、長柱の靱性指標が 3.2 と評価され、結果として I_s 値は高くなった。 I_s 値が高いにもかかわらず、被災度が大破と判定されたのは、多くの柱の上下端に主筋の座屈を伴う曲げ圧縮破壊が観察され、これらの柱の被災度がIV以上と判定されたからである。しかしながら、他の(柱がせん断破壊した)大破建物と比較すると、靱性能が良好だったために軸力は保持しており、倒壊の危険は少なく、高い I_s 値に対応する結果と解釈できる(調査者の総合的な判断では中破と判定された)。ただし、曲げ降伏とはいえ、破壊の様子は降伏強度を保持している状態ではないと判断され、耐震診断による $F=3.2$ 程度の大きな靱性能を保有するとは評価しがたい。 $F=2$ 程度に仮定して、 $I_s=0.7$ 程度と評価すれば、 I_s 値と実際の被害との関係は必ずしも例外的なものにはならないと思われる。

西宮北高校本館 ($I_s=0.87$) は、極脆性柱 ($h_0/D=1$ 程度) 4本のせん断破壊、桁行方向の耐震壁及び側柱のせん断破壊、長柱 ($h_0/D=4\sim5$ 程度) 数本の柱脚の曲げ圧壊・主筋座屈等の被害が生じた建物である。この建物では極脆性部材を考慮した I_s 値の評価が大きく変わり、0.28となる。ただし、 I_s 値が高いにもかかわらず被害が大きい以上の数例の中では極脆性柱により評価が変わるのはこの建物のみである。 $h_0/D=1$ 程度の短柱及び耐震壁に被害が生じたのは当然であるが、長柱の曲げ圧縮破壊による被災度によっても損傷割合 D 値が大きくなった。

一方、西宮北高北館

($I_s=1.10$) では、純ラーメン構造であり、多くの柱の上下端に主筋の座屈を伴う曲げ圧縮破壊が観察され、これらの柱の被災度がIV以上と判定され、 I_s 値が高いにもかかわらず、被災度は大破と判定された(調査者の総合判定では中破)。被害階である2階の柱 23本の残留変形角は、0.7~1.5%rad。(15本が1%rad.以上)であり、地震応答解析の結果などから柱の最大応答部材角は2~4%rad.程度と推定されている。

2次診断を行った建物について、累積強度指標 C_T と形

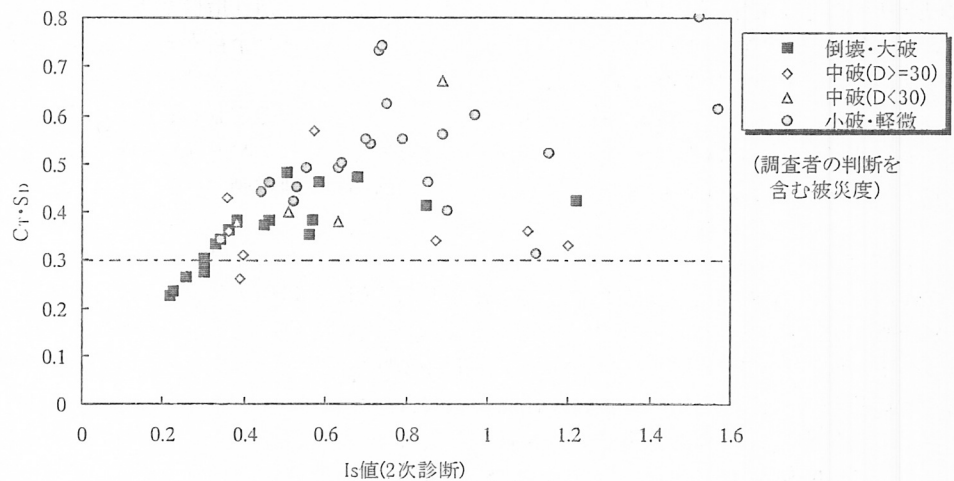


図5 保有強度 $C_T \cdot S_D$ と構造耐震指標値 (2次診断、桁行方向) の関係
Fig. 5 Strength indices, the second screening seismic performance indices and damage levels

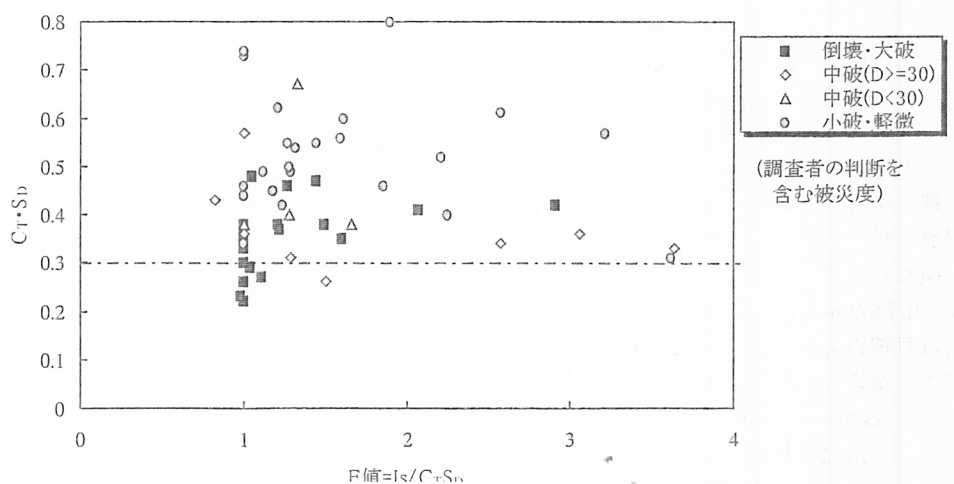


図6 保有強度 $C_T \cdot S_D$ と見掛け上の靱性指標 ($F=I_s/(C_T \cdot S_D)$) の関係
Fig. 6 Strength indices, deformability indices and damage levels

状指標 S_D の積 $C_T \cdot S_D$ と I_s 値の関係を区分判定による被災度により分類して図 5 に示す。また、 $C_T \cdot S_D$ と見掛け上靱性指標 F 値に相当する指標 $I_s / (C_T \cdot S_D)$ との関係を図 6 に示す。ここで累積強度指標 C_T は、靱性指標 $F=1$ における強度指標 C を用いており、概ね最大強度に対応する強度指標を用いることで被害との関係を検討した。 $C_T \cdot S_D$ の定義は、耐震診断基準でも必ずしも明快ではないが、 E_0 が評価された F 値に対応する強度レベルで評価して運用されている。しかし、この定義による $C_T \cdot S_D$ は以下の検討には有効ではないものと容易に想像されたので、ここでは用いないことにした。なお、耐震診断基準の耐震判定では現行基準の必要保有水平耐力の下限値にあわせて $C_T \cdot S_D \geq 0.30$ を条件にして判定する場合が多い。

倒壊あるいは大破した建物はすべて $C_T \cdot S_D$ が 0.5 以下である。また、 $C_T \cdot S_D$ が 0.45 程度以下の建物の大部分で中破以上の被害が生じている。逆に、 $C_T \cdot S_D$ が 0.5 程度以上あれば被害は大部分が小破以下に留まっており、今回の地震では強度指標がある一定以上の建物では明らかに被害が小さいという結果がよみとれる。

前述の I_s 値が 0.8~1.2 と比較的高いにもかかわらず倒壊・大破と判定された数例の建物は、いずれも $C_T \cdot S_D$ が 0.4 程度以下と低いが、靱性指標 F が大きい、いわゆる靱性抵抗型の建物で、柱にかなり大きい塑性変形（被害）が生じることによって地震エネルギーを吸収したと考えられる。逆に、 I_s 値が 0.5~0.6 程度でも $C_T \cdot S_D$ が高い強度抵抗型の建物では、 $C_T \cdot S_D$ が低い建物よりむしろ被害が小さい傾向がある。

以上により、2次診断における I_s 値と各建物の被災度はある程度対応し、 I_s 値が高くなるとともに被災度は小さくなる傾向が認められる。耐震判定基本指標 $E_s=0.6$ 程度を上回れば被害は概ね小破程度以下に留まった。しかし、 I_s 値が 0.6 以上でも比較的強度が低い建物では、柱に塑性変形が生じ中破以上の被害が生じた場合があり、これらの損傷を制御するにはある程度の強度 ($C_T \cdot S_D > 0.45$ 程度) を確保することが必要であると考えられる。

5. まとめ

被害調査した鉄筋コンクリート造学校校舎建物の構造耐震指標を算定して、建設年代や被災度との関係について検討した結果、以下の点が明らかになった。

(1) 桁行方向の I_{s1} が 0.8 以上の建物はほとんどが軽微または無被害であった。また、0.4 以上の建物は中破以下の被害に留まり、特に、0.5 以上であれば、被災度の大きな中破 ($D > 30$) になることはなかった。今回の地震動の方向性は一般に学校建築に有利に作用したことに注意する必要があるが、1次診断による構造耐震指標は、耐震判定指標 ($E_s=0.8$) を下回る場合にも、被害の上限を簡易に推定する指標として有効であった。

(2) 第2次診断による桁行方向の構造耐震指標 (I_{s2}) は、1971年以前の建物では大多数が 0.6 以下、さらにこれらの約半数が 0.4 以下である。1972年から1981年までの建物で

は、半数以上で 0.6 以上になっているが、0.6 以下あるいは 0.4 以下にも分布している。1981年以降では全て 0.6 以上であった。

(3) 桁行方向の I_{s2} が 0.4 以下の建物の多くは倒壊または大破した。0.4~0.6 の建物では小破以下の事例は少なく、大多数に中破以上の被害が生じており、倒壊・大破となる場合もあった。また、 I_{s2} が 0.6 以上であれば、小破または小破に近い中破以下の被害となる事例が多かった。

(4) I_{s2} が 0.6 以上でも $C_T \cdot S_D$ が 0.4 程度以下の比較的強度指標が低い建物では、柱に曲げ圧縮破壊等が生じて大破あるいは中破以上の被害となった例があった。これらでは靱性指標が大きいために I_{s2} は大きく、倒壊に至るにはまだ余裕があったと推定されるが、過大な残留変形が生じた。いずれも西宮北部地区の4階建の校舎であり、入力地震動の性質（応答倍率と方向性）が神戸地区に比較してやや不利に作用した可能性がある。一般には今回の地震動の性質は学校建築には被害が生じにくいものであったことから、特に靱性抵抗型の建物の損傷を制御するためには、耐震判定基本指標 ($E_s=0.6$) は必ずしも十分とはいえない可能性がある。

(5) $C_T \cdot S_D$ が 0.5 程度以上の比較的強度指標の大きい建物では、靱性指標が小さい建物も含めて、大部分が小破以下であった。

謝辞

本調査研究は、日本建築学会構造委員会鉄筋コンクリート造運営委員会兵庫県南部地震被害調査小委員会学校建築WG、学校建築委員会耐震性能小委員会被災度判定RC-WGによる被害調査の一環として共同で行われた。著者以外のWG委員である田中礼治（東北工業大学教授）、今井弘（筑波大学助教授）、野口博（千葉大学教授）、林静雄（東京工業大学教授）、藤井栄（京都大学助教授）、芳村学（東京都立大学教授）、桑原文夫（日本工業大学教授）の各氏および関連研究室、阪神淡路地域の自治体、学校および文教施設管理者、文部省関係各位の多大な協力に深謝申し上げる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書 第Ⅱ編 学校建築、1997年3月、254pp.
- 2) 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年12月、140pp.
- 3) 日本建築学会近畿支部材料施工部会：1995年兵庫県南部地震材料施工に関する被害調査報告、1996年8月、178pp.
- 4) 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）、1990年12月、122pp.
- 5) 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告、1980年2月、907pp.