

# I 鉄筋コンクリート造の耐力度調査



# 第 1 章 概 要

## 1.1 基本方針と適用範囲

### 1.1.1 基本方針

鉄筋コンクリート造の学校建物の耐力度測定方法は、公立学校施設における建物の構造耐力、経年による耐力・機能の低下、立地条件による影響の3点の項目を総合的に調査し、建物の老朽化を評価するものであり、調査の結果、所要の評点に達しないものについては、老朽化した公立学校施設を建て替える事業（以下、「危険改築事業」という）の際の補助対象となり、改築が必要かどうかを判断するための一つの方法となる。

これらの測定方法をまとめた「耐力度調査票」により耐力度測定が行われた結果、構造上危険と判定された建物は国庫補助の対象とされている。この調査は当初、木造建物についてのみ定められていたが、昭和58年の「義務教育諸学校等の施設費の国庫負担等に関する法律（以下、「義務法」という）」等の改正により、鉄筋コンクリート造（以下、「RC造」という）においても木造建物に準じた耐力度調査票を作成し、国庫補助事業の補助対象となった。その後、一部改定及び平成13年の全面的な改定が行われてきた。

今回の改定では、昭和56年に施行された現行の耐震基準以前の基準で建てられた学校建物で既に実施されている耐震診断の結果を活用することで、耐力度測定時の調査並びに測定の作業負担の軽減を図っている。さらに、近年の地震被害等に基づく知見、及び建築基準法・告示の改正に伴う見直しを含めて、「㊤構造耐力」と「㊦健全度（旧手法における㊦保存度）」に関する測定項目の再整理と加除を行い、「鉄筋コンクリート造の建物の耐力度調査票」について、全面的な改定を行った。

### 1.1.2 適用範囲

鉄筋コンクリート造の学校建物の耐力度測定方法は、校舎、屋内運動場及び寄宿舎に適用され、建物の区分（校舎または寄宿舎か、屋内運動場か）によって方法を分けず、RC造である限り一律に適用できる形式になっている。

調査対象建物の建築年代、耐震診断の実施状況に応じて、以下の方法による評価を行う。

#### (1) 新耐震以前の建物で耐震診断が実施されていないもの

昭和56年に施行された現行の耐震基準以前の基準で建てられた建物であるが耐震診断が未実施であるものについては、耐震診断基準の手法を用いて㊤構造耐力の①保有耐力中の(a)水平耐力を算定し、評価を行う。

#### (2) 新耐震以前の建物で耐震診断が実施されているもの

昭和56年に施行された現行の耐震基準以前の基準で建てられた建物であり耐震診断が実施

されているものについては、耐震診断結果を用いて評価を行う。

### (3) 新耐震の建物

昭和 56 年に施行されたいわゆる新耐震と呼ばれる現行の耐震基準に従って建てられた建物については、構造上の問題点がなければ④構造耐力の①保有耐力中の(a)水平耐力に関わる評点を満点として評価を行う。ただし、同(b)コンクリート圧縮強度については必ずコア抜き取りによる強度試験を行い、その結果を評価に反映する。また、地震で被災し原形復旧による補修工事を行った場合などの影響も④構造耐力で反映する。なお、建築後の状態に変化があり設計時の想定とは異なる場合や、新耐震の施行後にわかった新たな知見を踏まえると実際の耐震性能が設計時の想定とは異なると考えられる場合については、耐震診断基準の手法または保有水平耐力計算の手法を用いて現状を反映した(a)水平耐力を算定し、その結果に基づき評価してもよい。

構造形式としては RC 造のラーメン構造（耐震壁を含む）が主体であるが、RC 造の壁式構造に対しても適用してよい。RC 造のシェル構造、プレキャストコンクリート造、プレストレストコンクリート造、あるいは鉄骨鉄筋コンクリート造（以下、「SRC 造」という）については原則として適用範囲外とする。

しかし、SRC 造については④構造耐力の①保有耐力中の(a)水平耐力及び②層間変形角で用いる構造耐震指標  $I_S$  等の指標値に「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」（日本建築防災協会）によって算定した値を使用すれば、④構造耐力の評価は可能であろうと考えられる。また、③健全度についても内蔵鉄骨の劣化等に注意して各調査を実施すれば、本耐力度測定方法を SRC 造建物に適用することができよう。

なお、一般化した判定基準でカバーしきれない特殊な事情のある建物は、専門家の鑑定等に基づく個別審査による。例えば、何らかの原因でひび割れだけが極端に多い（アルカリ骨材反応等）、地盤や基礎に起因する障害（進行性の沈下等）が発生しているような場合である。

学校建物においては、RC 造と鉄骨造（以下、「S 造」という）が混用された建物が存在する。RC 造と S 造が混用された建物としては、図 1.1(a) に例示する柱の中間のギャラリーから下が RC 造（または SRC 造）で、それより上部が S 造の RS タイプと呼ばれる屋内運動場（以下、「混合構造」という）や、図 1.1(b) に例示する RC 造校舎の上に S 造の屋内運動場を載せたもの（以下、「複合構造」という）、図 1.1(c) に例示する RC 造の架構に鉄骨屋根を載せた R タイプと呼ばれる屋内運動場がある。これらの扱いを以下に示す。

- 1) 混合構造（RS タイプ）の屋内運動場については、「既存鉄骨造学校建物の耐力度測定方法」に従って耐力度を評価する。
- 2) 複合構造については、RC 造部分は本耐力度測定方法で、柱脚部・定着部を含む S 造部分

については「既存鉄骨造学校建物の耐力度測定方法」に従って耐力度を評価する。ただし、複合構造では、上層のS造部分と下層のRC造部分とで質量及び剛性が急変する場合が多いことを考慮して耐震診断された結果を用いる必要がある。なお、複合構造のせん断力分布に関して、弾性振動解析による検討方法とその結果から得られた便宜的な算定方法を第4章の資料2 (p.58) に示しているので参考にするとうい。

- 3) RC 架構に鉄骨屋根を載せた R タイプと呼ばれる屋内運動場については、本耐力度測定方法で耐力度を評価する。ただし、RC 架構の上に載せられた鉄骨屋根と RC 架構との接合部（定着部）については、屋根架構を介した地震時応力の伝達能力を別途評価し、その結果を ④構造耐力の①保有耐力中の(a)水平耐力で加味する必要がある。

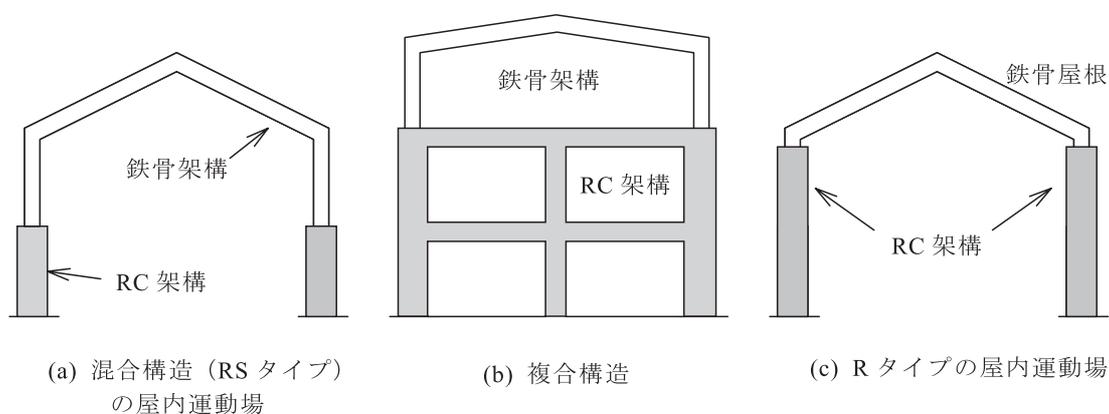


図 1.1 RC 造と S 造が併用された建物

## 1.2 耐力度測定項目の考え方

### 1.2.1 測定項目の組立て方

耐力度測定的项目は、

- ① 構造耐力 (100 点満点)
- ② 健全度 (100 点満点)
- ③ 立地条件 (係数 0.82~1.0)

の3つの大項目で構成され、それらの評点の積で耐力度を算出し、10,000 点満点で評価する。

3つの大項目の下にどのような中小項目を含めるか、また、それらをどのように組み合わせるかについては、RC造の特徴を反映したものになっている。以下に今回の改定の概要を、1.2.2~1.2.4項に各測定項目の組立て方の概要を示す。

#### ① 構造耐力

今回の改定では、耐震診断結果の利用を前提として測定項目を再整理するとともに、④地震による被災履歴の項目を追加した。

①保有耐力では、(a)水平耐力は  $(E_0 \times S_D)$ 、すなわち  $I_S$  を  $T$  で除した値  $(I_S/T)$  を用いることとし、 $S_D$  の算定で既に考慮されている旧手法の「剛性率」、「偏心率」の項目は削除した。(b)コンクリート圧縮強度については、診断時にコンクリート強度に関する調査が実施され、コンクリート強度の影響も考慮されていることから基本的には不要であるが、いわゆる新耐震設計法による建物を対象とする場合にもコンクリート強度の影響が考慮できるように残している。

②層間変形角については、近年の地震被害を鑑み、構造躯体や非構造部材の被害程度を構造耐力に反映させることを目的に大地震時に予想される変形量で評価することとした。

③基礎構造については、基礎構造に関する地震被害の経験とその後の調査による知見に基づいて測定内容の一部を見直した。

近年、地震被害を受けた後、復旧して再使用される校舎が増加していることから、過去の地震による被災履歴についてもその影響を構造耐力に反映させるために④地震による被災履歴を追加した。

旧手法で設定されていた「構造使用材料」については、評価項目の一つである「軽石」(軽量コンクリート)は最近では使用されることがほとんどなく、仮に使用されていたとしてもその影響は耐震診断時に既に考慮されていること、また「塩分を含む海砂の使用」については、②健全度のコンクリート中性化深さ等の測定項目でその影響を考慮することにしたため、今回の改定で削除した。

## ⑧ 健全度

健全度の測定項目は、①経年変化、②鉄筋腐食度、③—(a)コンクリート中性化深さ等、③—(b)鉄筋かぶり厚さ、④躯体の状態、⑤不同沈下量、⑥コンクリート圧縮強度、⑦火災による疲弊度の合計7項目からなる。

建物の老朽度を考える上で基本となる経過年数に加え、RC造の老朽化の度合いを評価する上で最も重要な指標となる鉄筋の腐食度、これに影響を与えるコンクリートの変質（中性化の進行度合い）、変状（ひび割れの発生状況）、施工時の信頼性（鉄筋のかぶり厚さ、ジャンカやコンクリート強度など施工健全度を判断する要素）によって評価する。

今回の改定では、コンクリート圧縮強度を健全度の測定項目としても扱うことにした。測定の対象はコンクリート圧縮強度試験（コア6本以上）による相加平均値が $13.5 \text{ N/mm}^2$ 未満、いわゆる低強度のコンクリートが使用されている場合に限る。低強度であることは、変質、変状、施工時の信頼性の全てに影響があることから、健全度全体に乗じる係数として測定項目を設けている。

## ⑨ 立地条件

旧手法では「⑨外力条件」として設定されていたが、今回の改定に当たっては③敷地条件の項目追加を行うとともに、いずれも建物が置かれている自然環境に対する評価項目であることから、名称を「立地条件」とした。

近年の地震被害では、地形効果や局所的な地盤条件による入力地震動等の影響により被害が生じた事例も見られるため、その影響を考慮するために新たに「敷地条件」を追加した。

### 1.2.2 構造耐力

耐力度測定する建物が構造耐力上どの程度の耐力があるかを評価するものであり、その性能を保有耐力、層間変形角、基礎構造、地震による被災履歴に基づいて評価する。このうち、保有耐力や地震による被災履歴などは構造耐震指標  $I_S$  と直接的に関連し、層間変形角は被害程度に関連するほか、非構造部材耐震指標  $I_N$  とも関連する。基礎構造は地震時における被害発生の可能性を評価する項目として本耐力度測定方法に取り入れている。

構造耐力は次のような項目から構成されている。

- |                    |              |
|--------------------|--------------|
| ① 保有耐力             | (50点満点)      |
| (a) 水平耐力 $q$       |              |
| (b) コンクリート圧縮強度 $k$ |              |
| ② 層間変形角 $\theta$   | (20点満点)      |
| ③ 基礎構造 $\beta$     | (30点満点)      |
| ④ 地震による被災履歴 $E$    | (係数 0.9~1.0) |

### 1.2.3 健全度

耐力度測定をする建物が新築以降に老朽化した度合を調べ、構造体の劣化を評価するものであり、健全度は次のような項目から構成されている。

- ① 経年変化  $T$  (25点満点)
- ② 鉄筋腐食度  $F$  (25点満点)
- ③ コンクリート中性化深さ等及び鉄筋かぶり厚さ
  - (a) コンクリート中性化深さ等  $a$  (10点満点)
  - (b) 鉄筋かぶり厚さ  $b$  (10点満点)
- ④ 躯体の状態  $D$  (20点満点)
- ⑤ 不同沈下量  $\phi$  (10点満点)
- ⑥ コンクリート圧縮強度  $k$  (係数 0.8～1.0)
- ⑦ 火災による疲弊度  $S$  (係数 0.5～1.0)

### 1.2.4 立地条件

建物の立地条件に応じて、将来の構造耐力及び健全度に影響を及ぼすと考えられる項目を測定するものであり、立地条件は次のような項目から構成されている。

- ① 地震地域係数 (係数 0.8～1.0)
- ② 地盤種別 (係数 0.8～1.0)
- ③ 敷地条件 (係数 0.9～1.0)
- ④ 積雪寒冷地域 (係数 0.8～1.0)
- ⑤ 海岸からの距離 (係数 0.8～1.0)



## 第 2 章 耐力度調査票

別表第1  
(表面)

鉄筋コンクリート造の建物の耐力度調査票

IV 学校種別  
V 整理番号

I 調査学校	都道府県名	設置者名	学校名	学校調査番号	調査期間	平成 年 月 日 ~ 平成 年 月 日	III 結果 点数							
					調査者	職名	一級建築士登録番号	氏名	A 構造耐力					
					予備調査者	会社名	一級建築士登録番号	氏名						
II 調査建物	建物区分	棟番号	階数	面積	建物の経過年数		被災歴		補修歴					
			+	一階面積	建築年月	年 月	長寿命化年月	年 月	種類	被災年	内容	補修年		
				延べ面積	経過年数	年	経過年数	年						

A 構造耐力	①	(a)	階	方向	構造耐震指標 Is	経年指標 T	$qi = \frac{(Is/T)}{0.7}$	鉄骨定着部の係数 $r_\alpha$	$q = q_x \times q_y \times r_\alpha$	判別式		評点		評点合計	
										$1.0 \leq q$	1.0	⑦	⑦ (⑦×50)		
										$0.5 < q < 1.0$	直線補間				
										$q \leq 0.5$	0.3				
	②	(b)	試験区分	壁・梁 1	壁・梁 2	壁・梁 3	平均値 Fc	k = Fc/20	判別式		評点		評点合計		
$1.0 \leq k$									1.0	④	④ (④×50)				
			コア試験						$0.5 < k < 1.0$	直線補間					
									$k \leq 0.5$	0.5					
耐	③	層間変形角 $\theta$	階	方向	構造耐震指標 Is	靱性指標 Fu	$Fr = Fu \times \frac{0.7}{(Is/T)}$	$\theta$	$\theta$ の最大値	判別式		評点		評点合計	
										$\theta \leq 1/200$	1.0	②	② (②×20)		
										$1/200 < \theta < 1/120$	直線補間				
									$1/120 \leq \theta$	0.5					
力	④	基礎構造 $\beta$	種別指数 u		基礎の被害予測に関する指数 p				$\beta = u \times p$	判別式		評点		評点合計	
			木杭	0.8	敷地地盤で液状化が予想される				0.8	$1.0 \leq \beta$	1.0	③	③ (③×30)		
			RC杭	0.9	杭基礎でアスペクト比が2.5以上の建物				0.9	$0.5 < \beta < 1.0$	直線補間				
			その他	1.0	上記に該当しない場合				1.0	$\beta \leq 0.5$	0.5				
	④	地震による被災履歴 E	過去に経験した最大の被災度				無被害・被災無し				評価		評点		評点合計
			軽微	小破	中破	大破									
			1.0	1.0	0.95	0.9	1.0								

註) 鉄筋コンクリート造架構の上に鉄骨屋根を載せた屋内運動場(Rタイプ)では、鉄骨屋根のRC定着部について検討する。①保有耐力の「鉄骨定着部の係数  $r_\alpha$ 」欄には検討結果の比を、( )内は最小値、又は、平均値を記載して、係数  $\alpha$  の算出根拠を示すこと。

註) 屋内運動場で、 $\beta$ 算出時に一方向地中梁による低減係数0.75を考慮した場合には、「 地中梁による低減」にチェックすること。

B 健全	①	経年変化 T	経過年数 t	判別式(建築時からの経過年数)	経過年数 t <sub>2</sub>	判別式(長寿命化改良後の経過年数)	評点		評点合計									
			年	$T=(40-t)/40 =$	年	$T=(30-t_2)/40 =$	⑦	① (⑦×25)										
	②	鉄筋腐食度 F	鉄筋腐食状況		柱		梁		グレード最低値 F		評点							
			グレード	1.0	0.8	0.5	1.0	0.8	0.5									
躯体膨張亀裂、さびの溶け出し			柱		梁		壁		床									
		グレード	1.0	0.8	0.5	1.0	0.8	0.5	1.0	0.8	0.5							
全	③	コンクリート中性化深さ等及び鉄筋かぶり厚さ	(a)	部位	柱1	梁1	柱2(壁1)	梁2(壁2)	平均値 a	判別式		評点		評点合計				
				中性化深さ						$a \leq 1.5\text{cm}$	1.0	④	④ (④×10)					
			(b)	部位	柱頭	柱脚	梁1	梁2	平均値 b	判別式		評点						
		かぶり厚さ							$3\text{cm} \leq a$	0.5								
									$3\text{cm} \leq b$	1.0	⑤	⑤ (⑤×10)						
									$1.5\text{cm} < b < 3\text{cm}$	直線補間								
									$b \leq 1.5\text{cm}$	0.5								
度	④	躯体の状態 D	部位	柱	梁	壁	床	グレード最低値 D				評点		評点合計				
			状況															
			グレード	1.0	0.8	0.5	1.0	0.8	0.5	1.0	0.8	0.5	1.0		0.8	0.5		
⑤	不同沈下量 $\phi$	階	相対沈下量 $\epsilon$		スパン L		$\phi = \epsilon / L$				$\phi$ の最大値	判別式		評点		評点合計		
			桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向	張間方向						$\phi \leq 1/500$	1.0		⑥	⑥ (⑥×10)
			X	Y	X	Y	X	Y						$1/500 < \phi < 1/200$	直線補間			
⑥	コンクリート圧縮強度 k	* 同一階6本以上のコア圧縮強度の平均値が13.5N/mm <sup>2</sup> 以下の場合に適用							判別式		評点		評点合計					
		階	壁・梁 1	壁・梁 2	壁・梁 3	壁・梁 4	壁・梁 5	壁・梁 6	平均値 $\sigma$									
											$13.5 \leq \sigma$	1.0		⑧	⑧ (⑧×10)			
									$10 < \sigma < 13.5$	直線補間								
									$\sigma \leq 10$	0.8								
⑦	火災による疲弊度 S	程度	構造体変質	非構造材全焼	非構造材半焼	煙害程度	当該階の床面積 S <sub>0</sub>	被災率 S = S <sub>i</sub> /S <sub>0</sub>	判別式		評点		評点合計					
		被災床面積	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>												
		評価後被災面積 S <sub>i</sub>	$S_i = S_1 + S_2 \times 0.75 + S_3 \times 0.5 + S_4 \times 0.25 =$															
									$S=0$	1.0	⑨	⑨ (⑨×10)						
									$0 < S < 1$	直線補間								
									$S=1$	0.5								

註) 材料試験により使用骨材の塩化物量が0.1%を超えることを確認した場合、③中性化深さの「平均値 a」欄の( )内に塩化物量を記入する。この場合、(オ)の評点は中性化試験結果によらず0.5に読替える。

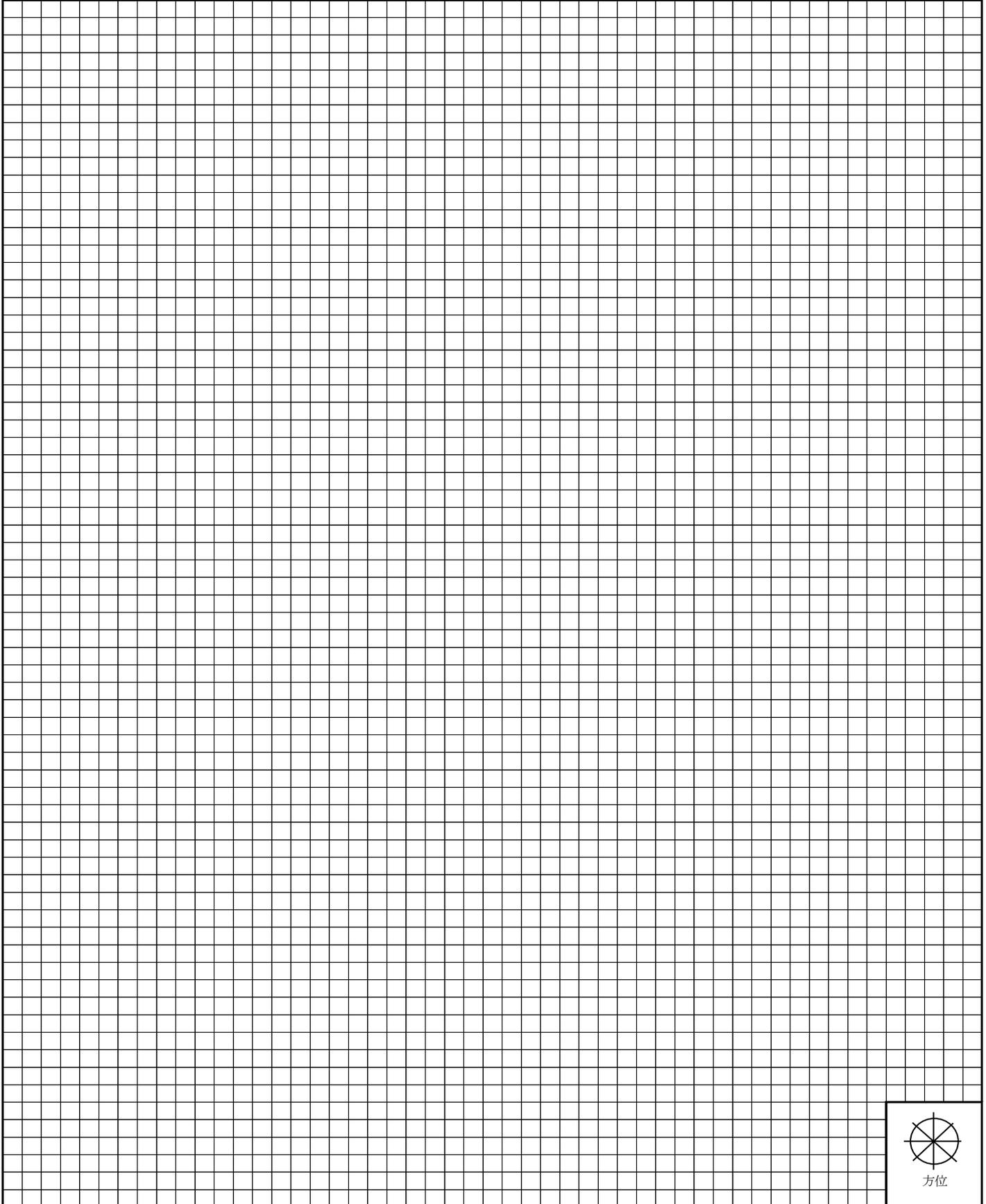
C 立地条件	① 地震地域係数	② 地盤種別	③ 敷地条件	④ 積雪寒冷地域	⑤ 海岸からの距離	評価		評点									
						四種地域	1.0		一種地盤	1.0	平坦地	1.0	その他地域	1.0	海岸から8kmを超える	1.0	$C = \frac{\text{①} + \text{②} + \text{③} + \text{④} + \text{⑤}}{5}$
						三種地域	0.9		二種地盤	0.9	崖地	0.9	二級積雪寒冷地域	0.9	海岸から8km以内	0.9	
						二種地域	0.85		三種地盤	0.8	支持地盤が著しく傾斜した敷地	0.9	一級積雪寒冷地域	0.8	海岸から5km以内	0.8	
一種地域	0.8	局所的な高台	0.9														

(裏面)

学校名

調査者の意見

1. 調査建物の各階の平面図、断面図を単線で図示し、耐力壁は、他と区別できるような太線とする。
2. 寸法線と寸法(単位メートル)を記入する。
3. 平面図に、コンクリート中性化深さ、鉄筋かぶり厚さ、鉄筋腐食度、ひび割れ等の測定位置を記入する。
4. 余白に縮尺、建築年、延べ面積を記入する。





### 第 3 章 耐力度調査票付属説明書

### 3.1 一般事項

- (1) 調査対象学校 公立の小学校、中学校、義務教育学校、高等学校、中等教育学校、特別支援学校及び幼稚園とする。
- (2) 調査対象建物 当該学校の RC 造の校舎、屋内運動場、寄宿舎とする。
- (3) 調査単位 校舎、屋内運動場及び寄宿舎の別に、棟単位（エキスパンションジョイントがある場合は別棟とみなす）、建築年単位（建築年が異なるごとに別葉）で測定する。
- (4) 調査票 公立学校施設費国庫負担金等に関する関係法令等の運用細目（以下、「運用細目」という）の別表第 1 の様式とする。
- (5) その他 架構に RC 造と S 造を併用している場合は、当該 S 造部分について S 造の調査票を作成する。ただし、柱の中間のギャラリーから下が RC 造で、それより上部が S 造の屋内運動場（RS タイプ）については、S 造の調査票のみを作成する（RC 造の調査票不要）。また、軒までが RC 造で、屋根のみ S 造の屋内運動場（R タイプ）については、RC 造の調査票のみを作成する（S 造の調査票不要）。

## 3.2 測定方法

調査単位ごとに耐力度調査票を用い、以下の説明に従い測定する。

### 3.2.1 調査票のⅠ～Ⅲの記入方法

Ⅰ 調 査 学 校	都道府県名	都道府県名を記入する。
	設置者名	当該学校の設置者名を記入する。
	学校名	学校名は〇〇小、〇〇中のように記入する。
	学校調査番号	当該学校の施設台帳に登録されている調査番号を記入する。
	調査期間	耐力度測定に要した期間を記入する。
Ⅱ 調 査 建 物	調査者 予備調査者	調査者の職名、建築士登録番号（一級建築士に限る）及び氏名を記入し、捺印する。 予備調査者は欄外へ会社名、建築士登録番号（一級建築士に限る）及び氏名を記入し、捺印する。
	建物区分	調査単位の建物区分（校舎、屋内運動場及び寄宿舎の別）を記入する。
	棟番号	調査単位の施設台帳に登録されている棟番号（枝番号がある場合は枝番号まで）を記入する。
	階数	調査単位の階数を（地上階数＋地下階数）のように記入する。
	面積	調査単位の1階部分の床面積及び延べ面積を記入する。
	建築年月 長寿命化年月	調査単位の建築年（和暦）及び月を記入する。（例）〔S45年3月〕 調査単位の長寿命化改良事業の工事が完了した年（和暦）及び月を記入する。
	経過年数	耐力度測定時における新築からの経過年数を記入する。学校施設環境改善交付金交付要綱別表第1第2項に記載する長寿命化改良事業を行った建物については、長寿命化改良事業の工事が完了した時点からの経過年数を括弧書きで併記する。いずれも1年に満たない端数がある場合は切り上げるものとする。
被災歴	調査建物が災害を受けていた場合はその種類と被災年を簡明に記入する。地震で被災し、被災度区分判定が行われている場合には被災度も記入する。 （例）〔震災・小破／H23年〕	
補修歴	当該建物に構造上の補修を行った場合はその内容と補修年を簡明に記入する。 （例）〔柱・梁エポキシ樹脂注入／H23年〕	
Ⅲ 結 果 点 数	①構造耐力 ②健全度	$\left\{ \begin{array}{l} \text{判別式の結果} \cdots \text{小数点第3位を四捨五入} \\ \text{評点} \cdots \cdots \cdots \text{小数点第2位を四捨五入} \\ \text{評点合計} \cdots \cdots \cdots \text{小数点第1位を四捨五入} \end{array} \right.$
	③立地条件	
	耐力度	①×②×③の計算をしたうえで、小数点第1位を四捨五入する。

### 3.2.2 ①構造耐力の記入方法

#### (1) 目的

この欄は耐力度測定を行う建物が現時点において、どの程度耐力があるかを評価するものである。

(2) 構造耐力の測定範囲

耐力度測定は当該建物及びその設計図書によって建築年が異なるごとに行うが、㉠—①保有耐力—(a)水平耐力、㉠—②層間変形角については、建築年が異なる部分があっても棟全体について評価する。なお、水平耐力、層間変形角には耐震診断結果を使用するので、診断時の建物区分・算定範囲等を確認して適切に結果を運用する必要がある。

また、1棟のうち一部が基準点を下回り、かつ、取り壊し対象となる場合は、その部分を取り壊したものとして残りの部分の保有耐力等を再評価してもよい。

設計図書は耐震診断・補強時のものを使用する。診断・補強時の設計図書で不足する場合には、原設計時の設計図書を参照するか、現地調査により不足分を追加して評価する。

(3) 各欄の記入説明

① 保有耐力

(a) 水平耐力： $q$

各階の水平耐力  $q$  (RC 診断基準の第2次診断法により求められる構造耐震指標  $I_S$  に基づく水平耐力に関する性能値) を下式によって算定し、水平耐力  $q$  の評点 $\text{㉠}$ が最小となる階について評価する。

$$q = q_X \times q_Y \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 $q_X = \frac{(I_{SX}/T)}{0.7}$

$$q_Y = \frac{(I_{SY}/T)}{0.7}$$

ただし、 $q_X$ 、 $q_Y$  が、それぞれ 1 以上の場合は、1 を限度とする。

$I_{SX}$ 、 $I_{SY}$ ：X 方向、Y 方向について RC 診断基準の第2次診断法により算定された  $I_S$  (耐震補強を実施している場合は耐震補強後の  $I_S$ ) を、それぞれ  $I_{SX}$ 、 $I_{SY}$  とする。なお、 $I_S$  算定時に地域係数を考慮している場合には、 $Z = 1.0$  として計算した値とする。

$T$ ：RC 診断基準の第2次診断法により算定された経年指標

判別式  $1.0 \leq q \dots\dots\dots 1.0$

$0.5 < q < 1.0 \dots\dots\dots$  直線補間

$q \leq 0.5 \dots\dots\dots 0.3$

なお、新耐震設計基準で設計された建物については、水平耐力の評点を 1.0 と評価する。

また、新耐震設計基準の建物も含め、RC 架構の上に鉄骨屋根を載せた R タイプと呼ばれる屋内運動場については、鉄骨屋根の RC 架構への定着部 (接合部) について、地震力によって定着部に作用する応力に対する定着部の耐力の比を算定し、その最小値に基づく係

数  $r_\alpha$  を式 (1) の右辺に乗じて得られる  $q$  により評価する。なお、応力に対する耐力の比が、定着部の大部分で低い場合には、応力に対する耐力の比の平均値に基づいて係数  $r_\alpha$  を評価する。その際、式 (2) の下限値 0.7 を 0.5 と読み替える。

$$r_\alpha = \min(m_1\alpha, m_2\alpha, q_1\alpha, q_2\alpha) \geq 0.7 \dots\dots\dots(2)$$

ここで、  $m_1\alpha$  : 地震力によって定着部に作用するモーメントに対する定着部の曲げ耐力 (最大耐力) の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定着部について算定した最低値 (1.0 を上限とする)

$m_2\alpha$  : 張間方向の応力に対して、前記  $m_1\alpha$  と同様に算定した値

$q_1\alpha$  : 地震力によって定着部に作用するせん断力に対する定着部のせん断耐力 (最大耐力) の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定着部について算定した最低値 (1.0 を上限とする)

$q_2\alpha$  : 張間方向の応力に対して、前記  $q_1\alpha$  と同様に算定した値

(b) コンクリート圧縮強度 :  $k$

構造上主要な部分である梁、壁のうち健全に施工された部分について建築年が異なるごとに、各階 1 箇所以上かつ合計 3 箇所以上で採取したコアによるコンクリート圧縮強度試験を行い、その平均値によりコンクリート圧縮強度を評価する。

$$k = F_c/20 \dots\dots\dots(3)$$

ここで、  $F_c$  : コンクリート圧縮強度 (単位 :  $N/mm^2$ )

判別式  $1.0 \leq k \dots\dots\dots 1.0$

$0.5 < k < 1.0 \dots\dots\dots$  直線補間

$k \leq 0.5 \dots\dots\dots 0.5$

新耐震設計基準の建物及び耐震診断未実施の建物については、圧縮強度は各階 1 箇所以上かつ合計 3 箇所以上のコア試験による値であること。採取コアの直径は 10 cm、高さは 20 cm を標準とし、試験は原則として、公的試験所等で行うこととする。

耐震診断実施済みの建物については、採取したコアによるコンクリート圧縮強度を耐震診断で考慮していれば  $k = 1.0$  とし、診断時に実施したコア試験の結果について最も平均値が低い階の結果を調査票に記入する (コンクリート強度を耐震診断で考慮していない場合、新たに採取したコアのコンクリート強度試験の結果を評点に反映してもよい)。

なお、コンクリート圧縮強度が著しく低く (コンクリート圧縮強度が  $13.5 N/mm^2$  未満の場合)、当該建物の同一階で 6 本以上のコンクリートコアの圧縮強度の平均値が  $13.5 N/mm^2$  未満の場合は、㊸健全度—㊸コンクリート圧縮強度においても評価する。

② 層間変形角： $\theta$

建物の地上部分の各階について、張間・桁行両方向の層間変形角  $\theta$ （大地震時において各階に生ずる水平方向の層間変位の当該各階の高さに対する割合）を下式によって算出される  $F_r$  から表 1 との対応で求め、その最大値によって評価する。

$$F_r = F_u \cdot \frac{0.7}{(I_S/T)} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $I_S$ ：当該階・当該方向の構造耐震指標（RC 診断基準の第 2 次診断法による値で、 $I_S$  算定時に地域係数を考慮している場合には、 $Z = 1.0$  として計算した値とする）

$T$ ：RC 診断基準の第 2 次診断法により算定された経年指標

$F_u$ ： $I_S$  算定時の終局限界時靱性指標

表 1  $F_r$  と  $\theta$  の対応関係

$F_r$	1.0	1.27	1.6	2.0	2.6	3.2
$\theta$	1/250	1/150	1/115	1/80	1/50	1/30

※中間は線形補間によってよい。 $F_r \geq 3.2$  の場合は 3.2 とする。

なお、 $F_u$  が 1 以下の時は、 $\theta = 1/250$  としてよい。また、水平耐力算定時に求めた各階の  $q_i$  値のうちいずれかが 0.85 を下回る場合、層間変形角の評点④は  $F_r$  の算出式 (4) によらず 0.5 とする。

判別式  $\theta \leq 1/200$  または計算しない場合 …………… 1.0  
 $1/200 < \theta < 1/120$  …………… 直線補間  
 $1/120 \leq \theta$  …………… 0.5

③ 基礎構造： $\beta$

当該建物の基礎及び敷地地盤について、建築年が異なるごとに基礎構造の地震被害に関する指標  $\beta$  を下式により算出して評価する。

$$\beta = u \cdot p \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 $u$ ：当該基礎の種類に応じた下記の値

木杭基礎 …………… 0.8  
 RC 杭、ペDESTAL 杭基礎 …………… 0.9  
 上記以外の基礎 …………… 1.0

$p$ ：基礎の被害予測に関する下記の項目のうち、該当する最小の値とする。

敷地地盤で液状化が予想される …………… 0.8  
 杭基礎でアスペクト比が 2.5 以上の建物 …………… 0.9  
 上記に該当しない場合 …………… 1.0

判別式	$1.0 \leq \beta$ または測定しない場合	1.0
	$0.5 < \beta < 1.0$	直線補間
	$\beta \leq 0.5$	0.5

なお、柱が RC 造の屋内運動場で、地中梁が桁行方向と張間方向のいずれか一方向しか設けられていない場合は、式 (5) の右辺に 0.75 を乗じて  $\beta$  を算定する。

また、式 (5) に基づく評価よりも詳細な評価として、新耐震設計基準に準じた基礎の耐震計算を行い、杭基礎における水平力に対する検討から得られる検定結果（許容値／作用値）の最小値を  $\beta$  としてもよい。

#### ④ 地震による被災履歴： $E$

当該建物が現在までに受けた被害のうち、被災度が最大のもので評価する。なお、ここでの被災度は、日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」により定義されるものである。

無被害～小破	1.0
中破	0.95
大破	0.9

### 3.2.3 ㊸健全度の記入方法

#### (1) 目的

この欄は耐力度測定を行う建物が新築時以降に老朽化した度合を調べ、構造体の劣化を評価するものである。

#### (2) 健全度の測定範囲

測定は建築年が異なるごとに行うものとする。

#### (3) 各欄の記入説明

##### ① 経年変化： $T$

当該建物の耐力度測定時における建築時からの経過年数、または長寿命化改良事業を行った時点からの経過年数に応じて経年変化  $T$  を下式により計算する。

##### 1) 建築後、長寿命化改良事業実施前

当該建物の耐力度測定時における、建築時からの経過年数  $t$  に応じて、経年変化  $T$  を下式により計算する。ただし、 $T$  がゼロ以下の場合は、 $T = 0$  とする。

$$T = (40 - t)/40 \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 $t$ ：建築時からの経過年数

2) 長寿命化改良事業実施後

当該建物の耐力度測定時における、長寿命化改良事業を行った時点からの経過年数  $t_2$  に応じて、経年変化  $T$  を下式により計算する。ただし、 $T$  がゼロ以下の場合は、 $T = 0$  とする。

$$T = (30 - t_2)/40 \cdots \cdots (7)$$

ここで、 $t_2$ ：長寿命化改良事業実施後の経過年数

② 鉄筋腐食度： $F$

鉄筋かぶり厚さの測定を行った柱、梁についてそれぞれ2箇所以上鉄筋の腐食状態を調べ、表2によって状態に応じたグレードを求め、その最低値  $F$  によって評価する。また、柱、梁、壁、床の外観調査で鉄筋さびの溶け出しや層状さびの膨張力によりかぶりコンクリートを持ち上げているなどの劣化が認められる場合には、表2により状態に応じたグレードを求め、これを評価してよい。

表2 発錆のグレード

鉄筋の発錆状態	グレード
さびがほとんど認められない。 鉄筋さびによる膨張亀裂、鉄筋さびの溶け出しは認められない。	1.0
部分的に点食を認める、または、大部分が赤さびにおおわれている。 鉄筋さびの溶け出しが認められる。	0.8
層状さびが認められる。 層状さびの膨張力によりかぶりコンクリートを持ち上げている。	0.5

$F$ ：各部材によるグレードの最低値

③ コンクリート中性化深さ等及び鉄筋かぶり厚さ

(a) コンクリート中性化深さ等： $a$

当該建物の柱頭1箇所、柱脚1箇所、梁2箇所について測定を行い、その平均値を中性化深さ  $a$  とする。

ただし、柱・梁のそれぞれ1箇所については④①—(b)の「コンクリート圧縮強度」において、コア抜取り試験を行った壁または梁の測定値をもってかえることができる（この場合、柱2、梁2の欄に記入する）。なお、耐震診断時のコア抜取り試験の結果がある場合には、それにかえることができる。

中性化の測定方法は以下による。

はつり面に、フェノールフタレイン1%アルコール溶液を噴霧し、赤紫色に着色しない部分の最大深さ ( $a_i$  cm) を測定する（図1参照）。

$a$  : 実測した中性化深さの相加平均値

判別式  $a \leq 1.5 \text{ cm}$  ..... 1.0

$1.5 \text{ cm} < a < 3 \text{ cm}$  ..... 直線補間

$3 \text{ cm} \leq a$  ..... 0.5

なお、塩分（0.1% を超えるもの）を含む砂利、砂が使用されていることを材料試験によって確認した場合は、平均値  $a$  の欄に塩分濃度を記入し、中性化深さの実測結果によらず判別式の評点④を 0.5 に読み替えることとする。

(b) 鉄筋かぶり厚さ :  $b$

前記③—(a)のコンクリート中性化深さの測定を行った柱頭 1 箇所、柱脚 1 箇所、梁 2 箇所について鉄筋かぶり厚さを測定し、その平均値を鉄筋かぶり厚さ  $b$  とする（コア抜きを行った梁・壁の測定値は使用しない）。

鉄筋かぶり厚さの測定方法は以下による。

仕上材を除いたコンクリート躯体表面から、帯筋またはあばら筋の外側までの垂直距離 ( $b_i$  cm) を測定する（図 1 参照）。

$b$  : 実測した鉄筋かぶり厚さの相加平均値

判別式  $3 \text{ cm} \leq b$  ..... 1.0

$1.5 \text{ cm} < b < 3 \text{ cm}$  ..... 直線補間

$b \leq 1.5 \text{ cm}$  ..... 0.5

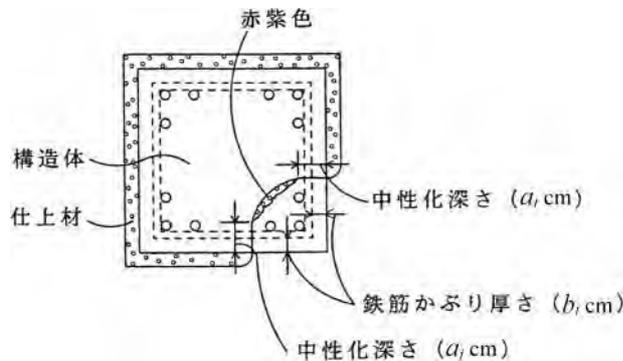


図 1 中性化深さ及び鉄筋かぶり厚さの測定方法

④ 躯体の状態 :  $D$

当該建物の柱、梁、壁、床について躯体の状態の測定を行い、表 3 により状態に応じたグレードを求め、その最低値を躯体の状態  $D$  とする。

躯体のひび割れを評価し、モルタル等の収縮亀裂を評価しないように留意する。なお、コールドジョイントやジャンカなど施工の善し悪しも経年劣化に影響を与える要因であり、表 3 により状態に応じたグレードを求め、これを評価してよい。

表3 躯体の状態のグレード

躯体の状態	グレード
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ひび割れがほとんど認められない。</li> <li>・コールドジョイントがほとんど認められない。</li> <li>・ジャンカがほとんど認められない。</li> </ul>	1.0
<ul style="list-style-type: none"> <li>・幅 0.3 mm 未満のひび割れが多数あるか、または、幅 0.3 mm 以上のひび割れが部分的に認められる。</li> <li>・コールドジョイントに沿った仕上面のひび割れがあり、かつ、漏水跡が認められる。</li> <li>・ジャンカが部分的に認められる。</li> </ul>	0.8
<ul style="list-style-type: none"> <li>・幅 0.3 mm 以上のひび割れが多数あるか、または、幅 1.0 mm 以上のひび割れが部分的に認められる。</li> <li>・表面積 30 cm 角程度のジャンカが多数認められる。</li> </ul>	0.5

D：躯体の状態によるグレードの最低値

⑤ 不同沈下量： $\phi$

各階の張間・桁行両方向について沈下量測定を行い、相対沈下量の最大値により評価する。  
 なお、測定マークは構造体に設定することを原則とするが、それが困難な場合は構造体より 1 m の範囲内に設定する（例えば窓台等）。

$$\phi = \varepsilon / L \dots\dots\dots(8)$$

ここで、 $\varepsilon$ ：各方向の隣り合う柱間の相対沈下量

$L$ ：隣り合う柱間の距離

判別式	$\phi \leq 1/500$ または測定しない場合	1.0
	$1/500 < \phi < 1/200$	直線補間
	$1/200 \leq \phi$	0.5

⑥ コンクリート圧縮強度： $k$

Ⓐ構造耐力①保有耐力(b)コンクリート圧縮強度  $k$  の評価で用いたコンクリート圧縮強度が低い場合（コンクリート圧縮強度が 13.5 N/mm<sup>2</sup> 未満の場合）は、同一階 6 本以上のコンクリートコアの圧縮強度の平均値  $\sigma$  (N/mm<sup>2</sup>) より、下記の低減係数  $k$  を求め、健全度全体に乗じる。

判別式	$13.5 \leq \sigma$	1.0
	$10 < \sigma < 13.5$	直線補間
	$\sigma \leq 10$	0.8

⑦ 火災による疲弊度：S

当該建物が耐力度測定時まで火災による被害を受けたことがある場合、その被害の程度が最も大きい階について被災面積を求め、その階の床面積に対する割合をもって評価する。

$$S = S_t / S_0 \dots\dots\dots (9)$$

ここで、  $S_t : S_1 + S_2 \times 0.75 + S_3 \times 0.5 + S_4 \times 0.25$

$S_0$  : 当該階の床面積

$S_1, S_2, S_3, S_4$  : 表4の被災程度により区分される床面積

表4 被災程度と床面積

被災床面積	被災程度の区分
$S_1$	構造体変質： 火災により非構造材が全焼し、構造体の表面がはぜ割れ等の変質をしたもの
$S_2$	非構造材全焼： 火災により非構造材が全焼したが、構造体は変質していないもの
$S_3$	非構造材半焼： 火災により非構造材が半焼したもの
$S_4$	煙害程度： 火災により煙害または水害程度の被害を受けたもの

判別式  $S = 0 \dots\dots\dots 1.0$

$0 < S < 1 \dots\dots\dots$  直線補間

$S = 1 \dots\dots\dots 0.5$

3.2.4 ㉔立地条件の記入方法

(1) 目的

この欄は耐力度測定を行う建物の立地条件について調べるものである。

(2) 各欄の記入説明

① 地震地域係数

地域区分は建設省告示第1793号（最終改正：平成19年国土交通省告示第597号）第1に基づき、該当するものを○で囲む。

② 地盤種別

地盤種別は基礎下の地盤を対象とし建設省告示第1793号（最終改正：平成19年国土交通省告示第597号）第2に基づき、該当するものを○で囲む。

③ 敷地条件

当該建物の敷地地盤の状況に基づき、該当するものを○で囲む。

④ 積雪寒冷地域

積雪寒冷地域は義務教育諸学校施設費国庫負担法施行令第7条第5項の規定に基づき、該当する地域区分を○で囲む。

⑤ 海岸からの距離

当該建物から海岸までの直線距離に該当する区分を○で囲む。

### 3.2.5 調査票（裏面）の図面の記入方法

調査対象建物の平面図、断面図等を記入する。

建築年が異なる場合は1棟全体を記入し、調査対象の範囲を明示する。

## 第 4 章 耐力度調査票付属説明書の解説

## ■耐力度調査の特徴及び耐震診断との関係

今回の改定では、RC造の耐力度測定方法は、基本的に構造耐力に耐震診断結果を利用することとしている。耐震診断は当該建物が地震に対してどの程度耐え得る力を有しているかについて、構造力学上から診断するものであり、公立学校施設においても耐震診断を実施し、構造耐震指標  $I_S$  等を求め、これらによって耐震補強・改築の判断が行われている。そのため、耐震診断は構造耐力、特に耐震性能が不足している建物に用いると低い評価が得られる。一方、耐力度調査では当該建物の耐震性能を構造耐力で評価することに加え、耐力低下及び機能面に関する老朽化の程度を健全度で調査し、さらに将来にわたって構造耐力と健全度に影響すると思われる環境要因を立地条件として加味して改築かどうかを総合的に判断する。特に、健全度のウエイトが高くなっていることが耐力度調査の特徴であり、構造耐力のほか、健全度や立地条件に問題がある場合にも低い評価となる。

耐震診断は地震に対する安全性の高い建物の発見（すなわち、評価の高いものの発見）を目的としている。このことは、耐力度調査が構造上の危険性に主眼を置いた老朽化建物の発見（すなわち、評価の低い建物の発見）を目的としていることと好対照をなしている。

耐震診断では、まず低次の診断で多数の建物の中から耐震安全性が確実に高いものを選んで取り分け、残った建物をより精度の高い高次の診断にかけていく。健康診断における集団検診と精密検査との関係と似ている。低次の診断で出てくる評点は一般に低めであり、高次の診断を行うと評点が上るような仕組みになっている。そこで、評点の高いものは確実に安全だと言えるが、低いものが直ちに危険だというわけではない。

これに対して、耐力度測定は、多数の建物の中から危険性と老朽化度の高い建物を選ぶことを目的としている。このため十分な調査を行わずに予備的な測定だけで簡単にやると一般に高めの評点が得られ、より詳細な測定項目を加えて手間をかけて耐力度測定を行うと、次第に評点が下っていくように作られている。したがって、耐力度の低いものが危険あるいは老朽化が著しいと言うことはできるが、高いものが安全あるいは老朽化していないとは必ずしも言えない。

## ■耐震診断のこれまでの動向

はじめに本耐力度測定方法と関係深い耐震設計法、耐震診断法のこれまでの動向を整理する。耐震診断の必要性が本格的に認識され始めたのは、昭和43年十勝沖地震により、北海道や青森県地方のRC造建物が予想外の被害を受けたことがきっかけになったと言ってよいであろう。もっとも耐震的な建築であるとされていたRC造建物に被害が生じ、とくに学童を預かり、災害時の避難場所と考えられていた学校校舎に被害が多く生じたことが、社会でも、また、建築の分野でも重要視された。

この地震だけに限ったことではないが、とくに昭和43年十勝沖地震の後には、被害原因の究明、あるいは、RC造建物の耐震性能に関する調査研究が促進され、多くの成果が発表さ

れた<sup>1, 2)</sup>。個々の被害建物の直接の原因は様々であったが、無被害の建物の調査結果をも含めて、昭和 43 年十勝沖地震からは多くの教訓が得られた。それらの中で耐震設計の理念に関するもっとも重要な教訓は、「同じように建築基準法、同施行令、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準などの規定に従って設計された建物でも、その耐震性能は様々で、通常予想される程度の地震では被害をうけるものも含まれている。」<sup>3)</sup> という点であろう。

同地震の後で行われた建築基準法施行令の改正（昭和 45 年）、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準」の改定（昭和 46 年）、新しい耐震設計法の提案<sup>4~10)</sup>、あるいは既存建物の耐震診断法の提案<sup>11~16)</sup>などの動きは全てこの教訓によるもので、昭和 53 年の宮城県沖地震などでもこの教訓が再確認され、昭和 56 年の建築基準法施行令の全面的な改正（以下、「新耐震設計基準」という）につながった。これらの耐震設計法あるいは耐震診断法に関する多くの提案に共通した目標は「建物の耐震性能を正しく評価すること」であると言えよう。新しい建物の設計の際には出来上る建物の耐震性能を正しく評価し、地震を受けた時にはどのような挙動をするかを明確にすることであり、既存建物にあっても耐震性能を評価し、同じく地震を受けたときの建物の挙動を把握し、必要があれば地震を受ける前に補強しておこうという動きである。「耐震診断」の必要性はこのような背景から生まれたものであり、当然のことながら「耐震設計」と表裏一体のものである。

また、平成 7 年の兵庫県南部地震では、学校建築を含む多数の既存建物に被害が生じ、同年 12 月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が、7 月には「地震防災対策特別措置法」が施行され、平成 8 年度を初年度とする「地震防災緊急事業 5 箇年計画」が策定され、公立学校施設整備を中心に既存建物の耐震改修が全国的規模で展開されるに至った。さらに平成 25 年 11 月には「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が改正され、不特定多数が利用する建築物などについて耐震診断の実施及び報告が義務付けられた。これらの耐震改修計画においては以下に紹介する耐震診断法が広く適用されている。

## ■耐震診断法、新耐震設計基準の概略

### (1) 耐震診断と耐力度調査の関係

「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」<sup>16)</sup>（以下、「RC 診断基準」という）によれば、構造体の耐震性能は、建物の各階・各方向ごとに構造耐震指標  $I_S$  で表わされ、

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \dots\dots\dots(4.1)$$

となる。 $I_S$  指標は、本耐力度測定方法の  $q_X$ 、 $q_Y$  の算定で利用するものである。

$E_0$  は保有耐震性能を表わす基本指標で保有性能基本指標と呼ばれ、 $S_D$ 、 $T$  はいずれも 1.0 を標準として  $E_0$  指標を修正する値である。

すなわち、 $S_D$ ：形状指標または構造計画指標と呼ばれ、略算では考慮するのが困難な建物の平面・立面形状、剛性の分布などの耐震性能に及ぼす影響をチェックリ

スト方式により考慮しようとするものである。標準を 1.0 とし、構造的に複雑だと数値が低くなる。ただし、地下室がある建物では 1.2 が標準となる。

$T$ ：経年指標と呼ばれ、経年変化により建物の耐震性能が劣化している場合には 1.0 より小さな値となる。

したがって、耐震診断結果を利用する場合、 $E_0 \cdot S_D$  を本耐力度測定方法の保有耐力の評点として用い、 $T$  指標に対応する健全度を別途評価する。さらに本耐力度測定方法では、耐震診断法にはない立地条件の測定項目で、将来にわたって構造耐力と健全度に影響すると考えられる要因による評価が加味される。

このようなことから、耐震診断の項目と耐力度調査の項目を比較すると、

①構造耐力—— $E_0 \times S_D$

②健全度—— $T$

③立地条件

という対応関係がほぼ成立する。

## (2) 耐震診断の考え方

ここで、 $I_S$  の基本となっている  $E_0$  指標について少し詳細に触れることにする。

$E_0$  の算定方法は二つあり、一番目の考え方は、

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times C \text{ (強さの尺度)} \times F \text{ (ねばりの尺度)} \dots\dots\dots(4.2)$$

であり、 $C$  は強度指標、 $F$  は靱性指標と呼ばれ、 $(n+1)/(n+i)$  は後述するように新耐震設計基準の  $A_i$  分布の逆数に対応するものである。ここで靱性指標  $F$  の概念を図 4.1 によって説明を行う。ある地震動に対して建物 A の地震応答変位が部材角にして 1/250 になったとする。この場合、建物 A の  $E_0$  指標を  $E_{0A} = C_A \times 1.0$  とする。同じ地震動を建物 B のようにさらに変形能力に富んだ建物に作用させ、地震応答変位がちょうど建物の変形限界  $R_B$  に達するようにするために、この種の建物に必要とされる強度  $C_B$  を求める。もし建物の強度が  $C_B$  であれば、この建物の  $E_0$  指標は建物 A と同じであると定める。すなわち、

$$E_{0B} = E_{0A} = C_A \times 1.0 = C_B \times F_B \dots\dots\dots(4.3)$$

となる。したがって建物 B の靱性指標  $F_B$  は

$$F = F_B = C_A/C_B \dots\dots\dots(4.4)$$

と定義される<sup>17)</sup>。この手順は建物 B が建物 A より変形能力で劣る場合にも適用される。一方、RC 診断基準で想定している水平力と変位の関係は図 4.2 に示す関係にあるので、想定する破壊点の耐力と靱性指標が決まれば  $E_0$  指標が求まる。例えば、部材角 1/500 では靱性指標

は 0.8 なので、

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times (C_{SC} + 0.7C_S + 0.5C_C) \times 0.8 \dots\dots\dots(4.5)$$

部材角 1/250 では靱性指標は 1.0 であり、既に  $C_{SC}$  材は破壊されているので ( $C_{SC}$  材がなくとも同様である)、

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times (C_S + 0.7C_C) \times 1.0 \dots\dots\dots(4.6)$$

となる。

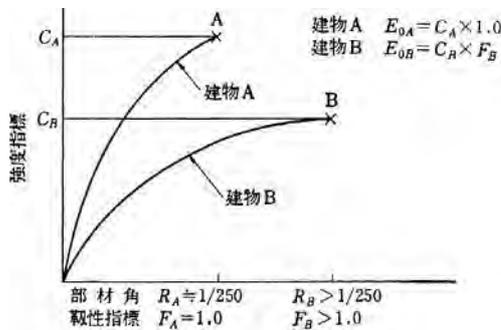


図 4.1  $E_0$  指標値の求め方<sup>17)</sup>

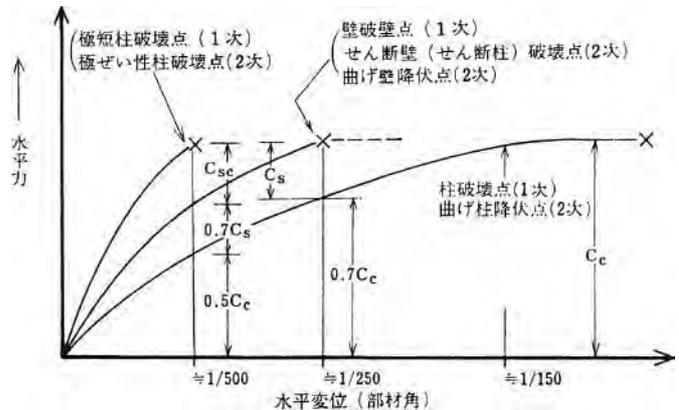


図 4.2 RC 診断基準で想定している水平力・変位関係<sup>16)</sup>

二番目の考え方は、第 2 次診断法、第 3 次診断法に使われるもので、

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \dots\dots\dots(4.7)$$

ここに、 $E_i = C_i \cdot F_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) である。この考え方はそれぞれのグループの 2 乗和の平方根を  $E_0$  指標とすることであり、それぞれ単一のグループで構成されているより耐震性能は高いが、それらの単純和よりも低いということである。すなわち  $E_0$  指標値は、第 2 種構造要素 (その部材の破壊によりそれまでその部材が保持していた鉛直力を代わって支持できる部材がその部材の周囲にない鉛直部材または架構を指し、その部材の破壊により建物全部もしくは一部が崩壊することを意味する) の有無にもよるが、式 (4.5)、(4.6) 及び (4.7) のうち大きな値をとると定められているので、式 (4.7) で値が決まる場合は  $E_3$  の値が大きい場合である。 $E_1$ 、 $E_2$  に対応する部材が破壊する過程においてエネルギーを吸収し、 $E_3$  に対応する部材が単独で破壊点に達するのに比べて破壊点に達しづらくするという意味合いをもっている。

この RC 診断基準にはこれまで述べてきた構造耐震指標  $I_S$  とともに非構造部材耐震指標  $I_N$  がある。非構造部材耐震指標  $I_N$  は、地震時に非構造部材の外壁に破壊が起り、それらの落下等による人命の危険に対する安全性を診断するための指標であり、本耐力度測定方法の層間変形角の検討に対応するとも言えよう。

(3) 耐震診断と新耐震設計基準の関係

最後に新耐震設計基準を RC 診断基準と対比して説明を行う。

新耐震設計基準の大地震時における必要保有水平耐力  $Q_{un}$  と保有水平耐力  $Q_u$  の関係は

$$\left. \begin{aligned} Q_u &\geq Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \\ Q_{ud} &= Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W \\ C_0 &\geq 1.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4.8)$$

であり、 $Q_u/W = C$  とおき、 $Z = 1.0$  として式を変形すれば、

$$R_t \cdot C_0 \leq \frac{1}{A_i} \cdot \frac{1}{F_{es}} \cdot \frac{1}{D_s} \cdot C \dots\dots\dots(4.9)$$

となる。

RC 診断基準において耐震判定指標値を  $I_{S0}$  とおけば、第 2 次、第 3 次診断の判定は、

$$I_{S0} \leq I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \dots\dots\dots(4.10)$$

となる。ここで、

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \dots\dots\dots(4.11)$$

とし、経年指標  $T = 1.0$  として (4.10) 式に代入して変形すると

$$I_{S0} \leq I_S = \frac{n+1}{n+i} \times S_D \times F \times C \dots\dots\dots(4.12)$$

となる。

したがって、

- ①  $R_t \cdot C_0$  が  $I_{S0}$  と対応し、
- ②  $1/A_i$  と  $(n+1)/(n+i)$  が対応し、
- ③  $1/F_{es}$  が  $S_D$  と対応し、
- ④  $1/D_s$  と  $F$  が対応する

ことになる。

本耐力測定方法において、新耐震設計基準による建物の大地震時における層間変形角  $\theta$  を算定するときの  $F_u$  を考える場合に、上記の④の関係をを用いた算出方法としている。

以上の予備知識を示した上で各項目の解説を行うことにする。



判別式	$1.0 \leq q$	……………	1.0
	$0.5 < q < 1.0$	……………	直線補間
	$q \leq 0.5$	……………	0.3

なお、新耐震設計基準で設計された建物については、水平耐力の評点を 1.0 と評価する。

また、新耐震設計基準の建物も含め、RC 架構の上に鉄骨屋根を載せた R タイプと呼ばれる屋内運動場については、鉄骨屋根の RC 架構への定着部（接合部）について、地震力によって定着部に作用する応力に対する定着部の耐力の比を算定し、その最小値に基づく係数  $r\alpha$  を式 (1) の右辺に乗じて得られる  $q$  により評価する。なお、応力に対する耐力の比が、定着部の大部分で低い場合には、応力に対する耐力の比の平均値に基づいて係数  $r\alpha$  を評価する。その際、式 (2) の下限値の 0.7 を 0.5 と読み替える。

$$r\alpha = \min(m_1\alpha, m_2\alpha, q_1\alpha, q_2\alpha) \geq 0.7 \text{ ……………(2)}$$

ここで、 $m_1\alpha$ ：地震力によって定着部に作用するモーメントに対する定着部の曲げ耐力（最大耐力）の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定着部について算定した最低値（1.0 を上限とする）

$m_2\alpha$ ：張間方向の応力に対して、前記  $m_1\alpha$  と同様に算定した値

$q_1\alpha$ ：地震力によって定着部に作用するせん断力に対する定着部のせん断耐力（最大耐力）の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定着部について算定した最低値（1.0 を上限とする）

$q_2\alpha$ ：張間方向の応力に対して、前記  $q_1\alpha$  と同様に算定した値

(a)  $q_X$ 、 $q_Y$  について

$q_X$ 、 $q_Y$  は RC 診断基準の第 2 次診断法（現行版以前の基準でもよい）で算定された  $I_S$  を使用することを原則とする。このとき、ひび割れ等の躯体の劣化による影響は健全度で考慮しているため、 $I_S$  を経年指標  $T$  で除した値を  $q_X$ 、 $q_Y$  とする。なお、経年指標が不明の場合には  $T = 1.0$  として計算してもよい。

RC 診断基準では  $I_S$  算定時に地域係数  $Z$  を考慮することにはなっていないが、学校施設の耐震診断において  $I_S$  算定時に地域係数  $Z$  を考慮して判定している場合がある。耐力度調査では地域係数の影響は立地条件で考慮するため、この場合には  $q_X$ 、 $q_Y$  算定時に使用する  $I_S$  は地域係数を  $Z = 1.0$  として計算される値とする必要がある。

学校施設の耐震化においては、RC 診断基準の第 2 次診断法が適用され、その判定値は 0.7 とされている。そこで、 $q_X$ 、 $q_Y$  は  $q$  の算定で両方向の積とすることや他の診断次数での運用も考慮して、耐震診断で算定された  $I_S$  をこの判定値 0.7 で除し、検定値の形で表すこととした。

前述のように、 $q_X$ 、 $q_Y$  の算定では第2次診断法による診断結果の使用を原則とするが、第3次診断法が適用されている場合には、その診断結果を用いてよい。また、RC造壁式構造に限っては、分母の0.7を第1次診断法の判定値に相当する0.9として算定することを条件に、第1次診断法による耐震診断結果を用いることができる。

(b)  $q_X$ 、 $q_Y$  の積について

保有耐力の評点  $q$  は、同一階の X、Y それぞれの方向について求められた  $q_X$ 、 $q_Y$  の積として算出される。これは、RC診断基準の構造耐震指標  $I_S$  と被害の関係（十勝沖地震（昭和43年）、宮城県沖地震（昭和53年）、伊豆大島近海地震（昭和53年）の結果<sup>18)</sup>）を示した図4.3にもその傾向がうかがわれるように、二方向とも耐震性能が劣る場合に被害が大きくなる傾向があることを取り入れるためである。一方でこれは、ある方向の耐震性能が低くても、他の方向の性能が高ければ被害は軽減される傾向にあることをも意味するが、両方向の評点に極端な開きがある場合にこの考えを適用すると、ある方向の性能のみが極端に低い建物を見落す危険性があるので、 $q_X$ 、 $q_Y$  それぞれについて、1.0を上限にすることとした。

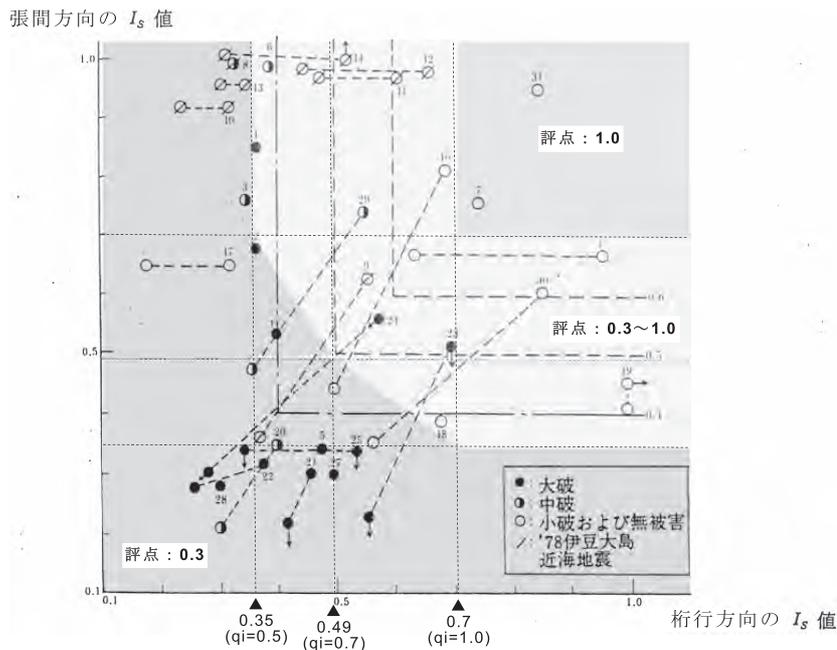


図4.3 第2次診断用  $I_S$  指標値と震害（文献18に加筆）

(c) 評点と配点について

RC診断基準の構造耐震指標  $I_S$  と被害の関係を示した図4.3より、 $I_S$  値が0.6を上まわると無被害の領域に入ることがわかる。一方で、両方向の  $q_i$  の積が0.5以下となる範囲で大破した建物が多くなり、このことを考慮して判別式の境界値0.5を定めた。また、 $q$  が0.5のとき、ある方向の  $q_i$  が1.0であれば、他方向の  $q_i$  は0.5となるが、これは  $I_S$  値で0.35に相当し、耐力度測定の対象となる学校建物の  $I_S$  値は通常0.3を上回っていると考えられていることとも整合する。

一方、平成7年兵庫県南部地震を経験した学校建物のうち、74棟を対象に第2次診断を

実施し、その  $I_S$  値と被害程度の関係を示したものが図 4.4 である。図 4.4 から、建設年が古くなるに従い  $I_S$  値は低くなるとともに被害程度が大きい建物の割合が増加する傾向にあること、若干の例外は認められるものの概ね  $I_S$  値が 0.6 を上回ると、崩壊、大破等の深刻な被害の割合は低くなっていることがわかる。しかし、 $I_S$  値が大きい建物についても大破の被害が見られるが、これらは靱性型建物であることが判明している。このような靱性型建物では大きな変形によって構造体への悪影響が考えられるほか、非構造部材や設備の被害も予想される。この影響については、②層間変形角で考慮することとしている。

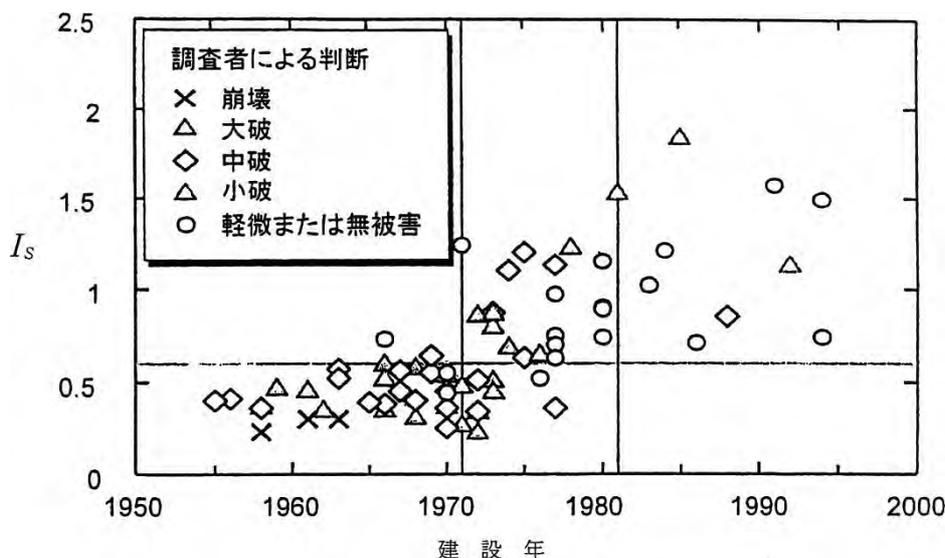


図 4.4 平成 7 年兵庫県南部地震における第 2 次診断用  $I_S$  指標値と被害<sup>19)</sup>

(d) 耐震診断を実施していない場合

昭和 56 年に施行されたいわゆる新耐震設計基準と呼ばれる現行の耐震基準以前の基準で建てられた建物で耐震診断が未実施であるものについては、耐震診断の手法を用いて水平耐力  $q$  を算定する。

(e) 新耐震設計基準で設計された建物の取り扱い

現行の耐震基準（新耐震設計基準）に従って建てられた建物については、基本的に耐震診断結果に基づく評価法による評価とするが、これまでの地震被害状況から当該建物には十分な耐震性能が備わっていると考え、後述する構造耐力上の問題点等がなければ RC 診断基準の第 2 次診断法による構造耐震指標  $I_S$  を算定することなく、水平耐力  $q$  の評点は満点とする。ただし、当該建物が R タイプ屋内運動場である場合には、次の (f) に示す通り定着部の耐力に基づく係数  $r_\alpha$  を考慮して  $q$  を評価しなければならない。すなわち、定着部を考慮しない水平耐力（満点）に係数  $r_\alpha$  を乗ずるため、 $q = r_\alpha$  となる。また、次項に示すコンクリート圧縮強度  $k$  については必ずコア抜き取りによる強度試験を行い、その結果を評価に反映する。

建築後の状態の変化があり構造耐力などが設計時の想定とは異なると考えられる場合や、新耐震設計基準の施行後にわかった新たな知見を踏まえると構造耐力などが設計時の想定

とは異なると考えられる場合については、耐震診断基準の手法または保有水平耐力計算の手法を用いて現状を反映した水平耐力  $q$  を算定し、その結果に基づき評価する。なお、保有水平耐力計算による場合には、 $q_x$ 、 $q_y$  を当該階各方向の保有水平耐力と必要保有水平耐力との比 ( $Q_u/Q_{un}$ ) とする。このとき、耐震診断結果に基づく場合と同様、地域係数を  $Z = 1.0$  として計算する。

(f) R タイプ屋内運動場の定着部における荷重伝達能力の検討

RC 架構の上に鉄骨屋根を載せた R タイプと呼ばれる屋内運動場における鉄骨屋根の RC 造への定着部（接合部）は、新耐震設計基準の体育館も含め、東日本大震災でも大きな地震被害が多く発生した箇所である<sup>20, 21)</sup>。代表的な被害の例は、図 4.5 に示すせん断力作用位置がずれることで作用する曲げによるアンカーボルトの破断と、せん断力によるコンクリートの側方破壊（写真 4.1 にも示す）である。前者は、平成 7 年以前に一般的に行われていた柱脚をピンと仮定して設計された建物で起こりやすい被害である。また、後者はアンカーボルトのへりあきが不足している場合に起こる被害であり、設計式が日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」<sup>22)</sup>にしか記述されてこなかったことから、多くの場合設計時に見落とされている。特にコンクリートの側方破壊が起こると、高い位置から重量のあるコンクリート塊が落下し非常に危険であることから、RC 架構の上に載せられた鉄骨屋根の RC 造への定着部（接合部）は、新耐震設計基準の体育館も含め検討を行うこととした。

水平耐力  $q$  の算定では、検討結果の最低値に基づく係数を  $r_\alpha$  で表し、 $I_S$  に基づいて算定された ( $q_x \times q_y$ ) に乗ずることとしているが、構造耐力への影響度を勘案して  $r_\alpha$  の下限値を 0.7 とした。ただし、鉄筋コンクリート構造の耐力が十分でも鉄骨屋根との定着部のほとんどが耐力不足であり、定着部の補強を実施しないまま使用されている施設は、地震時におけるコンクリート塊落下による危険性が特に高い建物と判断される。このような場合には、式 (2) による最低値に基づく  $r_\alpha$  に換えて下式による平均値に基づく  $r_\alpha$  を使用して水平耐力  $q$  を算定することができる。下式の平均値に基づく  $r_\alpha$  を算定する場合には、定着部全数の耐力を算定してその平均値を計算することとする。下式で算定された  $r_\alpha$  が小さな値となる場合には、複数の定着部でコンクリート塊が落下する危険性が特に高いと判断されるため、その影響度を考慮して  $r_\alpha$  の下限値を 0.5 としている。

$$r_\alpha = \min(m_1\bar{\alpha}, m_2\bar{\alpha}, q_1\bar{\alpha}, q_2\bar{\alpha}) \geq 0.5$$

ここで、 $m_1\bar{\alpha}$ ：地震力によって定着部に作用するモーメントに対する定着部の曲げ耐力（最大耐力）の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定着部について算定した平均値（1.0 を上限とする）

$m_2\bar{\alpha}$ ：張間方向の応力に対して、前記  $m_1\alpha$  と同様に算定した値

$q_1\bar{\alpha}$ ：地震力によって定着部に作用するせん断力に対する定着部のせん断耐力（最大耐力）の比を 1.2 で割った値であり、桁行方向の応力に対して各定

着部について算定した平均値（1.0 を上限とする）

$q_2\bar{\alpha}$ ：張間方向の応力に対して、前記  $q_1\alpha$  と同様に算定した値

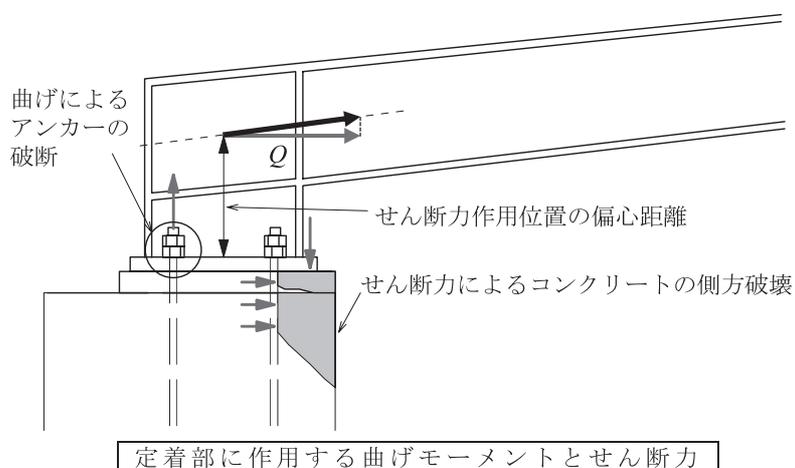


図 4.5 定着部における被害の例



写真 4.1 定着部における側方破壊の例

定着部に作用する応力は、「屋内運動場等の耐震性能診断基準」<sup>23)</sup>に従い架構間の応力伝達を考慮して算定する。張間方向に地震力が作用する場合を例に、応力の算定方法を図 4.5 及び図 4.6(a)、(b) に示す。まず、図 4.6(a) のように屋根構面をモデル化し、各質点に地震力を作用させる。図 4.6(b) のように、隣接する構面から屋根面ブレースを介して伝達する水平力を考慮して定着部に作用する水平力  $Q$  を求め、図 4.5 のように  $Q$  によって定着部に作用するモーメントとせん断力を求める。

一方、定着部の耐力について、曲げに対する最大耐力とせん断力に対するアンカーボルトの最大耐力は、日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」<sup>24)</sup>により算出し、せん断力に対するコンクリートの最大耐力は、日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」<sup>22)</sup>により算出する。

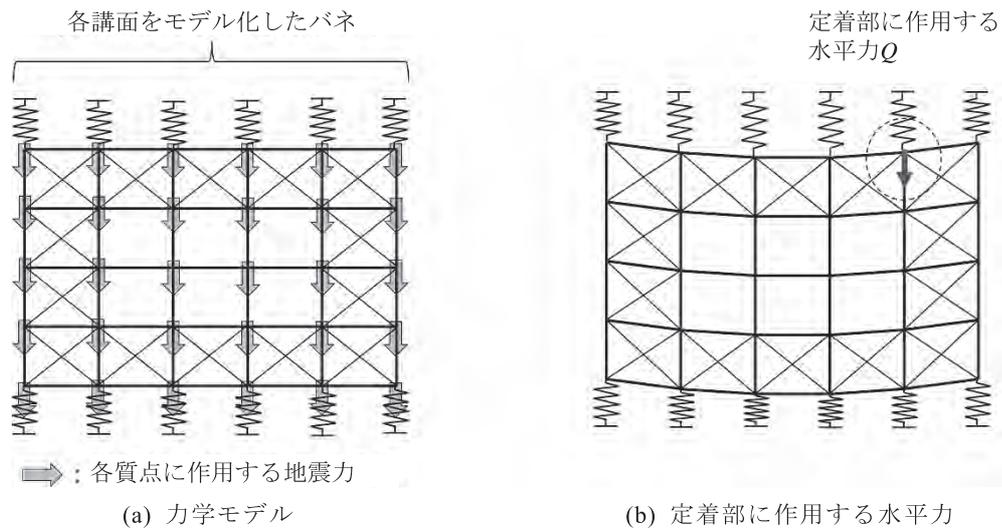


図 4.6 定着部の応力算定方法

なお、定着部に作用するモーメント並びにせん断力に対する終局耐力の比を 1.2 で割った値をとるのは、材料強度のばらつきも踏まえたことによる。

せん断力に対するコンクリートの最大耐力の計算例を以下に示す。図 4.7 に示すように、2 本のアンカーボルトが 2 列並んで配置されており、へりあき ( $c$ ) が 80 mm、はしあきがへりあき (この場合 80 mm) より長く、アンカーボルト間隔がへりあきの 2 倍 (この場合 160 mm) 以上あり、コンクリート強度は  $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  とする。日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」<sup>22)</sup>によると、コンクリートの側方破壊耐力は下式で与えられる。

$$Q_c = 0.31\sqrt{F_c} \cdot A_{ac}$$

ここで、  $F_c$  : コンクリートの強度

$A_{ac}$  : 側方のコーン状破壊に対する有効投影面積<sup>22)</sup>

(有効投影面積については「各種合成構造設計指針・同解説」<sup>22)</sup>を参照すること)

この場合、側方のコーン状破壊に対する有効投影面積  $A_{ac}$  は、 $0.5\pi \cdot c^2$  となることから、アンカーボルト 2 本に押されるコンクリートの側方破壊耐力は

$$Q_r = 2 \times 0.31\sqrt{F_c} \cdot A_{ac} = 0.62\sqrt{18} \times 0.5 \times 3.14 \times 80^2 = 2.6 \times 10^4 \text{ (N)} = 26 \text{ (kN)}$$

となる。定着部としては、アンカーが 4 本あることから、 $2Q_r = 52 \text{ (kN)}$  がコンクリートの側方破壊で決まる場合の定着部のせん断耐力 (最大耐力) となる。

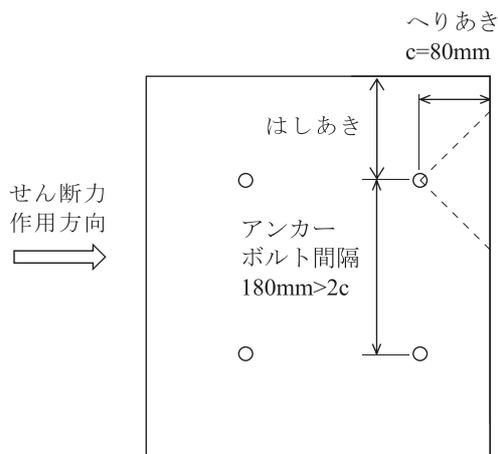


図 4.7 定着部におけるアンカー配置の例

(2) コンクリート圧縮強度

(b) コンクリート圧縮強度： $k$

構造上主要な部分である梁、壁のうち健全に施工された部分について建築年が異なるごとに、各階 1 箇所以上かつ合計 3 箇所以上で採取したコアによるコンクリート圧縮強度試験を行い、その平均値によりコンクリート圧縮強度を評価する。

$$k = F_c / 20 \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $F_c$ ：コンクリート圧縮強度（単位： $\text{N}/\text{mm}^2$ ）

判別式  $1.0 \leq k \dots\dots\dots 1.0$

$0.5 < k < 1.0 \dots\dots\dots$  直線補間

$k \leq 0.5 \dots\dots\dots 0.5$

新耐震設計基準の建物及び耐震診断未実施の建物については、圧縮強度は各階 1 箇所以上かつ合計 3 箇所以上のコア試験による値であること。採取コアの直径は 10 cm、高さは 20 cm を標準とし、試験は原則として、公的試験所等で行うこととする。

耐震診断実施済みの建物については、採取したコアによるコンクリート圧縮強度を耐震診断で考慮していれば  $k = 1.0$  とし、診断時に実施したコア試験の結果について最も平均値が低い階の結果を調査票に記入する（コンクリート強度を耐震診断で考慮していない場合、新たに採取したコアのコンクリート強度試験の結果を評点に反映してもよい）。

なお、コンクリート圧縮強度が著しく低く（コンクリート圧縮強度が  $13.5 \text{ N}/\text{mm}^2$  未満の場合）、当該建物の同一階で 6 本以上のコンクリートコアの圧縮強度の平均値が  $13.5 \text{ N}/\text{mm}^2$  未満の場合は、③健全度—⑥コンクリート圧縮強度においても評価する。

本耐力度調査の対象となる一般的な RC 校舎に使用されるコンクリートの設計基準強度が  $18 \sim 21 \text{ N}/\text{mm}^2$  程度であることを考慮し、RC 診断基準を参考にコンクリート強度が 20

N/mm<sup>2</sup>を下回る場合に強度の比率に応じて水平耐力を低減する。ただし、既に耐震診断時にコンクリート強度の影響が考慮されている場合は、 $k = 1.0$ とする。また、新耐震設計基準による建物の場合には、基本的に水平耐力の $q$ 値は1.0とするが、本項目の $k$ 値については必ずコアによるコンクリート圧縮強度を実施して、 $q$ 値への影響を評価する必要がある。

コアの採取箇所数（本数）については、耐震診断実施済みの建物では通常各階3本のコアによるコンクリート圧縮強度試験が実施されており、耐力度調査時に改めてコアの採取を行うことはないと考えられ、今後本項目の主な対象が新耐震設計基準による建物となることを考慮して、今回の改定で必要十分と考えられる数（各階1箇所以上かつ合計3箇所以上）に変更することとした。

なお、コンクリート圧縮強度が著しく低く当該建物の同一階で6本以上のコンクリートコアの圧縮強度の平均値が13.5 N/mm<sup>2</sup>未満の場合は、RC診断基準の適用範囲を超えているため、⑤健全度—⑥コンクリート圧縮強度によっても評価することとした。

#### 4.1.2 層間変形角

##### ② 層間変形角： $\theta$

建物の地上部分の各階について、張間・桁行両方向の層間変形角 $\theta$ （大地震時において各階に生ずる水平方向の層間変位の当該各階の高さに対する割合）を下式によって算出される $F_r$ から表1との対応で求め、その最大値によって評価する。

$$F_r = F_u \cdot \frac{0.7}{(I_S/T)} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $I_S$ ：当該階・当該方向の構造耐震指標（RC診断基準の第2次診断法による値で、 $I_S$ 算定時に地域係数を考慮している場合には、 $Z = 1.0$ として計算した値とする）

$T$ ：RC診断基準の第2次診断法により算定された経年指標

$F_u$ ： $I_S$ 算定時の終局限界時靱性指標

表1  $F_r$  と  $\theta$  の対応関係

$F_r$	1.0	1.27	1.6	2.0	2.6	3.2
$\theta$	1/250	1/150	1/115	1/80	1/50	1/30

※中間は線形補間によってよい。 $F_r \geq 3.2$ の場合は3.2とする。

なお、 $F_u$ が1以下の時は、 $\theta = 1/250$ としてよい。また、水平耐力算定時に求めた各階の $q_i$ 値のうちいずれかが0.85を下回る場合、層間変形角の評点④は $F_r$ の算出式(4)によらず0.5とする。

判別式	$\theta \leq 1/200$ または計算しない場合	……………1.0
	$1/200 < \theta < 1/120$	……………直線補間
	$1/120 \leq \theta$	……………0.5

地震時に発生する層間変形量は、概ね構造体の被害程度に対応すると考えられ、大きな変形によって構造体に有害な影響が出る場合がある。また、各層の変形は、強制変形として帳壁、内外装材、設備等に被害を及ぼす。大地震時における層間変形角の測定方法は、文献 25 と同様に、 $C_T$ — $F$  曲線を耐力スペクトル、 $C_T$ — $F$  グラフ上に描いた判定値曲線 ( $I_{S0} = 0.7$ ) を要求スペクトルとした時の交点を応答変位とする考え方を基本としている (図 4.8 参照)。しかし実用面と耐力度調査における評価という面を考慮し、式 (4) のように  $F_u$  に判定指標と  $I_S/T$  との比を乗ずる簡便な算定方法を用いて、地震時の変形量 (応答変位) に対応する靱性指標の換算値  $F_r$  を算定することとした。なお  $F_u$  が 1 以下の場合には、明らかに大地震時の応答量が  $1/200$  になるであろうことを考慮して、式 (4) によらず  $\theta = 1/250$  としてよいとした。

式 (4) で使用する  $I_S$  値については、水平耐力  $q$  と同様、 $I_S$  算定時に地域係数  $Z$  を考慮している場合には地域係数を  $Z = 1.0$  として計算される値を用いることとする。また、診断結果において  $F_u$  が不明の場合には、便宜的に下式で  $F_u$  を求めてもよい。

$$F_u = \frac{I_S/T}{C_{TU} \cdot S_D}$$

なお、いずれかの方向で  $q_i$  値が 0.85 未満となる階が一つでもある場合 ( $I_S < 0.6$  の場合) には、図 4.3 の  $I_S$  値と震害の関係から耐震性能不足による被害 (地震時の大きな変形) が予測されるので、 $\theta$  の算定結果によらず層間変形角による評価を 0.5 とする。

壁式構造で第 1 次診断法による診断が実施されており、全ての階で各方向の  $q_i$  値が概ね 1.0 以上となる場合には、層間変形角の評価を 1.0 としてよい。

新耐震設計基準による建物の場合には、本章の冒頭で示した新耐震設計基準と RC 診断基準との対比における構造特性係数  $D_S$  と靱性指標  $F$  との対応関係から  $F_u$  値を設定し、耐震診断時の判定値 ( $I_{S0} = 0.7$ ) と必要保有水平耐力算定時における想定地震動レベル ( $C_0 = 1.0$ ) の違いを考慮することで下式により  $F_r$  を算定することができる。

$$F_r = \frac{1}{D_S} \cdot \frac{0.7Q_{un}}{Q_u}$$

なお、 $F_r$  を算定しない場合、あるいはルート 1、2 等の設計で  $D_S$  値が不明または適切に算定できない場合には、層間変形角による評価を 1.0 としてよい。

判別式にみられる数値  $1/200$ 、 $1/120$  は新耐震設計基準に示されている数値である (p.58 資料 1 参照)。この制限は、地震時に帳壁、内外装材、設備等に被害が出たり、構造体に有害な影響が出るのを防いでいるものであり、RC 診断基準の非構造部材耐震指標  $I_N$  と対応するとも言える。前出の図 4.4 において述べたように、 $I_S$  値が大きい場合でも靱性型建物について

は大破の被害が見られ、地震時の大きな変形によって構造体への悪影響が考えられるほか、非構造部材や設備の被害も予想されることから、今回の改定において配点を20点と高くした。

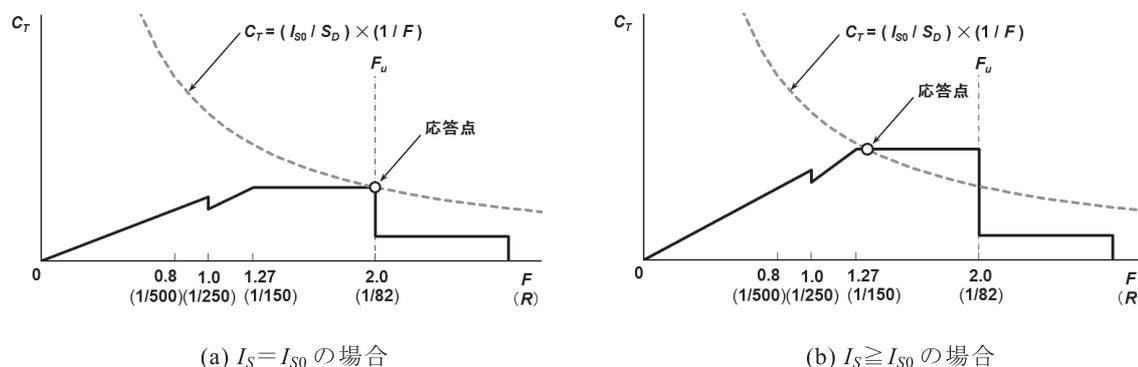


図 4.8  $C_T$ — $F$  曲線と判定値曲線 ( $I_{S0} = 0.7$ ) から求める応答変位の考え方

### 4.1.3 基礎構造

#### ③ 基礎構造： $\beta$

当該建物の基礎及び敷地地盤について、建築年が異なるごとに基礎構造の地震被害に関する指標  $\beta$  を下式により算出して評価する。

$$\beta = u \cdot p \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $u$ ：当該基礎の種類に応じた下記の値

- 木杭基礎  $\dots\dots\dots 0.8$
- RC 杭、ペDESTAL 杭基礎  $\dots\dots\dots 0.9$
- 上記以外の基礎  $\dots\dots\dots 1.0$

$p$ ：基礎の被害予測に関する下記の項目のうち、該当する最小の値とする。

- 敷地地盤で液状化が予想される  $\dots\dots\dots 0.8$
- 杭基礎でアスペクト比が 2.5 以上の建物  $\dots\dots\dots 0.9$
- 上記に該当しない場合  $\dots\dots\dots 1.0$

- 判別式
- $1.0 \leq \beta$  または測定しない場合  $\dots\dots\dots 1.0$
  - $0.5 < \beta < 1.0$   $\dots\dots\dots$  直線補間
  - $\beta \leq 0.5$   $\dots\dots\dots 0.5$

なお、柱が RC 造の屋内運動場で、地中梁が桁行方向と張間方向のいずれか一方しか設けられていない場合は、式 (5) の右辺に 0.75 を乗じて  $\beta$  を算定する。

また、式 (5) に基づく評価よりも詳細な評価として、新耐震設計基準に準じた基礎の耐震計算を行い、杭基礎における水平力に対する検討から得られる検定結果（許容値／作用値）の最小値を  $\beta$  としてもよい。

建築の基礎は建物に作用する荷重及び外力を安全に地盤に伝え、かつ、地盤の沈下または変形に対して安全とすべきものであり、近年の地震によっても基礎の損傷に起因するとみられる RC 造校舎の沈下被害が発生しており、その重要性は高い。なお、最初に本項目が設けられたのは、新潟地震の被災経験からであり、今回の改定においては、平成 7 年兵庫県南部地震による被害経験を踏まえて取りまとめられた下記 1)~3) の「基礎の被害が予測される建物の条件」<sup>26)</sup> を参考にして式 (5) 中の  $p$  を設定した。基礎の種類で示す RC 杭は 1930 年代に開発された既製コンクリート杭を指し、現在用いられている PC 杭、PHC 杭及び場所打ちコンクリート杭は「上記以外の基礎」と評価する。下記の条件は地震を経験した建物について適用される条件であり、そのままを本耐力度調査の項目として取り入れることはできないため、相応の表現に変更してある。なお、下記の 2) 及び 3) の震度に関する部分については、立地条件で考慮される項目であるので、ここではそれ以外について評価することとした。

**【基礎の被害が予測される建物の条件】**

- 1) 斜面地の移動や液状化による地盤流動が認められた地域にある建物
- 2) 自ら被災していなくても、震度 VI+ 以上の地域にあって周辺の建物の被害が大きい建物
- 3) 震度 V+ 以上の地域にあって、アスペクト比が 2.5 以上の建物

当該敷地における液状化の可能性については、各自治体等から発行される液状化マップが一つの判断基準となる。また、当該敷地の地盤調査結果を用いて液状化危険度予測の方法（PL 値）により液状化判定を行うのも一つの方法と考えられる。PL 値による液状化判定を行う場合には、PL 値が 5 を超えるときに液状化が予想されると判定する。

アスペクト比（建物高さ  $H$  と建物の幅（張間） $B$  の比： $H/B$ ）が 2.5 以上の建物はそれほど多くはないと思われるが、部分的にアスペクト比が 2.5 以上となるような建物では、その部分が全体に及ぼす影響等を考慮して判断すればよい。

基礎構造に問題がある場合には、改修により改善することが困難であり、建物を支える根幹部分を評価する重要な項目であるため、今回の改定において他の項目の見直しの関係からも、本項目の配点を旧手法の 20 点から 30 点に引き上げた。

#### 4.1.4 地震による被災履歴

④ 地震による被災履歴： $E$

当該建物が現在までに受けた被害のうち、被災度が最大のもので評価する。なお、ここでの被災度は、日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」により定義されるものである。

無被害～小破……………	1.0
中破……………	0.95
大破……………	0.9

過去の地震により被災した建物は、その被害の大小に応じて構造耐力を低減させる。これは、被災度の大きさによっては、建物の損傷個所に適切な補修を施したとしても被災以前の状況ほどには構造耐力が回復しないと思われること、また、補修により原形復旧がなされたとしても、その後発生する地震により繰り返し同様の被害が生じる可能性が高いこと等を考慮したものである。各被災度に対応する値は、地震により被災し、ある被災度となった建物が適切に補修されているという前提のもと、補修によりどの程度まで構造耐力が回復しているかを表しており、上記の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」に記載されている「耐力回復係数」をもとに決定されている。

なお、特殊なケースとして、

- 1) 複数回中破程度以上の被害を経験した建物
- 2) 小破程度の被害を生じているが明らかに未補修である建物

などが考えられるが、1) については過去に受けた最大の被害に対する評点を用いて耐力度を調査することとする。2) については上記の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>27)</sup>に記載の方法を用いて算出した被災後の耐震性能を使って「保有耐力」を評価してもよい。

地震による被災は、建物全体の性能に影響を与え得ると考えられるので、①から③までの点数の総和にこの係数  $E$  を乗じる。

## 4.2 健全度

### 4.2.1 健全度測定のお考え方

健全度の測定は、対象建物が新築時以降に老朽化した度合を調べ、構造体の劣化を調査するものである。優れた耐久性をもつ RC 造建物も建てられてから年数が経過するにつれ次第に老朽化が進行する。建物は自然現象や継続的使用により劣化し、偶発的な地震や暴風、火災や爆発などによっても損傷を受ける。このように建物の経年的な劣化は、人為的、自然的、偶発的な要因が複雑に組み合わさって進行する。これらの劣化は、建物の構造部分、非構造部分、設備部分において生じる。

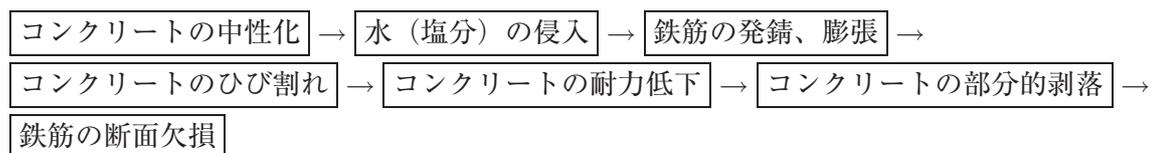
この調査は公立学校施設の老朽化の程度を評価するための調査であり、危険改築の対象建物として、鉄筋腐食が進行した状態、躯体の状態が健全でない RC 造で改修により躯体の健全度を回復させることが難しい建物を想定している。

このため、公立学校施設の耐震化が進んだことにより構造耐力の評価が高くても、躯体の経年劣化が著しい、または多くの測定項目で躯体健全性に問題がある建物が、適正に耐力度点数に反映されて改築事業の国庫補助の対象となるように配慮している。

一方、建築時から 40～50 年経過した RC 造建物でも鉄筋腐食の著しい進展がなく、かぶりコンクリートの著しい変質・変状もなく、健全に躯体施工が行われた建物であれば、必要な補修及び劣化に対する保護を図ることで、今後の長期の供用に耐えられるものと判断される。

### 4.2.2 健全度測定項目と配点のお考え方

RC 造建物の一般的な経年劣化は、



と進行していく。

ひび割れの少ない正常なかぶり厚さをもつ鉄筋がコンクリートの中性化によって発錆することは、後述するように相当の期間が必要である。しかしながら、施工時における欠陥、不同沈下、地盤振動、火災、凍害などによりコンクリートにひび割れが生じた場合、その部分に空気や水分が侵入してコンクリートの中性化が進み、鉄筋をさびさせることが多い。一度鉄筋が発錆するとさびの膨張力によりコンクリートにひび割れが生じ、その部分から水分が侵入し、よりさびの成長が早くなってコンクリートの欠陥を大きくする。コンクリートのひび割れと鉄筋の発錆は劣化を互いに助長し、悪循環を繰返し、局所的な劣化が建物全体に及ぶ。

したがって、RC 造建物の耐力度測定方法では、下記の 7 項目で健全度を測定することにした。