

RC 耐震診断基準の改訂等を踏まえた
2017 年改訂版 実務のための耐震診断マニュアル

2017 年 9 月 1 日

(一般社団法人) 東京都建築士事務所協会

建築物耐震改修評価特別委員会

目 次

はじめに	P.1
1. 実務における耐震診断	
1.1 適用範囲	P.6
1.2 耐震診断の進め方	P.6
1.3 準拠基準	P.7
1.4 診断プログラム	P.8
1.5 耐震診断の対象	P.9
1.6 診断の方針	P.10
1.7 現地調査	P.10
1.8 耐震性能の計算	P.11
1.9 耐震性の判定	P.12
1.10 耐震診断結果のまとめ	P.12
2. 鉄筋コンクリート造	
2.1 適用範囲	P.13
2.2 耐震診断計算の考え方	P.13
2.3 耐震診断の方法	P.16
2.4 建物調査	P.18
2.5 耐震診断計算	P.24
2.6 第1次診断	P.26
2.7 第2次診断	
2.7.1 概要	P.27
2.7.2 建物のモデル化	P.28
2.7.3 部材耐力の計算	P.42
2.7.4 傾斜架構の計算	P.51
2.7.5 形状指標の算定	P.54
2.7.6 I_s 指標の算定	P.60
2.7.7 下階壁抜け柱の検討	P.61
2.7.8 その他の検討	P.69
2.8 第3次診断	
2.8.1 第3次診断と保有水平耐力計算	P.75
2.8.2 第3次診断の方法	P.76
2.8.3 第3次診断の方針	P.80
2.8.4 第3次診断における留意点	P.84

3. 鉄骨鉄筋コンクリート造	
3.1 適用範囲と基本原則	P.89
3.2 現地調査	P.89
3.3 建物のモデル化	P.91
3.4 壁のモデル化	P.91
3.5 柱鉄骨の曲げ強度比	P.92
3.6 非埋込式柱脚の扱い	P.93
3.7 第2種構造要素の検討	P.94
3.8 下階壁抜け柱の検討	P.94
3.9 接合形式等による耐力低減	P.94
3.10 靱性指標 (F)	P.94
3.11 形状指標の算定	P.95
3.12 梁 S 造建物の取扱い	P.95
3.13 第3次診断	P.96
4. 鉄骨造	
4.1 適用範囲と基本原則	P.97
4.2 現地調査	P.97
4.3 十分な調査が実施できない場合の扱い	P.97
4.4 構造図が無い建物の診断	P.98
4.5 現地調査結果の診断への反映	P.99
4.6 耐震診断の方法	P.102
4.7 保有水平耐力の算定	P.103
4.8 部材耐力の計算	P.103
4.9 靱性指標 (F)	P.105
4.10 耐震性能の計算	P.106
4.11 耐震性の判定	P.106
4.12 報告書の作成	P.106
5. 混構造	
5.1 概要	P.108
5.2 混構造建物の診断の基本原則	P.108
5.3 RC 造と補強コンクリートブロック造(CB 造)の混構造	P.110
5.4 RC 造と SRC 造の混構造	P.110
5.5 RC 造と S 造の混構造	P.111
6. 木造	P.114
7. 補強コンクリートブロック造	P.116
8. 軽量鉄骨造	P.118

はじめに

(1) 本マニュアル発行の目的

本協会は、平成 23 年 3 月 18 日に公布された「東京における緊急輸送道路沿道建築物の耐震化を推進する条例（東京都条例第 36 号）」を受け、該当する建物の耐震診断を適切かつ迅速に実施するため、（一般社団法人）日本建築構造技術者協会（JSCA）および（NPO 法人）耐震総合安全機構（JASO）と協力して、「耐震診断マニュアル」（以下「3 団体の耐震診断マニュアル」と言う）を作成し、運用してきた。該当する建物の耐震診断は平成 28 年度末をもってほぼ完了し、現在はこの 2 団体と協力して耐震性能が不足していると判定された建物の耐震改修のための諸活動を行っている。この状況の中で、2001 年版の既存 RC 造建築物の耐震診断基準が本年 7 月に 16 年ぶりに改訂された。今回の改訂は、解説などの見直しと追加は広範囲に及んでいるものの、診断計算に係わる大きな変更は主として以下の 3 点である。

- ①コンクリートの診断採用強度を設計基準強度の 1.5 倍までとすることができる。
- ②形状指標 (S_D) を柱と壁の割線剛性を用いて A～C 法の 3 種のいずれかの方法で算定する。
- ③袖壁のせん断耐力式と、靱性 F を 0.8 とする袖壁の条件が変更された。

これらの変更は I_s 指標の算定に大きく影響するものであるため、既に診断済みでこれから補強設計を行う建物や、新たに診断を行う建物に対して、新・旧診断基準の運用に対する方針を定める必要がある。

一方、2011 年から実施された東京都における緊急輸送道路沿道建物の耐震診断は、主として民間建物を対象とするもので、地上 14 階建て程度の高層建物や、RC 造と SRC 造、RC 造と S 造の混構造建物など、これまでの耐震診断ではあまり扱ってこなかった種類の構造物を多く含んでいた。この診断結果では耐震性能が不足すると判断された建物の比率が、従来の研究¹⁾で把握された比率に比べて極めて多いことが判明した。しかしながら、2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災において東京地域は震度 5 強を含む大きな揺れを経験したものの、診断の対象となった建物には小破に至るような被害は報告されていない。このため、これまでの耐震診断は耐震診断基準を安全側に運用しすぎている可能性がないか見直しする必要がある。

本マニュアルは主として上記 2 点の必要性を踏まえて作成するとともに、できるだけ実務に参考となる情報を多くまとめることを目的としている。

(2) 2017 年版 RC 耐震診断基準の改訂の概要

「2017 年版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準、（一般社団法人）日本建築防災協会」の改訂内容のうち、診断計算に係わる主な改訂内容を表-1 にまとめる。

コンクリートの強度調査に関しては、これまではコアの採取径が原則 100mm とされていたが、採取が困難な場合には採取本数を割増して直径 50mm 以上として良いと改訂された。また、診断採用強度の上限が $1.25F_c$ (F_c : 設計基準強度) から $1.5F_c$ に改訂された。

S_D 指標に関しては、平面形状の f 項の「吹抜の偏在」は「剛床仮定の成立」に変更された。断面形状の i 項「層高の均等性」は剛重比で評価されているとの理由で削除となり、代わりに k 項

において「下階への柱の連続性」が追加された。

偏心率、剛重比については、これまでは剛性計算に部材断面積を用いる方法（ S_D ）と弾性剛性を用いる方法（ F_{es} ）を採用していたが、2017年版ではA～C法の3種の方法が採用されている。A法は柱・壁の割線剛性を用いて従来の偏心率算定式および見直しされた剛重比算定式により評価する方法である。B法は割線剛性を用いて建築基準法の F_{es} 算定式を用いる方法である。C法はA、B法の改良式とされている。A～C法では $F=0.8$ と $F=1.0$ の時の S_D 指標を算出し、建物の性状を判断して S_D 指標を使い分ける。

袖壁については、せん断耐力式と靱性（ F ）の評価方法が改訂された。せん断耐力は、従来は袖壁式（ Q_{su1} ）、耐震壁式（ Q_{su2} ）、柱式（ Q_{su3} ）、雑壁式（ Q_{su4} ）による値の最大値としてきたが、2017年版では袖壁式（ Q_{su1} ）、新たに作成された分割累加式（ Q_{su2} ）、柱式（ Q_{su3} ）の最大値とされた。

袖壁がせん断破壊モードとなる場合、極脆性袖壁（ $F=0.8$ ）とみなすか、脆性袖壁（ $F=1.0$ ）とみなすかにより診断結果は大きく左右される。これまでは4種のせん断耐力式の計算結果の最大値が袖壁式（ Q_{su1} ）もしくは柱式（ Q_{su3} ）で決定され、かつ、柱内のり高さ（ h_o ）と梁下高さ（ H_o ）の比が0.75以下（ Q_{su3} で決まった場合は h_o/D が2未満）である袖壁の F 値は0.8とされたのに対し、2017年版では柱の内のり高さ（ h_o ）と柱せい（ D ）の比が2.0未満で、かつ、柱の断面積（ A_c ）に対する袖壁断面積（ Σa_w ）の比が1/2未満の場合、 F 値を0.8とすることとされた。

表-1 RC耐震診断基準の主な改訂内容（第2次診断）

項 目		2001 年版		2017 年版
コンクリート 強度調査	コア径	原則 100mm		標準コア（直径 100mm）の採取が困難な場合には、直径 50mm を下限として小径コアを採取して良い
	診断採用強度	1.25 F_c （ F_c ：設計基準強度）を 上限とする		1.5 F_c （ F_c ：設計基準強度）を 上限とする
S_D 指標	平面	f 項	吹抜の偏在	剛床仮定の成立
	断面	i 項	層高の均等性	削 除
		k 項	—	下階への柱の連続性
	剛性	偏心率 剛重比	・部材断面積を用いる方法（ S_D ） ・弾性剛性を用いる方法（ F_{es} ）	・A法：割線剛性を用いて従来の S_D 算定式による ・B法：割線剛性を用いて F_{es} 式による。ただし、弾性剛性を用いても良い ・C法：A、B法の改良型
袖 壁	せん断耐力 （ Q_{su} ）	$Q_{su} = \max(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4})$ Q_{su1} ：袖壁式 Q_{su2} ：耐震壁式 Q_{su3} ：柱式 Q_{su4} ：雑壁式		$Q_{su} = \max(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3})$ Q_{su1} ：袖壁式 Q_{su2} ：分割累加式 Q_{su3} ：柱式
	$F=0.8$ とする条件	Q_{su} が Q_{su1} または Q_{su3} で決定され、 かつ、 $h_o/H_o \leq 0.75$ 、 $h_o/D < 2$ h_o ：柱内のり高さ H_o ：梁下高さ D ：柱せい		$h_o/D < 2.0$ かつ $\Sigma A_w/A_c < \frac{1}{2}$ h_o ：柱内のり高さ D ：柱せい A_w ：袖壁の断面積 A_c ：柱の断面積

(3) 緊急輸送道路沿道建築物の耐震診断結果

東京都では 2017 年 3 月末において、緊急輸送道路沿道建築物の旧耐震建物約 4,700 棟の耐震診断が完了している。このうち、本協会が 2012 年 1 月から 2013 年 3 月の間に耐震診断確認を担当した 1,000 棟について、その結果を分析²⁾した。この耐震診断結果には、検討すべき課題がいくつか含まれているので、分析結果の概要を以下にまとめる。

診断対象建物の構造種別の構成比を図-1 にまとめる。構造種別は地上階を対象とし、同一階で複数の構造種別が存在する場合には、主たる構造種別をその階の構造種別としている。また、柱が SRC 造、梁が S 造のような複合構造の場合は、柱の構造を構造種別として分類している。

この結果では、RC 造が 38.3% (383 棟) と最も多く、SRC 造が 34.1%、S 造が 6.7%、木造 (W 造) が 1.0%であった。また、RC 造と SRC 造の混構造も 15.5%と多く、RC 造と S 造の混構造は 1.0%、SRC 造と S 造の混構造は 1.4%であった。その他の構造として軽量鉄骨造、補強コンクリートブロック造、鉄骨プレキャストコンクリート造 (HPC 造) などもあり、構造種別は多岐にわたっている。

診断対象建物の地上階の階数ごとの棟数を図-2 にまとめる。調査結果では、地上 5 階から 10 階建ての建物が多く、7 階建ての建物が最多で 143 棟であった。地上階数が 10 階以上の建物は 257 棟あり、全体の 25.7%を占めている。15 階建て、16 階建ての建物も各 1 棟あった。

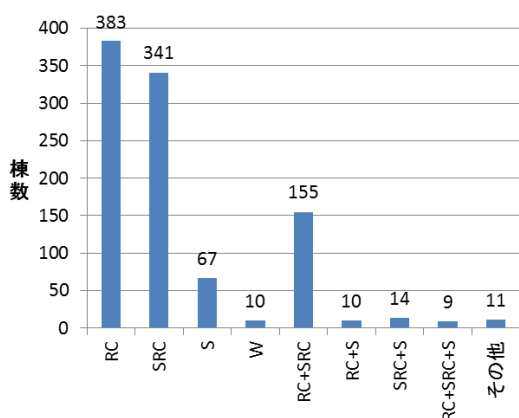


図-1 診断対象建物の構造種別

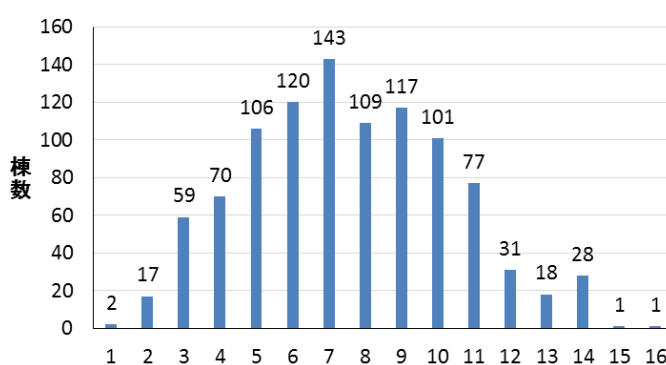


図-2 診断対象建物の地上階の階数

耐震診断結果の判定に用いる判定値 (Iso) は、判定値を 0.6 としている診断が 96%で、判定値を 0.6 以外としている診断は 4%であった。判定値を 0.6 以外としている診断には、判定値に振動特性係数 (Rt) を考慮している診断、第 1 次診断を採用している診断、および木造建物がある。木造建物の判定値は Iw で 1.0 である。

耐震性能の判定結果を構造種別ごとに図-3 にまとめる。RC 造の診断結果では OK と判定された建物は 11.5%、NG(1)と判定された建物は 58.5%、判定値の 1/2 未満の性能となり NG(2)と判定された建物は 30.0%となった。SRC 造の診断結果は RC 造よりやや良好な傾向となり、S 造の診断結果は RC 造および SRC 造よりも耐震性能が悪い傾向となった。

木造の耐震性能は構造種別の中で最も悪く、OK と判定された建物は 0%で、すべてが NG(1)もしくは NG(2)と判定された。

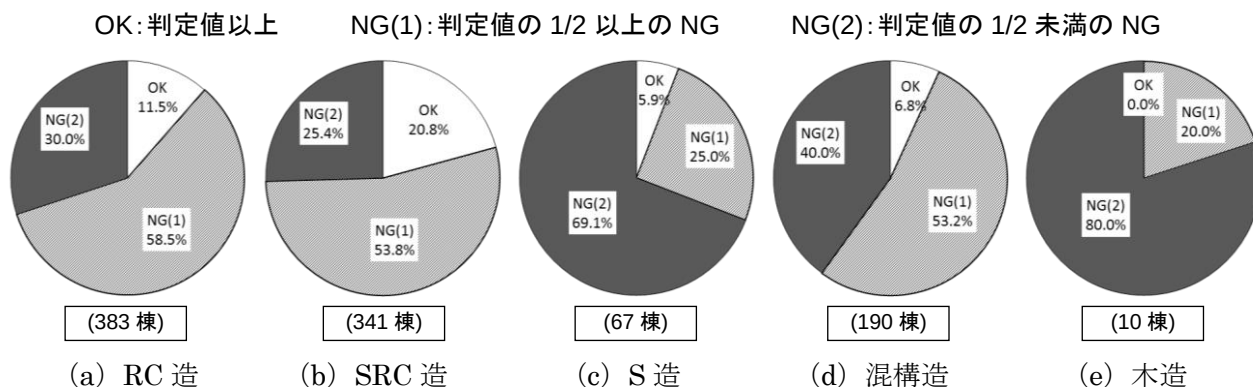


図-3 構造種別ごとの耐震性能の判定結果

図-4 では RC 造、SRC 造、混構造で、第 2 次診断および第 3 次診断が実施されている建物について、第 2 次診断による最小 Is 指標と第 3 次診断による最小 Is 指標を比較した。この結果では、大半の建物において第 3 次診断結果は第 2 次診断結果よりも小さく、第 3 次診断による最小 Is 指標は第 2 次診断による最小 Is 指標の 1/2 程度となる建物も多く認められる。

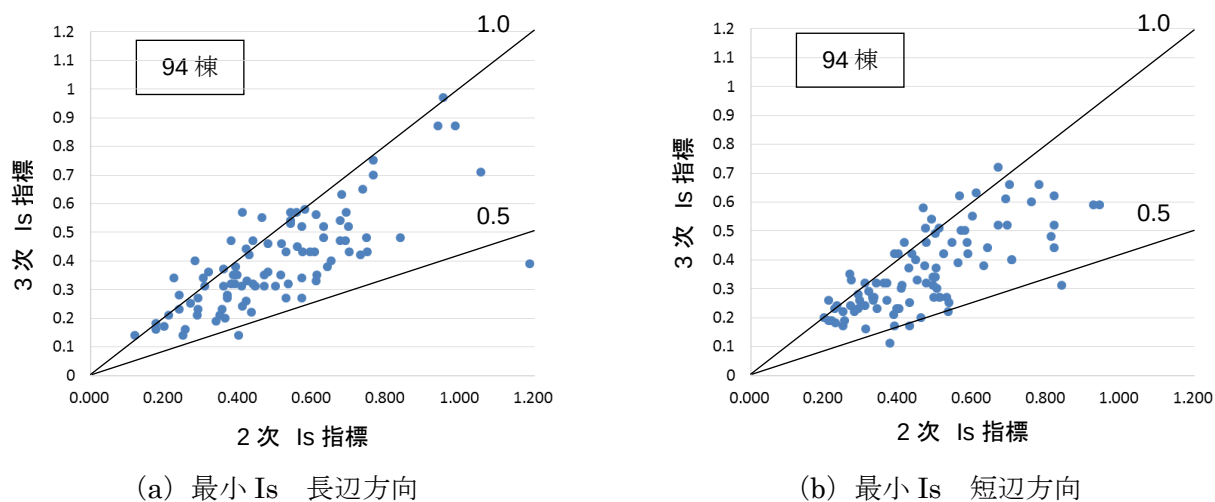


図-4 第 2 次診断と第 3 次診断結果

次に、表-1 では診断結果を 1995 年兵庫県南部地震において、構造種別・建設年代別の地震被害率が調査されている文献 15) の神戸市三宮地域の被害率(中破以上の被害率)と比較してみた。この結果では、各構造種別で NG 判定された建物の比率は、兵庫県南部地震の三宮地域で中破以上の被害を受けた建物の比率の倍程度と多く、特に RC 造で 1972 年以降に建設された旧耐震建物は、中破被害率の 10 倍程度の比率で NG 判定されている。

以上の分析結果では、耐震性能が悪い建物の比率は従来の研究 1)での結果よりも悪い傾向にあることが判明した。この要因としては、以下の点などが考えられる。

- ①雑壁の耐力を無視するなど、安全側の仮定に基づいた診断が多く行われている。
- ②形状指標 S_D が極めて小さく設定されている事例がある。
- ③中高層建物の連層袖壁の耐力が過小評価されている。
- ④S造の診断などでは、メカニズムに達しない応力状態で保有水平耐力を算定している事例がある。

表-1 構造種別・建設年代別の判定結果と地震被害率

構造種別	年代	耐震判定		中破以上の被害率 ¹⁵⁾
		OK	NG	
RC 造	1971 年以前	6.9%	93.1%	33%
	1972 年以降 ^{*1}	13.8%	86.2%	9%
SRC 造	1971 年以前	4.0%	96.0%	50% ^{*2}
	1972 年以降 ^{*1}	25.6%	74.4%	40% ^{*2}
SRC 造+RC 造	1971 年以前	2.1%	97.9%	50% ^{*2}
	1972 年以降 ^{*1}	8.4%	91.6%	40% ^{*2}
S 造	1971 年以前	0%	100%	41% ^{*3}
	1972 年以降 ^{*1}	7.1%	92.9%	

*1 1982 年以降の建設年の建物も一部を含む。

*2 文献 15) の調査では、SRC 造と SRC 造+RC 造の区別は行われていない。

*3 文献 15) の調査では、S 造については 1971 年以前と 1972 年以降の区分がなされていない。

(4) マニュアル作成の基本方針

以上、述べた状況および課題に対応するために、本マニュアルを以下の方針で作成することとした。

①実務に活用できる記述の充実

本マニュアルの主たる対象は診断が急増している民間建物とし、民間建物に存在する様々な構造種別や架構形式に対応するため、診断基準の運用方法をできるだけ多く記述する。

②実態に即した診断

診断は実建物があるがままに評価することとし、安全側の仮定の設定による耐震性能の過小評価を避ける方針とする。

③合理的な基準の採用

耐震診断には、過去の大地震時における地震被害と I_s 指標の関係などの検証が行われている等、信頼できる基準を用いるものとする。RC 耐震診断基準には、これまでの耐震診断で採用してきた 2001 年版の診断基準もしくは 2017 年版の診断基準を用いることとする。ただし、2017 年版の診断基準を用いる場合には、実務における採用実績が無いため個別の建物に適用した場合、合理的な結果が得られることを慎重に確認することが望ましい。

なお、2017 年の RC 耐震診断基準の改訂に係わり、本マニュアルの記述を「3 団体の耐震診断マニュアル」から変更した重要な部分には、本マニュアル中にアンダーラインを付している。また、防災協会の耐震診断基準等と異なる取扱い（同基準中に規定が無いものは除く）としている部分に★印を付している。

1. 実務における耐震診断

1.1 適用範囲

本マニュアルは、昭和 56 年以前に建設された高さ 45m 以下の RC 造、SRC 造、S 造およびこれらの混構造建物に対する耐震診断に適用する。木造、補強コンクリートブロック造および軽量鉄骨造建物の耐震診断については、当該構造もしくは当該構造に準じる耐震診断基準によるものとし、本マニュアルでは診断における留意点のみをまとめる。

1.2 耐震診断の進め方

建物の耐震診断は、本マニュアルに基づく他、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」（以下、「耐震改修促進法」と言う。）を踏まえるものとし、（一財）日本建築防災協会の各種構造種別の耐震診断基準等により行う。本マニュアルでは、これらの診断基準の運用の方法などをまとめている。

「耐震改修促進法」では、建物の規模や社会的な影響度などにより、耐震診断の緊急度の扱いが表 1.2-1 のように区分されている。表中で区分 1～2 としてまとめている延べ面積が 5,000m² 以上の大規模建築物などの「要緊急安全確認大規模建築物」、および緊急輸送道路沿道建築物などの「要安全確認計画記載建築物」では耐震診断は義務とされ、違反した場合の罰則規定がある。表中で区分 3～4 としてまとめている延べ面積が 2,000 m² 以上の病院、百貨店などの「所管行政庁による指示の対象となる特定建築物」および延べ面積が 1,000 m² 以上の事務所、共同賃貸住宅などの「多数の者が利用する特定建築物」では、建物の所有者に耐震診断を行い、必要に応じて耐震改修を行うよう努めなければならない努力義務が定められている。

一方、表 1.2-1 で区分 5 として示している旧基準で設計された建物のうち、区分 1～区分 4 に該当しない建物に対しては、耐震診断の義務についての特別な規定は無いが、同法第 3 条では国民に対して建物の地震に対する安全性の確保が求められているので、この規定に従う必要がある。

表 1.2-1 「耐震改修促進法」における耐震診断の扱い

区分	分 類	対象建物	扱い
1	要緊急安全確認大規模建築物	階数が 3 以上で、かつ床面積の合計が 5,000m ² 以上の病院、店舗などの大規模建築物など	義務
2	要安全確認計画記載建築物	都道府県又は市町村が定める緊急輸送道路等の沿道建築物など	義務
3	所管行政庁による指示の対象となる特定建築物	階数が 3 以上で、かつ床面積の合計が 2,000m ² 以上の病院、劇場、百貨店など	努力義務 (法第 6 条)
4	多数の者が利用する特定建築物	階数が 3 以上で、かつ床面積の合計が 1,000m ² 以上の事務所、学校、共同賃貸住宅など	努力義務 (法第 6 条)
5	1～4 以外の既存不適格建築物	1981 年以前に建設された建築物	国民の義務 (法第 3 条)

耐震診断に先立ち、本資料などを参考に耐震診断の計画を立案し、耐震診断の発注者である建物所有者に内容を十分に説明する。診断対象建物が耐震診断の助成の対象である場合には、耐震診断の着手前に建物所有者と協力して行政庁に対して耐震診断費用の助成申請を行う。

耐震診断では必ず現地調査を行い、その結果を耐震診断計算に反映させる。耐震診断作業の終了後、現地調査結果と耐震診断計算結果を報告書にまとめ、建物所有者に報告する。耐震診断の助成申請を行っている建物では、建物所有者と協力して行政庁に耐震診断完了届を提出する。また、耐震診断が義務化されている建物では、建物所有者と協力して耐震診断結果を特定行政庁に報告する。

耐震診断結果が耐震判定指標値を満たす建物は業務を終了することができるが、耐震性能が不足する建物については建物所有者に耐震性能上の問題点を説明するとともに、考えられる補強計画案を提示することが望ましい。

1.3 準拠基準

鉄筋コンクリート造の建物は、「2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説、(一財)日本建築防災協会」もしくは「2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説、(一財)日本建築防災協会」(以下、両者を合わせて「RC 造耐震診断基準」という)に定める原則として第 2 次診断による。ただし、第 1 次診断により安全性が確認できる建物は、第 1 次診断を適用して良い。なお、2017 年版の「RC 造耐震診断基準」を用いる場合には、実務における採用実績が無いため個別の建物に適用した場合、合理的な結果が得られることを慎重に確認することが望ましい。

鉄筋コンクリート造壁式構造の建物は、原則として「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、2005 年、(一財)日本建築防災協会」に規定される第 1 次診断法または第 2 次診断法、もしくは「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法、2005 年、(一財)日本建築防災協会」(以下両者併せて「壁式耐震診断基準」という)による。

鉄骨鉄筋コンクリート造の建物は、「2009 年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説、2009 年、(一財)日本建築防災協会」(以下「SRC 造耐震診断基準」という)に定める原則として第 2 次診断による。ただし、階数が概ね 10 階を超える建物もしくは塔状比が 4 を超える建物等では、第 2 次診断に加えて第 3 次診断も行うことが望ましい。なお、第 1 次診断により安全性が確認できる建物は、第 1 次診断を適用して良い。

鉄骨造の建物は、原則として「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断・耐震改修設計指針・同解説、2011 年、(一財)日本建築防災協会」(以下「S 造耐震診断基準」という)による。

併用構造建物は、建物全体に対して A_i および F_{es} を算定した後、構造種別毎に建物を分割してそれぞれの診断基準を適用するものとする。なお、下部 SRC 造、上部 RC 造の建物は既往の耐震診断プログラムにより一連計算しても良い。

上記に拘らず、現行の建築基準法・同施行令および関係告示に定められた仕様規定を満たす建物は、現行法に規定される保有水平耐力計算により安全性を判定しても良い。

木造は、「木造住宅の耐震診断と補強方法、2012 年、(一財)日本建築防災協会」(以下、「木造耐震診断基準」という。)による一般診断法または精密診断法による。

運 用	RC 造、SRC 造建物における第 3 次診断の扱い	・12 階建て程度の建物の判定が第 2 次診断で可能との検証³⁾があること、現行の診断基準では第 3 次診断結果は第 2 次診断結果よりも値が極めて小さくなるとの分析結果があることなどを踏まえ、原則として第 2 次診断によることとした。 ・10 階を超える建物および柱に対して梁の耐力が 1/2 を大きく下回る建物などでは、第 3 次診断も行う。 ・RC 造、SRC 造では第 2 次診断は必須で、第 3 次診断を行う場合でも省略はできない。
	塔状比が 4 を超える建物	・浮上りを考慮した検討も行う。
	2017 年版 RC 診断基準	・S_D 指標の算定方法などが大きく変更されたので、適用の妥当性を確認した上で用いるものとする。

1.4 診断プログラム

耐震診断は、既往の耐震診断プログラムを用いて行うことが望ましい。市販の主要な耐震診断プログラムを表 1.4-1 に示す。鉄筋コンクリート造 (RC) を対象とした耐震診断プログラムは、同表に示す各社が(一財)日本建築防災協会のプログラム評価を取得しているので、原則としてこの評価プログラムを用いる。鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC) を対象とした耐震診断プログラムは、現在までに評価を取得したものが無いので、信頼できるプログラムを選定して用いる。鉄骨造 (S) を対象とした耐震診断プログラムには評価を取得したものが一部にあるが、評価プログラムは対象とする架構形態が限定されているため、評価の有無に限らず信頼できるプログラムを適切に選定して診断する。

表 1.4-1 耐震診断プログラム

開発メーカー	種別	プログラム名
ST ニューテック研究会	RC	SCREEN-12
	S	SCREEN-S
エヌ・ティ・ティ・データ	RC	SAFE-RC/2001
ユニオンシステム	RC	Super Build/RC 診断 2001
	SRC	Super Build/RC 診断 2001 Op. SRC
	S	Super Build/S 耐震診断
構造システム	RC	DOC-RC/SRC、DOC-3 次診断
	SRC	DOC-RC/SRC、DOC-3 次診断
	S	DOC-S
構造ソフト	RC	BUILD.耐診 RC I & II, III/2001 年基準
	SRC	BUILD.耐診 RC I & II, III/2001 年基準/SRC2009 年基準オプション
	S	BUILD.耐診 S 造/拡張版/荷重増分オプション BUILD.耐診 S 体育館/H18 年版/耐震補強オプション
東京デンコー	RC	A C E 診断 2001
	SRC	A C E 診断 2-3

1.5 耐震診断の対象

耐震診断の対象は以下とする。詳しくは「2. 鉄筋コンクリート造」による。

(1) 地上階

診断計算の対象は、地上階とする。

(2) 地下階

階高の 2/3 以上が地中に埋まっている地下階で、建物の 4 周が剛強な地下壁で構成されており安全と判断できる場合は、診断計算から除外して良い。ただし、不同沈下や有害なひび割れ等が発生していないことの確認を行う。

階高の 1/3 を超える部分が露出している地下階、地下階の 1 面以上に有効な耐震壁が配されていない建物などでは、地下階も地上階とみなして耐震診断計算の対象とする。

(3) 塔屋

診断計算においては最上階に塔屋の重量を含めて検討し、塔屋については別途、塔屋のみを取出し、RC 系建物においては第 1 次診断もしくは第 2 次診断により安全性を検討する。この場合、塔屋の階による保有性能基本指標 (E_o) の外力分布による補正値は $1/3$ ($A_i=3.0$) として良い。第 1 次診断が NG の場合は、必ず第 2 次診断を行う。

(4) 屋上工作物

屋上に設置されている高架水槽架台、屋上広告塔などの工作物は、局部震度 $K=1.0 \cdot Z$ (Z : 地域係数) の地震力に対して短期許容応力度で検討するか、塔屋などに準じて I_s 指標を算定して安全性の確認を行う。

(5) 突出部

原則として屋上などからの突出高さが 2.0m を超える煙突、手摺壁などは、局部震度 $K=1.0 \cdot Z$ (Z : 地域係数) の地震力に対して短期許容応力度で安全性の検討を行う。2.0m を超える跳ね出し部は $K=1.0 \cdot Z$ (Z : 地域係数) の上・下動に対して短期許容応力度で安全性の検討を行う。

(6) その他

大地震時に人命に係わる大きな被害が生じる恐れがある以下の部位などについては、現地調査もしくは数値計算により安全性を確認する。

- ①コンクリートブロック壁のうち、外部に面しているもの、避難通路に面しているものなど、安全性に影響の大きなもの。
- ②高い部位にある外壁仕上げ材、外壁取付け物
- ③建物との一体性が乏しい屋外階段などの部位

1.6 診断の方針

(1) 基本原則

設計図書（構造図）に基づき検討を行うものとして良いが、可能な範囲で現地調査を行い現地の状況が設計図書と異なる場合には、現地の状況を踏まえた診断計算を行う。この場合、報告書に添付する図面は現地調査結果に基づき修正する。

(2) 構造図が無い場合

診断計算には構造図は必須である。構造図は建築確認申請時の副本として紙封筒などに入られて保管されており、十分に探す必要がある。構造図が建物所有者などにより保管されていなかった場合には、設計者等が図面の原図を保管している可能性があるので建物所有者から設計者、施工者、建物管理者に問合せることが望ましい。構造図が発見できなかった場合には、現地調査によって構造図を作成し、この構造図に基づき診断計算を行う。構造図が無い場合の現地調査の方法は、構造種別ごとの耐震診断の章での説明を参考にする。

(3) 診断単位

耐震診断は建物ごとに行う。敷地内にエキスパンションジョイントで分離した複数の建物がある場合には、棟ごとに行う。1棟の建物でもL型形状など特殊な平面形状を有する建物や大きな吹抜けを有する建物など、地震時に一体として挙動しないと考えられる建物は、一体と挙動すると思われる範囲ごとにゾーニングして診断する。

1.7 現地調査

耐震診断は、必ず建物の状態を調査した上で行う。標準的な調査項目を表 1.7-1 に示す。調査箇所数などについては、構造種別ごとの耐震診断の章での説明を参考とする。

表 1.7-1 現地調査項目

構造種別	調査項目	調査内容
共通	建物形状調査	建物の形状、主要耐震要素の配置が設計図書と相違ないことを確認する
	外観劣化調査	構造体や仕上材の劣化、ひび割れ変形状況等を調査する
	不同沈下調査	建物基礎の健全性を確認するために沈下状況の調査を行う
RC 造 SRC 造	コンクリート強度試験	壁等からテストピースを採取し、コンクリートの圧縮強度を確認する
	コンクリート中性化試験	コンクリートの劣化程度を確認するための中性化深さを測定する
S 造	柱脚部調査	柱鉄骨脚部の形状および施工状態を確認する
	部材断面・接合部形状調査	部材断面寸法および柱・梁接合部、ブレース接合部などの形状および施工状態を確認する
	溶接部超音波試験	柱・梁接合部などの溶接状態および溶接欠陥の有無の確認を行う

1.8 耐震性能の計算

(1) RC 系建物

RC 造、SRC 造建物の耐震性能は、「RC 造耐震診断基準」および「SRC 造耐震診断基準」に基づき各階、各方向ごとに (1.8-1) 式により算定する。

$$\left. \begin{aligned} I_s &= \frac{1}{A_i} \cdot C \cdot F \cdot S_D \cdot T \\ C_{Tu} S_D &= \frac{1}{A_i} \cdot C \cdot S_D \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.8-1) \text{ 式}$$

I_s	: 構造耐震指標
A_i	: 地震層せん断力の分布係数
C	: 強度指標
F	: 靱性指標
S_D	: 形状指標
T	: 経年指標
$C_{Tu} \cdot S_D$	: 累積強度指標と形状指標の積

(2) S 系建物

S 造建物の耐震性能は、「S 造耐震診断基準」に基づき各階、各方向ごとに (1.8-2) 式により算定する。

$$\left. \begin{aligned} I_s &= \frac{Q_u \cdot F}{A_i \cdot W \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t} \\ q &= \frac{Q_u}{0.25 \cdot A_i \cdot W \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.8-2) \text{ 式}$$

Q_u	: 保有水平耐力
W	: 建物重量
F_{es}	: 形状係数
Z	: 地域係数
R_t	: 振動特性係数
q	: 保有水平耐力に係わる指標
他は	(1.8-1) 式に同じ

(3) 木造

木造建物の耐震性能は、「木造耐震診断基準」に基づき各階、各方向ごとに (1.8-3) 式により算定する。

$$I_w = edQ_u / Q_r \quad \dots\dots\dots (1.8-3) \text{ 式}$$

I_w	: 構造耐震指標 (上部構造評点)
edQ_u	: 保有耐力
Q_r	: 必要耐力

1.9 耐震性の判定

耐震性の判定は、構造種別ごとに(1)～(3)により行う。ただし、判定値は建物所有の要望もしくは建物の敷地などの状況により割増しても良い。

(1) RC 系建物

第 2 次診断および第 3 次診断では、(1.9-1) 式を満たす場合、所要の耐震性能を有すると判定する。

$$\left. \begin{array}{l} I_s \geq I_{so} = 0.6 \cdot Z \cdot R_t \\ \text{かつ} \\ C_{Tu} \cdot S_D \geq 0.3 \cdot Z \cdot R_t \text{ (RC 造)} \\ \quad \geq 0.28 \cdot Z \cdot R_t \text{ (非充腹型 SRC 造)} \\ \quad \geq 0.25 \cdot Z \cdot R_t \text{ (充腹型 SRC 造)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.9-1) \text{ 式}$$

I_{so} : 構造耐震判定指標
他は (1.8-1) 式、(1.8-2) 式の説明による

第 1 次診断では、(1.9-2) 式を満たす場合、所要の耐震性能を有すると判定する。

$$I_s \geq I_{so} = 0.8 \cdot Z \cdot R_t \dots\dots\dots (1.9-2) \text{ 式}$$

(2) S 造

(1.9-3) 式を満たす場合、所要の耐震性能を有すると判定する。

$$I_s \geq 0.6 \quad \text{かつ} \quad q \geq 1.0 \dots\dots\dots (1.9-3) \text{ 式}$$

(3) 木造

(1.9-4) 式を満たす場合、所要の耐震性能を有すると判定する。

$$I_w \geq 1.0 \dots\dots\dots (1.9-4) \text{ 式}$$

1.10 耐震診断結果のまとめ

診断結果は、耐震診断の依頼者である建物所有者・管理者が見て、建物の安全性に係わる主要な結果が解るように、以下の項目等についてコンピュータ出力とは別にまとめる。

- ①現地調査結果
- ②各階の構造耐震指標 (I_s) と判定結果
- ③建物の構造部材の性能と各階の性状
- ④構造体以外の安全性
- ⑤補強、補修が必要な部位

なお、コンピュータ出力は診断結果が再現できるように入力エコーデータも含めて報告書に添付する。

2. 鉄筋コンクリート造

2.1 適用範囲

2.1.1 建物階数

本章に記述する計算方法は、通常の設計・施工法により建設された、原則として 5 階建て以下の中低層既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断に適用する。★ただし、以下の点などに留意すれば、6 階建てを超える高さ 45m までの RC 造建物の診断に適用できる。

- ①地震時の変動軸力を適切に考慮する。
- ②連層袖壁などの反曲点高さが過大にならないように、弾性応力解析結果などから反曲点高さを設定する。
- ③構造耐震判定指標（Iso）の設定において、地盤指標（G）に振動特性係数（Rt）を考慮する。

2.1.2 コンクリート強度

「RC 造耐震診断基準」（2017 年版）では、耐震診断計算に用いるコンクリートの圧縮強度はコンクリートコアの抜き取り調査における推定強度（ σ_B ）から、調査結果およびそのばらつきの程度に応じて、設計基準強度の 1.25 倍かつ 30N/mm^2 を超えない範囲、もしくは 1.5 倍かつ 36N/mm^2 を超えない範囲で設定するとされている。また、推定強度（ σ_B ）が 13.5N/mm^2 以下の場合には、耐震指標を求めても耐震性能が適切に評価されない可能性があるため、その値は一応の目安と考えるべきであるとされている。しかしながら、耐震診断が義務化された現在においては、実務ではコンクリートの推定強度（ σ_B ）が 13.5N/mm^2 を下回っていても Is 指標を必ず算定して、定められた報告を行う必要がある。

★推定強度（ σ_B ）が 13.5N/mm^2 を下回った時の Is 指標等の算定方法としては、耐震診断基準式で求めた柱や壁のせん断耐力にせん断耐力の低減係数 $k_r^{4)}$ を乗じて低減したり、計算した Is 指標および $C_{TU} \cdot S_D$ 指標に、推定強度（ σ_B ）／13.5 の比率を乗じて診断結果を補正する方法が一般的に行われている。この場合、補正後の診断結果が耐震判定値を満たしたとしても単純に OK 判定することは避け、建物に過大なひび割れや大たわみおよび著しい劣化などの構造障害が発生していないことを確認した上で、総合的な判断を行う必要がある。

2.2 耐震診断計算の考え方

2.2.1 保有水平耐力計算と耐震診断計算

保有水平耐力計算と耐震診断計算は、建物の耐震性能を耐力と変形能力の積で計算する共通の考え方に立っているが、計算の目的と対象とする建物の性状が異なることから計算の方法は大きく異なる。

保有水平耐力計算は、建物を明解な架構となるよう計画して 1 次設計を行い、耐力・靱性に優れた部材を設計した上で、規定された値以上の保有水平耐力を有していることを荷重増分解析により確認する計算である。図 2.2-1 に示すように急激な耐力低下を生じる部材（D 部材）が存在し、この部材の損傷が建物の崩壊につながる恐れがある場合には、この部材の崩壊が生じ

る時に建物各層が負担している水平力を保有水平耐力とする。この D 部材が崩壊しても建物の崩壊につながらない場合には、この部材の存在を無視して建物が崩壊メカニズムに達する時の耐力を保有水平耐力とする。

一方、耐震診断計算は旧基準設計の既存建物を対象としており、急激な耐力低下が生じる恐れのある D 部材を多く含む建物の耐震性能を検討する。耐震性能が不足している建物では、耐震性能の改善を計画できるように、すべての階の性能を把握する。耐震診断計算では図 2.2-2 に示すように建物各階の強度 (C_T) と靱性 (F) との関係、いわゆる復元力特性が算定できる。この結果からグルーピング計算により各折点における保有性能基本指標 (E_o) を計算し、これに形状指標 (S_D) と経年指標 (T) を乗じて I_s 指標を算出する。従って、 I_s 指標は各階ごとに多数の値が算出されるが、この中から終局限界変形以内の最大値を階の I_s 指標として決定する。

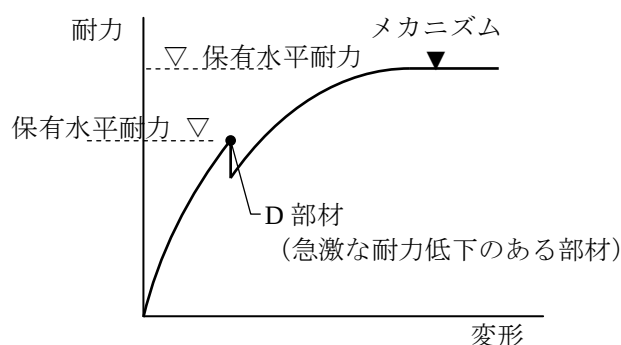


図 2.2-1 保有水平耐力計算

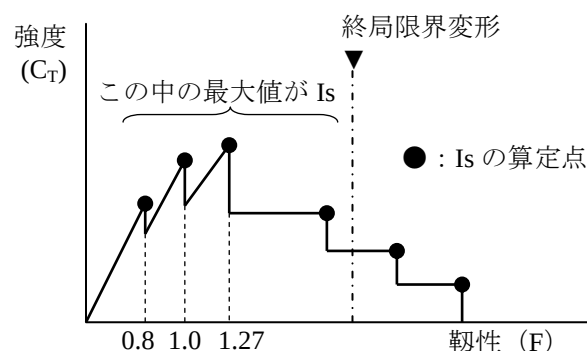


図 2.2-2 耐震診断計算

2.2.2 耐震改修促進法の指針と耐震診断基準の I_s 算定式

平成 18 年 国土交通省告示 第 184 号（別添）「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」（以下、「指針」と言う。）に規定されている I_s 算定式は、図 2.2-3 に示すように耐震診断基準における I_s の算定式と異なっている。しかしながら、詳しく見ると両者の算定式は基本的な部分で一致している。

両式をまず共通点から比較すると、第 1 項の $1/A_i$ は階による補正係数で診断基準でも $1/A_i$ でも良いとしている。第 2 項の (Q_u/W) は保有水平耐力 (Q_u) を建物重量 (W) で除した値で、診断基準の強度指標の和 ($C_w + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3$) にあたる。第 3 項は共に靱性指標 (F) である。第 4 項の $1/F_{es}$ は各階の剛性率と偏心率による低減係数で、耐震診断基準の S_D 指標に対応している。

異なる点は、第 5 項の $1/(Z \cdot R_t)$ で、指針では地域係数 (Z) と振動特性係数 (R_t) を考慮して I_s 指標を算定するのに対して、耐震診断基準ではこれらを考慮しない。ただし、地域係数 (Z) や振動特性係数 (R_t) の考慮が必要な建物では、耐震判定指標 (I_{so}) の Z および地盤指標 (G) により考慮することができる。つまり、指針では I_{so} は地域などに係わらず 0.6 であるが、診断基準では地域や建物周期により異なる値とすることができる。

さらに、耐震診断基準に考慮されている経年指標 (T) は、指針の式では考慮されていないも

の、指針に「診断は建物の現状を踏まえて行うこと」とされているため、指針の式を用いた場合にも、耐震診断基準と同様に T 指標の考慮は必要となる。

促進法の指針	$I_s = \frac{E_o}{F_{es} \cdot Z \cdot R_t} = \left(\frac{1}{A_i} \right) \times \left(\frac{Q_u}{W} \right) \times F \times \left(\frac{1}{F_{es}} \right) \times \left(\frac{1}{Z \cdot R_t} \right)$ *1 Iso = 0.6
耐震診断基準	$I_s = \left(\frac{n+1}{n+i} \right) \times (C_w + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3) \times F \times S_D \times T$ $Iso = \left(\underset{\substack{\uparrow \\ 0.6}}{E_s} \right) \times \left(\underset{\substack{\uparrow \\ \text{重要度係数}}}{Z \times G} \right) \times U$

*1 地震の震動および衝撃に対して、倒壊または崩壊する危険性が低いとする条件

図 2.2-3 Is 算定式の比較

2.2.3 建物の終局限界

構造耐震指標（Is）は、構造物の終局限界以内の最大値として決定する。構造物の終局限界とは、「RC 造耐震診断基準」の解説に説明されているように、「脆性的な破壊をする柱で、第 2 種構造要素となる柱のうち、最も小さい靱性指標に対応する変形角」とされており、耐震診断プログラムではこの靱性指標を Fu と表示している。

第 2 種構造要素とは、その部材の破壊により鉛直支持能力が失われて、建物の部分崩壊もしくは崩壊につながる部材を言う。「RC 造耐震診断基準」の中では第 1 種から第 3 種構造要素を表 2.2-3 に示すように解説している。第 1 種構造要素は、4 本柱で構成される建物の柱、多数層の耐震壁を支える壁抜け柱など、常時および地震時ともに破壊が許容されない重要な部材を言う。一方、第 3 種構造要素は周辺に柱軸力を支えることができる剛強な壁が存在している柱などで、診断計算の中では破壊が許容できる。ただし、この柱であっても地震時に破壊する恐れがあれば、所有者にその旨を伝える必要がある。

表 2.2-3 RC 造耐震診断基準における第 2 種構造要素などの定義

用 語	説 明
第 1 種構造要素	その部材の水平抵抗力が失われたとき、構造物が崩壊したと判断される重要部材
第 2 種構造要素	水平力に対し破壊は許容できるが、その部材が破壊した場合に軸力を代わって支持する部材が周辺にない鉛直部材
第 3 種構造要素	水平抵抗力と鉛直荷重支持能力を失っても、構造物は崩壊しないとみなし得る比較的重要な柱
構造物の終局限界	柱が破壊することによって構造物の全部または一部で軸力を保持できない状態、または水平耐力が一定以下に低下して不安定な状態に達するときの層間変形角

2.3 耐震診断の方法

2.3.1 基本方針

鉄筋コンクリート造建物の耐震診断にあたっては、以下の点に留意する。

- ①診断にあたっては建物の現状を調査し、現況を踏まえて建物の大地震時の安全性を検討する。
- ②既往の大地震において建物が受けた諸被害を踏まえ、診断対象建物の構造体だけでなく耐震安全性に影響度の高い非構造部材についても大きな被害が生じないかを検討する。
- ③耐震診断計算は過去の地震被害に対する検証を積み重ねて作られた実務的な計算体系であり、力学的明快性が求められる保有水平耐力計算と異なる点があることに留意が必要である。特に、複雑な形状の壁を含む架構の計算では、これらの壁の存在を無視することなく架構がどのような壊れ方をするかを判断して、想定される破壊状態を計算するための適切なモデル化を行う。
- ④診断にあたっては、耐震的に有効な部材はすべて考慮することを原則とする。従って、新築建物の保有水平耐力計算では耐力を無視している小梁上やスラブ上の鉄筋コンクリートの壁も、有効なものは耐力、剛性を考慮する。
- ⑤原則として下位の診断次数による診断法で「安全（想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している）」と判定された建物に対しては、上位の診断次数による検討は省略できる。しかしながら、特殊な形状や形態の建物では、必要に応じて上位の診断次数による診断法を併用して総合的に耐震性を判断する。

2.3.2 根拠図面の明示

建物の現況と設計図書の内容に相違が無いと判断できる場合には、コンクリートの圧縮強度や建物の劣化状況等の調査を行った上で耐震診断計算は設計図書に基づいて行って良い。ただし、建物の耐震性能に大きく影響する鉄筋コンクリートの雑壁や開口の形状などについては、既存の設計図書では正確に表現されていないことが多いので、現地調査結果に基づき伏図・軸組図を新たに作成した上で、これらに基づき診断することを原則とする。

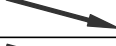
診断に用いた既存の設計図書および新たに作成した伏図・軸組図は耐震診断報告書に添付し、診断内容と照合できるようにする。

2.3.3 診断次数の選定

耐震診断手法は、多数存在する既存建物の中から耐震性能に問題がある建物を能率良く見つけ出す方法として考案されたもので、本来はスクリーニング（ふるい分け）機能を持っている。つまり、上位次数の診断手法は下位次数の診断手法よりも靱性指標などが大きくなる傾向に作られており、診断基準上は下位次数の診断で「耐震性を確保している」と判定された建物は、上位次数の診断はしなくて良いと考えられている。しかしながら、実状では既存建物の各診断次数における計算結果にはバラツキがあり、高次の診断結果ほど大きな I_s 値となる傾向は明瞭ではない。

第1次診断と第2次診断におけるIs指標は、表2.3-1に示すように建物の特性により変化する傾向があり、剛性バランスが良く、良好な配筋がなされている建物ほど第2次診断のIs値は第1次診断のIs値よりも大きな値となる傾向がある。しかしながら、第2次診断のIs値と第3次診断のIs値については、これまでの診断事例では建物の特性などに応じた相関性は把握されていない。この要因としては、第3次診断には解析方法、計算に考慮する耐震要素の範囲、基礎のモデル化など多くの計算上の選択肢があり、これらの設定の違いにより算定結果にばらつきが生じることが考えられる。

表 2.3-1 Is 指標の変化

建物の性状	第1次に対する第2次診断の値
通常の建物	
新基準で設計された建物	
鉄筋量の多い建物	
階高が高い建物	
偏心がある建物	
剛重比が悪い建物	

「RC造耐震診断基準」は、5～6階建て以下の建物を適用範囲としており、これらの建物の地震被害の大半が層崩壊であったことなどのため、第2次診断が標準に考えられている。また、構造耐震判定指標（Iso）は第2次診断によるIs指標と地震被害との関係などから定められた経緯がある。また、第2次診断はIs値がバラつかないので、建物間の性能の大小関係が適切に把握できるなどの理由で多用されている。

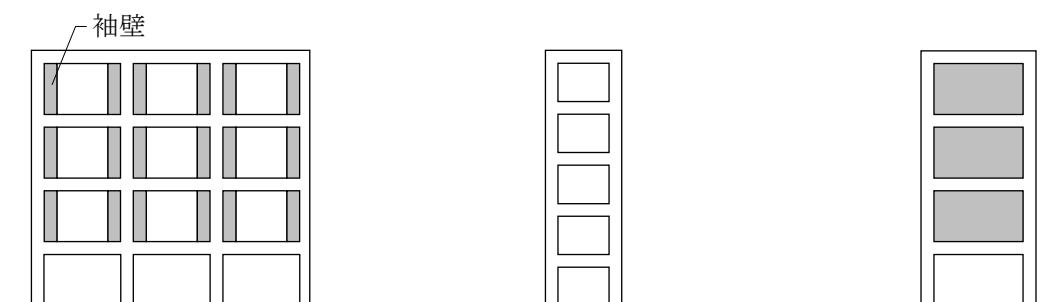
一方、第3次診断については第2次診断の適用が疑問と思われる特殊形状の建物への採用の必要性は認識されているものの、現状において以下の課題が残されている。

- ①過去の地震被害における検証が少ない。
- ②旧基準設計建物の大多数は、第3次診断のためのモデル化を適切に行える単純な架構ではない。
- ③杭基礎等の実態を踏まえた回転耐力の把握が難しい。

大規模建物などに対して耐震診断が義務化され、今後は耐震診断の主たる対象が学校建物などから民間建物に移行することを踏まえると、6階を超える中高層のRC造建物、14階程度の高層の混構造建物のRC造部分、および狭小敷地に建つペンシルビルのRC造建物などに本診断基準が適用されることが考えられる。第2次診断は、1995年の兵庫県南部地震において地震被害を受けた12階建てまでの中高層建物に対して検証³⁾が行われているものの、これらで検証がなされていない特殊な形態の建物の診断にあたっては、第2次診断と第3次診断を併用するなどの慎重な検討を行うことが考えられる。また、全体崩壊となりやすい建物など図2.3-1に示す以下の建物については、第3次診断もしくは第3次診断的な検討を併用して、耐震性を総合的

に検討することが望ましい。

- ①梁が極端に弱い建物
- ②地震時変動軸力の影響を強く受ける建物
- ③壁抜け架構を有する建物
- ④雑壁が少なく、部材の靱性が大きく、全体崩壊する建物
- ⑤柱補強建物など、柱・梁の耐力比を大きく変えた補強建物



(a) 梁が柱より極端に弱い建物 (b) 変動軸力が大きい建物 (c) 壁抜け架構を有する建物

図 2.3-1 第3次診断もしくは第3次診断的な検討が望ましい架構

2.4 建物調査

2.4.1 概要

耐震診断における建物調査は、建物所有者から提供される建設時の建築確認申請図書などの情報に基づき、表 2.4-1 に示す項目などについて現地調査計画を作成して行う。調査結果は報告書にまとめるとともに診断計算に反映させる。

表 2.4-1 現地調査項目

○：必須 △：必要に応じて

部位	調査項目	調査内容	実施
共 通	設計図書との整合	建物の形状、主要耐震要素の配置が設計図書と相違ないことを確認する	○
	躯体断面寸法調査	主要部材の断面寸法が設計図書と整合していることを確認する	△
	外観劣化調査	構造体や仕上材の劣化、ひび割れ変形状況等を調査する	○
	不同沈下調査	建物基礎の健全性を確認するために沈下状況の調査を行う	○
	落下物調査	設備機器、高架水槽、看板などの構造体への緊結状況を調査する	○
	エキスパンションジョイントの調査	建物にエキスパンションジョイントが配されている場合には、その状況およびエキスパンションジョイント間隔の寸法を測定する	△
RC 造 部分	コンクリート強度試験	壁等からテストピースを採取し、コンクリートの圧縮強度を確認する	○
	コンクリート中性化試験	コンクリートの劣化程度を確認するための中性化深さを測定する	○
	配筋調査	主要部材の配筋が設計図書と整合していることの確認	△
鉄骨階段 などの 付属物	柱脚部調査	柱鉄骨脚部の形状および施工状態を確認する	△
	接合部形状調査	柱・梁接合部、ブレース接合部などの形状および施工状態を確認する	△
	溶接部超音波試験	柱・梁接合部などの溶接状態の確認を行う	△

2.4.2 設計図書との整合調査

建設時の事情により、建築確認申請時の設計図書と現況が異なっていることが稀にあり、また設計図書の建築図と構造図が整合していないこともあるので、設計図書と建物現況との整合を確認する必要がある。特に RC 壁の形状や開口寸法などは構造図には明確に明示されていないことが多いので、実測した寸法に基づき伏図および軸組図を作成して、これに基づき耐震診断計算を行う。

2.4.3 躯体断面寸法調査

入手した設計図書と建物現況が、建物規模などで整合していない場合は、建物所有者が保存している以外の別の設計図書が存在している可能性があるので、建物所有者に再度別の設計図書の有無を確認する。別の設計図書が存在しない場合には、代表的な柱などの断面寸法および配筋状況を調査する。代表的な柱の断面寸法および配筋が設計図書と整合しない場合は、調査箇所数を増した断面寸法調査計画を立案して建物全体の断面寸法および配筋を把握し、図面にまとめる。

建物の現況が設計図書と整合している場合は、躯体断面寸法調査は省略して、設計図書に基づき耐震診断計算を行っても良い。

2.4.4 外観劣化調査

コンクリートに発生しているひび割れ、剥離、鉄筋の発錆等を調査する。

ひび割れ等の発生要因（構造ひび割れ（せん断ひび割れ、曲げひび割れ）、変形、変質、老朽化）に注意し、目視可能な範囲の調査を行う。ひび割れ幅はクラックゲージで測定し、幅と形状およびその他の劣化状況を写真に撮った上で軸組図等に記入する。仕上げのある場合で目視不可能な箇所では、天井等の点検口などを利用して可能な範囲で調査する。調査結果は、経年指標（T）に反映させる。

2.4.5 不同沈下調査

不同沈下の調査は床レベルの相対沈下量を計測する場合が多いが、建設時の施工誤差に影響され、計測結果が不同沈下量とは対応しないことがある。従って、計測は2フロア以上で行い、その傾向を比較して検討する。沈下量をグラフ化して全体としての傾向をつかみ、主要部材のひび割れとの相関性も検討し、不同沈下の有無の判断を行う。

不同沈下の調査を目視調査とする場合は、建物や床の傾斜の有無、構造躯体のひび割れパターン、建物周辺地盤の沈下の有無などから不同沈下に伴う現象が生じていないかを調査する。必要があれば床レベルの計測による追加調査を行う。

2.4.6 落下物調査

高架水槽、重量物の設備機器、および屋上看板などは構造躯体への緊結状態を調査し、写真撮影を行った上で報告書にまとめる。緊結状態が安全と判断できない場合は、数値計算により

安全性を検討する。アンカーボルトに錆の発生や断面欠損が認められる場合には、報告書にその旨を記載して補修もしくは補強を求める。

コンクリートブロック壁はこれまでの地震で脱落などの被害があったので、目地部分のモルタルの充填状況や鉄筋の構造体への定着状況を調査することが望ましい。落下物調査が建物の状況により実施できなかった部位はその旨を報告書に明記して、大規模修繕などの際に調査を求めるなどする。

2.4.7 エキスパンションジョイントの調査

エキスパンションジョイント（EXPJ）の間隔が図面に明記してある場合でも、可能な範囲で EXPJ 部分のカバーを部分的に外し、実測により躯体の離間寸法を確認することが望ましい。また、天井仕上げ材などの EXPJ 処置の状況についても調査する。

2.4.8 コンクリートの調査

(1) コンクリート強度の調査

コンクリート強度の調査は、コンクリートコアの抜き取り調査により行う。

コンクリートコアの抜き取り調査においては、建物の階ごとに耐震診断計算に採用するコンクリート強度を決定する場合には各階、各工期ごとに 3 本以上のコアを採取する。コアの直径は標準として 100mm とするが、50mm 以上としても良い。★コアの直径を 50mm 以上とした場合においても、既往の研究で直径 50mm 程度のコアであれば直径 100mm のコアの試験結果との差異が小さいとの報告があるので、調査本数の割増しは行わないものとする。ただし、調査結果に大きなばらつきが認められた場合には、追加調査を行うことが望ましい。

ペンシルビルなど建物の平面規模が小さい場合で、各階 3 本以上のコアの採取が困難な場合には、コンクリートの設計基準強度が同一の階ごとにコンクリートの品質管理状態を確認する目的で各階 1 本以上のコアを採取し、試験結果を踏まえて設計基準強度を上限として診断用のコンクリート強度を決定する。

表 2.4-2 コンクリートコアの採取位置

○：適 △：注意 ×：不適		
部位	適否	備 考
耐力壁	○	コンクリートの充填が良好な部位とする
袖 壁	○	柱に近い部分が充填性が良い
柱	○	配筋調査を十分に行い、鉄筋は切断しない 径 50mm～75mm のコアとする 壁付きの柱を選定するのが良い
梁	△	長期応力が作用していない部位を選定 下部に壁があるとブリージング水の影響で強度が低下する
腰 壁	△	柱と一体打設されている部位を選定
手摺壁	×	柱・壁と同時打設されていない可能性がある
床スラブ	×	ひび割れや応力の影響で強度がでない

コンクリートコアは、表 2.4-2 を参考に階のコンクリートの状態を代表できる位置から採取するものとし、長く連続した腰壁や手摺壁など、柱・梁などの構造体と同時打設されていない可能性がある部位からの採取は避ける。また階ごとに複数本のコアを採取する場合には、建物内で分散させた位置を選定する。コア採取は床面から 1.0m 程度の高さの位置で採取することを原則とする。

(2) 診断採用強度

階・工期ごとに 3 本以上のコア圧縮強度試験結果が得られている場合には、診断計算に用いるコンクリート強度 σ_B は (2.4-1) 式により定める。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_B &= X_{\text{mean}} - 0.5\sigma \leq 1.25F && \text{(通常の場合)} \\ \underline{\sigma_B} &= X_{\text{mean}} - \sigma \leq 1.5F_c && \text{(ばらつきが小さい場合)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4-1) \text{ 式}$$

$\left\{ \begin{array}{ll} X_{\text{mean}} & : 3 \text{ 本以上の試験結果 (補正強度: コアの長さ} \times \text{径の比による補正後の値) の平均値} \\ \sigma & : 3 \text{ 本以上の試験結果の標準偏差} \\ F_c & : \text{コンクリートの設計基準強度} \end{array} \right.$

各階の床面積が小さい建物などで、階・工期ごとに 3 本以上のコア採取が行えない場合は、コンクリートの設計基準強度が同一の範囲でロットを形成し、(2.4-2) 式により採用強度 (σ_B) を決定する。1 ロットは 3 本以上の試験結果で構成する。計算例を表 2.4-3 および表 2.4-4 に示す。

$$\sigma_B = \min (\text{ロットの推定強度、階の値、設計基準強度}) \dots\dots\dots (2.4-2) \text{ 式}$$

表 2.4-3 5 階建て コンクリート種別が 1 種類の例

設計基準強度 210kg/cm² (単位 N/mm²)

階	補正強度	ロットの推定強度			階の値	設計基準強度	採用強度
		平均値	σ	推定強度			
5	19.8	19.6	1.53	18.8	19.8	20.6	18.8
4	21.6				21.6		18.8
3	17.6				17.6		17.6
2	20.3				20.3		18.8
1	18.7				18.7		18.7

採用強度 $\sigma_B = \min (\text{ロットの推定強度、階の値、設計基準強度})$

→ 1 本での値 (補正強度)
補正強度とは試験成績表にある値のうち、径と高さ比に基づき補正した値

→ 1~5 階を 1 ロットとして (2.4-1) 式 (通常の場合) により計算。

表 2.4-4 7 階建て コンクリート種別が 2 種類の例

(単位 N/mm^2)

階	Fc	補正強度	ロットの推定強度			階の値	設計基準強度	採用強度
			平均値	σ	推定強度			
7	210 (kg/cm ²)	25.6	24.2		2.59	22.9	25.6	20.6
6		19.8					19.8	
5		24.7					24.7	
4		26.5					26.5	
3		24.3					24.3	
2	225 (kg/cm ²)	28.4	26.4	24.6	2.80	23.2	26.4	22.0
		24.5						
1		21.8	22.6			22.6		
		23.5						

採用強度 $\sigma_B = \min$ (ロットの推定強度、階の値、設計基準強度)

1～2 階は 2 本の補正強度の平均値、
3～7 階は 1 本の補正強度の値
1 ロットは 3 本以上で構成する必要があるため、1～2 階は各階 2 本採取し、4 本で 1 ロットとして算定する。3～7 階は各階 1 本で 5 本で 1 ロットとして算定する。

2.4.9 コンクリート中性化調査

通常の場合は、圧縮試験後のコア供試体を用いて中性化試験を行う。劣化が問題となっている建物では、外壁のはつり試験により中性化深さを測定するとともに、老朽化・鉄筋の発錆状況の調査を行う。

中性化が進行している建物は、鉄筋の発錆防止のために止水性の高い外壁仕上げ材を施工するとともに、屋上の防水、サッシ回りの止水対策などに留意する。

現地調査で錆汁の発生が認められる建物では、その箇所を含むはつり調査により鉄筋の錆の状態を確認し、その結果に基づき必要な処置を講じる。

2.4.10 配筋調査

原則として、診断は設計図書に記載されている配筋および鉄筋の種別により計算するため、通常の場合は鉄筋の調査は行わないことが多い。しかしながら、古い時代の建物では必要に応じて鉄筋の引張り試験を行い降伏点強度の確認を行う他、施工の信頼性が疑われる建物では鉄筋探査機などを用いて配筋調査を行う場合がある。また、フープ形状については、せん断破壊型の建物など I_s が靱性指標 (F) 1.0 もしくは 1.27 で決定される場合には、90° フックの影響はないと考えられるが、大きな靱性指標を期待する建物では、柱表面のコンクリートが剥落した後の靱性が問題となるので、フック形状の調査を行う場合がある。

2.4.11 鉄骨階段などの付属物の調査

水平方向に対して構造体に緊結しているタイプの鉄骨階段などの付属物は、構造体への緊結部分を調査し、必要に応じて数値計算により安全性を確認する。

水平方向には構造体に緊結されていない自立型の鉄骨階段などは柱脚部の形状調査、柱・梁接合部の形状調査、および溶接部の超音波探傷試験を行い、この結果を踏まえて「S 造耐震診断基準」に基づき構造耐震指標（Is）などを計算し、安全性を検討する。

2.4.12 構造図が無い建物の調査

構造図が無い建物の耐震診断は、現地調査により以下の手順で構造図を作成し診断を行う。通常は①～②と③～⑤の2段階に分けて現地調査を行う。

①寸法測定

柱スパン、階高、柱断面寸法、梁断面寸法、壁厚、開口寸法の測定を原則として全階について実施する。

②伏図、軸組図の作成

寸法調査結果に基づき、伏図、軸組図を作成する。

③部材名の設定

柱・梁・壁の断面測定結果を踏まえて、部材の配置位置から配筋も同一と考えられる部材を同一名とし、柱・梁・壁の部材名を設定する。

④はつり調査計画の立案

柱・壁の配筋調査は、はつり調査もしくはコアボーリングと鉄筋探査を併用して行う。探査精度が良い鉄筋探査機を用いる場合には、はつり調査を省略して探査結果により配筋を決定して良い。ただし、この場合においても、鉄筋径の確認ははつり調査もしくはコアボーリングにより行う。

⑤はつり調査は、構造体に与える損傷を最小限となるように行う。

⑥配筋調査結果に基づき、柱・壁の断面リストを作成する。

⑦耐震診断は第2次診断により行うことを原則とする。ただし、第1次診断で安全性が確認できる建物は、第1次診断によっても良い。第1次診断による場合は、はつり調査などの配筋調査は省略して良い。

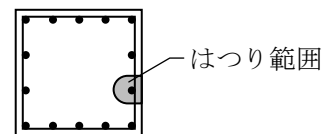


図 2.4-1 柱のはつり調査

2.5 耐震診断計算

2.5.1 コンピュータの利用

耐震診断計算においては、これまでの耐震診断基準の改訂に伴い高度な計算が求められるようになっている。特に、部材の降伏変形などから求める強度寄与係数、終局変形などから求める靱性指標 (F)、さらには Eo 指標を求める時のグルーピング計算などにおいては多ステップの計算を必要とし、コンピュータの利用は不可欠なものとなっている。

鉄筋コンクリート造を対象とした耐震診断プログラムに対しては、現在において 6 社の耐震診断プログラムが評価を受けている。診断にあたっては、評価プログラムを用いることが望ましい。

評価プログラムは、鉄筋コンクリート造を対象とした第 2 次診断に限定されており、第 3 次診断や鉄骨鉄筋コンクリート造との混構造を診断するプログラムに対しては現在のところ評価が行われていない。評価プログラムの適用範囲外の建物の診断を非評価プログラムを用いて行う場合は、診断者が耐震診断プログラムの内容を十分に確認して使用する必要がある。評価プログラムであっても、形状指標 (S_D) の算定、袖壁のモデル化、部材耐力の算定、残存軸耐力の算定など多くの計算において、指定により異なる計算を行うことができるので耐震診断プログラムを利用した耐震診断においても以下の点に留意する必要がある。

①耐震診断基準や耐震診断プログラムにおいて複数の選択肢がある以下の項目については、選択した計算方法を報告書の診断方針に記述する。

- ・地震時変動軸力の扱い : 無視、考慮、その大きさ
- ・階による補正係数 : A_i 、 $(n+1)/(n+i)$
- ・形状指標 (S_D) の算定方針 : 2017 年版(割線剛性 F_{es})、現行法(F_{es})、2001 年版(S_D)
- ・構面外の雑壁の扱い : 考慮する範囲
- ・袖壁のモデル化 : 対称形置換モデル、非対称形モデル
- ・残存軸耐力に考慮する壁の範囲 : 耐震壁、直交袖壁、壁長が大きい袖壁

②形状が特殊でコンピュータで適切な計算ができない部材の耐力と靱性は、別途計算した上でコンピュータに計算結果を直接入力する。この場合、直接入力した部分が解るように報告書に明記する。

③部材の耐力と靱性指標の計算結果は、軸組図上に明示し、妥当な計算結果となっていることを確認する。

耐震診断プログラムの多くは、図 2.5-1 に示すように新築建物用の 1 次設計プログラムで建物の形状認識や架構のモデル化を自動で行った上で建物重量や形状指標 F_{es} の算定を行い、この結果を耐震診断プログラムにリンクする方法がとられている。耐震診断プログラムではリンクされたデータを、必要に応じて直接入力により修正して部材の耐力や靱性等を算出する。また、ほとんどの耐震診断プログラムでは手計算により別途計算した部材の耐力および靱性を直接入力できる。

評価プログラムでは表 2.5-1 に示す評価範囲の計算内容は、入力データが適切であれば適切な

計算結果となるが、同表中に評価外と示している 1 次設計プログラムとのリンクや、第 2 種構造要素の判別などは内容を診断者が確認する必要がある。

評価プログラムを用いた診断であっても部材の断面寸法、配筋、材料強度が適切に入力されていることを出力により確認するとともに、計算された部材の耐力および靱性を軸組図上にプロットして、架構のモデル化が適切に行われていることなどを診断者が責任を持って確認する必要がある。

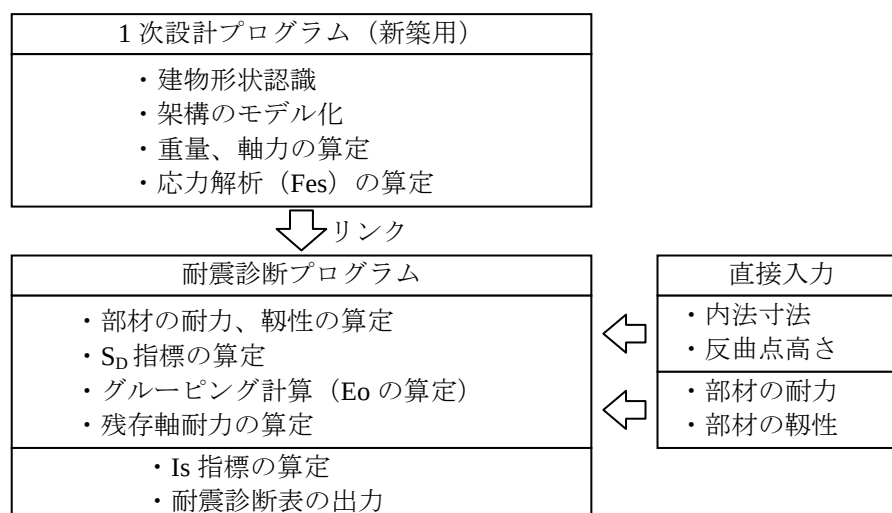


図 2.5-1 耐震診断プログラムによる診断計算

表 2.5-1 耐震診断プログラムの評価範囲

主な内容	評価の有無
1 次設計プログラムとのリンク	評価外
・ 架構のモデル化 ・ S_D 指標の算定 ・ 部材の耐力、靱性の算定 ・ グルーピング計算（E_o の算定） ・ 残存軸耐力の算定 ・ 耐震診断表の出力	評価
・ 第 2 種構造要素の判別 ・ I_s 指標の自動選定 ・ 補強部材の耐力、靱性の算定	評価外

2.5.2 診断結果の明示

診断結果は、耐震診断の依頼者である建物所有者・管理者が見て主要な部分が正しく理解できるように、以下の項目等についてまとめる必要がある。

①現地調査結果

建物の劣化状況、コンクリートの強度や中性化の程度、不同沈下の有無など、について整理し、耐震安全性や耐久性の観点から所見を示し、改善が必要な部位などをまとめる。

②各階の構造耐震指標（ I_s ）と判定結果

耐震診断プログラムで出力される診断表に採用値をマークした上で判定結果を追記するなどして、各方向、各階の構造耐震指標（ I_s ）と累積強度指標（ $C_{Tu} \cdot S_D$ ）を明示する。

③建物の構造部材の性状

柱および耐震壁などの耐力および靱性を、軸組図または伏図に破壊モード図として示して、耐震性能上の問題がある部材があればこれを明示する。

④各階の性状

各階の耐力－変形関係を C_{Tu} － F 関係図などにより示して、建物の性状をまとめる。

⑤構造体以外の安全性

コンクリートブロック壁、広告塔などの工作物、煙突や高いパラペットなどの屋上突出物、高架水槽やキュービクルなどの屋上設備機器、および大空間部分の天井などの非構造部材等について、安全性の検討結果および所見をまとめる。

⑥総合所見

現地調査と耐震診断計算の結果を要約し、安全性についての所見を述べるとともに、補強・補修などの対応が必要な事項をまとめる。

2.6 第1次診断

(1) 概要

第1次診断法では、図 2.6-1 に示すように部材種別ごとに終局時の平均せん断応力度が設定されており、建物の終局耐力はこの値に柱・壁の水平断面積、コンクリート強度による補正値（ βc ）、および強度寄与係数（ α ）を乗じて算定する。また靱性指標（ F ）は極短柱の 0.8 以外がすべて 1.0 と設定されている。従って、 I_s 指標は極短柱が存在する場合と存在しない場合の2種類の算定式により計算すれば良い。

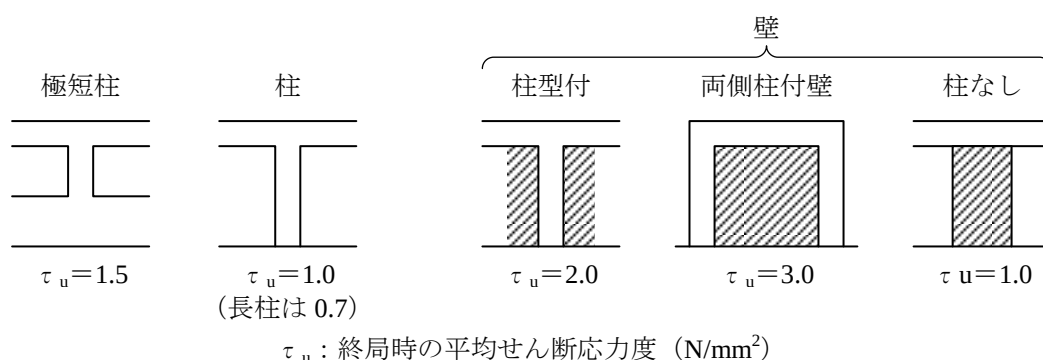


図 2.6-1 第1次診断における終局耐力

(2) 適用範囲

第1次診断は壁の多い建物に適した診断法とされている。しかしながら、図 2.6-2 に示すようにボックスカルバート状の厚い壁が配されている X 方向の診断や、図 2.6-3 に示すように壁が大きくオーバーハングしている建物の診断にあたっては、第2次診断を行い、水平力による厚い壁の面外の終局耐力や、オーバーハングによる長期応力の影響などを考慮して検討

する必要がある。また、図 2.6-4 に示すように両方向に壁が配されている建物であっても、偏心が極端に大きい建物も第 2 次診断を行う必要がある。なお、壁式構造に対しても第 1 次診断法を適用しても良いが、直交壁の効果を考慮したい場合には、「壁式耐震診断基準」を用いると良い。

なお、建物の壁の多い方向に第 1 次診断を適用し、壁の少ない方向に第 2 次診断を適用することは一般的には行っていないが、理屈上は考えられる。階別の診断次数の混用は適切でないが、一般階に第 2 次診断、地下階と塔屋階に第 1 次診断を適用する方法は一般的に行っている。

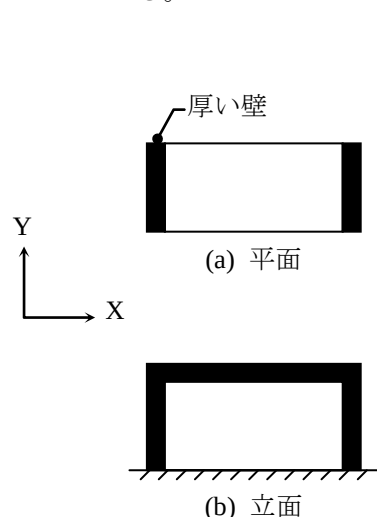


図 2.6-2
ボックスカルバート状建物

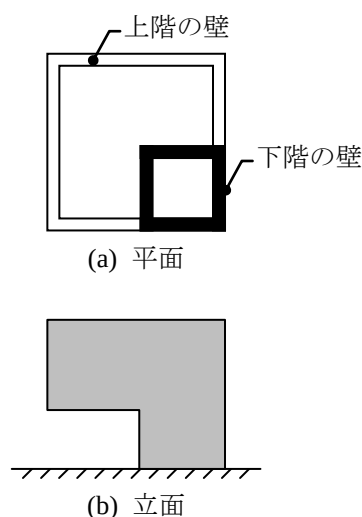


図 2.6-3
オーバーハングした壁

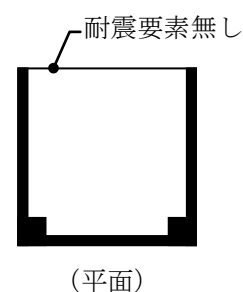


図 2.6-4
偏心が過大な建物

(3) 経年指標

第 1 次診断における経年指標のチェック項目のうち、建築年数は 30 年以上で $T=0.8$ 、20 年以上で $T=0.9$ とされていたが、2017 年の改訂において常時適切な躯体補修を実施している場合は、 $T=1.0$ として良いとされた。★このため、詳細な現地調査を実施している建物では、第 1 次診断用の経年指標 T に第 2 次診断用の経年指標を用いても良いものとする。

2.7 第 2 次診断

2.7.1 概要

第 2 次診断法は、建物が層崩壊する時の応力状態を想定して、図 2.7-1 に示すように柱は梁が十分強いものと仮定し、袖壁および耐震壁は連層効果を反曲点高さに考慮して、耐力および靱性を計算して耐震性能を評価する手法である。

1978 年の十勝沖地震の被災建物について、この方法により検討¹⁾が行われ、 I_s 指標が 0.6 以上の建物はこれらの地震においては小破程度以下の被害にとどまっていることなどが報告されている。また、1995 年の兵庫県南部地震の中高層建物を含む被災建物に対する第 2 次診断結果による検討結果³⁾では、限られた検討の範囲ではあるが I_s 指標が 0.6 以上の建物には大破・倒壊の大きな被害を受けた建物が無かったことなどが報告されている。

第2次診断法は、部材の耐力および靱性等については、断面形状に応じた高度な計算を行うものの、架構全体に対する計算は単純化されており、診断者による計算のばらつきが生じる恐れが無いなど、診断に適した手法である。しかしながら、計算を単純化しているため複雑な架構の診断には適用できない場合があることに留意が必要である。

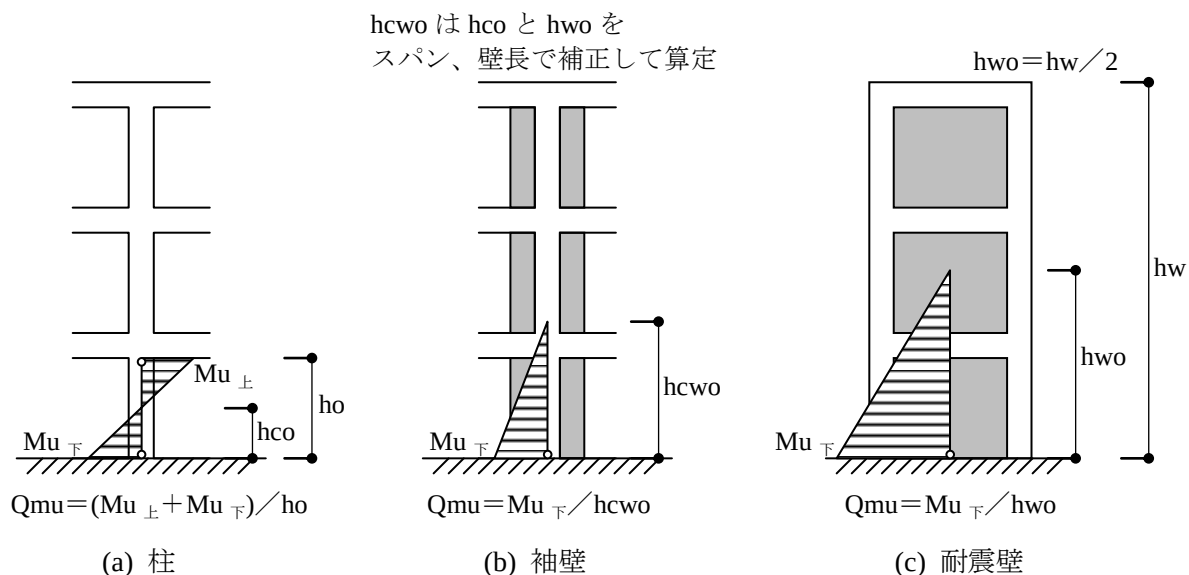


図 2.7-1 第2次診断における部材耐力 (Q_{mu}) の計算

2.7.2 建物のモデル化

(1) 診断単位

耐震診断は、棟ごとに行うことを原則とする。図 2.7-2 に示すように法的に 1 の建物であってもエキスパンションジョイントで構造体が分離されている場合は、独立した構造体ごとに診断し報告書にまとめる。ただし、外部階段など本体の構造体に付属している小構造物については、本体と別に構造耐震指標を算出する必要がある場合でも、本体の報告書に含めて診断結果をまとめる。図 2.7-3 に示す多工区から成る建物においても一体として建設されている場合には、1 つの診断単位として報告書を作成する。ただし、工区の接続に十分な一体性がないと判断される場合には、必要に応じてゾーニングを行い検討する。

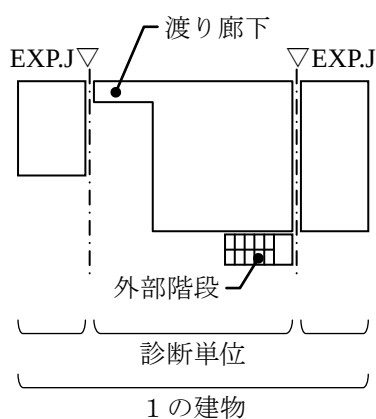


図 2.7-2 診断単位

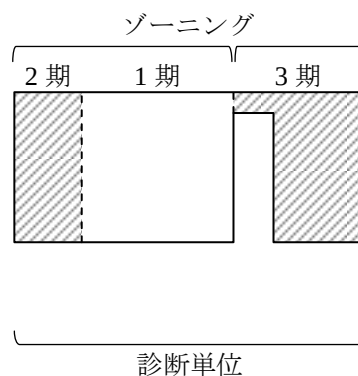


図 2.7-3 多工区から成る建物

図 2.7-4 に示すように階方向に混構造となっている場合は、建物全体を 1 つの診断単位として S_D 指標などを定めた上で、それぞれの階にそれぞれの階の構造種別の診断基準を適用するなど、適切な方法により診断を行う。

図 2.7-5 に示すように平面的に混構造となっている建物では、一体として構築されている場合には 1 つの診断単位とみなして検討を行うが、床の剛床仮定の成立や構造種別が異なることによる地震規模に応じた剛性バランスの変化などについて十分な検討を行い、慎重な検討が必要である。ただし、RC 造部分が大半を占める建物で剛性が極めて小さい S 造部分が RC 造部分に緊結されている場合には、地震力伝達の検討を行った上で、剛性および耐力が大きい RC 造部分に S 造部分の重量を見込んで S 造部分の耐力は無視して診断を行っても良い。

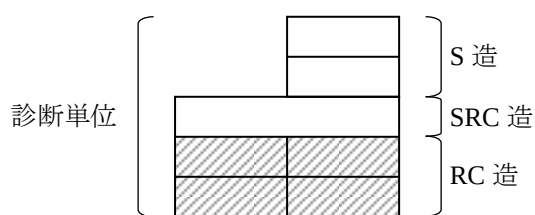


図 2.7-4 階方向の混構造建物

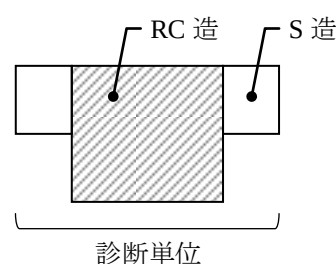


図 2.7-5 平面的な混構造建物

(2) ゾーニング

(a) 概要

1 つの建物であっても、建物の形状が特殊であったり耐震要素の配置が特別に偏っていたり、また、床の剛性もしくは耐力が大きくないなどのため、建物が地震振動に対して一体として挙動しない可能性がある場合は、ゾーニングによる検討を行う。ゾーニングは原則として、 $X \cdot Y$ の 2 方向の地震力に対して、方向別に一体として挙動すると判断されるエリアを設定し、エリアごとに自重および構成部材の耐力、靱性を集計して構造耐震指標などを算定する。ゾーニングの必要性の判断が難しい場合は、各ゾーンの重量および耐力から建物全体が一体と挙動すると仮定した場合に、床スラブに生じるせん断力を算出し床スラブのせん断ひび割れ強度（ $0.1F_c$ 程度）と比較して、地震時に各ゾーンが一体として挙動できるか検討する。各ゾーンが一体として挙動できないと判断された場合には、各ゾーンの性能を建物の耐震性能とみなして補強の要否などを判断する。ゾーン境界部の床スラブの耐力が十分にある場合には建物全体を一体として扱って良いが、必要に応じてゾーニングした場合の性能も踏まえて補強の要否などを適切に判断する。

(b) 平面形状が複雑な建物

L 型形状などの建物は、図 2.7-6 に示すようにゾーニングして I_s 指標を算定する。図 2.7-7 に示す建物では、 X 方向は耐震壁の配置状況から一体として挙動しない可能性があるためゾーニングと全体（一体）の 2 ケースを検討し、 Y 方向は大梁と床スラブの存在により一体として挙動すると考えられるので一体として検討することが一般的である。

ゾーニングした場合の S_D 指標は原則として全体を一体とした場合の S_D 指標を準用するとされているが、 S_D (a ~ j : 平面・立面形状) は全体の値とするが、 S_D (1・n : 偏心率・剛重比) はゾーニング部分の値で良いとする考え方もあるので、建物の形状に応じて診断者が適切に判断する。

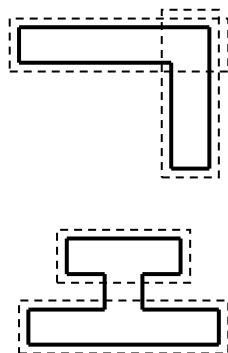


図 2.7-6 平面のゾーニング

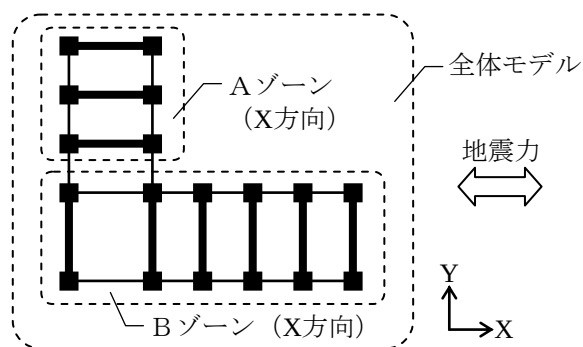


図 2.7-7 突出部が大きい場合のゾーニング

図 2.7-8 に示す大きくくびれを有する建物では、くびれ部の中央付近で建物を分割して X・Y 両方向に対してゾーニングにより I_s 指標を算定する。

図 2.7-9 に示す大きな吹抜けを有する建物で、かつ、耐震要素の配置に偏りが認められる場合は、同図において Y 方向に対してはゾーニングによる検討を行うとともに、ゾーン間の地震時の変位差に伴い生じる床面内せん断力により、吹抜け部の床スラブが大きく損傷しないか検討する必要がある。

図 2.7-10 に示すロ字型平面形状の建物では、耐震要素が一様に配されていて、かつ、床開口が無いなど、床スラブが剛強であれば一体として計算して良いと思われるが、同図に示すように耐震壁の配置に偏りがある場合には、必要に応じてゾーニングによる検討を行う。

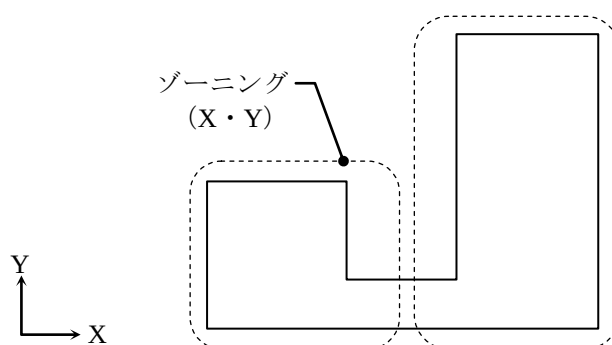


図 2.7-8 平面形に大きくくびれを有する建物

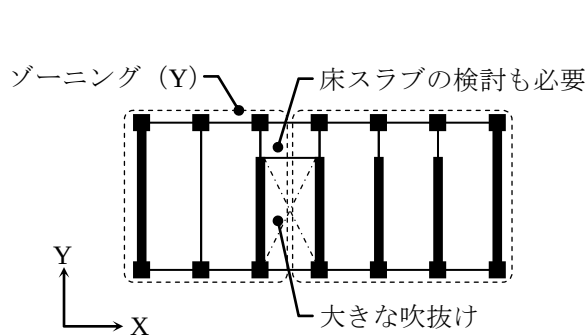


図 2.7-9 大きな吹抜けを有する建物

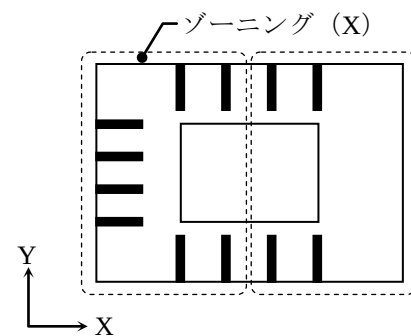


図 2.7-10 壁配置に偏りがあるロ字型平面

(c) 立面形状が特殊な建物

図 2.7-11 に示す傾斜地に建つ建物の診断では、地下階への地震力伝達比率などを設定すれば、このままの形状で 5 層建物としてモデル化して診断することは可能であるが、 A_i や形状指標 (S_D) の算定などの方法が明確でない。このような場合には、同図に示すように建物を 5 層モデルと 4 層モデルにゾーニングするなどして諸定数を設定し検討することが考えられる。

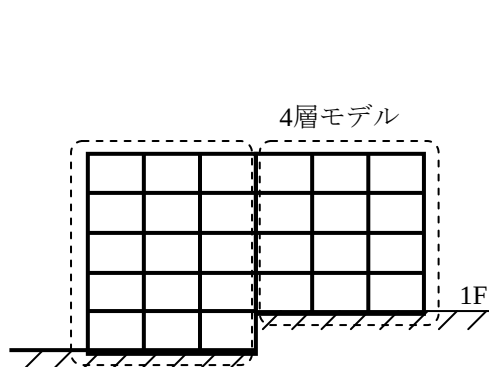


図 2.7-11 傾斜地の建物

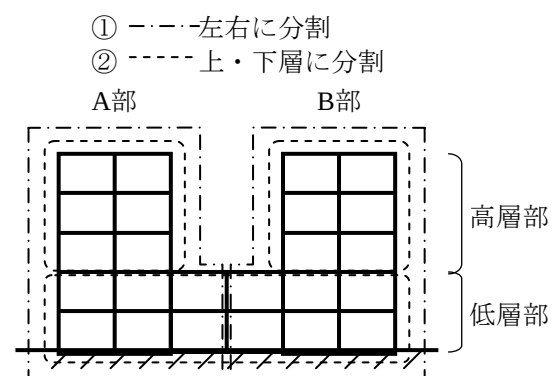


図 2.7-12 ツインタワー

図 2.7-12 に示すツインタワーの建物では、既往の耐震診断プログラムでは全体を一連計算により診断することが困難である。このような建物では、ツインタワー部分の規模に応じて、以下のようにゾーニングして診断することが考えられる。

- ① 低層部の中央で高層部も含めて A 部、B 部に分割して診断する。
- ② 低層部、高層部 (A 部)、高層部 (B 部) に分割して診断する。ただし、 A_i や S_D は全体形で算出した値を用いる。

(d) 床の剛性や強度が十分でない建物

床の剛性や強度が十分でない建物の診断においては、地震時に一体として挙動すると考えられるエリアごとにゾーニングを行って検討する。図 2.7-13 に示す屋根のみが鉄骨造である鉄筋コンクリート造の建物において、屋根面に十分なブレースが配されていない場合

には、図中に示すように剛床が期待できるエリアと、自立柱形状となる部位にゾーニングして検討する。

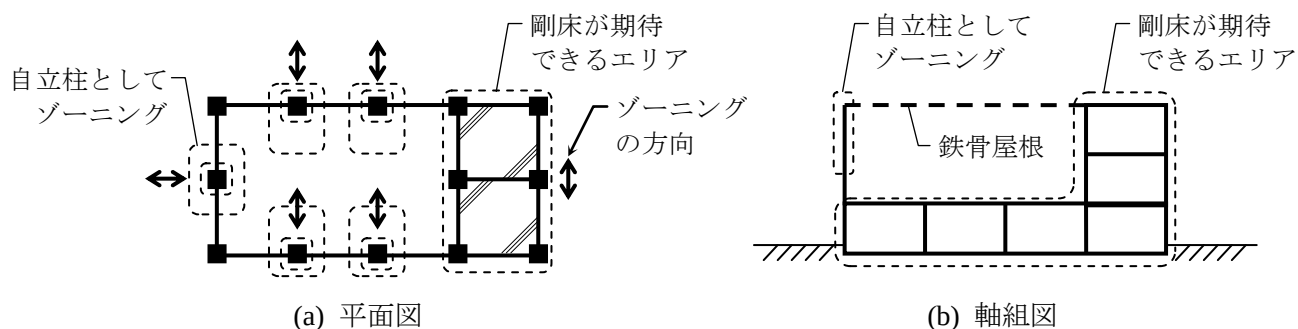


図 2.7-13 RC 造体育館の診断

図 2.7-14 に示す H 型の平面形状の建物では、X 方向の一体性が十分でない判断されるため、A、B ブロックに分けてゾーニングして診断することが必要と思われる。ただし、A、B ブロックの形状がまったく同一の場合には、地震時には同一の挙動をするとして、一体として診断しても良い。Y 方向については EV コア部分の大梁の存在により A、B ブロックが同一変形すると考えられるため、一体として評価することが一般的である。

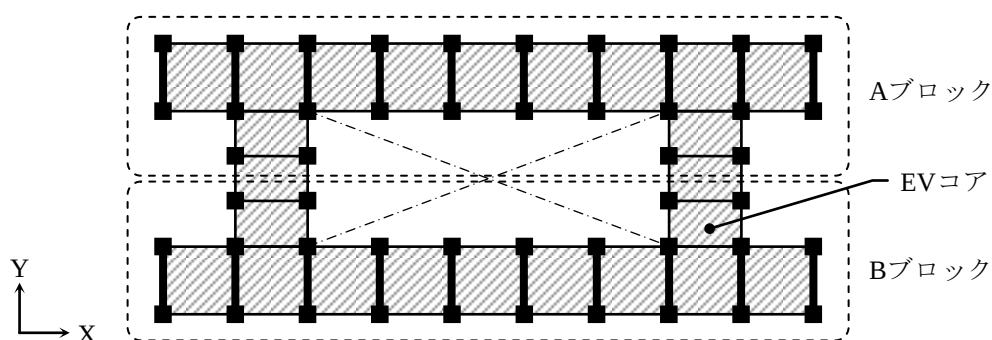


図 2.7-14 H 型の平面形状の建物

(e) 耐震壁の配置が大きく偏っている建物

図 2.7-15 に示すように、A ゾーンには Y 方向に耐震壁が多く配され、B ゾーンには X 方向に耐震壁が多く配されている建物では、A、B ゾーンを一体として検討すると両方向に耐震壁が多く配されていることになり、大きな耐震性能が得られる。しかしながら、A ゾーンと B ゾーンの境界部の床スラブには地震時に大きなせん断力の移行が生じ、床が損傷する可能性が高い。このため、一体とした場合の診断結果などから境界部の床に作用するせん断力の大きさを把握し床スラブの強度を検討する必要がある。境界部のスラブの強度が問題無ければ、形状指標を適切に定めれば一体として診断しても良い。境界部のスラブの強度が十分でない場合は、ゾーニングにより検討する必要がある。ただし、この場合には床スラブを介してせん断力が他ゾーンに流れる効果を考慮して I_s 指標を算定しても良い。床スラブの許容せん断耐力は本マニュアル「2.7.8 その他の検討」による。

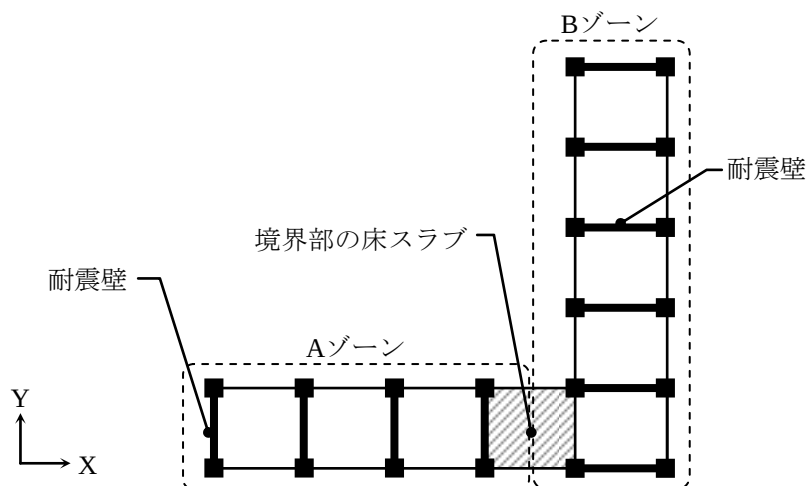


図 2.7-15 耐震壁が大きく偏っている建物

(3) 階の構成

(a) 原則

耐震診断にあたっては、階ごとに構造耐震指標（ I_s ）を算定することを原則とする。ただし、1つの階の上・下で耐震性能が大きく異なる部分が存在する場合には、必要に応じて層を設定し1つの階の中においても複数の構造耐震指標を算定する。

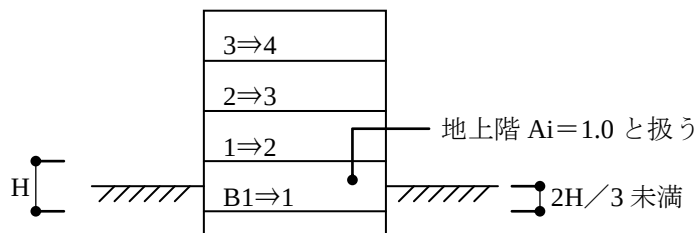
階は建築確認申請図書に記載されている階とするが、建物の現状に応じて階の構成を見直しても良い。

(b) 地下階

1) 地下階の定義

階の高さの $2/3$ 以上が地中であり、かつ、4周面に剛強な地下外壁が配されている階は、耐震診断において地下階として扱うことができる。この場合、壁が多く配されており、現地調査でも過大なひび割れなどの異常が認められなければ、地下階は耐震診断計算の対象から除外することができる。

階高さの $1/3$ 以上が平均地盤面以下となる階は、建築基準法上は地下階とみなされるが、図 2.7-16 に示すように階高さの $2/3$ 以上が平均地盤面以下となっていない建物は、構造上は地下階とみなせないで、地下階を地上階の最下層（ $A_i=1.0$ ）とみなして診断する必要がある。この場合、 S_D 指標の算定における h 項目（地下室の有無）は、地盤への埋込みの程度を考慮して、 $S_D=1.1\sim 1.0$ として良い。



形状指標 S_D : 埋込みの程度を考慮して $S_D=1.1\sim 1.0$ として良い

図 2.7-16 土被りが $2H/3$ 未満の地下階の扱い

2) 地下階として扱う場合

図 2.7-17 (a) および (b) に示すように、すべての外周面に土被りがあり平均地盤面に対して、階高の $2/3$ 以上が地中となる建物では S_D 指標に地下階を考慮し、かつ、1 階を地上階の最下階として A_i を算定するなどして診断することができる。地下階の壁の量が少ないなどのため耐震性が懸念される場合は、地下階の診断計算を行う。この場合、地下階の A_i (地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す数値) は、図 2.7-18 に示す現行法で定められている 1 次設計時の地震力分布から (2.7-1) 式により計算することができる。

$$A_{B1} = \frac{0.2\Sigma W + 0.1W_{B1}}{0.2(\Sigma W + W_{B1})} \quad \dots\dots\dots (2.7-1) \text{ 式}$$

A_{B1} : 地下 1 階の A_i の値
 ΣW : 地上階の総重量
 W_{B1} : 地下 1 階の重量

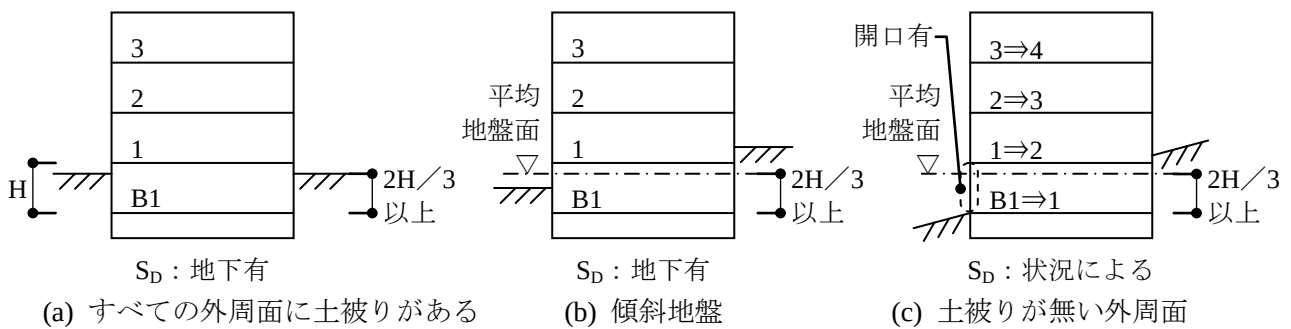
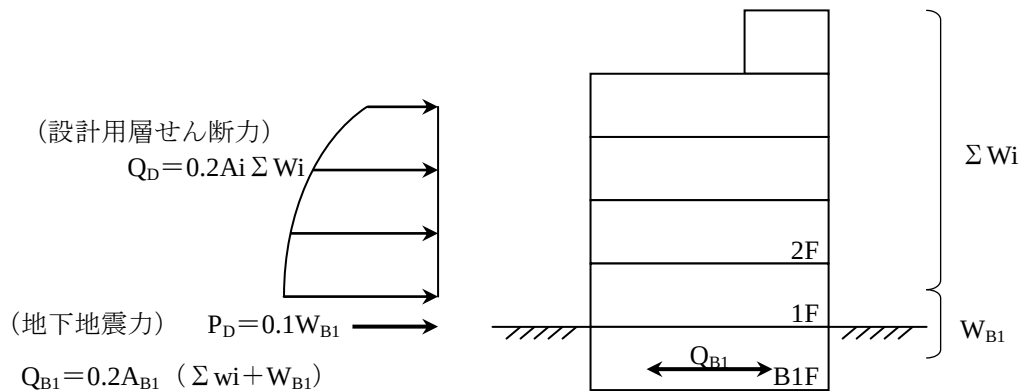


図 2.7-17 土被りが $2H/3$ 以上の地下階の扱い



A_{B1} を地下 1 階の A_i と定義した場合、 A_{B1} は (2.7-1) 式により算定できる。

図 2.7-18 現行法に基づく 1 次設計時の設計用地震力

3) 傾斜地盤などの扱い

図 2.7-17 (c) に示すように階高の $2/3$ 以上が平均地盤面以下となる建物であっても、外周面の 1 面以上に大きな開口を有していたり、土被りが無い建物では建物内での地震力

の増幅が想定されるため、地下階を地上階の最下階とみなして診断することが望ましい。
 この場合、 S_D 指標については基礎の深さなどから入力地震動の低減の程度などを考慮して、 S_D 指標算定における h 項目（地下室の有無）は部分地下と扱うなど、適切に評価する。

4) ドライエリアの扱い

ドライエリアがある建物についても図 2.7-19 (a) に示すようにドライエリアも含め平均地盤面内に階高きの $2/3$ 以上が埋め込まれており、かつ、4 周面に剛強な地下外壁が配されている場合には、地下階での地震応答の増幅が小さいと考えられるため、1 階を地上階の最下階とみなして、かつ、 S_D 指標の算定は地下有とみなすことが考えられる。ただし、図 2.7-19 (b) に示すように外周面の 1 面以上に大きな開口を有する場合には、地下階での地震応答の増幅が想定されるため、地下 1 階を地上階の 1 階とみなして診断する必要がある。この場合でも、ドライエリアも含め平均地盤面内に階高きの $2/3$ 以上が埋め込まれている場合は、良好な地盤からの地震入力となると想定されることから、 S_D 指標の算定は地下有とみなすことが考えられる。

5) 片土圧の扱い

前述した図 2.7-17 (c) や図 2.7-19 などのように地下階等に片土圧が作用する場合には、 I_s 指標の算定にあたっては地盤の状況に応じて片土圧の影響を適切に考慮する必要がある。特別な検討を行わない場合、片土圧となる部分の静止土圧の総和を建物重量で除した値を、強度指標 (C) から差し引いて片土圧を考慮した強度指標を算出し、耐震診断基準の (5) 式により構造耐震指標 (I_s) を算出することが考えられる。

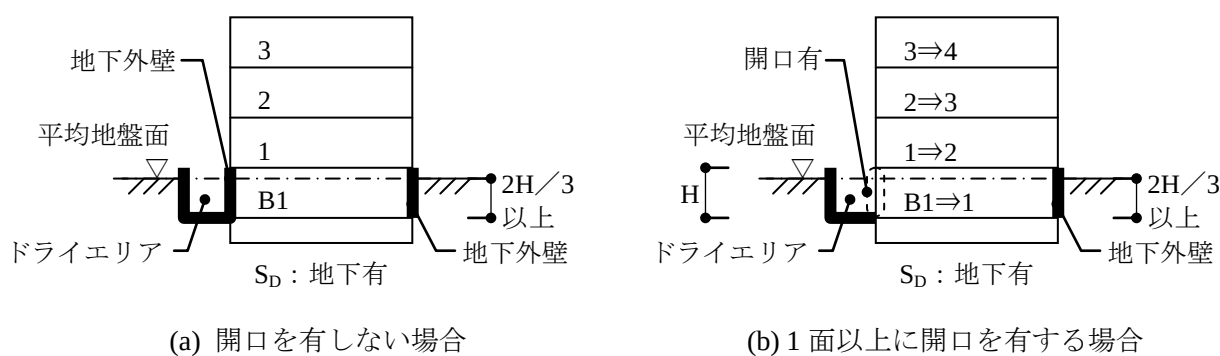


図 2.7-19 ドライエリアの扱い

(c) 塔屋

建築面積の概ね $1/8$ 以下の面積の塔屋は、塔屋階の重量を最上階の重量に含めて一般階の診断を行った上で、塔屋階だけを別途取り出して診断することが望ましい。塔屋階を一般階とみなして一連計算すると、塔屋階直下の階が剛重比による S_D 指標の低減を受けることがあるので、留意が必要である。

塔屋階を取り出して診断する場合は、階の補正係数には $1/A_i$ を用いる。ただし、実務

では A_i の上限を 3.0 程度としていることが多い。診断次数は一般階を第 2 次診断や第 3 次診断で診断している場合であっても、塔屋階は判定が OK となる場合には第 1 次診断で終了しても良い。NG となる場合には第 2 次診断まで行うことを原則とする。

塔屋の面積が建築面積の $1/8$ を超えるなど塔屋が建築基準法の階とみなされる場合であっても、塔屋の規模が小さかったり、また、壁式構造となっているなど、一般階と異なる振動状態となると判断できる場合には、前述した方法で塔屋階を取り出して診断しても良い。

(d) 中間階

図 2.7-20 に示すように建物の一部に中間階を有する建物の診断にあたっては、中間階を階と扱うと剛重比や偏心率の計算において不合理な結果が得られる場合がある。このような小規模な中間階は階として扱わず、同図に示すように中間階の上・下で層の耐力を算出し、小さい値を階の水平耐力とみなして診断することが望ましい。また、図 2.7-21 に示すように建物の一層が設備階などの剛強な層となっている建物では、設備階も一般階として扱うと剛重比の計算が不合理な結果となるので、この部分の水平耐力が十分あり、この部分で層崩壊が生じないことを確認した上で、この部分の I_s 指標の算定を省略しても良い。

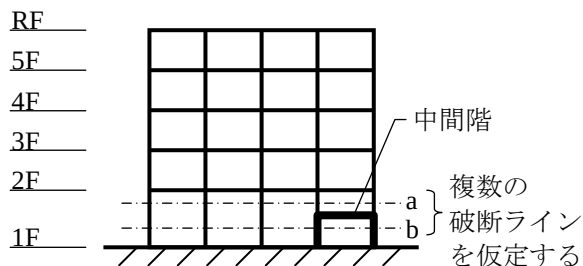


図 2.7-20 中間階を有する建物

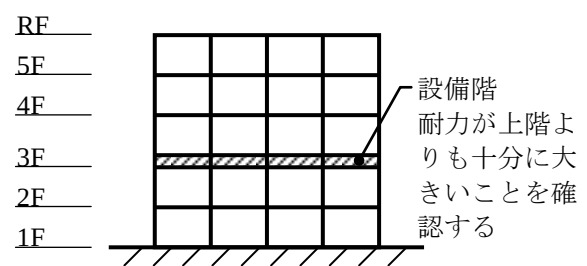


図 2.7-21 設備階を有する建物

(e) スキップフロア

図 2.7-22 に示す一様な架構から成るスキップフロアで構成される建物の耐震診断は、以下のような方法で行うことが考えられる。

- ① 建物の中で最も主要な階を構成する部分から層構成を決定し、各層の重量を集計した上で形状指標 (S_D) や A_i を決定する。
- ② 部材の耐力および靱性は、架構の形状を忠実に考慮して算定する。この場合、スキップフロアの境界部分で上・下 2 本に分れる柱は、図 2.7-23 に示すように柱の中間に取付く梁による曲げ戻し効果を考慮して耐力 (Q_{mu}) と等価なクリアスパン (hoe) を算定した上で、靱性を決定することが考えられる。
- ③ 各層の破断線を複数設定して耐力および靱性を集計し、 I_s 指標が最も小さく算定される破断線の耐力および靱性をその層の性能とみなす。

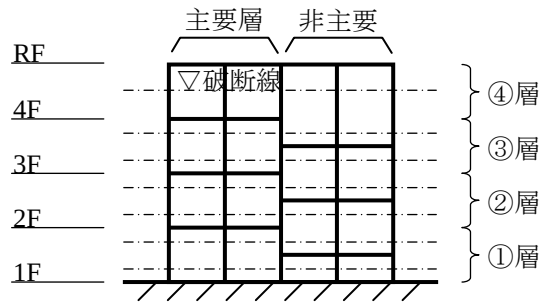


図 2.7-22 スキップフロアを有する建物の診断

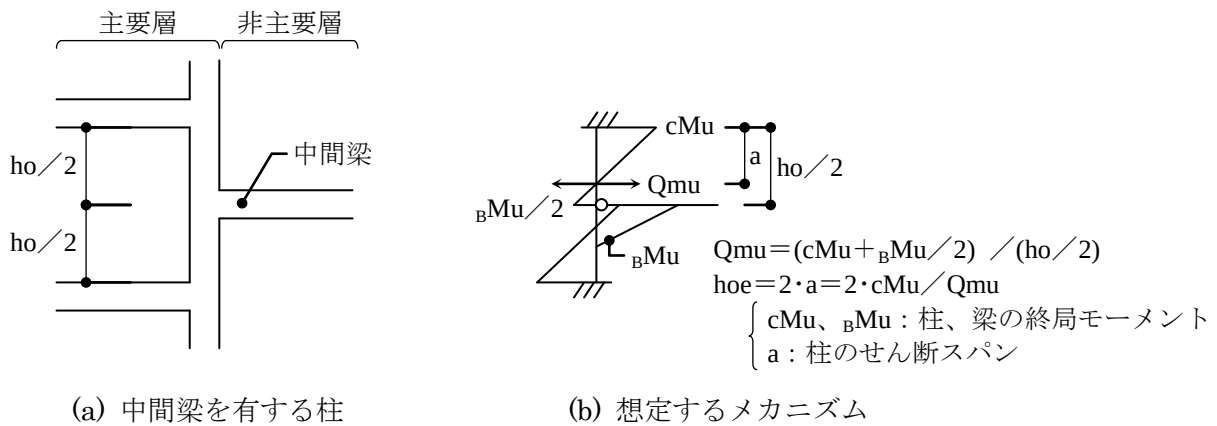


図 2.7-23 中間梁を有する柱の曲げ耐力 (Q_{mu}) と等価内法寸法 (hoe)

(f) 傾斜屋根を有する建物

図 2.7-24 に示す傾斜屋根を有する建物の耐震診断にあたっては、図中に破線で示すように層を定義して各層の重量と A_i を算定した上で、各層を支える柱などの耐震要素の耐力を集計して I_s 指標を算定する。この場合、傾斜部材である梁材も水平力を負担できる可能性があるため適切に評価できる場合には考慮しても良いが、第 2 次診断においてはこの耐力を無視することが一般的である。

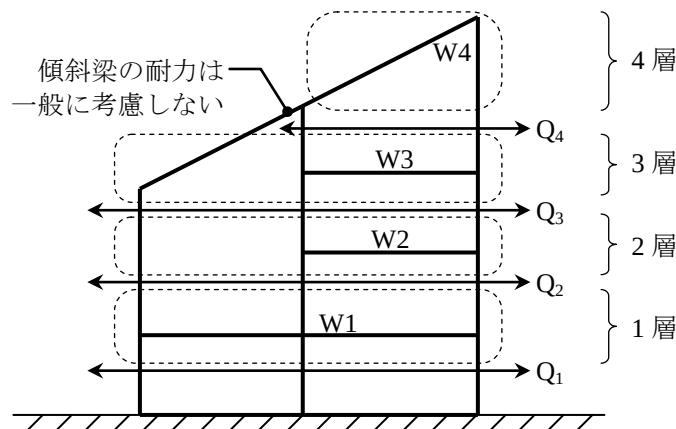


図 2.7-24 傾斜屋根を有する建物の診断

(4) 架構のモデル化

耐震診断における架構のモデル化は、大地震時における架構の性状を把握することを主眼として、以下を参考にしてできるだけ明解なモデル化を行う。

- ①平面的な折れ曲がり角が 15° 以下の場合には折れ曲がり角が無いものとして良い。 15° 以上の傾斜軸を有する建物は、傾斜している部材の耐力に $\cos^2 \theta$ を乗じて評価を行う。

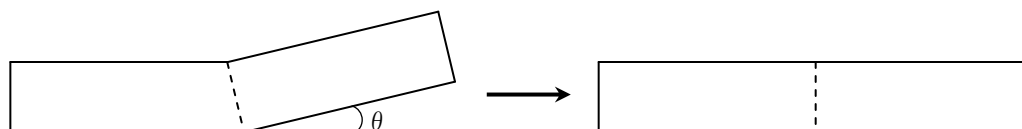


図 2.7-25 折れ曲がり角を無視して良い場合 ($\theta \leq 15^\circ$)

- ②柱、梁を線材にモデル化する際の軸心は不連続の無いようにする。この時、構造スパン長は原則として 1 階柱心を基準とする。同一階にせいの異なる梁が混在する場合には、過半を占める梁のせいに基づいて構造階高を統一しても良い。この場合、柱の内法高さは正確な値を入力する。

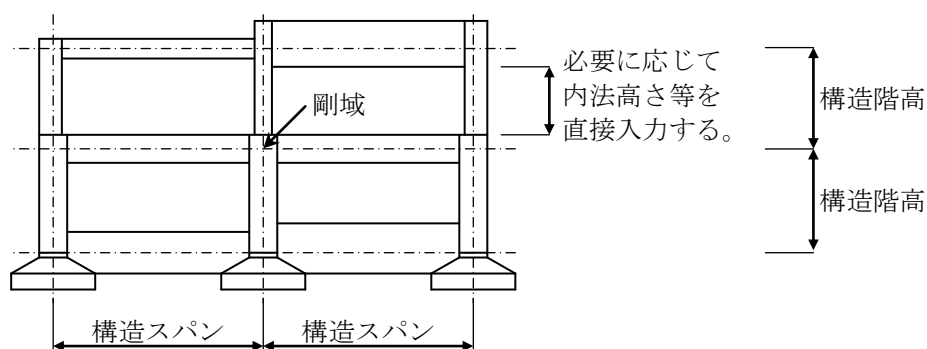


図 2.7-26 線材にモデル化したときの軸心の設定

(5) 柱のモデル化

- ①図 2.7-27 に示すように、柱に腰壁などが取付く架構では、柱のヒンジ位置は原則として梁フェイスおよび腰壁等のフェイスとする。

- ★②1971 年の RC 計算規準改訂以降の建物であって、腰壁・垂壁が取付かない柱において、柱帯筋が図 2.7-28 に示すように柱頭・柱脚および柱中間部で異なる場合には、せん断耐力は端部帯筋を用いて計算しても良い¹³⁾。この場合、端部帯筋は柱端部（危険断面位置）から柱せい (D) の 1.5 倍以上の範囲に配筋されており、かつ、中間部の帯筋間隔は端部帯筋間隔の 1.5 倍以内であること。

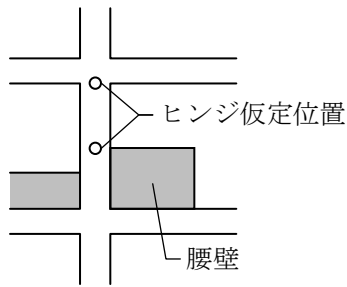


図 2.7-27 柱のモデル化

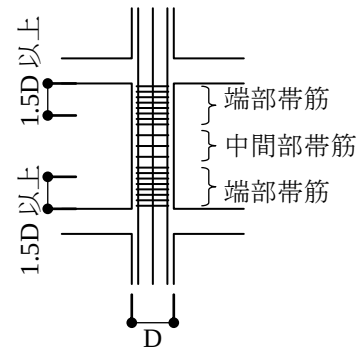


図 2.7-28 帯筋が一様でない柱のモデル化

③直交に耐震壁が取付く場合、壁厚の 6 倍かつ 1.0m 以下の範囲の直交壁の断面積を柱断面（幅）に加算して、柱のせん断耐力を算定しても良い。

★④異形鉄筋を主筋とする $h_o/D \geq 3$ の長柱において、引張鉄筋が 1.0% 以上であるため靱性が $F=1.0$ に制限されている柱について、靱性保証型耐震設計指針⁹⁾などにより付着割裂破壊が生じる恐れがないことが確認された場合には、 $F=1.0$ の制限を考慮しなくても良い。

⑤帯筋が 90° フックであると確認された柱の靱性指標は 1.27 以下に制限するか、帯筋間隔を 2 倍としてせん断耐力および靱性指標を計算する。

(6) 壁のモデル化

(a) 原則

耐震診断プログラムでは、壁開口の大きさなどを判別して架構のモデル化を自動的に行うため、耐震診断にあたっては使用する耐震診断プログラムの仕様を理解した上で入力データを作成し、適切なモデル化となるように以下の点に配慮する必要がある。

①開口周比が 0.4 以下の壁については、耐震壁とみなして診断計算を行う。開口周比が 0.4 を超える壁については、原則として袖壁付き柱などにモデル化して計算する。

②縦スリット状の開口が上・下に多数層連続する耐震壁は、必要に応じて開口上部および下部の梁の強度を考慮して耐震壁の耐力の低減を行うか、耐震壁を袖壁付き柱などにモデル化して評価するなど、適切に計算する。

③柱、梁の耐力算定にあたっては、垂壁、腰壁、袖壁が取り付くことによって柱、梁の終局耐力および破壊モードがどのような影響を受けるかを適切に判断してモデル化する。

④雑壁（柱に取り付かない方立て壁、ラーメン外の壁）も厚さが 10cm 以上であれば耐力、剛性に考慮することを原則とする。

⑤部材耐力に考慮する袖壁は片側の長さが、200mm 程度以上のものを考慮することが一般的であるが、柱の剛強さに応じて考慮する袖壁の最小寸法を定める。

(b) 構面内の壁

1) 複数開口を有する耐震壁

開口周比の算定にあたっては、複数開口を包絡開口面積として評価するか、開口面積の総和として評価するか、開口形状に応じて適切に判断する。

複数開口間の壁が有効であり包絡開口としない目安は、これまでは図 2.7-29 を参考に開口の離れが開口高さの 1.5 倍かつ 45cm 以上程度としてきた。

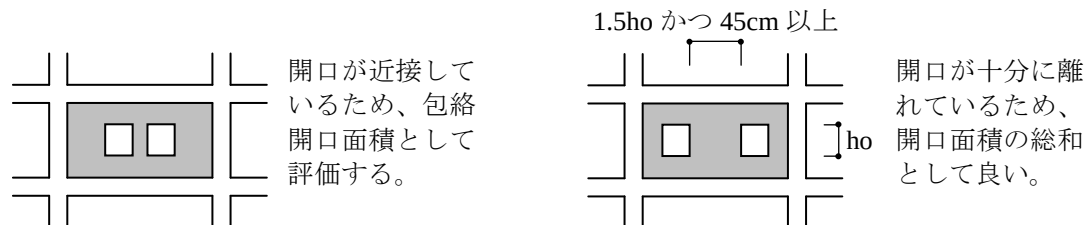


図 2.7-29 開口周比の計算

2) 小開口

架構のモデル化を自動的に行う耐震診断プログラムにおいて図 2.7-30 に示す小開口を入力した場合、この部分の柱が極脆性柱と判断され、適切でない破壊モードとなることがある。強度への影響が小さい小開口は壁のモデル化上は無視した方が良い。このような場合には、小開口を無視して袖壁にモデル化し、袖壁に対する小開口の開口周比を計算してせん断耐力を低減するなどして診断することが望ましい。

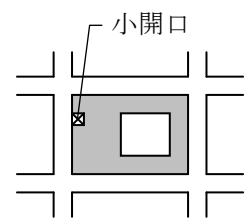


図 2.7-30 小開口

3) 耐震壁として扱えない開口形状

開口周比が 0.4 以下であっても、図 2.7-31 に示す横スリット状および縦スリット状の耐震壁は、柱または梁の破壊が生じやすいため必要に応じて耐震壁として扱わず、横スリット状の開口を有する構面は柱と腰壁・垂壁付きの梁に、縦スリット状の開口を有する構面は袖壁付き柱にモデル化する。

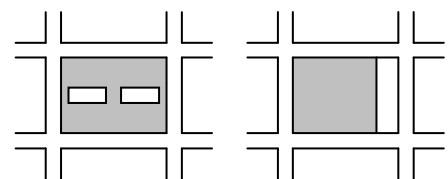


図 2.7-31 スリット状の開口

4) 複雑な形状の壁

垂壁、腰壁、袖壁などの雑壁が取り付く部材の危険断面位置（降伏位置）は原則として雑壁フェイス位置とするが、壁の厚さと形状および柱・梁断面寸法などに応じて危険断面位置を適切に判定して良い。集合住宅などの北側の構面は図 2.7-32 に示すような複雑な形態であることが多く、このような壁を正確にモデル化するには限界がある。複雑な雑壁が取付く架構においては、雑壁が取付く柱の破壊状態をイメージし、その破壊状態が計算できるモデル化とする。想定した鉛直部材のモデル化を診断方針に明記して、この部分の耐

力と靱性が耐震診断プログラムで正確に計算できる入力とする。

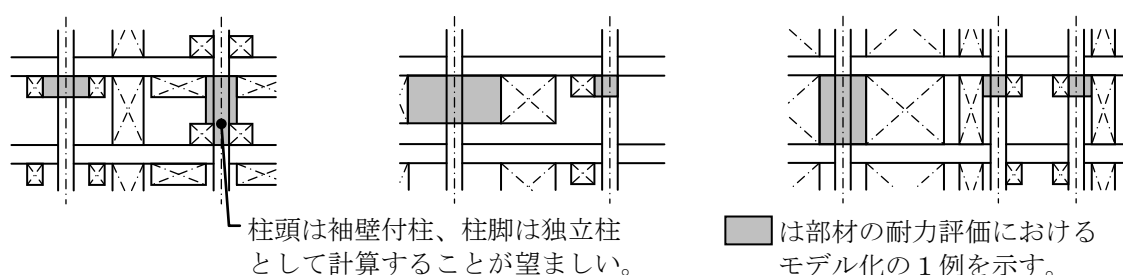


図 2.7-32 雑壁が付く部材のモデル化

(c) 連層袖壁架構と縦連層開口を有する耐震壁

図 2.7-33 に示すように袖壁が連層で配された架構では、袖壁が引張り側になるときは小さな耐力に計算される場合がある。このような場合には袖壁の先端に仮想柱を設け、開口補強筋や直交壁筋に見合う鉄筋を仮想柱の主筋として扱うなど、適切に計算する。

図 2.7-34 に示すように縦連層開口を有する耐震壁は、開口上・下部の梁が曲げ降伏、またはせん断破壊するときの壁耐力を検討して、この時の耐力が壁耐力よりも小さい場合には、必要に応じて壁耐力（せん断耐力）を修正して診断に反映させることが望ましい。この場合、開口部の梁の耐力を考慮した耐震壁のせん断耐力（ Q_{u3} ：図 2.7-35 参照）は、袖壁が基礎まで連続的に配されているなどのため、大梁に作用する常時応力が小さいと判断される場合には（2.7-2）式により略算的に算定することが考えられる。この場合でも、耐震壁の曲げ耐力は別途検討する必要がある。

$$Q_{u3} = \left(\frac{Q_{Bi+1} + Q_{Bi}}{n} \right) \times \frac{L}{H} \quad \dots\dots\dots (2.7-2) \text{ 式}$$

Q_{Bi+1}, Q_{Bi} : $i+1$ 層および i 層の境界梁の曲げ耐力およびせん断耐力の小さな値
 n : 1～2 の値。低層建物で剛強な基礎梁が耐震壁直下に配されている場合などは $n=1$ として良い。中高層建物で縦スリット状の開口が多数層連続する場合には $n=2$ とする。その他の場合は $n=1.5$ として良い。
 L, H : スパン、階高（図 2.7-35 参照）

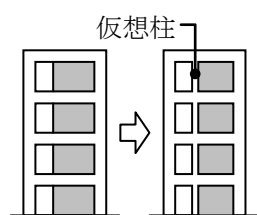


図2.7-33 連層袖壁

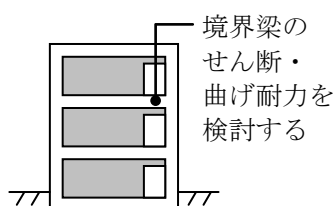


図2.7-34 縦連窓開口

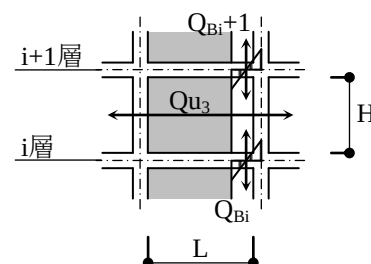


図2.7-35 開口部耐力を考慮した耐力壁の耐力

(d) 構面外の雑壁

耐震診断では、上下階の床に接続する壁はスラブ上の壁であっても有効とし、診断計算の耐力および剛性に考慮することを原則とする。ただし、跳ね出し部先端の壁が直交壁の拘束無しに配置されている場合など、明らかに耐震的に有効でないと判断される場合には、これらの影響を無視しても良い。

2.7.3 部材耐力等の計算

(1) 概要

第 2 次診断法では鉛直部材を柱、袖壁、耐震壁に分けて部材耐力等の計算を行う。旧基準設計建物では開口部を有する複雑な形状の壁が柱や梁に取り付いていることが多くあり、これらの開口付壁のモデル化が耐震性能の計算結果に大きく影響するので、開口付壁のモデル化は適切に行う必要がある。

新築建物を対象とした平成 19 年国土交通省告示第 594 号では、(2.7-3) 式で求めた開口周比 (γ_0) が 0.4 以下であれば耐力壁と扱うことができ、無開口壁の耐力に (2.7-4) 式で求めた低減率を乗じて開口付壁のせん断耐力を算定することが規定されている。ただし、図 2.7-37 に示す梁下までの縦スリット状の開口を有する壁は、開口周比 (γ_0) が 0.4 以下であれば耐力壁とみなすことはできるものの、1 の壁 (1 枚の壁) として計算することはできないとされている。

$$\gamma_0 = \sqrt{\frac{h_0 \cdot \ell_0}{h \cdot \ell}} \quad \dots\dots\dots (2.7-3) \text{ 式}$$

$$\gamma_2 = 1 - \max\left(\gamma_0, \frac{\ell_0}{\ell}, \frac{h_0}{h}\right) \quad \dots\dots\dots (2.7-4) \text{ 式}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_0 : \text{開口周比} \\ \gamma_2 : \text{開口低減率} \\ h_0, h, \ell_0, \ell : \text{図 2.7-36、図 2.7-37 参照} \end{array} \right.$

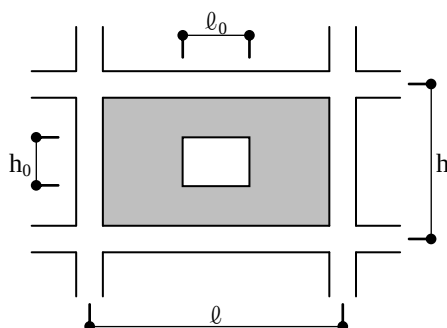


図 2.7-36 開口付壁

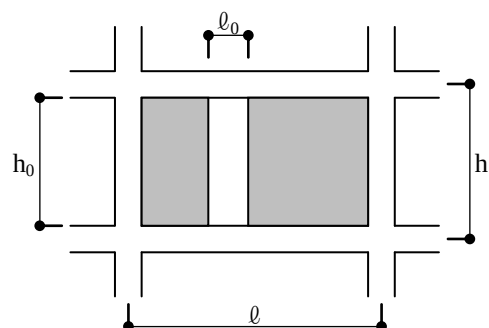


図 2.7-37 縦スリット状の開口

耐震診断も基本的に告示第 594 号と同様の考え方に立って行われており、開口周比が 0.4 以下の壁は耐震壁として面材として計算し、開口周比が 0.4 を超える壁は複数の袖壁などに分

けて計算する。ただし、耐震診断基準における開口付壁の耐力低減式には、(2.7-4) 式の第 3 項である h_0/h による低減が含まれていない。従って、縦スリット状の開口を有する壁は架構全体の開口の取付き方などを考慮して、前述した方法など適切な方法で耐力低減を考慮する必要がある。また、複雑な開口が配されている壁において耐力等の精算が困難な場合には、開口周比が 0.4 を超える場合においても、(2.7-4) 式を準用して開口付壁のせん断耐力を算定することも考えられる。

(2) 柱の耐力等の計算

柱の耐力と靱性は、柱断面形状、柱軸力および柱の内法寸法から計算する。従って、柱のモデル化では柱の内法寸法 (h_0) を適切に設定することが要点になる。

RC 造建物では過去の大地震時において、腰壁や垂れ壁付の柱が大きな被害を受けた経緯から、図 2.7-38 に示すように柱のヒンジ位置は腰壁等のフェイスとしてきた。しかしながら、最近の診断では図 2.7-39 に示すように、腰壁が引張側に取り付く場合には腰壁の存在を無視して計算する事例が稀に見られる。このような計算を行う場合には、引張側の腰壁に配されている開口補強筋などの影響により、柱に脆性的な破壊が生じないことを確認する必要がある。

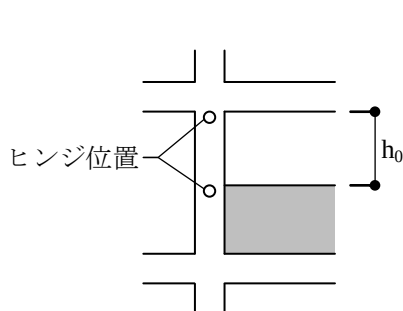


図 2.7-38 通常のモデル化

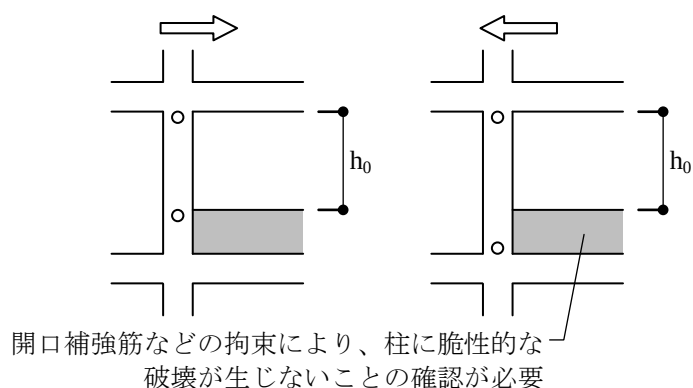
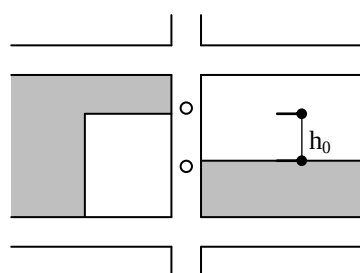
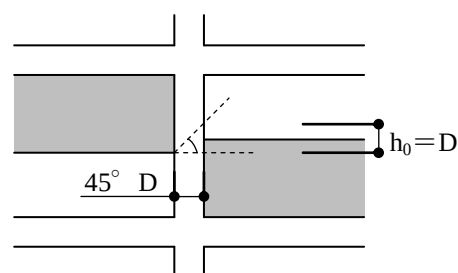


図 2.7-39 加力方法による異なるモデル化

図 2.7-40 に示すように垂壁・腰壁が取合う場合も、両者のフェイス間寸法を柱の内法寸法 (h_0) とする。ただし、付図 (b) に示すように垂壁と腰壁が重なり合い、内法寸法が設定できない場合は柱が 45° 方向にせん断破壊するものとして、柱の内法寸法を柱せい (D) などとして計算することが考えられる。



(a) 内法寸法が設定できる場合



(b) 内法寸法が設定できない場合

図 2.7-40 腰壁と垂壁が取合う架構

(3) 袖壁の耐力等の計算

(a) 原則

袖壁の耐力と靱性は袖壁の断面形状、柱軸力および袖壁の反曲点高さ（hcwo）から算出する。従って、袖壁のモデル化では袖壁の形状と袖壁の反曲点高さを正しく設定することが要点である。

「RC 造耐震診断基準」では袖壁の反曲点高さ（hcwo）の設定は、弾性応力解析、塑性解析の結果を用いて良いものとされており、これらの解析を行わない場合には、診断基準式の反曲点高さ算定式で計算するとしている。この算定式では連層袖壁の反曲点高さ（hcwo）は、連層袖壁の壁の総高さ（hw）と、柱としての反曲点高さ（hco）を柱スパン（L）と袖壁長さ（Lw）で補正して求める。この反曲点高さ（hcwo）を用いて袖壁の曲げ終局時せん断耐力（Qmu）は（2.7-5）式により算定する。

$$Qmu = Mw / hcwo \quad \dots\dots\dots (2.7-5) \text{ 式}$$

$$\begin{cases} Mw & : \text{壁脚の終局曲げ強度} \\ hcwo & : \text{袖壁の反曲点高さ} \end{cases}$$

(b) 特殊な連層袖壁

図 2.7-41 に示すような連層袖壁の反曲点高さ（hcwo）を診断基準式により算定する場合、同図（a）に示すように袖壁長さが上階と大きく異なる場合や、同図（b）に示すように袖壁のはり出し方向が上階と異なる場合などについて、壁高さ（hw）の取り方に耐震診断基準上の定めが無い。耐震診断プログラム間でも扱い方が異なっており、耐震診断プログラムにより異なる反曲点高さ（hcwo）が算出され、連層袖壁の耐力が大きく変化する。このため、必要に応じて適切な袖壁高さ（hw）もしくは反曲点高さ（hcwo）を直接入力することが望ましい。

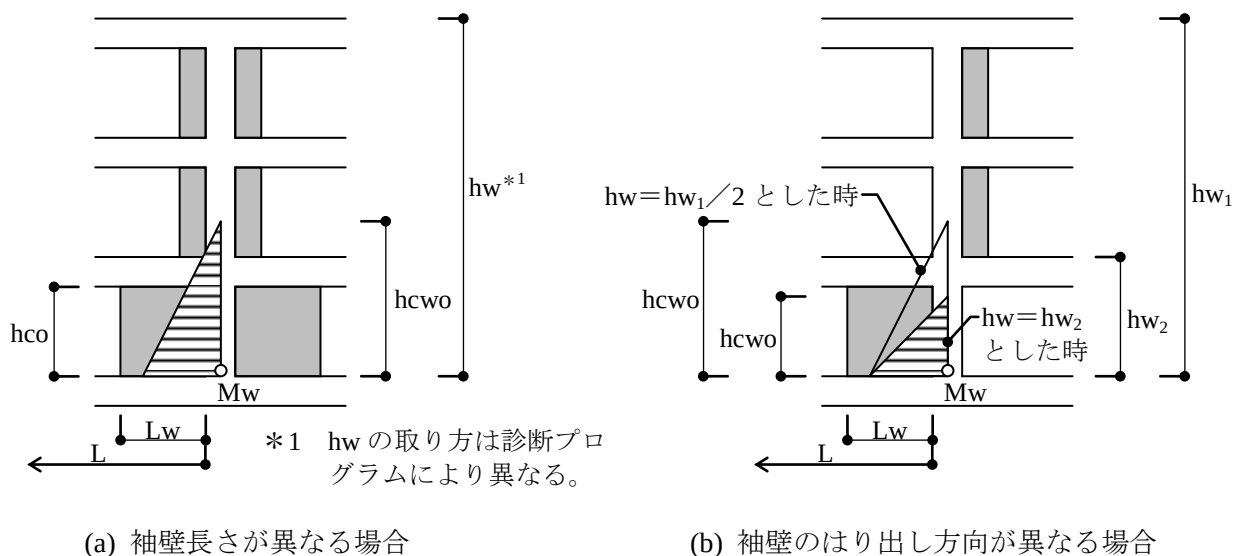


図 2.7-41 連層袖壁の反曲点高さ（hcwo）

(c) 応力解析による反曲点高さ

多層にわたる連層袖壁や袖壁の形状が一様でない連層袖壁の反曲点高さ (hcwo) は、弾性応力解析結果により定めることが望ましい。弾性応力解析結果を用いて連層袖壁の反曲点高さを算出する場合は、図 2.7-42 に示すように反曲点高さが梁上からの高さであることを踏まえて、(2.7-6) 式により算定する。

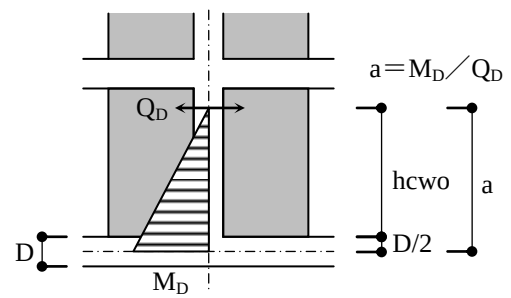


図 2.7-42 弾性応力解析による反曲点高さ

$$hcwo = M_D / Q_D - D / 2 \quad \dots\dots\dots (2.7-6) \text{ 式}$$

$\left\{ \begin{array}{l} M_D, Q_D : \text{弾性応力解析による袖壁のモーメントとせん断力} \\ D : \text{下部の梁せい} \end{array} \right.$

(d) 腰壁付き袖壁の扱い

腰壁付き連層袖壁の反曲点高さ (hcwo) の算定式は、2017 年版「RC 造耐震診断基準」に示されている。この算定式は、既に評価プログラムに取り入れられており、腰壁付き連層袖壁の反曲点高さは腰壁による拘束を考慮して算定されている。しかしながら、図 2.7-43 に示すように腰壁付き袖壁が多数層にわたって連続する場合には、反曲点高さが大きく算出されるため、袖壁が曲げ破壊モードとなるなど、実状に合わない計算結果となる。★従って、腰壁高さ (hwB) が梁下高さ (Ho) の 1/2 以上となるなど、腰壁による拘束が大きい連層袖壁については、単層袖壁とみなして反曲点高さ (hcwo) を算定することが望ましい。

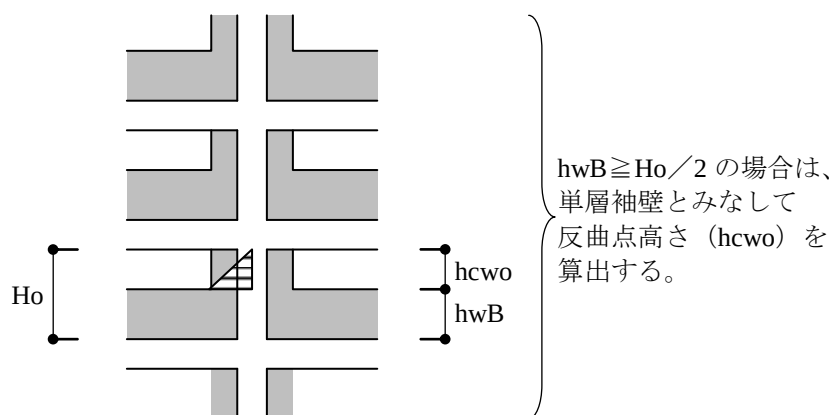


図 2.7-43 腰壁付き連層袖壁の反曲点高さ (hcwo)

(e) 片側袖壁付き柱の扱い

片側袖壁付き柱は、袖壁が曲げモーメントの引張に配されている場合には、曲げ終局強度 (Mw) が小さく算定されるものの、反曲点高さは両側袖壁と同じ値が用いられるため、

曲げ終局時の耐力 (Q_{mu}) は極めて小さな値として評価される。片側袖壁付き柱のせん断耐力 (Q_{su}) は、袖壁が曲げモーメントの引張側に配される場合には、袖壁部分の断面を無視するとされており、せん断耐力 (Q_{su}) も小さな値として評価される。

このような問題があるため、耐震診断評価プログラムでは片側袖壁付き柱の耐力の算定にあたっては、図 2.7-44 に示すように片側袖壁付き柱を等価な両側袖壁付き柱にモデル化する方法が用意されているので、この方法の採用を推奨する。



図 2.7-44 片側袖壁付き柱の両側袖壁付き柱へのモデル化

(f) 耐震壁などに接続する袖壁

袖壁の反曲点高さ ($hcwo$) は、袖壁の脚部が基礎梁などの存在により剛強であるとの前提から、脚部からの寸法として定義されている。従って、図 2.7-45 に示すように上階に耐震壁が取付く袖壁は、同図 (a) に示すように上部の固定度が評価されないため、耐力が過小評価される。このような場合には、前述の袖壁と同様に弾性応力解析により反曲点高さを計算するか、★同図 (b) に示すように袖壁の壁脚および壁頭の曲げ耐力から反曲点を計算しても良い。

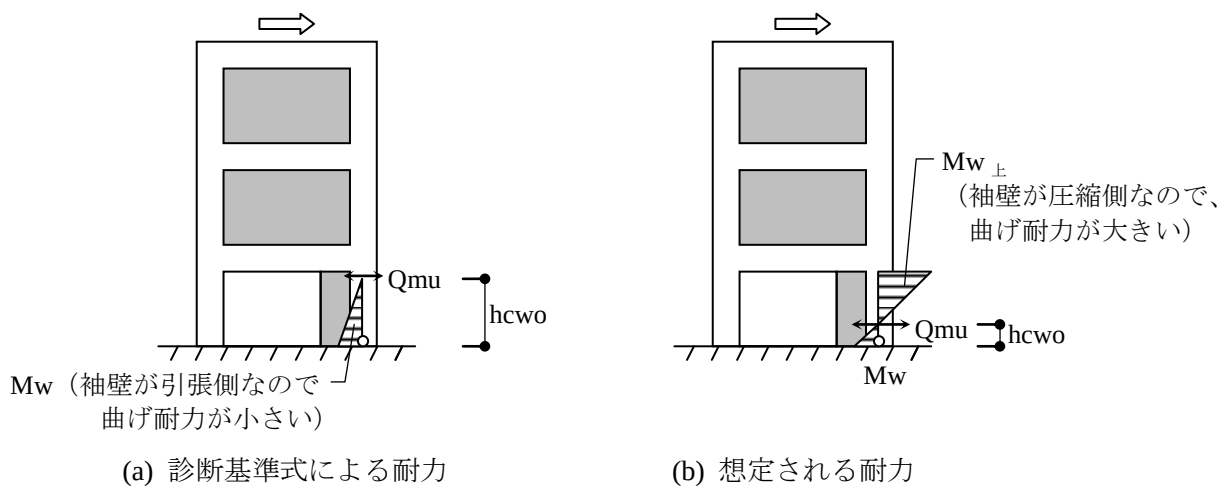


図 2.7-45 耐震壁に接続する袖壁

(g) 診断基準改訂による袖壁の評価式の扱い

1) 原則

2017 年版の「RC 造耐震診断基準」では、袖壁のせん断耐力式と $F=0.8$ とする袖壁の条件が変更された。実務における耐震診断においては、袖壁の扱いについては、2001 年版、2017 年版の診断基準のどちらを用いても良いが、「袖壁のせん断耐力式と $F=0.8$ とする袖壁の条件」の規定は一对の規定と扱い、混用は行わない。

2) 2001 年版耐震診断基準での扱い

袖壁付き柱のせん断耐力 (Q_{su}) は、(2.7-7) 式による。

$$Q_{su} = \max(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4}) \quad \dots\dots\dots (2.7-7) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{su1} : \text{袖壁式} \\ Q_{su2} : \text{耐震壁式} \\ Q_{su3} : \text{柱式} \\ Q_{su4} : \text{雑壁式} \end{array} \right.$$

以下の条件すべてに該当する袖壁付き柱の靱性 (F) は 0.8 とする。

- ①せん断破壊モードである。
- ②せん断耐力 (Q_{su}) が Q_{su1} 式もしくは Q_{su3} 式により決定される。
- ③柱内のり高さ (h_o) と梁下高さ (H_o) の比が 0.75 以下となる。
(Q_{su3} で決定される場合には、 $h_o/D_c < 2.0$)

3) 2017 年版耐震診断基準での扱い

袖壁付き柱のせん断耐力 (Q_{su}) は (2.7-8) 式による。

$$Q_{su} = \max(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}) \quad \dots\dots\dots (2.7-8) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{su1} : \text{袖壁式} \\ Q_{su2} : \text{分割累加式} \\ Q_{su3} : \text{柱式} \end{array} \right.$$

分割累加式 (Q_{su2}) は新たに提案された式で (2.7-9) 式による。

$$Q_{su2} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{suw} = \left(\frac{0.053Ptwe^{0.23}(Fc+18)}{M/(Qdw) + 0.12} + 0.85\sqrt{Pwh \cdot \sigma why} \right) tw \cdot jw \\ Q_{suc} = \left(\frac{0.053Ptce^{0.23}(Fc+18)}{M/(Qdce)} + 0.85\sqrt{Pcwe \cdot \sigma cwy} \right) bce \cdot jce \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots (2.7-9) \text{ 式}^{14)}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_{suw} & : \text{袖壁部分のせん断耐力} \\ Q_{suc} & : \text{柱部分のせん断耐力} \\ Ptwe & : \text{袖壁端部筋を主筋とみなした引張鉄筋比} \\ M/(Qdw) & : \text{せん断スパン比による値で 0.5} \sim 2.0 \text{ とする。} \\ & dw \text{ は } 0.95L' \text{ とする。} \\ Pwh, \sigma why & : \text{袖壁の横筋比, 降伏点強度} \\ tw, jw & : \text{袖壁の厚さ, } 7/8 \cdot 0.95L' \end{array} \right.$$

F_c	: コンクリートの圧縮強度
P_{tce}	: 柱の引張鉄筋比
$M/(Qd_{ce})$	: せん断スパン比による値で 1~3 とする。 d_{ce} は $0.9D$ (D : 柱せい)
P_{cwe}, σ_{cwy}	: 柱等価帯筋比, 降伏点強度
b_{ce}, j_{ce}	: $b(\text{柱幅}) - t_w, 0.95D$

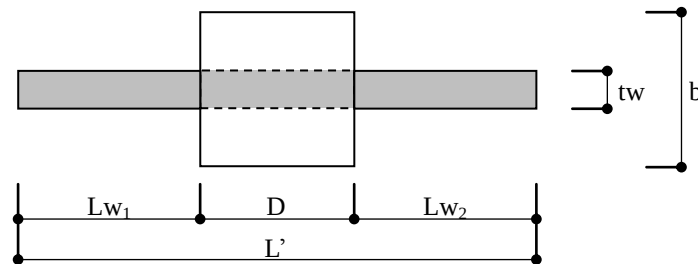


図 2.7-46 袖壁のせん断耐力の算定

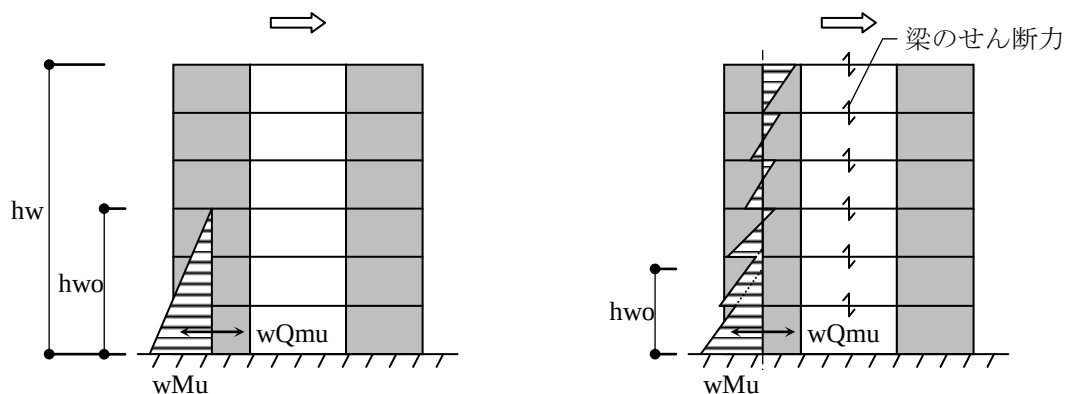
以下の条件すべてに該当する袖壁付き柱の靱性 (F) は 0.8 とする。

- ①せん断破壊モードである。
- ②柱内のり高さ (h_o) と柱せい (D) の比が 2.0 未満である。($h_o/D < 2.0$)
- ③柱の断面積 (A_c) に対して袖壁の断面積 (A_w : 柱部分は含まない) との比が $1/2$ 未満である。($\Sigma A_w/A_c < 1/2$)

(4) 耐震壁の耐力等の計算

耐震壁の曲げ終局時のせん断力 (w_{Qmu}) は、曲げ終局強度 (w_{Mu}) を反曲点高さ (h_{wo}) で除して算定する。耐震壁の反曲点高さ (h_{wo}) は特別な検討を行わない場合は、耐震壁の高さ (h_w) の $1/2$ とするとされている。

中低層建物の場合、この計算方法で不合理なことは生じないが、耐震診断基準を中高層建物に準用する場合には留意が必要である。図 2.7-47 に示す剛強なラーメン架構内に配された多数層にわたる連層耐震壁においても、診断基準ではラーメン架構の耐力に係わず、反曲点高さは同図 (a) に示すように常に一定値 ($h_w/2$) に設定される。しかしながら、実状としては反曲点高さ (h_{wo}) は梁の曲げ戻し効果により、同図 (b) に示すように小さくなり、前述の値と大きな差が生じることがある。一方、図 2.7-48 に示す耐震壁が上部で 2 つの連層耐震壁に分れる場合には、上層の連層耐震壁の曲げモーメントが最下層の耐震壁にも影響し、最下層の耐震壁の反曲点高さが増大する。このような壁配置となる架構では、弾性応力解析結果に基づき耐震壁の反曲点高さを算定することが望ましい。また、壁の曲げ終局強度 (w_{Mu}) の算定にあたっては、図 2.7-47 (b) に示す梁のせん断力の和を変動軸力として考慮する。この場合、耐震壁の曲げモーメント (wM) により生じる付帯柱の軸力は変動軸力とは言わない。



(a) 診断基準式による反曲点高さ (h_{wo}) (b) 弾性応力解析による反曲点高さ (h_{wo})

図 2.7-47 剛強なラーメン架構の中に配された連層耐震壁

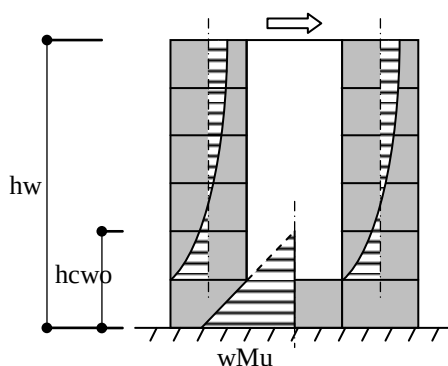


図 2.7-48 特殊な形状の耐震壁架構の反曲点高さ (h_{wo})

(5) 雑壁の耐力等の計算

(a) 概要

厚さ 10cm 以上の鉄筋コンクリートの壁で、上・下階の床スラブに緊結されている場合には、耐力および剛性を考慮することを原則とする。ただし、はね出しの先端部の壁など、明らかに耐震的に有効でないと判断される壁は、耐力および剛性を無視して良い。はね出しの先端部の壁でも図 2.7-49 に示すように直交袖壁で拘束されている場合などは、耐力および剛性を考慮する。

厚さ 10cm 未満の鉄筋コンクリートの壁であっても、その壁が建物の耐震性能に与える影響は検討する必要がある。

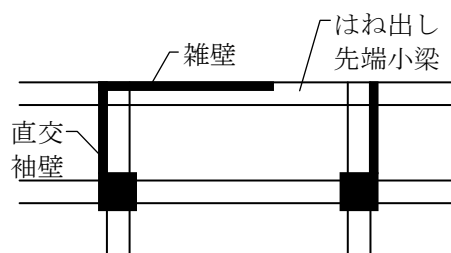


図 2.7-49 はね出し先端部の雑壁

(b) 構面内の雑壁の耐力等の計算

図 2.7-50 に示すラーメン内の束壁や、上・下に小梁が取付く雑壁の反曲点高さは壁長に応じて h (階高) $\sim h/2$ 程度とし、壁の端部補強筋を柱主筋とみなして、両側柱付壁の計算

式を準用してせん断耐力および曲げ耐力を算定する。

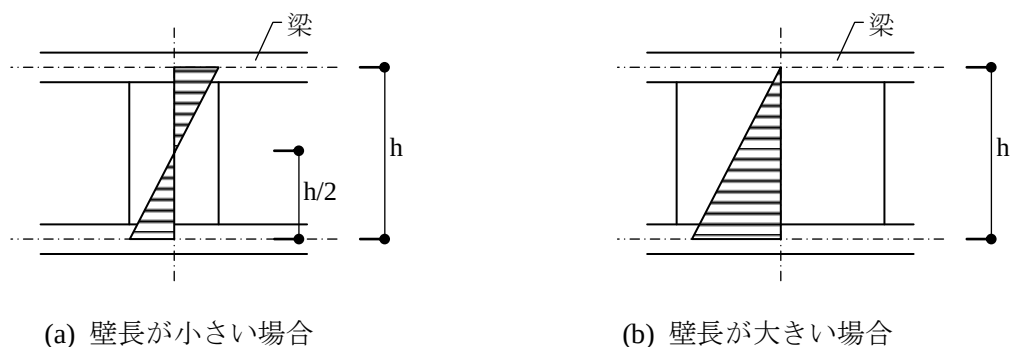


図 2.7-50 上・下に梁が配されている雑壁

(c) 構面外の雑壁の耐力等の計算

ラーメン外雑壁で、図 2.7-51 に示すように小梁が無いスラブ上の雑壁の反曲点高さは、 h （階高）程度とし、壁の端部補強筋を柱主筋とみなして、両側柱付壁の計算式を準用してせん断耐力および曲げ耐力を算定する。

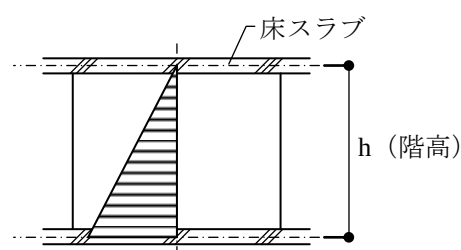


図 2.7-51 スラブ上の壁

(6) 地震時の変動軸力

第2次診断における柱などの部材耐力等の計算に用いる地震時の変動軸力については、1977年の診断基準の策定当時は、現在のような大規模な鉄筋コンクリート造建物は少なく、高くても4～5階建て程度であったため、地震時の変動軸力を考慮せずに I_s 指標を算定していた。前述した I_s 指標と地震被害の関係の検討においても、兵庫県南部地震の中高層建物の検討を除き、地震時の変動軸力は考慮されていない。しかしながら、最近の耐震診断では、4～5階建て以下の低層建物の診断においても、地震時の変動軸力を考慮している事例が見られる。

地震時の変動軸力（ N_s ）は本来であれば、第3次診断におけるメカニズム時の軸力を用いるのが良いが、実態としては現行法の1次設計用地震力による弾性応力解析結果を用いて（2.7-10）式の値の変動軸力（ N_s ）を用いている。

$$N_s = N_L + \alpha N_E \quad \dots\dots\dots (2.7-10) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_L & : \text{長期軸力} \\ \alpha & : \text{係数で } 1.5 \sim 2.0 \text{ 程度の値とする} \\ N_E & : \text{弾性応力解析で得た柱の変動軸力} \end{array} \right.$$

係数 α は、終局時と弾性応力解析時の地震力の大きさの比であり、 $I_s=0.6$ の性能を有する強度型の建物では、 $\alpha = 0.6 / 0.2 = 3.0$ となる。この値をコンピュータに入力して柱や壁の耐力を計算すると、変動軸力が大きい柱では柱に作用する引張力の影響で柱や袖壁の耐力が 0

となることがある。

第 2 次診断は梁の耐力が十分に大きいと仮定して計算しているので、累積強度指標（ C_T ）は大きめの値となる。実構造物では建物が浮上ったり、架構外の雑壁等による地震力負担などもあり、柱に作用する変動軸力は前述の値ほど大きな値にならないと考えられる。従って、係数 α は大きな値とせず、1.5～2.0 程度の値とすることが良いと思われる。また、弾性応力解析は袖壁や垂壁などの雑壁が取付く架構に応力が集中する傾向があるため、係数 α を考慮して計算すると梁の終局耐力から求まる変動軸力を超える軸力が作用し、本来であれば大きな地震力を負担できる袖壁が、付帯する柱が軸降伏のため耐力が 0 になるなど、実態に合わない計算結果となることがある。このような場合には、弾性応力解析を雑壁の剛性低下を考慮した解析（もしくは、雑壁を柱幅・梁幅に等価断面として略算的に考慮する解析）に変更するか、梁の終局耐力から柱の変動軸力を算定するなど、変動軸力の算定方法を見直すことが望ましい。

2.7.4 傾斜架構の計算

(1) 基本原則

耐震診断では、原則として直交する 2 方向の主軸を定めて、 I_s 指標等を算定する。図 2.7-52 に示すように建物の一部が主体部に対して傾斜している場合には、傾斜している部分の部材耐力は傾斜角を考慮して、 $X \cdot Y$ 方向の性能に補正計算した上で集計する。

傾斜軸方向の耐力（ Q_u ）を X 方向、 Y 方向の耐力に補正するには、耐力の角度補正（ $\cos \theta$ 、 $\sin \theta$ ）と変形の適合性による補正（ $\cos \theta$ 、 $\sin \theta$ ）を考慮して（2.7-11）式による。靱性（ F ）については傾斜軸部材の F 値を $X \cdot Y$ 方向に補正すると、「(3) 壁耐力の補正」で後述するように見かけ上は増大するが、靱性指標は補正せず傾斜軸方向の靱性指標を採用する。

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= Q_u \cos^2 \theta \\ Q_y &= Q_u \sin^2 \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.7-11) \text{ 式}$$

$\left\{ \begin{array}{l} Q_u : \text{傾斜軸方向の耐力} \\ \theta : \text{傾斜角} \end{array} \right.$

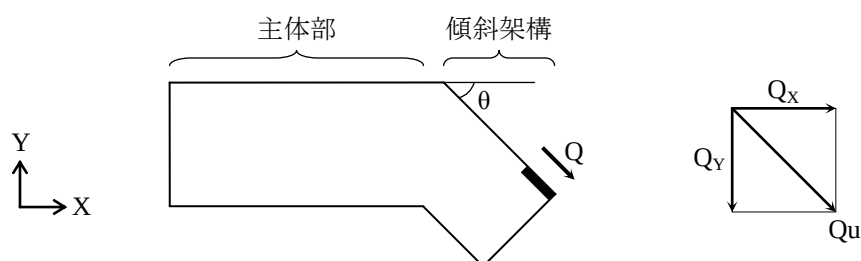


図 2.7-52 傾斜平面の診断

傾斜角（ θ ）が 15° 以下であれば傾斜の影響は小さいので、傾斜していないものとして診断しても良い。星形の平面形状の建物などで、直交する 2 方向の主軸を定めて診断することだ

けでは不十分であると考えられる建物は、必要に応じて3方向の主軸を定めて診断する。

(2) 柱耐力の補正

架構方向（梁の方向）が設定した主軸（X、Y方向）に対して角度振れした架構の柱は、図2.7-53に示す丸柱であっても柱耐力の角度補正を行う必要がある。この場合、柱耐力は主たる大梁方向（2方向以下）に発生するものとし、大梁が3方向に配されていても柱の耐力は2方向に発生すると考える。

図2.7-53に示すように、U、V方向に Q_u 、 Q_v の耐力を有する柱のX方向への補正耐力（ Q_x ）、Y方向への補正耐力（ Q_y ）は（2.7-12）式となる。

Q_x 、 Q_y に対応する柱の靱性Fは、傾斜角 θ が小さい方向の柱の靱性Fを採用する。

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= Q_u \cdot \cos^2 \theta_u + Q_v \cdot \sin^2 \theta_v \\ Q_y &= Q_u \cdot \sin^2 \theta_u + Q_v \cdot \cos^2 \theta_v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.7-12) \text{ 式}$$

なお、柱が丸柱でなく、柱の形状がU、V方向に対して異形状となる場合は、 Q_u 、 Q_v の算定にあたっては柱形状を等価長方形断面に置換するなど、適切なモデル化を行う必要がある。

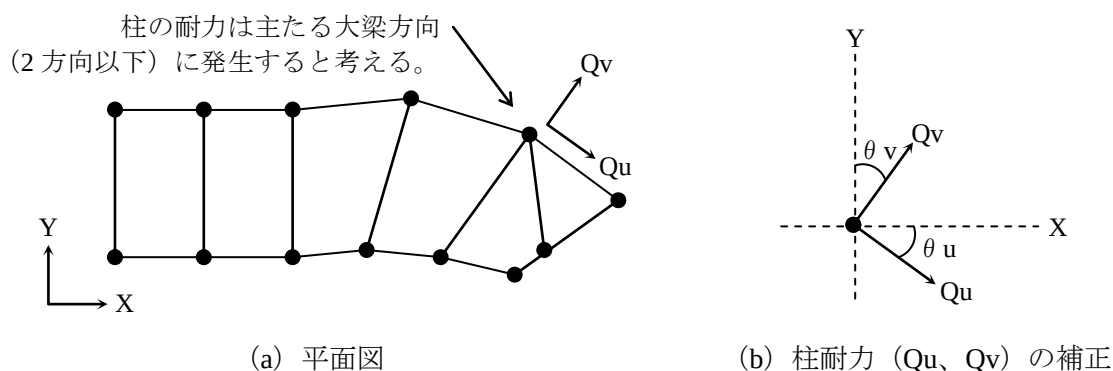


図 2.7-53 柱の角度補正計算

(3) 壁耐力の補正

X方向に対して θ 傾いて Q_u の終局耐力を有するせん断壁を対象に、角度補正の概念を図2.7-54に示す。同図（a）はX方向に R_1 の変形を受けた場合の傾斜軸方向の変形が $R_1 \cdot \cos\theta$ であることを示しており、同図（b）は傾斜軸方向の壁の負担せん断力（ Q_w ）とX方向の変形 R_1 との関係を模式的に示したものである。同図に示すようにX軸方向に R_1 の変形が生じた場合に、傾斜軸方向に生じる壁の負担力（ Q_w ）は、 $\cos\theta \cdot Q_u \times R_1 / (1/250)$ であり、 $R_1 = 1/250$ の時には Q_w は $\cos\theta \cdot Q_u$ 、さらに変形が進み $R_1 = 1/(250 \cdot \cos\theta)$ の時に Q_w は壁の終局耐力（ Q_u ）まで達し、その後は Q_w は0となる。この壁の分担力（ Q_w ）に角度補正の $\cos\theta$ を乗じればX方向の分担力となるので、せん断壁のX方向の補正耐力（ Q_x ）は（2.7-13）式となる。

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= \cos^2 \theta \cdot Q_u \times R_1 / (1/250) & (R_1 < 1/(250 \cdot \cos \theta)) \\ Q_x &= \cos \theta \cdot Q_u & (R_1 = 1/(250 \cdot \cos \theta)) \\ Q_x &= 0 & (R_1 > 1/(250 \cdot \cos \theta)) \end{aligned} \right\} \cdots (2.7-13) \text{ 式}$$

このように、X 方向に θ 傾斜したせん断壁は、X 方向の分担力 (Q_x) を最大で $\cos \theta \cdot Q_u$ ま
で発揮し、せん断破壊時の X 方向変形は $1/(250 \cdot \cos \theta)$ となり、見かけ上の F 値が増大する
が、一般的には計算の簡略化を図って安全側の値として (2.7-14) 式のように扱っている。

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= \cos^2 \theta \cdot Q_u & (R_1 = 1/250) \\ Q_x &= 0 & (R_1 > 1/250) \\ F &= 1.0 \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (2.7-14) \text{ 式}$$

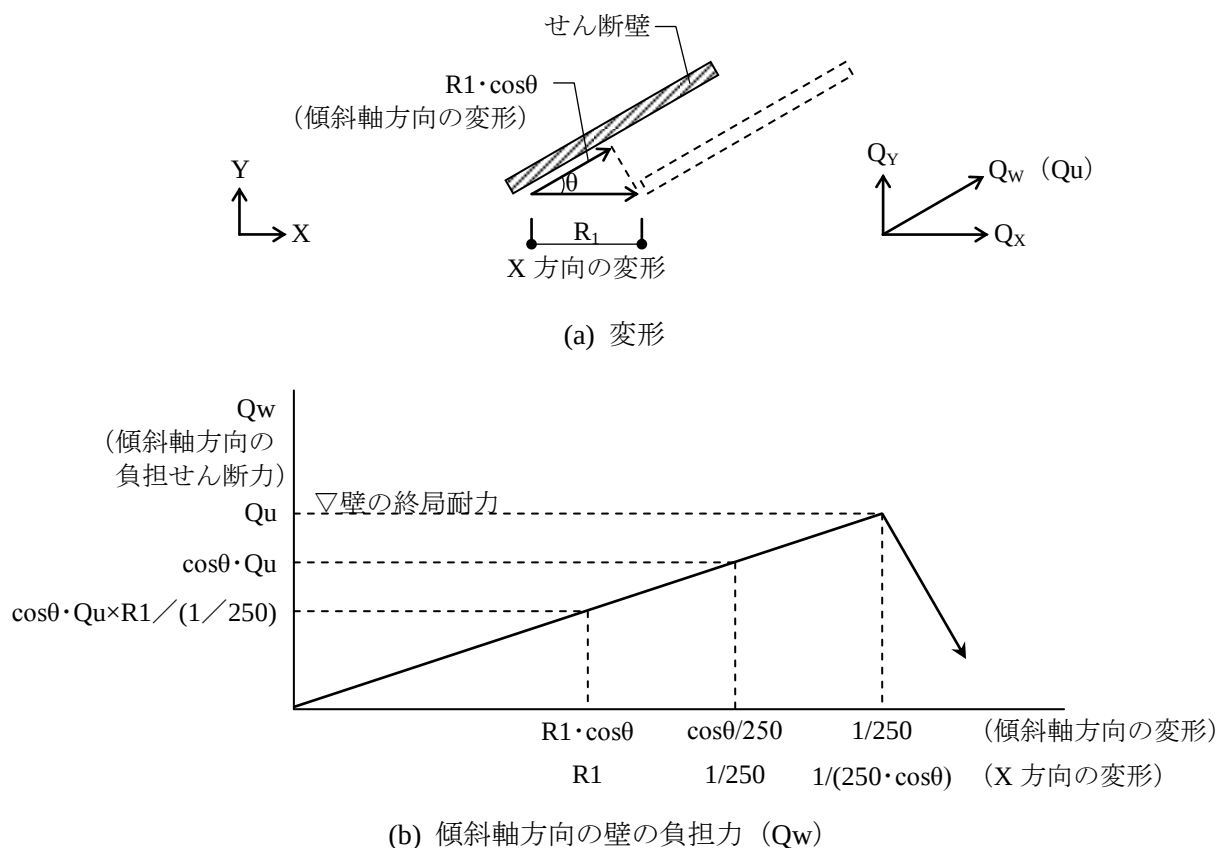


図 2.7-54 X 方向変形と傾斜壁の傾斜軸方向のせん断力 (Q_w)

なお、前述したように傾斜角 θ が 15° の時には $\cos^2 15^\circ = 0.933 \approx 1.0$ となるので、傾斜角が 15°
未満の建物では傾斜角を無視して診断しても良い。

また、図 2.7-55 に示すような特殊形状の建物で、長柱と短柱が混在し第 2 種構造要素の極
脆性柱が存在する場合などでは、当該部材が支持能力を失う変形時における斜交部材の強度
寄与が小さいことが懸念されるので、極脆性柱が存在する方向の I_s 指標は必ず計算する必要
がある。

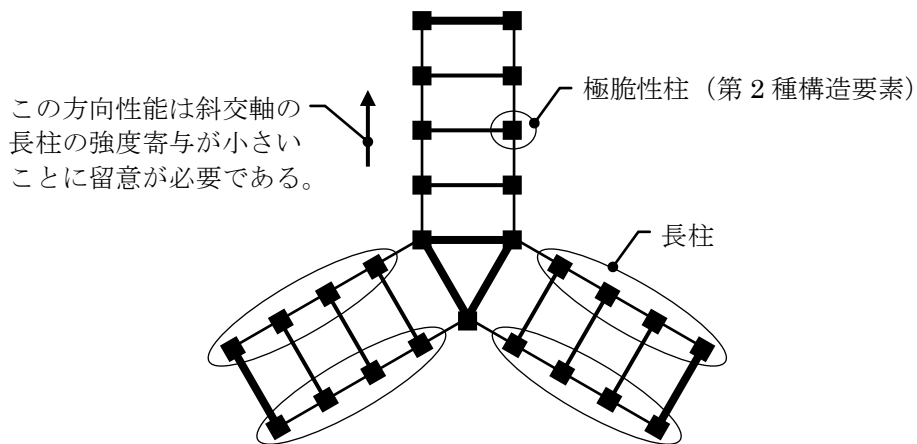


図 2.7-55 特別な留意が必要な斜交軸がある建物例

2.7.5 形状指標の算定

(1) 2017 年版による S_D 指標の改訂について

2017 年版の診断基準では、2001 年版の S_D 指標の算定方法が大きく変更された。

2001 年版による S_D 指標の算定方法には、1977 年の診断基準の初版から用いられてきた S_D 算定式と建築基準法の現行法による F_{es} 算定式があり、両者の計算式による値が建物によっては大きく異なり、判定結果に差異を生じさせていた。

2001 年版の S_D 算定式は、柱・壁の断面積から部材の剛性（ $F=1.0$ における略算耐力）を求めて各階の剛性バランスを計算する方法で、一定の合理性があり、これまでの地震被害と I_s 指標との検証はこの方法が用いられてきた。しかしながら、階高の不均等性（ i 項）やピロティ（ j 項）による S_D 指標の低減は、剛重比（ n 項）による低減とダブルカウントとなるなどとの問題点が指摘されていた。

一方、 F_{es} 算定式は、本来は地震時の剛性低下を考慮した弾性剛性を用いるべきところ、実態としては初期剛性が用いられており、微小変形時に剛性が大きい雑壁を含む壁配置の影響を強く受け過ぎる傾向があることが指摘されていた。

2017 年版における S_D 指標の改訂は、主として以下の 2 項目に大別できる。

(a) 平面形状、断面形状の評価項目の見直し

- ① 平面形状 f 項が、吹抜の偏在から剛床仮定の成立に変更された。この評価項目のグレード（ G ）はほぼ剛床（ $G=1.0$ ）、やや疑問（ $G=0.9$ ）、疑問（ $G=0.8$ ）でレンジ調整係数は 0.5 である。
- ② 断面形状における層高の均等性（ i 項）が廃止された。
- ③ 断面形状における下階への柱の連続性（ k 項）が追加された。

(b) 偏心率、剛重比による評価項目の見直し

2001 年版の診断基準による大地震時における剛性評価方法の算定精度を高めたのが今回改訂された計算方法で、靱性指標 F が 0.8、1.0 における剛性バランス（偏心率、剛重比）を計算する。従って、改定した計算法による剛性バランスの計算結果は靱性に応じて複数

存在することになる。

今回の改訂では以下に示す A～C の 3 種の計算方法による S_D 指標の算定方法が規定された。

- A 法（割線剛性 (S_D)） : $F=0.8$ ($R=1/500$) および $F=1.0$ ($R=1/250$) における柱および壁の割線剛性から偏心率および 1G 相当の水平力を受けた場合の層間変形角を算出し、2001 年版の方法による偏心率算定式および見直しされた剛重比算定式を用いて ℓ 項と n 項のグレード (G) を定める。
- B 法（割線剛性 (F_{es})） : A 法と同様に柱および壁の割線剛性を定めた上、現行法の F_e および F_s 算定式を用いて F_{es} を定め、 $1/F_e$ および $1/F_s$ を ℓ 項と n 項の S_D 指標とする。
- C 法（改良型） : A 法、B 法と同様に、柱および壁の剛性を定めた上で、2017 年版の診断基準で新たに作成された算定式により剛性による S_D 指標 (ℓ 項と n 項) を算定する。

(c) 割線剛性の算出方法

2017 年版による S_D 指標の算定に用いる割線剛性は、図 2.7-56 および図 2.7-57 に示すように $F=0.8$ ($R=1/500$) および $F=1.0$ ($R=1/250$) の時の極脆性柱、壁、柱の耐力に強度寄与係数 (α) を乗じた値から算出する。

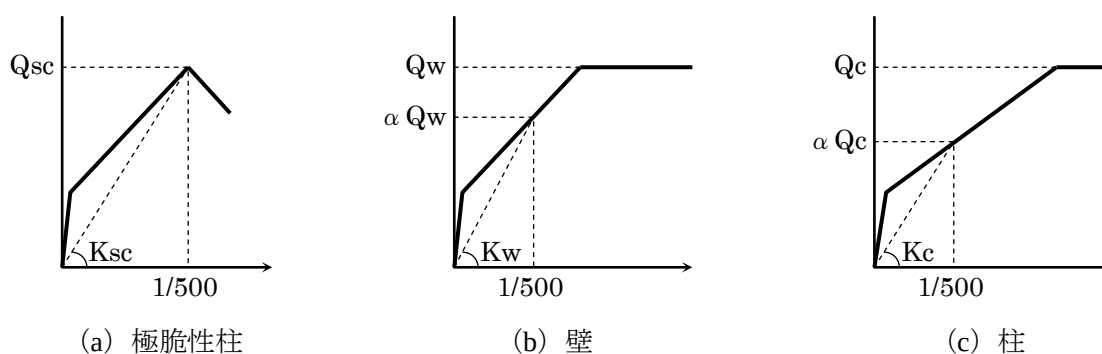


図 2.7-56 $F=0.8$ における割線剛性 (K_{sc} 、 K_w 、 K_c)

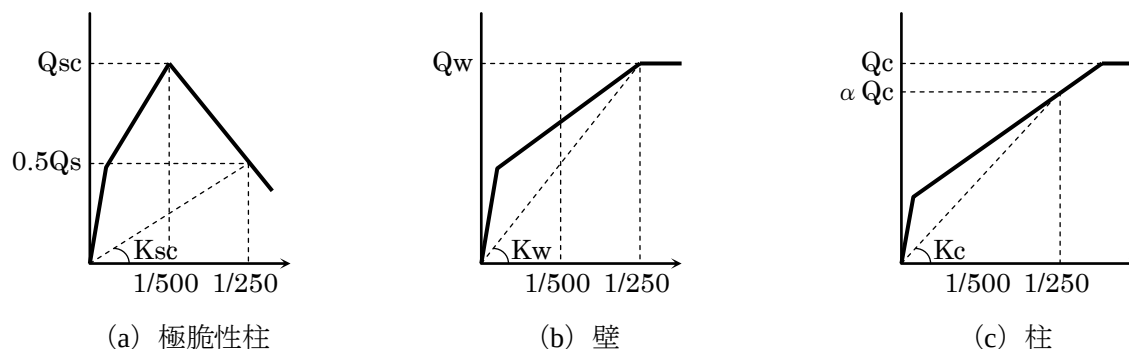


図 2.7-57 $F=1.0$ における割線剛性 (K_{sc} 、 K_w 、 K_c)

(d) 留意点

これまでの耐震診断においては、図 2.7-58 (a) に示す多層の連層壁が 1 階で抜けた建物については、現行法による F_{es} 算定式では上層階の曲げ変形の影響により 1 階の剛性率があまり小さくならず、形状指標が減点されない傾向にあり、同図 (b) に示す上層の壁が無くなるような建物では、2001 年版の S_D 算定式では剛重比による減点が考慮されないなどの指摘がなされている。 S_D 算定式の選択にあたっては、これらの点に留意することが望ましい。

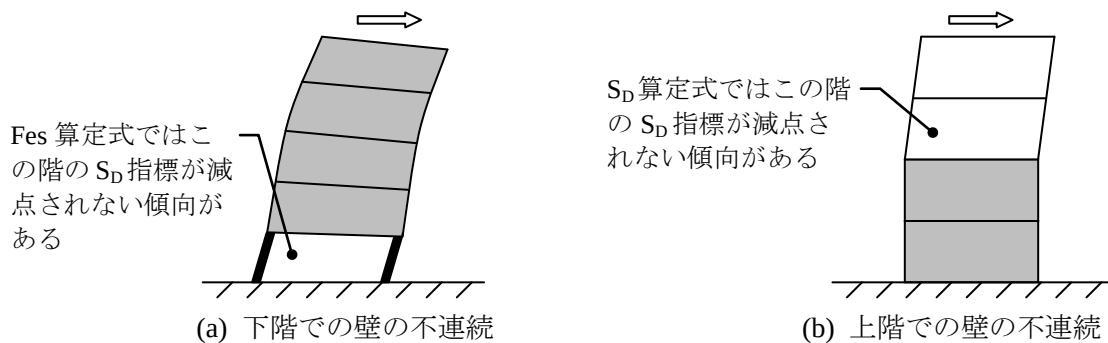


図 2.7-58 形状指標 (S_D) の算定

(2) 推奨する S_D 算定方法

今回の診断基準の改訂に伴い、 S_D 算定方法は実態として表 2.7-1 に示す 6 種の方法が存在することとなる。この中で、2017 年版で新たに規定された A～C 法は力学的明解性はこれまでの方法よりも高まったものの、地震被害建物における検証が行われておらず、また、診断の実績が無いため、慎重に適用を検討する必要がある。

従って、 S_D 算定法は原則としてこれまで用いてきた 2001 年版の方法(表 2.7-1 の D～F 法)、および 2017 年の改訂で規定された A～C 法、などの方法を用いても良いとするが、適用の妥当性は診断者が適切に判断する必要がある。

★2001 年版の S_D 算定式の中では、D 法を推奨する。D 法は地震被害の検証に用いられてきた従来からの方法である E 法 (旧 S_D) に対して指摘されていた問題点を改善した方法で、既に実務において採用されてきた。この方法では剛重比とダブルカウントになる i 項 (層高の均等性) および j 項 (ピロティ) による減点を取り止めている。ただし、2017 年版で新たに規定された f 項 (剛床の成立)、 k 項 (柱の連続性) は、特別な検討を行わない場合は減点を考慮することとしている。これまでの診断では、吹抜を有する部分では地震力のスラブ伝達の検討を行い、柱が不連続となる部分については柱軸力の伝達の検討を別途行っているため、これらの検討により問題が無いことが確認された場合には、減点の必要は無いと考えられる。なお、2017 年版の A～C 法の中では、A 法が D 法と同じ傾向の値となる。

一方、F 法 (F_{es}) は新築建物に用いられている S_D 算定法であり、偏心率などで高い剛性バランスが求められるため、旧基準建物への適用としては厳しすぎるとの指摘があるが、外付け補強などより信頼性の高い耐震性能を求める場合などに採用することが考えられる。

表 2.7-1 形状指標 (S_D) の計算法 (第 2 次診断)

略 称			2001 年版			2017 年版			適用	
			D 法	E 法	F 法	A 法	B 法	C 法		
			推奨 S _D	旧 S _D	Fes	割線 S _D	割線 Fes	改良型		
概 要			旧 S _D を一部改訂	柱・壁の断面積で計算	現行法の Fes を用いる	割線剛性で旧 S _D 式等を適用	割線剛性で現行法 Fes 式を適用	A、B 法の改良法		
平面形状	a	整形性	○	○	—	○			最も不利な階で定め、建物で 1 つの値	
	b	辺長比	○	○	○	○				
	c	くびれ	○	○	○	○				
	d	EXPJ	○	○	○	○				
	e	吹 抜	○	○	○	○				
	f	吹抜の偏在	—	—	—	—				
断面形状		剛床の成立	△ ^{*1}	—	—	○			ただし、d、f は方向ごと、k は各階ごとに定める	
	h	地下室	○	○	○	○				
	i	層高均等性	—	○	—	—				
	j	ピロティ	△ ^{*2}	○	—	△ ^{*3}				
	k	柱の連続性 ^{*4}	△ ^{*5}	—	—	○				
剛性	ℓ	偏心率	適用	○	○	○	○	○	各階の方向ごとに定める	
			剛性	断面積	断面積	弾性剛性	割線剛性	割線剛性 ^{*6}		割線剛性
			式	S _D 式	S _D 式	Fe 式	S _D 式	Fe 式		改良式
	n	剛重比	適用	○	○	○	○	○		○
			剛性	断面積	断面積	弾性剛性	割線剛性	割線剛性 ^{*6}		割線剛性
			式	S _D 式	S _D 式	Fs 式	修正 S _D 式	Fs 式		改良式
例外事項の検討 ^{*7}			必要	必要	不要	必要	不要	不要		

*1 床面の地震力伝達性能を考慮した診断を行えば非評価とすることができる。

*2 下階壁抜け柱の検討を適切に行っておれば、非評価とすることができる。

*3 B 法で弾性剛性を用いた場合のみに適用する。

*4 下階への柱の不連続が 10%未満 : $G=1.0$
50%未満 : $G=0.9$
50%以上 : $G=0.8$ } レンジ調整係数=0.5

*5 柱の不連続が耐震性に及ぼす影響を適切に考慮して診断すれば、非評価とすることができる。

*6 弾性剛性とすることができる。

*7 偏心率が 0.15 を超えた場合の検討

(3) 各計算法の適用

表 2.7-1 に示す形状指標 (S_D) の評価項目のうち、a ~ k 項目はこれまでは原則として建物全体で最も不利な階で 1 つの値として定めるとされてきた。★ただし、一部の階のみの評価が悪い場合で、その他の階の性状が建物全体の振動性状などに悪影響しないと判断できる場合には、その他の階は a ~ k の検討項目から除外しても良いと思われる。また、2017 年版の改訂では d、f は方向ごと、k は各階ごとに定めると改訂された。

F 法 (Fes) により ℓ (偏心率)、n (剛重比) の項目を検討した場合には、a (整形性)、i

(層高の均等性)、j (ピロティ) の項目の評価は除外できる。また、この方法で求めた偏心率が 0.15 を超えた場合でも、保有性能基本指標 (Eo) の算定における例外事項の検討も不要である。

A～C 法を選択した場合には、i (層高の均等性) の項目は評価対象から除外されたが、a (整形性) の検討は必要であり、また偏心率が 0.15 を上回った場合の例外事項の検討は A 法のみが求められる。

A、D、E 法において偏心率が 0.15 を上回った場合は、例外事項の規定により Eo 指標を以下の小なる値として算定する。

- ① 偏心により増大すると想定される架構を取り出して求めた Eo の値
- ② 偏心の原因となっている鉛直部材を第 1 グループとして (5) 式により求めた Eo の値

(4) 平面形状による S_D 指標の計算の運用

L、T、U 型等の平面形状の建物の辺長比 (b) は、振動状態を考慮して突出部長さの 2 倍を建物長さとし、図 2.7-59 に示すように評価する。

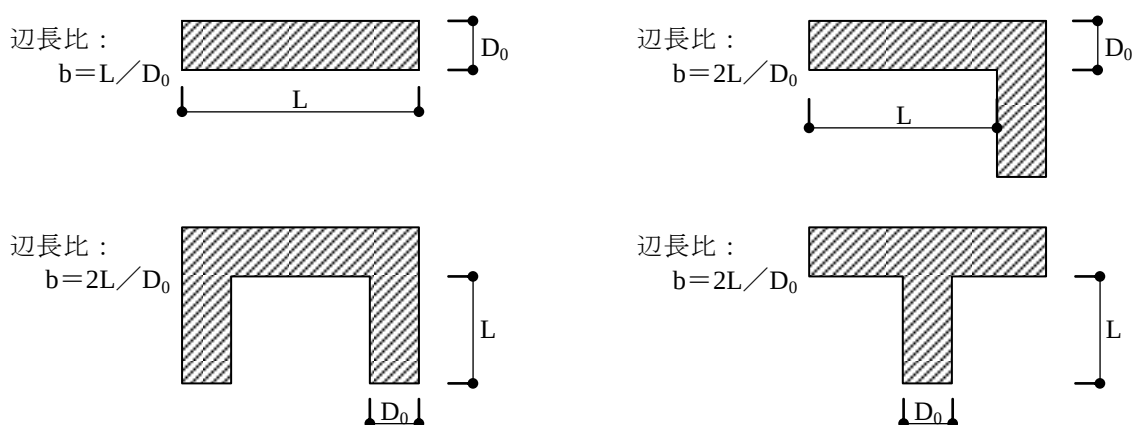


図 2.7-59 辺長比 (b) の評価

整形性 (突出部) (a) とくびれ (c) の評価は、ダブルカウントによる形状指標 (S_D) の低減が生じないように留意する。図 2.7-60 や図 2.7-61 に示すように凹凸のある形状の建物では、突出部を有する建物とみなす場合とくびれを有する建物とみなす場合の 2 ケースにモデル化して、主体部の幅 (D_0) を設定した上で整形性 (a)、辺長比 (b)、くびれ (c) を評価して、2 ケースの形状指標 S_D (a～c) を算定する。原則として、2 ケースの小なる形状指標を採用し a～c 項目の評価とする。

一方、図 2.7-62 に示す 2 棟を一体化した形状のロ字型建物では、くびれなどの評価によっては形状指標 (S_D) を大きく減点することになるが、1 棟の独立した形状よりも耐震的に安定した形状と考えられるので、ゾーニングの検討を必要に応じて行えば評価項目の a～c 項による低減はしなくて良い。

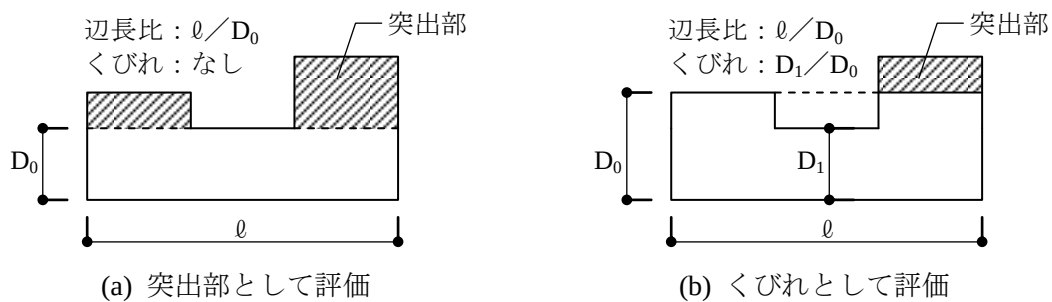


図 2.7-60 凹凸がある建物の整形性、辺長比、くびれの評価 (1)

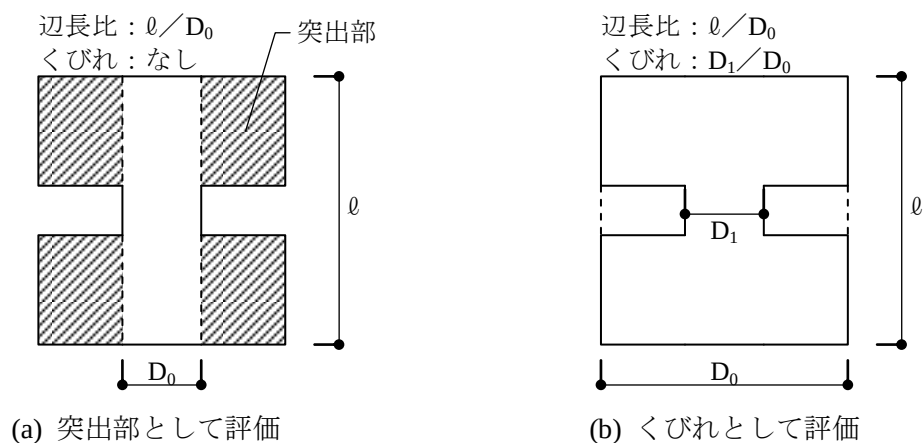


図 2.7-61 凹凸がある建物の整形性、辺長比、くびれの評価 (2)

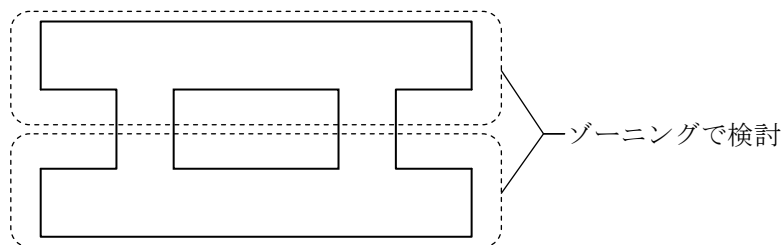


図 2.7-62 ロ字型建物

エキスパンションジョイント (EXP.J) の評価項目 (d) の算定において、EXP.J の高さは基本的には地盤面 (GL) から EXP.J 最上部までの高さとする。EXP.J の幅は躯体での空き寸法とする。建物が地中梁 (基礎部) で連結している場合には、地中梁天端 (1 階床) から EXP.J 最上部までの高さとする。

2.7.6 Is 指標の算定

(1) Is 指標の決定

評価プログラムを用いて耐震診断を行った場合、グルーピング計算により靱性指標 F に応じて階ごとに多数の Is 指標が出力される。診断者は多数出力された Is 指標の中から階の性能としての Is 値を決定する必要がある。

各階ごとに出力される Is 指標の数と対応する靱性指標の値は耐震診断プログラムにより異なる。靱性指標 F が 1.0 および 1.27 の Is 指標は、建物の耐震性を判断するのに重要な尺度であるが、該当する F 値の部材が存在しない場合には、耐震診断プログラムによっては靱性指標 F が 1.0 および 1.27 に対応する Is 指標が出力されない。このような場合には、靱性指標 F が 1.0、1.27 の耐力が微小な仮想部材を入力することによりこの F 値に対応する Is 指標を出力させることができる。

採用 Is 指標の決定方法は、NG と判定する場合と、OK と判定する場合で方法が違うことに留意が必要である。NG 判定の場合には、「RC 造耐震診断基準」本文の「3.2.1 Eo 指標算定の方針」にあるように、第 2 種構造要素が無い場合には (4) 式、(5) 式の値の最大値を採用し、第 2 種構造要素が有る場合には第 2 種構造要素の最小の靱性指標以内の最大性能を採用する。つまり、NG 判定の場合には、累積強度指標と形状指標の積 ($C_{TU} \cdot S_D$) の大きさに係わりなく採用値を決定する。

一方、OK 判定の場合には、診断基準本文の「第 5 章 耐震性の判定」にあるように、累積強度指標と形状指標の積 ($C_{TU} \cdot S_D$) が $0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U$ (Z : 地域指標、 G : 地盤指標、 U : 用途指標) 以上の範囲における最大の Is 指標を採用する必要がある。

このため、診断者は表 2.7-2 に示すように、評価プログラムの Is 指標一覧表に上記の点を踏まえて採用した Is 指標と判定結果を明示する必要がある。

表 2.7-2 Is 指標一覧表における採用値の明記

建物の階数：1					診断方向：X				経年指標：T=0.9					
階	適用式	Fu	C _{TU}	F2	C _{T2}	F1	C _{T1}	Eo	S _D	Is	S _{TU} ・S _D	Nr<N	採用値	備考
1	(5)式	1.00	0.42					0.42	1.00	0.33	0.422		○	NG Fu=1.0
		1.40	0.43					0.60		0.54	0.429	* (2)		
		1.80	0.42					0.76		0.69	0.423	* (2)		
		2.00	0.19					0.38		0.34	0.191	* (14)		
		2.30	0.07					0.15		0.14	0.067	* (20)		
	(4)式	1.40	0.43			1.00	0.11	0.61		0.55	0.429	* (2)		
		1.80	0.42			1.00	0.12	0.71		0.69	0.423	* (2)		
		2.00	0.19	1.80	0.23	1.00	0.12	0.53		0.52	0.191	* (14)		
		2.30	0.07	1.80	0.23	1.00	0.12	0.67		0.60	0.067	* (20)		

*印は第 2 種構造要素の検討対象部材が存在することを示し、() 内の数値は検討対象部材数を示す。

(2) 第2種構造要素の判定

極脆性柱およびせん断柱などは、せん断破壊すると軸力の支持能力を失う可能性があるため、第2種構造要素の検討が必要である。「RC 造耐震診断基準」、「3.2.1 Eo 指標算定の方針」の解説に基づき柱の残存軸耐力を算定し、この値が長期柱軸力を下回る場合に、周辺に長期柱軸力を代わって支持できる構造材が無ければ第2種構造要素として判定する。ただし、以下の場合には第2種構造要素から除外しても良い。

- ①直交に耐震壁または剛強な袖壁が配されている。
- ②上階の梁などによって、周辺の柱に長期軸力が伝達できる。

上階の梁による軸力再配分は、診断プログラムによっては自動計算できるが、この計算はプログラム評価において非認定とされているので、診断者が計算内容を確認する必要がある。この場合、図 2.7-63 に示すように Y 方向の梁伝達では、1 スパン架構においては梁がキャンティレバー状態になるので、軸力配分させることは適切でない。また、残存軸耐力が不足する柱には配分できないことなども踏まえて、適切に検討する。

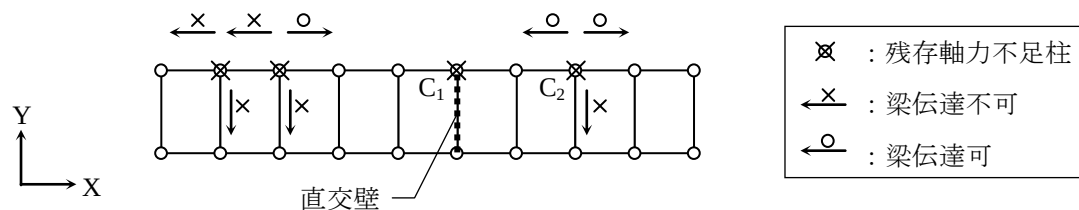


図 2.7-63 第2種構造要素の判定

★2.7.7 下階壁抜け柱の検討

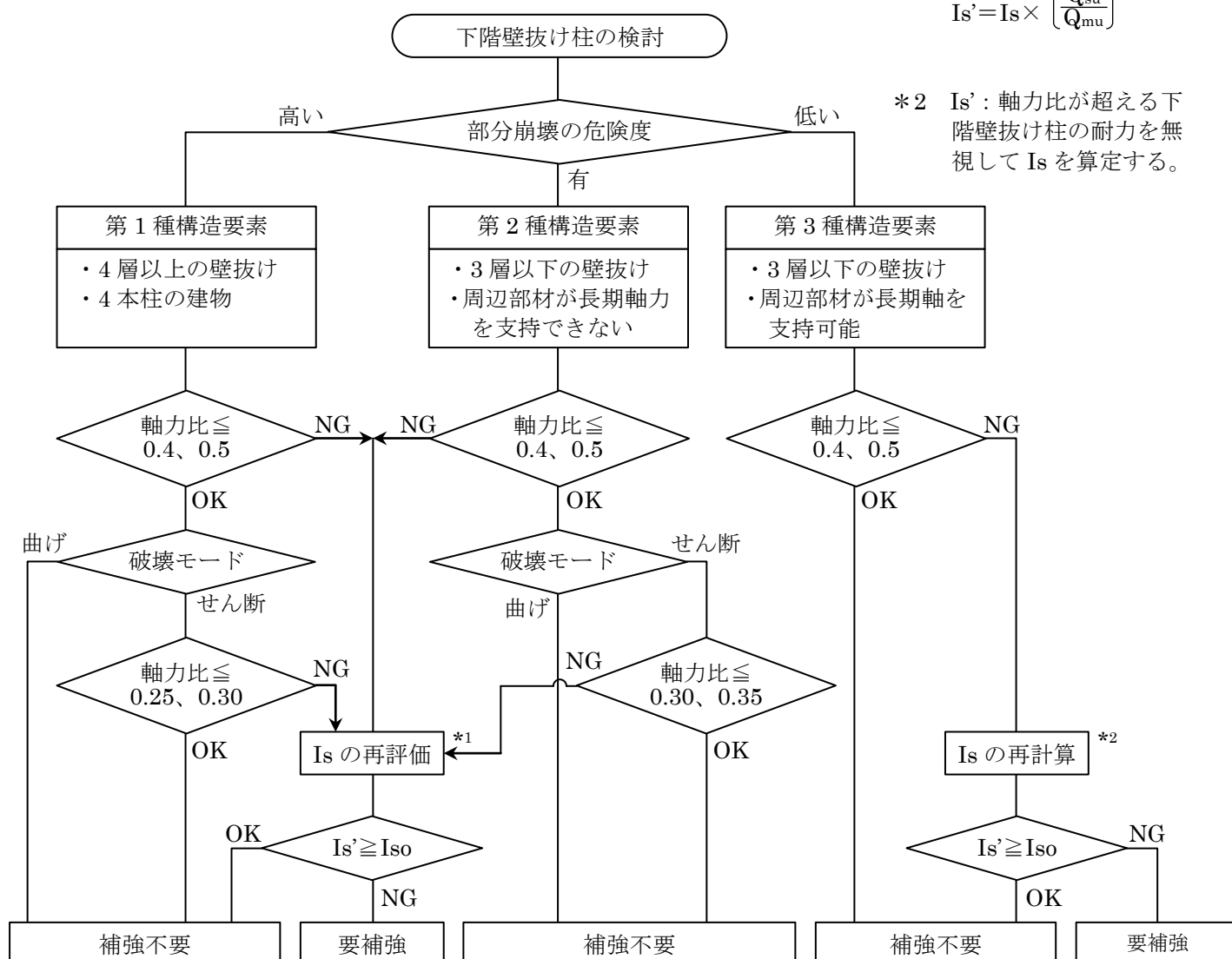
(1) 概要

下階壁抜け柱が存在する架構は、大地震時において局部崩壊する恐れがあるので、「構造耐震指標（Is）の算定」とは別に、下階壁抜け柱の重用度に応じて以下に示す追加検討を行い、図 2.7-64 に示すフローに基づき下階壁抜け柱としての補強の要否を検討する必要がある。

$$*1 \quad Is' = Is \times \left(\frac{\eta_u}{\eta_{max}} \right)^2$$

$$Is' = Is \times \left(\frac{Q_{su}}{Q_{mu}} \right)^2$$

*2 Is' : 軸力比が超える下階壁抜け柱の耐力を無視して Is を算定する。



★図 2.7-64 下階壁抜け柱の補強要否 判定のフロー

(2) 下階壁抜け柱の重要度の区分

下階壁抜け柱の検討にあたっては、架構の形態による局部崩壊の危険度に応じて、表 2.7-3 および図 2.7-65 などを参考に、下階壁抜け柱の重要度を第 1 種構造要素、第 2 種構造要素、第 3 種構造要素に区分する。

第 1 種構造要素は、鉛直支持能力も地震時における水平抵抗力も失うことが許容されない重要部材で、この部材が崩壊すれば建物全体の崩壊もしくは局部崩壊が生じる部材を言う。第 1 種構造要素の下階壁抜け柱は、地震時の変動軸力が長期軸力を大幅に上回る可能性がある概ね 4 層以上の耐震壁を支える柱、および 1 本の柱の崩壊でも不安定化する 4 本以下の柱からなる建物では概ね 2 層以上の耐震壁を支える柱、とする。

第 2 種構造要素は、地震時には水平抵抗力を失うことは許容されるが、鉛直支持能力を失うことが許容されない部材で、鉛直支持能力が失われた場合に局部崩壊が生じる恐れ

がある部材を言う。第2種構造要素の判別は、一般の柱と同様の方法で行う。

第3種構造要素は、診断計算上は鉛直支持能力も水平抵抗力も失うことが許容される部材で、当該柱が崩壊しても代って長期軸力を支える部材が周辺に存在する柱を言う。

ただし、上記の区分は架構の形態による概略的な区分であるため、下階壁抜け架構のメカニズム時に作用する変動軸力が長期軸力の2.0倍を超える（作用軸力が長期軸力の3倍を超える）など、制限軸力を大幅に上回る大きな軸力が作用する柱は第1種構造要素とみなすことが望ましい。

★表 2.7-3 下階壁抜け柱の重要度の区分

区分	第1種構造要素	第2種構造要素	第3種構造要素
概念	鉛直支持能力も水平抵抗力も失うことが許容されない重要部材	水平抵抗力を失っても、鉛直支持能力を失うことが許容されない部材	水平抵抗力、鉛直支持能力を失うことが許容される部材
適用	- 概ね4層以上の耐震壁を支える下階壁抜け柱 4本以下の柱から構成される建物で、概ね2層以上の耐震壁を支える下階壁抜け柱	概ね3層以下の耐震壁を支える下階壁抜け柱	
		当該柱が崩壊した場合に、代わって鉛直力を支持する部材が周辺に存在しない柱	当該柱が崩壊した場合に、代わって鉛直力を支持する部材が周辺に存在する柱
		上記に拘らず、メカニズム時に作用する軸力が制限値を大幅に上回る場合は、第1種構造要素とみなすことが望ましい。	

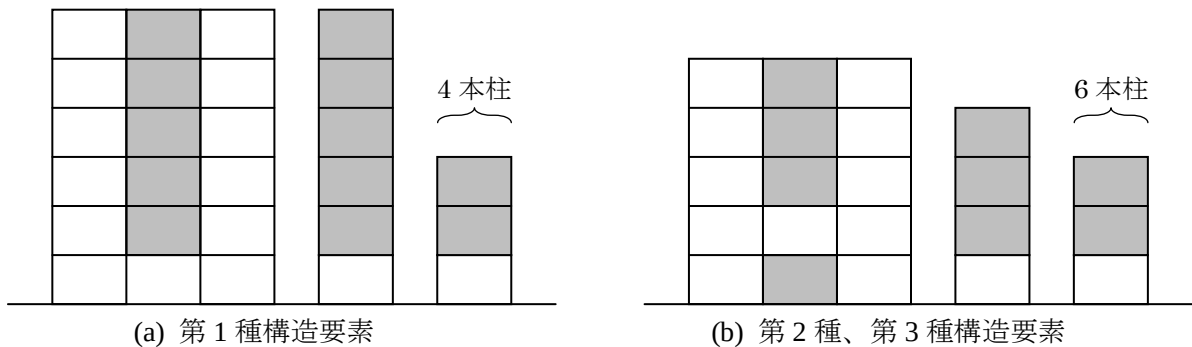


図 2.7-65 下階壁抜け柱の重要度の区分

(3) 下階壁抜け柱に作用する軸力の算定

下階壁抜け柱の検討に用いる軸力は、下階壁抜け架構がメカニズムに達する時に下階壁抜け柱に作用する軸力とする。従って、第3次診断によりメカニズムが求められている場合には、この計算で求めたメカニズム時の軸力を用いてよい。第2次診断では、第2次診断の計算とは別に下階壁抜け架構を部分的に取り出してメカニズム時の軸力を算定する。これらの計算においては、図 2.7-66 に示すように境界梁を考慮する他、直交梁の影響を考慮してよい。ただし、下階壁抜け架構が並列する場合や、柱の軸変形が小さい圧縮側の柱に取付く直交梁は考慮しないことを原則とする。また基礎の浮上りは作用軸力を過小評価する可能性がある

ので考慮しないことが望ましいが、考慮する場合には直交部材や隣接基礎により浮上り耐力が増大することを十分に考慮する。

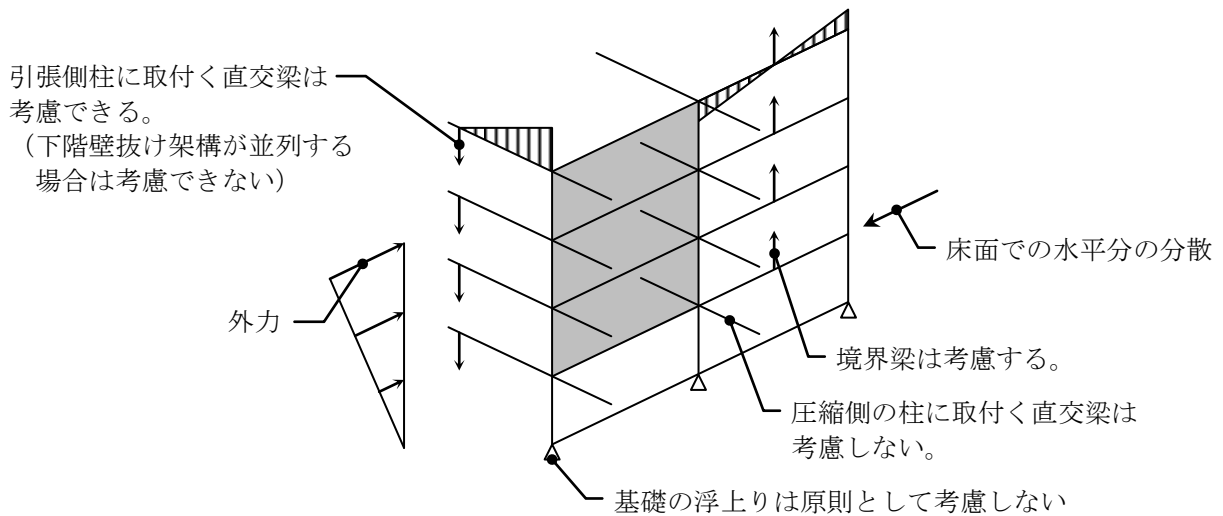


図 2.7-66 下階壁抜け柱に作用する軸力の算定

1 スパンの下階壁抜け架構では、下階壁抜け柱に作用する軸力 (N_u) を以下の(a)~(b)のいずれかの最小値として算出してもよい。

- (a) 上部の耐震壁がいずれかの層でせん断破壊または曲げ降伏するとき
- (b) 下階（壁抜け位置）で全体曲げ降伏（引張側柱が軸降伏）するとき

- (a) 上部の耐震壁がいずれかの層でせん断破壊または曲げ降伏するとき

図 2.7-67 に示す 1 スパンの下階壁抜け柱が、連層壁の最下階でせん断破壊もしくは曲げ降伏する時に圧縮側柱に作用する軸力 ($N_{u(a)}$) は、(2.7-15) 式により算定できる。この場合、下階壁抜け柱のせん断力 (Q_1 、 Q_2) が耐震壁のせん断力 (Q_u) よりも十分に小さい場合には、同式の第 3 項を無視しても良い。

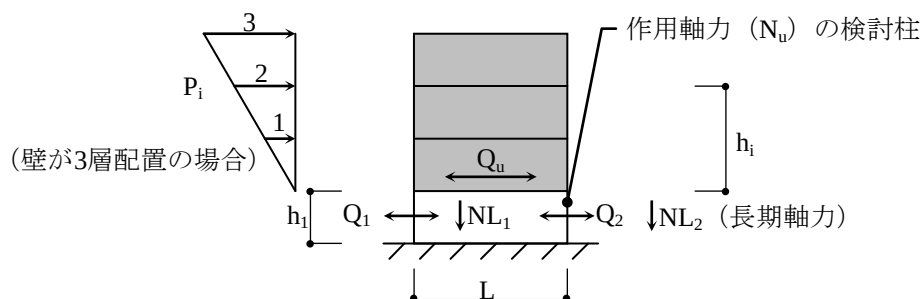


図 2.7-67 1 スパンの下階壁抜け柱

$$N_{u(a)} = \sum P_i \cdot h_i / L + NL_2 + (Q_1 + Q_2) \times h_i / (2 \cdot L) \quad \dots\dots\dots (2.7-15) \text{ 式}$$

$$\sum P_i = Q_u$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_u & : \text{壁の終局耐力 (Is=Iso 相当時の負担せん断力に低減しても良い)} \\ P_i & : \text{壁が終局耐力に達するときの外力を、三角形分布としたときの各階に作用する外力} \\ h_i & : \text{柱頭から外力 (P}_i\text{) までの距離} \\ h_1 & : \text{1 階 (下階壁抜け階) の高さ} \\ L & : \text{柱スパン} \\ Q_1, Q_2 & : \text{1 階 (下階壁抜け階) の柱のメカニズム時せん断力} \end{array} \right.$$

(b) 下階（壁抜け位置）で全体曲げ降伏（引張側柱が軸降伏）するとき

図 2.7-67 に示す 1 スパンの下階壁抜け柱が、引張側柱脚で軸降伏する時に、圧縮側柱に作用する軸力 ($N_{u(b)}$) は、(2.7-16) 式により算定できる。

$$N_{u(b)} = (NL_1 + NL_2) + Ag_1 \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.7-16) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} NL_1, NL_2 & : \text{左右の柱の長期軸力} \\ Ag_1 & : \text{引張り側柱の全主筋断面積} \\ \sigma_y & : \text{柱主筋の降伏強度} \end{array} \right.$$

なお、図 2.7-68 に示す境界梁および直交梁が取付く下階壁抜け柱において、連層壁の最下階でせん断破壊もしくは曲げ降伏する時の圧縮側柱への作用軸力 ($N_{u(a)}$) は、①通での釣合い式により、引張側柱への作用軸力 ($N_{u(a)'}$) は②通での釣合い式により (2.7-17) 式で、下階壁抜け柱の引張側柱脚が軸降伏する時の圧縮側柱への作用軸力 ($N_{u(b)}$) は (2.7-18) 式で算定できる。

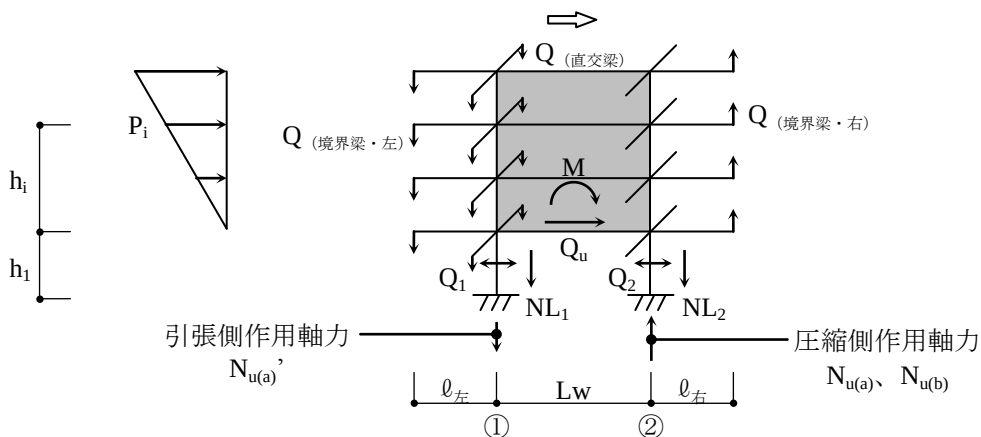


図 2.7-68 境界梁が取付く下階壁抜け柱

$$\left. \begin{array}{l} N_{u(a)} = \{ \sum P_i \cdot h_i - (\sum Q_{\text{境界梁左}} \cdot l_{\text{左}} + \sum Q_{\text{境界梁右}} \cdot (l_{\text{右}} + l_w)) \} / Lw \\ \quad + NL_2 + (Q_1 + Q_2) \times h_1 / (2 \cdot Lw) \\ N_{u(a)'} = \{ \sum P_i \cdot h_i - (\sum Q_{\text{境界梁左}} \cdot (l_{\text{左}} + Lw) + \sum Q_{\text{直交梁}} \cdot Lw + Q_{\text{境界梁右}} \cdot l_{\text{右}}) \} / Lw \\ \quad - NL_1 + (Q_1 + Q_2) \times h_1 / (2 \cdot Lw) \end{array} \right\} (2.7-17) \text{ 式}$$

符号は (2.7-15) 式および図 2.7-68 を参照

$$N_{u(b)} = (NL_1 + NL_2) + A_{g1} \cdot \sigma_y + \sum Q_{(境界梁左)} + \sum Q_{(直交梁)} - \sum Q_{(境界梁右)} \quad \cdots (2.7-18) \text{ 式}$$

符号は (2.7-16) 式および図 2.7-68 を参照

(4) 第 1 種構造要素の下階壁抜け柱の補強要否の判定

以下の(a)または(b)に該当する場合は、要補強と判定する。ただし、(c)により(a)または(b)の事象が発生する時の構造耐震指標 (Is) を再評価し、この値が耐震判定指標 (Iso) を満たす場合には、補強不要として良い。

(a) 圧縮軸力比 (η) が制限値を超える場合

圧縮軸力比 (η) が (2.7-19) 式の範囲となる場合は、要補強と判定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{帯筋間隔が 10cm を超える柱} \\ \eta = N_u / (b \cdot D \cdot F_c) > 0.4 \\ \text{帯筋間隔が 10cm 以下の柱} \\ \eta = N_u / (b \cdot D \cdot F_c) > 0.5 \end{array} \right\} \cdots \cdots \cdots (2.7-19) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} N_u & : (3) \text{ で求めた下階壁抜け柱に作用する軸力} \\ b, D & : \text{下階壁抜け柱の幅とせい} \\ F_c & : \text{下階壁抜け柱のコンクリート圧縮強度} \end{array} \right.$$

(b) せん断破壊モードとなる場合

下階壁抜け柱の破壊モードがせん断破壊となる場合で、軸力比 (η) が (2.7-19) 式に示す値の 60% (η が 0.25、0.30 以上) を超える場合は、要補強と判定する。この検討において、長方形柱の曲げ終局強度 (Mu)、長方形柱のせん断終局強度 (Qsu) には (3) で算定した軸力を考慮する。この場合、圧縮軸力が釣合い軸力 (軸力比 0.4) を超える場合は、釣合い軸力 (曲げ強度が最大となる軸力) における破壊モードを検討する。

(c) Is 指標の再評価

高軸力を受ける柱は曲げ降伏モードであっても、水平変形を受けた場合に圧縮縁のコンクリートの圧壊に伴い耐力低下が生じるので、耐震診断基準では制限値を超える軸力を受ける柱の靱性 (F) は 1.0 に制限している。軸力制限値よりもさらに大きな軸力を受ける柱は、さらに小さな靱性 (変形) において耐力低下が生じる可能性があるので、軸力制限値に達する時の下階壁抜け柱の変形 (靱性) を評価して、構造耐震指標 (Is) を再評価する必要がある。

Is 指標の再評価は (2.7-20) 式による。同式の考え方は、軸力制限値 (ηu) を受ける曲げ柱の F 値は 1.0 であり、これよりも大きな軸力比 (ηmax) を受ける柱の F 値は図 2.7-69

に示すように $(\eta_u / \eta_{\max})$ まで低下し、この時の階の強度も靱性（変形）に応じて $(\eta_u / \eta_{\max})$ の比で低下するとし、 I_s 指標を再評価するものである。

$$I_s' = I_s \times (\eta_u / \eta_{\max})^2 \quad \dots\dots\dots (2.7-20) \text{ 式}$$

- I_s' : 軸力比による再評価後の構造耐震指標
- I_s : 「1.8 耐震性能の計算」で求めた構造耐震指標 (I_s)
- η_u : 軸力制限値
- $\eta_{\max}$: 下階壁抜け柱の最大軸力比 ($\eta_{\max} > \eta_u$)

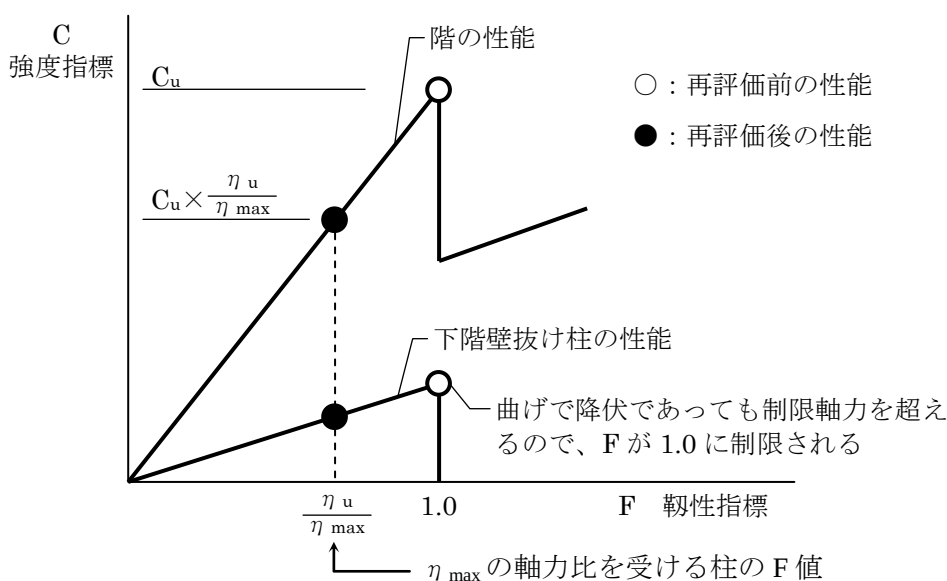


図 2.7-69 軸力が制限値を超えた柱を有する建物の I_s の再評価

軸力が制限値を下回った柱であっても高軸力を受ける柱がせん断破壊する場合、 $F=1.0$ よりも小さな靱性時にせん断破壊し、急激な耐力低下を生じる恐れがある。このような柱を有する建物は、せん断破壊する時の変形および階の強度を精算して、構造耐震指標 (I_s) を再評価する必要がある。

この場合の再評価は、(2.7-21) 式による。同式の考え方は、図 2.7-70 に示すように高軸力を受ける柱の靱性は図中で破線で示すように曲げ降伏の場合を 1.0 とすれば、曲げ降伏する以前にせん断破壊する柱の靱性 (F) はこの値に柱のせん断耐力と曲げ耐力の比 (Q_{su} / Q_{mu}) を乗じて算定でき、この時に階が発揮している水平耐力も Q_{su} / Q_{mu} の比で低下するものとしている。

なお、下階壁抜け柱が極脆性柱となる場合は要補強と判定する。

$$I_s' = I_s \times (Q_{su} / Q_{mu})^2 \quad \dots\dots\dots (2.7-21) \text{ 式}$$

- I_s' : 再評価後の構造耐震指標
- Q_{su} : 下階壁抜け柱のせん断耐力
- Q_{mu} : 下階壁抜け柱の曲げ耐力

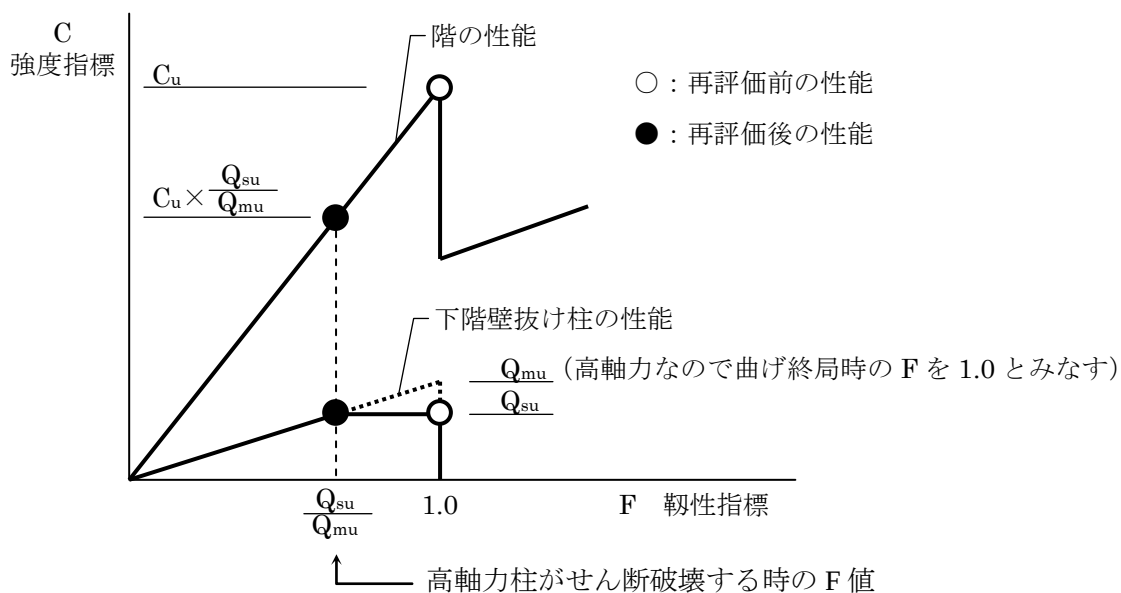


図 2.7-70 下階壁抜け柱がせん断破壊する建物の Is の再評価

(5) 第 2 種構造要素の下階壁抜け柱の補強要否の判定

曲げ柱では圧縮軸力比 (η) が制限値 (制限値は第 1 種構造要素の下階壁抜け柱に同じ) を超える場合は、要補強と判定する。せん断柱では曲げ柱の軸力制限値の 70% (η が 0.30、0.35) を超える場合には、要補強と判断する。ただし、軸力制限値に達する時およびせん断破壊する時の構造耐震指標 (Is) を第 1 種構造要素と同様に再評価し、この値が耐震判定指標 (Iso) を満たす場合には、補強不要と判定して良い。なお、下階壁抜け柱が極脆性柱となる場合は、せん断柱と同様に極脆性柱がせん断破壊する時の階の構造耐震指標を再評価して、補強要否の判定を行う。

(6) 第 3 種構造要素の下階壁抜け柱の補強要否の判定

第 3 種構造要素の下階壁抜け柱は補強不要と判定して良い。ただし、圧縮軸力比が制限値 (制限値は第 1 種構造要素の下階壁抜け柱に同じ) を超える柱が存在する場合は、この柱の耐力を無視して構造耐震指標 (Is) を計算し、この値が耐震判定指標 (Iso) を満たさない時は要補強と判定する。この場合の補強は、下階壁抜け柱を直接補強しても良いが、階の耐震性能を向上させるための別の補強を行っても良い。

(7) 留意事項

構造耐震指標を算定している方向の柱が、その直交方向において下階壁抜け柱になっている場合は、当該方向が下階壁抜け柱でなくとも、直交方向の地震力によって大きな変動軸力が加わる可能性がある。実際に東日本大震災では、梁間方向の下階壁抜け柱が桁行方向で大きく損傷した 3 階建て学校の例があり、梁間方向の下階壁抜け柱による変動軸力の影響の可能性があることが報告されている。特に問題となるのは、両方向が下階壁抜け柱になっている場合であるが、当該方向の耐震性能がその靱性能に依存している場合にも注意する点がある。

る。

両方向が下階壁抜け柱になっている柱の場合、当該方向の上部の壁のみを考慮した場合の作用軸力が高軸力にならなくとも、制限値に近い場合は直交方向からの付加軸力により制限値を超えてしまう可能性がある。このような場合は便宜的に、直交方向については直交方向変動軸力の 30%程度を加算して、当該柱の軸力を算出することも有効と考えられる。

2.7.8 その他の検討

(1) 屋上突出物等の検討

(a) 概要

屋上突出物等に対する安全性の検討は、原則として現行法における耐震規定を準用する。地上階数 4 以上または高さ 20m を超える建築物におけるパラペットや煙突などの高さ 2m を超える突出物は、平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 2 第三号ハにおいて、屋上から突出する水槽等については、平成 12 年建設省告示第 1389 号において、震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) 以上の地震力に対して短期許容応力度による検討を行うことが求められている。

なお、地上階数 4 未満の建物の突出物についても、同様の検討を行うことが望ましい。

(b) 煙突およびパラペット等

屋上の支持部材からの突出高さが 2.0m を超える煙突、パラペットなどについては、震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) の地震力に対して短期許容応力度に対する検討を行う。突出高さが 2.0m 以下の突出物であっても、安全性が懸念されるものについては必要に応じて検討を行う。

矩形の煙突の短期許容耐力は、通常は軸力が小さいので図 2.7-71 に示す方法で (2.7-22) 式により算定する。円形の煙突は円形として精算するか、等価断面積の矩形に置換して検討する。

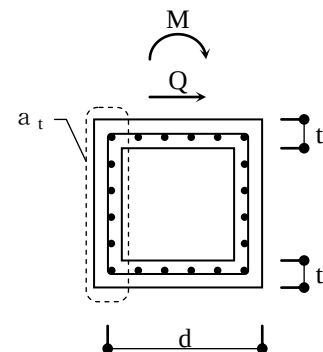


図 2.7-71
煙突の短期許容耐力(Ma)の算定

$$\left. \begin{aligned} Ma &= a_t \cdot f_t \cdot 7/8 \cdot d \\ Qa &= f_s \cdot 2 \cdot t \cdot 7/8 \cdot d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.7-22) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} a_t & : \text{一辺に配された縦筋の断面積} \\ f_t & : \text{鉄筋の短期許容応力度} \\ f_s & : \text{コンクリートの短期許容せん断応力度} \\ d & : \text{有効せい} \\ t & : \text{壁厚} \end{array} \right.$$

パラペット等の壁版は図 2.7-72 に示す曲げモーメントに対して、シングル配筋の場合には (2.7-23) 式により短期許容曲げモーメントを算定して検討する。

$$Ma = a_t \cdot f_t \cdot 7/8 \cdot t/2 \quad \dots\dots\dots (2.7-23) \text{ 式}$$

符号は図 2.7-71 に同じ

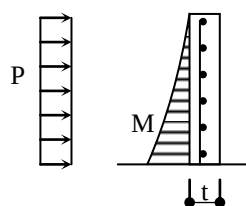


図 2.7-72 パラペットの検討

(c) 高架水槽

図 2.7-73 に示すような高架水槽を支持する架台および架台を緊結するアンカーボルトは、震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) の地震力に対して短期許容応力度を用いて検討する。高架水槽および高架水槽を取付けるボルトについては、上記もしくは建築設備耐震設計・施工指針⁵⁾等により検討する。この場合、高架水槽を止め付けるボルトがクリップ止めの場合は、地震力に対して図 2.7-74 に示す片側のボルトのみが抵抗することに留意して検討する必要がある。

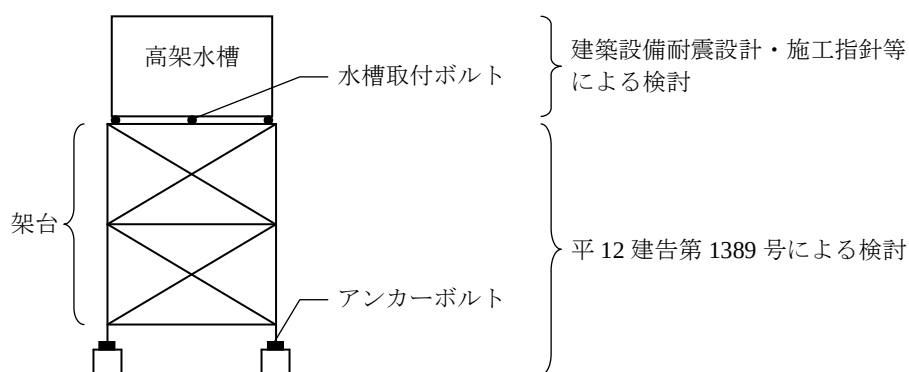


図 2.7-73 高架水槽の検討

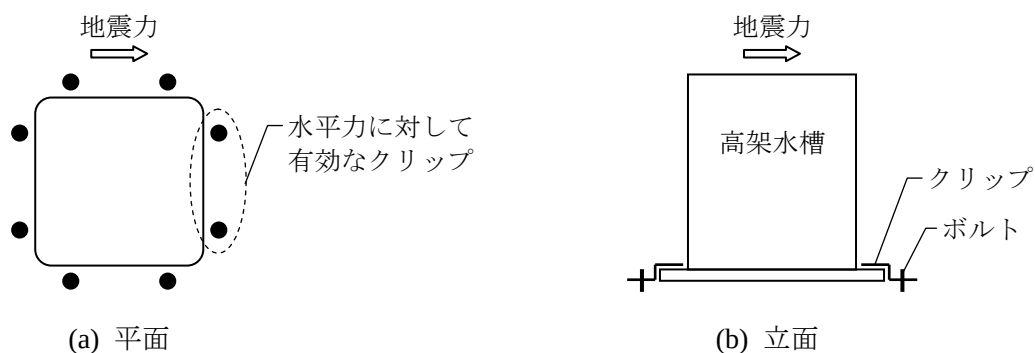


図 2.7-74 クリップ止めの高架水槽

(d) 広告塔

屋上に設けられている広告塔などの工作物も、高架水槽架台と同様に震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) の地震力に対して短期許容応力度により検討する。屋上からの高さが 4.0m を超える工作物は、建築基準法第 88 条により建築物の耐震規定が準用される構造物に該当するので、規模が大きいものは「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説、2011 年、(一財)日本建築防災協会」に基づき、構造耐震指標 (I_s) を算定して大地震時の安全性を確認することが望ましい。

(2) 跳ね出し部の検討

跳ね出し梁や跳ね出しスラブのうち、跳ね出し寸法が 2.0m を超えるの部材は平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 2 三号ニの規定により、震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) の上・下動に対して短期許容応力度による検討を行う。この場合、跳ね出し寸法は柱もしくは梁のフェイスからの寸法とし、また積載荷重は実情によるものとし、地震時の積載荷重を用いても良い。また、スラブ筋による許容曲げモーメントの増大や、スラブによる許容せん断耐力の増大なども考慮しても良い。

(3) その他の構造部材の検討

(a) コンクリートブロック壁

コンクリートブロック壁の地震時面外力に対する安全性は、コンクリートブロック壁の版厚や配筋量ばかりでなく、周辺の構造体による支持状況や鉄筋の定着状況を確認した上で、安全性を検討する必要がある。検討用の大地震時面外力については規定は無いが、一般階であれば通常は $0.5G$ 程度に対して短期許容耐力もしくは降伏耐力で検討しているが、「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領⁶⁾」などを参考とする。

コンクリートブロック壁の支持方法には、図 2.7-75 に示すように 4 辺支持、3 辺支持、2 辺支持および 1 辺支持がある。検討にあたっては、これらの支持状態を調べてから検討を行う必要がある。

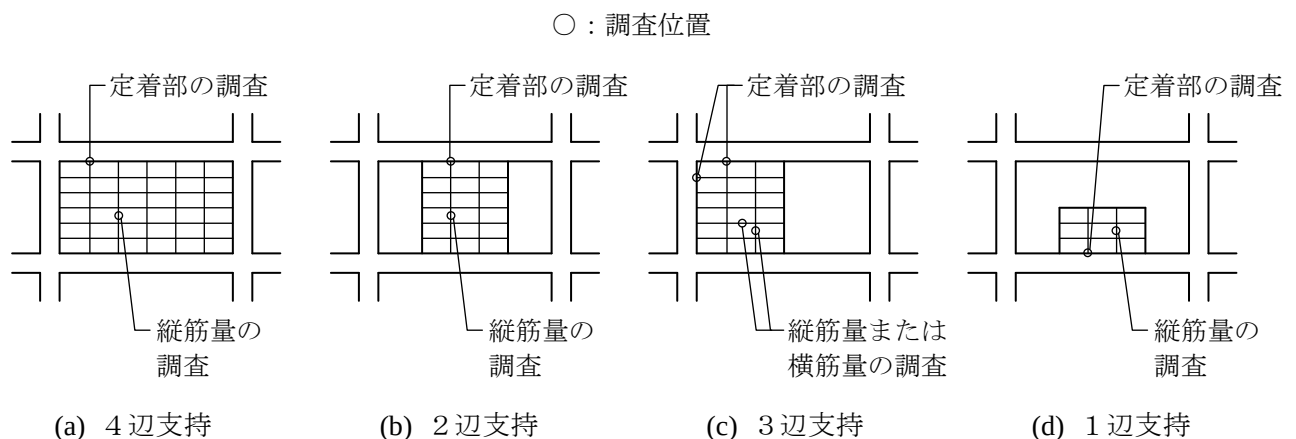


図 2.7-75 コンクリートブロック壁の支持状況と調査位置

コンクリートブロックの面外力に対する許容耐力 Ma は、(2.7-24) 式により算定する。

$$\left. \begin{aligned} Ma &= a_t \cdot f_t \cdot j \\ j &= t/2 \times 5/7 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.7-24) \text{ 式}$$

a_t : 鉄筋の断面積
 f_t : 鉄筋の短期許容応力度
 j : 応力中心間距離
 t : ブロックの版厚

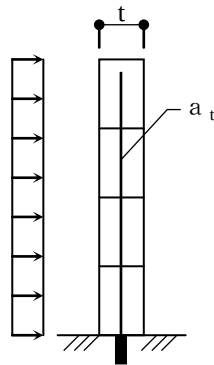


図 2.7-76 コンクリートブロック壁の短期許容曲げ耐力の算定

(b) 屋外鉄骨階段

屋外階段は、図 2.7-77 に示すように大地震時に作用する地震力を各階の踊場で建物に伝達させるか、図 2.7-78 に示すように屋外階段を剛接ラーメンもしくはブレース構造として地震力に対して自立できるか検討する。

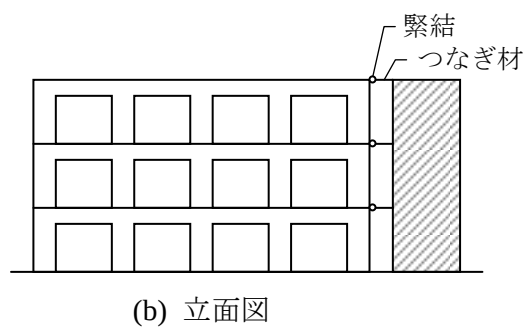
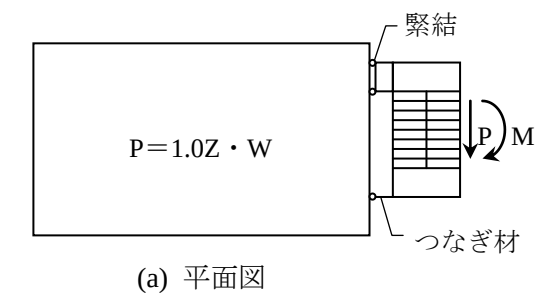


図 2.7-77
地震力を建物に負担させる場合

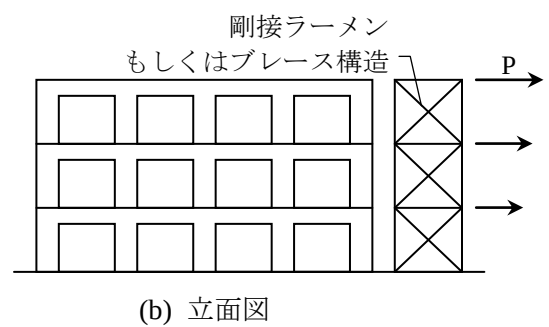
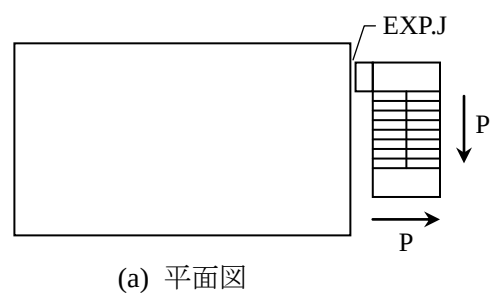


図 2.7-78
地震力に対して自立させる場合

地震力を建物に伝達させる場合には、平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 2 三号ハの規定により屋外階段の各階に震度 $K=1.0Z$ (Z : 地域係数) 程度の外力が作用するものとして、短期許容応力度設計を行うことを原則とする。屋外階段を自立構造として検討する場合には、現地調査に基づく溶接状況などを踏まえて鉄骨階段の構造耐震指標 (I_s) および保有水平耐力に係わる指標 (q) を「耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針」により計算し、以下の性能を満たすことを確認する。

$$I_s \geq 0.6 \quad \text{かつ} \quad q \geq 1.0 \quad \dots\dots (2.7-25) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_s : \text{構造耐震指標} \\ q : \text{保有水平耐力に係わる指標} \end{array} \right.$$

(c) 床スラブの面内せん断力の検討

1) 概要

図 2.7-79 に示す床スラブに大きな開口がある部位、耐力の大きな耐震壁近傍にある開口付き床スラブ、耐震壁が下階で多スパンに渡って抜ける部位、大きな地震力を負担する耐震壁等を有する階段室などの床スラブなどは、大地震時に床スラブに作用するせん断力に対する検討を行い、耐力が不足すると判断される場合には、必要に応じて耐震壁の負担耐力を低減してするか、ゾーニングをするなどして検討する。

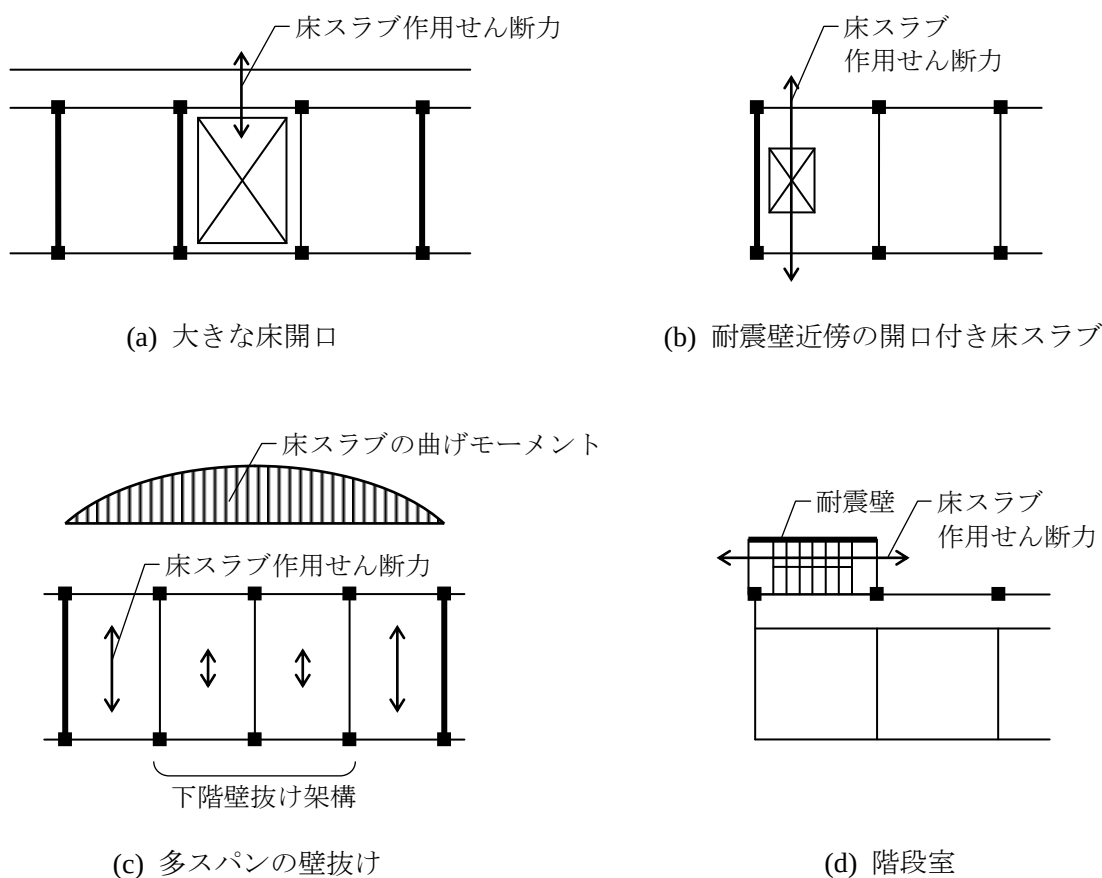


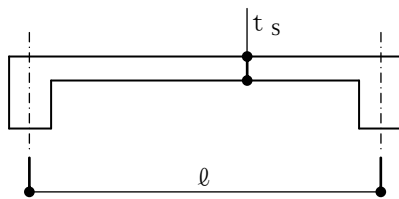
図 2.7-79 床スラブの面内せん断耐力等の検討

2) 床スラブの許容せん断耐力

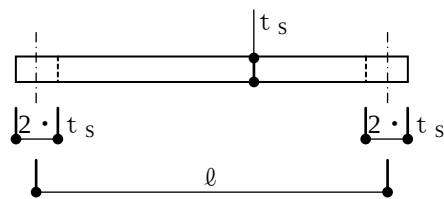
大地震時に許容する床スラブのせん断耐力 (Q_u) は、床スラブ周辺の拘束状態を踏まえて、原則として (2.7-26) 式もしくは (2.7-27) 式による。ただし、床スラブに期待するせん断耐力は、床スラブを損傷させないために大きな値としないことが望ましい。

$$Q_{u1} = 0.1 \cdot \sigma_B \cdot t_s \cdot \ell \quad \dots\dots\dots (2.7-26) \text{ 式}$$

$$\begin{cases} t_s & : \text{床スラブの厚さ} \\ \sigma_B & : \text{床スラブのコンクリート圧縮強度} \\ \ell & : \text{スラブ長 (図 2.7-80 参照)} \end{cases}$$



(a) 梁付きの場合

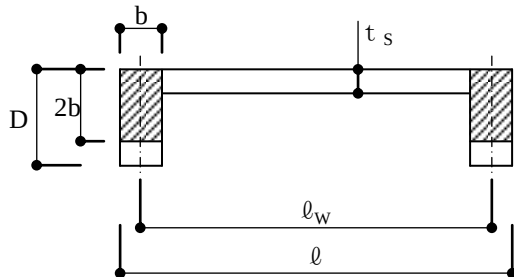


(b) 梁無しの場合

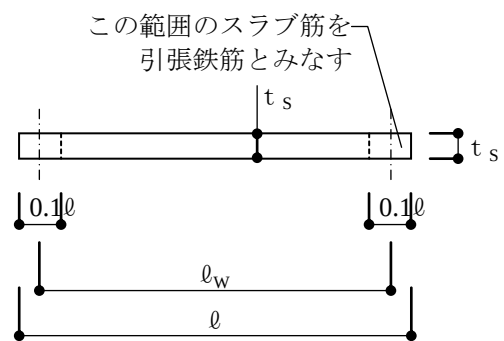
図 2.7-80 床スラブのせん断耐力の算定

$$Q_{u2} = \left\{ \frac{0.053 P_{te}^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/(Q \cdot \ell) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot t_e \cdot \ell_w \quad \dots\dots\dots (2.7-27) \text{ 式}$$

$$\begin{cases} P_{te} & : \text{周辺梁の軸筋もしくはスラブ長 } 0.1\ell \text{ の範囲に含まれるスラブ筋による等価引張鉄筋比 (\%)} \\ M/(Q \cdot \ell) & : \text{床スラブのせん断スパン比で } 1.0 \text{ 以上、} 3.0 \text{ 以下の値} \\ P_{se}, \sigma_{wy} & : \text{床スラブ筋等価鉄筋比と降伏強度} \\ t_e & : \text{等価スラブ厚で考慮できる周辺梁のせい (D) は } 2b \text{ 以下とする。} \\ \ell_w & : \text{スラブ長 (図 2.7-81 参照)} \end{cases}$$



(a) 梁付きの場合



(b) 梁無しの場合

図 2.7-81 床スラブのせん断耐力の算定

2.8 第3次診断

2.8.1 第3次診断と保有水平耐力計算

耐震診断は、古くは研究者や耐震診断に精通した技術者が行ってきたが、最近では新築建物の設計を行っている多くの技術者が耐震診断を手掛けるようになってきた。この影響もあり、第3次診断は新築建物の設計に用いる保有水平耐力計算と同じように行えば良いと考えている技術者が増えている。しかしながら、第3次診断と保有水平耐力計算は表 2.8-1 に示すように多くの点で異なっており、これらの点に留意が必要である。

保有水平耐力計算は耐震性などに優れた建物を設計することを目的に、構成部材の断面や配筋を決める計算方法であるので、せん断破壊や局部崩壊などの好ましくない計算結果となった場合には、部材断面を変更して次のステップに進める。しかしながら、第3次診断は既存建物に対してあるがままの状態で行うため、局部的な脆性破壊が生じて層崩壊状態となり、他の層の性能が求まらないことが多々ある。このような場合においても耐震診断では可能な限り建物各階の耐震性能を把握することが必要であり、計算手法の選択などに十分な留意が必要となる。

表 2.8-1 第3次診断と保有水平耐力計算

	第3次診断	保有水平耐力計算
検討の目的	現状建物の各階の耐震性能の把握	耐震性に優れた建物の設計
対象とする建物	FD 部材に該当する変形性能が良好でない部材を多く含む建物（既存建物）	主として FC 部材以上の良好な変形性能を有する部材で構成された建物（新築建物）
考慮する耐震要素	雑壁を含むすべての部材	主体構造
終局耐力の計算	荒川 min 式	荒川 mean 式
性能評価	各部材の強度指標（C）と靱性（F）からグルーピング計算により、階の I_s 指標を算定	荷重増分解析により、階の保有水平耐力（ Q_u ）を算定
判 定	$I_s/I_{so} \geq 1.0^{*1}$	Q_u/Q_{un} （必要保有水平耐力） ≥ 1.0

*1 他に $C_{Tu} \cdot S_D$ に関する条件もある。

また、保有水平耐力計算は部材ランクが FC 以上の良好な変形能力を有する部材で構成された建物を主として想定しているのに対し、第3次診断を含む耐震診断は FD 部材などに該当する変形能力に乏しい部材で構成されている建物の耐震性能も評価できるように、構成部材の強度指標（C）と靱性（F）から最大性能となる I_s 値を決定する方法としてグルーピング計算が採用されている。さらに、保有水平耐力計算の対象が柱・梁、耐震壁およびこれらに接続する袖壁、腰壁、垂壁などの主体構造に限定されるのに対して、第3次診断ではこれらに加えて構面内の束壁や小梁上およびスラブ上の鉄筋コンクリート造壁も含めて性能を評価する。

一方、保有水平耐力計算は施工時において、現在の法体系に基づく十分な品質管理が行われることから、荒川 mean 式により部材の終局耐力を算定するが、第3次診断では既存の建物の診断であることから荒川 min 式が採用されている。

第3次診断の実施にあたっては、対象が既に建設されている建物であり容易な手直しができ

ないため、安全側の仮定を多く設定して建物の性能を過小評価することは避け、既存建物が保有している性能を適切に評価するように努める必要がある。

2.8.2 第3次診断の方法

(1) 解析方法

既往の耐震診断プログラムなど耐震診断の実務に用いられている第3次診断の解析方法には、表2.8-2に示すように①節点振分け法と仮想仕事法、②荷重増分解析、③変位増分解析がある。これらの方法には同表に示す特徴があり、旧来は各階別の性能が求まり性能の低い階が特定できる方法として①の方法のみが許容されていたが、最近では②や③の方法も用いられるようになってきている。解析方法の選定にあたっては架構の特徴を踏まえ、表2.8-2や以下に述べる点に留意して適切な方法を選定する必要がある。

表 2.8-2 第3次診断に用いられる解析方法

	①節点振分け法と仮想仕事法	②荷重増分解析	③変位増分解析
長所	・各階の性能が決定できる	・架構のモデル化が比較的容易	・架構のモデル化が比較的容易 ・層崩壊が生じても解析が継続できる
短所	・節点振分け法を適用する架構と、仮想仕事法を適用する架構の選定など、モデル化が難しい	・各階の耐力が外力分布に支配される ・部分崩壊により全階の性能が決定できないことがある	・上下階の耐力の連続性が無い

図2.8-1(a)に示す連層壁を含むラーメン架構の第3次診断には、表中①のラーメン部分に節点振分け法を、連層壁部分に仮想仕事法を用い、別々に求めた性能を累加する方法が一般的に用いられる。

図2.8-1(b)に示す上・下階で形態が異なる架構は、表中①の方法では架構境界部のメカニズム状態の把握が難しいが、表中②の荷重増分解析を用いれば比較的容易にメカニズムを計算することができる。一方、図2.8-1(c)に示す下階壁抜け架構では、上・下階の耐力が不連続であるため荷重増分解析を用いると下階が層崩壊し、メカニズムの計算ができない。このような架構には表中③の変位増分解析を用いることによりメカニズムを算定することができる。

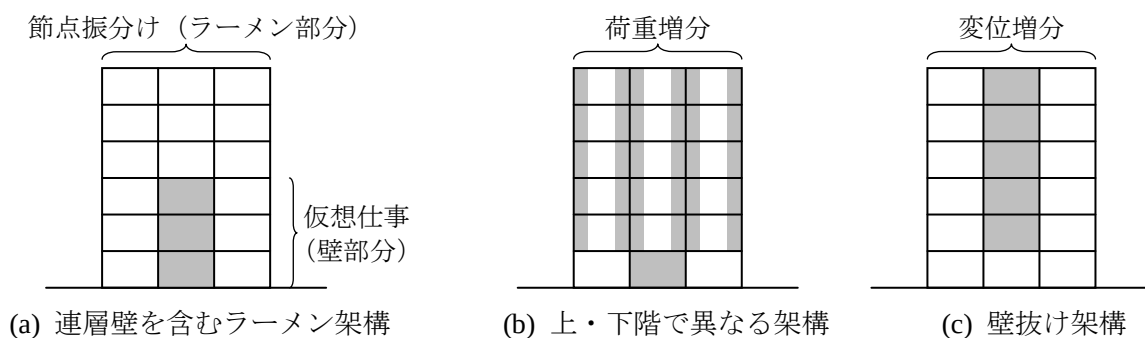


図 2.8-1 架構の形状と解析方法

(2) 崩壊モード

(a) 建物の崩壊モード

基礎を含めた建物の崩壊モードを考えると、表 2.8-2 のように上部構造崩壊モード、上部構造と基礎の連成崩壊モード、および基礎崩壊モードに分類できる。上部構造崩壊モードでは、曲げ降伏が先行し変形能力が大きい部材で構成されている建物は全体崩壊となり、せん断破壊が先行する部材で構成されている建物や、柱の耐力が梁に較べて小さい建物などでは層崩壊となる。連成型崩壊モードでは、連層耐震壁直下の基礎が浮上りまたは沈下し連層耐震壁は崩壊しないものの、ラーメン架構部分の変形のみが進んで崩壊形となるなどのモードが考えられる。一方、基礎崩壊モードは直接基礎の地盤が地震時の液状化などにより支持力を失うことにより崩壊するモードや、杭がせん断破壊したり地震時の変動軸力が杭の極限支持力を超えて急激に沈下する崩壊モードなどが考えられる。

(b) 第3次診断で想定する崩壊モード

地震時における建物の崩壊モードには前述した様々なものがあるが、耐震診断は建物の各階の耐震性能の把握を目的としているため、第3次診断においては図 2.8-2 (a) に示すように、節点振分け法などを用いて建物の各階にメカニズムを強制的に形成させる方法が旧来から用いられてきた。★この場合、図 2.8-2 (b) に示す連層壁を含む架構では、連層壁の浮上り（回転）を考慮してきたが、2006 年の建築基準法の改正に伴い保有水平耐力の計算において基礎の変形（浮上り）を考慮しないことが原則となったため、第3次診断でも上部構造の性能を求めることを主眼とし、基礎の浮上りは考慮しないことを原則とする。ただし、塔状比が4を超える建物や、不同沈下が認められるなど基礎の支持能力が懸念される建物では、後述する「基礎の回転耐力の算定」などを参考に、転倒に対する検討を行う必要がある。

一方、荷重増分解析を用いて第3次診断を行う場合には、既存建物では層崩壊が生じることが多いので、節点振分け法など何らかの方法も併用して未崩壊部分の崩壊モードを算定する必要がある。

表 2.8-2 建物の崩壊モードの例

上部構造崩壊モード		上部構造と基礎の連成崩壊モード		基礎崩壊モード
全体崩壊	層崩壊	浮上り	沈下	

○：曲げ降伏

×：せん断破壊

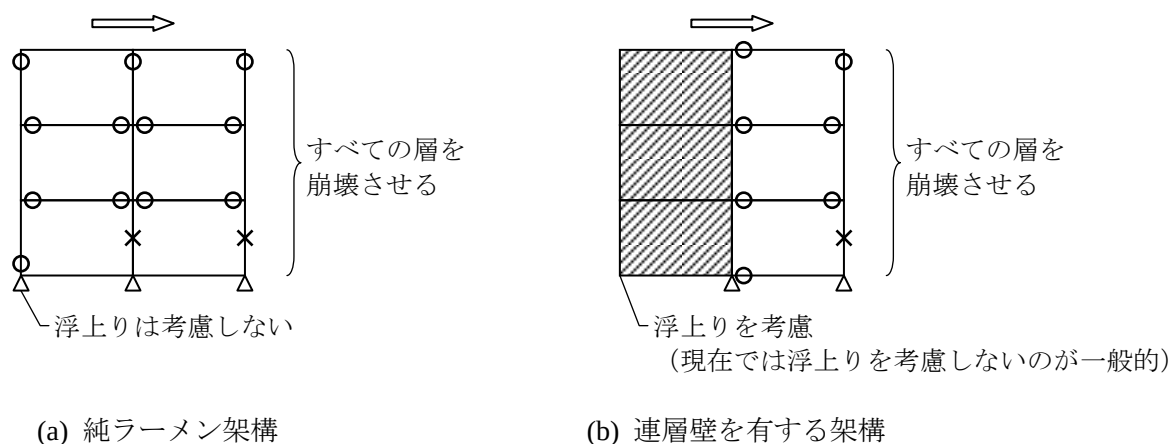


図 2.8-2 旧来の第3次診断法

(3) 節点振分け法

節点振分け法による第3次診断は、図 2.8-3 に示す手順で行う。まず、柱・梁の曲げ終局モーメントおよびせん断終局耐力を算定し、節点ごとに柱の曲げ終局モーメントと梁の曲げ終局モーメントの和を算定する。この場合、せん断破壊が先行する部材はせん断破壊時に材端に生じる曲げモーメントを終局モーメントとみなす他、節点モーメントにはヒンジ発生位置と節点中心までの距離による曲げモーメントの増大を考慮する。

節点モーメントの和の小なる部位に塑性ヒンジが発生するものとし、ヒンジが発生しない部材にモーメントを分配する。梁の曲げ終局モーメントを柱に分配する方法によって上・下階の計算上の耐力が変化するが、このモーメントの分配方法には以下の方法などがあり、どの方法を用いても良いが、分配後の各階のせん断力分布が $A_i \cdot \sum w_i$ 分布に近似することが望ましい。

- ① 1/2 分配
- ② 剛比分配
- ③ 1 次設計時の応力比分配
- ④ 必要保有水平耐力分配
- ⑤ 層モーメント法による分配

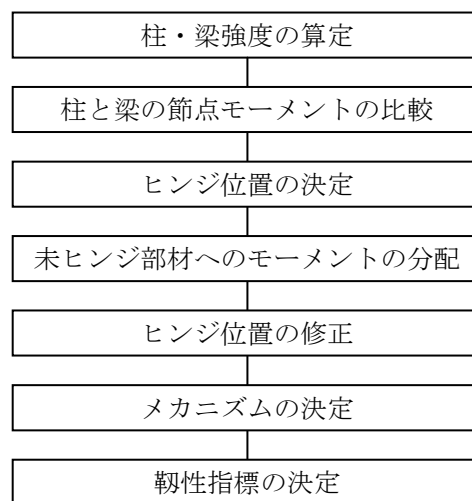


図 2.8-3 節点振分け法

(4) 仮想仕事法

仮想仕事法は連層壁などに作用する外力がなす仕事量と、連層壁および周辺の梁に生じる内力（モーメント）がなす仕事が均しいとして釣合い式を計算し、連層壁などのメカニズムを算定する手法である。

連層耐震壁などの終局時保有せん断力は図 2.8-4 に示すように、境界梁付きの壁を周辺フレームから取り出してモデル化し、これに適切な外力分布の水平力を作用させ、曲げ降伏時の水平力、せん断破壊時の水平力、ならびに基礎が回転した時の水平力（基礎の浮上りを考慮

しない場合は算定不要)を算定し、それらのうち最も小さいものを終局時の水平力とする。
この時の破壊形式を各層の破壊モードとする。

ここで外力分布形は、等分布もしくは三角形分布などとするが、骨組架構を含んだ耐震壁の弾性応力解析の負担せん断力分布から決まる外力分布などを参考に、分布形を決める方法もある。

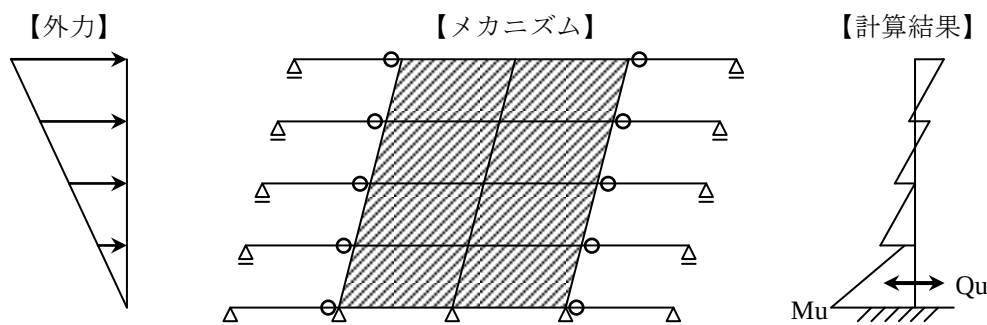


図 2.8-4 連層壁のモデル化

(5) 荷重増分法

荷重増分解析を用いる第 3 次診断の方法は耐震診断プログラムにより異なっているが、通常の場合は図 2.8-5 に示すフローで行われている。

荷重増分解析においては、各階に作用させる外力分布と解析を終了する条件を設定する必要がある。外力分布は一般的には現行の建築基準法に定められている 1 次設計の地震力分布に比例させた分布形を用いる。解析を打ち切る条件は、 $1/30$ などの大きな変形を必ず指定する必要がある。耐震診断では保有水平耐力計算と異なり、解析終了時の部材応力を終局耐力とみなして再度グルーピング計算を行い保有性能基本性能 (E_o) を算出するため、解析を打ち切る変形が小さいと部材の終局耐力が過小評価される可能性があるため、押し切る必要がある。

解析終了時のメカニズム状態から柱および壁の耐力および靱性を決定する。この場合、未崩壊状態でメカニズムが生じていない部分については部材の耐力および靱性が正確には決定できない。一般的には部材の耐力は解析終了時の負担せん断力とし、靱性は技術基準解説書の未崩壊部材の判定方法に準じて部材の曲げ余裕度とせん断余裕度との比から決定するなどしているが、この方法は耐震診断プログラムにより異なっているので留意が必要である。柱および壁の耐力および靱性が決定されると、第 2 次診断と同様のグルーピング計算により第 3 次診断としての I_s 指標が算定される。

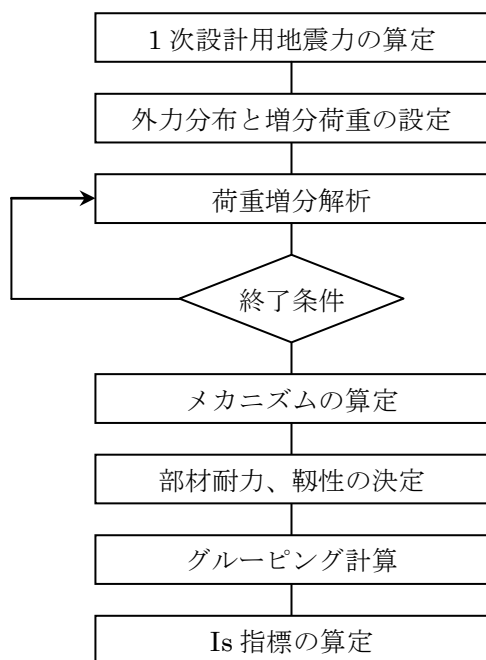


図 2.8-5 荷重増分解析による第3次診断

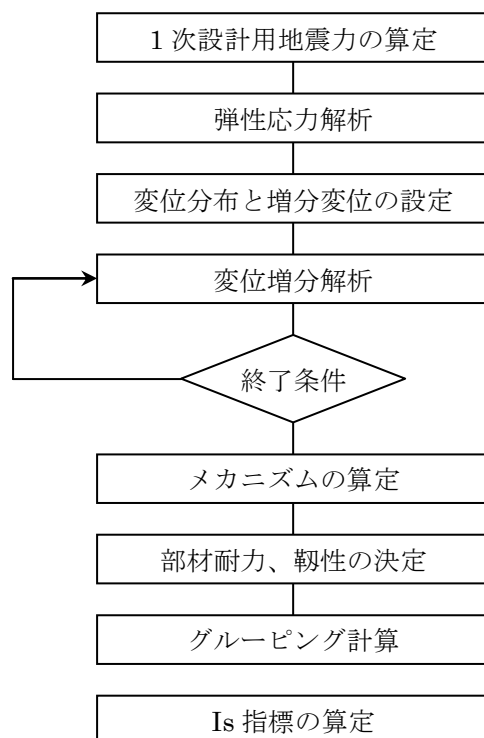


図 2.8-6 変位増分解析による第3次診断

(6) 変位増分法

変位増分解析を用いる第3次診断では、解析に用いる各階の変位分布の設定により計算結果が大きく異なるので留意が必要である。通常の場合には、現行の建築基準法による1次設計用の地震力による弾性応力解析で得られる各階の変位分布に比例させた分布形を用いる。

変位増分解析においては計算終了時の変位を十分に大きく設定すれば、必ずすべての層にメカニズムを生じさせることができるため、部材の耐力および靱性はヒンジメカニズムの状態から決定することができる。この結果に基づく部材の耐力および靱性を用いて第2次診断と同様のグルーピング計算によりIs指標等を決定する。

ただし、この方法で求まるメカニズム時の応力は、力の釣り合いが取れていないので、特別な場合の検討を除き、一般的にはこの方法は用いられない。

2.8.3 第3次診断の方針

(1) 方針

第3次診断については、計算方法や建物のモデル化などに複数の選択肢があるので、建物の性状などに応じて適切に診断方針を定める必要がある。

耐震診断においては、本来はスクリーニングの概念があり、第2次診断でNG判定された建物を第3次診断において判定を見直すことが考えられていたが、RC造、SRC造を対象とした最近の診断事例²⁾に見られるように、第3次診断結果は第2次診断結果よりも小さなIs指標が算定される傾向がある。これには様々な要因が考えられるが、第3次診断は第2次診断よりも高度な計算を行うため個々の建物において耐震性能を過小評価しないように適切なモ

デル化などを行う必要がある。

なお、第3次診断は第3次診断が必要な方向だけ行い、方向別に第3次診断と第2次診断を使い分けても良い。

(2) 架構のモデル化

鉄筋コンクリート造の架構には様々な形状の壁が取合っているため、通常はこれらを面材と線材に分けてモデル化して第3次診断の一連の計算を行う。一般的には、無開口もしくは開口周比が0.4以下の開口を有する壁は面材として扱い、図2.8-7に示すように周辺の柱・梁および壁を合わせて1つの部材と扱うか、エレメント置換などしてモデル化する。一方、壁が取付かない柱および梁は部材ごとに線材にモデル化し、図2.8-8に示す開口が大きな壁付き架構は剛域を有する線材にモデル化する。ただし、横スリット状の開口もしくは縦スリット状の開口を有する架構は、開口周比が0.4以下であっても必要に応じて図2.8-9に示すような線材に置換する。

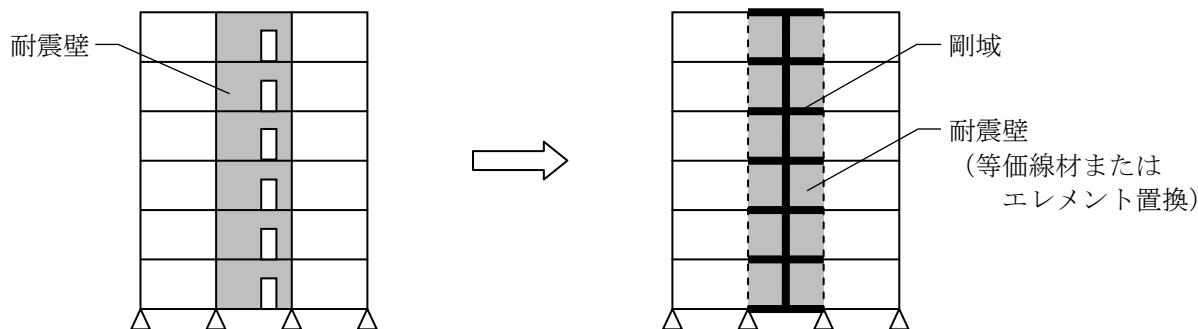


図 2.8-7 耐震壁（開口周比 ≤ 0.4 ）のモデル化

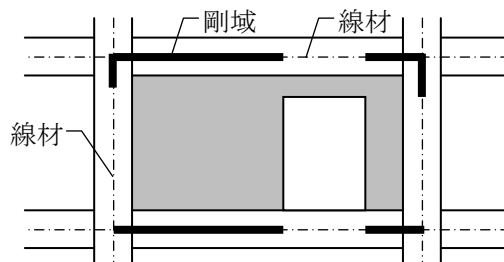


図 2.8-8 雑壁付き架構（開口周比 > 0.4 ）のモデル化

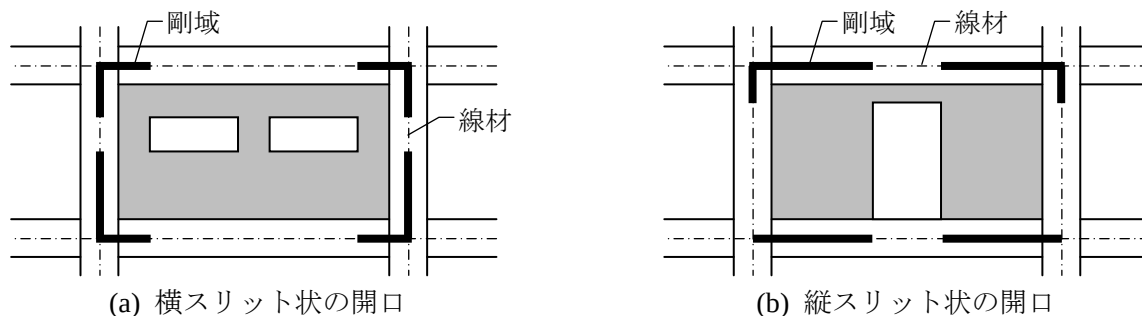


図 2.8-9 スリット状の開口

(3) ヒンジ位置

柱のヒンジ位置は、原則として第2次診断の内法高さ（ h_o ）の考え方と同様とし、図 2.8-10 に示すように腰壁、垂壁の無い場合には梁フェイス位置とし、腰壁、垂壁のある場合にはこれらのフェイス位置とする。梁のヒンジ位置は、図 2.8-11 に示すように袖壁が無い場合は柱フェイス位置とし、袖壁がある場合には原則としてこれらのフェイス位置とする。

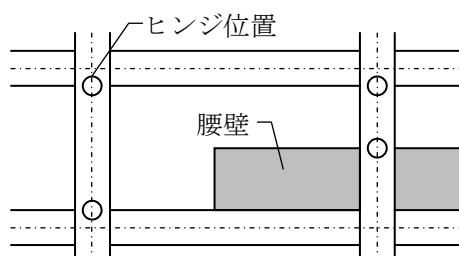


図 2.8-10 柱のヒンジ位置

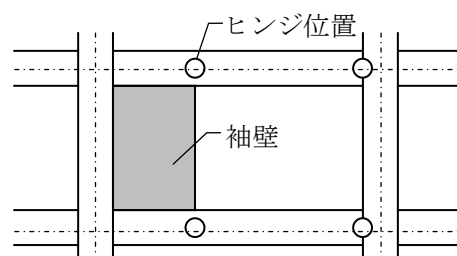


図 2.8-11 梁のヒンジ位置

図 2.8-12 に示す階段状の袖壁等が取付く場合も、原則として柱・梁のヒンジ位置は袖壁等のフェイス位置とする。ただし、柱・梁の断面が袖壁等よりも十分に大きいなどのため袖壁等の圧壊や降伏が生じることにより柱・梁のヒンジ位置が袖壁内に入り込むと判断できる場合には、この影響を考慮してヒンジ位置を設定しても良い。

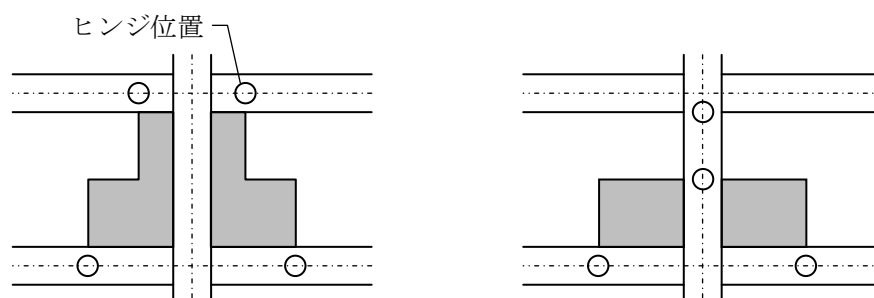


図 2.8-12 変断面部材のヒンジ位置

(4) 架構耐力の計算

通常の保有水平耐力計算では、ラーメン架構に節点振分け法、連層壁に仮想仕事法を用い、すべての部材が崩壊する時の耐震要素の分担力を計算し、グルーピング手法を用いて保有水平耐力の集計を行う。

仮想仕事法を用いる場合における連層壁の外力分布は、連層耐震壁の配置、周辺境界梁の有無等により、逆三角形分布、等分布など適切な外力分布を設定する。

学校校舎建築物の梁間方向のように、ほとんどの連層耐震壁が最上階までの独立耐震壁となっている場合は、図 2.8-13 に示す逆三角形分布が適切と考えられる。

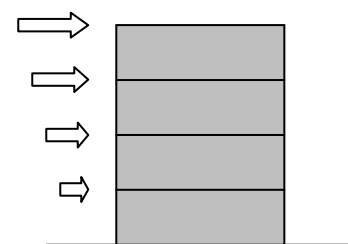


図 2.8-13
校舎梁間方向の外力分布
(逆三角形分布)

桁行方向のようにフレーム内に最上層までの連層耐震壁がある場合は、境界梁の押え効果等により、図 2.8-14 (a) に示す等分布の外力分布が適切と考えられる。

また、フレーム内の連層壁においても補強時など下層ほど耐震壁（枠付き鉄骨ブレースを含めて）の枚数が増えている場合などは、同図 (b) に示すように逆三角形分布が適切と考えられる。

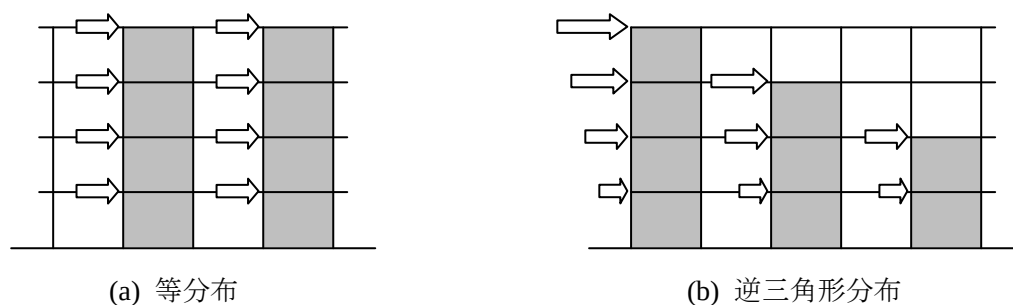


図 2.8-14 校舎桁行方向の外力分布

荷重増分解析を用いて保有水平耐力を計算する場合には、未崩壊部材の耐力を適切な方法で計算し、診断計算に反映させることが望ましい。

(5) 地震時の変動軸力

第 3 次診断においては大地震時における柱の変動軸力を考慮して、柱の終局耐力を算定して崩壊メカニズムを求める。地震時変動軸力の考慮の方法には以下があるので、適切な方法を選択する。

- ①メカニズム時の軸力を用いる方法
- ②梁の降伏時せん断力を用いる方法
- ③1 次設計時の応力解析による変動軸力を α 倍する方法

①のメカニズム時の変動軸力を用いる方法では、荷重増分解析においては荷重増分解析の各ステップごとに変動軸力を算定し、この変動軸力を用いて柱の曲げ耐力を精算した上で塑性ヒンジの発生位置を判定する。節点振分け法を用いる場合には、メカニズムの応力状態から柱の変動軸力を算定し、再度柱耐力とメカニズムを算定する収斂計算が必要となる。

②の梁の降伏時せん断力を用いる方法では、通常の場合、変動軸力の影響が大きい隅柱のみを対象に、当該階よりも上部の梁の降伏時のせん断力を集計して柱の曲げ耐力などの計算に用いる変動軸力とする。

③の 1 次設計時の変動軸力を α 倍する方法は、1 次設計（通常は $C_0=0.2$ ）の地震時応力解析時の柱に作用する軸力を α 倍する方法である。係数 α は (2.8-1) 式による値を参考に、通常は 1.5～2.0 程度の値が用いられている。同式における C_T は図 2.8-15 に示すように F 値によって様々な値となるが、各階の I_s 指標を決定した時の C_T 値の最小値もしくは建物全体における平均的な C_T 値を用いて、過大な値にしない。

1 次設計時の応力解析による変動軸力は、応力解析部材の初期剛性を用いて行うと変動軸力が雑壁などを有する架構に過度に集中するので、雑壁などの剛性低下を考慮するなど適切な配慮が必要である。

$$\alpha = C_T / 0.2 \quad \dots\dots\dots (2.8-1) \text{ 式}$$

$$\begin{cases} C_T & : \text{メカニズム時の累積強度指標} \\ 0.2 & : \text{1 次設計時のベースシア係数} \end{cases}$$

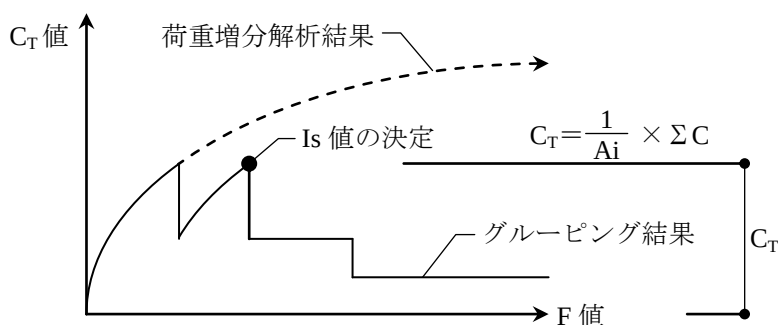


図 2.8-15 変動軸力の設定に用いる CT 値

2.8.4 第 3 次診断における留意点

(1) 梁の耐力

既往の第 3 次診断の実施例などでは、第 3 次診断で求めた I_s 指標や $C_{TU} \cdot S_D$ 指標が第 2 次診断結果を大きく下回る例が見られる。これは建物の性状による要因もあるものの、梁の耐力を過小評価していることが要因の 1 つと考えられる。従って、梁の耐力の算定にあたっては以下の点に留意が必要である。

①スラブ効果の考慮

第 3 次診断にあたっては、梁の曲げ耐力およびせん断耐力にスラブの効果を考慮する。通常の場合、図 2.8-16 に示すように片側 1.0m の範囲のスラブ筋を曲げ耐力に、片側 1.0m のコンクリート断面積を梁幅の 2 割を上限として梁幅に考慮できる。

②過大な積載荷重や自重を考慮しない

第 3 次診断において層の水平耐力に寄与する大梁の見かけ上のせん断耐力は、大梁の終局せん断耐力から大梁に作用する鉛直荷重によるせん断力を差し引いた値となる。従って、大梁に作用する鉛直荷重を過大に評価すると見かけ上の大梁のせん断力を過小評価することとなる。

図 2.8-17 に示すような袖壁などを含む架構においては、袖壁の重量は袖壁によって直接柱に伝達されるものとみなす他、床荷重についても同図でハッチングした部分のみが大梁に作用するとみなすなど、過大な鉛直荷重を大梁に見込まないように留意する。また、これらの床荷重に含める積載荷重は実情によるものとし、通常は地震時の積載荷重

を用いるものとする。

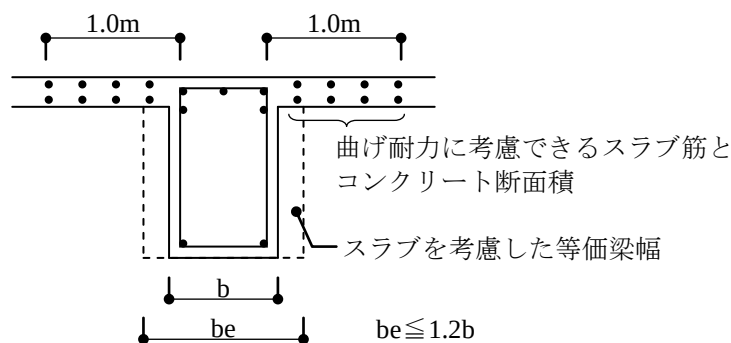


図 2.8-16 梁耐力へのスラブ効果の考慮

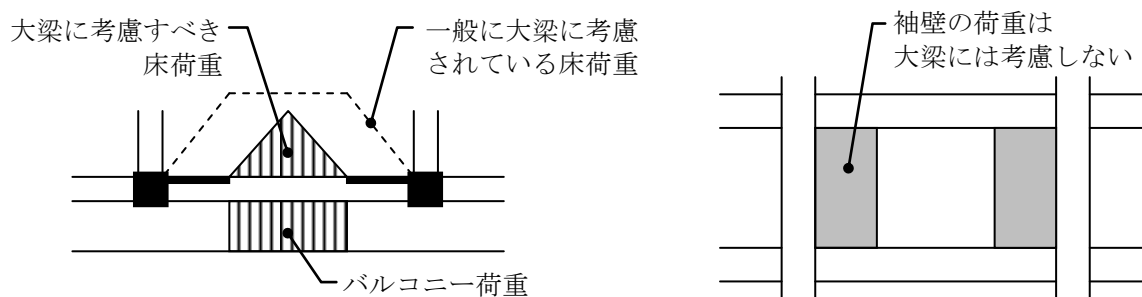


図 2.8-17 大梁に考慮する鉛直荷重

(2) 雑壁の扱い

耐震診断においては、構面内の束壁などの雑壁および構面外の小梁上やスラブ上の雑壁などの耐力および剛性を考慮することを原則としている。従って、第 3 次診断においてもこれらの雑壁の耐力および剛性を考慮する。考慮する方法としては第 2 次診断と同様に雑壁の反力点高さを階高とするなどの略算的な方法を用いて耐力を算定し、荷重増分解析等で求めた架構の耐力に加算しても良い。

(3) 全体崩壊形建物

梁の曲げ降伏、連層壁の 1 階での曲げ降伏、もしくは回転降伏が建物全体の耐震性を支配する場合などでは、「RC 造耐震診断基準」、「3.2.1 E₀ 指標算定の方針」に基づき E₀ を次のように補正しても良い。なお、この場合、累積強度指標も (2.8-3) 式により補正しても良い。

一部の柱や梁がせん断破壊モードとなる建物であっても、連層耐震壁や連層袖壁が配されており、全体崩壊モードが卓越すると判断できる建物では、本項の扱いを適用しても良い。

$$E_0' = E_0 \times \frac{2}{3} \times \frac{2n+1}{n+1} \quad \dots\dots\dots (2.8-2) \text{ 式}^{14)}$$

$$C_T' = C_T \times \frac{2}{3} \times \frac{2n+1}{n+1} \quad \dots\dots\dots (2.8-3) \text{ 式}^{14)}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} n & : \text{建物層数} \\ E_0 & : \text{保有性能基本指標} \\ E_0' & : \text{全体崩壊建物の保有性能基本指標} \\ C_T & : \text{累積強度指標} \\ C_T' & : \text{全体崩壊建物の累積強度指標} \end{array} \right.$$

(4) 基礎の回転耐力の算定

第3次診断によるこれまでの耐震診断においては、基礎の回転も考慮した I_s 指標を算定してきたが、2006 年の建築基準法の改正に伴い塔状比が 4.0 を超える建物を除き、保有耐力水平耐力計算は基礎に浮上りが生じないものとして行うことが求められている。★このため、第3次診断でも上部躯体の耐震性能の把握を主眼とし、建物は基礎によってピン支持されているとして扱い、基礎の浮上りは考慮しないことを原則とする。ただし、基礎の沈み込みにより急激に上部躯体の耐力が低下する恐れがある建物では、メカニズム時に圧縮側の基礎に作用する軸力が極限支持力を超えないことを確認する必要がある、また塔状比が大きい建物など容易に浮上りが生じる建物では、基礎回転時の耐力などを検討する必要がある。

基礎の検討に用いるメカニズム時の軸力は、基礎の浮上りを考慮した時のメカニズム時軸力とし、また基礎の極限支持力は長期支持力の 3 倍とすることができる。また、基礎の浮上りが明らかに生じると判断できる場合は、浮上りを考慮して部材の耐力および靱性を評価して I_s 指標を算定しても良い。

基礎回転時の耐震性能は、上部躯体を剛体とみなし (2.8-4) 式により計算できる。上部躯体が剛体とみなせない場合は、浮上りを考慮した基礎と上部躯体の連成解析を行い、基礎回転時の強度指標 (C_B) やメカニズム時に圧縮側基礎に作用する軸力を算定する。

同式における設計用基礎転倒モーメント (M_D) は、図 2.8-18 に示す標準せん断力 $C_0=0.2$ とした 1 次設計時の設計用せん断力 (Q_{Di}) と、地下震度 0.1 による地下地震力 (P_{D1F}) から図中の計算式により算定することができる。

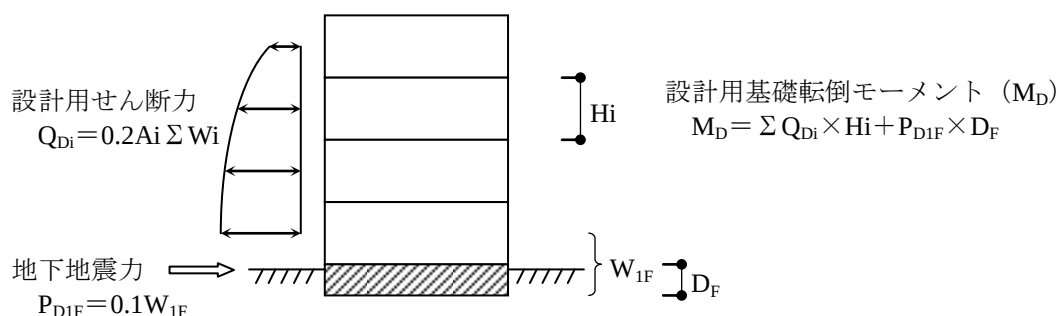


図 2.8-18 設計用転倒モーメント (M_D)

$$\left. \begin{array}{l} I_s = C_B \times F_B \times T \\ C_B = 0.2 \times M_u / M_D \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.8-4) \text{ 式}$$

- | | | |
|---|-------|-----------------------|
| { | I_s | : 基礎回転時の構造耐震指標 |
| | C_B | : 基礎回転時のせん断力係数 (強度指標) |
| | M_D | : 設計用基礎転倒モーメント |
| | M_u | : 基礎の終局回転抵抗モーメント |
| | F_B | : 基礎回転による靱性指標で 3.0 |
| | T | : 経年指標 |

直接基礎の終局回転抵抗モーメント (M_u) は、図 2.8-19 に示すように終局時の地反力分布が長方形分布となると仮定し、(2.8-5) 式により算定できる。また、圧縮側基礎の極限支持力の判定は、(2.8-6) 式を満たす場合 OK と判定する。同式を満たさない場合は、同式を満たす接地長さ (ℓ) を算定して、この ℓ を (2.8-5) 式に代入して M_u を補正し、(2.8-4) 式により I_s および C_B を算定する。

$$\left. \begin{aligned} M_u &= W \times e \\ e &= (D/2 - \ell/2) \\ \ell &= W / (\sigma_u \cdot B) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.8-5) \text{ 式}$$

{	W	: 建物の総重量 (基礎を含む)
	e	: 偏心距離
	D	: 基礎のせい
	ℓ	: 終局時の接地長さ
	σ_u	: 地盤の極限支持力 (長期許容支持力の 3 倍として良い)
	B	: 基礎の幅 (図 2.8-19 の奥行寸法)

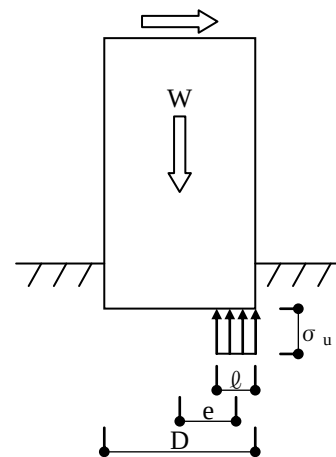


図 2.8-19 直接基礎の終局回転抵抗モーメント(M_u)の算定

$$\sigma_u \cdot B \cdot \ell \geq W \dots\dots\dots (2.8-6) \text{ 式}$$

杭基礎の終局回転抵抗モーメント (M_u) は、図 2.8-20 に示すように杭の引抜耐力を考慮して (2.8-7) 式により算定できる。この場合、杭の引抜耐力は杭の周面摩擦力、杭主筋の降伏強度、杭主筋のフーチング定着部の強度、の最小値とする。また、圧縮側杭の極限支持力の判定は (2.8-8) 式を満たす場合 OK と判定する。

同式を満たさない場合は、同式を満たす杭の引抜き耐力 (T_u) を算定し、この T_u を (2.8-7) 式に代入して M_u を補正し、(2.8-4) 式により I_s および C_B を算定する。

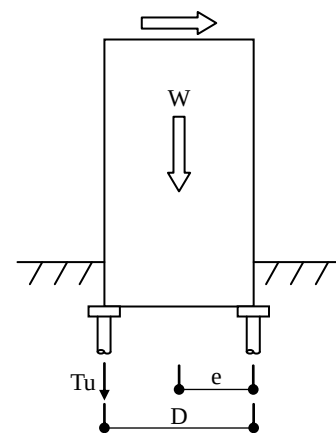


図 2.8-20 杭基礎の回転抵抗モーメント(M_u)の算定

$$Mu = W \times e + Tu \times D \quad \dots\dots\dots (2.8-7) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_u & : \text{引張側の杭の引抜耐力の総和} \\ W & : \text{基礎重量を含む建物の総重量} \\ e & : \text{圧縮側杭芯と建物重心との距離} \\ D & : \text{杭芯間距離} \end{array} \right.$$

$$Nu \geq W + Tu \quad \dots\dots\dots (2.8-8) \text{ 式}$$

$$Nu \quad : \text{圧縮側杭の極限支持力の和}$$

なお、支持層が液状化の恐れがある地盤の場合、必要に応じて液状化に対する検討を行い、その結果を建物所有者に伝えることが望ましい。

3. 鉄骨鉄筋コンクリート造

3.1 適用範囲と基本原則

- (1) 本章に記述する計算方法は、建物高さが 45m 以下の SRC 造建物の耐震診断に適用する。
- (2) 本章に記載が無い事項は、「2. 鉄筋コンクリート造」による。
- (3) SRC 造を対象とした耐震診断プログラムには評価プログラムが無いため、診断に用いるプログラムには十分な使用実績があり信頼できるプログラムを選定する。
- (4) 診断次数は第 2 次診断とするが、概ね 10 階を超える建物もしくは、塔状比が 4 を超える建物では第 3 次診断も実施することが望ましい。
- (5) 中高層建物の隅柱や外柱等の地震時付加軸力の影響が大きいと考えられる柱には、地震時付加軸力を考慮して終局強度を算定する。

大地震時の付加軸力は梁メカニズム時の梁のせん断力から求める。1 次設計時の応力解析結果がある場合には、以下のようにして求めても良い。

$$N_S = N_L + \alpha \cdot N_E$$

- N_S : 大地震時の柱軸力
- N_L : 長期柱軸力
- N_E : $C_0=0.2$ 相当の地震時付加軸力
- α : 架構の性状に応じて 1.5~2.0 倍程度の値とし、過大な値としないこと。

運 用

- ・変動軸力の算定に 1 次設計の応力解析結果を用いる場合、袖壁や垂壁が取付く架構に応力が集中して変動軸力が大きくなり、この架構の柱耐力が 0 となることがある。
- ・このような場合には、壁のひび割れによる剛性低下を考慮した解析を行うか、袖壁等を柱せいを一定とした等価断面に略算的に考慮するなどして、変動軸力を適切に計算する。

3.2 現地調査

- (1) 現地調査は「2. 鉄筋コンクリート造」に準じる。
- (2) 構造図が無い場合の調査

構造図が無い SRC 造の建物の耐震診断は実施が困難であるが、実施する場合には「2.4.12 構造図が無い建物の調査」に準じて構造図を作成し診断する。ただし、柱配筋および鉄骨形状の調査は構造体に損傷を与える可能性があることから必要最小限とし、図 3.2-1 に示す方法など以下による。

- ①高性能探査機を用いた探査（スキャン）により柱鉄骨の概形を把握をした上で、詳細な調査計画を立案する。
- ②探査機による調査は、柱 2 面に対してスキャンが可能な位置を選定することが望ましいが、1 面の探査を組合せた調査としても良い。
- ③鉄筋本数はスキャンにより把握する。
- ④鉄骨の板厚はコアボーリングを行い、板厚計により計測する。

- ⑤フランジ幅はスキャンにより計測しても良いが、必要に応じてコアボーリングによる調査も併用する。
- ⑥ウェブ形状（充腹型、非充腹型）の調査はスキャンによって判断しても良いが、必要に応じて小径のコアボーリングを行う。
- ⑦最下層の柱は、図 3.2-2 に示すように上部および下部をスキャンするとともに、必要に応じてベースプレート位置で小径のコアボーリングを行い、柱脚形式（埋込み、非埋込み）の確認も行う。

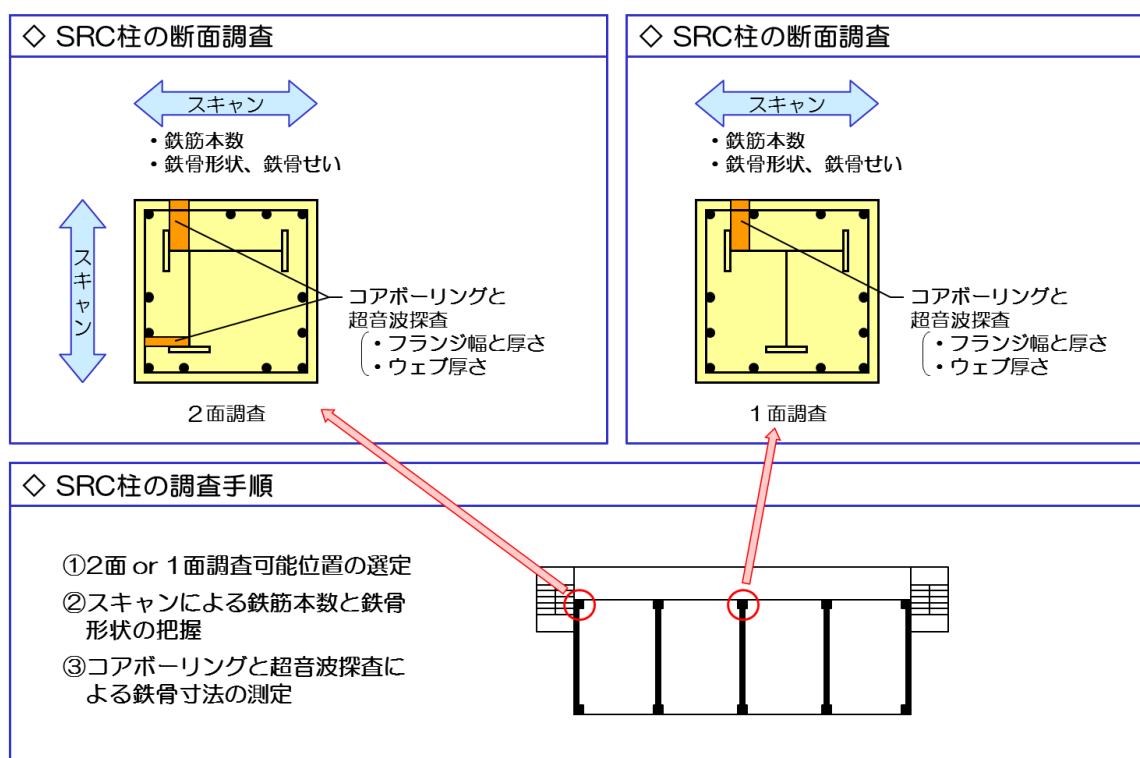


図 3.2-1 SRC 柱の調査方法

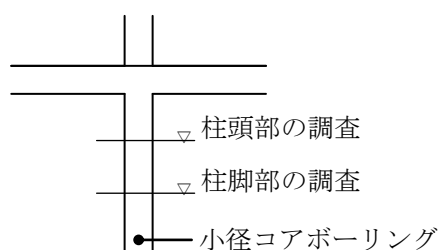


図 3.2-2 最下層の柱の調査

柱・壁の断面調査は、図 3.2-3 などを参考に以下のように行う。

- ①柱および壁の寸法調査は、全数行うことを原則とする。
- ②寸法調査結果と部材の配置などを踏まえ、柱・壁の部材名を仮定する。

③柱は部材名ごとに最少でも 3 層に 1 箇所程度の断面調査（鉄骨形状、板厚、配筋、主筋径の調査）を行い、調査できなかった箇所は上・下階での調査結果を踏まえて安全側に部材断面を設定する。

④壁は部材名ごとに 2 箇所程度で配筋調査を行い、調査しなかった箇所は安全側に配筋を設定する。

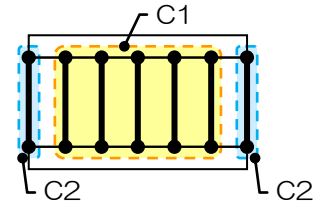
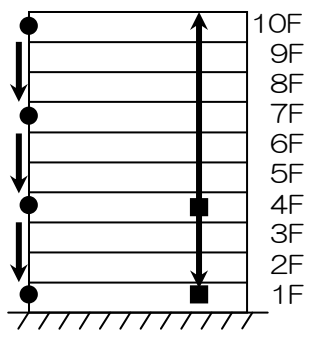
柱部材名の 仮 定	・柱寸法調査により、柱の種類を数種に設定する。	
柱断面 調査位置 ●	・3 層に 1 箇所程度とし、調査しない階は上階の結果などから安全側に設定する。	
壁配筋 調査位置 ■	・配筋を 2 箇所程度で調査し、安全側に設定する。	

図 3.2-3 構造図が無い建物の調査計画例

3.3 建物のモデル化

建物のモデル化は「2. 鉄筋コンクリート造」に準じる。

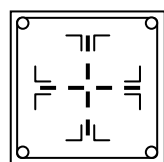
3.4 壁のモデル化

- (1) SRC 造の建物の柱断面は RC 造建物に比べ比較的大きいため、診断対象建物の柱断面寸法と壁厚を踏まえて、柱に対する雑壁の影響（危険断面位置および無視できる袖壁の寸法）の程度を適切に判断して良い。
- (2) 連層袖壁の反曲高さは耐力が過小評価されないように適切に設定する。
- (3) 構面外の雑壁は、せん断破壊しない形状のものは、靱性指標を $F=1.27$ として良い。

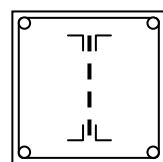
運 用	無視できる袖壁の寸法	・ 充腹型の SRC 柱で鉄骨の曲げ耐力比 (sMo/Mo) が 0.4 以上の柱では、片側で柱せいの 1/2 以下の長さの袖壁は無視して計算して良い。 ・ 上記以外の SRC 柱であっても、片側 25cm 以下の長さの袖壁は無視しても良い。
	反曲点高さ	・ 4 層を超える連層袖壁の反曲点高さは、弾性応力解析などにより適切に設定する。 ・ 連層袖壁の反曲点高さが大きく計算されていることにより曲げ耐力が過小に評価されている場合には、反曲点高さを階高として耐力を算定しても良い。
	連層袖壁の F 値	・ せん断破壊モードの連層袖壁の F 値は $F=1.27$ として良い。 ・ 曲げ破壊モードでも $F=1.27$ 未満の連層袖壁は $F=1.27$ として良い。
	F 値の判定における連層袖壁の定義	・ 境界梁に囲まれた袖壁は 1 層のもので連層袖壁として F 値を決定して良い。 ・ 連層形状の袖壁となっても、梁下高さ (H_o) の 1/2 以上のせいの腰壁や垂壁が取付く袖壁は非連層袖壁として F 値を決定する。

3.5 柱鉄骨の曲げ強度比

柱の靱性指標 (F) を決定する場合の、柱鉄骨の曲げ強度比 sMo/Mo を (3.5-1) 式により算出し報告書に明記する。この場合は X、Y 方向別に柱鉄骨の強軸のみを考慮して行う。十字型鉄骨の場合の弱軸鉄骨の扱いが診断ソフトにより異なり、弱軸鉄骨の強度を分母の Mo に加算して sMo/Mo を過小評価し I 字型鉄骨よりも F 指標が小さく算定されることがあるので留意が必要である。



(a) 十字型鉄骨



(b) I 字型鉄骨

図 3.5-1 SRC 断面形状

$$\left. \begin{aligned} \text{柱の曲げ鉄骨強度比} &= sMo/Mo \\ &= sMo/(sMo + rMo) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.5-1) \text{ 式}$$

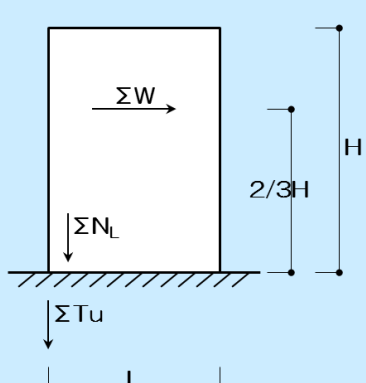
sMo : 鉄骨の軸力を 0 とした時の検討方向に強軸配置された鉄骨の終局曲げ強度
 rMo : 軸力を 0 とした時の RC 断面の終局曲げ強度 (弱軸鉄骨の強度は加算しない)

3.6 非埋込式柱脚の扱い

- (1) SRC 柱の柱鉄骨が 1 階床上から立上っている場合は、1 階柱脚の曲げ耐力は柱鉄筋とアンカーボルトの強度から算定する。また、柱脚部の引張破断時の性能 (E_{OB}) を「SRC 造耐震診断基準」により算定する。
- (2) 地下階や基礎梁内まで柱鉄骨が延長されている場合には、1 階柱脚は SRC 断面として扱い、 E_{OB} の検討は省略できる。
- (3) 図 3.6-1 に示すように、地震力方向に対する建物のせい (D) が建物の軒高 (H) よりも大きい場合は、柱脚破断による転倒の恐れがないものとして E_{OB} の検討を省略して良い。
- (4) 図 3.6-2 に示すような不整形の建物では、一部の柱脚の破断を許容して、主たる柱の柱脚が破断する時の E_{OB} を検討しても良い。

運用

- ・非埋込式柱脚の建物は E_{OB} を算出した上で、 E_{OB} で決定される I_s 、 C_{Tu} ・ S_D を1階の性能とは別に、耐震診断概要書に明記する。
- ・コンピュータで計算された E_{OB} の値が過大もしくは過小である場合には、柱脚破断時の耐力(C_B)を下式で算定し、検討する。



作用外力 $M = \Sigma W \times (2/3)H$

抵抗力 $Mu_A = (\Sigma N_L + \Sigma Tu) \times L$

$\Sigma Tu = \Sigma Ag \cdot \sigma_{u1} + \Sigma Aa \cdot \sigma_{u2}$

耐力 $C_B = Mu_A / M$

ここに、 H ：建物高さ
 L ：柱芯間距離
 ΣW ：建物の総重量
 ΣN_L ：引張側柱の総軸力
 ΣTu ：引張側柱の柱脚部の総引張耐力
 ΣAg ：引張側柱脚主筋断面積の総和
 ΣAa ：引張側柱脚アンカーボルトの総和
 σ_{u1} 、 σ_{u2} ：主筋、アンカーボルトの破断強度

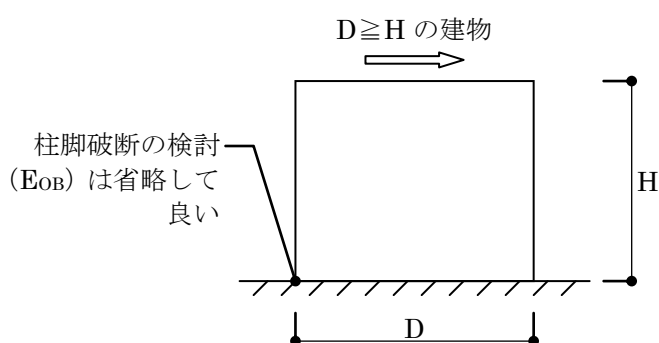


図 3.6-1 柱脚破断 (E_{OB}) の検討

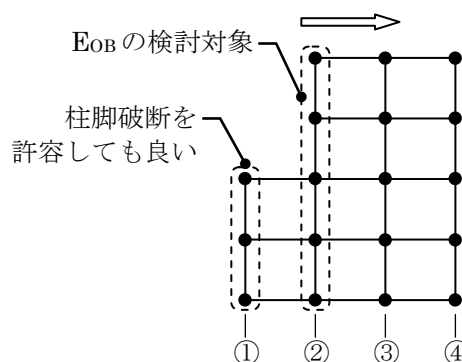


図 3.6-2 柱脚破断 (E_{OB}) の検討

3.7 第2種構造要素の検討

- (1) 柱鉄骨と柱鉄骨で囲まれる柱コア内のコンクリートで、柱の長期軸力が支えられない柱については、第2種構造要素の検討を行った上で、各階の I_s 指標を決定する。
- (2) 柱鉄骨の圧縮強度と柱鉄骨コア内のコンクリートの圧縮強度の和が長期軸力を上回る場合は、第2種構造要素の検討は省略できる。

★3.8 下階壁抜け柱の検討

下階で耐震壁が抜けている架構については、「2.7.7 下階壁抜け柱の検討」に準じて大地震時の変動軸力に対する検討を行う。ただし、軸力制限値は以下による。また、下階壁抜け柱の柱鉄骨の曲げ強度比 (sM_o/M_o) が 0.3 以上であれば、せん断破壊に対する検討は不要である。

- (1) 非充腹形式の SRC 造の場合

$$N_e \leq 0.5 \cdot b \cdot D \cdot F_c' + s a_g \cdot s \sigma_y$$

- | | | |
|---|--------------|--|
| { | N_e | : メカニズム時柱軸力 (長期軸力を加算した値) |
| | $b \cdot D$ | : 柱の幅とせい |
| | F_c' | : 圧縮側コンクリート部分に生ずるコンクリートの平均終局圧縮強度で、
$F_c \times (0.85 - 2.5 \times s P_c)$ 。ただし、 $F_c' = 0.8 F_c$ としてよい。 |
| | $s P_c$ | : 圧縮側鉄骨比で $s a_c / (b \cdot D)$ |
| | $s a_g$ | : 鉄骨の全断面積 |
| | $s a_c$ | : 圧縮側鉄骨の断面積 |
| { | $s \sigma_y$ | : 鉄骨の降伏点 |

- (2) 充腹形式の SRC 造の場合

$$N_e \leq 0.55 \cdot b \cdot D \cdot F_c' + s a_g \cdot s \sigma_y$$

3.9 接合形式等による耐力低減

- (1) 1960 年代以前の格子形 SRC 造建物などにおいて、柱・梁接合部がトップアングルと通しガセットプレートの併用形式で構成されている場合、および、取付け山形鋼により接合されている場合は、鉄骨部の終局耐力をそれぞれ 0.9 および 0.8 倍に低減する。
- (2) 柱・梁継手部の耐力を検討しない場合、もしくは、柱および梁継手の終局耐力を検討し継手部の耐力が柱・梁母材の降伏耐力未満となる場合は、柱・梁母材の降伏耐力を 0.8 倍に低減して鉄骨部の終局耐力とする。
- (3) 柱・梁継手部の終局耐力が母材の降伏耐力を上回る場合は、鉄骨母材の有効断面にはボルト穴欠損を考慮しなくても良い。

3.10 靱性指標 (F)

- (1) SRC 造の耐震壁と RC 造の耐震壁が一体として取合う耐震壁の靱性 (F) は、主たる部分の構造種別の靱性として良い。例えば、図 3.10-1 に示す SRC 造の連層耐震壁の一部に RC 耐震壁が取合い、せん断破壊モードとなる場合は、SRC+RC 耐震壁全体の靱性を $F =$

1.27 として良い。

- ★ (2) 図 3.10-2 に示すように、柱鉄骨が弱軸配置されている耐震壁も SRC 造の耐震壁とみなし、せん断破壊モードの場合は $F=1.27$ として良い。

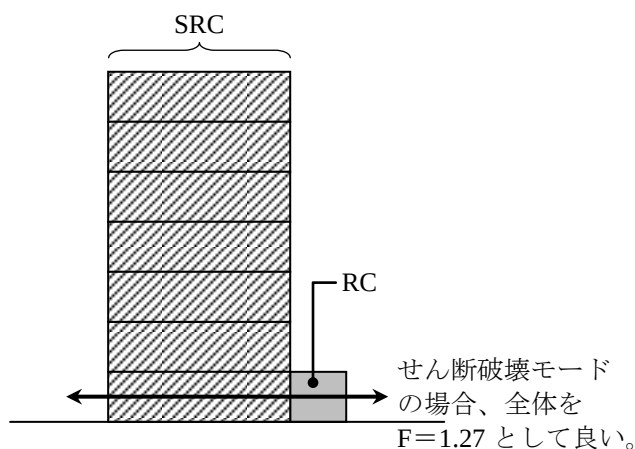


図 3.10-1 混構造耐震壁の扱い

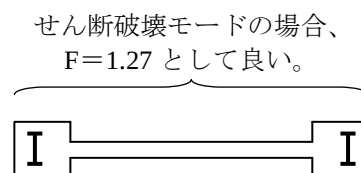


図 3.10-2 鉄骨が弱軸配置の耐震壁

- (3) 図 3.10-3 に示すように、梁の一部に増打ちなどがあるため柱のクリア高さ比 (h_o/D) が 2.0 以上であるにも係わらず、一部の柱の靱性 (F) が 1.27 未満となる場合には、当該柱の内法高さ (h_o) を標準梁下高さ (H_o) と直接入力することにより、当該柱の靱性 (F) を 1.27 として良い。

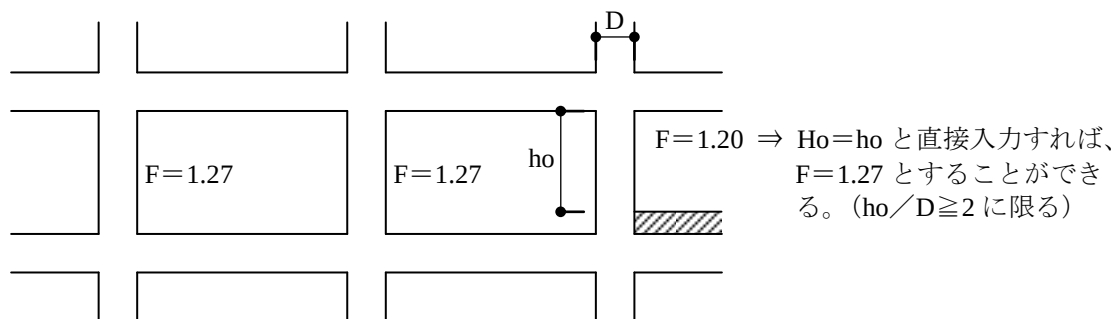


図 3.10-3 標準梁下高さ (H_o) の直接入力

3.11 形状指標の算定

SRC 造建物の形状指標 (S_D) も、RC 造建物に準じて「2.7.5 形状指標の算定」による。この場合、A～C 法を用いる場合の部材の割線剛性は、 $F=1.0$ ($R=1/250$) の時の SRC 部材の耐力に強度寄与係数を乗じた値から算出することを原則とする。

3.12 梁 S 造建物の取扱い

- (1) 柱が SRC 造で梁が S 造の建物は、構造種別は SRC 造であるので、「SRC 造耐震診断基準」を準用して診断する。
- (2) 基礎梁を除く梁のほぼ全数が梁 S 造の場合には、第 3 次診断によることが望ましい。こ

の場合、梁の耐力および靱性の評価は「S 造耐震診断基準」による。

- (3) S 梁および SRC 梁が混在する建物は、「SRC 造耐震診断基準」の第 2 次診断を適用する。
この場合、図 3.11-1 に示すように柱の耐力は梁の耐力を上限とするが、梁の耐力にはスラ
ブの効果や第 2 次診断の適用に係わる割増し ($\alpha = 1.2 \sim 1.5$) を考慮しても良い。

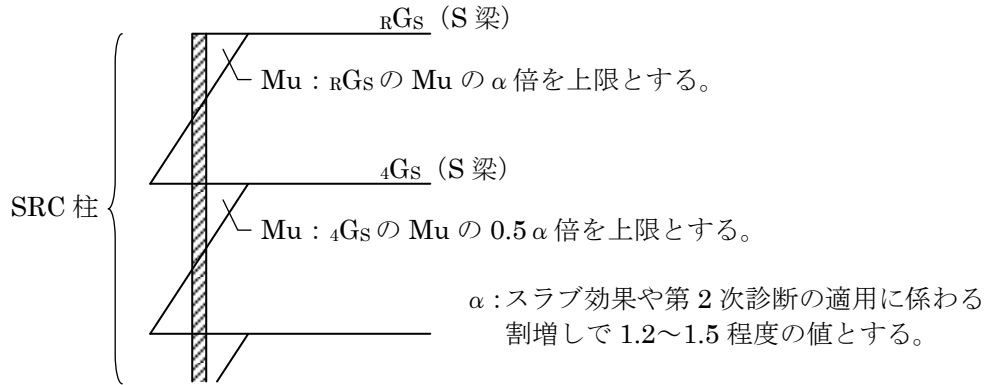


図 3.11-1 S 梁の扱い

3.13 第 3 次診断

- (1) 第 3 次診断の解析方法には、荷重増分解析、節点振分け法、仮想仕事法などがあるが、通常は桁行方向は節点振分け法、張間の連層壁は仮想仕事法で計算する。荷重増分解析は外力分布を仮定するため、診断結果がこの外力分布に支配されるので診断には適さないが、階方向にほぼ一様の耐力を有している建物では荷重増分解析を用いてもよいと考えられる。
- ★ (2) 第 3 次診断の実施にあたっては、上部構造の耐震性能の把握を主目的とし、基礎の浮上りを考慮せずにメカニズムを算定する。ただし、この場合であっても短辺方向については、基礎浮上り時における圧縮側の杭の支持力も検討する。基礎の回転耐力の検討は、「2.8.4 第 3 次診断における留意点」による。
- (3) 第 3 次診断においては、床スラブによる大梁耐力の増大を考慮する。通常の場合、曲げ耐力の算定にあたっては片側 1.0m 内のスラブに含まれる床スラブ筋の効果と、せん断耐力の算定にあたっては 1.2 倍を上限として梁幅を割増して床スラブの効果を考慮する。
- (4) 第 3 次診断においては、一般的に建物内に複雑に配置されている雑壁はモデル化できないため、耐力が過小評価されがちである。従って、診断にあたっては水平力を負担できると判断される雑壁の耐力を適切に加算する必要がある。
- (5) 第 3 次診断を実施した建物では、第 2 次診断結果と第 3 次診断結果を総合的に比較検討し、建物の弱点を把握し補強計画に反映させる。

耐震性の判断は原則として第 2 次診断により行うが、第 3 次診断のモデル化が妥当で全層の第 3 次診断結果が判定値を満たす建物については第 3 次診断の結果によって判定しても良い。

運用

- ・ 第 3 次診断に荷重増分解析を用いる場合には、層間変形角で $1/30\text{rad}$ 以上まで押し切った後、この結果を踏まえてグルーピング手法により I_s 指標などを計算する。

4. 鉄骨造

4.1 適用範囲と基本原則

- (1) 本章に記述する計算方法は、建物高さが 45m 以下の S 造建物に適用する。
- (2) 対象とする建物は、住宅および事務所など、成層をなす架構からなる建物とする。
- (3) 診断計算は本マニュアルに基づく他、「S 造診断基準」による。

4.2 現地調査

鉄骨造の耐震性能は、鉄骨の製作状況に強く影響を受けるので以下に示す十分な現地調査を行う。

(1) 軸組および部材寸法調査

柱スパン、階高、柱・梁・ブレース配置と部材寸法等を測定し、設計図書との相違を調査する。

(2) 接合部の形状調査

柱・梁接合部およびブレース接合部などの耐震要素の接合部について、原則として接合部の形状ごとに 1 箇所以上の調査を行う。柱・梁接合部の調査では溶接種別、隅肉溶接部のサイズと溶接長の測定、ダイヤフラムの有無と溶接状況などを調べる。ブレース接合部では接合ボルトの本数、ボルト種別、ボルト配置、ガセットプレートの形状と溶接状況などを調べる。また、必要に応じて梁・梁接合部も調査を行う。

調査結果は実態調査シートにまとめる。

(3) 柱脚の調査

柱鉄骨の柱脚について、原則として柱脚の形状ごとに 1 箇所以上の調査を行う。調査では、露出柱脚ではアンカーボルトのサイズと本数および施工状態、ベースプレート形状と板厚、ベースプレートと柱鉄骨の接合状態などを調査して実態調査シートにまとめる。根巻柱脚では根巻の寸法、配筋を調査する。埋込柱脚では埋込部の外観と状況を可能な範囲で調査する。

(4) 超音波探傷試験

耐震性能に大きく影響する柱・梁の突合せ溶接部については、3 箇所程度の接合部について部位として 2 箇所以上の超音波探傷試験を行い、溶接欠陥の有無を調査する。

4.3 十分な調査が実施できない場合の扱い

(1) アスベストで耐火被覆された建物の診断

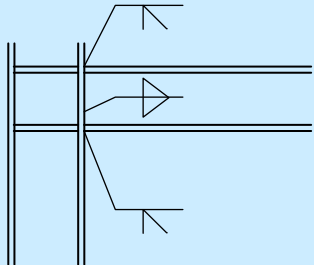
アスベストで耐火被覆された鉄骨部材の調査は困難であるが、鉄骨造の耐震診断では鉄骨接合部の調査は必須であるので、最低 1 箇所について適切な処置をした上で耐火被覆を除去して、溶接部の状態および溶接状況を確認することが望ましい。

調査ができない場合には当該建物の施工会社、鉄骨製作工場および施工記録などの調査

結果を踏まえて、診断方針を定める。

施工の信頼性が低いと思われる場合には、溶接部の強度は隅肉溶接相当とみなし、靱性指標（F）を 1.0 と仮定するなどして診断を行い、報告書にその旨を明記し依頼者に伝える。ただし、補強工事にあたっては、工事に先駆けて接合部の調査を行い、その結果によっては補強設計の見直しを行う。

施工に信頼性があると判断できる場合には、設計図書に基づき診断を行う。ただし、靱性指標（F）は 2.0 程度を上限とするなど、耐震性能を過大評価しないことに留意する。

運用	耐火被覆がアスベストであるため、鉄骨調査を行わない場合の扱い	依頼者の了解の基に溶接部の耐力等を安全側に仮定し、その方針を診断報告書に明記する。
	◇施工の信頼性の判断 柱・梁接合部の詳細な図面および溶接指定がある施工図または設計図書がある場合が該当する。右図のように梁のフランジの溶接指定があってもダイヤフラムの溶接指定が無いものはこれに該当しない。	

(2) 依頼者の要請等で調査が行えない場合

設計図書が存在する建物において、依頼者の要請等により鉄骨接合部などの現地調査が行えない場合には、溶接部の強度や F 値の設定において安全側の仮定を置き診断しても良い。ただし、安全側の仮定の設定を依頼者に伝えるとともに、補強工事までには鉄骨接合部などの調査を行う必要がある

また、計算で仮定した柱・梁接合部や柱脚およびブレース接合部の詳細を実態調査シートにまとめ、補強工事時に現地調査を行った際に、診断時の仮定と実態との差異を容易に確認できるようにする。補強工事時の調査で危険側の差異が認められた場合には、診断と補強設計の見直しを行う。

4.4 構造図が無い建物の診断

「2. 鉄筋コンクリート造」に準じて現地調査を行い、構造図を作成する。

鉄骨造の診断では、柱・大梁・ブレースについて、部材ごとに断面寸法と板厚を計測する。閉鎖断面の板厚の計測には、超音波厚さ計などを用いる。また、前述の接合部形状調査、柱脚の調査および超音波探傷試験も実施する。

部材断面寸法や接合部の調査は、建物の使用状況などに配慮し、図 4.4-1 に示す調査事例を参考に、既存建築図の情報などを踏まえ必要最小限の箇所を選定する。

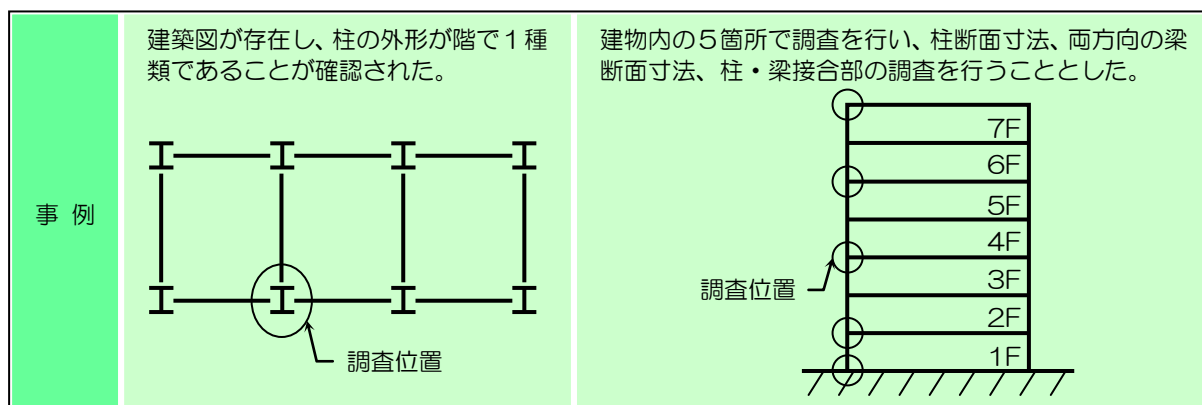


図 4.4-1 柱・梁断面寸法の調査例

4.5 現地調査結果の診断への反映

(1) 不具合が認められた場合の診断

鉄骨部の現地調査で、ボルト抜けや溶接不良および発錆に伴う減厚などの不具合等が認められた場合には、報告書にその状況をまとめ、補強時に何らかの処置を求めるとともに、診断にあたっては状況に応じて部材耐力や靱性を低減する。不具合の性能の評価が困難な場合には、不具合部を設計図書通りに復旧することを前提に診断しても良い。この場合も報告書にその旨を明記する必要がある。

(2) 溶接欠陥がある場合の診断

溶接部に欠陥が認められた場合には、溶接の状態、欠陥の長さや超音波探傷試験での欠陥の領域に応じて、適切に溶接部の強度を評価する。

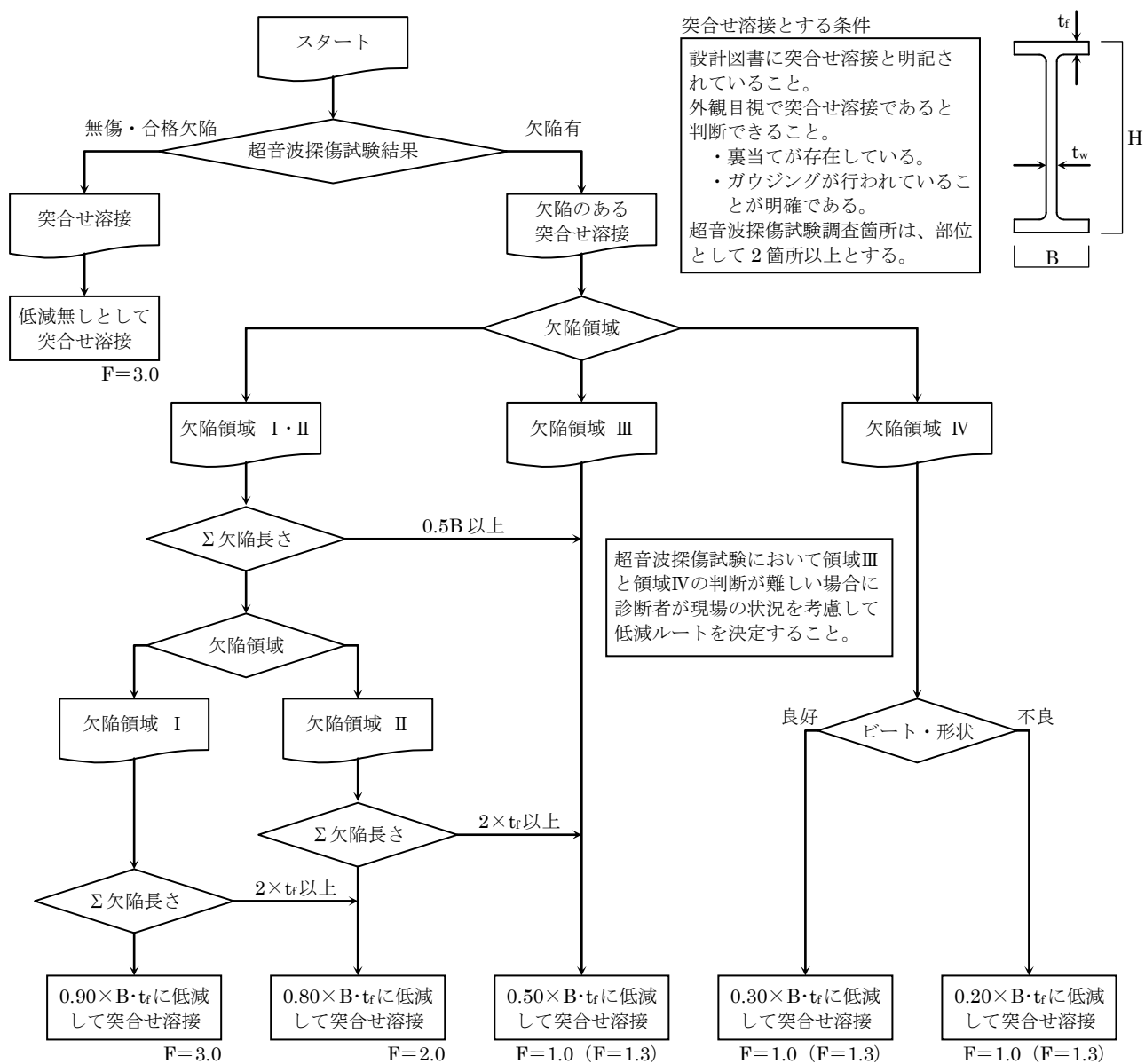
超音波同時端部エコー法などにより十分な箇所数（同一形式の溶接に対して 3 箇所以上）において欠陥指示高さが測定されている場合には、「S 造耐震診断基準」に基づき欠陥高さ（hd）を定め、溶接部の強度および靱性（F）を評価する。

★欠陥指示高さの測定が十分な箇所数でない場合には、上記の計算結果を安全側にまとめ、診断計算に反映させる。

欠陥指示高さの測定が行われていない場合は、図 4.5-1 などを参考に溶接部の強度と靱性（F）を評価しても良い。

(3) ダイアフラムが無い柱・梁接合部などの耐力低減

柱・梁接合部にダイアフラムが無いなどの接合部は、表 4.5-1 を参考に耐力低減を行う。柱・梁接合部にダイアフラムが無い接合部の耐力は、接続する梁の全塑性モーメント（Mp）に表 4.5-1 で求めた低減値を乗じた値と、梁端溶接部の破断耐力の小なる値とする。



★図 4.5-1 欠陥がある突合せ溶接部の強度と靱性 (F) の評価⁷⁾

表 4.5-1 保有水平耐力の算定における梁端接合部の耐力低減係数 (γ_u)⁸⁾

柱の種類	条 件		γ_u	
H 形断面 又は 角形若しくは 円形断面	柱の断面 条件の種類		H 形	角形又は円形
	①梁フランジ厚以上のダイアフラムがある場合	④ 梁端溶接部に突合わせ溶接が指示されている	1.00	
		⑤ 梁端溶接部にすみ肉溶接が指示されているか、溶接の指示がない	$\frac{0.75}{b t_f}$ ただし、1.0 以下とする	
	②不十分なダイアフラムしかないか、ダイアフラムのない場合		$1.7 \times \frac{B_e}{b B}$ $B_e = B_1 + c t_w \times \left[1 + \frac{2 c t_f}{b t_f} \right]$ 図 4.5-2 参照 (注) 1	$\frac{65 \sqrt{\frac{b B}{b t_f}}}{\left[\frac{c D}{c t_f} \right]^2}$ 図 4.5-3 参照 (注) 1
日 字 形 断 面	①梁フランジ厚以上のダイアフラムを有し、日字形断面柱として、十分な設計がなされている場合	④ 梁端溶接部に突合わせ溶接が指示されている	1.0	
		⑤ 梁端溶接部にすみ肉溶接が指示されているか、溶接の指示がない	$\frac{0.75}{b t_f}$ ただし、1.0 以下とする	
	②ダイアフラムのない場合 (図 4.5-3 参照)		$\frac{65 \sqrt{\frac{b B}{b t_f}}}{\left[\frac{c D}{c t} \right]^2}$ (注) 1	
	③梁フランジと柱フランジ間に空隙のある形式の設計となっている場合 (図 4.5-4 参照)		$\frac{I_H}{I_H + I_{cov}} + \frac{I_{cov}}{I_H + I_{cov}} \times \frac{b B}{c D - 2 c t_f}$ (注) 1	
	④梁にカバープレートを用いて設計されている場合 (図 4.5-5 参照)		(注) 2 の式による	
	⑤その他不完全な形状の設計がなされている場合		①～④を参考として診断者が判断する	

(注) 1 各々の断面形の柱で②～④は、指示の状況により、①に示す値を上限とする。

$$2 \quad \frac{I_H}{I_H + I_{cov}} + \frac{I_{cov}}{I_H + I_{cov}} \times \frac{B_{cov} - b B}{2 B_{cov}} + 8.6 \frac{I_{cov}}{I_H + I_{cov}} \times \frac{B_{cov} + b B}{2 B_{cov}} \times \frac{2 S_2 (t_c + S_1 + 2 b t_c)}{\sqrt{6 B_{cov} \times c t_c}}$$

[記号]

b_d : 梁フランジ中心間寸法 (cm) 左右で梁せいが異なる場合は、左右の梁せいの平均値とする。

$b B$: 梁フランジ幅 (cm) $b t_f$: 梁フランジ厚 (cm) $b t_w$: 梁ウェブ厚 (cm)

c_d : 柱フランジ中心間寸法又は鋼管の板厚中心における直径 (cm)

$c B$: 柱フランジ幅 (cm) $c t_f$: 柱フランジ厚 (cm) $c t_w$: 柱ウェブ厚 (cm)

$c D$: 柱せい (cm) $c t_c$: 柱カバープレート厚 (cm)

B_{cov} : 柱カバープレート幅 (cm)

$c t$: (水平ダイアフラムのない場合) 梁の取り付く柱フランジ又は柱カバープレートの厚さ (cm)

$b t_c$: 梁カバープレート厚さ (cm)

S_1 : 柱・梁カバープレート間のすみ肉サイズ (cm) 指示がない場合 0.6cm とする。

S_2 : 梁フランジと梁カバープレートのすみ肉サイズ (cm) 指示がない場合 0.6cm とする。
 I_H : 日字形柱の H 形弱軸断面 (カバープレートを除く) の断面二次モーメント (cm^4)
 I_{cov} : 日字形柱弱軸断面カバープレート部 (H 形を除く) の断面二次モーメント (cm^4)

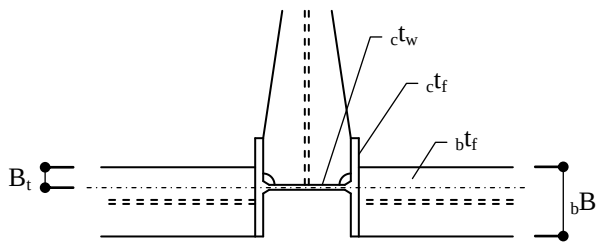


図 4.5-2 H 形断面柱で不十分な水平ダイアフラムを有する場合

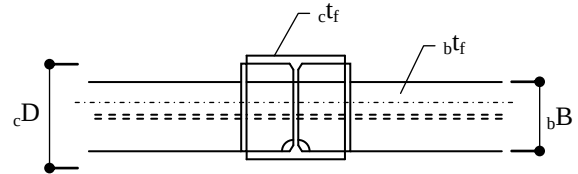


図 4.5-4 日字形断面柱で梁フランジと柱フランジ間に空隙のある形式に設計されている場合

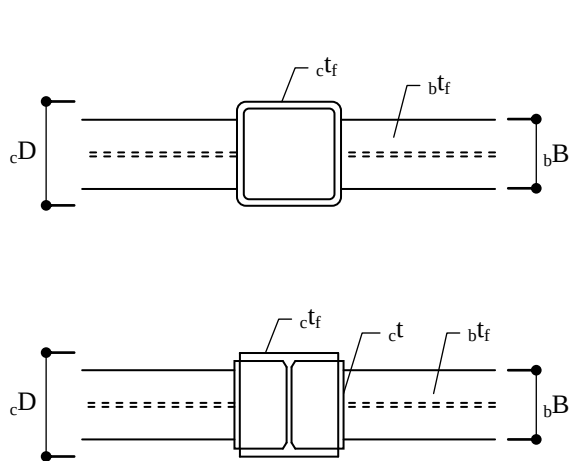


図 4.5-3 角形、日字形断面柱で水平ダイアフラムがない場合

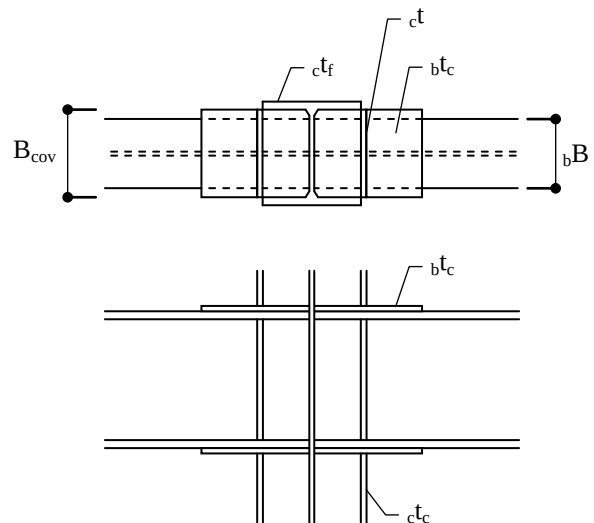


図 4.5-5 日字形断面柱で梁にカバープレートを用いて設計されている場合

4.6 耐震診断の方法

(1) 解析方法

- ①鉄骨造建物の保有水平耐力の算定は、節点振分け法または荷重増分解析などによる。
- ②節点振分け法を用いる場合、梁の終局モーメントの上・下階への配分は任意で良いが、配分後の保有水平耐力の分布が $A_i \cdot \sum W_i$ 分布に近似することが望ましい。
- ③荷重増分解析を用いる場合には、建物が崩壊形に至るまで押切を原則とする。
- ④ブレース構造の場合には、ブレースの耐力から第 2 次診断的に各層の保有水平耐力を算定しても良い。
- ⑤長スパン架構を除き、梁の長期応力の影響は無視して保有水平耐力計算を行っても良い。

(2) 建物のモデル化

- ①ほぼ均等な架構構成の建物で、床構造が RC スラブ、デッキスラブ、ALC 版の場合で、吹抜けが無い建物は剛床として扱って良い。

★②塔状比が 4.0 以下の建物では、基礎は浮上らないものとして診断して良い。

③柱スパンが概ね 6m 以下で、床スラブが RC スラブ（デッキ捨型枠の RC スラブを含む）の場合は、梁は横座屈しないものとみなして良い。

4.7 保有水平耐力の算定

①吹抜け空間を有する建物や床面の強度が大きい建物では、建物をゾーンニングして保有水平耐力を計算する。

②鋼材の降伏点強度は、基準強度の 1.1 倍としてもよい。

③鉄骨造建物の弾塑性性状は、架構の部材構成や接合部の強度など様々であると思われるが、健全な接合がなされている場合は、図 4.6-1 に示すように降伏変形（●印）は概略的にフレームが $6 \sim 8/1000\text{rad}$ 程度、引張ブレースが $4/1000\text{rad}$ 程度と考えられ、これを F 値の概念（RC 造）と対応させると、それぞれ 1.5、1.0 となる。実建物では、降伏変形よりも小さい変形で接合部が破断（◆印）することもある。保有水平耐力の計算にあたっては、このような各構成部材の弾塑性性状を考慮すべきであるが、現状の耐震診断では、下記④、⑤のように扱っている。

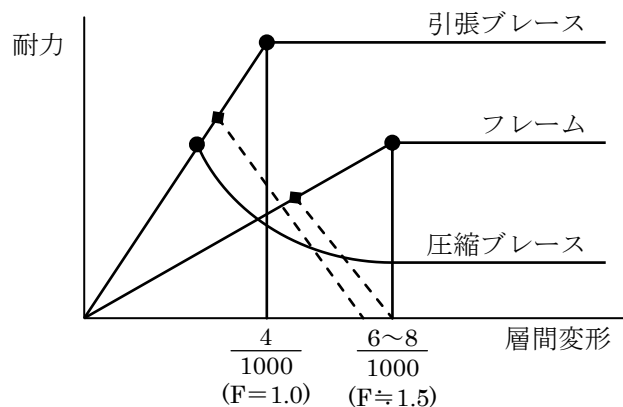


図 4.6-1 鉄骨架構の弾塑性性状の概念図

④ブレース付ラーメン架構の保有水平耐力はラーメンとブレース水平耐力の和とする。この時、圧縮ブレースの耐力は、十分に細長比が小さい場合を除き、座屈後の安定耐力を用いる。

⑤溶接部や接合部の耐力が部材の降伏耐力よりも著しく小さく、この部分の破断が建物への崩壊もしくは部分崩壊を生じさせると判断した場合には、これらの部材の接合部が最初に破断するときの耐力を保有水平耐力とみなす。

4.8 部材耐力の計算

(1) 部材耐力の計算方法

・部材耐力の計算は、接合形式に応じて以下の部位などについて行う。

①柱・梁・ブレースの母材の降伏耐力

- ②梁端溶接部の破断耐力
- ③柱・梁接合パネルの降伏耐力
- ④梁継手の破断耐力
- ⑤ブレース接合部の破断耐力
- ⑥柱脚の降伏耐力

・部材耐力の計算は、信頼できる電算プログラムを用いて行うことが望ましい。

(2) 溶接接合部の耐力の計算

- ・溶接接合部の耐力は、接合部の調査の有無に係わらず実態調査シートを作成し、計算部分にも接合状態を明示した上で算定する。特に図 4.8-1 に示す日字 H 柱および H 柱の弱軸方向の柱・梁接合部の耐力算定は同図中に示す点に留意する。

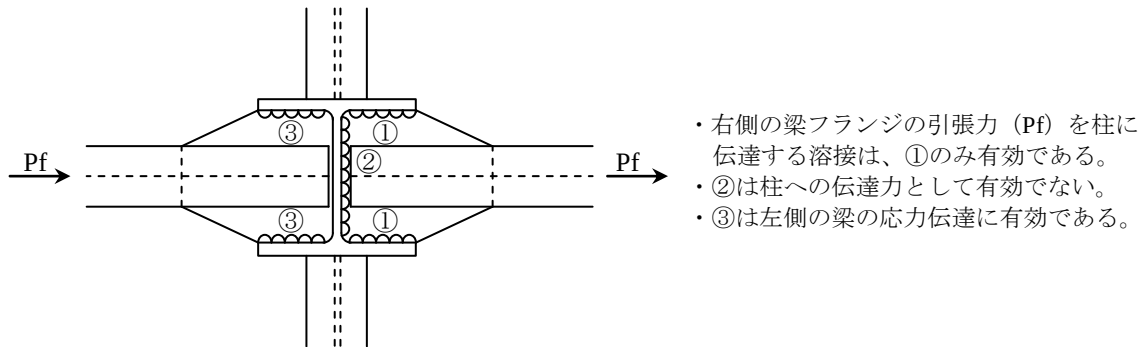


図 4.8-1 日字 H 柱の弱軸柱梁接合部の耐力

- ・すみ肉溶接部の耐力は、実測に基づく脚長と有効溶接長（アンダーカットなどが無い部分の長さ）に基づき、前面すみ肉溶接に分けて計算する。この場合、計測した有効溶接長からサイズの 2 倍を差し引かなくても良い。

(3) 露出柱脚のせん断耐力

- ・曲げとせん断を受ける独立性の露出柱脚のせん断耐力は、「S 造耐震診断基準」に規定されている全塑性せん断耐力（ ${}_rQ_p$ ）とし、同基準により算定する。
- ・ブレースが取り付け、大きな引張軸力とせん断力を受ける図 4.8-2 に示す露出柱脚のせん断耐力（ Q_u ）は、既存アンカーボルトのねじ切り部がせん断面となる可能性に配慮して（4.8-1）式を満たすせん断力（ Q ）とする。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{T}{n \cdot A_b \cdot \sigma_y} \right)^2 + \left(\frac{Q}{n \cdot A_b \cdot \tau_y} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{T}{n \cdot A_{be} \cdot \sigma_u} \right)^2 + \left(\frac{Q}{n \cdot A_{be} \cdot \tau_u} \right)^2 &\leq 1.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.8-1) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T : \text{作用引張力でメカニズム時に作用する柱軸力（長期柱軸力を差引いた値）} \\ Q : \text{メカニズム時の作用せん断力} \\ n : \text{アンカーボルト本数} \\ A_b : \text{アンカーボルトの軸断面積} \end{array} \right.$$

A_{be} : アンカーボルトのねじ切り部の有効断面積で $0.75A_b$ として良い

σ_y : アンカーボルトの降伏時の応力度

τ_y : アンカーボルトのせん断降伏時の応力度で $\sigma_y/\sqrt{3}$

σ_u : アンカーボルトの破断時の応力度

τ_u : アンカーボルトのせん断破断時の応力度で $\sigma_u/\sqrt{3}$

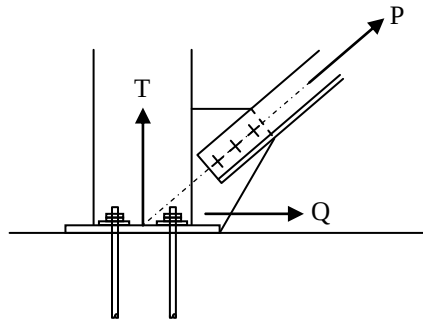


図 4.8-2 大きな引張力とせん断力を受ける露出柱脚

4.9 靱性指標 (F)

(1) 部材の靱性

- ・部材の靱性 (F) は、「S 造耐震診断基準」による。
- ・圧縮ブレースの靱性 (F) は、座屈耐力を採用する場合は、部材の性状に応じて 1.0～1.2 (トラス材の靱性に準じる) とする。座屈後の安定耐力を採用する場合には、同ブレースが引張力を受ける場合の靱性と同等とする。
- ★・ダイヤフラムが無いなどの接合部で、溶接部の強度が十分大きな場合の靱性は、接合部の性状に応じて 1.0～1.5 として良い。
- ★・日の字 H 柱の靱性は 1.0 とするが、柱・梁パネル部も含めて健全な溶接が行われている場合は、調査結果に基づき適切に定めても良い。

(2) 柱およびブレースの靱性

- ・当該部材に接続する部位で、架構のメカニズム時に降伏もしくは破断する部分の最小の F 値を柱およびブレースの靱性 (F) とする。
- ・ただし、非降伏部材で上記で決定した靱性 (F) よりも小さな靱性を有する部位は、架構のメカニズム時の応力に対して 1.2 倍程度の余力を有している必要がある。

(3) 層の靱性

- ・層の靱性は層の部材の性状に応じて、以下のいずれかの方法で定めて良い。
 - ① (2) で決定した層の柱およびブレースの最小 F 値
 - ② 層の柱およびブレースの F 値を加重平均した値
- ・上記に係わらず、各層の F 値は構成部材の性状や接合部の状況および計算に先立って実施した現地調査での調査量などを踏まえて適切な上限を定めて決定する。
- ・同一方向において、各層の靱性は層ごとに大きな差異が無いように設定することが望ましい。

4.10 耐震性能の計算

「1.8 耐震性能の計算」による。

4.11 耐震性の判定

「1.9 耐震性の判定」による。

4.12 報告書の作成

鉄骨造の報告書の構成は、鉄筋コンクリート造の報告書の構成に準じる。

特に計算部分の構成は以下とする。

①診断方針

- ・解析方法、接合部耐力の計算仮定、靱性指標（F）の算定方針などは、必ず明記する。

②建物重量

- ・主要な設計用床荷重、各階の平均重量などを明記する。
- ・各階重量、 A_i などの計算結果一覧表を添付する。

③剛性バランス

- ・重心、剛心、層間変形角および偏心率、剛性率、 F_s 、 F_e の一覧表を明記する。

④破壊モード図、部材耐力図を見やすく明示する。（図 4.12-1、図 4.12-2 参照）

⑤診断表

- ・ I_s 、 q の一覧と、OK、NG を明記する。

⑥耐震診断結果の所見

- ・建物のメカニズムの状態、耐震性能上の問題点などを簡潔にまとめる。

⑦部材耐力計算結果

- ・目次を付けて部材耐力図に示したすべての部材耐力計算結果を報告書の末尾に添付する。
（コンピュータの出力でも良い。柱・梁接合部など、実態調査結果に基づき計算する部分は、説明を入れた手書き計算とする。）

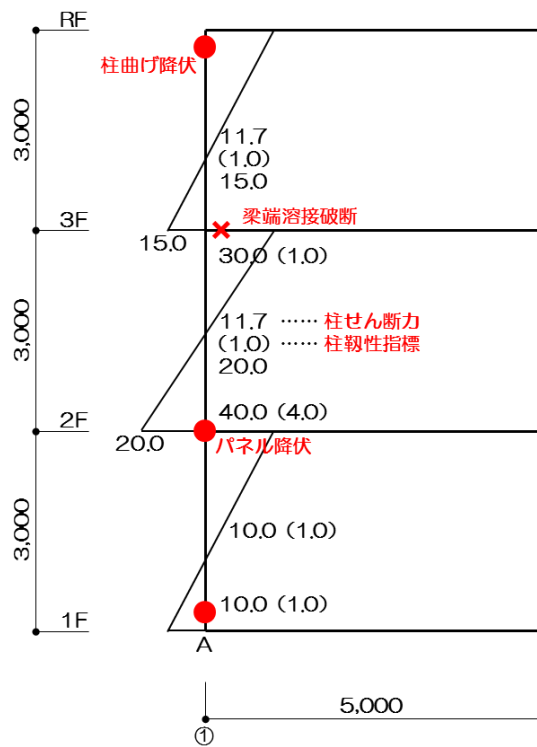


図 4.12-1 破壊モードの例

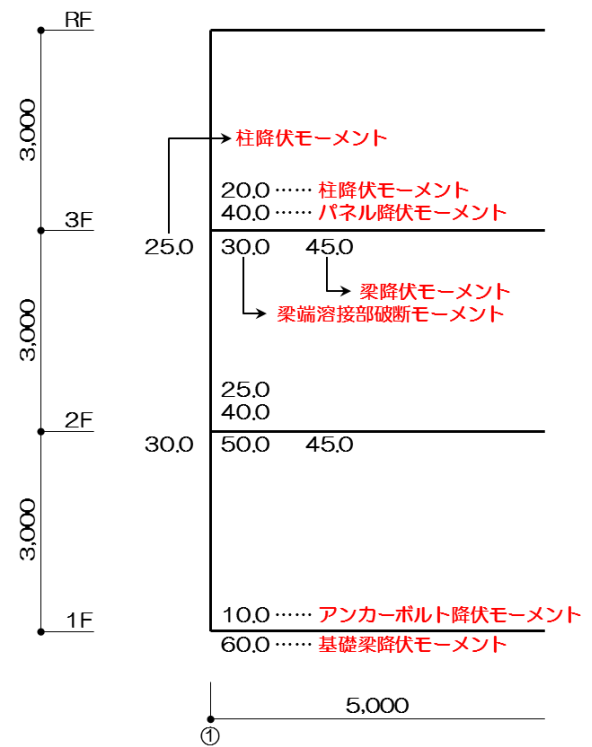


図 4.12-2 部材耐力図の例

5. 混構造

5.1 概要

文献 2)によると、都市部の建物の構造種別は RC 造、SRC 造および S 造が多いものの、これらの複数の構造による混構造も比較的多く、構造種別は多岐にわたっている。しかしながら、現在までに発行されている耐震診断基準は RC 造、SRC 造、S 造、木造、および壁式 RC 造の 5 種に限られており、すべての構造種別の診断方法が用意されているわけではない。適用基準が無い構造種別や混構造建物の耐震診断にあたっては、これらの診断基準を適切に準用して、耐震性能の評価を行う必要がある。

本章では、RC 造を含む混構造建物の診断方法について、既往の診断例などを踏まえて、計算の考え方などをまとめる。

5.2 混構造建物の診断の基本原則

5.2.1 RC 系混構造建物

鉄筋コンクリート造 (RC) との混構造建物としては、図 5.2-1 (a) に示す補強コンクリートブロック造 (CB) との混構造、図 5.2-1 (b) に示す鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC) との混構造、および図 5.2-1 (c) に示す鉄骨造 (S) との混構造などがあり、いずれも立面的もしくは平面的に混構造となっているものがある。

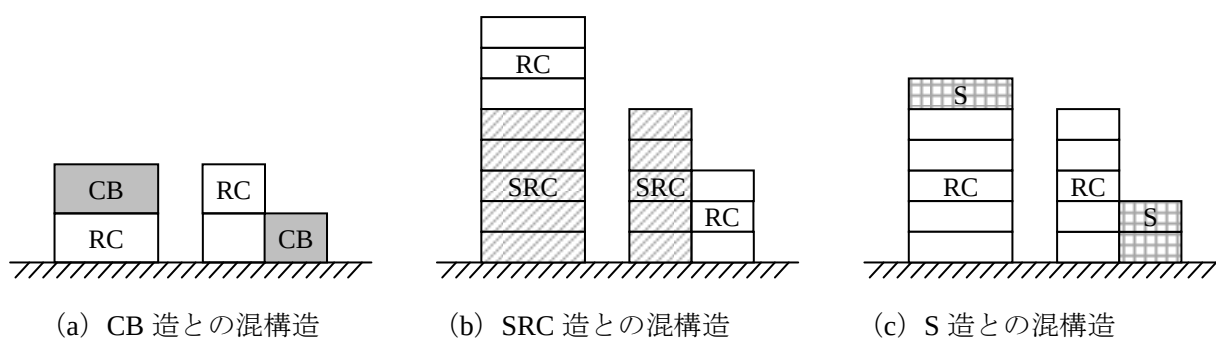


図 5.2-1 RC 系混構造建物

5.2.2 立面的な混構造建物の診断の原則

立面的混構造建物の診断は、図 5.2-2 に示すように建物全体を一体として重量分布 (w_i)、地震層せん断力係数の高さ方向の分布 (A_i)、振動特性係数 (R_t) および F_{es} などの形状指標 (S_D) を算定した後、構造種別ごとにそれぞれの診断基準を用いて部材の耐力および靱性を評価し、構造耐震指標 (I_s) などを算定する。ただし、構造種別間の接統部については、別途十分な現地調査を行い、建物がこの接統部で先行して崩壊することがないことを確認する必要がある。

なお、採用する診断次数については全体系の計算が適切に行われ、接統部の安全性が確認されていれば、それぞれの構造部分に対して異なる診断次数を採用することもできる。

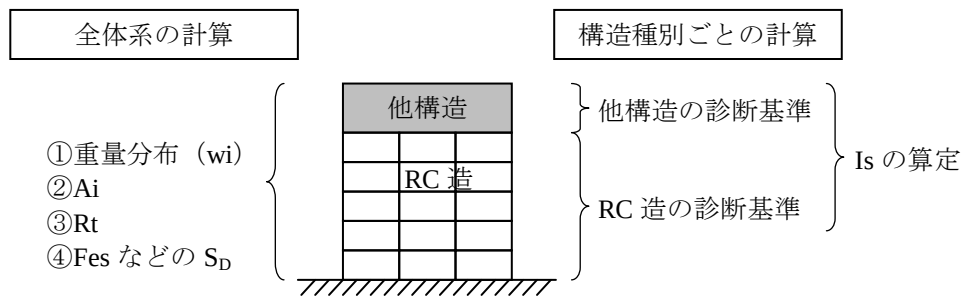


図 5.2-2 立面的な混構造建物の診断

5.2.3 平面的な混構造建物の診断の原則

RC 構造の周辺に他構造が取合う平面的な混構造建物の耐震診断は、RC 構造と他構造との取合い部の状態および他構造部分の剛性と強度に応じて、適切な診断方法を採用する。

図 5.2-3 (a) に示すように両構造の接続部が剛強であり、かつ他構造部分の強度及び剛性が大きな場合には、両構造部分を一体として解析した結果に基づき F_{es} などの形状指標を算定した後、それぞれの構造部分に対してそれぞれの構造の診断基準を適用して部材の耐力と靱性を定める。採用する診断次数は、主たる構造部分の診断に適した診断次数を採用することを原則とする。両構造部分の耐力の加算方法は、応力解析結果もしくは両構造の弾塑性性状などに基づき決定し、保有性能基本指標 (E_o) を算出した上で I_s 指標を算定する。

図 5.2-3 (b) に示すように両構造の接続部が剛強であり、かつ他構造部分の強度および剛性が小さい場合は、一体として解析した結果に基づき F_{es} などの形状指標を算定した後、剛性の高い RC 造部分に全地震力を負担させるものとし、RC 造部分のみの部材の耐力および靱性を集計して保有性能基本指標 (E_o) を算出した上で I_s 指標を算定してよい。

図 5.2-3 (c) に示すように両構造の接合部が脆弱な場合は、構造種別ごとにゾーニングしてそれぞれの構造種別の診断基準を適用して I_s 指標を算定する。

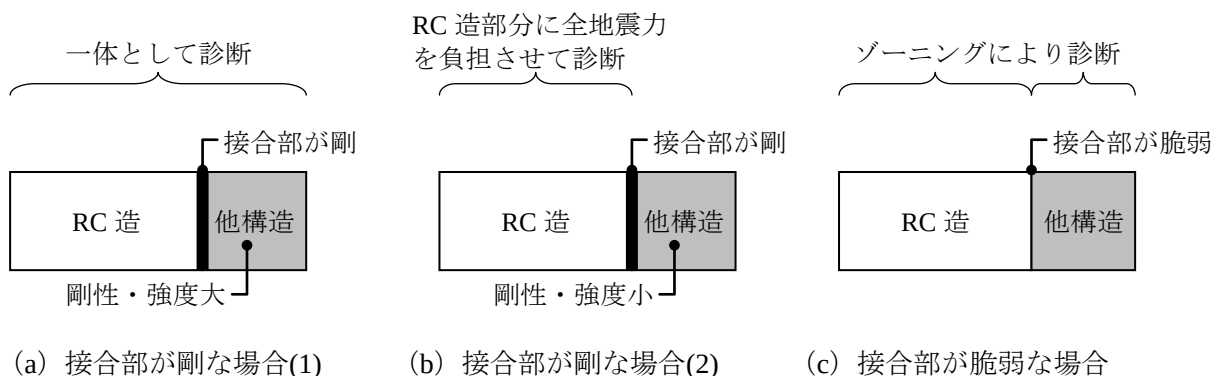


図 5.2-3 平面的な混構造建物の耐震診断

5.3 RC造と補強コンクリートブロック造（CB造）の混構造

5.3.1 CB造部分の耐震診断

CB造部分の耐震診断は、「7. 補強コンクリートブロック造」による。

5.3.2 CB造との立面的な混構造建物の診断

1階がRC造で2階がCB造であるなどの、RC造とCB造の混構造建物の診断にあたっては、RC造部分に第1次診断もしくは第2次診断を適用し、CB造部分は「7. 補強コンクリートブロック造」による。

この場合、RC造とCB造部分で重量分布および耐力分布が大きく異なることに留意して、地震層せん断力の高さ方向の補正には $(n+1)/(n+i)$ ではなく A_i を用い、剛重比の計算におけるCB壁の断面積はCB壁とRC壁の終局時平均せん断応力度の比で低減するなどの補正を行い、この値を用いて求めた階の剛性により剛重比を算定する必要がある。

5.3.3 CB造との平面的な混構造建物の診断

RC造とCB造の平面的な混構造建物の診断にあたっては、RC造とCB造の接続部における床スラブの状態などの調査を十分に行う。RC造部分とCB造部分の直上の床スラブが一体であることが確認できた場合には、RC造部分とCB造部分を一体として第1次診断もしくは第2次診断で検討して良い。

第2次診断を適用する場合には、CB造部分の耐力および靱性を「7. 補強コンクリートブロック造」により算定し、RC造部分の耐力および靱性とグルーピングして I_s 指標を算定する。また、診断基準式による偏心率の算定にあたっては、CB壁の断面積はCB壁とRC壁の終局時平均応力度の比で低減するなどの補正を行う。

第1次診断を適用する場合には、CB壁の耐力は「7. 補強コンクリートブロック造」から算出し、靱性指標は1.0として、RC造部分の耐力に加算して「RC造耐震診断基準」により I_s 指標を算定する。

5.4 RC造とSRC造の混構造

「RC造耐震診断基準」と「SRC造耐震診断基準」は、同一の考え方に基づき I_s 指標を算出するため、部材の耐力および靱性のみを構造種別に応じた診断基準により算定すれば、どちらの診断基準を適用しても同等の I_s 指標が算定できる。

中高層建物の場合、耐震判定指標（ I_{so} ）には振動特性係数（ R_t ）を考慮する。この場合、RC造部分では R_t をRC造の耐震診断基準の G 指標に考慮し、SRC造部分では R_t をSRC造の耐震診断基準の R_t 指標に考慮する。

現在では耐震診断プログラムにおいて、RC造とSRC造の混構造は立面的混構造であっても、平面的な混構造であっても一連計算できるようになりつつある。一連計算できない耐震診断プログラムを用いる場合は、例えばRC造用の診断プログラムを用いてRC部材の耐力および靱性を先に計算させておき、次の計算でSRC造用の診断プログラムを用いてSRC部材の耐力および靱性

の計算を行い、RC 部材の耐力および靱性は先の計算で得た結果を直接入力した上で建物全体の集計計算を行えば Is 指標を算定できる。

ただし、平面的な混構造を対象とした第 1 次診断については診断基準の中に混構造用の算定式が無いので、RC 造部分、SRC 造部分の耐震要素の耐力の集計結果から (5.4-1) 式、(5.4-2) 式により Is 指標を算定する必要がある。

- ・ 極短柱が存在しない場合

$$Is = ({}_{RC}C_W + 0.7 {}_{RC}C_C + {}_{SRC}C_{SC} + 0.9 {}_{SRC}C_W + 0.7 {}_{SRC}C_C) \times 1.0 \quad \cdots \cdots (5.4-1) \text{ 式}$$

- ・ 極短柱が存在する場合

$$Is = ({}_{RC}C_{SC} + 0.7 {}_{RC}C_W + 0.5 {}_{RC}C_C + 0.65 {}_{SRC}C_{SC} + 0.7 {}_{SRC}C_W + 0.5 {}_{SRC}C_C) \times 0.8 \quad \cdots \cdots (5.4-2) \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} {}_{RC}S_{SC}, {}_{RC}C_W, {}_{RC}C_C & : \text{RC 造部分の極短柱、壁、柱の強度指標で、それぞれの耐力を、} \\ & \text{階が支える建物重量で除した値} \\ {}_{SRC}C_{SC}, {}_{SRC}C_W, {}_{SRC}C_C & : \text{SRC 造部分の極短柱、壁、柱の強度指標で、それぞれの耐力を、} \\ & \text{階が支える建物重量で除した値} \end{array} \right.$$

5.5 RC 造と S 造の混構造の診断

5.5.1 S 造との立面的な混構造建物の診断

RC 造と S 造の立面的な混構造建物の診断にあたっては、図 5.5-1 に示すように建物全体の重量、Ai、Rt、Fes の計算を行った上で、RC 造部分は「RC 造耐震診断基準」（通常は第 2 次診断）、S 造部分は「S 造耐震診断基準」に基づき Is 指標等を算定する。

この場合 Fes の算定にあたっては、地震時において RC 造部分がひび割れの発生により剛性が低下することを考慮するとともに、実状に応じた S 造柱脚部の剛性も適切に評価する。また、振動特性係数（Rt）は RC 造部分は耐震判定指標（Iso）に考慮し、S 造部分は Is 指標に考慮する。

Is 指標の算定にあたっては、S 造部分については施工状態が耐震性能に大きく影響するので、柱・梁接合部の溶接部や柱脚の実態調査を行い、実状を踏まえて部材の耐力および靱性を評価する必要がある。

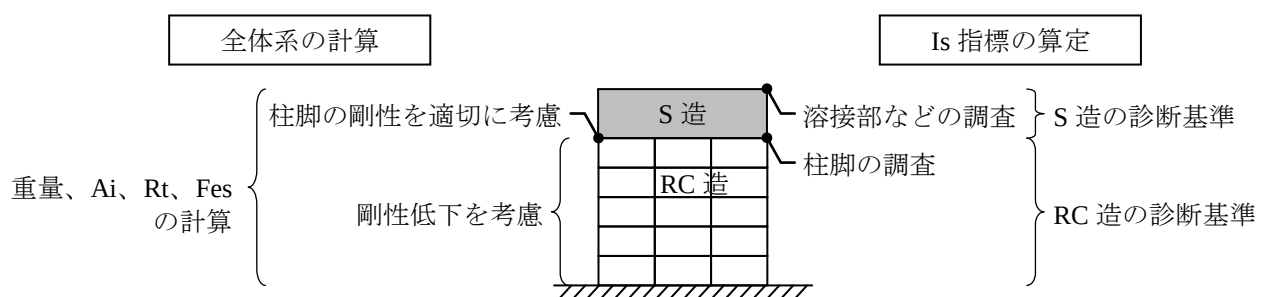


図 5.5-1 S 造との立面的な混構造建物の診断

5.5.2 S造との平面的な混構造建物の診断

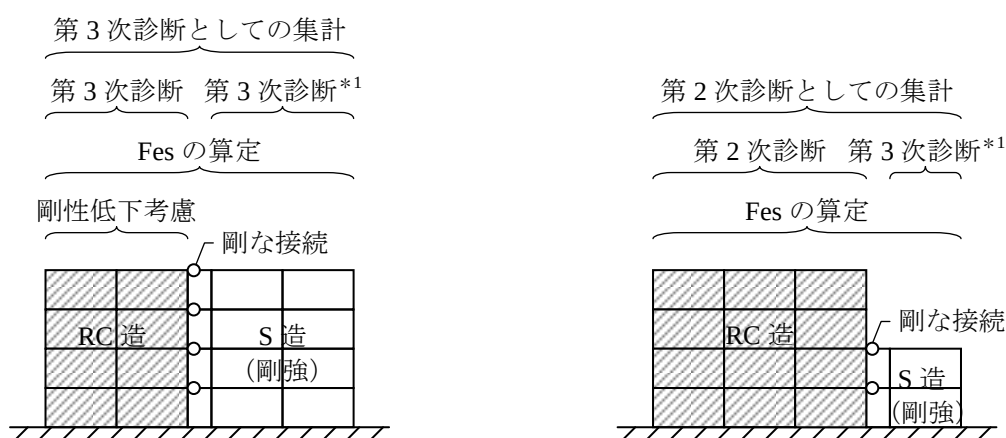
(1) 接続部が剛強である場合

(a) S造部分が剛強である場合

RC造とS造の平面的な混構造建物において、RC造部分とS造部分の接続部においてRC造の床スラブが一体に打設されているなど、RC造部分とS造部分が剛強に接続されていて、かつ、S造部分の柱・梁が剛強である場合には、図5.5-2に示すようにRC造部分とS造部分を一体としてIs指標を算定する。

この場合、同図(a)に示すようにRC造部分とS造部分が同等の規模である場合には、RC造部分に地震規模を想定した剛性低下率を考慮して建物全体のFesを算出し、RC造部分には第3次診断を適用して部材の耐力および靱性を算定し、S造部分はS造の診断基準で求めた部材の耐力および靱性を用い、強度寄与係数はF値に応じてRC造の診断基準に規定された値を用いるか、荷重増分解析結果から部材ごとに定めるか、いずれかの方法を用いて第3次診断としてのIs指標を算定して良い。

一方、同図(b)に示すようにS造部分が一部である場合には、RC造部分は第2次診断により部材の耐力および靱性を算定し、S造部分はS造の診断基準で部材の耐力および靱性を算定し、強度寄与係数は前述のいずれかの方法を用いて決定した上で、RC造のグルーピング計算を適用して第2次診断としてのIs指標を算定して良い。



*1：S造に診断次数は無いが、第2次診断と区別するために第3次診断と表記した。

(a) S造部分とRC造部分が同規模である場合

(b) S造部分が一部である場合

図 5.5-2 S造との平面的な混構造建物の診断

また、図5.5-3に示すS造建物の一部に階段室などの剛強な耐震壁を有する建物などの診断は、RC造部分が微小であるものの建物の剛性および耐力に与える影響が極めて大きいので慎重に行う必要がある。このような建物に対して弾性応力解析を行うと、大半の地震力がRC造部分に集中するが、実際には早期にRC造部分が浮上るため地震力は再配分されることになる。従って、このような建物ではRC壁の浮上り耐力を考慮して諸強度を算定し、この結果をS造診断基準の体系の中でS造部分の耐力と集計して

Is を算定することが考えられる。この場合における Fes の算定にあたっては、例えば図 5.5-4 に示すように $F=1.0$ （変形角 $1/250$ ）程度の変形時における壁の等価剛性と耐力を算出し、この値を用いて S 造と RC 造を一体とした Fes を算出した上で Is 指標を計算することが考えられる。この計算では RC 壁の回転耐力を過小評価すると、Fe が小さく評価されるので、RC 壁の回転耐力は直交架構や基礎の押え効果なども評価して適切に算定する必要がある。

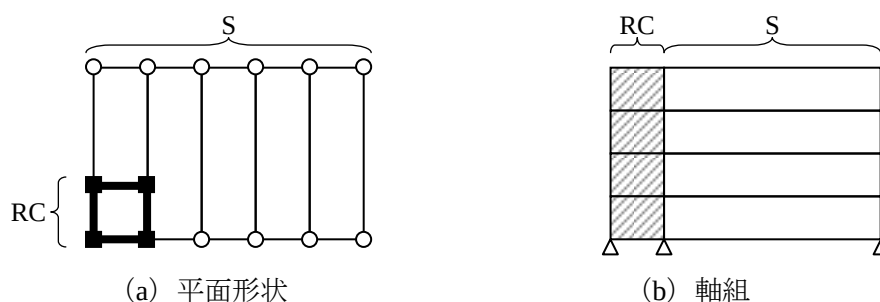


図 5.5-3 S 造の一部に RC 造耐震壁を有する建物

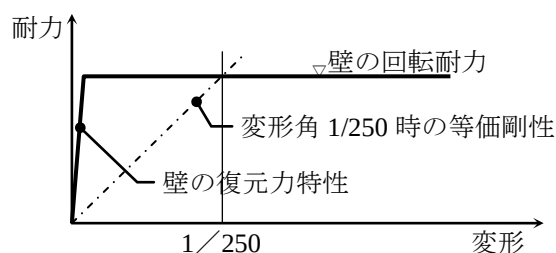


図 5.5-4 RC 耐震壁のモデル化

(b) S 造部分が剛強でない場合

図 5.5-2 において S 造部分が剛強でない場合には、全地震力を RC 造部分に負担させるものとして、S 造部分の耐力を無視して RC 造部分のみの耐力と靱性から Is 指標を算定して良い。この場合でも S 造部分の重量による Fes への影響を考慮するため、Fes の計算は全体系で行うものとする。また、この計算を行う場合には、両構造間の接合部や床スラブもしくは床面ブレースが想定する地震力を伝達できることを必ず確認する必要がある。

(2) 接続部が剛強でない場合

RC 造部分と S 造部分の接合部が脆弱であったり、S 造部分の床スラブもしくは床面ブレースの強度が小さく、RC 造部分と S 造部分が地震時に一体として挙動しないと判断される場合には、RC 造部分と S 造部分をゾーニングして、それぞれの診断基準に基づき診断する。

6. 木造

6.1 耐震診断の方法

木造の耐震診断にあたっては、依頼者のニーズ、建物の構法などに応じて適切な診断法および調査方法を選定する。

6.2 根拠図書の明示

診断にあたっては、設計図書、もしくは現地調査結果を踏まえた以下の図書を整理し報告書にまとめる。

- ①配置図：敷地に対する建物の配置（方位記入）と建物全景写真を添付する。
全景写真は原則4面とする。
- ②平面図：現地調査結果を踏まえ各階の平面図を作成する。
診断計算のX-Y方向を記入する。
戸袋の位置、考慮した筋交いの位置（▽）を記入する。
- ③立面図・断面図・伏図・軸組図・リストについては、既存図面がある場合に添付する。無い場合は特殊な形状および構法の建物以外では、再作成する必要はない。

6.3 建物調査

以下の調査を外観、天井裏、床下などから行い、報告書に調査結果をまとめる。

- ①地盤と地形
- ②基礎（RC、無筋コンクリート、玉石基礎、その他）
- ③屋根種別（軽い、重い、非常に重い）と屋根材
- ④軸組（筋かいの位置、壁の仕様、接合部の仕様）
- ⑤床組（床の仕様、火打ちの有無）
- ⑥劣化状況

6.4 診断方針

準拠基準、診断回数、使用計算プログラム、判定指標（ I_w ）、計算に用いた壁仕様・基準耐力、戸袋内壁・筋かいの評価方法などを記載する。

6.5 診断結果

診断に係わる以下の情報を報告書に明示し、診断結果として表 6.5-1 にまとめる。

- ①必要耐力：耐力算定用床面積の根拠を記載する。
- ②壁配置図：計算に用いた壁仕様がわかるように記載する。
- ③低減係数：劣化低減、接合部低減、形状による低減を記載する。
- ④診断結果：上部構造評点（ I_w ）と地盤・基礎や精密診断でいう各部の検討を記載する。
- ⑤その他耐震診断の評価に必要なと思われる資料

表 6.5-1 耐震診断結果概要書

診断者	事務所名				TEL				
	担当者	資格：			FAX				
建物概要	(1)建物名称								
	(2)所在地				(3)用 途				
	(4)構造・規模	木 造 地上 階 ・ 地下 階 ・ PH 階							
		☐ 在来軸組構法 ☐ 伝統的構法 ☐ 枠組壁工法 ☐ その他() 混構造 ☐ 有 () ☐ 無							
	(5)建設年月	昭和 年 月 (築後 年)							
	(6)面 積	建築面積 m ² ・ 延面積 m ² ・ 診断対象 m ²							
	(7)高 さ	軒高 m ・ 1階 m ・ 2階 m							
	(8)重量区分	☐ 軽い建物 ☐ 重い建物 ☐ 非常に重い建物							
	(9)地 盤	☐ 良い・普通 ☐ やや悪い ☐ 非常に悪い							
	(10)基 礎	☐ 基礎Ⅰ ☐ 基礎Ⅱ ☐ 基礎Ⅲ							
現地調査結果	(1)建物仕様	主な屋根葺き材： 主な外壁材： 主な内壁材：							
	(2)設計図書	☐ 有 () ☐ 無 有の場合 現状建物と ☐ 整合 ☐ 不整合							
	(3)増改築	☐ 有 ☐ 無							
	(4)小屋裏収納等	☐ 有 ☐ 無							
	(5)接合部	☐ 接合部Ⅰ ☐ 接合部Ⅱ ☐ 接合部Ⅲ ☐ 接合部Ⅳ							
判定指標	(1)Iw(目標評点)	☐ 1.0 ☐ その他 ()							
Iw(評点)	(一般診断法)劣化低減 D= 、(精密診断法)劣化低減 ☐ 考慮した ☐ 考慮しない								
	階	X 方向				Y 方向			
		必要耐力	保有耐力	評点	判定	必要耐力	保有耐力	評点	判定
min 評点= 、倒壊に対する判定:									
電算ソフト				診断方法 ()					
考 察	(1)建物の構造的特徴								
	(2)診断で判明した耐震性能上の問題点								
備 考									

7. 補強コンクリートブロック造

7.1 適用範囲

- ・本章に記述する計算法は、耐力壁を補強コンクリートブロック造とする3階建て以下の建物の耐震診断に適用する。
- ・耐力および剛性に考慮する耐力壁の厚さは12cm以上とする。(現行法では15cm以上であることに留意する。)

7.2 準拠する耐震診断基準

- ・原則として「RC造耐震診断基準」の第1次診断を準用して、構造耐震指標(Is)を算定し、第1次診断を適用した場合の耐震判定指標(Iso)により耐震性を判定する。
- ・十分な現地調査を行った結果、構造体部分の仕様が健全であると判断できる場合には、「RC造耐震診断基準」の第2次診断を準用して計算および判定を行っても良い。

7.3 計算の方法

- ・2階よりも上部の床スラブが鉄筋コンクリート造の場合、もしくは水平力を直交の耐力壁に伝達できる剛強な臥梁が配されている場合は、剛床とみなして耐震診断を行っても良い。
- ・上記以外の場合は、ゾーニングを行い診断するとともに、面外力に対する検討も行う。

7.4 現地調査

7.4.1 構造図が有る場合

以下の調査などを行う。

- ①耐力壁の厚さ、形状、配置が構造図と整合していることの確認
- ②目地部分のひび割れ、ブロックを貫通するひび割れの有無の確認
- ③不同沈下の有無の確認
- ④代表的な部位において鉄筋探査を行い、配筋状態が構造図と整合していることの確認
- ⑤コンクリートブロックの種別が設計図書に明記されていない場合は、コンクリートブロックの種別の確認

7.4.2 構造図が無い場合

構造図が有る場合の調査に加え、以下の調査などを行う。

- ①耐力壁の厚さ、形状、配置の計測を行い、構造図を作成する。
- ②各階3箇所以上の耐力壁に対して配筋調査を行う。
- ③コンクリートブロックのかさ比重もしくは圧縮強さの調査を行い、コンクリートブロックの種別を表7.4-1を参考に判定する。

表 7.4-1 コンクリートブロックの種別による規定の変遷¹⁰⁾

	気乾かさ比重		全断面に対する圧縮強さ (kgf/cm ²)	
	昭和 53 年以前	昭和 54 年以降	昭和 53 年以前	昭和 54 年以降
旧 A	1.8 未満	—	25 以上	—
A	1.8 未満	1.7 未満	40 以上	40 以上
B	1.8 以上	1.9 未満	60 以上	60 以上
C	—	—	—	80 以上

7.5 第 1 次診断

- ・CB 造に RC 造の第 1 次診断を準用する場合には、CB 壁の終局時の平均せん断応力度 (τ_u) を、公立学校建物の耐力度調査実施要領¹⁰⁾に基づき CB 壁の種別に応じて表 7.5-1 とすることができる。
- ・CB 壁の靱性 (F) は 1.0 とする。ただし、コンクリートブロックの種別は 1979 年の補強コンクリートブロック造設計基準 (日本建築学会) において変更されており、1978 年 (昭和 53 年) 以前の種別 B、C は 1979 年 (昭和 54 年) 以降の種別 A、B となっていることに留意が必要である。
- ・耐力に考慮できる補強コンクリートブロック壁の長さは、55cm 以上、かつ、内法高さの 30% 以上とする。

表 7.5-1 CB 壁の終局時平均せん断応力度(τ_u)¹⁰⁾ kgf/cm² ()内は N/mm²

ブロックの種別	終局時平均せん断応力度
旧 A 種	1.5 (0.147)
A 種 (旧 B 種)	2.5 (0.245)
B 種 (旧 C 種)	3.5 (0.343)
C 種	4.5 (0.441)

7.6 第 2 次診断

補強コンクリートブロック造の第 2 次診断を行う場合には、「福岡県建築物耐震診断・耐震改修マニュアル¹¹⁾」を参考に行うものとする。

8. 軽量鉄骨造

8.1 適用範囲

本章に記述する計算法は、柱・梁などに板厚 6mm 未満、2.3mm 以上の部材を使用している 3 階建て以下の鉄骨造建物に適用する。

8.2 準拠する耐震診断基準

- ①「S 造耐震診断基準」を準用して構造耐震指標（Is）を算定し、同基準の耐震判定指標（Iso）により耐震性を判定する。
- ②部材耐力の算定は同基準による他、「軽鋼構造設計施工指針・同解説¹²⁾」による。

8.3 現地調査

現地調査は「4. 鉄骨造」による他、以下の点について調査し実態調査シートにまとめ、診断計算に反映させる。

- ①板厚が薄いための錆による板厚の減少、断面欠損
- ②溶接部の状況
- ③柱脚の状況
- ④柱・梁接合部の形状

8.4 計算の方法

- ①床構造や耐震要素の配置に応じて、一体、もしくはゾーニングにより診断する。
- ②以下のいずれかに該当する場合には、剛床とみなして一体として診断して良い。
 - ・床が RC 造の場合
 - ・十分な床面ブレースが配されている場合
 - ・均一なラーメン架構で構成されている建物である場合
- ③部材の曲げ耐力の計算には、原則として断面係数（Z）を使用する。
- ④鋼材の基準強度は、 $F_y=258\text{N/mm}^2$ 、 $F_u=400\text{N/mm}^2$ とする。
- ⑤ブレースの軸降伏が保証される場合を除き、原則として部材、接合部の靱性指標は 1.3 を上限とする。

【参考文献】

- 1) 中埜良昭、岡田恒男：信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集 第406号、1989年12月
- 2) 今井小夜、香取慶一、藤村勝：既存建物の持つ耐震性能の傾向に関する研究、2014年7月、コンクリート工学年次大会
- 3) 藤村勝：実務から見た耐震診断と耐震改修、建築防災、2005年1月号
- 4) 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル、(一社)建築研究振興協会、平成24年
- 5) 建築設備耐震設計・施工指針、(一財)日本建築センター、2014年
- 6) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、(一社)日本建築学会、2003年
- 7) 鉄骨造の現地調査の結果から溶接強度を算定する方法、長野県耐震診断判定特別委員会、しなの2011年7月号
- 8) 建築物の耐震診断システムマニュアル 鉄骨造、東京都都市計画局、平成2年
- 9) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、(一社)日本建築学会、1999年
- 10) 公立学校建物の耐力度調査実施要領、文部科学省、平成14年
- 11) 福岡県建築物耐震診断・耐震改修マニュアル、福岡県建築物耐震評価委員会、平成25年
- 12) 軽鋼構造設計施工指針・同解説、(一社)日本建築学会、2002年
- 13) 荒川卓、真柄祥吾：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究、帯筋の中央部低減の影響、1975年、建築学会大会概要集
- 14) 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説、(一財)日本建築防災協会、2017年
- 15) 平成7年 阪神・淡路大震災中間報告、建築震災調査委員会、平成7年8月