

(財) 岩手県建築住宅センター建築物耐震診断・耐震改修判定委員会

委 員 会 協 議 事 項

(鉄筋コンクリート造)

平成 22 年 6 月

注) 表の年月日は、委員会において了解された日付けを示し、
「未定」となっている事項は、未協議のものを示す。

目 次

1. 診断方針
 2. 建物のモデル化
 3. 部材耐力
 4. SD指標、T指標、Eo指標、Is指標
 5. 耐震改修
-
- 別紙1 第2種構造要素の判別
 - 別紙2 下階壁抜け柱の検討対象と検討方法の一例
 - 別紙3 地下階及び塔屋の定義に関する資料
 - 別紙4 委員会で認めたコア圧縮試験場所
 - 別紙5 増設RC造耐震壁の設計
 - 別紙6 Is指標の選択用フローチャート
 - 別紙7 低強度コンクリートの耐震診断・耐震改修フローチャート

1. 診断方針

No	回数	協議事項	年月日	了解事項																																							
1- 1	2	診断回数	9,08,07	原則として、判定は第2次診断法とする。 第3次診断法も行って提出したい診断者については、事前に相談してもらうような形をとる。																																							
1- 2	1.2	診断の方法	15,02,27	日本建築防災協会の 2001年改訂版 診断基準 による。																																							
1- 3	1.2	コンクリート強度	15,02,27	設計基準強度とコア抜き試験による推定強度の小さい方の値を採用する。 その際、各階毎に採用強度を考えるものとする。 コア抜き試験結果に大きなばらつきがある場合は、個別に判断するものとする。 また、詳細な調査状況により設計基準強度以上とする事ができる。 (診断基準 P58 2.5.3 参照)																																							
1- 4	1.2	Iso算定用の用途指標	9,08,07	発注者の判断による。(学校施設 Iso＝0.7 , 一般 Iso＝0.6)																																							
1- 5	1.2	建物重量	9,08,07	現状に合った重量とする。																																							
1- 6	1.2	同一階でコンクリートの設計基準強度が異なる場合	9,08,07	小さい方の値に統一して計算する。																																							
1- 7	2	同一階で鉄筋強度が異なる場合	9,12,18	強度比に応じて補正した断面積にする等、適切な値を採用する事。																																							
1- 8	2	診断対象階	17,03,11	ここで地下階及び塔屋の定義は、別紙3を参考とする。 すなわち、一次固有周期算定用高さを別紙 形状-3 のH1又は 形状-4 のHと出来る場合を地下階とみなす。 また、別紙 形状-1 のH1とできる場合を塔屋とみなす。 上記で地下階と判断された場合は診断対象外とする。																																							
		塔屋の扱い		塔屋は震度1.0に対する耐力の検討を行う(その際、材料強度は当面RC規準に示された許容応力度とする。)。又は、適用の手引き P131 に準じて第一次及び第二次診断法により検討する事。このときIsoは本体に同じとする。																																							
1- 9	1.2	コアの圧縮試験	21,08,30	委員会で認めた機関(別紙4参照)又は同等以上の設備を有する公共的な試験場で行い証明書を提出するものとする。																																							
1-10	1.2	積雪荷重	12,09,19	岩手県建築基準法施行細則第15条(積雪荷重) による。																																							
1-11	1.2	横一体増築をしている場合の診断用コンクリート強度	15,02,27	exp.j無しに横増築を行っている建物の場合 作成の手引き 4. により各工期毎に1ヶ所以上のコア強度試験を行うことになる。 この場合診断に採用するコンクリート強度は、階全体で考えるのではなく、例に示すように各工期毎の強度試験結果も考慮して、それぞれの建物で個別に判断するものとする。 <table><tr><th colspan="2">例</th><th colspan="2">N/mm²</th></tr><tr><th>I 期</th><th></th><th>II 期</th><th></th></tr><tr><td>コア1</td><td>17.8</td><td>コア3</td><td>20.3</td></tr><tr><td>コア2</td><td>16.9</td><td></td><td></td></tr><tr><td>平均値</td><td>17.4</td><td></td><td></td></tr><tr><td>標準偏差</td><td>0.6</td><td></td><td></td></tr><tr><td>推定強度</td><td>17.0</td><td></td><td></td></tr></table> <table><tr><td>設計基準強度</td><td>18.0</td><td rowspan="5">N/mm²</td></tr><tr><td>3ヶ所の平均強度</td><td>18.3</td></tr><tr><td>3ヶ所の標準偏差</td><td>1.8</td></tr><tr><td>推定強度</td><td>17.5</td></tr><tr><td>採用強度</td><td>17.0</td></tr></table>	例		N/mm ²		I 期		II 期		コア1	17.8	コア3	20.3	コア2	16.9			平均値	17.4			標準偏差	0.6			推定強度	17.0			設計基準強度	18.0	N/mm ²	3ヶ所の平均強度	18.3	3ヶ所の標準偏差	1.8	推定強度	17.5	採用強度	17.0
例		N/mm ²																																									
I 期		II 期																																									
コア1	17.8	コア3	20.3																																								
コア2	16.9																																										
平均値	17.4																																										
標準偏差	0.6																																										
推定強度	17.0																																										
設計基準強度	18.0	N/mm ²																																									
3ヶ所の平均強度	18.3																																										
3ヶ所の標準偏差	1.8																																										
推定強度	17.5																																										
採用強度	17.0																																										
1-12	1.2	低強度コンクリート	21,08,30	推定強度σB<13.5N/mm2 の場合 再度コンクリートコアを3本以上採取して試験を行う事を原則とする。 その他、診断基準 P58,59 及び 別紙7 のフロー を参照する。 診断及び補強計算を行う場合は特に慎重を要する。																																							

No	次数	協議事項	年月日	了解事項
1-13	2	鉄筋の降伏点強度	15,02,27	診断基準により以下の値を採用する。 SR24,SS39 : 294 N/mm ² SD30 : 規格降伏強度 + 49 N/mm ² SD35 : 規格降伏強度 + 49 N/mm ²
1-14	1.2	コンクリートの設計基準強度が不明な場合の採用強度	12,03,23	建築年次に応じて下記の推定強度を設計基準強度とみなし、採用強度を決定する。 昭和28以前 13.5 N/mm ² 昭和29年～昭和33年 15.0 昭和34年～昭和44年 18.0 昭和45年以降 21.0
1-15	2	片持梁・片持スラブ等の検討	21,08,30	震度1.0に対する検討を行う。(地震時荷重の2倍) 明らかに安全と判断される場合は検討を省略してよいが、 持ち出し長さが片持梁で 2.0m程度以上、 片持スラブで 1.5m程度以上、 煙突等の屋上突出部で 2.0m程度以上の場合には必ず検討を行う。
1-16	1.2	WRC造(壁構造)等	19,05,21	財団法人 日本建築防災協会発行 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 または、 耐震診断基準 2001年改訂版 に準じて検討を行う。 診断基準 P222, P226 参照。 第1次診断法において *1 壁は、F値=1.0、 $\tau = 2.0\text{N/mm}^2$ として集計する事ができる。 (塔屋階も同様に扱って良い。) 他構造と併用される壁構造部分を独立として検討する場合 その際の壁は、F値=1.0、 $\tau = 1.0\text{N/mm}^2$ とし集計する事ができる。 *1 壁式構造に対する基本的な考え方 診断の対象とする壁式鉄筋コンクリート造は、壁式鉄筋コンクリート造設計規準 (1997年版) に適合している事を前提として 耐震診断基準 の第1次診断法により耐 震性を評価する。 第1次診断法を採用した理由は、過去の地震被害が他のRC造と比較して非常に少な かったことと、WRC造は主に強度型の構造であるため診断作業の簡略化より、せん断 強度を比較的容易に判定できる方法からである。 尚、壁の終局時平均せん断応力度は、片側柱付壁の項を採用した。
1-17	1.2	コンクリート中性化試験	17,05,13	原則として、圧縮試験用コアを割裂せずに行っても良いが、その場合、採取後清掃し、 表乾(1時間以内)状態で、かつ圧縮試験前に実施する。 JIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準じる。
1-18	2	下階壁抜け柱の検討対象	22,06,04	下階壁抜け柱は地震時変動軸力の影響を適切に考慮して検討を行う。 対象①:上階壁が両側柱付き壁(開口周比 $\beta \leq 0.4$)の場合。 対象②:上階壁が袖壁付き柱の場合。 詳細は 別紙2 参照。

2. 建物のモデル化

No	次数	協議事項	年月日	了解事項
2- 1	1.2	ゾーニングによる建物の分割	15,02,27	1つの建物であっても振動性状、強度等の偏りにより構造的に同一建物と評価できない場合は分割して診断を行う。 平面ゾーニング 剛床仮定が成立しない建物等 立面ゾーニング スキップフロアー、ツインタワー等
2- 2	1.2	平面的な傾斜による角度補正	15,02,27	15°を越える場合は下記の補正を行う。適用の手引き P131 参照。 剛性の補正は、$\cos^2 \theta$ とする。 Is指標の補正は、強度指標C、靱性指標Fを各補正する為 $\cos^2 \theta$ とする。
2- 3	1.2	両側柱付壁とする条件	15,02,27	開口形状にかかわらず、$\beta \leq 0.4$の場合、両側柱付壁として扱ってよい。ただし、適用の手引き P132 のような場合は、袖壁、雑壁、柱に分離したモデル化の場合と比較検討するなど、適切に判断する。 壁厚12cm以上かつ内法高さの1/30以上を有効とする。 連スパン全体で$\beta \leq 0.4$のときは1枚の壁として取り扱ってよい。 原則として各スパンにて$\beta \leq 0.4$とするが、周辺フレームの壁の付き方により適切に判断すること。
2- 4	1.2	複数開口の扱い	15,02,27	基本的に等面積開口として扱う。 ただし、開口位置が近くて、包絡開口とみなした方がよい場合は診断者の判断による。診断基準 P225 参照。
2- 5	1.2	極脆性柱判定用 D	9,08,07	そで壁を含んだ長さとする。
2- 6	1.2	スリットの扱い	9,08,07	完全に切れている場合のみ評価する。 欠き込み形式はスリットと考えない。
2- 7	2	フレーム面外の壁、方立壁	15,02,27	補強の要否、偏心率等に重大な影響を与えるような特別な場合を除き、耐力及び剛性は無視してよい。 ただし、軸力には考慮すること。 耐力を考慮する場合、τ は 1N/mm^2、F値=1.0 とする事ができる。
2- 8	1.2	地下階及び塔屋の扱い	9,12,18	電算ソフトの入力モデルに含めるかどうかは診断者の判断による。 ただし、モデルに含めた場合でも E_o指標算定用の$(n+1)/(n+i)$は診断対象階のみを考慮した値とする。
2- 9	1.2	コンクリートブロック壁の扱い	15,02,27	柱の内法高さの算定には必ず考慮する。 耐力・剛性については、無開口でかつ配置・配筋・施工状況等からみて明らかに考慮できると判断される場合のみ考慮してよい。 ただし、第1次診断法の際は 適用の手引き P135 参照。
2-10	1.2	柱の内法高さ	9,08,07	腰壁・垂壁がある場合はこれらのフェイス間距離とする。
2-11	1.2	そで壁付柱	19,05,21	柱に連続する壁の総長さが30cm以下、かつ壁厚の3倍以下の壁は無視してよい。 診断基準 P231 参照。

3. 部材耐力

No	次数	協議事項	年月日	了解事項
3- 1	2	付加軸力の考慮	9,08,07	考慮するかどうかは診断者の判断による。 ただし、隅柱など軸力の影響により破壊モードが変化する場合には注意が必要。
3- 2	2	柱頭・柱脚部と中央部で帯筋 ピッチが異なる場合	9,08,07	中央部のピッチを採用する。
3- 3	2	柱頭・柱脚部で主筋が異なる場合	10,12,17	腰壁・たれ壁が付いていて危険断面位置が梁面と異なる場合は、危険断面位置の配筋で診断を行う。 その場合、危険断面位置から鉄筋端までの距離が30d以上ある主筋を有効とする。 鉄筋端位置が不明の場合は、梁面内法高さの1/3にあるものとする。
3- 4	2	下階壁抜け柱の検討方法	22,06,04	別紙2 に検討方法の一例を示す。 ただし、学校施設の耐震補強マニュアル 等を参考に、外力分布・検討モデルを診断者の判断により適切に決定して良い。
3- 5	2	柱軸力、 F_{es} 算定時の剛性	15,02,27	診断に使用する長期軸力、地震時軸力、 F_{es} 等を弾性応力解析により算出する場合は、部材の剛性低下率は使用しない。
3- 6	1.2	志賀マップによる検討	9,08,07	柱、壁断面積の算定方法は、建築物の構造関係技術基準解説書 または、診断基準 第1次診断法 による。
3- 7	1.2	Q-F指標図	19,05,21	フレーム面外壁、方立壁を考慮する場合は、考慮した壁の破壊形式及びF値、せん断耐力を表記すること。

4. SD指標、T指標、Eo指標、Is指標

No	次数	協議事項	年月日	了解事項
4- 1	1.2	第2種構造要素の判定	17,05,13	診断基準 P86～ 参照と共に、別紙1も参考にしていよい。 梁のせん断耐力算定には、腰壁・垂壁も考慮して良い。
4- 2	1.2	Eo算出用の外力分布による補正係数	21,08,30	$(n+1)/(n+1)$ 又は $1/A_i$ とするが診断の仮定で統一する。 ただし、層方向に重量の変化が大きい建物はA分布による補正が適切と考えられる。
4- 3	2	偏心率 >0.15 の場合のEo指標	15,02,27	診断基準 3.2.1 (5) P9～10 に示された方法で、下記のいずれか小さい値。 (a) 偏心により変形が増大すると想定される架構をとりだして、 診断基準 3.2.1 (2) の方法で求めたEoの値。 (b) 構造物全体で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- 4	1.2	「整形性」と「くびれ」の双方で減点の対象となる場合	15,02,27	減点の大きい一方の値のみを採用。
4- 5	1.2	ゾーニングを行った場合の形状指標	15,02,27	各ゾーン毎の形状に対する検討と、全体を1つの建物として考えた検討も行う。 適用の手引き P143～144 参照
4- 6	1.2	現況と設計図書との比較	9,08,07	用途変更の箇所やRC壁の撤去箇所などがないか原設計図書と照合する。 また、設備等による開口などは診断結果に大きく影響するため入念に調査を行う。
4- 7	1.2	構造体の耐震性の判定	15,02,27	$I_s \geq I_{s0}$ であっても局部的に損傷が生じる可能性があるため、診断結果の所見は建物の性質が明らかになるように表示すること。 ・建物の特徴、バランス、耐震性状、OK又はNGになる大きな要因等。 ・極脆性柱の並列、高軸力第2種構造要素等。
4- 8	2	二次診断用形状指標 I_s 、 n	15,02,27	診断基準の方法のほか、新耐震の F_{es} を採用してよい。 その場合、 $G_i=1/F_e(G_a=1.0)$ 、 $G_n=1/F_s(G_i=1.0, G_j=1.0)$ としてよい。
4- 9	1.2	塔屋の形状指標SD	19,05,21	塔屋階単独のSD指標として評価して良い。
4- 10	2	Is指標	15,02,27	Is指標の算定には 別紙6 の第2次診断用のフロ-チャートを参照して決定する。

5. 耐震改修

No	次数	協議事項	年月日	了解事項
5- 1	2	判定対象建物	9,12,18	改修・補修の判定対象となるのは実施設計を行った建物とする。 従って、改修基本計画段階の建物は判定しない。
5- 2	2	改修後の耐震性能の目標 $\alpha \cdot I_{so}$	9,12,18	α の値は原則として診断者の判断によるが、建物の状態や補強部材の施工性により1.0 より大きい値とする場合がある。
5- 3	2	改修後の経年指標T	9,12,18	改修工事にひび割れ補修等を含んでいる場合は診断時に採用した経年指標Tを見なおしてよい。
5- 4	2	基礎の検討	22,05,17	増設壁を設けた場合等により軸力が増加した箇所について、鉛直荷重時の検討を行う。 基礎の検討結果が $N/N_a \leq 1.2$ ならばOKとしてよい。 ここで N は補強後軸力、 N_a は許容支持力を示す。 ただし、現状の基礎に沈下・傾斜などの問題がない場合は N_a を補強前軸力として良い。 地震時の検討を行うかどうかは診断者の判断によるが、検討を行わない場合でも浮上り・押込みに注意する必要がある。
5- 5	2	壁開口を閉鎖する補強方法	9,12,18	現在、基準となる耐力評価式及びディテールが示されていない。 従って補強後も開口を残す部分的な閉鎖（部分閉鎖）については、当面補強方法として認めない。 このような場合は既設壁を撤去したあとに壁を新設するか、既設壁部分を増し打ちする等の方法をとることとする。 また、開口を完全に閉鎖する補強方法（完全閉鎖）についてはこの限りではないが、耐力を過大評価しないようにする等慎重に取り扱うこととする。
5- 6	2	増設RC造耐震壁の設計	17,03,11	2001年改訂版 耐震改修設計指針 及び 学校施設の耐震補強マニュアル RC造校舎編（2003年改訂版）を参照。 その他、別紙5 を参考にしても良い。
5- 7	2	枠付き鉄骨ブレースの 剛性のモデル化	9,12,18	RC耐震壁としてモデル化する場合には水平剛性が等価な壁とする。 等価壁は柱剛性+鉄骨ブレース剛性の評価がされる様に決定する。
5- 8	2	補強工法の選定	9,12,18 19,05,21	建物の構造性状により個々に判断する事とするが、基本的には強度抵抗型の補強が望ましい。 基本的な補強工法としては 耐震改修設計指針 による工法が望ましいが、外ブレース工法や外フレーム工法等の特殊工法を選択する場合は、原則として（財）日本建築防災協会の技術評価取得工法の採用が望ましい。 ただし、実験等により耐力評価が適切と判断できる場合は除く。
5- 9	2	重量低減	9,12,18	塔屋、バルコニー、庇、仕上りの撤去等による重量低減は、建物所有者及び使用者の同意を必ず受ける事。

別紙1 第2種構造要素の判別

- 1 下記のいずれかに該当する場合には検討を省略しても良い。ただし、壁量が少なく靱性が要求される建物等、必ずしも適用することが適切でない場合もあるので、慎重に判断すること。

- 1) 直交耐震壁付き柱

無開口壁又は $\beta \leq 0.4$ の有開口壁。有開口壁では柱際にドア開口がある場合等のように、開口の形状・位置によっては検討の必要有り。
壁厚は全て 12cm 以上とする。

- 2) そで壁付き柱

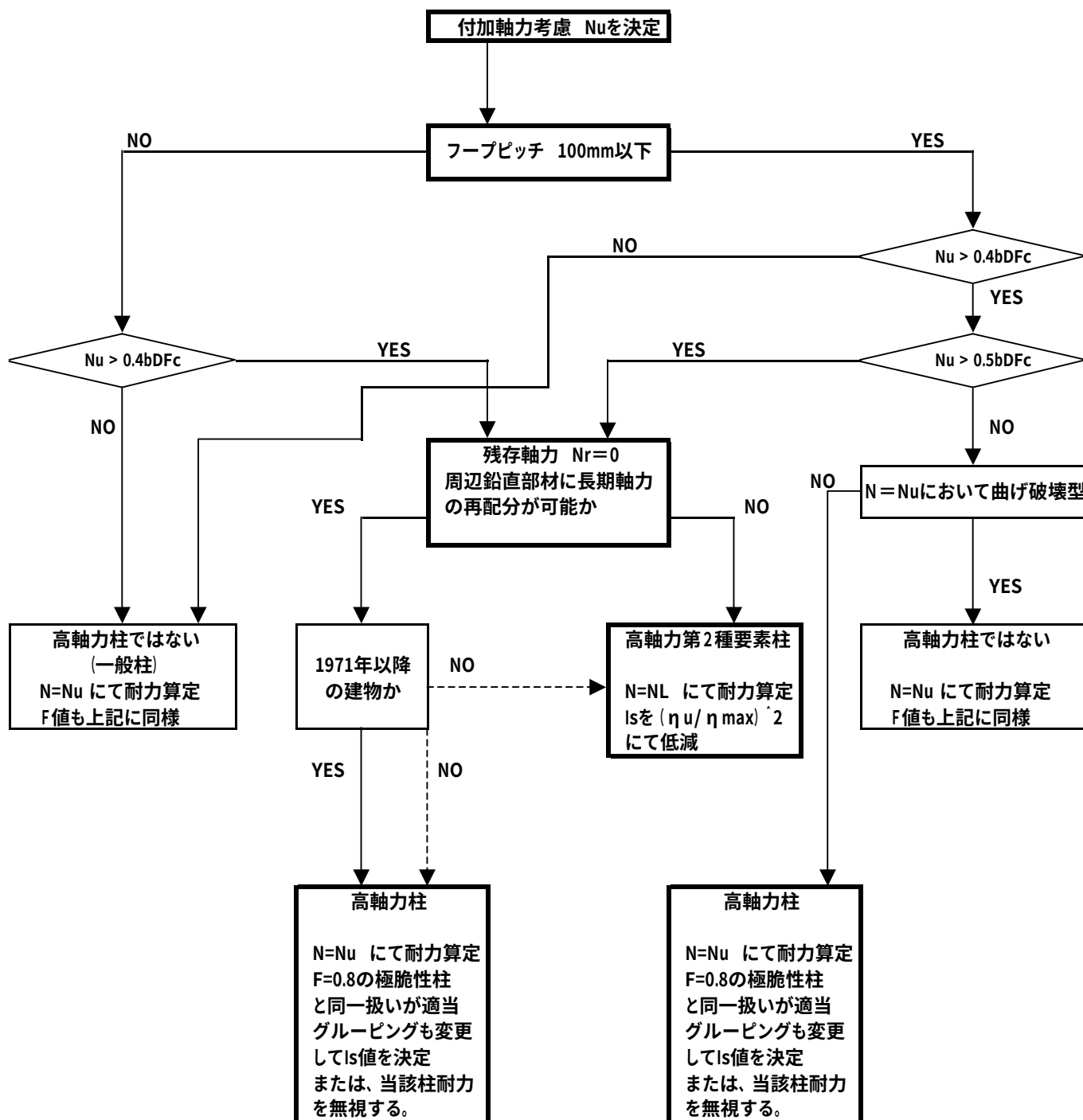
面内方向及び直交方向いずれかのそで壁。
壁厚は全て 12cm 以上で、実長は 2.0m 以上とする。

- 3) 2) において、高軸力による場合(下階壁抜け)は、除く。

- 2 下階壁抜け柱がある場合は次ページのフローチャートを参照 最終の I_s 値 を決定する。

- 3 圧縮軸力比制限値 ηu は、HOOP筋ピッチが100mm以下のとき 0.5、100mmを越えるとき 0.4 とする。

高軸力第2種構造要素判別フローチャート



註) -----▶ 診断者判断による

- * 長期軸力の再配分に関しては十分な注意が必要。
軸力を伝達する梁の変形(たわみ)や、伝達先の柱の
応力等も考慮し、決定する事。
- * 一般部材の2種要素の検討に関しても軸力の再配分を
行う場合は上記に準じて、注意する事。
- * その他、診断者の判断により別検討も 可

別紙2 下階壁抜け柱の検討対象と検討方法の一例

対象① 上階壁が両側柱付き壁 (開口周比 ≤ 0.4) の場合

1. 検討対象

耐震壁が下階で抜けた場合。

2. 検討方法

次の方法により求めたもののうち最小値をNEとし、下階壁抜け柱検討軸力
 $N_u = N_L + NE$ を算定する。

① 上階壁の降伏時軸力 NE1

連層壁最下層の壁の保有せん断力を基に、外力を $(n+1)/(n+1)$ に基づく
 分布等とし、他階のせん断力を仮定して算出した軸力。
 (仮定したせん断力は各階のメカニズム時せん断耐力以下。)

② 壁抜け階引張側柱の軸降伏時軸力 NE2

引張側柱の $a_g \cdot \sigma_y +$ 引張側柱の N_L

③ $NE3 = \alpha \cdot NE_0$

NE_0 : $C_0 = 0.2$ における地震時軸力

$\alpha = 6.0$ とする

α について

$$\alpha = \min(C_T) / C_0$$

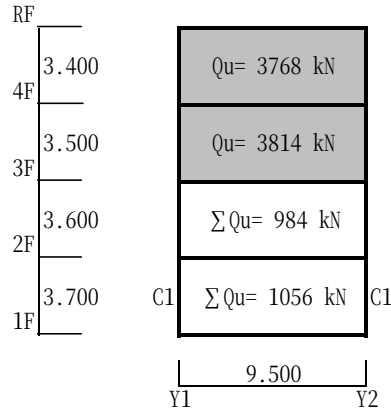
ここに、 $\min(C_T) = 1.20$ 相当、 $C_0 = 0.2$ として求めた値。

(診断基準 P269 参照)

3. 検討例

下階壁抜け柱の検討

X3フレーム Y1~Y2 左加力



・鉛直部材の終局耐力

階	Qu kN
4	3768
3	3814
2	984
1	1056

・外力分布 $n=4$ $a=(n+1)/(n+1)$

n	Wi kN	ΣWi kN	a	Fc N/mm ²
4	4512	4512	1.60	18
3	5603	10115	1.40	18
2	5603	15718	1.20	18
1	5556	21274	1.00	18

・柱断面

階	位置	b mm	D mm	HOOP 間隔	σy N/mm ²	主筋	ag mm ²	NL kN	NEo kN	b・D・Fc kN
2	Y1 C1	600	600	100	344	10 D25	5070	913	350	6480
	Y2 C1	600	600	100	344	10 D25	5070	913	350	6480
1	Y1 C1	600	600	100	344	12 D25	6084	1212	450	6480
	Y2 C1	600	600	100	344	12 D25	6084	1212	450	6480

NEo : Co=0.2の付加軸力

(1) 上階壁降伏時の付加軸力

$$Q4 = Co \cdot \sum Wi \cdot (n+1) / (n+1) = qi \cdot Co = 7219 \cdot Co \quad Coi = Qui/qi = 0.52$$

$$Q3 = Co \cdot \sum Wi \cdot (n+1) / (n+1) = qi \cdot Co = 14161 \cdot Co \quad Coi = Qui/qi = 0.27$$

$$Co = \min(Coi) = 0.27$$

$$Q4 = 1944 \text{ kN}$$

$$Q3 = 3814 \text{ kN}$$

$$Q2 = 984 \text{ kN}$$

$$Q1 = 1056 \text{ kN}$$

$$MT4 = 1944 \times 3.400 = 6611 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT3 = 3814 \times 3.500 = 13349 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT2 = 984 \times 3.600 \times 1/2 = 1771 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{柱反曲点位置での釣合いによる})$$

$$\sum MT = 21731 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT4 = 1944 \times 3.400 = 6611 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT3 = 3814 \times 3.500 = 13349 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT2 = 984 \times 3.600 = 3542 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$MT1 = 1056 \times 3.700 \times 1/2 = 1954 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{柱反曲点位置での釣合いによる})$$

$$\sum MT = 25456 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$2F \quad NE1 = \sum MT/L = 21731 / 9.500 = 2287 \text{ kN}$$

$$1F \quad NE1 = \sum MT/L = 25456 / 9.500 = 2680 \text{ kN}$$

(2) 引張り側柱軸降伏時の付加軸力

$$2F \quad \text{引張り側柱のNL} = 913 \text{ kN}$$

$$1F \quad \text{引張り側柱のNL} = 1212 \text{ kN}$$

$$2F \quad ag \cdot \sigma y = 5070 \times 344 = 1744 \text{ kN}$$

$$1F \quad ag \cdot \sigma y = 6084 \times 344 = 2093 \text{ kN}$$

$$2F \quad NE2 = \text{引張り側柱のNL} + ag \cdot \sigma y = 2657 \text{ kN}$$

$$1F \quad NE2 = \text{引張り側柱のNL} + ag \cdot \sigma y = 3305 \text{ kN}$$

(3) $\alpha \cdot NE_o$ より求めた付加軸力 $\alpha = 6.0$

$$\begin{array}{lcl} 2F & NE3 = \alpha \cdot NE_o = 6.0 \times 350 & = 2100 \text{ kN} \\ 1F & NE3 = \alpha \cdot NE_o = 6.0 \times 450 & = 2700 \text{ kN} \end{array}$$

(4) 採用付加軸力

階	NE1 kN	NE2 kN	NE3 kN	採用NE kN
2F	2287	2657	2100	2100
1F	2680	3305	2700	2680

(5) 圧縮軸力比 η の算定

$$\begin{array}{lcl} 2F & N_u = N_L + N_E = & 913 + 2100 = 3013 \text{ kN} \\ 1F & N_u = N_L + N_E = & 1212 + 2680 = 3892 \text{ kN} \end{array}$$

$$2F \quad \eta = N_u / (b \cdot D \cdot F_c) = 0.46 \leq 0.50 \quad \text{高軸力柱}$$

N=N_uでの破壊モード：せん断柱
F=0.8とする。

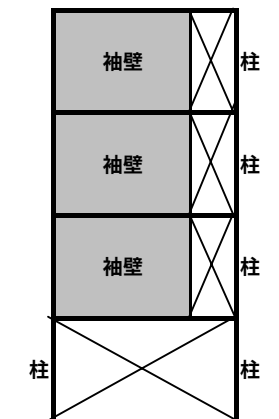
$$1F \quad \eta = N_u / (b \cdot D \cdot F_c) = 0.60 > 0.50 \quad \text{高軸力柱}$$

Nr=0として第2種構造要素の検討を行なう。

対象② 上階壁が袖壁付き柱の場合

1. 検討対象

範囲を限定して検討対象とする。対象範囲は下記①かつ②の条件に該当するもの。



① 一般的な片廊下タイプの建物。

② 左図のように3層以上連続して袖壁付き柱となり、下階で壁が抜けた場合。

注) 検討階で短いそで壁が付いている場合、コンクリート強度が低い場合等、上記の条件に限らず診断者の判断により必要に応じて検討を行なう。

2. 検討方法

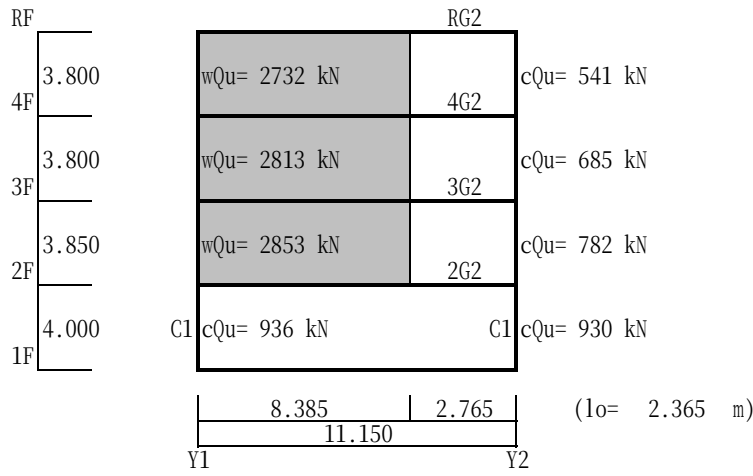
次の方法により求めたもののうち最小値をNEとし、下階壁抜け柱検討軸力 $N_u = N_L + NE$ を算定する。

- ① 上階降伏 (壁の保有せん断力+ $\alpha \cdot Q_{cu}$) 時軸力 NE1
- ② 壁抜け階引張側柱の軸降伏時軸力 NE2
- ③ $NE3 = \alpha \cdot NE0$ ($\alpha = 6.0$)
- ④ 取付く梁の保有せん断力により決定される軸力 NE4

3. 検討例

下階壁抜け柱の検討

X3フレーム Y1～Y2 左加力



鉛直部材の終局耐力

階	左柱			右柱			$\Sigma(\alpha \cdot Q_u)$ kN
	Q_u kN	α	$\alpha \cdot Q_u$ kN	Q_u kN	α	$\alpha \cdot Q_u$ kN	
4	2732	1.00	2732	541	0.70	379	3111
3	2813	1.00	2813	685	0.70	480	3293
2	2853	1.00	2853	782	0.70	547	3400
1	936	0.70	655	930	0.70	651	1306

α ：強度寄与係数

外力分布

n= 4				
n	W_i kN	ΣW_i kN	$(n+ i)/(n+1)$	F_c N/mm2
4	6339	6339	1.60	21
3	9162	15501	1.40	21
2	9294	24795	1.20	21
1	9801	34596	1.00	21

柱断面

位置	b mm	D mm	H00P 間隔	σ_y N/mm2	主筋	ag mm2	NL kN	NEo kN	b・D・Fc kN
左柱 C1	650	800	100	344	18 D25	9126	1478	391	10920
右柱 C1	650	800	100	344	18 D25	9126	1407	376	10920

NEo：Co=0.2の付加軸力

(1) 上階壁・柱降伏時の付加軸力

$$\begin{aligned}
 Q4 &= Co \cdot \sum Wi \cdot (n+1) / (n+1) = qi \cdot Co = 10142 \cdot Co & Coi = \sum (\alpha \cdot Qu) / qi = 0.31 \\
 Q3 &= Co \cdot \sum Wi \cdot (n+1) / (n+1) = qi \cdot Co = 21701 \cdot Co & Coi = \sum (\alpha \cdot Qu) / qi = 0.15 \\
 Q2 &= Co \cdot \sum Wi \cdot (n+1) / (n+1) = qi \cdot Co = 29754 \cdot Co & Coi = \sum (\alpha \cdot Qu) / qi = 0.11
 \end{aligned}$$

$$Co = \min(Coi) = 0.11$$

$$\begin{aligned}
 Q4 &= 1159 \text{ kN} \\
 Q3 &= 2480 \text{ kN} \\
 Q2 &= 3400 \text{ kN} \\
 Q1 &= 1306 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MT4 &= 1159 \times 3.800 = 4405 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MT3 &= 2480 \times 3.800 = 9425 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MT2 &= 3400 \times 3.850 = 13092 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MT1 &= 1306 \times 4.000 \times 1/2 = 2612 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{柱反曲点位置での釣合いによる}) \\
 \Sigma MT &= 29534 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$NE1 = \Sigma MT / L = 29534 / 11.150 = 2649 \text{ kN}$$

(2) 引張り側柱軸降伏時の付加軸力

$$\begin{aligned}
 \text{引張り側柱のNL} &= 1478 \text{ kN} \\
 ag \cdot \sigma_y &= 9126 \times 344 = 3139 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$NE2 = \text{引張り側柱のNL} + ag \cdot \sigma_y = 4617 \text{ kN}$$

(3) $\alpha \cdot NEo$ より求めた付加軸力 $\alpha = 6.0$

$$NE3 = \alpha \cdot NEo = 6.0 \times 376 = 2256 \text{ kN}$$

(4) 梁降伏時の付加軸力

	Qmu kN	Qsu kN	QB kN
RG2	382	356	356
4G2	457	448	448
3G2	499	485	485
2G2	733	719	719
Σ		2008	

$$NE4 = 2008 \text{ kN}$$

(5) 採用付加軸力

NE1 kN	NE2 kN	NE3 kN	NE4 kN	採用 NE kN
2649	4617	2256	2008	2008

(6) 圧縮軸力比 η の算定

$$Nu = NL + NE = 1407 + 2008 = 3415 \text{ kN}$$

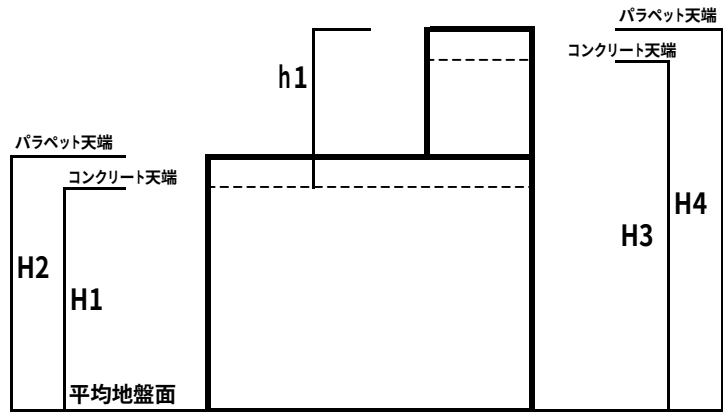
$$\eta = Nu / (b \cdot D \cdot Fc) = 0.31 \leq 0.50 \quad \text{高軸力柱ではない。} \\ N=Nu \text{ で耐力} \cdot F \text{ 値を算定。}$$

別紙3 地下階及び塔屋の定義に関する資料

ルート判定用建物高さは「施行令」第2条第1項第6号による。
T計算用建物高さは基本的に設計者が建物の振動性状に対応して設定する。

建物の設計用一次固有周期を求める際にはその建物がどのような振動をするのかを
十分考慮して振動上有効な高さを用いる。

形状-1 塔屋のある場合



ルート判定に用いる高さは次のいずれかによる。

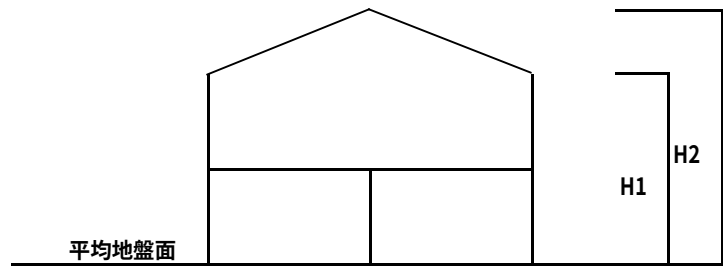
- H2 …… 塔屋が高さに算入されない場合
- H4 …… 塔屋が高さに算入される場合

一次固有周期に用いる高さは次のいずれかによる。

- H1 …… 塔屋が高さに算入されない場合
- H3 …… 塔屋が高さに算入される場合

注) 塔屋が建築面積の1/8以下であっても居室がある場合や h1>12mの場合など、法的に階となる場合はルート判定をH4,一次固有周期は振動性状を考慮してH1としてもよい。

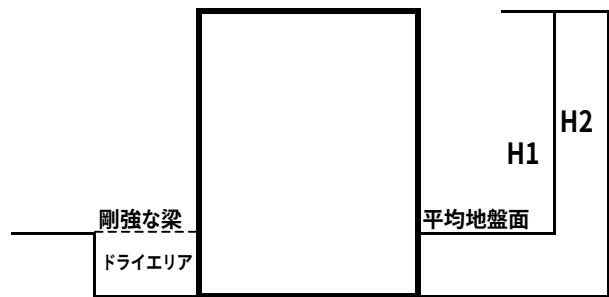
形状-2 山形架構場合



ルート判定に用いる高さは H2 とする。

一次固有周期に用いる高さは
(H1+H2)/2 とする。

形状-3 ドライエリアなどがある場合



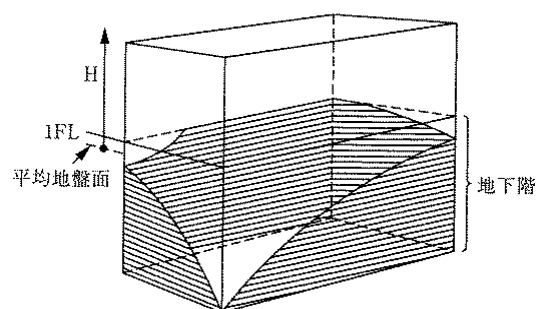
ルート判定に用いる高さは H1 とする。

一次固有周期については、次のいずれかによる。

- H1 …… ドライエリアなどがあっても、剛強な梁などで建物と一体となっている場合。

上記以外の場合は
H2または (H1+H2)/2

形状一4 敷地の地盤に傾斜等がある場合



別紙4 委員会で認めたコア圧縮試験場所

No	機関名	住所	TEL
1	岩手県生コンクリート工業組合	盛岡市中野2-15-15	019-654-0013
2	(財) 岩手県土木技術振興協会	盛岡市みたけ2-2-10	019-643-8585
3	岩手県南生コン業共同組合	水沢市佐倉河字十文字55-2	0197-23-5164

別紙5 増設RC造耐震壁の設計

1. 基本方針

- ① バランスよく配置し、過度な水平力の集中を避ける。
- ② 挙動を明解にするためにできるだけ十分な接合材を全周に配置する。
- ③ 開口は出来るだけスパンの中央に設け、柱に接する開口は避ける。

2. 無開口増設耐震壁の設計

1) 耐震壁のせん断耐力

下式により算定する。

$$wQsu = \min(\phi \cdot wQsu1, wQsu2, wQsu3)$$

ただし、 $wQsu3 \geq wQsu0$ となるように壁筋及び接合材を決定した場合は、

$$wQsu = \phi \cdot wQsu1 \text{ としてよい。}$$

- ① ϕ : 改修指針 P105 の表による値 一体打ちに対する増設壁のせん断耐力低減係数
 $wQsu1 = wQsu0$
- ② $wQsu2 = wQ'su + 2 \cdot \alpha \cdot Qc$ 改修指針 (3.1.5-3) 式
 $wQ'su = \max(pw \cdot w\sigma y, Fcw/20 + 0.5pw \cdot w\sigma y) \cdot tw \cdot l'$
- ③ $wQsu3 = Qj + pQc + \alpha \cdot Qc$ 改修指針 (3.1.5-3) 式
 Qj : 梁下面または梁上面にある接合材のせん断耐力の和の小さい方。
 $wQsu0$: 診断規準 P36 (b) による。

2) 耐震壁の曲げ耐力

改修指針 P102 より、診断基準の付則2.2.1,(2),(a) に示す (付2.1-2) 式を用いて算定する。

このとき原則として壁筋の項は算入しない。

ただし、あと施工アンカーを用いて壁と梁を接する場合には、壁筋の負担する耐力はアンカー引抜強度で定まる耐力以下とする。

壁筋とアンカー筋の重ね継ぎ手長さはRC規準による。

3. 有開口増設耐震壁の設計

1) 耐震壁のせん断耐力

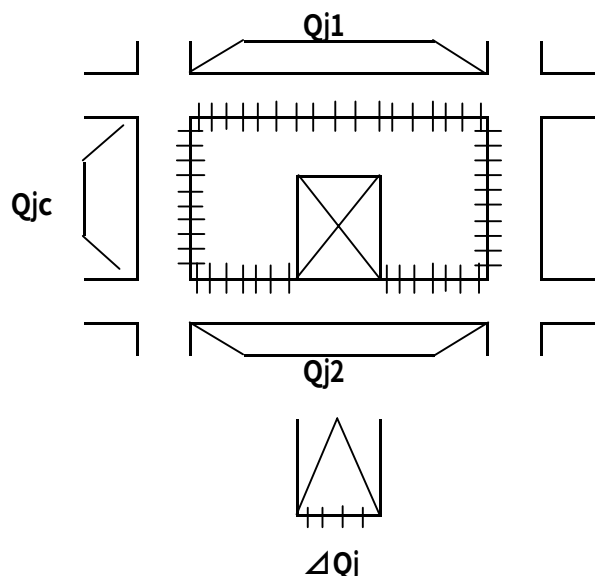
下式により算定する。

$$wQsu = \min(wQsu1, wQsu2, wQsu3)$$

ただし、 $wQsu30 \geq wQsu0$ となるように壁筋及び接合材を決定した場合は、

$$wQsu = \min(wQsu1, wQsu3) \text{ としてよい。}$$

- ① $wQsu1 = \gamma \cdot wQsu0$
- ② $wQsu2 = \gamma \cdot wQ'su + 2 \cdot \alpha \cdot Qc$ 改修指針 (3.1.5-3) 式
- ③ $wQsu3 = Qj + pQc + \alpha \cdot Qc$ 改修指針 (3.1.5-3) 式
 γ : 1-等価開口周比 $\gamma < 0.6$ の場合はそで壁付き柱等として扱う。
 $wQ'su$: 2.1) による。
 Qj : 梁下面または梁上面にある接合材のせん断耐力の和の小さい方。
(右図では、 $Qj = \min(Qj1, Qj2) = Qj2$)
 $wQsu0$: 2.1) による。
 $wQsu30 = Qj + \Delta Qj + pQc + \alpha \cdot Qc$
 ΔQj : 開口により控除される接合材のせん断耐力の和
無開口としたときの $wQsu3 \geq wQsu0$ となるように壁筋および接合材を決定した場合は、 $wQsu2$ を考慮しなくてよい。



2) 耐震壁の曲げ耐力

1. 無開口増設耐震壁の設計に準ずる。

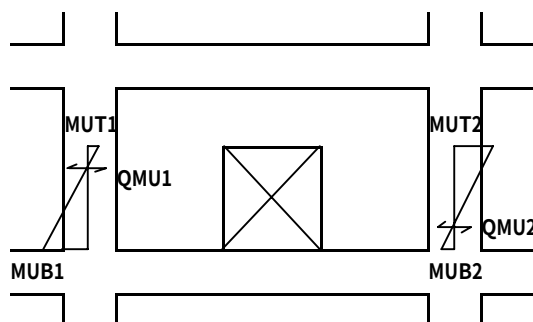
3) 開口補強筋

下式を満足する場合、開口補強筋の多少にかかわらず 1) の wQ_{su} を当該耐震壁のせん断耐力としてよい。この場合、開口補強筋は診断者の判断により配筋を決定するが、できるだけ開口補強用アンカーの耐力がコーン状破壊でなく鋼材の引張耐力で決まるように、埋め込み長さを決定する。

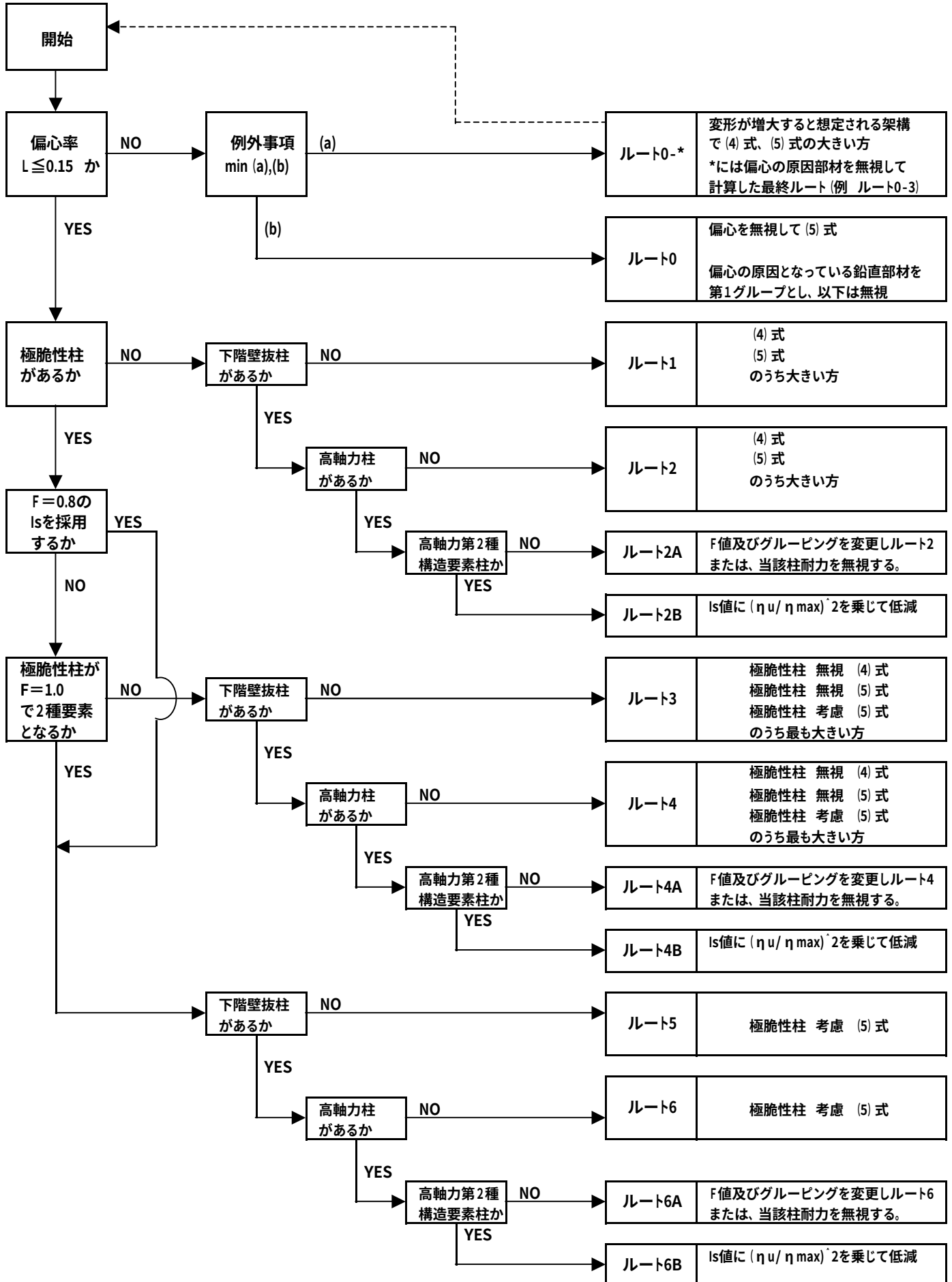
$$Q_{Mu1} + Q_{Mu2} \geq wQ_{su}$$

Q_{Mu1} , Q_{Mu2} : 左右の片側そで壁付き柱の曲げ耐力より
求められるせん断力 (下図参照)

M_{uT} , M_{uB} : 左右のそで付き柱の曲げ耐力で、改修指針の式を準用する。
この場合、引張側のそで壁は無視する。
また、圧縮側のそで壁を考慮する場合は、
低減係数 ϕ (0.8) を乗じるものとする。



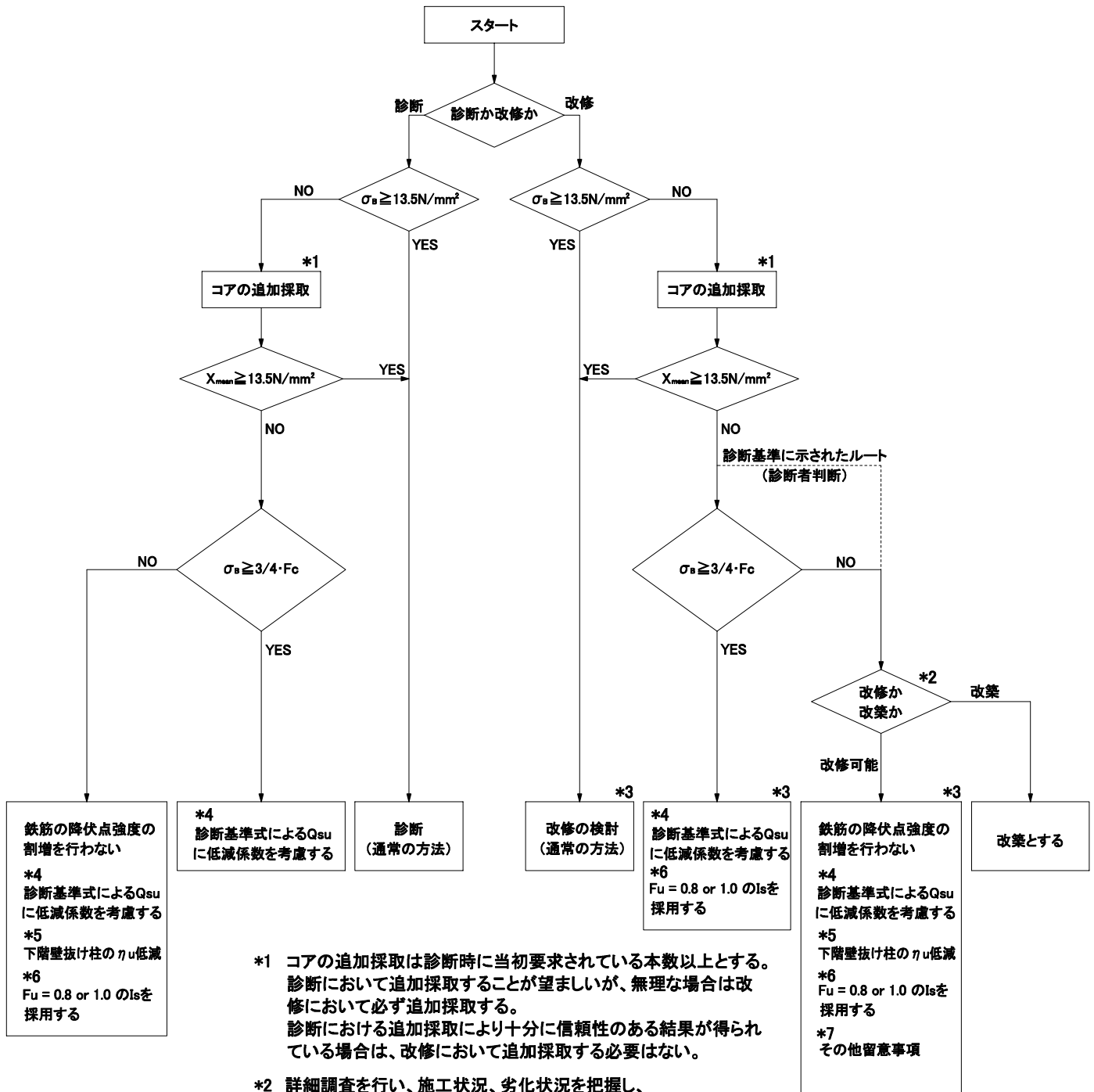
別紙6 **Is指標の選択**
 第二次診断用Is算定フローチャート



Is指標の選択

方 向	階	偏心率		極脆性柱		下階壁抜柱							選択値	
		偏心率 $I \leq 0.15$ か	例外事項 採用ルート	極脆性柱 があるか	F=1.0 で2種要素 となるか	下階壁抜柱 があるか	フープ筋 100@以下か	一般柱 扱い ($\eta u \leq 0.4$)	$\eta u = 0.4$ または $\eta u = 0.5$ を超えるか	1971年以降 の建物か	F=0.8と なる高軸力 柱があるか	第2種構造 要素か	フロー中 該当ルート	Is値
X	5	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	4	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	3	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	2	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	1	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
Y	5	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	4	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	3	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	2	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		
	1	Y N	a b	有 無	Y N	有 無	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N	Y N		

別紙7 低強度コンクリートの耐震診断・耐震改修フローチャート



- *1 コアの追加採取は診断時に当初要求されている本数以上とする。診断において追加採取することが望ましいが、無理な場合は改修において必ず追加採取する。診断における追加採取により十分に信頼性のある結果が得られている場合は、改修において追加採取する必要はない。
- *2 詳細調査を行い、施工状況、劣化状況を把握し、建物主（発注者）及び改修設計者において慎重に判断する。（※参考文献参照）当面「 $\sigma_s < 9.0 \text{ N/mm}^2$ 」の場合は改築とする。
- *3 σ_s に対して適用範囲がある工法もあることに留意して改修の計画を行う。
- *4 低減係数は $k_r = (0.244 + 0.056 \sigma_s)$ とし、また Q_{su} の計算式中の σ_s には採用強度を用いる。
- *5 下階壁抜け架構柱の第2種構造要素の判定に用いる軸耐力の制限値には、低減係数 k_r の1/2乗（ $= \sqrt{0.244 + 0.056 \sigma_s}$ ）を乗じる。
- *6 帯筋の135°フック、主筋の付着強度、柱梁接合部せん断耐力の確認等、詳細な検討を行って確認出来た場合は採用 $F_u > 1.0$ としてよい。
- *7 剛性・強度のバランスにことさらに注意して補強部材を配置する。通常の診断では省略している検討が必要となる場合があるので留意する。（※参考文献参照）

<参考文献> ・建築技術 No.710 2009年3月版 P126 低強度コンクリート
・既存建築物の耐震診断・耐震補強マニュアル2003年版(増補版) (社)建築研究振興協会