

2025年1月6日

超高層建築物・免震建築物等の性能評価における申し合わせ事項の整理

一般財団法人 日本建築総合試験所

1. 趣旨

超高層建築物、免震建築物及び工作物等の性能評価取得において、建築構造性能評価委員会で協議した当法人の申し合せ事項を各種ガイドライン等でとりまとめ、周知してきていますが、今般、申請者の方が理解しやすい形で整理、再構成します。各項目は「2. 申し合わせ事項の一覧」に示す内容になります。なお、今般の再構成に際して、(1)～(4)はこれまで周知してきている各種ガイドライン等での規定内容に変更はなく（「(2) コンクリート弾性係数関連」は一部緩和あり）、「(5) RC床の面内せん断力の移行の保証関連」は今般改めて資料として整備したことを申し添えます。

2. 申し合わせ事項の一覧

(1) 耐風設計関連

初版制定時期：2006年制定

(2) コンクリート弾性係数関連

初版制定時期：2004年制定

(3) 場所打ち杭の支持力算定方法関連

初版制定時期：2013年制定

(4) RC建物のせん断設計関連

初版制定時期：2007年制定

(5) RC床の面内せん断力の移行の保証関連

初版制定時期：2018年制定

耐風設計関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

(1) 超高層建築物の外装材の耐風設計

関連条文：平成12年建設省告示第1461号第七号

屋根ふき材、外装材及び屋外に面する帳壁が、風圧並びに地震その他の振動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることを確かめること。

<GBRC 申し合わせ事項>

外装材の耐風設計には、告示第1461号第三号イ)の「 V_0 :基準風速」の1.1倍以上の風速を用いることを原則とする。

強風による外装材の破損は当該建物の性能に大きく影響し、破損した外装材の飛散によって、他の建物や人命被害への危険性も高くなります。したがって、外装材の耐風設計には、告示第1461号第三号イ)の「 V_0 :基準風速」の1.1倍以上の風速を用いることを原則とします。安全面の観点で超高層建築物以外の高さ60m以下の建築物においても同上とすることを原則とします。また、当該外装材の破損が構造物の崩壊等を招く恐れが大きいと予想される場合には、その設計用風速は告示第1461号第三号ロ)の規定に示されている値（「 V_0 :基準風速」の1.25倍の値）を使用することを推奨します。

なお、本適用について、設計者は建築主に対して本規定の十分な説明を行うこととし、従わない場合は、設計者は「その理由、および建築主の了承」について、受付時の委員会または部会で説明し、議事録に残すこととします。

(2) その他の留意事項

1) 風揺れに対する居住性の検討

対象建築物が集合住宅の場合、風揺れに対する居住性の検討を行なうこととします。風揺れの程度は荷重指針に示される1年再現風速を用いて応答加速度として計算し、その結果を建築物の振動に関する居住性能評価指針 2018年版に当てはめて評価するものとします。

2) 住宅性能評価の耐風等級について

告示第1461号第三号ロ)は令第87条に定める速度圧の1.5625倍（「 V_0 :基準風速」が1.25倍のため、速度圧は1.25の2乗で1.5625倍）での検討を求めています。住宅性能評価の耐風等級取得にあたっては極めて稀に発生する暴風による力を速度圧の1.6倍とした検討が必要になるためご注意ください。

コンクリート弾性係数関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

鉄筋コンクリート造建物のコンクリート平均強度は設計基準強度を上回る強度調合とされているため、弾性係数に変動が生じています。弾性係数の変動により、剛性並びに固有周期に変動が生じるため当該変動を適切に評価する必要があります。よって、鉄筋コンクリート造建物の極めて稀に生じる地震動における架構剛性計算に用いる弾性係数を以下の通り評価することとします。なお、弾性係数の算定にあたっては「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 日本建築学会 2018年版」の2章5条で示される New RC 式（以降、RC 規準評価式）を採用することとします。

<参考> RC 規準評価式 (N/mm^2) : $E=33500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3}$

この式における k_1 、 k_2 は、RC 規準本文では $k_1=k_2=1.0$ としたうえで、解説において“使用骨材、混和剤などにより k_1 、 k_2 に適切な値を用いてもよい”として RC 規準評価式に示されるいくつかの数値が例示されています。また、以下の方針策定にあたって行われた京阪神地域のコンクリート弾性係数の実態調査文献1)では、“関西地区のほとんどのコンクリートでは、粗骨材の種類により定まる補正計数 k_1 の値は 1.08 または 1.06 を採用すればヤング係数の推定誤差は±20%の範囲内にほぼ入る結果となっている”としており、試験結果や文献を参考に適切な値を用いても良いこととします。

<GBRC 申し合わせ事項>

極めて稀に生じる地震動に対して以下Aを推奨するが、B、Cのいずれかの検討も可とする。
なお、免震構造の建物で免震部材のばらつきの影響に比べて上部構造の剛性変動の影響が小さいと考えられる場合は本申し合わせ事項の対象外とする。

A : RC 規準評価式で F_c を 1.2 倍として弾性係数を求めることとする。

また、求めた弾性係数値が±20%変動するとして応答解析で安全性を検討することとする。

B : RC 規準評価式で F_c は 1.0 倍として弾性係数を求め、弾性係数の影響を応力・変形応答値に余裕をみて評価することとする。(部材の塑性化を許容しない場合においては応力・変形応答値を 1.1 倍、塑性化を許容する場合は応力応答値を 1.1 倍、変形応答値を 1.2 倍とする。)

C : RC 規準評価式で F_c は 1.0 倍として弾性係数を求め、極めて稀な地震に対する応答値のひずみエネルギーに対して 2.0 倍のエネルギーとなる架構設計変形を設定して安全性の判断をする。なお、連結制震構造のような高次モードの影響が大きいと考えられる場合にこの方法は適用できない。

ただし、実構造物の弾性係数を適切に評価、設計に反映することが可能であれば、上記の方法によらなくても良い。

- 文献 1) 鉄筋コンクリート造建物の耐震設計に用いるコンクリート弾性係数検討委員会報告
2005 年 10 月 (財) 日本建築総合試験所
- 2) 鉄筋コンクリート造建物の設計におけるコンクリート弾性係数の評価について
2011 年 3 月 (財) 日本建築総合試験所

場所打ち杭の支持力算定方法関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

大口径の場所打ち杭の先端支持力は「告示式（平 13 国交告第 1113 号第 5）」と「建築基礎構造設計指針 日本建築学会 2019 年版」で異なる支持力式となっています。また東京都、大阪府においても別の支持力式が指針として存在します。

これら異なる支持力式については表-1 で整理しており、以下を申し合わせ事項とします。

<GBRC 申し合わせ事項>

①場所打ち杭の支持力算定は「建築基礎構造設計指針 日本建築学会 2019 年版」によることを原則とする。

②告示式で先端付近の平均 N 値は「2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（以降、黄色本）」で上 4d、下 1d の範囲を使用することと定められているが、上 1d、下 1d の範囲の平均 N 値としている事例がある。

黄色本では平均 N 値は実情に即して取扱うことができるとあるため、上 1d、下 1d の範囲の平均 N 値で評価する場合は、長期許容支持力（摩擦も含めた）の最大値は $2500\text{kN/m}^2 \times$ 先端断面積として使用することとする。

※上記最大値規定は従来の拡底ぐいの旧 38 条大臣認定でも認められてきたもので、多くの実績により確認されていることを根拠にしている。

設計に際しては①、②の何れかとし、混在採用は不可とする。

表-1 場所打ち杭の支持力算定方法の比較

	告示式 (平 13 国交告第 1113 号第 5)	建築基礎構造設計指 針 日本建築学会 2019 版	*大阪府内建築行政 連絡協議会 (建築基準法構造関 係規定取扱集 2020)	東京都設計指針 2019
先端支持力	$q_p=150 \bar{N}$	$q_p=120\bar{N} \leq 7500\text{kN/m}^2$	$q_p=100\bar{N} \leq 7500\text{kN/m}^2$	$q_p=150 \beta \bar{N}$
	\bar{N} : 杭先端付近の 上 4 d、下 1 d の平 均 N 値 (ただし $\bar{N} \leq 60$)	\bar{N} : 杭先端付近の 上 1 d、下 1 d の平均 N 値 (ただし各 N 値 (換 算) ≤ 100)	\bar{N} : 杭先端付近の 上 1 d、下 1 d の平均 N 値 (ただし各 N 値 (換 算) ≤ 100)	\bar{N} : 杭先端付近の 上 1 d、下 1 d の平均 N 値 1m 以上かつ D/2 以上 の先端 N 値 (ただし \bar{N} 値 ≤ 60 各 N 値 (換算) ≤ 100)
	過去の施工実績、 試験結果より実状 に応じて取り扱う ことができる。 拡底ぐいなど、セ ンター評定を受け たものはその際の N 値と有効断面を 用いることができ る。	その他特記事項なし	その他特記事項なし	D ≥ 1.5 の場合 $\beta=1-0.3(D-1.5)/2.5$ 東京礫層の場合 長期許容支持力 \leq 2500 kN/m ² 長さ径比による低減
周面摩擦力 (砂質地盤)	$\tau_s=10N_s/3$	$\tau_s=3.3N_s$	$\tau_s=3.3N_s$	告示式と同様
	N_s : 砂の平均 N 値 (ただし各 N ≤ 30)	$N_s \leq 50$	$N_s \leq 50$	
周面摩擦力 (粘土質地盤)	$\tau_c=q_u/2$	告示式と同様	告示式と同様	
	q_u : 粘土一軸圧縮強 度平均値 (ただし 各 $q_u \leq 200\text{kN/m}^2$)			

※「大阪府内建築行政連絡協議会(建築基準法構造関係規定取扱集 2020)」は表中記載内容を適用する
場合、または告示式を適用する場合で規定している。

RC 建物のせん断設計関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

(1) 高強度せん断補強筋使用時のせん断設計

<GBRC 申し合わせ事項>

RC 部材に高強度せん断補強筋を使用した場合のせん断耐力は、評定取得時のせん断強度式（評定式）による値を上回らないものとする。

せん断強度式（評定式）のコンクリート強度の適用範囲外での採用に当たっては、適用範囲の上限のコンクリート強度を用いて安全側に評価することとします。ただし、適用範囲外のコンクリート強度に対して安全側に評価できる実験資料などの根拠提示が出来ればこの限りではありません。

(2) 免震建築物のせん断設計

<GBRC 申し合わせ事項>

①RC 免震建築物のせん断設計において、適用する耐力評価式と対象とする地震動レベルとの組合せに関して設計方針を明確にする。

②RC 免震建築物をレベル2 地震時せん断力 Q_{E2} で RC 規準 (15.5) (15.6) 式を満たす短期設計を行う場合、正確には RC 規準に準拠していないため、当該設計は設計者判断となる。

RC 造部材のせん断破壊の防止について、短期せん断設計は平成 19 年国交省告示第 594 号第 4 第三号二で規定され、「2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（以降、黄色本）」では「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説 日本建築学会 2018 年版」（以降、RC 規準）の 15 条 2 項 (3) の安全性確認に示された方法としている。また、ただし書きの特別な調査又は研究の結果に基づきとある部分について RC 規準の 15 条 2 項 (2) の損傷制御確認に示された方法が例にあげられています。

①について、RC 免震建築物のせん断設計においては、これらの設計式と対象とする地震動レベルとの組合せに関して設計方針を明確にする必要があります。特にレベル1 地震動時のせん断力 $1.0Q_{E1}$ に対して RC 規準 (15.3) 式（損傷制御のための短期許容せん断力式）を満たす短期設計とする場合は、レベル2 地震動に対して適切な余裕をもった設計となるよう配慮する必要があります。

②について、図-1 の RC 免震建築物のせん断設計概念図に示すように、RC 免震建築物はレベル2 地震動に対して短期設計とすることが多いと考えられます。このうちパターン2 はレベル2 地震時せん断力 Q_{E2} で RC 規準 (15.5) (15.6) 式（安全性確保のための短期許容せん断力式）を満たす短期設計を行っており、 $Q_{E2} < 1.5 Q_{E1}$ の場合には RC 規準の (15.9) 式を満足しないこととなります（RC 規準では $1.5 Q_{E1}$ での安全性確認における短期設計としているため）。よって正確には RC 規準に準拠して

いないことを踏まえた設計者判断である旨をご理解ください。

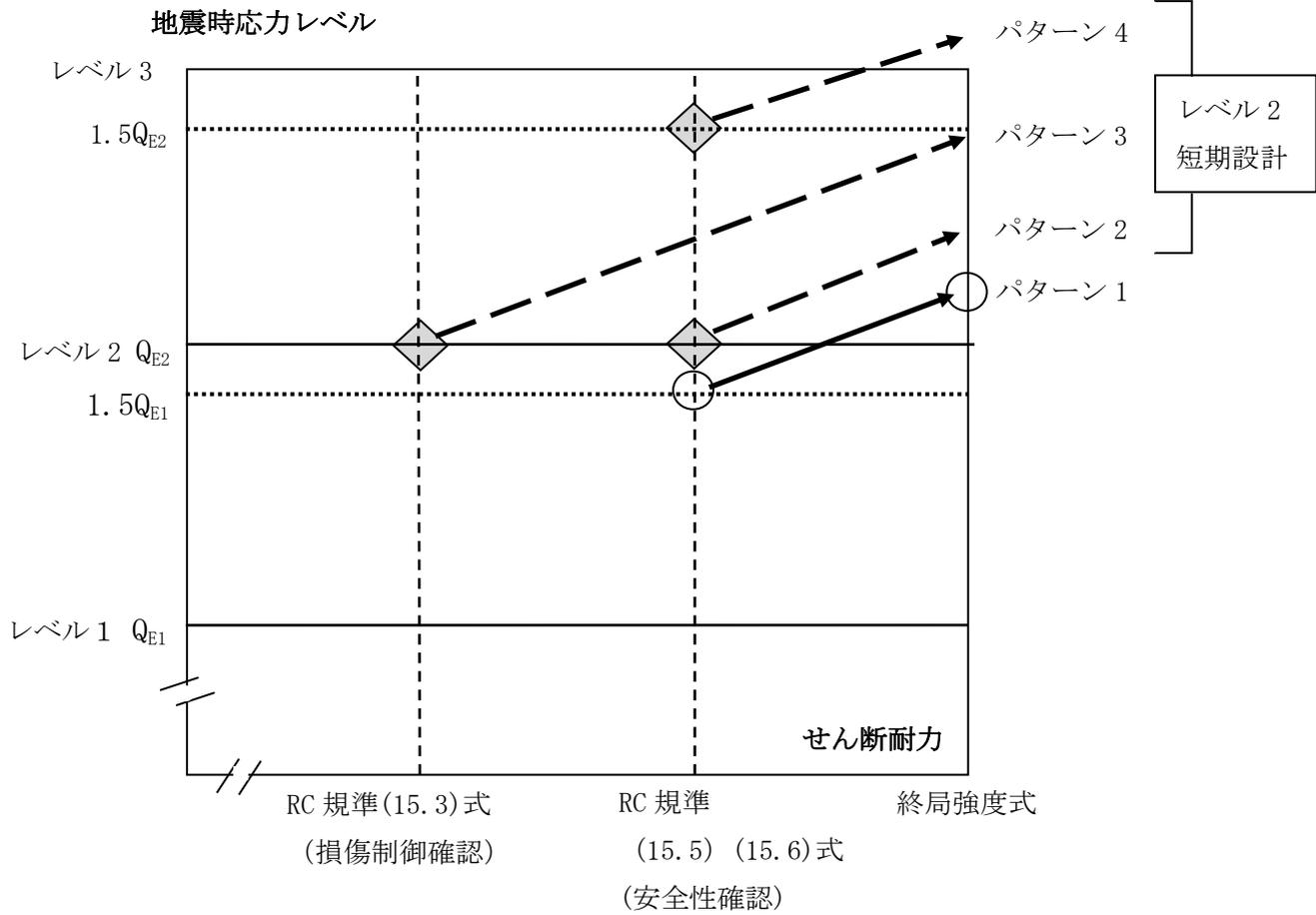


図-1 RC 免震建築物のせん断設計概念図

RC床の面内せん断力の移行の保証関連

一般財団法人 日本建築総合試験所

構造物の水平荷重時解析において、剛床仮定は簡略化のための仮定条件となっています。この仮定は、地震力が水平力分担要素に伝達されるまでの経路において水平面内の有意な変形が生じないことを前提としています。したがって、水平力分担要素がバランスよく配置された整形な平面形状で、剛床仮定の下で算出した床の面内せん断力の移行が保証されるような場合は、剛床仮定の適用に問題はないと言えますが、偏心が大きい場合や細長い平面で水平力分担要素が集中配置される場合、吹き抜けなどの大きな開口を有する平面や、その他、L字形、T字形、H字形などの特殊な平面形状では剛床仮定は不適となる場合があります。そのような構造物では、部分的に（場合によっては全面的に）剛床仮定を解除して、梁の軸剛性や床スラブの面内せん断剛性を考慮した水平荷重時解析を行って、地震力が梁の軸方向力や床スラブの面内せん断力を介して水平力分担要素に伝達されることを保証する必要があります。

RC床の面内せん断力の移行を保証するために、床せん断力がせん断ひび割れ強度以内であることを確認するという考え方があります^{文献1)}。この考え方に倣って、床せん断力がせん断ひび割れ強度以下であることを確認することを、RC床の面内せん断力の移行を保証する条件とします。ただし、検討結果については床組の構成、耐震要素の配置など建物の特徴に応じて判断するものとし、設計方針との整合を取る（例えば、免震建築物をレベル2で短期許容応力度設計するような場合、スラブのせん断耐力検討も同様に短期許容応力度設計とし整合させる）必要があります。

＜GBRC 申し合わせ事項＞

床のせん断平均応力 τ_D は移行せん断力 Q_D をスラブ厚 t ×RC梁芯間距離 l で除したものとする。

- ・主架構が許容応力度設計時

床のせん断平均応力 τ_D はRC規準のコンクリートの短期せん断許容応力度 f_s 以内

$$\tau_D \leq f_s = \frac{F_c}{20} \quad \text{かつ} \quad 1.5 \times \left(0.49 + \frac{F_c}{100} \right) \text{以下} \quad \dots \textcircled{1}$$

- ・主架構が終局設計時

$$F_c \leq 30\text{N/mm}^2 \quad \tau_D \leq 0.1 \times F_c \quad \dots \textcircled{2}$$

$$F_c > 30\text{N/mm}^2 \quad \tau_D \leq 0.55 \times \sqrt{F_c} \quad \dots \textcircled{3}$$

但し、移行せん断力 Q_D は Q_{WSU} 以下とする。

$$Q_D \leq Q_{WSU} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Q_D} + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad \dots \textcircled{4}$$

t_e : スラブ厚 (I形断面を長さと同断面積が等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅。ただしスラブ厚の1.5倍以下とする)

j : 応力中心距離 (スラブの有効長さに7/8を乗じて計算した値)

なお、他の適切な方法で評価される場合は、その評価方法によるものとする。

主架構を許容応力度設計とする時は、①式によってコンクリートの短期せん断許容応力度以下であることを確認することとしています。

主架構を終局設計とする時は、②式または③式により確認します。

②式は耐震壁のせん断剛性は平均せん断応力度がコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.1 \times \sigma_B$ を超えなければ初期弾性剛性で見なせるとの報告^{参考文献2)}があり、当該報告の実験データにおいてコンクリート強度は 250 kg/cm^2 程度以下であることから、 F_c が 30 N/mm^2 以下という条件での設定としています。

③式は $F_c > 30 \text{ N/mm}^2$ に対してせん断ひび割れ強度の各種既往の設計式^{参考文献3) 4)}における引張強度はコンクリート圧縮強度の平方根に比例するとの考え方にならい $\sqrt{\sigma_B}$ で評価し、 $\sigma_B = 30 \text{ N/mm}^2$ において $\sigma_T = 0.1 \times \sigma_B$ が同じ値を与えるように $\alpha \sqrt{\sigma_B} = 0.1 \sigma_B$ として $\alpha = 0.55$ を導き、 $\sigma_T = 0.55 \sqrt{\sigma_B}$ と設定したものです。図-1 で参考文献3) によるコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$ 、参考文献4) によるコンクリートの引張強度（割裂強度） $\sigma_T = 0.291 \times \sigma_B^{0.637}$ も含んだ引張強度比較を示します。

②式、③式は、スラブのせん断ひび割れ強度を大き目に評価する可能性があるため、④式によって、荒川 min 式以下であることも条件としています。荒川 min 式以下であることを求めることは、ひび割れ以降の終局強度に関する条件であり、RC 床の面内せん断力の移行を保証する条件として本来必要はありません。しかし、ひび割れ強度はばらつきが大きいこと、また壁の実験から導かれた設計式を床に適用するという点も考慮して、最低限の強度を確保するために本規定を加えています。これにより、想定以下の荷重でひび割れが発生した場合も、直後に終局強度を超えるような事態を避けることが可能であると考えます。また、表-1 は某高層 RC 建物の床を例に σ_B を変化させて比較した一覧で、荒川 min 式の方が $\sigma_T = 0.55 \sqrt{\sigma_B}$ より小さな耐力となっていることを示しています。

床スラブがハーフ PCa 工法やボイドスラブなどの合成床版である場合は、床面のせん断力の移行には現場打コンクリート部分のみを有効と考えます。また、床面のせん断力の移行にスラブ筋を算入する場合は、現場打コンクリート内のスラブ筋で周囲の大梁に JASS5 の規定以上の長さで定着された上端筋のみを対象とします。

なお、参考にした強度評価式は、周囲に柱梁を有する耐震壁の実験結果をもとに導かれたものであるため、鉄骨梁に支持された床スラブのように周囲の拘束が期待できない場合には、床スラブのせん断平均応力度をコンクリートの引張強度 $\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B}$ 以下に抑えるなどの配慮が必要です。その場合は④式の適用は不要です。

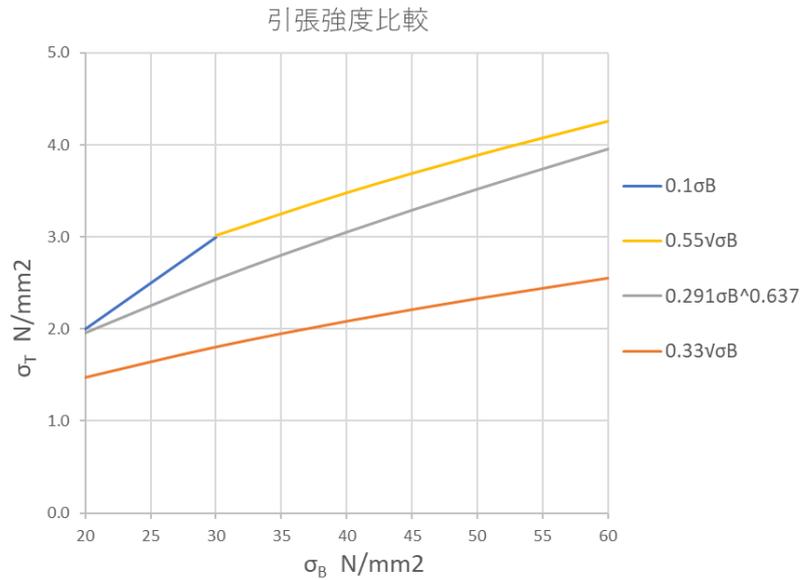


図-1 引張強度式の比較

表-1 某高層 RC 建物でのせん断耐力の比較

検討部位	σ_B (N/mm ²)	$0.1\sigma_B A_s$ (kN)	$0.55\sqrt{\sigma_B} A_s$ (kN)	荒川min式 (kN)	荒川min式中 第1項 ※コンクリート負担分 (kN)
Y4	30	28,320	28,438	18,560	13,043
	40	37,760	32,837	21,277	15,761
	50	47,200	36,713	23,994	18,478
Y3	30	24,360	24,461	16,857	11,934
	40	32,480	28,245	19,344	14,420
	50	40,600	31,579	21,830	16,907

文献・参考文献

- 1) 一例：「構造計算適合性判定 指摘事例集」大阪府、OKBC、GBRC、BCJ 2023. 9
- 2) 「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説」日本建築学会 1章8条3 2018. 12
- 3) 「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」日本建築学会 1997. 7
- 4) 「高強度コンクリートの技術の現状」日本建築学会 2009. 10