

2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書 の質疑 (Q&A) について

「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」運営委員会 委員長 奥田 泰雄
(国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ長)

1. はじめに

このたび「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(以下「2015版解説書」)が発行されました。2015版解説書はその前書にあたる「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」(以下「2007版解説書」)について、2015年6月までの状況・知見を反映した改訂を行ったものにあたりますが、2007版解説書についての質疑は、下記において「構造基準に関する質疑」として公開されています。

(一般財団法人 建築行政情報センター「改正建築基準法Q&A検索システム」)

http://www.icba.or.jp/index/index_h18law.html (平成18年改正建築基準法関連情報)

https://www.icba-info.jp/ki_jyunseibi/qa/kouzou.php (構造関係基準に関するQ&A)

上述の通り、2015版解説書は2007版解説書の内容をベースにしていることから、基本的に過去の質疑のうち技術的な項目については、引き続きその主旨を参考にできるものがほとんどです。ただし、一部には取り扱いの変更などがある項目があり、また、それ以外にも改定の内容を踏まえてあらかじめ周知しておくべき内容があります。2015版解説書の監修、編集および編集協力を行った7機関のメンバーから構成される「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書」運営委員会(以下「運営委員会」)において、それらのうち特に重要と考えられるものについて、質疑の形式で作成したものを次の表の通り示すこととしました。(なお、上記の「構造基準に関する質疑」に関連する項目がある場合には、表中の「2007 No.」の欄に対応する番号を示しています。)

また、2015年6月から8月までの間に全国で実施した講習会の参加者から、同年12月までの間ご質問をお寄せいただきましたが、それらのうち広く周知すべきと考えられるものについても回答を運営委員会で作成し、順次整理の上、表に追加しています。加えて、上記の2007版解説書出版時点の質疑の各項目についても、2015版解説書の内容に即した表現の見直し・追記等が必要な部分については検討の上、質疑の追加を行うこととしています。

これらの質疑の追加は、随時行っておりますので、本サイト(一般財団法人 建築行政情報センター 建築法令関連情報ページ(http://www.icba.or.jp/index/index_law.html))の更新状況をご確認の上、最新のものをご利用ください(一部のご質問については、正誤表に反映させていただいておりますので、そちらも併せてご確認ください)。

なお、上記以外に、出版以降の法令等の改正に対応した「追補版」(2016年末時点)を作成し、公表しています(<http://www.icba.or.jp/index/ybook2016tsuiho.html>)。質疑に関する扱いに影響する場合がありますので、適宜最新の状況をご確認ください。

2. 2015 版解説書に関する質疑表

※ ページ及び行数は 1 刷での箇所を示す。2 刷で箇所が異なる場合、「※2 刷→」で追記。

No.	頁	質問	回答	2007 No.
1	全体	2007 版解説書を補完する意味で参考にされている ICBA の Q&A は全て適用されますか。	上述の「1. はじめに」に示す通りです。	—
2	全体	2015 版解説書では、2007 版解説書にあった参考資料（技術的助言）が収録されていませんが、その扱いはどうなったと考えればよいでしょうか。	原則として、技術的助言については、その関係する基準の改正がなされた場合などを除き、引き続き有効なものとして扱われます。ただし、2015 版解説書には、最新の技術的知見が反映されていることから、同じ事項についての記述がなされている場合には、その内容を参考としてください。	—
3	全体	付録 1 に示される技術資料の内容はどのように扱われるのでしょうか。	付録 1 の内容は技術的な参考資料であって、その他の方法（技術的に同等あるいは適切であるもの）の採用も可能です。	—
8	全体	<p>パブリックユースの一貫構造計算プログラムが 2015 版解説書の内容に対応するには半年程度かかると聞き及びます。現行のパブリックユースの一貫構造計算プログラム（2007 版解説書及び質疑の内容に対応したもの）を引き続き使っても支障ないでしょうか。</p> <p>またこのとき、2015 版解説書で同じ事項についての記述が改められている場合は、当該項目について設計者及び審査者（主事等及び適判員等）で協議しつつ運用することになると考えてよろしいでしょうか。</p>	<p>原則としてご質問の考え方で問題ありません。ただし、質疑 No.2 でも示されているように、2007 版解説書に示されていた耐力式等に対応した質疑で回答した内容と合わせて引き続き使用しても構いませんが、2015 版解説書には最新の知見が反映されているため、パブリックユースの一貫構造計算プログラムが 2015 版解説書に対応した時点以降は、そうした新しいバージョンのプログラムを用いるべきと考えられ、また、耐力式等も 2015 版解説書で示したのを使うことが推奨されます。</p> <p>後段の「協議」に関しては、必ずしも 2015 版解説書で改められたすべての項目について求められるわけではないと考えられますが、最新の考え方でなく旧来の手法を踏襲した設計を行う部分に関しては、設計者としての考え方をあらかじめ整理しておく必要があります。</p> <p>なお、2015 版解説書の内容のうち、今後一貫構造計算プログラムが対応する必要があると思われる項目として、たとえば以下の点などが考えられます。（一貫構造計算プログラムによって影響の度合いが異なる場合や、またこれ以外にも影響を受ける項目がある場合があります。）</p> <p>1) RC 造ルート 2-3 の廃止</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			<p>2) 保証設計 (Ds 算定時だけでなく、外力分布を変えた時や支持条件を変えた時は、保有水平耐力時も行ふ)</p> <p>3) 偏心率の算定方法 (斜め部材がある場合のより合理的な計算法が適用可能)</p> <p>4) RC造の付着割裂破壊の耐力式 (より合理的な靱性保証型指針の式が適用可能)</p> <p>5) RC造の腰壁付きはりの剛性低下率 (より合理的な新たな算定法が適用可能)</p> <p>6) RC造の耐力壁の終局強度時の変形 (1/250 まで可能としている場合は、一定の条件への適合を確認する)</p> <p>7) RC造の側柱の幅が壁厚と同厚に近い耐力壁の部材種別 (壁式構造の耐力壁として判定する)</p> <p>8) RC造の耐力壁の開口補強筋の算定方法 (RC規準 (2010) でよいこととし、保有水平耐力計算の二次設計ではメカニズム時の応力を用いる)</p> <p>9) 鉄骨造の柱が角形鋼管ではりがH形鋼である場合の仕口部の強度確保 (保有耐力接合の確認方法について新たに記述された内容による)</p> <p>10) 鉄骨造の柱脚の計算 (使用するアンカーボルトの種類に応じて、軸部断面積、ねじ部断面積を適切に評価する (ボルトの呼び径だけでは決められない) こと)</p>	
4	P.084 L31	<p>「回転貫入ぐいを対象としてスウェーデン式サウンディング試験より求める場合の換算N値を 0.8 倍する低減係数が用いられており参考にできる。」とありますが、旧法の認定を受けた場合もその数値を低減すべきでしょうか。</p>	<p>基礎ぐいの支持力に関し、地盤調査法にスウェーデン式サウンディング試験を用いるものとして性能評価された場合にあっては、その評価における数値をさらに低減する必要はありません。</p>	—
16	P.164 L4~9	<p>令第70条において火災時の検討を要する「一の柱」について、すべての階の柱が対象であるとしていますが、昭和62年12月1日付事務連絡「地階を除く階数が3の建築物に係る政令第70条の取り扱いについて」で示された通り「一階の柱」の検討として扱うことは可能でしょうか。</p>	<p>昭和62年の当該事務連絡は、平12建告第1356号の制定によって扱いが変更され、現状ではすべての柱について検討が必要です (同告示に規定されるとおりです)。なお告示の検証を行う場合の「一の柱」に関し、着目する階の部分だけを除いた架構として検討することで差し支えありません。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
36	P.170 L3	<p>鉄筋の継手に関する告示（平 12 建告第 1463 号）第 1 項のただし書に関して、「重ね継手については、例えば、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010）」16 条 2 項による方法がある。」と記述されています。</p> <p>一方、令第 73 条第 2 項の鉄筋の継手の規定については、令第 36 条第 2 項第一号においてルート 3 の構造計算を行うことで適用除外とできる旨が規定されていますが、上記の学会規準の方法により安全を確保できた場合には、ルート 3 の計算を行わずに継手の位置及び継手の重ね長さを任意に設定できるとしてよいでしょうか。</p>	<p>左記の学会規準の方法により安全を確保できた場合には、ルート 3 の計算を行わずに継手の位置及び継手の重ね長さを設計者判断で設定することができます。</p> <p>ただし、同規準には、適用範囲として①D35 以上の鉄筋には原則用いないこと、②継手は部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所には設けることとし、同一断面で全数継手としないこと、③継手筋に沿って曲げひび割れが生じる部位に用いないこと、④重ね継手の検討方法などが記載されており、これらの項目についても満足していることを確認する必要があります。</p>	
6	P.303 L15 P.591	<p>地震力の算定に用いる設計用一次固有周期 T について、2007 版解説書では重力式による場合の説明があり、その後に「固有値解析によってもよい」となっていた。今回、重力式に関する記述が全て削除されているが、どのように扱えばよいか。</p>	<p>コンピュータなどによる解析手法が一般的となったことから当該記述は削除していますが、重力式による T の計算は、引き続き用いることが可能です。</p>	—
25	P.321 L29～ 35 P.434 L23～ 29	<p>P321 L33 では、地盤のばねについて、「接地圧や支点反力などの状態を確認した上で…設けるべきかどうか判断する」としています。一方、P434 L26 では、「ただし、このような場合でも、周囲の基礎ばりが十分に剛であり、かつ、基礎ばりの耐力が引抜き力に対して余裕があることを確認すれば、応力が再配分されうるとみなして、基礎ばねを考慮しないものとする」とされています。</p> <p>くい基礎の場合において、基礎ばねを考慮せず支点をピン支持としてモデル化し、地震時にくい自重を超える支点反力が生じた場合、支点の上下方向変位の拘束を解放して隣接基礎等に引抜き力を伝達する解析（浮き</p>	<p>質問の方法は用いても構いませんが、「周囲の基礎ばりが十分に剛であることを確認する」ことが必要です。</p> <p>基礎ばりが十分剛であることの確認は、拘束を解放した支点の上方向変位が十分に小さいことを確認すればよいこととなります。</p> <p>この上方向変位が「十分に小さい」ことを確認する目安に関しては、日本建築学会「建築基礎構造設計指針（2001）」等を参考に、設計者が詳細な検討を行い定めることができます。詳細な検討を行わない場合は、極限周面摩擦力度に達するくいの沈下量が砂質地盤で 10 mm 程度、粘土質地盤で 20 mm 程度であるという報告が上記指針に紹介されているので、それらを参考に、くいの引き抜き力が短期許容引き抜き力以内に納まる状態（値）を考慮して、地盤の特性に応じて設計者が決めてください。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>上がり方を考慮した解析) を行い、基礎ばりの応力が短期許容応力を超えないことを確かめた場合は、「基礎ばりの耐力に余裕があることを確認」したとみなしてよいでしょうか。</p>	<p>なお、浮き上がり方を考慮した解析の際、短期許容引抜き力を超えない範囲でくい引抜き抵抗を考慮することもできますが、解放した支点の上方向変位（浮上がり量）が上記目安を参考に設計者が設定した数値以下であることに加えて、基礎ばりなどに生じる応力が短期許容応力を超えないこと、くい体に作用している引抜き力に加えて、地震時にくい負担するせん断力及びそれに起因する曲げモーメントも考慮して、くい体（くい頭接合部も含む）の応力が短期許容応力以内であることを確認する必要がある点に、注意してください。</p>	
17	<p>P.322 L35～ P.323 L13</p>	<p>「耐力壁を有する剛節架構に作用する応力の割増し」における解説の記述について、次のように考えてよいでしょうか。</p> <p>①2007 版解説書 P. 288③a)における「剛節架構部分の応力（曲げモーメント、せん断力、軸力）を一様に割増す方法」は削除されているが、引き続き用いることは可能である。</p> <p>②「柱に一定の耐力を確保することであることから、…柱が負担できるようにする」とあるので、柱のみを $C_0 \geq 0.05$ に相当するせん断力及び曲げモーメントに対して設計すればよく、はりについては割増しは必須ではない。</p> <p>③地震力作用時の反曲点が異なる場合でも「柱の中央として仮定してよい」とある記述に従ってよい。</p> <p>④地震力作用時の軸力の算出（設定）は、設計者判断でよい。</p>	<p>それぞれ、以下の通りです。</p> <p>①について…軸力も同時に割り増す場合、弾性解析による応力が小さいにもかかわらず、場合によっては柱の設計が困難になるなどの場合もあるため、記載の例示を改めたものです。引き続きこれを用いることは差し支えありません。</p> <p>②、③について…質問者の認識で問題ありません。</p> <p>④について…原則として一次設計時の軸力を用いるものとしますが、設計者判断によって割増しをすることは構いません。</p>	
9	<p>P.323 L23</p>	<p>平 19 国交告第 594 号第 2 第三号口の規定（4 本柱）に関して、斜め入力の検討を行う場合に地下部分の扱いを「地下部分の割増しは上部構造の耐力の確保に関連する部分に限られる」としてよいでしょうか。（上部構造の斜め入力による検討を行わず</p>	<p>当該規定への適合を斜め方向の検討によって確認する場合は、地下部分の部材は斜め方向についても令第 82 条第一号から第三号までの計算を満足する必要があります（当該規定に定められた通りです）。</p>	126

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		C ₀ =0.25 以上とした検討で代替する場合にはそのように記述されています。)		
14	P.325	使用上の支障の検討(平12 建告第1459 号第1)で、RC 造の片持ち床板には条件式が設定されていますが、その他の部分の片持ち材には条件式が設定されていません。たとえばRC 造の片持ちはりでもはりのD/L>1/10 を満足していれば、たわみの検討は不要と考えられるため、先端のたわみの算定結果が1/250 以下を満足しなくても良いと考えてよいのでしょうか。	告示上は、はりの支持条件による分類は設けられていないため、片持ちばりであっても表に適合すれば、たわみの検討は法令上の義務ではありません。しかしながら、片持ちはりは両端支持ばりと比べてたわみが大きくなるので、設計者が定めた設計クライテリアを満足するかどうかの検討はした方がよいでしょう。もちろん、片持ちはりに発生する応力度が許容応力度を超えることは認められません。	
18	P.336 L5 P.337 L27	変形床や非剛床がある場合の偏心率の計算に関して、P.336 L5 では「一次設計の地震力の作用時の応力を算定した状態で計算する」とありますが、その一方で、P.337 L27 では「剛床仮定の下で計算する」としています。剛床仮定を設けずに一次設計を行った場合には、必ず剛床仮定の下で偏心率を別途計算する必要があるのでしょうか。	偏心率の計算は、剛床仮定が成り立つか否かによらず、一次設計時の応力状態に基づき計算することができます。 ※本質疑は、正誤としても対応しています。詳細は、 http://www.icba.or.jp/index/pdf/ybook2015seigo.pdf も参照してください。 また、2 刷では P333~337 の構成を大きく変えており、1 刷購入者のために差替用 PDF も用意しております。 http://www.icba.or.jp/index/pdf/ybook_p333_337.pdf	
5	P.339 L22 ※2 刷→ L19	「明らかに保有水平耐力が必要保有水平耐力よりも大きいことがわかる場合」の例示として、2007 版解説書では「C ₀ =1.0 以上とする弾性応力計算により建築物各部に生じる応力度が許容応力度を超えないことを確認」する方法が示されていましたが、今回削除されています。どのような方法が認められますか。	2007 版解説書での左記の手法は引き続き用いることができますが、左記の C ₀ =1.0 以上に替えて、「各構造について定められた最大の D _s に基づき、C ₀ (1.0 以上) × D _s を用いた方法」によることも可能です。この場合、D _s の数値については下記によることが考えられます。 1) 地上階の全てが純ラーメン構造の場合…RC 造 0.45、S 造*及び SRC 造 0.4 2) 上記以外の場合…RC 造 0.55、S 造及び SRC 造 0.5 * … S 造の場合は、さらに 2015 版解説書 P.359 にルート 2 で満足する必要があるとして記載されている①~⑩のうち、保有耐力接合や保有耐力横補剛の規定などにあたる⑥~⑩の条件を満たすことが必要です。 なお、F _{es} の数値が 1 を超える場合は、さらにそれを乗ずることが必要です。	—

No.	頁	質問	回答	2007 No.
37	P.344 L20	<p>架構の保有水平耐力について、はり部材の端部以外が先行して降伏する場合には「その影響を考慮した適切な検討」が必要であるとしていますが、この部分についての質問です。</p> <p>①当該降伏位置（端部以外）の応力を柱芯まで延長した応力を用いて保有水平耐力を計算することでよいでしょうか。</p> <p>②またこのとき、高力ボルト接合を用いた鉄骨はりの継手位置での先行降伏は許容してよいでしょうか。</p>	<p>①はり部材において、端部以外に塑性ヒンジが発生する場合には、塑性ヒンジの発生する位置の応力を柱心まで延長した応力を用いて架構の保有水平耐力を求めることができます。</p> <p>②高力ボルト接合を用いた鉄骨はり継手位置が先行降伏する場合、継手の先行降伏によって架構の履歴がスリップ型になり十分なエネルギー吸収が期待できないので避けるべきです。</p>	
11	P.345 L13 ※2刷→ L10	<p>「鉄筋コンクリート造建築物の耐力壁直下の基礎については…基礎固定とした保有水平耐力の検討を行う」と記載されていますが、鉄筋コンクリート造耐力壁直下以外の部分（鉄筋コンクリート造の純ラーメン架構部分（耐力壁併用架構のラーメン架構部分を含む）や鉄骨造全般）では、保有水平耐力を安全側に評価する場合には、浮上りや圧縮側支点の降伏を考慮すると考えてよいでしょうか。</p> <p>ピロティ形式架構（下階壁抜け架構）の場合は、耐力壁直下と考えるとよいでしょうか。</p>	<p>この記述はRC造に関する記述であり、保有水平耐力の算定において安全側の評価として浮き上がりや圧縮側支点の降伏を考慮することを禁止するものではありません。しかし、Dsの算定に用いる崩壊形の確認にあたって浮き上がりや圧縮側支点の降伏を考慮することは、支点の浮き上がり抵抗や圧縮側支点の降伏耐力に計算外の余力があることも多く、その場合には上部構造の崩壊形が変わり危険側の検討となる場合があるので禁じているものであり、統一したモデル化の観点から、Ds算定時には純ラーメン形式の場合やピロティ形式架構の場合の支点も同様の扱いとする必要があります。</p>	
26	P.345 L29～ 31 ※2刷→ L26～ 28	<p>転倒に対する検討で、基礎杭を内側に支点を設ける場合の記載はありますが、「1階下部の$Q_f \times$基礎底までの高さ」についての考慮については設計者判断で良いということでしょうか？</p>	<p>転倒の計算方法に関して明確な法令の規定があるわけではありませので、力学的観点から検討方法を判断してください。基礎底面がフラットな地下の無い建築物の場合を例にとると、直接基礎の場合は基礎底面位置で転倒を検討することが妥当と考えられます。くい基礎の場合も同様に基礎底面位置で転倒の検討を行うことが推奨されますが、設計者判断で計算モデルは構造心を採用した上で転倒の検討を行っても構いません。ただし、後者の場合は転倒の検討結果に余裕があることを別途確認することが推奨されます。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
12	P.349 L26	<p>ルート3においてFsの割増しを適用除外できる手順が①～③と示されています。この②で「規定の式によるAi分布を用いることも可能」と書かれています。規定の式とは「昭55建告第1793号第3の式」でしょうか。モーダルアナリシスによる精算値を使わなくてもよいと言うことでしょうか。</p>	<p>ご指摘のように「規定の式」は「昭55建告第1793号第3の式」のことです。昭55建告第1793号第3では、Ai分布は規定の式で算出することとなっており、そのただし書きで、建築物の振動性状についての特別な調査又は研究の結果に基づいて算出することができるかとされています。よって、規定の式によるAi分布を用いることも可能としています。</p> <p>なお、剛性の高い下層階以外の層の剛性が急変するなどの場合は、余裕ある設計を心がける上からは、モーダルアナリシスなどによる精算値でも検討することをお勧めします。</p>	
10	P.353 L14 P.429 囲み P.609 L6	<p>質疑No.9に関連して、例えば標準せん断力係数C₀の割増し（鉄骨造ルート1）や筋かい架構のβ割増し（鉄骨造及び木造ルート2）を適用する場合も、地下部分については「上部構造の耐力の確保に関連する部分は割増しを考慮するが、それ以外の部分は上部構造についてC₀≥0.2とした場合の応力について検討する」ことによいでしょうか。</p>	<p>P.429「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」2章（1）において、基礎の設計用外力を</p> <ol style="list-style-type: none"> 1）令第88条第4項の地下部分の地震力 2）基礎の直上階の水平せん断力として求められる水平力。ただし、基礎部分等に作用する荷重をこれに加算する 3）転倒モーメントによる鉛直力を長期鉛直力に加減算した鉛直力 <p>としています。各種の割増しが「上部構造の耐力の確保」の目的である場合（左記質問で掲げられた事項はこれに該当するものと考えられます）には、上記の1）～3）の計算にあたって、上部構造の耐力確保に関係する部分を除き、相応した割増し等を考慮する必要はありません。</p>	
38	P.364 L26～ 30	<p>冷間成形角形鋼管を用いた架構における柱はり耐力比の検定について解説されています。このような架構の保有水平耐力を計算する際に安全側の仮定としてはりウェブを考慮しないこととした場合、柱はり耐力比の検定も同じ条件で行う必要がありますか。</p>	<p>平19国交告第594号第4第三号ロ(2)においては、柱はり耐力比の検定を「生じうるものとして計算した最大の曲げモーメント」を用いて行うこととしていることから、仮に保有水平耐力の計算にあたって一部断面を無視した場合でも、柱はり耐力比の検定においてははり全断面有効とした全塑性モーメントを用いた計算を行う必要があります。</p> <p>なお、この扱いはルート1-2及びルート2（昭55建告第1791号第2第三号）における同主旨の計算についても同じとなります。</p>	
39	P.365	<p>鉄骨造で圧縮筋かいを設けた架構の保有水平耐力の計算にあたって、</p>		

No.	頁	質問	回答	2007 No.
	L24	<p>圧縮筋かいの座屈後安定耐力を用いた方法が示されています。</p> <p>①2007 版解説 P. 328 L8 で「…一対の筋かいの水平せん断耐力を、圧縮筋かいの座屈時水平力 (Pcr) の 2 倍としてもよい」と示されていますが、この 2007 版解説の方法を用いることは可能でしょうか。</p> <p>②圧縮筋かいの座屈を脆性的挙動と見なしてDs 値を計算する必要はありますか。</p>	<p>①に関しては、K型筋かいのような場合に適切でない数値を与えることがあり、今回の改訂で記述を改めました。一般的には 2007 版解説書の方法 (保有水平耐力を圧縮筋かいの座屈時水平力 (Pcr) の 2 倍とする方法) を用いてよいと考えられます。ただし、K型筋かいの場合は、圧縮筋かいが座屈した後に引張筋かいが負担する引張力に起因して、はりに曲げモーメントやせん断力が発生することなどもあり、周辺架構の詳細な検討が別途必要です。</p> <p>②に関しては、座屈後安定耐力が適切に考慮されていれば、脆性破壊と見なさずに告示 (昭 55 建告第 1792 号第 3) の規定を適用することができます。</p>	
27	P.381 L23	<p>RC造柱の設計用せん断力QDを求める際のQLについて、2007 版解説書 P. 345 で記載のあった「ただし、柱の場合には原則としてこれを零としてよい。」が 2015 版解説書 P. 381 にはありません。</p> <p>一方、RC規準 (2010) P. 169 L26 ~28 には「QLは通常の場合には0としてよいが、特殊な荷重条件等により比較的大きなせん断力が常時作用する場合には、設計用せん断力に算入する必要がある。」とあります。</p> <p>RC規準 (2010) と同じように、通常の場合はQL=0として計算してもよいでしょうか？</p>	<p>該当箇所に関しては、ご指摘のように常にQLをゼロにすることが妥当でない場合があることを考慮して記述を削除したのですが、当該規定上はQLを「ただし、柱の場合には零とすることができる。」と定めていますので、当該記述は修正 (追記して 2007 版解説書の表現に戻す) 致します。</p> <p>左記にある通り、このただし書きの適用に当たっては、RC規準 (2010) を参考としてください。</p> <p>(なお、上記の通り本質疑は正誤としても対応しています。)</p>	
19	P.381 L32 P385 L18	<p>RC造ルート1、2の柱及びはりの設計に関して、RC規準 (2010) の「大地震動に対する安全性確保のための検討 (15 条 2. (3))」を行えば、付着割裂破壊が生じないことの検討は省略できると考えてよいでしょうか。</p>	<p>そのように扱って結構です。RC規準 (2010) 15 条 2. (3) の許容せん断力式は荒川式を簡略化したものですので、荒川式と同様、せん断破壊の検討とともに付着割裂破壊の検討も兼ねるものと考えられます。ただし、カットオフ筋がある場合は、付録 1-3. 1 (1) はり⑥終局強度 c) 付着、同 (2) 柱⑥終局強度 d) 付着などに従った安全性の検討が必要で、RC規準 (2010) 16 条「付着および継手」1 項「付着」(4)3) に示す方法で</p>	29 65

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			検討することが考えられます。	
28	P.385	RC造ルート2-2に関し、2007版解説書のP.350で『そで壁を有しない建築物に用いてはならない。』との解説がありましたが、2015版解説書ではその部分は削除されています。もし、柱量だけで $\Sigma 1.8 \alpha A_c \geq ZW A_i$ を満たす場合は、ルート2-2を採用してもよろしいでしょうか	ルート2-2は大きな開口を有する壁や、柱に付いたそで壁等が多い建築物を対象としたものです。大きな開口を有する壁や、柱に付いたそで壁等が多くなると、壁の付かない柱が多い建築物に用いることは適切ではありません。そのような建築物の設計に対しては、ルート3を適用することで、より実態に即した安全性の確認が行われると考えられます。	64
40	P.391 L24~ 26	鉄筋コンクリート造剛節架構の塑性変形能力について、付着割裂破壊を脆性破壊の例として挙げていますが、学会靱性保証型指針P.178においては、「梁・柱部材が付着割裂破壊しても、せん断破壊ほど脆性的に耐力が低下することはない。(中略)それにより建物の倒壊が引き起こされることはあまり考えられない。」とされています。学会指針の記述に基づき二次設計において付着割裂破壊の確認を省略することはできますか。	そのような可能性があるとしても、実際に付着割裂破壊が生ずる部材の挙動を設計上予測することは難しいため、昭55建告第1792号第4では付着割裂破壊を「構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊」と分類し、二次設計において付着に関する性能の確認を求めています。したがって、原則として付着割裂破壊の検討を行うこととしてください。	
41	P.393 L18 ※2刷→ L17	鉄筋コンクリート造耐力壁の靱性と破壊形式に関して、圧縮側の基礎が沈む場合を基礎回転系の破壊形式としています。 ①圧縮側の耐力としては、P.438の極限支持力を用いると考えてよいでしょうか。 ②圧縮側支点が降伏する場合、いずれかの支点が最初に極限支持力に達した時点を保水平耐力時と考えてよいでしょうか。 ③極限支持力が杭径の10%の沈下で決められている場所打ち杭、埋込み杭においても、いずれかの支点が最初に極限支持力に達した時点で保水平耐力を決定してよいでしょうか。	P.398 L26に示したように、 D_s (及びそれに基づく必要保水平耐力) の算定にあたっては基礎の浮き上がりや沈み込みを拘束し、回転系の破壊形式はないものとして計算する必要があります。その一方で保水平耐力は、 D_s と同じ基礎の浮き上がりや沈み込みを拘束した状態で計算することが可能ですが、基礎の回転を考慮することも可能です。したがって、質問は後者の保水平耐力の計算に関する内容として回答します。 ①②③いずれも、保水平耐力の算定上は安全側の仮定と考えられることから、ご質問の方法によることができます。なお、解説では「基礎が沈む場合」と例示していますが、このような状況では基礎の浮き上がりも同様に生ずる可能性が高いため、その影響も適切に評価する必要があります。	25, 62, 90, 132
20	P.393 L1~9	RC造部材の平均せん断応力度 τ_u の計算に用いる部材の断面積を、袖壁付き柱では「柱と壁の断面積」としていますが、腰壁・垂壁付きはり	今回の改訂にあたって多くの実験事例を収集し各種の式等の妥当性を改めて評価していますが、 τ_u に関してははりの腰壁・垂れ壁部分の効果が、 σ_0 に関しては柱の袖壁部分の効	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>では「はりの断面積」としています。この考え方の違いはどのような理由（考え方）によるものでしょうか。</p> <p>また、σ_0の計算に用いる部材の断面積は、2007 版解説書では「柱とそで壁の全断面積」となっていますが、2015 版解説書では「柱の断面積」に変更されています。τ_uに用いるものと異なっていますが問題ありませんか。</p>	<p>果が、それぞれ不明確であったため、表現を改めたものです。</p>	
21	P.393 L29 ※2 刷→ L28	<p>RC造耐力壁の側柱の要件として、RC規準（1999）の付帯ラーメンの推奨条件（表 19.1）の値が示されていますが、壁板の厚さ t としてRC規準（2010）の（解 19.58）式による t' を用いてもよいでしょうか。</p>	<p>原則として用いることはできません。ただし、当該記述の直後にあるように「壁式構造の場合の τ_u/F_c を用いて耐力壁としての部材種別（WA～WD）を算定」することで、壁厚として t' を用いて側柱の断面積及び最小径を算定することが可能です。</p>	
15	P.394 L17 ※2 刷→ L16	<p>RC造における崩壊形の判定方法として「余耐力法」が示されていますが、保証設計に関しても、未崩壊部材（節点）では余耐力法等による応力上昇を考慮したせん断力に対し、せん断力の割り増しを確保する必要があると考えてよいでしょうか。（一貫計算プログラムの未崩壊部材の保証設計は、D_s 算定時（変形角制限等の条件指定による解析終了時）の応力に対してのみ保証設計を行うものがあります。）</p> <p>なお、解説書の中で、「D_s 算定時」（P. 391, 394 等）と「崩壊メカニズム時」（P. 345, 361, 369, 372, 398, 402 等）の記載がありますが、意図して使い分けられているのでしょうか。</p> <p>（P. 391～では、2007 版解説書の「崩壊メカニズム時」が「D_s 算定時」にかわっていますが、本来、同意味のもの（階又は建物全体が崩壊形に達する時点）と考えてよいでしょうか。）</p>	<p>せん断割り増しを行う時点については、余耐力法における応力上昇を考慮した時点となります。</p> <p>「D_s 算定時」は、基本的に「崩壊メカニズム時」と同意ですが、特に部材種別や D_s の算定に関わる説明の際に用いられています。</p> <p>なお、余耐力法は、崩壊メカニズムがなかなか確認できない場合に応力上昇を考慮し崩壊メカニズムの応力を推定する方法ですが、これを崩壊メカニズム時と呼ぶのは適切ではないため、D_s 算定時と呼び区別しています。</p>	
29	P.618	<p>付表 1.2-2 及び関連する解説に関する次の項目に関して、どのように考えればよいでしょうか。</p>	<p>それぞれ、以下の通りです。</p> <p>①について…左記の SS400 及び SM490 の使用は可能ですが、SS490 は溶接には向かない鋼</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>①400N 級、490N 級とある部分について、SS400、SS490、SM490 に対し適用することが可能でしょうか。また、17 行目では細幅のH形鋼について例示していますが、それ以外の寸法についても適用可能でしょうか。</p> <p>②柱が円形鋼管である場合には適用可能でしょうか。</p> <p>③日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」P. 135 表 C4. 6 と異なっているが、表 C4. 6 を適用することは可能でしょうか。</p> <p>④「$\alpha=1.0$ 以上 $\alpha=1.3$(1.2) 未満であること」の確認にあたって、ウェブによるモーメント伝達効率の低減を考慮する必要がありますか。</p>	<p>材であり、溶接部の許容応力度も規定されていませんので、溶接接合の仕口部には使用できません。形状に関しては、細幅以外のH形鋼についても適用することができます。</p> <p>②について…今回の改訂で追記された接合部係数の緩和に関する部分については、柱を円形鋼管とする場合の知見がなく、現時点では適用できません。柱を円形鋼管とする場合の性能が実験等によって確認されれば、その状況を反映した例示が追加される場合もあります。それ以外の部分については円形鋼管についても適用可能です。</p> <p>③について…基本的には適用可能ですが、一つの建築物の鉄骨造の接合部について、ある接合部には付表 1.2-2 を、別の接合部には学会指針の表 C4.6 を、それぞれ適用するような設計は認められません。</p> <p>④について…考慮する必要があります。なおこのとき、保有水平耐力を求めるための荷重増分解析においても、梁ウェブのモーメント伝達効率の低さを適切に考慮する必要があります。この場合には、P. 618 L14 にあるように「安全側に梁ウェブの寄与を無視する」等の方法が考えられます。(ただし、柱梁耐力比に対して、全断面有効として必要な柱梁耐力比を確保する等の注意が必要です。)</p>	
22	P.621 L19	<p>鉄骨造の保有耐力横補剛の考え方として二つの方法が示されていますが、均等間隔で横補剛の規定を満足する場合、はりの降伏耐力として、全塑性モーメント M_p ではなく「鋼構造塑性設計指針」による M_{cr} を用いてよいのでしょうか。</p>	<p>はりの保有耐力横補剛は降伏耐力としてはりの全塑性モーメント M_p を用いることを前提としています。降伏耐力として M_{cr} を用いる場合、保有水平耐力の検討としては安全側ですが、危険側となる可能性のある他の部分の設計(柱梁耐力比、保有耐力接合など)について適切であるか、すなわち M_p を用いているかを確認しておく必要があります。</p>	
13	P.627 L1	<p>鉄骨造の露出型柱脚の耐震設計法について、常時荷重のみを支え水平力を支持しない柱の柱脚を露出型柱脚とした場合でも本設計法を採用する必要はあるのでしょうか(例えばRCコアで水平力を支持し鉄骨柱は露出型柱脚としたピン柱等)。本設計</p>	<p>ご質問の適用範囲は標題の通り、「露出型柱脚の耐震設計法」であり、崩壊メカニズムに影響しないピン柱の場合は適用範囲外になります。ただし、P. 625 L31~P. 626 L16 に記述がありますが、ピンと仮定してもある程度の回転剛性を持つ場合があり、ディテールの設計には注意してください。なお、例示で質問</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		法の適用範囲はあくまでも耐震柱のみでしょうか。	されている「RCコアで水平力を支持し鉄骨柱は…」に関しては、併用構造の取り扱いの内、P.449の「6.9.3 平面的に構造が異なる場合」の記述を参考にしてください。	
42	P.630 ～ P.631	<p>鉄骨造の柱脚基礎コンクリート立ち上げ部の破壊形式について、付図1.2-27が示されています。</p> <p>①立ち上げ部の高さを0とする場合、付図1.2-27のような破壊は生じない（検討の必要はない）と考えてよろしいでしょうか。</p> <p>②同図(c)端部のせん断力による剥落について、この検討を行う場合のe（付図1.2-28）は、コンクリートが圧縮側となる場合のコンクリート縁までの距離と考えてよいのでしょうか。</p> <p>③ベースプレートと基礎コンクリート間の摩擦が十分に大きな場合でもすべての場合について検討が必要でしょうか。</p>	<p>①について、付図1.2-27の(a)、(c)の破壊は、基本的に立ち上げ部が無い場合は、考慮しなくてよいと考えられますが、(b)の破壊については、ベースプレート底面積で計算される値なので、検討を行う必要があります。</p> <p>②図1.2-27は図の左から右に力が作用する場合を想定して破壊の状況を示したものです。したがって、ご質問にある通り、距離eについては全方向（の最小値）ではなく、圧縮側のアンカーボルトからコンクリート縁までとすることができます。</p> <p>③(a)及び(b)の破壊に対してはベースプレート下面の摩擦に関係なく検討が必要です。(c)の破壊は、アンカーボルトがせん断力を負担している場合に生じる可能性があるため、摩擦によるせん断耐力がアンカーボルトのせん断耐力を上回る場合（付1.2-34式のQ_{fu}がQ_{bu}を上回る場合）には、検討を省略することができます。</p> <p>なお、付録の内容については、安全側の検討としてすべての場合について計算を行ったものです。</p>	
30	P.632 L13～ 17	露出型柱脚のせん断耐力 Q_u において、2007版解説書P.602～603の（付1.2-28）式～（付1.2-34）式から2015版解説書P.632の（付1.2-34）式～（付1.2-41）式に変更されましたが、2015版解説書の式の出典を教えてください。また、2007版解説書によるせん断耐力を採用してもよいのでしょうか。	<p>出典は次の通りです。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」、2006年3月、P.269 <p>2007版解説書の式の採用に関する考え方は、質疑No.2で触れた技術的助言の扱いと同様です。基本的に従前の方法を引き続き用いることが可能ですが、改訂された部分についてはその内容によることが推奨されます。</p>	
7	P.640 L24 ほか	露出型柱脚の設計例で、ベースプレートの板厚の検討の計算例において、ベースプレートの短期許容曲げ応力度 f_{b1} の計算が、	2007版解説書における記述に関して検討の上、計算例は2015版解説書も同様の形で掲載しています。これは、このような条件で曲げを受ける鋼材の縁応力度（令第82条の規定に	92

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>$fb1=1.5 \times 325 / 1.3 = 375 \text{N/mm}^2$ となっています。これは建築学会の鋼構造設計規準における面外方向に曲げを受ける場合の長期許容曲げ応力度 $fb=F/1.3$ に準拠していると思われませんが、短期の検討にあたってこれを 1.5 倍すると、法令に規定する短期の許容応力度 ($=F$) を超えてしまいます。法的に問題ないのでしょうか？</p>	<p>において曲げの許容応力度と比較すべき数値) の計算に用いる断面係数 Z の数値が、通常と異なる扱い、すなわち、$bh^2/6$ でなく、ここで示す $fb1 (1.5F/1.3)$ を適用できるような数値となると考え、結果として、法令に規定する許容応力度を用いた計算として、これまでの慣例 (鋼構造設計規準の規定) どおり、付録 1-2.6 に示す手順で行えばよいとしているものです。なお、このような板曲げの計算を行うとき、設計例で用いられている鋼材のほか、鋼構造設計規準の適用範囲内のものについては $fb1$ を用いても支障がないと考えられます。ただし、大臣認定を取得して基準強度 (F 値) の指定を受けて用いられる鋼材 (特に高強度のもの) などは、柱脚の性能評価などこのような応力状態を想定した構造性能の確認を行ったものを除き、$fb1$ の設定の妥当性についての確認が必要です。</p>	
43	P641 L25~ P642 L12	<p>鉄骨造の露出柱脚の設計例中の「2. 崩壊メカニズム時の安全性の検討」において、立ち上げ部側面のせん断によるコンクリート剥落防止の検討に (付 1.2-30) 式 $Q_c = 0.31 \cdot \phi_1 \cdot \sqrt{F_c \cdot A_c}$ が用いられています。</p> <p>①この式のもととなった単独のアンカーボルトについての (付 1.2-29) 式には低減係数 ϕ_1 が用いられていませんが、検討にあたって係数は必要でしょうか。</p> <p>②この検討式は、P. 639 L13 にあるとおり日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説 2010 改定」P. 36 (6) 式に準拠しており、ϕ_1 は短期荷重用の低減係数 0.6 ($\approx 2/3$) に対応すると考えられます。コンクリートの割裂防止及び剥落防止の検討は崩壊メカニズム時を想定したものです。コンクリートは短期許容耐力以内であることを確かめる必要があるのでしょうか。</p> <p>③柱脚のせん断耐力の検討において、アンカーボルトのせん断耐力 Q_{bu}</p>	<p>①②については、設計例の意図として露出柱脚の安定した塑性変形性能を確保することを目的としているため、柱脚 (鉄骨) が先に降伏することに加えて、コンクリート部分についての安全側の設定として短期荷重用の低減係数を用いた計算を行うこととしているものです。</p> <p>③については、設計例は P. 631 L31 に示すとおり露出型柱脚の全塑性耐力時のせん断耐</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>の計算に基準強度 F を用いています。P. 631 で参照されている文献 13) 「鋼構造接合部設計指針」の設計例 P. 325 では同じ式について破断強度を用いているので、同指針に従って検討すればよいでしょうか。</p>	<p>方式として提示したものであり、安全側の設定として基準強度 F を用いてせん断耐力を計算することとしています。なお学会指針の耐力式はせん断破壊時を想定した記述と考えられます。</p>	
23	P.642 L14	<p>鉄骨造の柱脚の検討としてコーン状破壊の有効投影面積 (A_c) を 363825 としていますが、どのような考え方に基づくものでしょうか。</p>	<p>本検討例での A_c は半円が 3 つ重なった状態での投影面積となります。具体的には、文献 21 (日本鋼構造協会「建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説」) の P. 128 を参考にして半円が 3 つ重なった状態での投影図を描き、文献 25 (AIJ 各種合成構造設計指針・同解説) の P. 293 に掲載されている円が重なった場合の有効投影面積の計算方法を参考にして計算した数値となります。(なお、P. 639 L21 にも同じ名称の変数 A_c が登場しますが、こちらはアンカーボルトの引き抜きに対するコーン破壊の検討であり、異なる計算です)</p>	
31	P.646 L6~8	<p>コンクリートに作用する最大圧縮応力度の検討において、2015 版解説書では「安全側の判断として短期許容応力度の値とした」となっていますが、2007 版解説書では F_c の値を用いています。短期許容応力度の値を用いるか、F_c を用いるかは設計者の判断でよいでしょうか。</p>	<p>柱脚部のコンクリート部分の検討に短期許容応力度の値を用いることとしたのは、本検討がルート 2 の一環として行われるものであること、計算の仮定上は平面保持 (弾性範囲) を前提としていること、立ち上がり部分の圧縮縁にベースプレート縁が近く別の破壊形式が考えられる場合もある (が、設計例ではそこまで記述してない) ことなど、種々の理由からの判断です。これらを考慮して設計者判断で 2007 版解説書の数値 (F_c) を用いて計算することは差し支えありません。</p>	
32	P.648 L24~ 32	<p>RC 規準 (2010) の安全性確保のための検討は、P. 328 の図 6. 2-1 における二次設計「部材のせん断破壊防止」に相当すると考えてよいでしょうか。また、ルート 1、ルート 2 で RC 規準 (2010) に準拠する場合、柱・はり、耐力壁のせん断設計、柱・はりの付着設計、柱はり接合部のせん断設計の二次設計としての安全性確保のための検討を行った場合、一次設計の損傷制御の検討を省略してもよいでしょうか。</p>	<p>RC 規準 (2010) の安全性確保のための検討は、部材のせん断破壊の防止のための計算として扱うことが可能です。この際には、平 19 国交告第 593 号、昭 55 建告第 1791 号、及び平 19 国交告第 594 号に示される設計用せん断力の割増しについても満たす必要があります。</p> <p>付着の検討・耐力壁のせん断検討以外は、二次設計として安全性確保の検討を行えば、一次設計 (短期の許容応力度の検討) を省略できます。付着の検討については P. 649 L35 にあるように、安全性確保の検討を損傷制御</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			の検討に替えることはできないので注意してください。	
33	P.660 L23～ 28	<p>RC部材のうちカットオフ筋を有する柱及びはりに対する付着割裂破壊の検討について、次のように考えてよいでしょうか。</p> <p>①安全性の検討を（付 1.3-20）式～（付 1.3-22）式によることができるとしていますが、カットオフ長さのパラメータがなく、L（部材の内法長さ）をカットオフ長さとして読み替えると考えてよいでしょうか。</p> <p>②主筋の引張強度について、（付 1.3-22）式等の場合には上限強度の使用、またRC規準（16.5）式等の場合には材料強度の割り増しを考慮してよいでしょうか。</p> <p>③RC規準（2010）では、せん断ひび割れに対して十分に余裕のある場合はテンションシフト（部材有効せいd）を考慮しなくてよい記載がありますが、終局時のせん断応力度が、コンクリートの許容せん断応力度または、RC規準（2010）の（解 15.1）式以下であれば、テンションシフトを考慮しなくてもよいでしょうか。</p> <p>④カットオフをする梁の付着割裂を考慮したせん断耐力等の式（例えばプレハブ建築協会「壁式ラーメンプレキャストコンクリート造（WR-PC）指針」7.7.3式、解 10.3.1式）は適用可能でしょうか。</p>	<p>それぞれ、次の通りです。</p> <p>①ご指摘の通り、式中のLをカットオフ長さとして読み替えて適用するものとします。またその場合、カットオフ筋の$\Delta\sigma$はカットオフ端の主筋の応力度を零として計算する必要があります。</p> <p>②（付 1.3-22）式は日本建築学会「靱性保証型設計指針」における付着の設計用付着応力度を求めるものであり、安全側の検討として上限強度を使用してもかまいませんが、$\Delta\sigma$を求める際には、同指針の定義によることが原則です。また、RC規準の式を用いて検討する場合は、本書で明示的に読み替えを行うとする場合を除き、RC規準の定義や適用範囲に従ってください。（ご指摘の（16.5）式等の場合には降伏強度を用い、材料強度を用いるとはされていません。）</p> <p>なお、平 12 建告第 2464 号で基準強度の割り増しができるのは第 3 材料強度の基準強度のみで、（法令上の）保有水平耐力を計算する場合に適用が限られており、原則としては適用できません。</p> <p>③左記で構いません。この検討は、RC規準の一環として行うもので、P. 650 のせん断ひび割れ強度式（付 1.3-2）を用いることはできません。</p> <p>④2015 版解説書の作成における検討対象には入っていなかったため掲載されていません。一般論としては指針の適用範囲であれば、設計者判断で使用することが可能であると考えられます。（ただしご質問にあるWR-PC指針の7.7.3式は、カットオフがある場合の梁のカットオフ部分の安全性の検討に用いることは適当でないと考えられます）</p>	
34	P.679 L26～ 31	RC造の柱はり接合部はルート1、ルート2の場合、通常は許容応力度計算を省略して良いとされていますが、二次設計としての「部材の	そのように考えて構いません。なおこれらの省略が適用できない接合部の条件に関しては、次の通りです。（一刷・二刷の正誤として公開されています）	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
	※2刷→ L26～ 34	せん断破壊防止」についても省略して良いでしょうか。	「通常は壁量が十分にあり、接合部に作用するせん断力が十分に小さいと考えられることから、許容応力度計算を省略して良い。しかし、壁量が少ない場合や柱はり接合部の周囲に壁が配置されない場合など、変形量が大きい接合部では、許容応力度計算を行う必要がある。」	
24	P.680 L11～ 14 ※2刷→ L14～ 17	RC造の架構で片持ちばりが取り付く柱はり接合部のせん断耐力計算において、柱はり接合部の形状による係数は、片持ちばりを大ばりとみなしてT形又は十字形の場合の方法を採用してよいでしょうか。また、採用できる場合の片持ちばりの条件はありますか。	片持ちばりが取り付く柱はり接合部と大ばりが取り付く柱はり接合部は、地震時の応力伝達機構が同様と考えられないので、 κ などの係数は片持ちばりを無視した条件について設定する必要があります。	
35	P.773 L17～ 19 ※追補 →L32 ～35	<p>※この質問は、2015版解説書の発行以降の法令の改正によって扱いが変わっています。経緯の記録として質疑は残し、以前の回答を打消し線で残しています。</p> <p>「法第20条第1項第一号に定める超高層建築物については、…緩和の対象としていない。」とありますが、これは、既存部分が法第20条第1項第一号建築物で既存不適格の場合、既存部分の不適格規定の継続はできないという事でしょうか。また、次の場合は建築可能でしょうか。</p> <p><ケース1（令第137条の2第一号イ）></p> <p>①既存不適格建築物に対する法第20条第1項第一号建築物の一体増築</p> <p>②既存不適格である法第20条第1項第一号建築物に対する一体増築</p> <p>法文上、建築物全体の構造計算が令第3章第8節に適合すれば良いので、建築物全体の大臣認定を取得すれば、既存部分の不適格の継続は可能ではないでしょうか。</p>	<p>当該部分については、平成28年6月に令第137条の2及び平17国交告第566号が改正され、左記のように既存部分が法第20条第1項第一号建築物である場合についても、分離増改築で一定の基準に適合する場合には、緩和が可能となっています。</p> <p>上記の改正に関する解説が、2015版解説書の追補（付録2部分の差し替え版）として公開されていますので、法令上の取り扱いについては、そちらも参考にしてください。</p> <p>（※以下、告示改正以前の回答）</p> <p>令第137条の2に「法第20条の規定の適用を受けない建築物（同条第1項第一号に掲げる建築物及び…を除く。第137条の12第1項において同じ。）」とあり、法第20条第1項第一号に掲げる建築物、すなわち高さが60mを超える建築物は、令第137条の2及び令第137条の12第1項の規定を適用することはできません。</p> <p>つまり法第20条について既存不適格である</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			<p>高さが 60m を超える既存建築物について、増築・改築・大規模な修繕・大規模な模様替えを行う場合は、増改築が一体か否かまた構造耐力上の危険性が增大しないか否かに関わらず、法第 20 条について遡及を緩和することはできません。</p> <p>また、高さが 60m 以下の建築物にエキスパンションジョイントを介して高さが 60m を超える建築物を増築する場合についても、高さが 60m を超える建築物を増築した後の建築物全体が、令第 137 条の 2 が適用できない「法第 20 条第 1 項第一号に掲げる建築物」を含む計画になるため、既存不適格建築物の緩和を受けることはできません。</p>	

〔公開・修正履歴〕

2015/6/29 公開(質疑 No.1 から No.7 まで)

2015/8/21 追加(質疑 No.8 から No.15 まで)

2015/9/29 追加(質疑 No.16 から No.24 まで)、
修正(質疑 No.15 の回答表現、ICBA の関連情報へのリンク先)

2015/11/18 追加(質疑 No.25 から No.35 まで)

2015/12/14 修正(序文一部修正、No.18,29 の質問中のページ等訂正)、
2 刷対応追加(No.5,11,15,18,21,24,26,34)

2016/2/18 修正(序文一部修正)

2017/2/8 追加(質疑 No.36 から No.43 まで)及び修正(No.35 について平成 28 年の法令改正への対応)