

## 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

2015年6月に「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/kenchikuhorei/2006info.html> (平成18年改正建築基準法関連情報)

<https://www.icba-info.jp/kijyunseibi/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「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/kenchikuhorei/>))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第3刷・第4刷(2016年追補収録版)を出版するとともに、「追補版」(2018年末時点)を作成し、ウェブで公表

【1,2刷用】<https://www.icba.or.jp/kenchikuhorei/2018tsuiho12.html>、

【3,4刷用】<https://www.icba.or.jp/kenchikuhorei/2018tsuiho34.html> も行いました。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、3 刷、又は 4 刷で箇所が異なる場合、それぞれ「※2 刷→」「※3 刷→」「※4 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>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			1) R C造ルート 2-3 の廃止 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う) 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) 4) R C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) 5) R C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) 6) R C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) 7) R C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) 8) R C造の耐力壁の開口補強筋の算定方法 (R C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) 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) 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)	
4	P.084 L31  ※3 刷、 4 刷→ L30	「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。	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。	—
70	※4 刷 → P.111 -3	告示S56-1100号第1第一号の大壁の仕様では材料を継ぎ合わせて打ち付ける場合は「材料を継ぎ合わせて打ち付ける場合には、その継手を構造耐力上支障が生じないように柱、間柱、はり、けた若しくは胴差又は当該継手を補強するために設けた胴つ	貴見の通りです。	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		なぎその他これらに類するものの部分に設けたものに限る」と規定されております。第1第五号の大壁床勝ちの仕様においても、材料を継ぎ合わせて打ち付ける場合は、同様の考え方をういて材料を継ぎ合わせて打ち付けることが可能と考えてよろしいでしょうか。		
59	P.150 L17、 P.178 L4  ほか (第3章全体)	仕様規定（令第3章第2節～第7節の2（第37条～第80条の3））に基づき定められた告示のうち、たとえば告示H12-1456号（鉄骨造の柱の脚部を基礎に緊結する構造方法）や告示H23-432号（鉄筋コンクリート造の柱に取り付けるはりの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）など、計算を行って安全性を確認する場合があります。こうした告示を適用した部分については、長期・短期の許容応力度計算において検証を省略することが可能でしょうか。	一般論として、仕様規定（令第3章第2節～第7節の2）と構造計算（同第8節）とはそれぞれ別々に適合を確認する必要があります。仕様規定に基づく告示に規定する計算とは別に、ルート1～ルート3などの構造計算も行って必要となる数値を確保する必要があります。	
60	P.153 L10  ※2刷、 3刷、4 刷→ L11	鉄骨造のボルト接合の戻り止めに関して、2007版解説書の質疑No.74では、JIS B1251（ばね座金）を用いた場合の戻り止めの効果については振動試験を行って確認していますが、（一社）日本建築学会「鉄骨工事技術指針 工事現場施工編」5.8.5等では、戻り止めの効力を有するものとして扱われています。これらの指針類の記述に基づき試験を省略することができますか。	JIS B1251（ばね座金）に適合するばね座金に関しては、各種の規準類に示された適切な条件で使用されたものに限り、振動試験を省略できるものと考えられます。 また、型式適合認定又は図書省略認定を受けた建築物でばね座金を利用しているものがあり、これらについても、性能評価で示された条件に適合する場合、振動試験を省略できるものと考えられます。	74
16	P.164 L4～9	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。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。	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。	

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<small>（箇所）</small>に設けることとし、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か記載されており、これらの項目についても満足していることを確認することが必要になります。</p>	
61	P.178 L4	<p>告示 H23-432 号（鉄筋コンクリート造の柱に取り付けるはりの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）第 1 では、RC 規準（2010）17 条の（17.2）式と同じ式が規定されています。同規準ではこの式を「大地震動に関する安全性確保のための検討」としており終局のチェックと考えられるため、これを満足することを確かめた場合には、定着部分についての許容応力度計算を省略することが可能でしょうか。</p>	<p>質疑 59 に示す通り、告示第 1 に規定する計算は仕様規定の一部となりますので、その内容にかかわらず、原則として構造計算を省略することはできません。左記のとおり告示第 1 の規定は終局に関しては担保されますが、それ以外の項目、すなわち長期・短期の許容応力度計算については構造計算を行って安全性を確認する必要があります。</p> <p>なお、（一社）日本建築学会「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説 2010」表 6.1 及び表 6.2 に示される定着長（常用定着長さ）に従う場合には、定着に関する終局及び許容応力度のいずれの計算も省略することができます。</p>	
62	P.178 L15～ L19  P.398 L1	<p>鉄筋コンクリート造のはり主筋の定着長さを定めた告示 H23-432 号（鉄筋コンクリート造の柱に取り付けるはりの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）の適用に関して、</p> <p>①P. 178 L15 では「…また、最上階の外柱はり接合部等の L 形接合部におけるはり上端主筋（二段配筋の場合は一段目主筋）や最下階の外柱基礎はり接合部における基礎ば</p>	<p>①確保する必要があります。さらに、同告示第 1 及び第 2 に関しては基本的に RC 規準（2010）17 条の適用を想定しており、したがってご指摘の水平投影長さのほか、同規準で規定する折曲げ定着に関する各種の制</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>り下端主筋のように、水平投影部分や折り曲げ部分における定着性能が乏しい場合には、水平投影長さに変えて折り曲げ終点以降の鉛直長さを 1 として、第 1 の規定を準用する方法がある。」としています。折り曲げ点以降の鉛直部分で定着を取る場合であっても、はり主筋の水平定着長として、P. 398 L1 におけるはり主筋の水平投影長さ（柱せいの 0.75 倍以上）を確保する必要がありますか。</p> <p>②上記の適用に関し、はり上端主筋について「(二段配筋の場合は一段目主筋)」としていますが、二段目の主筋についての制限はありますか。</p>	<p>限についても満足する必要があります。</p> <p>②適用を一段目の主筋に限っているのは、定着性能が乏しい場合の付着割裂破壊は主として一段目の主筋で問題となるためです。二段目の主筋に関しては、L 形接合部における一段目の主筋と同様の方法を用いる必要はなく、RC 規準 (2010) 第 17 条に定める通常の定着方法を用いてかまいません。</p>	
58	P.204 L22	<p>壁式鉄筋コンクリート造に関して、告示 H13-1026 号第 2 第一号においてコンクリートの設計基準強度 <math>F_c</math> の下限値を <math>18\text{N/mm}^2</math> と規定しています。また、同告示の前身である告示 S58-1319 号 (以下「旧告示」) では旧単位系で <math>180\text{kg/cm}^2</math> と規定されました。</p> <p>旧告示制定以前の壁式鉄筋コンクリート造の建築物で設計基準強度が <math>18\text{N/mm}^2</math> 未満で設計されたものについて増改築を検討するにあたって、コア抜き等による躯体コンクリートの圧縮強度が <math>18\text{N/mm}^2</math> 以上であることが確認された場合は、現行規定 (<math>F_c \geq 18\text{N/mm}^2</math>) に適合しているものと見なすことが可能でしょうか。</p>	<p>既存の壁式鉄筋コンクリート造の建築物について、例えば (一財) 日本建築防災協会「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・同解説」第 2 章 2.3 本調査～2.5 材料強度の設定を参考にするなど、妥当な方法を用いて設定した建築物全体のコンクリートの推定強度が <math>18\text{N/mm}^2</math> 以上である場合は、現行の告示第 2 第一号の規定に適合するものとして取扱うことができます。</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 <math>T</math> 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</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 <math>T</math> の計算は、引き続き用いることが可能です。</p>	-

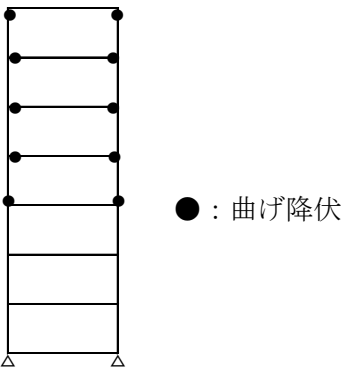
No.	頁	質問	回答	2007 No.
		が、どのように扱えばよいか。		
44	P317 L1～ L2  P649 L24～ 27	<p>鉄筋コンクリート造の一次設計にあたって断面の許容応力度の検討の代わりに部材の許容耐力を超えないこととして間接的に確かめる方法について、2007 版解説書では RC 規準 (1999) が例示されていましたが、2015 版解説書では RC 規準 (2010) に変更されています。付録 1-3 の③許容耐力も同様です。</p> <p>一例として柱の長期許容せん断力は、RC 規準 (1999) と RC 規準 (2010) で耐力が異なっていますが、RC 規準 (1999) の採用に問題はあるでしょうか。</p>	<p>どちらの規準を用いても問題ありませんが、例えば許容せん断耐力式については設計用せん断力との組み合わせが変わらないように使用するなど、適用する規準に対応した適用範囲や条件を遵守する必要があります。</p> <p>ただし、付着に関しては、RC 規準 (1999) の方法を一次設計における許容応力度の検討に用いることはできないため、RC 規準 (2010) の(16.1)式～(16.4)式を用いるものとして下さい。(2007 版解説書についての質疑(番号を右の欄に記します)でも同様の趣旨が示されています。)</p> <p>なお、質疑 No. 2 の回答にある通り、最新の解説で参照された規準・指針類が修正された場合は、最新の記述を優先するのが原則です。その他、類似の質疑として No. 32 も参照してください。</p>	65, 110
45	P.319 L22～  P.669 L5～7	<p>開口付き鉄筋コンクリート造耐力壁の開口補強の検討について、</p> <p>①RC 規準 (2010) によることができると記載されていますが、同規準と告示の規定とで、耐力壁の幅 <math>l</math> や高さ <math>h</math> など各部の寸法の取り方が異なる場合があります。RC 規準 (2010) を適用する場合であっても告示に規定された変数については告示の定義に従うべきでしょうか。</p> <p>②構造計算ルート 1 及びルート 2 では、RC 規準 (2010) 15 条 2. (3) ii) において示された安全性の検討を準用し、同規準に規定された設計せん断力を用いて RC 規準 (2010) 19 条第 7(5) に規定する開口補強筋の検討を行うことが可能でしょうか。</p> <p>③構造計算ルート 3 では、メカニズム時に負担するせん断力を用いる代わりに、②同様に RC 規準 (2010) 15 条 2. (3) ii) を準用した設計せん断力を用いて開口補強筋の検討を</p>	<p>①開口補強の検討を RC 規準 (2010) に基づき行う場合は、同規準における定義を採用するものとしてください。ただし、当該部分の記述は開口補強の検討の扱いを示したものであり、平 19 国交告第 594 号第 1 第三号に基づく壁の耐力や剛性の低減の検討にあたっては、同告示の定義による必要があります。</p> <p>②及び③については、いずれも RC 規準 (2010) 15 条を準用することはできません。構造計算ルート 1 及びルート 2 についてはそれぞれの解説 (P. 381、P. 385) に規定された設計用せん断力を用いて検討し、構造計算ルート 3 についてはメカニズム時せん断力を用いる必要があります。(質疑 No. 8 の回答 8) に同趣旨の記述があります。)</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		行うことが可能でしょうか。		
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ができる」とされています。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（浮き上がり考慮した解析）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>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>基礎梁が十分に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になります。</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年版等を参考に、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10mm程度、粘土質地盤で20mm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> <p>なお、浮き上がり考慮した解析の際、短期許容引き抜き力を超えない範囲でくいの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、基礎梁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、地震時にくいが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.322 L35～  P.323 L13	<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</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</p>	



No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>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 <math>C_0 \geq 0.05</math> 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>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.323 L23	<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 <math>C_0=0.25</math> 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。）</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
14	P.325	<p>使用上の支障の検討（平 12 建告 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 <math>D/L &gt; 1/10</math> 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 <math>1/250</math> 以下を満足しなくても良いと考えてよいでしょうか。</p>	<p>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。</p>	
18	P.336 L5  P.337 L27	<p>変形床や非剛床がある場合の偏心率の計算に関して、P. 336L5 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. 337L27 では「剛床仮定の下で計算する」としていません。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。</p>	<p>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。</p> <p>※本質疑は、正誤としても対応しています。</p> <p>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。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
5	P.339 L22 ※2刷、 3刷→ L19 ※4刷→ L20	<p>「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「<math>C_0=1.0</math> 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。</p>	<p>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 <math>C_0=1.0</math> 以上に替えて、「各構造について定められた最大の <math>D_s</math> に基づき、<math>C_0 (1.0 \text{ 以上}) \times D_s</math> を用いた方法」によることも可能です。この場合、<math>D_s</math> の数値については下記によることが考えられます。</p> <p>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</p> <p>2) 上記以外の場合…RC 造 0.55、S 造及び SRC 造 0.5</p> <p>* … 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①～⑪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⑥～⑪の条件を満たすことが必要です。</p> <p>なお、<math>F_{es}</math> 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。</p>	—
63	P.342 L23	<p>保有水平耐力の算出にあたり、外力分布として <math>Q_{un}</math> 分布を採用できる条件のうちイ)・ロ) について、</p> <p>①イ) に「<math>A_i</math> 分布に基づく外力分布による崩壊形が全体崩壊形となる建築物・・・」という記載がありますが、保証設計を満足しない場合（例えば、連層耐力壁が 1 階脚部で曲げ崩壊形となるが、上層階で保証設計のせん断力割増し 1.25 倍を満足していない階がある場合）でも、全体崩壊形と見なしてよいでしょうか。</p> <p>②ロ) に「崩壊層以外の層について、別途求めた崩壊形が全体崩壊形となると確認されたとき」とあります。崩壊層以外の層について全体崩壊形を確認する方法として、例えば、図 6.2-7②-2 の場合については、P.395 L21～22 にある通り、部分崩壊層の耐力を十分大きくした別モデルを作成し、<math>A_i</math> 分布に基づいて増分解析すればよろしいでしょうか。</p>	<p>①保証設計を満足しない階がある場合でも、増分解析の結果が図 6.2-7①など P.343 L13 に示す全体崩壊形としての条件に該当するような状態となることを確認した場合には、全体崩壊形と見なして <math>Q_{un}</math> 分布を用いて解析することができます。このとき、保証設計を満足しない柱及びはりの種別は FD と、耐力壁の種別は WD として <math>D_s</math> を定める必要があります</p> <p>②お示しいただいた方法によることで構いません。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
46	P.342 L37	<p>保有水平耐力の算出にあたり、外力分布として <math>Q_{un}</math> 分布を採用できる条件のうちハ) について、</p> <p>①「特別な調査又は研究によって…確認された時」とありますが、適用にあたり、振動解析等に基づき安全性を確認することが必要になりますか。</p> <p>②下層に最大の <math>D_s</math> を設定して <math>Q_{un}</math> 分布によって保有水平耐力を計算する下図のような場合、下層が鉄筋コンクリート造純ラーメン構造であれば「最大の <math>D_s</math>」として <math>D_s=0.45</math> とすることが可能ですか。また、下層においてせん断破壊が生じたり、下層の崩壊形が局部崩壊になることは許容されますか。</p>  <p>● : 曲げ降伏</p> <p>③各層で <math>F_{es}</math> が異なる建築物について、<math>A_i</math> 分布に基づく外力分布によって得られる保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回らない層が存在し、当該層にて部分崩壊や局部崩壊が生じないことを確かめた場合、各層の保有水平耐力について <math>F_{es} \cdot A_i</math> 分布を用いて算定してよいでしょうか。</p>	<p><math>Q_{un}</math> 分布の適用は、P. 342 L15 にある通り、外力分布形状の影響で元来十分な水平強度を有する層の保有水平耐力が適切に評価できないような場合があることから設けられたものです。したがって、このような不合理を解消するためのやむを得ない場合を除き、まずは平面的、立面的にバランスの良い構造計画とすることで解決するという対応が望まれます。回答については以下の通りです。</p> <p>①ここで例示された方法によって検討する場合は、振動解析は不要です。</p> <p>②鉄筋コンクリート造純ラーメン構造の場合は、昭 55 建告第 1792 号第 4 第四号イに示される最大の <math>D_s</math> は 0.45 なので、<math>D_s=0.45</math> で構いません。</p> <p>なお、下層において最大の <math>D_s</math> を用いている場合は、下層の部材の保証設計は不要となりますが、上層が崩壊形に達する時に、下層にせん断破壊や局部崩壊は生じないものとする必要があります。</p> <p>③ご質問のような条件の場合には、<math>F_{es} \cdot A_i</math> 分布に基づく外力分布を用いて層の保有水平耐力を算定することができます。</p>	

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、 3刷、4 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、 3刷、4 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がありますが、「1階下部のQf×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んので、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」と書かれていますが、規定の式とは「告示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「告示1793号第3の式」のことであります。告示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できるとされています。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<math>C_0</math>の割増し（鉄骨造ルート1）や筋かい架構の<math>\beta</math>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<math>C_0 \geq 0.2</math>とした場合の応力について検討する」ことでよいでしょうか。</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"> <li>1）令第88条第4項の地下部分の地震力</li> <li>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</li> <li>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</li> </ol> <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係る部分を除き、相応した割増し等を考慮する必要はありません。</p>	
64	P.354 L27	<p>鉄骨造に関する構造計算ルート1-2（告示H19-593号（地震力によって地上部分の各階に生ずる水平方向の変形を把握することが必要であるものとして、構造又は規模を限って国土交通大臣が指定する建築物）第一号ロ）では、適用条件で積載荷重による制限（1200N/m<sup>2</sup>未満）があります。たとえば積雪量が多い区域などで積雪荷重が上記の制限値を超える場合がありますが、法令上の「積載荷重」ではないため、ルート1-2を適用できると考えてよいでしょうか。</p>	<p>そのように考えて差し支えありません。</p>	20

No.	頁	質問	回答	2007 No.
38	P.364 L26～ 30	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。	告示 H19-594 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。 なお、この扱いはルート 1-2 及びルート 2 (告示 S55-1791 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。	
39	P.365 L24	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、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。 ①2007 版解説 P. 328 L8 で「…一对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。  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。	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。 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、脆性破壊と見なせずに告示 (S55-1792 第 3) の規定を適用することができます。	
27	P.381 L23 ※4 刷 →L25	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 年版 P. 381 にはありません。 一方、RC 規準 2010 P. 169 の 26 行目～28 行目には「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	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。 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。 (なお、上記の通り本質疑は正誤としても対応しています。)	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		ます。 RC規準 2010 と同じように、通常の場合は $Q_L=0$ として計算してもよいでしょうか？		
19	P.381 L32 ※4刷 →L34 P385 L18	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。	そのように扱って結構です。RC規準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)に示す方法で検討することが考えられます。	29 65
71	P.381 L34 P.385 L16 P.386 L15 P.653 L25	鉄筋コンクリート造の構造計算ルート1及び2における靱性の確保に関し、柱及びはりの設計について「③①で求めた設計用せん断力( $Q_b$ )によって付着割裂破壊が生じないことを確かめる。」としています。この検証に対して、付録1-3.1では靱性指針を参照し、かつ設計用付着応力度として(付1.3-22)式(同指針の $\tau_f$ )を用いることとしており、告示で規定された $Q_b$ の状態と対応していません。この部分に関して、  ①付録にあるように、設計用応力度として $Q_b$ ( $Q_b$ の状態における付着応力度)を用いず、他の指針等の数値を使うことは規定上認められるでしょうか。  ②また逆に、(付1.3-22)式によらず設計用せん断力 $Q_b$ を用いて検討することは可能でしょうか。	鉄筋コンクリート造部材の設計用せん断力 $Q_b$ については、告示H19-593等では「 $Q_L+nQ_e$ (存在応力を一定の係数で割り増して計算した数値)」または「 $Q_0+Q_y$ (部材両端の曲げ降伏を想定した数値)」のいずれか小さい数値とすることが定められています。付録1-3.1における記述は、靱性指針が架構の十分な塑性化を想定したものであることから、安全側の仮定として後者の式( $Q_0+Q_y$ )を採用することを念頭に示されたものです。  回答については、それぞれ、次の通りです。また、関連する質疑No.19及びNo.33も参照ください。  ①上記の通り(付1.3-22)式は告示の規定に適合するものとして取り扱うことができます。他の指針等についても、同様に整理できるものであれば採用可能です。  ②検討断面における鉄筋の付着応力度(存在応力)を直接計算できる場合には、設計用せん断力 $Q_b$ を用いて付着割裂破壊の検討を行うことができます。  例えば、 $Q_b$ の状態(すなわち $M_b=ML\pm nM_E$ 、 $N_b=N_L\pm nN_E$ の状態)で塑性ヒンジが生じていない(弾性状態の)柱及び梁については、	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>③明らかに応力が小さく問題ない場合、この検討（付着割裂破壊）を省略できるでしょうか？</p>	<p>適切な方法で求めた主筋の引張応力度 <math>\sigma_s</math> を RC 規準(2010)16 条 1 項(4) 3)の(16.5) 式中の <math>\sigma_y</math> の値として代入して、同項に規定された大地震動に対する安全確保のための検討を行うことで、付着割裂破壊の検討とすることができます。</p> <p>③現状で「問題ない場合」として想定されるのは次のような場合であり、いずれかに該当する部材については付着割裂破壊に関する具体的な検討を省略することができます。</p> <p>(2007 年版の質疑 No. 29 及び No. 65 に示した内容と同等です。)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・構造計算ルート 1 またはルート 2 で、荒川式の適用範囲内の部材を用いて告示の検討式を満たすことが示された場合（カットオフのない部材に限る）</li> <li>・<math>Q_0</math> 時点の付着に関する存在応力を計算し、RC 規準の短期許容付着応力度以下であることを確かめた場合（②で例示した手法）</li> </ul>	
28	P.385 L28～	<p>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 <math>\Sigma 1.8 \alpha A_c \geq ZW_{Ai}</math> 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</p>	<p>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く、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。</p>	64
47	P.390	<p>昭 55 建告第 1792 号第 4 第四号ハにおいて、鉄筋コンクリート造による階の構造特性係数 <math>D_s</math> を <math>\beta_u</math> に応じて定めることとしていますが、<math>\beta_u</math> については「…保有水平耐力の数値で除した数値」と規定されています。<math>\beta_u</math> を <math>Q_u</math> 算定時とすることは可能ですか。</p>	<p>同告示第 4 第一号において各部材の種別を計算する際の状態として「<math>D_s</math> を算定しようとする階が崩壊形に達する場合」と規定しており、原則として <math>D_s</math> 算定時（メカニズム時）となります。</p> <p>ただし、せん断破壊する耐力壁部材を有する階について、やむを得ずその強度を維持したまま部材種別判定のための応力算定を行う場合は、当該階の保有水平耐力はせん断破壊時点となり、その状態で <math>\beta_u</math> を算定することになります。</p>	



No.	頁	質問	回答	2007 No.
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、告示 S55-1792 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させていただきます。	
20	P.393 L1～9	RC造部材の平均せん断応力度 $\tau_u$ 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。 また、 $\sigma_0$ 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。 $\tau_u$ に用いるものと異なっていますが問題ありませんか。	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、 $\tau_u$ に関してははりの腰壁・垂壁部分の効果が、 $\sigma_0$ に関しては柱の袖壁部分の効果が、それぞれ不明確であったため、表現を改めたものです。	
41	P.393 L18  ※2刷、 3刷、4 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有	P. 398 L26 に示したように、 $D_s$ (及びそれに基づく必要保有水平耐力) 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。その一方で保有水平耐力は、 $D_s$ 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、質問は後者の保有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、保有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	25, 62, 90, 132

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		水平耐力を決定してよいでしょうか。	ずる可能性が高いので、その影響も適切に評価する必要があります。	
21	P.393 L29 ※2刷、 3刷、4 刷→ L28	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。	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 $\tau_u/F_c$ 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。	
15	P.394 L17 ※2刷、 3刷、4 刷→ L16	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>なお、解説書の中で、「<math>D_s</math>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年版の「崩壊メカニズム時」が「<math>D_s</math>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>	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>「<math>D_s</math>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<math>D_s</math>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、<math>D_s</math>算定時と呼び区別しています。</p>	
48	P.395 L20	鉄筋コンクリート造架構の崩壊形に関して、部分的に崩壊形を形成していない階について余耐力法を用いることができる旨の記載がありますが、解説にある層間変形角が1/50を超えた時点の応力状態を用いれば、「大半(たとえば70%以上)の階では、柱及び耐力壁の塑性ヒンジが生じ」とある条件を満たさない場合でも、階の崩壊形を求めるために余耐力法を適用してよいでしょうか。	塑性ヒンジが十分に形成されていない架構については、特に柱の軸力が適切に推定されない場合がある等の理由から、余耐力法を適用することは適切ではありません。このような場合は十分に塑性ヒンジが形成される状態が得られるよう、より大きな層間変形角まで解析を続行するなどしてください。	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
65	P.396 L10～	<p>鉄筋コンクリート造柱はり接合部の設計について、</p> <p>①図6.4-16の接合部設計用せん断力の解説では、<math>T_u</math>を材料強度に基づく引張力としています。これはP.396 L16に示す通り同図がはり降伏型を想定しているためと考えられますが、<math>D_s</math>算定時にヒンジを生じていない節点においては、<math>T_u</math>を<math>D_s</math>算定時の応力に基づく引張力としてよいでしょうか。</p> <p>②設計用せん断力<math>Q_{dju}</math>に関する割増し係数<math>\alpha</math>が1.1以上と定義されています。次のように鉄筋強度の割り増しを行った場合は、<math>\alpha=1.0</math>として良いのでしょうか？ 柱・梁主筋強度割り増し=1.1倍 帯筋・あばら筋強度割り増し=1.0倍</p> <p>③「これらを満たさない場合、接する柱部材の種別をFDとする方法もある。」と記載されています。この記述に従い柱部材の種別をFDとする場合、柱はり接合部の検討は不要と考えてよいでしょうか。</p>	<p>①ご質問の記述の直前(P.395 L35～P.396 L9)に、急激な耐力の低下の防止に関する考え方の原則を示しています。ヒンジが生じていない節点に関しては、お示しいただいた方法によることが可能ですが、ヒンジが生じている場合と比較して作用応力の上昇などの不確定要素がより大きくなる可能性も考えられ、質疑No.48で示した「十分に塑性ヒンジが形成される状態」となっているなど、部材応力の大きな変動(上昇)がないと見なせることを確かめるか、割増し係数に十分な余裕を持たせることとしてください。たとえば、余耐力法を用いても曲げ降伏しないことが確認できた場合には、余耐力法の結果から推定した応力を用いて検討することができます。なおこれらの場合でも<math>\alpha(\geq 1.1)</math>は別途考慮する必要があります。(②参照)</p> <p>②ご指摘のような鉄筋強度の設定はせん断破壊を防止するためのものと推測されますが、<math>\alpha(\geq 1.1)</math>は接合部の破壊を防ぐための係数であり、目的が異なります。したがってお示しいただいた方法は採用できません。<math>\alpha(\geq 1.1)</math>を乗ずるものとしてください。</p> <p>③接する柱部材の種別をFDとした場合は、ここに示された終局の検討は不要(短期の検討は必要)となります。ただし、解析で確認した保有水平耐力時の存在応力が接合部の終局強度以内であることは別途確認しておく必要があります。</p>	
49	P.396 L11	<p>鉄筋コンクリート造柱はり接合部の設計について、</p> <p>①「このほか、RC規準(2010)の安全性確保のための検討によることもできる」と記載されていますが、RC規準(2010)の15条((15.10)～(15.13)式)の検討を行えば、終局強度に対する検討は不要と考え</p>	<p>①左記のRC規準(2010)の検討によることで、終局強度に関する検討は不要です。 (15.11)式の適用はRC規準(2010)の規定によることで構いませんが、安全側の検討になるよう、<math>M_y</math>はご質問の方法で評価することもできます。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>てよいのでしょうか。</p> <p>また、(15.11)式を用いる場合、梁の降伏曲げモーメント <math>M_y</math> に、材料強度の割増しやスラブ筋の効果を考慮する必要はあるのでしょうか。</p> <p>②FD としない場合の検討として、解説に示された「P.396～に示す検討」「RC 規準 (2010) の検討」以外にどのような方法がありますか。</p>	<p>②現状では、左記のいずれかの方法による必要があります。</p>	
50	P.398 L3～	<p>鉄筋コンクリート造純ラーメン架構の柱はり接合部内に通し配筋する大ばりの主筋の径の検討に関し、2007 版解説書の「望ましい」の表現が「満たすようにする」となりました。</p> <p>規定の式 (<math>\frac{D}{d} &gt; \frac{f_s}{3.6(1.5+0.1F_c)}</math>) の検討は必須とされたということでしょうか。</p>	<p>規定の式は RC 規準 (2010) の(17.3)式と同じものです。この検討は通し配筋となるはり主筋の定着を確保するため必要となるものであり、規定の式を満足しない場合には付着劣化を生じ、最終的には主筋の抜け出しや付着割裂破壊に至る恐れがあります。質疑 No. 40 の回答にある通り、付着割裂破壊は「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」(昭 55 建告第 1792 号第 4) であり、付着に関する特別な検討を行わない場合は、この式によって検討するものとしてください。</p> <p>なお、RC 規準 (2010) の解説表 17.1 及び解説図 17.18 に柱せいとはり主筋径との比に関する図表が示されており、これを用いることもできます。</p> <p>(なお、当該記述に関し、変更部分であることを示す欄外の線が付されていませんでしたので、正誤として対応しています。)</p>	
51	P.401 L10	<p>鉄筋コンクリート造の保有水平耐力の確認にあたって、<math>D_s</math> 算定時の他に保有水平耐力時の応力に対し保証設計を行うことが記載されています。<math>D_s</math> 算定時と保有水平耐力時の応力が異なる場合は、必ず 2 つのケースで保証設計を行う必要があるのでしょうか。たとえば外力分布が同じである場合には、<math>D_s</math> 算定時のみで保証設計を行ってよいのでしょうか。</p>	<p>外力分布や支持条件などの条件を変えずに一連の解析として保有水平耐力及び崩壊メカニズムの確認を行うなど、<math>D_s</math> 算定時の方が設計条件として厳しいことが示せる場合には、<math>D_s</math> 算定時のみの検討とすることができます。</p>	
52	P.402 L13	<p>鉄筋コンクリート造部材の保証設計に用いるせん断割増しの係数 <math>n</math> について、高強度材料に関しては「別途適切な <math>n</math> を用いる。」とありますが、</p>	<p>高強度材料のうち高強度せん断補強筋に関しては、構造計算方法に関する第三者機関の評定や技術証明等を取得することが多く、その場合は係数 <math>n</math> はそれらに示された数値を用</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		どのような考え方に基づいて設定すればよいでしょうか。	いるものとしてください。	
66	P.445 L19	<p>屋根ふき材等の構造計算に関して、告示 H12-1458 号（屋根ふき材及び屋外に面する帳壁の風圧に対する構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）では、帳壁に使用するガラスの構造計算に用いる係数 <math>k_1</math>、<math>k_2</math> の数値を定めています。告示に規定される以外のガラスについて、旧法第 38 条の建設大臣の認定を受けて用いられたものに関しては、「…構造計算は適切な耐力試験の結果又は技術資料等（中略）に基づいて行う必要があります…」とある部分の記述に基づき、使用することが可能でしょうか。</p>	<p>大臣認定や指定性能評価機関などによる第三者の技術評価は、ここでいう「適切な耐力試験の結果又は技術資料」にあたりと考えられます。なお、P.16 L22 の「1.5 特別な調査・研究等の扱いについて」に示す取り扱いの原則も参考としてください。</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>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「<math>\alpha=1.0</math> 以上 <math>\alpha=1.3</math> (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>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</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			<p>があります。この場合には、P. 618L14 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 ※4刷 →L22	<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 <math>M_p</math> ではなく「鋼構造塑性設計指針」による <math>M_{cr}</math> 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 <math>M_p</math> を用いることを前提としています。降伏耐力として <math>M_{cr}</math> 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 <math>M_p</math> を用いているかを確認しておく必要があります。</p>	
53	P.621 L32 ※4刷 →L35 ～ P.623 L18	<p>鉄骨造部材の横補剛間隔の設定法として、均等間隔で設ける方法及び端部に近い部分に設ける方法の二つの例示があります。これらの留意事項について、P. 623 L18 では横補剛材の検討水平力として「圧縮側合力の2%」(当該部分で参考文献とされている日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」における塑性ヒンジ部では <math>F=0.02 \cdot \sigma_y \cdot A/2</math>) を用いることが示されていますが、設定法によらずこの水平力を用いる必要があるのでしょうか。例えば、横補剛材をヒンジ領域外のはり端部に近い位置に設ける場合、補剛材を設ける位置の曲げモーメントから算出 (<math>F=0.02 \cdot M/h</math> 等) することが可能でしょうか。</p>	<p>横補剛材の位置にかかわらず、留意事項で示された方法で合力を設定した上で横補剛材の強度と剛性を確保する必要があります。</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)。本設計法の適用範囲はあくまでも耐震柱のみでしょうか。</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。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
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 <math>e</math> (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 <math>e</math> 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 <math>Q_{fu}</math> が <math>Q_{bu}</math> 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	<p>露出型柱脚のせん断耐力 <math>Q_u</math> 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 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>	<p>出典は次の通りです。</p> <p>・日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」、2006 年 3 月、P.269</p> <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>	
54	P.638 L14	<p>鉄骨造柱脚に用いるアンカーボルトの伸び能力に関する検討に関し、アンカーボルトの長さ <math>l_b</math> の算定について 2007 版解説書ではベースプレート下端からの長さでしたが、2015 版解説書ではベースプレート上端からになっています。どちらを用いても構いませんか。</p>	<p>アンカーボルトの長さの算定に関しては、オリジナルの文献 24 の提案式では下端からの数値を用いていましたが、その後、日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」において改めて上端からの数値を取ることとして示されたため、修正したものです。したがって、2015 版解説書にあるとおり、ベースプレート上端からの数値を用いることとしてください。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
7	P.640 L24 ほか ※4刷→ L25	<p>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 <math>fb_1</math> の計算が、</p> $fb_1 = 1.5 \times 325 / 1.3 = 375 \text{ N/mm}^2$ <p>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 <math>fb = F / 1.3</math> 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 (<math>=F</math>) を超えてしまいます。法的に問題ないのでしょうか？</p>	<p>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 <math>Z</math> の数値が、通常と異なる扱い、すなわち、<math>bh^2/6</math> でなく、ここで示す <math>fb_1</math> (<math>1.5F/1.3</math>) 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 <math>fb_1</math> 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 (<math>F</math> 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、<math>fb_1</math> の設定の妥当性についての確認が必要です。</p>	92
55	P.640 L30 他 ※4刷→ L31 他	<p>鉄骨造柱脚のベースプレートの板厚の引張側の検討に関し、アンカーボルトの反力 <math>P</math> の計算に用いるアンカーボルトの断面積 <math>A_b</math> をアンカーボルト軸部の断面積 (<math>707 \text{ cm}^2</math>) としています。ねじ部の断面積 (<math>621 \text{ cm}^2</math>) で検討することは可能でしょうか。</p>	<p>この検討は、確実にアンカーボルト軸部の降伏が先行することを担保するために行っています。したがって、ねじ部でなく軸部の断面積を用いて計算する必要があります。</p>	
43	P641 L25～ P642 L12 ※4刷→ L30 ～ 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 <math>Q_c = 0.31 \cdot \phi_1 \cdot \sqrt{F_c \cdot A_c}</math> 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 <math>\phi_1</math> 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</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>	



No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>設計指針・同解説 2010 改定」 p. 36 (6)式に準拠しており、<math>\phi 1</math> は短期荷重用の低減係数 0.6 (<math>\approx 2/3</math>) 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のですが、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 <math>Q_{bu}</math> の計算に基準強度 <math>F</math> 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>③については、設計例は P. 631 L31 に示されており露出型柱脚の全塑性耐力時のせん断耐力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 <math>F</math> 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 (<math>A_c</math>) を 363825 としていますが、どのような考え方に基づくもののでしょうか。</p>	<p>本検討例での <math>A_c</math> 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. 639L21 にも同じ名称の変数 <math>A_c</math> 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 版では <math>F_c</math> の値を用いています。短期許容応力度の値を用いるか、<math>F_c</math> 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 (<math>F_c</math>) を用いて計算することは差し支えありません。</p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
32	P.648 L24～ 32	RC 規準 2010 の安全性確保のための検討は、328 ページの図 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。	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、告示 H19-593、S55-1791、H19-594 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。 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の検討に替えることはできないので注意してください。	
56	P.649 L31～ 39  P.653 L25～ 28  付録 1-3.1	鉄筋コンクリート造のはりの検討のうち付着に関する許容耐力について、RC 規準 (2010) の 16 条 1. (4) 2) の損傷制御の検討 ( $QD/\Sigma(\phi \cdot j)$ ) が参照されています。一方、ルート 1 及びルート 2 の場合、保証設計としてそれぞれ平 19 国交告第 593 号又は昭 55 建告第 1791 号に基づく地震時せん断力の割増係数による設計せん断力を用いて計算することが規定されていますが、この告示の設計せん断力に基づいて上記 RC 規準 (2010) 16 条の検討を行えば、付着に関しては終局強度(付着割裂破壊)の検討を省略することが可能でしょうか。	ルート 1 及びルート 2 の大地震時の検討に関しては、2015 版解説書の 6. 4. 2 項や 6. 4. 3 項を参照してください。付着に関する許容耐力の検討(一次設計)は一体性の確保のための計算であり、二次設計で行う付着割裂破壊の防止の検討とは目的が異なります。したがって、地震時せん断力の割増しを行った場合でも、RC 規準の損傷制御の検討によって終局強度の検討を省略することはできません。 (質疑 No. 19、No. 32、No. 44 も参照のこと。)	65, 110
57	P.660 L23～ 24	カットオフ筋を有する柱及びはりの付着割裂破壊に対する安全性の検討として、(付 1. 3-20) 式～(付 1. 3-22) 式を用いてよいことが示されています。 一方、日本建築学会「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」(以下「靱性指針」) p. 175 (6. 8 付着に対する設計/6. 8. 1 設計方針) の 3～4 行目では、「ただし、設計用作用せん断力が、付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 $V_{bu}$ を下回ることを確認すれば、付着強度を確保しなくてもよい」としてい	カットオフ筋を有する部材の付着割裂破壊について(付 1. 3-20) 式～(付 1. 3-22) 式に基づく検討を行う場合には、質問にあるただし書きを適用することはできません。 靱性指針の付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 $V_{bu}$ は、主筋の付着力、せん断補強筋の引張力、およびコンクリートの斜め圧縮力が釣り合うトラス機構に基づき導出されるせん断強度であり、これは主筋が通し配筋の場合に適用できる考え方です。そのため、これをカットオフ筋の検討に適用することはできません。	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>ます。</p> <p>大ばりの中央でカットオフされたはり主筋の必要付着長さが（付 1.3-20）式～（付 1.3-22）式を満足しない場合に、靱性指針の上記のただし書きに基づき <math>V_{bu}</math> の検討を適用してよいでしょうか。</p>		
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はありますが、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 <math>d</math>）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 <math>\Delta\sigma</math> 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、<math>\Delta\sigma</math> 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、告示 H12-2464 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>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
67	P.664 L8～  付 1-3	鉄筋コンクリート造の耐力壁に開口を設けた場合に関して、「RC 規準 (2010) 19 条 4 項の低減率 $r$ をせん断終局強度に対する開口低減率として用いることの技術的妥当性は確認されていない」と記述されていることから、許容耐力は RC 規準 (2010) を採用し、終局耐力は告示 (告示 H19-594 号 (保有水平耐力計算及び許容応力度等計算の方法)) 第 1 第三号イ (3) に示すによる低減率 $r_2$ を採用することが可能でしょうか。	お示しいただいた方法によることで構いません。	
34	P.679 L26～ 31  ※2 刷、 3 刷、4 刷→ L26～ 34	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「部材のせん断破壊防止」についても省略して良いのでしょうか。	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) 「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、 3 刷、4 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しなして T 形又は十字形の場合の方法を採用してよいのでしょうか。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、 $\kappa$ 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。	
68	P.739 L12	付録 1-6.2 「ピロティ階の層崩壊形式及び全体崩壊形を許容する設計法」のうちピロティ階の層崩壊となる場合、 $A_i$ 分布に基づく外力分布による増分解析で未崩壊層となる上階について、当該部分のみを取り出してさらに増分解析を行って $D_s$ を算出する必要がありますか？その計算を行わない場合、全体曲げとなる場合のように各階の $D_s=0.4$ とするか、あるいは崩壊形を確かめていない階	ピロティ階の層崩壊となる場合でも、原則として上層階の $D_s$ を算出する必要があります。そのための方法として、ピロティ階の強度を上げて上層階のみでメカニズム状態を確認して部材種別を判定することができます。取り出した上層階が連層耐力壁架構の場合、2007 年版に関する質疑 No. 105 で示されたように、最下階 (この場合はピロティ階の直上階) の壁脚部が曲げ降伏してメカニズムに達する場合に全体崩壊形と見なすことができるという扱いを適用できます。	105

No.	頁	質問	回答	2007 No.
		<p>としてDs=0.55(最大値)を採用することとなるのでしょうか。</p>	<p>なお、上層階について各階の構造形式に応じた最大のDsを採用する場合には、上層階のメカニズム状態の確認を省略することができます。</p>	
35	<p>P.773 L17～ 19</p> <p>※3刷、 4刷→ L32～ 35</p>	<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>&lt;ケース1(令第137条の2第一号イ)&gt;</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及び告示H17-566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ついては、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><del>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。</del></p> <p><del>つまり法第20条について既存不適格である高さが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増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。</del></p> <p><del>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</del></p>	

No.	頁	質問	回答	2007 No.
			<del>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とはできません。</del>	
69	P.775 付図 2.2  P.777 L10 ※3刷、 4刷→ L4	<p>令第137条の2第三号イの規定を適用して基準時の延べ面積の1/20以下かつ50㎡以下の増改築を行う場合や令第137条の12の規定を適用して大規模な修繕・模様替えを行う場合は、既存部分は「構造耐力上の危険性が增大しない」と規定されております。</p> <p>この規定に関して、例えば既存建築物内で「改築」を行い、それに伴って荷重増となった場合、改築後の部材断面に発生する応力度が明らかに許容応力度以下でも「危険性が増大した」と判断しなくてはならないのでしょうか？</p> <p>また、そのように判断された場合改築自体が不可能なのか、もしくは荷重増となった場合でも改築前の部材の検定比以下となるような補強を行う必要があるのでしょうか？</p>	<p>「構造耐力上の危険性が増大」とは、既存不適格建築物の既存不適格の部分の規定の不適格の度合いが大きくなることや、現行法適合の部分の規定が法不適合となることを指しているものです。このため、ご質問のように増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部材にかかる応力度が許容応力度以下の場合、検定比が大きくなったとしても、そのことをもって危険性が増大するとは扱いません。なお、これらの判断にあたっては、当該増改築により影響を及ぼす規定について適切に検証する必要があります。</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)
- 2017/8/1 追加(質疑 No.44 から No.57 まで)  
3刷対応追加(No.4,5,7,11,15,19,21,22,24,26,34,35,41)
- 2018/2/5 追加(質疑 No.58 から No.69 まで)
- 2018/2/13 修正(No.61 質問中の式番号の参照)
- 2018/9/14 追加(質疑 No.70 及び No.71)