

建築構造設計指針 2010 Q&A

2011 年 10 月 21 日

監修 東京都建築構造行政連絡会

(社)東京都建築士事務所協会 構造技術専門委員会

建築構造設計指針 2010 Q&A(1)

No.	章	頁	質問内容	回答
1	共通	-	講習会にて使用していました、目標耐震性能などに関するパワーポイントの内容をホームページ等で、閲覧・印刷等が、できる様にしてほしい。	2010 年 10 月号に主要な内容を日事連の機関紙「Argus-eye」に掲載しましたので、参照ください。
2			増築等に関する審査要領について、もう少し詳しい内容を聞きたいので、講習会を開いて欲しい。また、12 条 5 項の規定に基づく報告書についても、講習会をあわせて開いて欲しい。	詳細な内容は、行政の窓口にお問合せ下さい。
3	1 章	P14	「一方、限界耐力計算は計算が複雑ではあるものの、建物の動的性状を手計算で大まかに……」の文章で動的性状を手計算で大まかにとはどういうことでしょうか。 限界耐力計算は電算ソフトの増分解析等で確認しなければ、現実的に設計できないと思います。手計算で確認することは可能でしょうか。	限界耐力計算は、建物を 1 質点系の振動モデルに置換して、地震動の加速度応答スペクトルから応答せん断力と変形が算出できるようにした計算法です。すべての部分を手計算で行うことは大変な作業となりますが、応答値などの概算値は手計算で容易にチェックすることができます。
4		P25	鉄筋の定着長について P25 表 1-5-3 の改正点で梁鉄筋の定着長さ 40d と記載されています。 令 73 条は改正されていませんが、どのような理由で、改正に至ったのでしょうか。	平成 19 年施行の改正政令により、旧令第 73 条 5 項の除外規定が削除され、令第 36 条に統合された結果、ルート 1、ルート 2 の計算では、3 項に規定されている梁の柱への定着長 40d は必須条件となりました。 本指針改定後の平成 23 年 5 月 1 日に施行された改正政令第 73 条第 3 項のただし書きおよび新設の告示による構造計算で、安全が確認できる場合には、適用が免除されます。同告示の運用で RC 計算規準 2010 年版 17 条等によることができます。
5	2 章	P48	P48 2-4-3 積載荷重 の書庫の積載荷重について 『日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」に規定された以下の値...』とありますが、同指針(2004 年版)で値を確認することが出来ませんでした。	「建築物荷重指針・同解説 1975 年版」(別紙-1 参照)に記載されています。指針に 1975 年版の荷重指針であることを明記します。
6		P65	P65 「 屋上階の 1/8 以下の面積などの塔屋階は、屋上階の重量に含めて計算する。」とありますが、倉庫がある為に 1/8 以下でも基準法上 4 階とみなされる階の場合の地震荷重の算定方法について御教示下さい。	屋上階の 1/8 以下の面積の部分は、塔屋階として扱い、の重量は屋上階に含めて構造計算することができます。このように扱った方が剛性率の計算結果などが妥当なものとなります。 ただし、1/8 以下の面積であっても基準法上の階となる場合には、計算の合理性には疑問がありますが層間変形角、剛性率・偏心率、保有水平耐力など、法令上「階」に要求される規定を構造計算ルートに応じて満足することが求められます。
7		P71	P71 表 2-52 強度型(ルート 1 や 2-1)の設計ルートの場合、剛性率、偏心率の検討以外の応力解析時のモデル化に袖壁や腰壁などの雑壁を入れなくてよいと記載がある。2007 年版構造関係技術基準解説書では、雑壁もモデル化する(剛性、剛域に見込む)との記載と反する規定であるが、本当によいのか。	技術基準解説書では、雑壁の存在が建物の耐震性に大きく影響するルート 3 やルート 2-3 の建物を対象として雑壁の扱いが記述されています。ルート 1 やルート 2-1 の建物は耐震性能上では十分な量の壁量・柱量を有しているため、部材設計用の応力を決める計算では雑壁に応力を負担させずすべての外力を耐震壁と柱に負担させた方がより強い建物を設計することができます。ただし、腰壁や垂壁の影響を無視した場合の応力割増しは告示に示されているように考慮する必要があるほか、雑壁を含む構造部材は釣合いよく配置しなければならないという原則に則った計画上の配慮を行う必要があります。

建築構造設計指針 2010 Q&A(2)

No.	章	頁	質問内容	回答
8	3 章	P90	P90 木構造、図 3-1-5 に集成材を使用した場合層間変形角 1/200 とありますが 1/150 ~ 1/120 でも可ではないでしょうか。	層間変形角 1/200 については、緩和規定がありません。図中の注にその旨を記載しています。
9		P90	土台への柱のメリ込み(短期時)の計算は必要ですか。	柱の土台へのメリ込みは通常は問題にならないと思いますが、必要に応じて検討する必要があります。
10		P90	ベタ基礎を計画した場合耐圧盤の鉄筋のカブリは、基礎として 6.0cm か土に接する部分として 4.0cm の値を採るのですか。	ベタ基礎として耐圧盤全体で地反力を受ける設計とする場合には、基礎に該当するので、かぶり厚は 6.0cm 必要となります。
11		P97	P97 図 3-2-1 (b) ベタ基礎の場合、左図で根入れ深さ (12cm 以上) で地盤から基礎スラブ下端までとなっていますが、基礎梁下端では？ 又、スラブ配筋がダブル配筋となっていますが、ダブル配筋で指導されるのでしょうか。	根入れ深さ (12cm 以上) は基礎梁下端とすることができます。図は訂正します。スラブ筋の配筋は強度上で問題無ければシングル配筋とすることも可能です。
12		P101	P101 方杖の断面算定について 日本住宅・木材技術センターのグレー本の考えですと耐力壁接合部は許容応力度時の検討です。 方杖の算定も許容時とするべきでしょうか。 又、水平荷重は圧縮側のみ有効と考えるべきですか。	検討は 1 次設計 (許容応力度時) を想定して行っています。ここでは、圧縮側のみ有効として壁倍率を計算していますが、ディテールは引張にも抵抗できる仕様とすることが望ましい。
13		P119	P119 7) 高倍率壁 「しかし、令 46 条第 2 項第一号の規定により行う構造計算については、昭 56 建告 1100 号の規定が適用されないため、壁倍率を個別に算定することにより、5 倍を超える壁倍率で許容応力度計算を行うことも可能である。 (この場合でも令 46 条 4 項の確認は 5 倍までとして確認を行う。) 」とあります。 技術基準解説書 P80 を見れば、令 46 条第 2 項第一号の規定は集成材構造の規定であり、そうであれば従来工法の規定である令 46 条 4 項の規定を集成材工法に適用するのはおかしいのではないか。	この部分は構造計画上、高倍率の壁を設けることは床変形を考慮すると適切でないことを記述しているもので、法律上の解釈を示しているものではありません。しかしながら、表現が適切でないので、「この場合でも令 46 条 4 項の確認に準じて 5 倍までとして検討することが望ましい。」と修正します。

建築構造設計指針 2010 Q&A(3)

No.	章	頁	質問内容	回答
14	6章	P198	<p>P198 2) 梁の構造規定 主筋の配置は、特別の場合を除いて2段以下とする。 上記について、地中梁の場合で、地中梁せいD=3800、配筋の納りを考慮して5段筋配筋とし、多段配筋計算を行って設計しても良いか？</p>	<p>通常は、多段配筋の階段が増えるほど柱等への水平定着長さの確保が困難となるため、先ず、このことに対する十分な検討が必要です。 一方、曲げ材の断面算定における基本仮定で「曲げ材の各断面は材の湾曲後も平面を保ち、コンクリートの圧縮応力度は中立軸からの距離に比例する」とされています(RC計算規準12条(2))。多段配筋の段数が増えるほど中立軸は圧縮側に寄り、結果として引張側の応力が大きくなるため、不経済な断面になります。 したがって、多段配筋とするかどうかは、本来は梁幅の検討によって調整すべきものです。 本指針の主筋の配置を2段以下とするとの規定は、せいが800程度以下の通常のサイズの梁を対象に記述しています。梁せいが3800と極めて大きい場合で、多段配筋の設計上の影響や鉄筋の納まりも考慮して、余裕のある設計としている場合には、5段配筋も可能な場合があると思われます。 ただし、前述のように、梁筋の水平定着長さの確保は、梁せいの大小とは別の問題であるため注意が必要です。</p>
15		P234	<p>「ルート1の建物の設計」にて袖壁や腰壁などによる雑壁はすべて余力として扱い、応力解析において無視して良いとあります。これは袖壁や腰壁などによる雑壁は柱、梁へ影響を与える剛性及び剛域、断面算定位置等を考慮しなくてよいということでしょうか。つまり雑壁の重量のみ考慮すればよいのでしょうか。</p>	<p>ルート1の壁量を有する建物は、旧基準設計の建物でも大地震で安全であった構造です。この時代の建物は、耐震壁と柱にすべての地震外力を負担させて設計してきました。ルート1の建物の応力解析に雑壁を考慮すると、雑壁が負担する地震力の分だけ柱や耐震壁が弱くなり、その分性状の悪い雑壁付部材が強くなります。このような弊害を避けるために、部材断面を決定するための応力解析に限って雑壁を無視することを提案しています。 当然ながら腰壁、垂壁の存在を無視して設計した柱については、告示に規定されているように可撓長さの比によるせん断力割増しを行った設計や、構造部材を釣合いよく配置しなければならないという原則に則った計画上の配慮が必要になります。</p>
16		P328	<p>P328 表10-3-3「杭の選定表」の備考に「2)リーマナイフによる拡大径は認めない」とありますが、拡頭部をリーマナイフで削る事は、認められるのでしょうか</p>	<p>杭頭部は比較的容易に品質管理できるので認めても良いと思いますが、大臣認定・性能評価を取得している杭では、その評価条件によります。</p>
17	10章	P329	<p>2010年版では、P329の場所打ち杭の(深礎工法時)地盤の許容支持力の算定においては低減の記述がありませんが、手元の1991年版では100~180t/m²の制限がなされていました。 深礎工法の支持力の取扱いはどのようにしてあるのでしょうか？</p>	<p>深礎の扱いは、12章 P.558で記載しており、変更はありません。</p>

建築構造設計指針 2010 Q&A(4)

No.	章	頁	質問内容	回答
18	10 章	P330	P330 表 10-3-4 「平 13 国交告第 1113 号による杭の許容支持力」の中の N_s の上限値を 30 としていますが、日本建築学会の指針では砂質土での N 値の上限値を 50 としています。この違いはどの様に解釈すれば良いのでしょうか。	杭の許容支持力は杭の先端支持力と周面摩擦力の和として与えられますが、先端支持力と周面摩擦力の寄与率は必ずしも明快ではありません。 平 13 国交告第 1113 号において、杭の極限支持力を求める際の摩擦項の算定における \bar{N}_s の上限は 30 としていますが、先端支持力を求める項の係数は $150\bar{N}$ としています。一方、基礎指針においては摩擦項の算定における \bar{N}_s の上限は 50 ですが、先端支持力を求める係数は $100\bar{N}$ としています。すなわち基礎指針は告示式に比べ、周面摩擦による耐力に重みをおき、先端支持力は少なめに考慮しているといえます。 本指針 12 章の東京都審査要領においては、この基礎指針の考えをベースにした支持力式（ルート B）も採用していますが、大口径杭の補正係数 や、告示式の支持力を超えないことなどの条件を付加しています。 杭の許容支持力の算定において、どの式を採用するかは設計者の判断となりますが、地盤の状況や建物の規模を考慮し、危険側の設定とならないよう慎重に判断することが重要であると考えます。
19		P333	液状化計算時のマグニチュードについて「中地震に対しては加速度 150～200gal、マグニチュード 7 程度で検討を行い、大地震に対しては加速度 350gal、マグニチュード 8 程度で検討を行う。」とされています。旧版（建築構造設計指針 2001）では、12-4 中高層建築物審査要領などで、「地震のマグニチュードは 7.5 程度、地表面の加速度は一次設計用として 200gal 程度を想定する。」としていました。今後、新指針で液状化の判定を行う場合、マグニチュードと加速度は、どのような組合せを採用すれば良いのでしょうか？	FL 法による液状化の検討を行なう際、加速度は中地震で 150～200gal、大地震で 350gal とするのが一般的ですが、マグニチュード（M）についての明確な規定はありません。 ただ、FL 法においては M7.5 の地震を基準とし、等価繰り返し回数に関する補正係数により M の影響を反映する手法であるため、この値が 1 つのよりどころとなると思われます。学会基礎指針の例題などにおいても、地震動は 200gal で M7.5 と設定されています。 また、マグニチュードと加速度の間に明確な相関関係はありませんが、概略的に M5～7 が中地震、M7～8 が大地震、M8 以上は巨大地震という分類の方法もあります。 これらを鑑み、実務的には中地震（150～200gal）に対して M7 程度、大地震（350gal）に対して M8 程度を 1 つの目安としましたが、実際には、地盤状況、建物規模等により、設計者が判断するべきものと考えます。
20	12 章	P388	12 章「審査要領」について、設計者としては指針に示されている内容を検討して設計を行うべきと思うが、経済活動に大きく影響する内容も含まれていると思う。原則として、本指針の審査要領は「守るべき」と考えて宜しいか？対象は、東京都内の建築物と考えて宜しいのでしょうか？	本章でまとめている推奨事項は、法令・告示等および技術基準解説書（黄色本）の内容を元に提案しているもので、法に規定されている事項以外は必須ではありません。ただし、中高層建築物審査要領は、東京地区のように密集した市街地にある建物が、隣接地や地域社会に与える影響度に応じて備えるべき性能を規定しており、適用することが望ましいとして提案したものです。また、「12-3 基礎構造審査要領」の場合は、法令・告示の基準が具体的に示されていない部分を補っているものであり、別の具体的な提案が無い場合は、これに従う必要があります。個々の建物への適用は、当該建物に求める性能および固有の特性を考慮して建築主および設計者が判断すべき事項です。
21		P388	審査機関における指導の日時は決まっているのでしょうか？	本指針の内容は旧来から構造設計の標準として示されているもので、新たな指導を行うものではありません。

建築構造設計指針 2010 Q&A(5)

No.	章	頁	質問内容	回答
22	12-1 章	P469	<p>「望ましい設計」の「RC造の終局の付着割裂の検討」で質疑です。</p> <p>ルート 1、2-1、2-2 において終局の付着割裂の検討の記載があります。技術基準解説書 P367 を参照すると Ds の背景となっている脆性破壊現象の一つとして付着割裂破壊が記載されています。</p> <p>ルート 3 では終局の付着割裂の検討が必要となるケースがありますがルート 1 等の強度型の設計に対して終局の付着割裂の検討を求めることは過剰ではないでしょうか。</p>	<p>ルート 1、2-1、2-2 において、十分な柱量壁量が確保されている強度型の建物では、1 次設計において許容付着力の検討がなされていれば、終局時の付着割裂の検討はしなくても法的には問題ありません。</p>
23	12-3 章	P523	<p>P523 「深層混合処理工法の中で...ブロック形式で全面改良する形式としたものは改良した地盤の許容応力度を 150kN/m^2 (4 項の検査手法 A においては 300kN/m^2) 以下とする」とありますが、ブロック形式以外の形式の場合、実績に応じて、上記を超える許容応力度とすることは認められるか。</p>	<p>その他の形式については、許容応力度の設定も含めて、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」によって設計していただければ結構です。その際に次のことを参考にしてください。</p> <p>P522 の解説に「その他の形式については、個々の確認申請ごとに、建築物の要求性能や当該工法の使用実績とのバランスを考慮しつつ判断することとする。」としています。この意味は、比較的確実な全面改良形式については通常の扱いとし、その他の形式については、設計する建物要求性能がどのようなものか、対象とする地盤の状況をどの程度正確に把握しているか、結果として、例えば、水平力時の検討が適切に評価できるかなど、個々に検討するべき事項があるためです。</p>
24		P552	<p>P552 場所打ちコンクリート杭の許容支持力の算定方法は、BCJ 等の評定を取得した工法でも適用する必要があるか。</p>	<p>各団体の任意の評定については、その評定内容を確認する必要があると思われます。当該評定が、どのような試験結果や調査結果に基づいて、くい性能のうち、どの部分を評定しているのか。対象とする地盤、くい径の範囲は、どのように設定されているかなどです。例えば、くい載荷試験に用いたくい径や長さ、実施した先端支持地盤と中間層の種類、水位などです。</p> <p>また、評定は全国レベルでの使用を前提としていと考えられるため、地方における地盤特性をどの程度反映しているかという問題もあります。例えば、くい径が 1.5m を超える場合には、東京の地盤特性から、による低減が必要と考えられることなどです。</p>

建築構造設計指針 2010 Q&A(6)

No.	章	頁	質問内容	回答
25	12-3 章	P556	<p>杭の先端支持地盤による係数について 第4 許容支持力の算定式において、以下の 文言があります。</p> <p>「 : 杭の先端支持地盤による係数で、「東京礫層等 1.0」、「細砂層 0.85」とする。この場合において、武蔵野段丘礫層等については、当分の間 0.75 以下とする。また、東京礫層以深の江戸川砂層及び礫層その他の層で、N 値が 50 以上の場合については東京礫層と同様に扱う。」</p> <p>この係数の設定根拠が知りたいので、教えて頂けないでしょうか。</p> <p>質問の背景としては、実務において以下の検討ケースがあったからです。 「七号地層の細砂」を支持層とする場合は、をいくつとするか？「細砂」とすれば = 0.85 ですが、堆積時代を考えれば武蔵野礫層よりもはるかに新しいため = 0.75 となる。 「武蔵野段丘礫層等」の等について、具体的にどのような地層が該当しますか？武蔵野礫層 (Mg) よりも新しい時代である立川礫層 (Tg) や埋没段丘礫層 (btg-1、btg-2) など = 0.75 とするのでしょうか？あるいは、時代に関係無く粒度特性などの特徴で決めるのでしょうか？(例えば、細粒分の混入が多いとか、くさり礫が多いとか)</p>	<p>支持力算定式のうち、ルート A の 3.4 式についての質問ですね。</p> <p>一般に、先端支持地盤による低減係数の考え方は、次のような要因を考慮しています。</p> <p style="margin-left: 20px;">支持地盤の性状 掘削による先端地盤の緩み 施工時のスライム処理の状態</p> <p>の支持地盤の性状と の掘削による地盤の緩みは、密接に関係していると考えられ、P560 に記述しているように、1988 年版の学会基礎指針では、東京礫層、天満礫層において共通してみられた傾向から、くい载荷試験を実施する場合以外は、低減係数 として 0.5 としています。この提案の根拠となったくいの载荷試験では、スライム処理等を徹底して行ったとされているため、とは別の問題としています。また、ルート B の支持力算定式 3.5 で採用している 2001 年版の学会基礎指針では、告示式の係数 150 に対して 100 を与えており、これは で表現すると約 0.67 になります。ただし、本式における周面摩擦力の寄与率は、告示式よりも高く評価しています。</p> <p>このほか、 の先端部分のスライム処理の問題があります。ある団体が、場所打ちくいの先端部分の形状や施工方法を工夫して、地盤の緩みとスライムの排除を徹底して行ったくい载荷試験結果では、告示式にかなり近い数値が得られたという報告があります。</p> <p>このように、先端支持地盤の の数値は、様々な提案があり、これが正解というものがいえない世界だと考えるしかありません。</p> <p>都の審査要領では、東京礫層で を 1.0 としていますから、このように考えてみると必ずしも安全側とはいえない数値です。</p> <p>都の場合、昭和 30 年代から取り扱いとして定めており、細砂層が東京礫層よりも緩みやすいという傾向と载荷試験の事例から 0.85 という数値を採用してきました。</p> <p>武蔵野段丘礫層等の载荷試験ではさらに緩いことがわかっているため、0.75 としましたが、十分な根拠というほどのものではありません。しかし、学会規準等の提案の歴史的流れからみるとこれでも安全側とはい切れません。</p> <p>ご質問の答えとしては、その他の立川礫層や埋没段丘礫層についてもまずは、0.75 とするか又は、ルート B の 3.5 式を採用するか、あるいは载荷試験結果によるかということになります。</p>

建築構造設計指針 2010 Q&A(7)

No.	章	頁	質問内容	回答
26		P558	<p>P558 表 12-3-4 「場所打ちコンクリート杭の許容支持力」では「BH 工法・ミニアースドリル工法」を A 欄のオールケーシング工法、リバースサーキュレーション工法と分けて考えていますが、P329 表 10-3-4「平 13 国交告第 1113 号による杭の許容支持力」では「BH 工法、ミニアースドリル工法」の区分けがありません。アースドリル工法等による場所打ち杭と同等と考えてよろしいのでしょうか。</p>	<p>ルート A の許容支持力の上限値の表 12-3-4 に関する質問ですね。 この上限値は、ルート B の支持力式 3.5 を採用する場合は、適用されません。 1113 号告示の前身の昭和 46 年 111 号告示が改正された際に、社団法人 日本基礎建設協会の「場所打ちコンクリート杭」で定義された工法の施工方法や施工機器等に該当しないものとして、BH 工法等を別に扱うこととしました。 理由は、P552 に挙げたとおりです。これらの理由を解消した工法については、改めて場所打ちぐい許容支持力表の施工法 A 欄の数値を採用することができます。 なお、A 欄にアースドリル工法が落ちていますので、追記するようにします。</p>
27	12-3 章	P571	<p>P571 異形マサツ杭について 説明会では地盤改良的なものとして有効なので残してあるとの事でしたが、杭として水平力の検討は必要事項となりますか。</p>	<p>「12-3-3-4 の異形摩擦ぐい」の適用範囲で用いる場合は、地盤改良（地盤補強）の一種として取り扱うため、水平力の検討を必要事項としていません。 【参考】異形摩擦ぐいに用いられるぐい体のうち、平成 13 年国交告第 1113 号第 8 の各号に適合するぐいを、同告示第 5 第二号の摩擦ぐいとして設計する場合には、「12-3-3-6 杭に作用する水平力」を適用します。</p>
28		P582	<p>基礎スラブ根入れ効果による水平力の低減についてお尋ねします。 2001 年版の 537 ページ「杭に作用する水平力、第 3 その他の事項」に、「水平力は、原則として、ぐいで処理していること。ただし……ぐいに作用する水平力の <u>30% 以内の範囲で低減できる。</u>」とあります。 今年改定されたものでは、582 ページ「杭に作用する水平力、第 4 その他の事項」に「水平力は、原則として、ぐいで処理していること。ただし……ぐいに作用する水平力の <u>70% 以下の範囲で低減できる。</u>」となっています。 そもそも 2001 年版では、なぜ「30% 以内の範囲で低減できる。」としたのでしょうか？ これまで基礎部の設計では、根入れ低減量の上限値を 30% として行っていました。</p>	<p>2001 年版も今回の 2010 年版も同じことを言っています。 2001 年版では杭に作用する水平力を 30% 以内の範囲で 70% まで低減できるとの趣旨です。 2010 年版は、これを技術基準解説書の表現に合わせ、杭に作用する水平力を 70% 以下の範囲で低減できる（30% は杭に負担させる）と修正しました。</p>

建築構造設計指針 2010 Q&A(8)

No.	章	頁	質問内容	回答
29		P584	中高層建築物審査要領の思想は十分理解できますが、単純に内容については、法的強制力があるのでしょうか？本書に掲げられているクライテリアを守らなければ確認申請が通らないのでしょうか？Yes、No で回答願います。	法的な強制力はありません。 質問 No.20 の回答のとおり、本中高層建築物審査要領は、東京地区のように密集した市街地にある建物が、隣接地や地域社会に与える影響度に応じて備えるべき性能を規定しており、適用することが望ましいとして提案したものです。
30		P584	大地震時の東京都の首都機能を確保したいとの趣旨であれば、都の特別地域係数として、保有耐力を $Z=1.1$ とか 特別な箇所は $Z=1.25$ 倍を定めるのみで、技術解説書を越えた独自の基準を設ける必要はないと思います。 どうしても行なうと言う事ならば、国交省告示の報酬基準を大きく超えるので都物件についての設計報酬基準を設けてほしい。	建築物に求められる性能は、建物の用途や規模等に応じて設定されるものです。また、その性能を実現するためには、当該建物の特性に応じて多岐にわたる検討が必要となります。 法で定められた基準は、大地震時において倒壊しないことをあらゆる建物に要求する最低限のもので、したがって、建築主が考えている安全の概念とは異なることも考えられます。 質問 No.20 や 30 の回答のとおり、本中高層建築物審査要領は、東京地区のように密集した市街地にある建物が、隣接地や市域社会に与える影響度に応じて備えるべき性能を規定しており、適用することが望ましいとして提案したものです。 一方、建築士法に基づく報酬基準は、建築物の設計に必要な業務を積み上げて、建築主と設計者の契約の際の指標として例示されているものです。したがって、本要領と報酬基準とは、直接関係するものではありません。
31	12-4 章	P584	これまで発刊された指針を順守していない設計者等も多少ではありますがおられるとお聞きますが、これからはどうなるのでしょうか、強制力等、各構造適判等も含め顧客としての設計者等への説明責任もあり得ると考えますが、お教えてください。	質問 No.20 や 30 の回答のとおり、本中高層建築物審査要領は、東京地区のように密集した市街地にある建物が、隣接地や市域社会に与える影響度に応じて備えるべき性能を規定しており、適用することが望ましいとして提案したもので、法的な強制力はありません。
32		P584	「密集市街地」に当てはまる地域を具体的に示してほしい。又、「密集市街地」の定義を指針の中に文章化、解説を示してほしい。	中高層建築物審査要領を適用することが望ましいとされる 章でいう「密集市街地」は、大地震時において建物が被災した場合に、その建物が周辺住民の安全や社会生活に影響を与える恐れがある地域およびその建物の復旧のための十分なスペースが確保できない地域が該当すると考えています。
33		P584	中高層審査要領について鉄骨造の 31m ~ 60m で $Q_n/Q_{an}=1.2 \sim 1.6$ とあるが技術的解説文を記載してほしい。	「Argus-eye、2010 年 10 月号、日事連」に記載していますので参照してください。
34		P584	講習会において課長が、指定され道路に面した建物は、1.25 倍の安全性が求められると言っていました、 (1) 指定された道路 (2) 建物の規模、ルート 1~3、種別、はどうなるのか、調べられるホームページなどがあれば教えて下さい。	東京都は、平成 22 年 4 月に総合設計許可要綱を改正し、割増容積率の算定に係る評価項目に防災性向上に寄与する取組を新たに追加しました。東京都耐震改修促進計画に記載された緊急輸送道路に接する建築物の建替えの場合に、法に定める基準の 1.25 倍以上の耐震性能の確保をすること等が該当します。総合設計許可に関する詳しい情報は東京都都市整備局ホームページを確認ください。
35		P591	中高層建物偏心率は雑壁を考慮した値と考えて良いのでしょうか？	偏心率の検討は中高層建築物審査要領に限らず、雑壁を考慮する必要があります。

建築構造設計指針 2010 Q&A(9)

No.	章	頁	質問内容	回答
36		P762	P.762 の JIS ターンバックル筋かいの計算表を用いて、許容応力度計算および保有耐力計算を行いたい。表中の軸部径とボルトの呼び径が一致していませんが、どのように扱えば良いでしょうか。また、保証荷重 (Ps) と引張荷重 (破断) (Pun) はどのように算定しているのでしょうか。	<p>この表は、建築ターンバックルボルト JIS A 5542 に基づき作成しています。表中の保証荷重 (Ps) は同 JIS に記載されている保証荷重で短期許容応力度に相当します。表中の引張荷重 (破断) (Pun) は、同 JIS が求めている破断荷重の最小値を 1.2 倍した値で、本表ではこの値に対してターンバックル筋かい周辺のがセットプレートなどが破断しないことを求めています。</p> <p>同 JIS では、ターンバックルボルトの軸断面積や有効断面積は明記されていないので、構造計算の中で JIS ターンバックル筋かいは以下のように扱うと合理的です。</p> <p>応力解析等に用いる軸断面積 表中の保証荷重 Ps を SS400 の F 値 (235N/mm²) で除した値とする。</p> <p>破断耐力の算定に用いる有効断面積 表中の引張荷重 Pun を 1.2 で除した上で、SS400 の破断強度 (400N/mm²) で除した値とする。</p> <p>保有耐力算定用の筋かいの降伏強度 表中の保証荷重 Ps を 1.1 倍することができる。</p>
37		P768	構造設計特記仕様および標準図の CAD データはどこで販売していますか？	(社)東京都建築士事務所協会のホームページにダウンロード手続きが案内されています。
38	資料	P768	「鉄筋コンクリート構造配筋標準図」は、どの程度の拘束力があるのでしょうか。鉄筋の定着については、最新の JASS5、国土交通省公共建築工事標準仕様書とも異なりますが、旧基準、仕様書により配筋することを東京都では推奨しているのでしょうか。	「鉄筋コンクリート構造配筋標準図」は、コンクリート強度が 36N/mm ² 以下の建物を対象に、最も標準的なものとして当協会で作成し、東京都建築構造行政連絡会の監修を得たもので、拘束力はありません。36N/mm ² 超のコンクリートを用いる場合には、新 JASS5 に適合させる等の対応が必要になるので、本標準図は使用できません。
39		P781	構造設計特記仕様(P781)の 5. 鉄筋コンクリート工事 (2)鉄筋継手等の重ね継手の (1)引張力最小部位での継手長さは P782 の 2 鉄筋加工、かぶり (3)鉄筋の定着及び重ね継手の長さで規定されている(L1)の最小値が良いと考えて良いですか。異形鉄筋だと 35d になりますが。また A 級 B 級 SA 級とは何ですか？	鉄筋の継手は応力が小さい部位に設け、かつ、L1 の長さが必要となります。L1 の最小値ではなく、鉄筋種別等に対応した長さです。A 級、B 級等は継手の性能に関する等級で、解説及び技術基準解説書 (黄本)「3.7.3 鉄筋の継手及び定着」を参照してください。
40		P782	配筋標準図 (1) 柱主筋の定着の「補強かご鉄筋」についてお尋ねします。 1. 標準図では補強かご鉄筋の端部にフックがありませんが、4 隅については建築基準法上継手位置にフックが必要と思われます。フックを省略している根拠をご教示ください。(別紙、図あり)	かご筋は補強筋であり、耐火構造としてのフックは柱主筋に配されているのでかご筋には不要と考えています。P777 の解説に示しているように、かご筋はやむを得ない場合の処置であり、このような配筋を行わないように十分な梁せいを設けて柱主筋の定着長を確保する必要があります。
41		P782	6. 柱 (2) 柱主筋の定着において「かご鉄筋で補強」または「特記により補強」すれば、柱主筋と梁主筋の定着長さは「L2 以下」が良いとの記載がありますが、これは RC 配筋指針 (2003)6.2「定着長さ」に反します。何かの勘違いではないのでしょうか。	柱頭部への「かご鉄筋での補強」は、P777 の解説で記述しているように、梁せいが小さく L2 の定着長が不足する場合のやむを得ない補強要領を示しています。柱頭主筋に L1 のラップ長をとって反対側 (圧縮側) に U 型定着することで定着長を確保しています。この方法でも定着長が不足すると判断する場合には、配筋詳細図に定着方法を明記してください。

建築物荷重指針・同解説 1975 年版

4.2 積載荷重の基準値

前項の規定にもとづいて、積載荷重をとくに算定しないときは下表によることができる。

(単位：kg/m²)

	建物の用途室の種類		(A)	(B)	(C)
			床構造計算用	大梁・柱・基礎の計算用	地震荷重計算用
(1)	住宅の居室、宿舍・旅館・ホテルなど住宅以外の建物における寝室、病院客用居室		180	130	60
(2)	一般教室		230	210	110
(3)	事務室・研究室（通常の実験室を含む）		300	180	80
(4)	百貨店・店舗の売場		300	240	130
(5)	劇場・映画館・ホール・集会場、その他これに類する用途に供する建築物の客席	固定席	300	270	160
		その他	360	330	210
(6)	倉庫（特別に重量保管用を除く）		400 以上	300 以上	200 以上
(7)	書庫	階の途中に床を設けないもの	550 以上	450 以上	400 以上
		2 段床式	1000 以上	900 以上	800 以上
(8)	自動車車庫および自動車通路		550	400	200
(9)	廊下・玄関または階段（(1)、(3)に該当するものを除く）		360	330	210
(10)	屋上広場または露台	(イ)によるもの	180	130	60
		(ロ)によるもの	300	240	130
注：（イ）は（ロ）以外の用途の場合 （ロ）は学校または百貨店の場合					