

「建築基礎構造設計指針」(第3版, 2019年11月刊行) 質問と回答

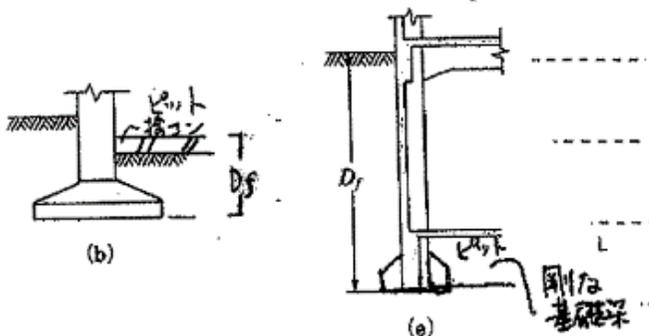
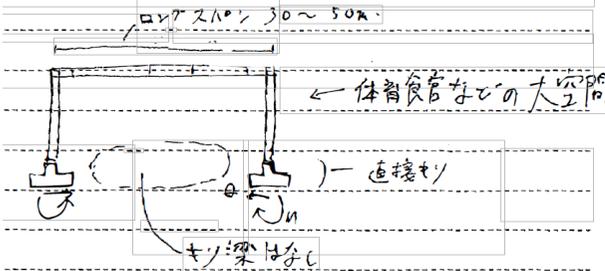
整理番号1-01から1-43まで: 2020年4月8日更新

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-01	全体	内容改定に合わせ、業務の見直し・対応を進めているのですが移行期間(猶予期間)の目安がありましたら教えていただけないでしょうか。(最新版指針への移行完了はいつ頃想定でしょうか)	本指針は、告示のような法律ではないので、開始日や移行期間などはありません。
1-02	1章	杭の支持力問題で重要な役割を果たす「杭の極限鉛直支持力」が「用語」から外されているのはなぜですか？ 本文(6.1)式や表6.2には、その言葉が唐突に現れている印象が拭いきれず、また、解説文ではこの言葉について混同あるいは混乱が見られる箇所があり、学術書である指針としては疑義を感じざるを得ないので、早急に対処するようご検討ください。	「杭の極限鉛直支持力」の用語が抜けておりましたので、以下の説明を正誤表にて追加します。 極限[鉛直]支持力: 構造物を支持しうる最大の鉛直方向抵抗力。基礎形式に応じて、直接基礎の極限[鉛直]支持力、杭の極限[鉛直]支持力などという。杭の極限[鉛直]支持力を載荷試験より求める場合には、杭先端径の10%の沈下量を生じるときの支持力を指すこともある。
1-03	2章	旧規準で設計された基礎構造は各々の節において、どのグレードに該当するのでしょうか？(規準の連続性)	性能グレードは、レベル2荷重の設計に対して新たに設定した概念です。旧指針にはレベル2荷重に対する設計法は示されていないので、直接的には対応しません。ただし、各限界状態は、新旧指針で対応しています。
1-04	3章	P50:「洪積層でもN値が小さな土層では」中のN値の範囲は何～何までか？	「洪積層でもN値が小さな土層では液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。」と注意喚起の文章に「洪積層でもN値が小さな土層」と記述しています。洪積層も沖積層と同様な液状化の検討が必要です。指針改定委員会では、洪積層、沖積層、埋立層で液状化強度が異なる判定法を検討しましたが、現状ではデータが不足しているため断念し、次回改定の課題としています。また、設計者の判断の助けになるように、洪積層に関する検討方法をP52, 下から6行目～P53, 2行目に記述しているので参考にしてください。
1-05	3章	「液状化判定を行う洪積層について」P50 ”洪積層でもN値が小さな土層”のN値の目安はありますでしょうか。	
1-06	3章	液状化判定の対象とすべき土層で、洪積層でもN値が小さな土層では、液状化の可能性が否定できないので、検討を行うとの記述があるが、具体的にN値がどの値以上となる場合に液状化対象土層となるのか。(P.50, 3.2節)	
1-07	3章	P50～52, 1.液状化判定(1)対象とすべき土層 洪積層でもN値が小さい場合が対象となりましたが、N値の目安を教えてください。埼玉東部や千葉北西部では、台地のローム下位の洪積層でN値10以下(5以下の場合もある)をよく見かけます。これまで洪積層は対象外だったので、液状化判定は行っていません。	
1-08	3章	本文P50に「～洪積層でもN値が小さな土層では液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う」とあります。N値が小さな土層のN値の基準を教えてください。(N値いくつ以下が要検討でしょうか、すべて技術者判断で差し支えないのでしょうか)	

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-09	3章	P50(下から13行目)に「透水性の低い土層に囲まれた礫・・・も液状化の検討を行う」と書かれていますが、具体的に透水係数として決められているのであれば教えていただきたいのですが。他の機関で、具体的に透水係数を指定している文献も御座いましたが。	具体的な透水係数は決められていません。設計者の判断になります。
1-10	3章	本文P50に「～20m以深については地盤応答解析を用いることが推奨される」とあります。地盤応答解析はどこでどのように学べますか？	参考文献3.2.3)などを参考にしてください。また、地盤工学会では、講習会が行われています。
1-11	3章	本文P51拘束圧に関する換算式 改定前: $CN = \sqrt{98/\sigma_z}$ 改定後: $CN = \sqrt{100/\sigma_z}$ となった理由を知りたいです。 本文P445～の計算例において重力加速度 $g = 9.8m/s^2$ 、水中単位体積重量 $= 10kN/m^2$ と統一されていない点も気になったのですが、関連ありますでしょうか。	表2.7.3に示した土の単位体積重量 (kN/m^3) のように、水の単位体積重量を $10kN/m^3$ としたのに合わせて式3.2.6を「100」に変更しました。これは、単位体積重量の推定精度がそれほど高くないため、2%の誤差を許容したものです。しかし、重力加速度は、水平力の算定に係わってくるので、 $9.8m/s^2$ のままにしています。 なお、従来通り「98」をそのまま使っても問題ありません。
1-12	3章	「液状化による地盤剛性の低下について」P57 図3.2.10 補正 N 値と剛性低下率の関係の引用元の文献を教えてくださいませんか。また、剛性低下率は、FLに基づき算出できると、記載されておりますが、FLは深度や応力状態で変わるため、 N_s と剛性低下率の関係も変化すると考えられます。図3.2.10の図は、どのように読み取ればよろしいのでしょうか。	旧基礎指針に初めて示されたもので、参考文献はありません。剛性低下率の曲線は1種類ですが、 N_a が大きいほどサイクリックモビリティの影響で剛性低下が止まります。その目安の下限値が $N_a = 10, 20, 30$ として示されています。
1-13	4章 (1章)	P1:「基礎構造に対してレベル2荷重時の設計を行うことを基本方針とし、上部構造の設計とレベルを合わせる」との記載がありますが、これは、上部構造を保有水平耐力等(ルート3)で設計した場合は、基礎構造をレベル2荷重で設計し、上部構造を許容応力度設計(ルート1, ルート2)で設計した場合は、基礎構造をレベル1荷重で許容応力度設計すると解釈してもよろしいでしょうか。	いいえ。上部構造の許容応力度設計では、大地震動に対して、建物1階の地震層せん断力係数 $C_0 = 1.0$ のベースシヤが二次設計時の外力レベルとして考えられています。上部構造を許容応力度設計した場合のレベル2地震荷重は、 $C_0 = 1.0$ 相当の外力を用いてください(表4.4.1の(1)の欄)。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-14	4章 (2章)	<p>レベル2荷重に対する上部構造の耐震安全性は、種々の計算ルート(ルート1, 2, 3)により検討され確保されています。 (二次設計)※レベル2荷重とは単に二次設計を意味するのでしょうか？</p> <p>レベル2荷重に対する基礎の検討は、上部構造同様全ての建物に適用し、350gal相当の加速度に対して液状化の判定を行い対応することを提案されているのでしょうか？</p> <p>※液状化により人命が奪われた事例がないため、重要度係数に対応して、基礎の二次設計を行うこと要望します。</p>	<p>本指針において、耐震安全性に係るレベル2荷重(レベル2地震荷重)は、その評価法が表4.4.1に要約されています。また、これらの概略値が表4.4.2と表4.4.3に示されています。(耐震)二次設計とは、建築基準法や告示など法令等で定められている大地震動に対する上部構造の設計を指しますが、本指針のレベル2地震荷重の大きさは、二次設計で想定されている地震荷重のそれと同程度に設定されています。</p> <p>本指針では、レベル2荷重に対する基礎構造設計を行う建物について、とくに制限等を設けていませんが、1.1節の解説(1ページ)の第4段落にある次の記述が、理解の参考になるでしょう。「そこで本指針では、基礎構造に対してレベル2荷重時の設計を行うことを基本方針とし、上部構造の設計とのレベルを合わせることにする。また、建物の重要性などを考慮し、基礎構造に安全性のレベル(性能グレード)を設定する。設計者は上部構造に対する要求を満足させるために基礎構造の性能を選択することで、レベル2荷重に対して上部構造と基礎構造のバランスを確保した設計を行うことが可能となる。」</p> <p>レベル2地震荷重に対する設計において、液状化判定用の地表最大水平加速度を3.5m/s^2としたのは、旧指針(2001年版)において既にこの値が設定されており、現在まで広く社会に浸透して使われている状況を勘案して、4章の荷重の設定で示されている地表最大水平加速度4.0m/s^2と若干の差異があることは承知の上で、この差異による設計上の影響は小さいとの判断によります。</p> <p>なお、地盤の液状化によって直接的または間接的に人命の奪われた可能性のある事例は、少なくとも、1923年関東地震、1964年新潟地震、1983年日本海中部地震、1995年兵庫県南部地震において知られています。</p>

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-15	4章 土圧	P87～88:「常時の主働土圧では背面土の内部摩擦角 ϕ の2/3とすることが一般的である。一方、地震時の主働土圧では ϕ の1/2におさえる事が望ましい。」と明記されていますが、何故、地震時は ϕ の1/2にした方が良いのでしょうか？ 又、擁壁先端に防風柵などを設けたりした際、風荷重時の主働土圧では、 ϕ の2/3のままでよろしいのでしょうか？	該当の範囲は荷重に関する節であり、一般的な擁壁に作用する土圧に関して記載しています。御質問の内容は擁壁の設計に関する内容を含んでいるため、擁壁の仕様の違い、設計者あるいは審査を行う第三者機関によって考え方が異なることに御留意ください。 擁壁の設計では、擁壁躯体の地震時慣性力と地盤の地震時主働土圧を水平力としています。地震時には擁壁躯体と地盤には位相差が生じることがあり、静的な地震時主働土圧に対する壁面摩擦が十分に発揮されないことが想定されます。そこで、日本道路公団など擁壁指針を参考にしながら、壁面摩擦角を $\phi/2$ にすることを推奨しました。 風荷重時の考え方については、本節の適用範囲外であるため学会としての回答は控えさせていただきますが、上記のように擁壁躯体と地盤との一体性を考慮して設計者が御判断ください。
1-16	5章	P121, 図5.1.5: 終局限界状態以外は、転倒モーメントによる影響を考慮して有効幅 B_0 で検討していますが、損傷限界状態や使用限界状態では、縁接地圧 q_{dmax} と平均接地圧 q_d で検討し、考え方が異なっています。その理由、考え方などを教えてください。	この場合は、支持力の安全と転倒に対する安全の2つを考慮する必要があります。支持力は B_0 で算定すれば良いですが、支持力に余裕があっても図5.4.2に示すように、回転角が大きくなる場合があります。このため、5.4の3.転倒の検討で示したように、浮き上がり限界モーメント M_1 を越えると回転が急に大きくなることから、使用限界、損傷限界では M_1 以下に抑えることとしています。使用限界(いわゆる長期荷重)であれば、縁接地圧が q_y (長期の2倍) 以下の状態にほぼ相当します。図5.1.5(b)は、いわゆる短期荷重時に V が変化しなければ、長期と同じです。 V が大きくなった場合、 M_1 も大きくなるので、その範囲で q_y を越えても良いと考えます。
1-17	5章	P.125 根入れによる押え効果 $\gamma_2 D_f N_q$ について 図5.2.2で建物の両側に書いてある $\gamma_2 D_f$ のことで、排土荷重とは別と考えて宜しいのでしょうか。この時、粘性土で $\phi = 0$ を想定すると $N_q = 1.0$ で $\gamma_2 D_f (N_q - 1)$ が0になるのは、どのような意味でしょうか。	ご質問の件は、式5.2.2の後の第3項は根入れによる... と考えますが、 N_q は排土荷重もふくまれるものとして値が与えられていますので、式5.2.2では排土荷重と別とはなりません。 土の強度は $c + \sigma' \tan \phi$ で表され (σ' は有効応力) この場合は上載圧 $\gamma_2 D_f$ に相当)、 $\phi = 0$ の粘性土は $\tan \phi = 0$ なので、上載圧に係わらず土の強度は c となり、根入れの押さえ効果による支持力増加はないです。このため排土荷重を除いた押さえ効果による支持力 $\gamma_2 D_f (N_q - 1)$ は0となります。 $\phi = 0$ の粘性土では式5.2.5では右辺の一番右にある $\gamma_2 D_f \times A$ の排土荷重のみが根入れ効果の支持力として考慮でき、それ以外は0であることを意味しています。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-18	5章	<p>P.128, 図5.2.5について, 総ピットの独立基礎又は布基礎のとき (1)ピット床に捨てコンや土間コンを打つ場合のD_fはこれらの天端からでよいでしょうか。 (2)十分に剛な直行梁がある場合でも基礎底までをD_fとすることはできないのでしょうか。 P130 g) 平13国交告第1113号第2と同様にθがϕを超える場合は, ϕとすることでよろしいでしょうか。</p> 	<p>(1)D_fは基礎底面に作用する上載荷重として期待できる深さと考えられますので, 捨てコンが原地盤以上の単位体積重量を有し, 基礎から十分に広い範囲に打設されるのであれば, 捨てコン厚を見込むことは可能と考えます。 (2)十分剛な基礎があっても基礎底面の上載圧としては, ピットからの深さ分の地盤しか期待できない条件では, D_fはピットからの深さとなります。 (3)今回, θ傾いた斜めの柱がある場合以外は, θの効果は見込まないことにしました(式5.2.18)ので, 実質上問題となる場合はないかと考えます。もし, 傾きθがϕより大きい柱がありましたら, $\theta = \phi$として差し支えありません。この場合, 滑動が持たないと思われませんが。</p>
1-19	5章 (9章)	<p>P130: 荷重の傾斜の影響について, 基礎に直接傾斜荷重が作用する場合以外は補正係数を1とすることとされたが, これはH13国交告示第1113号第2(1)式の考え方も同様に変えるものと考えてよいか。 また, 偏土圧による水平荷重が基礎に作用する場合は擁壁も含まれると考えて支障ないか。</p>	<p>告示は, 国土交通省が決定することなので, 告示の解釈についてはコメントできません。 鉛直荷重が変化せず, 水平荷重のみが増える状態では, 擁壁であっても直接基礎と同じと考えて良いです。ただし, 転倒, 滑動に対する検討は別途必要です。</p>
1-20	5章	<p>P130の直接基礎の支持力算定について, 「常時の偏土圧による水平抵抗の検討も含めて, 荷重傾斜による支持力の低減を行わない」とありますが, 下図のような場合, 低減は必要でしょうか。</p> 	<p>転倒モーメントが作用する直接基礎なら, その分支持力を低減しますので, 傾斜荷重としての支持力の低減は不要と考えます。 滑動, 転倒の検討は別途必要となります。</p>

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-21	5章	<p>下部粘性土層の表面に荷重が作用するときの極限支持力度 q_u' (kN/m²) は、$\phi = 0$, $N_q = 1$ として次式で与えられる。 $q_u' = 5.14 \alpha c + \gamma H$</p> <p>建築基礎構造設計指針2019年改訂版, p.131 (層状地盤の鉛直支持力) に記載がある上記について質問です。 上記の式は、$\phi = 0$ を前提としていますが、下部粘性土層において三軸圧縮試験を実施し、具体的な ϕ の値が得られた場合、どのような式で q_u' を評価すれば良いのでしょうか。例えば、ϕ を考慮に入れたテルツァーギの支持力式を使用しても構わないのでしょうか。</p>	<p>c と ϕ の両方が確実に期待できるという条件であれば、考慮は可能かと思えます。ただし、不飽和であれば ϕ がある程度の値を有する可能性はありますが、飽和状態における粘土の非排水条件で得られる ϕ で、0以外の値が得られた場合は、ϕ の妥当性の判断が難しいので、きちんと根拠だてできる場合を除き、$\phi = 0$ とした方が良く考えます。</p>
1-22	5章	<p>P145 沈下計算の対象となる地盤の範囲として、図5.3.7に関して、応力が円形に広がり、$2B$ の深さにおいて地表面荷重 p の10%程度まで低下している図になっており (応力の広がり方はあくまでもP218図6.2.22右図の様に直線的に広がると思うのですが)、沈下検討が必要な範囲を $2B$ までとされていますが、その一方でP219-1行目 H/d が $(H/d)_{\min}$ 以上となる場合は、薄層支持の支持力検討を省略してよい。とあり、$(H/d)_{\min}$ に関しては、既往の解析・実験において、3~4以上とするものが多い。とあります。(図6.2.24において最大で4)</p> <p>沈下検討が必要な範囲については、$2B (H/d=2)$ としているのに対して、薄層支持の支持力の検討が必要となる範囲では $H/d=4$ (最大) と、違いが生じているのは何故ですか？ $H/d=2$ の時点で、応力がほぼ0になっているとするなら、以深の地盤が軟弱であっても、そもそも応力がかかっていないので、下部軟弱地盤の沈下・支持力に対する検討は不要ではないかと思うのですが、2層地盤の様に地盤が一様で無い場合は、図5.3.7の応力の広がり方と異なるため、その場合については $(H/d)_{\min}$ 以上を確認する必要があるということでしょうか？ その辺りの扱いについてご教示ください。</p>	<p>直接基礎の沈下計算の対象範囲は、概ね均一もしくは深さとともに剛性が大きくなるような地盤に対して、沈下量を算定する場合の考え方を示しています。一方、薄層支持杭では、支持層となる強度・剛性とも大きな層の下部に、軟弱な粘性土層が存在する場合の杭先端の支持力を求める場合の考え方を示しています。薄層支持杭では、薄い支持層の直下に軟弱な層が存在するために、支持層の厚さが杭先端径に比べて十分厚くないと (3~4倍以上ないと)、杭先端支持力に下部層の強度の影響が生じてしまいます。薄層支持杭では、この支持層厚さの考え方を示しているため、直接基礎の沈下を求める際に対象とする地盤の範囲とは異なったものとなっています。</p>
1-23	5章	<p>154頁、表5.3.6ですが「すべての地盤」の行で「S」と「W」共に最大値より標準値の方が大きいのですが、誤りでしょうか？</p>	<p>申し訳ございません。記載ミスです。Sは標準値15mm、最大値30mm、Wは標準値5mm、最大値10mmです。内容は前指針の表5.3.5と同じで、単位をcmからmmに変更したのみです。</p>

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答												
1-24	5章	<p>P.154の相対沈下量について教えてください。 S, W構造において、標準値より、最大値が小さい理由をお願いいたします。手元には古い資料しかありませんが、50,100mmではないでしょうか。</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>支持地盤</th> <th>構造種別</th> <th>S (非たわみ性仕上げ)</th> <th>W (非たわみ性仕上げ)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>すべての地盤</td> <td>標準値</td> <td>15</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td></td> <td>最大値</td> <td>5</td> <td>10</td> </tr> </tbody> </table> <p>標準値より小さいのはどうしてですか？ お教えてください。</p>	支持地盤	構造種別	S (非たわみ性仕上げ)	W (非たわみ性仕上げ)	すべての地盤	標準値	15	30		最大値	5	10	上記質問(整理番号1-23)への回答と同じです。
支持地盤	構造種別	S (非たわみ性仕上げ)	W (非たわみ性仕上げ)												
すべての地盤	標準値	15	30												
	最大値	5	10												
1-25	5章 (6章)	<p>5章直接基礎5.3節沈下の表5.3.5～5.3.7(P153～154)にて構造別(直接基礎)の限界変形角・相対沈下量・総沈下量の限界値の例が示されております。一方、6章杭基礎6.3節沈下の表6.4(P222)では杭基礎であれど表5.3.4～5.3.8によるとあります。表5.3.5～5.3.7の引用は「芳賀保夫:建物の許容沈下量,土と基礎, Vol.38, No.8, pp.41～46, 1990.8」とあり、その中の表-9, 11, 12の「直接基礎」欄を引用されたと存じます。しかしながら、「支持杭」欄で杭基礎の許容値が示されているのにも関わらず、建築基礎構造設計指針(第3版)6章杭基礎に引用しない理由をご教授頂きたく存じます。</p>	<p>6章(および7章)の沈下で、直接基礎を参照しているのは、基礎形式に関わらず基礎の沈下が構造体(基礎構造および上部構造)に与える影響は基本的に同様と考えられるためです。 なお、表5.3.4～5.3.8の値は、P.151～P.152の解説にあるように「建築規模が小さな場合や対象とする建物で比較的大きな相対沈下を許容し得ると設計者が判断した場合」に用いることができる「目安となる沈下量」です。原則は「建物の要求性能や構造形式、検討する沈下の種類に応じて建物の構造部材に有害な応力が発生しないように設計者自身で行うこと」です。</p>												
1-26	5章	<p>P160転倒の検討は抵抗モーメントとの比較或いは$e/l < 0.5$等でも良いと思うのですが、④の状態でのグレードの対応はできないのでしょうか。</p>	<p>転倒の検討については、損傷限界状態では、局所的な浮上りを除き、原則として基礎の浮上がりが生じないように設計する必要があります。浮上り限界モーメントを超える場合は、基本的には超えないように、基礎幅等の設計を見直すとともに、上部および基礎に損傷が生じないことを確認する必要があります。</p>												

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-27	6章	<p>意見の骨子(要約): 図2.3.1などには、極限支持力が図示されており、従来からの定義である「最大の鉛直方向抵抗力」になっているが、図6.3.4を示す(6.3.1)式については、「…杭先端沈下量S_pが先端径d_pの10%の時に、極限先端支持力度に達する次式でモデル化する」と表現されており、打込み杭ならば受け入れられるが、場所打ちコンクリート杭や埋込み杭の場合には違和感を持たせられるとともに、学術的には間違いの表現ではないかと疑問を持った。地盤工学会基準の「第2限界抵抗力」を極限鉛直支持力の用語の定義とするならば良いが、先端径の10%沈下時の荷重を「極限支持力」と表現することは、論理の矛盾であり、押しつけであって、学術的な誤謬を犯していると言わざるを得ません。早急に修正などの対処を要望する次第です。</p> <p>(意見の全文へのリンク)</p>	<p>第2限界抵抗力は杭の鉛直載荷試験結果を評価する際に用いられるもので、設計におけるものではありません。限界状態設計法における「特性値」として便宜上「極限支持力」という言葉を使用したもので、この中には真の極限状態だけでなく、設計上の特性値として使用する状態(杭径の10%沈下時)も含まれています。</p> <p>ご質問に加えて頂いたご意見に関しましては、今後の指針改定に反映すべく検討させて頂きたいと存じます。</p>
1-28	6章	<p>P190: 杭の施工性を考慮し、障害が生じにくい杭心の最小間隔の目安値が設定されています。この設定値は現場施工誤差(通常水平100mm以下)を考慮した数値であるため、現場施工誤差(杭間隔)が生じた場合に、杭支持力の再検討は不要と考えてよいでしょうか？</p>	<p>杭心の最小間隔は、施工性を考慮した目安です。施工誤差が生じた結果、目安値を大きく逸脱する場合には、必要に応じて杭支持力や沈下の影響を考慮することが望ましいと言えます。逸脱の程度や検討の必要性は設計者判断と考えられます。</p>
1-29	6章	<p>①場所打ち拡底杭の拡底径には設計径と施工径とがあります(評定で設計径=施工径-100)。この場合の拡底径d_1は設計径でしょうか？施工径でしょうか？設計者判断で良いのでしょうか？</p> <p>②杭頭部分を拡頭して設計する場合があります。この場合の軸部径dは拡頭した軸径でしょうか？元の軸径でしょうか？平均(拡頭した軸径+元の軸径)/2でしょうか？設計者判断で良いのでしょうか？</p>	<p>拡底径は施工径で、拡頭する場合の軸部径は、拡頭部の径とするのが適切と考えられます。</p>
1-30	6章	<p>P196 周面抵抗力度について 砂質土のτ_sの算定で、N値の上限を50とする旨の記載が無くなりましたが、N_sの上限値は定めないのでしょうか。また、実測値か換算N値の採用が可能かについても教えてください。</p>	<p>τ_sの値に上限を設けています。算定式を見て頂ければ分かりますように、実質的にはN値の上限が50となっています。</p>

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-31	6章	P217: 支持層厚が薄い場合の先端支持力について杭の支持力算定に周面抵抗 R_f (摩擦力)を考慮している場合、下図の極限先端支持力度は q_{p2} から摩擦力の影響を差し引いて評価すべきですか、それとも q_{p2} の評価面積を $\tan 0.3$ の分散とすることで含んでいると理解して無視して良いですか。	杭軸部に働く周面抵抗 (R_f) による下部粘性土層の増加は杭先端からの影響に比べるとわずかであると考えられること、および、分散角 $\tan 0.3$ の妥当性を単杭の載荷試験(軸部の周面摩擦抵抗の影響が含まれている)で確認していることを考慮すると、単杭の場合には別途 R_f の影響は考慮しなくても良いと考えられます。群杭の場合には、 R_f の影響が大きくなりますので、図6.3.11(a)の方法等を用いて、 R_f の影響を考慮した方が望ましいと言えます。
1-32	6章	6.3章沈下の解説においてP.224荷重伝達解析モデルとして、図6.3.3が示され、杭頭バネ係数 K_p は(6.3.2式)により K_s :杭周面地盤の各層のバネ定数と K_b :杭先端のバネ定数を足したものとなっていますが、2層地盤の下部軟弱地層に対して沈下検討を行う際のバネの設定はどのように行えば良いのでしょうか？周辺地盤バネの境界条件は固定として問題ないか？若しくは杭周面地盤バネ+境界バネの直列バネ+杭先端バネとの並列バネとして考えるのか？といった考え方についてご教示ください。	2層地盤の(杭先端が薄層支持となる)場合の沈下量については、P218に示しているようにFEM解析等によるか、下部軟弱層の圧密沈下量に対してはP219に示した方法によることとなります。周辺地盤バネについては、単杭の場合には固定として問題ありませんが、群杭となる場合には他杭の影響を考慮した条件とすることが必要だと考えられます。
1-33	6章	レベル1地震動における杭体にかかる応力の検討に関して、地震時変位が小さい場合には弾性支承梁の理論により算定してもよいとありますが、「地震時変位が小さい」の許容値はありますでしょうか。基本的にレベル1地震動に対しては、液状化による地盤反力係数の低減、地盤は塑性化を考慮した非線形ばねによる弾性支承梁の方程式により杭の曲げ及びせん断力分布を算出してよいものと考えていますが、ご見解をご教授いただけませんか。	解説(P259)に記しているように、レベル1地震動でも地盤変位の考慮が原則です。地盤変位を考慮しないことは杭応力を過小評価します。小委員会で「許容できる地盤変位」の具体的な値を議論しましたが、杭応力は地盤と杭条件に依存し、かつ誤差をどこまで許容するかは設計者判断であるため、具体的な値を示すに至りませんでした。これまでの設計法との連続性を考慮し、弾性支承梁理論や梁ばねモデルも可としていますが、レベル1地震動でも、液状地盤では地盤変位を必ず考慮してください。液状化による地盤反力係数の低減、非線形ばねを考慮しただけでは杭応力を過小評価します。また、杭応力の深度分布も地盤変位によって変わります。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-34	6章 (4章) (5章)	<p>P267, 図6.6.9中の転倒モーメント及びその他モデルの転倒モーメントについて今回の改定にあたり低減係数の導入が図られると期待していましたが見当たりません。</p> <p>地震荷重として保有水平耐力計算に基づく方法を推奨していますが、この計算ではご承知のようにせん断力の包絡を用いていますので同時性がなく転倒モーメントは過大となります。塔状建物、コンクリート系杭において、軸力の影響が大変大きいです。</p> <p>転倒モーメントの低減について、学会の基準、指針のどこで触れるかと考えますと、基礎構造設計指針でしかないと思います。センターの中高層建物の設計例では振動解析による転倒モーメントを使用していますが、本指針で転倒モーメントでの適用について触れていません。</p> <p>そこで、本指針で転倒モーメントのコメントとして、「T_bによる低減係数、又は震動解析による転倒モーメントを用いて良い」等を付け加えていただきたいと思います。</p> <p>次ページに参考資料を添付します。</p> <p>T_bによる低減係数については、アメリカの耐震基準(Uniform Building Code)で以下のように記述されています。</p> $J=0.5/((T)^{2/3}) \leq 1$ $M=J(\text{三角形分布荷重による転倒モーメント})$ <p>この式ではTが0.4秒以上で低減があり1.0秒では0.5になります。本指針では日本流にアレンジしたT_bによる低減を提案してください。</p> <p>(参考資料 ウォルフガング・シェラー著、佐藤邦昭監修、江守克彦訳:わかりやすい高層建築の構造、鹿島出版会、p.25, p.31, 1982)</p>	<p>中低層建物の場合、外力分布は基本的にA_i分布に従います。原則的に転倒モーメントの低減はありません。一方、高層建物の場合、高次モードが卓越すれば、転倒モーメントも小さくなる可能性はあると考えられます。ただし、転倒モーメントの低減には、建物の固有周期だけではなく、重量と剛性のバランスなど様々な要因がかかわります。また、地震応答解析モデルの信頼性(モデル化の妥当性)の問題もあります。建築基礎構造設計指針は、あくまで基礎構造の設計指針であり、上部構造物からの外力は、上部構造の基準、指針等からの与条件と考えます。</p>
1-35	7章	<p>第7章 パイルド・ラフト基礎 7.2節 鉛直支持力 表7.2(P.292)において、「常時荷重 支持力の設計用限界値 地盤」で、『杭の極限鉛直支持力に対して$\phi_R=1/1.5$』と記載されています。他の記載内容から推測すると『$\phi_R=1/3$』が正ではないですか？それとも、この基礎だけ、特殊な考え方なのでしょうか？</p>	<p>「パイルド・ラフト基礎の鉛直支持力は直接基礎で確保することを原則」としていますので、『杭の極限鉛直支持力に対して$\phi_R=1/1.5$』が正となります。</p>
1-36	10章	<p>施工記録に関して、原則として基礎工事全般について可能な限り長期間保存しておくとのことについて、具体的に年数の決まりはあるのか。また、誰が施工記録を長期間保存しなければならないのかを教えてください(P.408, 10.4節)</p>	<p>告示468号によると、元請建設業者は、あらかじめ保存する期間を定め、当該期間保存しなければならないとあります。具体的な保存期間については決められていません。</p>

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-37	設計例	講習会では設計例集も出版されるとの事でしたが、いつ頃の予定でしょうか。	基礎指針の改定により、現在、「建築基礎構造設計例集」の改定を進めています。これは、2023年度中に刊行される予定です。
1-38	計算例	計算例が少し指針には載っていますが別途書籍で発行予定はありますか？杭の水平力に関して分かりにくいと感じます。	
1-39	全体	配布資料の内容が希薄。スライド全頁を出席者にはダウンロードできるようにするなど、紙配布できなくても経費をおさえてサービス向上できるはず。スライドを全頁電子データで再配布してほしい。	建築学会の方針として、一部スライドのみの配布となっています。今後変更の可能性はありますが、本講習会に関しては、これまでの講習会と同様に追加の配布やHPへの掲載は行いません。
1-40	全体	講習会の講義補助資料はスライドの抜粋となっていましたので、スライドの全データが欲しいです。個別の配布対応が無理であれば、HP上にPDFデータを載せる等の対応を検討していただきたいです。	
1-41	全体	講習会で用いたパワーポイントの抜粋版は講習時に頂きましたが、抜粋していないものの配布はして頂けないのでしょうか。講習時にパワーポイントを見ていて非常にわかりやすかったので是非配布していただきたいと思います。	
1-42	全体	講習会で使用した「補助資料」についていないパワーポイントは、いただけないのでしょうか？資料が不足しているので困っています。	
1-43	6章 鉛直	講師の方のご発言について意見がございます。(ご意見内容省略)	
			ご意見は指針の内容や使ったスライドに関するものではなく、講師の発言内容に関するものなので、担当講師より質問者に直接回答します。