「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3-01から3-08まで:2021年9月6日更新
整理番号2-01から2-29まで:2021年2月5日更新
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
3-01	3章	盛土の液状化検討について P50 3.2節地盤の液状化 1.液状化判定 (1)対象とすべき土層 「また、埋立地盤等の盛土地盤では, 細粒分含有率が35%以上の低塑性シルト, 液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報出されているので, 粘土分含有率 が10%以下, または塑性指数が15以下の埋立地盤あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。」とありますが, 粘土分含有率が10%以下(粒度試験沈降試験を実施する) 塑性指数が15以下(液性限界, 塑性限界試験を実施する) 1.両力の試験を行い片方が基準以下の場合には, 液状化検討を行う。両方が基準以上の場合は, 液状化しない。 2.片方の試駿を行い基準以下の場合には, 液状化検討を行う。片方が基準以上の場合は, 液状化しない。 どちらの方が良いのですか宵しくお願いします。	両方の試験を行い, 片方が基準値以下の場合には, 液状化検討を行ってください。
3-02	3章	建築基礎構造設計指針53ページの図3.2.3横軸 (誤)0.1 1 1.0 (正)0.1 1 10	ご指摘の通りですので, 正誤表にて修正します。
3-03	5章	P124,125に記載の支持力式に用いる基礎幅Bの考え方についてご質問があります。Bは長方形基礎の短辺長さで荷重の偏心がある場合には有効基礎幅B_eを用いる, との記載がありますが例えば, X方向の基礎幅1.00m, Y方向の基礎幅1.20mで, 荷重の偏心が無ければ短辺長さB=1.00mですが, Y方向で荷重の偏心が発生して, $L_e=L-2e_y$=0.90mとなった場合, 支持力算出に用いる基礎幅B_eは0.90mと考えてよろしいでしょうか。 また, 二軸に荷重の偏心が発生する場合でも, B_eとL_eを比較して短い方をB_eと考えてよろしいでしょうか。	有効基礎幅で考えればよいので, X方向の基礎幅1.00m, Y方向の基礎幅1.20m(偏心考慮で有効基礎幅B=0.9m)ならば, X方向の基礎幅1.00m, Y方向の基礎幅0.9m(有効基礎幅)として考えればよいです。 それでよいです。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
3-04	6章	P197　杭の鉛直載荷試験による支持力については，支持力算定式のような上限値（P201の7500kN/m^2など）はないものと考えてよろしいでしょうか。また，第2限界抵抗力が「杭先端沈下量が先端直径の10%以下」となっているのに対し，実験で「極限支持力は沈下量が杭径(先端直径）の4倍にならないと出現せず，杭先端地盤が全面的に塑性化する沈下量は杭径の20%とされている」ということは，極限支持力においては，10%以下という設定は安全側の設定であるが，第2限界抵抗力を極限支持力とするかは設計者判断であり，例えば，限界沈下量をもっと小さな設計クライテリアとするなら，限界沈下量に応じた抵抗力を極限支持力とするという考え方でよろしいですか。	杭の極限鉛直支持力を静的な載荷試験結果に基づいて決定する際のご質問として回答致します。 1．鉛直載荷試験を実施した場合の第2限界抵抗力（極限鉛直支持力）の上限値は設定しておりません。 2．第2限界抵抗力は，杭先端（もしくは杭頭）の沈下量が先端直径10%以下の範囲としておりますので，10%未満の沈下量を限界沈下量として頂くことは問題ありません。なお，場所打ち拡底杭のように先端直径が大きな杭では，先端直径の10%の沈下量は非常に大きくなりますので，第2限界抵抗力を先端直径の10%とするのは，必ずしも安全側の設定とは言えません。
3-05	6章	P248，c)引抜き抵抗力算定式における最大周面抵抗力度について，砂質土の場合を例に，鉛直支持力算定時N_s=60のときτ_s=3.3*60=198，上限より極限165となりますが，引抜き抵抗力算定時は198*2/3=132，165*2/3=110のどちらを採用すればよろしいでしょか。	場所打ちコンクリート杭の周面抵抗力度の上限値が165kN/m^2であるのは，図6.2.2のN_sの範囲が50までとなっているためです（3.3×N_s=3.3×50＝165）。従って，杭の引抜き試験によらない場合は，最大でも165×2/3＝110kN/m^2とするのがより適切と考えられます。
3-06	6章	P278　傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗における水平地盤反力係数の低減係数ρについて，図6.6.22では斜面傾斜角度が10～50°の場合について示されていますが，50°を超えるような場合（擁壁などがある場合を含む）はどのように考えればよろしいですか。	50°を超えるケースは本指針の適用範囲外であり，参考文献6.6.30)などを参考にして設計者で判断してください。杭の水平抵抗は擁壁の影響も受けると考えられますが，これも設計者判断です。
3-07	6章	P280 中段にて「抗基礎部材の設計用限界値は表6.7に示されている」…とありますが，表6.7が見当たりません。	表6.7はp.256（本文）にあります。
3-08	設計例	P484　付図9.3(a)砂質土(G.L-6.5m)のグラフにて，塑性水平地盤反力（kN）の数値が約160(kN)となっていますが，算出方法がわかりません。P483より塑性水平地盤反力度p_y=6.64×10^2(kN/m^2)ですから，664(kN/m^2)×該当箇所の層厚0.5m×杭径1.0mですから，332.0kNと思いましたが，いかがでしょうか。	杭頭部は，GL-6.5m，GL-7.0mと水平地盤ばねをつけますが，GL-6.5mのばねの支配面積は，層厚0.5m（GL-6.5～7.0m)の半分で， p_y=6.64×10^2(kN/m^2)×0.25×1m（杭径）＝166kN となります。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-01	2章	建築基礎構造設計指針 2019 p30 b)強度特性 について，N値からϕ_dを計算するにあたり，2001年度版 p114 では，N_1の計算の際にはσ_{z0}'をσ_{z0}'≧98kN/m^{2}とするのが良いであろうと記載がありますが，2019年度版 p30では，σ_z'に決めがありません。このため，土被りが少ない地表に近い部分では，N_1＞20となり，ϕ_d=40° と計算されてしまいます。N_1を計算するためのσ_z'に，下限値を設けないのでしょうか？また，下限値を設けるのであれば， 以前と同じ98kN/m^{2}でしょうか？それとも，100kN/m^{2}でしょうか。	直接基礎の支持力の算定では，下限値として2001年版指針の98を100に置換えたσ_{z0}'≧100kN/m^{2}です。 正誤表に追記します。
2-02	2章	p.31，式(2.7.4)で， ・Ygの値が，沖積層1.0とされていますが，参考文献2.7.8)の(5)式では沖積層1.1であり食い違っています。 ・Stの値が，砂質土1.1とされていますが，参考文献2.7.8)の(5)式では砂1.0であり食い違っています。 ・H_0の値が不明ですが，参考文献2.7.8)の(5)式では1.0mとなっています。記載すべきと思われます。	ご指摘の通り誤りですので，正誤表にて訂正します。
2-03	3章	『建築基礎構造設計指針』p49から始まる3.2節 地盤の液状化についての質問がございます。 液状化判定を行う場合，マグニュードの値が必要ですが，本書p50ではなぜマグニチュード7.5を通常値としていらっしゃるのでしょうか。	地表面における設計用外力は，地表面における設計用水平加速度α_{max}と等価な繰返し回数に関する補正係数r_n（=0.1(M−1)）の積で決まります。r_nは，地震波を一定振幅の正弦波に置換えた場合の振幅ですが，基準となる地震波でマグニチュード7.5を採用し，0.65となったため，マグニチュードは7.5が基本になります。マグニチュードは設計者が判断して決めて良いのですが，それを決めるのが難しいとの意見が有ったので，設計上「通常」用いる値として7.5を記載しました。
2-04	3章	「建築基礎構造設計指針p.50」(2019)において，細粒分含有率が35%以上で，埋立地盤等の造成地盤では，以下の条件のいずれかが該当すれば液状化の検討が必要とあります。すなわち，a)粘土分含有率が10%以下，もしくはb)塑性指数が15以下です。 a)の条件において液状化検討が必要な理由（根拠）は何でしょうか？	細粒分が多いほど，同じN値でも液状化強度が高くなりますが，これは主に粘土分に依存しています。自然堆積した砂地盤では，細粒分の一定割合が粘土分なので，細粒分含有率で代用できます。一方，浚渫などによる埋立地盤では，埋立の過程で分級して粘土分をほとんど含まないのに細粒分含有率が高い砂地盤やシルト地盤が堆積することがあります。そのため，埋立地盤等の造成地盤では，粘土分含有率も試験で求め，液状化の検討をすることにしています。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-05	3章	50ページに記載されている，「M：地震のマグニチュードで通常は7.5」という部分について，基本的には解析をする時にM=7.5と設定する意味と存じますが，加速度に応じたMの推奨値などあるのでしょうか。 また，中地震・大地震の定義について，マグニチュードによって中地震・大地震に分類されるのか，加速度によって分類されるのか，大まかな解釈だけでもお教えいただけないでしょうか。	液状化強度には，金属疲労と同様に加えられる応力の最大値だけでなく，繰返し回数が影響します。地表面最大加速度が同じでも，マグニチュードが大きい方が繰返し回数が多くなりますが，その繰返し回数が増えることの効果を「等価な繰返し回数に関する補正係数r_n（=0.1(M−1)）」で評価し，「地表面における設計用水平加速度α_{max}」に掛け合わせることで，振幅を補正(増減)しています。すなわち，繰返し回数は同じで，「α_{max}」を増減させていることになります。 従って，「加速度に応じたMの推奨値」はありません。 上記と同じ理由で，液状化判定における中地震・大地震の定義は，加速度で決まります。
2-06	3章	・本書のP.53のq_t，および，P.54の図3.2.4のq_{ta}の単位はどちらも「kN/m^2」となっています。 ・しかし，図3.2.4での参考文献（鈴木・時松・古山田：地震時の液状化事例とコーン貫入試験結果の関係，2003.9）では，「Mpa」単位で記載されています。 ・よって，本書では「MN/m^2」単位で記載すべきではないでしょうか。 ・なお，2001年版の正誤表では同じ箇所で「（Mpa）を削除」とありますが，当時の参考文献（時松・鈴木：液状化の判定方法と実際の現象，基礎工，Vol.24,No.11,pp.36～41,1996年）では，50～200（kgf/cm^2）ですので，単位換算して5～20（MN/m^2）になると思います。	ご指摘とおり，図3.2.4の横軸の単位は（MN/m^2）です。正誤表にて修正します。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-07	4章	・P92の「（2）杭基礎の杭頭水平力評価に用いる基礎根入れ部の土圧合力の算定法」に示されている土圧合力は，地下壁の土圧合力評価に利用して良いのでしょうか。図4.3.10の関係で地下壁を設計しようとした場合，受働側と主働側に分ける必要がありますが，それは可能でしょうか。あるいは，分ける必要はないのでしょうか。また，参考文献4.3.20)では，クーロン土圧で一連の関係式や図4.3.10を導いていますが，なぜ指針ではランキン土圧になっているのでしょうか。受働土圧をクーロン土圧よりも小さめに評価されるランキン土圧を用いているのは，根入れ部の土圧合力を小さめに評価し，杭頭水平力を大きめ(安全側)に評価するということでしょうか。 ・P93，図4.3.10の縦軸，土圧合力の最大値は，「受働土圧合力と静止土圧合力の差」となっていますが，図4.3.8や図4.3.9の「受働側土圧」（合力と記載されていない）が，図4.3.10の「受働土圧合力」のことで良いのでしょうか。そうであれば，合力には，三角形分布となる受働土圧，主働土圧の合力と，その両者を足し合わせた合力があるということでしょうか。	地下外壁の断面設計については，P83-86に記載しています。もし，重要構造物等で指針記載より大きい外力を希望されるのであれば，その荷重は設計者判断です。図4.3.10でランキン土圧を採用しているのは，これまでの基礎指針との連続性の考慮，クーロン受働土圧は，壁面摩擦角の設定によっては受働土圧を過大評価すること，および杭頭水平力評価の際，根入れ効果を控えめにしたいとの判断からです。 図4.3.8や図4.3.9の「受働側土圧」，「主働側土圧」は土圧分布であり，それを根入れ部面積で積分したものが「受働側土圧合力」，「主働側土圧合力」となります。「受働側土圧」は，一般的には受働状態には至っていないため，この場合は積分した値も「受働土圧合力」より小さくなります。 図4.3.10は，杭基礎の杭頭水平力評価に用いる基礎根入れ部の土圧合力を簡便に求めるためのもので，p.92下から2行目に記してあるように，本来は，図4.3.8や図4.3.9のように，（受働側土圧合力－主働側土圧合力）と相対変位の関係として与えるべきものです。しかし，主働側土圧合力と相対変位との関係も入ってくるので関係が複雑になります。このため，図4.3.10では主働側土圧合力を静止土圧合力で置き換えて，受働側土圧合力－静止土圧合力）と相対変位の関係として与えたものです。静止土圧合力＞主働側土圧合力ですので，根入れ部で負担される荷重は小さめとなり，杭基礎の杭頭水平力評価は安全側となります。 以上のように，図4.3.10の合力は，土圧分布から求まる土圧合力から求まるものであり，図4.3.8や4.3.9と基本的には同じものです。
2-08	4章	土圧合力ばねはフーチング(パイルキャップ)や地下部RCの範囲のばねのことでしょうか？	土圧合力ばねは，地下室を想定しています。根入れの深いフーチング(パイルキャップ)については，群杭効果があるため前方杭のフーチング(パイルキャップ)のみ適用可能とします。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-09	4章	基礎指針2019 P99の表4.3.3 4[d]の地表面の水平震度は二次設計4m/s^2÷9.8m/s^2≒0.4となりますが，基礎構造部材の耐震設計指針P117では0.35となっています。液状化判定も350galなので0.35としても整合は取れているように考えていますが，異なる理由は何なのでしょうか？（二次設計時の水平震度を0.35としてもよい？）	基礎構造部材の耐震設計指針（案）P117の0.35は「地下震度」と書かれています。これは，土圧・摩擦や動的相互作用の影響を含んだ地下部分の応答値であって，基礎指針における「地下部分の慣性力」（土圧・摩擦や動的相互作用の影響を含まない作用値）とは物理的に異なるものです。また，基礎部材の耐震設計指針（案）P117では，「地下震度」0.35の前提として「地表面加速度を500gal程度で」と書かれています。即ち，質問者の言う地表面の水平震度は0.5であり，基礎指針の液状化判定の3.5m/s^{2}とも異なります。地表面加速度，地下震度，地下部分の慣性力，は互いに異なるものであることを，ご理解ください。そもそも，地震荷重は，想定する限界状態や要求性能とセットで定義されるものですから，指針によらず値が合致する必要はないと考えます。
2-10	4章	基礎指針2019のQ&Aの整理番号1-14の回答で，「・・・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」とありますが，「影響が小さい」とはどのように影響が小さいと言うことでしょうか？(0.4÷0.35=1.143の影響は小さい？）	例えば，基礎指針の計算例3の液状化判定において，仮に，地表最大水平加速度4.0m/s^{2}として算定すると，F_Lの値は3.5/4.0倍（約12%減）になりますが，液状化すると判定される（F_L≦1となる）地層は変わらず，D_{cy}の値の増分は約5%になります（ご確認ください）。レベル2地震動時には，等価な繰返しせん断応力比の値は大凡0.3～0.4程度になりますので，基礎指針の図3.2.1において，液状化強度比を示す曲線が，補正N値に対して，かなり立ち上がった部分を使うことになります。このため，地表最大水平加速度を3.5m/s^{2}から4.0m/s^{2}に変えても，F_L≦1と判定される地層が大きく変わる場合は少ないと考えられます。また，同じ理由で，図3.2.6や図3.2.7から，液状化層のせん断ひずみやD_{cy}の増分も（前述のように）大きくありません。即ち，図3.2.10による地盤の等価剛性の変化も大きくありません。地盤反力係数の低減率（図3.2.13）に関する影響も小さいと考えられます。以上より，「設計上の影響は小さい」と判断されます。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-11	5章	P.125　支持地盤の単位体積重量γ_1を評価する深さ方向の範囲について，すべり面の及ぶ範囲（おおむね基礎幅の2倍程度）と考えればよいでしょうか。 P.126　支持地盤の粘着力や支持力係数N_c，N_γ，N_qについて，標準貫入試験のN値から推定（支持力係数についてはN値から内部摩擦角を推定）する方法が多く用いられますが，N値を評価する深さ方法の範囲については，どのように考えるのが妥当でしょうか。 P.130の平板載荷試験のすべり面のおよび範囲（おおむね基礎幅の2倍程度）と考えればよろしいでしょうか。	明確に定められた基準はありませんが，支持力や沈下への影響が大きい基礎幅B程度の範囲の地盤を対象にするのが良いと考えます。 ただし，べた基礎など基礎幅Bが非常に大きい場合は，支持力評価に深部の地盤の性状まで考慮することになってしまいますが，基礎が大きい場合は，支持力ではなく沈下から許容できる荷重が決まることが多いので，支持力算定には基礎底面に近い範囲の地盤の平均的な性状，もしくはこれをやや安全側になるように設定した値を用いるのが良いと考えます。 なお，深部に強度の小さい層がある場合には，2層地盤の支持力の検討も必要となりますので留意してください。
2-12	5章	基礎構造設計指針(2019年）p148に5行目に文献2.7.12)～2.7.14)とありますが，2.7節の文献リストは12)までしか記載されていません。どの文献を参照すればよいでしょうか。	文献2.7.10)～2.7.12)の誤りです。正誤表にて訂正します。
2-13	5章	P130　(2)平板載荷試験による方法の下から2行目　“この場合の基礎幅B_0には載荷板の幅を用いる。”で，載荷板の幅に用いるのは，基礎幅Bではなく基礎幅B_0で間違いないでしょうか。	式5.2.20でN_γを求めるときの載荷幅は載荷版の直径B_tを使いますので，式5.2.10のB_0がB_tになり、Bは直接基礎の基礎幅として，その比で寸法効果$(B/B_0)^{-1/3}$を考慮することになります。従って，「B_0には載荷板の幅を用いる。」で合っています。
2-14	5章	P157：損傷限界状態における転倒の検討が「変則として基礎部の浮上りが生じない抵抗〔式5.4.2〕に対してϕ_R＝1」となっていますが，厳しすぎではないでしょうか。 実際の設計で採用されることがある1.5倍の余裕度を確保した場合もP157の条件を満足しないことになります。〔式5.4.2〕では3倍の余裕度がある。	端部が浮き上がると変位（回転角）が急激に増加する可能性があるので，損傷限界状態では「原則として基礎端部の浮上りが生じない抵抗〔式5.4.2〕に対してϕ_R＝1」は妥当と判断しています。 なお，支持力を偏心荷重を受けるべた基礎（直接基礎）で考えると，〔式5.4.2〕でϕ_R＝1の状態とは，建物荷重は地震時で変わらないため，式5.4.2の状態（基礎全面接地）では$e=B/6$でB_e＝$2B/3$になり，基礎面積は$2/3\times A$となります。砂地盤で根入れがない場合，極限支持力度は基礎幅に比例する（2/3倍）とすれば，極限支持力は偏心荷重がない極限限界支持力の$2/3\times 2/3=4/9$となります。基礎寸法効果ηの項も考慮すれば，損傷限界状態の耐力係数ϕ_R=1/1.5は使用限界状態の耐力係数ϕ_R=1/3と比べて，特に厳しい値とは考えていません。質問にある「〔式5.4.2〕では3倍の余裕度がある。」とは考えていません。

整理番号	章	ご質問･ご意見	回答
2-15	5章	p.160より抜粋しますが，3.転倒の検討 において，7行目より「使用限界状態では基礎端部の浮上りを生じさせてはならない。損傷限界状態でも，板状建物や高層建物に附属する軽微な部分の局所的な浮上りを除き，原則として基礎端部の浮上りを生じさせてはならない。」とあります。ここでの「板状建物」ですが，例えばブロック塀や擁壁等を指すものでしょうか。	5章は「直接基礎」の設計を示すところなので，「板状建物」とは，中高層集合住宅などに適用される直接基礎の板状建築物を想定しています。質問の「ブロック塀や擁壁等」は想定していません。
2-16	6章	場所打ちコンクリート杭と埋込み杭の極限支持力の設計値について，前者は載荷試験結果の平均値，後者は95%の超過確率の値を設定しているのはなぜか？	1)本指針においては，杭先端支持力の設計用限界値(極限支持力の設計値)は載荷試験結果の平均値を採用することを基本としています。これは常時荷重に対して耐力係数を1/3としていることと関連し，従来の設計法における安全の余裕度をより明確にしたものと考えています。ところで，この耐力係数は試験結果のばらつきや結果に及ぼす重大性などを考慮して決定する方法が他指針などで採用されておりますが，本指針では，常時荷重に対して耐力係数を1/3とすることに統一しておりますので，異なる杭種において同程度の安全の余裕度を確保するために，設計用限界値の設定方法を変えることで対処することにいたしました。 2)場所打ちコンクリート杭については，設計用限界値を載荷試験結果の平均値とする考え方を踏襲したものです。前指針との違いは指針に明記したとおり，従来の載荷試験結果から除外したデータによるものです。 3)埋込み杭の先端支持力については，従来は杭体の断面積を採用していましたが，今回の指針において初めて，根固め部の断面積としたことが大きな理由です。 4)既製コンクリート杭を主とする埋込み工法について採用した載荷試験データにおける第2限界抵抗力の平均値は222N (kN/m^2)であり，ラウンドナンバーとしては220N，あるいは200N程度の値が想定されますが，これは根固め部の品質が杭体と同等のものである場合には成り立ちますが，指針に明記したとおり，杭先端面積として採用した根固め部の品質の不確実性を考慮して，設計用限界値として平均値の2/3程度に低減した150Nを採用しました。根固め部の品質に関する明確な統計データは存在しませんが，一部の杭の掘出し調査の結果，先の前提が成り立たない場合もあり，現時点においてはこの程度の低減が妥当なものと判断しています。 5)基礎指針204頁の解説文「図6.2.4では，全データの95%が式6.2.6による支持力値を上回っている。」は，図6.2.4に示す109例の載荷試験結果のうち，104例が式6.2.6による支持力値より大きいことを述べているものです。超過確率について述べたものではありません。
2-17	6章	図6.2.4において全データの95%が式6.2.6による支持力を上回っていると判断した根拠は何か？	図6.2.4より式6.2.6による支持力値を下回っている結果は，5例あることが分かります。載荷試験データは109例（基礎指針202頁）ですから，式6.2.6による支持力値を上回っている載荷試験の割合は，(109-5)/109=0.954，即ち95%となります。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-18	6章	場所打ちコンクリ―杭の極限支持力算定式(120N)が告示1113号の値(150N)と異なるが，告示改正に向けて働きかけるのか？	日本建築学会の基礎構造設計指針は，常に，最新の合理的データに基づく設計方法を提示しており，現時点の技術指針として優れたものであると考えていますが，国土交通省建築指導課がそれを告示として採用するか否かは国交省の判断によるもので，学会として情報の発信は行っていると判断しています。
2-19	6章	建築基礎構造設計規準・同解説(昭和56年3月25日　第8刷)に「基礎スラブ周辺からくい中心までの最短距離」の記載があるが，新指針にはどこに記載がありますか。該当箇所を教えて頂けないでしょうか。	2019年度版の建築基礎構造設計指針（2019年11月25日　第3版第1刷）には，件名の記載に該当する記述はありません。杭頭接合部およびパイルキャップの設計に関しては，本会「鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・同解説」をご参照ください。
2-20	6章	建築基礎構造設計指針の248ページにあります引抜き抵抗力算定について，R_{TU}，R_{TR}，R_{TY}の単位が「kN/m^2」となっています。「kN」の誤りではないでしょうか。	誤りですので，正誤表にて「kN」に訂正します。
2-21	6章	基礎指針2019での水平地盤反力k_hと水平地盤ばね，地震時地盤変位は異なるものなのでしょうか？お手数おかけしますが，詳しく御教示頂けないでしょうか？	水平地盤ばねは杭と地盤を結んだばね，その単位面積当たりのばね定数（剛性）が地盤反力係数です。地震時には杭と共に地盤も動くので，水平地盤ばねに生じる変位は杭と自由地盤の相対変位（杭変位−地震時地盤変位）に相当します。
2-22	6章	基礎指針2019 P280の上から5行目に「・・・式6.1.1による。」とありますが，何ページに記載しているのでしょうか？	184ページです。式6.1.＊は，6.1節にある式を意味します。
2-23	7章	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，杭体については常時荷重とレベル1荷重とレベル2荷重Sグレードは同じ値でよいということでしょうか？	パイルド・ラフト基礎における杭が分担する鉛直支持力の設計用限界値は，常時荷重時およびレベル1荷重時とも（Sグレードではレベル2荷重時も）同じ値です。パイルド・ラフト基礎では，鉛直支持力をラフト（直接基礎）で支持することを原則としているためです。 　しかし，杭体（基礎部材）に関しては，表6.7に示すように常時とレベル1荷重時（グレードSではレベル2荷重時まで）の設計用限界値は同じではありません。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-24	7章	1)P307，7.4節本文の4行目に「ただし，計算上は根入れ抵抗を考慮しない。」とあります。しかし，P310，18～20行目の解説には，「根入れが深く地下水位が高い場合には，ラフトの鉛直分担荷重のほとんどが水圧となる場合もあり，この場合は，水平力はラフト底面摩擦を無視して，杭基礎にならって，杭と根入れ抵抗で負担する。」とあります。本文と解説が矛盾しているように感じ，混乱しております。本文には「原則」が抜けているのでしょうか。それとも，根入れ抵抗を考慮した超高層パイルド・ラフト基礎の設計例はいくつか発表されていますので，根入れ抵抗を同時に考慮しても良いのでしょうか。 2)P310，12～13行目，「このことから，パイルド・ラフト基礎においては，性能グレードによらず損傷限界状態の安全性だけでなく，終局限界状態の検討を行うことが必要である。」と記述されていますが，直接基礎や杭基礎では，終局限界状態の検討を行わなくても良いということでしょうか。「必要」ではなく，「重要」ということでしょうか？	1） 根入れ抵抗の発揮には，大きな変位を要することがあり，ラフト底面摩擦と根入れ抵抗を同時に考慮すると考慮方法によっては，杭分担荷重を過小に評価する危険がありますので，2.杭応力の検討方法に示した手法（底面摩擦が極限に達するまで）で計算する場合は，根入れ抵抗を考慮しないこととしています。底面摩擦が極限に達した後は，杭基礎と同じ扱いとして根入れ抵抗を考慮しても良いこととしました。 2） 損傷限界状態では，杭の応力は，終局限界状態までにはある程度の水平耐力の余裕がある状態として設定されます。しかし，パイルド・ラフト基礎は，水平力に対して杭とラフト底面摩擦の両者で抵抗しますことから，p.311図7.4.4，7.4.5に示したように底面摩擦が降伏した後は，杭のみで水平荷重に抵抗するため，杭の分担荷重や応力が急激に増加する可能性があります。このため，レベル1荷重に対して杭の応力を損傷限界状態に抑えただけでは，終局限界状態に対してほとんど水平耐力に余裕がない状態である可能性があります。このことから，設計グレードに依らず終局限界状態検討が「必要」と記述しました。他の基礎形式に対しては，設計グレードに応じて検討を行うこととなります。
2-25	9章	擁壁においても，基礎構造指針p.350 表9.2.1での地震時の土圧が$e \leqq B/2$ですので，直接基礎と同様に浮上りを許容しているということで宜しいでしょうか。	擁壁の浮上がりについては，擁壁の形状やタイプ，擁壁周辺の状況，支持力・滑動・転倒の検討等の総合的な判断によると考えます。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-26	付録	付録　鋼管杭の保有性能　p438～441 以下，杭頭補強筋を計算する際の仮想鉄筋コンクリート断面の直径について質問です。 P439の「鋼管杭を用いた杭頭接合部の曲げ耐力実験では・・・仮想鉄筋コンクリート円柱の直径を鋼管杭の直径+200mmとしたときの解析値を上回り，直径を鋼管杭の直径×1.25+100mmとしたときの解析値にほぼ等しい結果が得られている。」とありますが，鋼管杭や場所打ち鋼管コンクリート杭以外の杭（場所打ち鉄筋コンクリート杭，既製コンクリート杭）にも仮想鉄筋コンクリート円柱の直径を杭の直径×1.25+100mmを採用しても宜しいのでしょうか？ 例えば，道路橋示方書2014年版から仮想鉄筋コンクリート断面は杭径+0.25D+100mm（但し，最大400mm）となっており，対象は鋼管杭とされていませんでした。その道路橋示方書の参考文献は，「独立行政法人土木研究所：杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する「恩田邦彦，中谷昌一，白戸真大，大久保浩弥：高強度鉄筋を用いた杭頭結合構造の正負交番水平載荷実験，土木学会第64回年次学術講演会，2009」と遡っており，P441”参考文献付3.7）”と同じ文献を参考していました。 二次設計を考慮すると杭頭補強筋の本数が増加し，基礎梁主筋や基礎柱（礎柱）主筋，柱脚アンカーボルトが納まらなくなるので，少しでも杭頭補強筋の本数が少なくなれば納まりが容易となる為，ご質問させて頂いた次第です。	基礎指針(2019)では，他の杭種に適用できるかについて確認していないので，回答できません。
2-27	計算例	2019年度版の建築基礎構造設計指針P464の下から7,8行目の $I_s(H_2, \nu_2)=I_s(11.0,0.45)=0.400$ $I_s(H_1, \nu_2)=I_s(9.0,0.45)=0.385$ の出し方がわかりません。 教えて戴きたいのですがよろしくお願いします。	別紙回答書
2-28	計算例	447頁の最下部，D_{cy}＝0.05×1.0+0.08×1.0+0.01×1.0+0.02×1.0+0.005×1.0ですが，例表1.2より，0.04×1.0　+0.08×1.0+0.01×1.0+0.02×1.0+0.005×1.0ではないでしょうか？	ご指摘の通り，0.05は0.04の誤りで，D_{cy}とSは0.16mになります。正誤表にて訂正します。

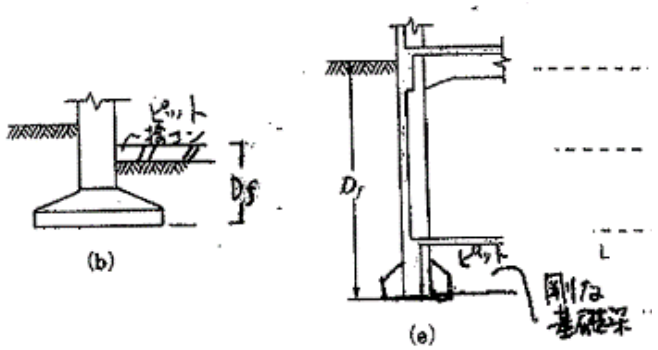
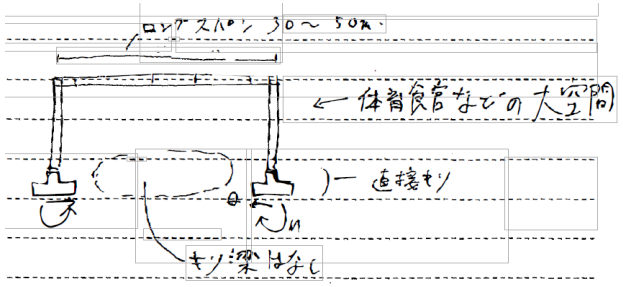
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-29	－	ブロック塀の転倒においては，学会論文「コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究」で水平載荷試験での基礎の浮上りがある状態での，地盤の極限支持より転倒抵抗限界を求めているかと思いますので，その点を考慮しているということで宜しいでしょうか。 また常時の場合，ブロック塀・型枠ブロック塀においてはコンクリートブロック塀設計規準・解説において，L形基礎の場合の最小根入れ・最小基礎幅にて計算すると，常時においても基礎の浮上りが発生しますが，塀においては浮上りを使用限界状態でも許容するものでしょうか？ （計算例：補強ブロック8段積み地上高1.6m・同ブロック塀規準p.332より基礎幅550mm/根入れ350mmの場合　e=0.55/2-M_0/V=0.275-1.37/8.3=0.11e/B=0.11/0.55=0.2≧1/6） もしくは，使用限界状態の要求性能(p.19)より，地盤において，「使用上有害な沈下・変形が生じない」ことを確認でき，浮上りが大きくなければ（例えば，$e \leqq B/3$）問題ないと考えられるでしょうか。	ブロック塀に関する質問で，本指針の対象外ですので，回答は控えさせて頂きます。 なお，擁壁に関する質問に関しては，2-25にて回答しています。

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値が小さな土槽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)	

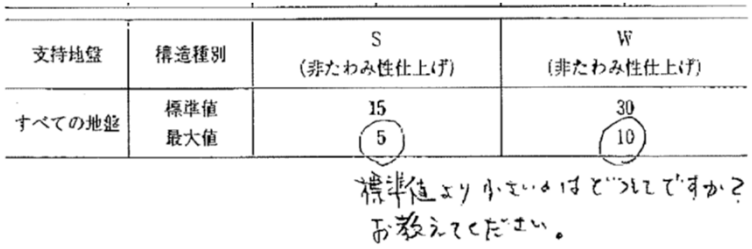
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-09	3章	P50(下から13行目)に「透水性の低い土層に囲まれた礫・・・も液状化の検討を行う」と書かれていますが，具体的に透水係数として決められているのであれば教えていただきたいたいのですが。他の機関で，具体的に透水係数を指定している文献も御座いましたが。	具体的な透水係数は決められていません。設計者の判断になります。
1-10	3章	本文P50に「～20m以深については地盤応答解析を用いることが推奨される」とあります。地盤応答解析はどこでどのように学べますか？	参考文献3.2.3)などを参考にしてください。また，地盤工学会では，講習会が行われています。
1-11	3章	本文P51拘束圧に関する換算式 改定前:CN＝√(98/σ_z') 改定後:CN＝√(100/σ_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/s2，水中単位体積重量＝10kN/m2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で，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いただけないでしょうか。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_a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，Naが大きいほどサイクリックモビリティーの影響で剛性低下が止まります。その目安の下限値がNa＝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)	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？ 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？ ※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。	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。 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とする。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。」 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。 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。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-15	4章	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 ϕ /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_e 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 $q_{d\max}$ 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下さい。	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_e 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.転倒の検討で示しましたように、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でしょうか。この時，粘性土で ϕ ＝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' は有効応力でこの場合は上載圧 $\gamma_2 D_f$ に相当），ϕ =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。 ϕ ＝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.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。 	(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すが。
1-19	5章 (9章)	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。	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。
1-20	5章	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。 	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。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-21	5章	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。 $q_u'=5.14\alpha c+\gamma H$ 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でしょうか。	cとϕの両方が確実に期待できるという条件であれば，考慮は可能かと思います。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，$\phi=0$とした方が良いと考えます。
1-22	5章	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，簿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) 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・支持力に対しての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。	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。
1-23	5章	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？	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。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-24	5章	P.154の相対沈下量について教えて下さい。 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。  	上記質問（整理番号1-23）への回答と同じです。
1-25	5章 (6章)	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。	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。
1-26	5章	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。	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。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-27	6章	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。 （意見の全文へのリンク）	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。 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。
1-28	6章	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？	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。
1-29	6章	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？ 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？	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。
1-30	6章	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。	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。

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tan0.3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力(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tan0.3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になります。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)	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。 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。 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。 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。 次ページに参考資料を添付します。 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。 J＝0.5/((T)^2/3)≦1 M＝J（三角形分布荷重による転倒モーメント） 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。 （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）	中低層建物の場合，外力分布は基本的にAi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。
1-35	7章	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ϕ_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『ϕ_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？	「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ϕ_R=1/1.5』が正となります。
1-36	10章	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いただけますでしょうか。（P.408，10.4節）	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。

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。