

「小規模建築物基礎設計指針」(第2版,2025年12月刊行)質問と回答

整理番号2-01から2-08まで:2026年7月20日更新

整理番号1-01から1-86まで:2026年6月1日更新

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-01	2章	スクリーウエイト貫入試験が高止まりする場合、5mまで自沈層がないことが確認できません。その場合、自沈層の考え方はどのようにして耐力を算出すればよいでしょうか。	一般的には、スクリーウエイト貫入試験で貫入不能になった以深の地盤データは、資料調査による近隣のデータで推測します。貫入不能となった層の下に自沈層があると推定される、確度の高いデータが入手できない、盛土のため隣接のデータを参照する意味がないなどの場合は、表2.1.2に示す追加調査を推奨しています。
2-02	3章	P.97 レベル1荷重時における液状化検討時の最大加速度 2.0m/s^2 としているが、最大加速度 1.5m/s^2 の採用は不可能でしょうか。	H_1 - H_2 法の元になっている図3.5.3は、最大加速度マグニチュード7.7、およそ 2.0m/s^2 による被害記録です。マグニチュードが同程度で、最大加速度 1.5m/s^2 による被害事例が図3.5.3に当てはまるかは今のところ不明です。一方、建築基礎構造設計指針に記載のある F_L 法では、レベル1荷重検討用として $1.5\sim 2.0\text{m/s}^2$ を推奨しています。
2-03	3章	P.101 選択肢2 影響が小と評される程度まで、個別宅地で液状化対策を実施する。とあります。「影響が小と評される程度まで」とは、どのように考えればよろしいでしょうか。	図3.5.3の「影響が大」から「影響が小」になるような液状化対策を実施するという意味です。個々の液状化対策については設計者判断となります。
2-04	3章	標準貫入試験を行った場合、砂質地盤であってもN値15を超える場合液状化しないと判断しますが、SWS試験により換算N値15以上の層について、 H_1 - H_2 法の非液状化層と扱ってよいか。	H_1 - H_2 法は土質と地下水位から判定する手法です。 H_1 と H_2 の定義は図3.5.2に記載の通りです。
2-05	3章	「図3.5.3 液状化の影響程度(レベル1地震動)」と「図3.5.4 液状化の影響程度(レベル2地震動)」の記載がありますが、平13国交告第1113 第2の「液状化の恐れのある地盤の場合～(中略)～有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。」は「図3.5.3 液状化」の影響程度(レベル1地震動)」のみ影響が小の範囲にあればよいでしょうか。	1章にて「関係法令への適合性は、別途確認が必要である」と述べている通り、法令の適用関係についての質問に答える立場にありません。
2-06	3章	P101 選択肢1の解説にある「客観的にやむを得ない事情がある」とは状況は具体的にはどのような状況を想定されていますか。浅層改良や柱状改良で対応可能な範囲内であれば、当てはまらないと考えてよろしいでしょうか。	「客観的にやむを得ない事情」とは、敷地の制約条件から選択できる液状化対策工がない、建築主の資力を遥かに超える非現実的な費用を要する液状化対策などを指します。設計者が責任をもって具体的な判断をしてください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
2-07	6章	P.166, 正誤表(整理番号1-9)において、「従前の指針で定義されていた小規模建築物を超える適用範囲において、」の文言が削除されました。この理由について教えてください。 言い換えますと、初版(2008)から改定版(2025)では小規模建築物の定義が変更されました。初版(2008)では省略された水平抵抗の検討は、従前の定義と関係なく、改定版(2025)ではすべての地盤改良体が水平抵抗の検討対象となるのでしょうか。	初版(2008)が刊行されたころは、地盤改良体は平面配置で2mを超えることはほぼありませんでしたので、鉛直検定比に余裕があり、水平検定比が1.0を超えることはありませんでした。しかしながら最近では、鉛直検定比1.0を狙うぎりぎりの設計が散見されはじめ、水平検定比が1.0を超える事例が多く確認されるようになりました。斯様な理由から、改定版(2025)では、鉛直検定比に余裕がない場合は水平抵抗の検討を推奨することになりました。 なお、委員会では刊行直前まで議論が続き、原稿の修正に見落としがあったため、正誤表で訂正いたしました。
2-08	6章	P.169 小口径鋼管の杭状改良体を基礎に埋め込ませる場合について、参考文献として基礎指針が記載されていますが、参照箇所が不明です。どこのページを参照すればよろしいでしょうか。	建築基礎構造設計指針の6章杭基礎を参照願います。
1-01	1章	①建築基準法施行令第38条1項: 構造耐力上安全なものとしなければならない。 ②告示 平成13年国土交通省告示第1113号第2: 建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して、建築物または建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。 ③小規模建築物基礎設計指針P166: 「影響が小」とみなせる程度も損傷限界状態の関連性についての質問です。液状化が生じる可能性がある軟弱地盤の場合です。 ①が大前提条件で、②は地盤の短期支持力を算出する際に告示式を用いる場合には、②の有害な…沈下を確かめる必要があります。 確かめられた場合に、短期支持力が求まり、短期支持力の検討を構造計算により行い、安全性が確認できるもの(①を満足させることができる)と考えております。 本指針③の、「影響が小」であることを確認すること」は (A)建築物の自重による…有害な…沈下が生じないことを確かめること (B)「建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮」する必要のない地盤である。 のどちらに該当するのでしょうか(両方?) もし(A)のみに該当する場合は、「その他の地盤の変形等を考慮して」建築物の有害な損傷や沈下が生じないことを確かめたことになるのでしょうか。	p.3に「本指針は、学術的見解に基づいて、推奨する一つの指針としてまとめたものであり、建築基準法・同施行令および関連告示とは一線を画している。したがって、本指針は法的拘束力をもったものではなく、関係法令への適合性は、別途確認が必要である」と述べている通り、法令の適用関係についての質問に答える立場にありません。 本指針では、液状化の可能性がある地盤において、レベル1荷重に対し、「影響が小」であることを確認することで、地盤の支持力については、損傷限界の支持力は満足されたものとみなす、としているので、「損傷限界」の意味合いを勘案の上、ご判断ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-02	1章	基礎指針の範囲内容にもなりうるかと思いますが、本指針ではレベル2荷重に対する基礎の要求性能はグレードCとのことでしたが、公共建築物等において国交省「耐震安全性の目標」の構造体Ⅰ類、Ⅱ類、Ⅲ類が求められる場合でも、許容応力度設計内で重要度係数を乗することで本指針の対象となると考えてよろしいでしょうか。	他の指針類に対して、本指針の対象となるかについては回答する立場にありません。本指針が対象とする小規模建築物は、その大半が個人資産であり、敷地や資力に制約があることによる特有の事情を前提として、要求性能を設定しているの、公共建築物とは前提が異なる場合があると思われます。それを勘案してご判断ください。
1-03	1章	第1章の説明内で「設計者」とは誰を指すのでしょうか？	本指針を参照して小規模建築物の基礎設計を行うとする者です。
1-04	1章	※P1～2 表1.1.1について 「358棟の建物の接地圧の調査」と記載されていますが、梗概集、論文集等で発表された資料はありますか。 P88表3.4.3で木造と鉄骨住宅の荷重を同等の値で扱っているに対して表1.1.1ではべた基礎の接地圧は双方で2倍近い差があります。データの出典が見たいです。 なお、軽鉄系の住宅においては2Fべた基礎の上限値を16kN/m ² (常時)としています。自分で自分の首を締めていることになりませんか。16kN/m ² を超える設計などいくらでもあると思います。また、深基礎(布)の場合はどのように考えればよろしいのでしょうか。	表1.1.1は本指針改定小委員会内のワーキンググループ内で実施された調査に基づいており、梗概集等で発表された資料はありません。 表3.4.3は圧密沈下の検討における増加地中応力を算定する際の平均的接地圧の目安ですが、表1.1.1は本指針の適用範囲となる接地圧の目安を定めるため、最大接地圧の統計学的95%上限限界値をまとめたものです。 表1.1.1の結果を参考に、上部構造が鉄筋コンクリート造以外の場合はべた基礎で20～50kN/m ² 、布基礎で50～100kN/m ² 、上部構造が鉄筋コンクリート造の場合はべた基礎で80kN/m ² 程度以下を適用範囲としているので、この範囲から外れるなら被害調査のサンプルも限られるため本指針のクライテリアの考え方は適用できません。
1-05	1章	住宅等小規模建築物の構造計算を行う際、基礎計算は主にグレー本を参考にする形になりますが、小規模基礎指針とグレー本では、基礎の計算方法が異なる部分もございます。グレー本と小規模基礎指針の計算方法に違いがありますが、許容応力度計算をする場合はグレー本を参照し、小規模基礎指針は、あくまで壁量計算を前提とした基礎の計算方法ということでしょうか。	本指針の適用範囲は1.1節に記載の通りです。他の指針類に対してコメントする立場にありません。
1-06	1章 p.1	P1 小規模建築物の定義 RC造以外のべた基礎50kN/m ² 以内について杭状地盤補強において1本あたりの長期許容耐力を算出し、杭位置をピン支持として設計する場合は、長期軸力/1本あたりの支配面積より最大の接地圧を算出し、この値で判断すればよい	本指針の適用範囲については、地盤に作用する単位面積当たりの荷重レベルを目安にしていますので、ご質問のような方法も一つの接地圧の算出方法かと思いますが、べた基礎であるなら、5.6節のように基礎を含む建物全体重量をスラブ面積で除して、荷重の偏心を考慮して有効接地圧を算定するなどの方法も考えられます。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-07	1章	最大接地圧の統計処理により、適用範囲を布基礎で最大100kN/m²とし、これを超える場合はこの指針の適用範囲外とされていますが、SWS試験においては最大120kN/m²まで地耐力が設定できます。 ・基本的には小規模建築物はSWS試験に基づいて設計される建物であるため、120kN/m²まで対象範囲とすべきと考えますが、いかがでしょうか。 ・接地圧が100kN/m²を超える場合、対象から外れるのは、どの項目になるのでしょうか。 (SWS試験による支持力・基礎部材の設計方法など。すべての内容？) ・SWS試験ではN_{sw}150で上限値が設定され、それ以上のN_{sw}は余力として判断できると思うため、SWS試験は120kN/m²までとし、基礎設計において適切に設定した地耐力に合わせた構造計算を行えば、同様の扱いができるかと判断してもよいでしょうか。	本指針における接地圧に関する適用範囲は、常時荷重・レベル1荷重に対し、一部で基礎指針と異なるクライテリアを設定し、レベル2荷重に対してはグレードCをクライテリアとする設計法を対象として、過去の被害地震での被害調査や設計実績などを勘案して設定しているため、単純なSWS試験の調査法に対応した支持力の算定の適用範囲などとは異なります。 本指針で定義する小規模建築物の接地圧の目安を超える場合には、十分なサンプル数に基づいた適用性の検証がされておりませんので、クライテリアの設定やその目標性能実現のための設計法は、基礎指針を参照願います。
1-08	1章	p.2(表1.1.1):工法・建築規模・基礎形式の違いによる接地圧の95%上限限界値の整理を見る限り、2階建てWPC造(住宅規模)の布基礎形式は、接地圧の大小に関わらず本指針の適用外となるという理解でよいのでしょうか。これまで同条件の物件に対して本指針を適用してましたが、適用外となれば設計方針に大きく影響するため、質疑させていただいております。	壁式プレキャストコンクリート造は、荷重としてはRC造に相当すると思われますが、本指針で想定している一般的な小規模建築物の基礎の沈下のクライテリアなどを適用して問題ないかは、WPC造の上部構造の要求性能から定まる項目もあると考えられます。設計者が上部構造の要求性能を定め、本指針のクライテリアで問題ないかを個別にご判断ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-09	1章	p.2(表1.1.1): 今回示された接地圧の上限値について、工法ごとに値が異なる理由をご説明いただけますでしょうか。接地圧は工法に依存しないと考えており、設定根拠を確認したく存じます。 また、軽量鉄骨べた基礎 16 kN/m²、重量鉄骨べた基礎 44 kN/m²など、実務に影響する数値もあるため、見直しの可能性についてご検討をお願いします。地盤改良を行う場合にも、同じ上限値を適用する必要があるのかご教示ください。 さらに、講習会資料では RC／非RC で一律の上限値が示されていますが、本文に記載がない理由、表1.1.1 の位置づけ、重量鉄骨の扱いについてもご説明をお願いします。 最後に、基礎形式ではなく調査方法に応じて上限値(例えば、SWS試験のみの場合は50kN/m²、追加調査を行った場合は 100 kN/m²など)を設定する方が合理的ではないかと考えております。この点についてのご見解も併せてお伺いします。	p.1下から5行目に「常時荷重時の接地圧の上限の目安は鉄筋コンクリート造を除くとべた基礎で20～50kN/m²、布基礎で50～100kN/m²、RC造のべた基礎で80kN/m²程度以下であった。RC造の布基礎は調査データがなかったため、RC造以外の布基礎の値が目安となる。この接地圧の上限の目安の範囲内の建築物は、・・・適用の上限の目安とした。」と記載されています。表1.1.1は上限の目安を導出した根拠資料です。 この上限値は被害調査などの前提となっており、本指針のクライテリアを適用する条件となりますので、どの程度の接地圧の建物が小規模建築物として設計されてきたが重要な要素です。調査方法については、第2章において「SWS試験から得られる情報だけでは満足のいく設計ができない場合」に「設計者と建築主がコミュニケーションを図れるように」表2.1.2を示しました。本指針は「要求性能の設定において、安全かつ費用も含め現実的な設計方法を提示できるよう設計者が建築主とのリスクコミュニケーションを行うことを前提」としていますので、調査方法の選定も同様に考えられます。
1-10	1章	接地圧の上限値は 指針P.2 表1.1.1の常時接地圧が上限値と考えてよいでしょうか。RC以外のべた基礎: 50kN/m²以下、布基礎100kN/m²以下と講習会資料には記載あります。例えば 2×4 2階のべた基礎は 上限値19kN/m²と表にあります。19kN/m²を超えたら小規模設計指針の適用外になるのでしょうか。もしくは50kN/m²が上限となるのでしょうか。	表1.1.1はp.1の17行目以降の接地圧の目安を定めた根拠です。p.1下から5行目に「常時荷重時の接地圧の上限の目安は鉄筋コンクリート造を除くとべた基礎で20～50kN/m²、布基礎で50～100kN/m²、RC造のべた基礎で80kN/m²程度以下であった。RC造の布基礎は調査データがなかったため、RC造以外の布基礎の値が目安となる。この接地圧の上限の目安の範囲内の建築物は、・・・適用の上限の目安とした。」と記載されています。
1-11	1章	pp.1～2: p.1の17行目以降には接地圧の目安が記載されていますが、p.2の表1.1.1に示されている接地圧の上限値と比較した場合、どちらを基準として参照すべきでしょうか。また在来布基礎など、表に記載のないものについて、その値を参照すべきか、教えてください。	表1.1.1はp.1の17行目以降の接地圧の目安を定めた根拠です。
1-12	1章 3章	液状化評価のH1-H2法が今回修正され、液状化の程度において「中」は「大」と同等扱いとするとありますが、表1.4.3の注記3)には、影響が「中」になる場合があるとあります。記載内容が食い違っていると思います。	正誤表にて修正対応いたしました。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-13	1章 3章	(2025.12版)P.2では、表1.1.1「工法、建築規模、基礎形式の違いによる接地圧の95%上限限界値」が新たに追記されたと思われませんが、この数値は上記P.88の数字とはどのような違いがあるのでしょうか？ 例えば、P.2の「在来」「2階」「べた基礎」では、【44kN/m²】となっており基礎構造が布基礎ではないにしろ、P.88の基礎を含んだ荷重【12kN/m²】よりかなり上回った数値となっています。 今後、上記のように申請者（設計者）が、木造2階建て住宅の概算荷重の参考根拠にする場合に、審査の資とするため何卒、ご教示願います。 お忙しいところ恐縮ですがよろしくお願いいたします。 (背景) 本市に提出される二階建ての木造一戸建て住宅(新2号)の確認申請について、地盤改良杭が必要な場合の補強検討計算時などにおいて、書籍「小規模建築物基礎設計指針(2025.12版)」のP.88(旧版P.82)の表3.4.3「一般的な木造住宅の荷重」の表中数値を計算根拠としている申請者（設計者）が多い状況であり、本市も審査時にこの数値を参考にさせていただいている状況です。 例)木造2階住宅【12kN/m²】+積雪荷重3kN/m²+安全側考慮3kN/m²=18kN/m² 18kN/m²×建築面積＝建物荷重 建物荷重÷補強杭支持力＝必要改良杭本数	P88表3.4.3は圧密沈下の検討における増加地中応力を算定する際の平均的接地圧の目安ですが、表1.1.1は本指針の適用範囲となる接地圧の目安を定めるため、最大接地圧の統計学的95%上限限界値をまとめたものです。 表1.1.1は最大値の95%上限限界値(最大値がこの数値を超える確率は5%以下)を示していますが、表3.4.3は一般的な平均値を示しています。 概算荷重を何の目的に使用しているのかを確認の上、ご判断ください。
1-14	1章 6章	P166の水平抵抗の検討の要否について、鉛直検定比0.8を超えた場合を目安として示され、P347以降に小口径鋼管杭がその例として示されています。例えば、小規模建築物の定義(P1)の目安値を少し超える場合(述べ面積550m²など)にも参考にできると考えてよろしいですか。 また、鉛直検定比に用いる材料強度とは、長期の圧縮強度ということよろしいでしょうか。	指針P.1に示された小規模建築物の定義を外れる建物については、本会編「建築基礎構造設計指」および関連指針を参照してください。 鉛直検定比に用いる材料強度につきましては、改良体の長期許容圧縮力となります。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-15	1章 7章	ルート1の適用範囲に合わせ、適用建物の高さ規制が緩和されました。 高さ16m以下で、地震時の浮き上がりなく、鉄骨造70kN/m²以下の物件は適用範囲内と考えています。仮に、地震時に浮き上がりが発生した場合もべた基礎の有効面積の考え方で設計できる物件であれば本指針の適用建物と考えて問題ないでしょうか。(風圧<地震を確認している物件)	常時荷重時の接地圧の上限の目安は、上部構造がRC造以外の場合は、べた基礎で20～50kN/m²、布基礎で50～100kN/m²程度以下としていますので、適用範囲内かは設計者にて判断してください。 レベル1荷重時は浮き上がり限界モーメント$M1=VB/6$以下をクライテリアとしており、これは基礎指針にも記載のある通り、$M1$を超えると基礎の回転角が急激に大きくなり、モーメントを除荷した後の残留沈下も大きくなることが確認されているためです。 また、レベル1荷重時の地盤の沈下量が損傷限界の限界値(変形角を5/1000)以下となることを確認することが原則ですが、レベル1荷重時の支持力の照査を行うことで沈下の要求性能は満足されたとみなすとしているのも、浮き上がり限界モーメント以下を遵守することで、過大な残留沈下は生じないという前提条件があるからであり、浮き上がり限界モーメントを超える場合には、沈下量のクライテリアを確保できるかの照査が必要です。
1-16	2章	P54 13行目「ただし、より大きな換算N値を採用するような危険側の使い分けは避け」という意味がわかりません。 P50に記載がある$N_{sw} > 150$こえる場合の信頼性の面で欠けるので支持力や粘着力などを算出する場合のことをいっているのでしょうか？または、砂質土の$N_{sw} \leq 75$の換算N値や、粘性土のqu換算式全体のことをいっているのでしょうか？	例えば、SWS試験結果で粘性土に対しては、N値が大きく換算される「稲田式」を採用、砂質土に対してはN値が大きく換算される「大島・深井らの式」を採用するような都合の良い使い分けは避けるという主旨です。
1-17	2章	p.21(表2.1.2)：左側の調査・検討項目に「1. 本調査」と記載されている一方、上段の調査方法欄にも「本調査」があり、二重表記となって矛盾しているように見受けられます。現状では、簡易サンプリングに○が付くと、追加調査のサンプリングを行わない限り「本調査」にならないように読めてしまいます。 左側の「1. 本調査」を「1. 事前調査・本調査」とし、簡易サンプリングの○を削除すれば、この矛盾は解消されるのではないかと考えられるがいかがでしょうか。	表2.1.2の一番左は、調査目的を表すように表現したつもりでしたが、「1. 本調査」は言葉足らずで、「事前調査・本調査・追加調査」として位置付けた本調査と混同していますので、現状の「1. 本調査」は、「1. 基本的な地盤性状の把握」に読替えてください。正誤表に加えました。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-18	2章 3章	2.2節p.54に稲田式と大島・深井式を使用するときの注意点として下記の記載があります 「近年の全自動式のSWS試験や自由落下による標準貫入の使用状況に鑑みると、大島・深井らの式の方が整合性が高いと思われる。ただし、稲田式を用いた基礎設計の実績が多数あることを考慮すると特にどちらを使うべきかということはないと判断される」 しかし、3.3節p.74に算定式から支持力を求める方法（SWS試験による）から先は稲田式を用いた変換式を「小規模指針推奨式」としており、前述の「特にどちらを使うべきかということはない」と矛盾します。 このことについては、どのような判断となっていますでしょうか？ 指針の記述「一軸圧縮強さq_uとSWS試験の関係式(2.3.4)式に着目して、安全側に内部摩擦角を有しないと仮定すると」⇒この2.3.4式が稲田式です	一軸圧縮強さq_uとSWS試験の関係式は「稲田式」(2.3.4)式と「大島・深井らの式」(2.3.9)式を示しておりますが、(2.3.4)式の方が安全側になるため、(2.3.4)式を用いて導かれた(3.3.6)式を長期許容支持力式として推奨しております。
1-19	2章	p.98 4行目の本文中、「評価精度を上げたい場合、表2.3.2に評価精度の高い順に」の記載があります。ここで参照している「表2.3.2」は、「表2.1.2 調査目的別の地盤調査方法選定表」の方が適切ではないでしょうか。	正誤表にて修正対応いたしました。
1-20	3章	p.72(表3.2.3) 杭状地盤改良のうち、小口径鋼管や既製コンクリート柱状体を用いた杭状改良工法の場合、杭状改良体と基礎との接合ディテールは、どのような構造を想定されていますか。	杭状改良体と基礎との接合部については6.1節をご確認ください。
1-21	3章	P74～75 支持力式(3.3.6)式の内容と、告示式(3.3.2)式の内容で(3.3.6)式の結果が大きくなるケースがでます。 確認申請時に、(3.3.6)式と(3.3.2)式の小さい値の結果を採用していくべきと思いますが、(3.3.6)式を扱った場合の説明方法はあるのでしょうか。	申請時の質疑に対する回答をする立場にありません。支持力は(3.3.2)式と(3.3.6)式を用いて算出し、安全性を考慮して小さい方を採用するかなどは、設計者が判断すべきことです。

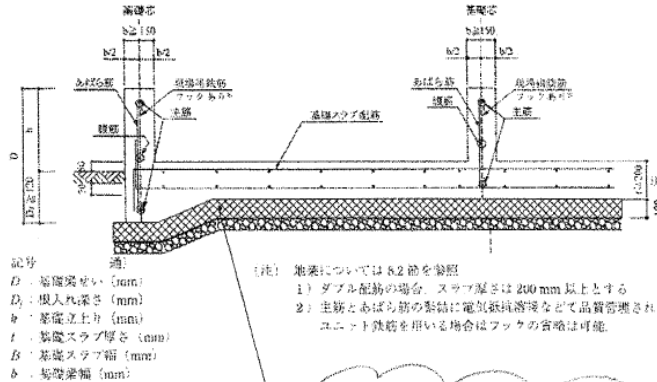
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-22	3章	P75, SWS試験の結果から地盤の支持力を算出する際、(3.3.6)式「$q_a = 30W_{sw} + 0.64N_{sw}$」を用いると、平13 国交告第1113 号に規定されている式「$q_a = 30 + 0.6N_{sw}$」を上回る場合があります。このような場合でも、建築基準法上は適合していると判断してよいのでしょうか。 「補足説明」 本指針では、(3.3.6)式「$q_a = 30W_{sw} + 0.64N_{sw}$」を長期許容支持力として推奨しています。一方で、平13 国交告第1113 号では「$q_a = 30 + 0.6N_{sw}$」と規定されており、これを上回る値を許容する緩和規定を設けられていません。例えば、自沈なし($W_{sw}=1.0$)で、$N_{sw}=50$ の場合の長期許容支持力は、本指針では62kN/m^2、告示では60kN/m^2となり、本指針の算定値が告示値を上回る結果となります。このように、本指針に基づく算定により告示値を上回る支持力を採用することは、建築基準法上、適合していると判断してよいのでしょうか。	(3.3.6)式は本指針が設定した推奨式であり、法的拘束力をもつものではありません。1.2節にも記載されている通り、法適合については別途確認が必要です。また、ご指摘のように(3.3.2)式よりも大きな支持力になる場合があります。一方、(3.3.2)式はW_{sw}を考慮していないため、SWS試験における自沈層がある地盤で支持力を過大に評価する場合があります。したがって、支持力は(3.3.2)式と(3.3.6)式を用いて算出し、安全性を考慮して小さい方を採用するかなどは、設計者が法適合なども考慮して判断すべきことです。
1-23	3章	P77, 図3.3.3, ある審査の指摘で、べた基礎のスラブ面下の根入れが確保できていないという指摘をうけたのですが、根入れ深さの確保は、外周梁の直下のみで、スラブ面下は除くと考えてよろしいのでしょうか。	根入れはべた基礎のスラブ面下で確保するのが原則ですが、本指針図3.3.3の右下および「建築物の構造関係技術基準解説書」図3.1-4に記載の通り、内部の根入れを浅くするような場合は、底盤位置での地盤の支持力の確認や雨水の影響がないこと、内部の基礎立ち上がりとその上部に配置される耐力壁が負担すべき水平力に対し基礎梁として必要となる性能を確保されているかを検討する必要があります。
1-24	3章	P80, 今回、「主に雨水の侵入に起因する沈下」ということが加わりましたが、雨水処理を宅内浸透処理にするケースもございますが、雨水の宅内浸透処理は、建物の沈下には悪影響と考えられますでしょうか。悪影響が少ない宅内処理の仕方などがあればご教示頂けると幸いです。	水と沈下は密接に関係するため、宅内で浸透処理を行う際に、土質・地形・地下水位などの条件から浸透処理に適さない地盤に施設を設置すると、建物や近接する擁壁・斜面などへ影響が生じる可能性は容易に想定されます。このため、国土交通省や各自治体が示している浸透施設の設置に関する技術指針を参考にすることが有用と考えられます。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答																																																																																						
1-25	3章	pp.82～83: 図3.4.3 (g)は軟弱層上に均等に造成盛土したら中央がへこんで沈下する例だとすると、表3.4.2 は「主に雨水の浸入に起因する沈下」は該当せず、「圧密沈下」のみではないか。 <table><caption>表3.4.2 不同沈下の原因別</caption><thead><tr><th>区 分</th><th>原 因</th><th>図</th><th>圧密沈下</th><th>主に雨水の浸入に起因する沈下</th><th>その他</th></tr></thead><tbody><tr><td rowspan="2">総合 地盤</td><td>平均的な軟弱地盤</td><td>a</td><td>○</td><td></td><td></td></tr><tr><td>建築物の傾斜</td><td>b</td><td>○</td><td></td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">建物 など</td><td>建物の沈下</td><td>c</td><td></td><td></td><td>○</td></tr><tr><td>沈下し不均</td><td>d</td><td></td><td>○</td><td></td></tr><tr><td rowspan="2">地盤 改良</td><td>設計不良</td><td>e</td><td>○</td><td></td><td>○</td></tr><tr><td>施工不良</td><td>f</td><td></td><td></td><td>○</td></tr><tr><td rowspan="7">圧密 沈下</td><td>盛土の沈下</td><td>g</td><td>○</td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>盛土の沈下</td><td>h</td><td></td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>軟弱地盤</td><td>i</td><td>○</td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>盛土の沈下</td><td>j</td><td>○</td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>軟弱地盤</td><td>k</td><td>○</td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>盛土の沈下</td><td>l</td><td>○</td><td>○</td><td></td></tr><tr><td>軟弱地盤</td><td>m</td><td></td><td></td><td>○</td></tr><tr><td rowspan="2">圧密 沈下</td><td>圧密沈下</td><td>n</td><td></td><td></td><td>○</td></tr><tr><td>圧密沈下</td><td>o</td><td>○</td><td></td><td></td></tr></tbody></table> (g) 盛土の沈下	区 分	原 因	図	圧密沈下	主に雨水の浸入に起因する沈下	その他	総合 地盤	平均的な軟弱地盤	a	○			建築物の傾斜	b	○			建物 など	建物の沈下	c			○	沈下し不均	d		○		地盤 改良	設計不良	e	○		○	施工不良	f			○	圧密 沈下	盛土の沈下	g	○	○		盛土の沈下	h		○		軟弱地盤	i	○	○		盛土の沈下	j	○	○		軟弱地盤	k	○	○		盛土の沈下	l	○	○		軟弱地盤	m			○	圧密 沈下	圧密沈下	n			○	圧密沈下	o	○			表3.4.2の (g)では、「盛土自身の収縮や…」と記載しており、盛土層そのものの収縮を沈下要因として含めています。したがって、圧密による沈下だけでなく、雨水の浸入に起因して生じる沈下も、盛土層自体の沈下要因として位置づけられます。
区 分	原 因	図	圧密沈下	主に雨水の浸入に起因する沈下	その他																																																																																				
総合 地盤	平均的な軟弱地盤	a	○																																																																																						
	建築物の傾斜	b	○																																																																																						
建物 など	建物の沈下	c			○																																																																																				
	沈下し不均	d		○																																																																																					
地盤 改良	設計不良	e	○		○																																																																																				
	施工不良	f			○																																																																																				
圧密 沈下	盛土の沈下	g	○	○																																																																																					
	盛土の沈下	h		○																																																																																					
	軟弱地盤	i	○	○																																																																																					
	盛土の沈下	j	○	○																																																																																					
	軟弱地盤	k	○	○																																																																																					
	盛土の沈下	l	○	○																																																																																					
	軟弱地盤	m			○																																																																																				
圧密 沈下	圧密沈下	n			○																																																																																				
	圧密沈下	o	○																																																																																						
1-26	3章	P84の8行目「自沈層は概ね粘性土と推定できる」とされていますが、その場合、以下と考えてよろしいでしょうか。 ①SWS試験結果が「砂質土」となっている「粘性土」と考えて、自沈層がある場合は圧密沈下の検討を行う。 ②SWS試験結果が「砂質土」となっている「粘性土」と考えて液状化の検討において、非液状化層とする。	自沈層と土質の関係には一定の傾向があるという研究報告があるからといって、SWS 試験結果から作成された推定柱状図を無視しろと断じているわけではありません。重要なのは、こうした傾向を認識したうえで、推定柱状図を作成した調査会社と十分にコミュニケーションを図り、より実状に近い柱状図を推定できるように情報を共有・確認することです。																																																																																						
1-27	3章	P87、(3.4.1)式の記号説明の〔○項参照〕の○部分について、a～dとなっておりますが、正しくはi～iv かと思われます。	正誤表にて修正対応いたしました。																																																																																						

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-28	3章	P91「曖昧なデータや不適切な計算式の適用は……適切に評価することが重要である」 まったく記載の趣旨の通りであると思います。しかし、多くの読者は建築学会の指針で「不適切な計算式」など記載されるはずがないと思っているのではないのでしょうか。 この「不適切な計算式」とは旧指針図.3.3.9「粘着力と体積圧縮係数の関係」を指していることは明白で、これまでに多くの方から指摘を受けてきたため、改訂版で削除されたものと認識しております。 しかし、大手の住宅メーカーをはじめとして多くの地盤調査会社や工務店では現況の調査機器を使って沈下量を簡便に定量的に評価できるものとして、運用して来たと思います。おそらく17年間全国で数十万件以上あるいは100万件超えているかわかりませんが、この中でどれほどの物件で不都合があったのでしょうか。影響はあまりにも大きすぎます。一旦、指針に載せたからには、理論だけでなく、実績をしっかりと調査し、改訂版に載せるかどうか判断するべきで、これが改訂版を執筆する人の使命ではないのでしょうか。なお、講習会においては、削除理由の説明はありませんでした。 余談：法廷論争になったときニンマリしている鑑定人、弁護士がいます。上手な指摘の回避方法、トークを望みます。	旧指針では、実験で得られた粘着力cと体積圧縮係数mvの関係が図示されており、その関係自体を否定するものではありません。ただし、これまで実務ではSWS試験結果から換算して得られたcを用いてmvを評価していた点に課題がありました（換算に換算を重ねた評価）。さらに、本改定で明確に示すことができた小規模建築物の接地圧に幅があることに対し、mvは応力に依存することを踏まえると、cからmvを一義的に求めること自体に無理があると判断しました。そのため、今回の改定では、「換算値ではなく実測値を用いて評価することを原則とする」という方針を大前提とし、これらの図式は削除しています。 なお、従来から沈下の評価には、複数の定性的な側面を加味していた事実を鑑みますと、簡便な定量的評価だけで運用してきたから問題がなかったという捉え方は理にかなっていないと思います。 改訂版は、旧指針に依存することなく、それまでに得られた新たな知見や旧版に存在していた課題を踏まえて作成されます。したがって、旧版と改定版で内容が異なることは当然想定されるものであり、いずれも各出版時点での最適な技術的指針であるとして理解していただければと思います。
1-29	3章	p.91(3.4.7)式のmvの算出方法については含水比に基づく手法のみが記載されていますが、粘着力を用いてmvを算出することは、指針上、適切ではないという理解でよろしいでしょうか。	旧指針では、実験で得られた粘着力と体積圧縮係数の関係が図示されており、改定版では外したからといって、その関係自体を否定するものではありません。しかし、これまで換算して得られたcを用いてmvを評価していた点に課題がありました。今回の改定では、この問題を解消するために、「換算値ではなく実測値を用いて評価することを原則とする」という方針を大前提としたため、これらの図式は削除しました。
1-30	3章	p.96下から3行目、液状化検討における荷重レベル1の設定について、地震規模M7.7程度、最大加速度2.0 m/s^2を想定する必要がありますでしょうか。地震規模M7.5や最大加速度を1.5 m/s^2とすることは適切ではないのでしょうか？	図3.5.3は、地震規模M7.7程度、最大加速度2.0 m/s^2の地震の実被害調査を基に作成されており、ここでは同地震をレベル1荷重の目安として定めただけです。個別設計のレベル1地震動の設定については、設計者の判断をお願いします。
1-31	3章	p.96図3.5.2のH1-H2法においては、3m以上の非液状化層が存在する場合、その下位に位置する液状化層はH2に含めない取り扱いとなっていますが、H1-Dcy法を採用した場合におけるDcyの検討範囲についても、同様の考え方を適用する理解でよろしいでしょうか。	H1-H2法とH1-Dcy法の評価方法は異なります。「3m以上の非液状化層が存在する場合」の箇所は、H1-H2法の独自の考え方に拠りますので、H1-Dcy法に適用することはできません。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-32	3章	講習会資料P.7 3.4沈下の検討圧密試験からCc,Mv求めて検討することを推奨するといわれており、指針にもかかれておりますが、圧密試験を実施しない場合、wL、Wn(実測値)から求めてもよい。→ボーリングでの追加調査を必ずしないといけないということでしょうか。	圧密試験については「推奨する」とされており、必ず実施することを求めているわけではありません。本指針では、定量評価に加えて定性評価も有用であるとしています。これは、建物の沈下には、「圧密沈下」だけでなく、「主に雨水の浸入に起因する沈下」が大きく作用する場合があるためです。したがって、定量評価を行う場合で「圧密沈下」が主体となると判断される場合には、設計者の判断により適切な調査方法を選択してください。
1-33	3章	p.96(図3.5.2): 液状化層・非液状化層の選定方法について、添付資料のようなSWS試験データの場合、粘性土と砂質土が互層状であり、かつ非液状化層の層厚が3m以上となっているため、同層より上層のみでH1とH2をカウントすると、地下水位以浅の0.7mが非液状化層、液状化層は上層には存在しないため0mという認識でよろしいでしょうか。	個々の事例には回答できません。図3.5.2を参考にご判断をお願いします。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-34	4章 5章 計算 例	P315[計算例8]、P323[計算例10]の設計条件の設定において、基礎スラブ検討用荷重WFと基礎梁検討用荷重WBの荷重について(表4.2.3参照)を見ると $WF=12.42\text{KN/m}^2$ $WB=10.98\text{KN/m}^2$ とあるが、ここでの梁間とはWF、WBの数値から読み取ると梁間=2.73mとなりますが、梁間とは具体的に例図5.3.1の開口部の幅の事になるのでしょうか？ 若しくは計算対象基礎に直行する基礎のスパン長さの半分という事なののでしょうか？ 具体的にここでいう梁間とはどこを指すのか図示していただきたいです。 P105の図4.2.2では梁間とは基礎梁から小梁までの梁間になっており例図5.3.1には小梁の表記が無く、この梁間の解釈が不明瞭です。具体的に図示していただきたいと思います。	表4.2.3に記載の梁間はP105の図4.2.2に記載の重量負担範囲の例を基にした数値になります。図5.3.1の開口幅とは異なります。
1-35	5章	今回、独立基礎が無くなりましたが、これまで玄関のポーチ柱のみ独立基礎で検討していた部分等は、基礎梁を通して一体として設計するか、独立基礎として設計する場合は、基礎指針に従い、個別に沈下検討をしなければならないということでしょうか。	独立基礎とした部分は、沈下に対して他の部分と一体的に挙動しますので、独立基礎とした部分に有害な沈下・変形が生じないかは本指針では取り扱っていません。有害な沈下・変形が生じないかの確認が必要な場合には、基礎指針等を参照してください。
1-36	5章	p.116 12.13 行目：基礎底面と地盤との摩擦係数について0.4～0.6の範囲が記載されていますが、この値はどのような土質および土質条件を想定して設定されているのでしょうか(例えば、0.4を採用する場合に想定されている土質の種類や粒径など、基となった資料や出典についてご教授いただけますでしょうか)。	既往の実験研究により、砂とコンクリートの静止摩擦係数は0.4～0.6とされています(Uesugi et al., Soils and foundations, 1990など)。粘性土では内部摩擦角が砂質土に比べて小さくなるため静止摩擦係数も小さくなる傾向になります。
1-37	5章	119P図5.2.2及び図5.2.3について、布基礎、べた基礎の断面例が示されております。基礎梁とフーチングまたはスラブとの相互の定着については、特に示されてはおりませんが、規定はないと考えてよろしいのでしょうか。内部立上りでは、全く定着がない形も図示されていますが、定着なしでも問題ないということでしょうか。	布基礎やべた基礎の配筋要領は、本会「壁式構造配筋指針・同解説」などが参考になりますのでご参照ください。
1-38	5章	P119図5.2.3より基礎スラブ筋の定着の考え方についてスラブ筋の端部定着にて、上側定着とされていますが、その意図は定着長を確保するためですか？本指針のような小規模の基礎スラブ筋(例;D13鉄筋)の定着位置および定着長についてご教示ください。	布基礎やべた基礎の配筋要領は、本会「壁式構造配筋指針・同解説」などが参考になりますのでご参照ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-39	5章	p.119：本指針には記載がありませんが、べた基礎スラブ下と地業の間に断熱材を敷き込む工法は採用可能でしょうか。可能な場合、以下の点について教えてください。 ・許容支持力度の扱い ・断熱材の耐力計算方法(安全率の考え方など) ・断熱材を構造材として使用した場合の劣化(圧密、虫害等)の評価方法  図 5.2.3 基礎壁の断面例(べた基礎) スタイロフォーム等 押出法ポリスチレンフォーム「JIS A 9521 建築用断熱材」	第1章P6「小規模建築物のための地盤改良」でも述べている通り、『「地業」として扱われるものであるが、建築物の荷重を支持する重要な材料であることから、材料としての強度や耐久性が明確なものを使用し、構造安全性の確認が可能な材料のみを本指針では対象』とする、という考え方は共通しています。建築物の供用期間中、荷重を支持できる材料であるかは、個別に判断してください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-40	5章	住宅の人通口を基礎梁として設計する際に、スラブ内に補強筋を並べた形で設計されているケースを多く目にします。(別添①)複筋ともなっていないのですが、このような形でも基礎梁設計は成り立つと考えられるのでしょうか。それとも、120Pに記載された「梁として、力を伝達することができず、寸断された状態」と考えるべきでしょうか。	個別の設計内容に答える立場にありません。力学モデルの仮定や設計方針などが適切であるかを確認してご判断ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-41	5章	p.134: 偏心布基礎から生じるねじれモーメントをねじれ抵抗梁に伝達させるための基礎梁(偏心布基礎の基礎梁)について、ねじれの検討が必要かどうか確認したい。 もし検討が必要な場合、RC 基準に準拠し、口の字型スターループを配置する必要があるのでしょうか。計算例を見る限りでは、ねじれの検討は行われていないように見受けられ、提示されている断面・配筋ではねじれモーメントを負担できないように思われます。この点についてご説明いただきたい。	本指針では、「偏心布基礎」および「片側に土圧を受ける基礎」の「鉛直荷重に対する検討」において、基礎梁に作用するねじりモーメントに対する検討を実施することを求めています。(5.4.1)式および(5.5.7)式による検討は、常時作用するねじりモーメントに対し斜めひび割れ強度を安全側に表現しているとRC規準にも述べられている通りです。もし、(5.4.1)式、(5.5.7)式を満たさない場合には、閉鎖型STPを設けRC規準に準拠したねじり補強の検討が必要になります。 なお、本指針では、「水平荷重に対する検討」では、ねじりモーメントとせん断・曲げモーメントとの複合応力に対する検討は求めています。本来であれば、レベル1荷重時にもねじりモーメントは作用しているので検討することが望ましいですが、小規模建築物で常時荷重に対し(5.4.1)式、(5.5.7)式を満たすように設計されている偏心布基礎等の実績において、特段の被害が報告されていないことなどからレベル1水平荷重時のねじりモーメントとの複合応力の検討は、今回の改定では見送っています。今後の課題として引き続き小委員会にて検討を重ねます。
1-42	5章	p.143: 静止土圧係数K_0の記載がありますが、土質条件に応じたおおよその目安がありましたら、ご教示いただけないでしょうか(例えば、粒径に基づく土質区分ごとの代表値や、これらの値の根拠となった文献・資料の出典などをご教示いただけると幸いです)。	地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」などに解説がありますが、ヤーキー(Jaky)の式は基本的には砂質土のK_0を表す式であり、粘性土では砂質土よりも内部摩擦角が小さくなるため、K_0は大きくなる傾向があります。N値から内部摩擦角を推定するなどにより目安の値を求めることもできます。
1-43	5章	P148 縦筋(せん断補強筋): atxの式中のjの値のdが$150/2+(13+10)/2$となっているが、P149の図5.5.10の縦筋(せん断補強筋)の場合のdと相違していないか。	図5.5.10のdの取り方が逆となっていました。正誤表にて修正対応します。
1-44	5章	p150 最下段の本文中でSWS試験による支持力算定式が記載されていますの式番号「5.6.2」が落ちています。	正誤表にて修正対応いたしました。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-45	5章	P151 ベた基礎スラブの設計用曲げモーメントについて「基礎スラブは四辺固定のRC造スラブを対象とした場合を取り扱う」とあります。 木造住宅のべた基礎では、周辺の固定度を考慮した、1辺ピン端や、2隣片ピン端などの解析方法も多く用いられています。 周辺の固定度は設計者が適切に判断すべきことはわかりますが、AJIでは四辺固定だけを取り扱っています。 木造住宅のべた基礎は四辺固定による解析でも問題ないのか等、その理由(技術的根拠)についてご教授願います。	スラブの4辺の支持条件は、設計された基礎梁の剛性に見合う適切な支持条件を選択する必要があります。 固定度をどう仮定するかは設計者が判断すべきことであり、本指針で一律に固定度の条件を決めることはできません。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-46	5章	p.153: べた基礎スラブの検定では、(5.6.9)式により引張側配筋の検定のみが示されており、圧縮側のコンクリートの検定に関する記述が見当たりません。また、p.116の「4.基礎設計の検討項目」には、「荷重及び外力により直接基礎部材各部に生じる応力が各部材の許容応力度に基づく部材の許容耐力を超えないことを確認する」とあり、曲げモーメントの検定が表5.1.1に示されていますが、具体的な検定内容の説明がなく理解しづらい状況です。 そこで、べた基礎スラブのシングル配筋とした場合に、スラブの引張鉄筋比が釣合鉄筋比を超えるケースについて、圧縮側のコンクリートの検定を行う必要性をどのように考えるべきか教えてください。 (参考)以前RC基準2010のQ&A No.79で小規模建築物のべた基礎にシングル筋で、スラブの引張鉄筋比が釣合鉄筋比を超える場合の圧縮側のコンクリートの検定について別紙のように質問しました。 質問 (20 条関連) RC 規準 P268, 「スラブの曲げモーメントに対する設計」において、スラブの引張鉄筋比が、釣合鉄筋比を超える場合は、どのような算定が必要でしょうか? 梁に準じた算定でよいですか? 例えば、小規模建築物のべた基礎にシングル配筋があり、釣合い鉄筋比を超える場合には、圧縮側のコンクリートが許容曲げモーメント以下となる検定が必要ですか? 同じ学会の「小規模建築物基礎設計指針」6.6 節 べた基礎 2.(1) 2)①にて、「基礎スラブは、実状に応じた構造モデルを選定し、下から作用する接地圧に対して計算する。」となっており、参考文献として、RC 規準が参照されていますが、釣合い鉄筋比を超える場合については、言及がないため質問させていただきました。 (東日本住宅評価センター 建築審査管理部 構造設備グループ 池田朝三) 回答 釣合鉄筋比を超えるということはすなわち、圧縮側のコンクリートで許容曲げモーメントが決まるということであり、その場合、コンクリートの存在応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する必要があります。 なお、釣合鉄筋比を超えるようなスラブは、クリープ変形などたわみの心配があるので、あまり好ましくないように思います。	基礎部材の要求性能の確認方法は、便宜的に許容応力度設計法の考え方を採用して記載していますが、その前提として、例えば1.4節3項の解説(P11)では、常時荷重に対する基礎部材の使用限界状態を「耐久性に影響する有害なひび割れが生じないこと」としており、その確認方法として、本会「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説」(2003年)において引張鉄筋応力を長期許容応力度以下とすること等により最大ひび割れ幅を0.3mm程度に間接的に制御する考え方が示されており、鉄筋応力に着目しています。 もともと、小規模建築物の基礎設計において、釣り合い鉄筋比を超える程、過密な配筋がされることは想定されていませんが、目標性能の確認方法には、前記指針などを参照して直接引張鉄筋応力に応じたひび割れ幅を制御する方法などもありますので、限界状態として想定される要求性能の意味合いも考慮してご判断ください。

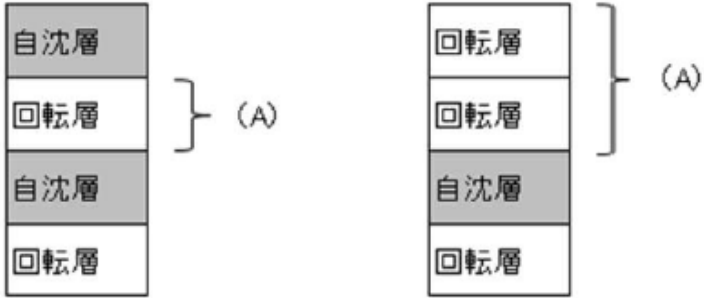
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-47	5章 8章	P119 図5.2.3[注]2)品質管理されたユニット鉄筋 と P220 表8.3.3③「組立鉄筋を用いる場合はAタイプまたはBタイプとする」の施工品質管理された溶接組立鉄筋 と記載がある「品質管理」とは、どのようなものを想定(指)したものか 具体的にご教授願いたい。	一般に鉄筋を溶接すると、溶接熱により、局部的に材質が変わり、伸びの無い箇所(脆弱的部分)が形成されます。近年、構造材料として鉄筋のJIS規格に規定される規格降伏点や伸びなどの特性値が担保されるスポット溶接技術が開発され、住宅の基礎工事の現場で広く用いられるようになっていきます。「品質管理」とは、このような鉄筋の構造特性値に影響を与えない溶接品質を管理するための項目であり、詳細は日本建築センターなどの評価機関が行う技術評価をご参照ください。 現場での工事監理という意味では、第3者の性能証明を取得しているユニット鉄筋(溶接組立鉄筋)を使用している場合には、受入れ時に納品書などで性能証明番号などを確認するなどの書類確認が考えられます。
1-48	6章	杭状改良体の沈下検討ですが、先端からの計算は杭基礎としての検討ではないでしょうか？	杭状改良体の沈下検討は、基礎指針を参考に等価荷重面法を推奨しています。なお、本指針では杭基礎について取り扱っておりません。

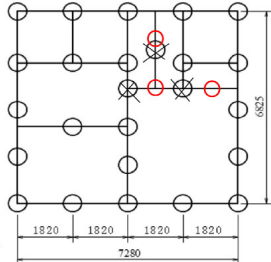
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-49	6章	6.3節 浅層混合処理工法 ⑤下部地盤に作用する分散応力の計算、⑥下部地盤の許容鉛直支持力度の計算について ⑤の作用応力では、基礎底面から下部地盤までの地盤の荷重を見込んでいるが、⑥の下部地盤の支持力計算では、SWS試験による場合、基礎底面から下部地盤までの地盤による抑えの効果が考慮されていない。式(6.3.7)は式(3.3.6)を極限支持力に対応させたものと思われるが、式(3.3.6)は基礎直下の地盤の支持力のため、テルツァーギ式から根入れの効果を無視して導いた式となっている。 しかし、下部地盤に作用する応力と下部地盤の許容鉛直応力の比較においては、式(6.3.8)と同様に根入れの効果を見込めると考えられるが、いかがでしょうか。 なお、p.77の3. 層状地盤の支持力においても、確実な重力の作用による抑えの効果が、上部層の荷重は相殺される旨が記載されている。	式(3.3.6)、(3.3.7)、(3.3.8)および式(6.3.5)、(6.3.7)、(6.3.8)の考え方は以下の通りです。 式(3.3.6)、(6.3.7)について スクリーウエイト貫入試験と平板載荷試験の関係から導かれた式です。元となる平板載荷試験の測定深度が不明であり、根入れ効果の評価は不可なため、評価式から根入れの項を外しています。 式(3.3.7)、(3.3.8)について 文中にあるように、$\gamma_1 \times D_f'$ は元から存在する地盤で確実な抑え効果が見込まれるため、耐力係数1/3の範囲から外しています。これは、一般的に小規模建築物の基礎根入れは浅く、抑え効果の影響は小さいため、耐力係数1/3の範囲から外しても大きな問題にはならないという判断が働いています。また、$\gamma_1 \times D_f'$ は相殺されるため、式(3.3.7)から式(3.3.8)に移行するときには、この項目を外しました。(本式については判断する決め手がなく、結果的には議論を尽くして掲載された基礎構造設計指針の式に合わせることにしました) 式(6.3.5)、(6.3.8)について 改良地盤は不確実性を含むため、初版(2008年)の実績を踏まえ、耐力係数1/3を抑え効果に反映しています。そのため、初版(2008年)と同一の評価式となっています。 以上より、根入れの抑え効果については、評価式に統一性はありませんが、影響の大きさと確実性を重視した結果と受け止めて頂きたいと思います。
1-50	3章 6章	砂層下の粘性土地盤の支持力算定式では、土被り圧を荷重と支持力の双方で「相殺される」ものとして扱っています(式(3.3.7)と式(3.3.8))。このことは、浅層混合処理された地盤下の支持力算定時でも当てはまりますか？ すなわち、下部地盤に作用する分散応力の算定では、式(6.3.5)で土被り圧を考慮しています。一方、下部地盤の支持力をSWS試験結果から算定する場合は、土被り圧が考慮されていない式(6.3.7)が使用されます。このため、SWS試験結果を用いて下部地盤の支持力評価を行う場合、式(6.3.5)の第2項を無視しても構わないのでしょうか？	No1-49の回答を参照願います。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-51	3章 6章	P77,78 2層地盤の下部地盤の許容応力度の式(3.3.8)式では、 D_f' の項(基礎底面から下部粘性土までの深さの項)に安全率1/3がかかっていません。 しかし、P187の浅層混合処理工法の下部地盤の許容応力度の式(6.3.8)式の D_f' の項(基礎に近接した最低地盤面から下部地盤までの深さの項)には安全率1/3がかかっています。 この下部地盤の許容応力度の式、2層地盤の下部地盤の許容応力度の式において、安全率の考え方が異なる理由がわからないので教えてください。 (3.3.8)式、(6.3.8)式も建物周囲を掘削する可能性については同じかと思いますので質問しました。	No1-49の回答を参照願います。
1-52	6章	P166 従来の指針で定義されていた小規模建築物を超える適用範囲において、鉛直検定比に余裕がない場合は水平方向の検討が必要との記載だが、従来の指針の適用範囲を超える場合の意味がわかりません。 軒高9m超又は最高の高さ13m超16m以下(いずれも延べ面積500m ² 以下)の場合のことでしょうか？	従前の指針とは初版(2008年)を指し、初版で定義されていた小規模建築物の適用範囲は、地上3階以下、建物高さ13m以下、軒高9m以下、延べ面積500m ² 以下の条件を満足する建築物になります。
1-53	6章	杭状改良体を採用した場合、地盤の耐力は期待せずパイルドRAFTの考え方はしないこととしています。その場合、杭状改良体を配置しない基礎梁下にもフーチングは必要なのでしょうか。 また、杭状改良体の施工誤差を考慮した上でせん断もコンクリート断面で十分伝達できるような設計を行った場合にフーチングの幅は不要と考えることは何か問題あるのでしょうか。 例) 梁幅250の基礎梁にフーチングなし(フーチング幅250)とした場合 小口径鋼管杭φ114、施工誤差±100とすれば杭心は基礎梁幅内に十分納まっています。 指針の図例にあるような一般的な布基礎形状にあるフーチングの出を不要とすることは問題あるのでしょうか。	1.4節の「基礎部材」の要求性能を満たすかどうかにより、判断することになります。
1-54	6章	杭状改良体と基礎梁は鉄筋で接合しないため、水平加力時にも基礎梁に杭体からの曲げ戻し応力は発生しないと考えています。但し、摩擦により上部架構の水平力は地盤に伝わると考えていることに矛盾はあるのでしょうか(評価機関から曲げ戻しの考慮を言われることがあるため)。	P169に記載の通り、直上の基礎との回転剛性は工学上無視することができると考えます。

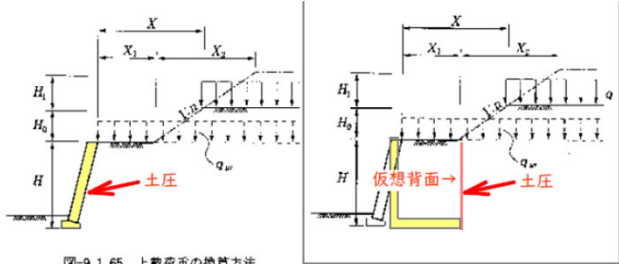
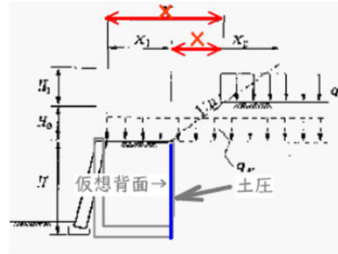
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-55	6章	パラメトリックスタディに基づき、常時における鉛直荷重と改良体材料強度の比が0.80を超える場合には水平検討を実施する旨が示されていますが、本取り扱いは深層混合処理工法のみに適用されるものと解釈してよろしいでしょうか。	小口径鋼管杭の場合でも、鋼管軸径($\phi=114.3\text{mm}$)もしくは鋼管厚さ($t=4.5\text{mm}$)より小さい鋼管を採用すると、地盤の条件によっては、水平抵抗の安全性に問題があり得るパラメトリックスタディ結果が示されています。 (島田将伍他, 小規模建築物のための地盤改良で使用される小口径鋼管杭の水平抵抗, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, No.20270, pp.539-540, 2024) 初版(2008)の当時は、常時荷重に余裕がある設計が一般的であったため、水平方向の検討を省略することが成り立っていました。一方、最近では常時荷重に余裕のない設計を行うケースがあります。杭状地盤改良全般に対していえることですが、常時荷重に余裕のない設計を行う際には、水平方向の検討が必要となることもあります。
1-56	6章	p.166 上から7行目:「鉛直検定比が0.8 以下の場合、水平抵抗の安全率が1.0 を下回る」とありますが、対象は深層混合処理工法のみで、小口径鋼管や既製コンクリート、木材(基礎に埋め込ませない場合)については、水平抵抗(地震時の断面検討)の検討が必要ということでしょうか。	No.1-55の回答を参照願います。
1-57	6章	p.166の水平荷重に対する検討が省略できるとしている検定比0.8については、建物全体荷重を全本数の改良体材料強度で除した値による検定比として評価してよいという理解でよろしいでしょうか。	基礎の剛性が十分に大きく、基礎底版に作用する最大接地圧と最小接地圧に大きな差がない場合には、建物全体荷重を改良体全本数で除した値が改良体1本当たりの負担荷重として検定してよいと考えます。なお、この場合の改良体材料強度とは、改良体の長期許容応力圧縮力です。
1-58	6章	p.166の8行目「従前の指針で定義されていた小規模建築物を超える適用範囲」との記載について、その具体的な意味を確認したく存じます。本記載は、鉛直荷重1,000 kNおよび水平荷重200 kNを超える範囲を指すものと解釈してよろしいでしょうか。	従前の指針とは初版(2008年)を指し、初版で定義されていた小規模建築物の適用範囲は、地上3階以下、建物高さ13m以下、軒高9m以下、延べ面積500 m^2 以下の条件を満足する建築物になります。

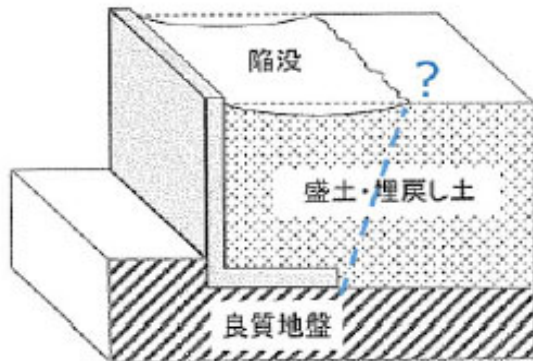
整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-59	6章	p.166の6行目：鉛直検定比の算出式として「常時の鉛直荷重/改良体の材料強度」と記載されていますが、正しくは改良体の材料強度ではなく、“材料強度から求まる長期許容支持力”ではないでしょうか。 また、検定比0.8では現行の実績からすると厳しい条件であり、根入れや摩擦の影響を考慮すると、杭状改良体に作用する鉛直力はそれほど大きくないと考えております。検定比の緩和や除外規定を設けることは可能でしょうか。 さらに、過去の地震被害調査において、地震力により杭状改良体が破損した事例がないのであれば、鉛直検定の検討を省略できるのではないかと考えますが見解をお聞かせください。	鉛直検定比の算出式に記されている「改良体の材料強度」は「改良体の長期許容圧縮力」に修正して正誤表にて対応します。 検定比0.8については、根入れや摩擦の影響を除いたものであり実際の水平抵抗には余力があると想定されます。ただし、現状では定量的なエビデンスとして示すことができていないことから緩和や除外規定を指針に設けることはできません。今後の課題と考えています。 なお、過去の地震被害調査において、レベル1荷重に対して設計が行われていれば被害実態がほとんど無かったことから、レベル2荷重に対する性能グレードCの要求性能は確保されると考えられます。ただし、レベル1荷重に対して損傷限界を超えないことの確認は必要です。
1-60	6章	P166の杭本数はギリギリを攻めて、常時の鉛直荷重/改良体の材料強度≥ 0.8の場合がほとんどであると思いますが、これは杭検討書において水平方向の検討が必須になるということですか？	ギリギリで設計するのであれば、指針P166に記載の通り、水平抵抗に対する検討が必要になります。
1-61	6章	P168 木材を用いた杭状改良工法の説明において、地下水の常水面下に圧入といっていますが、建築基準法施行令第38条第6項に木造の平屋建は除くとあります。平屋は除く内容は踏襲することでよろしいでしょうか。 性能証明を取得している工法は常水面下を考慮しない代わりに防腐処理で対策をとるとありますが、本書は木杭は常水面下を前提ですので性能証明の工法は除かれるものなのでしょうか。	建築基準法施行令第38条第6項に記載されている内容を踏襲するかなどの法令への適合性確認は設計者にて判断してください。また、性能証明を取得している工法については、それぞれの工法の設計基準に則って対応する必要があることから、本指針では対象外とさせていただきます。
1-62	6章	P169図6.1.2の接合方法によれば、地震時に水平力が作用しても適用範囲外とし、計算例18の確認は不要と考えてよいのか。	P169図6.1.2の接合方法であったとしても、鉛直検定比が0.8を超える場合は、杭状改良体の水平抵抗に対する検討が必要だと考えます。
1-63	6章	p.175建築センター指針に示されている戸建住宅を対象とした深層混合処理工法に関し、改良体支持力算定時に用いる地盤定数の換算方法における低減係数0.8については、適用する必要はないとの解釈でよろしいでしょうか。	他の指針類に対して、適用の可否を回答する立場にありません。それぞれの指針類の適用範囲や前提条件を勘案してご判断ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-64	6章	p.175:SWS試験において、自沈層では負の摩擦力が働くため、周面抵抗力は考慮しないものと理解しております。一方で、自沈層上部に位置する回転層や、自沈層に挟まれた回転層(下図(A))については、周面抵抗力を評価対象としてよいのでしょうか。具体的に、これらの層において極限周面抵抗力を見込める条件や、層厚・層構成等による適用上の制限があれば教えてください。 	自沈層において必ずしも負の摩擦力が作用するとは限りません。なお、周面抵抗力を考慮する範囲や適用上の制限については、地形や近隣の実績、地盤調査結果等を総合的に踏まえ、設計者にてご判断ください。
1-65	6章	p.178「⑤杭状改良体の配置」に関する項目(従来記載されていた2mピッチの記載が削除された箇所)において、基礎スラブの押し抜きせん断に関する検討が求められていますが、その算定方法について、本指針に基づく具体的な指示や考え方が示されているか、ご教示いただけますでしょうか。荷重条件が接地圧しか分からない場合など	基礎スラブの押し抜きせん断に関する検討につきましては、本会編「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」または「建築基礎構造設計指針」に準拠してください。
1-66	6章	p.178:小口径鋼管(D=100~200mm)、既製コンクリート柱状体(D=200~250mm)、木材(D=100~200mm)といった径の範囲が記載されていますが、この範囲から外れる径を使用する場合の扱いについて確認させていただきます。記載範囲外の径については、任意の技術評定(一般評定・性能証明など)に沿って対応するという理解でよろしいでしょうか。	ご認識の通り、任意の技術評定(一般評定・性能証明など)に沿って対応して下さい。
1-67	6章	P179の曲げモーメントの式が間違っていたとのことですが、これ以外にも正誤表がありましたら教えてください。	別途、正誤表にて対応します。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-68	6章 計算 例	p179では、「杭状改良体の最小配置間隔は2D以上とする。ただし、隣接する杭状改良体への影響を考慮に入れた支持力や変位量の妥当な評価が可能であれば、～慎重な検討が必要である。」と記載されています。 一方で、p344□[計算例18]深層混合処理工法(Φ50.0cm)の例図6.1.1および6.1.2では、改良体間隔が2D以下の91cmで配置されている箇所がありますが、計算過程ではp179に記載されているような変位量の考慮がされておられません。p179の文面からすると、変位量や群杭効果を考慮した地盤反力の計算過程が必要とならないのでしょうか？	計算例18は水平抵抗に対する計算事例です。配置間隔に関して、適切ではなかったもので、図を訂正いたします。  小口径鋼管は2D以上確保されており、支持力や変位量に対する影響は無いものと考えます。ただし、計算例18では群杭とならない前提として検討しています。
1-69	6章	P181「沈下検討の対象とする圧密対象層は、飽和した軟弱な沖積粘性土層あるいは高有機質土層で」とありますが、有機物に対して圧密試験を行い沈下検討する事は適当なのでしょうか？ ※実務において有機質土は定性的判断としており、沈下量を求めることは経験上ございません。	高有機質土であっても、圧密試験を行い、圧密対象層(有効応力が圧密降伏応力を超える範囲の土層)か否かを判定する方法は妥当だと捉えています。ただし、沈下量については、圧密試験の結果だけでなく、物理試験や強熱減量試験の結果も踏まえ、総合的に評価する必要があります。
1-70	6章	p.190図6.4.2液状化対策としての木材等による地盤の密度増大工法について、杭間隔がある場合には、密度増大効果はほとんど期待できないと考えられますが、杭間隔の設定も含めた見解はいかがでしょうか。	密度増大工法は工法毎に、密度増大効果が発揮される配置間隔の条件があることから、各工法の設計基準に則って改良体の間隔等を設計する必要があります。
1-71	7章	P193の擁壁の設計において、(b)安息角ライン以深の地盤まで基礎の根入れをする場合、土圧は擁壁が全て負担するものとして設計すれば建物の基礎自体は片側に土圧を受ける基礎としての検討は不要と考えてよろしいでしょうか。	擁壁崩壊後の状況が永久に放置され、恒久的に基礎が土圧を負担する状況はないと考えられますが、擁壁崩壊リスクを想定して、「建築物の基礎設計」において、擁壁修復までの一時的状況を想定し、「片側に土圧を受ける基礎」としてまで設計するかは設計者の判断となります。
1-72	7章	p.194図7.1.2(c)の安息角に対応した地盤改良に関し、せん断抵抗を期待した設計とする場合、柱状改良による対応は妥当であるかご教示ください。また、この場合、鋼管杭と柱状改良を同等のものとして取り扱ってよいのかについても併せてご教示願います。	地盤改良体のせん断抵抗に期待した設計をする場合は、改良体に生じる曲げやせん断に対し1.4節の地盤改良のクライテリアを満足するように設計してください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-73	7章	P197 5行目の「一般に、木造建築物の2階建て住宅の場合、10kN/m²程度の上載荷重を考慮するが」とありますが、実際には仮に2階建てであっても15kN/m²前後ですし、接地圧係数を加味すると20kN/m²に迫る物件も多いです。よって、この記載が誤っております。 上載荷重10kN/m²という設定は旧・宅造法の規定が継承されてきているのであり、昨今の建物重量で考える場合、新設擁壁で見込む上載荷重としては少なすぎると思われます。また、こうした造成地に3階建てが計画されるケースも有り、建築を支えられるだけの上載荷重が見込まれていません。このため、杭が必要になり、跳ね出し基礎で対応するケースも多く、建築主の負担を増大させる一因となっています。ここに昨今の建築費高騰が追い打ちを掛けています。木造家屋の大半が2階建てである以上、2階建てを素直に建てられない設定はおかしいと思います。 開発時の利用想定があるから造成に踏み切るのであって、造成届け出時に、想定している建物概要や上載荷重設定の根拠を事前に提示するなど、仕組みを作る必要があるのではないのでしょうか。また、新築時には擁壁の安全性の確認が取れず、負担を掛けられないという状況が多発しており、造成時の行政・事業者側の図書保存を厳格化するなど、日本建築学会として、「宅地造成及び特定盛土等規制法」の規定、及び国土交通省に申し入れをすべきではないのでしょうか。	現行の宅地造成関連法令における擁壁の上載荷重の設定は5～10kN/m²程度の均等荷重を標準としています。 ご指摘の通り、近年の実際の木造2階建て住宅や3階建て住宅の建物重量の上載荷重とは乖離が生じているケースが多いのが現状です。 したがって、新設擁壁の場合は、現行の10kN/m²という一律の基準ではなく、計画建物の階数・構造等を反映した上載荷重の設定が必要であり、既存擁壁の場合は、改訂版(2025)にあるフリーリッヒの地盤応力理論を活用した安全性の確認が、設計・施工上の不整合やトラブル防止につながると考えています。 造成地盤の諸問題、既存擁壁の扱い方については本指針に関わる小委員会でも次の改定を睨み、課題として共有しています。
1-74	7章	p.200: 擁壁の上部に建物がある場合を想定した記述となっていますが、擁壁と同じ地盤高さの場合や、擁壁よりもレベルの低い地盤に建物がある場合についても検討が必要と考えています。これらの条件における、擁壁からの離れ距離の考え方についてご教授いただけますでしょうか。	一般に、がけあるいは擁壁の「高さの2倍以上」の水平距離を確保する必要があるとされています。 がけ条例などでさらに厳しい規定を設けている自治体もありますので、地域の条例をご確認ください。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-75	7章	P201のI_w(換算係数)について、例えば擁壁高さ$H=2.0\text{m}$の場合、$X=5.0\text{m}$の場合でも、$I_w=0.16$程度となり、建物荷重の影響があることとなりますが、P200のフロー①にあるようにP197の安息角の確認により影響の有無を確認すればよいでしょうか。	フリーリッヒの地盤応力理論は、既存擁壁が想定していた上載荷重と、計画する建築物の接地圧とを比較し、既存擁壁の安全性を確認するための方法です。これは、既存擁壁がどの程度の荷重に耐えられるかを評価し、計画建物の荷重がその範囲内であるかを確認する際に用いられます。 一方、安息角対応は、既存擁壁の安全性が十分に確認できない場合や、擁壁の構造的な詳細が不明な場合に、建物の荷重が擁壁に直接影響しないよう、建物の配置や基礎の位置を安息角の範囲外に設定することで安全性を確保する対策です。 このように、フリーリッヒの地盤応力理論と安息角対応は目的が異なります。設計にあたっては、既存擁壁の構造や安全性の確認状況、計画建物の規模や配置条件などを総合的に判断し、適切な方法を選択することが重要です。
1-76	7章	p.201図7.1.11(p.201)について、下図(左)の間知擁壁やもたれ擁壁では、台形荷重により土圧の軽減が図れそうですが、下図(右)のL型擁壁などでは、仮想背面で安定計算をするようになっているので土圧の軽減が計れなくなるのでしょうか？  図-9.1.65 上載荷重の換算方法 添付資料2枚目、L型擁壁では「X」をどのようにとればよいのでしょうか？ 	フリーリッヒの地盤応力理論は、既存擁壁が想定していた上載荷重と、計画する建築物の接地圧とを比較し、既存擁壁の安全性を確認するための方法です。これは、既存擁壁がどの程度の荷重に耐えられるかを評価し、計画建物の荷重がその範囲内であるかを確認する際に用いられます。 したがって、本理論は「土圧の軽減」を目的とした検討方法ではありません。土圧については、別途、必要に応じて検討を行う必要があります。 また、添付資料2枚目の図は、今回の小規模建築物基礎設計指針の改定では扱っていない内容ですが、擁壁背面に盛土(盛土高さH_0)と上載荷重q(換算盛土高さ$H_1=q/\gamma$)がある場合の盛土荷重の換算等分布荷重q_wを求めるための図と考えられます。この場合の「X」は、$X=X_1+X_2/2$となり、擁壁が起点となっています。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-77	7章	P.205図7.2.4(A)浅層と深層の併用は可能なのでしょうか？ 圧縮応力がかかなり違ってくるのでは…？実際は安全だとは思いますが…。	地業として浅層混合処理工法と深層混合処理工法を併用する場合、改良方法が異なるため、両工法の境界部や接合部において地盤の剛性や沈下量に差が生じやすく、不同沈下が発生するリスクが無いとは言えません。そのため、各工法ごとに1.4節に示す地盤改良の要求性能を満足することについて、事前に確認を行うことが重要です。
1-78	7章 9章	P193の安息角の基点として24行目「擁壁前面地盤高と擁壁たて壁との交点を基点」とありますが、例えば、横浜市の「第4章 基礎を立ち下げる場合の基本的考え方」では、「原則として擁壁構造体内面とがけ下地盤面との交点」とあります。 また、23行目「擁壁に建物荷重を作用させない」のであれば、内側を基点にするのが正しいように思えますが、この記述は24行目の記述と矛盾しませんか？ P273の27行目の解説、P275の図とも異なります。 安息角基点を擁壁の外側から取るか、内側から取るか、その差異について、また、どちらを基点とすべきか、考え方をお教えてください。	安息角は、「2025版 建築物の構造関係技術基準解説書」などを参考に、擁壁前面の地盤面と擁壁たて壁との交点を基点としています。この設定は、既存擁壁の断面も不明であるような現場での基点の判定や設計においても合理的かつ実務的であると考えています。 P275図9.4.2は、二段擁壁（一体の擁壁）として設計・検討すべきかどうかの判断基準を示しています。 なお、 θ は表9.4.1に示す土質別の角度を用います。
1-79	9章	p.279(図9.4.5)：背面土の転圧不足により沈下や陥没が生じる例として示す場合、陥没が発生する範囲を考えると、盛土・埋戻し土の領域は青い破線の左側部分のみではないでしょうか。 	全体盛土および埋戻し土において締固めが不十分な場合、地表面に表れる症状として陥没を表現しています。※埋戻しの場合は青線になると思いますが、全体盛土では青線とは限らないので限定していません。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-80	9章	30cm毎に地盤を締め固めることは、あまり良いことではないとのことでした。雨が降った後に沈下する可能性があると言っていたと思いますが、p.266の水浸沈下のことなのでしょう？十分な締め固めが水浸沈下を防ぐことにはならないということでしょうか？	基本的な施工基準として、30cmごとの層厚管理があります。ただし、30cmの層厚に拘りすぎると使用する重機の規格によっては締め固めが不足する場合もありますし、擁壁近傍などの大型重機が進入できない箇所では小型重機による施工（締め固めエネルギーが不足しがち）となるため、入念な転圧管理が必要ということです。なお、降雨に起因する地盤の沈下は「水浸沈下」の一つです。この水浸沈下量を最小限に抑えるためには、施工時に可能な限り土砂の含水比管理を行うとともに、規定の「密度」まで十分に締め固めることが極めて重要となります。「十分な締め固め」が「地盤の固さ（変形剛性）」と同じ意味で捉えられることがあります。締め固め完了後の「地盤の固さ（変形剛性）」は必ずしも「耐沈下性」に比例しません。乾燥気味の土砂を用いて締め固めを行うと、カチカチの固い地盤（変形剛性の高い地盤）が出来上がりますが、降雨などによる水浸沈下が生じやすくなります。一方、湿潤気味（最適含水比よりもやや多い水分量）の土砂を用いて締め固めを行うと、仕上がりはやや柔らかく感じますが、その後の水浸沈下の可能性は小さくなります。もちろん、極めて大きな締め固めエネルギーをもった転圧重機を用いて締め固めを行えば、乾燥気味の土砂を用いても十分な密度まで締め固めることが可能であり、水浸沈下の可能性も小さくできますが、小規模建築物を建てるための一般的な宅地地盤に対してそのような転圧重機を用いることは稀です。
1-81	10章	建設時に埋設してあった浄化槽等の構造物を撤去し、局所的に自然地盤と異なる場合があります。掘削範囲の記録があり、SWWS試験などで軟弱局所が特定でき、自然地盤が十分な耐力がある場合は、p.277～278の擁壁の埋戻し土に関する留意点に記載されている対策を流用してもよいか教えてください。	擁壁の埋戻し土に関する留意点と同様の考え方で問題ないと思います。
1-82	計算例	P.344小口径鋼管の杭頭固定度 $\alpha r=0.25$ （半固定）としているが実務に則しているか？ 半固定は深層混合処理工法の設計手法であり、鋼管の設計手法は固定もしくは自由のみです。 異なる設計手法を転用するのは認められないのではないのでしょうか？ ※実務におきましても、各確認審査機関は特殊工法以外においては小口径鋼管でも半固定は認められておりません。	小規模建築物で使用される杭頭をスラブに固定しない小口径鋼管の水平抵抗については、研究的事例が少なく、今後の課題となっています。特に、杭頭固定度については知見がありません。計算例18では、計算過程を示すことが目的でしたので、固定度については深層混合処理工法との比較を意識して、単に0.25と仮定しただけになります（読者に混乱が生じていますので、固定度0の計算例を示した方がよかったかもしれません）。現状では、固定度0もしくは固定度1の両方で検討し、安全側の運用が現実的と捉えています。

整理番号	章	ご質問・ご意見	回答
1-83	6章 計算例	p.169 5行目:「小口径鋼管のように～埋め込ませる場合」は水平力を考慮した検討をすると記載がある。埋め込まない場合には水平力の検討は不要なのか。そもそも、埋め込みを前提とした仕様は本指針の適用範囲外ではないのか。 また計算例18における杭頭固定度 $\alpha = 0.25$ はどのような根拠で設定されているのか。固定されていないのであれば、固定度は0とするのが妥当ではないのか。さらに、この記載は深層混合処理工法に対するものと理解しているが、小口径鋼管にも適用する必要があるのか。杭の水平力に関する適用範囲については、延べ面積は影響しないため無関係ではないのか。	小口径鋼管杭による地盤改良においても、深層混合処理工法と同様に、鉛直荷重に対し杭体の許容応力度に余裕がない場合には水平抵抗の検討が必要になることがあります。 杭頭固定度に関する内容については、No.1-82の回答を参照願います。
1-84	設計例	計算例18p.347の小口径鋼管の水平検討において、固定度を0.25とする取り扱いについてご教示ください。固定度を0とした場合は適用できないでしょうか。また、固定度0.25を用いる場合の杭頭変位の算定方法についても併せてご教示いただけますでしょうか。	No.1-82の回答を参照願います。
1-85	計算例	p.344 下から8行目:「半固定として固定度は0.25とする」と記載されていますが、この場合、改良杭頭部に生じるモーメントの処理が行われていないように見受けられます。杭頭に発生するモーメントを無視してよいのか、ご確認をお願いしたいです。もし無視して差し支えないのであれば、その理由についても教えてください。	No.1-82の回答を参照願います。
1-86	計算例	計算例について、それぞれ実際のモデルに基づいての計算する講習会などがありましたら受講を希望します。 今後計算例の講習会などの予定がありましたら案内を希望します。	2029年度に小規模建築物基礎設計の設計例集の改訂が予定されています。刊行と同時に講習会が開催されます。