

土質・基礎に関するQ & A集

平成5年5月

北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

序

北海道土木技術会土質基礎研究委員会の下部組織である技術小委員会は平成4年度の活動目標として「土質・基礎に関するQ & A集」の発行を掲げた。この目的は、土質基礎に関わる各職場の技術者が日頃の業務に関連して地盤工学上で疑問に思っていることについて質問を発して頂き、土質基礎研究委員会が中心となって質問に対する回答を用意し、広く会員に利用して頂こうというものである。

小委員会では土質基礎研究委員会の会員を通じて現場の技術者の「生の声」を反映すべく、平成4年5月にアンケート形式で：

- a) 既に解決済みであるが、これまで現場の担当者等から問い合わせのあった質問事項
- b) 実際に問題とはなっていないが、これを機会に解決方法を整理したい事項
- c) 現場の担当者あるいは若い技術者からよく質問される事項

などについての質問を寄せて頂くようお願いをした。その結果約80件の質問が集まった。当小委員会としては、これらの質問を土質工学会発行の「土質工学用語事典」の分類項目にしたがって分類整理し、当小委員会において回答が可能な事項について「Q & A集」に掲載することにした。

質問に対する回答作成作業は、当委員会のメンバーが中心となって行ったが、委員自身の知識・経験では適切な回答を用意することが出来ない場合もままあり、以下の機関の方々に多大のご協力をたまわった。ご協力頂いた機関名を記し、感謝の意を表したい。

基礎地盤コンサルタンツ(株) 札幌市支社
コンクリートパイル建設技術協会
北海道地区技術委員会
清水建設(株) 北海道支店
(株) 竹中土木北海道支店

不動建設(株) 北海道支店
北海道開発局開発土木研究所
土質基礎研究室
北海道開発コンサルタント(株)

なお、本「Q & A集」に示された回答はあくまでも現時点で正しいと思われる答えであって、土質基礎に携わる技術者ならばひとしく理解して頂けると思うが、土質・基礎工学は経験に基づく部分が多く、今後の技術の進歩と経験の蓄積に伴って、数年後に真に正しい答が見つかるかもしれない。読者はその点を考慮の上で利用していただきたい。会員からの質問の中で現時点では回答しにくい問題については、あえ

て回答することを避けたものもある。今後とも質問を継続的に集め、適当な時期に第2集を発行したいと考えているので、その時点までに適切な回答が見いだされたものについては、第2集の中に収録することでお許しをいただきたい。

本「Q & A集」は、小委員会のメンバーが多忙な本務のかたわら、限られた時間でとりまとめたものであり、必ずしも質問に対する直接的でかつ適切な回答になっていない場合もあり、また体裁が整っていない点もあるが、何しろ質問者からの問いかけの熱意の冷めないうちに回答集をつくりあげて第一義に考えたので、多少の不備な点には目をつぶっていただき、今後発行されるであろう第2集、第3集で改善されることを期待するものである。

本冊子が現場の土質基礎に関する日常的な技術問題の解決に何らかの手助けになれば幸いである。

なお、本冊子の最後に本委員会への質問の要領を示してありますので、随時質問をお寄せ下さい。

平成5年5月

北海道土木技術会土質基礎研究員会技術小委員会
委員長 三田地 利之

平成4年度土質基礎研究員会・技術小員会名簿（五十音順）

委員長	三田地 利 之	北海道大学工学部土木学科
委 員	青 利 治	(株) 竹中土木北海道支店
"	稲 直 美	基礎地盤 ｺﾝｸﾘｰﾄ(株) 札幌支社
"	日下部 祐 基	北海道開発局開発土木研究所
"	澁 谷 啓	北海道大学工学部土木学科
"	寺 澤 良 三	會澤高圧ｺﾝｸﾘｰﾄ (株)
"	堀 口 寛	清水建設 (株) 北海道支店
"	村 田 基 治	不動建設 (株) 北海道支店

目 次

1 . 一般	1
2 . 土の物理学的性質	1
3 . 土の分類と判別	3
4 . 浸透、地下水および侵食	4
5 . 応力、土圧および支持力	7
6 . 土の圧縮と圧密	12
7 . 土のせん断	13
8 . 斜面安定	20
9 . 地震と土の動的性質	21
10 . 岩の性質	25
11 . 土質調査と計測	27
12 . 構造物の基礎	30
13 . 根切りと山留め	46
14 . 擁壁と止水壁	51
15 . 土工	53
16 . 路床と路盤	63
17 . 港湾構造物	63
18 . 土質安定処理	64

1 . 一般

1 . - 1

例えば、擁壁の安定計算においてそれぞれの検討項目で安全率が異なっているのは何故でしょうか？（滑動に対して $F > 1.5$ 、支持力に対して $F > 3$ 等となっている）

Ans.

安全率には経験的な要素も含まれているので、明確な理由付けは難しいのですが、山口柏樹先生は「安全率を考える」（土と基礎, Vol. 30, No. 9, pp. 3-8, 1982）で明快な説明をなさっています。

それによると、例えば、斜面安定解析などで用いられる安全率 1.2~1.5 と支持力問題における安全率 3 が 2 倍も異なる理由として、現実的な見地より、

- (1) 斜面安定問題での安全率を支持力なみに上げると、斜面勾配を半分程度にしななければならない、経済的にみて建設が困難となる。
- (2) 盛土などの建設においては、建設中の動態観測で異常が検知されれば、直ちに工事の中断あるいは対策を実施するなどが可能で、これが実質的に安全率を付与している。

などを挙げていますが、本質的には

- (1) 斜面安定解析で定義される強度安全率またはモーメント安全率 F_m は、支持力安全率と定義において質的に異なる。支持力安全率と同義の安全率は高さ安全率または粘着力に関する安全率で、これらは強度安全率あるいは F_m より大きいことが証明できる。
- (2) 支持力問題に比べ、斜面の方が異方性に関する不確実性が小さいため、安全率を低く押さえることができる。

の 2 点を主な理由として指摘しています。詳細は上記文献を参考にして下さい。

2 . 土の物理学的性質

2 . - 1

盛土材の含水比測定について、盛土の品質管理として、材料の含水比を単時間で測定する必要があり、最近では電子レンジを使った方法がありますが、その信頼性や、使用する場合の留意点は何か教えて下さい。

Ans.

含水比の測定に電子レンジを利用することに関しては、いくつかの研究成果がまと

められており、炉乾燥法の代わりとして実用化が可能であることが明らかになっています。

電子レンジを使用した場合の必要乾燥時間は、砂質系のような低含水比にもので4～6分、高含水比のもので10分程度あれば十分ですが、有機質を多量に含む土やローム等の特殊土では乾燥特性が異なり、乾燥不足になる可能性があります。また、使用する容器は、金属製や金属を使用したものは避け、ガラス製のもので、ピーカー型よりもシャーレ型のほうが乾燥所要時間が短く、かつ、試料温度が炉乾燥法に比べそれほど大きくなるという知見も得られています。

既往の研究成果によれば、下表に示す試験条件が提案されています。ただし、乾燥不足が生じないような加熱時間を設定しているため、及び乾燥方法のメカニズムが異なり吸着水に対する乾燥効果に違いがあるため、炉乾燥法に比べ大きめの値を示すことが多いことも知られています。しかし、その誤差は相対誤差にして概ね4%以内と考えられており、実用上は問題ないと考えて差し支えないでしょう。

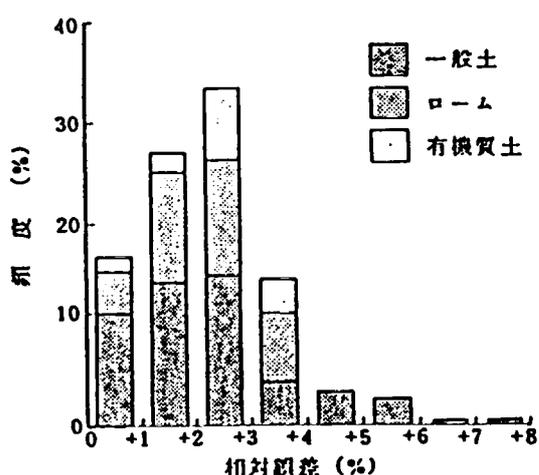


図 電子レンジ乾燥実用化試験の加熱時間における相対誤差の頻度

表 電子レンジ乾燥実用化のための試験条件

電子レンジ出力	600W	
測定容器	H 1.9cm, D 5.5cm(ガラス製ふた付)	
試料質量	10g (湿潤土質量)	
測定個数	3個1組	
加熱時間	一般土	10分
	ローム	17分
	有機質土	22分

3. 土の分類と判別

3.-1

土木構造物設計標準（建設省制定擁壁類）の中で、裏込め土の土質定数で礫質土（C1）とありますが、礫の混入率がどの程度あれば礫質土を採用するのでしょうか。

Ans.

土質工学会制定の日本統一土質分類の1部を図-1に示しました。これによれば礫粒土Gのうち細粒分が15%以上50%未満のものを礫質土GFと呼んでいます。土木構造物設計標準（建設省制定擁壁類）における礫質土もこれに準じて良いかと思いません。

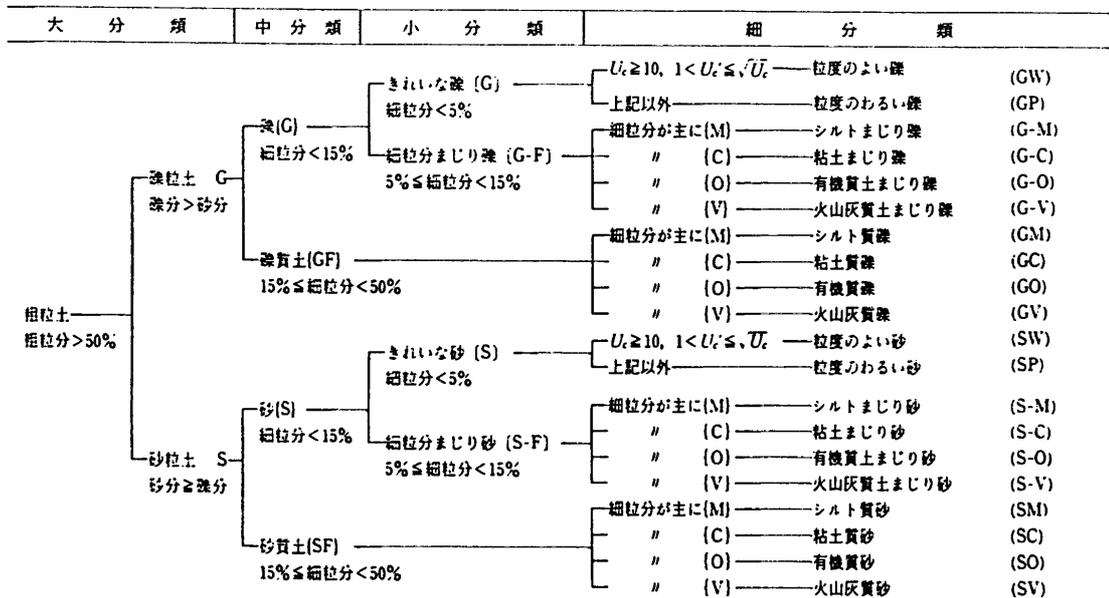


図 - 1 日本統一土質分類

4 . 浸透、地下水および侵食

4 . - 1

No. 1 地点の試掘では、粘性土層からのわずかの絞り水があるものの、法面の変状や、地表部のクラックもなく、現在放置しています（3日後でも安定のため、1 : 0.5 のオープンカットは可となった）。No. 2 地点でも、設計深度の 4.2m までは、No. 1 同様、順調に掘削できました。ところが、図 - 2 に示すように、掘削完了後 1 ~ 2 分後に、底盤がふくれ上り出して、水が噴出しました。これはいったい何ですか？ また、これからどういうことをすれば良いのでしょうか？ 地層は、図示したように、上位から耕作土、泥炭、粘土です。泥炭は繊維がたくさん残っているが、法面からの湧水は、にじむ程度です。粘土は、灰色で若干シルト質ですが、水のにじみ出しもなく、安定しています。

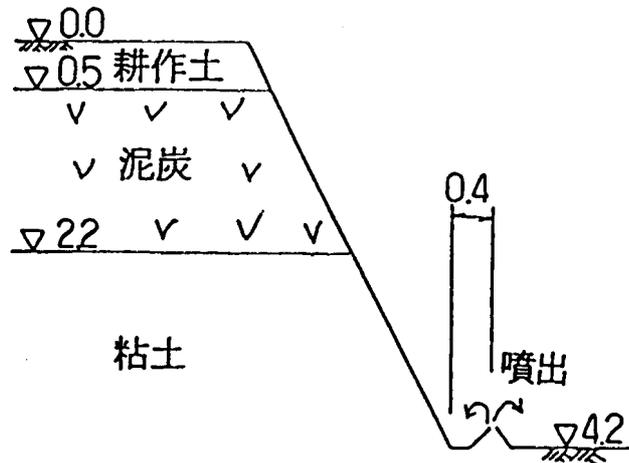


図 - 2 . 地下水噴出（掘削完了後 1 ~ 2 分）

Ans.

これは”水圧によるヒーピング”です。粘土層の下位に被圧した砂層か砂礫層があるはずですが、もう少し深く掘削して下さい。また、水位はどこまで上昇するかを測定して下さい。

4.-2

GL - 4.2m から 0.6m だけ再掘削を行ったら、GL - 4.4m から玉石混じりの砂礫層がでてきました。水位上昇を観測していたら、再掘削から 15 分後に、泥炭層と粘土層の層境にクラックがはいり、粘土層法面が、掘削側に膨らみ出し 25 分後には粘土層法面が崩落しました。泥炭層は、ぶらさがった状態で残っています。崩落時の水位は GL - 3.7m まで上昇しています (図 - 3 参照)。やはり、1 : 0.5 の法勾配では掘削できないのでしょうか？

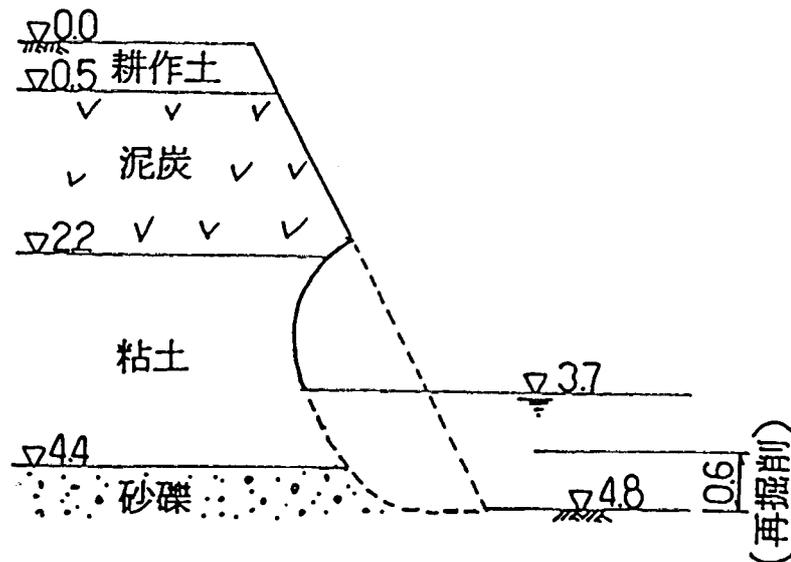


図 - 3. 法面崩壊 (掘削後 25 分)

Ans.

粘土層の強度不足というよりも、砂礫層の被圧水が影響している可能性が強いと思われます。いずれにしろ、原因を特定し難いので、別地点で再度掘削して下さい。なお、今回は、粘土層で掘削を終了しないで、一気に砂礫層まで掘削してみてください。

4.-3

GL - 3.5m (砂礫層天端下 40cm) まで一気に掘削したら、図 - 4 に示すような、法面崩壊の順序が分かりました。

被圧水噴出

被圧水噴出後瞬時に、砂礫層法面がえぐられ、空洞発生

空洞部は水位下に没したが、No. 2 地点の試掘 (図 - 2 , 3) 同様、泥炭層境から、粘土層法面が崩落。泥炭層は沈下したが崩落しない。

危険なので埋戻しますが、今後の施工では、どのような対策をとれば良いでしょうか？

掘削部には、安全上から人を入れることはできません。

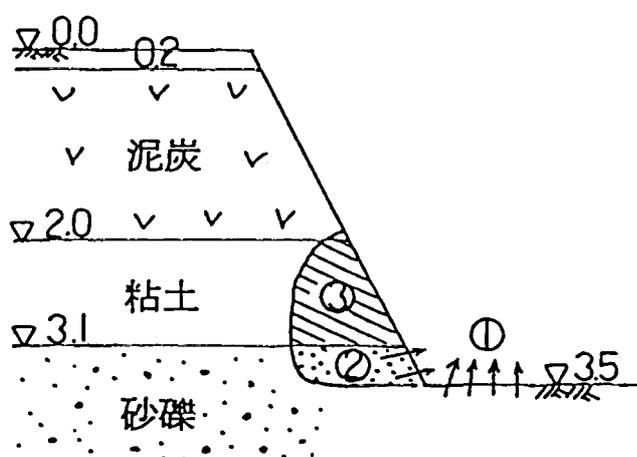


図 - 4 . 法面崩壊の順序

Ans.

やはり、被圧水が悪さしていましたね。砂礫層は、被圧水が掘削部へ噴出するために、掘削底面の吹き上げだけでなく、法面部の土砂も吹き飛ばされたのですね。そして、粘土層下が空洞となり (これはいわゆる "たぬき掘り" と同じ状態)、粘土層は自重に耐えきれずに崩落したのですね。泥炭層は、自重が軽く、繊維の引張り抵抗もあったためぶら下がった状態で残ったものと考えられます。

いずれにしても、この砂礫層の被圧水対策が必要ですので、地盤調査ボーリングを実施して下さい。調査項目は以下のとおりです。

地層構成、特に砂礫層厚の把握

砂礫層下の土質の把握 (不透水確認のこと)

砂礫層の被圧水頭、透水係数の把握

5 . 応力、土圧および支持力

5 . - 1

同じ構造物でも、なぜ、各設計基準（道路公団、道路橋、港湾、建築基礎等）によって土圧強度の算定式が異なるのでしょうか？

Ans.

土木関係の設計基準は多くの機関から刊行されており、同じ構造物であるにもかかわらず異なった規定内容となっております。それは、土圧算定式ではありません。また、同一基準内においても、異なった土圧算定式を採用している場合があります。これは次の理由によります。

- (1) 各機関の設計基準は、その機関が所管する構造物の性格、用途、立地条件などに応じて作成されている。仮設関連の設計基準類を例にすると、道路の基準では、橋脚などの平面規模が小さな掘削の設計思想が反映されており、一方、建築の基準では、市外地での平面規模の大きな掘削の設計を基本に考えている。また、鉄道では沿線沿いの近接施工を考慮にいれた内容となっている。
- (2) 適用地域が限定される各地下鉄の基準、首都高速道路公団の基準等は、その機関が所管する構造物の社会性、その地域の地盤に適合した考え方が採用されている。
- (3) 抗土圧構造物（擁壁、カルバート等）の設計に用いる土圧強度算定式は、対象とする構造物の変位量、壁のたわみ量とそのモード、切土か盛土か等を考慮して異なっているのが一般的である。また、多くの基準では、本体構造物に対して理論土圧公式、仮設構造物に対しては実測に基づく土圧公式を採用している。

従って、設計に際しては、各基準の背景、適用範囲を良く理解すると共に、いたずらに他基準への準拠、同時に複数基準への準拠は避けなければなりません。

5. - 2

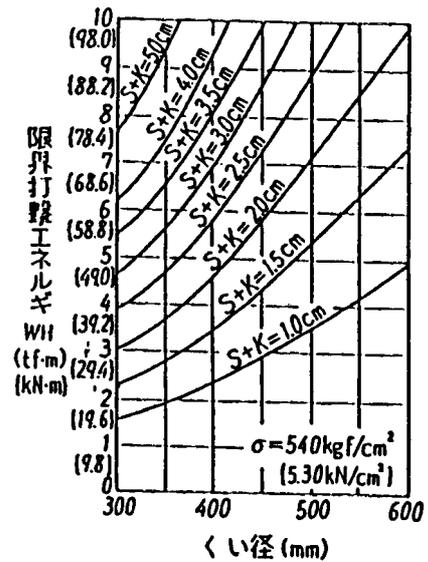
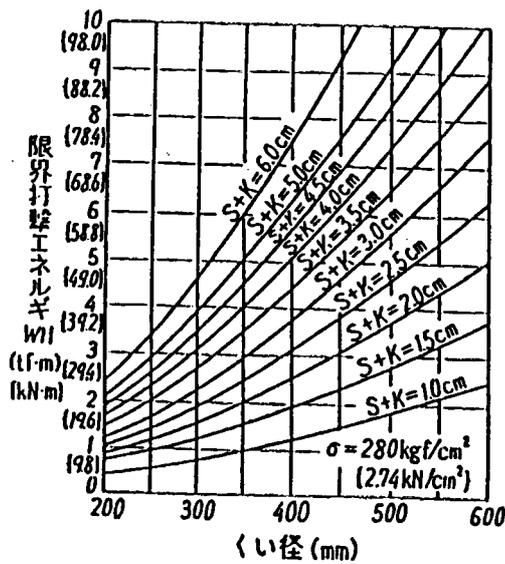
杭の許容打撃力は何 tonf ですか？

Ans.

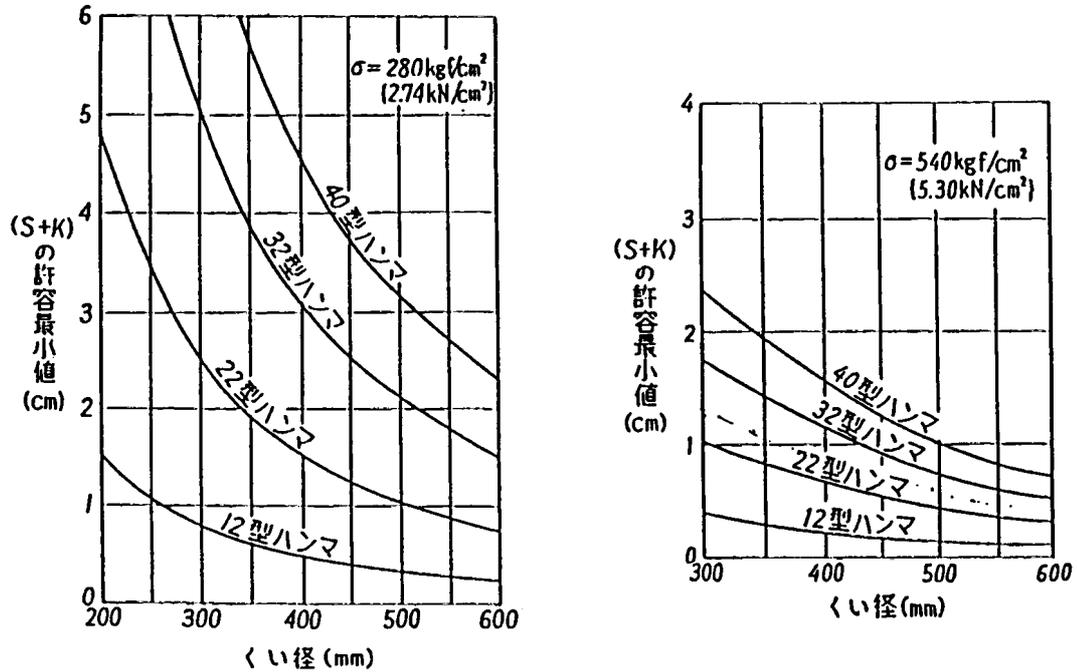
打ち込み工法による杭の許容打撃力を算定する方法はありません。ただし、この質問が、杭を破損しない為の管理値を知りたいという事であれば、「JIS A7201 遠心力コンクリートくい施工標準」に下図が示されていますので参考にしてください。

これは、打撃応力の限界値を基に杭種・杭径・ハンマー別に沈下量とリバウンド量で管理する方法です。尚、打撃応力の限界値はRC杭で 280 kg/cm^2 、PHCで 540 kg/cm^2 となっており、直接打撃応力を計算したい場合は「建築基礎構造設計指針」pp.305に算出式が掲載されているので参考にされたい。

解説図6 . ドロップパイルハンマ打ちにおける限界打撃エネルギーの選定図表
 (a) RCくいを打ち込む場合 (b) PHCくいを打ち込む場合



解説図 7. ディーゼルパイルハンマ打ちにおけるくい打ち機種を選定図表
 (a) RC くいを打ち込む場合 (b) PHC くいを打ち込む場合



(日本道路協会 杭基礎施工要覧)

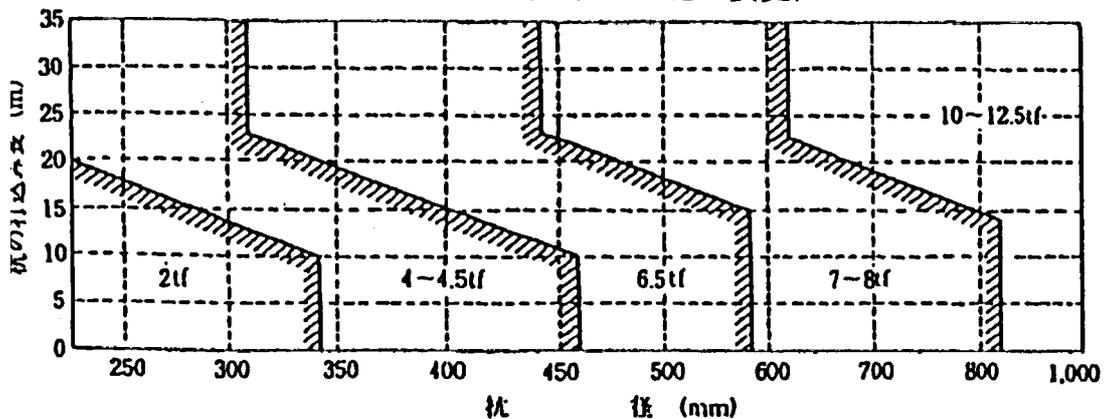
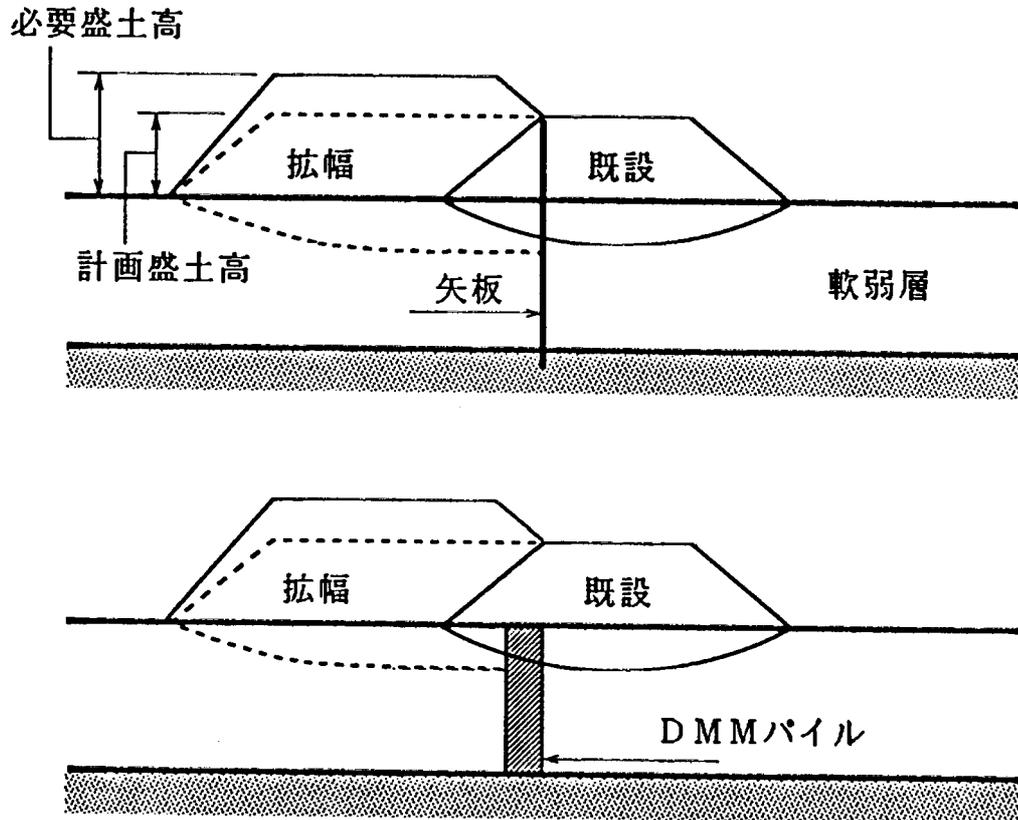


図 - 3.2.15 油圧ハンマ選定図の例 (コンクリート杭)³⁾

- (注) 1. 杭の打ち込み長 10 m 以上で下記の条件の場合には 1 ランク大きい規格を用いる。
 N 値 30 以上で層厚 3 m 以上の砂、砂れきの中間層を打ち抜く場合。
 層厚 3 m 以上の粘土 (N 値 15 以上) 等の中間層を打ち抜く場合。
 2. 杭の打ち込み長にはヤットコ打ち長さを含む。
 JIS A 7201 は、1993 年 5 月に改正の予定です。

5.-3

軟弱地盤上の既設盛土に、下図に示す如く、拡幅盛土の施工を行った場合、拡幅盛土の沈下（引込み沈下）によって、遮断工法である図中の矢板やパイルにどのような応力が発生するのでしょうか。



Ans.

ご質問では、拡幅盛土の沈下による鉛直荷重を気に掛けているようですが、このような工法をとった場合、最も問題となってくるのはいわゆる側方流動圧ですので、ここではそれについて触れることをご容赦願いたいと思います。

道路盛土のような帯状荷重によって生じる地盤変形は、圧密沈下と非排水せん断変形とが同時に進行する現象です。非排水せん断変形は、地盤の体積変化を伴わない変形なので盛土が沈み込んだ分だけ地盤が側方へはらみだします。この現象を側方流動と呼んでいます。非排水せん断変形は、盛土速度の影響を大きく受けます。緩速載荷をした場合は、圧密による強度増加が図れるので急速載荷に比べ非排水せん断変形を軽減できることとなります。

泥炭性軟弱地盤対策工指針によれば、側方流動圧は次式で求めることになっていま
す。

$$P = g \cdot K h \quad \text{ここで、} P = \text{流動荷重 (kgf/cm}^2\text{)} \\ g = \text{地盤の水平変位 (cm)} \\ K h = \text{水平方向地盤反力 (kgf/cm}^3\text{)}$$

この方法は、 g さえ正確に把握していれば精度良く側方流動圧を求めることができ
ます。 g は、試験盛土を行って求めるのが望ましいのですが、困難な場合は有限
要素法による計算で求めることも可能です。有限要素法による計算を行う場合、地盤
の変形係数 E は側方流動にそれほど影響を及ぼさず、側方流動を大きく左右するのは
ポアソン比 ν ですのでポアソン比 ν を適切に設定することが重要です。通常、ポアソ
ン比 ν は、0.4~0.49 程度にすることが多いようですが、盛土速度とポアソン比 ν の
関係を提案した報告¹⁾ もありますので参考にされたいと思います。

文献 1) 三木博史他；軟弱地盤上の盛土に伴う側方流動圧の評価に関する模型実験、
第 21 回土質工学会研究発表会講演集、1986.6

5. - 4

N 値から許容支持力の概略値を推定する方法があれば教えてください。

Ans.

フーチングの許容支持力（概略値）は次式で推定できます（小松田精吉：わかりやす
い土木技術土質調査の基礎知識、鹿島出版会、昭和 59 年）。

砂地盤（地下水位より上）	$q_a = N (B + D_f)$
砂地盤（地下水位より下）	$q_a = 0.5 N (B + D_f)$
粘土地盤	$q_a = 1.2 N$
ローム地盤	$q_a = 3 N$

ここに、 q_a ：許容支持力（tf/m²）

N：N 値

B：基礎幅（m）

D_f ：基礎の根入れ深さ（m）

6 . 土の圧縮と圧密

6 . - 1

軟弱地盤の沈下量はどのように算定すればよいのでしょうか。

Ans.

一般的には (1) 式で検討します。

$$S = S_i + S_c + S_s \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 S_i : 弾性沈下量

S_c : 圧密沈下量

S_s : 長期沈下量

S_i は載荷直後にせん断変形で発生する沈下量、 S_c は載荷により上昇した間隙水圧の消散により発生する沈下量、 S_s はクリープ変形に伴い発生する沈下量 (二次圧密と呼ばれることもある) です。一般に、土木建設の分野で問題となるのは、構造物の併用開始後も継続して発生する S_c および S_s ですが、重要構造物では S_i も問題となることがあります。また、北海道各地に分布する泥炭は、 S_i 、 S_c が大きいのに比例して S_s も大きいのが特徴です。

一般的な軟弱粘性土では S_c が沈下の大部分を占め、以下に示すいずれかの式で推定できます。

$$S_c = (e - e_o) / (1 + e_o) \cdot H$$

$$S_c = m_v \cdot P \cdot H$$

$$S_c = C_c / (1 + e_o) \cdot \log\{(P_o + P) / P_o\} \cdot H$$

ここに、 S_c : 圧密沈下量

e_o : 載荷前における原地盤の初期間隙比

e : 載荷を受けた後の間隙比 ($e \sim \log P$ 曲線から求める)

H : 圧密される層の厚さ

m_v : 体積圧縮係数 (荷重に応じて変化するが、一般的には $P_o + P/2$ に対応する値をとる)

C_c : 圧縮指数

P_o : 載荷前の有効上載圧

P： 載荷による鉛直増加応力

計算に必要な土質定数は圧密試験で求めるのが原則ですが、概略的には軟弱層の含水比から推定することもできます（（社）北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針、昭和 63 年）

また、泥炭については、含水比だけから S_c および S_s を推定する方法が能登によって提案されています（能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、1991年）。

7. 土のせん断

7.-1

各種土質試験結果が揃っていない場合、既存の試験結果からある程度諸特性値（例えば、強度）を推定しなくてはならない場合がありますが、これらの代表的な（よく用いられる）相関について教えて下さい。

Ans.

精度上の問題はありますが、以下の関係が参考になると思います。

(1) 粘着力 c （粘性土）

$$c = (0.6 \sim 1.0) N \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$c = (0.3 \sim 0.4) v' \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ ただし、正規圧密粘土}$$

(2) せん断抵抗角（砂質土）

$$= 15N + 15 \text{ 45 ただし、} N > 5$$

(3) 透水係数 k

Creager の関係（ $D_{20} > 0.03\text{mm}$ 、砂分含有率 70% 以上）

$$k = 0.36 D_{20}^{0.37} \text{ (cm/sec)}$$

Hazen の関係（均等係数 $U_c < 5$ の砂、普通に締まった砂）

$$k = 100 D_{10}^2 \text{ (cm/sec)}$$

Hough の関係（ $D_{20} > 0.3\text{cm}$ 、砂礫）

$$k = 6.5 D_{20}^{0.5} \text{ (cm/sec)}$$

ここに、 D_{10} 、 D_{20} ： 粒径加積曲線において質量百分率 10 および 20% に相当する粒径（mm）

U_c ： 均等係数（ $= D_{60} / D_{10}$ ）

D_{60} ： 粒径加積曲線において質量百分率 60% に相当する粒径（mm）

(4) その他

粘性土の湿潤密度 t

$$t = 3.20 - 0.869 \log(w_n)$$

最適含水比 w_{opt}

$$w_{opt} = w_p$$

圧縮指数 C_c

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (\text{乱さない鋭敏比の低い粘土})$$

ここに、 w_n : 自然含水比 (%)

w_p : 塑性限界 (%)

w_L : 液性限界 (%)

7. - 2.

通常、三軸圧縮試験においては、UU試験が主体である。これは、UU試験が、比較的容易であり安全側（強度が小さめに出る）であるからと考えられる。

CD試験ないしは、CU試験による強度定数を用いて設計する場合の適用限度を教えてください。

Ans.

質問者は、「三軸圧縮試験においてはUU試験が主体である」としておられますが、土のせん断強さを支配する要因の中で最大のものは排水条件であり、これによってせん断強さが大きく変化しますから、本来室内せん断試験は、**現場で想定される排水条件に近似した条件のもとに** 行わなければなりません。

周知のように、土のせん断強さは、

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (1)$$

で表されますから、地盤の安定解析に必要な τ_f を求める方法としては、

1) 原位置の条件を再現するような試験を行って τ_f を直接求める。

2) c 、 ϕ を求めておいて(1)式に適用して τ_f を算出する。

という二通りの方法が考えられます。現実には、原位置の条件をそのまま室内で再現することはほとんど不可能に近いですし、同じ土質条件の現場に対して応力範囲が異なるからといって、その都度現場の応力に合わせたせん断試験を行うのは現実的ではありません。そこで、2)の方法によって強度定数 c 、 ϕ を求めておいて(1)式によって τ_f を算出する方法が一般的に行われております。ただし、ここで注意すべきこと

は、最終目標は σ_f であって、 c 、そのものではない ということであります。

さて、上記の内容をもっと具体的に言いますと、例えば軟弱な粘性土地盤上に急速に盛土を行うような場合には、ほとんど非排水に近い条件で盛土荷重が載荷され、**盛土完了直後の状態** が最も危険な状態であり、この時点での地盤の安定性を検討する際には、**UU試験** から得られる強度定数 C_u (飽和粘土なら $u=0$ 、したがって $\sigma_f = C_u$) を用いるのが最も適当な選択であるということになります。この場合、非排水条件であるために有効応力 ($\sigma - u$) は変化せず、 σ_f は C_u そのもの (厳密には少し違いますが) ということになります。

ところで、上記の地盤が盛土完了後安定を保っており、数ヶ月～数年経過後に、この地盤上に構造物の建造が予定されているとします。そうすると、時間の経過とともに盛土荷重による圧密排水が進行し、せん断強度が増大しますから、数年後の構造物の荷重に対する支持力計算には、**増加後の強度** を使うことになります。したがって、このような場合に適合するせん断試験のタイプは**圧密非排水 (CU) 試験** ということになります。CU試験から得られるのは圧密による強度増加率 C_u/p であり、間隙水圧の測定を伴うCU試験を実施すれば有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' が得られます。これらはいずれも強度定数であって強度そのものではありません。したがって**UUとCU (CU) 試験の結果を直接比較することは本来意味がなく**、質問の中にある「強度が小さめに出るからUU試験が主体」ということにはならない と思います。

以上のように、**現場の条件 (排水条件) に対応させた三軸試験を行ってそれから得られる強度定数を用いる** というのが基本的な考え方です。

質問者が「UU試験が主体である」と書かれたのは、「これまで (粘性土の) 三軸試験というとUU試験が圧倒的に多かった」という意味ではないかと想像されます。せん断試験に関する実務の現状が、このような状況にあるのは以下の理由によるものと思われま

す。土質力学の教科書には必ずUU、CU、CD試験の内容が説明されており、現場の条件に応じてこれらの試験を実施してそれから得られる強度定数を用いねばならないと書かれています。しかしながら、試験内容の細部を取り決めた基順の整備が遅れており、日本ではようやく1990年に土質工学会基準が定められました。米国でも状況は大差なく、UU試験の基準は1970年に定められ、1987年に改定されていますが、CU試験の基準は1988年に制定されています。実は日本の1990年制定の基準の基礎となった基準 (案) は1975年に作られており「土質試験法」に記載されていたのですが、UU、CU、CDのように明確に分けられた試験方法として記述されていなかったことと、基準 (案) のままであったので拘束力に乏しかったことが、世に広く浸透しなかった原因と考えられます。

1990年に学会基準が定められ、UU、CU、 \overline{CU} （間隙水圧の測定を伴うCU試験）、CDの4条件の試験内容が整備されました¹⁾ので、最近では発注の段階において、どの試験方法によるべきかを、きちんと検討するようになってきていると聞いております。したがって今後は、「三軸試験といえばUU」という状況から、「**現場の状況に応じてUU、CU（ \overline{CU} ）、CDの中から適切な試験方法を選ぶ**」という本来の姿に移行するものと期待されます。

以上のような背景のもとに、ここでは、上記4種の三軸試験の適用対象（土質・現場条件）と試験結果の解釈と利用について「土質試験の方法と解説」に記されている前記4種類の三軸試験に関する土質工学会基準およびその解説の内容に従って、概略述べたいと思います。

（1）土の圧密非排水（CU）三軸圧縮試験

試験の目的

この試験の結果は、**ある応力の下で現在の地盤が完全に圧密され、その後非排水条件で応力の変化を受けるような場合の期待し得る地盤の強さ**を見積るのに適用される。

図-1はこの試験に対応する現場の問題の典型的な例を示したもので、第1段階の盛土による圧密が完了したのち第2段階の盛土が急速に載荷される場合を示している。

原位置の土は周知の通り、異方的な応力状態にあるのが一般であり、特に図-1の場合の盛土載荷前の地盤内の土要素は水平方向に変位のない、いわゆる K_0 条件で圧密が終了した状態にあると考えてよい。これまでの研究によれば等方圧密と K_0 圧密後の非排水強度を同じ鉛直圧密応力で比較した場合、後者は前者の80～100%に分布することが分かっている²⁾。従って本来、異方圧密後の非排水試験を基準化するのが望ましいことであり、NGI基準³⁾ではすでにそうなっ

ているが、比較的最近に三軸試験が普及し始めたわが国の状況を考えると当面等方圧密非排水試験を基準課するのが妥当であろうとの判断に立って、**1990年時点では等方圧密非排水試験を基準化し、適用面で原位置の応力条件との違いを考慮するように割り切ることにした**ものである。なお、1993年4月から「土の K_0 圧密三軸試験方法基準化委員

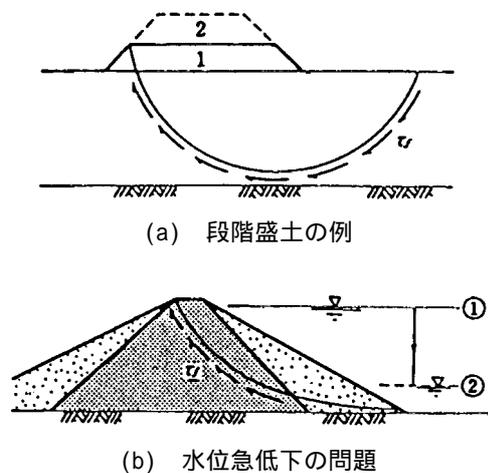


図-1 CU試験の対象となる現場の問題例

会」がスタートし、K₀圧密を含めた異方圧密後の三軸試験方法に関する基準案の作製にとりかかることになっている。

試験結果の評価

強度定数 C_{cu} 、 c_{cu} は有効応力に基づくものでないから本質的な意味を持たない。試験結果の整理方法としていくつかの方法が考えられるが⁴⁾、一般にはCU試験で得られる強度を一軸圧縮試験やUU試験結果と関連づけるために

$$c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} / 2$$

として圧密による地盤の強度増加率 c_u / p を求めることが多い。

この基準では、背圧を用いることを基準としているが、背圧を加えずに原位置の有効応力で再圧密すると一般に過大な強度増加率を得ることが知られており⁵⁾ (図 - 2 参照)、正確な値を得るには、原位置の有効応力の 2 ~ 3 倍の応力を圧密応力として選ぶ必要がある。

一方、適当な背圧を加えれば、原位置の有効応力で再圧密しても原位置強度に近い値が得られることが分かっている⁵⁾。本来、土のせん断試験は原位置の有効応力状態に出来るだけ近似した条件の下で行うべきものであるから、間隙水圧の測定を伴わないCU試験といえども、背圧を加えることが望ましい。

前述のように実際の地盤における応力状態は等方的ではないが、この基準では試験実施の容易さ等を考慮して、あえて等方圧密後の試料につてせん断を実施するように規定している。このことは一般に実地盤の強度増加率よりも大きな値を与えることになり、他の条件が同じだとすれば最大 2 割程度強度増加率を過大評価することになるので、安定解析の際にはこのことを考慮する必要がある。

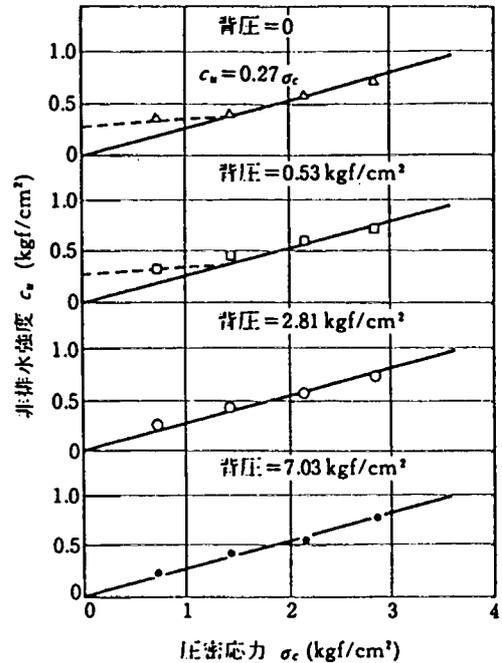


図 - 2 非排水強度に及ぼす背圧の効果

(2) 土の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験

結果の工学的適用

本試験は (1) の CU 試験の際に間隙水圧の測定を行う以外は、本質的に変わらない。試験の結果得られる破壊時の有効応力を用いて有効応力表示による強度定数 c' を求めることが出来る。 c' は排水試験による c_d に近

似することが知られており、これと定常状態の間隙水圧を用いて、粘性土地盤の長期安定解析を行うことができる。

(3) 土の圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験

結果の工学的適用

この試験は地盤が載荷重によって圧密され、強度増加した後に、地盤内に過剰間隙水圧が生じない条件でせん断される場合の圧縮強さを求めるために行われる。排水条件は土の変形速度と間隙水の移動速度の兼ね合いで決まるため、実際の土の問題で言えば透水性のよい砂質土などの安定問題や例えば盛土の緩速施工などのように載荷がゆっくり行われるような場合に相当する (図 - 3 参照)。

粘性土のような非常に透水性の低い土でもこの試験から求めた強度定数を適用するのが妥当な場合がある。この一例が長期安定問題として知られている図 - 4 の様な粘性土地盤に掘削を行った場合である。この場合は長期間経過後、地中の間隙水圧が定常状態になった時、最も危険となる。

この試験から求めた強度定数を安定問題などに適用する場合は、対象とする土が前述したような条件を満足するような状況にあることが必要である。試験条件が対象地盤の状況とあわずに、実際よりも強度を過大評価しないように注意しなければならない。

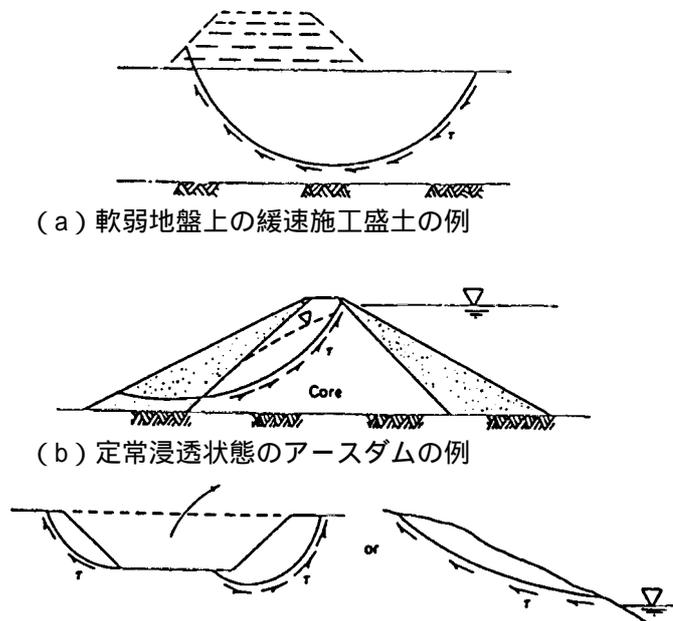


図 - 3 CD試験の対象となる現場の問題例

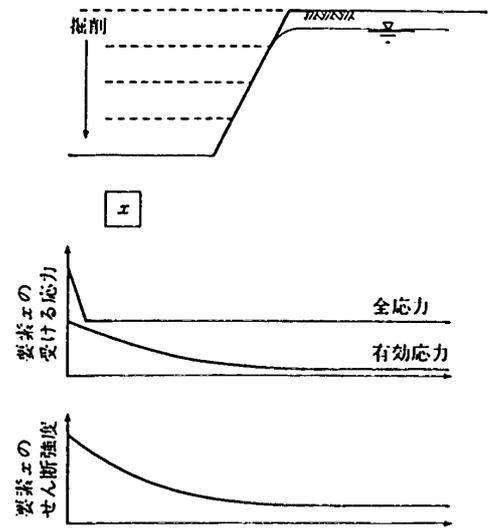


図 - 4 飽和粘性土の掘削

(4) 土の非排水圧密排水(UU)三軸圧縮試験

試験の目的および結果の工学的適用

この試験は比較的透水性の小さい地盤に、排水が生じないような急速な載荷速度で荷重が作用するときの原地盤の圧縮強度を求めるために行う。

飽和度の高い粘性土のUU試験より得られる破壊包絡線はほぼ水平($\phi_u = 0$)となるが、飽和度の低い土の場合には破壊包絡線は勾配をもつ($\phi_u > 0$)直線または上の凸の曲線となる(図-5)。包絡線が直線で表わしにくい場合は、適当な曲線または2本の直線で表わす。このような試験結果に対しては想定すべり面に対応した有効土かぶり圧を考慮して決定した強度定数(c_u 、 ϕ_u)を用いて設計を行う事もある⁶⁾。

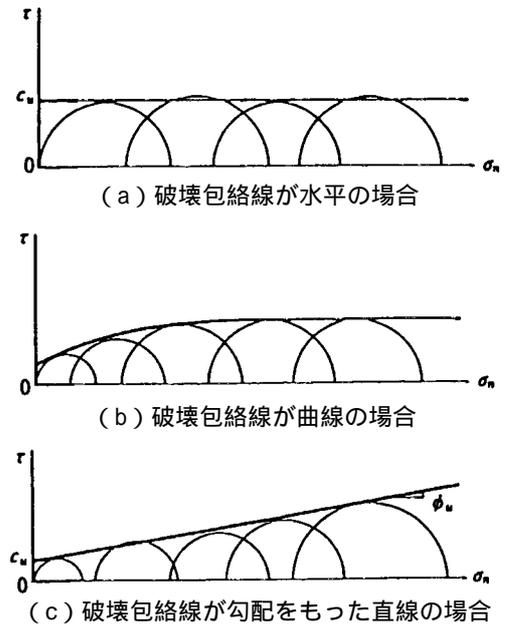


図-5 UU三軸圧縮試験の破壊時のモールの応力円と破壊包絡線

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，pp.339-383，1990.
- 2) 土質工学会編：設計における強度定数 - c ， N 値 - ，土質基礎工学ライブラリー，32，p.29，1988.
- 3) T. Berre: Triaxial Testing at the Norwegian Geotechnical Institute, NGI Publication No.134, pp.1-17, 1981.
- 4) 三軸圧縮試験基準化委員会：土の三軸圧縮試験法 - 土質工学会基準案について - ，第20回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.15-44，1975.
- 5) Brand, E.W: Back Pressure Effects on the Undrained Strength Characteristics of Soft Clay, Soils and Foundations, Vol.15, No.2, pp.1-16, 1975.
- 6) 矢部正宏： c と ϕ を考える、3.粘性土、 N 値および c と ϕ の考え方、土質工学会、pp.65~70，1987.

7.-3

L L T 試験によって求められる弾性係数から一軸圧縮強度を求めたいが、どのようにすれば良いのでしょうか

Ans.

11 - 1 に類似した質問です。そちらの Ans. を参照してください。

8 . 斜面安定

8.-1

家屋の無い畑地に、2000 mm の F R P M 管を敷設する工事です。設計は下図のように、掘削深度 3.5 ~ 5.0、法勾配 1 : 0.5 の法切りオープンカットで示されています。1 : 0.5 で掘削しても斜面崩壊は生じないでしょうか。土質調査資料はありませんが、耕作土の下位には泥炭、粘土があるようです。なお、掘削を管敷設より常に 30m 先行させたいので、掘削 ~ 管敷設 ~ 埋戻しのサイクルタイムは約 3 日を予定しています。5 日後に掘削を開始したいので、至急、回答願います。

図 - 1 設計断面

Ans.

斜面崩壊の判定方法としては、下記の方法が挙げられます。

土質調査（ボーリングによる地層構成、地下水位の把握、ダッチコーン等による泥炭層の強度把握、シンウォールサンプリング等による粘性土の不攪乱試料の採取）、土質試験（粘性土の一軸圧縮試験、密度試験等）を実施したのち、円弧滑り計算を行う。

実大規模の試験掘削（掘削底長 6 m、変位杭による地表面鉛直、水平変位計測）

今回は、時間的な余裕がないこと、掘削深度が浅いこと、近接構造物が無いこと、現場が広いことを考慮して、この試験掘削が妥当と判断されます。ただし、掘削時には、地層構成、地下水位を把握して下さい。また、変位杭の計測と、法面及び法肩近傍の状況目視観察は、3～5日継続して下さい。

8.-2

盛土法面のすべり破壊に関する安全率は、通常 $F_s = 1.2$ とされていますが、公的機関の設計基準書にこの値はのっていません。何故でしょうか？

Ans.

公的機関の設計基準には、盛土高さと法勾配について標準的な関係が示されていますが、これらはいくまでも経験上決められたものと考えられます。基準には、これらの標準的な関係が適用できる条件が示されており、これらの条件が満足されれば適用できることとなります。しかし、実際に現地発生土を盛土材に用いる場合など、それが良質材でない場合も多いと考えられます。その場合は、詳細に室内土質試験等を実施して安定検討を行うことが必要と考えられます。なお、この場合の安全率は通常1.2で問題はないものと考えられます。

9.地震と土の動的性質

9.-1

耐震性評価について、基礎地盤や土構造物の耐震性を評価する上で、通常繰返し三軸試験を行い、動的な変形特性を把握する必要があります。この試験は、多大な労力と費用がかかるので、もっと簡単な方法で動的変形特性を推定できないものでしょうか？

Ans.

地盤および土構造物の耐震設計には、地盤要素をせん断ひずみ（ ）の大きさによりせん断剛性率が変化（減少）する線形粘弾性体と仮定した、いわゆる等価線形化法による応答解析を行うことが多いのですが、この種の解析に必要とされる地盤材料要素の特性は、以下の2種類です（図1参照）。

等価せん断剛性率（ G_{sec} ）のひずみレベル依存性（ $G_{sec} \sim$ 関係）

地盤要素の固さが繰返しひずみ振幅の大きさにより変化する性質

履歴減衰係数（ h ）のひずみレベル依存性（ $h \sim$ 関係）

地盤要素の内部減衰が繰返しひずみ振幅の大きさにより変化する性質

ここでは、 を求めるための各種方法についてご紹介します。

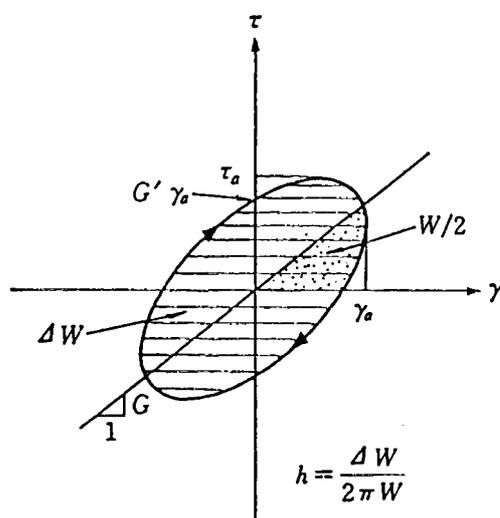


図1 室内繰返し载荷試験での G_{sec} と h の定義

1) 不攪乱試料を用いた室内繰返し三軸およびねじり試験による方法

一般的な方法です。原位置から採取した不攪乱試料を現地盤の応力レベルまで再圧密し、想定される繰返し荷重（周波数：0.1～10 Hz程度）を段階的に を増加させながら与えることにより と の両方を直接に求めます。問題点として、特に過圧密粘性土や砂礫質土試料の場合に試料の乱れが $G_{sec} \sim$ 関係に及ぼす影響（一般的に剛性が低下する）の評価があります。

2) 原位置载荷試験により求める方法

平板载荷試験および孔内水平载荷試験（LLT, プレスメータ試験、等）における除荷・再载荷時の応力・ひずみループの傾きからせん断剛性率 G_{PLT} あるいは G_{BHLT} を求めます。一般的に、この種のせん断剛性率（一定）を地震応答解析に用いると現地盤の剛性率

を過小評価すると言われてています。)) 孔壁掘削に伴う応力開放および乱れの影響、
)) せん断剛性率のひずみレベル依存性の影響、等がその原因として考えられます。

3) 原位置弾性波速度から求めたせん断剛性率に基づく方法

原位置弾性波試験 (PS 検層、サismicコン、等) では、現地盤のせん断波速度 V_s から現地盤のせん断剛性率 $G_f = (\rho t/g) V_s^2$ (ρ : 地盤の単位体積重量の平均、 g : 重量加速 9.8m/sec^2) が求められます。 G_f は、「乱れの影響がない平均的な地盤の固さ」です。図 2 に示すように 1) で求めた室内繰返し载荷試験での $(G_{sec})_{laboratory}$ ~ 関係 (図 2 の破線) から、乱れの影響のない現地盤の $(G_{sec})_{field}$ ~ 関係を $(G_{sec})_{field} = (G_{sec}/G_{max})_{laboratory} \times G_f$ より求めることが可能です (図 2 の実験)。ここで G_{max} は、室内試験での $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-5}$ (0.0001 ~ 0.001%) における G_{sec} の値です。

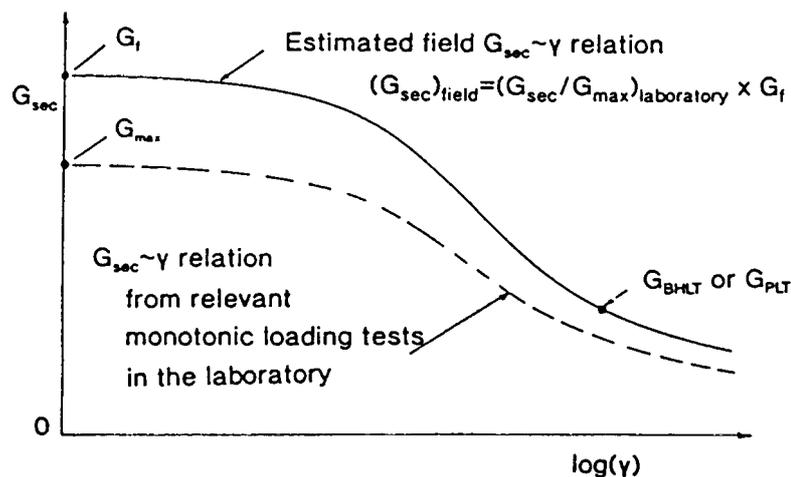


図 2 現地盤の $G_{sec} \sim$ 関係の推定

また、建築基礎の根切り工事における地盤の変形を算定する場合にしばしば用いられる簡易式があります (例えば、文献 1 参照)。

$$E = E_f \quad (\gamma < 0.01\% \text{ の場合})$$

$$E = E_f \times (1 / 10^{-4})^{-0.55} \quad (\gamma > 0.01\% \text{ の場合})$$

E_f は弾性波速度から求まる現地盤のヤング係数、 $E_f = 2 (1 + \nu) G_f$ 、 ν は主ひずみの大きさです。この式は、地盤の固さがひずみの大きさにより小さくなることを簡単な式で評価しているところに特長があります。

岩盤の場合 RQD (rock quality designation) という指標により現地盤の平均的なヤ

ング係数を推定する方法があります。RQD とは「ダイヤモンドビット、ダブルコアチューブで NX ビット（孔径 75mm，コア径 53 mm）以上のボーリングにより採取されたコアについて，10cm 以上のコアの長さの合計の孔長に対する割合（%）」（文献 2 参照）です。図 3 は、Hendron（文献 3）がまとめた、岩盤の原位置載荷実験でのヤング係数（ E_r ）と E_f の比を RQD に対してプロットした関係です。RQD が小さい程（岩盤のジョイントやクラックが発達しているほど） E_r / E_f の値も小さくなっています。

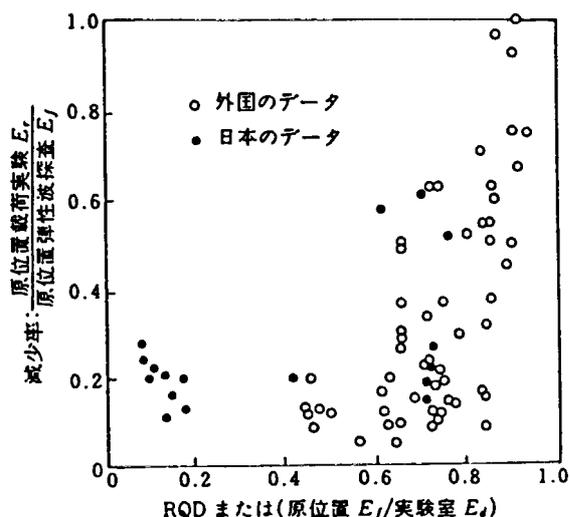


図 3 岩盤のヤング係数と R Q D の関係

4) Hardin-Drnevich の双曲線関数から求める方法

この関数に用いるパラメーターは、地盤材料のせん断強度 σ_{max} と、 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-5}$ の微小ひずみにおけるせん断剛性率 G_{max} の 2 つです。これらを用いて、 G_{sec} のひずみレベル依存性は下式で定式化できます（文献 3）。

$$G_{sec} / G_{max} = 1 / (1 + \gamma / \gamma_r)$$

ここで、基準ひずみ $\gamma_r = \sigma_{max} / G_{max}$ です。 σ_{max} は単調載荷三軸圧縮試験から求める主応力差の半分 $\sigma_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ ， $G_{max} = G_f$ として簡単にもとめることができます。また、 G_f のデータがない場合には、実験式 $G_{max} = K \sigma_{max}$ （ K ：定数，粘性土および砂質土で 500～800 程度、軟岩および硬岩で 800～1000 程度）も提案されています。

最近、動的試験でのせん断剛性率のひずみレベル依存性（ $G_{sec} \sim \gamma$ 関係）は、静的試験での $G \sim \gamma$ 関係とそれほどかけ離れていないことが報告されています（例えば、

文献 4 参照)。したがって、変形係数のひずみレベル依存性に関しては、繰返し載荷試験を行わずとも、広い範囲のひずみ ($10^{-6} \sim 10^{-2}$) での供試体の変形を正確に測定した単調載荷試験での $G \sim$ から直接に求めてもよいかも知れません。また、動的繰返し載荷試験は面倒で費用がかかりすぎるとの質問者のご指摘ですが、最近では装置の改良がすすみコンパクトな装置一台で単調載荷と繰返し載荷試験の両方が可能な三軸試験装置も開発されています (例えば、文献 5)。

参考文献

- 1) 秋野矩之 (1990) : 地盤剛性のひずみ依存性を考慮した建物沈下の非線形解析、第 25 回土質工学会研究発表会、1139-1140 頁。
- 2) Hendron Jr. A.J. (1978) : Chapter 2, Mechanical Properties of rock, Rock Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons.
- 3) Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972) : Shear modulus and damping in soils, Journal of the SMF Div., Proc. of ASCE, 98-6, 603-624.
- 4) 龍岡文夫・澁谷 啓 (1991) : 三軸試験と原位置試験法の関連 (変形特性について)、三軸試験方法に関するシンポジウム論文集、39 ~ 84 頁。
- 5) 澁谷啓・三田地利之・大森荘一郎 (1993) : 高精度・高トルクモーターを用いた多機能全自動三軸試験装置の開発、第 28 回土質工学会研究発表会、神戸。

10. 岩の性質

10 - 1

軟岩の掘削施工において、施工機種を選定における地盤強度との関係を教えて下さい。

Ans.

軟岩は、土木工事を行う際の岩石の大づかみな分野の一つで、一般に新第三紀層や土丹と呼ばれるものがこれに相当します。日本道路公団・設計要領第一集では、土砂・軟岩・硬岩の区分として、土砂と軟岩の判定は排土板を用いたブルトーザの掘削能力により、また軟岩と硬岩はブルトーザ装着のリッパの作業能力によってそれぞれ行うとしており、一般の軟岩掘削はリッパ作業が主であるといえます。

ご質問の施工機種を選定と地盤強度の関係ですが、軟岩の掘削は岩片の硬さよりはむしろ地山状態 (割れ目、節理、風化度) に大きく左右されます。地山状態を知る一つの指標として弾性波速度があり、この弾性波速度とリッパ作業能力との関係を、実

績をもとに想定したのが次に示す図表です。ブルドーザの規格とリッパの爪数により分けています。

なお、山岳トンネルでの軟岩掘削には、自由断面掘削機（ロードヘッダ等）や発破工法が主に用いられています。

表 弾性波速度と施工法の判定

平均弾性波速度	地質	施工法
300m/sec以下	ローム質土の表土	ブルドーザ掘削，ショベル系掘削機による掘削可能
300～900m/sec	基底岩盤である花崗岩の風化した真砂土または砂礫が大半	21トン級ブルドーザまたはパワーショベルによる掘削可能
900～1,200m/sec	基底岩盤である花崗岩の風化した目の発達した層	21トン級リッパドーザによる3本掛掘削可能
1,200～1,800m/sec	基底岩盤である花崗岩の風化した岩層	21トン級リッパドーザ1本掛または32トン級リッパドーザ1本掛掘削可能
1,800m/sec以上	花崗岩の亀裂のあまり発達しない未風化の硬岩層	火薬と32トン級リッパドーザによる併用掘削

注) この調査地区の岩質は花崗閃緑岩および石英閃緑岩で一般に普代花崗岩と呼ばれるものである。

表 地山弾性波速度とリッパ装置付ブルドーザの規格およびリッパの爪数

地山の弾性波速度(m/sec)		爪数		摘 要
A群の岩	B群の岩	21t級	32t級	
600以下	900以下	3本	3本	21t級の使用を標準とする。 32t級は工事量が5万m ³ 以上の場所や、その他特に理由のある場合に使用する。
600～1,000	900～1,400	2本	3本	
1,000～1,400	1,400～1,800	1本	2本	
1,400～1,700	1,800～2,100	-	1本	爆破掘削を標準とし、岩掘削量の多い場合、その他特に理由のある場合に32t級1本爪を使用する。

注) A群の岩とは、砂岩，花崗岩，安山岩，珪岩，片麻岩など比較的かたい岩。

B群の岩とは、頁岩，黒色片岩，凝灰岩，粘板岩など比較的もろい岩。

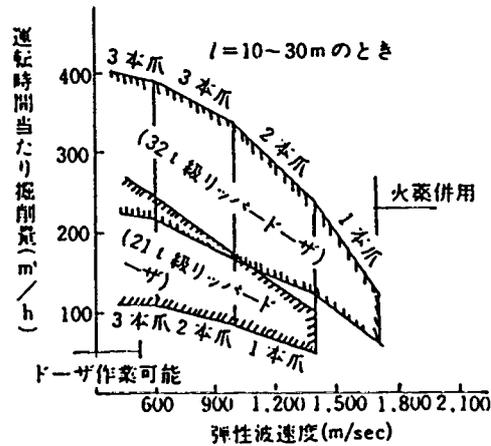


図 油圧リッパ作業能力参考図 (A群の岩の場合)

参考文献 設計要領第一集・日本道路公団

宅地造成設計施工の手引き・総合建設技術研究会・大成出版社

10 - 2

軟岩～硬岩の変形係数、粘着力、せん断抵抗角の推定方法について教えてください。

Ans.

11 - 1 に類似した質問です。そちらの Ans. を参照して下さい。

11 . 土質調査と計測

11 - 1

N値 50 以上の地質の強度を簡単に知る方法を教えてください。

Ans.

N値 50 以上の地質としては、ここでは、いわゆる軟岩～硬岩 (N値が 50 で貫入量が数 cm 程度以下) を想定します。一般的には、乱さない試料を用いた三軸圧縮試験を行い、 c 、 ϕ を求めるのが確実な方法です。しかし、簡便的には以下の方法があります。

(1) 信頼性にはやや欠けるものの、換算N値を求めて50以下の関係から外挿する。
 (2) コア観察から岩の岩級区分を行い、それに基づいて必要な定数を求める方法。
 この場合、対象層の一軸圧縮試験や孔内水平載荷試験結果があると、それらの区分がより明確に行えます。なお、岩級区分には各機関・分野（トンネル、ダム、橋梁基礎等）でいろいろなものがありますが、ダム基礎岩盤を対象にした電研式岩盤分類などがよく用いられています。この岩級分類をもとに、岩級から予想される物理定数の範囲をまとめた例を表-1に示します。

表-1 各岩盤等級区分から予想される物理定数の範囲
 （菊池ら：応用地質特別号、pp.103-118, 1984）

岩盤等級	岩盤の変形係数 (kgf/cm ²)	岩盤の静弾性波係数 (kgf/cm ²)	岩盤の粘着力 (kgf/cm ²)	岩盤の内部摩擦角 (°)	岩盤の弾性波速度 (km/sec)	ロックテストハンマー反発度	孔内載荷試験による		引き抜き試験によるせん断強度 (kgf/cm ²)
							変形係数 (kgf/cm ²)	接線弾性係数 (kgf/cm ²)	
A~B	50,000以上	80,000以上	40以上	55~65	3.7以上	36以上	50,000以上	100,000以上	20以上
C _H	50,000 ~ 20,000	80,000 ~ 40,000	40~20	40~55	3.7~3	36~27	60,000 ~ 15,000	150,000 ~ 60,000	
C _M	20,000 ~ 5,000	40,000 ~ 15,000	20~10	30~45	3~1.5	27~15	20,000 ~ 30,000	60,000 ~ 10,000	20~10
C _L	5,000以下	15,000以下	10以下	15~38	1.5以下	15以下	6,000以下	15,000以下	10~5
D									5以下

11-2

着工前の数カ所のボーリング調査の結果、玉石層は存在しなかったが、現実には玉石を含む層が存在し、連壁の施工能率が大きく低下しました。

ボーリング調査をもとにして施工計画や積算を行うことが普通ですが、ボーリングで玉石層（玉石の割合が密でないために）と見なされないが、土質工学的に玉石層であることはないのでしょうか？

「土質工学的な玉石層」という言葉があるかどうかは知りませんが、教えて下さい。

Ans.

ボーリング調査を行うと玉石を混入した層に出くわすことは頻繁にあります。その場合、かなり密なボーリング調査をしない限り玉石の混入量の把握は困難といえます。また、玉石の形状、大きさおよび粒度分布の把握は、人力掘削による確認をしない限り難しいと思われます。

一方、どの程度玉石が混入すれば、玉石層とするかについては明確な定義はないと思います。一般的には、ボーリング調査で連続的に玉石が確認され、水平方向の連続性も明確とならない限り、玉石層とはみなさず、例えば、玉石混じり砂礫層などのような土層名とすることが多いと思います。しかし、そのような層でも部分的にマトリックスが少なく、玉石が密集する箇所がある可能性も十分あり判断は難しいのが現状です。

ただし、玉石を混入する土層は、その成因から玉石を含む必然性のあることが多いと推定されます(扇状地や花崗岩などの固い岩石がつくる崖錐性堆積地形など)。このため、玉石の混入が工事の施工能率に大きく影響する場合には、ボーリング調査結果だけでなく、周辺の地形などを良く調べた上で土層の成層過程などを推定し、総合的に判定することが現時点における事前の対策といえます。

11 - 3

地盤調査方法として最近研究が進んでいる電気式コーンはどのような土の性質を調べることができますか。

Ans.

電気式コーン(三成分コーン)のデータを用いて、土の性質を解釈する方法は種々提案されています。その中には、土質分類、せん断強度・圧密係数・透水係数の推定、N値との対比、液状化の評価などの提案がありますが、海外での報告が多く日本では研究段階のようです。

土質分類手法については、 q_c と f_s を用いた分類(BeegemannあるいはSchmertmannによるもの)やRobertsonによる q_c 、 f_s 、 U_d を考慮した分類が提案¹⁾されています。北海道内での貫入試験において、Robertsonの分類法を適用したところ十分実用に耐え得る結果が得られています。

また、 q_c を用いたRobertsonの方法による液状化強度についても、道路橋示方書に対して良い対応を示していることが報告²⁾されています。そのほか杭の支持力に対する適用も研究されており、今後発展していく分野と言えるでしょう。

文献 1) P.K.Robertson , R.G.Campanella ; Guidline for geotechnical design using the cone penetrometer test and CPT with pore pressure measurement , Hogentogler & Co. , Inc. , 1989

文献 2) 高柳美樹人他：北海道の軟弱地盤における多成分コーン試験の問題点と展望、土質工学会北海道支部技術報告集第 33 号、1992.2

11 - . 4

地山が固い、あるいはゆるいを判断する具体的な基準があれば教えてください。

Ans.

評価の手法はいろいろあると思います。最も一般的な、標準貫入試験のN値による例を表 - 1 に示しました。

表 - 1 N値と土の状態

(砂の場合)		(粘性土の場合)	
N値	土の状態	N値	土の状態
0 ~ 4	極めてゆるい	0 ~ 2	極めて軟らかい
4 ~ 10	ゆるい	2 ~ 4	軟らかい
10 ~ 30	中位	4 ~ 8	中位
30 ~ 50	密に締まっている	8 ~ 30	硬い
50以上	極めて密に締まっている	30 ~ 50	極めて硬い
		50以上	極度に硬い

12 . 構造物の基礎

12 - . 1

躯体の基礎で均しコンの下に基礎砕石を $t = 10 \text{ cm} \sim 50 \text{ cm}$ 程度施工するがなんのために行うのか。また厚さ t は、どうやって決められるのか。躯体完成時では、杭基礎の場合、基礎砕石は無用物と思われる。また、砕石 40 ~ 0 と 80 ~ 0 の使い分けはどう設計で考えるのか教えてください。

Ans.

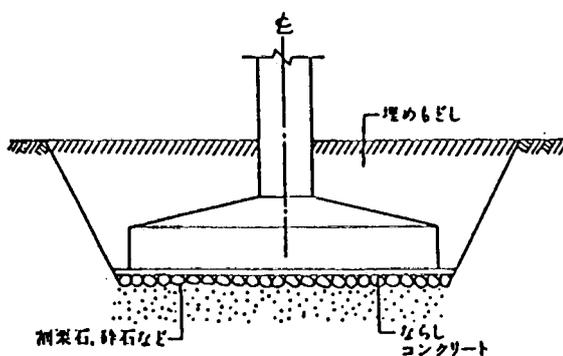
躯体の基礎で均しコンクリートの下に基礎碎石を敷く目的は、直接基礎の場合、躯体の荷重が基礎底面から直接地盤に伝達されるので、躯体の荷重を均等に伝達できるようにするためです。また、降雨や排水不良などによる支持地盤面の劣化を防ぐ被覆の意味もあります。そのため、掘削完了後に速やかに支持地盤を平らに仕上げ、碎石などを敷き均して転圧し、均しコンクリートを打設するのが望ましい(図 - 1)。

また、杭基礎を採用する場合においても、躯体のコンクリート打設時から硬化に至るまでは荷重を基礎底面全体で支持することになるので直接基礎と同様の基礎底面の処理が必要となります。

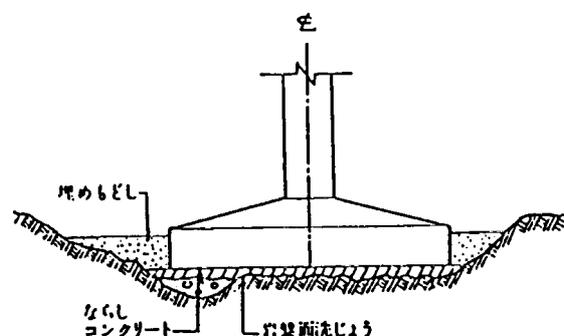
基礎碎石の層厚 t は支持地盤の土質及び躯体の荷重、形状によって異なります。一般的な支持地盤の場合は工事中に支持地盤面が乱されない程度の層厚とします。岩盤など十分に硬い地盤では基礎碎石は必要なく、洗浄などにより異物を除去した後、直接均しコンクリートを打設します(図 - 2)。

使用する碎石の大きさは、十分な安定性と強度を持つように選定することになります。

実際、碎石の層厚、大きさについてはとくに基準はなく、その決定は現場の状況(土質・経済性 etc)を考慮し経験に基づいて判断しています。



(図 - 1) 一般的な地盤の場合



(図 - 2) 岩盤の場合

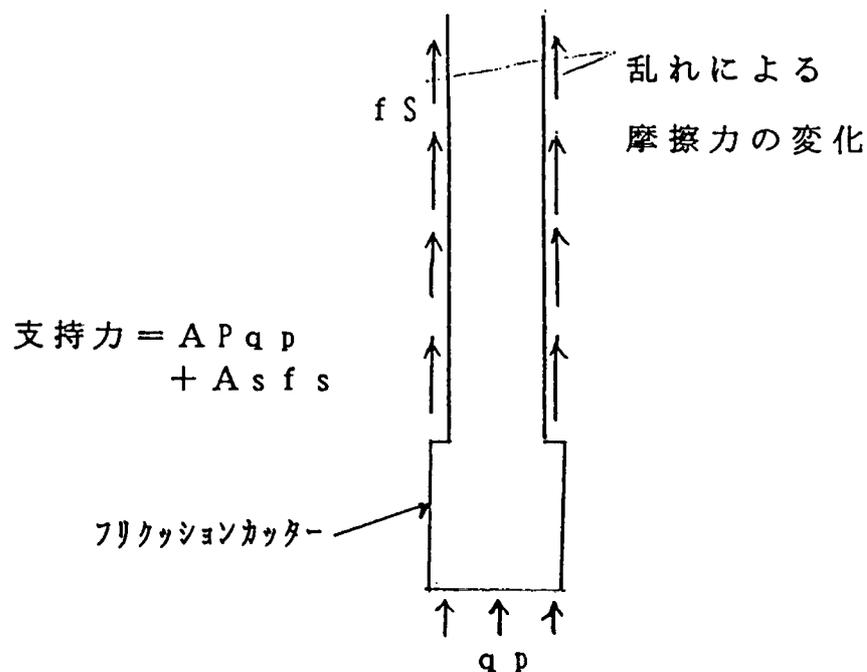
12 - . 2

近年、鋼管杭先端のフリクションカッターが設計段階で抹消される方向にある。フリクションカッター有無の施工歩掛に対する効果は、砂質土、粘性土に係わらず大きいと思われるが何故でしょうか。

Ans.

質問によれば「フリクションカッターが設計段階で抹消される方向にある」となっていますが、必ずしもそういう方向にあるとは限らず、状況に応じて、抹消されたりされなかったりするようです。

そういう方向にあるとすれば、フリクションカッターの周面摩擦力（鉛直支持力）に及ぼす影響が明確でないため、設計段階では、支持力の算定に対して不明確となる部分をなくし、設計的に明瞭とするために、抹消する方向にあると思われます。



12 - . 3

リバース杭（一部ベノト杭）のコンクリートロス率の積算計算は杭径だけから考えられており、実際に使用するケーシング径、余盛高、杭長の影響が入っていません。設計ロス 15%、実際ロス 30%という現状もあります。どう考えたらよいのでしょうか。

Ans.

場所打ちコンクリート杭打設の場合の杭 1 本当たりコンクリート使用量は、杭の体積に割増率を乗じて求められます。建設省の標準歩掛では、全国の場所打ちコンクリート杭を施工した現場を対象に実績調査を行い、平均的にリバース杭では割増率 14% が用いられています。これには、設計上の公称径と実施工による掘削径との差などのロス分と、杭頭までのコンクリートの品質低下を見込んだ杭頭処理分が含まれています。

しかし、この割増率はリバース杭が標準的な施工で行われた場合の値であり、特殊な現場条件での施工では、当然割増率も変わることが考えられます。この場合には、その施工現場において実績調査を行って、実質割増率を決定して用いることとなります。

ただし、ご質問の中でケーシング径や杭長が変更になったときの取扱ですが、これらは割増率（ロス率）に含めるのではなく、変更理由を明確にして設計変更により清算するほうが良いでしょう。

12 - 4

鋼管杭の設計長は、土質調査から決められています。ところが実施工では、実打設時のリバウンド試験から杭長の高止り、長さ不足が決定されます。このため、施工では杭長の問題が生じ、たとえば杭の新規発注、杭高止り処理が生じ、工事中断が生じる場合が多い。どう考えたらよいのでしょうか。

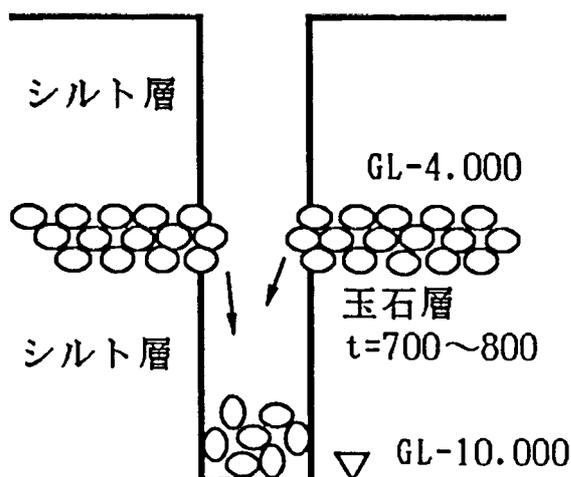
Ans.

杭に高止まり、長さ不足の最も大きい要因としては、「地層の判定の誤り」や「地中障害物の有無の確認不足」等の土質条件の調査不足があげられます。そのため周辺地形の変遷やボーリング等の調査を十分に実施して、高止まりや長さ不足を未然に防ぐことが重要です。

しかし、土質調査に用いる経費にも限度があり、どの程度実施するのが良いかは一概に言えません。一般的には、画一的な調査法を全地点で行うのではなく、補間地点の調査は目的を限定した簡易な調査（コーン貫入試験など）とし、確信のもてない地点については、必ずチェックするのが最良の方法のようです。

12-.5

オーガー併用の油圧ハンマーを使い、セメントミルク工法でPHC杭（ $\phi 400$, $L=9.000\text{m}$ ）を打込む工事で、GL-4.000mに玉石（ $D=200\sim 300\text{mm}$ ）層が70~80cmある。オーガーで削孔し、ミルクを注入しながら引き抜いた後、玉石が下に落ちてしまい、的確な掘削深度が保てず、結果的に所定の位置に杭を納められない可能性がある。どう施工するとよいでしょう。



Ans.

建築構造設計指針（東京都、1991版）P394では、「杭は原則として支持層に1.00m以上かつ2D以上埋込み、根固め液中に1.5m以上貫入する。この場合の高止まりは0.5m以内になる様にすること。」

この様に説明されています。

対策としては、簡易的な方法で次の2つが挙げられます。

上記によれば、先端のあきが0.5mまでは認められているので、所定の杭根入れ深度よりも0.5m余掘りすることによって杭が所定の深度に止まれば良い。

掘削液であるベントナイト液の混練時間を5~7分にするによって粘性を高め、掘削速度を遅くして施工する。これによって掘削孔内の泥水位の安定が図られ礫の沈降が少なくなる。

これらの では不十分でどうしても高止まりがゆるされない場合、コストが高くなりますが、次の様な方法もあります。

ケーシングを併用する工法

- 1) GL - 5m 以深までケーシングを併用して礫の沈降をおさえながら、掘削、根固めを行い、杭を沈める。
- 2) 杭の沈設が終了したらケーシングを引き抜く。

掘削を2回行う方法

- 1) プレオーガーをGL - 10m まで行い、セメント・ベントナイトの混合液に孔内を充填させる。この場合、土は逆転にて孔内に置いてくる。
- 2) その後1日放置し、通常のセメントミルク工法を行う。前日のセメント・ベントナイト混合液が孔壁を安定させ、杭を所定の深度に根入れ出来る。

12 - 6

擁壁工の置換基礎

土工指針では「置換材料について十分な土質試験を行うとともに、さらに底板の施工に先だって、支持力の確認を行うのが望ましい」としており、置換土として切込砕石または地耐力の得られる良質材料を、また荷重分布角度 30° が示されています。

現場においては載荷試験により支持力の確認を行って施工してはいますが、施工時の不確定要因を考慮して、支持力、摩擦係数等は安全側の値を使用した設計になりがちです。載荷試験により支持力が十分得られたとき、この結果を設計に反映して再検討するのが望ましいことは明きらかですが、時間的な制約や材料の変更等、困難な点が多いのが現状です。

従って置換土の種類や締固めの仕様を決めることにより、標準的な値が求められれば安全で経済的な設計・施工が可能となると思うのですが、そのような方法があれば教えてください。

Ans.

御指摘のとおり、設計においては支持力や推定N値は安全側の値を採用しているのが現状です。それが、施工条件などにより危険側となる場合には修正設計しますが、それ以外は、そのまま施工するのが一般的です。もちろん、置換土の種類や締固めの仕様を決めることにより、標準的な設計値が求められれば安全側で経済的な設計・施工が可能となるはずですが、現段階ではデータの蓄積が不足しており、未だ実現していないのが実情と思われれます。

12-7

杭支持力の確認

中掘り工法の最終打撃工法において、支持力の確認は、道路橋示方書下部構造編の動的支持力式で算出するが、もんけん打ちを行った場合、上記の式では算出できない。どうしたらよいのでしょうか。

Ans.

道路橋示方書下部構造編の動的支持力公式を以下に示しますが、その中でハンマの種類が明記されていないので、もんけん（ドロップハンマ）に適用しても特に問題はないと思われます。

$$R_a = \frac{1}{3} \frac{AEK}{e_0 l_1} + \frac{NUI_2}{e_f} \dots\dots\dots \text{(解 13.2.1)}$$

ここに、

- R_a : 杭の許容支持力 (tf)
- A : 杭の純断面積 (m²)
- E : 杭のヤング係数 (tf/m²)
- l₁ : 動的先端支持力算定上の杭長で、表 - 解 13.2.1 による。(m)
- l₂ : 地中に打込まれた杭の長さ (m)

表 - 解 13.2.1 杭長の補正

e ₀ の値	l ₁ の値
e ₀ < 1	l _m
1 > e ₀ > l _m /1	l _m /e ₀
e ₀ > l _m /1	1

- l : 杭の先端から ハンマ打撃位置までの長さ (m)
- l_m : 杭先端からリバウンド測定位置までの長さ (m)
- U : 杭の周長 (m)
- N : 杭周面の平均N値
- K : リバウンド量 (m)

e_o, e_f : 補正係数であり、表 - 解 13.2.2 の値とする。ただし、 W_H/W_p はハンマと杭の重量比であり、ヤットコを使用する場合には、 W_p は杭とヤットコの重量の合算した値とする。

表 - 解 13.2.2 補正係数

杭 種	施工方法	e_o	e_f	備 考
鋼 管 杭	打ち込み杭工法 中掘り最終打撃	$1.5 W_H/W_p$	2.5	
P C ・ P H C 杭	打ち込み杭工法	$2.0 W_H/W_p$	2.5	
	中掘り最終打撃	$4.0 W_H/W_p$	10.0	
鋼 管 杭 P C ・ P H C 杭	打ち込み工法	$(1.5 W_H/W_p)^{1/3}$	2.5	油圧ハンマに 適用

$$AE = l \frac{A_o E_o}{l_o} \frac{1}{(1 + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_i)} \quad (\text{解 } 13.2.2)$$

ここに、

$$\beta_i = \frac{l_i}{A_i E_i} / \frac{l_o}{A_o E_o}$$

A_o, E_o, l_o : 基準とした杭体部分の断面積 (m^2)、ヤング係数 (tf/m^2) および長さ (m)

A_i, E_i, l_i : 杭体 番目部分の断面積 (m^2)、ヤング係数 (tf/m^2) および長さ (m)

12 - 8

中掘り杭工法の先端処理方法

中掘り杭工法の先端処理工法には、3種類の工法がありますが、そのうちコンクリート打設方式を使用する場合の条件を教えてください。

Ans.

コンクリートを打設する方法については、中掘打撃、中掘セメントミルク注入の2つの方法が出来ない場合に使用されます。

たとえば、支持層が粘性土の場合、認められるのは最終打撃とコンクリート打設方式でセメントミルク注入方式は認められておりません。したがって、打撃が出来なければコンクリート打設方式を使用することになります。

表 - 3.3.1 先端処理方法の概要と特徴 (日本道路協会 杭基礎施工便覧)

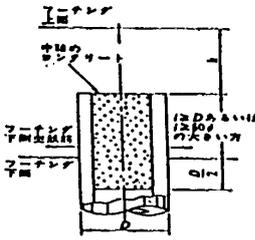
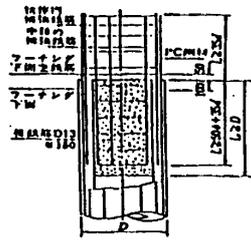
先端処理方法	最終打撃方式	セメントミルク噴出攪拌方式		コンクリート打設方式
		低圧方式	高圧方式	
適用地盤	砂質土 粘性土	砂質土	砂質土	砂質土 粘性土
概要	中掘り杭工法で杭を所定の深度まで沈設した後、ドロップハンマ、ディーゼルハンマまたは油圧ハンマで打撃して、打ち込み杭と同様に打止め管理をおこなう。	オーガ先端が所定の深さに達したら、直ちにセメントミルク (W/C=60~70%程度) を10kgf/cm ² 以上の圧力で噴出し、これを先端周辺砂質土と十分攪拌しながら所定の位置まで処理する。拡大ビットを使用して杭先端に拡大根固め球根を造成する方法もある。	中掘り杭工法で杭を所定の深さまで沈設した後、杭先端地盤中にセメントミルク (W/C=60~70%程度) を150~200kgf/cm ² 以上の圧力で噴射・回転することにより拡大根固め球根を造成する。鋼管杭の場合でもセメントミルクの高圧噴射流で内壁を洗浄することにより閉塞効果を発現できる。	杭を沈設した後、場所打ち杭工法に準じた方法でスライム処理を行い、トレミーを用いてコンクリートを4.0d (dは杭内径) 以上に打設する。
特徴	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 最終打止め時以外は、ほとんど騒音・振動がない。 3) 打止め管理は杭打ち方式でできる。	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 低騒音・低振動で施工ができる。	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 低騒音・低振動で施工ができる。	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 低騒音・低振動で施工ができる。

12 - 9

PC杭頭部とフーチングとの結合方式または配筋方法はどうすれば良いのでしょうか。また、杭が高止まりしカットオフした場合の方法についても教えて下さい。

Ans.

杭とフーチングの結合部は、原則として剛結合として設計し、その結合方法は以下に示すA、B 2種類が「道路橋示方書・同解説 下部構造編」に示されています。

	結合方法 A	結合方法 B
概略図		
フーチング根入れ長	$L \geq D \text{ or } 50\phi$ (カットオフ時)	$L = 10 \text{ cm}$
中詰めコンクリート長	$L \geq 1.5D$	$L \geq 50\phi + 35d + 10 \text{ cm}$
鉄筋定着長	---	フーチング内 $L_0 \geq 35d$ 杭体内 $L_0 \geq 50\phi + 35d$
帯鉄筋	---	D13mm 150mmピッチ
垂直支圧応力度	$P / \pi D^2 / 4 \leq \sigma_{ca}$	同左
押抜せん断応力度	$P / \pi (D+h) h \leq \tau_a$	同左
水平支圧応力度	$H / D \cdot L + 6M / D \cdot L^2 \leq \sigma_{ca}$	$H / D \cdot L \leq \sigma_{ca}$
水平方向押抜せん断応力度	$H / h (2L + D + 2h) \leq \tau_a$	同左
仮想鉄筋コンクリート断面の応力度	---	PC鋼材は無視、仮想断面の直径は杭径+20cmで検算

12 - 10

水平力を考慮する場合の変形係数（ E_0 ）は杭長のどの程度まで考えれば良いのでしょうか。

Ans.

地震力に対する建築物の基礎の設計指針に、 E_0 測定時の土質調査の対象とすべき範囲は基礎底面下 $1/$ を原則とし、一般に杭径 50 cm未満で 3~4m、50 cm以上 1m 未満で 4~5m であると記されています。故に通常はこの範囲で良いと思いますが、地盤が著しく軟弱な場合はこの値より大きくなり、またかなり良好な場合は小さくなる事から、対象する地盤の硬さに注意し極端な場合は計算途中で $1/$ を確認する事が必要と思います。

12 - 11

プレロード工法でボックスカルバートを建設した場合、ボックスの構造上から残留沈下量はどの程度許容できるのでしょうか。

Ans.

プレロード工法ですので基礎形式は直接基礎を前提にします。構造上からは、横断方向に不等沈下が発生したカルバートに曲げ応力が作用したとき圧縮側（カルバート天端）と引張側（カルバート底版）の応力が許容応力以内に入っていれば問題がないでしょう。したがって、許容残留沈下量は躯体に発生する曲げ応力により決定されることとなります。なお、発生応力を少なく抑えるためには、スパン割りを小さくする、高さを低くする等の配慮が必要になります。ただし、機能上からは、水路構造物であれば、不等沈下はもとより通水断面確保を前提とするため絶対沈下量も問題になりません。道路トンネルの場合であれば、維持補修の面から絶対沈下量はさほど問題にはならないでしょう。

12 - 12

中掘杭、及びプレボーリング工法杭の杭先端セメントミルクの強度についてセメントミルクの品質管理（圧縮強度について）について、「道路橋示方書」や「杭基礎の調査、設計……」を見ても、水セメント比については書いてあるが、その他の項目については書かれていない。せめて圧縮強度でよいからなにか品質管理できるものはないでしょうか。

Ans.

中掘杭及びプレボーリング工法の杭先端セメントミルクの品質管理としては、一般的に水セメント比及び圧縮強度で行っています。

1. 水セメント比による管理

水セメント比の管理はセメントミルクの比重を測定することによって確認できます。セメントミルクの比重と水セメント比の関係は図 - 1 に示します。これを参考にして混練されたセメントミルクを吐出口から採取し、比重を測定することによって水セメント比を推定します。

現在使用されているセメントミルクの水セメント比は、工法によって若干異なりますが 60～70%程度多いようです。

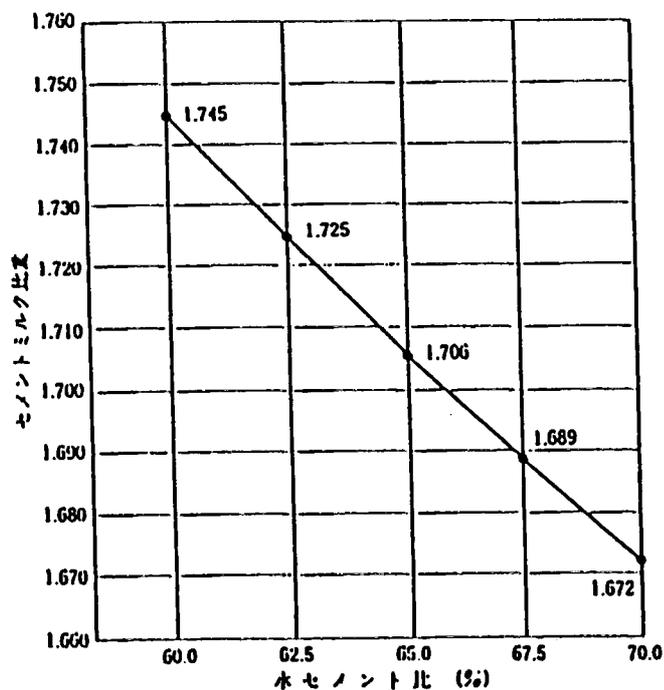


図 - 1 セメントミルク比重と水セメント比の関係（室温 20 としての理論値）

2. 圧縮強度による管理値

圧縮強度による管理値は、材令 28 日で $200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上になるよう規定されているものが多く、この値を満足する配合はセメントと水の重量比で 1.4 : 1 が一般的です。試料はミキサ内のセメントミルクが約半分排出された時にポリエチレン袋を用いて採取します。

図 - 2 に示すセメントミルク供試体の製作方法に従って製作した $5 \times 10 \text{ cm}$ の円柱供試体によって求めるものとします。尚、ポリエチレン製袋に試料を 250 mm の高さまで注入するのは、沈降を考慮し高さ 100 mm の供試体を作製する場合両端を約 50 mm 切断可能とすることを考えて定めています。

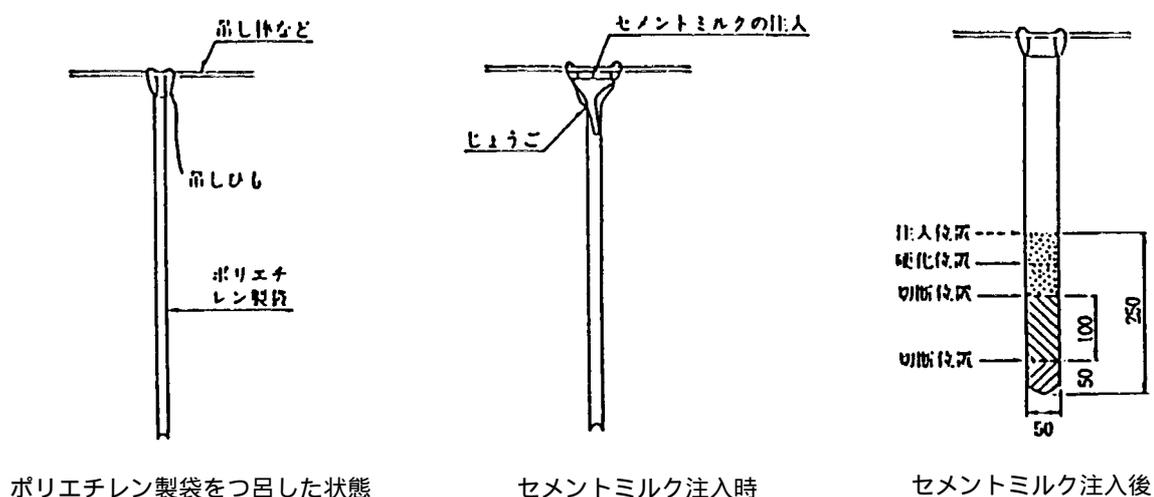


図 - 2 セメントミルク供試体の製作方法

12 - 13

中掘杭、及びプレボーリング工法の杭止管理について

中掘杭及びプレボーリング杭の杭先端支持力を確認する方法が今のところ、ボーリング柱状図とアースオーガーからの掘削土砂の確認で行っています。ところが、しばしば支持地盤と柱状図の相互関係を得るのも難しく、地下水があると掘削土砂もヘドロ化してしまい見分けることも難しい。アースオーガーのオーガー出力軸トルクやオーガー出力軸回転を使って、N値確認ができないでしょうか？

Ans.

一般的に支持層を確認する方法としては、現在の工法において掘削オーガーの抵抗を通常の電流計で消費電流値としており、その記録波形から判断している例が多いと云えます。しかし、N値との整合性は未解決であり、明確にN値の確認は出来ません。

また、通常の電流計で推定するために次のような問題点があります。

掘削オーガーの途中引き上げ時の電流値や、掘削抵抗以外の電流値も拾ってしまう。

掘進深度が自記されず、記録紙の送りスピードが一定。

この為、試験杭の施工時に支持層に近づいたら掘削速度を一定に保ち、駆動装置の電流計の変化を読取り支持層への到達を推定しています。

現在、各社で支持層検出装置として測定区間毎の掘削時間とその区間の累計掘削電流を乗じた値（積分電流値）を表示する装置が開発されていますが、一般的に普及するにはまだ時間がかかると考えられます。

12 - 14

簡易構造物の基礎支持力について

躯体高2m程度以下の小型重力式擁壁及びプレキャスト擁壁、積ブロック擁壁等については、支持力を確認しないで設置するケースが多いと思いますが、このような場合に簡単な方法で地耐力をチェックする方法を教えてください。

また、横断管渠工については現在地質調査等を行っていませんが、ボックスカルバートについては、地質調査を行うケースが多くなっています。この場合についてもすべてのケースにおいて地質調査を行わなければならないか教えてください。

Ans.

地耐力のチェックは、基本的に平板載荷試験で行うのが良いと考えられます。また、ボックスカルバートについても、

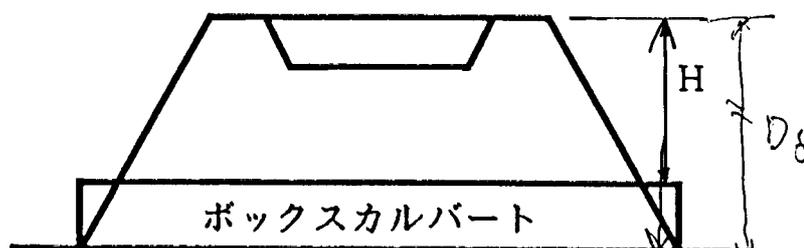
- (1) 重要度が低く、地耐力不足が原因で周辺に悪影響を与える懸念がない。
- (2) 明らかに地耐力が確保できる。

などの場合を除き、基本的には地質調査を行うべきと考えます。

12 - 15

下図のような既設道路に新設のボックスカルバートを設置する場合、プレロードがかかっているものとして、地質調査を行わなくて良いか教えてください、

また、基礎底面地盤の極限支持力度の式では、 D_f (基礎の有効根入れ深さ) を考慮できることになっていますが、ボックスカルバートにおいては、下図の H を D_f として考えて良いか教えてください(この場合道路は新設である)。



Ans

最低限の調査として動態観測 (沈下観測) により沈下の進行を観測し、所定の放置期間で目標沈下量が満足されているか、最終沈下量を推定して目標の圧密度 (強度) が出ているかどうかの検討が必要でしょう。なお、プレロードの効果が疑問な場合は、不攪乱試料による室内土質試験またはオランダ式貫入試験等による検証が必要になります。

また、長期的には (埋め戻し完了後) H を D_f と見なして問題はないでしょう。この場合、道路横断方向において、すべり破壊に対する安定が確保されていることが前提となります。カルバート施工直後については、根入れを無視して短期安全率 ($2 / 3 Q d$) を適用した検討が必要と考えられます。

12 - 16

道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 (p.100) の軟弱地盤の解釈について

上記土工指針 p.100 に「() 軟弱地盤上にボックスカルバートが構築される場合」とありますが、「() 基礎地盤が良好でくい基礎などを用いない場合は $\gamma = 1.0$ とする。」これ以外については、すべての軟弱地盤となるのでしょうか。

また、基礎地盤が良好でないのに、くい基礎を設置する設計をしたが、軟弱地盤というわけでもないときもあると思います。その場合の係数の考え方を教えて下さい。

上記土工指針 p.12 の基礎地盤の許容支持力度と道路橋示方書 下部構造編 p.214 岩盤の最大地盤反力度の使い分けについて教えて下さい。

Ans.

軟弱地盤かどうかは構造物の規模（荷重）との兼ね合いで判断すべきで、上記（ ）以外をすべて軟弱地盤と考える必要はありません。ただし、杭基礎構造物、特に支持杭が適用されている場合、カルバート基礎底面以外の周辺地盤に相対的な沈下が生ずるため、 $\gamma = 1.0$ とすることが必要になります。実際に用いる係数は、指針に沿って $h1/B$ に対応した γ を設定しておくことが必要でしょう。

土工指針にある許容支持力表は基本的に道路橋示方書を準用しています。ただし、現在の道路橋示方書は平成 2 年に改訂になったものであり、昭和 55 年制定のものを準用した土工指針とは対応がとれておりません。土工指針が改訂になった時点でご指摘の支持力も統一されたものとなるでしょう。

12 - 17

道路構造物の支持層の厚さについて

直接基礎及び杭基礎における支持層の厚さについていずれの文献においても明確な規定がありません。構造物の重要度に応じた一定の目安が欲しいと考えていますが。

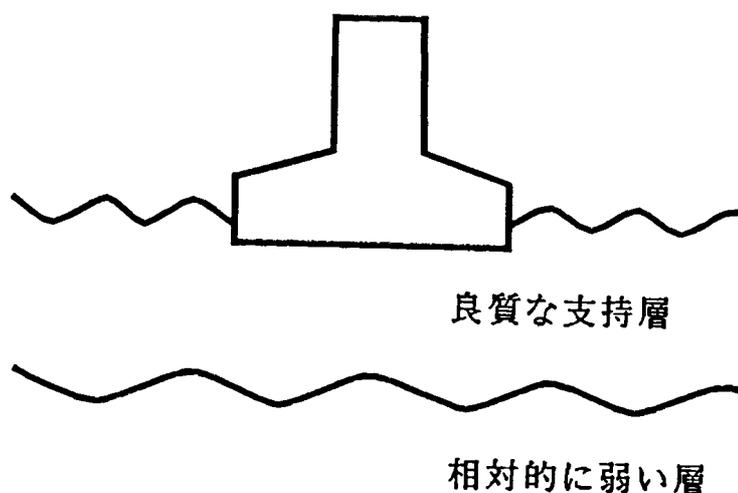
Ans.

一般的には、支持層の厚さは”十分な厚さを有するもの”となっております。実務的には構造物の基礎幅程度が一応の目安となるでしょう。構造物が重要で、それらが満足されない場合、2 層系の支持力公式を用いた検討や、沈下については荷重の分散を考慮して下位の層の沈下量を検討することがあります。

12 - 18

重要構造物（橋台、橋脚等）の直接基礎の設計において、良質な支持層と判断される層の下に相対的に弱い層等がある場合、荷重の規模等により違うと思いますが、目安として良質な支持層が、どの程度あれば直接基礎として良いのでしょうか。

また、下層にある相対的に弱い層の支持力、沈下等の影響についての検討方法及び良質な支持層の評価に及ぼす影響について教えて下さい。



Ans.

12 - 17 の Ans. を参照して下さい。

13. 根切りと山留め

13 - 1

シートパイルなどの仮設計算で、土質、すなわち砂質土、粘性土の取扱い方によって、計算結果が大きく異なります。中間的な土質では、両方の場合について計算し、安全な方を選んでいますが、過大な仮設構造となります。どう考えたらよいのでしょうか。

Ans.

土留め、締切りなどの仮設構造物の設計は、一般に、1) 安定計算 (主に、壁体根入れ長さの決定)、2) 構造部材の断面計算の2段階から構成されています。

安定計算では、中間的な土質であっても強度定数 (c 、 ϕ) を適切に評価することにより現実的な根入れ長を決定することが出来ます。

一方、構造部材の断面計算においては、通常、砂質土・粘性土のそれぞれに対して、実測に基づく設計土圧が規定されています。中間的な土質の場合、その取り扱いはいつても難しいのですが、現状では、単に理学的な土質分類に頼るだけでなく、工学的な判断を加味して、設計上の分類を行う努力をすることが重要と思われれます (足して2で割ることは、決して行わないで下さい)。

13 - 2

粘性土地盤の土留工において、鋼矢板を引抜く場合に周辺地盤が沈下することがあります。周辺地盤が沈下しないような引抜き方法はあるのでしょうか？

Ans.

鋼矢板引抜き時の周辺地盤の沈下の主たる原因としては、引き抜いた鋼矢板の断面とこれに付着してくる土砂のため地盤内に空隙が生じ、この空隙を埋めるように周辺地盤が移動することが言われていますが、この他、鋼矢板の引き抜き工法、使用する重機、土質による沈下特性等が複雑に影響しあうものと考えられます。

周辺地盤の沈下による影響が懸念される場合には次のような対策が考えられます。

- ・鋼矢板に付着する土砂を極力少なくするために、鋼矢板表面に特殊滑剤 (ワックス、グリース等) を塗布する。
- ・引き抜いた跡に砂を充填する。ただし、引き抜き跡の空隙は狭小なうえ、鋼矢板に付着した土砂の落下や砂投入までのタイムラグにおける地山の移動、破壊等により空隙が閉塞されるため、この方法では十分な困難な場合もある。
- ・ベントナイトモルタル・グラウト等の同時注入工法により速やかに充填を行う。

13 - 3

下水道工事において推進工事を行う場合、当然のごとく発進及び到達立杭を築造します。ところがその殆どが住宅地・商店街などの区域に於ける工事の為、無振動・無騒音工法であり、土留壁（鋼矢板）撤去の際、鋼矢板根入れ部分に残る間隙に土砂の補充が出来ず、マンホール・空伏部等が沈下することが度々あります。振動・騒音の規制値内で土砂補充の工法はないでしょうか。

なお、工事原価を圧迫しなければ補助工法でもよいのでしょうか？

Ans.

ご質問のような市街地での鋼矢板の引抜き撤去は、立坑内のマンホール等の沈下もさることながら、立坑周辺の近接構造物（家屋、地下埋設物）への影響も大きく、補償問題へと発展することもあります。

土砂補充の工法ですが、単に上から投入しただけでは深い位置までの確実な投入は困難です。このような場合に効果的であった方法として、トンネル等に使用する吹き抜け機を利用して吹き込むと、比較的スムーズに充填出来たケースがあります。

なお、鋼矢板の引抜きによる沈下対策としては、以下の対策が考えられます。

先端からの充填材注入

鋼矢板打設時に、あらかじめ注入パイプ（ホース）を取り付けておき、引抜き時に注入孔より硬化材を充填する工法である。しかし、この工法はコスト面でも工期の面でも問題が多い。

鋼矢板の埋め殺し

将来、鋼矢板が障害にならないのであれば矢板を上部で切断し、埋め殺す方法が最も確実な方法である。

マンホールと管との接合部をフレキシブルな構造とし、不等沈下に伴うひびわれを防止する。

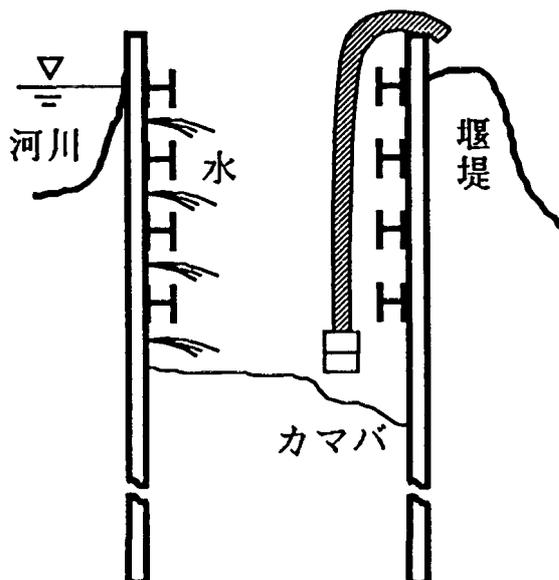
矢板根入れ長を短くする。

特に、軟弱土の場合は矢板根入れが長くなり、引抜きによる沈下が増大するため、立坑底を地盤改良して極力矢板根入れ長を短くする。

いずれにしても、現場の状況（土質、周辺環境、規模等）と経済性を考え、適切に対応することが大切です。

13-4

河川内の土堰堤で掘削、山留を行う際、シートパイル（SP L=14.5m）のセクションから多量の水が出て、掘削中の床土（砂混じりレキ）がどんどんカマバの方へ流されてしまう。床付及び均しコンクリートをどうやって打設したらよいのでしょうか。



Ans.

ご質問の内容では、既に施工された状態での対策と思われるので、これに対して考えてみます。

床付けおよび均しコンクリートを正常に施工するには、

- (1) 矢板セクションの止水を行う。
- (2) 床付け面からの速やかな排水状態を確保する。

のどちらかを満足させるか、あるいは両方を満足させる必要があります。

(1) 矢板セクションの止水

既に打設された矢板の止水は水圧が働いているため非常に難しいが幾つかの方法が考えられる。

河川側から目づめ材（鉸宰のかす、おがくず等）を散布する。

掘削側から目づめ材（ウエス、鉛等）を打ち込む。

(2) 速やかな排水状態の確保

(1) の対策で効果が乏しい場合は、床付け面を工夫する。

釜場の位置を出水直下とし、床付け面での水の流れを極力少なくする。

栗石や砕石による排水溝を横断方向に設け、釜場を連結させ、速やかな排水状態を保ち、床付け面を保護する。

以上の対策を行っても床付け面が保てないような状態の場合は、矢板背面に止水対策（薬注工法等）を考えることも必要です。

また、予め、このような状態が予想される場合は、矢板打設前もジョイント部止水剤の塗布が良策かと思われます。

13 - 5

親杭建込み土留工の安定計算に際して、一般的に Chang の公式を用いて解析しているのが現状ですが、現場によっては岩盤をアースオーガー等で掘削し H 鋼杭建込み後モルタルセメント等により根固めしている場合があります。このような状況において Chang の公式が成立するのでしょうか？ また、不成立の場合どのような設計思想が考えられるのでしょうか？

Ans.

自立式土留工の設計において、一部の基準（砂防基準など）では Chang の公式を用いている場合がありますが、多くの基準では

- ・自立式 Fixed support
- ・切梁式 Free support

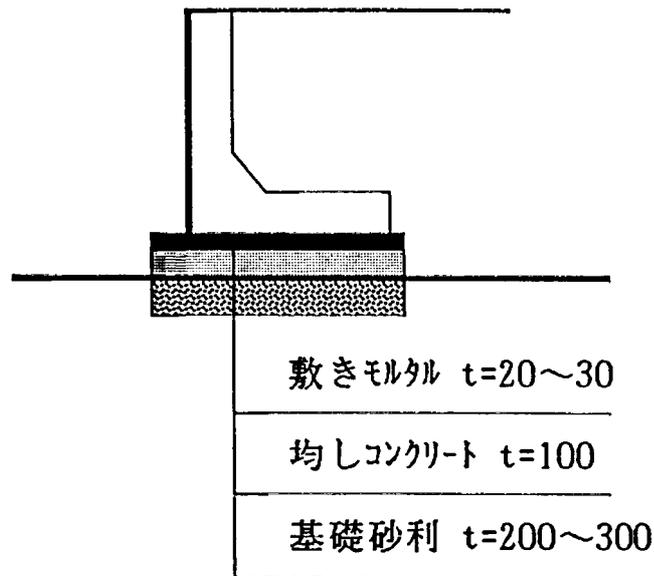
を基本に考え、力の釣合方程式を採用しております（代表的なものに、「日本道路協会 道路土工・擁壁カルバート、仮設構造物指針」があります）。

親杭建込み土留工への Chang の公式の適用性は別として、本公式は「弾性床上の梁」の問題を解く方法として良く知られ、基礎の設計計算手法として多用されております。岩であっても、弾性体と見なせる場合には適用可能と考えられます。

14. 擁壁と止水壁

14 - 1

2次製品（プレキャスト擁壁）の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数 μ の値をどのように設定すればよいのでしょうか。また基礎形状を下図の様な場合の μ の値はいくらでしょうか。



Ans.

道路土工、擁壁・カルバート・仮設構造物施工指針 P 5 1 によると、すべり摩擦係数 $\mu = \tan \phi$ とし、 ϕ は以下のように示されています。

場所打ちコンクリートの場合 $\phi = \phi_{\text{基礎地盤の内部摩擦係数}}$

場所打ちコンクリートでない場合 $\phi = 2 / 3$

プレキャスト擁壁の場合は後者と判断されます。

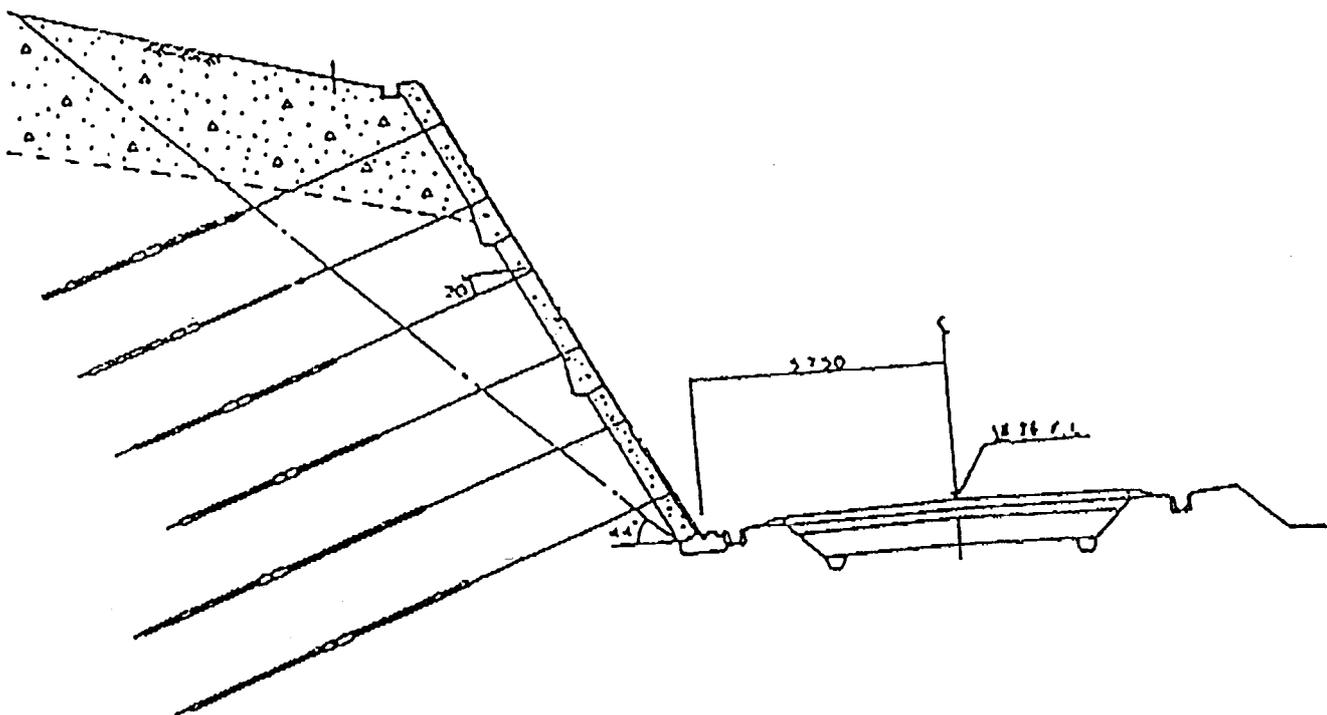
また、ご質問のような基礎形状の場合ですが、フーチングを根入れしないような擁壁基礎は現状の設計では許されません。北海道の場合は、フーチングの下面は最小限凍結作用を受けない深さまで根入れすることが必要です。

14-2

凍上力と地震時の検討について

図のようなグラウンドアンカーを使用した擁壁において、凍上力をどの程度考慮すべきでしょうか。

また地震時の検討が必要なのかどうか。必要だとすれば具体的な計算方法について教えて下さい。



Ans.

グラウンドアンカーの設計は、現在土質工学会基準の「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（平成2年）に準じて行われています。しかし、本基準には北海道のような積雪寒冷地特有の凍結融解の問題については触れていません。したがって、現状では凍上力を考慮したグラウンドアンカーの設計法は、地震時を含めて確立したものではありません。

最近のグラウンドアンカー工事事例では、凍上によるものと思われる被害報告がされていることから、今後凍上に対する対策工も含めて検討する必要性が生じています。対策工については、凍上力に抵抗できるアンカー力をグラウンドアンカーにもたせる方法のほかに、地盤を凍上させないような構造にする方法などが考えられます。

15. 土工

15 - 1

冬期施工時、凍結した埋戻し土の現場締固め試験はどのように行えばよいのでしょうか。

Ans.

基本的には、凍結土も未凍結土と同様な品質管理を行います。盛土施工時に基準通りに締固めた土は、その後の凍結融解作用を受けても締固め度への影響がないことが確かめられていることから、盛土の品質管理は、凍結していない土の締固め特性を求め、現場の締固め度が基準となる締固め度以上であれば合格として行います。

図 - 1 は、冬期土工における盛土材の積込み時、敷均し時の温度を示したものです。この図からもわかるように、敷均し、締固め作業中には試験に影響を及ぼす凍結は起こりません。一方、図 - 2 は低温下に放置した土材料の凍結深を示したものです。このことから、冬期盛土の締固め度の管理は施工後速やかに行い、盛土が凍結する前に現場作業を終了しなければなりません。

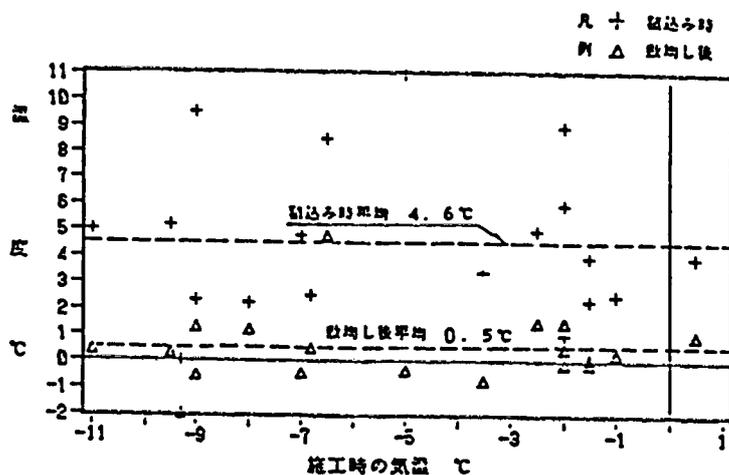


図 - 1 盛土材の積込み時、敷均し時の温度

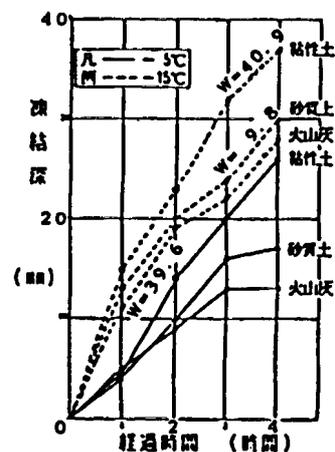


図 - 2 低温下に放置した土材料の凍結深

15 - 2

寒冷地における冬期盛土施工について、凍結深度（日深度等）を考慮した適切な方法を教えて下さい。

Ans.

現在のところ、凍結深を考慮した方法はありません。盛土施工時に基準通りに締固めた土は、その後の凍結融解作用を受けても締固め度への影響がないことが確かめられていることから、通常の施工監理を行うことが必要です。また、盛土材に凍結土が混入しても少量の場合は締固め度に及ぼす影響は少ないが、量が多くなると盛土の品質を低下させるので注意を要します。

図 - 1 は低温下に放置した土材料の凍結深を示したのですが、経過時間とともに凍結深は大きくなっており、冬期土工では施工の迅速性が要求されます。

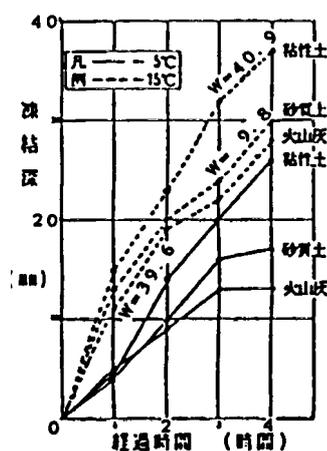


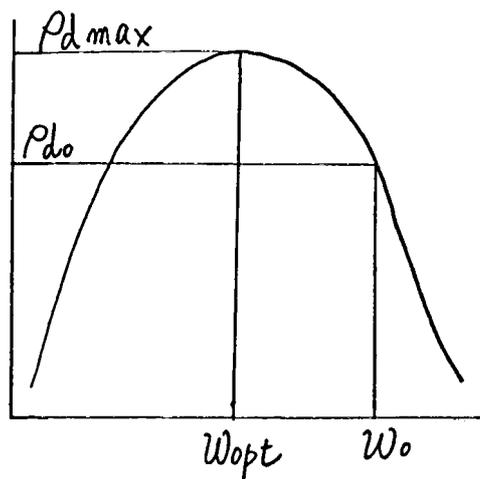
図 - 1 低温下に放置した土材料の凍結深

15 - 3

ロームなどの高含水比火山灰質粘性土のように、乾燥の仕方で締固めの特性が変化するような盛土材で、自然含水比が最適含水比より湿潤側にある場合の管理基準値の決定方法と、現場での管理方法を教えて下さい（空気間隙率や、飽和度を用いる場合は、それらの問題点と、それらで管理できる根拠を教えて下さい）。

Ans.

乾燥の仕方で、締固め特性に変化のある盛土材の締固め試験は、試験の準備方法を湿潤法により行います。湿潤法とは、自然含水比よりも高含水に試料調整するときは加水して、低含水に試料調整するときは乾燥して作成する方法です。なお、一旦乾燥した試料については加水しません。この方法で、含水調整した6～8点の試料で締固め曲線を求め、管理基準値を決定します。



- dmax : 最大乾燥密度
- do : 基準締固め度のときの乾燥密度
- wopt : 最適含水比
- wn : 自然含水比
- wo : do のときの含水比

空気間隙率や飽和度による品質管理が出来る理由

締固め曲線において最適含水比付近では、透水係数が小さい、膨張が少ない、土粒子の配列が均等であるなど土構造物として最も安定した状態にあります。同じ土質材料であっても、締固めを行う方法やエネルギーによって得られる最大乾燥密度と最適含水比はそれぞれ異なるものであり、これらの飽和度 (S_r) と空気間隙率 (V_a) を計算すると、ほとんどの場合飽和度では80～95%、空気間隙率では10～2%の範囲に入っています。したがって、これらの領域にある状態では、土構造物として安定な条件を満していることから、飽和度、空気間隙率による品質管理が可能となります。

飽和度、空気間隙率による品質管理による問題点

盛土が安定した状態にあっても、土の構造的な強さは、含水比が高くなるほど、また密度が低くなるほど弱くなることから、飽和度、空気間隙率が基準の範囲にある試料でも構造物として要求される強さを有していないことがあります。このため、構造物として要求される強さを持っており、飽和度、空気間隙率が基準値内にあることが品質管理の条件となります。

15 - 4

過転圧（オーバーコンパクション）とはどういう現象を言うのですが。また一度オーバーコンパクションを起こした盛土材の回復プロセスと、効果的に回復させる方法があれば教えてください。

Ans.

オーバーコンパクションとは、締め固めた土の強さが一定の値に上昇した後むしろ低下する状態を言い、高含水比の粘性土においてよく見られます。これは堆積土中に構造的に吸着されている水分が、過度な締め固めによる土粒子構造（配列）の破壊によって自由化し、間隙水圧が発生することによって生ずる現象です。

オーバーコンパクション状態よりの回復プロセスとしては、

粘性土のシキソトロピーの観点より、攪乱によって破壊された土粒子の配列が、静止することによって粒子の再配列と吸着水の構造の回復が起こり、強度の一部または全部が回復する。

に加え、盛土時に発生した過剰間隙水圧の消散に伴う圧密により強度が回復する。といったことが考えられます。

これに対する効果的な回復方法としては、

表土の良質土への置き換え。

曝気乾燥

添加材と表土を混合することによる改良。

土構造物自体に圧密促進の構造を持たせることで締め固め状態の改善を図る。

等の方法が挙げられますが、基本的に含水比の低下が目的となります。

15 - 5

非常に鋭敏で、こね返しや過転圧による強度低下が著しい盛土材で、非常に広範囲にわたって盛土を行う際、スクレーパーによる施工をおこなっても強度低下を起こすような場合、他にどんな工法があるか教えてください（ただし、盛土材はその土しかなかく、広範囲のため、碎石等により仮設道路を設置すると莫大な費用が掛かる場合）。

Ans.

一般に、盛土材料に要求される条件として次のことが考えられます。

- ・ 施工機械のトラフィカビリティが得られること
- ・ 法面の安定に必要なせん断強度を有すること
- ・ 盛土体の変形、沈下が上載構造物に悪影響をおよぼさないこと

今回のように上記の条件を満たさない非常に鋭敏な盛土材を使用する場合は、盛立方法として表 - 1 の方法が考えられます。

複合土方式は良質な砂質土、セメント、石灰等を盛土材と混合あるいは攪拌するものです。層状方式は良質な砂、砕石あるいは人工ドレーン材等のフィルター層と盛土材を層状に巻き出すものですが、盛土材の巻き出しによる含水比調節が可能であり、また、フィルター層の設置は沈下時間の短縮に有効です。

さらに盛土材料を土性により分別し、上載構造物を考慮して「ゾーニング」を行い施工することも有効な方法であると考えられます。

表 - 1 粘性土の盛立方式比較

項目 \ 方式	複合方式	層状方式
施 工	砂等の良質土との混合，かくはんが必要となり，乱すので好ましくない。	フィルター層がうすい場合には切断されることがある。
トラフィカ ビリティ	qcの増大は期待できる。	フィルター間かくが広いと，あまり期待できない。
せん断強度	増大は期待できる。	増大は期待できる。
沈 下	透水性は向上しないので沈下時間は長期に渡る。	盛土体内の透水性が向上するため，沈下時間は短縮される。

- 「超高盛土と大土工」 -

広範囲にわたって土性の悪い盛土材で施工を行う場合は、スクレープドーザで掘削、搬土し、湿地ブルドーザで敷均し転圧する方式があります。この方式は接地圧が低いこと、排土の後に盛土面で方向転換することなく直線的にバックできること、2次搬土の必要がないこと、普通ブルドーザの掘削・押土（搬土）よりも盛土材をこね返さないことなどの特長があります。表 - 2 に建設機械の走行に必要なコーン指数の関係を示します。

表 - 2 建設機械の走行に必要なコーン指数

建設機械の種類	コーン指数 q_c (kgf/cm^2)	建設機械の接地圧 (kgf/cm^2)
超湿地ブルドーザー	2 以上	0.15 ~ 0.23
湿地ブルドーザー	3 "	0.22 ~ 0.43
普通ブルドーザー (15t級程度)	5 "	0.50 ~ 0.60
普通ブルドーザー (21t級程度)	7 "	0.60 ~ 1.00
スクレープドーザー	6 " (超湿地形は 4 以上)	0.41 ~ 0.56(0.27)
被けん引式スクレーパー(小形)	7 "	1.3 ~ 1.4
自走式スクレーパー(小形)	10 "	4.0 ~ 4.5
ダンプトラック	12 "	3.5 ~ 5.5

- 「土の締固めと管理 (土質工学会)」 -

なお、盛土内工事用道路のトラフィカビリティの確保が困難な場合には、合成繊維製のシートまたはネットの上に砕石を敷く方法 (図 - 1 参照) があります。これにより砕石のみよりもトラフィカビリティが改善されるばかりでなく、場合によっては砕石の厚さを薄くできることによる経済性も期待できます。

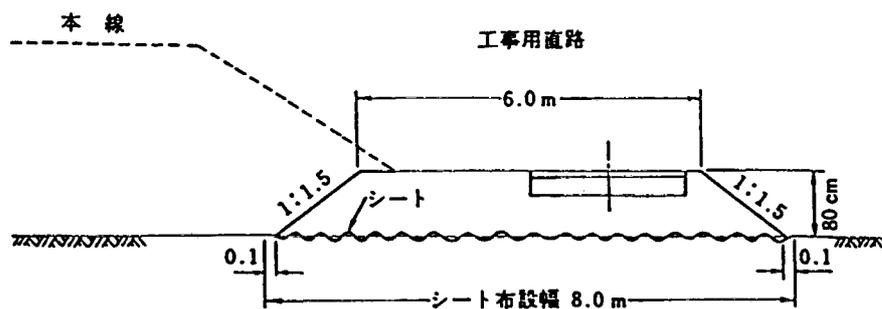


図 - 1 シート布設実施例

- 「土の締固めと管理」 (土質工学会) -

15 - 6

粘性土の盛土方法、管理方法にはどのような方法があるのですか（特に高含水比の粘性土）。

Ans.

一般に、有機質の土や高含水比の軟らかい粘性土などを、盛土材料として用いたときは、トラフィカビリティーが十分でないため、施工機種が限定され、施工能率、稼働率が低く、工期が延伸し、工費も高くなる傾向にあり、盛土材としてあまり望ましいものではありません。しかし、盛土構造物の種類によって、盛土の上部、下部あるいは中央部、法面部など各所で要求される品質をよく吟味することによって、盛土材料として使用することも可能な場合があるでしょう。

高含水比の粘性土の場合、施工前にできるだけ含水比の調整を行うことが望ましい事です。含水比の調節は、仮置き場などで行ない、ばっ気や生石灰散布混合などの方法があります。特に、ばっ気乾燥を行う場合には含水比の低下によるトラフィカビリティーの変化などで知るため、自然含水比 W_n より $-$ 、 -2 、 $+$ だけ変化させた含水比（ W_n の10%程度）及び自然含水比の4種類の供試体を作成し、コーン指数試験を実施する場合があります。

また、盛土の施工に際しては砂またはジオテキスタイルによって、水平排水層を設置し、盛土内の間隙水圧を低下させるよう務めるのが望ましいでしょう。また、敷きならし時に土がこね返され、トラフィカビリティーの確保が困難となる場合がありますので、押土距離は20～40m以内とし、湿地ブルドーザーなどを用いて静かに押土転圧するような配慮も必要です。

盛土箇所に直接運搬機械を入れることができない場合には、側道工事用道路または、盛土箇所に良質土を用いて運搬道路を作成し、これより盛土箇所までの土を二次運搬する工法がとられることもあります。

管理方法については、15 - 3のとおりです。

15 - 7

含水比の調整方法としては、どのような方法があるのでしょうか（特に、ばっきの方法）。

Ans.

含水比の調節は、以下の方法があります。

散水

曝気（ばっき）乾燥

トレンチ掘削し、地下水を低下させることによる含水比の低下

添加材（石灰、セメント）を加えて改良（安定処理）による低下

上記 ~ の方法により、材料の一部を調節して、未調節土と混合することにより、全体量を調節する。

曝気乾燥は（土取り場や盛土ヤードにおいて）地山、盛土表面を敷きならしたり、放置、かき起こして、気乾させるもので、わずかの含水比調整には、広く実施されています（3%程度の含水比低下の効果が認められています。）。ただし、広い作業面積を要することや、天候、時期に左右されるという短所もあり、作業能率の面では、トレンチ掘削による含水比を低下させる方法の方が有利となります。

15 - 8

補強土壁工法の本道における実績及び問題になった点があれば教えて下さい。（特にテールアルメ工法、EPS工法について）

Ans.

補強土工法には目的により、盛土体の補強、地盤の補強、自然地山の補強の3つの種類があります。これらのうち補強土壁工法とは、のり勾配が1:1.0~垂直までの急勾配盛土を構築する工法であり、盛土内に水平に敷設された補強材と、盛土材料との摩擦効果によって盛土を補強するものです。補強材には、ジオテキスタイル、帯綱、支柱板付鉄筋、鉄筋、鋼鉄などが使用されます。補強土壁工法は、従来の擁壁工法と比較して次のような特徴を有しています。

垂直または、ほぼ垂直な法面を構築できる。

工場製品の使用により、安定した品質が保持できる。

施工が容易なので工期が短い。

薄厚転圧により、盛土の品質が確保できる。

補強材が盛土内部にあるため、全体として柔構造である。

補強土工法全体の重量が小さいことと、柔構造であることから基礎処理が容易である。

壁が高くなるほど経済性に優れている

工法の種類と問題点および本道における実績は次の通りです。

工 法	問 題 点	実 績		
テールアルメ工法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 迷走電流、地中のバクテリア等による補強材の耐久性 ・ 変状が生じた場合の補修が一般盛土に比較して難しい 		国	3 3
			道	6 3
			市町村	2 2
			その他	9
ジオテキスタイルを用いた工法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 補強土壁の種類によっては供用後もある程度の変位が生じる。 	巻き込み式補強盛土	国	1 2
			道	9
			市町村	2
			その他	2
		急傾斜補強盛土	国	7
			道	1 4
			市町村	7
			その他	7

15 - 9

現在、盛土の品質管理は主に砂置換法を用いているが、より簡易で迅速に行える盛土の品質管理方法はないのですか？

Ans.

砂置換法や炉乾燥法に変わる方法として、ラジオアイソトープを用いて土の密度や含水比を測定する方法（R I法）が開発されており、この方法は現在日本道路公団の密度管理法として仕様書に定められています。

この他に、操作が簡単で迅速に結果を得ることができる方法として、開発土木研究所土質基礎研究室で開発した衝撃加速度による盛土の品質管理方法があります。この方法は、高含水粘性土のため、飽和度・空気間隙率管理により盛土の品質管理を行わなければならない試料や、れきを多く含む土材料以外のすべてに対応できるものです。管理方法は、締固め特性で明確な最大乾燥密度を有する試料と、これ以外（これまで球体落下試験によるD値で品質管理を行っていた試料）では管理方法が異なります。前者は室内試験によりあらかじめ基準となる締固め度（90%）に対応する衝撃加速度を求め、これを基準となる衝撃加速度とします。後者の基準となる衝撃加速度は、

16．路床と路盤

16 - 1

舗装工事における凍上抑制層厚はどのように設定するのですか？

Ans.

寒冷地域における舗装は、路床上の凍結融解の影響を大きく受ける事から、その対策が必要とされています。その方法として、凍結融解による舗装の破損を防止するため、必要な深さまで路床を凍上しにくい材料で置き換え、この部分を凍上抑制層と呼んでいます。設計では気象データや実測値により最大凍結深さを推定して、その70%の値を置き換え深さとし、これと舗装の合計厚との差だけ凍上抑制層をいれます。

なお、北海土開発局では、国道における凍上抑制層は道路工事設計施工要領 8 - 26 ~ 8 - 30 に決めています。

17．港湾構造物

17 - 1

海岸構造物、特に波返し擁壁工の設計に際して波浪による局部洗掘が考えられるが、最大予想洗掘深の決定方法（水理モデル実験以外）について教えて下さい。

Ans.

最大洗掘深に関しては、定性的な検討が多く予測法はいまだに確立していません。このため、設計上は最大洗掘深は特に検討していません。設計においては、海岸構造物の安定上、洗掘現象は致命的な影響を与えるととして、洗掘を起こす可能性がある場合はそれを防止することになっています。洗掘を起こすか否かの判定は主に土質条件によっており、岩盤の場合は洗掘防止工を設けないが、その他の条件においては洗掘防止工を設けるのが通例になっています。

洗掘防止には、構造物堤脚部に根固め工を入れるなどが行われています。波浪条件はこの根固め工の安定の検討の時に考慮されます。

18．土質安定処理

18 - 1

厚い泥炭層の上に民家を建てる場合の安価な基礎処理はどのような考え方で行うのがよいですか？

Ans.

一般住宅の基礎処理にかかわらず、軟弱地盤対策として検討すべき事項は、地盤の破壊に対する安定性と沈下に対する安定性があげられます。特にご質問の厚い泥炭層上に建設する一般住宅では、沈下に関して不同沈下や二次圧密と言われる長期沈下に対する検討が必要です。

これらの問題に対する対策工法で安価な基礎処理工法としては、破壊に対する安定では宅地の盛土高にもよりますが、地盤がすべり破壊を起こさない程度の早さで盛土する緩速載荷工法と、盛土荷重や構造物重量に相当する荷重あるいはそれ以上の荷重を予め載荷させて、沈下を促進させた後に構造物を築造する載荷重工法（プレローディング工法）の併用となることが考えられます。

泥炭層で特に問題になる不同沈下対策では、地盤を十分に圧密させることも大切ですが、住宅の構造や家具の配置なども考慮して、荷重が均等に地盤にかかるようにすることが必要です。二次圧密については、現時点では不明な点が多く確立されたものはありません。載荷重期間の沈下量を観察して、双曲線法などで最終沈下量を推定し、許容できる残留沈下量になるまで圧密沈下させる方法がとられているようです。

18 - 2

軟弱地盤上に盛土や土構造物を築造する場合、すべり破壊、側方流動、沈下、変形等の問題を生じ易く、その対策として深層混合処理工法が採用される場合が多いのですが、その設計方法は確立されていないのが実情です。

例えば、盛土のすべり破壊防止として深層混合処理工法を設計する場合、同じ改良率であっても改良形式が杭式、格子式、壁式等があり、その挙動は十分に解明されておりません。また、その改良範囲を法尻部あるいは法肩部に設けるかによって、盛土荷重によって改良部に生じる側方流動圧が異なり、法肩部分に改良範囲を設けた場合は、側方流動圧が小さいため、改良体と未改良部分が複合地盤として一体挙動する場合が比較的多いとされており、しかし、法尻部分に改良範囲を設けると、側方流動圧が大きいとされ、杭体が横倒しになる場合があるとされており、複合地盤としての

設計方法に問題が生じます。

このように、深層混合処理工法の設計方法は未解明の部分が多く、現在のところ、設計方法に問題はあるものの施工実績や経験をもとに改良率や改良範囲を定め、その安定を円弧すべり計算、沈下計算、あるいはFEM解析等によって検討している次第です。

このような設計手法の確立が急務とされ、研究段階にある深層混合処理工法の設計を行うに当たって、最も留意しなければならない点があれば教えて下さい。

Ans.

ご指摘の通り、深層混合処理工法の設計法には、まだまだ不合理な点が見受けられます。設計では、改良部分を複合地盤として扱うことが多いのですが、この場合低改良強度の杭式改良が前提となります。複合地盤は、改良柱体と柱体間未改良土が一体となってすべり破壊の防止や沈下の低減を図るものです。実は、この複合地盤が曲者で、複合地盤とみなせる改良率、柱体強度に明確な定義がないところが問題点のひとつなのです。

泥炭性軟弱地盤対策工指針では標準的な改良率を50%と定めています。ところが、この50%には明確な根拠がないので、新しい試みとして35%まで改良率を落とした施工が試験的に行われています¹⁾。この場合、改良柱体と柱体間未改良部との間に不同沈下が生じる懸念がありますが、動態観測の結果、地表面付近では若干の不等沈下があるものの盛土が高くなるにつれてその差が小さくなることがわかりました。従って、高盛土に限っては改良率35%まで低減することが可能でしょう。ただし、改良柱体に応力が集中しますので、応力分担比を考慮した上で改良柱体の内部応力の照査が必要だと思えます。

また、周辺地盤の変状防止のため、もしくは沈下は許容するがすべり破壊だけは防ぎたい場合は、盛土法面部下に部分的な改良をする場合があります。改良地盤には、側方流動による水平力が作用することになりますが、この場合の設計法については、現在開発土木研究所において研究が進められています。現時点では、円弧すべりによる検討が一般的なようです。この時注意しなければならないのは、改良地盤と盛土中央部の無処理地盤との間に大きな沈下の差が起きるということです。特に、泥炭地盤の場合は沈下量が大きいので盛土体にクラックが発生します。事前の検討が必要でしょう。

文献1) 酒向孝裕；高盛土における深層混合処理工法の改良率について，第36回北海道開発局技術研究発表会講演概要集，1993.2

18 - 3

軟弱地盤対策として、DJM、SDM等の深層混合処理工法が適用される例が多いが、完成した改良体のチェック方法としては、ボーリングをし、コアサンプリングを行い、コアの室内試験を行う以外、他に方法がないのが現状です。

より迅速に経済的かつ確実に改良体の強度、範囲を把握する方法はないのでしょうか。

Ans.

深層混合処理工法の強度管理は、現在のところ、改良柱体のボーリングコアサンプリングの一軸圧縮強さによって行われています。この管理手法には様々な問題点があるとの指摘があり、各機関で新しい手法の開発が鋭意進められているところです。

ここでは、比較的完成度の高い2つの手法について紹介することにします。

ロータリーサウンディング

本手法は、建設省土木研究所を中心に開発が進められているものです。特殊な先端ビットを改良柱体中に回転貫入し、その時の比削孔エネルギー E_s （貫入速度、貫入推力、回転トルク等に支配される）を測定して一軸圧縮強さを求めるものです。

比削孔エネルギーと一軸圧縮強さとの間に高い相関があることが報告されていますし、深度方向に連続的な測定ができることから有効な手法ではありますが、試験装置が高価であるというネックがあります。

ボーリング孔を利用した速度検層

本手法は、改良柱体にボーリング孔をあけ、原位置物理探査のひとつであるPS検層を実施し、S波速度を測定することによって改良柱体全体の一軸圧縮強さを求めるものです。現在のところ北海道開発局苫小牧道路事務所が建設を進めている日高自動車道において試行されており、良好な結果を得ています。

本手法は、すでに一般化している調査方法を用いていることから現場実務者が理解しやすい方法であり、データの蓄積を図ることによって実用化されると思います。

北海道土木技術会会員各位殿

平成 5 年 5 月

土質基礎研究委員会

技術小委員会 小委員長 三田地利之

「土質・基礎に関する Q & A 集」質問募集要項

当小委員会では、会員の皆さんから継続して質問を募集し、つぎの Q & A 集の発行に備えたいと考えています。つきましては、以下の要領で日頃の業務に関連した地盤工学上の疑問および質問をどしどしお寄せ下さい。

質問の内容は、地盤調査あるいは土構造物の設計施工上の疑問・質問を中心に、

- (a) 既に解決済みであるが、これまで現場の担当者等から問い合わせのあった質問事項、
- (b) 実際に問題とはなっていないがこれを機会に解決方法を整理したい事項
- (c) 現場の担当者あるいは若い技術者からよく質問される事項、
- (d) その他、理由および解決の如何を問いません。

質問は随時受け付けます。質問（複数可）の記入に際しては、質問記入用紙を必要に応じて適宜複写してご使用下さい。また、本 Q & A 集は現場の技術者の『生の声』を反映したく考えています。

なお、お寄せ頂いた質問の中で、当小委員会において回答が困難なものについては Q & A 集に掲載できない場合もありますのでご了承下さい。ご協力の程よろしく願います。

提出先：〒060 札幌市北区北13条西8丁目
北海道大学工学部土木学科
澁谷 啓

FAX 011-726-2296

質問記入用紙

貴社名 _____

質問者名 _____

ご連絡先 住所： _____ Fax : _____