

普天間飛行場代替施設建設事業に係る技術検討会

第6回

資料目次

1. 技術的な論点 1
2. 注釈説明集 4

1. 技術的な論点

1.1 設計で用いる粘性土のせん断強さの設定について

(1) 粘性土のせん断強さの設定方法について

粘性土（Avf-c 層、Avf-c2 層）のせん断強さの設定方法は、第 1 回技術検討会資料で提示したとおり、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.329～332^{*1.1-1}に示されるように 6 種類の方法がある。このうち、qu 法は高塑性粘性土が主な対象の試験方法であるが、本事業の原地盤では、砂分を多く含んだ中間土的な性状を示す部分があり、せん断強さを過小評価する恐れ^{*1.1-1}があるため、原地盤の有効土被り圧相当まで圧密させた後に試験を行う再圧縮法による簡易 CUbar 試験^{*1.1-2}により設定を行っている。ただし、粘性土のうち、Avf-c2 層については、比較的塑性の高い粘性土であるため、せん断強さを過小評価する恐れが小さいことから、破壊状況を確認の上、異常値と認められないものは、qu 法によるせん断強さも採用している。

試験から求められるせん断強さは、「港湾構造物設計事例集（平成 19 年改訂版）」P.2-5^{*1.1-3}の事例を参考に、簡易 CUbar 試験及び qu 法により得られた値をそれぞれ独立した値として、データのばらつきに対する補正、データ数に対する補正を経て設計に用いるせん断強さとしている。

※簡易 CUbar 試験は、「地盤材料試験の方法と解説（平成 21 年 11 月）」P.598～599^{*1.1-2}において、CU 三軸試験を用い簡便に再圧縮を行う方法として示されており、最大せん断強さ（最大主応力差の 1/2）の 75%をせん断強さとする試験である。

（注） 採取した同一深度の試料から複数の試験を行い得られたそれぞれの結果（例えば、土質調査地点 S-3 地点の同一深度の試料をもって簡易 CUbar 試験を 1 個、一軸圧縮試験を 3 個実施した、計 4 個の試験結果）についても、「港湾構造物設計事例集（平成 19 年改訂版）」P.2-5^{*1.1-3}を参考に、それぞれ独立した値として、データのばらつきに対する補正、データ数に対する補正を経て設計に用いるせん断強さとしている。

(2) データの棄却について

一軸圧縮試験は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.329～330^{*1.1-1}の記載のように、高塑性粘性土が主な対象の試験方法であり、供試体に拘束圧を作用させないため、試料の乱れの影響を受けやすく、試験結果が著しく小さな値になることがある。このため、Avf-c2 層で行う qu 法においても、破壊状況を確認の上、異常値と考えられるものについては棄却している。

（注） 例えば、土質調査地点 B-58 において、Avf-c2 層に位置する試料番号 B58S-43 の一軸圧縮試験の結果は、注釈説明集^{*1.1-4}に示すとおり、応力～ひずみ曲線が同一深度の試料で一定の傾向を示していない。これは砂分の影響を受けていると考えられることから、異常値として棄却している。

1.2 地盤の安定性能照査に用いる係数(部分係数、調整係数)について

地盤の安定性能照査（円弧すべり計算）に用いる部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1070^{*1.2-1}に準拠し、未改良の粘性土層のみを円弧が通過する場合、通過する粘性土層のうち非排水せん断強さの変動係数 CV が最も大きい粘性土層を代表層として、その粘性土層の変動係数 CV に応じた部分係数及び調整係数を適用している。

一方、置換率 50%から 80%の SCP 工法により地盤改良を行う範囲を円弧が通過する場合は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.826^{*1.2-2}に準拠した部分係数及び調整係数を適用している。

また、置換率 50%未満の SCP 工法により地盤改良を行う範囲を円弧が通過する場合は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.749^{*1.2-3}に準拠し、従来法の安全率相当の値を調整係数として適用している。

本検討における、粘性土層の非排水せん断強さの変動係数 CV、SCP 工法の置換率に応じた部分係数及び調整係数を表 1.2-1 に示す。

C-1-1-1 工区の完成時の安定性能照査を例にすると、図 1.2-1 に示すとおり⑦の円弧は、未改良の粘性土層のみを通過する。通過する粘性土層のうち変動係数 CV が最も大きい Avf-c2 層を代表層として、その変動係数 CV=0.18 から表 1.2-1 の④の部分係数及び調整係数を用い、安定性能照査を行っている。また、④の円弧では、置換率 45%の改良地盤を通過することから、表 1.2-1 の⑦の部分係数及び調整係数を用い、安定性能照査を行っている。

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の安定性能照査（完成時）において使用した部分係数及び調整係数を注釈説明集^{*1.2-4}に示す。

表 1.2-1 安定性能照査に用いた部分係数及び調整係数(完成時)

No.	照査対象	代表層に関する粘性土の変動係数CV	抵抗項に乗じる部分係数γR	荷重項に乗じる部分係数γS	調整係数m	出典
①	未改良地盤	円弧通過層に粘性土が存在しない	0.83	1.01	1.00	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 1070
②		0.10未満	0.86	1.05	1.00	
③		0.10以上0.15未満	0.85	1.04	1.00	
④		0.15以上0.25未満	0.80	1.02	1.00	
⑤		0.25以上	1.00	1.00	1.30	
⑥	SCP改良地盤（護岸及び岸壁） （置換率=50%～80%）		0.82	1.01	1.00	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 826
⑦	SCP改良地盤 （置換率=50%未満）		1.00	1.00	1.20 ^{*1.2-6～7}	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 749

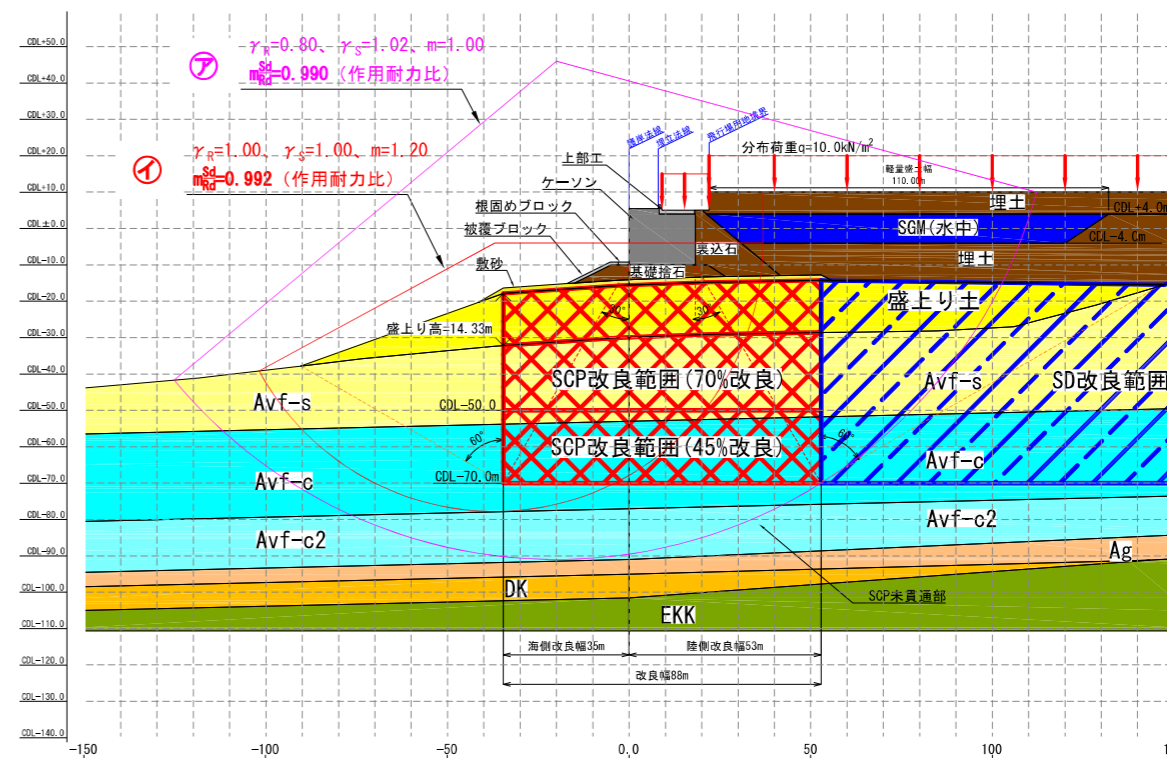
(注1) 第1回技術検討会及び第5回技術検討会において、埋設谷の下層に存在する粘性土は、B-27、S-3、S-20、B-58、B-59、S-13の土質調査結果から、同一地層(Avf-c2層)であると確認されている。Avf-c2層の非排水せん断強さの変動係数CVは、S-3、S-20、B-58の土質調査データからCV=0.18となる。この値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.306~307^{*1.2-5}に示される、「結果の解釈やモデル化の再検討、あるいは再調査」を要する変動係数0.60以上に比して十分小さな値となっており再検討等を要するものではない。

(注2) 第4回技術検討会において、外周護岸の施工に際しては、構造物の沈下量や変位量、地層別の沈下量、地盤の強度増加等の観測(動態観測)を行うことについて提示されている。このため、護岸施工時の地盤の安定性能照査に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.749^{*1.2-3}に準拠し、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施することを前提とした上で、従来の安全率相当の値として調整係数を1.10としている。

さらに、その照査に当たっては、SCP工法の施工に伴う盛上り土(敷砂を含む)の荷重によりSCP未貫通部の強度の増加が見込まれるものの、より安全側の照査となるよう、これは考慮していない。

(注3) 置換率50%未満のSCP工法により地盤改良を行う範囲を円弧すべり計算の円弧が通過する場合の部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.826^{*1.2-2}に設定されていない。このため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.749^{*1.2-3}に準拠し、調整係数を従来の安全率相当の値として設定している。従来の安全率相当の値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成11年4月)」P.563^{*1.2-6}や文献^{*1.2-7}に示される安全率Fs=1.20を参考に1.20としている(その場合の部分係数は1.00)。

さらに、C-1-1-1工区においては、第3回技術検討会で提示したとおり、FEM解析による護岸全体の詳細な変形解析も行っており、破壊につながるような変形が生じないことを確認^{*1.2-8}している。



土質区分	完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_t (kN/m^3)	C^{*1} (kN/m^2)	変動係数CV	ϕ (度)
Avf-s	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1: Zの基準値: 深度±0.0m

図 1.2-1 完成時の安定性能照査結果(C-1-1-1工区)

1.3 施工時における C-1 護岸の地盤の安定性能照査について

(1) 安定性能照査の検討モデルについて

施工時における C-1 護岸の地盤の安定性能照査（円弧すべり計算）は、第 2 回技術検討会及び第 3 回技術検討会において提示したとおり、重量構造物であるケーソン及び裏込石を設置した段階を最も危険な状態とし、照査を行っている。さらに、その照査にあたっては、SCP 工法の施工に伴う盛上り土（敷砂を含む）の荷重により、SCP 未貫通部の強度の増加が見込まれるものの、より安全側の照査となるよう、これは考慮していない。

漸増載荷で埋立を行っていく、施工の途中段階の安定性能については、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する中で安定性を確認しながら施工することとしている。

(2) 軽量盛土 (SGM) 活用による沈下特性について

SGM は、SCP 工法の改良範囲が最小改良幅（構造物から荷重分散角 30° を考慮した幅）を超えて必要となる場合は、環境への影響にも配慮し活用することとしたものであり、設計にあたっては、「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）（平成 20 年 7 月）」^{※1.3-1～1.3-3} に準拠し実施した。

SGM は主として安定性の確保を目的として活用することとしたものであるが、SGM を活用した場合には載荷荷重が小さくなることから全沈下量は少なくなる。また、圧密度は、載荷荷重によって左右されるものではなく、圧密の排水距離によって決まる^{※1.3-4、1.3-5} ことから、SGM の活用の有無が圧密の速度（圧密促進）に影響することもない。

SGM は、軽量盛土工法として「道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年 8 月）」P.188^{※1.3-6} に示されるように、地盤中の応力増加を軽減し、沈下量やすべり滑動力の低減を図る工法とされている。

2.1 注釈説明集

1.1 設計で用いる粘性土のせん断強さの設定について

※1.1-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.329～332より抜粋

(5) 粘性土のせん断強さ

ここでは、粘性土として粘土分とシルト分の含有率が50%以上のものを考える。粘性土の非排水せん断強さ c_u を求めるには以下のような方法があり、当該地盤での過去の経験、地盤の特性、施設の重要性等を総合的に判断して強度決定法を選択すべきである。

① q_u 法：

乱さない試料から求めた一軸圧縮強さ q_u を用いる方法であり、性能照査に用いる非排水せん断強さ c_u は次式で表す。

$$c_u = q_u / 2 \quad (2.3.20)$$

一軸圧縮試験方法は、土の一軸圧縮試験方法 (JIS A 1216) に規定されている。一軸圧縮試験は、高塑性粘性土を主な対象として実施する。供試体に拘束圧を作用させないため、試料の乱れの影響を受けやすく、著しく小さな強さが得られることがある。特に、硬くクラックが発生しやすい洪積粘性土など、深部から採取した粘性土への適用は難しい。砂分含有率が高い中間土も、供試体内の有効応力が保持されず、その結果として著しく小さなせん断強さが得られるので、適用は難しいと考えるべきである。この場合、三軸試験や一面せん断試験など、拘束圧を作用させて圧密を行う他のせん断試験法を採用することが望ましい。

② 初期応力と異方性を考慮した三軸試験による強度を用いる方法：

図-2.3.15のように、円弧すべりによる粘性土地盤上の盛土の安定解析を考える場合、盛土直下では、鉛直応力が増加することによりせん断が生じるので、三軸非排水圧縮試験 (CU条件下での圧縮せん断試験) によりこれに相当するせん断強さを評価することができる (厳密には平面ひずみと軸対称の違いがあり、平面ひずみの方が若干大きな強度となる)。一方、円弧の終点、すなわち法先側のせん断は水平応力が増加することによりせん断が生じるので、三軸非排水伸張試験 (CU条件下での伸張せん断試験) によりこれを評価することができる (厳密には平面ひずみと軸対称の違いがあるのはもちろんのこと、三軸伸張試験では軸力を減少させるのに対し、盛土の破壊では水平応力が増加するといった違いがある)。円弧の底部付近では、圧縮や伸張などといった変形モードではなく、ほぼ水平なせん断が生じるので、一面せん断試験あるいは単純せん断試験によってこれを評価することができる。

性能照査に用いる非排水せん断強さ c_u^* として、圧縮試験から求めたせん断強さ c_{uc} と伸張試験から求めた c_{ue} の平均値として次式

$$c_u^* = \frac{c_{uc} + c_{ue}}{2} \quad (2.3.21)$$

を用いる考え方がより一般的である。あるいは、一面せん断試験から求めたせん断強さ c_{uc} を代表値とする考え方もある。なお、日本の粘土の場合、三軸非排水伸張せん断強さ c_{ue} は三軸非排水圧縮せん断強さ c_{uc} の7割程度となることが多い。

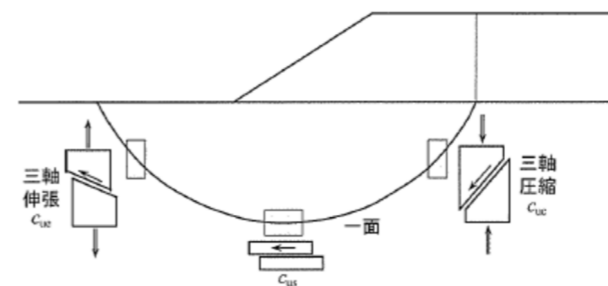


図-2.3.15 粘性土地盤上に築造された盛土の安定問題と強度異方性

サンプリングによる試料の乱れは、それを小さくする努力を重ねても、ある程度はやむを得ないものである。また、一軸圧縮試験は信頼性に欠ける試験であるといわれて久しいが、性能照査法がこれに基づいて経験的に確立していることが多く、他の方法を採用できないというのが実態である。非排水せん断強さの決定法として、今日までに提案されている試験法の中で、最も信頼性が高いと考えられているのが「再圧縮法 (Recompression法)」と呼ばれている方法¹⁴⁾である。この方法は、採取した試料に対して原位置と同等の応力状態を再現することで、圧密を行うことにより試料の乱れの影響を小さくできるという事実に基づいている。

再圧縮三軸試験は、地盤工学会基準として制定されている土の K_0 圧密非排水三軸圧縮 (K_0 CUC) 試験方法 (JGS 0525) 並びに土の K_0 圧密非排水三軸伸張 (K_0 CUE) 試験方法 (JGS 0526) に準じて実施する。地盤中の要素は鉛直に有効土被り圧 σ'_{v0} 、水平に静止土圧 $\sigma'_{h0} (=K_0 \sigma'_{v0})$ を受けている。サンプリングされた試料は大気圧の下で全応力はゼロとなり、サクションにより等方的な残留応力がある程度残っているにすぎない。再圧縮法では三軸試験機の中で $\sigma'_1 = \sigma'_{v0}$ 、 $\sigma'_3 = K_0 \sigma'_{v0}$ で圧密することにより (この過程を再圧縮という)、原位置の有効応力と同等の状態を再現した上で非排水せん断試験を行える。有効土被り圧 σ'_{v0} は、採取した試料の単位体積重量から算出することができるが、ここで問題になるのは静止土圧係数 K_0 値をどのようにして求めるかである。原位置試験から求める方法もいくつか提案されているが、室内試験からも三軸セルを用いた K_0 圧密試験 (軸圧 σ_1 あるいは軸ひずみ ϵ_1 を増加させたときに供試体の断面積が変化しないようにセル圧 σ_3 を制御して行う圧密試験) により求めることもできる。この方法で求められる K_0 は正規圧密状態の K_0 (K_{0NC} と表すことが多い) であるが、実際の地盤のように年代効果により疑似過圧密状態にある土の K_0 値もこれに近い値であると考えられる (著しい過圧密状態にある土の K_0 値はこれよりも遙かに大きい)。日本の粘性土では、多くの場合、正規圧密状態での K_0 値は 0.45～0.55 になる。

一面せん断試験でも再圧縮法は可能で、この場合、せん断リングによって供試体直径の変化は拘束されているから、圧密圧力を有効土被り圧 σ'_{v0} とするだけで特に K_0 値を意識する必要はない。

一軸圧縮試験から求められる非排水せん断強さ ($q_u/2$) は大きくばらつくものの、その平均値は、原位置と同等の応力状態を供試体に再現できる再圧縮法 (σ'_{v0} と $K_0 \sigma'_{v0}$ で圧密) による三軸圧縮及び伸張試験から得られる非排水せん断強さの平均値 (c_{uc} と c_{ue} の平均値) とほぼ一致する。一軸圧縮試験よりも、力学的根拠や供試体の有効応力状態がより明らかな再圧縮法による三軸圧縮及び伸張試験を用いた方が、信頼性の高い試験結果が得られる。このため、本章 2.1 地盤物性値の推定において、ばらつきの小さい結果が得られる三軸試験の方が性能照査上有利であることが期待できる。また、中間土に対しては、一軸圧縮試験から求められる非排水せん断強さは過小評価となり、不経済な設計になる可能性が高いことから、再圧縮法を用いることが望ましい。

再圧縮法は主に自然堆積粘土の原位置非排水せん断強さを得るために適用するが、載荷による地中応力増分を考慮して圧密を行えば、圧密による強度増加を期待した非排水せん断強さの評価にも適用できる。

伸張試験の実施が困難な場合、強度の異方性として非排水伸張強さと非排水圧縮強さの比 c_{ue}/c_{uc} (日本の粘土では 0.7 程度になることが多い) を用いて、圧縮せん断強さから伸張せん断強さを推定することもできる。

③一面せん断試験による強度を用いる方法：

この方法は乱さない粘性土を原位置の有効土被り圧で一次元的に圧密した供試体に対して、一面せん断試験によって求めたせん断強さ τ_{DS} を使用する方法である。一面せん断試験は地盤工学会基準「土の圧密定体積一面せん断試験方法 (JGS 0560)」の方法によって行うことができる。性能照査に用いる非排水せん断強さ c_u は次式で与えられる。

$$c_u = 0.85\tau_{DS} \quad (2.3.22)$$

ここに0.85はせん断速度効果に関する補正係数であり、導出値を求めるために、計測値に対して一次処理を施していることになる。

④一軸圧縮強さと三軸圧縮試験による強度を併用する方法：

一軸圧縮強さをを用いる q_u 法は試料採取時の乱れの影響を著しく受けるため、実績の無い地盤では信頼性が低いという問題がある。本手法は、この問題を解決するために乱さない試料から求めた q_u と三軸CU試験の強度を組み合わせ、試料の品質の評価を行って強度を決定する方法である。この方法では、原位置の平均有効応力 ($K_0=0.5$ を仮定して $2\sigma'_{v0}/3$ になる) で2時間だけ等方圧密した後、非排水圧縮する三軸CU試験を対象としており、得られた非排水せん断強さを経験的に0.75倍するといった補正が必要である。すなわち、当該三軸試験では、一面せん断試験の場合と同様に、計測値に対して一次処理を施して導出値を求める必要がある。この三軸試験は簡易三軸試験 (簡易CU試験) と称されており、再圧縮法による三軸試験の実施が困難な場合に代用されることがある。本手法は自然地盤を対象としており、埋立地のような未圧密地盤には適用できない。簡易三軸試験では間隙水圧を計測しなくても良い。詳細は文献15) 16) を参照のこと。

⑤原位置ベーンせん断試験から求める方法：

ベーンせん断試験は、地盤工学会基準として制定されている原位置ベーンせん断試験方法 (JGS 1411) により実施することができる。求められるせん断強さの平均を $c_{u(v)}$ とすると、 $c_{u(v)}$ をそのまま性能照査に用いる非排水せん断強さ c_u としてよい¹⁷⁾。原位置ベーンせん断試験は、現場で機動的に実施でき、一軸圧縮試験では供試体が自立しないような軟らかい粘性土のせん断強さも正確に求められることが長所である。したがって、例えばバーチカドレーン工法で地盤改良する場合の施工管理に適している。試験方法や原理が簡単ではあるが、ロッドの摩擦などの影響に注意が必要であり、摩擦の影響のキャリブレーションや摩擦低減の工夫が必要である。ただし、港湾工事において実際にベーンせん断試験が実施された例はほとんどない。

⑥電気式コーン貫入試験から求める方法：

電気式コーン貫入試験は、地盤工学会基準として制定されている電気式コーン貫入試験方法 (JGS 1435) により実施することができる。コーン貫入抵抗 q_c 、周面摩擦 f_s 、間隙水圧 u の三成分を計測するが、貫入抵抗 q_c については、計測値に現れる間隙水圧の影響を補正した先端抵抗 q_1 として報告する。粘性土の非排水せん断強さ c_u は次式によって推定することができる。

$$c_u = \frac{q_1 - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (2.3.23)$$

ここに、 σ_{v0} は全応力としての土被り圧、 N_{kt} はコーン係数と称される定数である。コーン係数 N_{kt} の値は地盤ごとに異なり、8~16程度の範囲にある。このため、乱さない試料に対する再圧縮三軸試験等の信頼できる方法により別途求めた非排水せん断強さとの比較を行い、調査対象地盤の N_{kt} の値を適切に設定しておく必要がある。

電気式コーン貫入試験は、深さ方向に実質的に連続となる細かい間隔でデータを取得することができ、不均質な地盤に見られる薄層であっても捉えることができる。一方で、礫を含む地盤の場合には、コーンが礫に当たると過大な先端抵抗が得られたり、貫入不能になったりしてしまう。近年では、ロータリー式ボーリングの機能を有する貫入機が開発され、礫や強固な地層にコーンが当たった場合には、ロータリー式ボーリングに迅速に切り替えて、貫入再開可能な深度まで掘り進める方法も実用化されている。

コーン係数 N_{kt} の値を設定するために、サンプリング試料に対して室内試験を実施する①~④の方法、あるいはベーンにより直接的にせん断強さを計測する⑤の方法のいずれかを実施しなければならないが、調査地点間のデータを補間するために多くの調査地点を必要とする場合などには、より簡便に調査を実施できる電気式コーン貫入試験は有用な調査手法となる。

これら①~⑥の方法はそれぞれ特徴があるのでそれらに留意し、必要に応じて目的や対象とする土質により選択して用いなければならない。

粘性土の非排水せん断強さ c_u は圧密の進行とともに増大し、圧密荷重が大きいほど圧密後の c_u は大きい。したがって、土被り圧が大きな深部ほど圧密圧力が大きくなっていることから、正規圧密粘性土地盤の c_u は深度とともに増大するのが一般的であり、性能照査に用いる式は次式で表すことが多い。

$$c_u = c_{u0} + kz \quad (2.3.24)$$

ここに、

- c_u : 粘性土層表面からの深さ z における非排水せん断強さ
- c_{u0} : 粘性土層表面における非排水せん断強さ
- k : 深さ z に対する c_u の増加割合
- z : 粘性土層表面からの深さ

※1.1-2 再圧縮法による三軸圧縮試験について

「地盤材料試験の方法と解説（平成21年11月）」P.598～599より抜粋

また、乱さない試料に対しては、原位置の有効応力を再現し乱れの影響を除去することを目的としてCU三軸試験を適用する必要がある。この場合の圧密を Recompression（再圧縮）と称するが、原位置において土の応力状態は一次元的であり、三軸試験で正確に有効応力状態を再現するには K_0 圧密を行う必要がある。しかし、 K_0 圧密は試験手順が複雑でコストが大きくなるため、平均有効圧密圧力による等方圧密によって代用する方法が提案されている⁷¹⁾。

実務においては、粘土地盤の強度評価は一軸圧縮強さによって行われる場合が多いが、一般に q_u は試料採取時の攪乱の影響を敏感に受けるという問題がある。攪乱の影響を除去するには、試料を原位置における有効応力で圧密した後強度試験を行うことが有効とされ、このような目的で乱さない試料を圧密することは「再圧縮」と呼ばれている。本来、再圧縮には原位置の条件に応じた K_0 圧密が用いられるが、最近ではCU三軸試験により簡便に再圧縮を行う方法⁷¹⁾が提案されている。これは、CU三軸試験は圧密条件が等方であるので、圧密応力として平均有効応力を用い、さらに K_0 を0.5程度と仮定して有効土被り圧力の約67%を再圧縮の圧密応力として用いる。さらに、圧密後0.1%/minのせん断速度で圧縮したときの最大せん断強さ（最大主応力差の1/2）について、強度異方性やせん断速度効果を考慮して、その75%を設計強度として用いるというものである。図-7.3.38は大阪湾の洪積粘土地盤において、このような試験で求めたCU三軸試験の最大せん断強さを深度に対してプロットしたものである⁷³⁾である。図のように、深度が50mから200mの範囲においてはほぼ深度と直線的な関係を示す強度が得られ、ばらつきは小さくなっている。これは再圧縮により攪乱の影響が大幅に除去された効果である。

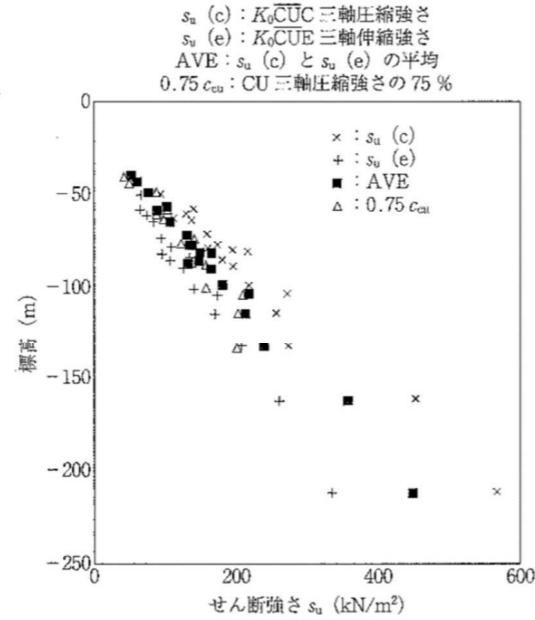


図-7.3.38 三軸試験による粘土地盤の強度測定例（渡部ら⁷³⁾に加筆修正）

※1.1-3

「港湾構造物設計事例集（平成19年改訂版）」P.2-5より抜粋、赤字加筆

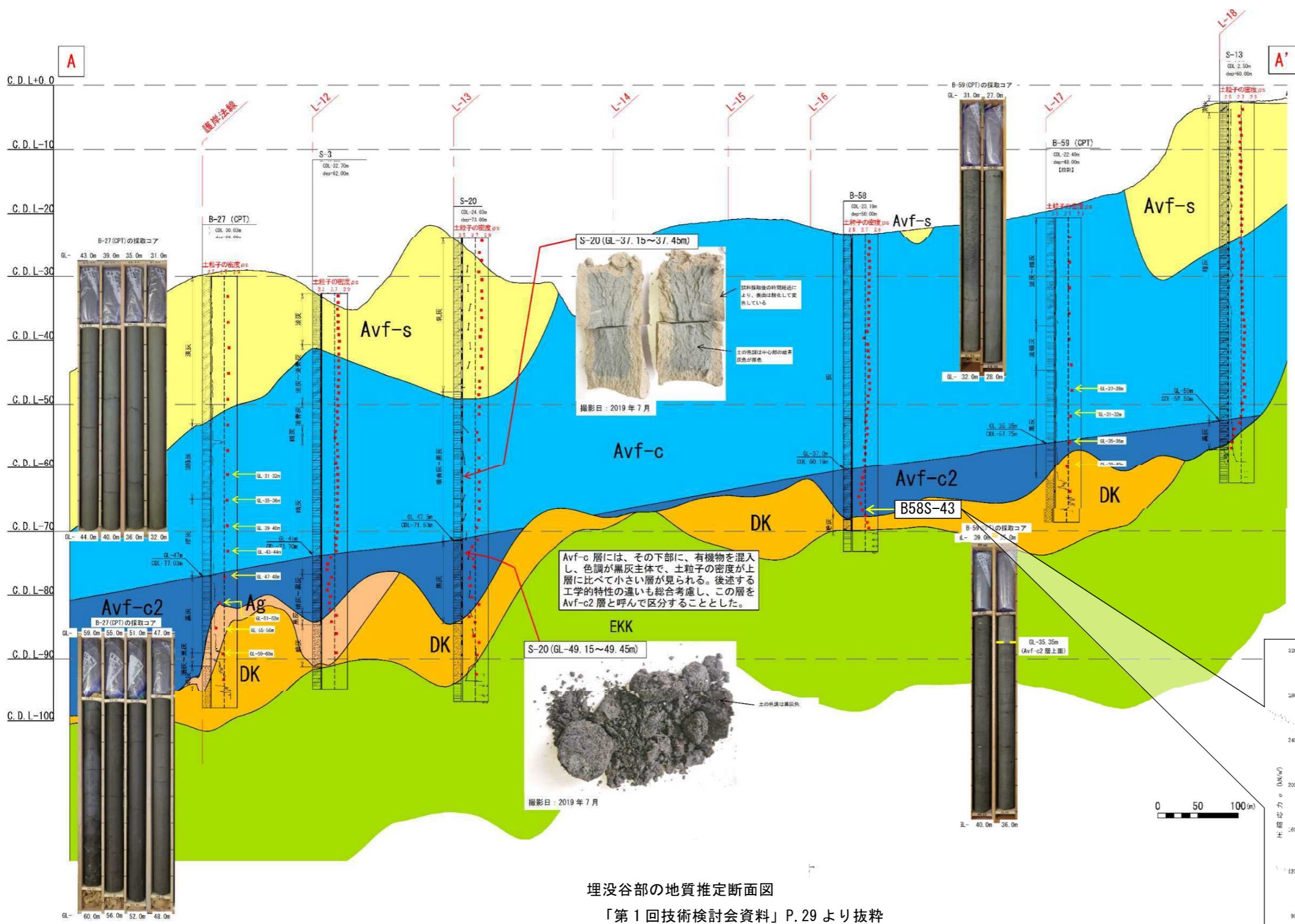
表-2.3 一軸圧縮試験結果の導出値から深度分布をモデル化して求められる特性値

深度 z (m)	導出値 c_u (kN/m²)	一層分布			1層で直線分布			3層で直線分布		
		推定値 c_u^* (kN/m²)	変動係数 CV	補正係数 $b_2 \times$	推定値 c_{uk}^* (kN/m²)	変動係数 CV	補正係数 $b_2 \times$	推定値 c_{uk}^* (kN/m²)	変動係数 CV	補正係数 $b_2 \times$
1.1	3.9	23.0			1.8			1.3	3.4	2.9
1.1	4.3	23.0			1.8			1.3	3.4	2.9
1.1	4.2	23.0			1.8			1.3	3.4	2.9
1.1	3.3	23.0			1.8			1.3	3.4	2.9
2.6	2.1	23.0			3.9			3.0	3.8	3.2
2.6	5.0	23.0			3.9			3.0	3.8	3.2
2.6	3.6	23.0			3.9			3.0	3.8	3.2
2.6	3.9	23.0			3.9			3.0	3.8	3.2
4.1	3.9	23.0			6.1			4.6	4.2	3.6
4.1	4.1	23.0			6.1			4.6	4.2	3.6
4.1	3.3	23.0			6.1			4.6	4.2	3.6
5.6	4.4	23.0			8.3			6.2	4.6	3.9
5.6	2.0	23.0			8.3			6.2	4.6	3.9
5.6	5.3	23.0			8.3			6.2	4.6	3.9
5.6	2.1	23.0			8.3			6.2	4.6	3.9
7.1	9.1	23.0			10.4			7.8	5.0	4.2
8.6	19.4	23.0			12.6			9.5	16.2	14.6
8.6	20.8	23.0			12.6			9.5	16.2	14.6
8.6	15.3	23.0			12.6			9.5	16.2	14.6
8.6	14.3	23.0			12.6			9.5	16.2	14.6
10.1	29.4	23.0			14.8			11.1	17.6	15.9
略*	略*	略*			略*			略*	略*	略*
25.1	39.8	23.0			36.4			27.3	31.8	28.7
26.6	33.3	23.0			38.6			28.9	33.3	29.9
26.6	41.1	23.0			38.6			28.9	33.3	29.9
26.6	34.6	23.0			38.6			28.9	33.3	29.9
26.6	35.7	23.0			38.6			28.9	33.3	29.9
28.1	40.8	23.0			40.7			30.6	49.3	44.0
28.1	53.4	23.0			40.7			30.6	49.3	44.0
28.1	59.5	23.0			40.7			30.6	49.3	44.0
28.1	50.6	23.0			40.7			30.6	49.3	44.0
29.6	40.2	23.0			42.9			32.2	49.3	44.0
29.6	57.0	23.0			42.9			32.2	49.3	44.0
29.6	45.1	23.0			42.9			32.2	49.3	44.0
29.6	47.5	23.0			42.9			32.2	49.3	44.0

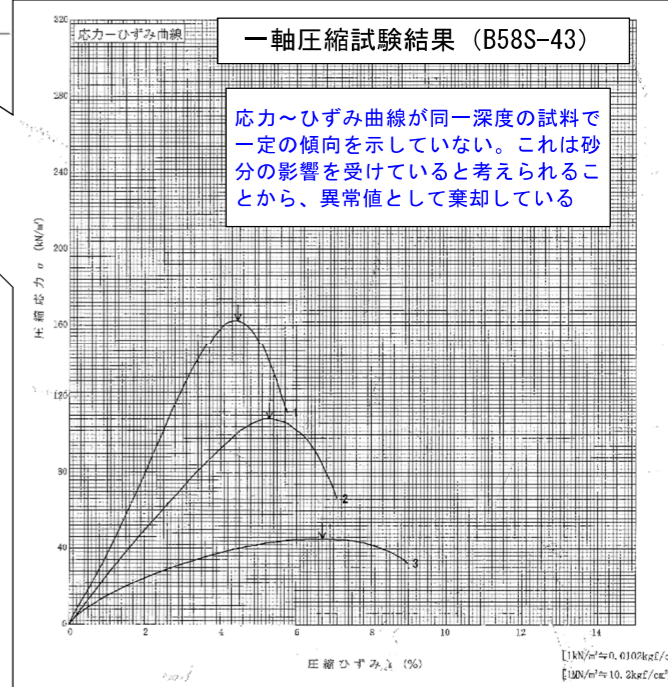
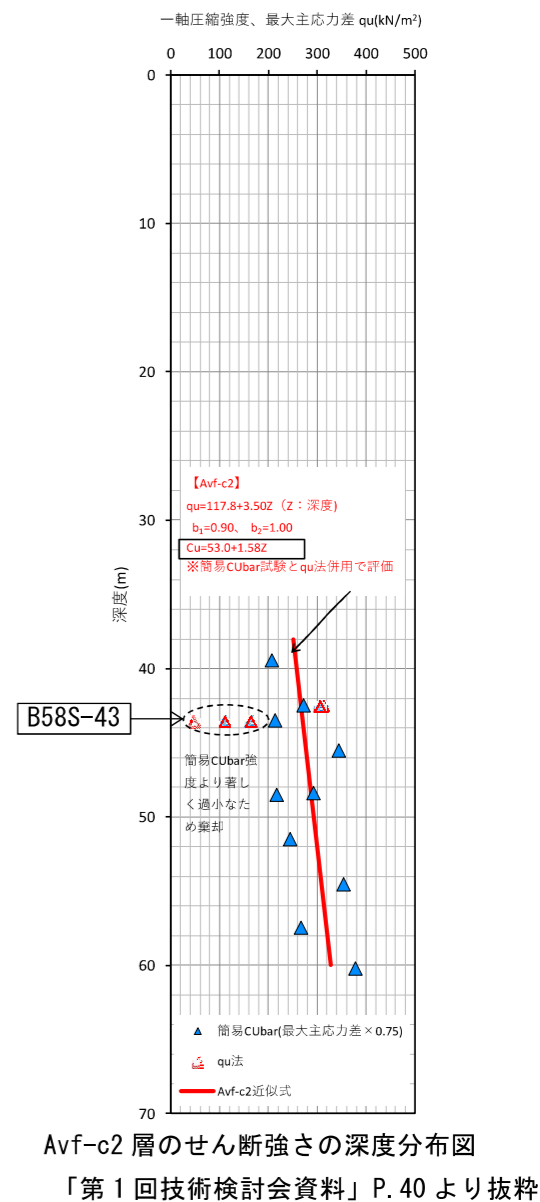
4 供試体
4 供試体
3 供試体
4 供試体
1 供試体
4 供試体
4 供試体
4 供試体
4 供試体
4 供試体

略*: 42個のデータ表示を省略

※1.1-4 Avf-c2層のせん断強さの設定に用いる力学試験結果について



埋没谷部の地質推定断面図
「第1回技術検討会資料」P.29より抜粋



1.2 地盤の安定性能照査に用いる係数（部分係数、調整係数）について

※1.2-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1070より抜粋

表-2.2.1 基礎地盤の円弧すべりの性能照査に用いる部分係数

照査対象	代表層に関する粘性土の変動係数CV	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり(永続状態)	円弧通過層に粘性土が存在しない場合	0.83	1.01	— (1.00)
	0.10未満	0.86	1.05	— (1.00)
	0.10以上0.15未満	0.85	1.04	— (1.00)
	0.15以上0.25未満	0.80	1.02	— (1.00)
	0.25以上	— (1.00)	— (1.00)	1.30

(c) 表-2.2.1に示す部分係数は、過去の基準類における安全性水準を参考として設定した係数¹⁸⁾である。また、同表中の粘性土に関する変動係数CVは、【作】第3章2.1地盤物性値の推定において、粘着力の特性値における算出過程で得られる補正係数 b_v に対応する変動係数CVを用いて判断してよい。この際、円弧が通過する土層のうち(薄層を除く)、最大の変動係数CVを有する土層を代表層とすることができる。

※1.2-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.826より抜粋

④式(5.10.9)を用いて置換率50%から80%のSCP工法により地盤改良を行う場合の改良地盤の円弧すべりの検討に用いる部分係数については、表-5.10.2に示す数値を参照することができる。表-5.10.2において「—」と示された部分に関する値は、便宜上、()内の数値を用いて照査できることを示す。表-5.10.2に示す部分係数は、過去の基準類における安全性水準を参考として設定した係数⁴⁾である。なお、以下に示す部分係数は、【作】第3章2.1地盤物性値の推定における手法に基づく地盤物性値の特性値を用いることを前提として設定したものである。

なお、式(5.10.9)を用いずに検討を行う場合には、本章4.2.1円弧すべり面による安定解析に示されるすべり破壊に関する部分係数を参照することができる。また、表-5.10.2の部分係数の設定にあたっては、円弧のすべり面が改良地盤以深の砂質土地盤等を通るような場合については検討していないため、このような場合には、適切な手法により別途検討する必要がある。

表-5.10.2 標準的な部分係数

破壊モード	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり(護岸及び岸壁)	0.82	1.01	— (1.00)
基礎地盤の円弧すべり(防波堤)	0.87	1.02	— (1.00)

※1.2-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.749より抜粋

4.2 安定性の検討

4.2.1 円弧すべり面による安定解析

(1) 斜面の安定性の検討は、地盤の特性に応じて、次式の修正フェレニウス(Fellenius)法による円弧すべり解析または本章3.2.5偏心傾斜した作用に対する支持力に準じた適切な方法によって行うことができる。式(4.2.1)において、作用項に乗じる部分係数 γ_S 、抵抗項に乗じる部分係数 γ_R 、並びに調整係数 m は、施設の構造形式または改良地盤毎に提示されている部分係数を用いるものとする。なお、従来の安全率法による設計は $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ と設定することに相当し、安全率に相当する m について、永続状態に対しては1.30以上、同一の地盤における実績等から照査に用いる定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.10以上の値を用いることができるとしていた¹⁾。これに倣って、部分係数 γ_S と γ_R が設定されていない場合には、従来法に準じて $\gamma_S=1.00$ 、 $\gamma_R=1.00$ と設定し、調整係数 m を従来の安全率相当の値に設定して安定性を照査することができる。

※1.2-4

C-1～C-3 護岸及び護岸(係船機能付)の安定性能照査(完成時)において使用した部分係数及び調整係数

工区		円弧が通過する地盤の状況	使用した部分係数No.	作用耐力比
C-1	C-1-1-1	Avf-c2 (CV=0.18)	④	0.990
		SCP改良(置換率=50%未満)	⑦	0.992
	C-1-1-2	SCP改良(置換率=50%未満)	⑦	0.995
	C-1-2-1	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.971
C-2	C-2-1-1	Avf-c (CV=0.11)	③	0.675
	C-2-2-1	Avf-c (CV=0.11)	③	0.784
	C-2-3-1	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.976
	C-2-4-1	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.998
C-3	C-3-1-1	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.996
	C-3-1-2	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.863
	C-3-2-1	SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.984
護岸(係船機能付)		SCP改良(置換率=50%以上)	⑥	0.965

※1.2-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.306～307より抜粋

③導出値のばらつきに関する補正係数の設定方法

試験結果の分布をモデル化して推定される物性値を a^* で表し、試験結果 a のばらつきを考えると、 a を a^* で正規化した a/a^* の標準偏差（これを変動係数 CV という）を使うと便利である。ここで、 a^* はモデル化された層内において平均値で一様分布、あるいは、最小二乗法等により誤差最小とする分布として推定されていることが大前提である。均質な地盤を対象として、固定ピストン式シンウォールサンプラーにより乱れの少ない試料を採取し、これを乱さない試料として各種土質試験を慎重に実施して得られる地盤物性値の変動係数 CV は0.1以下になることが知られている。すなわち、均質な地盤といえども、何らかの不均質性があること、土質試験法に起因する誤差が存在すること等によって、この程度の結果のばらつきはやむを得ない。しかし、ばらつきがもっと大きな場合には、地盤の不均質性が高い、サンプリング時の乱れが大きい、土質試験法が適切でない、深さ方向の分布に対するモデル化が適切でないなどの原因が考えられ、推定値 a^* をそのまま特性値とするのではなく、不確定要因を考慮して安全側に設定する必要がある。

そこで、導出値のばらつきに関する補正係数 b_1 を、 a/a^* の標準偏差 SD として定義される変動係数 CV に応じて設定することにする。対象としている物性値 a が性能照査において耐力側（設計上好ましい側）に寄与する場合（せん断強さなど）には補正係数として $b_1=1-(CV/2)$ 、作用側（設計上好ましくない側）に寄与する場合（盛土の単位体積重量、圧縮指数など）には $b_1=1+(CV/2)$ 程度に設定することを考え、性能照査では表-2.1.1の値を用いることにする。これは、累積確率密度が約70%に相当する値（累積確率密度に対応する値をフラクティル値という）を特性値として使うように補正していることになる。変動係数が0.6以上のときは信頼性に乏しく性能照査を行えないので、試験結果の解釈をもう一度見直し、必要があれば地盤のモデル化についても再検討する。場合によっては、地盤調査をやり直すことになる。

表-2.1.1 補正係数の値

変動係数	補正係数 b_1	
	特性値を導出値よりも小さい値に補正する必要がある場合	特性値を導出値よりも大きい値に補正する必要がある場合
0 以上 0.10 未満	1.00	1.00
0.10 以上 0.15 未満	0.95	1.05
0.15 以上 0.25 未満	0.90	1.10
0.25 以上 0.40 未満	0.85	1.15
0.40 以上 0.60 未満	0.75	1.25
0.60 以上	結果の解釈やモデル化の再検討、あるいは再調査	

※1.2-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成11年4月）」P.563より抜粋

7.10.4 安定解析法

安定解析は、既往の施工事例を参考に適切な円弧滑り解析法により行う。

【解説】

サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の安定計算では、円弧滑り計算は修正フェレニウス法が用いられることが多い。修正フェレニウス法による円弧滑り計算では、地盤及び上部構造物をいくつか分割し、分割片間の不静定力を無視して滑り面上の垂直応力を計算する。すなわち、分割片に含まれる原地盤の上に作用する外力のみがある分割片を通る滑り面の垂直応力に寄与する（以下、この通常の計算法を本節では特にスライス法と呼ぶ）。一方、現実の地盤中では外力はある程度分散する。この応力分散の効果を滑り計算に反映させるため、地中応力を計算するブシネスクの解を用いて滑り面上の任意の位置の鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ を求め、修正フェレニウス法に適用する方法がある（以下、これを応力分散法と呼ぶ）。

サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の安定計算では、スライス法又は応力分散法が用いられる。

【参考】

(1) 安定解析に際する留意事項

式(7.10.2)は、一般に応力分散法と組み合わせて用いられる。式(7.10.2)を用いた適用事例では、施工中の安定性の検討も含めて安全率として1.2～1.4が採用されている。

せん断強度の式中の定数の選定、又は式の相違によって、計算安全率には大きな差が生じることがある。式及び設計諸定数の選定に当たっては、それぞれの組合せに対する既往の設計施工実績に配慮する必要がある。各種せん断強度式、設計定数の選定及び安定計算法の組合せが計算安全率に及ぼす感度、既往の海上施工事例の逆解析による安全率の評価などについては文献89)を参考のこと。

89) 神田勝己, 寺師昌明: 粘性土地盤を対象とするSCP工法の実用設計法—感度分析と実態調査—, 港湾技研資料 No. 669, 1990, pp.1～52

※1.2-7

「基礎地盤を改良した港湾構造物の安定性に関する信頼性解析 土木学会論文集 B3 (海洋開発)、2019年 75 巻 2 号 P. I -391- I -396」P. I -394より抜粋

(5) 目標破壊確率 P_T および部分係数の提案

MCSの結果、各目標安全率 F_{ST} に対して得られた目標破壊確率 P_T を表-3に示す。図-4を見ると、旧港湾基準の安全率の下限值1.20近傍にデータが多く分布している。平成30年度の港湾基準の改定における荷重抵抗係数の導入は、安全上の余裕の見直しではなく、将来的にその見直しが可能なる枠組みを整備することにある。このため、これまでと同様の安全性を確保できると考えられる目標安全率 $F_{ST}=1.20$ 、目標破壊確率 $P_T=3.9 \times 10^{-3}$ を防波堤と岸壁・護岸に対して同一の値として採用し、これに対応する部分係数(表-4)を提案することとした。

表-4 部分係数 (SCP改良の場合)

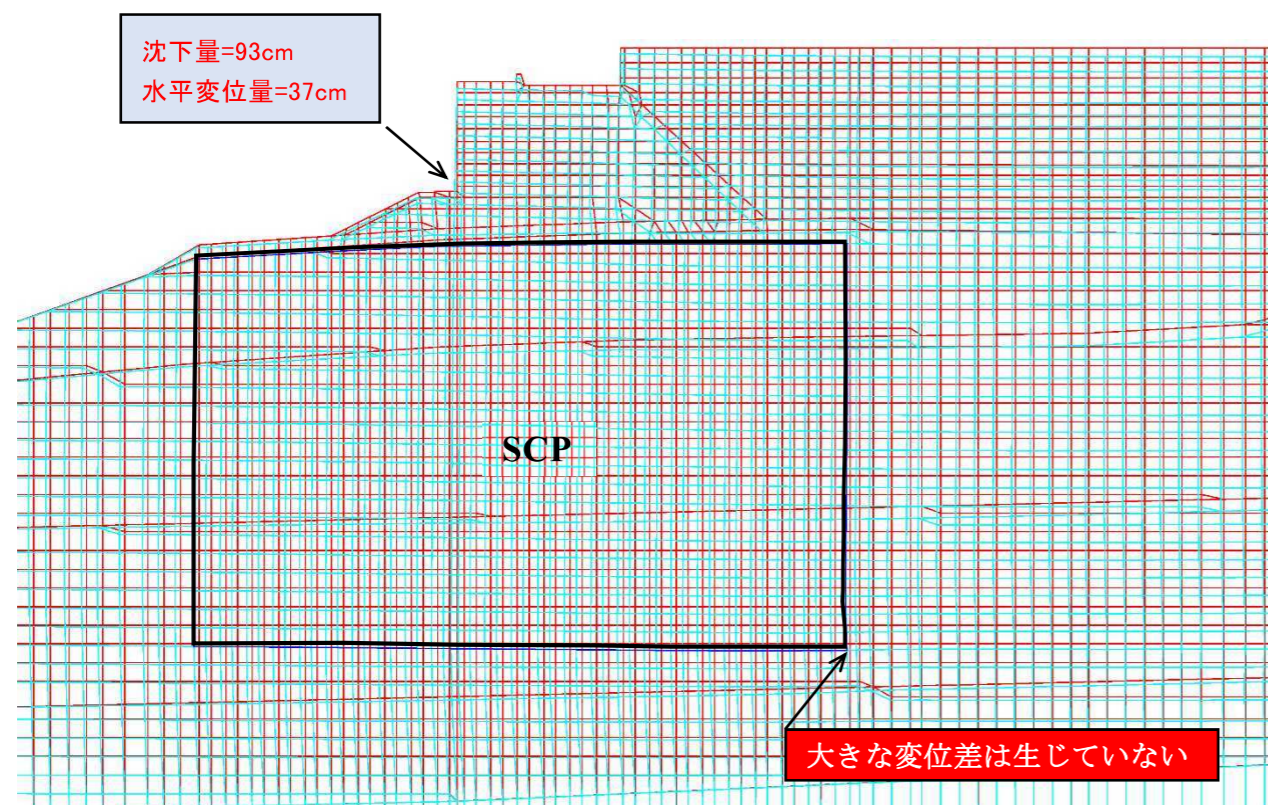
構造形式	抵抗項 R_k に乗ずる部分係数 γ_R	荷重項 S_k に乗ずる部分係数 γ_S
防波堤	0.87	1.02
岸壁・護岸	0.82	1.01

※1.2-8 C-1-1-1 工区の FEM 解析による変形照査結果
「第3回技術検討会資料」P.68 より抜粋

8.3.2 変形照査結果

図 8.3-2 に示すとおり、護岸の沈下量は 93cm、水平変位量は 37cm であり、飛行場の運用に影響を及ぼすような護岸変形は確認されなかった。

地中部においても現地盤、SCP 工法による改良部、SD 工法による改良部のそれぞれの境界に異常な応力集中による変形は確認されなかった。



スリットケーソン据付から設計供用期間末時点の変位図

図 8.3-2 変位メッシュ図

1.3 施工時における C-1 護岸の地盤の安定性能照査について

※1.3-1

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成 20 年 7 月」P.38～40 より
抜粋

3.7 斜面安定

自重または荷重による斜面滑りの破壊に対する安定性は、一般に、円弧または直線の滑り面を仮定して 2 次元問題として解析することができる。この安定解析は、斜面の安定性が最も低下する場合について行う必要がある。

〔解説〕

(1) 既往の円弧滑りの計算法

一般に斜面安定の解析を行う場合、滑り面は円弧滑り面を仮定して行うことが多く、円弧滑り面を仮定した計算法は、地盤をいくつかの分割片に分けて行っている。分割片に作用する力には、土の重量、滑り面上の垂直方向の力、滑り線方向の力、分割片の 2 つの側面に働く鉛直方向、水平方向の力がある。この側面に働く力の取り扱いによっていくつかの計算法が提案されている。

ここでは、従来から利用されることが多く、実際の滑り現象との対応がよく検討されている①修正フェレニウス法、②簡易ビショップ法の 2 つの方法を用いるものとする。なお、一般に滑り安定の解析を行う場合、簡易に計算できる修正フェレニウス法で検討を行うものとし、必要な場合は簡易ビショップ法を併用して再検討を行うものとする。

(2) 修正フェレニウス法

修正フェレニウス法は、式(3.40)及び図-3.13 に示すとおり、分割片の 2 つの側面に働く力を無視することによって、滑り面上の垂直方向の力を容易に求めることができる方法である。修正フェレニウス法による解析結果は、わが国における過去の破壊例と合う場合が多いとされている²⁾¹⁾。記号 γ はその添字に関する部分係数であり、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

解析手法に関する部分係数 γ_a は、地盤の特性、構造物の特性等に応じた適切な数値とする必要がある。特に指定のない場合、 γ_a は、永続状態に対して一般に 1.30 以上、同一地盤における実績等から照査に用いる定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.10 以上 1.30 未満の値を用いることができる。

$$R \sum \{c_d l + (W'_d + q_d) \cos \theta \tan \phi_d\} \geq \gamma_a \left[\sum \{x(W_d + q_d) + a P_{Hd}\} \right]$$

$$\sum \{c_d S + (W'_d + q_d) \cos^2 \theta \tan \phi_d\} \sec \theta \geq \gamma_a \sum \left\{ (W_d + q_d) \sin \theta + \frac{1}{R} a P_{Hd} \right\}$$

(3.40)

ここに、

- R : 円弧滑りの滑り円の半径(m)
- c_d : 粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力(kN/m²)
- l : 分割片の底辺の長さ(m)
- W'_d : 分割片の有効重量(水中では、水中単位体積重量とする)(kN/m)
- q_d : 分割片上部からの鉛直作用(kN/m²)
- θ : 分割片底面が水平面となす角度(°)
- ϕ_d : 粘性土地盤の場合においては 0、砂質土地盤の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角(°)
- W_d : 分割片の全重量(土と水の全重量)(kN/m)
- x : 分割片の重心と円弧滑りの滑り円中心の間の水平距離(m)
- P_{Hd} : 円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用(kN/m)
- a : P_{Hd} の作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの腕の長さ(m)
- S : 分割片の幅(m)
- γ_a : 解析手法に関する部分係数

式中の設計用値は、特性値に部分係数を乗じて、以下の式により算出することができる。ただし、水の重量に部分係数を乗じる必要はないので、 W_d は W'_d と水の重量との和で表される。

$$c_d = \gamma_c c_k, \quad W'_d = \gamma_w W'_k, \quad q_d = \gamma_q q_k, \quad \tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k, \quad P_{Hd} = \gamma_{PH} P_{Hk} \quad (3.41)$$

部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾において、構造形式別に示された標準的な値を用いるものとする。特に指定のない場合には、解析手法に関する部分係数 γ_a を除き、すべて 1.00 とすることができる。

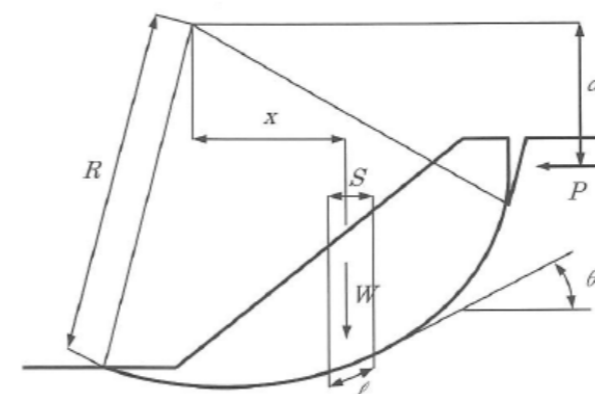


図-3.13 円弧滑り面による斜面の安定計算

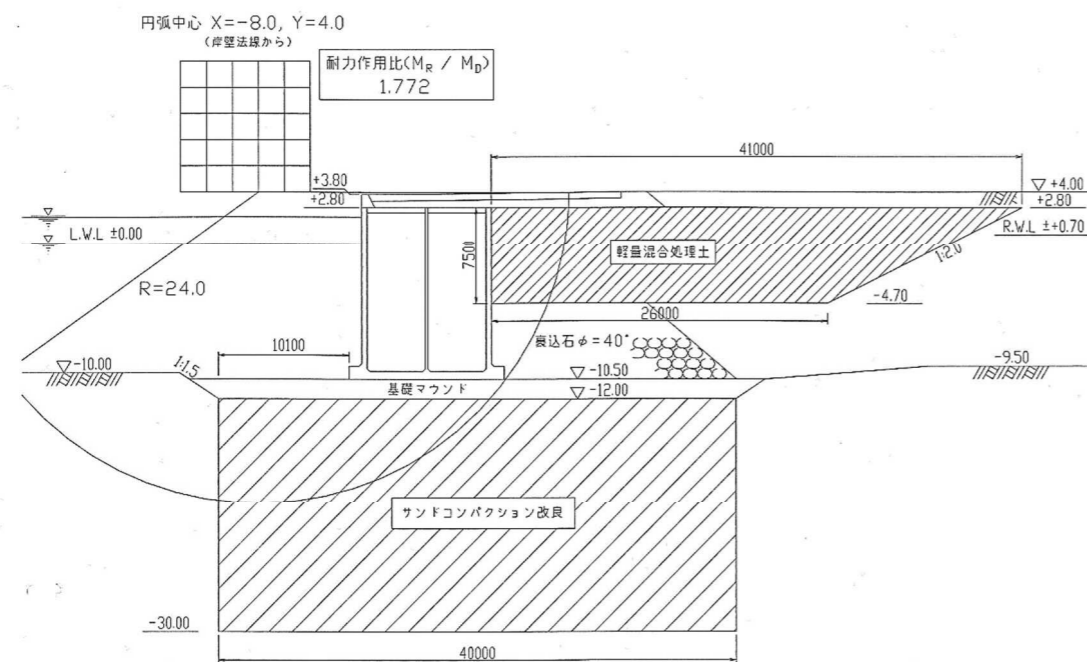
※1.3-2

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成20年7月」P.238～239より抜粋

参考表-1.1.44 性能照査に用いた値の一覧

土質項目	部分係数 γ	本断面での対応する土質	特性値 (括弧内は設計用値)		単位
			湿潤 (水位上)	飽和 (水位下)	
c' 粘着力	1.00	埋立土	100 (100)		kN/m^3
	0.95	原地盤粘性土	20 (19.0)		kN/m^2
$\tan\phi'$ せん断抵抗の正接	0.95	裏込め石, 埋立土, マウンド等	裏込め石	0.839 (0.797)	--
			埋立土	0.577 (0.548)	--
			捨石	0.839 (0.797)	--
	0.80	SCP	SCP	0.700 (0.560)	--
w 重量	1.00	海底面上の地盤, ケーソン等	軽量混合処理土	10 (10) 11.5(11.5)	kN/m^3
			ケーソン	21 (21) 21 (21)	kN/m^3
			埋立土	18 (18) 20 (20)	kN/m^3
	1.05	マウンド, 裏込め石等	裏込め石	-- 20 (21)	kN/m^3
	捨石		-- 20 (21)	kN/m^3	
1.00	海底面下の砂質土 (SCP)	SCP	-- 20 (20)	kN/m^3	
1.00	海底面下の粘性土	粘土	-- 16 (16)	kN/m^3	
q 載荷重	1.35	載荷重	20 (27)		kN/m^2
RWL 残留水位	1.00	残留水位	0.7 (0.7)		m
海水の単位体積重量			10.1		kN/m^3

※表中の重量は単位体積当りの値



参考図-1.1.11 照査結果例 (載荷重あり)

※1.3-3

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成20年7月」P.18～19より抜粋

(2) 強度

1) 圧縮強度 (設計基準強度)

軽量混合処理土の静的強度は、主にセメント系固化材による固結強度であり、一軸圧縮強さ q_u で評価できる。

軽量混合処理土の設計基準強度は、材齢28日における一軸圧縮強さの特性値 q_{uk} であり、所定の品質が確保でき、「土」としての扱いが可能な範囲として、おおむね $q_{uk} = 100 \sim 500 \text{kN/m}^2$ (材齢28日) の範囲で設定する。 q_{uk} は、設計・配合・施工において基準となる強度であり、設計基準強度ともいう。土圧軽減を目的として構造物の裏埋めに用いる場合、既往の実績では、水中、気中にかかわらず、 q_{uk} を以下の値とすることが多い。

$$q_{uk} = 200 \text{kN/m}^2 \text{ (材齢 28 日)} \quad (3.4)$$

なお、構造物基礎に用いるなど、軽量混合処理土への繰り返し作用が懸念される場合、その影響を考慮して適切に圧縮強度を設定する必要がある。付属資料-1 軽量混合処理土の性質に示すとおり、一般に、気泡混合処理土の場合は載荷重が q_u の60～70%以下、発泡ビーズ混合処理土の場合は載荷重が q_u の60%以下であれば、100,000回以上の繰り返し作用に耐え得るものと推定される。

2) せん断強度

軽量混合処理土は粘着力 $c = \text{一定} (\phi = 0)$ の材料として取り扱うことができ、せん断強度の特性値としては以下に示す非排水せん断強度 c_{uk} を用いてよい。

$$c_{uk} = q_{uk} / 2 \quad (3.5)$$

※1.3-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.320～321より抜粋

粘性土層全体の圧密の進行の程度は平均圧密度 U の大ききで示され、時間を示す尺度としては無次元量である時間係数 T_v が用いられる。時間係数 T_v と実際の時間 t との関係は式 (2.3.9) で示される。

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.3.9)$$

ここに、

T_v : 時間係数

c_v : 圧密係数 (cm²/day) または (m²/s)

t : 圧密開始後の時間 (day) または (s)

H^* : 間隙水の流れる最大距離 (最大排水距離) (cm) または (m)

圧密係数 c_v は、圧密の進行速さを示すもので、その値が大きいほど圧密の進行が速い。厚さ $2H$ の粘性土層では、上下両面に排水層がある場合 (両面排水という) は $H^*=H$ であり、もし排水層が一方にしかないとき (片面排水という) は $H^*=2H$ とする。それぞれの深さにおける圧密度は、図-2.3.4の圧密等時曲線に示すように、時間係数とともに推移する。図-2.3.5は平均圧密度と時間係数の関係である。

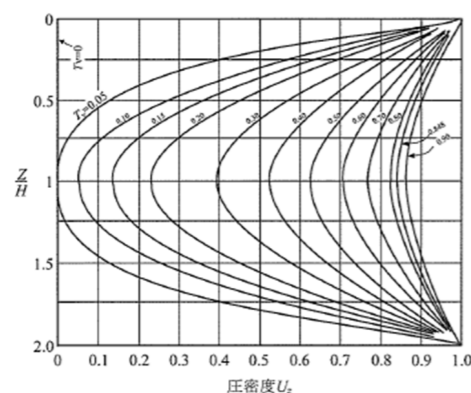


図-2.3.4 圧密等時曲線

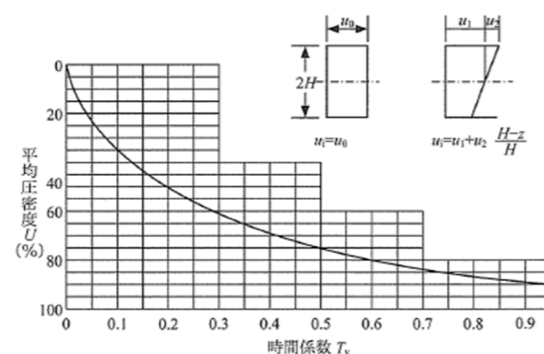


図-2.3.5 平均圧密度と時間係数の関係

※1.3.5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.780～781より抜粋

(d) ドレーンの有効径

ドレーンの有効径 (D_e) は、1本のドレーンの影響範囲を等面積の円で置換えた時の円の直径で、ドレーンの打設間隔 (D) との関係は次のようになる。

$$\text{正方形配置の場合} : D_e = 1.128 D \quad (5.4.4)$$

$$\text{正三角形配置の場合} : D_e = 1.050 D \quad (5.4.5)$$

(e) 鉛直方向の水の流れ

パーチカルドレーン工法は水平方向の水の流れによる圧密を期待するものであるが、圧密層厚がドレーンの間隔に比べて比較的小さい時は、鉛直方向の水の流れによる圧密の進行も無視できない。鉛直方向の水の流れによる圧密も考慮したパイル間隔の性能照査については文献102)を参照することができる。

(f) 水平方向の圧密係数

粘性土層の水平方向の水の流れに関する圧密係数 (c_h) については適切な試験法は確立されていない。一般に水平方向の圧密係数は鉛直方向の5倍から10倍といわれているが、同程度とする報告¹⁰⁹⁾もある。また、スミアーの影響、ドレーンの圧力損失の影響等を考慮すれば、必ずしも水平方向の水の流れを再現した圧密試験での結果を用いて良いとは限らない。これまでの施工例によれば、鉛直方向の圧密係数 (c_v) を代用しても実用上は差し支えない。

(g) 圧密度の算定

ドレーン間隔の決定後、圧密度と経過時間との関係は、式 (5.4.6)、式 (5.4.7) 及び図-5.4.6より求めることができる。

$$T_h = \frac{c_h t}{D_e^2} \quad (5.4.6)$$

$$n = \frac{D_e}{D_w} \quad (5.4.7)$$

ここに、

T_h : 水平方向の水の流れに関する圧密の時間係数

c_h : 水平方向の水の流れに関する圧密係数 (cm²/min)

t : 圧密開始後の経過時間 (min)

D_e : ドレーンの有効径 (cm)

D_w : ドレーンの直径 (cm)

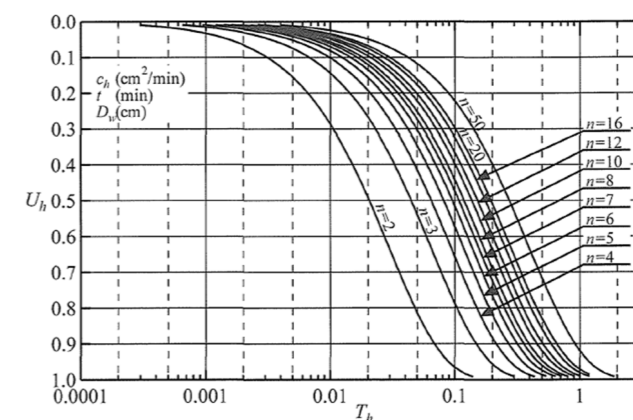


図-5.4.6 圧密度の算定図表

※1.3-6

「道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成24年8月）」P.188より抜粋

6) 荷重軽減工法

土に比べて軽量な材料で盛土等を構築することにより、地盤中の応力増加を軽減し、粘性土層の沈下量やすべり滑動力の低減を図る工法である。荷重軽減工法は、以下の2つの工法に分類される。

(i) 軽量盛土工法

土に比べて軽量な材料で盛土を構築する工法である。本工法の代表的なものとしては、発泡スチロールブロック工法、気泡混合軽量土工法及び発泡ビーズ混合軽量土工法等がある。