

東海低レベル放射性廃棄物埋設事業所

第二種廃棄物埋設施設事業許可申請

第二種廃棄物埋設施設の位置，構造及び設備の基準に関する規則第三条（廃棄物埋設施設の地盤）への適合性について

平成 31 年 4 月 16 日
日本原子力発電株式会社

目 次

はじめに	1
1. 評価の考え方	4
1.1 第三条第1項に対する評価の考え方	
1.2 第三条第2項に対する評価の考え方	
1.3 第三条第3項に対する評価の考え方	
2. 敷地の地質・地質構造	8
3. 廃棄物埋施設付近の地質・地質構造及び地盤	9
3.1 調査内容	
3.1.1 ボーリング調査	
3.1.2 室内試験	
3.1.3 原位置試験	
3.2 調査結果	
3.2.1 廃棄物埋施設位置付近の地質・地質構造	
3.2.2 室内試験結果	
3.2.3 原位置試験結果	
4. 廃棄物埋施設の設置地盤の安定性	27
4.1 廃棄物埋施設の設置地盤の安定性評価	
4.1.1 地盤物性値	
4.1.2 設置地盤の支持性能	
5. 周辺地盤の変状及び地殻変動による影響評価	53
5.1 周辺地盤の変状による廃棄物埋設地への影響	
5.2 地殻変動による設置地盤の変形の影響	
6. 参考文献	67

補足説明資料

- (1) 液状化に関する判定方法について
- (2) 物性値の取得における試験項目，規格・基準について
- (3) 物性値データシート
- (4) 地下水位の設定について

別添

東海低レベル放射性廃棄物埋設事業所 敷地の地質・地質構造について

はじめに

本資料は、東海低レベル放射性廃棄物埋設事業所 第二種廃棄物埋設施設事業許可の記載内容について、「第二種廃棄物埋設施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」（以下、「第二種埋設許可基準規則」という。）第三条第1項の「廃棄物埋設施設は、次条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該廃棄物埋設施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。」、第三条第2項の「廃棄物埋設地は、変形した場合においてもその安全性が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。」及び第三条第3項の「廃棄物埋設地は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。」に対する適合性を示すために、「第二種廃棄物埋設施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」（以下「第二種埋設許可基準解釈」という。）に基づき評価した内容を説明するものである。

第二種埋設許可基準規則及び第二種埋設許可基準解釈の要求事項を第1表に示す。

第1表 第二種埋設許可基準規則及び第二種埋設許可基準解釈の要求事項（第三条関連）（1/2）

第二種埋設許可基準規則記載事項	第二種埋設許可基準解釈記載事項
<p>(廃棄物埋設施設の地盤)</p> <p>第三条 廃棄物埋設施設は、次条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該廃棄物埋設施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。</p>	<p>第3条 (廃棄物埋設施設の地盤)</p> <p>1 第1項に規定する「廃棄物埋設施設を十分に支持することができる」とは、廃棄物埋設施設について、自重及び操業時の荷重等に加え、本規程第4条2の分類に応じて算定する地震力が作用した場合においても、接地圧に対する十分な支持性能を有する設計であることをいう。</p>
<p>2 廃棄物埋設地は、変形した場合においてもその安全性が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。</p>	<p>2 第2項に規定する「変形」とは、地震発生に伴う地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓み並びに地震発生に伴う建物・構築物間の不等沈下、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状をいう。</p> <p>このうち上記の「地震発生に伴う地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓み」については、広域的な地盤の隆起又は沈降によって生じるもののほか、局所的なものを含む。これらのうち、上記の「局所的なもの」については、支持地盤の傾斜及び撓みの安全性への影響が大きいおそれがあるため、特に留意が必要である。</p> <p>3 第2項に規定する「安全性が損なわれるおそれがない」とは、廃棄物埋設地については、ピット処分に係る埋設する放射性廃棄物の受入れの開始から埋設の終了までの間においては、閉じ込めの機能及び遮蔽の機能が損なわれないことを、ピット処分に係る埋設の終了後及びトレンチ処分に係る埋設する放射性廃棄物の受入れの開始以後においては、移行抑制の機能及び遮蔽の機能が損なわれないことをいい、廃棄物埋設地の附属施設については、核燃料物質又は核燃料物質によって汚染された物を取り扱っている期間において、閉じ込めの機能及び遮蔽の機能が損なわれないことをいう。</p>

第1表 第二種埋設許可基準規則及び第二種埋設許可基準解釈の要求事項（第3条関連）（2/2）

第二種埋設許可基準規則記載事項	第二種埋設許可基準解釈記載事項
<p>3 廃棄物埋設地は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。</p>	<p>4 第3項に規定する「変位」とは、将来活動する可能性のある断層等が活動することにより、地盤に与えるずれをいう。</p> <p>また、同項に規定する「変位が生ずるおそれがない地盤に設け」とは、廃棄物埋設地が将来活動する可能性のある断層等の露頭がある地盤に設置された場合、その断層等の活動によって安全性に重大な影響を与えるおそれがあるため、当該廃棄物埋設地を将来活動する可能性のある断層等の露頭が無いことを確認した地盤に設置することをいう。</p> <p>なお、上記の「将来活動する可能性のある断層等」とは、後期更新世以降（約12～13万年前以降）の活動が否定できない断層等をいう。その認定に当たって、後期更新世（約12～13万年前）の地形面又は地層が欠如する等、後期更新世以降の活動性が明確に判断できない場合には、中期更新世以降（約40万年前以降）まで遡って地形、地質・地質構造及び応力場等を総合的に検討した上で活動性を評価すること。なお、活動性の評価に当たって、設置面での確認が困難な場合には、当該断層の延長部で確認される断層等の性状等により、安全側に判断すること。</p> <p>また、「将来活動する可能性のある断層等」には、震源として考慮する活断層のほか、地震活動に伴って永久変位が生じる断層に加え、支持地盤まで変位及び変形が及ぶ地すべり面を含む。</p>

1. 評価の考え方

1.1 第三条第1項に対する評価の考え方

(1) 要求事項

1 廃棄物埋設施設は、次条第二項の規定により算定する地震力が作用した場合においても当該廃棄物埋設施設を十分に支持することができる地盤に設けなければならない。

(2) 評価方針

第二種埋設許可基準解釈第3条第1項に基づき、廃棄物埋設施設の地盤は、自重及び操業時の荷重等に加え、第二種埋設許可基準解釈第4条第2項の分類に応じて算定する地震力が作用した場合においても、接地圧に対する十分な支持性能を有する地盤であることを確認する。

(3) 評価の考え方

a. 支持性能

道路橋示方書・同解説，I 共通編・IV 下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）において、設置地盤の支持力については①許容鉛直支持力，②許容水平支持力，③許容せん断抵抗力を評価している。また、基礎の安定に関する基本事項の一つに圧密沈下量を挙げている。

上記を参考に、廃棄物埋設施設の設置地盤の支持性能については、設置地盤の極限鉛直支持力，せん断抵抗力，圧密沈下についての評価を行う。

なお、廃棄物は設置地盤に根入れしないことから、極限水平支持力についての評価は行わない。

b. 自重及び操業時の荷重等

廃棄物の処理方法（鉄箱，フレキシブルコンテナ，プラスチックシート）それぞれによる自重を算定し，埋設物底面の応力が最も大きいものを代表値とする。

操業時の荷重等：10 kN/m²を考慮する。

c. 地震力

第二種埋設許可基準解釈第4条（地震による損傷の防止）から、廃棄物埋設施設は耐震重要度Cクラスに属する施設であり、

Cクラスの施設で考慮する地震力に対する安全性が要求される。Cクラスは「Bクラスに属する以外の一般産業施設又は公共施設と同等の安全性が要求される施設」とされる。

地震力の算定に当たっては、『「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈」（原規技発第1306193号（平成25年6月19日原子力規制委員会決定））（以下「実用炉設置許可基準解釈」という。）第4条4の方法を準用すること。』とあることから、実用炉設置許可基準解釈の別記2に基づき、評価に用いる地震力は、静的地震力とし、水平地震力 $K_h=1.0 C_0$ （ $C_0=0.2$ ）*とする。

※水平荷重算定時は、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数を考慮する。

1.2 第三条第2項に対する評価の考え方

(1) 要求事項

2 廃棄物埋設地は、変形した場合においてもその安全性が損なわれるおそれがない地盤に設けなければならない。

(2) 評価方針

第二種埋設許可基準解釈第3条第2項及び第3条第3項に基づき、廃棄物埋設地は、地震発生に伴う地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓みによる影響が無いこと、地震発生に伴う建物・構造物間の不等沈下による影響が無いこと及び地震発生に伴う液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状による影響が無いことを確認する。

(3) 評価の考え方

a. 地震発生に伴う地殻変動によって生じる支持地盤の傾斜及び撓みによる影響

敷地周辺の活断層、日本海溝沿いのプレート境界の地震に伴う広域的な地殻変動が廃棄物埋設施設に与える影響を評価する。

なお、敷地内には将来活動する可能性のある断層等は認められないため、局所的な支持地盤の傾斜及び撓みは発生しない。

b. 地震発生に伴う建物・構築物間の不等沈下による影響

廃棄物埋施設周辺の不等沈下が廃棄物埋施設に与える影響を評価する。

c. 地震発生に伴う液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状による影響

地震発生に伴う液状化及び揺すり込み沈下の影響により、廃棄物が地下水位以深まで沈下する可能性に配慮して、道路橋示方書*等に基づき、地震発生に伴う液状化及び揺すり込み沈下量の評価を行う。

※液状化判定における道路橋示方書の適用について

地震発生に伴う液状化による沈下量の評価については、道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編（日本道路協会，平成14年3月）により、液状化判定を行うが、道路橋示方書の適用性について以下に示す。

液状化判定方法が示されている代表的な設計指針類として、道路橋示方書・同解説（日本道路協会），建築基礎構造設計指針（日本建築学会），港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会）等が挙げられるが、各設計指針類の適用範囲、判定手法並びに本施設の構造等を考慮した結果、道路橋示方書の判定方法を適用した。（補足説明資料（1）参照）

道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編に関する参考資料（日本道路協会，平成27年3月）によれば、2011年東北地方太平洋沖地震における液状化事例に対する検証において、液状化発生地点で $F_L > 1.0$ （液状化しない）と判定されたケースはなかった。しかし、非液状化地点で $F_L \leq 1.0$ （液状化する）と判定された箇所が数多く存在し、2011年東北地方太平洋沖地震のような継続時間が長い地震動に対しても、道路橋示方書での判定法により安全側の結果が得られていることが確認されている。

1.3 第三条第3項に対する評価の考え方

(1) 要求事項

3 廃棄物埋設地は、変位が生ずるおそれがない地盤に設けなければならない。

(2) 評価方針

第二種埋設許可基準解釈第3条第4項に基づき、廃棄物埋設地は、震源として考慮する活断層のほか、地震活動に伴って永久変位が生じる断層に加え、支持地盤まで変位及び変形が及ぶ地すべり面がないことを確認する。

(3) 評価の考え方

a. 将来活動する可能性のある断層等の有無

文献調査，変動地形学的調査，地球物理学的調査，地質調査により敷地には将来活動する可能性のある断層等が認められないことを確認する。

b. 支持地盤まで変位及び変形が及ぶ地すべり面の有無

文献調査，変動地形学的調査により敷地には支持地盤まで変位及び変形が及ぶ地すべり面が無いことを確認する。

2. 敷地の地質・地質構造

東海第二発電所 新規規制基準適合性審査の審査内容を踏まえ、評価結果のまとめを以下に示す。（詳細は別添資料にてご説明）

まとめ（別添資料より抜粋）

- 文献調査の結果、敷地及び敷地近傍には活構造の存在を示す文献はない。
- 空中写真判読の結果、敷地及び敷地近傍にはリニアメントは認められない。
- 敷地には、久米層が全域にわたって分布しており、これを覆って東茨城層群、段丘堆積物及び沖積層、砂丘砂層が分布する。
- 久米層には複数のユニットが認められ、それぞれのユニットには概ね水平な鍵層が複数分布している。これらの鍵層は侵食を受けているため敷地全域に連続するものではないが、その上位又は下位のユニットの鍵層がお互いを補完しながら側方に広がって連続していることから、久米層は敷地全域にわたって水平性を有していると判断される。
- また、一部の鍵層には、緩やかに傾斜する傾向が認められるが、上位の鍵層は概ね水平であり、また、その下位のユニットに認められる反射面も概ね水平である。
- 以上のことから、敷地全体の久米層には断層を示唆する系統的な不連続や累積的な変位・変形は認められない。



敷地の詳細な地質・地質構造を把握すると共に、敷地には「将来活動する可能性のある断層等」が認められないことを確認した。

3. 廃棄物埋設施設付近の地質・地質構造及び地盤

3.1 調査内容

3.1.1 ボーリング調査

本施設設置位置付近の地質・地質構造を把握するための試料を得るとともに、室内試験の供試体の採取及びボーリング孔を利用したの原位試験を実施するためにボーリング調査を実施した。

ボーリング調査は第3.1.1-1図に示すように、鉛直ボーリング35孔、総延長約3,500 mを実施した。掘削深度は約20 m～約410 mである。

掘削孔径は66 mm～116 mmで、ロータリー型ボーリング・マシンを使用しオールコア・ボーリングで実施した。

採取したボーリングコアについて地層の分布、岩質等の詳細な観察を行い、地質柱状図等を作成した。

また、鉛直ボーリング35孔のうち、9孔については、ボアホールテレビによる調査を実施し、久米層の走向、傾斜等を観察した。

なお、東海第二発電所の新規制基準適合性審査において用いたボーリング（鉛直ボーリング7孔、総延長約2,200 m）を本評価に追加した。



第3.1.1-1図 廃棄物埋設施設付近の調査位置図

3.1.2 室内試験

本施設が設置される地盤の物理的・力学的特性を明らかにし、設計及び施工の基礎資料を得るため、ボーリング孔により、試料を採取して室内試験を実施した。試験は、日本工業規格、地盤工学会基準に準拠して実施した。

試料を採取したボーリング孔位置を第 3.1.1-1 図に示す。

(1) 試験項目

物理的性質を明らかにする試験として、密度、含水比等を測定した。また、力学的性質を明らかにする試験として、三軸圧縮試験、密度試験を実施した。

(2) 試験方法

a. 三軸圧縮試験

試験はボーリングコア試料を用いて、直径約 5 cm、高さ約 10 cm の供試体について、ゴムスリーブ中の供試体を所定の圧力で圧密した後、排水状態で軸荷重を載荷し（CD 条件）、破壊時の軸差応力を求める方法で実施した。

CD 条件における圧密圧力は、 0.025 N/mm^2 、 0.049 N/mm^2 、 0.103 N/mm^2 、 0.196 N/mm^2 及び 0.294 N/mm^2 の 5 段階とした。

b. 圧密試験

試験は、粘土層（Ac 層）を対象にボーリングコア試料を用いて直径約 6cm、高さ約 2cm の供試体について実施した。

圧密圧力は、 0.01 N/mm^2 、 0.02 N/mm^2 、 0.04 N/mm^2 、 0.08 N/mm^2 、 0.16 N/mm^2 、 0.31 N/mm^2 、 0.63 N/mm^2 、 1.26 N/mm^2 及び 2.51 N/mm^2 、の 9 段階から 8～9 段階を選択した。

3.1.3 原位置試験

本施設が設置される地盤の第四系の各地層ごとに、硬軟、締まり具合の相対値を把握するため、ボーリング孔を利用して標準貫入試験を実施した。試験は、日本工業規格に準拠して実施した。

試験は、ハンマを自由落下させ標準貫入試験用サンプルを 30 cm 打ち込むのに要する打撃回数（N 値）を測定する方法で実施した。

試験位置を第 3.1.1-1 図に示す。

3.2 調査結果

3.2.1 廃棄物埋施設位置付近の地質・地質構造

本施設位置付近の地質水平断面図を第 3.2.1-1 図に、地質鉛直断面図を第 3.2.1-2 図に示す。

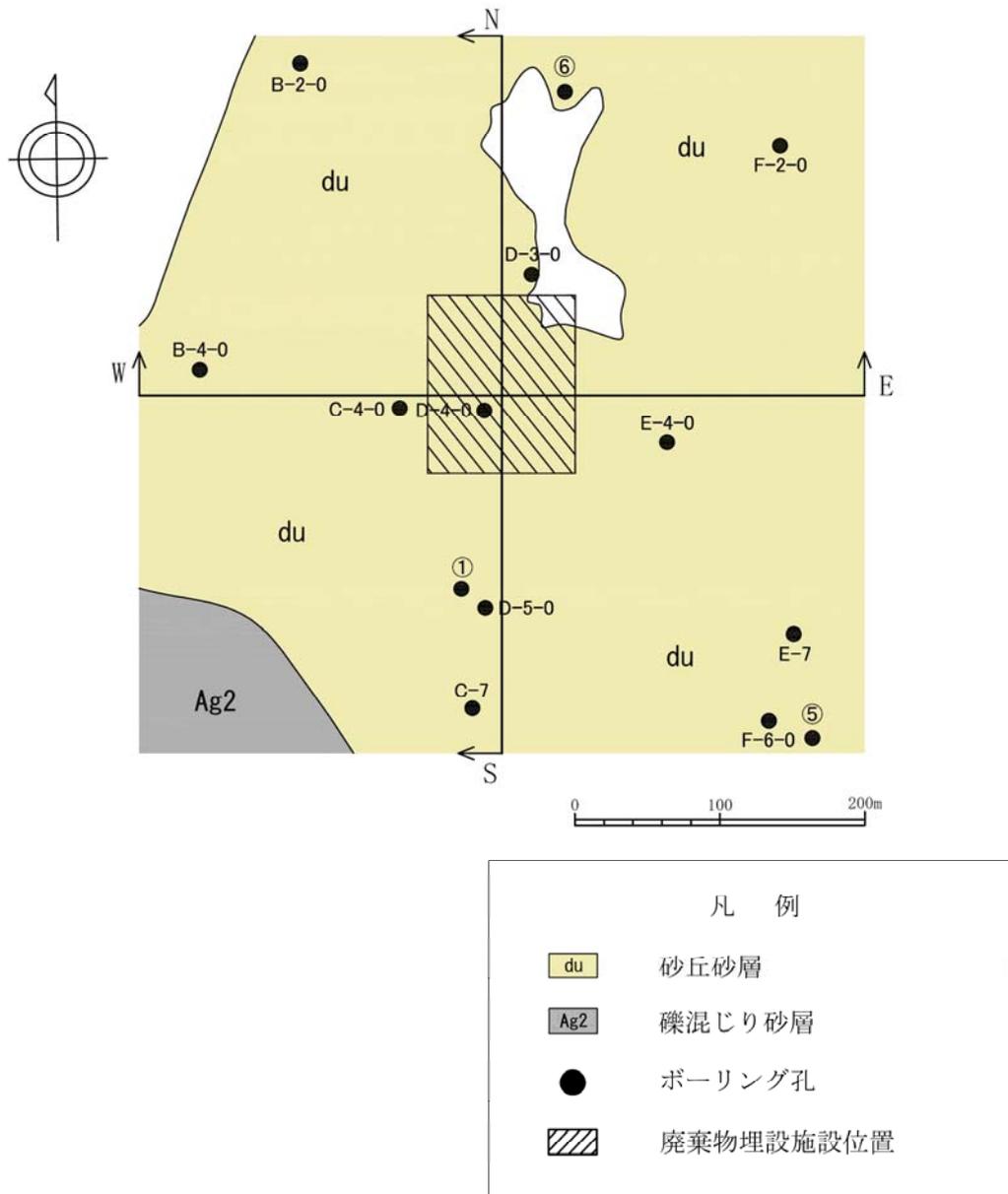
ボーリングコアの採取率はいずれの孔でも 100%である。

廃棄物埋施設位置付近の地質は、下位より新第三系鮮新統～第四系下部更新統の久米層並びに第四系完新統の沖積層及び砂丘砂層からなる。久米層は、主として暗オリーブ灰色を呈する塊状の砂質泥岩からなり、流動状の堆積構造あるいは偽礫、異種礫、貝殻片を含む礫岩が認められる。これらは、下位の久米層を浸食して緩く谷状に連続している。

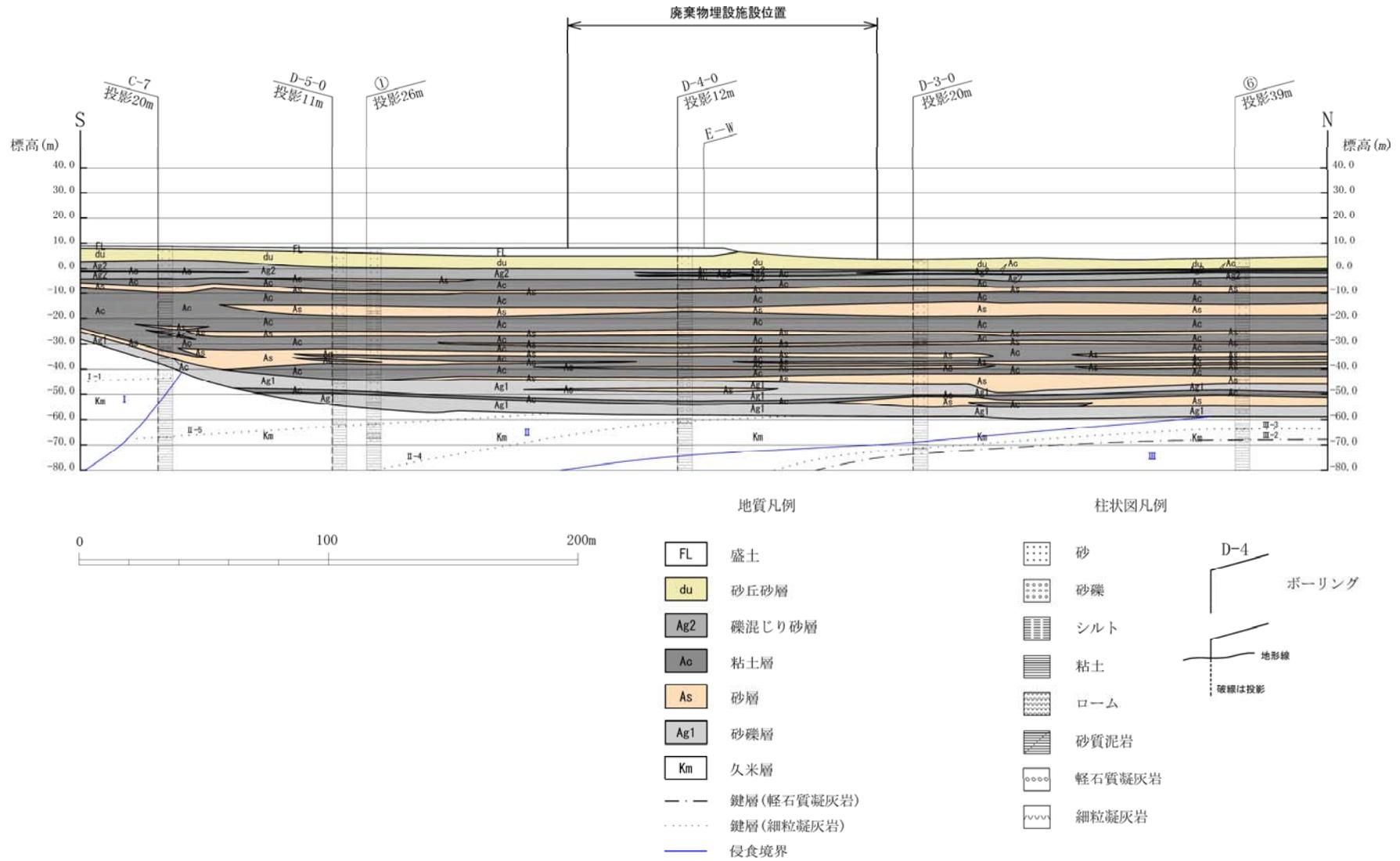
久米層は別添資料にも示すとおり、複数のユニットに区分され、それぞれのユニットには複数の鍵層が概ね水平に連続している。これらの鍵層の連続性を検討した結果、久米層は敷地全体にわたって水平性を有していると判断される。

第四系については、基底部付近に主として砂礫層（A g 1 層）が分布し、その上位には粘土層（A c 層）、砂層（A s 層）及び礫混り砂層（A g 2 層）が互層状を呈して分布している。最上位には、細粒～中粒の均一な砂からなる砂丘砂層（d u 層）が分布している。

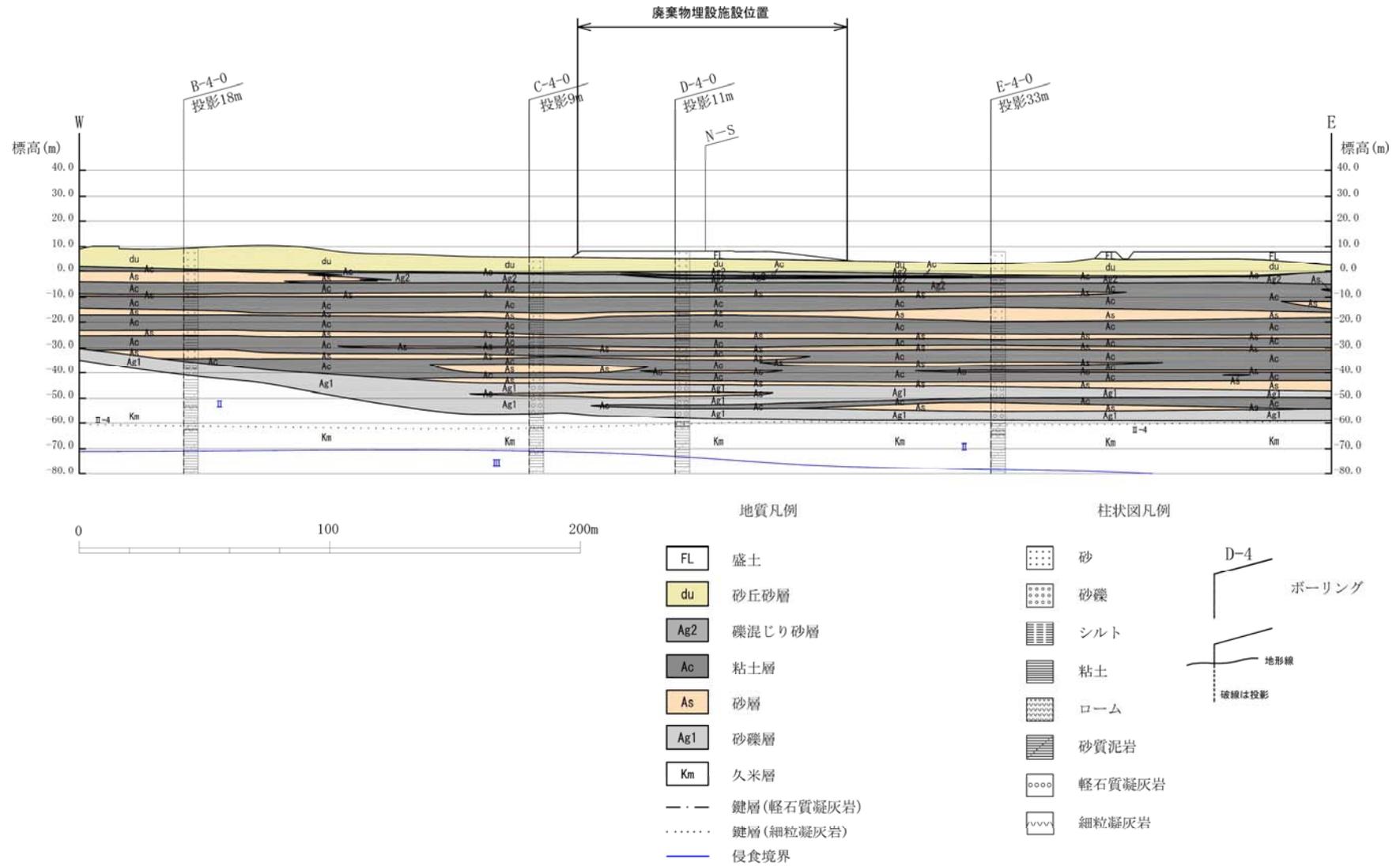
以上のことから、敷地全体の久米層には断層を示唆する系統的な不連続や累積的な変位・変形は認められず、廃棄物埋施設位置付近には「将来活動する可能性のある断層等」は認められない。



第 3.2.1-1 図 地質水平断面図（標高+4.0 m）



第 3.2.1-2 図 (1) 地質鉛直断面図 (N-S 断面)



第 3.2.1-2 図 (2) 地質鉛直断面図 (E-W 断面)

3.2.2 室内試験結果

(1) 物理試験結果

本施設位置付近のボーリング孔で採取した各層の試料の物理試験の結果を第 3.2.2-1 表に示す。また、各層の試料について実施した粒度試験及び塑性限界試験の結果を第 3.2.2-2 表に示す。

d u 層の湿潤密度 ρ_t は平均 1.78 g/cm^3 ，含水比 w は平均 12.2%，土粒子の密度 ρ_s は平均 2.68 g/cm^3 ，間隙比 e は平均 0.70 である。

A g 2 層の湿潤密度 ρ_t は平均 1.75 g/cm^3 ，含水比 w は平均 4.0%，土粒子の密度 ρ_s は 2.68 g/cm^3 ，間隙比 e は平均 0.59 である。

A c 層の湿潤密度 ρ_t は平均 1.64 g/cm^3 ，含水比 w は平均 59.1%，土粒子の密度 ρ_s は 2.67 g/cm^3 ，間隙比 e は平均 1.59 である。

A s 層の湿潤密度 ρ_t は平均 1.84 g/cm^3 ，含水比 w は平均 31.5%，土粒子の密度 ρ_s は 2.68 g/cm^3 ，間隙比 e は平均 0.91 である。

第 3.2.2-1 表 物理試験結果（第四系）

地層	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		含水比 w (%)		土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		間隙比 e		試験数 (個)
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	
d u 層	1.78	0.16	12.2	5.7	2.68	0.01	0.70	0.08	土粒子の密度： 4 その他： 30
A g 2 層	1.75	0.04	4.0	0.4	2.68	—	0.59	0.04	土粒子の密度： 1 その他： 5
A c 層	1.64	0.01	59.1	2.4	2.67	—	1.59	0.06	土粒子の密度： 1 その他： 5
A s 層	1.84	0.07	31.5	4.7	2.68	—	0.91	0.14	土粒子の密度： 1 その他： 5

第 3.2.2-2 表 粒度試験結果及び塑性限界試験結果（第四系）

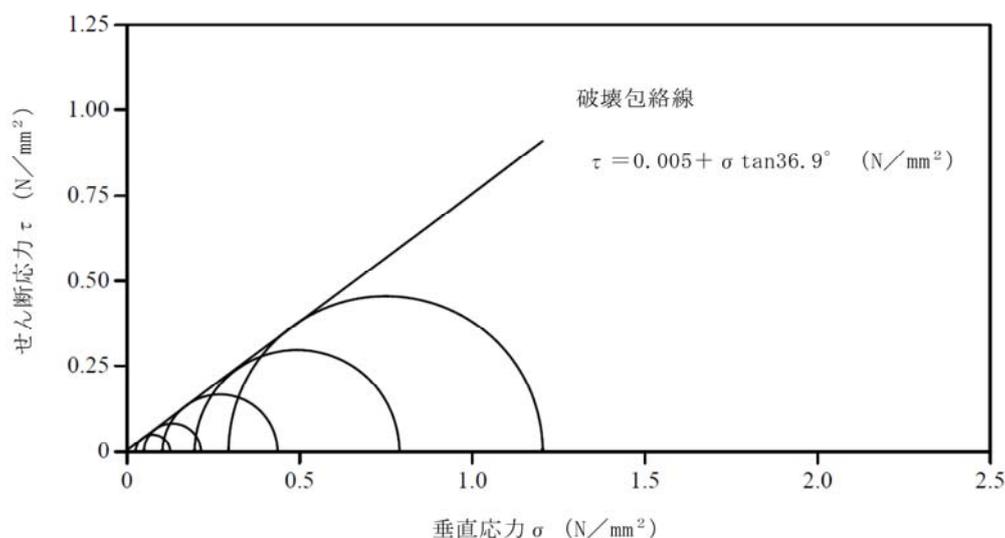
地層	細粒分含有率 F _c (%)	平均粒径 D ₅₀ (mm)	塑性指数 I _p	試験数 (個)
d u 層	11.0	0.321	—	1
A g 2 層	4.7	0.486	—	2
A c 層	94.8	0.0163	38.7	1
A s 層	22.4	0.140	—	1

(2) 三軸圧縮試験結果

本施設位置のボーリング孔（D-4-0孔）で採取したd u層の供試体の三軸圧縮試験（CD条件）の結果を第3.2.2-1図に示す。

CD条件のせん断応力 τ と垂直応力 σ の関係は次式で表示される。

$$\tau = 0.005 + \sigma \tan 36.9^\circ \quad (\text{N/mm}^2)$$



第3.2.2-1図 三軸圧縮試験の破壊応力円（d u層，CD条件）

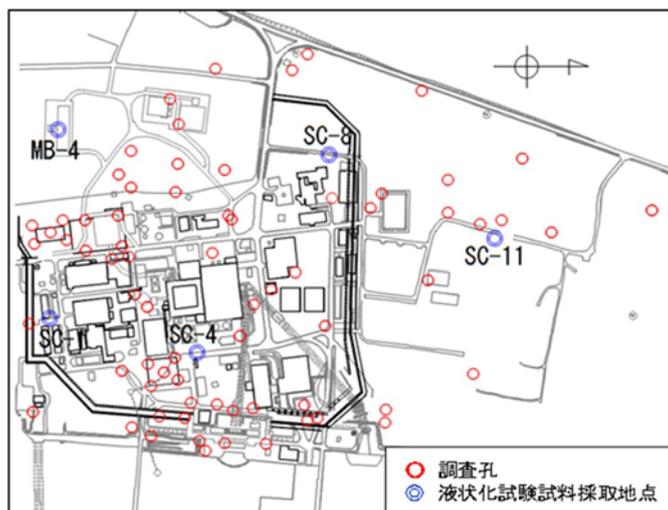
三軸圧縮試験結果は、地盤の支持性能の評価（極限鉛直支持力，許容せん断抵抗力の算定）に用いるが，本試験結果を算定に用いることの妥当性について，以下のように考える。

本試験の試料採取深度はGL-5.67～-6.36mであり，採取深度付近のN値は平均12回である（P21参照）。東海第二発電所の敷地全体で実施した標準貫入試験結果と比較すると，本試験の試料採取位置のN値は敷地全体の平均値より小さい。また，東海第二発電所の敷地で採取した試料の三軸圧縮試験結果 $\tau = \sigma \tan 37.3^\circ \text{ N/mm}^2$ （発電用原子炉設置変更許可申請書に記載された試験結果）と比較してもせん断抵抗角は小さい値となっている。

以上のことから，本試験結果を廃棄物埋設地の支持性能評価における物性値として用いることは保守的である。

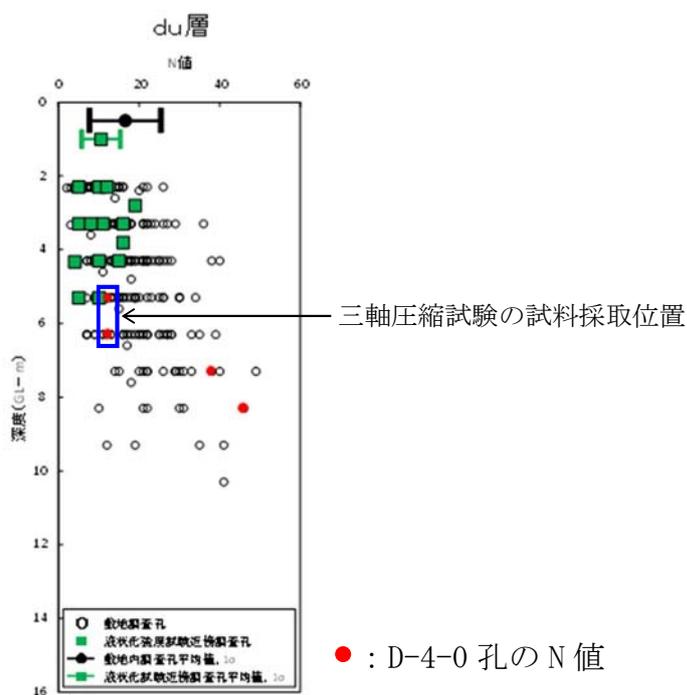
第3.2.2-2図にd u層の敷地内調査孔位置を，第3.2.2-3図に敷地全体のd u層のN値の深度分布図を，第3.2.2-4図に東海第二発電所の敷地で採取した試料の三軸圧縮試験結果を示す。

なお、敷地全体に分布する d u 層は、敷地北側の沖積低地堆積層の形成以降に敷地全体に堆積した風成層であり、廃棄物埋設施設側（敷地北側）と東海第二発電所側（敷地南側）で形成過程は同じである。



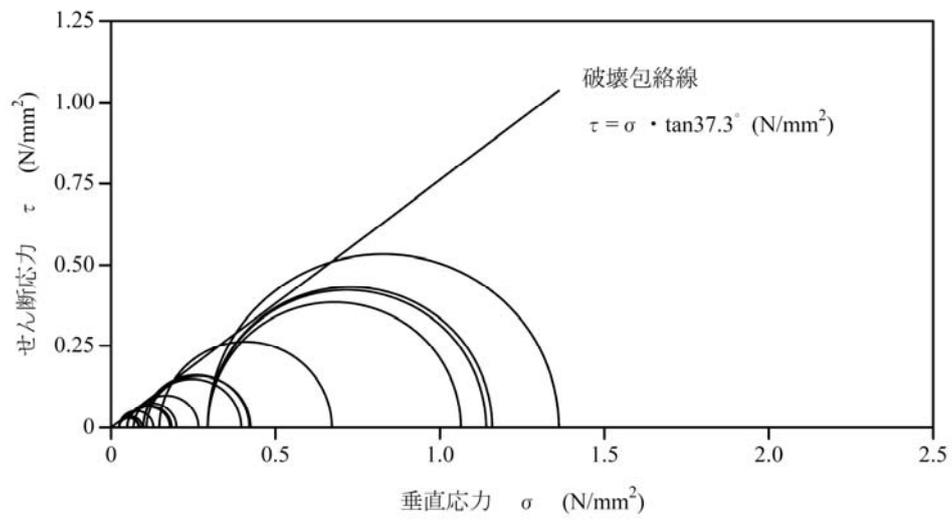
第 3.2.2-2 図 調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置（d u 層）

東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料（液化影響の検討方針について）より引用



第 3.2.2-3 図 N 値深度分布

東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料（液化影響の検討方針について）より引用（一部加筆）



第 3.2.2-4 図 三軸圧縮試験の破壊応力円 (d u 層, C D 条件)

東海第二発電所 発電用原子炉設置変更許可申請書より引用

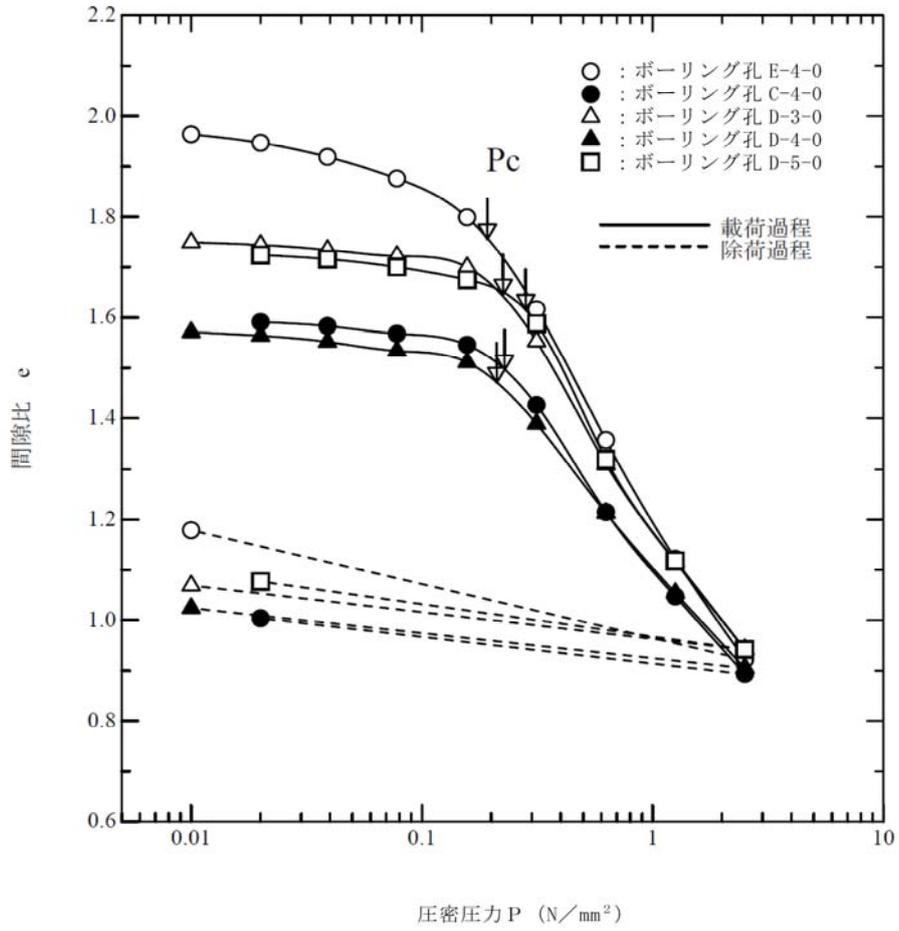
(3) 圧密試験結果

本施設位置付近のボーリング孔で採取したA c層の供試体の圧密試験の結果を第3.2.2-3表及び第3.2.2-5図に示す。

間隙比-圧密圧力曲線から三笠の方法により求めた圧密降伏応力 P_c は $0.192 \sim 0.282 \text{ N/mm}^2$ であり、透水係数 k は $2.80 \times 10^{-7} \sim 7.16 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ である。

第3.2.2-3表 圧密試験結果 (A c層)

孔番	圧密降伏応力 P_c N/mm^2	圧密係数 C_v cm^2/min	透水係数 k $\times 10^{-7} \text{ cm/s}$
E-4-0	0.192	0.469	2.80
C-4-0	0.228	2.02	4.55
D-3-0	0.225	2.63	4.61
D-4-0	0.211	2.06	7.16
D-5-0	0.282	2.15	5.94



第 3.2.2-5 図 圧密試験による間隙比－圧密圧力曲線（A c 層）

3.2.3 原位置試験結果

本施設位置のボーリング孔で実施した標準貫入試験により得られた第四系のN値を第3.2.3-1表に示す。

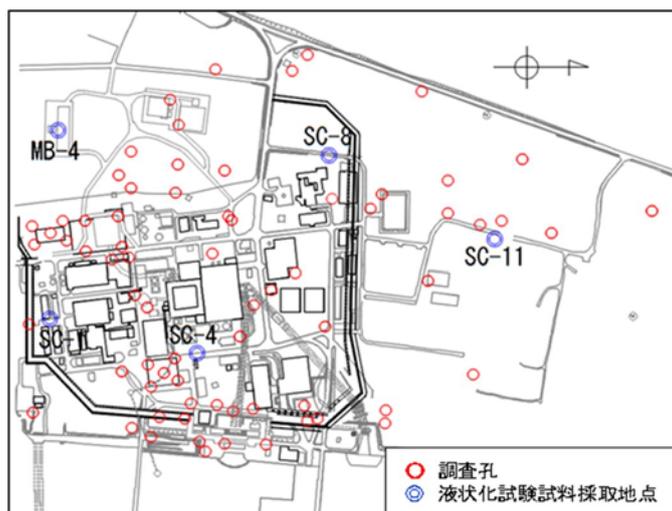
第3.2.3-1表 標準貫入試験結果

D-4-0			
中心深度 GL (m)	中心深度 TP (m)	土質	N 値
-2.30	5.99	F L	17
-3.30	4.99	F L	31
-4.30	3.99	F L	23
-5.30	2.99	d u	12
-6.30	1.99	d u	12
-7.30	0.99	d u	38
-8.30	-0.01	d u	46
-9.30	-1.01	A g 2	42
-10.30	-2.01	A g 2	19
-11.30	-3.01	A g 2	22
-12.30	-4.01	A g 2	28
-13.33	-5.04	A c	0
-14.33	-6.04	A c	0
-15.33	-7.04	A c	0
-16.30	-8.01	A c	1
-17.30	-9.01	A s	16
-18.30	-10.01	A c	0
-19.33	-11.04	A c	0
-20.33	-12.04	A c	0

D-4-0 孔のN値について、東海第二発電所の敷地全体で実施した標準貫入試験結果と比較した結果を以下に示す。

D-4-0 孔のN値は、東海第二発電所の敷地全体で実施した標準貫入試験結果の範囲内であり、D-4-0 孔の各層の最小値は、敷地全体の平均値より低い値である。

3.2.3-1 図に各層の敷地内調査孔位置を、第3.2.3-2 図に敷地全体の各層のN値の深度分布図を示す。



第 3.2.3-1 図 (2)

調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置 (d u 層)

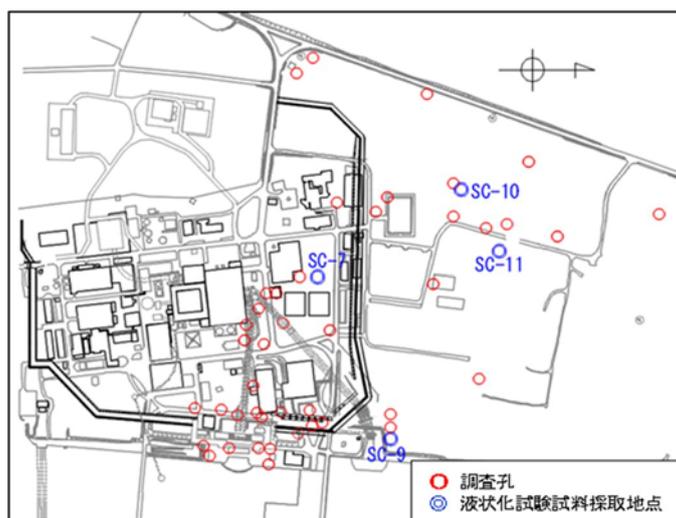
東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針について) より引用



第 3.2.3-1 図 (1)

調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置 (A g 2 層)

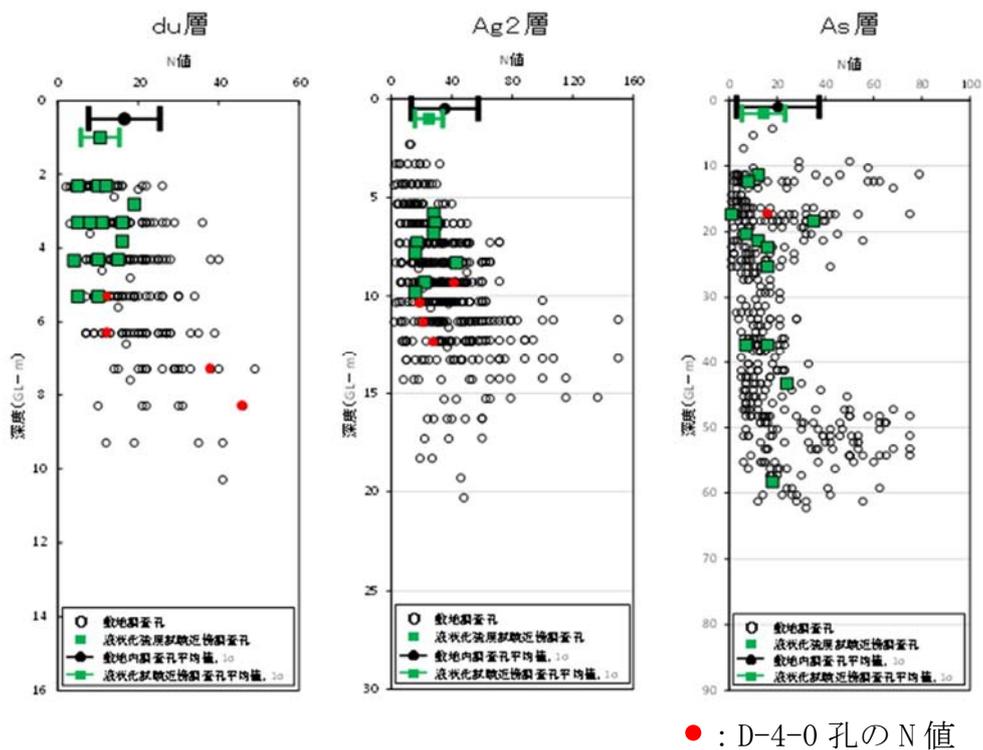
東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針について) より引用



第 3.2.3-1 図 (3)

調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置 (As 層)

東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針について) より引用



● : D-4-0 孔の N 値

第 3.2.3-2 図 N 値深度分布

東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針について) より引用 (一部加筆)

第 3.2.4-1 表 各試験結果及び用途

	項目	d u 層	A g 2 層	A c 層	A s 層	用途	
物理的性質	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.78	1.75	1.64	1.84	支持性能の評価 圧密沈下の評価	接地圧、有効上載圧の算定
	含水比 w (%)	12.2	4.0	59.1	31.5	—	
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.68	2.68	2.67	2.68	—	
	間隙比 e	0.70	0.59	1.59	0.91	—	
	細粒分含有率 F _c (%)	11.0	4.7	94.8	22.4	液状化判定	液状化判定の要否確認 繰返し三軸強度比の算定
	平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.321	0.486	0.0163	0.140		液状化判定の要否確認 繰返し三軸強度比の算定
	塑性指数 I _p	—	—	38.7	—		液状化判定の要否確認
	N 値	12~46	19~42	0~1	16		繰返し三軸強度比の算定
力学的性質	土の強度定数 (粘着力) c (N/mm ²)	0.005	—	—	—	支持性能の評価	極限鉛直支持力の算定 許容せん断抵抗力の算定
	土のせん断抵抗角 ϕ (°)	36.9	—	—	—		極限鉛直支持力の算定 許容せん断抵抗力の算定
	圧密降伏応力 P _c (N/mm ²)	—	—	0.192~0.282	—	圧密沈下の評価	圧密沈下の判定
	圧密係数 C _v (cm ² /min)	—	—	0.469~2.63	—	—	
	透水係数 k (×10 ⁻⁷ cm/s)	—	—	2.80~7.16	—	—	

※物性値の取得における試験項目、規格・基準については、補足説明資料 (2) 参照

※物性値の各データについては、補足説明資料 (3) 参照

4. 廃棄物埋設施設の設置地盤の安定性

4.1 廃棄物埋設施設の設置地盤の安定性評価

4.1.1 地盤物性値

第二種埋設許可基準第三条に対する設置地盤の支持性能等の評価を行うための物性値一覧を第 4.1.1-1 表に示す。

第 4.1.1-1 表 物性値一覧表

	項目	d u 層	A g 2 層	A c 層	A s 層
物理的性質	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.78	1.75	1.64	1.84
	含水比 w (%)	12.2	4.0	59.1	31.5
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.68	2.68	2.67	2.68
	間隙比 e	0.70	0.59	1.59	0.91
	細粒分含有率 F _c (%)	11.0	4.7	94.8	22.4
	平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.321	0.486	0.0163	0.140
	塑性指数 I _p	—	—	38.7	—
力学的性質	土の強度定数 (粘着力) c (N/mm ²)	0.005	—	—	—
	土のせん断抵抗角 ϕ (°)	36.9	—	—	—
	圧密降伏応力 P _c (N/mm ²)	—	—	0.192~0.282	—
	圧密係数 C _v (cm ² /min)	—	—	0.469~2.63	—
	透水係数 k ($\times 10^{-7}$ cm/s)	—	—	2.80~7.16	—

4.1.2 設置地盤の支持性能

(1) 極限鉛直支持力の評価

a. 評価方法

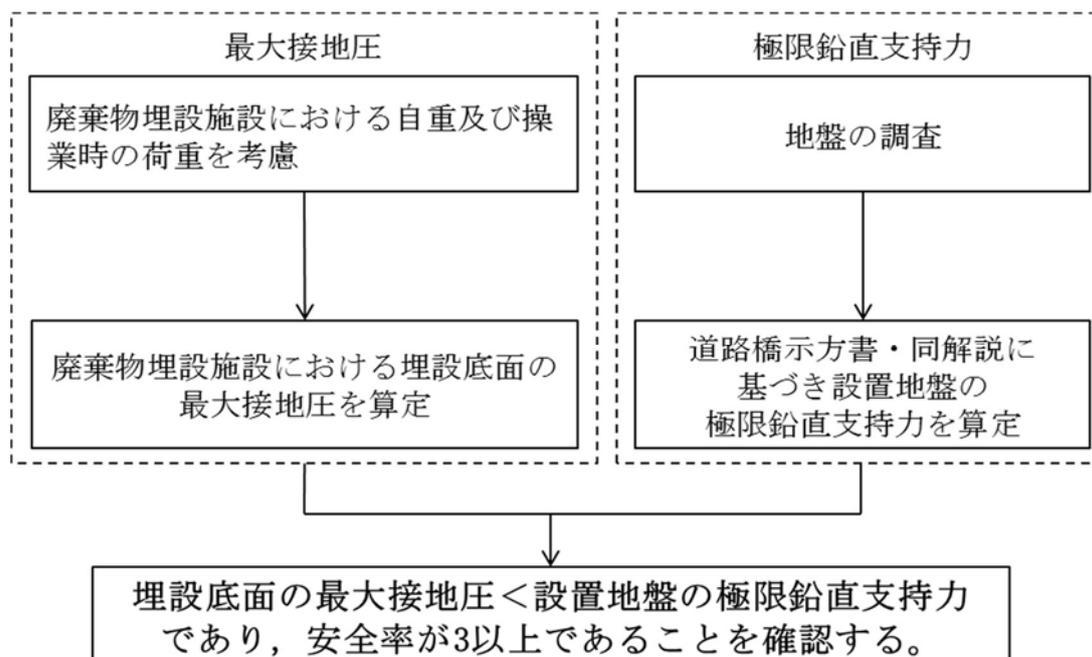
廃棄物埋設施設の埋設底面の最大接地圧が、設置地盤の極限鉛直支持力を下回ることを確認する。

廃棄物埋設施設の自重は廃棄物の処理方法（鉄箱，フレキシブルコンテナ，プラスチックシート）のそれぞれの自重を算定し，埋設物底面の応力が最大となるケースについて評価を行う。

設置地盤の極限鉛直支持力は前述の地盤調査の結果から，道路橋示方書・同解説，I 共通編・IV 下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）に基づき算定した。

極限鉛直支持力における安全率は，道路橋示方書に基づき定める。道路橋示方書には，常時（安全率3）及び暴風時，レベル1地震時（安全率2）の2種類の安全率が定められているが，当該廃棄物埋設施設は風の影響を受けないこと，また，Cクラスの地震力を考慮する施設であるが，評価に用いる地震力は水平地震力のみであることから，常時の安全率を確保するものとし，安全率は3以上とする。

評価フローを第4.1.2-1図に示す。



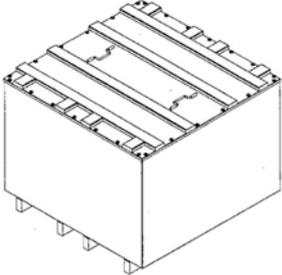
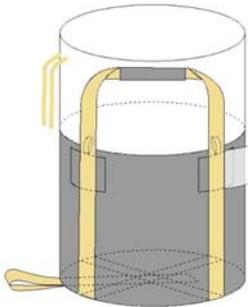
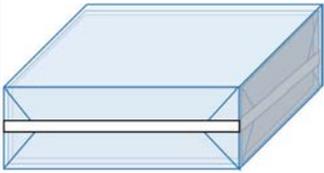
第4.1.2-1図 極限鉛直支持力に対する評価フロー

b. 評価ケースの抽出（最大設置圧の算定）

廃棄物の処理方法ごとの埋設底面における接地圧を算定するため、各処理方法について確認した。

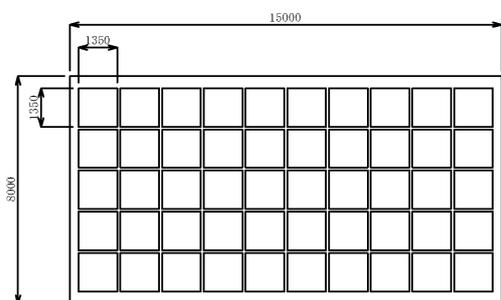
廃棄物及び埋設状況の概要を第 4.1.2-1 表に、廃棄物の定置パターンを第 4.1.2-2 図に、廃棄物埋設時の状況を第 4.1.2-3 図に示す。

第 4.1.2-1 表 廃棄物及び埋設状況の概要

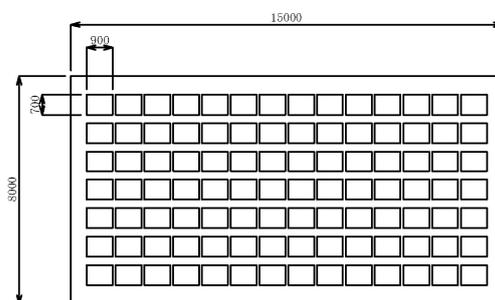
処理方法	鉄箱	フレキシブルコンテナ	プラスチックシート
容器形状 (イメージ)			
廃棄物	金属	コンクリートガラ	コンクリートブロック
容器の外寸 (mm)	1,350×1,350×1,065	φ 1,300×H800	700×900×900
重量 (t)	1.50	1.15	1.30
定置個数* (個/1段)	50 (5×10)	60 (6×10)	①98 (7×14) ②126 (9×14)
定置段数	3	3	3

※定置個数は 1 区画 (8 m×15 m) の値

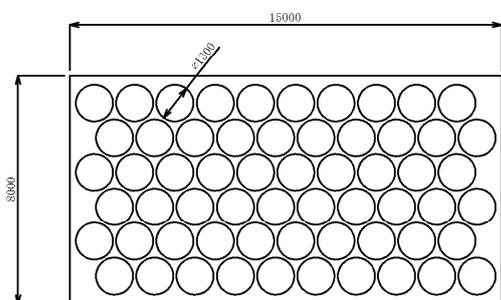
単位：mm



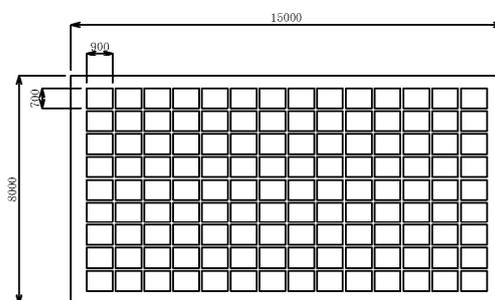
鉄箱 (50 個/段)



プラスチックシート (98 個/段)



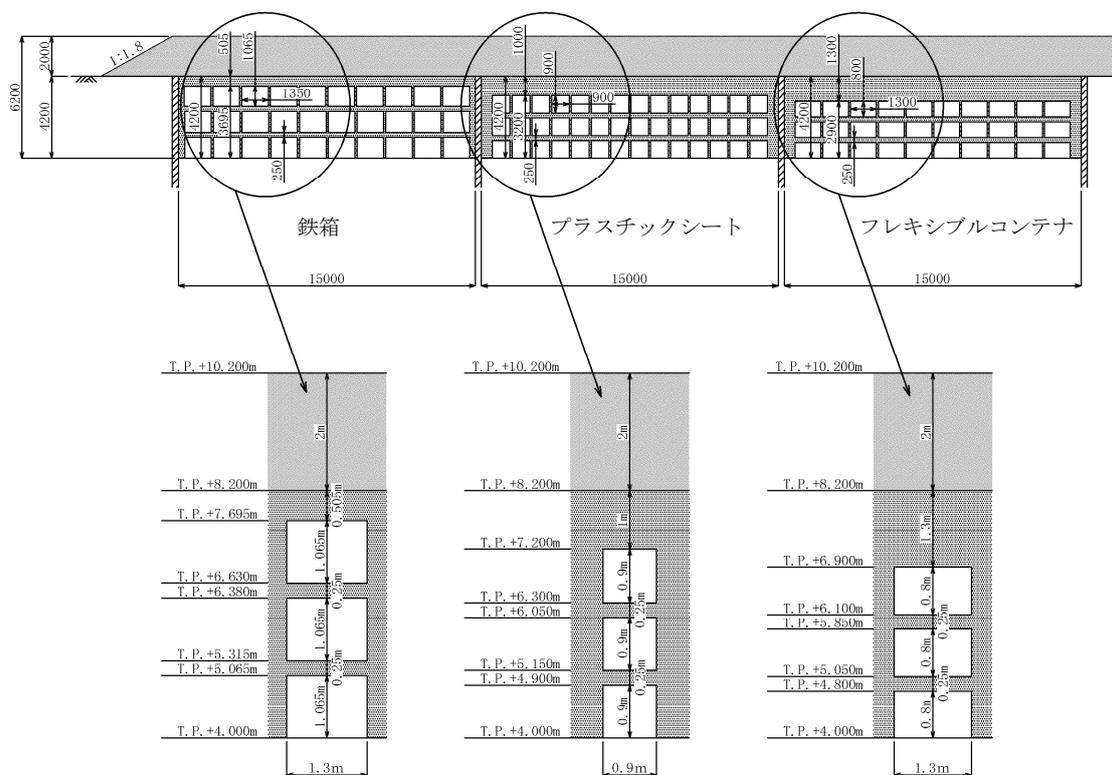
フレキシブルコンテナ (60 個/段)



プラスチックシート (126 個/段)

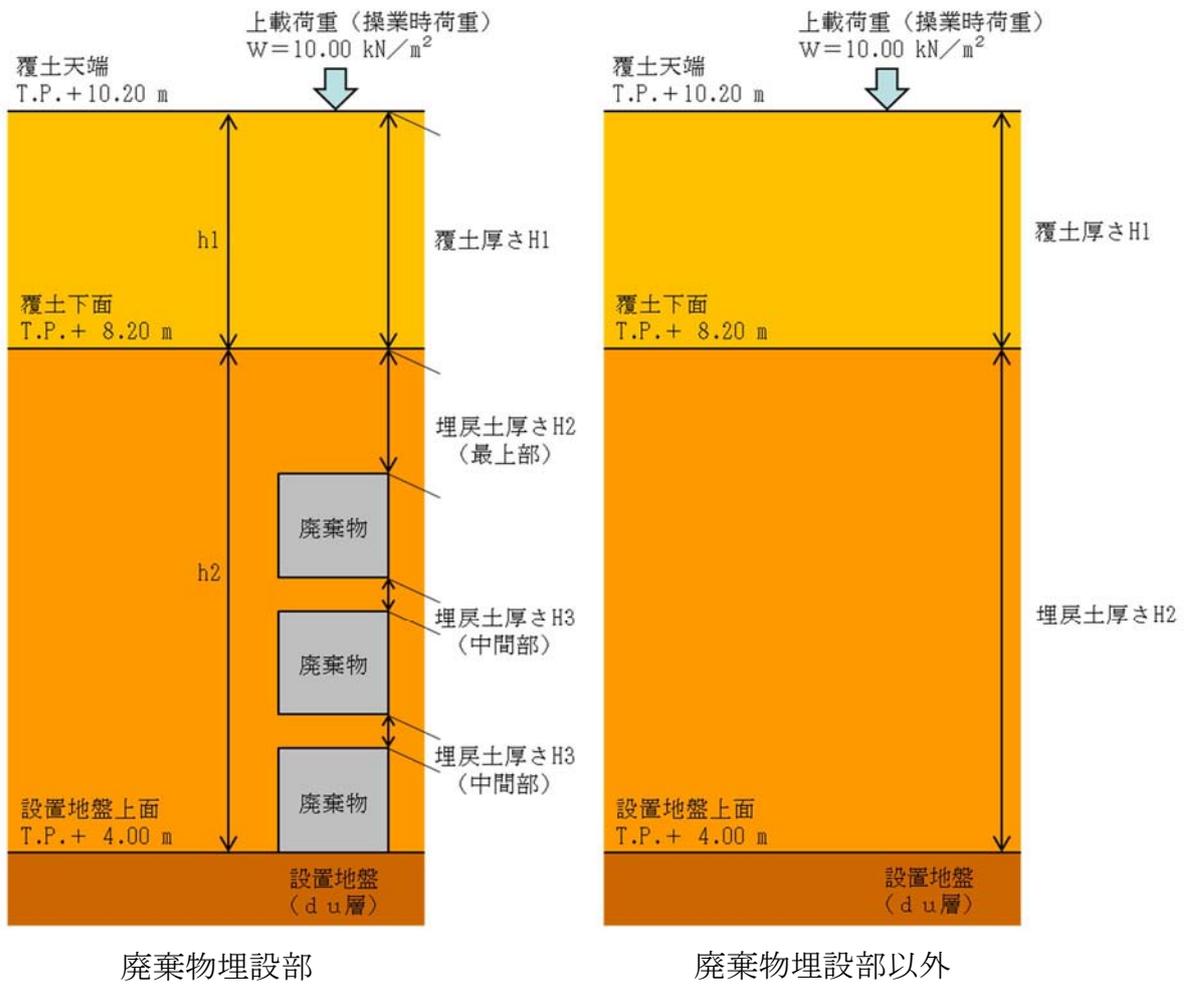
第 4.1.2-2 図 廃棄物の定置パターン (平面図)

単位：mm



第 4.1.2-3 図 廃棄物埋設時の状況（断面図）

廃棄物埋設時の状況を参考に接地圧算定のモデル（第 4.1.2-4 図）を作成し、それぞれの処理方法について、廃棄物の寸法・重量、埋戻土、覆土及び上載荷重から埋設底面に生じる接地圧を算定した。算定結果を第 4.1.2-2 表に示す。なお、極限鉛直支持力に対する評価は接地圧及び増加応力とも最大となるプラスチックシート（コンクリートブロック）のケースを代表として抽出した。



第 4.1.2-4 図 接地圧算定のモデル

第 4.1.2-2 表 接地圧の算定結果

処理方法		鉄箱	フレキシブルコンテナ	プラスチックシート	廃棄物埋設部以外	備考
容器寸法 (m)		短辺 B=1.350 長辺 D=1.350 高さ H=1.065	直径 ϕ =1.300 高さ H=0.800	短辺 B=0.700 長辺 D=0.900 高さ H=0.900	—	
有効載荷面積 A_e (m ²)		1.823	1.327	0.630	単位面積	
廃棄物封入時重量 Q (kN/体)		39.73	11.38	12.85	—	容器重量を含む
作業時の荷重 W (kN/m ²)		10.00	10.00	10.00	10.00	
単位体積重量 (kN/m ²)	覆土 γ_{t1}	18.73	18.73	18.73	18.73	
	埋戻土 γ_{t2}	17.46	17.46	17.46	17.46	d u 層と同じ
層厚 (m)	覆土 H1	2.00	2.00	2.00	2.00	
	埋戻土 (最上部) H2	0.505	1.300	1.000	4.200	
	埋戻土 (中間部) H3	0.250	0.250	0.250	—	
廃棄物底面 あたりの重 量 (kN)	作業時の荷重	18.23	13.27	6.30	10.00	$A_e \times W$
	覆土	68.29	49.71	23.60	37.46	$A_e \times \gamma_{t1} \times H1$
	埋戻土 (最上部)	16.07	30.12	11.00	73.33	$A_e \times \gamma_{t2} \times H2$
	埋戻土 (中間部)	15.91	11.58	5.50	—	$A_e \times \gamma_{t2} \times H3 \times 2$ 層
	廃棄物	119.19	34.14	38.55	—	$Q \times 3$ 段
	全重量 (常時)	237.69	138.82	84.95	120.79	
全重量 (地震時)		219.46	125.55	78.65	110.79	作業時の荷重を除く
廃棄物底面の応力 P2 (kN/m ²)		130.38	104.61	134.84	120.79	全重量 (常時) / A_e
埋設前の土被り圧 P1 (kN/m ²)		73.33	73.33	73.33	73.33	d u 層 (TP+8.2m~TP+4.0m)
増加応力 ΔP (kN/m ²)		57.05	31.28	61.51	47.46	$\Delta P = P2 - P1$

c. 極限鉛直支持力の算定

設置地盤の極限鉛直支持力の算定は道路橋示方書・同解説，I 共通編・IV 下部構造編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，以下に示す式にて算定する。

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right)$$

ここに，

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限鉛直支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で， $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)
ただし，地下水位以下では水中単位荷重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2 e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \times \frac{D_f}{B_e}$$

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (c^*)^{\left(\frac{-1}{3}\right)} \quad c^* = \frac{c}{c_0}, \text{ ただし } 1 \leq c^* \leq 10, \quad c_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S_q = (q^*)^{\left(\frac{-1}{3}\right)} \quad q^* = \frac{q}{q_0}, \text{ ただし } 1 \leq q^* \leq 10, \quad q_0 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S_r = (B^*)^{\left(\frac{-1}{3}\right)} \quad B^* = \frac{B_e}{B_0}, \text{ ただし } 1 \leq B^*, \quad B_0 = 1.0 \text{ (m)}$$

d. 極限鉛直支持力の算定結果

プラスチックシート（コンクリートブロック）埋設時の極限鉛直支持力の算定結果を第 5. 1. 2-3 表に示す。

第 4. 1. 2-3 表 極限鉛直支持力の算定結果

項目	算定結果	備考
極限鉛直支持力度 q_u (kN/m^2)	2752. 81	$q_u = Q_u / A_e$
安全率 $q_u / P2$	20. 41	
$\alpha \kappa c N_c S_c$ (kN/m^2)	350. 55	
$\kappa q N_q S_q$ (kN/m^2)	2191. 43	
$\frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r$ (kN/m^2)	210. 83	
粘着力 c (kN/m^2)	5. 00	
上載荷重 q (kN/m^2)	110. 79	$= \gamma_{t1} \times h_1 + \gamma_{t2} \times h_2$
支持地盤の単位重量 γ_1 (kN/m^3)	17. 46	
基礎の有効載荷幅 B_e (m)	0. 700	偏心はない
形状係数 α	1. 23	$= 1 + 0. 3 (B/D)$
形状係数 β	0. 69	$= 1 - 0. 4 (B/D)$
根入れ効果に対する割増し係数 κ	1. 00	$= 1 + 0. 3 (D_f/B)$
荷重の傾斜を考慮した支持力係数 N_c	57	N_c を求めるグラフより ^{※1}
N_q	43	N_q を求めるグラフより ^{※2}
N_r	50	N_r を求めるグラフより ^{※3}
支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c	1. 00	
S_q	0. 46	
S_r	1. 00	
コンクリートブロック底面の応力 $P2$ (kN/m^2)	134. 84	

※1 道路橋示方書より抜粋

$\phi = 36.9^\circ$, $\tan \theta = H_B/V=0$ として求める。

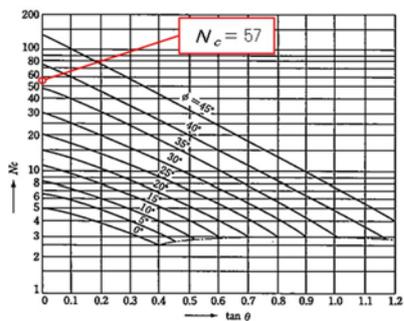


図-解 10.3.1 支持力係数 N_c を求めるグラフ

※2 道路橋示方書より抜粋

$\phi = 36.9^\circ$, $\tan \theta = H_B/V=0$ として求める。

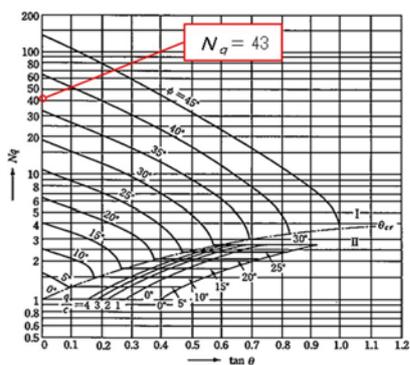


図-解 10.3.2 支持力係数 N_a を求めるグラフ

※3 道路橋示方書より抜粋

$\phi = 36.9^\circ$, $\tan \theta = H_B/V=0$ として求める。

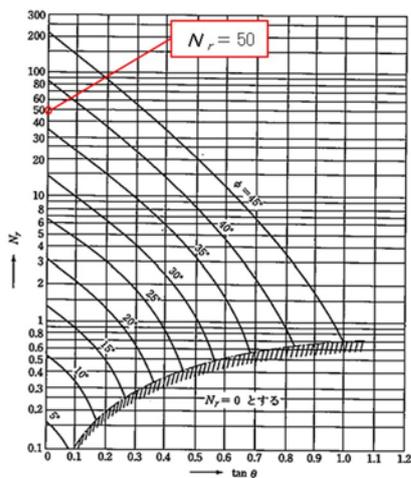


図-解 10.3.3 支持力係数 N_r を求めるグラフ

e. 評価結果

設置地盤の極限鉛直支持力度は $2,753 \text{ kN/m}^2$ であり，本施設の自重及び荷重から算出した接地圧は 135 kN/m^2 であることから，その安全率は 20.4 となり，接地圧に対して十分な安全性を有している。

(2) 許容せん断抵抗力に対する評価

a. 評価方法

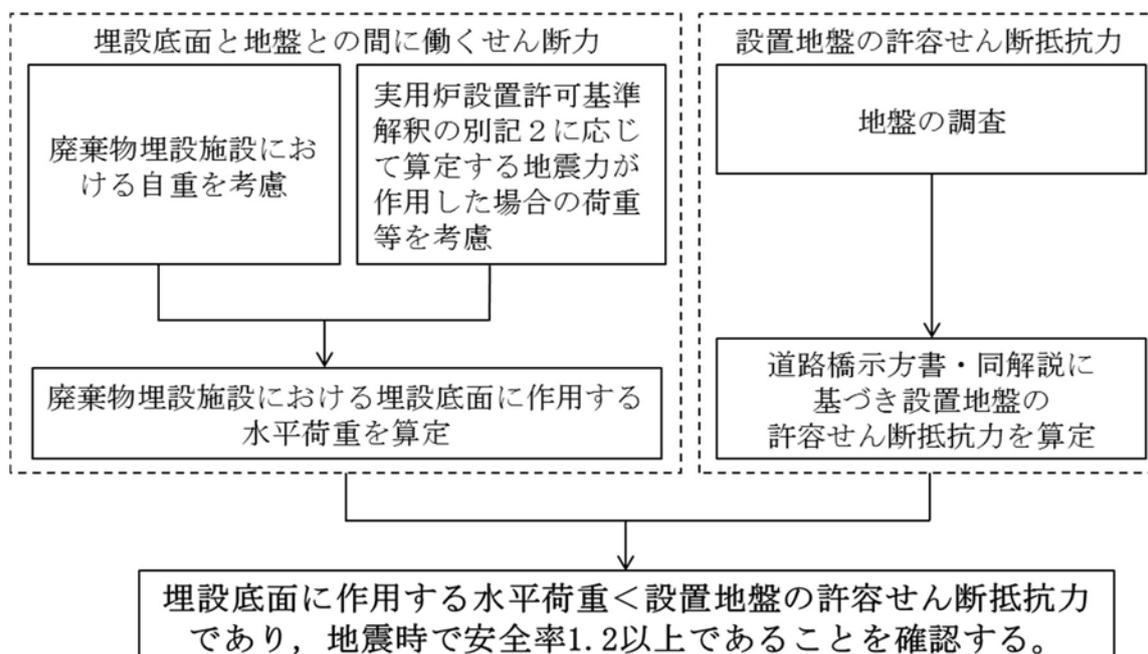
廃棄物埋設施設の埋設底面に作用する水平荷重が、埋設底面の許容せん断抵抗力を下回ることを確認する。

許容せん断抵抗力に対する評価についても、極限鉛直支持力に対する評価と同様、埋設物底面の応力が最大となるプラスチックシート（コンクリートブロック）埋設時のケースについて評価を行う。

設置地盤の許容せん断抵抗力は前述の地盤調査の結果から、道路橋示方書・同解説，I 共通編・IV 下部構造編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき算定した。

許容せん断抵抗力における安全率は、道路橋示方書に基づき定める。道路橋示方書には、常時（安全率 1.5）及び暴風時、レベル 1 地震時（安全率 1.2）の 2 種類の安全率が定められているが、常時において水平荷重は作用しないこと、また、C クラスの地震力（水平地震力）を考慮することから、地震時の安全率を確保するものとし、安全率は 1.2 以上とする。

評価フローを第 4.1.2-5 図に示す。



第 4.1.2-5 図 許容せん断抵抗力に対する評価フロー

b. 水平荷重の算定

プラスチックシート（コンクリートブロック）埋設時のケースについて埋設底面における水平荷重を算定する。

水平荷重は以下の式により算定する。

$$H_B = K h \cdot V$$

ここに、

H_B : 水平荷重 (kN)

$K h$: 設計震度 $K h = r d \times C_0$

V : 鉛直荷重（地震時）(kN)

$r d$: 地震時せん断力応力比の深さ方向の低減係数

$$r d = 1.0 - 0.015 z$$

z : 埋設底面の深さ (m)

算定にあたっては第 4.1.2-4 図のモデルを基に行った。算定結果を第 4.1.2-4 表に示す。

第 4.1.2-4 表 プラスチックシート埋設時の水平荷重算定結果

処理方法	プラスチックシート	備考
容器寸法 (m)	短辺 B=0.700 長辺 D=0.900 高さ H=0.900	
埋設底面の深さ z (m)	6.20	h1+h2
深さ方向の低減係数 r d	0.907	
標準せん断力係数 C_0	0.2	
設計震度 K h	0.19	
鉛直荷重（常時） V (kN)	84.95	地震時にも作業時の荷重を考慮
水平荷重 H_B (kN)	16.14	25.62 kN/m ²

c. 許容せん断抵抗力の算定

設置地盤の許容せん断抵抗力の算定は道路橋示方書・同解説，
I 共通編・IV 下部構造編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，以下に示す式にて算定する。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B$$

ここに，

H_u : 埋設底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_B : 埋設底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 埋設底面と地盤との間の摩擦角 (°)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 埋設底面に作用する鉛直荷重 (kN) ただし，浮力を差し引いた値とする。

d. 許容せん断抵抗力の算定結果

プラスチックシート（コンクリートブロック）埋設時の許容せん断抵抗力の算定結果を第 4.1.2-5 表に示す。

第 4.1.2-5 表 許容せん断抵抗力の算定結果

項目	算定結果	備考
許容せん断抵抗力 H_u (kN)	36.18	57.43 kN/m ²
安全率 H_u/H_B	2.24	
埋設底面と地盤との間の付着力 c_B (kN/m ²) ※	0	
埋設底面と地盤との間の摩擦角 ϕ_B (°) ※	24.60	2/3 × 36.9°
有効載荷面積 A_e (m ²)	0.63	
埋設底面に作用する鉛直荷重 V (kN)	78.65	
埋設底面に作用する水平荷重 H_B (kN)	16.14	25.62 kN/m ²

※摩擦角と付着力（道路橋示方書より）

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角 (°) (36.9°)

c ：支持地盤の粘着力 (kN/m²) (5.0kN/m²)

e. 評価結果

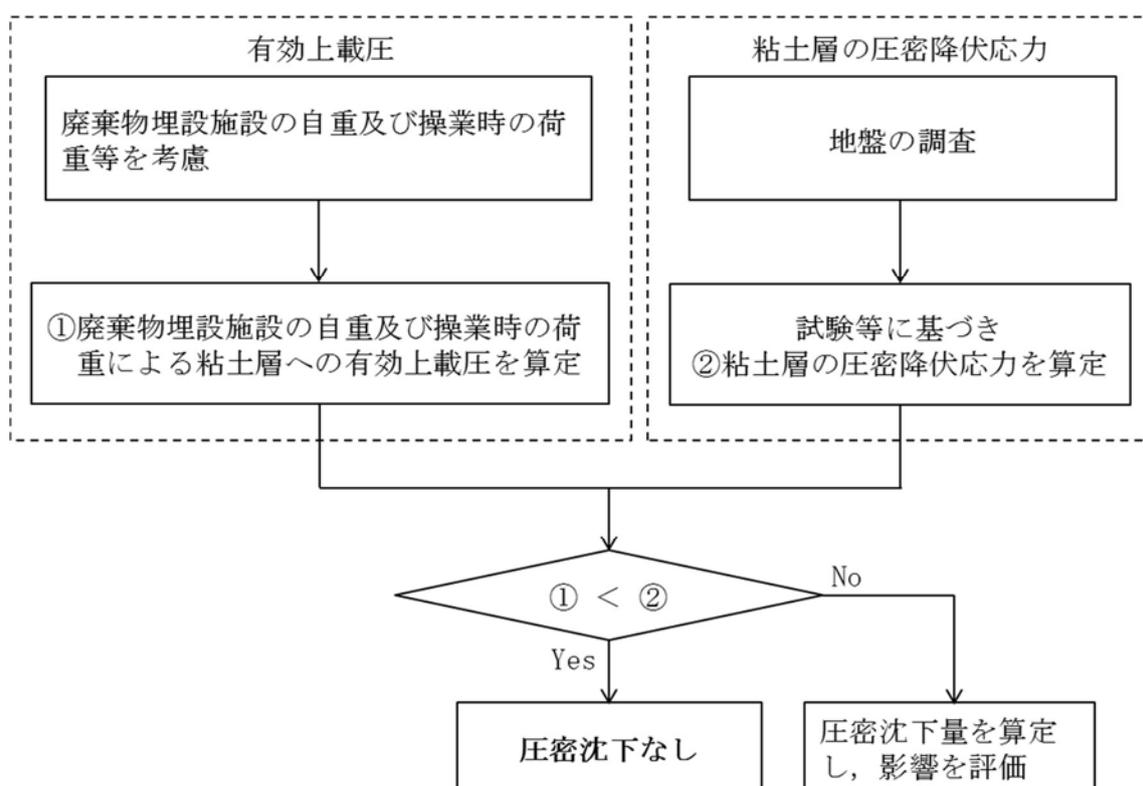
設置地盤の単位面積あたりのせん断抵抗力は 57 kN/m²であり、本施設の自重及び操業時の荷重から算出した静的地震力が作用した場合の設置地盤の単位面積あたりのせん断力は 26 kN/m²であることから、その安全率は 2.2 となり、せん断力に対して十分な安全性を有している。

(3) 圧密沈下に対する評価

a. 評価方法

廃棄物埋設施設の自重及び作業時の荷重による粘土層（A c 層）への有効上載圧を算定し，室内試験の結果から求めた粘土層の圧密降伏応力を下回ることを確認する。有効上載圧が圧密降伏応力を上回り，圧密沈下が発生する場合は，圧密沈下量を算定し影響を評価する。

評価フローを第 4.1.2-6 図に示す。



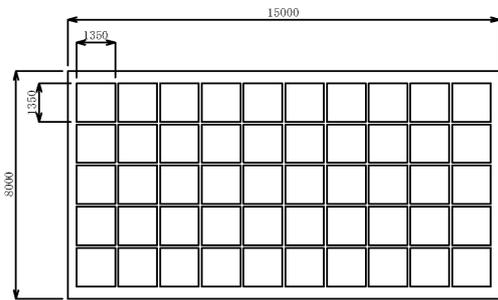
第 4.1.2-6 図 圧密沈下に対する評価フロー

b. 評価ケースの抽出（埋設施設底面の増加応力の算定）

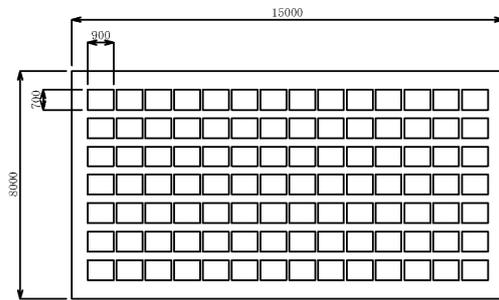
廃棄物の処理方法ごとの埋設施設底面における増加応力を算定するため，各処理方法について確認した。

廃棄物の定置パターンを第 4.1.2-7 図に，廃棄物埋設時の状況を第 4.1.2-8 図に示す。

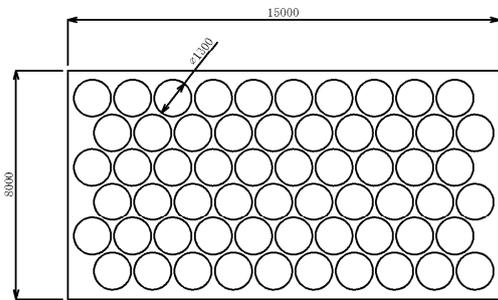
単位：mm



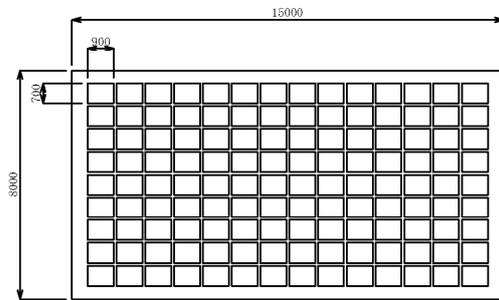
鉄箱 (50 個/段)



プラスチックシート (98 個/段)



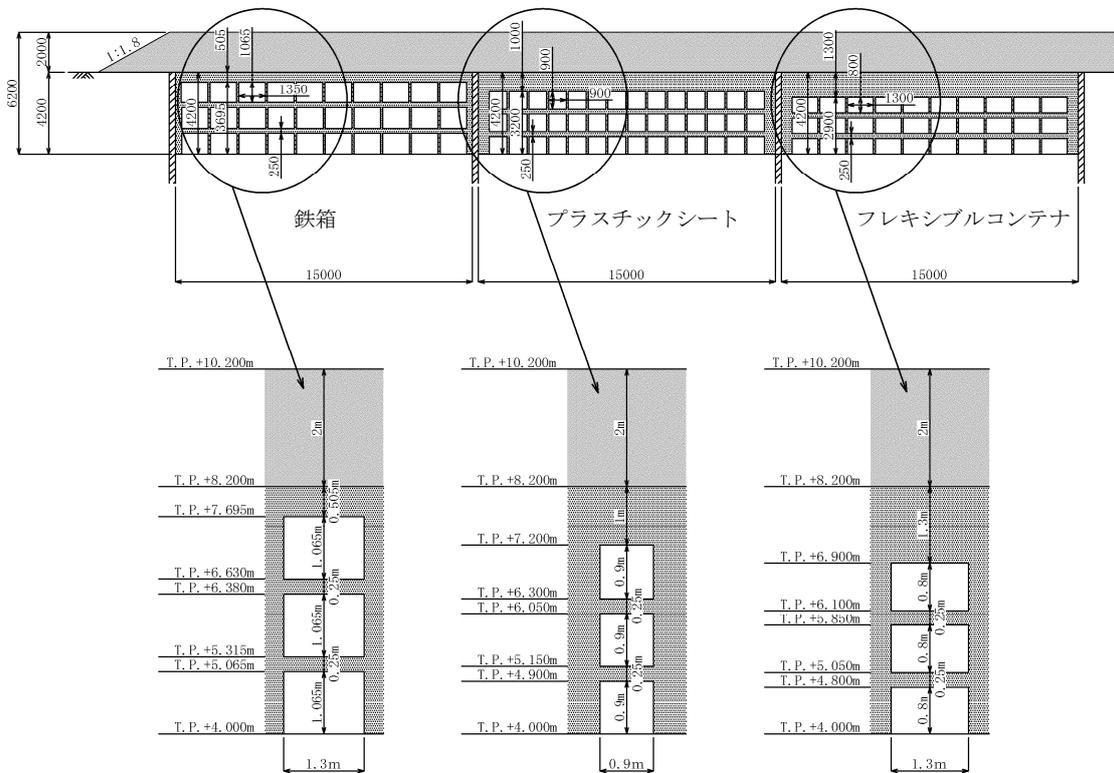
フレキシブルコンテナ (60 個/段)



プラスチックシート (126 個/段)

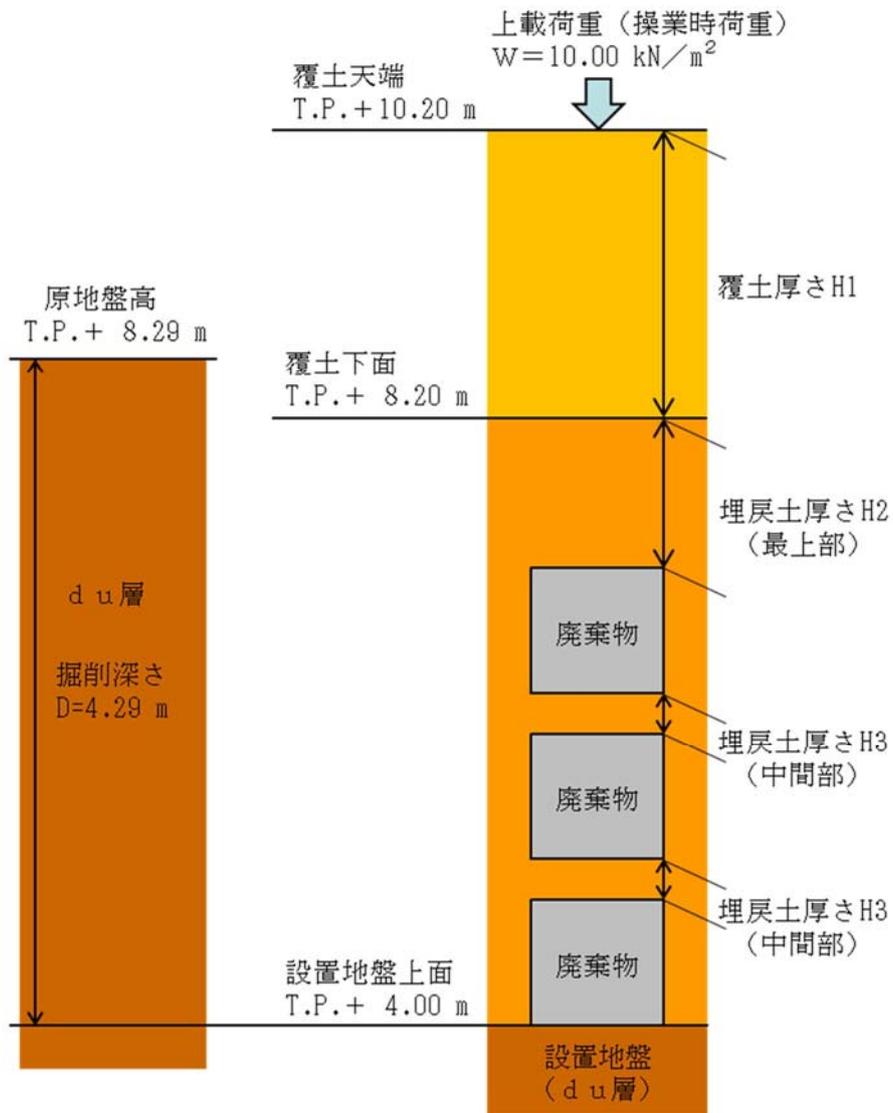
第 4.1.2-7 図 廃棄物の定置パターン

単位：mm



第 4.1.2-8 図 廃棄物埋設時の状況

廃棄物埋設時の状況を参考に増加応力算定のモデル（第 4.1.2-9 図）を作成し、それぞれの処理方法について、廃棄物の寸法・重量，埋戻土，覆土及び上載荷重から埋設施設底面に生じる応力及び原地盤の土被り圧を算定した。算定結果を第 4.1.2-5 表に示す。なお，圧密降伏応力に対する評価は埋設施設底面の増加応力が最大となるプラスチックシート（コンクリートブロック）のケースを代表として抽出した。



第 4.1.2-9 図 増加応力算定のモデル

第 4.1.2-6 表 増加応力の算定結果

処理方法	鉄箱	フレキシブル コンテナ	プラスチック シート	備考	
埋設施設の寸法	8m×15m×4.2m	8m×15m×4.2m	8m×15m×4.2m	NS 方向×EW 方向×高さ	
埋設施設底面の面積 A_L (m ²)	120.00	120.00	120.00	$A_L=8m \times 15m$	
埋設施設の堆積 V_{L3} (m ³)	504.00	504.00	504.00	$V_{L3}=8m \times 15m \times 4.2m$	
容器寸法 (m)	短辺 B=1.350 長辺 D=1.350 高さ H=1.065	直径 $\phi=1.300$ 高さ H=0.800	短辺 B=0.700 長辺 D=0.900 高さ H=0.900		
1 段当たりの容器の個数 N	50	60	126		
1 個当たりの容器の堆積 V_C (m ³)	1.941	1.062	0.567		
1 段当たりの容器全体の堆積 V_{C1} (m ³)	97.05	63.72	71.44		
3 段当たりの容器全体の堆積 V_{C3} (m ³)	291.15	191.16	214.32		
容器重量 Q_a (kN)	2.24	0.10	0.10		
廃棄物収納重量 Q_b (kN)	37.49	11.28	12.75		
廃棄物封入時重量 $Q_w=Q_a+Q_b$ (kN)	39.73	11.38	12.85		
1 段当たりの廃棄物の重量 Q_{w1} (kN)	1986.50	682.80	1619.10	$Q_{w1}=Q_w \times N$	
3 段当たりの廃棄物の重量 Q_{w3} (kN)	5959.50	2048.40	4857.30	$Q_{w3}=Q_{w1} \times 3$ 段	
作業時の荷重 W (kN/m ²)	10.00	10.00	10.00		
覆土の単位体積重量 γ_{t1} (kN/m ³)	18.73	18.73	18.73		
埋戻土の単位体積重量 γ_{t2} (kN/m ³)	17.46	17.46	17.46	= d u 層	
d u 層の単位体積重量 γ_{t3} (kN/m ³)	17.46	17.46	17.46		
層厚 h (m)	覆土 H1	2.000	2.000	2.000	
	最上部の埋戻土 H2	0.505	1.300	1.000	
	中間部の埋戻土①H3	0.250	0.250	0.250	
	中間部の埋戻土②H3	0.250	0.250	0.250	
埋設施設の覆土の堆積 V_{f1} (m ³)	240.00	240.00	240.00	$V_{f1}=8m \times 15m \times 2m$	
埋設施設的全埋戻土の堆積 V_{f2} (m ³)	212.85	312.84	289.68	$V_{f2}=V_{L3}-V_{C3}$	
埋設施設の作業時の荷重 Q_w (kN)	1200.00	1200.00	1200.00	$Q_w=A_L \times W$	
埋設施設の覆土の重量 Q_{f1} (kN)	4495.20	4495.20	4495.20	$Q_{f1}=V_{f1} \times \gamma_{t1}$	
埋設施設的全埋戻土の重量 Q_{f2} (kN)	3716.36	5462.19	5057.81	$Q_{f2}=V_{f2} \times \gamma_{t2}$	
埋設施設の全体の重量 Q_{L3} (kN)	15371.06	13205.79	15610.31	$Q_{L3}=Q_{w3}+Q_w+Q_{f1}+Q_{f2}$	
埋設施設の底面の応力 P_{L3} (kN/m ²)	128.09	110.05	130.09	$P_{L3}=Q_{L3}/A_L$	
原地盤の TP+4.0m の土被り圧 P_0 (kN/m ²)	74.90	74.90	74.90	$P_0=\gamma_{t3} \times 4.29m$	
廃棄物埋設による増加応力 ΔP (kN/m ²)	53.19	35.15	55.19	$\Delta P=P_{L3}-P_0$	

c. 圧密降伏応力の設定

粘土層（A c 層）の圧密降伏応力の深度依存性を評価するため、5本のボーリングコアの5試料を用いて、深度が異なる2層（GL-12m以浅及びGL-12m以深）の物性値を設定した。5試料の圧密降伏応力・採取深度、設定圧密降伏応力を第4.1.2-7表に示す。

第4.1.2-7表 圧密降伏応力，採取深度

孔番	圧密降伏応力 P_c (kN/m^2)	上限深度 GL (m)	下限深度 GL (m)	中心深度 GL (m)	設定圧密降伏 応力 P_c (平均値) (kN/m^2)
D-3-0	225	10.23	10.28	10.26	209
E-4-0	192	10.98	11.03	11.01	
C-4-0	228	12.03	12.08	12.06	240
D-4-0	211	14.55	14.60	14.58	
D-5-0	282	15.28	15.33	15.31	

d. 有効上載圧及び荷重分散増分の算定

有効上載圧 P_0 の算定にあたっては、廃棄物埋施設予定地の中央付近の各層厚 (N-S 断面図の D-4-0 位置で測定した層厚) 及び土層区分を用いた。

荷重分散増分 $\Delta \sigma_z$ は、埋設底面からの距離が近いほど垂直応力の減衰が少ないことから、最も浅い位置に認められる A c 層 (T.P. -1.65 m ~ T.P. -1.82 m) の中心位置にて算定する。また、廃棄物埋施設は、通路 (幅 13.6m) を挟んで北側トレンチ (50.1 m × 76.8 m) 及び南側トレンチ (41.8 m × 76.8 m) により構成される。荷重分散増分 $\Delta \sigma_z$ の算定にあたっては、安全側に北側トレンチ及び南側トレンチが隣接するものとし、埋施設底面寸法 (76.8 m × 91.9 m) により算定する。

荷重分散増分 $\Delta \sigma_z$ の算定は道路橋示方書・同解説、I 共通編・IV 下部構造編 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき、以下に示す式にて算定する。

$$\Delta \sigma_z = q B D / \{ (B + 2 z \tan \theta) \times (D + 2 z \tan \theta) \}$$

ここに、

B : 荷重の幅のうち短辺 (m)

D : 荷重の幅のうち長辺 (m)

θ : 分散角度 (°) 一般には $30^\circ \sim 35^\circ$ とみなしてよい。

q : 載荷荷重 (kN/m^2)

N-S 断面図の D-4-0 孔位置で測定した各層厚及び各層の単位体積重量を第 4.1.2-8 表に、算定結果を第 4.1.2-9 表に示す。

第 4.1.2-8 表 各層厚及び各層の単位体積重量

地質記号	TP (m)	GL(m)	層中心の GL (m)	層厚 (m)	埋設物底 面からの 深さ (m)	埋設物底面 から層中心 の深度 (m)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)
	8.29	0.00					
d u	8.20	-0.09	-0.04	0.09			17.46
d u	4.00	-4.29	-2.19	4.20	0.00		17.46
d u	2.75	-5.54	-4.92	1.25	1.25	0.63	17.46
d u	-0.26	-8.55	-7.05	3.01	4.26	2.76	9.71
A g 2	-1.65	-9.94	-9.25	1.39	5.65	4.96	10.29
A c	-1.82	-10.11	-10.03	0.17	5.82	5.74	6.27
A g 2	-2.58	-10.87	-10.49	0.76	6.58	6.20	10.29
A c	-2.88	-11.17	-11.02	0.30	6.88	6.73	6.27
A g 2	-4.26	-12.55	-11.86	1.38	8.26	7.57	10.29
A c	-8.34	-16.63	-14.59	4.08	12.34	10.30	6.27

地下水位※

※廃棄物埋設施設の地下水位は、動水勾配最大時のコンター図（補足説明資料（4）参照）より、T.P. +2.75 m と設定する。

第 4.1.2-9 表 有効上載圧及び荷重分散増分の算定結果

項目	算定結果	備考
d u 層の有効上載圧 P_{0du} (kN/m ²)	125.96	$P_{0du}=17.46 \times (0.09+4.20+1.25)$ $+9.71 \times 3.01$
A g 2 層の有効上載圧 P_{0Ag2} (kN/m ²)	14.30	$P_{0Ag2}=10.29 \times 1.39$
A c 層の有効上載圧 P_{0Ac} (kN/m ²)	0.53	$P_{0Ac}=6.27 \times (0.17 \div 2)$
原地盤面から対象層中心までの 有効上載圧 P_0 (kN/m ²)	140.79	$P_0=P_{0du}+P_{0Ag2}+P_{0Ac}$
載荷荷重 q (kN/m ²)	55.19	コンクリートブロック埋設による増 加応力
荷重幅の短辺長 B (m)	76.80	
荷重幅の長辺長 D (m)	91.90	
埋設底面から層中心の深度 z (m)	5.74	
分散角度 θ (°)	30.00	
荷重分散増分 $\Delta \sigma_z$ (kN/m ²)	47.40	$\Delta \sigma_z = q B D / (B + 2 z \tan \theta)$ $\times (D + 2 z \tan \theta)$
$P_0 + \Delta \sigma_z$ (kN/m ²)	188.19	

e. 評価結果

最も浅い位置に認められる A c 層 (T.P. -1.65 m ~ T.P. -1.82 m) においては、圧密降伏応力 (P_c) は 209 kN/m² であり、有効上載圧 ($P_0 + \Delta \sigma_z$) 188 kN/m² より大きいことから、埋設施設操業時においても過圧密状態であり圧密沈下は生じない。また、深い位置ほど $\Delta \sigma_z$ は分散して小さくなることから、T.P. -1.82 m 以深の A c 層も過圧密状態であり、圧密沈下は生じない。

なお、GL-12 m 以浅の圧密降伏応力 (P_c) を見ると、E-4-0 孔の圧密降伏応力 (P_c) は、192 kN/m² であり、算定した有効上載圧 ($P_0 + \Delta \sigma_z$) 188 kN/m² に近い数値が認められるため、圧密降伏応力 (P_c) のばらつきも考慮し、最も浅い A c 層について、仮に有効上載圧 ($P_0 + \Delta \sigma_z$) が圧密降伏応力 (P_c) を上回った場合の沈下量を算定した。圧密沈下量の算定は道路橋示方書・同解説、I 共通編・IV 下部構造編 (日本道路協会、平成 14 年 3 月) に基づき、以下に示す式にて算定した。算定に用いた圧密降伏応力 (P_c) は、当該層の現状の有効上載圧 140 kN/m²

(現状が正規圧密状態と仮定) とした。算定結果を第 4.1.2-10 表に示す。

$$S = \{C_c \cdot H / (1 + e_o)\} \cdot \log\{(P_o + \Delta \sigma_z) / P_c\}$$

ここに、

- S : 粘性土層における圧密沈下量 (m)
- e_o : 深さ z の層の初期間げき比
- H : 粘性土層の厚さ (m)
- C_c : 粘性土層の圧縮指数
- $\Delta \sigma_z$: 載荷荷重に基づく地盤内の深さ z における垂直応力の増分 (kN/m²)
- P_c : 深さ z における圧密降伏応力 (kN/m²)
- P_o : 深さ z における有効土かぶり荷重 (kN/m²)

第 4.1.2-10 表 圧密沈下量の算定結果

項目	算定結果	備考
初期間げき比 e_o	1.868	GL-12 以浅の 2 データの平均
粘性土層の厚さ H (m)	0.17	
圧縮指数 C_c	0.83	GL-12 以浅の 2 データの平均
荷重分散増分 $\Delta \sigma_z$ (kN/m ²)	47.40	
圧密降伏応力 (kN/m ²)	140	
原地盤面から対象層中心までの有効上載圧 P_o (kN/m ²)	140.79	
圧密沈下量 (mm)	6.32	

算定の結果、圧密沈下量は 6.32 mm とごくわずかであり、仮に圧密沈下が発生したとしても廃棄物が地下水に触れることはないことから、圧密沈下は廃棄物埋設地の安全性に影響を与えるようなものではなく、移行制御の機能が損なわれることはない。

(3) 地盤の支持性能の評価結果まとめ

廃棄物埋設施設の設置地盤の極限鉛直支持力、せん断抵抗力及び圧密沈下に対して評価を行った結果、いずれも十分な安全性が確保されていることから、本施設の設置地盤は、十分な支持性能を有する地盤と判断される。

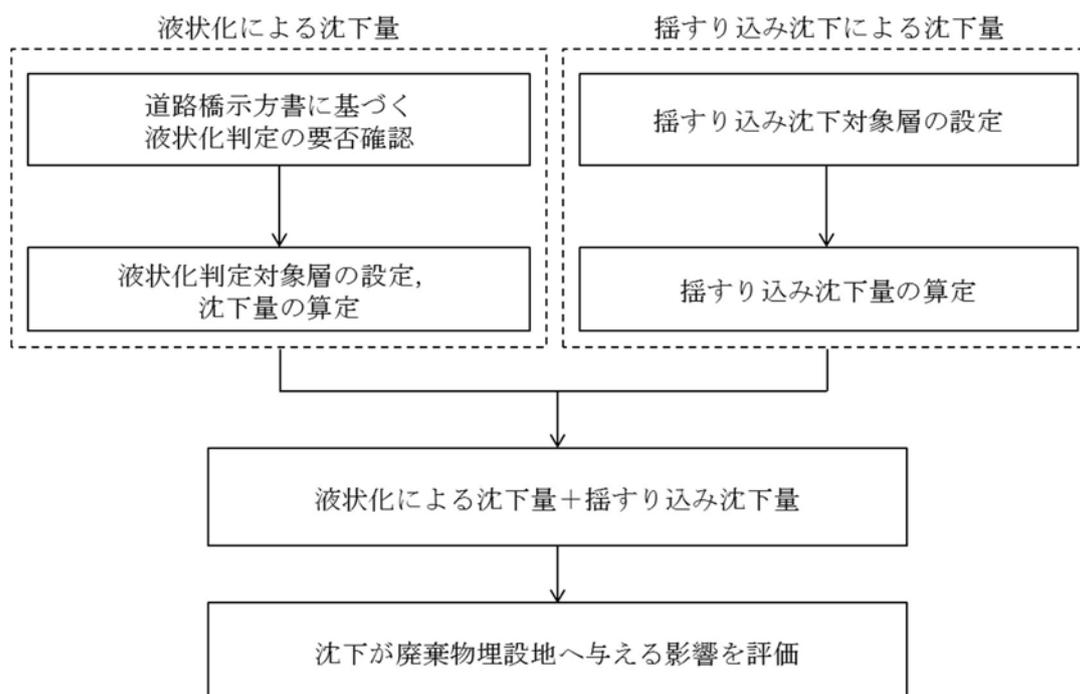
5. 周辺地盤の変状及び地殻変動による影響評価

5.1 周辺地盤の変状による廃棄物埋設地への影響

(1) 液状化による沈下及び揺すり込み沈下に対する評価

a. 評価方法

液状化による沈下量及び揺すり込み沈下量の算定を行い、沈下が廃棄物埋設地に与える影響を評価する。評価フローを第 5.1-1 図に示す。



第 5.1-1 図 液状化及び揺すり込み沈下に対する評価フロー

b. 液状化判定の要否確認

道路橋示方書・同解説，V耐震設計編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）によれば，沖積層の砂質土層で以下の 3 つの条件すべてに該当する場合には，地震時に液状化を生じる可能性があるため，液状化の判定を行わなければならないとある。

- 1) 地下水位が原地盤面から 10 m 以内にあり，かつ，原地盤面から 20 m 以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層，又は， F_c が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- 3) 平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下で，かつ，10% 粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層

液状化判定の要否確認の結果を第 5.1-1 表に示す。

第 5.1-1 表 液状化判定の要否

項目	地層名	d u	A g 2	A c	A s
	1) 分布 (地下水位以下～原地盤面から 20m 以内)		○	○	○
2)	$F_c \leq 35\%$	○	○	×	○
	$F_c > 35\%$ かつ $I_p \leq 15$	—	—	×	—
3) $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$		○	○	×	○
液状化判定の要否		要	要	否	要

凡例 ○：該当する ×：該当しない

c. 液状化判定対象層の設定

液状化対象層の設定にあたっては、廃棄物埋施設予定地の中央付近の各層厚 (NS 断面図の D-4-0 位置で測定した層厚) 及び土層区分を用いた。液状化判定対象層を第 5.1-2 表及び第 5.1-2 図に示す。

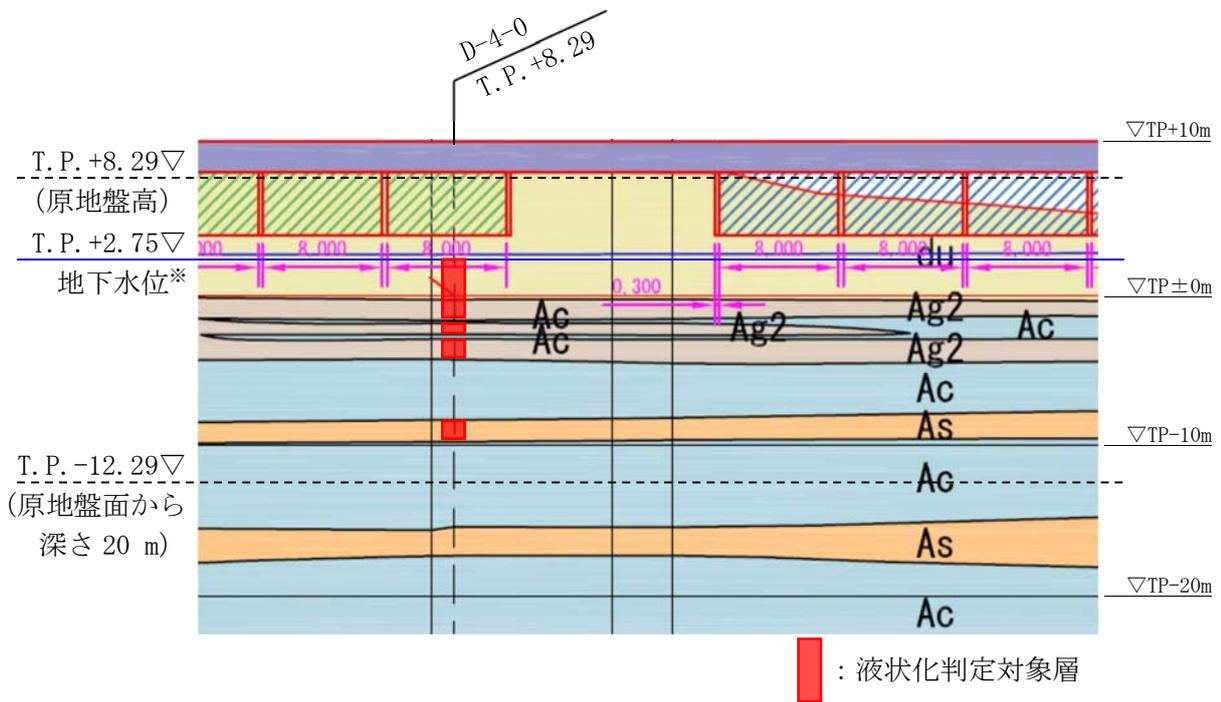
第 5.1-2 表 液状化判定対象層

地質記号	TP (m)	GL (m)	層中心の GL (m)	層厚 (m)
	8.29	0.00		
d u	8.20	-0.09	-0.04	0.09
d u	4.00	-4.29	-2.19	4.20
d u	2.75	-5.54	-4.92	1.25
d u	-0.26	-8.55	-7.05	3.01
A g 2	-1.65	-9.94	-9.25	1.39
A c	-1.82	-10.11	-10.03	0.17
A g 2	-2.58	-10.87	-10.49	0.76
A c	-2.88	-11.17	-11.02	0.30
A g 2	-4.26	-12.55	-11.86	1.38
A c	-8.34	-16.63	-14.59	4.08
A s	-9.80	-18.09	-17.36	1.46
A c	-15.40	-23.69	-20.89	5.60

地下水位※

: 液状化判定対象層

※廃棄物埋施設の地下水位は、動水勾配最大時のコンター図 (補足説明資料 (4) 参照) より、T.P. +2.75 m と設定する。



※廃棄物埋設施設の地下水位は、動水勾配最大時のコンター図
(補足説明資料 (4) 参照) より、T.P. +2.75 m と設定する。

第 5.1-2 図 液状化判定対象層

d. 液状化判定

液状化判定は、道路橋示方書・同解説、V耐震設計編（日本道路協会、平成14年3月）に基づき、液状化に対する抵抗率 F_L を以下の式により算定し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとされている。

$$F_L = R/L$$

$$R = c_w R_L$$

$$L = r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma_v'$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)$$

$$\sigma_v' = \gamma_{t1}' h_w + \gamma_{t2}' (x - h_w)$$

(タイプIの地震動の場合)

$$c_w = 1.0$$

(タイプIIの地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \quad (R_L \leq 0.1)$$

$$c_w = 3.3R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L \leq 0.4)$$

$$c_w = 2.0 \quad (0.4 < R_L)$$

ここに、

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

c_w : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し三軸強度比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hg} : 地盤面における設計水平深度

σ_v : 全上載圧 (kN/m²)

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)

x : 地表面からの深さ (m)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_{t2}' : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 地下水位の深さ (m)

繰返し三軸強度比 R_L は以下の式により算定する。

$$R_L = 0.0882\sqrt{N_a/1.7} \quad (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 \leq N_a)$$

ここに

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_I + c_2$$

$$N_I = 170N / (\sigma_v' + 70)$$

$$c_1 = 1 \quad (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$c_1 = (F_c + 40) / 50 \quad (10\% \leq F_c < 60\%)$$

$$c_1 = F_c / 20 - 1 \quad (60\% \leq F_c)$$

$$c_2 = 0 \quad (0\% \leq F_c < 10\%)$$

$$c_2 = (F_c - 10) / 18 \quad (10 \leq F_c)$$

<礫質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2)\} N_I$$

ここに

R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られるN値

N_I : 有効上載圧 100 kN/m²相当に換算したN値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値

c_1, c_2 : 細粒分含有率によるN値の補正係数

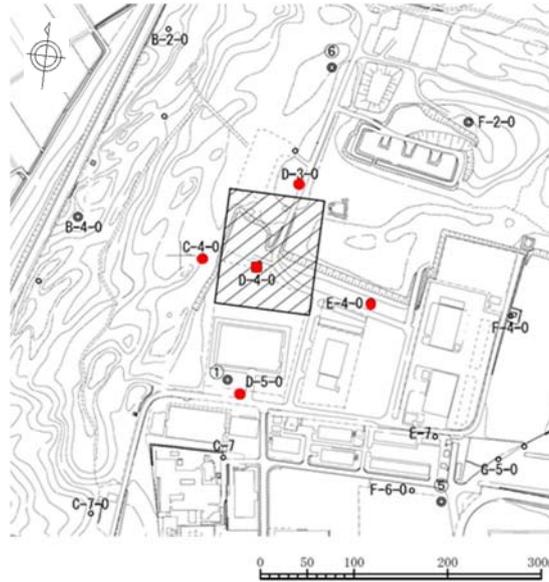
F_c : 細粒分含有率 (%) (粒径 75 μm 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

e. 液状化判定に用いるN値について

液状化判定は廃棄物埋施設直下の D-4-0 孔のN値 (最小値) を用いるが、敷地全体の d u 層のN値はばらつきが見られるため、廃棄物埋施設直下を含む付近の 5 孔を対象とし d u 層のN値のばらつきを確認した。

第 5.1-3 図に確認対象孔の位置図を、第 5.1-3 表に確認対象孔のN値を示す。

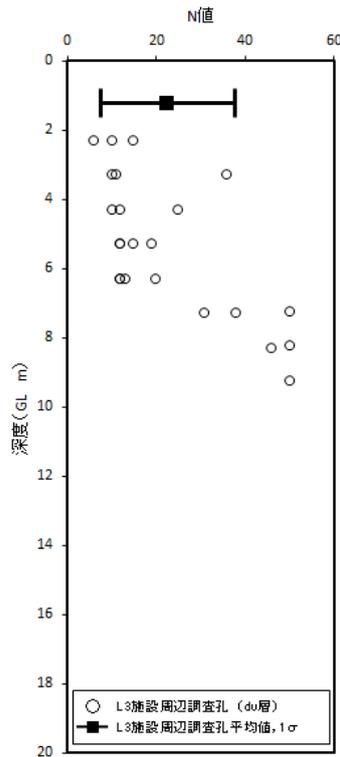


第 5.1-3 図 確認対象孔の位置図

第 5.1-3 表 確認対象孔のN値

No.	D-5-0				C-4-0				D-4-0			
	中心深度 TP (m)	中心深度 GL (-m)	土質	N 値	中心深度 TP (m)	中心深度 GL (-m)	土質	N 値	中心深度 TP (m)	中心深度 GL (-m)	土質	N 値
	最高地下水位 : TP+2.47m				最高地下水位 : TP+3.16m				最高地下水位 : TP+2.60m			
1	5.68	2.30	du	6					5.99	2.30	FL	17
2	4.68	3.30	du	11					4.99	3.30	FL	31
3	3.68	4.30	du	10	3.66	2.30	du	10	3.99	4.30	FL	23
4	2.68	5.30	du	12	2.65	3.31	du	10	2.99	5.30	du	12
5	1.68	6.30	du	13	1.66	4.30	du	12	1.99	6.30	du	12
6	0.71	7.27	du	50	0.66	5.30	du	19	0.99	7.30	du	38
7					-0.34	6.30	du	12	-0.01	8.30	du	46
No.	D-3-0				E-4-0				▽最高地下水位			
	中心深度 TP (m)	中心深度 GL (-m)	土質	N 値	中心深度 TP (m)	中心深度 GL (-m)	土質	N 値				
	最高地下水位 : TP+3.32m				最高地下水位 : TP+2.13m							
1					5.67	2.30	FL	22				
2					4.67	3.30	FL	31				
3					3.67	4.30	FL	50				
4					2.67	5.30	du	15				
5	1.73	2.30	du	15	1.67	6.30	du	20				
6	0.73	3.30	du	36	0.67	7.30	du	31				
7	-0.27	4.30	du	25	-0.28	8.25	du	50				
8					-1.29	9.26	du	50				

5 孔の N 値を見ると，全体としては深度が増すごとに N 値が大きくなり，GL-8m 付近では D-4-0 と同様に N 値が大きくなる傾向が見られる。第 5.1-4 図に廃棄物埋施設付近 5 孔の N 値のプロット図を示す。



第 5.1-4 図 廃棄物埋施設付近 5 孔の N 値*

※第 5.1-3 表の全データをプロットしたものであるため、第 5.1-4 表の数値とは異なる。

液状化判定を行う地層は、地下水位以深であることから、廃棄物埋施設付近 5 孔の地下水位以深の N 値について整理した。整理した結果を第 5.1-4 表に示す。

第 5.1-4 表 N 値整理結果

データ数	16
最大値	50
最小値	10
平均値	27
標準偏差	15
平均-1σ	12

廃棄物埋施設付近のばらつきを考慮した N 値（平均-1σ）は 12 であった。

f. 液状化判定結果

液状化判定結果を第 5.1-5 表に示す。

第 5.1-5 表 液状化の判定結果

地層	標高 TP:m		深度 GL:-m		層厚 m	液状化判定																				
	下端	中心	下端	中心		γ_{t1}	γ_{t2}	γ_{t2}'	σ_v	σ_v'	D_{50}	F_C	N	N (min)	N_1	N_a	c_1	c_2	R_L	r_d	k_{hg}	L	c_w	R	F_L	
	10.20		0.00																							
覆土	8.20	9.20	2.00	1.00	2.00	18.73	19.42	—	18.730	18.730	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
du	4.00	6.10	6.20	4.10	4.20	17.46	19.52	—	74.126	74.126	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
du	2.75	3.37	7.45	6.83	1.25	17.46	19.52	—	121.792	121.792	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
du	2.29	2.52	7.91	7.68	0.46	17.46	19.52	9.71	137.107	134.851	0.321	11.0	12	12	9.96	10.22	1.02	0.06	0.216	0.88	0.2	0.179	1.000	0.216	1.207	
du	1.29	1.79	8.91	8.41	1.00	17.46	19.52	9.71	151.357	141.939	0.321	11.0	12	12	9.63	9.88	1.02	0.06	0.213	0.87	0.2	0.186	1.000	0.213	1.145	
du	0.29	0.79	9.91	9.41	1.00	17.46	19.52	9.71	170.877	151.649	0.321	11.0	38	12	9.20	9.44	1.02	0.06	0.208	0.86	0.2	0.194	1.000	0.208	1.072	
du	-0.26	0.01	10.46	10.19	0.55	17.46	19.52	9.71	186.103	159.223	0.321	11.0	46	12	8.90	9.14	1.02	0.06	0.205	0.85	0.2	0.199	1.000	0.205	1.030	
Ag2	-0.71	-0.49	10.91	10.69	0.45	17.16	20.10	10.29	195.996	164.211	0.486	4.7	46	19	13.79	13.79	1.00	0.00	0.251	0.84	0.2	0.201	1.000	0.251	1.250	
Ag2	-1.65	-1.18	11.85	11.38	0.94	17.16	20.10	10.29	209.865	171.311	0.486	4.7	42	19	13.39	13.39	1.00	0.00	0.248	0.83	0.2	0.203	1.000	0.248	1.222	
Ac	-1.82	-1.74	12.02	11.94	0.17	16.08	16.08	6.27	220.759	176.712	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ag2	-2.58	-2.20	12.78	12.40	0.76	17.16	20.10	10.29	229.683	181.124	0.486	4.7	19	19	12.86	12.86	1.00	0.00	0.243	0.81	0.2	0.205	1.000	0.243	1.185	
Ac	-2.88	-2.73	13.08	12.93	0.30	16.08	16.08	6.27	239.733	185.975	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ag2	-3.71	-3.30	13.91	13.50	0.83	17.16	20.10	10.29	250.587	191.975	0.486	4.7	22	19	12.36	12.36	1.00	0.00	0.238	0.80	0.2	0.210	1.000	0.238	1.133	
Ag2	-4.26	-3.99	14.46	14.19	0.55	17.16	20.10	10.29	264.456	198.337	0.486	4.7	28	19	12.04	12.04	1.00	0.00	0.235	0.79	0.2	0.211	1.000	0.235	1.114	
Ac	-8.34	-6.30	18.54	16.50	4.08	16.08	16.08	6.27	302.686	213.906	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
As	-8.71	-8.53	18.91	18.73	0.37	18.04	18.44	8.63	338.993	228.337	0.140	22.4	16	16	9.12	12.09	1.25	0.69	0.235	0.72	0.2	0.214	1.000	0.235	1.098	
As	-9.71	-9.21	19.91	19.41	1.00	18.04	18.44	8.63	351.532	234.205	0.140	22.4	16	16	8.94	11.87	1.25	0.69	0.233	0.71	0.2	0.213	1.000	0.233	1.094	
As	-9.80	-9.76	20.00	19.96	0.09	18.04	18.44	8.63	361.674	238.952	0.140	22.4	16	16	8.80	11.69	1.25	0.69	0.231	0.70	0.2	0.212	1.000	0.231	1.090	
Ac	-11.71	-10.76	21.91	20.96	1.91	16.08	16.08	6.27	377.818	245.316	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

60

: 液状化判定対象層

液状化判定の結果，対象層の F_L 値は 1.0 以上であることから，液状化による沈下は発生しない。

g. 揺すり込み沈下量の算定

揺すり込み沈下を考慮する土層は，廃棄物埋設底面の地盤高 T.P. +4.0 m 以深から地下水位 T.P. +2.75m 以浅の d u 層（層厚 1.25 m）である。

揺すり込み沈下量は，算定対象層の層厚に 1%※を乗じて算定する。

揺すり込み沈下量算定対象層を第 5.1-6 表に示す。

※新潟県中越沖地震時における東京電力柏崎刈羽原子力発電所の沈下実績を考慮した値（東海第二発電所 新規制基準適合性審査（可搬型重大事故等対処設備保管場所及びアクセスルート）にて適用）

第 5.1-6 表 揺すり込み沈下量算定対象層

地質記号	TP (m)	GL (m)	層中心の GL (m)	層厚 (m)
	8.29	0.00		
d u	8.20	-0.09	-0.04	0.09
d u	4.00	-4.29	-2.19	4.20
d u	2.75	-5.54	-4.92	1.25
d u	-0.26	-8.55	-7.05	3.01
A g 2	-1.65	-9.94	-9.25	1.39
A c	-1.82	-10.11	-10.03	0.17
A g 2	-2.58	-10.87	-10.49	0.76
A c	-2.88	-11.17	-11.02	0.30
A g 2	-4.26	-12.55	-11.86	1.38
A c	-8.34	-16.63	-14.59	4.08
A s	-9.80	-18.09	-17.36	1.46
A c	-15.40	-23.69	-20.89	5.60

地下水位※

d u : 揺すり込み沈下量算定対象層

※廃棄物埋設施設の地下水位は，動水勾配最大時のコンター図

（補足説明資料（4）参照）より，T.P. +2.75m と設定する。

揺すり込み沈下量は， $1.25 \text{ m} \times 0.01 \div 1.3 \text{ cm}$ である。

g. 評価結果

液状化判定の結果、液状化を生じる地層はなく、液状化による沈下は発生しない。

なお、 F_L 値が 1.0 に近い層が認められるが、「1.2 第三条第 2 項に対する評価の考え方」でも述べたとおり、2011 年東北地方太平洋沖地震における液状化事例に対する検証において、道路橋示方書での判定法により安全側の結果が得られていることも考慮し、1.0 を閾値として判定することで問題ないと考える。また、道路橋示方書での液状化判定の保守性について以下に示す。

本液状化判定は、廃棄物埋設施設直下の D-4-0 孔の最小 N 値を用いているが、東海第二発電所の敷地全体で実施した室内液状化強度試験から得られた繰返し三軸強度比 $R_{L20}(-1\sigma)$ ※¹ と D-4-0 孔の最小 N 値を用いた道路橋示方書式より算定した繰返し三軸強度比 R_L ※² を比較し、いずれの層も室内液状化強度試験から得られた液状化強度の方が大きいことを確認している。

第 5.1-5 図に室内液状化強度試験結果と道路橋示方書式による R_{L20} との比較検討を示す。

揺すり込み沈下量は約 1.3 cm であるため、沈下量の合計は約 1.3 cm である。

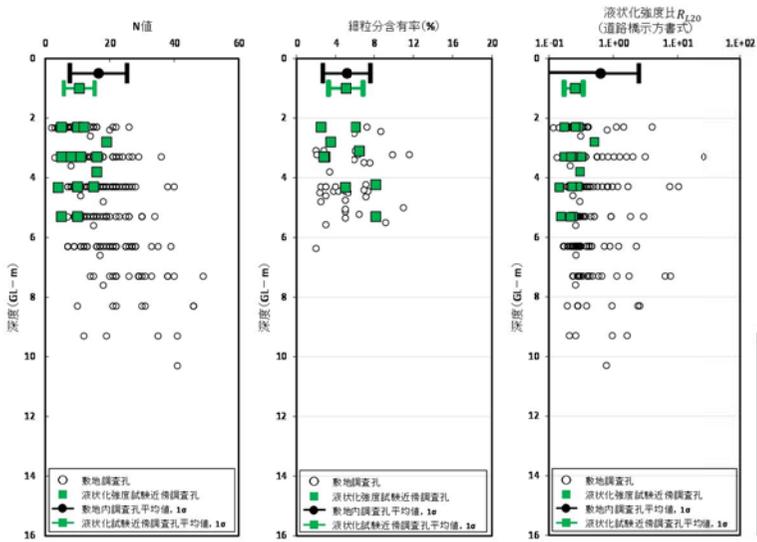
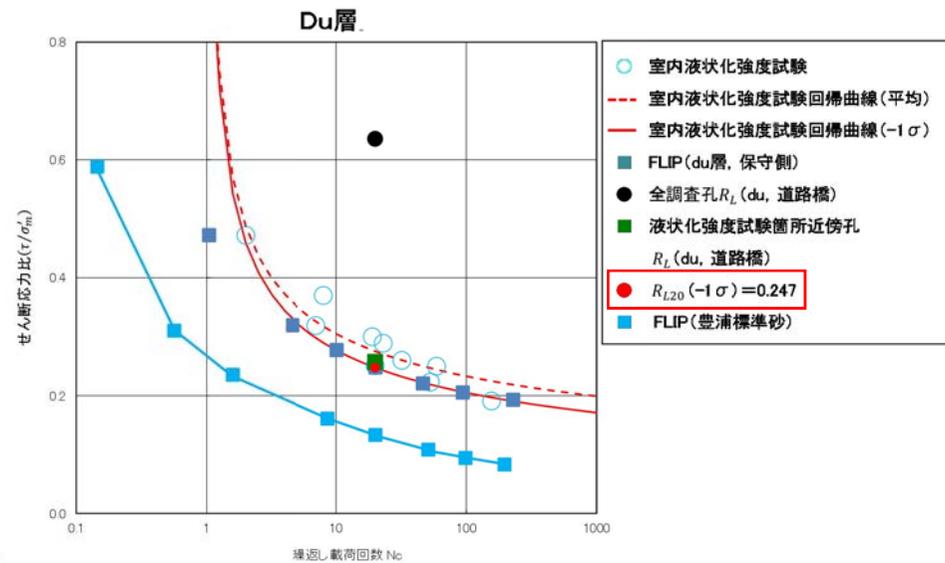
廃棄物埋設地に揺すり込み沈下が発生したとしても廃棄物が地下水に触れることはないことから、揺すり込み沈下は廃棄物埋設地の安全性に影響を与えるようなものではなく、移行制御の機能が損なわれることはない。

なお、廃棄物埋設施設の設置地盤となる第四系は、地質調査の結果から水平に堆積していることを確認しており、廃棄物埋設施設の安全性に影響を与えるような不等沈下は発生しない。

- ※1 室内液状化強度試験から得られる繰返し载荷回数 20 回に該当する平均 -1σ の液状化強度比
- ※2 道路橋示方書式で算定される繰返し载荷回数 20 回に該当する液状化強度比



調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置



N値深度分布 細粒分含有率Fc深度分布 道路橋示方書 R_L 値深度分布

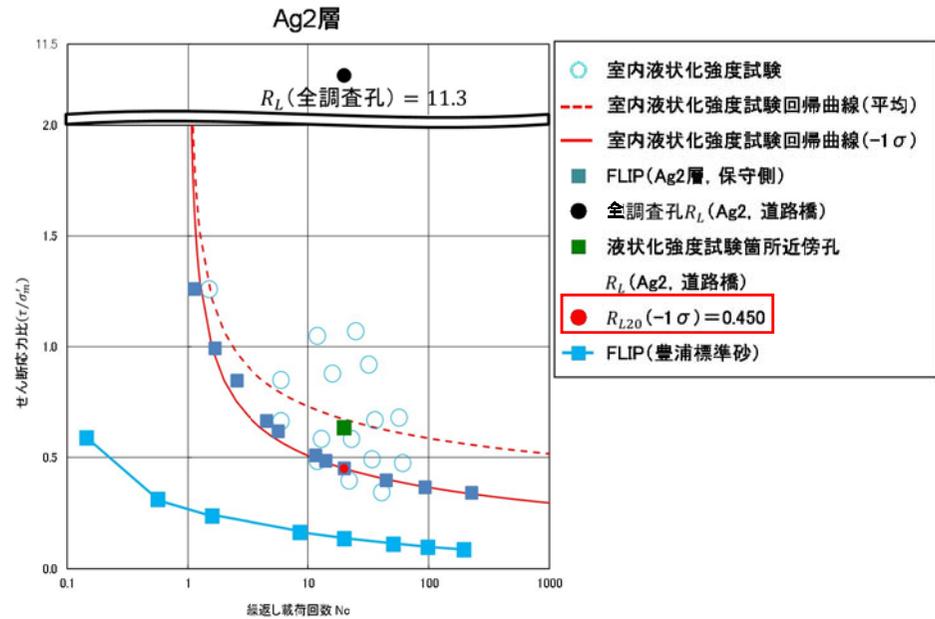
注) $R_{L20}(-1\sigma)$: 室内液状化強度試験から得られる繰返し荷
回数20回に該当する平均-1σの液状化強度比
 R_L : 道路橋示方書式で算定される繰返し荷回数20回に該
当する平均液状化強度比

- $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (全調査孔)より小さい。
- $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (近傍孔)より小さい。
- 豊浦標準砂の液状化強度特性(-1σ)は、原地盤の液状化強度試験データ及び R_L を包含している。

第 5.1-5 図 (1) 室内液状化強度試験結果と道路橋示方書式による R_{L20} との比較検討 (du 層)
東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針について) より引用 (一部加筆)

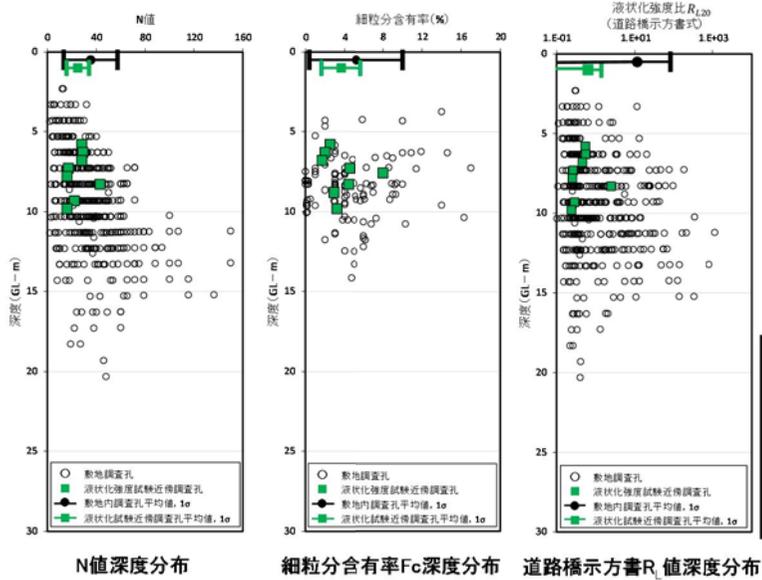


調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置

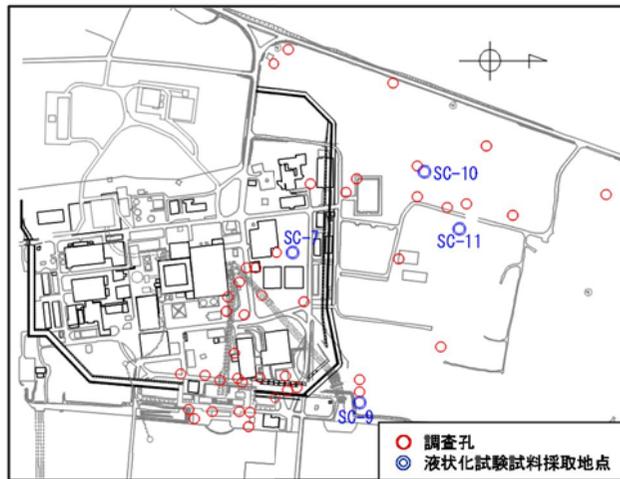


注) $R_{L20}(-1\sigma)$: 室内液状化強度試験から得られる繰返し応力比
回数20回に該当する平均 -1σ の液状化強度比
 R_L : 道路橋示方書式で算定される繰返し応力比20回に該当する平均液状化強度比

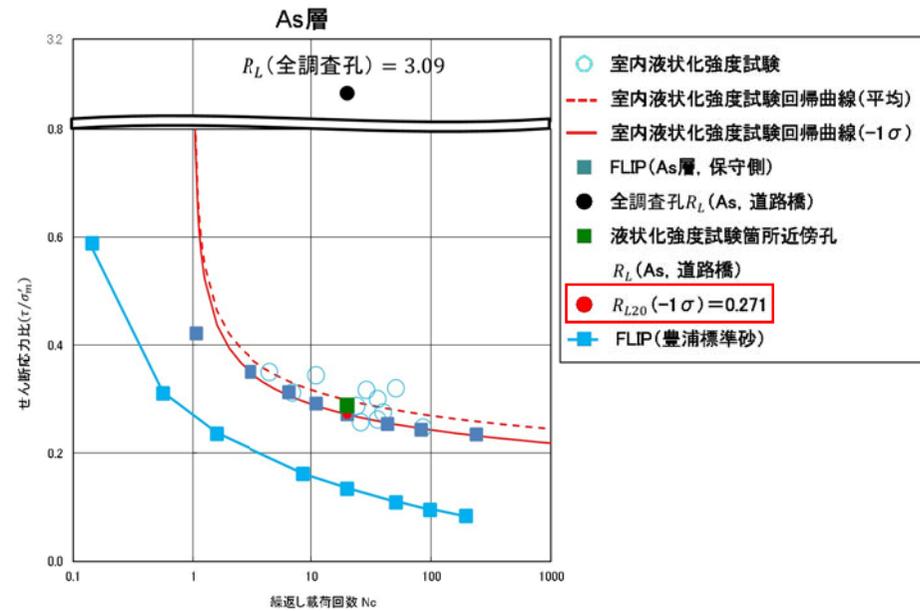
- $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (全調査孔)より小さい。
- $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (近傍孔)より小さい。
- 豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ) は、原地盤の液状化強度試験データ及び R_L (全調査孔), R_L (近傍孔)を包含している。



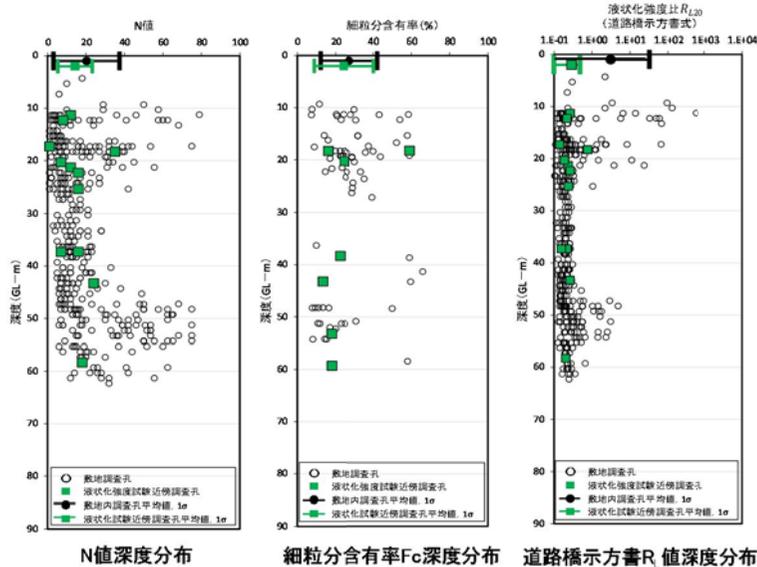
第 5.1-5 図 (2) 室内液状化強度試験結果と道路橋示方書式による R_{L20} との比較検討 (Ag2 層)
東海第二発電所 新規制基準適合性審査資料 (液状化影響の検討方針) より引用 (一部加筆)



調査孔と液状化強度試験試料採取地点の位置



注) $R_{L20}(-1\sigma)$: 室内液状化強度試験から得られる繰返し剪荷回数20回に該当する平均 -1σ の液状化強度比
 R_L : 道路橋示方書式で算定される繰返し剪荷回数20回に該当する平均液状化強度比



- ・ $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (全調査孔) より小さい。
- ・ $R_{L20}(-1\sigma)$ は、 R_L (近傍孔) より小さい。
- ・ 豊浦標準砂の液状化強度特性(-1σ)は、原地盤の液状化強度試験データ及び R_L (全調査孔), 平均 R_L (近傍孔) を包含している。

第 5.1-5 図 (3) 液状化強度設定 (As 層) 室内液状化強度試験結果と道路橋示方書式による R_{L20} との比較検討 (As 層) 東海第二発電所 新規基準適合性審査試料 (液状化影響の検討方針) より引用 (一部加筆)

5.2 地殻変動による設置地盤の変形の影響

地質調査等の結果、敷地の基礎岩盤である久米層には複数の鍵層が概ね水平に分布し、お互いを補完しながら側方に広がって連続していることから、久米層は敷地全体にわたって水平性を有していると判断される。その他の評価結果も踏まえ、敷地全体の久米層には断層を示唆する系統的な不連続や累積的な変位・変形は認められないことから、敷地には将来活動する可能性のある断層等の露頭は認められないことを確認した（東海第二発電所 新規制基準適合性審査内容より）。

また、敷地周辺の活断層及び日本海溝沿いのプレート境界は、敷地からの距離が十分に離れている。そのため、それら活断層等の断層変位に伴う設置地盤の変形は、廃棄物埋設地の安全性に問題となるものではない。

6. 参考文献

- (1) 日本道路協会（2002a）：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅳ下部構造編
- (2) 日本道路協会（2002b）：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編
- (3) 日本道路協会（2015）：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編に関する参考資料

液状化に関する判定方法について

廃棄物埋設施設の設置地盤の液状化判定は道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）を適用している。

液状化判定法が示されている指針類の中で，港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）の液状化判定法と道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の液状化判定法について比較し，考察を行った。

港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）による液状化の判定は，①粒度による判定，②等価N値，等価加速度による液状化の予測・判定及び③細粒分を含む場合のN値の補正と予測・判定があり，②，③において行ったⅠ～Ⅳの土層の分類に応じて，液状化の予測・判定を行うものである。第 1-1 表に粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定を示す。

第 1-1 表 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

表-2.2 粒度とN値による土層ごとの液状化の予測・判定

図-2.3 に示す範囲	粒度とN値による液状化予測	粒度によるN値による液状化の判定
Ⅰ	液状化する。	液状化すると判定する。
Ⅱ	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。
Ⅲ	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 施設に特に安全を見込む場合には、液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。
Ⅳ	液状化しない。	液状化しないと判定する

港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）より引用

港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年）によると，粒度とN値により検討対象地盤が液状化するか否かを予測した結果，液状化の有無が予測・判定できない場合には，地盤の地震応答計算及び乱さない試料の繰返し三軸試験を実施し，地盤の液状化を予測・判定する必要があるとしている。

例えば、Ⅱの液状化する可能性が大きいと予測された場合、安全側に液状化すると判定することが望ましいと考えられるが、Ⅲの液状化しない可能性が大きいと予測された場合においては、安易に液状化しないと判定すべきではなく、客観的判断材料から判定することが必要であると考えられる。

一方で、道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編（日本道路協会、平成14年3月）では、液状化に対する抵抗率 F_L を算定し、この値が1.0以下の土層については液状化すると判定することから、明確な閾値をもって判断できるものとなっている。また、本編資料にも記載したとおり、2011年東北地方太平洋沖地震における液状化事例に対する検証から、安全側の結果が得られているということも加味し、液状化判定は道路橋示方書を適用している。

物性値の取得における試験項目，規格・基準について

物性値の取得における試験項目及び規格・基準について以下の表に示す。

	物性値項目	試験項目	規格・基準
物理的性質	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	土の湿潤密度試験	JIS A 1225
	含水比 w (%)	土の含水比試験	JIS A 1203
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	土粒子の密度試験	JIS A 1202
	間隙比 e	$\rho_s / \rho_d - 1$ $\rho_s : \text{土粒子の湿潤密度 (g/cm}^3\text{)}$ $\rho_d : \text{土の乾燥密度 (g/cm}^3\text{)}$	土の湿潤密度試験方法 (JIS A 1225) により求めた ρ_d 及び上記 ρ_s 用いて左式 により算定
	細粒分含有率 F_c (%)	土の細粒分含有率試験	JIS A 1203
	平均粒径 D_{50} (mm)	土の粒度試験	JIS A 1204
	塑性指数 I_P	土の液性限界・塑性限界試験	JIS A 1205
	N値	標準貫入試験方法	JIS A 1219
力学的性質	土の強度定数 (粘着力) c (N/mm ²)	土の圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験	JGS 0524
	土のせん断抵抗角 ϕ (°)		
	圧密降伏応力 P_c (N/mm ²)	土の段階载荷による圧密試験方法 透水係数 k は以下の式にて求める $k = C_v \cdot m_v$ m_v : 体積圧縮係数	JIS A 1217
	圧密係数 C_v (cm ² /min)		
	透水係数 k ($\times 10^{-7}$ cm/s)		

物性値データシート

土粒子密度

地層名	ボーリング孔		試料No.	深度 GL-(m)	土粒子 密度 ρ_s g/cm ³
	No.	孔口標高 TP(m)			
du	C-4-0	5.96	C-4-1-du	4.00~5.00	2.682
	D-3-0	4.03	D-3-1-du	2.00~2.90	2.691
	D-4-0	8.29	D-4-3-du	4.50~5.50	2.684
	D-5-0	7.98	D-5-2-du	4.40~4.87	2.679
個数					4
平均					2.68
標準偏差					0.01
Ag2	D-4-0	8.29	D-4-3-Ag2	8.50~9.50	2.679
個数					1
平均					2.68
Ac	D-4-0	8.29	D-4-3-Ac1	14.00~14.85	2.670
個数					1
平均					2.67
As	D-3-0	4.03	D-3-2-As1	17.77~20.77	2.677
個数					1
平均					2.68

湿潤密度，含水比，間隙比

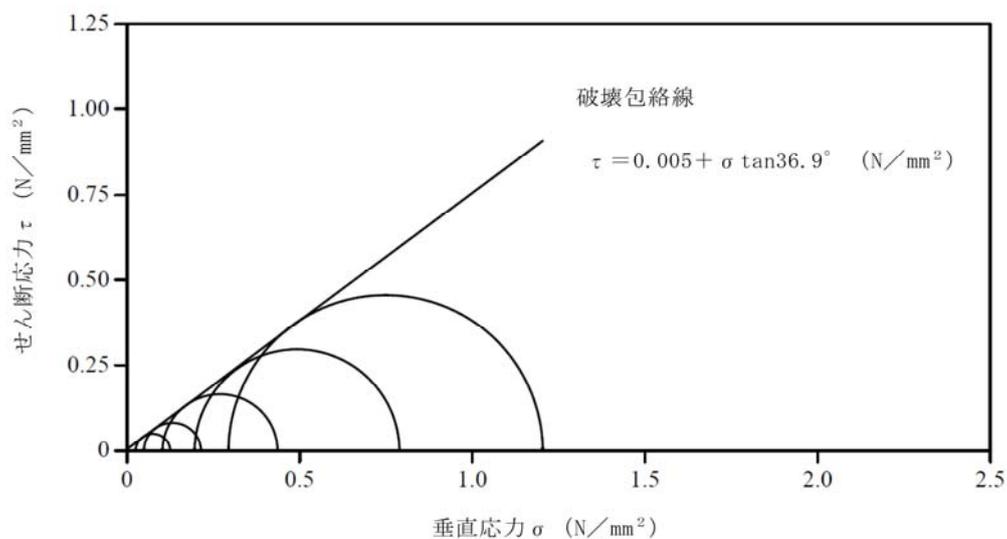
地層	ボーリング孔		試料No.	深度 GL-(m)	湿潤 密度 ρ_t g/cm ³	含水比 w %	間隙比 e
	No.	孔口標高 TP(m)					
du	D-3-0	4.03	D-3-3-du	2.78~3.70	1.84	8.8	0.595
					1.92	13.7	0.594
					1.92	18.8	0.663
					1.81	10.4	0.645
					1.90	16.5	0.648
	C-4-0	8.29	C-4-3-du	3.10~3.70	1.66	6.9	0.730
					1.64	7.3	0.752
					1.70	8.1	0.710
					1.69	8.4	0.717
	D-4-0	8.29	D-4-3-du	5.67~6.36	1.75	10.1	0.689
					1.58	5.7	0.793
					1.59	4.7	0.763
					1.59	4.2	0.756
	D-3-0	4.03	D-3-2-du	3.05~3.65	1.64	7.2	0.759
					1.66	8.8	0.757
					2.03	19.8	0.589
					1.91	20.3	0.692
	C-4-0	5.96	C-4-1-du	4.38~5.22	1.99	20.4	0.626
					1.99	20.3	0.630
					1.99	21.5	0.645
					1.95	15.2	0.583
	D-5-0	7.98	D-5-1-du	5.51~6.50	1.80	10.7	0.649
					1.99	17.5	0.588
					1.94	22.0	0.683
1.72					9.5	0.709	
					1.73	15.3	0.785
					1.63	8.0	0.773
					1.61	12.0	0.864
					1.56	6.1	0.822
					1.60	7.0	0.788
個数					30	30	30
平均値					1.78	12.2	0.70
標準偏差					0.16	5.7	0.08
Ag2	D-4-0	8.29	D-4-3-Ag2	8.63~9.24	1.78	3.5	0.555
					1.77	4.3	0.575
					1.76	3.7	0.579
					1.69	4.1	0.646
					1.73	4.5	0.619
個数					5	5	5
平均値					1.75	4.0	0.59
標準偏差					0.04	0.4	0.04
Ac	D-4-0	8.29	D-4-3-Ac1	14.07~14.77	1.62	62.8	1.68
					1.64	59.2	1.59
					1.64	59.3	1.60
					1.66	56.0	1.51
					1.65	58.3	1.57
個数					5	5	5
平均値					1.64	59.1	1.59
標準偏差					0.01	2.4	0.06
As	D-3-0	4.03	D-3-2-As1	19.55~20.67	1.73	39.8	1.17
					1.86	29.2	0.861
					1.89	28.4	0.815
					1.88	29.2	0.843
					1.86	31.0	0.884
個数					5	5	5
平均値					1.84	31.5	0.91
標準偏差					0.07	4.7	0.14

細粒分含有率，平均粒径，塑性指数

地層名	ボーリング孔		試料No.	深度 GL- (m)	細粒分 含有率 F _c %	平均粒径 D ₅₀ mm	塑性指数 I _P			
	No.	孔口標高 TP (m)								
du	D-4-0	8.29	D-4-3-du	4.50~5.50	11.0	0.321	—			
	個数							1	1	0
	平均							11.0	0.321	—
Ag2	D-4-0	8.29	D-4-2-Ag2	8.50~9.40	4.2	0.584	—			
	D-4-0	8.29	D-4-3-Ag2	8.50~9.50	5.1	0.388	—			
	個数		2	2	0					
平均		4.7	0.486	—						
Ac	D-4-0	8.29	D-4-3-Ac1	14.00~14.85	94.8	0.0163	38.7			
	個数							1	1	1
	平均							94.8	0.0163	38.7
As	D-3-0	4.03	D-3-2-As1	17.77~20.77	22.4	0.140	—			
	個数							1	1	0
	平均							22.4	0.140	—

三軸圧縮試験

地層名	ボーリング孔		試料No.	深度 GL-(m)	側圧 σ ₃ N/mm ²	主応力差 (σ ₁ -σ ₃) _f N/mm ²
	No.	孔口標高 TP(m)				
du	D-4-0	8.29	D-4-3-du	5.67~6.36	0.025	0.100
					0.049	0.165
					0.103	0.333
					0.196	0.593
					0.294	0.910

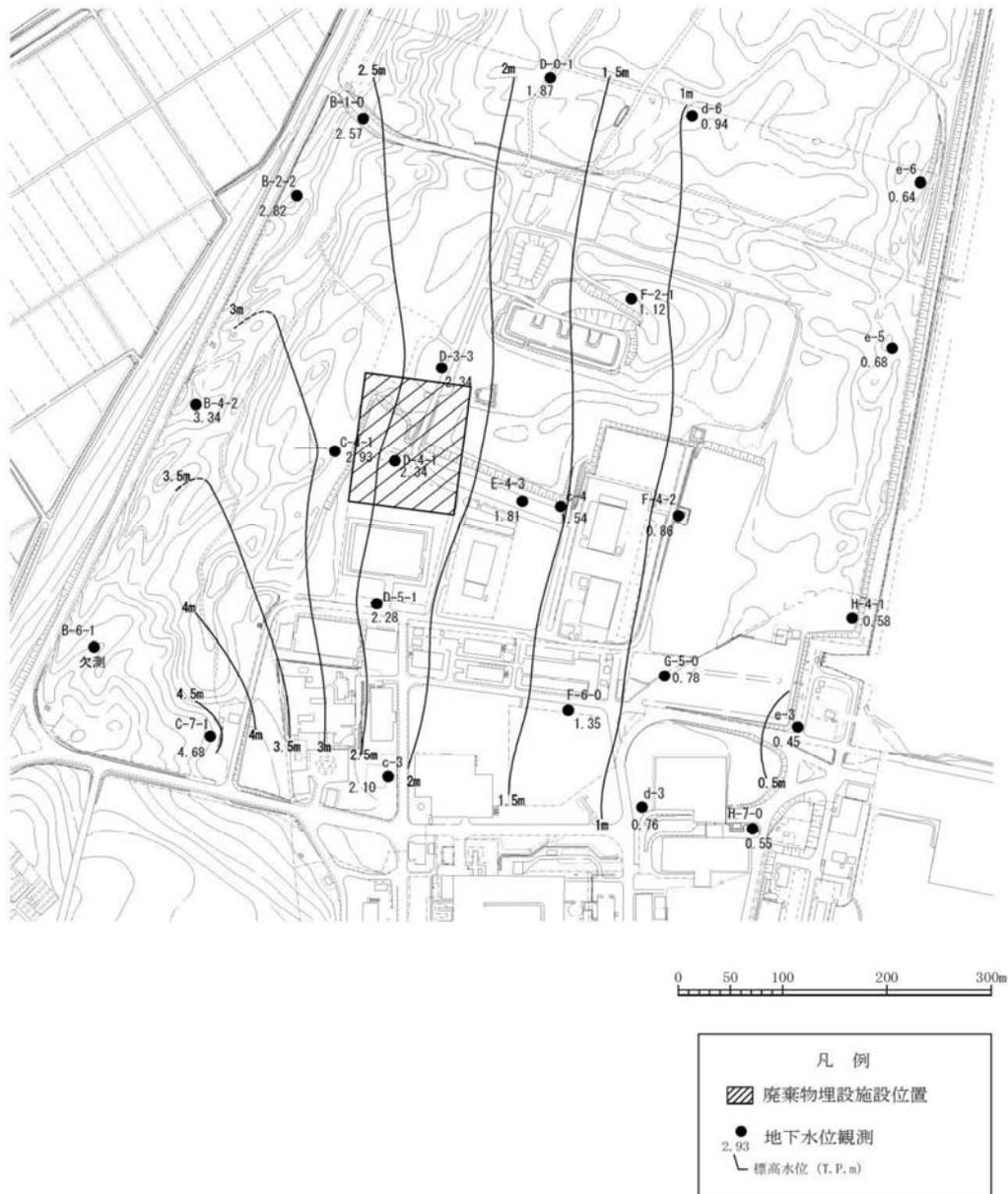


圧密降伏応力，圧密係数，透水係数

地層名	ボーリング孔		試料No.	深度 GL-(m)	圧密降伏 応力 Pc N/mm2	圧密係数 Cv cm2/min	透水係数 k ×10 ⁻⁷ cm/s
	No.	孔口標高 TP(m)					
Ac	E-4-0	7.97	E-4-1-Ac2	10.98~11.03	0.192	0.47	2.80
	D-3-0	4.03	D-3-2-Ac1	10.23~10.28	0.225	2.63	4.61
	C-4-0	5.96	C-4-2-Ac1	12.03~12.08	0.228	2.02	4.55
	D-4-0	8.29	D-4-3-Ac1	14.55~14.60	0.211	2.06	7.16
	D-5-0	7.98	D-5-2-Ac1	15.28~15.33	0.282	2.15	5.94
個数				全平均	5	5	5
平均					0.228	1.87	5.01
個数				GL-12m 以浅	2	2	2
平均					0.209	1.550	3.705
個数				GL-12m 以深	3	3	3
平均					0.240	2.077	5.883

地下水位の設定について

本評価に用いる地下水位は、地下水位等高線図（動水勾配最大時）より、T.P. +2.75m と設定する。



地下水位等高線図（動水勾配最大時）