

高圧ガス設備の液状化対策指針

目次

ページ

第1章 総説	1
1.1 目的と適用範囲	2
1.2 用語の説明	3
1.3 液状化対策の基本方針及び手順	6
第2章 高圧ガス施設の立地地盤の特徴	8
2.1 臨海埋立地盤の特徴	9
2.2 埋立地盤における留意事項	9
第3章 液状化及び流動化被害事例と想定される被害	13
3.1 代表的な地震における高圧ガス設備と類似施設の被害概要	14
3.2 1995年兵庫県南部地震における高圧ガス設備と類似施設の液状化被害	17
3.3 2011年東北地方太平洋沖地震における液状化被害	29
3.4 大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定	32
第4章 液状化及び流動化の予測	34
4.1 液状化及び流動化の予測	35
4.2 液状化の予測方法	37
4.3 流動化の予測方法	54
4.4 液状化及び流動化の影響の予測方法	58
4.5 液状化の予測に必要な調査・試験	82
4.6 液状化対策の必要性の評価	87
第5章 液状化及び流動化対策工法	89
5.1 液状化対策工法の種類と特徴	90
5.2 地震動レベルによる液状化対策の考え方	95
5.3 地盤改良による液状化対策工法の設計の考え方	106
5.4 構造的な液状化対策工法の設計の考え方	122
5.5 近接構造物がある場合の液状化対策工法の設計・施工上の留意点	133
5.6 液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性	140
5.7 岸壁・護岸背後の流動化対策工法・設計の考え方	142
第6章 液状化対策工法の施工事例と対策効果の検証事例	146
6.1 地盤改良による液状化対策工法の施工事例	150
6.2 構造的な液状化対策工法の施工事例	170
6.3 既設構造物の液状化対策工法の施工事例	176
6.4 岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例	184
6.5 既往地震における液状化対策効果の検証事例	189

第1章 総説

1.1 目的と適用範囲

本指針は、高圧ガス設備に係わる事業者等が、設備の耐震対策としての地盤の液状化対策について計画、設計及び施工する際に役立つ情報を提供することを目的に作成したものである。内容は、可能な限り合理的と判断される複数の方法とその適用性を提示し、事業者等が選択する余地を残すとともに、液状化対策に関する内容の理解を深めるため、事例及び参考文献・資料をできるだけ多く紹介するように努めた。

ただし、設計、施工方法を詳細に示すものではなく、事業者等が液状化問題を検討する際に理解を助けることを主眼としたものである。また、液状化・流動化対策については、現状での考え方を述べているもので、今後の技術の発展による適切な対策を考慮することを妨げるものではない。

なお、本指針では以下に示す高圧ガス分野の耐震設計基準類を基本に、液状化対策に関する内容を紹介した。

- ①高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示，経済産業省告示第 220 号，平成 30 年 11 月 14 日制定。（以下、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示という。）
- ②高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1），KHKS0861（2018），平成 30 年 12 月 13 日改正。（以下、KHKS0861（2018）という。）
- ③高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2），KHKS0862（2018），平成 30 年 12 月 13 日改正。（以下、KHKS0862（2018）という。）
- ④高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1）の解説，KHKTD5861（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定。（以下、KHKTD5861（2023）という。）
- ⑤高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）の解説，KHKTD5862（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定。（以下、KHKTD5862（2023）という。）
- ⑥高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1）の評価例，KHKTD5863（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定。（以下、KHKTD5863（2023）という。）
- ⑦高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）の評価例，KHKTD5864（2023），令和 5 年 12 月 26 日制定。（以下、KHKTD5864（2023）という。）

また、他分野として以下に示す土木・建築分野の耐震設計基準の内容についても適宜、紹介した。

- ①(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，平成 29 年 3 月。（以下、道路橋示方書（2017）、旧道路橋示方書を同（1996）、同（2002）という。）
- ②(公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，平成 24 年 9 月。（以下、鉄道構造物等設計標準（2012）という。）
- ③(公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 5 月。（以下、港湾の施設の技術上の基準（2018）という。）
- ④(社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019 年 11 月。（以下、建築基礎構造設計指針（2019）という。）

1.2 用語の説明

圧密沈下	過剰間隙水圧が消散（主として地表）することによって生じる地盤の沈下
液状化試験	土の液状化強度を求めるための室内試験。現地で採取した複数の土質試料にレベルの異なる繰返し荷重をかけ、作用荷重と液状化する繰返し回数 の関係から液状化強度を求める。
液状化対策	地盤の液状化を防止または軽減するための対策。地盤を改良して液状化を防止する対策と構造物や基礎の強化によって地盤が液状化しても損傷を防止または軽減する対策に分類される。
過剰間隙水圧	地震動の繰返し荷重によって発生する土粒子間隙中の水圧。地震が終わると消散していき、元の静水圧の状態に戻る。
許容間隙水圧比	ドレーン工法の設計のために規定するドレーン間の地盤に発生する最大過剰間隙水圧比。
杭間 N 値	締固め砂杭による地盤改良効果を把握するために、砂杭の間で行う標準貫入試験の値。
杭基礎	杭で支持される基礎。
護岸	河岸、海岸及び堤防等の浸食を水際線で直接防護する施設。
護岸の変形率	地盤の流動化による水平移動量の護岸の護岸高さに対する割合を%で表した もの。
細粒分含有率	粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子が含まれる割合。
地震防災設備	地震時及び地震後の地震災害の発生並びに拡大を防止するための設備。
地盤改良	軟弱地盤上に構造物を構築したり、盛土あるいは掘削を行う場合に、施工過程及び完成後において発生する有害な地盤の挙動を事前に除去または軽減させるために、地盤の工学的性質を人為的に改善し安定化させること。
地盤災害	地盤の変状によって引き起こされる被害。地震では、山崩れ、地割れ、砂地盤の液状化が代表例である。
地盤種別	耐震設計等で用いる地盤の種別。高压ガス施設では4種類に分類される。
地盤の液状化	地震動による間隙水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層がせん断強度を失い土の構造に破壊が生じること。
地盤の固有周期	地盤を振動系とみたとき、それらの有する剛性、質量、境界条件によって決まるその振動系固有の周期。
地盤の流動化	地盤の液状化に伴う地盤の水平移動及び沈下。
地盤変状	耐震設計構造物の地盤の液状化に対する耐震性能を評価するための地盤の移動及び土質定数の低下。
地盤変状対策	地盤の液状化及び流動の影響を防止又は削減するための方策。
重力式護岸	土圧・水圧等の外力に対して躯体重量とその摩擦力によって抵抗する構造の護岸。比較的堅固であるが、重量が大きくなるため軟弱地盤には適さず、地盤改良を必要とすることが多い。ケーソン式、L型ブロック式、ブロック式、場所打ちコンクリート式等がある。
相対密度	砂質土の相対的な締めり方を表す指標。0~100%の範囲で、数字の大きい

	方が密な土を表す。
側方流動	地盤の液状化に伴い、地盤が水平方向に移動すること。 (高圧ガス分野では「側方流動」は用いず、「地盤の流動化」の用語を適用している。)
塑性指数	細粒土が塑性を示す含水比の範囲。塑性指数が大きい土を塑性的な（粘り気のある）土という。
静止土圧係数	地盤の水平変位がない状態における土圧係数。全上載圧に対する静止土圧の比 K_0 で表される。静止土圧係数は0.5～0.6程度のことが多い。
耐震設計構造物	塔槽類及びその支持構造物、配管系及びそれらの基礎。
耐震性能	耐震設計構造物及び地震防災設備の地震の影響に対する性能。
タイプⅠ,Ⅱ	液状化判定を行う際の地震動波形のタイプを表す。タイプⅠは継続時間が長いプレート境界型地震を、タイプⅡは衝撃タイプの内陸型直下型地震を想定したレベル2地震動を表す。
体積ひずみ	過剰間隙水圧の消散に伴って土の体積が減少する。全体積に対する体積減少量の割合を%で表示したもの。
沖積地盤	約1.8万年～現在までの期間(沖積世)に形成された地層が存在する地盤。低平な海岸平野の形成と軟弱地盤が特徴的である。
直接基礎	地盤に直接支持される基礎。
不等沈下	地盤の変状によって基礎間に生じる非一様な沈下。地盤そのものの非一様な沈下（不同沈下）も含む。
マサ土	花崗岩質岩石が風化して土となった風化残積土。元の火成岩の組織をそのまま残すが、人力で容易に削り取ることができ、その土粒子は破碎されやすい。近畿・中国・四国に広く分布する。
矢板式護岸	鋼矢板や鋼管矢板を地盤に打ち込んで土留め壁とした護岸。前面に設けた矢板と背面の控え工をタイロッドで接続したものが一般的で、作用する外力を控え工と矢板根入れ部前面の受働土圧によって支える。
有効応力	土に働く全応力（全上載圧）から間隙水圧を差し引いた値。土のせん断強さや圧縮性等に直接関係する。
流動対策	液状化に伴って発生する地盤の流動を防止または軽減するための対策。
流動範囲	護岸背後地盤において地盤が流動する範囲あるいは流動が影響する範囲。
流動力	周辺地盤の流動により地盤から杭等に流動方向に作用する力。
臨海埋立地盤	臨海部を造成して埋め立てた地盤。
累積損傷度	繰返し载荷により地盤に損傷が発生（液状化の場合は過剰間隙水圧の上昇）し、さらに進展して、ついには破壊（液状化）に至る過程を定量的に表す指標。
礫質土	日本統一土質分類法によれば、粗粒分（粒径 $75\mu\text{mm}$ 以上）が50%より多く、礫分（粒径 2mm 以上）が砂分（粒径 $75\mu\text{mm}\sim 2\text{mm}$ ）より多く、細粒分が15%より多い土。
レベル1地震動	耐震設計構造物の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち

	ち、当該構造物の供用期間中に発生する可能性の高いもの（高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示の第二条）。耐震設計構造物の損傷又は機能喪失がないことを照査するための地震動である。
レベル2地震動	耐震設計構造物の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの（高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示の第二条）。耐震設計構造物の気密性が保持されることを照査するための地震動である。
F _L 値	液状化抵抗係数あるいは抵抗率と呼ばれ、地盤の各深度の液状化可能性を表す指数。1.0 未満であれば液状化すると判断する。
P 波	振動方向が波の進行方向と同じで、媒体の体積変化を伴いながら伝達される波動。縦波、粗密波とも呼ばれる。
PC 杭	プレストレス・コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。
PHC 杭	高強度プレストレス・コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。
P _L 値	液状化指数と呼ばれ、F _L 値の 1 以下の部分の面積の総和に逆三角形の重み関数を乗じたもので、地盤の液状化程度を表す指標である。
PS 検層	ボーリング孔を利用して地盤の P 波速度、S 波速度の測定を行う方法。
S 波	振動方向が波の伝播方向に垂直で、媒体の体積変化を伴わずに伝達される波動。横波、せん断波とも呼ばれる。
SC 杭	外殻鋼管付遠心力コンクリート杭の略称。工場製品である既製杭の一種。

1.3 液状化対策の基本方針及び手順

高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示(平成30年11月14日、経済産業省告示第220号)では、耐震設計構造物が保有すべき耐震性能は、レベル1地震動に対して、当該耐震設計構造物の損傷又は機能喪失がないこと、レベル2地震動に並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、重要度Ia及びIの耐震設計構造物の気密性が保持されることと規定されている。

上記の耐震性能に鑑みて、地盤の液状化対策に要求される性能は、レベル1地震動に対しては、上部の耐震設計設備が健全性を維持することを前提として、液状化の発生を防止することを原則とするが、適切に設計された杭基礎の場合には液状化に対する抵抗力があることが知られているので、液状化の発生は許容するものとする。一方、レベル2地震動に対しては、高圧ガスの気密性を保持することを目的に、地盤の液状化は許容するが、耐震設計設備の損傷を復旧可能な範囲に留めることを原則とすることを基本的な考えとする。

この基本方針に基づいて、地盤の流動化に対する対策も含めた液状化対策の検討の手順を図1.3.1に示す。

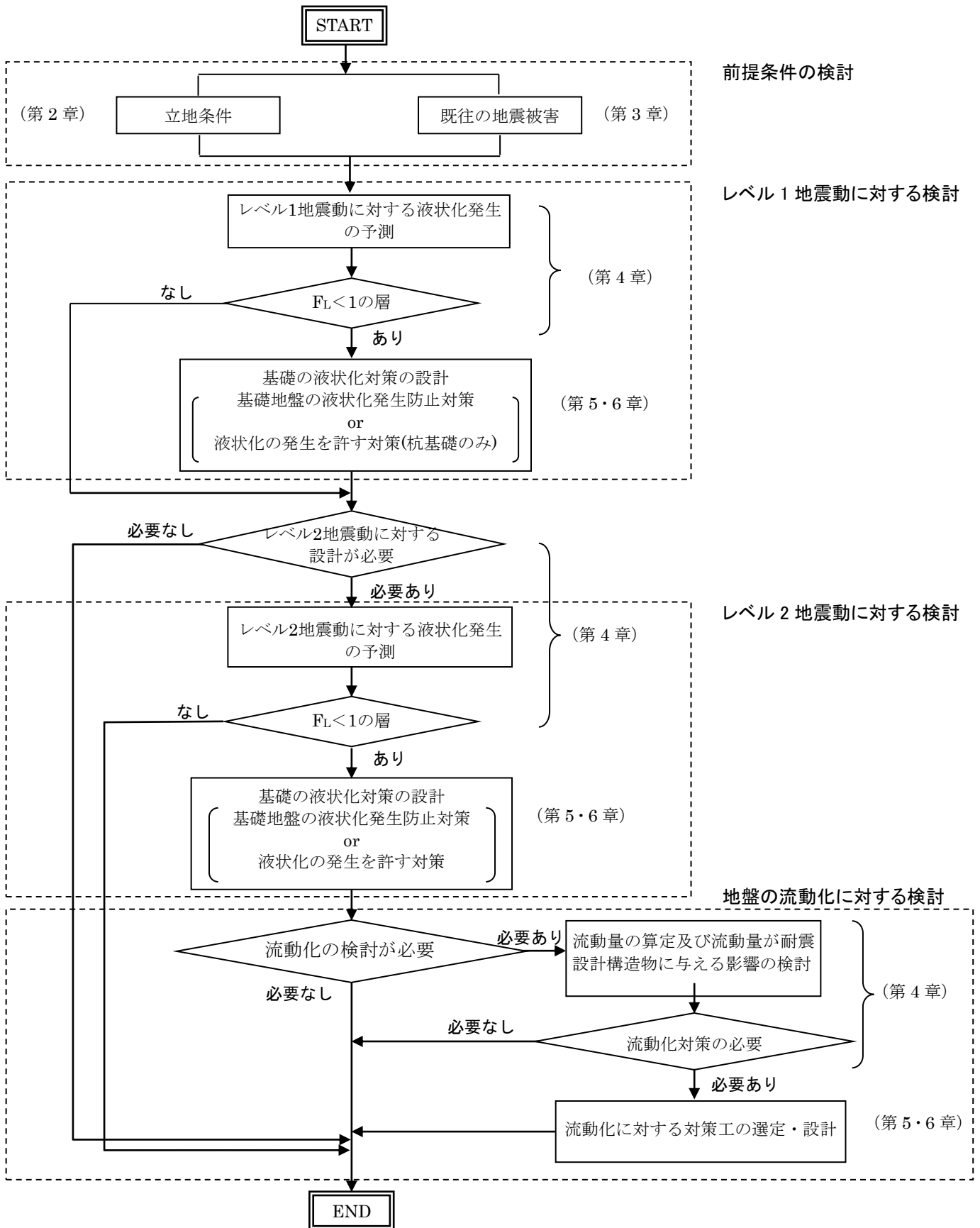


図1.3.1 液状化対策の検討手順

第2章 高圧ガス施設の立地地盤の特徴

2.1 臨海埋立地盤の特徴

高圧ガス施設には、石油及び化学工場の精製・改質装置あるいは LNG 貯蔵設備等があり、これらの装置・設備はタワー、ドラム、タンク等の機器とその接続配管、及びこれらを支持する架構で構成されている。これらの施設では、原材料である原油、ナフサ、LNG を海上輸送によって大量に受入れる必要から、その多くは海岸を埋立て造成した臨海埋立地に立地している。

埋立地盤の特徴として、その地形は平坦でかつ標高は平均海面（中等潮位）から 2～4m 程度と低い。地表面と海水面の差が小さいことから、敷地の地下水位も浅くなる。表層地盤は、周辺海域の浚渫土や山砂等の埋立土が旧海底面まで達し、旧海底面より下には地域の堆積環境により砂礫、砂層やシルト層等の沖積堆積層が分布し、全体的に砂質土を中心とした土質構成となっている場合が多い。そして、埋立地の造成は周辺海底地盤の浚渫土砂散布や陸側からの土砂巻出しで所定の標高にまで盛土するのが一般的で、そのままでは相対密度の小さい緩い地盤となりやすい。

2.2 埋立地盤における留意事項

このような埋立地盤に貯蔵タンクや大型のプラント設備を設置する際は、基礎の支持力だけでなく、下部粘性土層の圧密による将来沈下・傾斜、杭基礎における支持層の設定、護岸近傍の基礎の地盤滑り破壊、等について検討し、これらすべてについて安全を確認することが必要となる。さらに、埋立地の特徴として前節で挙げた、①緩い、②砂質土層で、③地下水位が浅い地盤では、地震時の地盤液状化並びにそれに伴う流動化の可能性があることから、これらの地盤挙動に対する設備の安全確保は設計上の重要な要素である。

液状化及び流動化の評価並びに対策を計画する上で、埋立地盤の特徴を踏まえた留意点として以下を挙げる。

2.2.1 地盤の不均一性

自然堆積地盤と異なり埋立層は、シルト質から礫質土まで様々な土質が無秩序に混ざった混合層となっていることが多い。また、陸から海に向かって次第に深くなる旧海底を埋立てるため、埋立層厚も変化している。このような地盤の評価に当たっては、周辺の調査資料も収集して、出来るだけ多くの土質調査結果に基づいた総合的な判断が必要である。特に、護岸背後地盤の流動化の影響を評価するためには、各設備の基礎直下の地盤情報のみでなく、より広範囲の土質を概観して適切な設計地盤モデルを作成することが必要となる。

図 2.2.1 に高圧ガス設備の基礎と地盤断面（模式図）、及び図 2.2.2 に埋立層厚の不均一性の事例を示す。

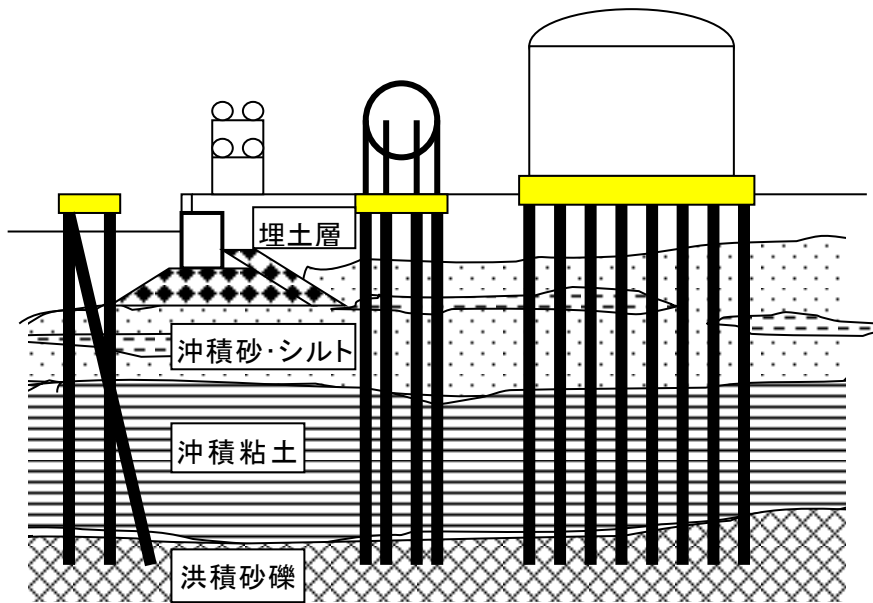


図 2.2.1 高圧ガス設備の基礎と地盤断面（模式図）

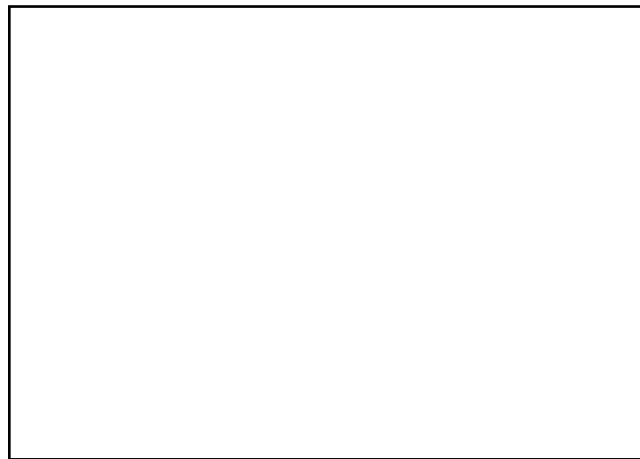


図 2.2.2 埋立層厚の不均一性の事例¹⁾

2.2.2 過去の地盤改良（プレロード工法等）の影響

旧海底沖積地盤に圧縮性の高い粘性土層が分布している地域では、構造物建設後の圧密沈下を抑制する目的で、地盤改良としてプレロード工法による予備載荷を実施する場合がある。これは粘性土地盤の沈下対策であるが、砂質土層に対しても載荷及び除荷過程の地中応力履歴による過圧密比、 OCR 並びに地盤の水平有効応力比、 Ko の増加が液状化抵抗を増加させる効果を持つことが実験により確認されている。

石原らは、これらの液状化抵抗に及ぼす効果を次式で表現している²⁾。

$$\left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{A,OC} = \frac{1+2Ko}{3} \sqrt{OCR} \left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{I,NC}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{A,OC} & : \text{プレロード後の液状化応力比} \\ \left(\frac{\tau_l}{\sigma_{v'}}\right)_{I,NC} & : \text{プレロード前の液状化応力比} \\ Ko = \left(\frac{\sigma_h'}{\sigma_{v'}}\right) & : \text{水平有効応力比} \\ OCR & : \text{過圧密比} \end{aligned}$$

2.2.3 上部構造物の影響

現行の設計法では地表に設置された構造物の影響は、特別な解析法以外には地盤の液状化評価には考慮されない。しかし、大型貯槽等基礎サイズが地盤の液状化対象層厚より大きく、かつ構造物重量による地中応力増分が無視できないような場合には、地盤の拘束（有効応力増加）効果が期待できる。

一方、杭基礎の場合には、上部構造物の重量は杭を介して支持層に伝播されるため、液状化層の地中応力増加は見込めない。

2.2.4 流動化評価における護岸構造の違い

埋立地の護岸は、その構造及び工法は海底深さ・海底土質・護岸築造材料により捨て石、コンクリートセルラー、ケーソン、矢板護岸等、様々な形式がある。地盤の流動化現象には、護岸深さに加えてこれら護岸形式の違いも大きく影響すると考えられており、構造別・規模別に評価する必要がある。

2.2.5 既存エリアにおける建設工事の制約

既存の高圧ガス事業所の多くは1960年代の経済の高度成長期に建設され、その後拡張されたものが多い。今後の新・増設もこれら既存エリアに隣接して行われるケースが中心となると考えられるが、地盤の液状化・流動化対策として地盤改良を計画するに当たっては狭隘な作業範囲、運転中の装置への振動影響防止、建設機械の搬出入確保、火災・爆発に対する養生等、多くの制約の中で対策の信頼性、施工安全性、経済性を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木弘, 竹本秀俊他 : 苫東コールセンター(株)貯炭場地盤改良工事の設計, 施工について, 電力土木, No.198, 1985.
- 2) K.Ishihara and H.Takatsu : Effects of Over-consolidation and Ko Conditions on the Liquefaction Characteristics of Sands, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, 1979.

第3章 液状化及び流動化被害事例と想定される被害

3.1 代表的な地震における高圧ガス設備と類似施設の被害概要

地震時の液状化現象が大きくクローズアップされる契機となった1964年新潟地震から2024年能登半島地震までの、代表的な地震における高圧ガス設備と石油タンク他の被害概要を表3.1.1に示す。

この表からもわかるように、1994年三陸はるか沖地震までは高圧ガス設備の地震被害は液状化の有無にかかわらず、大規模な被害はほとんど報告されていない。1995年兵庫県南部地震で発生した御影浜のA事業所のLPGタンク接続配管からのガス漏洩が大規模な被害としては初めてで、地盤の液状化が原因であった。この被害については、その後、高圧ガス保安協会内に「兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査委員会」が設置され、詳細な調査を踏まえて「兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査中間及び最終報告書」^{2),3)}が刊行されている。詳細は同報告書に譲るが、その概要については次節で紹介する。

一方、石油タンクでは表3.1.1に示すように数多くの被害が報告されている。その多くはタンクの不同沈下や傾斜であるが、油流出という被害にまで結びついたのは1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、2016年熊本地震、2011年東北地方太平洋沖地震の4件である。特に、1964年新潟地震では大量の油流出によって大火災が発生した。1995年兵庫県南部地震でも火災の報告があるが、これは市街地大規模火災によって延焼したものである。1995年兵庫県南部地震における危険物施設の被害概要についても次節で述べる。

ここで、石油タンクの地震被害と液状化対策との関係について触れておきたい。例えば1964年新潟地震で大量の油流出と火災の発生したタンクがあった一方で、バイプロフローテーション工法で地盤改良したタンク・プラントにはほとんど被害が出なかった。これは、地盤を締固めることが液状化対策としてきわめて有効であることの証拠でもあった。これを契機に、その後のタンク基礎の工事では液状化対策を必ず行うようになり、無対策の周辺地盤が液状化によって大きな変状が発生しても、タンク本体の被害は比較的軽微で済むということになったのである。

表3.1.1(1) 高圧ガス設備及び危険物タンク他の地震被害¹⁾に加筆修正

地震	気象庁震度階級 (最大震度)	高圧ガス設備の被害	危険物施設等の被害
新潟地震 1964.6.16 M7.5	震度階級5:新潟市、長岡市他	新潟市で煙突倒壊、装置群の傾斜・沈下発生。	新潟製油所で大規模な液状化現象により、プラント、石油タンク群が沈下・傾斜し、大量の油流出と火災発生。15日間炎上。ハイプロローション工法で地盤改良されたタンク、プラントはほぼ無被害。
十勝沖地震 1968.5.16 M7.9	震度階級5:苫小牧市、八戸市他	被害報告無し。	八戸港の製紙工場で液状化によるタンク傾斜等被害発生。ハイプロローション工法で地盤改良した構造物は軽微～無被害。
宮城県沖地震 1978.6.12 M7.4	震度階級5:仙台市、石巻市他	・仙台・塩釜地区で液状化による被害無し。 ・製造所・貯蔵所で配管に亀裂・フランジの緩み等でガス漏洩多発。	・仙台製油所で3基のタンクの底部が破損し、全貯蔵量が流出。 ・仙台市のガスホルダーが崩壊、炎上。 ・塩釜地区、石巻市周辺では著しい液状化が発生、地盤改良(ハイプロローション工法、コンパクション工法)されたタンクは無被害。
日本海中部地震 1983.5.26 M7.7	震度階級5:秋田市、むつ市他	被害報告無し。	・コンビナート地区での屋外貯蔵タンクの沈下、傾斜、溢流、配管の変形等が発生。 ・秋田ではリング火災発生、新潟では浮き屋根式タンクでボツーンが座屈し、大量の油が浮き屋根上に流出または溢流。青森では70基中約20基のタンクで最大30cmの沈下が発生、サントコンパクション工法で改良されたタンクは無被害。
千葉県東方沖地震 1987.12.17 M6.7	震度階級5:千葉市、銚子市他	被害報告無し。	京葉コンビナートで道路、平坦部で液状化発生、構造物は無被害。機器のアンカーボルト破断が一部発生。
釧路沖地震 1993.1.15 M7.8 (7.5)	震度階級6:釧路市	被害報告無し。	釧路港の港湾構造物に液状化による被害発生。タンク群に本体座屈や基礎表面に亀裂が発生、液状化被害無し。
北海道南西沖地震 1993.7.12 M7.8	震度階級6:奥尻町	被害報告無し。	室蘭港、函館港他で港湾、河川護岸に液状化被害多数発生。
三陸はるか沖地震 1994.12.28 M7.5	震度階級6:八戸市	被害報告無し。	八戸石油基地185基の石油タンク群は殆ど無被害。タンクヤードに液状化発生、地盤改良されたタンクでは未発生。
兵庫県南部地震 1995.1.17 M7.3	震度階級7:神戸市、西宮市他	液状化に伴う護岸の数mに及ぶ側方流動発生、御影浜のLPGタンク接続配管フランジからガス漏洩。約70,000人避難。	・神戸港の港湾構造物の液状化被害大。 ・石油タンク群に漏洩は無かったが(特定以外のタンクで1カ所漏洩)、多数が沈下・傾斜。

表 3.1.1(2) 高圧ガス設備及び危険物タンク他の地震被害 ¹⁾に加筆修正

地震	被災地	高圧ガス設備の被害	危険物施設等の被害
十勝沖地震 2003.9.26 M8.0	震度階級6弱:幕別町、釧路町他	被害報告無し。	<ul style="list-style-type: none"> ・ 苫小牧、胆振東部、石狩北部の1,000kl以上のタンク306基のうち、172基に長周期地震動によるスロッシング被害。 ・ 火災が苫小牧で2基、浮き屋根や浮き蓋の沈没が苫小牧で8基、石狩北部で1基発生。 ・ 苫小牧で地震の2日後に発生した火災は、ナフタンク浮き屋根沈没に起因した全面火災で44時間炎上。
福岡県西方沖地震 2005.3.20 M7.0	震度階級6弱:福岡市、前原市	福岡LPガス基地のタンク受入れ配管接続から液漏れ。	福岡コンビナート全体として大きな被害は発生せず、小規模タンクで液状化や浮上り発生。
東北地方太平洋沖地震 2011.3.11 Mw9.0	震度階級7:栗原市	<ul style="list-style-type: none"> ・ 千葉県市原市の事業所で球形貯槽の鋼管ブレース破断、爆発・火災発生。 ・ 東北地方から関東地方沿岸域で大津波による多数の設備の流出。 ・ 17事業所で、液状化による設備等の損傷46件(基礎沈下、配管変形・破損、設備傾きの順)。配管破損による漏洩1件。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 久慈では津波により屋外タンク貯蔵所等、多数の地上設備破損。 ・ 仙台地区では津波火災により屋外タンク貯蔵所等焼損、複数の特定事業所の屋外タンク付属配管等破損、石油流出。 ・ いわきでは液状化、側方流動によるタンク被害。 ・ 鹿嶋では津波によるバース配管の損傷や岸壁の崩落。 ・ 日本海沿岸地域では、スロッシングによる浮き屋根のボンツーン破損、浮き蓋の破損(酒田)、デッキ上への油の溢流被害(新発田,新潟)。 ・ 東京湾岸では浮き屋根や浮き蓋沈没、ボンツーン破損(川崎)等。
熊本地震 2016.4.14,16 M6.5,M7.3	震度階級7:益城町、西原村	LPガス容器の転倒多数。漏洩火災無し。	熊本県、大分県、福岡県の危険物施設の被害は、破損127施設(建築物等、基礎・地盤面等、配管の順)、流出8施設、その他6施設(主に地盤沈下や液状化)。火災は未発生。
北海道胆振東部地震 2018.9.6 M6.7	震度階級7:厚真町	被害報告無し。	苫小牧・北海道石油備蓄基地のタンクで浮き屋根上への原油溢流82基等。顕著な液状化被害無し。
能登半島地震 2024.1.1 M7.6	震度階級7:輪島市、志賀町	七尾基地、奥能登4市町充填所が被災、供給に支障無し。	<ul style="list-style-type: none"> ・ 新潟石油備蓄基地のタンクで原油が浮き屋根上に漏洩。 ・ 能登地区の一部油槽所でタンク・配管損傷。需給に大きな影響無し。 ・ 液状化による富山県内の都市ガス導管被害25件。 ・ 液状化による港湾(飯田港他)の小規模タンク沈下・傾斜。

参考文献

- 1) 高圧ガス保安協会：石油精製業保安対策に関する報告書，1995。
- 2) 高圧ガス保安協会：兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査中間報告書，1995。
- 3) 高圧ガス保安協会：兵庫県南部地震に伴うLPガス貯蔵設備ガス漏洩調査最終報告書，1995。

3.2 1995年兵庫県南部地震における高圧ガス設備と類似施設の液状化被害

3.2.1 A事業所LPガス貯蔵設備の被害

(1) 地震被害の概要

1995年兵庫県南部地震は大都市直下の地震（M7.3）で、都市機能が麻痺し、過密した近代都市の脆弱性が露呈した地震である。死者6437人の内陸型地震として戦後最悪の大震災（阪神・淡路大震災）となった。地震被害の詳細については他書^{例えば 1)}に譲るが、高圧ガス設備については、A事業所（兵庫県神戸市東灘区御影浜町）において、ガスの漏洩事故が発生した²⁾～⁴⁾。高圧ガス設備としては初めての大規模ガス漏洩事故であった。

1995年1月17日、午前5時46分の地震発生直後に、同事業所内のLPガス貯蔵設備（101平底貯槽及びその配管系）の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部からLPガスが液状に漏洩していることが発見された。直ちに、消防機関等により滞留した液状のLPガスに高発泡消化薬剤の散布が行われるとともに、発災設備内のLPガスを隣接している平底貯槽へ移送する、残留したLPガスを窒素ガスに全量置換する等の作業が着手された（2月7日に置換終了）。その後、余震によるLPガス漏洩量の増加が認められたため、1月18日、午前6時00分に神戸市災害対策本部長から周辺住民に対して避難勧告が発令され、約70,000人が避難した。この勧告は、同日18時30分に一時解除、同月22日14時30分に完全解除された。幸いにして本ガス漏洩事故による人的被害はなかった。

本事業所は、タンカーによるLPガスの受払施設を備えた一次基地であり、昭和30年代に埋立により造成された人工島の一角に位置している。同地震により大規模な地盤の液状化が発生し、支持層まで打設した杭支持基礎または地盤改良を施した基礎が存在する場所を除き、液状化及び流動化による被害が顕著であった。図3.2.1に地震前後の航空写真測量から得られた事業所の残留地盤変位を示す⁵⁾。本事業所は南側及び西側が海に面しているが、地盤沈下量は西側護岸付近で最大約2m、海側への流動量も非常に大きく、南側護岸付近では最大約3.7mにも達しており、敷地全体が1～2m移動した。LPガス漏洩の主原因は、この地盤の液状化及び流動化によるものとされている。



図 3.2.1 1995年兵庫県南部地震被害：A事業所の流動化による残留地盤変位（航空写真測量）⁵⁾

(2) LP ガス貯蔵設備

図 3.2.2 に本事業所内の LP ガス貯蔵設備の配置を示すが、3 基の平底貯槽（101～103）、5 基の球形貯槽（104～108）及び配管やポンプ室等の関連設備で構成されている。このうち海に面している南側と西側護岸近傍の 101 平底貯槽の受払配管系において、LP ガスが漏洩した。その他の設備の配管系においても LP ガスが漏洩したが、軽微であった。

101 平底貯槽は昭和 42 年に完成した二重殻平底円筒形（内径約 37m、高さ約 37m、容量 20,000t、発災当時の LP ガス残留量 6,700t）の低温貯槽であり、その内容物は液化プロパンガスである。この貯槽の基礎は、直径 1,100mm、長さ 27m のベノト杭を支持層まで打設し、高床式コンクリートスラブで貯槽を支えた杭基礎である。なお、102 及び 103 平底貯槽ではバイブロフローテーション工法による地盤改良が行われ、直接基礎となっている。

101 平底貯槽の配管系については、写真 3.2.1、写真 3.2.2、図 3.2.3 に構造を示すが、受払ノズルは、一方の端部が 101 平底貯槽の内槽に溶接され、他端はフランジが溶接されており、このフランジが受払元弁のフランジに接続されている。受払元弁は 101 平底貯槽の外槽から 2 本のロッドでスプリングハンガーを介して支えられている。受払元弁は受払短管に接続され、受払短管は受払緊急遮断弁に接続されている。受払緊急遮断弁は、貯槽本体の基礎とは同一基礎でなく独立した直接基礎を持つ支持架台からスプリングハンガーを介して支えられている。また、101 平底貯槽の受払配管は、他の配管系（他の設備含む）と異なり、防液堤（102 平底貯槽と共通）を貫通して敷設されている。LP ガスは、受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部から漏洩した。

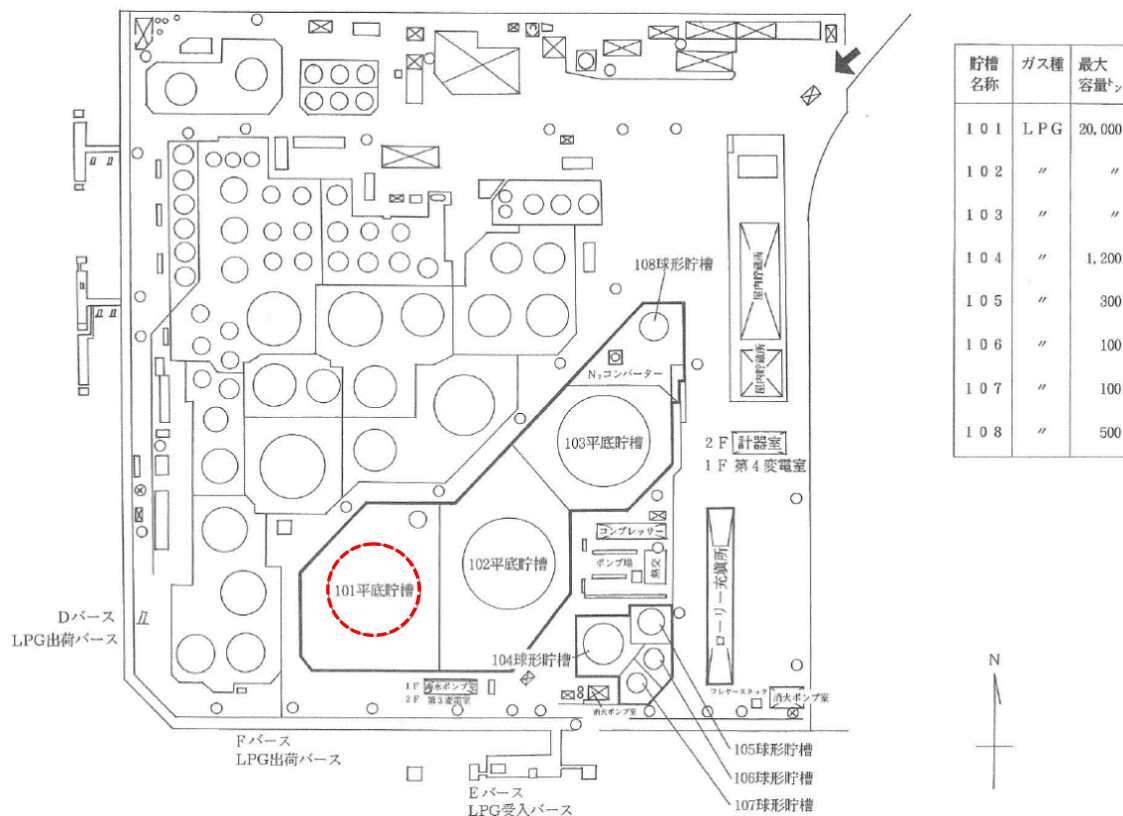


図 3.2.2 A 事業所の LP ガス貯蔵設備の配置 2)に加筆

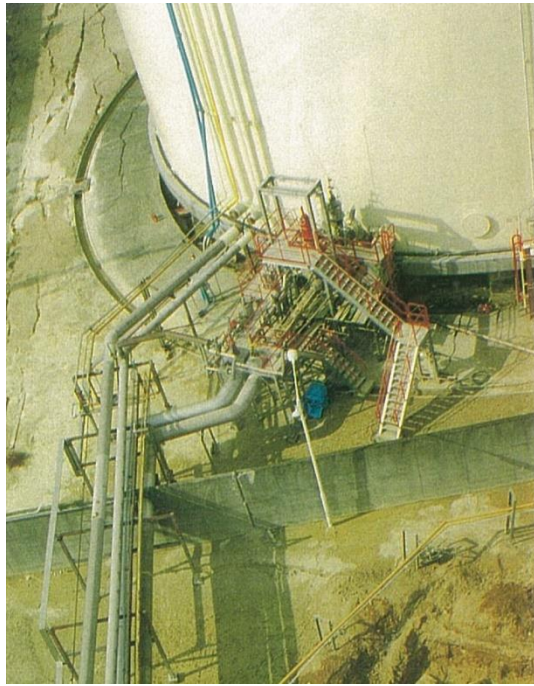


写真 3.2.1 101 平底貯槽の配管、支持架台及び防液堤²⁾

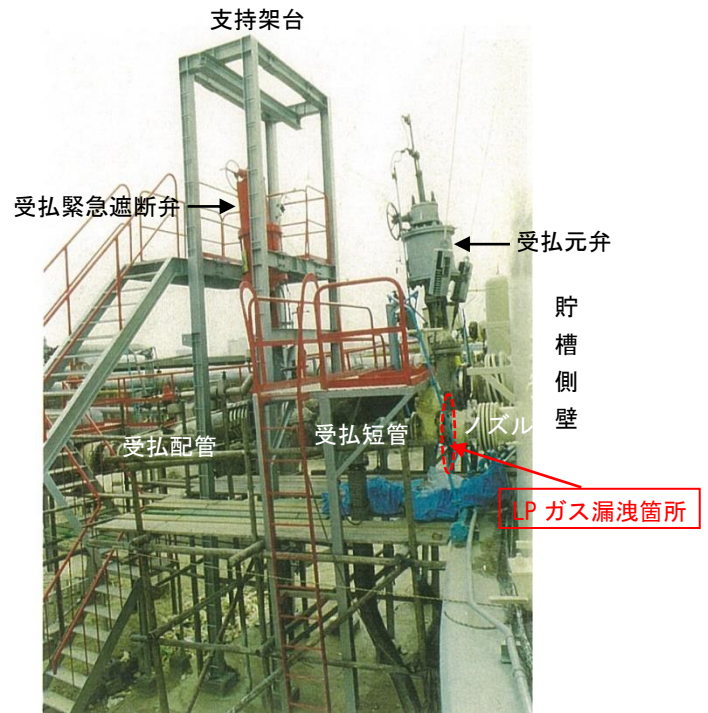


写真 3.2.2 101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台(北側水平方向)²⁾に加筆

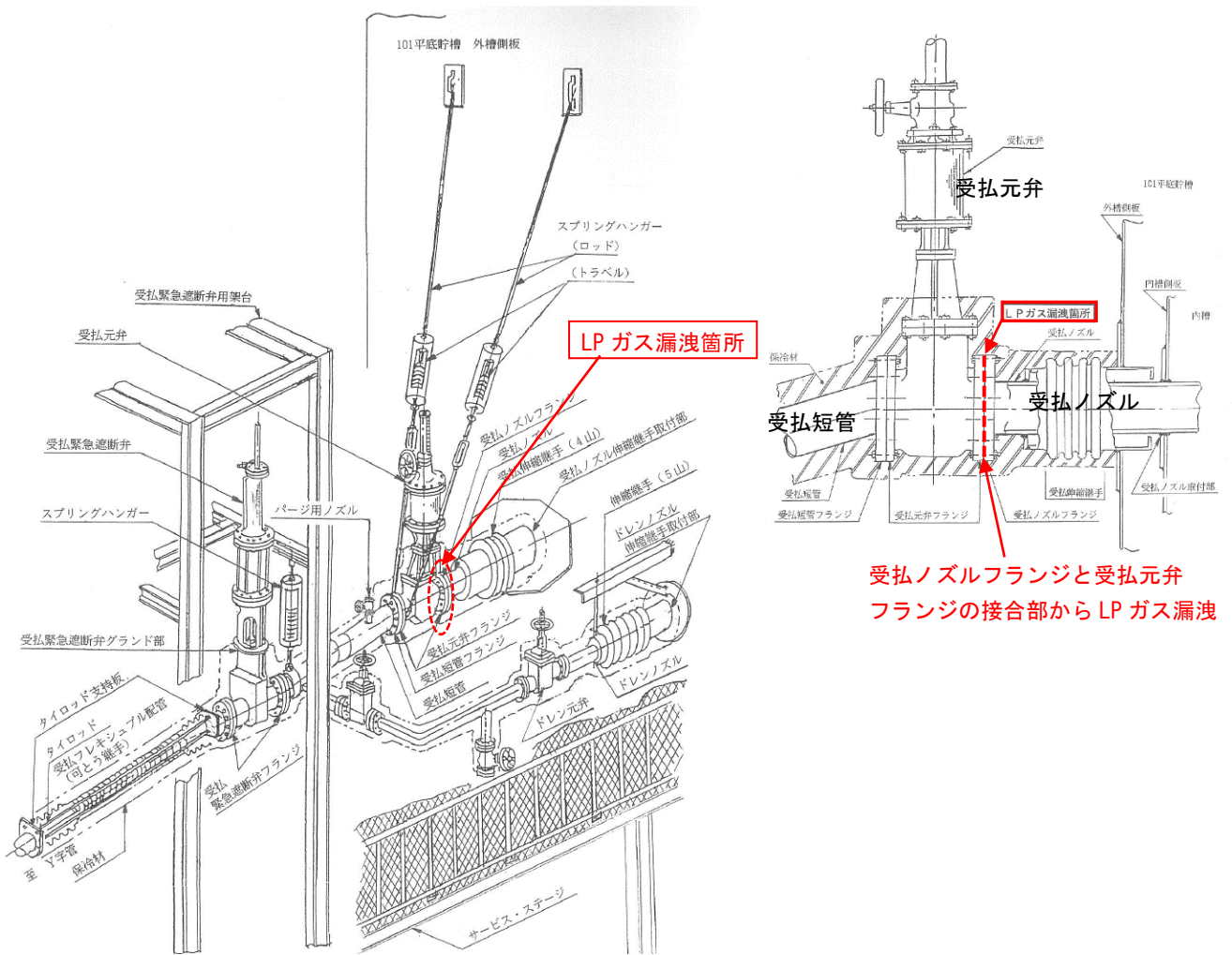


図 3.2.3 101 平底貯槽の受払元弁、受払緊急遮断弁及び支持架台²⁾に加筆

(3) LP ガスの漏洩

既述のように、LP ガスは 101 平底貯槽の受払配管系の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部から漏洩した（写真 3.2.3 参照）。その原因は、地震の加速度による設備の損傷ではなく、地盤の大規模な液状化及び流動化によるもので、以下のとおりとされている。

(a) 基礎形式

101 平底貯槽の基礎は、既述のように杭基礎である。目視観察では、基礎の損傷はほとんど見られなかった。基礎の沈下もほとんど見られなかったが、計測の結果、高床部が不同沈下率 0.21% で僅かに北側へ傾斜していた。

これに対し、受払配管系については、受払ノズル及び受払元弁は貯槽外槽により支持されているものの、受払短管以降の配管系の支持架台の基礎は、既述のように貯槽本体とは同一基礎でなく独立した直接基礎である。しかも液状化対策がなされておらず、地盤の鉛直及び水平方向の移動に大きく影響を受けた。図 3.2.4 に受払配管系の鉛直変位量を示すが、受払ノズルフランジで 45mm、受払短管以降の配管系では大きな変位が生じ、受払短管の受払元弁側フランジで 81mm、受払緊急遮断弁付近では 200mm にも及ぶ鉛直変位が生じた。ちなみに、受払緊急遮断弁を支える支持架台の移動量は、鉛直方向に約 75cm、水平方向（南護岸方向）に約 60cm であった。

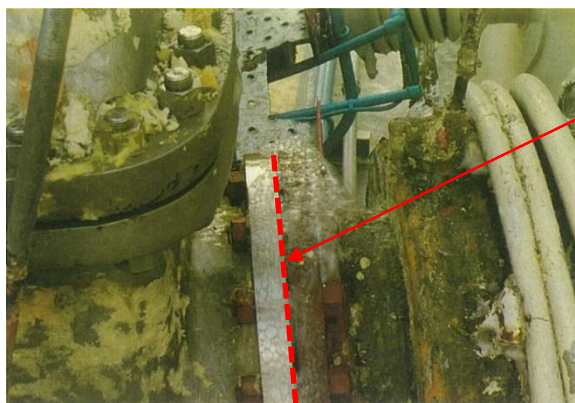


写真 3.2.3 101 平底貯槽の受払ノズルフランジと受払元弁フランジの接合部 (LP ガス漏洩箇所) 2)に加筆

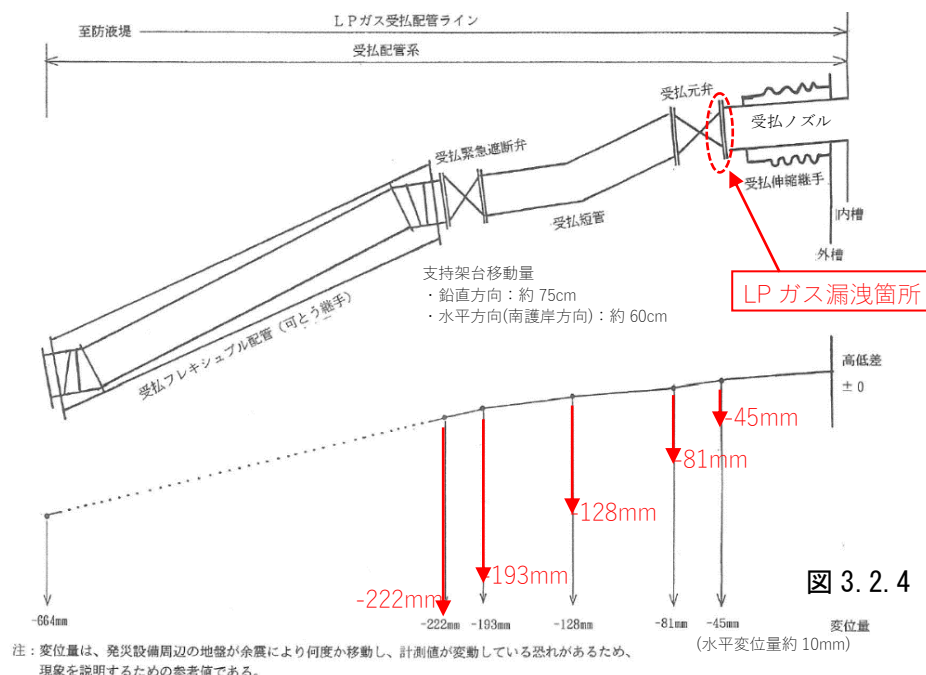


図 3.2.4 101 平底貯槽の受払配管系の鉛直変位量 2)に加筆

注：変位量は、発災設備周辺の地盤が余震により何度か移動し、計測値が変動している恐れがあるため、現象を説明するための参考値である。

(b) 配管系の可撓性

101 平底貯槽の受払配管は、既述のように防液堤を貫通して敷設されている。このため、受払配管は地盤変位に伴う防液堤の移動により拘束され、可撓性が小さい構造であった。ちなみに、防液堤は鉛直方向に約 70cm 沈下し、水平方向は南側護岸方向に約 70cm 移動していた。

(c) LP ガス漏洩の原因

以上のことから、LP ガス漏洩の原因は、地盤の液状化及び流動化が生じたことによって、受払緊急遮断弁を支持する架台の基礎等が機能を失い、基礎の変位に追従して生じた受払配管系の変位が可撓性の小さい受払配管系自体に過大な荷重として作用し、受払ノズルと受払短管間を曲げ開く力が働いて、同部分が開口したためと結論付けられている。ちなみに、本結論は、受払配管系をモデル化した数値計算によって検証されている。

なお、102 及び 103 平底貯槽では、既述のように貯槽及びそれらの受払配管系をバイプロフローレーション工法により改良した共通の地盤で支持したことにより、貯槽の基礎の沈下量と、それらの受払配管系の架台の基礎の沈下量の差が 101 平底貯槽及びその配管系の場合に比べて小さかった。このため、緊急遮断弁の架台の支持機能が保持され、受払配管系が大きく変位しなかったことから元弁接続部に大きな曲げモーメントが発生せず、LP ガスの漏洩が避けられたと考えられている。また、102 及び 103 平底貯槽受払配管系には、101 平底貯槽受払配管系と比べて、可撓性の大きい曲がり管を有していること、防液堤による拘束を受けるような敷設がされていないことから、構造上の可撓性が十分あったことも効果があったと考えられている。

(4) 基礎杭の被害

104～107 球形貯槽では、地震後に杭頭付近の地盤を掘削して亀裂観察及び傾斜状況調査が行われた。その結果を図 3.2.5 に示す。いくつかの杭では、杭頭部に亀裂が発生し、海側となる南に向かって若干傾斜している。

同事業所では、上記球形貯槽の北側にある堅型ポンプの基礎杭に関する詳細な被災調査も行われている。杭は外径 300mm、肉厚 60mm、長さ 12m の RC 杭である。図 3.2.6 に傾斜測定結果を示す。既述のように地盤が海側(南側)に大きく移動していることを受けて、杭も南側に大きく傾斜し、測定深度 10.5m で水平変位は最大 1.69m にも及んでいる。図 3.2.7 は、3 カ所の杭で行ったビデオカメラによる杭内部の損傷調査結果を示したものである。このうち、A 杭が図 3.2.6 で示した杭と同一のものであるが、深さ 3～7m 付近に水平方向に多数の亀裂が発生しており、杭の傾斜分布とほぼ対応しているのがわかる。3m 以浅でクラックが少ないのはポンプ本体がこの深さまであり、杭の変形をある程度抑えたためと考えられる。

(5) 地震後の対応

1995 年兵庫県南部地震による甚大な被害を踏まえ、土木分野の耐震設計基準が大改正され、レベル 1 及びレベル 2 地震動を考慮した 2 段階設計法に移行し、地盤の液状化に伴う流動化に関する規定が導入された。なお、建築分野の耐震設計基準（建築基準法・同施行令）は 1978 年宮城県沖地震を受け、1981 年の改正で既に 2 段階設計法が導入されており（新耐震設計基準）、大改正は行われなかった。

高圧ガス分野でも既述のLPガス漏洩事故等を踏まえ、平成9年（1997年）に高圧ガス設備等耐震設計基準が改正され（通商産業省告示第143号）、2段階設計法や地盤変状に関する規定が導入された。また、配管が耐震設計の対象として追加され、重要度 I_a、I の配管系のレベル2耐震性能について、「耐震設計設備に接続される配管系のうち、地震防災遮断弁を超えて当該耐震設計設備の直近に設ける当該配管系に係る支持構造物（配管を溶接等により固定するものに限る。）については、当該耐震設計設備と同一の基礎に施すこと。ただし、当該配管系が十分な可とう性を有していることを確認した場合は、この限りでない。」（第2条第2項第2号ニ）といった規定が設けられた。

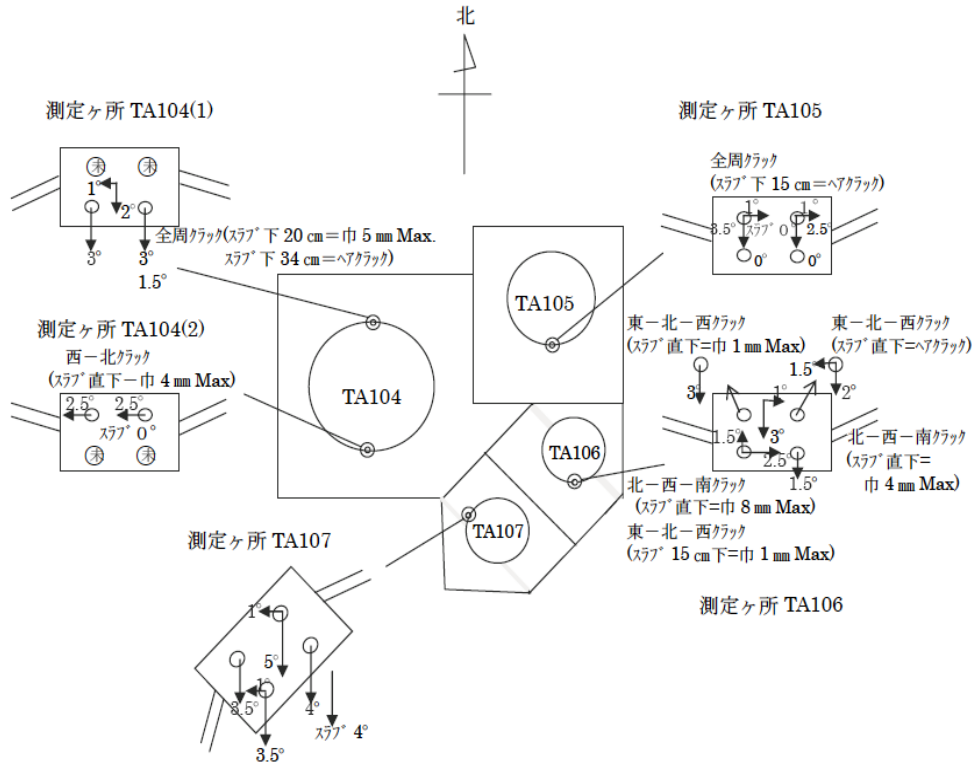


図 3.2.5 球形貯槽基礎杭の杭頭付近被害状況⁶⁾

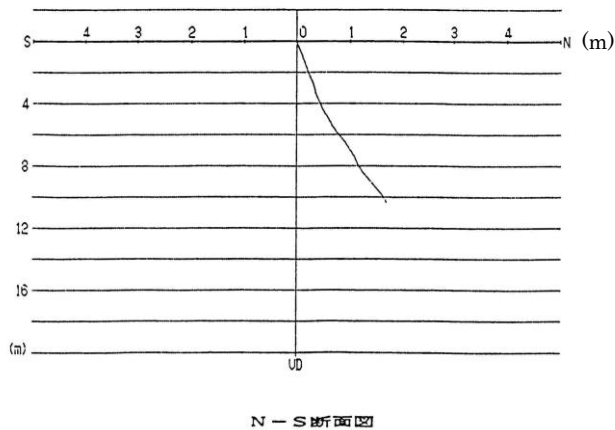


図 3.2.6 縦型ポンプ基礎杭の地中変位図⁶⁾

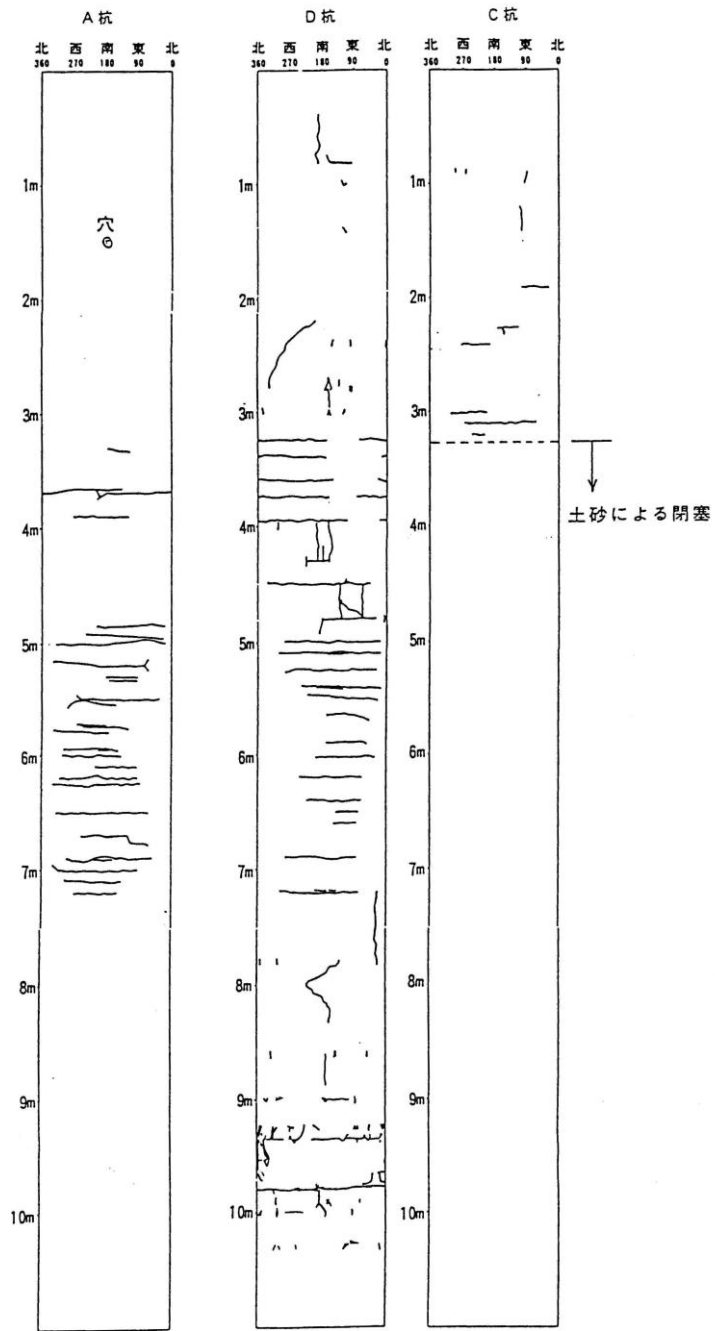


図 3.2.7 縦型ポンプ基礎杭の亀裂分布⁶⁾

3.2.2 B 発電所貯油タンク基礎の被害

1995年兵庫県南部地震において、神戸市東部第三工区埋立地（昭和43年竣工）にあるB発電所においても、地盤の液状化が発生し、機械設備基礎等の土木建築設備に大きな被害を受けた。当該地点の地盤は埋立層厚が平均約15mであり、埋立材料はマサ土主体で一部にφ300mm以内の玉石が存在している。沖積層は平均層厚約9m、海成粘土が主体でその上下に薄い砂層が一部見られる。それ以深は大阪層群に属する洪積層である。

被害は多岐にわたるが、ここでは貯油タンク基礎の被害概要について紹介する。貯油タンク基礎の構造を図3.2.8に示す。杭基礎はφ40cm、L30mのPC杭であり、全部で120本設置されている。上部は鉄筋コンクリートスラブとなっている。

地震により基礎周辺地盤が最大60cm程度沈下したことによって、杭頭部が露出し、杭体にクラックが発生したが、基礎スラブに損傷はなく基礎そのものに沈下や傾斜はほとんど認められなかった。

地震後直ちにタンク基礎外周部を深さ2m（一部最大4m）掘削して、最外周及び2列目の杭の調査が行われたが、ほとんどの杭に幅0.1～2.0mm程度のひび割れが30～50cmピッチに発生していた。代表的なひび割れ状況を写真3.2.4に示す。

このタンクは、消防法でいういわゆる旧法タンクに属しているが、その後の対策として、ひび割れ部のエポキシ樹脂注入＋炭素繊維シート巻き付け、SC杭の増し打ち、グラベルドレーン工法による液状化対策等が行われている。

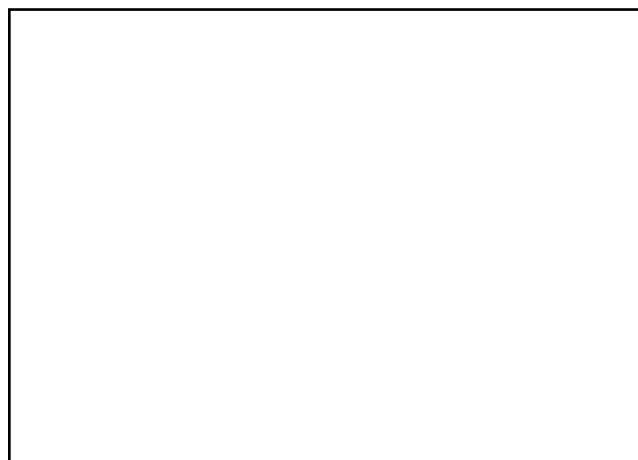


図 3.2.8 貯油タンク基礎構造図⁷⁾

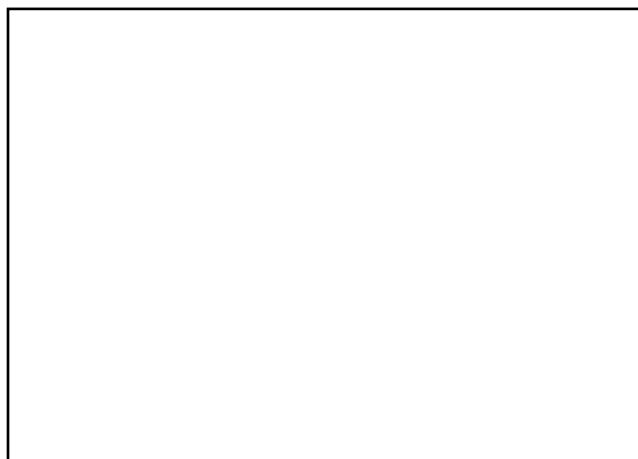


写真 3.2.4 PC 杭の代表的なひび割れ状況⁷⁾

3.2.3 危険物施設の被害

1995年兵庫県南部地震において、地震後に危険物保安技術協会がまとめた危険物施設の被害状況を表3.2.1、図3.2.9、図3.2.10に示す⁸⁾。被害は、兵庫県中でも神戸市に集中しているが、幸いにも大量漏洩やそれに起因する火災の発生した施設はなかった。表中に報告されている5カ所の火災施設は、市街地大規模火災によって延焼したものである。

表3.2.2は、神戸市内に設置されている消防法で規定された「屋外タンク貯蔵所」の総数と被害調査を行ったタンク数を示したものである⁸⁾。総数687基の内、1,000kl未満の小型タンクが約80%となっている。この調査結果から、タンク被害の内訳をまとめたのが表3.2.3、図3.2.11～図3.2.14である⁹⁾。

これらの図表からわかるように、基礎・地盤の異常が見られたタンクが圧倒的に多く、調査数の93%に達している。これは、各地点とも敷地全体に液状化が発生したり、護岸近傍の流動化によって水平変位や沈下が多く発生したためである。タンク本体にまで異常が見られたのは50%程度となっている。それも、旧法タンクに限定され、新法タンクではタンク本体の異常は全く見られていない。

これらの被害の詳細分析については文献8)、9)を参照されたい。

表 3.2.1 危険物施設の被害状況⁸⁾

表 3.2.2 神戸市内の被害調査タンク数⁸⁾

表 3.2.3 タンク被害の内訳⁹⁾

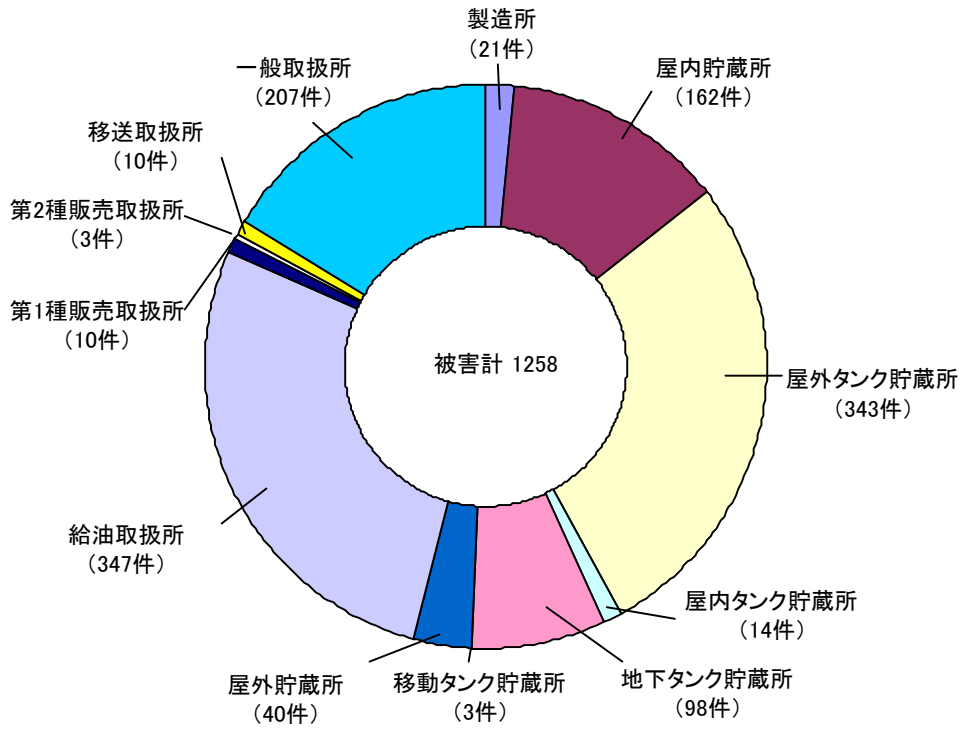


図 3.2.9 危険物施設別被害件数

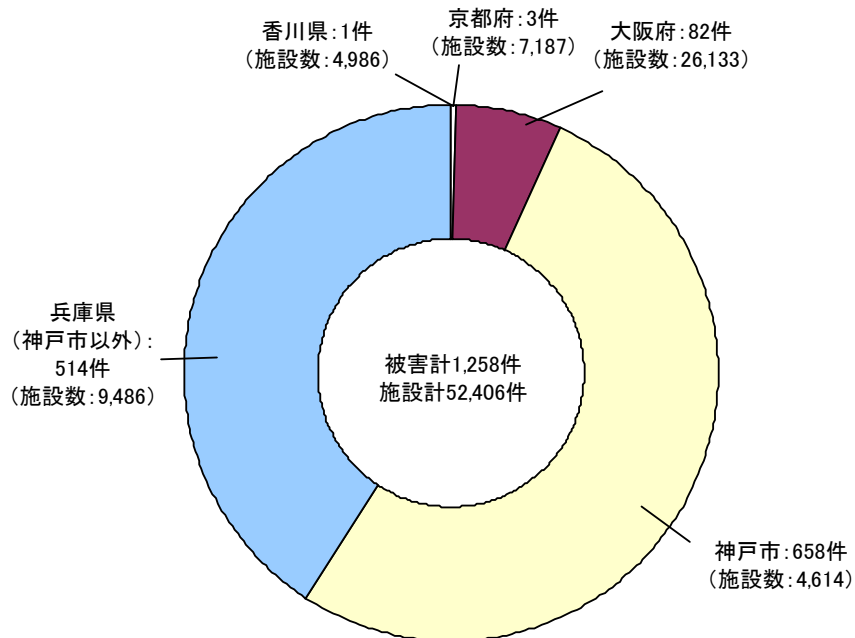


図 3.2.10 危険物施設の都道府県別被害件数

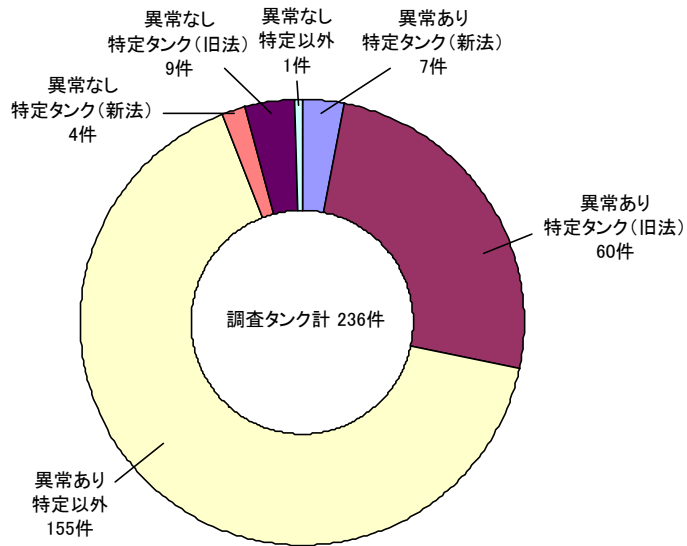


図 3.2.11 タンク被害の内訳

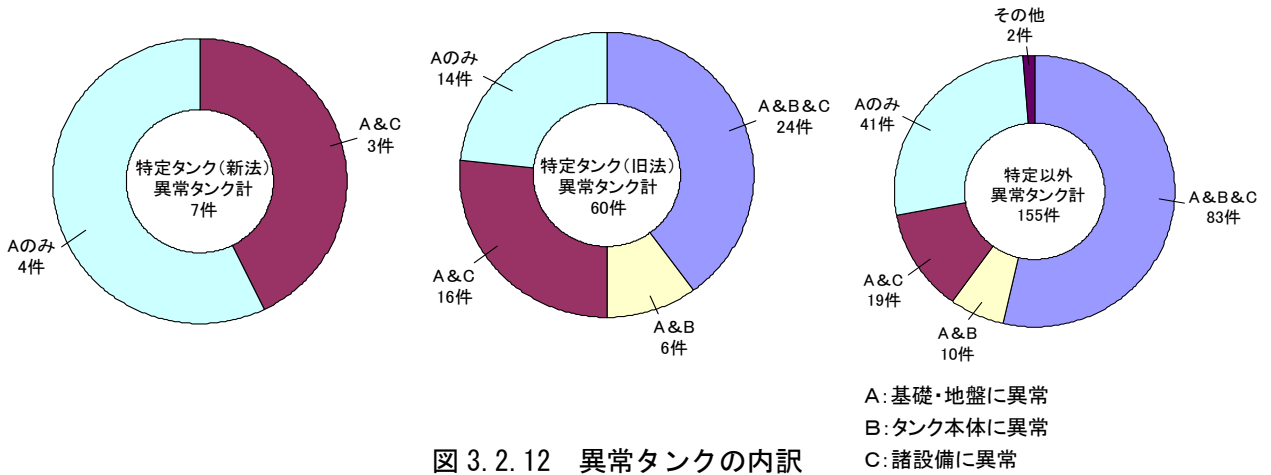


図 3.2.12 異常タンクの内訳

基礎・地盤の異常の内訳

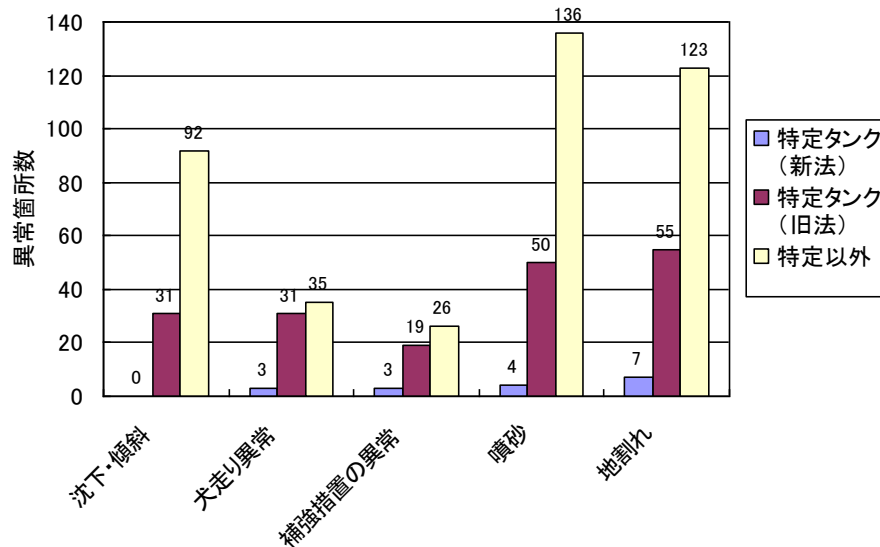


図 3.2.13 危険物施設被害における基礎・地盤の異常の内訳

タンク本体の異常の内訳

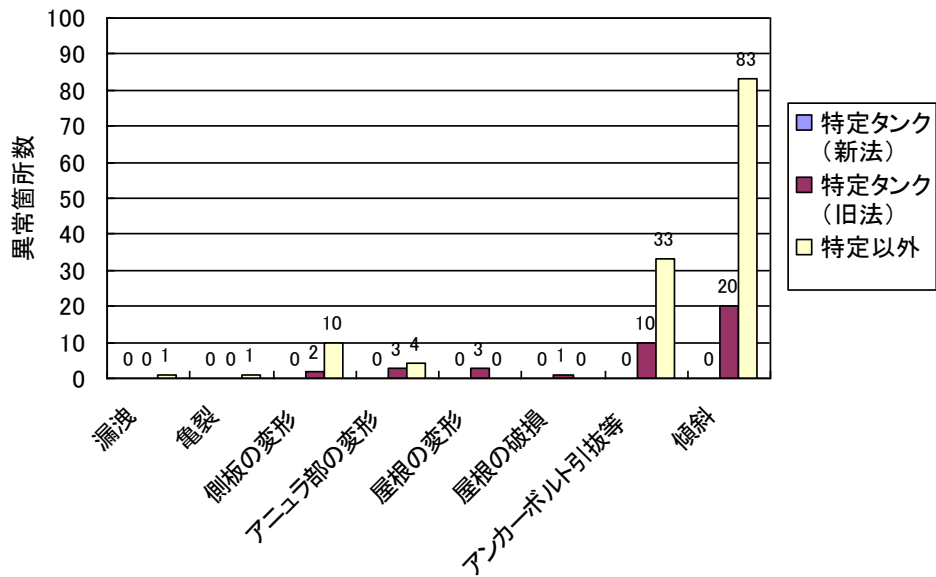


図 3.2.14 危険物施設被害におけるタンク本体の異常の内訳

参考文献

- 1) (社)土木学会, (社)日本建築学会, (社)地盤工学会, (社)日本地震学会, (社)日本機械学会 : 阪神・淡路大震災調査報告, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 1996~2000.
- 2) 高圧ガス保安協会 : 兵庫県南部地震に伴う LP ガス貯蔵設備・ガス漏洩調査中間報告書, 1995.
- 3) 高圧ガス保安協会 : 兵庫県南部地震に伴う LP ガス貯蔵設備・ガス漏洩調査最終報告書, 1995.
- 4) 高圧ガス保安協会 : 高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化分科会報告書, 平成 7 年度通商産業省委託・石油精製業保安対策調査, 1996.
- 5) 濱田政則, 樋口俊一, 中村孝明, 佐藤孝治, 飯塚信夫, 東京湾岸の地震防災対策—臨海コンビナートは大丈夫か, 早稲田大学ブックレット「震災後」に考える, シリーズ37, p.8, 2014.
- 6) 高圧ガス保安協会 : 石油精製業保安対策に関する報告書, 1996.
- 7) 土木学会関西支部 : 大震災に学ぶ, 第 1 巻, Vol. 1, 1998.
- 8) 危険物保安技術協会 : 危険物施設の耐震性に関する調査検討報告書, 1996.
- 9) 地盤工学会 : 阪神・淡路大震災調査報告書, 1996.

3.3 2011年東北地方太平洋沖地震における液状化被害

(1) 地震被害の概要

2011年東北地方太平洋沖地震は、我が国観測史上最大規模 $M_w9.0$ の地震で、世界4番目の規模の超巨大地震であった。津波被害も併せ、東北地方から関東地方の広域に及ぶ甚大な地震被害が発生したことは言うまでもない。

地震被害の詳細については他書^{例えは1)}に譲るが、地盤の液状化による住宅地、ライフライン、河川堤防等々の被害も顕著であった。高圧ガス設備においても、表3.1.1に示したように17事業所で、液状化による設備等の損傷が46件発生し（基礎沈下、配管変形・破損、設備傾きの順）、配管破損によるガス漏洩が1件発生した。詳細は文献2)を参照されたいが、東北3県（岩手県、宮城県、福島県）の高圧ガス保安法適用事業所（3,780事業所）、北海道から静岡県までの太平洋側の道県及び震度5強以上の震度を観測した県のコンビナート等保安規則適用事業所（158事業所）を対象にしたアンケートによる被害調査結果である。これら液状化被害が発生したものの、被害を受けた設備の多くが耐震設計基準適用外であったこと等から、「高圧ガス設備等耐震設計基準」（平成23年12月20日、経済産業省告示第236号、耐震告示）の液状化に係わる規定の改定はなされなかった。ただし、千葉県市原市の事業所で球形貯槽の鋼管ブレースが破断し、爆発・火災が発生したことを受け、耐震告示のブレース交差部に係わる規定の改正が行われた（平成25年11月29日、経済産業省告示第250号）。

ところで、2011年東北地方太平洋沖地震では、これまでの地震による液状化被害とは異なる新たな液状化被害が認識された^{3),4)}。被害メカニズムの解明もなされており、新たな液状化被害の概要を次節に示す。

(2) 道路の突き上げ

一つは、道路の突き上げ被害である。地盤の液状化による道路の被害は図3.3.1に示す種類に分類されるが、従来の波打ち・ずれ、噴水・噴砂、路面沈下と建物との段差、陥没被害に対し、道路が突き上がる現象は過去の地震であまり目立たなかった特異な被害であった。写真3.3.1に、千葉県浦安市での道路の突き上げ被害の一例を示す。

2011年東北地方太平洋沖地震は規模が非常に大きく、地震動の継続時間が約300秒といった極端に長い地震動であった。このため、液状化が発生した後も液体状になった地盤がゆっくりと大きく揺すられ続けて特異な動的変位（揺動）が発生し、図3.3.2に示すように構造物の境界付近や液状化層下面が傾いている箇所で、生活道路や幹線道路が突き上がる現象が生じたものとされている。

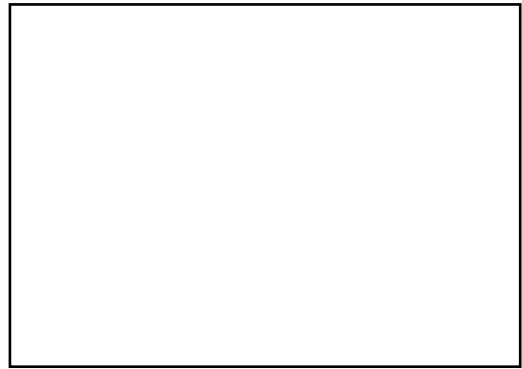
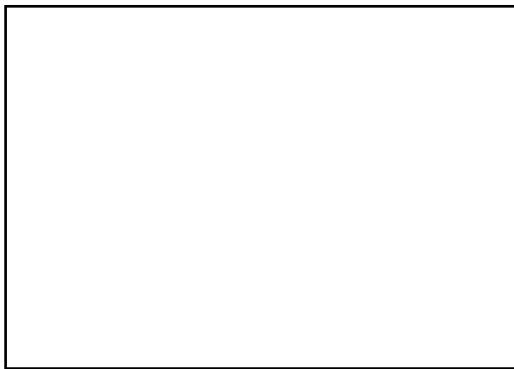


図 3.3.1 地盤の液状化による道路の被害の種類³⁾ 写真 3.3.1 2011年東北地方太平洋沖地震被害：液状化による道路の突き上げ被害(千葉県浦安市)⁴⁾



図 3.3.2 平面道路の突き上げ被害の概念図⁴⁾

(3) 埋設管路の継手の抜けや外れ・マンホールのずれ

もう一つは、埋設管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれの被害が多数発生したことがある。過去の地震での埋設管路やマンホールの被害パターンとしては、浮き上がり被害が多かった。特に埋設管路やマンホールを設置するために掘削し埋め戻した土が液状化し、被害が続出してきつた。2011年東北地方太平洋沖地震でも、同様の被害が東北地方などで発生した。ところが、東京湾岸では図3.3.4に示すように、埋設管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれの被害が続出し、それらの中に液状化した泥水が入ったため浮き上りはあまり生じなかつた。これも上述の揺動が原因と言われている。

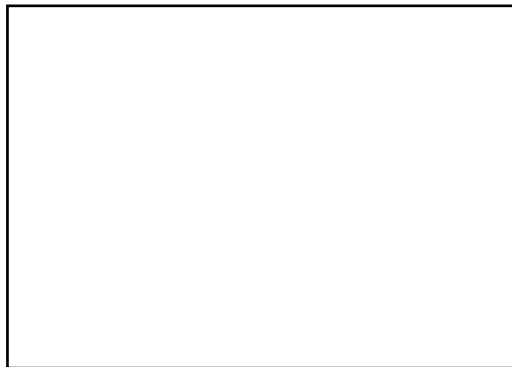


図 3.3.4 2011年東北地方太平洋沖地震被害：液状化による埋設管路やマンホールの被害パターン(東京湾岸)^{3),4)}

(4) 地震後の対応

2011年東北地方太平洋沖地震での大規模かつ広域に及ぶ液状化被害を受け、同年11月に国土交通省において都市防災推進事業(市街地液状化対策事業)が創設された。同事業では、液状化対策工法として地下水位低下工法が注目され、被災事例の分析、実証実験、解析が行われた。この成果を基に、地下水位低下工法が6つの市街地で戸建て住宅に適用され、得られた知見を取りまとめた市街地液状化対策推進ガイドンス⁵⁾が公表されている。

参考文献

- 1) (公社)土木学会, (一社)日本建築学会, (公社)地盤工学会, (公社)日本地震学会, (公社)日本地震工学会, (公社)日本都市計画学会, (一社)日本機械学会, (一社)日本原子力学会: 東日本大震災合同調査報告, 東日本大震災合同調査報告書編集委員会, 2014~2017.
- 2) 総合資源エネルギー調査会・高圧ガス及び火薬類保安分科会・高圧ガス部会: 東日本大震災を踏まえた高圧ガス施設等の地震・津波対策について, 2012.
- 3) 安田進: 市街地の液状化対策について, 日本地震工学会誌, No.28, pp.18-23, 2016.
- 4) 安田進, 石川敬祐, 五十嵐翔太, 田中佑典, 畑中哲夫, 岩瀬伸朗, 並木武史, 斉藤尚登: 東日本大震災における浦安市の水道管被害メカニズムの解明, 日本地震工学会論文集, 第16巻, 第3号(特集号), pp.183-200, 2016.
- 5) 国土交通省都市局都市安全課: 市街地液状化対策推進ガイドンス, 本編, 資料編, 2019, 2016. https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html

3.4 大規模地震に対する高圧ガス設備の液状化被害想定

1995年兵庫県南部地震以降、我が国は地震活動期に入ったと言われており、2011年東北地方太平洋沖地震等々、大規模地震が頻発している。また近い将来、南海トラフ地震や首都直下地震等、巨大地震の発生が予想されている^{1),2)}。ちなみに、両地震の発生確率は、今後30年で70～80%と予想されている。

前節3.1～3.3で示した液状化被害を踏まえ、今後予想されている南海トラフ地震等の大規模地震に対し、高圧ガス設備の液状化被害を想定する。高圧ガス設備の関連施設も含め、想定される液状化被害は、以下のとおりである。

(1) 1995年兵庫県南部地震の液状化被害を踏まえた被害想定

- ①同地震後の平成9年（1997年）に高圧ガス設備等耐震設計基準が改正（通商産業省告示第143号）されたことから、改正基準に準拠した新設の高圧ガス設備及び配管系については地震防災遮断弁が機能し、大規模地震時に地盤の液状化及び流動化によりガスの漏洩事故が発生する可能性はほとんどないものと考えられる。
- ②ただし、上記①は重要度の高いⅠ_a、Ⅰの高圧ガス設備及び配管系が対象であり、重要度の低いⅡ、Ⅲの設備及び配管系については、地盤の液状化及び流動化により事業所内においてガスの漏洩事故が発生する可能性がある（事業所外へのガスの漏洩はない）。また、既存の耐震対策がなされていない高圧ガス設備及び配管系については、地盤の液状化及び流動化によりガスの漏洩事故が発生する可能性がある。

(2) 2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害を踏まえた被害想定

- ①高圧ガス設備を有する事業所において、一般に構内道路は液状化対策が施されておらず、大規模地震時には道路に突き上げ等による甚大な被害が発生することが予想される。このため、地震後の緊急対応、復旧作業に支障をきたすことになる。
- ②パイプラック、防液堤、ポンプ室等、小規模構造物の基礎形式は直接基礎であることが多く、液状化対策が施されていない事業所も多いことから、大規模地震時には地盤の液状化及び流動化により、また構造物の設置位置や基礎の規模によっては突き上げの影響を受ける可能性があり、直接基礎構造物に甚大な被害が発生することが予想される。突き上げ現象は、直接基礎構造物の耐震設計では考慮されていない。
- ③地下埋設管は法令上、耐震設計の対象外であるが、大規模地震時には管路の継手の抜けや外れ、マンホールのずれによる被害が発生することが予想される。なお、従来の地下埋設管やマンホールの浮き上がり被害の発生も予想される。地下埋設管の復旧には時間を要し、操業停止が長期間に及ぶ可能性がある。その他、耐震設計の対象外の設備について、大規模地震時には地盤の液状化による被害も含め甚大な地震被害が発生する可能性がある。

以上想定される地震被害は、いずれも事業所全体の広域に及ぶ被害である。液状化対策を施す場合、構造物毎に個々に対策を施すのではなく、2011年東北地方太平洋沖地震以後に市街地液状化対策事業で適用されたように、広域を一括して液状化対策する必要性が示唆される。

参考文献

- 1) 内閣府・中央防災会議・防災対策推進検討会議・南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震の被害想定(第一次・第二次報告)について，2012，2013.
https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_info.html
- 2) 内閣府・中央防災会議・防災対策推進検討会議・首都直下地震対策検討ワーキンググループ：首都直下地震の被害想定と対策について(最終報告)，2013.
https://www.bousai.go.jp/jishin/syuto/taisaku_wg/

第4章 液状化及び流動化の予測

4.1 液状化及び流動化の歴史

構造物の設計基準に液状化の予測法が取り入れられる契機となったのは1964年新潟地震である。この地震では信濃川河口にある新潟市の市街地が広範囲に液状化し、多種多様な構造物が被害を受けた。それまでの地震は揺れによる被害が主なものであったが、この地震以降、地盤被害あるいは地盤災害という言葉が頻繁に登場するようになった。新潟市の地盤がほとんど粒径の揃ったきれいな砂から構成されているという特殊な条件があったにせよ、通常は堅固である砂地盤が、地震によって、これほどの大きな破壊が起こるとは想像すらできなかったに違いない。

液状化の記録は1964年新潟地震が最初ではない。若松¹⁾によれば、西暦863年の越中・越後の地震が液状化の発生が確認されている最初の地震であると言われている。この地震では、"山崩れ谷埋まり、水湧き、民家破壊し、圧死者多数"という記述が見られる²⁾。液状化の発生は多くの地震で見られ、2016年熊本地震(M7.3)までに液状化が生じたとされる地震は154とされており、その後の地震も含めると160程度の地震で液状化が発生していることになる。ごく最近の事例では、2004年新潟県中越地震において、新潟県中部の小千谷・長岡地域で液状化が発生し、下水道マンホールが多数浮き上がったことが報告されている。これまでの知見では、ある程度の大きな揺れがあれば、液状化は必ずと言ってよいほど起こるごく一般的な現象といえる。

1964年新潟地震以降、液状化に関する研究が積極的に進められ、1970年代前半から設計基準に液状化判定方法が取り入れられ始めた。その後、1983年日本海中部地震等の大規模な液状化被害の経験を踏まえて判定方法の改定が行われてきた。1995年兵庫県南部地震では、臨海埋立地が広範囲に液状化し、多くの構造物が被害を被った。この地震で液状化した埋立土は、それまで液状化し難いと考えられてきた礫混じり土(マサ土)であった。この地震を契機として、ほとんどの設計基準で液状化関連項目の改定が行われた。高圧ガス設備に関しては、それまで液状化に関する規定が無かったが、1997年に改正された「高圧ガス設備等耐震設計基準」(通商産業省告示第143号)の通達において液状化判定方法が示された。また、この告示を具体化した設計指針として、2000年に「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針、レベル2耐震性能評価」が出版された。1995年兵庫県南部地震以降に規定された液状化関連項目の主なものは、①レベル2地震動の導入、②礫質土の液状化判定法、③地盤の流動化に対する設計法等である。

「高圧ガス設備等耐震設計基準」や「高圧ガス設備等耐震設計指針」での液状化及び流動化に関わる規定は、基本的に道路橋示方書(1996)に準じている。最新版は道路橋示方書(2017)であるが、粒度の影響を考慮した補正 N 値の算定式の見直し等の軽微な改定が行われているものの、基本的に大幅な改定はなされていない。また、仕様規定である「高圧ガス設備等耐震設計基準」(経済産業省告示第250号、旧耐震告示)は2018年に廃止され、「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」(経済産業省告示220号、新耐震告示)が制定されて性能規定化された。旧耐震告示の仕様規定は、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル1・レベル2)、KHKS0861・KHKS0862(2018)」に引き継がれ、KHKS0861・KHKS0862(2018)は新耐震告示の例示基準となっている。「高圧ガス設備等耐震設計指針」についても「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準(レベル1・レベル2)の解説、

KHKTD5861・KHKTD 5862 (2023)」、「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1・レベル 2）の評価例、KHKTD5863・KHKTD 5864 (2023)」に引き継がれている。

参考文献

- 1) 若松加寿江：そこで液状化が起きる理由，東京大学出版会，2018.
- 2) 宇佐美龍夫：新編 日本被害地震総覧（増補改訂版 416-1995），東京大学出版会，p33, 1996.

4.2 液状化の予測方法

4.2.1 高圧ガス分野の液状化の予測方法

KHKS0861・KHKS0862 (2018) で規定している液状化の予測方法は、道路橋示方書 (1996) に準じており、その内容を以下に示す。

(1) 液状化の検討対象土層

液状化判定のための最初のステップとして、対象土層が液状化の判定を行う必要がある土質かどうかを判断する必要がある。判断条件は以下に示す 3 つの条件である。この 3 条件を全て満足する場合には、液状化する可能性があるとして、液状化の判定を行わなければならない。通常の地盤は砂質土や粘性土が入り混じっているが、その中の一部でも下記の 3 条件を満たす土層があれば、液状化判定を行わなければならない。

- ①地下水水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層。
- ②細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、または FC が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層。ただし、粘土分含有率 PC が 20% を超える土層は対象外とする。
- 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。

②の条件では、一般に細粒分の多い土層は液状化し難いため、判定の対象外とされているが、埋立のシルトなどの低塑性 (I_p が小さい、言い換えると粘り気が少ない) の土質は、細粒分含有率が大きくても液状化する可能性があるため、検討対象として含めている。また、③の条件は、1995 年兵庫県南部地震以前は平均粒径 D_{50} が 2.0 mm までの砂質土が判定対象で、それより大きい粒径の礫質土は判定対象外であった。しかし、1995 年兵庫県南部地震で、臨海部の礫の混じった埋立土 (マサ土) が広範囲に液状化し、護岸や橋梁などの構造物が被害を受けたことから、粒径の範囲が拡張され、 D_{50} が 10 mm までの礫質土も判定の対象となった。図 4.2.1 にマサ土の粒径分布を示す。ただし、礫だけの地盤は透水性が大きいことから地震時に過剰間隙水圧が発生してもすぐに消散してしまい被害に至らないと考えられるので、比較的細粒な粒子成分が含まれる場合 (D_{10} が 1 mm 以下) のみを液状化判定対象としている。

図 4.2.2 に液状化判定対象となる礫質土とならない礫質土の粒径分布の模式図を示す。



図 4.2.1 神戸臨海部の埋立地盤の粒度特性¹⁾



図 4.2.2 液状化判定の対象になる礫質土とならない礫質土

(2) 液状化判定法： F_L 値の算定

(1)で示した 3 条件によって対象土層が液状化を検討すべき土層であると判定された場合には、液状化抵抗率 F_L を算定し、地盤の各深度の液状化可能性を定量的に判定する。 F_L 値は (4.2.1) 式に示すように、地震時に地盤に作用する荷重 L と地盤の液状化に対する抵抗力 R の比として表され、 $F_L < 1$ ならば液状化すると判定する。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4.2.1)$$

ここに、

L ：地盤に作用する地震動の繰返しせん断応力比（繰返しせん断応力/有効上載圧）

R ：地盤の動的せん断強度比（繰返しせん断強度/有効上載圧）

動的せん断強度比 R は、繰返し三軸強度比 R_L に地震動特性による補正係数 C_W を乗じることによって算定される。

$$R = C_W \cdot R_L \quad (4.2.2)$$

ここに、

C_W ：地震動特性による補正係数

レベル 1 地震動：1.0、レベル 2 地震動：1.0～2.0

R_L ：繰返し三軸強度比

C_W は地震動特性（繰返し特性）による液状化のしやすさを表す係数である。同じ最大加速度の地震動でも、最大振幅に近い大きな波が多数含まれている振動型波形と最大振幅が衝撃的に発生する衝撃型波形では、振動型波形の方が液状化しやすい。 C_W はこの影響を表す係数で、道路橋示方書（2002）では図 4.2.3 に示すように、既存の 130 の地震波形を豊浦標準砂の液状化強度曲線を用いて累積損傷度法により分析を行い、次式に示すように定式化している。同示方書のレベル 2 地震動（タイプ I）は、プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動で、レベル 2 地震動（タイプ II）は、内陸直下型地震を想定した地震動である。KHKS0862（2018）では、 C_W を 1.0～2.0 としており、想定される地震動特性を念頭に適切に設定する必要がある。

①レベル 1 地震動及び

レベル 2 地震動（タイプ I）の場合

$$C_W = 1.0 \quad (4.2.3)$$

②レベル 2 地震動（タイプ II）の場合

$$C_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (4.2.4)$$

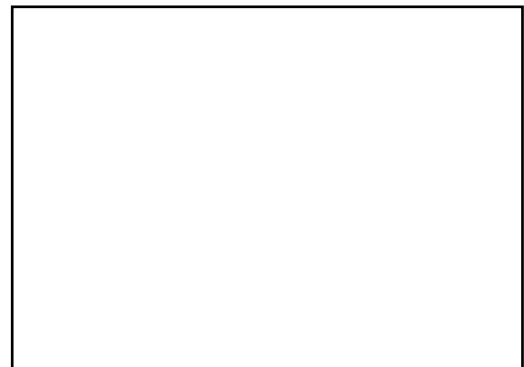


図 4.2.3 地震動特性による補正係数
（道路橋示方書（2002））

繰返し三軸強度比 R_L は、等振幅の繰返し荷重を所定回数（通常は 20 回）与えた場合に液化するときの荷重から求められ、(4.2.5) 式を用いて算定する。従来（1995 年兵庫県南部地震以前）、 N 値の全域にわたって第 1 項だけであったが、 N 値がある程度大きくなると、液化強度が急激に増加することが分かってきた。1996 年の道路橋示方書の改定では、地盤の密な領域での強度増加項が加えられ、(4.2.5) 式のような形になった。同式では補正 N 値が 14 以上になると補正項が効いてきて、液化強度が急激に大きくなる形になっている。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (4.2.5)$$

ここに、 N_a は粒度特性を考慮した補正 N 値で、砂質土と礫質土に分けて次式で算定する。

①砂質土の場合

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad (4.2.6)$$

$$N_1 = 170 N / (\sigma'_v + 70) \quad (4.2.7)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (4.2.8)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (4.2.9)$$

②礫質土の場合

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} \cdot N_1 \quad (4.2.10)$$

ここに、

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 98kN/m² 相当に換算した N 値

$$N_1 = \frac{1.7N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 0.7} \quad (4.2.11)$$

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)

FC : 細粒分含有率 (%)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

式 (4.2.6) ～式 (4.2.9) に示した砂質土の関係式は、図 4.2.4 に示す細粒分含有率と N 値の補正量 ΔN_1 の関係から定式化されたものであり、バラツキがかなりあることに留意していただきたい。また、式 (4.2.10) の礫質土の関係式は、図 4.2.5 に示す関係から定式されている。同様にバラツキがかなり大きいので、液化判定結果の評価に当たっては、これらの精度も十分考慮して検討する必要がある。

なお、最新の道路橋示方書 (2017) では、粒度の影響を考慮した補正 N 値である N_a の算定

式について見直しが行われている。詳細は、次節を参照されたい。



図 4.2.4 砂質土の細粒分含有率と補正 N 値の関係 (道路橋示方書(2002))

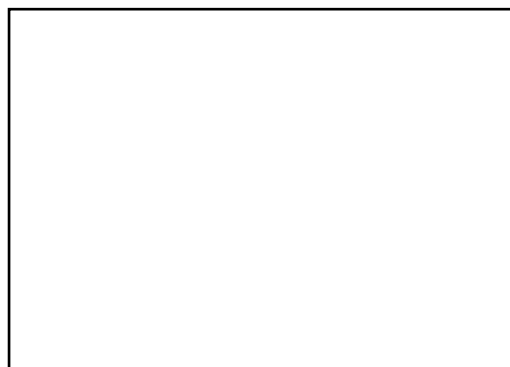


図 4.2.5 礫質土の平均粒径と N 値の関係 (道路橋示方書(2002))

せん断応力比 L は、次式により得られる値とする。

$$L = \gamma_d \cdot K_H \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (4.2.12)$$

ここに、

γ_d : 地震時のせん断応力比の深さ方向の低減係数

$\gamma_d = 1.0 - 0.015x$, x は地表面からの深さ (m)

K_H : 地表面における設計水平震度 ((3)節参照)

σ_v : 設計深度における全上載圧 (kN/m²)

σ'_v : 設計深度における有効上載圧 (kN/m²)

(3) 液状化判定に用いる設計水平震度

KHKS0861・KHKS0862 (2018) における液状化判定に用いる設計水平震度 K_H は次式に示すとおりである。

$$K_H = 0.150 \mu_k \beta_1 \beta_2 \beta_3 \quad (4.2.13)$$

ここに、

μ_k : 地震動のレベルに基づく係数で、レベル 1 地震動の場合は 1.0、レベル 2 地震動の場合は 2.0 以上の値とする。

β_1 : 耐震設計構造物の重要度に基づく係数 (表 4.2.1 参照)

β_2 : 地域に基づく係数で、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動では係数が異なる (表 4.2.2 参照)。

β_3 : 表層地盤増幅係数 (表 4.2.3 参照)

β_1 と β_2 の積が 0.33 未満の場合は、 $\beta_1 \cdot \beta_2 = 0.33$ とすることとなっているので、レベル 1 及びレベル 2 地震動における水平震度の範囲は表 4.2.4 になる。

表 4.2.1 重要度係数 β_1

重要度	I _a	I	II	III
レベル1地震動	1.00	0.80	0.65	0.50
レベル2地震動	1.00	0.80	—	—

表 4.2.2 地域係数 β_2

地域区分	特A	A	B	C
レベル1地震動	1.0	0.8	0.6	0.4
レベル2地震動	1.0	0.8	0.7	0.7

表 4.2.3 表層地盤増幅係数 β_3

地盤種別	β_3
第1種地盤 (第3紀以前の地盤)	1.4
第2種地盤 (洪積地盤)	2.0
第3種地盤 (第1種、第2種及び第4種地盤以外の地盤)	2.0
第4種地盤 (埋立または沖積層の厚さが25m以上の地盤)	2.0

表 4.2.4 水平震度 K_H の範囲

地震動レベル	K_H の範囲
レベル1地震動	0.07~0.30
レベル2地震動	0.235~0.60

表 4.2.3 に示した表層地盤増幅係数 β_3 を求める際に用いる地盤種別は、定義が定性的で決め難い部分もあるので、土質柱状図を用いて地盤種別を決定する方法を参考として示す。

(a) 地盤の固有周期から地盤種別を決める方法

地盤の固有周期を算定し、表 4.2.5 に示す関係を用いて地盤種別を決定する。地盤の振動特性に基づいた合理的な方法であり、道路橋示方書 (1980) ではこの方法で地盤種別が決められている。なお、地盤の固有周期 T_G は工学的基盤より上の表層地盤を対象として、(4.2.14) 式で算定する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \quad (4.2.14)$$

ここに、

H_i : 基盤上部の表層地盤のうち i 番目の地層の厚さ (m)

V_{Si} : i 番目の地層の S 波速度 (m/sec) で、(4.2.15) 式を用いて土質別に算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{砂質土 } V_s = 80N^{1/3} \\ \text{粘性土 } V_s = 100N^{1/3} \end{array} \right\} \quad (4.2.15)$$

なお、基盤は砂質土で N 値 50 以上、粘性土で N 値 25 以上のある厚さで連続する地層か、 S 波速度が 300m/sec 以上の地層をいう。

(b) 沖積層厚と洪積層厚から地盤種別を決める方法

図 4.2.6 に示す手順に従って、沖積層厚と洪積層厚から地盤種別を決定する。

表 4.2.5 地盤の固有周期と地盤種別の関係 (道路橋示方書 (1980))

--

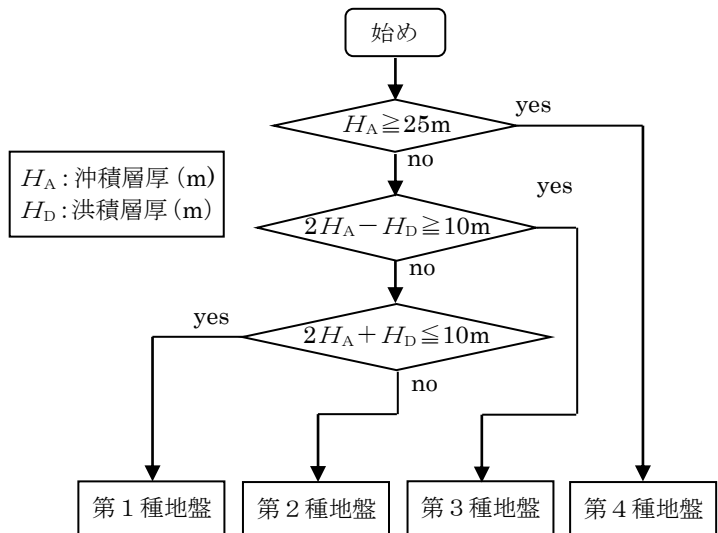


図 4.2.6 沖積層厚及び洪積層厚を用いた地盤種別の求め方

4.2.2 他分野の液状化の予測方法

他分野の土木・建築分野の設計基準として、道路橋示方書（2017）、鉄道構造物等設計標準（2012）、港湾の施設の技術上の基準（2018）、建築基礎構造設計指針（2019）における液状化の予測方法を示す。なお、安田はこれら設計基準類における液状化判定方法の導入・改定の経緯と留意事項を詳述しており²⁾、参考にされたい。

(1) 液状化の検討対象土層

各設計基準において、液状化の検討対象土層をまとめると図 4.2.7 のようになる。

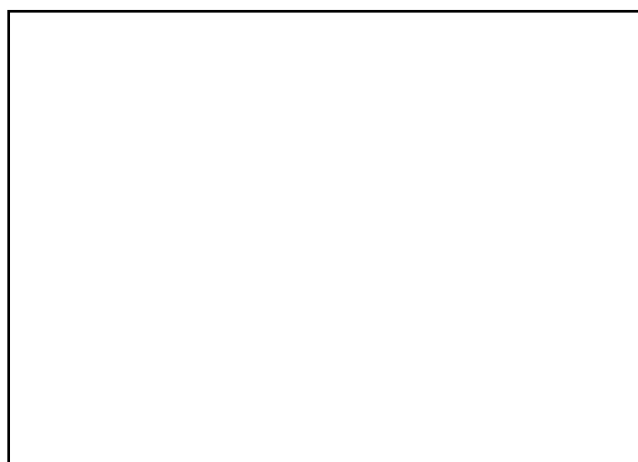


図 4.2.7 各設計基準における液状化の検討対象土層³⁾

(2) 液状化判定法

液状化判定法として、道路橋示方書（2017）、建築基礎構造設計指針（2019）、鉄道構造物等設計標準（2012）では、既述の次式に示す F_L 値が適用され、 $F_L < 1$ ならば液状化すると判定する。次節以降に、各設計基準の液状化判定法の詳細を示す。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4.2.16)$$

ここに、

L ：地盤に作用する地震動の繰返しせん断応力比（繰返しせん断応力/有効上載圧）

R ：地盤の動的せん断強度比（繰返しせん断強度/有効上載圧）

(3) 道路橋示方書

(a) 地震外力

地震による外力項であるせん断応力比 L は式(4.2.17)である。ここで設計水平震度 k_s は、標準設計水平震度 k_{s0} に地域別補正係数を乗じたものである。設計水平震度の標準値は表 4.2.6 で、地盤種別は表 4.2.7 で与えられている。地震動はレベル 1、レベル 2 の二つに分けられており、レベル 1 地震動は「橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動」と定義される。一方、レベル 2 地震動は「橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦発生すると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動」と定義され、タイプ I の地震動（プレート境界型の大規模な地震）とタイプ II の地震動（内陸直下型地震）に分けられている。

$$L = r_d k_s \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right) \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.2.17)$$

ここで、 k_s は設計水平震度で、各耐震設計基準ごとに設定が異なる。 σ_{v0} 、 σ'_{v0} は上載圧、有効上載圧、 α_{max} は地表最大加速度である。 r_d は深さ方向の低減係数であり次式で与えられる。

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (4.2.18)$$

表 4.2.6 液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値

--

表 4.2.7 地盤種別

--

(b) 液状化強度

液状化強度 R は次式で表される。

$$R = c_w R_L \quad (4.2.19)$$

ここで、 R_L は繰返し三軸強度比、 c_w は地震動特性による補正係数で、次のようになる。

$$\text{レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動 (タイプ I 地震動)} \quad c_w = 1.0 \quad (4.2.20)$$

$$\text{レベル 2 地震動 (タイプ II 地震動)} \quad c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad (4.2.21)$$

液状化強度は繰返し回数の少ないところでは急に大きくなり、タイプ II 地震動では繰返し回数が少ないことから、 c_w はこれを考慮して、 R を高くしたものである。なお、海溝型の長時間継続地震動（繰返し回数の非常に多い地震動）に対する補正係数は、 $c_w = 0.70 \sim 0.85$ 程度となることが報告⁴⁾されており、 c_w を 0.8 程度とする自治体もある。

繰返し三軸強度比 R_L は次式で与えられる。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{0.85N_a + 2.1}{1.7}} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (N_a \geq 14) \end{cases} \quad (4.2.22)$$

$$\left. \begin{aligned} N_a &= \begin{cases} C_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2 \text{ mm}) \\ \left(1 - 0.36 \log_{10} \frac{D_{50}}{2}\right) \cdot N_1 & (D_{50} \geq 2 \text{ mm}) \end{cases} \\ N_1 &= \frac{170N}{\sigma'_{vb} + 70} \\ C_{FC} &= \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ \frac{F_c + 20}{30} & (10\% \leq F_c < 40\%) \\ \frac{F_c - 16}{12} & (40\% \leq F_c) \end{cases} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.23)$$

ここで、

N_1 : 有効上載圧 100kPa に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ'_{vb} : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kPa)

c_{FC} : 細粒分含有率による N 値の補正係数

図 4.2.8 には、砂質土の換算 N 値 N_1 に対する繰返し三軸強度比 R_L の関係を示す。

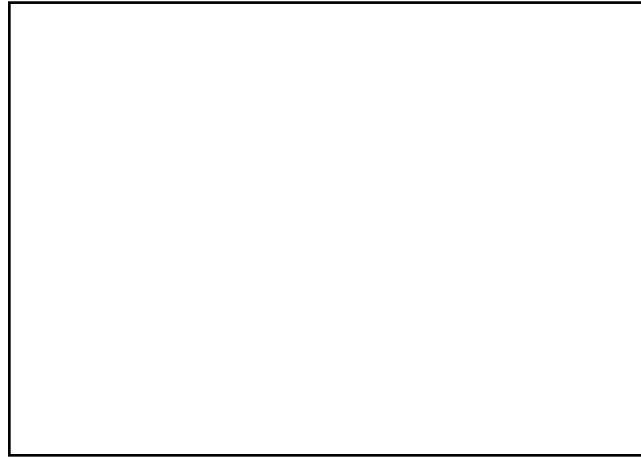


図 4.2.8 砂質土の換算 N 値 N_1 に対する繰返し三軸強度比 R_L の関係⁵⁾

(4) 建築基礎構造設計指針

(a) 地震外力

外力項 L は次式のように定義されている。

$$L = r_n \frac{\alpha_{max} \sigma_{v0}}{g \sigma'_{v0}} r_d \quad (4.2.24)$$

ここで、地表面における設計用水平加速度 α_{max} は、損傷限界検討用として $150 \sim 200 \text{cm/s}^2$ 、終局限界検討用として 350cm/s^2 が推奨されている。 r_n は等価な繰返し回数に関する補正係数で、地震のマグニチュード M を用いて次式で与えられる。 $M=7.5$ が標準とされているので、 $r_n=0.65$ となる。

$$r_n = 0.1(M - 1) \quad (4.2.25)$$

(b) 液状化強度

液状化強度 $R = \tau_l / \sigma'_z$ は、拘束圧 σ'_z の影響と細粒分含有率 F_c の影響を補正した N_a を用いて図 4.2.9 より求める。ここで、 N_a は次式で求められる。 N_1 は拘束圧に関する換算 N 値、 ΔN_f は細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分である。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (4.2.26)$$

$$N_1 = C_N \cdot N$$
$$C_N = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_z}} \quad (4.2.27)$$

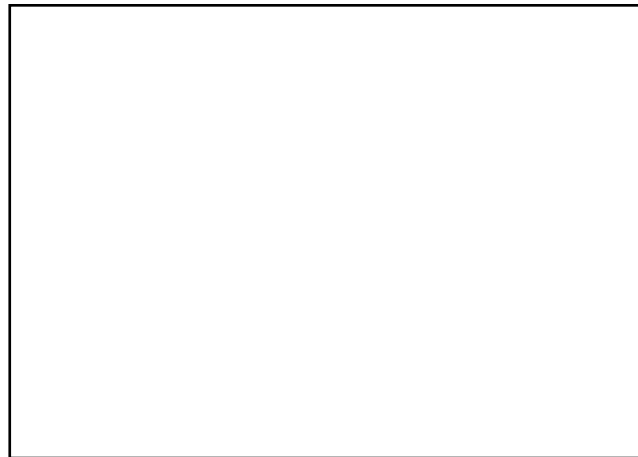


図 4.2.9 液状化強度の求め方

(5) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準 (2012) では、地震動 L1、L2 に対して異なる方法を用いているのが特徴である。

(a) L1 地震動

F_L 法による方法であり、 L は既掲の式(4.2.17)で示され、地表面加速度 $a_{max}=200\text{cm/s}^2$ が標準値である。

液状化強度 R は、平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$ 、細粒分含有率 $F_c(\%)$ 、有効上載圧 $\sigma'_v(\text{kPa})$ などの関数として次式により求める。

$$R = f_R \times \begin{cases} a\{N_1^{0.5} + (bN_1)^c\} + h(N_1, \sigma'_v) + f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) & (D_r \geq 60\%) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\frac{\sigma'_v}{100} + 0.7}} + f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) & (D_r < 60\%) \end{cases} \quad (4.2.28)$$

ここで各変数は次の通りである。

f_R : 液状化強度の算定上の不確実性を考慮する地盤抵抗係数で 1.0 とする

$$h(N_1, \sigma'_v) = 9.8 \times 10^{-8} \left\{ \frac{0.68(\sigma'_v/100 + 1.5)}{\sigma'_v/100 + 0.7} N_1 - 9.9433 \right\}^{5.1}$$

$$D_r = 36 \left(\frac{N}{\sigma'_v/100 + 1.5} \right)^{0.37} \quad : \text{相対密度 } [\%]$$

$$N_1 = 2.5 \left(\frac{N}{\sigma'_v/100 + 1.5} \right) \quad : \text{基準化 } N \text{ 値 (本書での共通用語は換算 } N \text{ 値)}$$

$f(D_{50}, F_c, \sigma'_v)$: 細粒分及び平均粒径の補正係数で次式による。

$$\begin{cases} 0.0027F_c + 0.65 & (D_{50} < 0.075 \text{ mm}, F_c > 50\%) \\ 0.21 \log_{10} \frac{0.2}{D_{50}} + 0.065 \log_{10}(F_c + 1) - 0.065 \log_{10} \frac{\sigma'_v}{100} & (0.075 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.5 \text{ mm}) \\ -0.084 + 0.065 \log_{10}(F_c + 1) - 0.065 \log_{10} \frac{\sigma'_v}{100} & (D_{50} > 0.5 \text{ mm}) \end{cases}$$

a, b, c : 係数で、それぞれ 0.0676, 0.0368, 0.45

(b) L2 地震動

L2 地震動に対しては、液状化強度比 R は累積損傷度理論を用いて、補正した液状化強度 R_D より次式で求める。

$$R = \frac{1 + 2K_0}{3} R_D \quad (4.2.29)$$

ここに、 K_0 : 静止土圧係数

累積損傷度理論を用いるには、せん断応力の時刻歴が必要である。これを求めるためには、地震応答解析を行う必要があるが、逐次積分に基づく全応力非線形解析が推奨されている。このようにして求めたせん断応力時刻歴から、次のようにして R_D を求める。

①液状化対象層 (深さ z) ごとにせん断応力の各ピーク値 $\tau(i, z)$ より、応力比 $L(i, z)$ を求める。

$$L(i, z) = \tau(i, z) / \sigma'_v \quad (4.2.30)$$

②液状化強度曲線で、 $L(i, z)$ に対する繰返し回数 N_{ci} を読み取る。

③次式により累積損傷度 D を求める。

$$D = \sum \{1/(2N_{ci})\} \quad (4.2.31)$$

④もし、 $D=1$ とならないなら、①で得られたせん断応力比を補正とあるが、具体的には最初に求めたせん断応力のピーク値 $\alpha(i, z)$ を比例倍して $D=1$ となるようにする。

⑤ $D=1$ となったときの最大の $L(i, z)$ を R_D とする。

なお、有効応力地震応答解析による液状化判定も許容されている。

(c) 動的解析による方法

動的解析として有効応力地震応答解析が示されている。これより、過剰間隙水圧の上昇、地盤の動的応答値を算定し、液状化の危険度を判定することになっている。ただし、そのための具体的な方法は示されていないので、設計者が判断する必要がある。

(6) 港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準（2018）は、最終判定に N 値を用いているが、地震応答解析を行う等、 F_L 法より計算は複雑である。液状化の検討を行う土は、図 4.2.7 に示した液状化の可能性あり、特に液状化の可能性ありとされる土で、その他の土は液状化しないと判断する。

液状化判定のためには、等価 N 値と等価加速度が必要である。このうち、等価 N 値は次式で表される。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \quad (4.2.32)$$

これは補正 N 値に相当するものであるが、基準となる上載圧は $\sigma'_v=65\text{kPa}$ である。

等価加速度 α_{eq} は地震応答解析（通常 SHAKE を用いる）で得られた最大せん断応力 τ_{max} を用いて次式により求める。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} g \cdot \frac{1}{c_a} \quad (4.2.33)$$

ここで、 c_a は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} c_a &= 5^{-d_1} \cdot n_{ef}^{d_1} \\ d_1 &= \begin{cases} 0.2 - 0.7D_r & \left(D_r \geq \frac{0.2}{0.7} \right) \\ 0 & \left(D_r < \frac{0.2}{0.7} \right) \end{cases} \\ D_r &= 0.16 \sqrt{\frac{170N}{70 + \sigma'_v}} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.34)$$

n_{ef} は有効波数で、せん断応力の時刻歴より最大せん断応力 τ_{max} の 60% 以上の波頭の数の半分である。

同基準では、等価 N 値と等価加速度の二つを用いて、図 4.2.10(a) により土質区分を I ~ IV の 4 種類に分類し、表 4.2.8 に基づいて液状化予測、判定を行う。なお、入力地震動については、同基準では断層の震源過程から対象サイトまでの伝播を考えた方法、中央防災会議の結果を流用する方法などが示されている。

図 4.2.10 (a) の等価 N 値は、式(4.2.32)にさらに細粒分 F_c による補正を行った後のものである。この補正は、以下の三つのケースに分けられている。

① $I_p < 10$ または得られていない場合、あるいは $F_c < 15\%$

式(4.2.32)で得られた等価 N 値を図 4.2.10 (b) に示す補正係数 C_N で除したものを検討用等価 N 値とする。

② $10 \leq I_p < 20$ かつ $F_c \geq 15\%$

検討用 N 値を二つ用意する。一つは、式(3.5-1)で得られた等価 N 値を $C_N=0.5$ で除したもの ($= (N)_{65}/0.5$)。もう一つは、 $N+\Delta N$ である。ここで ΔN は次式で求める。

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10) \quad (4.2.35)$$

ここで、 $N+\Delta N$ がⅠ、Ⅱにあるときは、それぞれⅠ、Ⅱと判定する。 $N+\Delta N$ がⅢ、Ⅳにあり、 $(N)_{65/0.5}$ がⅠ、Ⅱ、ⅢのときはⅢと判定する。 $N+\Delta N$ がⅢ、Ⅳにあり、 $(N)_{65/0.5}$ がⅣのときはⅣと判定する。

③ $L_p \geq 20$ かつ $F_c \geq 15\%$

検討用 N 値を上で求めた $N+\Delta N$ とする。



図 4.2.10 液状化判定法

表 4.2.8 液状化予測と判定



4.2.3 液状化の詳細判定法

詳細判定法は、原位置における地盤調査・試験や解析によって液状化判定を行うものである。通常は KHKS0861・KHKS0862 (2018) 等に示されている方法で液状化判定を行えばよいが、対象とする構造物の重要性が高い場合や、液状化判定で得られた F_L 値が 1.0 前後となり、液状化の判断が難しい場合などには、現地の地盤特性や地震活動度などを考慮した詳細判定を行う方法もある。

詳細判定法には、地震時の繰返しせん断応力比 L を地震応答解析、動的せん断強度比 R を地盤調査・試験を用いて行う方法 (F_L 法) と、地震時の過剰間隙水圧の影響を考慮した動的有効応力解析を行い、砂質土層の過剰間隙水圧の上昇度合いによって、直接、液状化の判定を行う方法 (有効応力法) の2つがある (図 4.2.11 参照)。どちらの方法を使うかは、地盤や構造物の条件および重要度を十分勘案して決めるのがよい。例えば KHKS0862 (2018) では、設計用の地震動としてサイトスペシフィック地震動の適用を基本にしており、地震応答解析や動的有効応力解析の入力地震動にはサイトスペシフィック地震動を適用するのが合理的である。

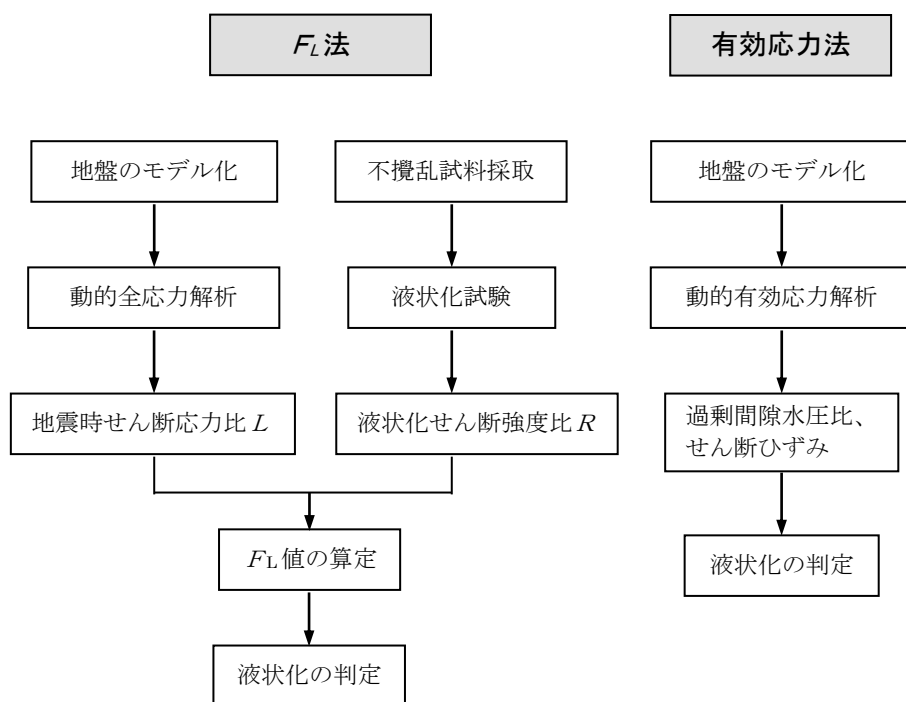


図 4.2.11 液状化の詳細判定法の流れ

4.2.4 液状化のリアルタイム発生予測

東京ガスの清水らの研究グループは、新 SI センサー（都市ガスの圧力調整器（地区ガバナ）に地震発災時に感震遮断させる目的で設置されている）のデータを用いて、液状化判定を行う手法を提案している⁶⁾。このシステム全体は超高密度リアルタイム防災システム - SUPREME (Super-dense Realtime Monitoring of Earthquakes)と呼ばれており、3700 箇所に設置された新 SI センサー網である。なお、SUPREME は、先行して開発された SIGNAL (Seismic Information Gathering & Network ALert system)の後継システムとして開発されている。

新 SI センサーでは液状化時の地震波形の変化を加速度 A_{max} 、SI 値、推定変位 D ($2SI^2/A_{max}$)、推定周期 (T) を用いて、以下の 4 条件を満たしたときに液状化が発生したと判定しているため、非常に簡便に液状化を把握でき、面的な液状化を判断できるようになる。なお、ここで推定周期 (T) とは、新 SI センサーで計測される加速度地震波形がゼロ線を横切る時間間隔の 2 倍（ゼロクロス周期）としている。

(I) $A_{max} > 100gal$ (II) SI 値 $> 20kine$ (III) $D > 10cm$ (IV) $T > 2sec$

図 4.2.12 に過去 70 地震の波形を分析し液状化判定を実施した結果を示す。今回開発した測定法を用いれば、ほぼ 100%の液状化の判定がリアルタイムで可能である。

1998 年 1 月より供給区域、約 3,100km²に対して約 3,700 基の地震計（新 SI センサー）を設置しモニタリングする世界一高密度な“SUPREME”の構築が行われ、運用されている（図 4.2.13 参照）。



図 4.2.12 液状化判定結果⁶⁾

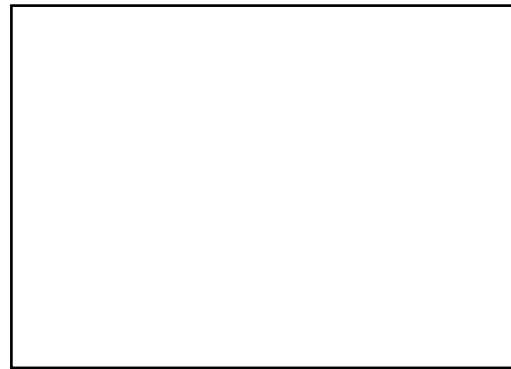


図 4.2.13 SUPREME・新 SI センサー配置図⁶⁾

参考文献

- 1) 神戸市みなと総局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド），p.68，1995.
- 2) 安田進：設計基準類における液状化判定方法の導入・改定の経緯と留意事項，基礎工，No.7，pp.63-66，2022.
- 3) 吉田望：液状化現象－メカニズムから数値解析まで－，森北出版，2020.
- 4) 石川敬祐，安田進，青柳貴是：海溝型巨大地震時の合理的な簡易液状化判定手法に関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.2，pp.169-183，2013.
- 5) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No.757，III-66，pp.1-20，2004.
- 6) 小金丸健一，清水善久，中山渉：超高密度リアルタイム防災システム・SUPREME・の開発，地震学会ニューズレター連載：強震観測の最新情報（17），Vol.12，No.3，29-34，2000.

4.3 流動化の予測方法

4.3.1 地盤流動のタイプ

液状化すると地盤がメートル単位で移動する流動化が発生する場合がある。過去の震害事例においても、1964年新潟地震において新潟市内で最大10mにも及ぶ流動変位が発生し、1995年兵庫県南部地震の際には神戸市を中心とした臨海部で最大4~5m程度の流動変位が発生した。図4.3.1は新潟地震における信濃川流域の地盤の流動変位分布である。流動変位ベクトルは河心方向に向かっている。図4.3.2は兵庫県南部地震の際の神戸市ポートアイランド（第1期）の流動変位分布である。流動変位ベクトルは護岸に直交方向で海側に向いている。

この2つの事例は、海と河川の違いはあるが、いずれも護岸で仕切られた地盤が液状化して水部側に移動するタイプの流動である。液状化に伴う地盤流動は、このような"護岸背後地盤タイプ"と呼ばれるものの他に、新潟地震の際に新潟市内陸部で見られた事例や1983年日本海中部地震の際に能代市で見られたような"傾斜地盤タイプ"と呼ばれる流動がある。図4.3.3は能代市の流動変位分布である。地表面は勾配が数度の緩やかな斜面であるが、この地域で3~4m程度の流動変位が発生している。



図 4.3.1 信濃川沿岸部の流動変位分布
(1964年新潟地震)¹⁾



図 4.3.3 能代市北部の流動変位分布
(1983年日本海中部地震)¹⁾



図 4.3.2 ポートアイランド（第1期）の流動変位分布
(1995年兵庫県南部地震)²⁾

以上をまとめると、液状化に伴う地盤流動のタイプには、「護岸背後地盤タイプ」と「傾斜地盤タイプ」があり、それらを模式的に表すと図 4.3.4 になる。KHKTD5862 (2023) では、当該施設が主に臨海部や河川に面した地点に立地することから、「護岸背後地盤タイプ」の流動のみを取り扱っている。ただし、護岸背後地盤タイプの流動は護岸近傍が大きいので、当該施設が水際線から離れた場所にある場合は、護岸背後地盤タイプの流動の影響は小さい。しかし、対象地盤が液状化しやすく、かつ緩やかな勾配をもつものであれば、「傾斜地盤タイプ」の流動の検討も行っておくとよい（例えば文献 4.3-3）参照）。なお、高圧ガス施設では、流動化を検討するのはレベル 2 地震動のみである。

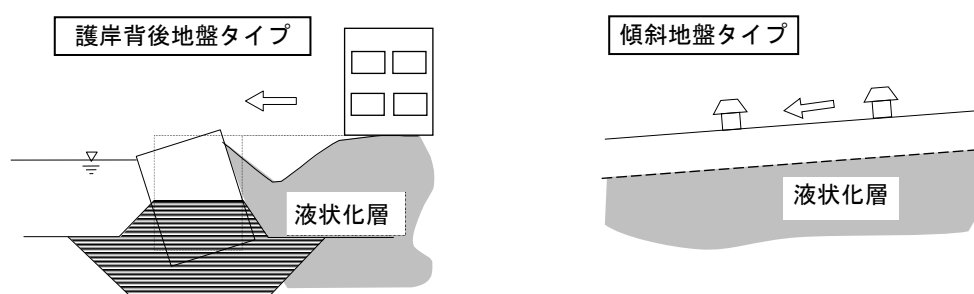


図 4.3.4 地盤流動のタイプ

4.3.2 地盤流動化の発生可能性の判定

(1) 高圧ガス設備等の耐震設計基準

KHKTD5862 (2023) では、対象とする護岸が以下の 2 つの条件を同時に満たす場合に、「流動化するおそれのある地盤」と判定し、流動を考慮した基礎の設計あるいは対策が必要となる。ただし、国または自治体が規定する耐震護岸においては、レベル 2 相当の地震動に対する照査により機能維持が図られている場合は流動化の検討対象から除外してよい。

- ①護岸水深が 5m 以上
- ②護岸高さの範囲における護岸背後地盤が護岸高さの 1/2 以上の層厚で水平方向に連続して液状化する場合

「護岸水深」とは、図 4.3.5 に示すように捨石マウンドや護岸前面の押え捨石がある場合はその位置での水深としてよい。護岸背後地盤とは、護岸背後の地盤のうち、捨石マウンドより上の部分とする。また、流動化の検討を行うのは対象構造物が護岸から 100m 以内にある場合とされている。

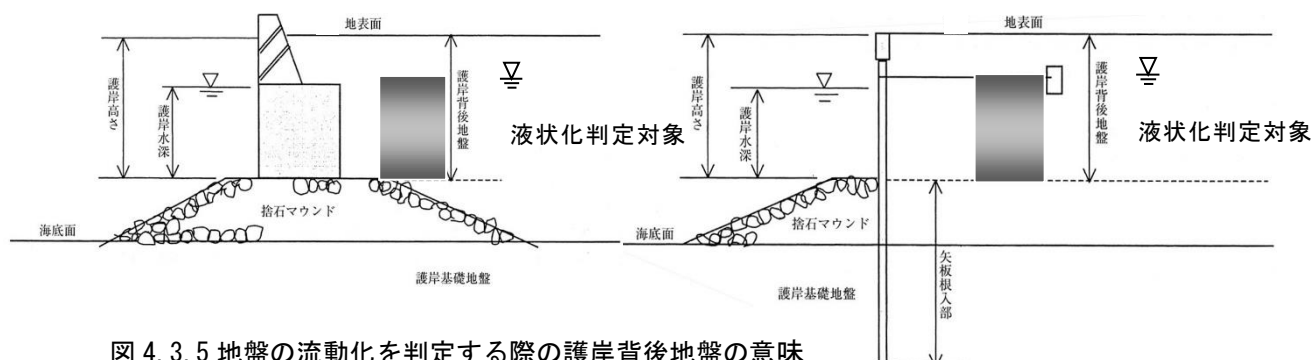


図 4.3.5 地盤の流動化を判定する際の護岸背後地盤の意味

(2) 道路橋示方書

道路橋示方書は 1995 年兵庫県南部地震の被害を受けて最も早く、1996 年に改定された設計基準で、流動化に対する設計方法も他の基準に先駆けて規定されている。KHKTD5862 (2023) の流動化判定方法も、この基準を参考に定められている。この基準では、次の 2 つの条件のいずれにも該当する地盤は橋梁に影響を与える流動化が生じる地盤とみなすと規定されている。なお、最新の道路橋示方書 (2017) においても同様の規定がなされている。

- ①臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤
- ②液状化すると判定される層厚 5m 以上の砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

(3) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準 (2012) では、構造物の建設予定地点が河川や海等の水際線背後地盤または地表面と液状化の想定される地層が広範囲で傾斜している地盤で、広範囲にわたって液状化すると判定された地盤は、側方流動の影響を考慮して、構造物の性能を照査するとされている。ただし、以下の条件を満足することが確認された場合には側方流動の影響を考慮しなくてもよいとされている。

- ①設計地震動に対して護岸が安定である場合
- ②側方流動の起点と考えられる地盤、あるいは建設地点近傍地盤のどちらかにおいて、液状化指数 P_L が 15 以下の場合
- ③側方流動による地盤変位量と側方流動を考慮する層厚の比が 1/100 以下の場合

②は地盤の液状化の程度と連続性を考慮している条件である。従って、液状化する地盤と判定されても、液状化の程度 (P_L 値) が所定の大きさ以上の場合のみ、流動の影響を考慮するようになっている。これは、既往の地震において、流動が発生した地盤の P_L 値がいずれも 15 以上であったことを考慮したものである。また、道路橋示方書 (2017) や KHKTD5862 (2023) では、液状化層の連続性という表現があるものの、具体的にはその定義は明確にはなっていないが、この基準では液状化の程度と連続性の定義が明確になっている。③の条件は、既往の研究から、RC 構造物等は変形率 θ (流動変位/液状化層厚) が 1/100 以下であれば、大きな損傷に至らないことが確認されていることから設けられた規定である。また、液状化層が深さ方向に複数ある場合における側方流動を考慮する深さ方向の範囲は P_L 値の分布形態によって、図 4.3.6 に示すような例を参照して決定することとなっている。

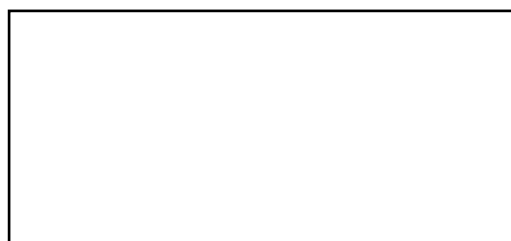


図 4.3.6 側方流動を考慮する深さ方向の範囲

参考文献

- 1) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K. : Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, Association for The development of Earthquake Prediction, p6, p22, p77, 1986.
- 2) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. : Performance of caisson type quay walls at Kobe Port, Special Issue of Soils and Foundations , pp.119 ~136, 1996.

4.4 液状化及び流動化の影響の予測方法

4.4.1 液状化及び流動化の影響の種類

液状化及び流動化による地盤・構造物への影響は種々のものがあるが、高圧ガス設備を対象とした場合には影響は表 4.4.1 のようになる。このうち、埋設配管やカルバート等の地下構造物はそれほど多くなく、地震時の問題はあまり大きくないと考えられることから、直接基礎構造物及び杭基礎構造物への影響について紹介する。

液状化地盤の構造物への影響について、荷重要素として扱う場合と抵抗要素として扱う場合に大別される。荷重要素として扱う場合は、以下に示す沈下、傾斜、水平地盤変位、流動化による水平移動（流動変位や土圧）が挙げられる。一方、抵抗要素として扱う場合は、杭基礎の水平地盤反力が挙げられ、液状化地盤では地盤反力係数が低減される。

さて、直接基礎構造物では、液状化すると基礎は地盤とともに沈下するだけではなく、基礎及び上部構造物の重量によってめり込み沈下や傾斜が生じる。このような場合、基礎の異なる付属設備や隣接構造物間の挙動（変位）の差異による被害が予想される。また、液状化による地盤の流動化によって、直接基礎の構造物は地盤とともに水平移動するため、杭基礎構造物や配管等の付属設備との間に相対変位が生じ、それが被害につながる場合もある。

一方、杭基礎構造物では、液状化時には地盤の強度低下によって水平方向の地盤拘束力が低下（水平地盤反力が低減）する結果、上部構造物の慣性力によって杭に大きな変形が発生し、それが杭あるいは上部構造物の被害につながる可能性がある。また、杭基礎の設計では地震時の水平地盤変位の影響を考慮する必要があるが、特に液状化層では大きな水平地盤変位が発生し、その影響を考慮する必要がある。さらに、地盤の流動化によって基礎に大きな変位（土圧）が作用すると考えられるので、そのような変位（土圧）に対しても致命的な被害が生じないような基礎構造を考えなければならない。流動変位（土圧）は概ね地震後に発生することが知られており、各耐震設計基準では杭基礎の設計で流動変位（土圧）を考慮する場合、地震力との重ね合わせはしない規定となっている。

表 4.4.1 高圧ガス設備における液状化及び流動化の影響

構造物の種類	影響の種類	影響の考慮方法
直接基礎構造物	沈下・傾斜	付属設備・隣接構造物との取り合い
	水平移動	杭基礎構造物との取り合い
杭基礎構造物	(流動変位(土圧))	杭の設計
	水平地盤反力の低減	
	水平地盤変位（地震時）	
埋設配管・カルバート等の地下構造物	浮き上がり	浮き上がり安全率

4.4.2 液状化に伴う地盤沈下量の予測方法

(1) 沈下のパターン

液状化による地盤及び構造物の沈下には次の3つのパターンがある。

- ①過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の圧密沈下 (図 4.4.1(a))
- ②護岸の移動に伴う幾何学的沈下 (図 4.4.1(b))
- ③地盤の軟化と構造物 (タンク等) の自重によるめり込み沈下 (図 4.4.1(c))

①の過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の圧密沈下は、液状化に伴って必ず起こる現象である。液状化は地盤中に過剰間隙水圧が蓄積することによって起こり、蓄積した過剰間隙水圧は、通常、地表に消散していく。水圧が消散した地層は、その分体積が減少するため地盤沈下が生じる。過剰間隙水圧の消散に伴って、地表に向かう水の流れ (一部土砂を巻き込む) が生じ、それが地表に達したものが噴砂・噴水である。

②の護岸の移動に伴う幾何学的沈下は、流動が発生する地盤の護岸近傍に見られる沈下である。図 4.4.1(b)に示すように、護岸の移動に伴って背後地盤の流動 (移動) が起こるが、両者の挙動は異なるので、護岸と背後地盤の間に陥没・沈下が発生する。この沈下は、地盤の液状化及び流動化の程度だけではなく、護岸の特性 (構造, 形状等) によって異なると考えられる

③の沈下は液状化による地盤の軟化と構造物の自重によって起きるもので、②と同様、地盤の液状化と構造物の2つの要素が関係しているため、メカニズムは複雑である。

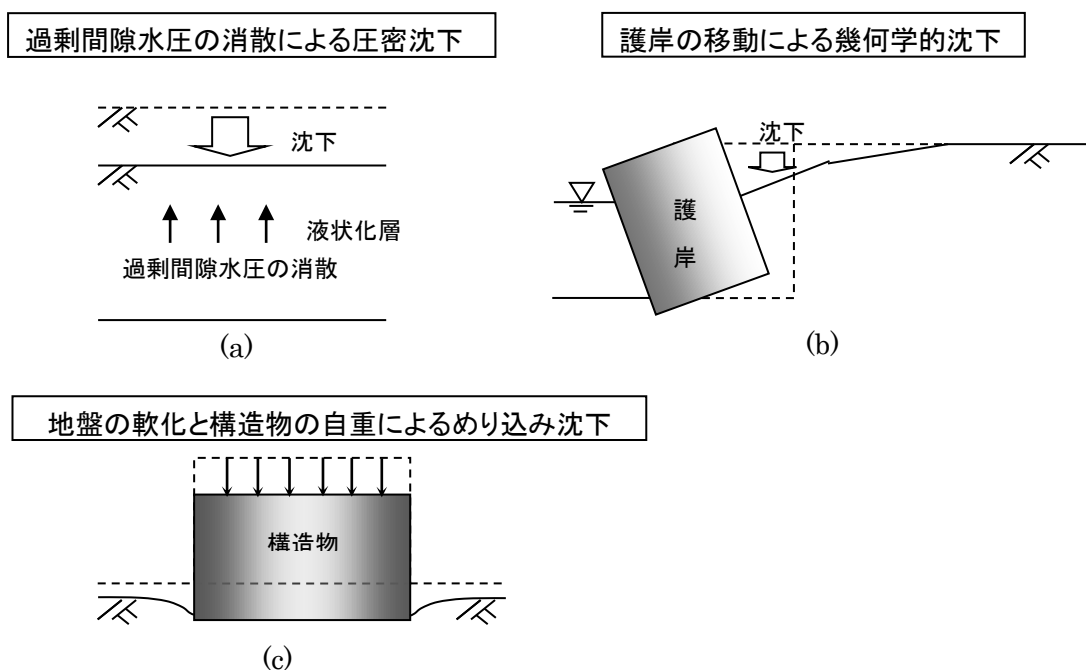


図 4.4.1 液状化に伴う地盤沈下のパターン

(2) 沈下量の予測方法

①の液状化後の過剰間隙水圧消散による地盤の圧密沈下量の予測法として、KHKTD5862 (2023) では図 4.4.2 の予測チャート¹⁾が示されている。同図は、地盤の液状化程度 (F_L 値) と締まり程度 (相対密度 D_r) を与えることによって、体積ひずみ ε_v を求めるものである。沈下が一次元的であると仮定すると、次式に示すように、体積ひずみ ε_v に液状化層厚を乗じることによって地盤の沈下量を推定することができる。

$$S_c = \sum \varepsilon_{vi} \cdot \Delta H_i \quad (4.4.1)$$

ここに、 S_c : 過剰間隙水圧の消散に伴う地盤沈下量 (m)、 ε_{vi} : 液状化層 i の体積ひずみ、 ΔH_i : 液状化層 i の層厚 (m) である。

図 4.4.2 の体積ひずみを推定するチャートは、きれいな砂 (細粒分含有率 F_c が数%程度以下の砂) の実験結果に基づいて作成されている。しかしながら、実際の地盤では細粒分が多い砂も多く見られる。このような場合には、やや細粒分が多い砂の実験結果²⁾を参考にして沈下量を推定することもできる。また、沈下量の目安を簡単につけたい場合の方法として、過去の地震の経験から、体積ひずみを 3~5%として、これに液状化層厚を乗じて沈下量を求める方法も提案されている ((社)日本下水道協会: 下水道施設の耐震対策指針と解説、1997 年版)。例えば、予想される液状化層厚が 10m であれば、沈下量は 30~50cm となる。

一方、地盤の沈下量を地震動の大きさも考慮して精度良く求めたい場合には、対象地盤から採取した乱さない土の試料に想定される地震動に相当する繰返し荷重を加えた後、過剰間隙水圧を消散させて測定した体積ひずみを用いればよい。

②の護岸の移動に伴う幾何学的沈下の予測手法は少ない。KHKTD5862 (2023) では図 4.4.3 の関係を用いてこの沈下量を予測する経験的方法が示されている。同図は 1995 年兵庫県南部地震の護岸の被害事例の分析に基づいて設定されたもので、特徴的なことは、このタイプの沈下・陥没は護岸のごく近傍ではかなり大きい、その影響は遠くまで及ばないことである。

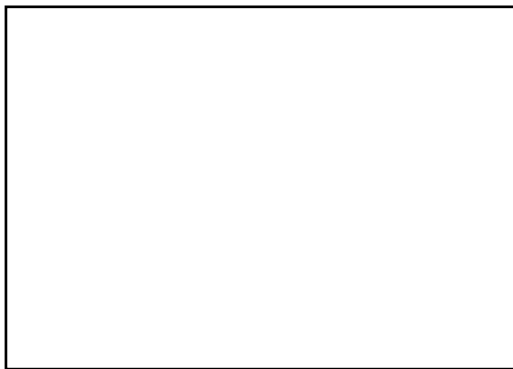


図 4.4.2 きれいな砂の F_L 値、相対密度 D_r と体積ひずみ ε_v の関係¹⁾

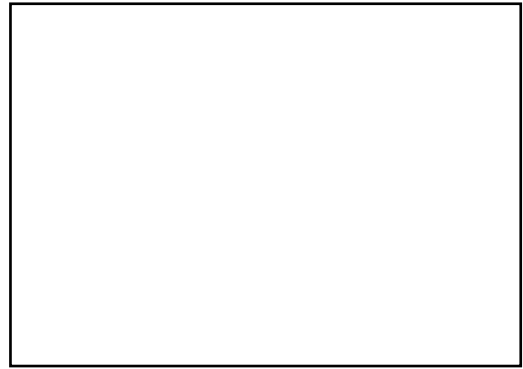


図 4.4.3 護岸の水平移動に伴う地盤沈下量の予測チャート³⁾

③のめりこみ沈下は、KHKTD5862（2023）では、地盤を液状化によって軟化した弾性体と仮定して、以下に示す弾性沈下論で簡易に予測する方法と既往の沈下の被害事例の分析から導き出された経験式を用いる方法の2種類が示されている。

なお、①～③の沈下量を数値解析による詳細解析法により予測する方法があるが、詳細は次節4.4.3を参照されたい。

(a) 弾性沈下論による推定法

この方法は、地盤を上部の非液状化層と下部の液状化層（剛性が低下した固体）の2層構造とみなし、基礎上載荷重による沈下量を液状化層の剛性低下を考慮して推定するもので、次式（Steinbrennerの近似解）を用いて算定する。液状化後の地盤のヤング率は表4.4.2に示す値を用いて液状化層の剛性低下率より算定する。

$$S_E = \left\{ \frac{\mu_h(H_1, \nu_1)}{E_1} + \frac{\mu_h(H_2, \nu_2) - \mu_h(H_1, \nu_1)}{E_2} \right\} q \sqrt{A} \quad (4.4.2)$$

ここに、 S_E : 基礎の沈下量、 μ_h : 地盤ポアソン比・厚さ・基礎底面形状から決まる係数、 H_1, ν_1, E_1 : 第1層（上層/地下水位上の非液状化層）の厚さ、ポアソン比、ヤング率、 H_2, ν_2, E_2 : 第2層（下層/地下水位下の液状化層）の厚さ、ポアソン比（=0.5）、ヤング率、 q : 基礎の平均荷重、 A : 基礎底面積

表4.4.2は、1995年兵庫県南部地震、1964年新潟地震、1990年ルソン地震の直接基礎の沈下量の分析から得られた値である。しかし、分析にあたって、地盤条件や構造物の重量などが十分でないデータもあるため、この方法を用いて構造物のめり込み沈下量を推定する場合には、後述する既往事例からの予測手法等と総合して判断する必要がある。また、現実の液状化による沈下は、同一接地圧の場合、基礎底盤面積が大きいほどめりこみ沈下量が小さい傾向があるが、この解析法では基礎底盤面積が大きいほど沈下量が増加する結果となってしまうので、想定する基礎のスケールによって誤差が大きくなる可能性がある。KHKTD5862・5864（2023）では、配管支持基礎等、設計数量が多い小さな基礎（基礎底盤スケール2～6m程度）を想定している。従って、大型タンク基礎等の大規模基礎については、詳細解析を実施することが望ましい。

表 4.4.2 液状化後の剛性低下率

液状化地盤の N 値	4	6	8	12	16	24
剛性低下率	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/33

(b) 経験式に基づく推定手法

この方法は、既往の地震による地盤・構造物の沈下・傾斜事例を分析して得られた経験的手法を用いて、構造物基礎のめり込み沈下量あるいは傾斜角を推定するものである。図4.4.4には、直接基礎構造物のめり込み沈下量と基礎幅の関係を示す。この図は1995年兵庫県南部地震における高圧ガス施設の事例及び建築物の事例⁴⁾をプロットしたものである。図4.4.5には、吉見・時松⁵⁾による1964年新潟地震の際に液状化により沈下した鉄筋コンクリート建物35

棟についてのめり込み沈下量と建物幅／液状化深さの関係を示す。また、図 4.4.6 は、1983 年日本海中部地震におけるタンクの被害を分析し、タンクの全体沈下量とタンク直径及びタンク直径／液状化深さの関係⁶⁾を示したものである。

地盤改良を実施した場合は、地盤沈下量およびめり込み沈下量等はこれらの関係図から推定される沈下量よりは減少すると考えられる。ただし、いずれの場合も建物幅及びタンク径が 6m 以上の事例が主体であり、これより小規模の基礎についての沈下量は増加する可能性があることに留意しておく必要がある。

なお、図 4.4.4 (b)に示す構造物の傾斜（不等沈下量／基礎幅）と平均めり込み沈下量の包絡線を定式化すると次のようになる。ただし、次式は偏心の小さな事例であり、基礎の常時の偏心が大きい場合、傾斜は急激に増加すると思われる。従って偏心の大きな基礎の場合は、基礎スラブ形状を工夫して極力偏心をなくす配慮が必要である。

- ・ 8m 幅程度の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝0.0004×平均めり込み沈下量（cm）
- ・ 3～4m 幅の基礎：傾斜（不等沈下量／基礎幅）＝0.0016×平均めり込み沈下量（cm）

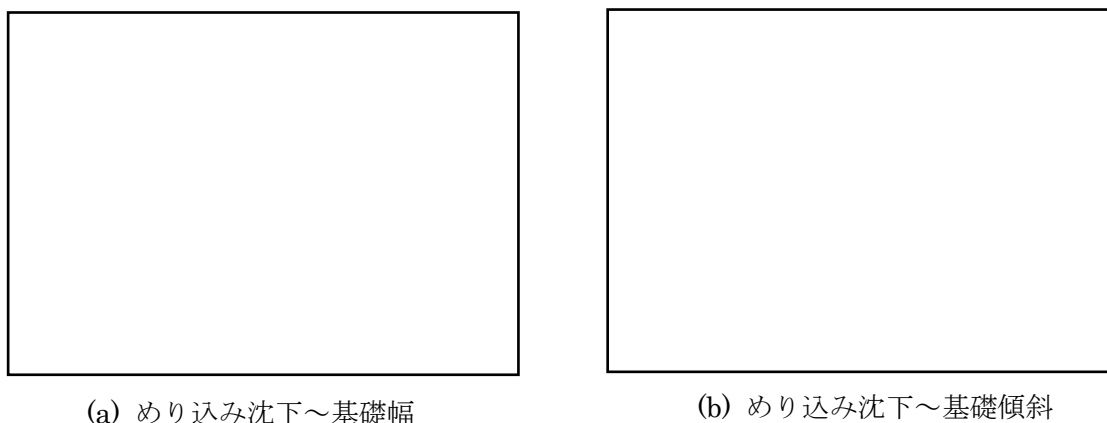


図 4.4.4 建築物と高圧ガス施設の沈下・傾斜事例（1995 年兵庫県南部地震）⁴⁾に加筆

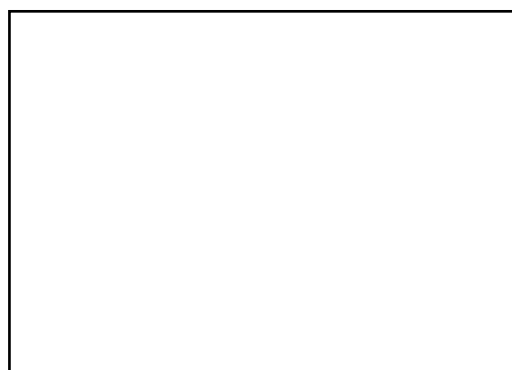


図 4.4.5 液状化深さによって無次元化した建物の沈下量と建物幅の関係（1964 年新潟地震）⁵⁾



図 4.4.6 タンク沈下量と直径，液状化深さの関係（1983 年日本海中部地震）⁶⁾

また、③のめりこみ沈下について、戸建て住宅を念頭にした「リスクコミュニケーションを取るための液状化ハザードマップ作成の手引き」⁷⁾では、既述の弾性沈下論（Steinbrennerの近似解）に基づき、建築基礎構造設計指針（2019）に示されている多層地盤の弾性沈下量の算定方法が示されている。液状化後の地盤の弾性係数は、液状化安全率FL値と液状化強度比RLに応じたせん断剛性低下率から求めることとされている。内容の詳細は、以下のとおりである。

図 4.4.7 に示すような多層地盤の弾性沈下量は、次式に示す Steinbrenner の近似解を用い近似的に求めることができる。なお、同近似解では、載荷幅に対して層厚が極端に薄いと解の精度が低下する傾向があるため、弾性沈下量算定用の地層を設定する際は、地層分割を細かくし過ぎないように注意する必要がある。

$$S_E = \left\{ \frac{I_s(H_1, \nu_{s1})}{E_{s1}} + \sum_{k=2}^n \frac{I_s(H_k, \nu_{sk}) - I_s(H_{k-1}, \nu_{sk-1})}{E_{sk}} \right\} qB \quad (4.4.3)$$

$$I_s = (1 - \nu_s^2)F_1 + (1 - \nu_s - 2\nu_s^2)F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[l \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}}$$

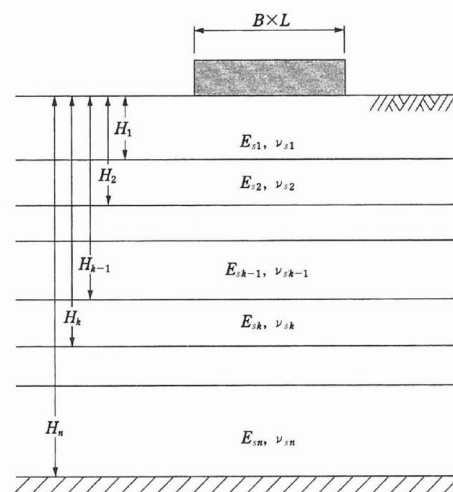


図 4.4.7 多層地盤

- ここに、 S_E ：弾性沈下量(m)、 I_s ：係数、
 q ：基礎に作用する荷重度(kN/m²)、
 B ：基礎の短辺長さ (m)、 L ：基礎の長辺長さ(m)、
 l ： L/B 、 d ： H/B 、 H ：地表面から対象層下端までの距離(m)、
 ν_s ：地盤のポアソン比、 E_s ：地盤の弾性係数(kN/m²)

なお、図4.4.7で示す弾性沈下量は隅角部の沈下量であるため、図4.4.8に示すような矩形内部の点Nにおける沈下量は、矩形載荷面 I～IVの隅角部の沈下量を合計した次式で得られる。

$$S_E = \frac{q}{E_s} (I_{sI} B_I + I_{sII} B_{II} + I_{sIII} B_{III} + I_{sIV} B_{IV}) \quad (4.4.4)$$

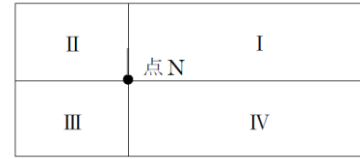


図 4.4.8 矩形載荷面

液状化した地盤のせん断剛性の低下割合は、地盤の性質（粒径や液状化強度）や液状化の程度によって異なる。繰返しねじりせん断試験により液状化を発生させ、さらに一定の繰返し載荷を続けた後に単調載荷試験を行い、液状化後のせん断応力～せん断ひずみの関係を求めると図 4.4.9⁸⁾のようになる。このような試験から、液状化した地盤のせん断剛性の低下割合（せん断剛性低下率）と液状化安全率 F_L 、細粒分含有率 F_c の関係をまとめた例を図 4.4.10^{4.4.8)}に示す。図 4.4.10 は、液状化した土の応力～ひずみ関係を図 4.4.9 に示すバイニリアーモデルで仮定し、この第 1 勾配の G_1 を液状化前のせん断剛性（ N 値から求めた G_N や $\gamma=10^{-3}$ 時の $G_{0,i}$ ）で除した値と、細粒分含有率 F_c 、並びに液状化安全率 F_L との関係を整理したものである。また、図 4.4.10 に広範囲な条件の試験データを付け加え、液状化後のせん断剛性 G_1 を液状化強度比 R_L 、液状化安全率 F_L 、有効拘束圧 σ'_c と関係付けたものが図 4.4.11⁸⁾となる。図 4.4.11 で示される液状化後地盤のせん断剛性比は、自重応力下の砂質土地盤がせん断剛性の低下によって変形すると仮定した静的な FEM 地盤変形解析（ALID）による建物等の沈下量の推定に用いられる。

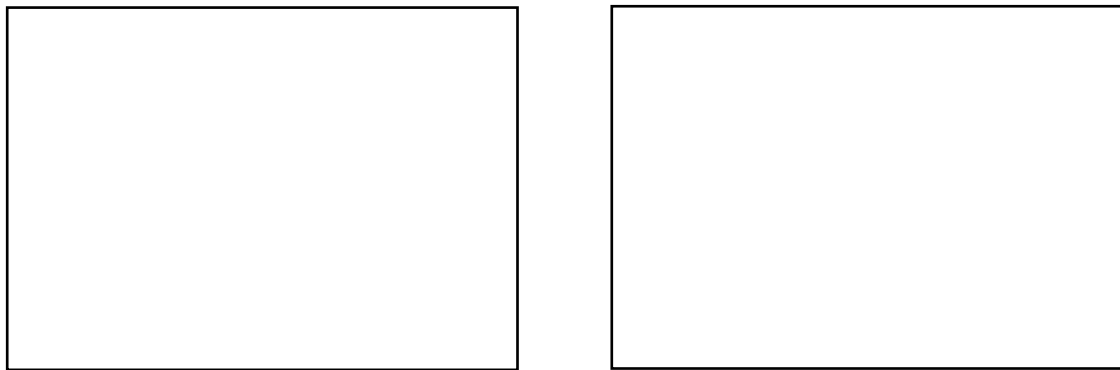


図 4.4.9 液状化に伴うせん断応力～せん断ひずみ、図 4.4.10 せん断剛性低下率と F_c 、 F_L の関係⁸⁾
せん断剛性の低下の概念図⁸⁾



図 4.4.11 F_L ごとの液状化強度比とせん断剛性比の関係⁸⁾

図 4.4.11 に示した繰返しねじりせん断試験の結果では、液化化安全率 F_L が 0.8 程度以上のせん断剛性比しか得られない。これは、試験装置と試験方法の制約上生じているものである。しかし、中地震程度の地震動条件で液化化判定を実施する場合、0.8 程度より小さい液化化安全率 F_L が算定されることもある。そこで、 F_L が 0.8 程度より小さい範囲まで、図 4.4.11 に示す式の適応範囲を拡大させる必要があるが、これは繰返しねじりせん断試験で求めることは無理であり他の方法から求めるしかない。

その一つの方法として被災事例からの逆算があり、豊田ら⁹⁾は河川堤防の被災事例に対する逆解析から、 F_L が 0.8 程度より小さい範囲におけるせん断剛性を推定している。なお、逆解析に用いられた被災事例は、1993 年北海道南西沖地震及び 1995 年兵庫県南部地震で沈下した 10 箇所河川堤防の被災事例である。この方法によると、液化化に伴う河川堤防の沈下量の実測値に合う F_L が小さい範囲におけるせん断剛性比を求めると、図 4.4.12 の曲線に示すような結果となる。この図は、図 4.4.11 に示す式の間接関係、せん断剛性比 G_1/σ'_v と液化化強度比 R_L との関係ではなく、液化化安全率 F_L との関係で整理し、かつ、 F_L が 0.8 以上では図 4.4.11 に示す式と一致させてある。

以上より、「リスクコミュニケーションを取るための液化化ハザードマップ作成の手引き」によって算定する戸建て住宅のめり込み沈下量は、多層地盤の弾性沈下量を Steinbrenner の近似解を用い近似的に求めることとし、液化化後の地盤のせん断剛性の低下割合は図 4.4.11 及び図 4.4.12 に示す考え方を標準とすることが示されている。これらの方法によって、めり込み沈下量を試算した事例も示されている。また、同手引きでは、これらの方法によって算定されるめり込み沈下量は過大となる場合があることが指摘されている。液化化被害が集中した 2011 年東北地方太平洋沖地震による千葉県、茨城県、2016 年熊本地震による熊本市の建物調査から求めためり込み沈下量と、静的自重 FEM 解析 (ALID) 及び Steinbrenner の近似解それぞれの方法により算定しためり込み沈下量について比較検証を行い、液化化後の地盤のせん断剛性低下率 (G_1/G_0) の下限値として、1/300 を標準とすることが示されている。詳細は同手引き及び関連文献^{10),11)}を参照されたい。

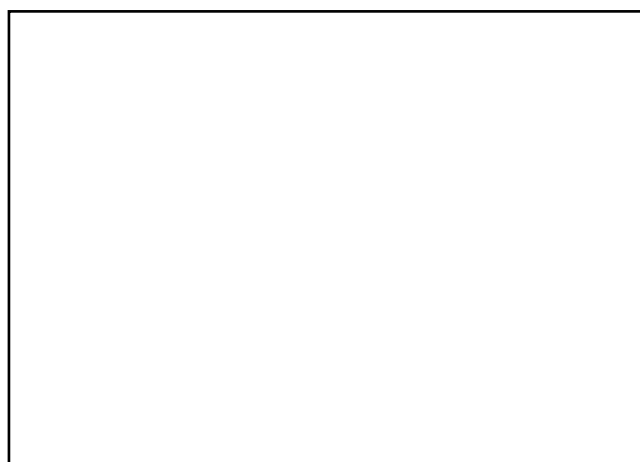


図 4.4.12 F_L が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と F_L 、 R_L の関係⁹⁾

4.4.3 液状化に伴う水平移動量の予測方法

(1) 予測方法の分類

KHKTD5862 (2023) では、液状化に伴う地盤の流動量の予測方法について、対象構造物の重要度や立地条件に合った適切な手法を用いることとされている。KHKTD5862 (2023) に例示されている予測方法として、次に示す地震被害の分析に基づく簡易法と数値解析を用いる詳細法がある。

- ①簡易法：主として過去の震害事例の分析に基づいて確立された手法で、詳細解析法に比べて精度は劣るが簡単に地盤の変位量を予測することができる。
- ②詳細解析法：詳細な地盤モデルを用いた数値解析による方法で、予測精度は高いが、地盤や地震条件など必要な情報量が多く、また高度な解析力が必要である。この解析法には、静的残留変形解析法と動的有効応力解析法がある。

以下に、KHKTD5862 (2023) に例示されている予測方法の詳細を示すとともに、各耐震設計基準での地盤の流動量の予測に関わる規定を示す。各耐震設計基準では、地盤流動を変位で与えている基準と土圧（流動力）で与えている基準がある。

(2) 簡易法

この方法は、1995年兵庫県南部地震およびその他の被害地震における護岸背後地盤の水平移動量の分析に基づいて提案された方法であり、以下に示す手順によって護岸背後地盤の水平移動量を簡易に推定することができる。

(a) 手順1：護岸変位量の推定

レベル2地震動を想定して護岸背後及び基礎地盤の液状化の判定を行い、次式を用いて、護岸の水平移動量 Δ を求める。液状化の判定については、「4.2 液状化の予測方法」で述べたとおりであるが、簡易的には各種耐震設計基準の多くで規定されている F_L 値による判定を行うことになる。この場合、地表面の設計水平震度を用いてせん断応力比を求めることができるが、「4.2.3 液状化の詳細判定法」で示したように、サイトスペシフィック地震動を想定し、動的全応力解析により算定したせん断応力比を適用すれば、より合理的な液状化の判定となる。

$$\Delta = \frac{F_d}{100} \cdot H_w \quad (\text{式 4.4.5})$$

ここに、 Δ ：護岸の水平移動量（単位 m）

F_d ：護岸の変形率（護岸の水平移動量／護岸の高さ）（単位 %）（表 4.4.3 参照）

H_w ：護岸の高さ（単位 m）（図 4.4.13 参照）

表 4.4.3 護岸・岸壁の変形率 ¹²⁾に加筆

--

表 4.4.3 に示す護岸の変形率の基となった被災事例の分析は以下に示すような条件の岸壁・護岸であるため、検討対象護岸がこれらの条件と著しく異なる場合には、別の簡易手法も併用するか、より精度の高い手法を用いて護岸変位量を推定する必要がある。また、同表の変形率は護岸形式や液状化の発生部位から推定できるあくまで概略値であり、地盤条件などが考慮されているものではない。より精度の高い推定を行いたい場合には、後述する数値解析結果に基づく簡易予測法か詳細解析法を用いる必要がある。

- ①水深-8.0~-14.0m 程度の大型ケーソンまたは矢板式護岸
- ②設計震度 0.2 以下で耐震設計がなされている護岸
- ③基礎地盤の緩い砂質土の層厚は 25m 程度以下

なお、KHKTD5862 (2023) には、参考として数値解析に基づく重力式護岸の残留変形量の簡易予測法が示されている。二次元動的有効応力解析法 (FLIP) を用いて図 4.4.13 に示すモデルのパラメータ解析を行い、作成された設計チャートを用いて護岸変形量を予測するものである¹³⁾。チャートの一例を図 4.4.14 に示す。ちなみに、現在では傾斜型 (堤防式、護岸式) についても、残留変形量の簡易予測が可能である (国土交通省港湾局：沿岸構造物のチャート耐震診断システム, <https://www.mlit.go.jp/kowan/content/001376170.pdf>, 矢板型については開発中)。

二次元動的有効応力解析では、護岸や地盤の形状を忠実に表現した解析を行うことによって、地盤の液状化の状況を反映した護岸変形量が得られる。従って、表 4.4.3 に示した護岸の変形率では考慮されていなかった液状化層の N 値も考慮して護岸変位量を推定することができる。

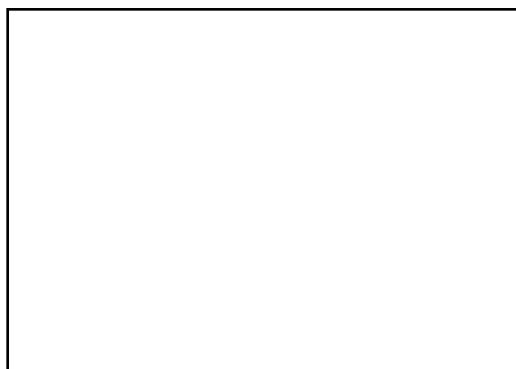


図 4.4.13 護岸変位量予測チャートに必要なパラメータ¹³⁾



図 4.4.14 重力式岸壁の変形量予測チャートの一例¹³⁾

(b) 手順 2：流動範囲の推定

流動範囲とは、護岸の移動によって背後地盤が影響を受ける奥行き範囲で、液状化層の N 値と護岸の水平移動量から、次式を用いて推定することができる。

$$L = 250 \cdot \frac{\Delta}{(N_1)_{av}} \quad (\text{式 4.4.6})$$

ここで、 L ：地盤の流動範囲 (m)、 Δ ：護岸の水平移動量 (m)、 $(N_1)_{av}$ ：液状化層における基準化 N 値の平均値である。

式 (4.4.6) は兵庫県南部地震における流動の被害事例の分析結果 (図 4.4.15) より定式化されたものである。この関係式は護岸背後地盤が固くなる (N 値が大きい) と流動の影響範囲が小さくなることを示している。ちなみに建築基礎構造設計指針 (2019) では、流動の影響範囲は護岸付近の地盤変位 (護岸の水平移動量と読み替えてもよい) の 50 倍という簡単な予測式が示されている。

(c) 手順 3 : 水平移動量分布の推定

図 4.4.16 に示す関係を用い、対象地点の地盤の水平移動量を推定する。同図の横軸は地盤の流動範囲 L 、縦軸は護岸の水平移動量 Δ で正規化されているので、手順 1, 2 で求められた L , Δ と対象地点の護岸からの距離を同図中の式に代入することによって、任意地点の地盤の水平移動量が求まる。

図 4.4.16 の関係は兵庫県南部地震における地盤変位量の分析結果に基づいて設定されたものである。すなわち、兵庫県南部地震における護岸背後地盤の亀裂の調査から図 4.4.17 に示すような護岸からの距離と地盤の水平変位量の関係が示されている。図 4.4.18 に示すように、地震動の方向によって地盤変位量がかなり異なっているため、KHKTD5862 (2023) では、両者の平均的な変位分布を基に予測式を設定している。

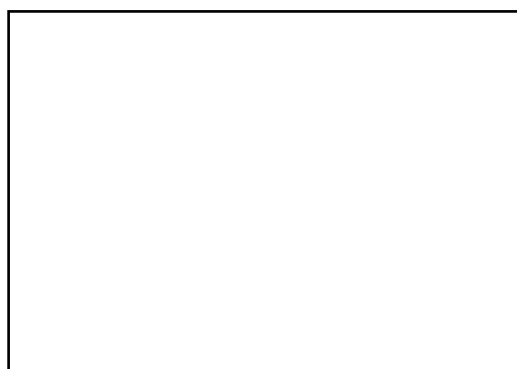


図 4.4.15 液状化層の平均値で正規化した護岸移動量と流動範囲の関係¹⁴⁾

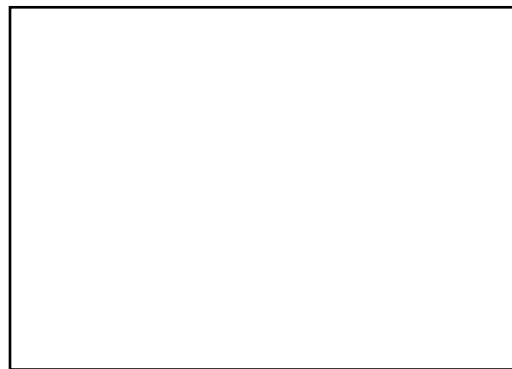


図 4.4.16 護岸背後地盤の水平移動量分布¹⁵⁾

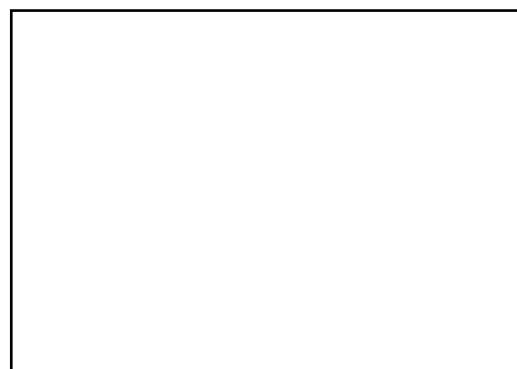


図 4.4.17 兵庫県南部地震で見られた護岸背後地盤の水平変位量¹⁵⁾

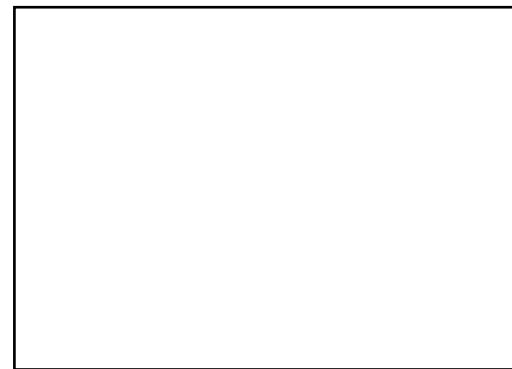


図 4.4.18 兵庫県南部地震で見られた護岸背後地盤の水平変位分布の方向依存性¹⁵⁾

(3) 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0862(2018)では、地盤の移動を考慮した適切な計算方法として、道路橋示方書(1996)の規定または同基準に準じた計算方法により行うことと規定されている。なお、同示方書の地盤の移動(流動力)に関する規定は、最新の道路橋示方書(2017)まで改定されていない(規定の詳細は(4)参照)。

(4) 道路橋示方書

道路橋示方書(2017)では地盤の流動力が規定されている。図4.4.19に流動力の与え方を示す。護岸背後地盤が護岸の変位により発生する場合を扱い、流動の影響を土圧として与えるのが特徴である。

流動化により地盤が水平方向に変位すると、液状化層およびその上にある非液状化層から構造物に力が作用すると設定する。流体として構造物に作用する力は流動圧と呼ばれ、同示方書では流動圧 q_L は次のようにして求める。

$$\left. \begin{aligned} q_{NL} &= c_s c_{NL} K_p \gamma_{NL} x & (0 \leq x \leq H_{NL}) \\ q_L &= c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} & (H_{HL} < x \leq H_{NL} + H_L) \end{aligned} \right\} \quad (4.4.7)$$

ここで、各変数は次の通りである。

q_{NL} : 非液状化層で作用する流動力

q_L : 液状化層で作用する流動力

c_s : 護岸からの距離による補正係数 (表 4.4.4 参照)

c_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数 (表 4.4.4 参照) で、液状化指数 P_L の関数。

c_L : 流動化層中の流動力の補正係数で 0.3。

K_p : 受働土圧係数 (常時)

γ_{NL} : 非液状化層中の平均単位体積重量

γ_L : 液状化層中の平均単位体積重量

x : 地表面からの深さ

H_{NL} : 非液状化層厚

H_L : 液状化層厚

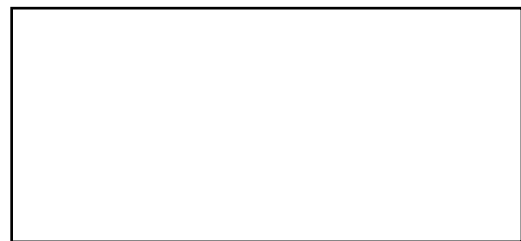


図 4.4.19 液状化に伴う側方流動力の考慮

表 4.4.4 補正係数

--

(5) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）では、護岸近傍の変位は護岸の変位 D_w と地震後の流動地盤の残留ひずみ γ_{max} を図 4.4.20 から読み取り、これを深さ方向に積分することにより求める。護岸の変位 $D_0 = \min(D_w, D_{max})$ に伴う背後地盤への影響範囲 L として図 4.4.21(a) に示すデータを元に、

$$L = 50D_0 \quad (4.4.8)$$

を与え、さらに護岸からの距離 x のところの変位 D との関係として図 4.4.21(b) が示され、次式が与えられている。

$$\frac{D}{D_0} = \left(\frac{1}{2}\right)^{5x/L} \quad (4.4.9)$$

水平変位の深さ方向の分布 D_z は、液状化層上端の深さを z_w として次式から求める。ここで、下の二つの式は液状化層の変位分布を正弦 1/4 波、直線に仮定した式でどちらを使ってもよいとされている。

$$D_z = \begin{cases} D & (z < z_w) \\ D \cos\left(\frac{\pi(z - z_w)}{2H}\right) & (z \geq z_w) \\ D \left(1 - \frac{z - z_w}{H}\right) & (z \geq z_w) \end{cases} \quad (4.4.10)$$

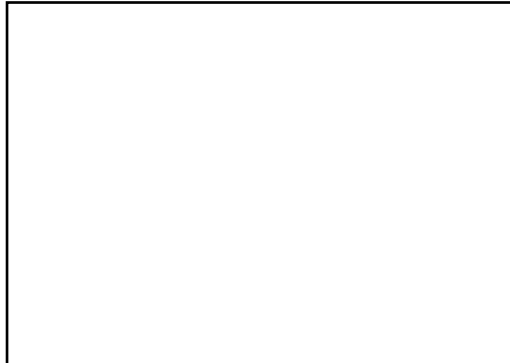


図 4.4.20 最大せん断ひずみの算出法



図 4.4.21 液状化に伴う流動の護岸からの扱い

(6) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準（2012）では、流動時の変位として、地表面が傾斜している場合と、護岸の近傍にある場合の二つを扱っている。流動による作用は地盤の変位として考え、ばねを介して構造物に力を作用させる方法である（図 4.4.22）。

護岸近傍のケースでは次式に基づき護岸流動量を算出する。

$$D_g = \alpha \times H_w \quad (4.4.11)$$

ここで、 D_g は護岸移動量、 H_w は護岸の高さである。 α は護岸の変形率で表 4.4.5 に示す値である。なお、耐震強化護岸や十分な液状化対策が実施されている場合については、計算を省略してもよいこと、護岸背後地盤のみに液状化対策が実施されている場合には、周辺地盤の液状化により流動が発生する可能性があるので考慮することなどが示されている。液状化対策が行われているときには同表の小さいほう、行われていないときには同表の大きいほうの変形率を採用する。

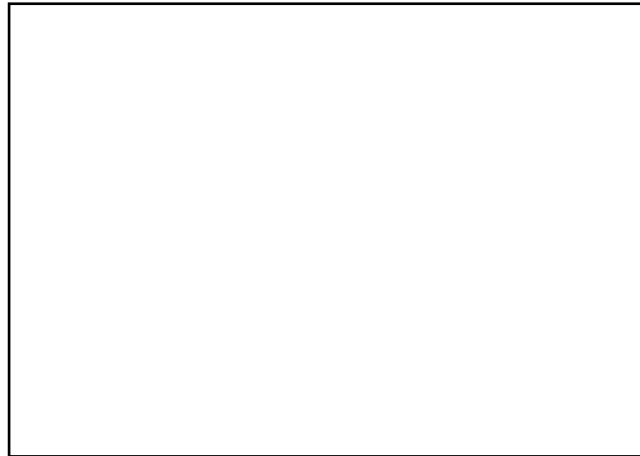


図 4.4.22 側方流動の考え方と設計のためのモデル化

表 4.4.5 護岸形式と護岸の変形率の関係



護岸背後地盤の移動量は次式により求める。

$$D_L = \frac{D_g}{2.0(L/H)^2 \times 10^{-4} + 4.9(L/H)^2 \times 10^{-2} + 1} \quad (4.4.12)$$

ここで、 D_L は護岸から L の位置の地盤変位、 H は護岸背後地盤の液状化層の平均厚さである。上式では護岸変位の影響は道路橋より遠方まで及ぶことになる。

地盤が傾斜しているときの地表の変位量 D_L は、濱田・若松¹⁶⁾の研究に基づいており、次式で与えられる。

$$D_L = \frac{21H^2}{(H + H')^{3/2}} \frac{\theta}{N'} \quad (4.4.13)$$

ここで、各変数は次のとおりである。

H : 液状化層の厚さ (m)

H' : 上部非液状化層の厚さ (m)

θ : 地表面の平均的な勾配 (%)

N' : 補正 N 値

$$N' = \frac{1.7N}{\sigma_v'/100 + 0.7} \quad (4.4.14)$$

σ_v' : 有効上載圧 (kPa)

構造物に作用する単位面積当たりの側方流動の影響は、次式により流動力に変換して構造物に作用させる。

$$p_{NL} = k_{hNL} D_L$$

$$p_L(z) = k_{hL} D_L \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (4.4.15)$$

ここで、各変数は次のとおりである。

p_{NL} : 非液状化層中の構造物に作用する単位面積当たりの側方流動力 (kN/m²)

$p_L(z)$: 液状化層中の構造物に作用する深さ z (m)の単位面積当たりの側方流動力 (kN/m²)

k_{hNL} : 非液状化層の地盤反力係数 (kN/m³)

k_{hL} : 液状化層の地盤反力係数 (kN/m³)

当面液状化しない状態で算定した地盤反力係数の 1/1000 としてよい

D_L : 地表面における側方流動による地盤変位量 (m)

H : 側方流動を考慮する必要のある液状化層厚 (m)

z : 側方流動を考慮する必要のある液状化層厚上面からの深さ (m)

この荷重は受働土圧を超えることはないため、非液状化層においては受働土圧強度を上限値とする。液状化層については流体的な荷重であることを考慮し、上限値は考慮しない。

(7) 詳細解析法

対象地盤や護岸を詳細にモデル化し、液状化に伴う流動現象を数値解析で予測しようという試みは最近数多く行われるようになってきた。解析方法としては、静的残留変形解析法と動的有効応力解析法の2種類がある。詳細解析法を適用することにより、既述の地盤沈下も併せて地盤流動現象を評価することができる。

(a) 静的残留変形解析法

静的残留変形解析法は、流動現象が地震動と比べるとゆっくりした挙動であるため、それを静的挙動に置き換えて地盤の移動量を予測する方法である。護岸背後地盤タイプの流動の場合、流動を引き起こす外力は護岸を境界とする陸部（背後地盤）と水部の地盤の厚さの違いに起因する不平衡力である。通常は、地盤と護岸の抵抗力によって力のバランスが保たれているが、地盤が液状化すると強度が低下あるいは消失するため、相対的に外力が大きくなり、地盤が水部側に移動する。液状化した地盤をどのように表現するかによって、次の2つのモデルに大別される。

- ①液状化地盤を剛性が低下した固体とみなす
- ②液状化地盤を粘性流体とみなす

①のモデルは液状化程度に応じて地盤の剛性を低減し、有限要素法による弾性自重解析を行って変形量を求めるものである（例えば文献 12）。②のモデルは液状化層を粘性流体としてモデル化するもので、①と同様に地盤・構造物を要素分割したモデルを作り、各部の変形量を計算する。このモデルは液状化した土は液状化の程度（ F_L 値）によらず、すべて粘性流体と仮定するため、①のモデルと比べると変位量が大きくなる。図 4.4.24 は①のモデルによる変形解析の一例である。

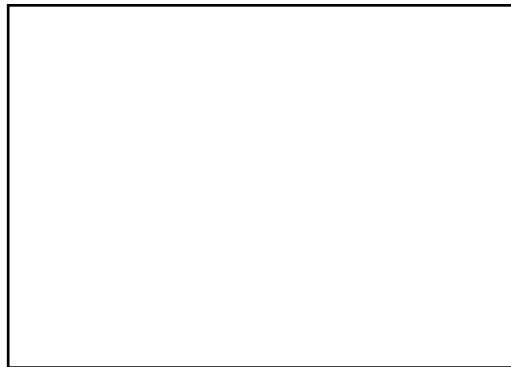


図 4.4.24 静的有限要素法による地盤流動解析の一例¹⁷⁾

(b) 動的有効応力解析法

動的な有効応力解析法は、有限要素モデルを用いて地震動と液状化による地盤の強度低下を考慮して時々刻々の地震時挙動を計算する方法である。この解析法には地盤の動的特性や液状化に関する詳細なパラメータが必要であり、また解析方法も多数提案されている。

動的有効応力解析法は最も精緻に地盤や構造物の挙動を予測できる方法であるが、解析手法

の選択やパラメータの設定によって結果が大きく異なることもあり、慎重な検討が必要である。

図 4.4.25 は動的二次元有効応力解析による残留変形図の一例である。

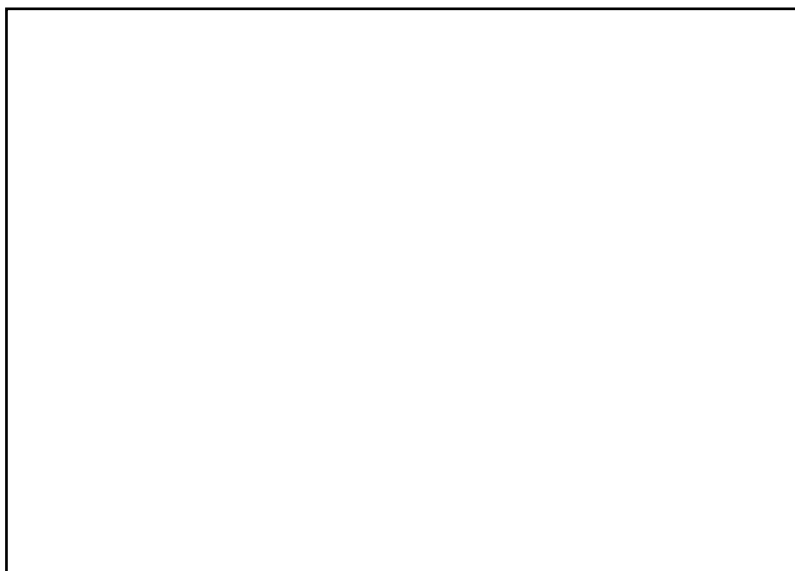


図 4.4.25 動的二次元有効応力解析の一例¹⁸⁾

4.4.4 液状化に伴う水平地盤反力係数の低減

杭基礎構造物における液状化の影響の一つとして、液状化による地盤の土質定数の変化がある。地中に設置される杭等の基礎構造物は地盤に拘束されているので、地震動が作用しても基礎に大きな変位を生じるということはないが、液状化してくると、地盤が軟化してくるため、地盤及び基礎の挙動が変化してくる。このうち杭の水平変位を拘束する水平地盤反力が液状化の進行とともに小さくなるので、液状化する可能性のある地盤に設置される杭の設計には、水平地盤反力係数の低減を考慮する必要がある。

(1) 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0861・KHKS0862 (2018) は道路橋示方書に準じ、表 4.4.6 に示す低減係数を水平地盤反力係数に乗じて液状化時の地盤反力係数を算定する。なお、水平地盤反力係数 k_h (kgf/cm^3) は、例えば次式により算定する。

$$k_h = 0.691 \times N^{0.405} \quad (4.4.16)$$

ここで、 N は地盤の測定 N 値である。また、液状化によって低減する土質定数とは、水平地盤反力係数、地盤反力度の上限値、最大周面摩擦応力度をいう。

表 4.4.6 液状化にともなう土質定数の低減

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査	レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

(2) 道路橋示方書

道路橋示方書 (2017) では、液状化すると判定された層では、液状化に対する抵抗率 F_L 値の値に応じて土質定数を低減させる。地盤反力係数、地盤反力の上限値、最大周面摩擦力などが低減の対象となる。なお、レベル 2 地震動では、タイプ I の地震動とタイプ II の地震動のそれぞれに対して低減すべき係数 D_E が定義できるが、そのうち小さいほうを用いる。

旧道路橋示方書 (1980) には、「液状化と判定されたときに土層の支持力を完全に無視すると $F_L=1$ を境に基礎構造物の諸元が著しく異なった設計となる場合がある。また F_L が 1.0 以下である場合でも、0.9 と 0.5 ではその意味するところは異なるものと考えられる」とあり、表 4.1-1 を設定している。その後、振動台実験が行われ¹⁹⁾、そこでは、地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係としてデータが整理され、さらに F_L と過剰間隙水圧比の関係を用いることによ

って、図 4.4.26 に示されるように、表 4.4.7（レベル 1 地震動の部分）が実験値の中央を通っていることが示された。

表 4.4.7 土質定数の低減係数 D_E (2002, 2017)

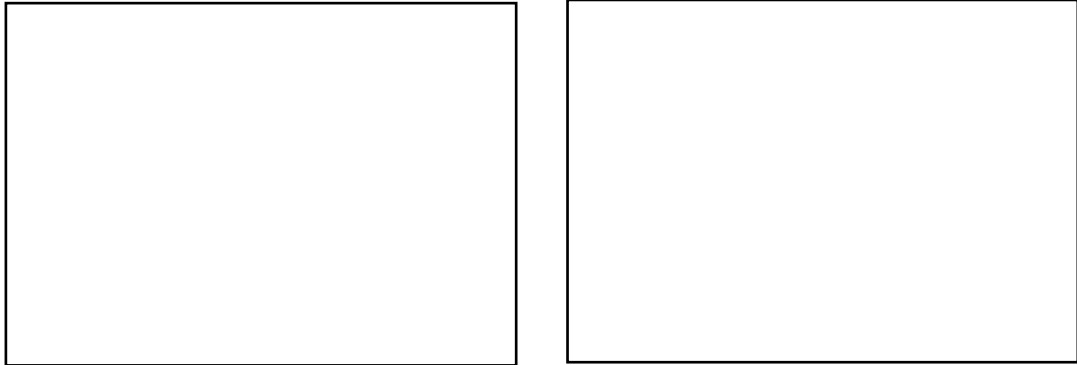


図 4.4.26 地盤反力係数の低減と過剰間隙水圧比

(3) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針（2019）では、土質定数ごとに低減すべき係数が決まっている。直接基礎の沈下量、地震応答解析を用いた地盤変形予測に必要な地盤剛性は、次の方法を用いて算出する。

- ①液状化層の剛性低下は、図 4.4.27(a)より各層のひずみ、 N_a より求める。
- ② F_L が 1 より大きいときには図 4.4.27(b)または次式を用い、剛性が有効応力の 0.5 乗に比例するとする。

$$r_u = F_L^{-7} \tag{4.4.17}$$

ここで、 r_u は過剰間隙水圧比である。なお、地震応答解析では線形材料から得られた剛性を持つとして扱う。



図 4.4.27 液状化の考慮方法

杭の水平抵抗の検討に用いる水平地盤反力係数 k_{hl} は、次式により低減する。

$$k_{hl} = \beta k_{n0} \cdot y_r^{1/2} \quad , \quad p_{yl} = \alpha p_{y0} \quad (4.4.18)$$

モデルを図 4.4.28(a) に示す。低減係数の β は図 4.4.28 (b) より求める。ここで α 、 β は低減係数で、 $\beta = \alpha$ とする。また、 y_r は杭と地盤の相対変位、 p_y は地盤反力である。

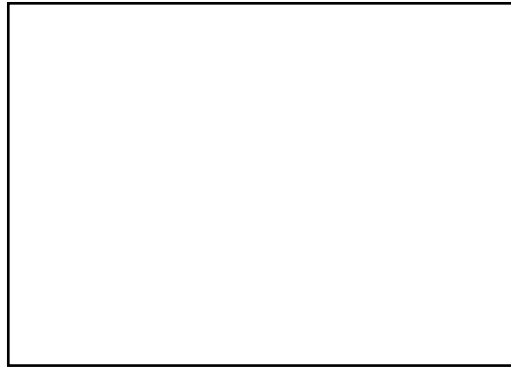


図 4.4.28 地盤反力係数の低減

(4) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準 (2012) では、地盤ばねの特性は液状化判定を FL 法で行った時には、図 4.4.29 に示す低減係数 D_E を地盤反力係数に掛ける。有効応力解析を用いた時は、発生した過剰間隙水圧に応じて地盤ばねを低減する。

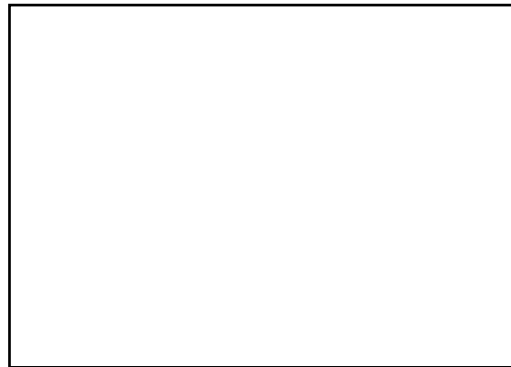


図 4.4.27 液状化の考慮方法

4.4.5 液状化地盤を含む地震時の地盤変位の予測方法

(1) 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準

KHKS0862 (2018) では、地震時の地盤変位について、大きい場合は地震慣性力の他に地盤変位の影響を考慮して応答解析を行うことが望ましいと規定しているが、地盤変位に関する具体的な評価式等は規定されていない。

(2) 道路橋示方書

道路橋示方書 (2017) では、地震時の地盤変位 (地盤振動変位) による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよいと規定している。そのため例えば、場所打ち杭や PHC 杭を用いる杭基礎に対して帯鉄筋やスパイラル鉄筋が配置されることが規定されているものの、地盤振動変位に関する具体的な評価式等は規定されていない。

(3) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針 (2019) では、動的水平変位 (地震時変位の水平成分)、残留水平変位、沈下量の予測は適当な動的解析によるとされている。応答解析を行わない場合は、図 4.4.30 を用いる方法が示されている。同図は各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を求めるものであり、地震時の最大ひずみである。 γ_{cy} が同一方向に発生すると仮定すれば、水平変位の深さ方向分布が求められる。地盤の沈下量については、同図の γ_{cy} を沈下時の体積ひずみ ϵ_v と置き換えればよい。

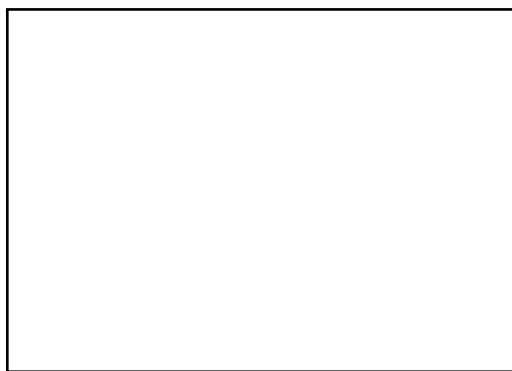


図 4.4.30 補正 N 値、せん断応力比、せん断ひずみの関係

(4) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準 (2012) では、地震時変位は以下の四つの段階を想定して各段階で評価する必要があるとしている。解析方法は動的解析と静的解析の二つが示されている。

- ①液状化の発生前段階 (過剰間隙水圧が上昇する前)
- ②液状化の発生段階 (過剰間隙水圧が上昇する段階で地盤の剛性、強度低下を考慮する)
- ③液状化の持続段階 (上昇した過剰間隙水圧が維持されている段階で、地盤の剛性、強度低下を考慮する)

④液状化の収束段階（過剰間隙水圧が消散する段階で、地盤全体の沈下や不同沈下を考慮する）

動的解析では有効応力解析を前提としている。また、④まで計算するときには過剰間隙水圧の消散による地盤の沈下を考慮する必要がある。ただし、構造計画の段階で配慮することにより省略できる。

静的解析では①～③のそれぞれの段階を個別にモデル化して解析する。ただし、②は省略してもよいとされている。④は動的解析と同様、設計段階で考慮することで省略してよいとされている。

(5) 詳細解析法

詳細解析法として、動的解析により地震時の地盤変位を算定する方法である。大規模地震時の非液状化地盤では、地盤の固体相（土粒子骨格）の非線形性を考慮する動的非線形解析（全応力解析）、液状化地盤では固体相と液体相（間隙水）の水圧上昇を連成させる二相系の動的有効応力解析を実施することになる。

地盤のみならず上部構造物・基礎を併せてモデル化することにより、一連の耐震性評価が可能となる。最近では、上部構造物・基礎・地盤連成系のより精緻な三次元解析も行われるようになってきており、球形貯槽を対象とした三次元動的有効応力解析の一例を図 4.4.31 に示す。土木・建築分野の耐震設計基準では、地点依存のサイト波（サイトスペシフィック地震動）の適用を基本にしている基準が多く、KHKS0862（2018）でもサイトスペシフィック地震動の適用を基本にしている。工学的基盤面で定義されるサイトスペシフィック地震動を適用し、表層地盤、基礎、上部設備を一体としてモデル化した動的有効応力解析により、液状化地盤における基礎、上部設備のより精緻な耐震性評価が可能となる。

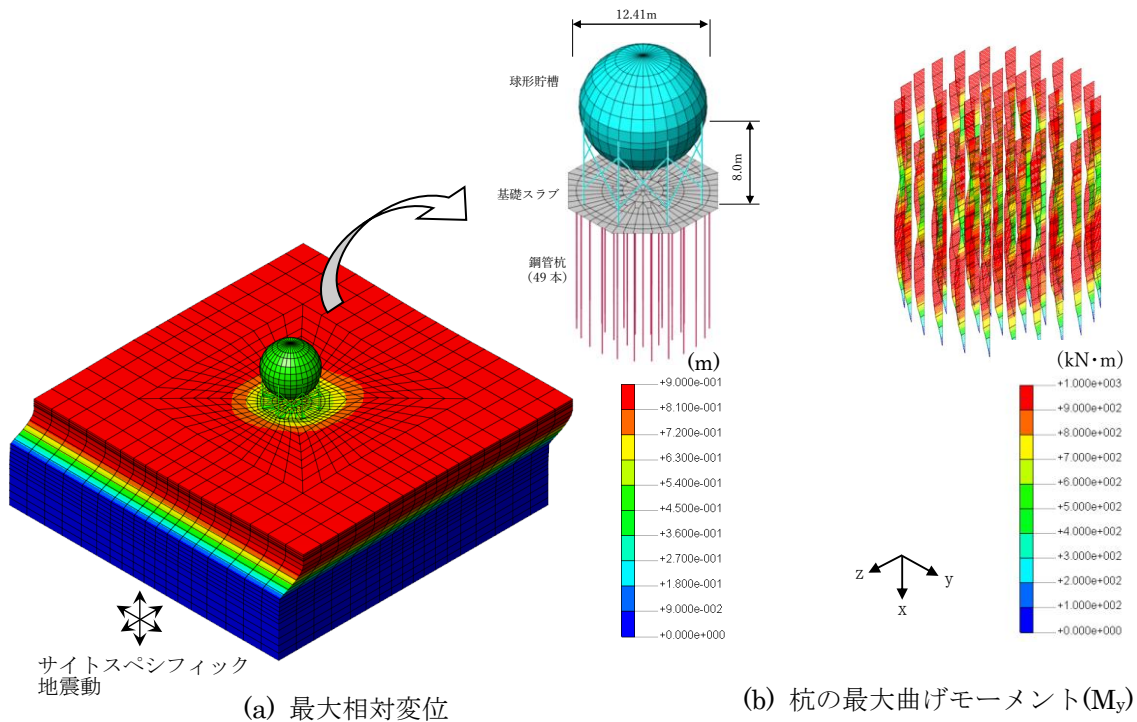


図 4.4.31 三次元動的有効応力解析の一例²⁰⁾

参考文献

- 1) Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of Settlement in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquake, 土質工学会論文報告集, Vol.32, No.1, pp.173~188, 1992.
- 2) 鳥井原誠, 山田祐樹, 森本巖, 石原研而 : 細粒分を含む砂の液状化後の沈下特性について, 第 35 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1655~1656, 2000.
- 3) 石原研而, 安田進, 井合進 : 液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.551~554, 1997.
- 4) 加倉井正昭, 青木雅路, 平井芳雄, 俣野博 : 埋立て人工島における直接基礎の挙動, 土と基礎 Vol.44, No.2, pp.64~66, 1996.
- 5) 吉見吉昭, 時松孝次 : Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes, 土質工学会論文報告集 Vol.17, No.1, pp.23~38, 1977.
- 6) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, p.30, p.196, 1988.
- 7) 国土交通省都市局都市安全課 : リスクコミュニケーションを取るための液状化ハザードマップ作成の手引き, 2021.
- 8) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 石川敬祐 : 液状化に伴う残留変形の静的評価法. 日本地震工学論文集, 第 16 巻, 第 10 号, 2016.
- 9) 豊田耕一, 杉田秀樹, 石原雅規 : 河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 日本地震工学会・2005 大会一梗概集, pp.226-227, 2005.
- 10) 渡邊真悟, 柏尚稔, 井上波彦, 安田進 : 戸建て住宅に対する液状化被害リスク評価の検討 (その 3 : 静的自重 FEM 解析による戸建て住宅の液状化被害シミュレーション), 第 57 回地盤工学研究発表会, No.22-11-3-02, 2022.
- 11) 藤田琢磨, 柏尚稔, 井上波彦, 安田進 : 戸建て住宅に対する液状化被害リスク評価の検討 (その 4 : 戸建て住宅の液状化被害の簡易評価手法), 第 57 回地盤工学研究発表会, No.22-11-3-03, 2022.
- 12) 井合進, 一井康二, 森田年一, 佐藤幸博 : 既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について, 土木学会 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.259~264, 1997.
- 13) (財)沿岸開発技術研究センター : 重力式護岸の簡易耐震性能照査の手引き (案), p2, p8, 1999.
- 14) 安田進, 石原研而, 原田健二 : 液状化にともなう護岸背後地盤の流動範囲に影響を与える要因, 第 2 回土木学会 阪神・淡路大震災に関する学術講演会, pp.113~120, 1997.
- 15) Ishihara, K., Yoshida, K. and Kato, M. : Lateral Spreading of Liquefied Deposits during the 1995 Kobe Earthquake. KIG Forum'97, Geotechnical Engineering in Recovery from Urban Earthquake Disaster, pp.31~50, 1997.
- 16) 濱田政則, 若松加寿江 : 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.189-208, 1998.
- 17) 安田進, 吉田望, 規矩大義, 増田民夫, 森本弘光 : 護岸構造物の一斉解析－残留変形解析の適用性, 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム, pp.275

～280, 1998.

- 18)井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料 No.813, pp.253～279, 1995.
- 19)建設省土木研究所地震防災振動研究室: 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計の適用性に関する研究(第2刷), 土木研究所資料, 土研資料第1729号, 1981.
- 20)高圧ガス保安協会: 令和元年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業(高圧ガス設備耐震設計手法の標準化・高度化及び防災・減災対策), 報告書, 2020.

4.5 液状化の予測に必要な調査・試験

4.5.1 試験項目と必要性

液状化判定方法は概略から詳細な方法まで、その目的と必要とされる精度によって各種提案されている。KHKS0861・0862（2018）の液状化判定方法は簡易法に分類されるが、原位置の地盤特性を反映したより精度の高い判定が必要な場合、詳細法で液状化判定を行うとよい。

これらの液状化の判定に必要な調査・試験項目を表 4.5.1 に示す。この中で土の塑性指数 I_p を算定するのに必要な液性限界・塑性限界試験は、一般には必須の試験項目にはなっていないが、埋立地には細粒分の多い砂質土が多いため、この試験を実施しておくことが望ましい。その理由は、液状化検討を行う必要がある地盤の条件として、細粒分含有率 F_c が 35%以下という規定があるが、但し書きがついており、35%を超えても塑性指数が 15 以下であれば液状化の判定を行う必要があるとされている。塑性指数がない場合には、 F_c が 35%以上の土質は液状化する可能性は小さいとして、検討対象からはずしてしまう場合が多いと思われるが、埋立土の場合には、そのような常識が必ずしも通用しない場合があるので、液性限界・塑性限界試験はできるだけ実施することが望ましい。

液状化の発生が予測される場合には 5 章で述べるように各種の対策が行われるが、地盤改良工法を用いる場合には、対策効果を確認するための調査が必要である。例えば、 N 値が設計通り増加しているか、改良土の強度が許容値をクリアしているか等である。液状化に伴う地盤の流動化に関しては、固有の調査・試験はないが、その条件を勘案して適切な調査・試験を行う必要がある。

表 4.5.1 液状化判定に必要な調査試験方法と必要性

種別	調査・試験名	目的・用途	調査・試験の必要性	
			簡易法	詳細法
地盤調査	ボーリング	地層・地下水位の確認	◎	◎
	標準貫入試験	N 値、乱した試料の採取	◎	◎
	コーン貫入試験	液状化強度の推定、土質の判別	△	△
	スクリーウエイト貫入試験	強度の推定	△	△
	PS 検層	S 波、P 波速度測定		◎
	サンプリング	乱さない試料の採取		◎
土質試験	密度試験	土の密度（単位体積重量）測定	○	○
	粒度試験	平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 FC	◎	◎
	液性限界・塑性限界試験	塑性指数 I_p （細粒分の多い土）	◎	◎
	最大・最小密度試験	相対密度（砂の締固め度合）	○	◎
	液状化試験	液状化強度 R_L		◎
	動的変形特性試験	土のひずみ依存性（ $G, h \sim \gamma$ 関係）		○

注) ◎：必ず必要な項目 ○：あった方がよい項目 △：ボーリングの補間に役立つ項目

4.5.2 調査・試験方法

(1) 地盤調査

地層の性状や強度を把握するための調査法としては、ボーリング（+標準貫入試験）が一般的であり、KHKS0861・0862（2018）における液状化判定法も標準貫入試験より得られる N 値を用いるものとなっている。しかしながら広い敷地を調査する場合などは、ボーリングを均等に行うと調査費用が多大なものとなるため、より簡易なコーン貫入試験やスクリーウエイト貫入試験等の調査をボーリングを補完する調査手法として採用することも考えられる。これらの調査方法はボーリングのように土質を直接視認することはできないが、間隙水圧やコーンの周面摩擦比あるいは回転貫入時の音などによって土質を判別することも可能である。また標準貫入試験は1m 毎に行うが、コーン貫入試験やスクリーウエイト貫入試験は連続あるいは25cm 毎に貫入抵抗が得られるので、地層の詳細な構造を把握することができる。なお、地盤に関する調査・試験法の内容については、文献 1)～4)を参照されたい。

また、適切な液状化試験を行うためには、地盤内での状態をそのまま維持した不攪乱試料のサンプリングが必要になる。一般的には、砂地盤からの試料の採取には3重管式サンプラー（トリプルチューブサンプラー）が用いられる。しかし、砂礫地盤では3重管式サンプラーによる試料採取が難しいこと、乱さない砂の試料の運搬時の衝撃で壊れやすいことから、試料を凍結させることにより、サンプリング、整形、試験室への輸送、試験機へのセットまで凍結状態で可能であり、信頼性の高いサンプリング方法とも言われている。

(2) PS検層

PS検層はボーリング孔を利用してP波とS波の伝播速度を求める原位置試験である。PS検層は地表あるいは地中で振動を地盤に加えてやり（起振）、地震計で地盤中を伝播する波の速度を測るものである。起振の方法としては、ダウンホール法、アップホール法、サスペンション式、クロスホール式などがあるが、通常はダウンホール法の一つである簡便な板たたき法が用いられることが多い。しかし、測定深度が深い場合には、サスペンション式が用いられることもある。板たたき法の概念図を図4.5.1に示す。測定は複雑な地層では1m毎に、同じ地層が厚く堆積する場合には2～3m 毎に行う。PS検層の測定結果は、最終的には図4.5.2に示すような地盤モデルの形にまとめられ、地震応答解析に用いられる。

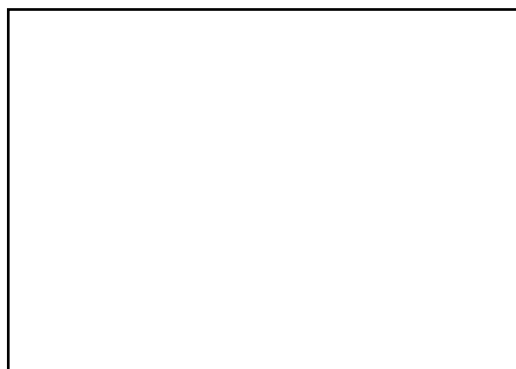


図 4.5.1 板たたき法による
PS 検層概念図¹⁾



図 4.5.2 P 波・S 波の波形例と総合結果¹⁾

(3) 液状化試験

砂質土の液状化強度を求める試験として通常、繰返し三軸試験が行われる。図 4.5.3 に繰返し三軸試験装置の一例を示す。採取深度の拘束圧で圧密された直径 50 mm、長さ 100 mm の円筒形供試体に軸ひずみが所定の値になるまで繰返し軸差応力（せん断応力）を加える。繰返し荷重は 0.1～1Hz の正弦波が多いが、特殊な条件で地震波を載荷する場合もある。試験では、供試体に作用するせん断応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧を測定する。3～4 本の供試体に異なる振幅の繰返し荷重を加えて試験を行い、応力比と繰返し回数との関係を得るが、動的せん断強度比（液状化強度）は、通常 20 回の繰返し回数で軸ひずみ両振幅 5% になる応力比を採用する。液状化が過剰間隙水圧比ではなく、軸ひずみの大きさで定義される理由は、密な砂の場合は過剰間隙水圧比が 1.0 に達してもひずみが小さく必ずしも破壊状態とは見なされないこと、また細粒分の多い土は過剰間隙水圧比が 1.0 まで上がり難く、液状化判定が難しいこと等によるものである。

一方、繰返し三軸試験は、実際の条件をかなり単純化しており、厳密な液状化強度を求めるための試験法の一つに繰返し中空ねじりせん断試験がある。繰返し三軸試験では、実際の地盤は K_0 （静止土圧）状態にあるのに対し等方応力状態で試験が行われる。このため、繰返し三軸試験結果は必ずしも原位置での非線形性や液状化抵抗を表すものではなく、修正が必要となる。繰返し中空ねじりせん断試験は、繰返し三軸試験に比べると実験方法が複雑であるものの、このような不都合を解消できる試験法である。

図 4.5.4 に繰返し中空ねじりせん断試験装置の一例を示すが、アクチュエーターによる水平方向の動きをラック・ピニオンにより回転運動に変え、供試体上部からねじり力が加わるようになっている。供試体には初期の拘束圧やせん断力を加えておいた後、繰返しせん断力を加える。初期の拘束圧として実際の地盤内での応力状態に合わせて異方応力（軸圧と側圧とが異なる）にしたり、斜面内や構造物下の地盤の状態を再現するために初期せん断力を加えたり、さらに側圧でも外圧と内圧とを変えて三主応力が異なるようにすることができる。

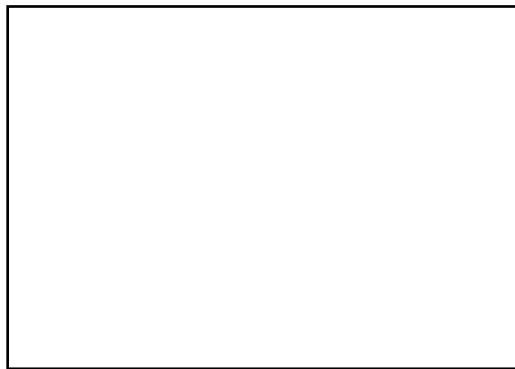


図 4.5.3 繰返し三軸試験装置の一例¹⁾

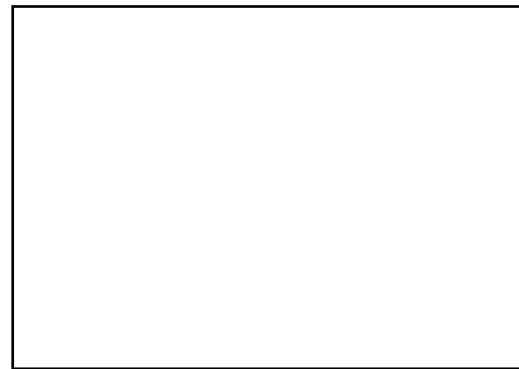


図 4.5.4 繰返し中空ねじりせん断試験装置の一例⁴⁾

4.5.3 調査・試験における留意点

(1) 埋立地盤の特性の考慮

高圧ガス施設が多く立地する埋立地盤では、細粒分が多くても粘り気が少ない（すなわち塑性指数が小さい）土質が多い。このため、土の粘りの程度を求める液性限界・塑性限界試験を行うことが重要である。2000年鳥取県西部地震では埋立造成したシルト質地盤が大規模に液状化して被害が生じた（写真4.5.1および図4.5.5参照）。埋立地盤では、地盤が造成されて時間があまり経過していないため、本質的に沖積地盤に比べて弱い状態にあると考えてよい。（図4.5.6参照）

一般の液状化判定方法は、ほとんど沖積地盤（約1～2万年前以降に堆積した地盤）のデータに基づいて液状化速度の推定法が確立されているため、若齢の埋立地盤にそのまま適用できない場合もあることを理解しておく必要がある。

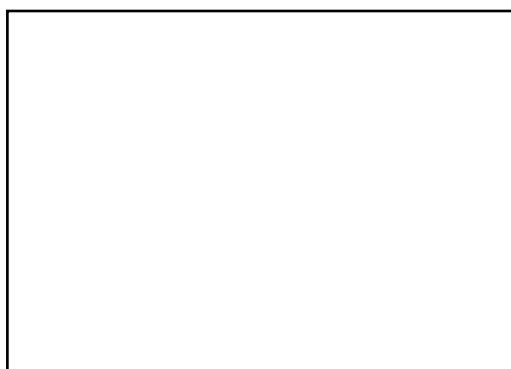


写真4.5.1 液状化した埋立造成地（竹内工業団地，2000年鳥取県西部地震）⁵⁾



図4.5.5 液状化したシルト質土の粒度分布⁵⁾

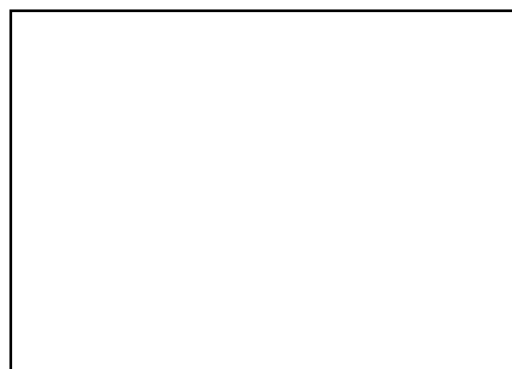


図4.5.6 堆積年代別の液状化強度曲線（道路橋示方書（1980））

(2) バランスのとれた調査・試験

第2章に記述したように、埋立地盤は水平方向の土質の不均質性が沖積地盤に比べて大きい。このため対象となる地盤では沖積地盤よりは密な調査が必要である。この場合にボーリング調査だけではなく、コーン貫入試験やスクリーウエイト貫入試験を併用すると、密で精度の高い調査を行うことが可能になるので、これらの手法を適切に組み合わせて地盤調査を実施することが望ましい。図 4.5.7 にボーリングとスクリーウエイト貫入試験を組み合わせた調査から得られた液状化層断面図を示す。また、埋立地盤は予想もしないような土質が液状化する場合があるので、判断が難しい土質については現地から直接試料を採取して土質試験を行い、液状化強度を直接求める方法も有効である。



図 4.5.7 ボーリングとスクリーウエイト貫入試験より得られた液状化層推定断面図の例⁶⁾

参考文献

- 1) 酒井運雄：耐震地盤調査の計画と管理，鹿島出版会，p.34，p.36，p.53，1985.
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，2004.
- 3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000.
- 4) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，p.44，1988.
- 5) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：平成12年(2000年)鳥取県西部地震 調査報告書，グラビア，p.18，2000.
- 6) Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., and Emoto, K. : Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, Association for the Development of Earthquake Prediction, p6, p22, p77, 1986.

4.6 液状化対策の必要性の評価

液状化の判定結果に基づいて液状化対策の必要性の有無を検討する場合には、地盤の特性、地盤の液状化の程度、基礎構造、対象とする構造物の重要性などを十分考慮する必要がある。

(1) 地盤の特性

高圧ガス施設が多く立地する埋立地盤は、埋め立てられてから数十年程度しか経過していないものが多く、堆積してから数千年～1万年程度経過している沖積層に比べて、地盤が安定しておらず、従って強度も小さい。埋立地盤に立地する構造物の液状化対策を検討する場合は、このような地盤の脆弱性を十分考慮する必要がある。また、兵庫県南部地震における神戸臨海埋立地のマサ土（礫質土）や鳥取県西部地震の埋立地（竹内工業団地）における細粒のシルト質土等、沖積地盤では液状化しにくいと言われている土質が液状化した事例があるので、埋立地盤では土の脆弱性だけではなく、自然地盤では液状化しにくいと言われている土質でも液状化する可能性があるため、その辺を十分考慮して液状化を検討し、対策に反映する必要がある。

(2) 液状化の程度と液状化層の深さ

KHKS0861・0862（2018）では、 F_L 法によって液状化を判定することになっている。 F_L 値は原則的に N 値の測定深度（通常は 1 m 毎）に応じて計算されるが、局部的に F_L が 1.0 を下まわった場合に液状化対策を行うかどうか判断が難しい。杭基礎構造物の場合には、各深度の F_L 値に応じて地盤バネ定数を低減し、杭断面の設計を行えばよいが、直接基礎の場合は判断に迷うことも多い。このような場合、下式に示す液状化指数 P_L で判断する方法と地表面の非液状化層厚で判断する方法が目安となる。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz \quad (4.6.1)$$

ここに、

$$F = \begin{cases} 1 - F_L & (F_L < 1.0) \\ 0 & (F_L \geq 1.0) \end{cases}$$

$w(z)$: 逆三角形の重み係数 (=10-0.5z)

z : 地表からの深さ



図 4.6.1 液状化指数 P_L の定義

上式に示すように、 P_L 値は F_L 値が 1.0 を下まわる部分を深さ方向に積分して、これに逆三角形の重み係数を乗じたものであり、表層に近い部分が液状化するほど値が大きくなるようになっている。危険物タンクの基準では、 P_L 値が 5 以上の場合に対策を行うことになっている。

表層の非液状化層の厚さによる方法は、図 4.6.2 に示すものである。同図は液状化層が厚くても上部に所定の厚さの非液状化層があれば、地表に地割れなどの変状が現れにくいという調査結果に基づいて作られたもので、この図を用いて液状化対策の有無を判断することもできる。

(3) 基礎構造

構造物および基礎の種類によって液状化の影響度合いは異なる。図 4.6.3 は液状化による構造物の被災パターンを示したものである。構造物と地盤との関係や基礎形式によって被害のパターンが異なる。

地上構造物で杭基礎の場合は、前述したように各深度の FL 値に応じて土質定数を低減し、杭を設計すればよい。直接基礎の場合には、前述の FL 値や非液状化層厚による判定のほか、構造物の諸元が明確である場合は、液状化による構造物のめり込み沈下量を予測し、その値によって対策の必要性を判断する方法も合理的である。地中配管やボックスカルバートのような地中構造物は、基本的には浮き上がり安全率を算定し、所定の安全率が得られない場合には対策を行うことが原則であろう。

(4) 構造物の重要性

液状化対策を行うかどうかの判断には、地盤や液状化に関する要素の他、構造物の重要性を考慮すべきである。構造物の重要性は当該構造物が液状化による被害を受けることによって全体の機能に多大な影響を与えるどうか、被害を受けると復旧が著しく困難かどうか等で判断される。重要度の低い構造物は、被害を受けても早期に復旧でき、周囲の構造物への影響も小さいものといえる。このような構造物の重要性を考慮して液状化対策の必要性を総合的に検討することも重要である。



図 4.6.2 表層の非液状化層および下部の液状化層厚と地表での液状化発生の関係¹⁾

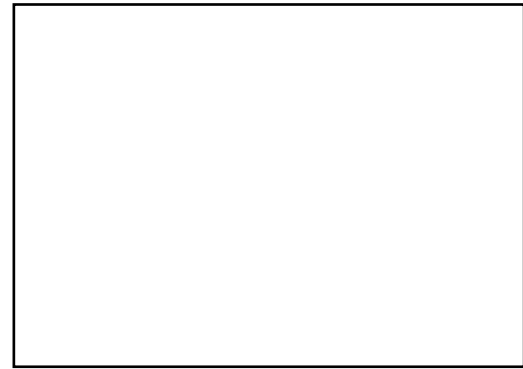


図 4.6.3 液状化による構造物の被災パターン^{2)に加筆}

参考文献

- 1) Ishihara, K. : Stability of Natural Deposits during Earthquakes, 11th int. Conf. on S. M.F. E., vol.1, pp.321~376, 1985.
- 2) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, p.30, p.196, 1988.

第5章 液状化及び流動化対策工法

5.1 液状化対策工法の種類と特徴

5.1.1 液状化対策の概要

液状化対策の考え方をその原理で大別すると図 5.1.1 に示すように、①液状化の発生そのものを防止する対策と、②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策に分類される。①は地盤改良によって液状化強度を増加させる方法（以下、地盤改良による液状化対策工法という）で、②は構造物や基礎の強化により施設の損傷を軽減する方法（以下、構造的な液状化対策工法という）であり、実際の対策には①と②を併用することもある。

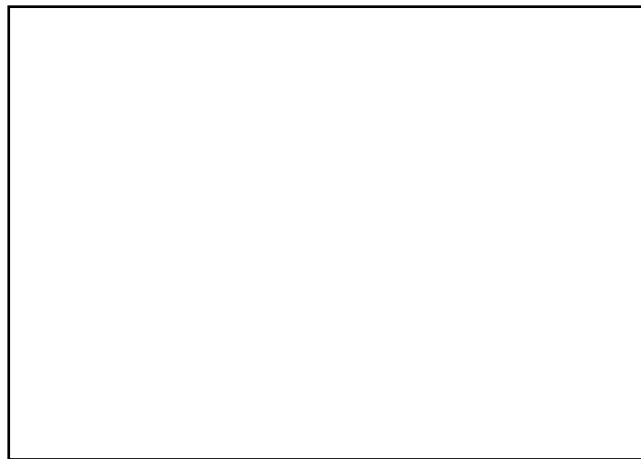


図 5.1.1 液状化対策の原理と方法 ¹⁾に加筆・修正

5.1.2 地盤改良による液状化対策工法

地盤改良による液状化対策工法の概要と特徴を表5.1.1に示す。工法の原理で分類すると、密度の増大、固結、粒度の改良などの地盤の性質を液状化しにくいものに改良する工法と、有効応力の増大、過剰間隙水圧の消散など応力条件を変化させる工法、地盤の変形を拘束する工法、過剰間隙水圧の流入を遮断する工法が挙げられる。

密度の増大工法は、地盤を締固めることで液状化強度を増大させる工法で、締固めの方法により種々の工法がある。確実な改良効果が期待でき、施工実績の最も多い振動と圧入により地盤を締固める動的なサンドコンパクションパイル工法や振動による振動棒工法、地表に重錘やタンパーを落下させる重錘落下工法やバイブロタンパー工法、他に爆破締固め工法、転圧締固め工法などがある。バイブロフローテーション工法は施工・品質管理が不確実なため、最近ほとんど使われていない。1995年兵庫県南部地震以後、振動を用いずに砂を圧入する静的なサンドコンパクションパイル工法である静的締固め砂杭工法が開発され、最近では小型施工機で流動化砂を圧入する砂圧入式静的締固め工法も実用化されている。また、ソイルモルタルを圧入するコンパクショングラウチング工法や地盤内に脈状の改良体を割裂注入させる脈状地盤改良工法も小型施工機での施工が可能である。なお、液状化で地盤にめり込み沈下し傾斜した建物を元に戻す水平化工事の際に、圧力をかけて薬液を注入する場合にも割裂注入が行われる。この場合には建物を持ち上げるだけなので部分的にしか薬液を注入しないのが一般的である。例えば、傾いている場合、大きく傾いた方の下の地盤内だけしか注入しない。したがって、この場合は液状化対策を施していることにはならないので注意が必要である。

固結工法は、土粒子骨格を安定させることで液状化強度を増大させる工法で、改良体の造成方法により種々の工法があり、改良材と土を地中で攪拌混合や切削する深層混合処理工法が主流である、前者は機械攪拌式深層混合処理工法、後者は高圧噴射式深層混合処理工法と呼ばれる。また、その他にも液体状の改良材を地中に注入して固化させる注入固化工法などがある。

粒度の改良は、液状化しにくい粒度に置換える置換工法で、液状化層が比較的浅い場合や掘削を伴う工事と併用する場合に用いられることが多く、液状化しにくい礫材などで埋め戻される。

地下水位低下工法は、地下水位を低下させることによって地盤中の飽和度を低下して液状化を防止する工法で、非液状化層を厚くして有効土被り圧も増加するため一層の液状化防止効果が期待でき、さらに構造物の被害軽減効果が期待できる。対策を行う範囲の周囲を止水壁で囲い、ウェルポイントやディープウェル工法により揚水し長期運転が必要とされるが、地形によってはトレンチ暗渠を利用した自然流下による方法も考えられ、広域的な対策として利用できる。また、地盤内に空気を直接注入し地盤を不飽和化させることで液状化抵抗を増大させる不飽和化工法も開発されている。

過剰間隙水圧の消散工法は、地中に排水性能の高いドレーン体を造成し過剰間隙水圧の上昇抑制と消散を早期に行い液状化を防止する工法で、ドレーン材により種々の工法がある。礫材を用いるグラベルドレーン工法、排水パイプなどの人工材ドレーン工法などがある。グラベルドレーン工法には、地盤の締固めと排水効果を同時に期待した工法も実用化されている。

せん断変形抑制工法は、地震動によるせん断変形を抑制するために、構造物周辺の地盤に連続地中壁や固化改良体を造成する工法であり、最近では格子状に固化体を造成する工法の実績

が多くなってきている。

これらの液状化対策工法の内、既設構造物に対する近接施工や作業空間などの施工条件が制限されることの多い高圧ガス施設への適用性を考慮すると、振動・騒音・変位・環境汚染などの施工による周辺への影響や既設構造物に対する施工の可否の検討が必要であり、これについては“5.6 地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性”で各々の工法を評価する。

表 5.1.1 地盤改良による液状化対策工法 ¹⁾に加筆・修正



5.1.3 構造的な液状化対策工法

構造的な液状化対策工法の概要と特徴の一覧を表 5.1.2 に示す¹⁾。

構造的な液状化対策工法には、構造物を堅固な地盤に支持させる対策工法、基礎を強化することにより支持力の低下を軽減する対策工法、液状化に伴って生じる水平力の土圧や浮力の増加に耐えられるように構造物やそれを支持するものを強化する対策工法、液状化後に発生する変位量を抑制する対策工法などが挙げられる。

堅固な地盤に支持させる対策では、構造物に大きな荷重や過度の沈下といった変形が生じないように、杭基礎などにより液状化層より下の堅固な地盤で支持することが考えられる。基礎の強化では、液状化の進行を考慮して杭の地盤反力係数を低減させた基礎の設計を行うことや、補強杭で地震時の補強効果を発揮させる工法、布基礎に対しては、鉄筋コンクリート造にすることによって基礎の強度を増大させる工法が挙げられる。地中構造物の浮き上がり対策としては、堅固な地盤に支持させた杭や矢板を地中構造物と連結することによって浮き上がりを防止する工法、液状化が発生しない砂袋などで周辺を拘束し、埋設管の沈下や浮き上がり量を低減させる工法などがある。また、埋設管に可撓継手を取り付けることにより、構造全体の可撓性を増大させて相対変位を吸収する工法もある。一方、液状化後に発生する変形量の抑制対策には、直接基礎にこま形基礎を設置する方法、ジオグリッドなどを層状に敷設することにより液状化抵抗力を増加させると同時に、遮水膜やドレーンを併設することで周辺地盤の液状化の影響が基礎に及ばないようにする工法などが考えられる。また、液状化層上の盛土に対しては、シートパイルとタイロッドにより液状化に伴う側方への地盤の変形を抑制し、盛土の沈下量を低減する対策工法が考えられる。

流動化対策として構造的対策で護岸を強化した事例としては、グラウンドアンカーにより岸壁の強化を図った事例²⁾や護岸背後に鋼管杭を1列に間隔を空けて設置する工法(飛び杭工法)が適用された事例³⁾がある。また、建物の基礎部分の周りを鋼板で補強して不同沈下を抑制する事例もある⁴⁾。

表 5.1.2 構造的な液状化対策工法 (その1)¹⁾

参考文献

- 1) 地盤工学会：液状化対策工法，pp.177～195，平成 16 年（2004）
- 2) 小嶋隆，岸本健二，太田和男，恩田勝 グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強，基礎工，， Vol.29， No.7， pp.78～80， 2001.
- 3) 濱田政則，米川太，武内隆政，加藤一紀：飛び杭工法による液状化地盤の側方流動抑止工の設計と施工，基礎工，特集：地震時地盤変位を受ける基礎工，， Vol.51， No.6， pp.102～105， 2023.
- 4) 平出務，安田進，藤野一，金子雅文，佐々木修平，三上和久，尾澤知憲：薄鋼矢板を用いた液状化被害軽減工法の開発、地盤工学会特別シンポジウムー東日本大震災を乗り越えてー， pp. 454-462， 2014.

5.2 地震動レベルによる液状化対策の考え方

5.2.1 液状化対策の基本的な考え方

図 5.1.1 に示したように、液状化対策には大きく“液状化の発生そのものを防止する対策”と“液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策”に分類される。これらの対策は、1995 年兵庫県南部地震以前では、①液状化の発生の予測、②構造物の安全性の検討、③対策工法の選定という流れで設計することが提案されていた¹⁾。しかしながら、地盤と構造物の相互作用にかかわるモデル化の難しさや当時は解析コードが開発途上であったこともあって、実際には②の構造物の安全性の検討が十分に行われず、液状化即対策という流れが大半であった。レベル 2 地震動である兵庫県南部地震以降、道路橋示方書²⁾をはじめとして各種基準の見直しが図られ、その後の土木学会第二次提言³⁾においては、構造物基礎の地震動レベルに応じた耐震性能が以下のように示されている。

- ① レベル 1 地震動に対して上部および地中構造の機能を維持することを構造物基礎の耐震性能の目標とする。液状化発生の可能性がある地盤に関しては、地盤改良により液状化を発生させないことを一応の原則とするが、それが困難な場合には基礎構造の工夫や強化により上部構造の機能を保持できるようにする。
- ② レベル 2 地震動に対しては、上部および地中構造に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標とする。地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の側方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生し、上部構造に重大な被害が生じないよう、基礎構造の強化や構造系全体の見直しを行うものとする。

地震動レベルによって、液状化が発生するか否かであるとか、それによって構造物に被害が生じるかといった問題については十分な検討が必要であるが、大まかな目安としては、表 5.2.1 に示されるような関係を用いて判断することができる。

表 5.2.1 地盤の密度と地震動レベル及び構造物と地盤被害の関係（文献 4）を修正



一方、高圧ガス施設では、「高圧ガス設備等耐震設計指針」⁵⁾において耐震性能が次のように規定されている。

- ① レベル 1 耐震性能とは、レベル 1 地震動に対して、有害な変形等が残留せず、かつ、当該耐震設計構造物内の高圧ガスの機密性が保持されることをいう。

- ② レベル 2 耐震性能とは、レベル 2 地震動及び地盤の液状化に伴う地盤変状に対して重要度 I_a 及び I に係る耐震設計構造物内の高圧ガスの機密性が保持されることをいう。

以上の高圧ガス施設の耐震性能を勘案すると、液状化対策において必要とされる耐震性能は以下のように解釈できる。

- ① レベル 1 地震動に対しては液状化させないことを原則とするが、液状化の発生を許容する場合（例えば杭基礎）でも構造物の安全性を確保する。
- ② レベル 2 地震動に対しては、液状化によるある程度の変形・損傷は許容するが、内容物が漏洩するような事態は防止する。

すなわち、レベル 1 地震動に対しては液状化の発生を防止して構造物の残留変形を生じさせない、または杭基礎のように、液状化の発生を許容しても発生応力を弾性範囲に留めることを基本とするものである。これに対してレベル 2 地震動の場合は、液状化によるある程度の変形は許容するというものである。しかしながら、液状化を許容する設計法はまだ十分に確立されておらず、不確定の部分も多いため、構造物の重要度や周辺への影響を十分考慮して許容できる変形量を設定する必要がある。ただし、レベル 2 地震動を対象とする場合でも、レベル 1 地震動と同様に液状化の防止が可能な場合には、そのような設計を行うことが望ましい。以上の設計の考え方の流れを図 5.2.1 に示す。

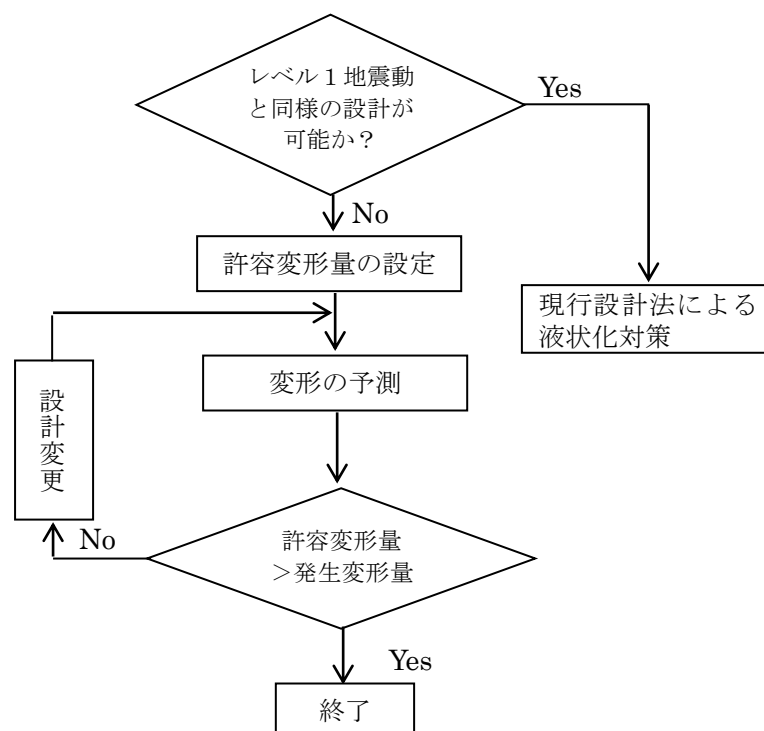


図 5.2.1 レベル 2 地震動における設計の流れ

5.2.2 変形を考慮した液状化対策の考え方

(1) 変形を考慮した設計の考え方

レベル2地震動を対象とする場合、液状化の発生を完全に防止することが困難な場合が多いため、地盤のある程度の変形を許容した設計が必要である。変形量で耐震性能を規定する場合には、従来の仕様規定型の設計法と異なり、実現すべき要求性能を具体的に定める適切な指標によって評価するための検証法と対になっていることが必要である⁶⁾。したがって、レベル2地震動に対して液状化対策を設計する場合には、構造物の重要度に応じた要求性能を評価する指標、指標の検証法並びに許容値の設定が必要となる。これを5.2.1に示した液状化対策における地震動レベルに対する設計法の考え方に照らし合わせると、高圧ガス設備の構造物基礎の場合、要求性能を評価する指標とは、“対象の構造物に許される変形量（許容変形量）”であり、検証法とは、“実際に発生する変形量を予測する方法”ということになる。つまり、高圧ガス設備の場合の変位に係る要求性能は、“配管に被害を及ぼさないか、ある程度の被害が予測されても内容物が漏洩しない変形量に収めること”⁵⁾にある。

(2) 変形量の予測方法

液状化に関する変形の予測法については、以下の2つの手法によるものがある⁷⁾。

(a) 被災事例や模型実験などをもとにした経験式

1964年新潟地震の建物の沈下量や1983年日本海中部地震の地中構造物の浮上り量、1944年東南海地震における堤防の沈下量などに関して経験式が提案されている研究事例があるが、設計上、沈下量や浮上がり量に対して一般的な予測が確立されているものは少ない。高圧ガス設備については、4.4等を基にして予測すればよい。参考として表5.2.2に4つの構造物の変形量と評価尺度の関係をまとめた。

(b) 有効応力解析による詳細な地震応答解析や残留変形解析など

これまで開発されてきている各種の有効応力法による地震応答解析は、当初は液状化時の地盤・構造物の挙動を予測することを主目的としていたが、液状化による地盤・構造物の大きな残留変形量の予測解析まで可能かどうか検討され、実務でも使われるようになってきている。また、詳細解析のなかでも、挙動を時々刻々追う地震応答解析ではなく、液状化後の地盤の変形係数を用いて静的解析で変形量を求める残留変形解析法などが提案され、実務的にも用いられている。このような詳細解析法の概要については前述の4.4.3(7)を参照されたい。また、液状化解析プログラムの現況動向とこれまでに実施された一斉解析の概要については文献13)に詳しく述べられている。

表 5.2.2 変形の予測法の例

対象構造物	実証方法	変形量	評価尺度	結論
建物・タンク ^{8), 9)}	新潟地震における建物被害 日本海中部地震におけるタンク被害	B/D B: 建物の幅 D: 液状化深度	S_a/D (沈下比) S_a : 沈下量	B/D が小さいほど (液状化層厚に比べ基礎幅が小さいほど) 沈下比は大きくなる。
河川堤防 ^{10), 11)}	東南海地震における河川堤防被害	(天端) 沈下量	液状化指数 P_L $P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x)dx$ F_L : 液状化安全率 x : 深度	バラツキは大きいですが両者にはほぼ比例関係がある。
			過剰間隙水圧のみを考慮した安定計算 (Δu 法) 最小安全率 $F_{sd}(\Delta u)$	堤防天端の沈下量 (上限値) と地震時安全率の関係が提示されている。
地下オイルタンク ¹²⁾	日本海中部地震の地下オイルタンク被害	オイルタンクの浮き上がり	浮上がり安全率 F_U $F_U = \frac{W_B + W_S + Q_B + Q_S + Q_T}{U_S + U_D}$ W_B : 地下埋設物の自重 W_S : 上載土の重量 Q_B : 地下埋設物と地盤との摩擦力 Q_S : 地下埋設物の上部の土のせん断抵抗力 Q_T : スチールバンドによる抵抗力 U_S : 静水圧による揚圧力 U_D : 過剰間隙水圧による揚圧力	$F_s=1.0$ 程度で浮上がり量は最大で 40cm 程度である。

(3) 許容変形量

高圧ガス設備の場合、構造物及び基礎の種類や周辺の付属設備の条件によって許容変形量の考え方が異なるため、表 5.2.3 に例示する他種の構造物のように定量的に許容変形量を設定することは難しい。例えば、1995 年兵庫県南部地震の際に神戸市臨海部のタンクで起きた LP ガスの漏洩のような事故を防止する対策としては、配管基礎が液状化によって大きな沈下を起こすことを阻止することが基本である。配管基礎の沈下を抑制するためには、液状化対策としての地盤改良で液状化の程度を軽くして地盤の沈下を抑えることも方法の一つであるが、タンクと配管を同一基礎にするとか、配管に可撓性を持たせ大きな変形にも追従できるようにするとかいう方法を組み合わせて対策を行うこともできる。

このように、許容変形量は一律何 cm という決め方ができる性質のものではなく、上記の対策方法の組み合わせの考え方によって大きく異なるものである。したがって、レベル 2 地震動に対する液状化対策の設計の際に許容変形量を設定する場合には、構造物の重要性、構造物基礎並びに上部構造物の種類・構造、配管等の付属設備の条件、可能な対策方法の種類などを十分検討する必要がある。文献 7) では以下の要素を考慮して許容変形量を設定することを指摘している。

- ① 構造物の構造安定
- ② 構造物の重要度や復旧のし易さ
- ③ 構造物の機能
- ④ 対象構造物が近接構造物や社会生活に与える影響
- ⑤ 地震後の応急復旧の容易さ

表 5.2.3 液状化による構造物の許容変位量に関する規定や研究例⁷⁾

構造物	許容変位量	許容変位量が設定された根拠
高規格堤防盛土 ¹⁴⁾	レベル 1 地震動に対する許容残留沈下量として、堤防天端および堤外側表法面では 50cm、高規格特別区域では 20cm	高規格堤防特別区域が通常の土地利用に供され、通常の市街地と同程度の地震時の安全性を確保する必要があるため。
鉄道盛土 ¹⁵⁾	バラスト軌道の場合の許容沈下量はレベル 1 地震動に対して 20cm、レベル 2 地震動に対して 50cm	地震後の鉄道盛土の復旧性能を勘案して定められた数値
マンホール ¹⁶⁾	許容浮上り量として幅が狭い道路では 13cm 程度、幅が広い道路では 23cm 程度	マンホールの浮上りが消防車等の通行の障害となる可能性があるため。
戸建住宅 ¹⁷⁾	内閣府より、液状化等の地盤災害災害による被害認定フローが第 1 次調査 (1) 外観による判定 (2) 傾斜による判定 (3) 住家の潜り込みによる判定 について右図のように示されている。	<p><被害認定フロー（液状化等の地盤被害による被害）></p> <p>【第 1 次調査】</p> <p>(1) 外観による判定</p> <p>①一見して住家全部が倒壊 ②一見して住家の一部の階が全部倒壊 ③地盤の液状化等により基礎のいずれかの辺が全部破壊かつ基礎直下の地盤が流出 → いずれかに該当 → 全壊 (損害割合50%以上)</p> <p>(2) 傾斜による判定 (3) 住家の潜り込みによる判定</p> <p>傾斜による判定と住家の潜り込みによる判定の被害程度の大きい方を採用 傾斜が1/100未満である場合、傾斜による判定は行わない</p> <p>外壁又は柱の傾斜が1/20以上 → 床下1mまでのすべての部分が地盤面下に潜り込み → いずれかに該当 → 大規模半壊 (損害割合40%以上50%未満)</p> <p>不同沈下があり、傾斜が1/60以上1/20未満 → 床までのすべての部分が地盤面下に潜り込み → いずれかに該当 → 半壊 (損害割合20%以上40%未満)</p> <p>不同沈下があり、傾斜が1/100以上1/60未満 → 基礎の天端下25cmまでのすべての部分が地盤面下に潜り込み → 該当 → 半壊に至らない</p> <p>上記のいずれにも該当しない → 該当 → 半壊に至らない</p>

5.2.3 各指針における液状化対策の考え方

(1) 高圧ガス分野における考え方

レベル1、レベル2地震動に対する耐震設計の例示基準KHKS0861・KHKS0862（2018）とも、液状化対策といった用語自体がなく、扱われていない。これより地盤改良による液状化対策工法に係わる規定はなく、構造的な液状化対策工法としての杭基礎に関する規定があるのみである。一方、例示基準の解説KHKTD5861（2023）では、配管構造計画において液状化対策といった用語が用いられているものの、地盤変状に基づく地盤の移動をできるだけ小さくなるよう配慮する、相対変位を吸収するよう必要な可撓性を確保するといった解説となっており、液状化対策工法に係わる規定はない。また、KHKTD5862（2023）でも液状化の判定において液状化対策といった用語が用いられているが、レベル2地震に対する液状化の判定法及び地盤改良等の液状化対策効果についても適切な評価を踏まえ参考にしていくことが望まれるといった解説となっており、液状化対策工法に係わる規定はない。

(2) 他分野における考え方

(a) 河川堤防の液状化対策の手引き

「河川堤防の液状化対策の手引き（令和6年：2024）¹⁸⁾」では液状化対策として“締固め工法”，“グラベルドレーン工法”，“固結工法”，“鋼材を用いた対策工法”，“提体液状化対策工法”を対象としている。「河川構造物の耐震性性能照査指針・解説—Ⅱ．堤防編—（平成24年：2012）¹⁹⁾」に堤防の耐震性能について示されており、基本方針として、地震後においても、規定する耐震性能の照査において考慮する外水位（照査外水位：地震によって沈下した土堤等の河川構造物が、地震後に必要とされる機能を保持できているか否かを判断する際の判定基準となる水位）に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持する性能とするとされている。耐震性能照査上の堤防としての機能とは、河川の流水の河川外への越流を防止する機能である。また、堤防の耐震性能の照査については、耐震性能の照査に用いる地震動によって生じる堤防の状態が堤防の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。ここで、耐震性能の照査に用いる地震動としては、原則として、レベル2地震動を考慮すればよいとし、耐震性能の照査に用いる地震動及び堤防の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとしている。そして、規定する静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよいとしている。規定する静的照査法とは、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法）、液状化した土層をせん断抵抗を有しない粘性流体と仮定し、地盤の流体的な変形を算定する方法（流体力学に基づく永久変形解析法）等のことである。

前出の河川堤防の液状化対策の手引きでは、液状化対策の設計の手順が図5.2.2のように示されており、レベル1地震動に対して対策工自体の安定性を確保できるよう対策工の諸元（改良率や改良範囲、型、根入れ等）を決め、この対策工でレベル2地震動による沈下量が許容沈下量以下に収まることを照査することが示されている。レベル1地震動に対する検討が「対策工諸元の設定」、レベル2地震動に対する検討が「耐震性能照査」に対応する、いわゆる2段階設計法である。

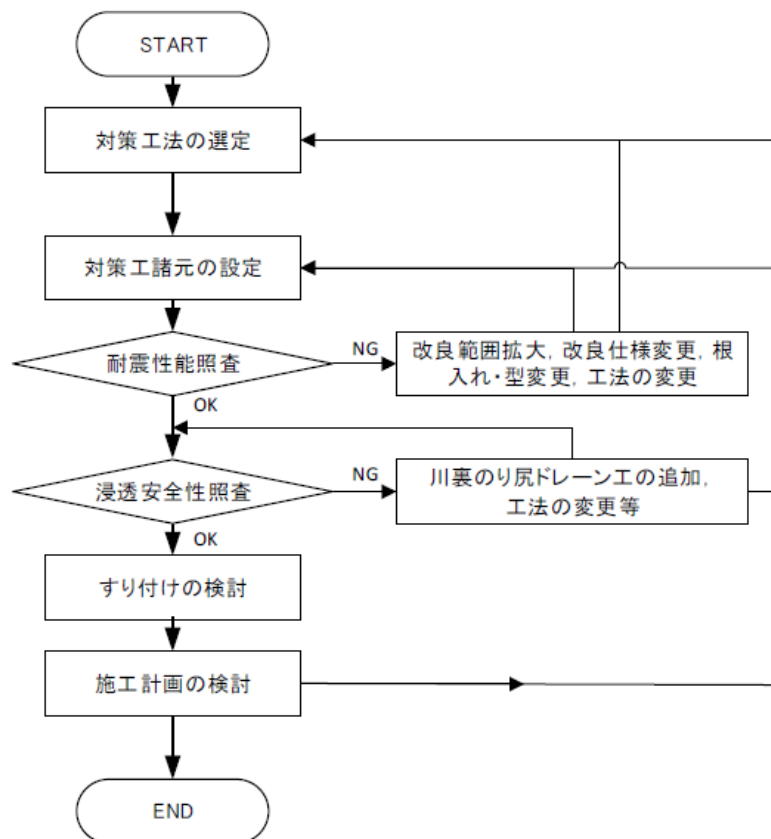


図 5.2.2 液状化対策工法の設計手順¹⁸⁾

(b) 港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準（2018）²⁰⁾では、地盤の液状化の影響に対する液状化対策の位置付けについて、以下のように規定されている。

① レベル1地震動に対する液状化の影響

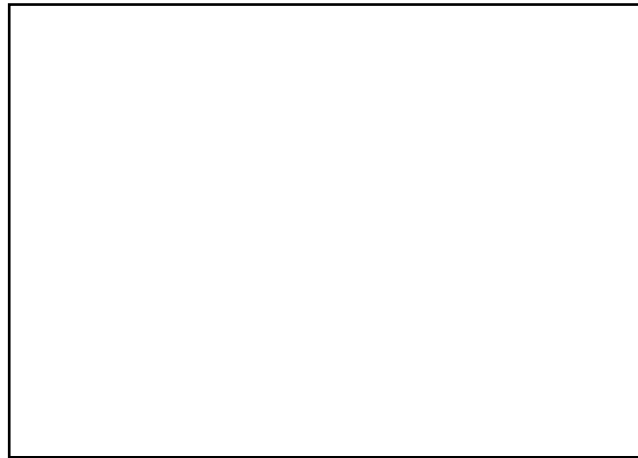
レベル1地震動に対する地盤の液状化の検討においては、液状化が生じると予測・判定された場合には、液状化による構造物に及ぼす影響を勘案するとともに対象施設の周辺状況等を考慮し、地盤の液状化対策を行うことを原則とする。

② レベル2地震動に対する液状化の影響

レベル2地震動に対する地盤の液状化の検討においては、対象施設の周辺の状況等を考慮した総合的な検討に基づき、液状化対策の手法及び実施の必要性について判断する。

また、同基準では、液状化地盤を含む軟弱地盤対策として、地盤改良工法全般について詳述されており、参考にされたい。ごく一部の紹介となるが、基本原理による地盤改良工法の分類を表 5.2.4 に示す。なお、構造的な液状化対策工法としての杭基礎等については、規定がなされている。

表 5.2.4 基本原理による地盤改良工法の分類²⁰⁾



(c) 建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針 (2019)²¹⁾では、基礎構造の種類 (直接基礎, 杭基礎) に対して、終局限界状態 (レベル 2 相当), 損傷限界状態 (レベル 1 相当), 使用限界状態のそれぞれにおける要求性能を定めている。

直接基礎では、基礎直下の地盤に液状化の生じる可能性があるならば、損傷限界状態の要求性能を満たすために基礎直下に地盤改良を施すか、基礎底面を非液状化層まで下げることが原則である。また、終局限界状態の要求性能を満たすためには、損傷限界状態と同様にすることが望ましいが、地盤改良が難しい場合には、鉛直荷重の均等バランス化、基礎の剛性を高める工夫により不同沈下を極力小さくして要求性能を満たす努力をする。このことから、レベル 1 で液状化するような場合には地盤改良により液状化を防止し、レベル 2 については条件付きで液状化を許容しているといえる。

杭基礎では、損傷限界状態と終局限界状態の要求性能を満たすためには、杭の鉛直支持力や水平抵抗に液状化における地盤の抵抗力の低下に加えて、地震時の地盤変位に伴い液状化層と非液状化層の境界付近に大きな杭応力が作用する可能性も考慮する必要がある。そのため、液状化のある地盤に杭基礎を計画する場合には最新の評価法を用いて、限界状態における要求性能を満たしていることを確認する。このことから、レベル 1, レベル 2 にかかわらず杭基礎では液状化を許容するが、杭基礎周辺の地盤が液状化を生じた場合には、最新の評価法で杭の耐震性を評価する必要があり、そうでない場合には地盤改良を行い、一般の設計法で杭基礎の耐震性を評価できるものである。

同指針では、建築基礎へ適用する地盤改良として、セメント系固化材または締固めによる地盤改良を対象としており、液状化に関する検討項目は、“液状化対策としての地盤改良の有効性”、“レベル 2 地震時の改良地盤を含む地表最大水平変位 D_{cy} ”である。地盤改良を用いる場合には、想定する荷重ごとに要求性能と性能グレード、設計用限界値を設定し、関連する設計資料を参考にして改良地盤の設計を行うが、その際の要求性能レベル (限界状態) に対応する設計用限界値は表 5.2.5 の通りである。なお、表中の赤枠が液状化に関わる項目である。

表 5.2.5 セメント系改良体および締固めによる改良地盤の設計用限界値 ²¹⁾

表 5.2.5 に示すように、セメント系改良体による地盤改良においては、液状化に関する設計用限界値はないが、締固めによる地盤改良では D_{cy} が定量的な指標として示されている。

なお、セメント系改良体の地盤改良では、「2018 年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 ²²⁾」において、液状化対策を目的とした格子状壁式改良における格子内の液状化に対する限界値の目安として、以下を掲げている。

中地震動時（地表面加速度 $1.5\sim 2.0\text{m/s}^2$ ）： $F_L > 1.0$

大地震動時（地表面加速度 3.5m/s^2 ）： $D_{cy} \leq 5\text{cm}$ （軽微）

また、「建築物の構造関係技術基準解説書（2020）²³⁾」では、限界耐力計算における地盤の加速度増幅率を求める計算式の適用条件を液状化による計算に支障が生じないこととしており、その判断指標として以下が示されている。

- ・最大加速度 150gal 以上に対して、次の a) を満足すること
 - ・最大加速度 350gal 以上に対して、次の a), b), c) のいずれかを満足すること
- a) 液状化発生の可能性がないこと ($F_L > 1$)
- b) 液状化の程度が軽微な範囲に収まること ($D_{cy} \leq 5\text{cm}$)
- c) 液状化による危険度が低いこと ($P_L \leq 5$)

(c) 鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）¹⁵⁾では性能照査型設計法に完全に移行している。そのため、地盤が液状化する可能性のある場合、液状化対策の有無の判断、対策工法の選定は全て設計者の判断に委ねられる。その際、液状化による地盤の剛性・強度の低下、側方流動の影響を適切にモデル化することが条文に記載されている。

液状化地盤の応答値算定法としては、有効応力法による動的解析法が推奨されつつも、地盤の堆積構造や構造物が単純な場合は設計の便を勘案して静的解析法等の簡易算定法が適用できる。性能照査型設計法なので設計応答値が部材の損傷レベル（例：杭基礎の損傷レベル）、構造物の安定レベル（例：基礎の残留変位、盛土の沈下量、トンネルの浮上がり量）等の許容値以内であれば耐震設計が成立するため、液状化対策は義務付けられていない。しかしながら、

橋台、盛土、擁壁については構造設計の段階で地盤改良等の液状化対策を検討することが推奨されている。

液状化対策工法の設計も性能照査型設計法が適用されるため、特定の対策工法についての記述は見られず、設計者の判断に委ねられている。これにより新しく開発された液状化対策工法が採用されやすい体系となっており、新工法開発のインセンティブになっていると言える。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，第 I 編 総論，第 4 章 液状化対策，1993.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 3) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準に関する「第二次提言」，1996.1.11
- 4) Yasuda, S., Harada, K., Yoshida, N. and Tanaka, T.: International Symposium on Earthquake Engineering Commemorating Tenth Anniversary of the 1995 Kobe Earthquake, 1995.
- 5) 高圧ガス保安協会:高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 2 耐震性能評価 解説編, p.219, 2000.
- 6) 日本地震工学会,性能規定型耐震設計法に関する研究委員会:性能規定型耐震設計法の現状と課題 1.はじめに, 2004 年 3 月
- 7) 日本地震工学会, 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会: 性能規定型耐震設計法の現状と課題 2.5 液状化に関する性能設計の現状と手法の開発, 2004 年 3 月
- 8) 吉見吉昭, 時松孝次: Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.1, pp.23-38, 1985.
- 9) Yasuda, S., and Berrill, J.: Observation of the earthquake response of foundations in soil profiles containing saturated sands, 1st International Conference on Geotechnical and Geological Engineering-GeoEng2000, Issue Lecture, pp.1441-1470, 2000.
- 10) 中村義昭, 村上由高: 木曾三川下流部における地震時の堤防機能検討について, 第 34 回建設省技術研究会報告, pp.96-104, 1980.
- 11) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き, JICE 資料第 111002 号, 平成 24 年 (2012)
- 12) 建設省土木研究所: 1983 年日本海中部地震災害調査報告, 土木研究所報告, 第 165 号, 1986.
- 13) (社)土木学会: レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書, 6. 液状化解析プログラムの現況と動向, 2003. 6.
- 14) リバーフロント整備センター: 高規格堤防盛土・施工マニュアル, 2000.
- 15) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計基準・同解説, 2012.
- 16) 本田中, 中瀬仁, 末広俊夫, 安田進: 地中埋設構造物の浮き上がり許容値に関する検討, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演集, III, pp.1439-1440, 2002.
- 17) 内閣府 (防災担当): 災害に係る住家の被害認定基準運用指針 (平成 30 年 3 月)

- 18) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き，令和6年（2024）
- 19) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性性能照査指針・解説－Ⅱ．堤防編－，平成24年（2012）
- 20) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準，2018.
- 21) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
- 22) 監修 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人 建築研究所：2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，2018.
- 23) 監修 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人 建築研究所：建築物の構造関係技術基準解説書，2020.

5.3 地盤改良による液状化対策工法の設計の考え方

ここでは、地盤改良による液状化対策工法として、下記の密度増大工法、固結工法、間隙水圧消散工法を取り上げ、それぞれの地震時における設計の考え方について簡単に記述する。その他の工法として、地下水位低下工法とプレローディング工法についても記述する。

- ①密度増大工法：サンドコンパクションパイル工法
- ②固結工法：深層混合処理工法，注入固化工法
- ③間隙水圧消散工法：グラベルドレーン工法
- ④その他の工法：地下水位低下工法，プレローディング工法

5.3.1 設計の基本的考え方

液状化対策としての地盤改良において、設計の基本的な流れは図 5.3.1 に示す通りである。まず、液状化を防止するための地盤改良の仕様を定め、その改良仕様に基づいて構造物および改良地盤の安定が確保されるかどうかの検討を行う。

地盤改良による液状化対策工法は、設計上の取扱いの違いに着目すると、地盤として取扱う工法と構造物として取扱う工法とに分類される。

地盤として取扱う工法としては、密度増大工法、間隙水圧消散工法がこの工法に分類され、設計においては、改良範囲および打設間隔を定める。一方、構造物として取扱う工法としては、固結工法がこの工法に分類され、設計においては、改良範囲、改良率、改良体の強度などを決定する。ただし、注入固化工法は、固結工法に分類される対策工法であるが、改良体の剛性がそれほど大きくないため、地盤として取扱うことに近い中間的な設計法が採用されている。

各種対策工法の設計で検討すべき項目の違いを、表 5.3.1 に示す。なお、液状化対策としては、杭基礎に地盤改良を併用する対策工法も考えられる。

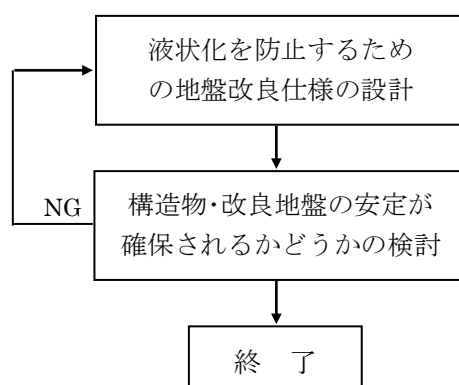


図 5.3.1 設計の基本フロー

表 5.3.1 各種液状化対策工法の設計手法の違い

液状化対策の考え方	対策原理	対策工法	改良地盤の液状化判定	改良地盤の安定の検討	周辺の液状化地盤の取扱い	備考
液状化の発生を抑える対策	密度の増大	サンドコンパクションパイル	○	—	—	地盤系
	固結	深層混合処理	○	○※1	土水圧 (泥水圧, 動水圧)	構造系
		注入固化	○	○※2	泥水圧 動水圧	中間
	間隙水圧の消散	グラベルドレーン	○	—	—	地盤系

※1 内的小および外的小の安定の検討等による。

※2 局所および全体すべりの検討等による。

5.3.2 各種対策工法の設計の考え方

(1) サンドコンパクションパイル工法

(a) 工法の原理

サンドコンパクションパイル (SCP) 工法は、砂地盤を締固めることにより間隙比を減少させて密度の増大を図り、地盤の液状化に対する抵抗を増加させる工法である (密度増大工法)。また、同時に、水平応力が大きくなることに伴う平均主応力の増大による液状化強度の増加も確認されているが、現在の設計においてはこの効果は考慮されていない。

(b) 設計の考え方

砂地盤の液状化強度は N 値から換算して評価される場合が多いため、液状化対策を目的とする締固め工法の改良目標は、通常、 N 値で与えられる。設計においては、構造物の安定性を確保できるような改良範囲内の改良目標 N 値を設定し、 N 値と間隙比の関係から、改良目標 N 値が確保できるように、改良仕様としての改良率や打設間隔を決定する。

図 5.3.2 にサンドコンパクションパイル工法で砂質地盤を改良するときの改良率の考え方の基本を示す。原地盤の間隙比を e_0 とすると、 $(1+e_0)$ の原地盤に対して、振動圧入した砂の体積比で改良率 a_s を定義する。したがって、砂杭の体積は $(1+e_0)a_s$ となる。

砂杭の圧入により、体積変化がないとする考え方と、細粒分による体積変化率のパラメータとして有効締固め係数 R_c を導入して地盤の体積増加 (盛り上がり) を考慮する手法とがあるが、最近では後者の考え方が一般的である。改良後の地盤の間隙比 e_1 は、それぞれ、下式で与えられる。

$$\text{体積一定を仮定した場合： } e_1 = e_0 - (1 + e_0) a_s \quad (5.3.1)$$

$$\text{体積増加を考慮する場合： } e_1 = e_0 - R_c (1 + e_0) a_s \quad (5.3.2)$$

ここに、 a_s : 改良率

e_0 : 原地盤の間隙比

e_1 : 改良後の地盤の間隙比

R_c : 有効締固め係数

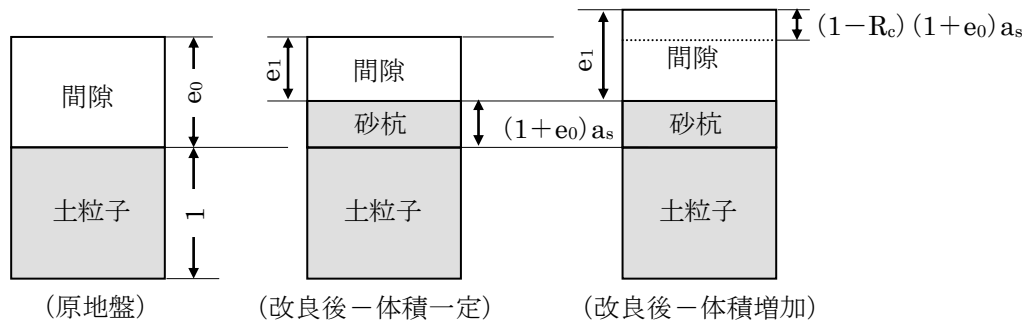


図 5.3.2 SCP 工法の改良原理

(c) 設計に必要なパラメータ

液状化対策としてのサンドコンパクションパイル工法の設計に必要なパラメータは、以下のものである。

- ① 土層構成 (柱状図), 地下水位
- ② 標準貫入試験の N 値 (原地盤, 改良後目標)
- ③ 土質定数: 単位体積重量, 細粒分含有率
- ④ 上載荷重

(d) 設計のフロー

本工法の設計においては N 値と間隙比の関係を知ることが必要となる。評価方法として 4 種類の設計方法があるが、有効締固め係数 R_c により体積変化率を地盤の細粒分含有率と関連づけて評価する設計方法の設計フローを紹介する (図 5.3.3)。なお、サンドコンパクションパイル工法の設計法の詳細は、文献 1)を参照のこと。

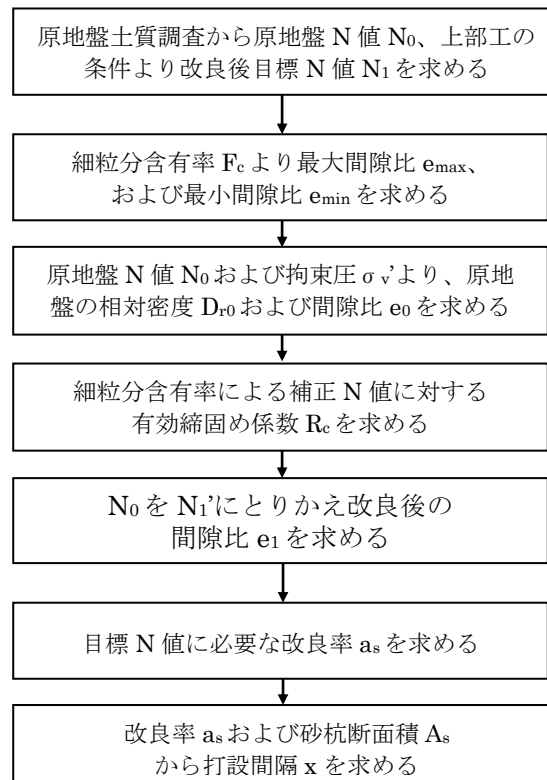


図 5.3.3 サンドコンパクションパイル工法の設計フロー

「建築物のための地盤改良設計施工指針案（2006）」²⁾では、サンドコンパクションパイル工法を含む締固め改良地盤の密度増加以外の効果を割増し係数 C として、1.1～1.2 倍の値を杭間 N 値から算定された液状化抵抗比に乗じて改良地盤の液状化抵抗比を評価してよいことになっている。この割増係数 C については、「建築基礎構造物設計指針（2019）」³⁾において、1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドおよび六甲アイランドでの液状化事例と改良地盤（改良率 $a_s=4.3\% \sim 9.6\%$ ）の無被害事例の分析に基づいて提案されている。このようなサンドコンパクションパイル工法の設計で考慮されている密度増加以外の改良効果による割増しの根拠については文献 4)にも述べられているので参考にされたい。

(2) 深層混合処理工法

(a) 工法の原理

深層混合処理工法は、砂地盤にセメント系安定材を供給・攪拌・混合して、地盤の液状化強度を増加させる工法である（固結工法）。深層混合処理工法で改良された砂地盤の液状化強度は非常に高く、改良土自体には液状化は発生しないと考えられる。

液状化対策としての改良形式には、通常、ブロック状（全体改良）および格子状（部分改良）の改良形式がある。

ブロック状改良の場合は、全体改良であるため、液状化の発生は完全に防止できる。格子状改良の場合は内部に未改良土が残るが、格子状改良壁の剛性が大きく、そのせん断変形抑制効果により、内部の未改良地盤の液状化も防止することができる。

(b) 設計の考え方

ブロック状改良の場合には、改良範囲内では液状化は発生しないと考えてよい。

格子状改良による液状化対策の場合は、通常、「格子間隔/改良厚さ」を 0.5～0.8 程度（ただし、改良厚が大きくなるにしたがって格子間隔も大きくなるので、改良厚が大きい場合には注意が必要である）、改良率を 50%程度以上に設定する。

深層混合処理工法においては、改良体の剛性が大きいいため構造物として捉える構造系の設計法が用いられ、改良地盤の外的及び内的安定の検討が行われる。

外的安定として、鉛直支持力、滑動及び転倒の検討を行う。また、内的安定としては、改良体内部の圧縮応力、改良体全体の水平せん断、格子状改良壁の拔出せん断（格子状改良の場合）、鉛直せん断の検討を行う。このとき、周辺の液状化地盤からは、土の単位体積重量に相当する泥土圧及び動水圧が改良体に作用するものとする⁵⁾（図 5.3.4）。

「河川堤防の液状化対策の手引き、令和 6 年(2024)⁶⁾」では、外的安定については滑動と支持力の検討、内的安定については、水平・鉛直せん断（格子状の場合は拔出せん断の検討も必要）の検討が必要である。

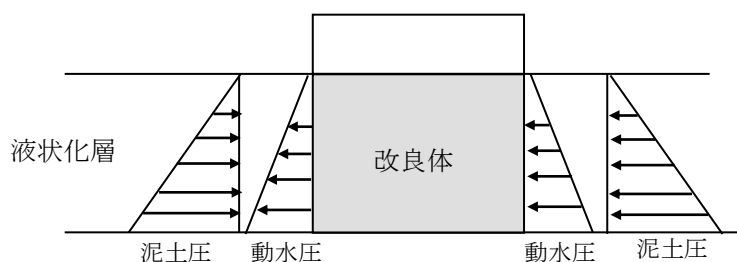


図 5.3.4 液状化層の作用土水圧

(c) 設計に必要なパラメータ

液状化対策としての設計に必要なパラメータは、下記の通りである。

- ① 土層構成（柱状図）、地下水位
- ② 標準貫入試験の N 値
- ③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、内部摩擦角、粘着力
- ④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量等

また、改良体の設計用定数としては以下のものが必要となる。

- ① 単位体積重量（原地盤の単位体積重量としてよい）
- ② 許容圧縮強さ
- ③ 許容せん断強さ

(d) 設計のフロー

深層混合処理工法による液状化対策の設計のフローを図 5.3.5 に示す。なお、深層混合処理工法の設計法の詳細については、文献 5), 6) を参照のこと。

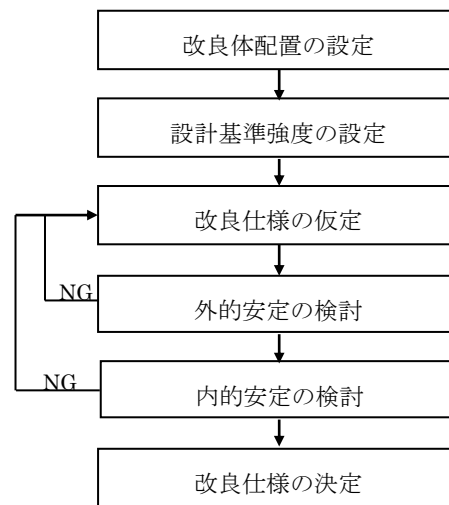


図 5.3.5 深層混合処理工法の設計フロー

格子状改良の場合、設計において格子間隔の算定が重要になるが、「建築物のための地盤改良設計施工指針案（2006）」²⁾では、格子状改良の場合の格子間隔の算定方法について、以下の 3 つの方法が示されている。

- ① 模型振動台実験による格子間隔/改良深さと格子内原地盤の過剰間隙水圧の関係から許容過剰間隙水圧比に収まるように格子間隔を決定する。（前出の「格子間隔/改良厚さ」を 0.5～0.8 程度とする根拠となっている。）
- ② 二次元有限要素法を用いた格子状形式改良地盤の地震応答解析により導かれた $F_L=1.0$ となる格子間隔 L ～液状化層 N 値～液状化層厚 D の関係により決定する。
- ③ 二次元有限要素法解析により、 F_L 値による液状化判定式に改良地盤及び原地盤の特性値を入力して格子内原地盤の液状化判定をするための 3 つの評価式用補正係数（(a)格子間隔の影響，(b)改良体剛性の影響，(c)液状化層厚の影響）を使って格子間内の繰返しせん断応力を求める。これを使って F_L 値が 1 を上回るように格子間隔を決定する。

なお、パワーブレンダーのような機械攪拌系の中層混合処理工法についても、深層混合処理工法と同様な設計法に準ずる。

(3) 注入固化工法

(a) 工法の原理

注入固化工法は、砂地盤に恒久性薬液を注入して、間隙水を低強度のゲル状の固化体に置き換える工法である（固結工法）。薬液注入により改良された砂地盤では、粘着力が付加されることになり、その液状化強度が増加する。

(b) 設計の考え方

注入固化工法では、改良体の剛性が小さいため、地盤系に近い設計法が用いられる。

設計の基本的な考え方は、地盤が液状化しないための繰返し三軸強度比 R_L を求め、 $R_L \sim q_{\text{uck}}$ の関係から設計基準強度 q_{uck} を決定することにある。まず、想定地震動に対する地震時最大せん断応力比 L_{max} を算定し、 $R_L/L_{\text{max}}=1$ となる繰返し三軸強度比を設定する。次いで、必要な繰返し三軸強度比を得るための設計基準強度を求め、薬液の配合仕様を決定する。設計基準強度の決定方法には簡便な方法と詳細な方法とがあるが、地震応答解析を行う詳細な方法によることが望ましいとされている。

改良地盤の安定については、円弧すべり法による地震時の局部および全体すべりの検討が行われる。このとき、周辺の未改良液状化地盤からは、改良地盤に泥土圧および動水圧が作用するものとして計算する。

(c) 設計に必要なパラメータ

設計に必要なパラメータは、以下の通りである。

- ① 土層構成（柱状図）、地下水位
- ② 標準貫入試験の N 値
- ③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、内部摩擦角、粘着力
- ④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量 など

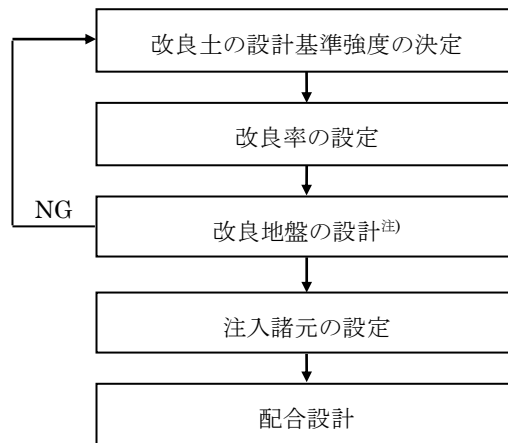
また、改良土の設計用定数としては以下のものが必要となる。

- ① 単位体積重量（原地盤の単位体積重量としてよい）
- ② 強度定数：内部摩擦角、粘着力

(d) 設計のフロー

液状化対策としての注入固化工法の設計フローを図 5.3.6 に示す。なお、注入固化工法の設計法の詳細については、文献 7) を参照のこと。

「浸透固化処理工法技術マニュアル（令和 2 年）」⁸⁾においては、“対象とする施設が耐震強化施設の場合、適切な地震応答解析あるいは実験によりレベル 2 地震動に対して性能照査を行う”とある。



注) 改良深度、改良幅を改良体の安定検討、
円弧すべり、動的解析等により決定。

図 5.3.6 注入固化工法の設計フロー

(4) グラベルドレーン工法

(a) 工法の原理

グラベルドレーン工法は、碎石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質地盤中に柱状または壁状に打設し、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制するとともに消散を早めて、地盤の液状化を防止する工法である（間隙水圧消散工法）。締固め式の場合は、間隙水圧を消散させる効果に加えて、締固めによる密度の増大効果により、砂地盤の液状化強度を増加させる（間隙水圧消散効果＋密度増大効果）。

(b) 設計の考え方

グラベルドレーン工法の設計においては、地震力に対して所要の安定性が確保できる改良範囲を設定し、改良範囲内の許容間隙水圧比を定め、過剰間隙水圧比を許容値以下に抑えられるように、ドレーンの長さ、径（厚さ）、打設間隔、配置を決定する。

(c) 設計に必要なパラメータ

設計に必要なパラメータは、以下の通りである。

- ① 土層構成（柱状図）、地下水位
- ② 標準貫入試験の N 値
- ③ 土質定数：単位体積重量、細粒分含有率、透水係数、体積圧縮係数
- ④ 構造物の諸元：形状寸法、単位体積重量 等

また、ドレーン部の諸元およびドレーン材の物性が必要となる。

- ① ドレーン部の半径
- ② ドレーン長
- ③ ドレーン材の透水係数

(d) 設計のフロー

図 5.3.7 にグラベルドレーンの打設間隔を決定するフローを示す。なお、グラベルドレーン工法の設計法の詳細については、文献 1) を参照のこと。

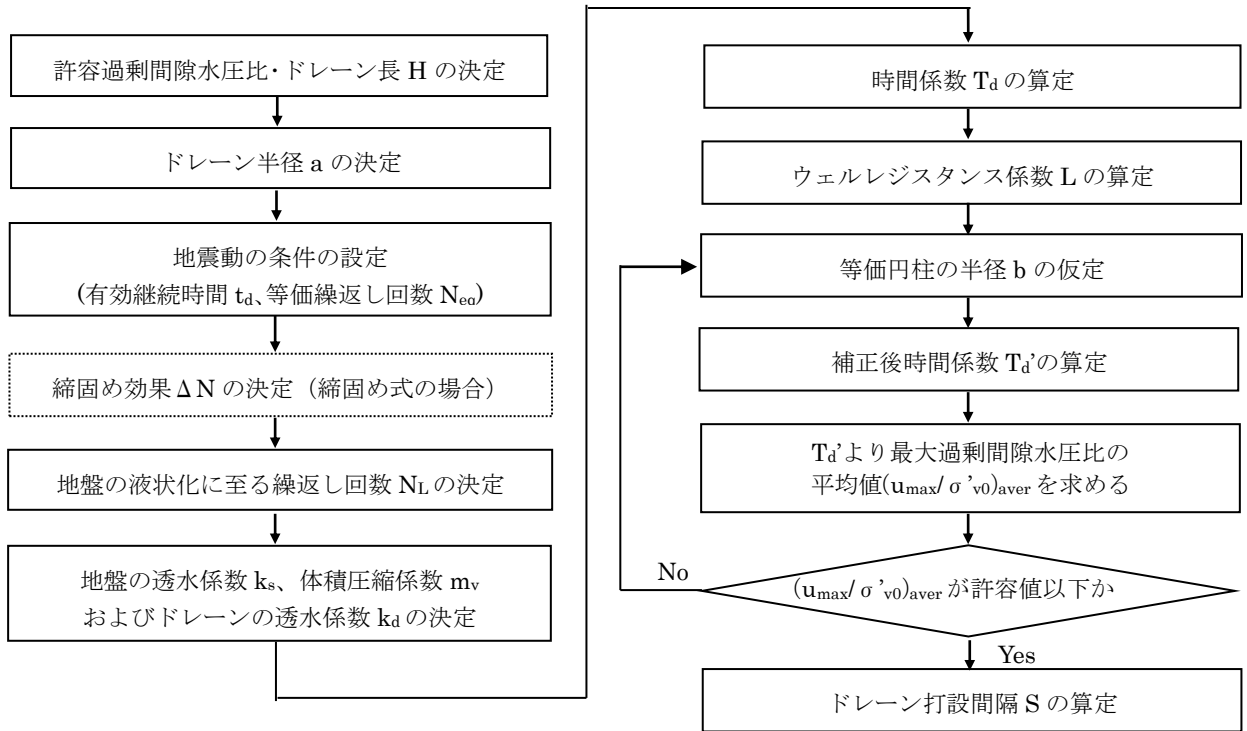


図 5.3.7 打設間隔の設定フロー

「河川堤防の液化化対策の手引き（令和 6 年：2024）」⁶⁾においてはレベル 2 地震動への対応で 2016 年の以前の手引きでは取り上げられていなかったグラベルドレーン工法が追加され、その新しい設計法が示されている。

その設計法は、液化化層の繰返し三軸強度比 R_L と透水係数 k のチャート図からドレーンの等価半径を推定し、レベル 1 照査、レベル 2 照査を経て、ALID などの静的変形解析により目標提体沈下量を満足するように改良範囲を決定するというものである。詳細な方法については手引きを参考のこと。

(5) 地下水位低下工法⁹⁾⁻¹¹⁾

(a) 工法の原理

地下水位低下工法は、液状化の可能性のある地盤の地下水位を強制的に低下させることにより、液状化が発生する可能性を防止・軽減し、構造物の被害を軽減する対策工法の一つである。本工法の特徴は、以下の通りである。

- ① 液状化対策効果は、以下の通りである（図 5.3.8 参照）。
 - ・液状化層の一部が地下水位より上部に位置して不飽和層となることで、液状化しない層になる。
 - ・対象層の有効応力が増加して発生せん断応力比が低下し、液状化安全率 F_L 値が大きくなるため液状化が発生する可能性が低くなる。また、仮に液状化が生じたとしても発生するひずみは小さく抑えられる。
 - ・図 5.3.9 に示すように、表層部の非液状化層厚が増加し、液状化層が減少するため、液状化層の地表への影響が低減し被害が軽減する。
 - ・浅い基礎で軽い構造物は、ある程度深い層が液状化しても、地盤内へのめり込み沈下が軽減する。
- ② 広域の液状化対策に馴染みやすい工法である。
- ③ 既設構造物直下の液状化対策が可能である（直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる）。一方、地下水位低下に伴う対象構造物自体や周辺構造物に沈下（粘性土の圧密沈下等）等の影響が生じる。
- ④ 以下の地盤条件に適した液状化対策工法である。
 - ・液状化層（地下水位）が比較的浅い所にある地盤
 - ・下層部に軟弱な粘性土層が厚く堆積していない地盤
 - ・液状化対象層の透水係数が高い地盤
- ⑤ 地下水位を維持するための揚水管理、沈下計測等、施工後も維持管理が必要で、排水ポンプの長期運転等、維持管理コストがかかる。

ただし、地下水汚染サイトへの適用には特に注意が必要である。

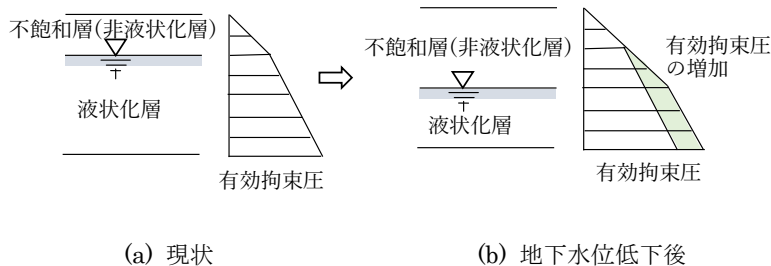


図 5.3.8 地下水位低下工法の改良効果



図 5.3.9 液状化により地盤被害が発生する条件¹²⁾

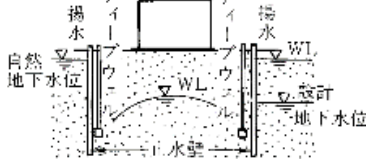
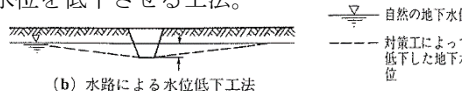
(b) 設計の考え方

表 5.3.2 に地下水位低下工法の種類を示す。同表には個別の工法概要と特徴を示す。地下水位低下工法全般に共通する特徴については、前節に示した通りである。地下水位低下工法は、揚水工法と地下水排除工法に大別される。

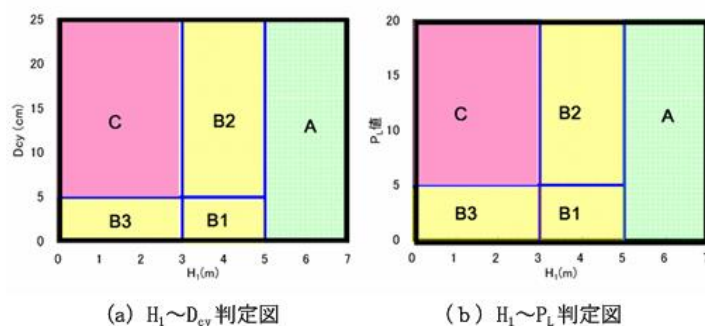
揚水工法は、地下水の集水方法の違いにより、重力排水工法と強制排水工法に区分される。重力排水工法は、重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法で、ディープウェル工法に代表される。重力排水工法を適用する場合には、一般に止水壁が必要となる。これに対して強制排水工法は、バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法で、ウェルポイント工法、バキュームウェル工法がある。揚水工法のメリットは、地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能である。また、局所的に採用が可能である。デメリットは、地下水が低下しにくくポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生すること等である。

一方、排水溝工法は暗渠（推進工法）や水路（開削工法）により地下水を集水し、水位を低下させる工法である。基本的には現地下水位以深に排水溝を敷設する必要があり、自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用する必要がある。また、透水性の大きい地層では排水溝工法のみで地下水位低下を恒常的に維持することは難しく、止水壁等により地下水の流入をある程度抑制する必要がある。地下水位を大幅に低下させる場合やポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。

表 5.3.2 地下水位低下工法の種類

工法名	工法の概要	工法の特徴
【揚水工法】		
重力排水工法 (ディープウェル)	重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法。 	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能。 局所的に採用が可能。 ポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生する。 重力排水工法には止水壁が必要。
強制排水工法 (ウェルポイント) (バキュームウェル)	バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法。	
【地下水排除工法】		
暗渠排水工法	推進工法や開削工法により地下水を集水し、水位を低下させる工法。 	<ul style="list-style-type: none"> 自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用。 透水性の大きい地層では止水壁等により地下水の流入を抑制。 地下水位を大幅に低下させる場合、ポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。
排水溝工法	水路（開削工法）により地下水位を集水し、水位を低下させる工法。 	<ul style="list-style-type: none"> 基本的に現地下水位以深に排水溝を敷設。

また、図 5.3.10 に示すように、非液状化層厚 H_1 と液状化指数 P_L 値または地表変位量 D_{cy} 値との関係で液状化被害を評価する方法¹³⁾が用いられており、これを利用することもできる。



(c) 設計に必要なパラメータ

地下水位低下工法の適用に当たっては、対象地盤において以下の①～④に示すような検討が必要である。このうち、②～④に係わる具体的な調査、

判定結果	H_1 の範囲	D_{cy} の範囲	P_L 値の範囲	液状化被害の可能性
C	3m 以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が高い
B3		5cm 未満	5 未満	顕著な被害の可能性が比較的低い
B2	3mを超え、5m以下	5cm 以上	5 以上	
B1		5cm 未満	5 未満	
A	5m を超える	—	—	顕著な被害の可能性が低い

図 5.3.10 判定図と数値表¹³⁾

試験内容を表 5.3.3 に示す(①については通常の液状化予測のための調査・試験)。本工法の大きな特徴の一つは既設構造物直下の液状化対策が可能である(直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる)ことであるが、地下水位低下がもたらす対象構造物自体や周辺構造物の沈下等の影響評価④は特に重要な検討項目である。また、対象地盤の基本特性は現地調査、試験から求められるものの、地下水位の低下量やそれに伴う沈下量や液状化低減効果は解析的に予測、評価することとなり、施工中、施工後の地下水位や沈下測定等の計測が不可欠となる。

- ① 原地盤における液状化の可能性の評価
- ② 適切な地下水位低下範囲・低下量の決定と液状化軽減効果の予測
- ③ 地下水位低下工法の選定(低下方法、施工性、コスト、止水壁・井戸・排水管の仕様、維持管理方法等)
- ④ 地下水位低下による影響(沈下等)の評価

表 5.3.3 地下水位低下工法に関する調査・試験内容

分類	調査項目	方法
地下水の現状	水位・水流方向・被圧区分・水位変動・異常気象時の状況	原位置調査、水位観測・降雨記録等
地盤の水理特性	透水係数・帯水層厚	揚水試験、調査ボーリング、粒度試験
地盤の物理・力学特性	物理・強度特性	原位置試験、室内試験
地下水位低下の予測	降雨・周囲地下水の浸透を考慮した地盤モデルで、揚水井戸・止水壁による水位低下量・揚水量を予測	浸透解析等の数値解析
地下水位低下による影響予測	地下水位低下後の地盤の鉛直・水平変位を予測し、地上・地中構造物の傾斜・沈下等の影響を評価	圧密計算等の数値解析
揚水・止水等設備設計	止水壁の深さ(不透水層への根入れ)範囲・材料・能力(揚水)等	・浸透解析等の数値解析 ・原位置試験、室内試験
液状化対策効果	・揚水後の地下水位分布 ・強度特性 ・構造物の被害の低減効果	・複数の水位観測井戸 ・数値解析

(6) プレローディング工法

(a) 工法の原理

液状化強度を増加させる要因の一つに応力履歴である過圧密がある。これは、過圧密により密度が増大することと、さらに粒子構造が安定化する効果により、液状化強度が増加するものと考えられる。

プレローディング工法は、一般には、粘性土地盤の圧密の促進とせん断強さの増加を図るための工法であるが、これを砂質土に適用して、過圧密効果を利用した液状化対策として用いることもできる。通常、載荷は盛土によって行うが（載荷盛土工法）、地下水位を一時的に低下させて荷重を増加させる工法もある（地下水位低下による載荷工法）。

(b) 設計の考え方

地盤の応力履歴については、石原ら¹⁴⁾が富士川砂を対象に過圧密比 OCR を使って次のような室内実験結果を示している。

$$\left(\frac{\tau_L}{\sigma_v'} \right)_{\text{過圧密}} = \sqrt{OCR} \left(\frac{\tau_L}{\sigma_v'} \right)_{\text{正規圧密}} \quad (5.3.3)$$

ここに、 τ_L / σ_v' : 液状化に必要な応力比

つまり、過圧密された砂質試料の液状化強度は OCR の 0.5 乗に比例するとしているが、龍岡ら¹⁵⁾は豊浦砂については 0.25 乗に比例するとしており、過圧密効果は粒径、粒度分布、粒子形状にも影響されるようである。また、現地で確認されている調査事例としては、妹尾ら¹⁶⁾の液状化強度が過圧密比の 0.6 乗に比例していたとの報告がある。

過圧密比 OCR と液状化強度の増加との関係が判れば、想定地震動に抵抗しうる液状化強度を増加させるように盛土高や地下水の低下量を決定することができる。

ただし、過圧密効果を利用した液状化対策の設計法については確立されたものはない、というのが現状である。したがってここでは、プレローディング工法による液状化対策の設計に際して留意すべき点を示すにとどめる。なお、プレローディング工法の設計法の詳細は、文献1)を参照のこと。

- ① 盛土範囲や地下水の低下については、応力遮断や地下水遮断などの周辺構造物への影響を検討する必要がある。
- ② 過圧密効果は地盤により異なると考えられるため、定量的に把握するためには、現地調査及び現地試験による効果確認の必要がある。
- ③ 地下水低下による載荷工法の場合には、地盤の透水性や揚水量の関係からウェルポイントやディープウェルの仕様を決定する。また、粘性土が介在する場合には、計画地下水位や計画揚水量の効率が低下することなどに留意する必要がある。

5.3.3 地盤改良範囲の考え方

(1) 基本的な考え方

液状化対策としての地盤改良にあたっては、地盤改良工法を選定した後、地盤改良範囲を決定する必要がある。構造物の安定に寄与する地盤の範囲は、構造物直下だけでなくその周辺地盤も含まれるが、対象構造物の地震時安定性を確保するための必要最小限の範囲を地盤改良範囲とする。この際、改良地盤に隣接する非改良地盤が液状化した場合に、その影響を改良範囲の決定にどのように反映するかということが重要となるが、この点については、未だ工学的に解決すべき課題が残されているというのが現状である。

締固め工法による地盤改良の場合、現行の基準としては、石油タンクでは側板から外側に改良深さの $2/3$ に相当する水平距離（ただし、 $5\text{m}\sim 10\text{m}$ の範囲）までの範囲¹⁷⁾、建築構造物では外縁から改良深さの $1/2$ に相当する距離までの範囲²⁾を改良範囲とする、等の基準がある。また、井合ら¹⁸⁾は、過剰間隙水圧の伝播による損傷領域を想定し、主働崩壊面と受働崩壊面を網羅する範囲を地盤改良範囲としている（図 5.3.11）。

また、動的解析や実証実験により締固めの改良範囲とその効果（変形量）を評価する研究も行われている^{19), 20)}。

用地に余裕がある場合には改良範囲を大きくとることができるが、建築構造物のように敷地境界がある場合には十分な改良範囲がとれないケースが多い。このような場合には、外周部に連続地中壁やグラベルコンパクションパイルを打設して、外部の過剰間隙水圧を遮断あるいは消散させる、等の対策も有効であることが文献²⁾に示されている。

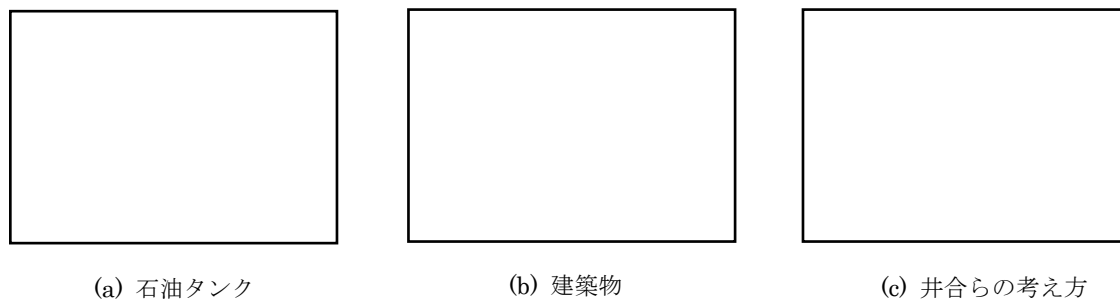


図 5.3.11 改良範囲の考え方

(2) 石油タンクにおける地盤改良範囲

ここでは、石油タンクを対象とした場合のそれぞれの液状化対策工法について、改良範囲に関する基準及び考え方を紹介する。

(a) 密度増大工法

締固め工法による地盤改良の範囲は、消防法の規定では、前記の「改良深さの 2/3 (5m 以上、10m 以下)」が適用される。

(b) 深層混合処理工法

消防法の規定²¹⁾では、「地盤の範囲は、基礎の外縁が地表面と接する線で囲まれた範囲とする。」とあり、改良範囲はタンク基礎の径に対して 1m 程度以上の余裕を持たせることが望ましい²²⁾とされている。ただし、常時及び地震時の改良体底面の支持力、地震時の転倒・滑動の安定が保たれることが必要とされる。

(c) 注入固化工法

地震時のタンクの基礎地盤の安定を確保するために必要な改良範囲を円弧すべり法により算定する。円弧すべり計算では、改良土の下端を通る全体すべりと、タンク地盤端部における局部すべりの 2 つについて検討を行う。ただし、タンク側板部直下には荷重が集中することから、側板から外側に最低 3m の範囲は必ず改良するものとする⁷⁾。

(d) グラベルドレーン工法

消防法による規定²³⁾では、「ドレーンは、特定屋外貯蔵タンクの基礎周囲の液状化の恐れのある層の深さに $\tan 30^\circ$ を乗じた値 (3m 未満の場合は 3m とする) 以上の幅の対象範囲に、3 列以上設けること。」となっている。

(3) 各種液状化対策工法における改良層厚

谷ら²⁴⁾は、2種類の数値解析手法（有効応力解析 GEOASIA と静的有限要素解析 ALID）を用いて、浅層盤状改良工法（表層のみを地盤改良する方法で、論文では固化工法、締固め工、排水工法）の効果を検証し、液状化層の厚さが 9m、固化改良厚が 3m、隣接家屋がない条件で固化工法を用いた場合、めり込み沈下量は戸建て住宅の液状化対策の基準値（平均めり込み沈下量がレベル1地震動で 10cm 程度以内、レベル2地震動で 15cm 程度以下：表 5.2.3 参照）を満足するとの結果を得ている（図 5.3.12 参照）。そして、同等の対策効果を得るためには、同図に示すように、改良体の厚さを締固め工法では約 4.2m、排水工法であれば約 5.3m とすることが必要であるとしている。このような固化工法による浅層盤上改良工法の効果は遠心模型振動実験によっても確認されている。

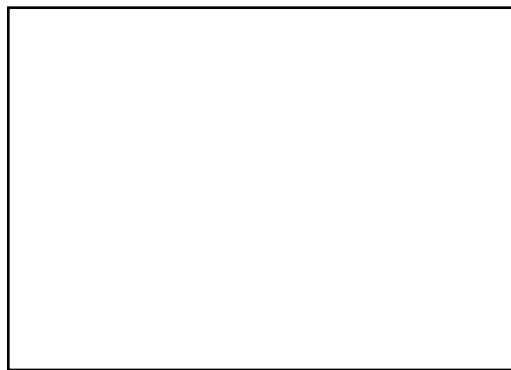


図 5.3.12 解析結果：締固め工法、排水工法、固化工法の比較

また、構造物基礎下の液状化層を残して液状化による変形を抑制する方法として、盛土下部にセメント改良礫土スラブを構築する方法（表 5.1.2（その2）参照）がある。本工法はコンクリート構造物ではなく、あくまで土工の一環としてスラブ（版）を構築し、その上に上部構造物を構築するため、地震時には上部構造物があたかも水の上に浮かぶ船のような状態となる。これにより、地震時の動的応答や地震後の沈下・不等沈下・傾斜が軽減され、鉄道盛土で多く適用されている²⁵⁾。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，平成 16 年 7 月
- 2) 日本建築学会：建築物のための地盤改良設計施工指針案，2006.
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
- 4) 地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル，2009.
- 5) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)，平成 11 年 3 月
- 6) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き，令和 6 年(2024)

- 7) 危険物保安技術協会：旧法タンクの液状化対策工法に関する自主研究報告書（注入固化工法），平成12年3月
- 8) 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），令和2年（2020）。
- 9) 国土交通省都市局都市安全課：市街地液状化対策推進ガイダンス，本編，資料編，2019，2016。 https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html（参照：2022-07-01）
- 10) 地盤工学会：液状化対策工法，第3章 地下水位低下工法，pp.350-353，2004。
- 11) 諏訪靖二：液状化対策のための地下水位低下工法について，地盤工学会誌，Vol.70, No.9, pp.27-31, 2022。
- 12) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.321-376, 1985。
- 13) 国土交通省都市局都市安全課：宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針・同解説（案）（平成25年4月） <https://www.mlit.go.jp/common/000993757.pdf>
- 14) Ishihara, K. and Takatsu, H. : Effects of Overconsolidation and K_0 Conditions on the Liquefaction Characteristics of Sands, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, pp.60~68, 1979。
- 15) Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M. and Pradhan, T.B.S. : Liquefaction Strength of Sands Subjected to Sustained Pressure, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.119~131, 1988。
- 16) 妹尾英世，根本任宏，斉藤和夫，長崎 淳：石狩湾新港における液状化特性（その2），地盤工学会北海道支部技術報告集，第37号，pp.229~238，1997。
- 17) 消防庁：危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示，1977。
- 18) 井合進，小泉勝彦，倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲，土と基礎，vol.39, No.2, pp.35~40, 1991。
- 19) 土木学会：レベル2地震動による液状化ーレベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書，pp.253~320，2003。
- 20) 安達俊夫，山田雅一，倉崎勝則，原田健二，吉富宏紀，伊藤竹史：締固め地盤の改良範囲に関する円形せん断土槽実験，第40回地盤工学研究発表会，2008。
- 21) 消防庁：深層混合処理工法を用いた特定屋外貯蔵タンクの地盤の運用基準について，平成7年11月
- 22) 危険物保安技術協会：屋外タンク貯蔵所の技術基準解説ー準特定屋外タンク貯蔵所の技術基準詳解ー，東京法令出版，平成13年7月
- 23) 消防庁：特定屋外貯蔵タンクの地盤の液状化の対策工法について，平成7年9月
- 24) 谷和夫，松下克也，橋本隆雄，山本彰，竹内秀克，野田利弘，規矩大義，大林淳，清田隆：浅層盤状改良工法による戸建て住宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価，地盤工学ジャーナル，Vol.9, No.4, pp.533-553, 2013。
- 25) 渡辺健治，松丸貴樹，舘山勝：セメント改良礫土とジオグリッドを用いた液状化地盤上および軟弱地盤上の盛土構築方法，ジオシンセティックス論文集、第24巻、177-182, 2009。 <https://doi.org/10.5030/jcigsjournal.24.177>

5.4 構造的な液状化対策工法の設計の考え方

5.4.1 取り上げる対策工法

各種構造物の構造的な液状化対策工法の概要は 5.1.3 に述べた通りであり、ここでは以下の構造的な対策工法を対象とし、各工法の設計の考え方について示す。このうち、杭基礎は最も代表的な構造的な対策工法であり、鋼矢板締切り工法は地中構造物の浮上がり対策や盛土構造物の安定対策として用いられる。また、鋼矢板リング工法、マイクロパイル工法は、基本的には既設構造物に対する構造的な対策工法である。

- ① 杭基礎
- ② 鋼矢板締切り工法
- ③ 鋼矢板リング工法
- ④ マイクロパイル工法

5.4.2 各種対策工法の設計の考え方

(1) 杭基礎

地震時に液状化が発生する場合、杭に作用する外力とそれともなう杭応力は時間とともに変化し、以下のように区分できる。(図 5.4.1 参照)

- I) 液状化前の地盤変位が小さい状態で上部構造からの水平力が杭に働く場合
- II) 液状化後、地盤変位と上部構造からの水平力が杭に働く場合
 - II-a) 上部構造からの水平力のみが卓越する場合
 - II-b) 水平力と地盤変位が同位相または逆位相で同時に作用する場合
 - II-c) 地盤変位のみが卓越する場合
- III) 主要動の後半または終了後に、側方流動や水平地盤で生じる残留変位などにより杭が地盤変位を受ける場合¹⁾
 - III-a) 地震後、側方流動による影響がある場合
 - III-b) 地震後、水平地盤の残留変形の影響がある場合

杭頭が回転拘束条件となる多くのケースでは、I)、II-a)の場合、杭頭でせん断力と曲げモーメントが最大となるが、II-b)の場合、杭頭に加え、液状化層上下端の境界でもせん断力と曲げモーメントが大きくなる。また、II-c)、III)の場合には、杭頭よりも液状化層上下端の境界でせん断力と曲げモーメントが大きくなる¹⁾。

したがって、側方流動の可能性がない水平地盤では、I)、II)のケース、側方流動が生じる地盤ではさらにIII)のケースの杭の安全性の検討が必要である。

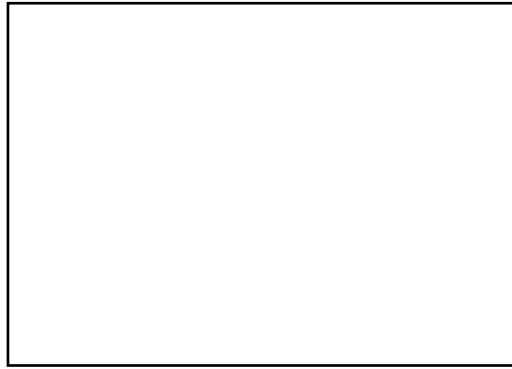


図 5.4.1 液状化過程における慣性力と地盤変位の杭基礎への影響²⁾

(a) 工法の原理

杭により堅固な地盤に鉛直支持し、液状化による水平支持力の低減や流動化圧に対しては、杭の耐力や変形性能を確保することにより、杭を含めた基礎の損傷や過大な変形を防止する。

(b) 検討手法

ここでは、前述のⅠ)とⅡ)のケースに対する KHKS0861・KHKS0862 (2018) 及び参考として道路橋示方書、建築基礎構造設計指針の検討手法について述べることとする。

なお、KHKS0861・KHKS0862 (2018) 及び道路橋示方書では、Ⅱ)については、Ⅱ-a)の時点で最初に杭頭部が損傷することが多いため、Ⅱ-a)のケースについて検討することとしているが、地盤条件等によっては、Ⅱ-b)またはⅡ-c)のケースの方が厳しくなる場合もあることに留意する必要がある。

① KHKS0861・KHKS0862 (2018)^{3), 4)}

地盤反力係数 k_h を、液状化層の動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 F_L 値によって低減し、一般的には杭頭のみ水平力を加え弾性支承上のはりとして検討する。この時の F_L 値および k_h の低減係数の算定方法は、道路橋示方書の方法を準用している。

レベル 2 地震動に対する耐震性能評価については、提示されているいくつかの応答解析法のいずれを選択してもよいとしているが、簡便性からレベル 2 地震動の設計修正震度に 0.5 を乗じた修正震度に対してレベル 1 地震動と同様の耐震性能評価を行う代替評価法が用いられることが多い。

以下に、KHKS0861・KHKS0862 (2018) の解説 KHKTD5861・KHKTD5862 (2023) における基礎の耐震性能評価手順 (図 5.4.2) 及び土質定数の低減係数 (表 5.4.1) を示す。

同図では、レベル 2 の耐震性評価を中心に記載しており、レベル 1 で液状化する場合に地盤ばねの低減は考慮するが、地盤変位については言及していない。地盤変位の影響が大きいと考えられる場合には、別途レベル 1 の地盤変位の影響を考慮する必要がある。

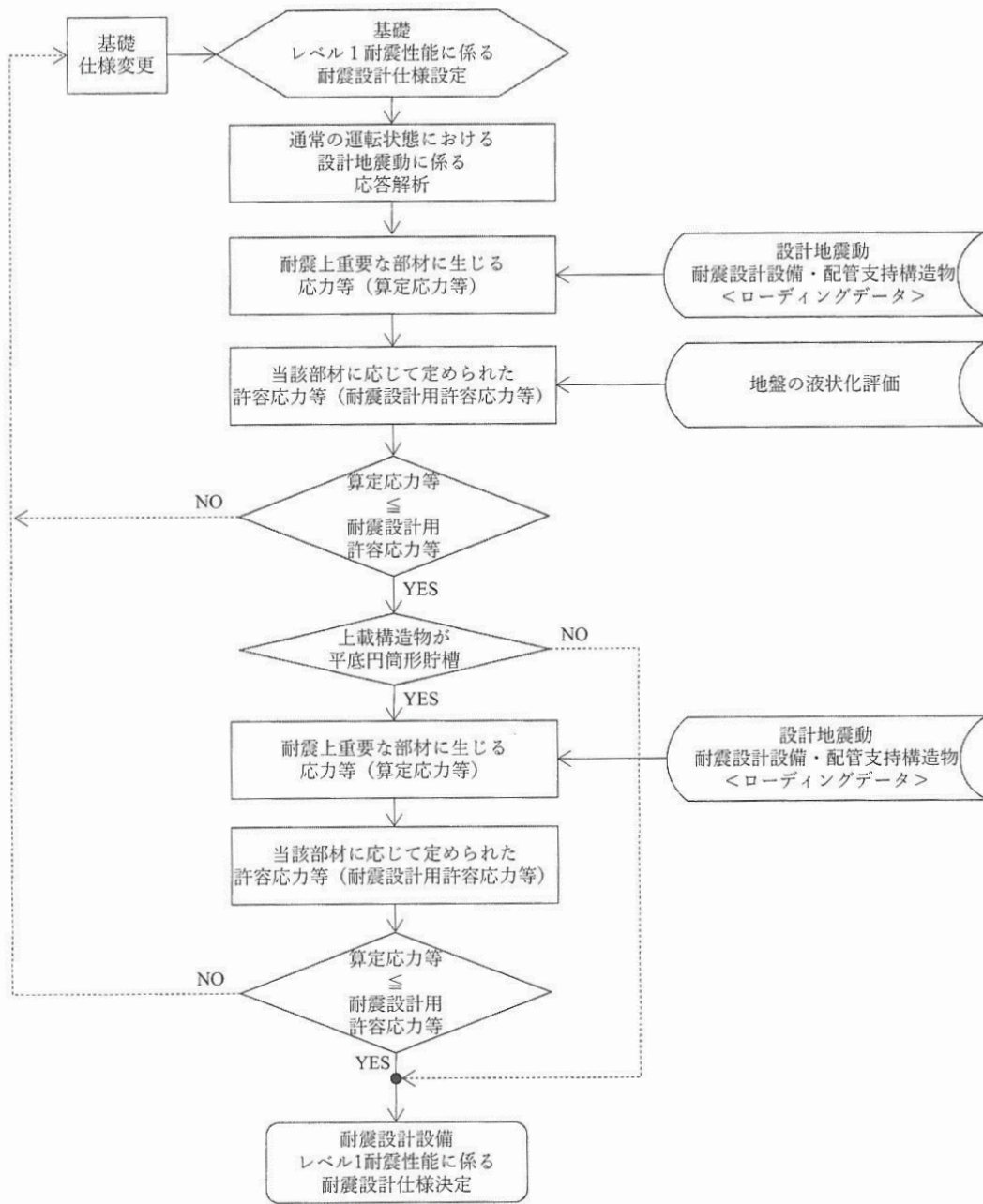


図 5.4.2(1) KHKT5861 (2018) における基礎のレベル1耐震性能評価手順³⁾

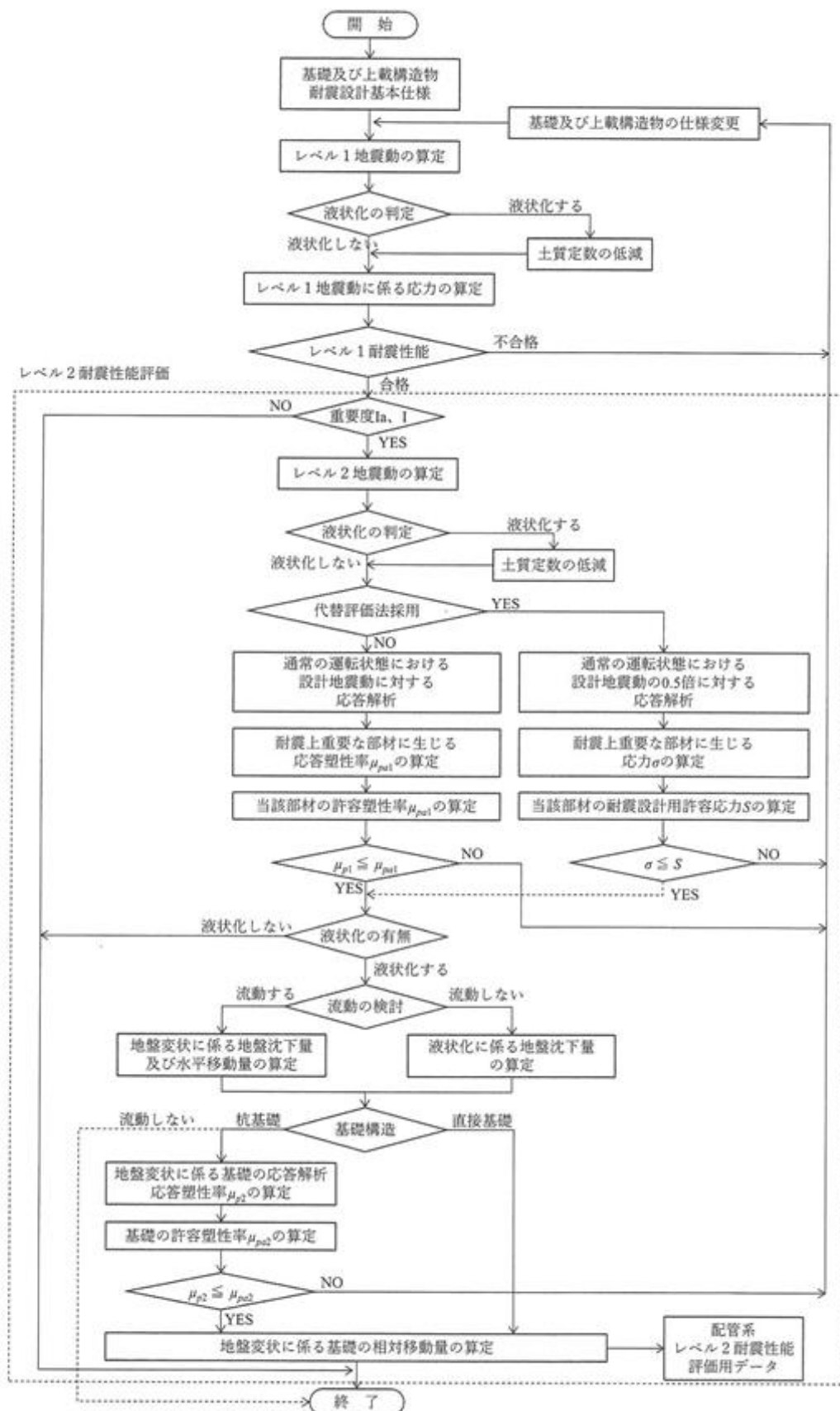


図 5.4.2(2) KHKTD5862 (2018) における基礎のレベル2耐震性能評価手順⁴⁾

表 5.4.1 KHKTD5862 (2018) における土質定数の低減係数

F_L の範囲	現地盤面からの深 度 x (m)	地盤の動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

② 道路橋示方書^{5), 6)}

地盤反力係数 k_h 、地盤反力の上限値 P_y などを、液状化層の動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 FL 値によって低減し、杭およびフーチングをはり、地盤をバネにてモデル化したモデルにフーチング底面に作用する荷重を加えて検討する。

以下に道路橋示方書における橋脚の杭基礎の耐震設計フロー（図 5.4.3）及び土質定数の低減係数（表 5.4.2）を示す。

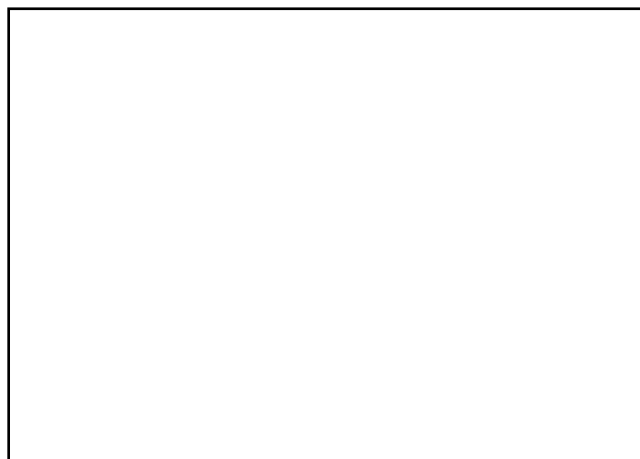
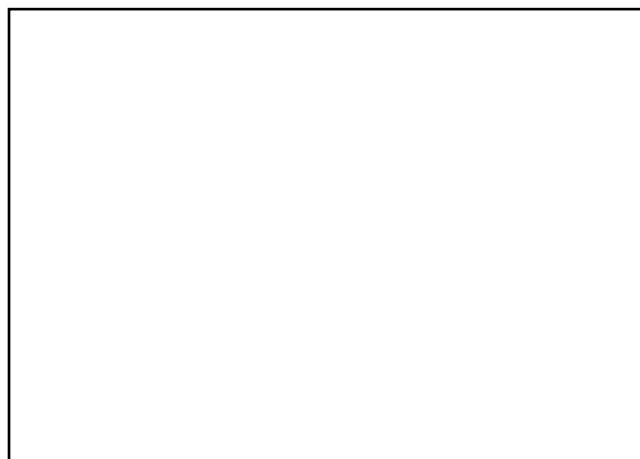


図 5.4.3 道路橋示方書における橋脚の杭基礎の耐震設計フロー⁵⁾

表 5.4.2 道路橋示方書における土質定数の低減係数⁶⁾



③ 建築基礎構造設計指針⁷⁾

地盤反力係数 k_h 、地盤反力の上限値 P_y などを、補正N値によって低減し、杭頭水平力と液状化層の地盤変位を同時に考慮して検討を行う。

地盤変位の影響も考慮した耐震設計の方法としては、動的解析による方法と応答変位法を用いた静的解析による方法があるが、現状では実務上容易な後者の方法が多く用いられている。ただし、一般に液状化が生じた場合には上部構造物の慣性力が小さくなるため、杭頭に作用する水平力として液状化しない場合の値を用いる場合には、安全すぎる照査となる可能性もある。建築基礎構造設計指針における静的解析を主体とした場合の杭基礎の耐震設計フローを図 5.4.4 に、地盤反力係数の低減率を図 5.4.5 に示す。なお、地盤反力の上限値についても、暫定的に地盤反力係数の低減率と同様でよいとしている。

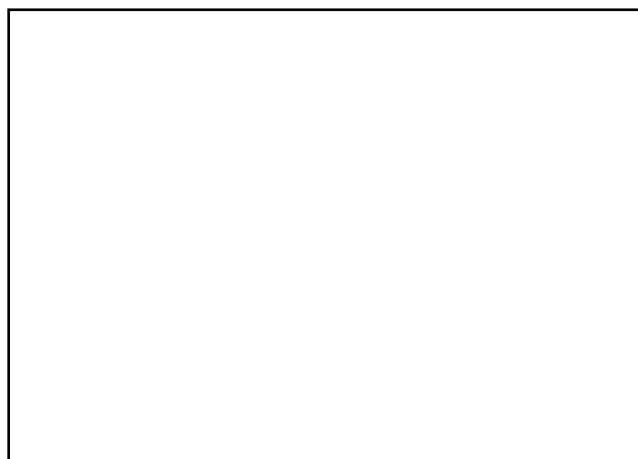


図 5.4.4 建築基礎構造設計指針の杭基礎の耐震設計フロー⁷⁾



図 5.4.5 建築基礎構造設計指針における地盤反力係数の低減率⁷⁾

(c) 検討項目・許容値

表 5.4.3, 5.4.4 に KHKS0861・KHKS0862 (2018) における検討項目、許容値を示す。

表 5.4.3 検討項目、許容値 (レベル 1)

検討項目	検討項目	
	耐震性能評価	杭軸方向反力
レベル 1	許容押し込み支持力 許容引抜力	各材料の許容応力度

表 5.4.4 検討項目、許容値 (レベル 2)

検討項目	検討項目	
	耐震性能評価	基礎の安定
レベル 2	各部材の許容塑性率	各部材の許容塑性率

注) レベル 2 耐震性能評価において代替評価法を適用する場合の許容値は、レベル 1 と同様とする。

(2) 鋼矢板締切り工法

本工法は、液状化時の地中構造物の浮上がり対策や盛土構造物の安定対策として用いられるが、ここでは、前者について独立行政法人土木研究所他により提案されている設計の考え方⁸⁾を述べる。

(a) 工法原理

構造物の両側面または周囲を囲うように鋼材による連続壁を設け、周辺の液状化地盤が、有効上載圧の小さい構造物直下に回り込むことを防止することにより、構造物の浮き上がりを抑制する。(図 5.4.6)

なお、鋼材として排水機能付き鋼材を使用し、過剰間隙水圧の低減を図ることもできる。

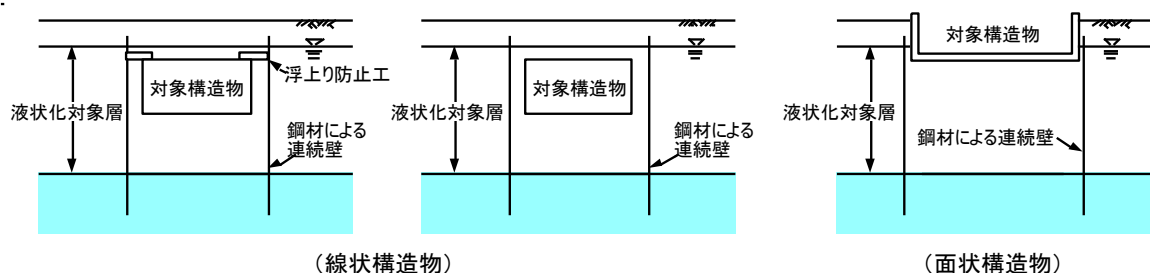


図 5.4.6 鋼矢板締切り工法による液状化対策工法の構造形式の例⁸⁾

(b) 検討手法

鋼材の根入れ長を設定した後、地震時の荷重による鋼材の断面力を算定し、発生応力度の照査を行う。荷重としては、静水圧、常時の有効土圧、地震時土圧の漸増成分(過剰間隙水圧の上昇に伴う水平土圧の増分)、地震時土圧の振動成分(地震動による周辺地盤と連続壁の振動に起因する荷重成分)を考慮する。

また、水平方向地盤反力係数は、非液状化時の水平方向地盤反力係数を過剰間隙水圧比及び F_L 値に応じて低減した値を用いる。

図 5.4.7 に鋼矢板締切り工法の設計フローを示す。

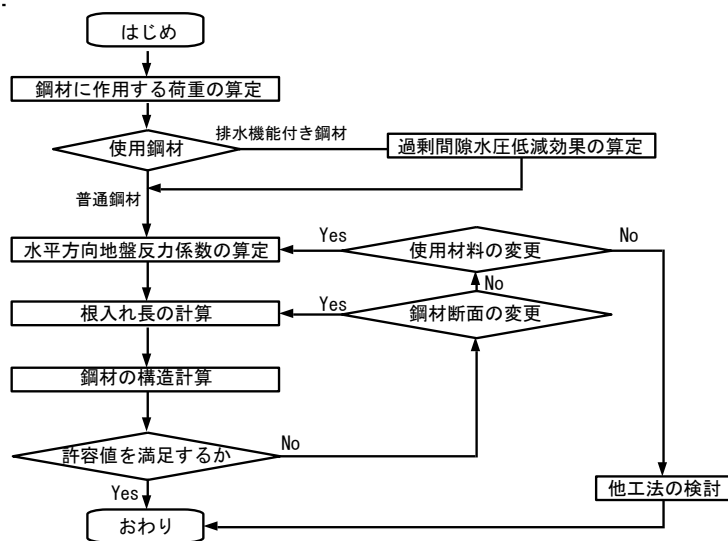


図 5.4.7 鋼矢板締切り工法の設計フロー⁹⁾

(c) 検討項目・許容値

検討項目は、上記の設計フローに示すように鋼材の応力度であり、許容値はレベル 1 地震動に対しては使用する鋼材の許容応力度、レベル 2 地震動に対しては降伏応力度である。

(3) 鋼矢板リング工法

本工法は消防法の規制を受ける特定屋外貯蔵タンクにおいて採用実績のある工法であり、基本的には既設構造物に対して用いられる。特定屋外貯蔵タンクにおける設計の考え方⁹⁾を以下に紹介する。

(a) 工法原理

鋼矢板リングによりタンク下の地盤のせん断変形を低減し、液状化を抑制するとともに、液状化が生じた場合には鋼矢板リング内の地盤の側方への移動を拘束し、地盤沈下に伴うタンクの過大な変形を防止する。(図 5.4.8)

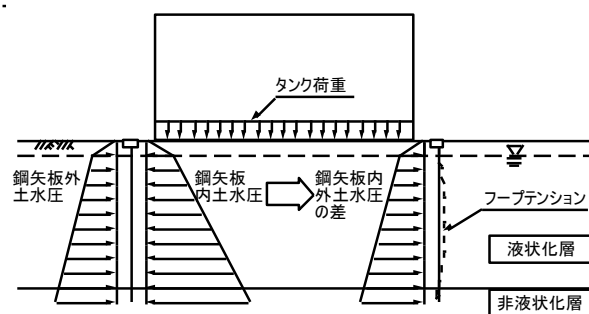


図 5.4.8 鋼矢板リング工法の概念図

(b) 検討手法

設計の基本的考えは、地震動ピーク時と過剰間隙水圧のピーク時とが一致しないと考え、地震動による鋼矢板リング基礎の安定解析は省略し、過剰間隙水圧作用時の安定解析のみを行うというものである。

荷重としては、鋼矢板内外の土水圧のみを考え、土圧係数は過剰間隙水圧の上昇を考慮した次式により算定する。

$$K = K_0 + (1 - K_0) L_u \quad (5.4.1)$$

K : 繰返しせん断中の土圧係数

K_0 : 初期土圧係数

L_u : 過剰間隙水圧比

また、鋼矢板内部の FL 値はタンク荷重を考慮した次式により算出した地震時せん断応力比 L_i を用いて算定する。

$$L_i = (r_d \cdot K_s \cdot \sigma_v + \sigma_{ht}) / (\sigma'_v + \sigma_{vt}) \quad (5.4.2)$$

σ_{ht} : タンク荷重の地震水平力による地中せん断力

σ_{vt} : タンク荷重による地中鉛直応力

図 5.4.9 に鋼矢板リング工法の設計フローを示す。

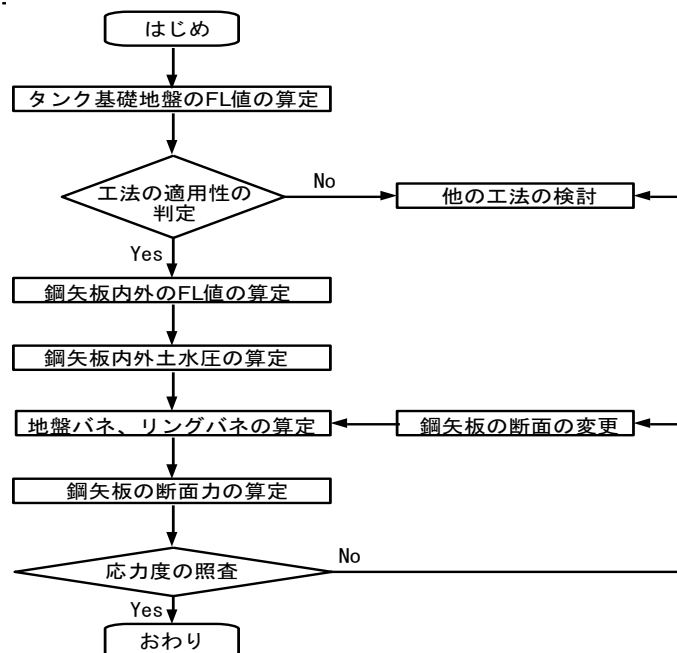


図 5.4.9 鋼矢板リング工法の設計フロー

(c) 検討項目・許容値

検討項目は、上記の設計フローに示すように液状化に伴う鋼矢板内外の荷重差による鋼矢板応力度であり、許容値は使用する鋼矢板の降伏強度である。

(4) マイクロパイル工法

マイクロパイル (MP) とは、小口径 ($\phi 300\text{mm}$ 以下) の場所打ち杭や埋込み杭の総称であり、地山を削孔して鉄筋、鋼管などの鋼製補強材を挿入し、周囲にグラウト材を注入して築造される。MP 工法は、既設基礎の耐震補強対策として研究がなされてきており、液状化地盤における既設基礎の耐震補強対策としては、斜杭で用いることが有効であることが実験にて確認されている。

図 5.4.10 に主な MP の分類を示す。MP の中でも、構造物の支持や耐震補強用として開発された工法が高耐力マイクロパイル (以下、HMP(High capacity Micro-Pile)) である。HMP 工法は、従来の MP 技術にグラウンドアンカー工法で用いられている削孔技術やグラウトの加圧注入技術を取入れ、補強材として異形棒鋼に加えて高強度の鋼管を用いることにより、高耐久・高支持力を可能にした杭である。その概念を図 5.4.11 に示している。

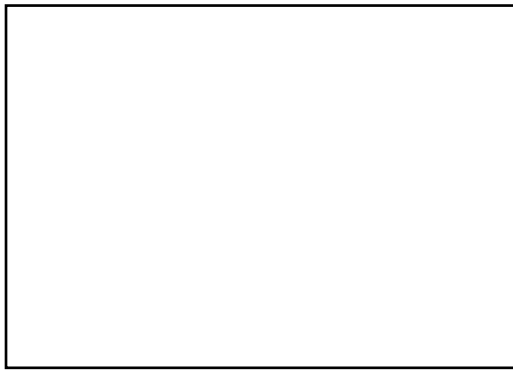


図 5.4.10 マイクロパイルの分類¹⁰⁾

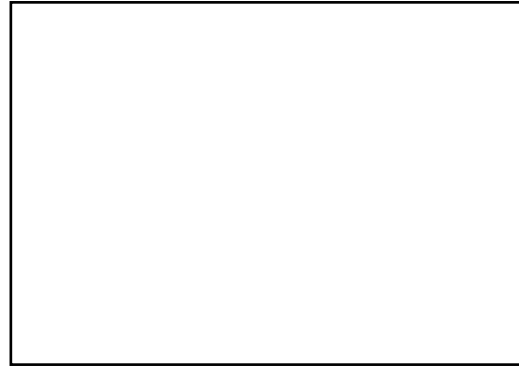


図 5.4.11 高耐久マイクロパイル概念図¹⁰⁾

なお、設計手法については、基本的には杭基礎と同様である。

(5) その他の工法

その他、直接基礎に対する対策工法として、こま型基礎による液状化対策や、ジオテキスタイルを用いた液状化対策工法等もあるが詳細については他の文献を参照されたい。

また、配管支持構造物については、タンク基礎と一体化し、液状化・流動化時の相対変位を防止することにより配管の損傷を防止することも構造的な対策となる。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，pp.431-432，2004.
- 2) 時松孝次：液状化側方流動に関する基礎構造設計の可能性，建築技術，No.564，1997.
- 3) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 1 耐震性能評価，1997.
- 4) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 2 耐震性能評価，2000.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2017.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.
- 8) 独立行政法人土木研究所他：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)，pp.285-287，1999.
- 9) 庁通達：特定屋外貯蔵タンクの地盤の液状化対策について（消防危第 99 号），1995.
- 10) 相良昌男：鋼管を用いたマイクロパイルによる耐震補強技術，基礎工，Vol.41，No.2，pp.31～35，2013.

5.5 近接構造物がある場合の液状化対策工法の設計・施工上の留意点

5.5.1 近接施工に関する液状化対策工法の適用性

高圧ガス施設を建設するにあたって液状化対策を施す場合、既設構造物に対する近接施工の適用性の検討が不可欠である。すなわち、液状化対策工法の近接施工の適用性を検討する上で、既設構造物の機能、安全性、耐久性等に影響を与える程度やその可能性を把握することが重要となる。

液状化対策工法の施工が既設構造物に与える影響や可能性は、施工場所との位置関係、地質、液状化対策の施工方法等によって大きく異なってくるが、ここでは工法の施工特性に重点を置き、表 5.1.1 で示した液状化対策工法の表には各工法の地盤変状、最小作業空間（高さ、面積）の項目を設けてある。同表より、近接施工に関する液状化対策工法の適用性に関して以下が考察される。

① 騒音・振動や地盤変状抑制に対して

騒音・振動や地盤変状の影響は、構造物と施工位置との距離で大きく異なるが、5m の距離で騒音・振動規制法の規制値を満足することを一つの目安とすると、振動エネルギーを用いずに密度の増大を図る静的締固め工法やコンパクショングラウチング、地盤を固結する深層混合処理工法や注入固化工法、浸透固化処理工法、過剰間隙水圧を抑制するドレーン工法（各種）等が適用性に優れると考えられる。

② 作業空間の制限に対して

小型の施工機械を使用する深層混合処理工法のうちの高圧噴射式のものや砂圧入式静的締固め工法、静的締固め圧入工法、浸透固化処理工法などの注入固化工法等が優れると考えられる。

以上は概略の判断であるが、実際の適用にあたっては構造物の重要度や地盤条件、近接施工の実績など、より詳細な検討を行うことが望ましい。また、他の工法についても随時改善が行われている可能性もあり、試験施工や観測施工を行うなどの対応も必要と考えられる。

5.5.2 近接施工を考慮した試算例

高圧ガス施設の液状化対策として、①球形貯槽と②横置円筒形貯槽の建替え時の試算例を以下に紹介する。

(1) 設計条件

① 対象構造物

- ・球形貯槽 (直径 13m、直接基礎)
横置円筒形貯槽 (直径 3.3m、長さ 16.2m、直接基礎)
- ・地域別係数 特A地区 1.0
- ・重要度 II (球形貯槽) 0.65
III (横置円筒形貯槽) 0.50
- ・地盤種別 3種 2.0

② 地盤モデル (図 5.5.1)

- ・地層構成 表土+砂質土層+粘性土層+砂礫層の3層構造
- ・地下水位 GL-1.0 m
- ・液状化層厚 モデル A : 5 m、モデル B : 10 m
- ・粘性土層厚 10 m
- ・砂質土、粘性土のN値はともに深度方向に漸増する。

③ 敷地の条件

- ・敷地の広さ 球形貯槽 : 約 20×20 m
横置円筒形貯槽 : 約 20×13 m
- ・周辺の条件 敷地には構造物はないが、周辺には構造物が存在する。
- ・近接施工条件 振動 80dB 以下

④ 地震外力

- ・レベル1地震動を想定する。
- ・地表面震度 : $k_h = 0.195$ ($=0.15 \times 1.0 \times 0.65 \times 2.0$)
注) 横置円筒形貯槽 (重要度III) の場合 $k_h = 0.150$ となるが、この条件では液状化しない判定となるため、球形貯槽と同じ地表面震度 0.195 を用いることとする。

⑤ 対策工法の考え方

- ・地盤改良は、基本的に貯槽直下も改良する方針とする。

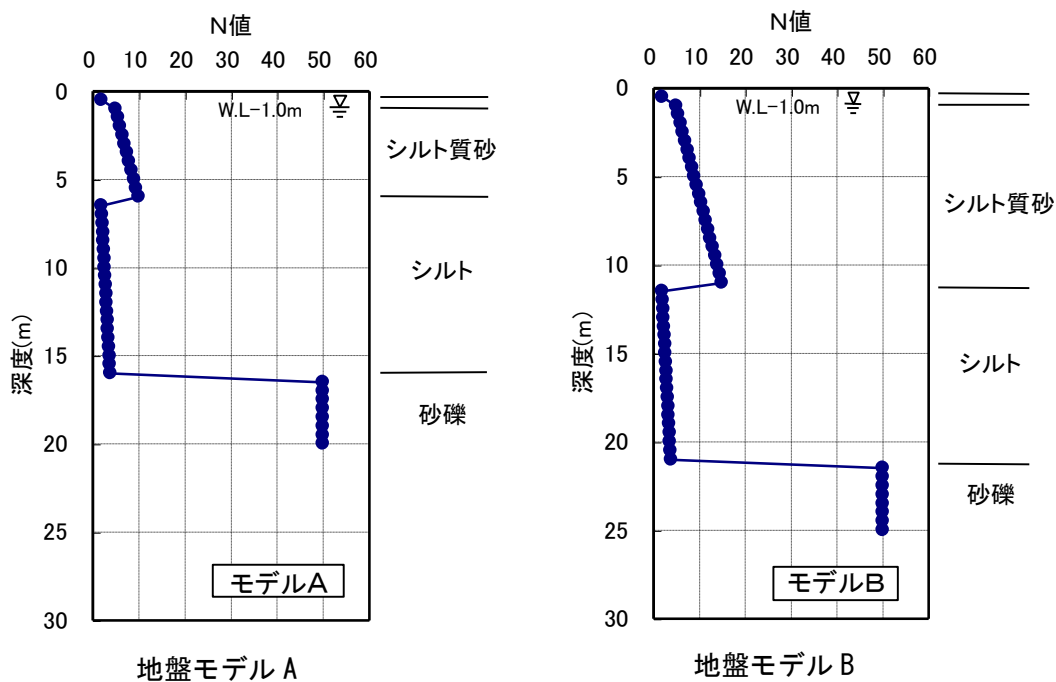


図 5.5.1 地盤モデル

(2) 近接施工の条件（振動）による選定

図 5.5.2 に示すとおり各種地盤改良工法の中でも動的なサンドコンパクションパイル工法は、施工時の振動が大きく適用できない。静的締固め工法、グラベルドレーン工法（従来式、締固め式）、浸透固化工法、深層混合処理工法はともに適用できる。なお、防液堤に対する防護等の検討は別途必要となる。



図 5.5.2 各種地盤改良工法の施工時の振動¹⁾

(3) 静的締固め工法

- ① 改良目標：改良地盤の液状化抵抗率（ F_L ）が全点 1.0 以上確保することを目標として打設間隔を設定
- ② 改良仕様：締固め効果（施工後 N 値）の算出方法は、サンドコンパクションパイル（SCP）工法の設計方法に従った。改良仕様を表 5.5.1 に示す。改良深度は地表面から液状化層全体、平面範囲は図 5.5.3、図 5.5.4 に示すとおり、貯槽の外郭より改良深度の 2/3 および 5m の広い方とした。

表 5.5.1 静的締固め工法の改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良深度 (m)	打設間隔 (m)	改良範囲 (m ²)	
球形貯槽	A	6.0	@2.20	φ 23m	415.5
	B	11.0	@2.20	φ 27m	572.6
横置円筒形貯槽	A	6.0	@2.20	13m×21m	273.0
	B	11.0	@2.20	17m×25m	425.0

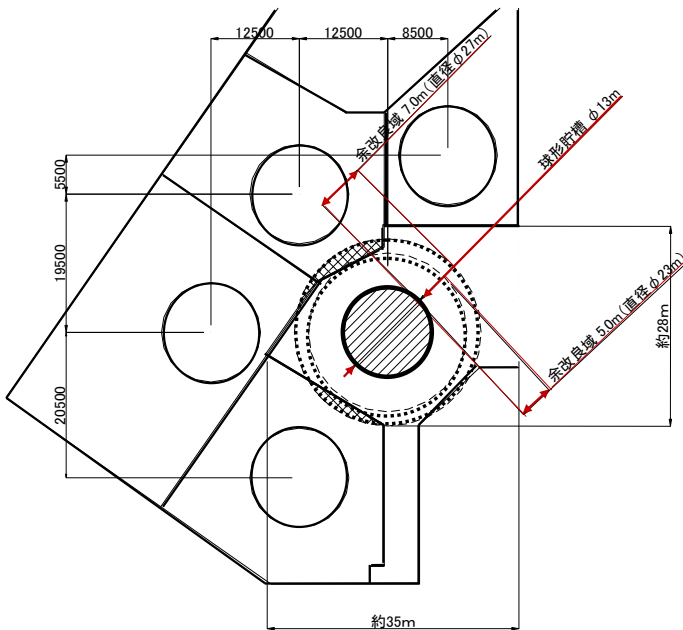


図 5.5.3 静的締固め工法・グラベルドレーン工法による改良範囲（球形貯槽）

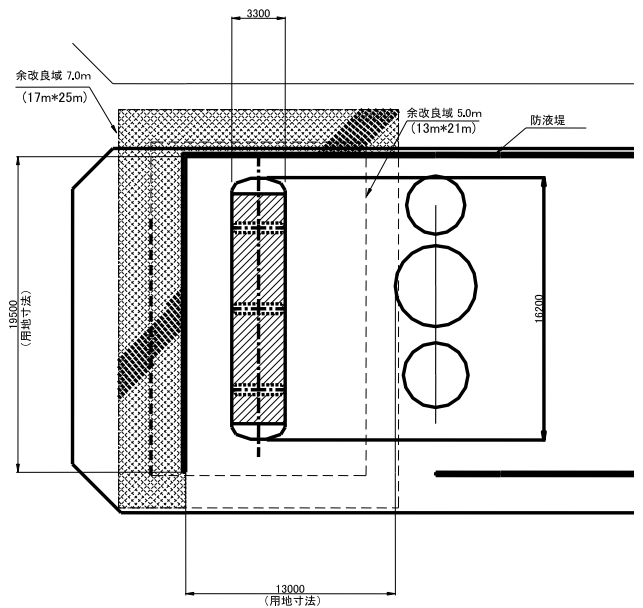


図 5.5.4 静的締固め工法・グラベルドレーン工法による改良範囲（横置円筒形貯槽）

(4) グラベルドレーン工法（通常式・締固め式）

- ① 改良目標：過剰間隙水圧比を 0.5 以下とすることを目標として打設間隔を設定
- ② 改良仕様：改良深度は地表面から液状化層全体、平面範囲は貯槽の外郭より改良深度の 2/3 および 5m の広い方とした（図 5.5.3, 図 5.5.4）。改良仕様を表 5.5.2（通常式）と表 5.5.3（締固め式）に示す。

表 5.5.2 グラベルドレーン工法（通常式）の改良仕様

貯槽	地盤 モデル	改良深度 (m)	打設間隔 (m)	改良範囲 (m ²)	
球形貯槽	A	6.0	@1.35	φ 23m	415.5
	B	11.0	@1.10	φ 27m	572.6
横置円筒形 貯槽	A	6.0	@1.35	13m×21m	273.0
	B	11.0	@1.10	17m×25m	425.0

表 5.5.3 グラベルドレーン工法（締固め式）の改良仕様

貯槽	地盤 モデル	改良深度 (m)	打設間隔 (m)	改良範囲 (m ²)	
球形貯槽	A	6.0	@1.75	φ 23m	415.5
	B	11.0	@1.35	φ 27m	572.6
横置円筒形 貯槽	A	6.0	@1.75	13m×21m	273.0
	B	11.0	@1.35	17m×25m	425.0

(5) 浸透固化工法

- ① 改良目標：改良土の液状化強度 $R=0.35$ 以上、かつ貯槽基礎直下の地盤全体の液状化抵抗率 $F_L \geq 1.0$ を確保し、併せて地震時のすべりに対する安定性も確保に設定。
- ② 改良仕様：液状化強度と一軸圧縮強度との関係（既往の研究）より改良強度 $q_u=100$ kN/m^2 に設定。改良仕様を表 5.5.4 に示す。改良率は一般部（貯槽直下）70%、外縁部で100%とした。改良範囲は、図 5.5.5 に示すとおり、深度方向は地表面から液状化層全体とした。平面範囲は、側板から 3.0m の範囲は最低限改良範囲に取り込むこととし、円弧すべり法による地震時の安定計算により決定した（全体すべり $F_s \geq 1.0$ 、局部すべり $F_s \geq 1.1$ ）。

表 5.5.4 浸透固化工法改良仕様

貯槽	地盤モデル	改良強度 (kN/m^2)	改良厚さ (m)	改良範囲 (m^2)
球形貯槽	A	100	6.0	608.7
	B	100	11.0	608.7
横置円筒形貯槽	A	100	6.0	229.9
	B	100	11.0	229.9

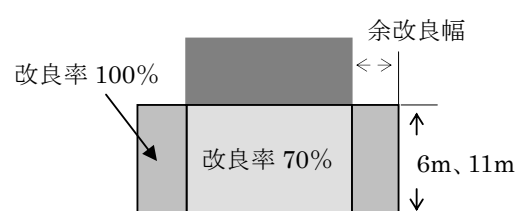


図 5.5.5 固化工法の改良範囲

- ③ 安定性の検討：円弧すべりの検討結果を表 5.5.5 に示す。

目標安全率 全体すべり $F_s \geq 1.0$ 、局部すべり $F_s \geq 1.1$ (図 5.5.6)

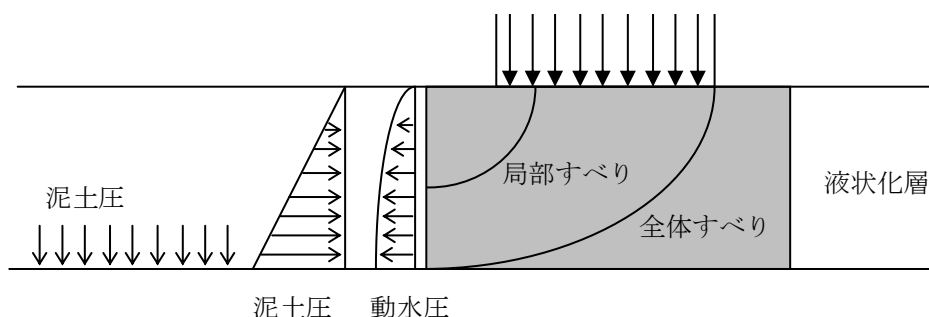


図 5.5.6 改良範囲設定のための安定検討概念図

表 5.5.5 円弧すべり検討結果

貯槽	検討断面	地盤モデル	液状化層厚 (m)	改良厚さ (m)	一軸圧縮強度 (kN/m^2)	改良範囲 (m)	基礎外縁からの距離 (m)	すべり安全率	
								全体	局部
球形貯槽	—	A	5.0	6.0	100	$\phi 27.84$	3.0	1.93	2.36
		B	10.0	11.0	100	$\phi 27.84$	3.0	1.18	2.33
横置円筒形貯槽	長辺	A	5.0	6.0	100	20.9×11.0	3.0	1.63	1.55
		B	10.0	11.0	100	20.9×11.0	3.0	1.00	1.54
	短辺	A	5.0	6.0	100	11.0×20.9	3.0	1.51	2.13
		B	10.0	11.0	100	11.0×20.9	3.0	1.00	2.12

(6) 深層混合処理工法

- ① 改良目標：タンク基礎直下の地盤全体を液状化させないこととし、支持力、滑動および転倒に対する改良体の安定性を確保すること
- ② 改良仕様：改良体強度を 1,000 kN/m²に設定し、改良体は接円配置（図 5.5.7）とし改良率を 78%とした。改良仕様を表 5.5.6 に示す。改良範囲については、深度方向は地表面から液状化層全体、平面範囲はタンク直下のみの改良を基本とした（図 5.5.8）。

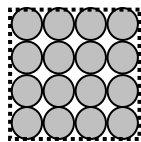


図 5.5.7 接円配置

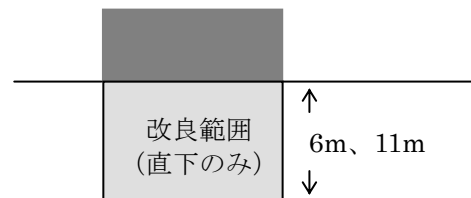


図 5.5.8 深層混合処理工法の改良範囲

表 5.5.6 深層混合処理工法改良仕様（基本）

貯槽	地盤モデル	改良体強度 (kN/m ²)	改良厚さ (m)	改良範囲 (m ²)	配置	改良率 (%)
球形貯槽	A	1,000	6.0	375	接円	78.5
	B	1,000	11.0	375	接円	78.5
横置円筒形貯槽	A	1,000	6.0	75	接円	78.5
	B	1,000	11.0	75	接円	78.5

③ 安定性の検討

表 5.5.7 に示すとおり、液状化層のみの改良では滑動および転倒に対して不安定となった。このとき、液状化層の取扱いは以下の通りとした。

- ・液状化時には、液状化層は単位体積重量 γ_t の泥水になる。
- ・土圧として、主働・受働の両側から γ_t の静泥水圧が作用する。
- ・さらに γ_t の動・泥水圧を考慮し、主働土圧にこれを加え、受働土圧からは減じる。

表 5.5.7 安定検討結果

貯槽	地盤モデル	改良厚さ (m)	検討結果		
			支持力	滑動	転倒
球形貯槽	A	6.0	OK	NG	OK
	B	11.0	OK	NG	OK
横置円筒形貯槽	A	6.0	OK	NG	NG
	B	11.0	OK	NG	NG

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：液状化対策工法，地盤工学・実務シリーズ 18，2004.

5.6 地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性

表 5.1.1 (その1, その2) で示した地盤改良による液状化対策工法について、高圧ガス設備への適用性を表 5.6.1 に示す。

各工法に対する評価項目として、①施工機の規模、②経済性 (コスト)、③改良効果 (信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性)、④設計法の確立、⑤施工実績、⑥施工による周辺への影響 (振動・騒音・変位・環境汚染)、⑦施工の可否 (既設) の 7 つの項目を挙げ、それぞれについて評価し、高圧ガス設備への適用性を示した。各項目の評価基準 (①～⑤は一般的な評価基準、⑥～⑦は既設構造物がある場合の評価基準) は以下のとおりであり、文献 1)～8)を参考に評価した。

①施工機の規模

小型：概ね高さ 5m 以下， 中型：高さ 5～15m， 大型：高さ 15m 以上

②経済性 (コスト)

◎：安い， ○：中程度， △：高い

③改良効果 (信頼性、特にレベル 2 地震動に対する効果・信頼性)

◎：強い地震動に対しても効果有， ○：効果有

④設計法の確立

○：確立されている(マニュアル有)， △：確立されている， ×確立されていない

⑤施工実績

◎：特に多い， ○：多い， △：中程度， ▽：最近減， ×：少ない

⑥施工による周辺への影響 (振動・騒音、変位、環境汚染)

○：小さい(すべて小)， △：中程度(一部大)， ×：大きい(ほぼ大)

⑦施工の可否 (既設)

○：適用可能， △：条件付きで適用可能， ×適用不可

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：液状化対策工法，地盤工学・実務シリーズ 18，2004.
- 2) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備の液状化対策，2008.
- 3) 大島昭彦，川崎哲人，新坂孝志，中西康晴，原田健二：地盤防災・環境保全に資する地盤改良技術の現状と展望，講座，1.液状化対策，材料，Vol.71，No.8，pp.719-726，2022.
- 4) (国研)土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，土木研究所資料，第 4332 号，2016.
- 5) 佐藤 毅，金谷守，安田 進，岡田 進：委員会報告 5. 地盤の流動に対する対策工，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.132-158，1998.
- 6) 原田健二，大林 淳：宅地地盤の液状化対策工法における改良効果の評価事例－締固め工法と排水工法－，地盤工学会誌 Vol.62，No.6，pp.15-18，2014.
- 7) (公社)地盤工学会・関東支部：液状化から戸建て住宅を守るための手引き，造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書，2013.
- 8) 橋本隆雄，安田 進，和田陽介，内田秀明：東日本大震災における地下水低下工法を用いた公共施設・宅地一体型液状化対策の検証，第 63 回地盤工学シンポジウム，2022.

表 5.6.1 地盤改良による液状化対策工法の高圧ガス設備への適用性

原理	方法・工法名			①施工規模	一般的な評価基準				既設構造物がある場合の評価基準		備考
					②経済性(コスト)	③改良効果(信頼性)	④設計法確立	⑤施工実績	⑥周辺影響	⑦施工可否(既設)	
密度の増大	圧入縮固め	サトコンパクションパイル	動的縮固め	大型	◎	◎	○※	◎	×	×	
			静的縮固め	大型	◎	◎	○※	◎	△	×	
			砂圧入式静的縮固め	小型	△	◎	○	○	△	△	
		静的縮固め圧入	小型	△	◎	○	○	△	△		
	振動縮固め	振動棒	通常型	大型	◎	◎	△	▽	×	×	
			吸水型	大型	◎	○	△	×	×	×	
		ハイクプロフローテーション		大型	◎	○	△※	▽	×	×	
		ハイクロカパー		中型	◎	○	△	▽	×	×	
	衝撃縮固め	重錘落下縮固め	大型	◎	○	△	▽	×	×		
	その他縮固め	脈状地盤改良	小型	△	○	△	×	△	△		
固結	深層混合処理	機械攪拌式	スラリー粉体噴射	大型	◎	◎	○	◎	△	×	
		高圧噴射式	単管二重管三重管	小型	△	◎	○	○	△	△	
		中層・浅層混合処理	バリフレンダー等	中型	◎	◎	○	○	△	△	
	注入固化(浸透固化)		小型	△	◎	○	○	○	○		
	事前混合処理		—	○	◎	△	×	△	×		
粒度の改良	置換			—	○	○	×	×	○	×	
飽和度低下・有効応力増大	地下水位低下	重力・強制排水工法		—	○	○	○	○	○	○	・地盤沈下が懸念される場合あり ・地下水汚染サイトへの適用には注意が必要
		暗渠排水・排水溝工法		—	○	○	○	○	○	○	
不飽和化				小型	○	△	△	×	○	○	定期的な飽和度の点検と空気を再注入する等の維持管理が必要
間隙水圧の抑制・消散	間隙水圧消散	グラベルドレーン	通常式	大型	○	○	○	▽	○	×	
			締固め式	大型	○	○	△	▽	○	×	小型実績あり
		人工材料系ドレーン		大型	○	○	○	▽	○	×	
		排水機能付き鋼材		—	○	○	○	△	○	△	
せん断変形の抑制・間隙水圧の遮断	地中連続壁			—	△	○	×	×	○	△	
	固化改良体(格子状地盤改良等)			—	◎	◎	○	◎	△	△	
	鋼材使用	シートパイル	—	◎	○	○	△	○	△		

①施工規模の一は施工方法によることを示す。

※「(一社)日本建築学会：建築基礎構造物設計指針，2019.」において、変形照査法が示されている締固め

5.7 岸壁・護岸背後の流動化対策工法・設計の考え方

5.7.1 流動化対策工法

表 5.7.1 に岸壁・護岸背後の流動化対策工法の一覧を示す。前節で示した地盤改良による液状化対策工法及び構造的な液状化対策工法、ならびに図 5.7.1 と図 5.7.2 を参考にして、流動化対策工法を原理、新設・既設、方法・工法名で整理し、分類した。

表 5.7.1 岸壁・護岸背後の流動化対策工法

原 理	新設 既設	方法・工法名
液状化を発生させない	新設	締固め・固結による改良
	既設	締固め・固結による改良
液状化が発生しても大きな流動化を発生させない	新設	岸壁・護岸自体を安定した構造にする
	既設	岸壁・護岸を補強する 背後地盤の流動量を減少させる対策
流動化が発生しても構造物の機能支障を生じさせない	新設	構造物自体の ・杭の本数を多くしたり断面を大きくする ・ケーソン式の剛な基礎にする ・締固め・固結による改良
	既設	構造物周辺を ・増し杭をする ・連続地中壁や地盤改良により囲う

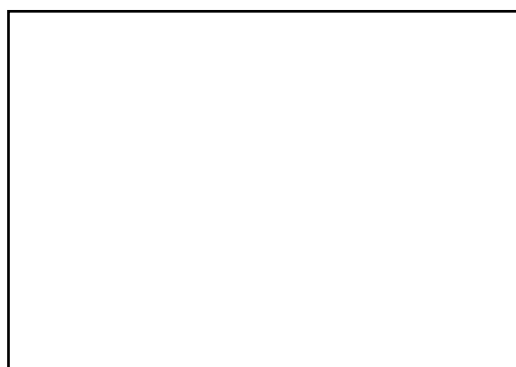


図 5.7.1 地盤流動に対する既設構造物の対策事例の概念図¹⁾



図 5.7.2 既設の岸壁・護岸における対策事例の概念図¹⁾

5.7.2 流動化対策工法の設計の考え方

一般的な構造物に関して、レベル2地震動に対しては上部および地中構造に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標とし、地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の側方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生して上部構造に重大な被害が生じないように基礎構造の強化や構造全体系の見直しを行うものとされている²⁾。これに対応して、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（経済産業省告示，第220号，2018年）では、レベル2地震動に対して高圧ガス設備が保有すべき耐震性能は高圧ガスの気密性が保持されることとしている。これは、復旧が可能な範囲内での設備の損傷は許容するものとして、基礎地盤や周辺地盤の一部の液状化を許容することを基本的な考え方とするものである。

高圧ガス設備基礎のレベル2地震動に対する性能評価は「高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル2耐震性能評価解説編」に従って実施されるもので、第4章に説明されているとおりである。すなわち、地盤の液状化の判定・地盤の流動の判定・地盤流動量の算定・構造部材に作用する流動力の算定を行い、基礎構造の耐力との照査を行うとともに、基礎の変位量を算定して配管系評価用データとするものである。性能評価の結果、基礎に作用する流動力や変位量が許容量を上回った場合には、何等かの対策工を施すことにより、流動力の低減あるいは耐力の増加および変位量の低減をはかる必要がある。以下に、一般的な高圧ガス設備が多く立地する岸壁・護岸の背後地盤における杭基礎を対象とした地盤流動対策工法について記述する³⁾。

液状化に伴う地盤流動に対する対策工を考える場合、基本的には対策の目的に応じて次の三つの考え方がある^{3), 4)}。

[考え方1] 液状化を発生させない

[考え方2] 液状化が発生しても大きな流動を生じさせない

[考え方3] 流動が発生しても構造物に機能支障を生じさせない

これらのうち[考え方1]は、液状化を発生させないことを前提とするため、流動に対する特別な対策を行うというわけではなく、6.1 および 6.2 で説明した一般的な液状化対策がそのまま流動に対する対策となる。一方、[考え方2] および [考え方3] に属する対策は、液状化が発生して地盤流動が生じる可能性があることを前提にしたものである。

岸壁・護岸背後地盤の流動に対する対策として考えられる方法を、図5.7.3に概念図として示す。まず、液状化を発生させない対策[考え方1]では、背後地盤や前面地盤、岸壁・護岸の基礎地盤のうち、液状化の可能性のある箇所を締め固め・固結・ドレーン工法などにより改良する方法が挙げられる。この方法は対策効果が最も優れているが、工費の面では他の工法に劣る可能性がある。また、既設構造物が背後地盤に多く存在する場合には、施工が困難になることがある。液状化が発生しても大きな流動を生じさせないようにする対策[考え方2]では、次の二つの方法が考えられる。

① 岸壁や護岸自体を強化してはらみ出し量を小さくし、その結果として背後地盤の流動を低減させる方法

② 岸壁や護岸自体はそのままにし、背後地盤だけの流動を低減させる方法

このうち、①の方法において岸壁・護岸を新設する場合には、はらみ出しにくい強い構造の岸壁・護岸を建設すればよい。例えば、矢板式岸壁・護岸では、矢板自体の剛性を高くしたり、控え工を強固なものにすればよいであろう。重力式岸壁・護岸では、基礎地盤を改良したり、

背後地盤の土圧を軽減させる方法、杭を設ける方法などがある。既設の岸壁・護岸では、セルや鋼管などの強固な護岸で補強したり、背後地盤の土圧を軽減するように部分的に改良する方法、前面に捨石マウンドを設ける方法、背面を部分的に改良する方法、重力式岸壁・護岸を杭で補強する方法などが挙げられる。

これに対し、②の方法は既設の岸壁・護岸だけが対象になる。新設の場合には工期や工費の面から、①を採用すべきであると考えられるためである。②の方法には、岸壁・護岸と杭基礎の間に、鋼管矢板や連続地中壁などの連続壁を設置する方法や、ある幅で地盤改良を行う方法がある。これらの方法では、岸壁や護岸がはらみ出して連続壁や地盤改良部の前面まで地盤が流れ出しても、連続壁や地盤改良部が背後地盤の流れをくい止めて、背後の流動を低減させる効果がある。このため、連続壁や地盤改良部は少しはらみ出しつつも背後の土圧に耐え得るだけの剛性が必要である。また、その設計も重要となってくる。連続壁や地盤改良部を杭基礎より背後に設けることも次善の対策として考えられるが、杭基礎地点の地盤は岸壁・護岸のはらみ出しに伴ってある程度流動してしまう可能性がある。さらに、この対策では、杭基礎の設計に流動圧に基づく設計方法を用いた場合、対策の効果を評価することかできない。このため、流動に伴う地盤の変位を何らかの方法で推定し、この変位から応答変位法などの手法で杭基礎の変位や断面力を求めて設計することが必要となる。

流動が発生しても構造物に機能支障を生じさせないようにする対策 [考え方 3] では、新設の杭基礎の場合、杭の本数を多くしたり、太い杭を用いるなど強固な杭基礎を建設する方法がある。また、ケーソン式のようなより強い基礎形式を選定する方法も考えられよう。あるいは、杭基礎建設地点付近の地盤を部分的に改良し、強くなった地盤と杭とで流動に抵抗する方法もある。逆に、杭断面を流線型にしたり杭表面を滑らかにして、流動化した地盤が杭をすり抜けやすくさせることにより、流動圧を受け難くする方法も考えられる。ただし、実際に効果があるかどうかは明らかにされていない。既設の杭基礎の場合には、増し杭で基礎を補強する方法や、基礎周囲に連続地中壁を設けたり地盤を改良して囲うことで杭基礎に流動圧が加わらないようにする方法などが考えられる。



図 5.7.3 岸壁・護岸背後地盤の流動対策工法の概念図³⁾

参考文献

- 1) 安田進：総説 既設構造物のための液状化対策の考え方，基礎工，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.
- 2) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，1996.
- 3) 金谷守，岡田進，安田進：地盤流動に対する対策工（その1）、液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響，土と基礎，Vol. 48，No. 3，pp.43-48，2000.
- 4) 佐藤毅，金谷守，安田進，岡田進：委員会報告5；地盤の流動に対する対策工、地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.132-158，1998.

第6章 液状化対策工法の施工事例と対策効果の検証事例

本章では、前章で取り上げてきた各種液状化対策工法についてのこれまでの施工事例と過去の地震における対策効果の検証事例を示す。「液状化対策の調査・設計から施工まで（1993）¹⁾」と「液状化対策工法（2004）²⁾」で示されている事例がまとめられている「高圧ガス設備の液状化対策（2008）³⁾」での施工事例が、2004年頃までのものであるため、それ以後の表 6.1.1 に示す資料を調査対象とし、液状化対策の施工事例を中心に収集した。

表 6.1.1 調査対象資料

対象資料 (学会, 雑誌ほか)	対象年	文献 数	対象資料 (報告書, 雑誌ほか)	対象年	文献 数
①基礎工	2000-2024	64	⑤土木研究所資料・報告	—	1
②地盤工学会研究発表会	2003-2024	9	⑥港湾空港技術研究所資料	—	7
③土木学会全国大会概要集	2000-2024	58	⑦鉄道総研報告	—	1
④建築学会全国大会	2000-2024	2	⑧KHK・危険物保安協会関係	—	12

整理方法としては、収集した論文を以下の項目で整理した。

- ・ 番号/執筆者/タイトル/出典/対策工法
- ・ 対策分類：液状化対策，構造的対策，流動化（側方流動）対策
- ・ 対策場所
- ・ 構造物分類：対象構造物
- ・ 施工分類：対策/復旧（対策工事，復旧工事），新設/既設

整理した文献一覧をもとに、「高圧ガス設備の液状化対策（2008）」で紹介されている施工事例を以下に示す節に 6.5 以外は工法毎に整理し、表 6.1.1 に示す収集した施工事例から特徴的なものを主に選択して追加した。

6.1 地盤改良による液状化対策工法の施工事例

密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，地下水位低下工法

6.2 構造的な液状化対策工法の施工事例

杭基礎，鋼矢板締切り，マイクロパイル

6.3 既設構造物の液状化対策工法の施工事例

密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，その他の工法

6.4 流動化対策工法の施工事例（岸壁・護岸背後地盤）

6.5 既往地震における液状化対策効果の検証事例

密度増大工法，固結工法，間隙水圧消散工法，その他の工法

本章で取り上げる施工事例の一覧表を表 6.1.2（その1，その2）に示す。

参考文献

- 1) 土質工学会：現場技術者のための土と基礎シリーズ 20，液状化対策の調査・設計から施工まで，1993.
- 2) 地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18，液状化対策，2004.
- 3) 高圧ガス保安協会：高圧ガス設備の液状化対策，2008.

表 6.1.2 施工事例一覧（その1）

番号(表題)	対策工法	対策分類	対策場所	構造物分類		
				構造物	対策/復旧	新設/既設
6.1 地盤改良による液状化対策工法の施工事例						
6.1.1 密度増大工法						
(1) 団地における事例	サンドコンパクションパイル	液状化(支持力)	兵庫県 西宮市鳴尾	(浜甲子園) 団地	対策	新設
(2) 石油タンクの事例	サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 青森市青森駅	タンク (15000ℓ)	対策	新設
(3) 海岸堤防の事例	サンドコンパクションパイル	液状化	三重県 津・松坂港香良洲	海岸堤防	対策	新設
(4) 河川堤防における事例	砂圧入式静的締固め工法	液状化	木曾三川下流域	河川堤防	対策	既設
(5) 滑走路における事例	コンパクショングラウティング	液状化	東京国際線空港 国際線地区	取付誘導路	対策	既設
6.1.2 固結工法						
(1) 高層複合建築における事例	格子状地盤改良工法	液状化	兵庫県 神戸市中突堤	高層複合建築	対策	新設
(2) 石油タンク基礎の設計・施工事例	深層混合処理工法 (接円φ1500)	液状化 (支持力/沈下)	福岡県 福岡市中央区荒津	特定屋外 タンク	対策	新設
(3) 橋脚基礎の事例	浸透固化処理工法	液状化	神奈川県 湘南海岸/江の島	橋脚基礎	対策	既設
(4) 石油タンクの事例	注入固化工法	液状化	千葉県 市川市	石油タンク (1900ℓ)	対策	既設
(5) 共同溝および建築基礎における事例	高圧噴射攪拌	液状化 沈下抑止	不明	生産施設 商業施設	対策	既設
6.1.3 間隙水圧消散工法						
(1) 港湾地域における事例	グラベルドレーン工法	液状化	北海道 釧路市釧路港	岸壁	復旧	既設
(2) 河川堤防の地盤改良工事および市営住宅における事例	締固め砕石ドレーン工法+ (サンドドレーン工法)	液状化	大阪府 大阪市此花区酉島	市営住宅 (杭基礎)	対策	新設
6.2.4 地下水水位低下工法						
(1) 石油コンビナート地区での事例	地下水水位低下工法 (ディーブウェル工法)	液状化	神奈川県 川崎市	タンクヤード	対策	既設
(2) 住宅地での事例	地下水水位低下工法 (立坑+ドレーンパイプ)	液状化 (実証実験)	千葉県千葉市 美浜区磯部地区	住宅地	対策	既設
6.2 構造的な液状化対策工法の施工事例						
6.2.1 杭基礎						
(1) 橋脚基礎の事例	増し杭工法	構造的	兵庫県神戸市 神戸港湾岸幹線道路	橋脚基礎	復旧	既設
(2) 建築物における事例	新設補強フレーム	構造的	兵庫県神戸市 東灘区	杭基礎建物	復旧	既設
6.2.2 鋼矢板締切り工法						
(1) 河川堤防の事例	排水機能付き鋼材	構造的	大阪府 此花区高見地区	河川堤防	復旧	既設
(2) タンク基礎における事例	鋼矢板リング	構造的	山口県 岩国・下関発電所	旧法タンク	対策	既設
6.2.3 マイクロパイル工法						
(1) 橋脚基礎の事例	高耐力マイクロパイル	構造的	不明	橋脚基礎	対策	既設
(2) 橋台・橋脚基礎における事例	高耐力マイクロパイル	構造的	三重県四日市市 東京都亀戸 岩手県山田漁港	橋台・橋脚基礎 配水池 津波防護壁	対策	既設 既設 新設

これまでの事例 追加した事例

表 6.1.2 施工事例一覧（その2）

6.3 既設構造物の液状化対策工法の施工事例						
6.3.1 密度増大工法						
(1) 既設構造物近傍における事例	石灰杭工法(特殊石灰パイル) コンパクショングラウチング	液状化 (側方流動)	神奈川県 横浜市	歴史的建造物	対策	既設
(2) 海岸堤防における事例	砂圧入式静的締固め砂杭工法	液状化	徳島県撫養港海岸 桑島瀬戸地区	海岸堤防	対策	既設
6.3.2 固結工法						
(1) 構造物近傍における事例	低変位型深層混合処理工法	液状化	不明	共同溝	対策	既設
(2) タンクにおける事例	注入固化	液状化	名古屋	旧法タンク23基	対策	既設
6.3.3 間隙水圧消散工法						
岸壁における事例	グラベルドレーン工法	液状化	東京都 晴海埠頭	岸壁背面	対策	既設
6.3.4 地下水位低下工法						
タンクヤードにおける事例	地下水位低下工法	液状化	大阪府 堺市	タンクヤード	対策	既設
6.4 岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例						
(1) 高速道路の橋脚の設計・施工事例	新設鋼管矢板	側方流動	東京都江東区 曙運河	高速道路橋脚	対策	既設
(2) 岸壁における事例	グラウンドアンカー	安定確保 (側方流動)	神奈川県 南本牧ふ頭	岸壁	対策	既設
(3) 護岸における事例	鋼管杭(飛び杭)	側方流動	不明	護岸	対策	既設
6.5 既往地震における液状化対策効果の検証事例						
6.5.1 密度増大工法						
(1) 1964年新潟地震	パイプロフローテーション	液状化 (支持力)	新潟県 新潟市玉瀬町	タンク	対策	新設
(2) 1978年宮城県沖地震	サンドコンパクションパイル	液状化 (支持力)	宮城県x 石巻漁港	タンクヤード (3基)	対策	新設
(3) 1983年日本海中部地震	サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 青森市青森駅	タンク (70基)	対策	新設
(4) 1995年兵庫県南部地震	締固め工法 (ロッドコンパクション/サンドコンパクション)	液状化?	兵庫県神戸市 (ポート・六甲アイランド)	建築物など	対策	新設
	重錘落下締固め工法	液状化?	兵庫県 淡路島津名町	大型水槽 及び付属施設	対策	新設
(5) 2011年東北地方太平洋沖地震	静的締固め砂杭工法	液状化	東京都江東区 辰巳	建築物 (病院)	対策	新設
(6) 2024年能登半島地震	静的締固め砂杭工法	液状化	新潟県 長岡市町軽井	河川堤防 (信濃川)	復旧	既設
6.5.2 固結工法						
(1) 1995年兵庫県南部地震	格子状地盤改良工法	液状化	兵庫県 神戸市中突堤	高層複合建築	対策	既設
(2) 1995年新潟県北部の地震	格子状深層混合処理工法	液状化	信濃川下流部	河川堤防?	対策	既設?
(3) 2011年東北地方太平洋沖地震	高圧噴射攪拌工法	液状化	宮城県 仙台空港	誘導路 水路BC	対策	既設
6.5.3 間隙水圧消散工法						
(1) 1993年釧路沖地震	グラベルドレーン工法	液状化	北海道 釧路港	岸壁	対策	既設
(2) 1994年三陸はるか沖地震	グラベルドレーン工法 サンドコンパクションパイル	液状化	青森県 八戸港	岸壁?	対策	既設
	グラベルドレーン工法 バーバードレーン	液状化	青森県八戸第2工業港 3号埠頭	プラント (岸壁背面)	対策	既設
(3) 2011年東北地方太平洋沖地震	サンドコンパクションパイル グラベルドレーン工法	液状化	千葉県 浦安市入船北団地	集合住宅	対策	新設

これまでの事例
 追加した事例

6.1 地盤改良による液状化対策工法の施工事例

6.1.1 密度増大工法

(1) 団地における事例¹⁾

西宮市鳴尾にある浜甲子園団地は総戸数約 4,600 戸で、鉄筋コンクリート造 4～5 階建の集合住宅が 150 棟からなる大規模な団地であり、昭和 37 年から入居を開始した。この団地は大阪西部から広がっている沖積低地の西端にあたり、表層に 8～10m の厚さで N 値が 5～10 程度の緩い砂層が堆積していた。この層は三角州性の沖積砂層および埋土である。その下部には N 値が 3～5 程度の沖積粘性土層が 10m 余りの厚さで堆積し、更に下部に洪積砂礫層が堆積していた。地下水位は GL-2 m 付近である。図 6.1.1 に土質柱状図を示す。

建物の設計に当たり、支持力や沈下が検討された結果、表層部を安定化し、 10tf/m^2 (98kN/m^2) 程度の布基礎にすれば十分安全であるとの結論が出され、表層部の締固め強さは N 値 15 以上とされた。この値は、Terzaghi のクリーンサンドにおける限界間隙比に相当する値であり、この値まで締固めて液状化を防ぐことが目的とされていた。検討された時期は 1964 年（昭和 39 年）新潟地震より以前であるが、既に液状化の検討がなされ、対策も採られていた。

締固め工法としてサンドコンパクションパイル工法が採用され、下記のとおり改良深度 4～7m、施工間隔 2m の三角形配置の仕様で地盤改良が行われた。改良前後の N 値の測定例を示したのが図 6.1.2 であるが、改良後の N 値は 20 近くにもなり、目標 N 値を超えていた。

①砂杭配置 : 三角形配置、ピッチ 2.0 m

②砂杭打設長 : 4.0～7.0 m

1995 年兵庫県南部地震により、この付近一帯の地盤では液状化が発生し、浜甲子園団地内でも道路・公園を中心に液状化による噴砂・噴水が発生した。また、道路の段差やクラック、雨水・汚水などの埋設管の破断などの被害も発生した。一方、建物周りでは噴水現象は見られなかった。建物には殆ど被害がなく、人身事故は全くなかった。ただし、150 棟のうち 3% に相当する 5 棟の建物で、短辺方向に 1/60～1/78、長辺方向に 1/200～1/400 の傾斜が発生し、最大不同沈下量は 20cm 程度であった。



図 6.1.1 浜甲子園団地の土質柱状図

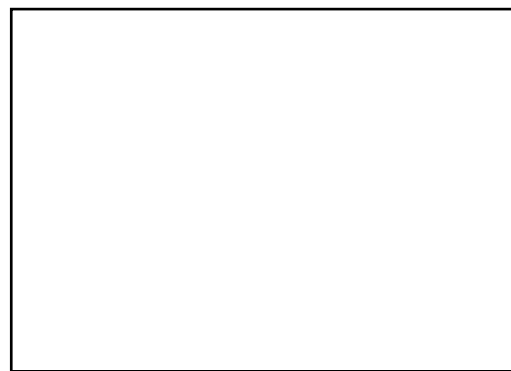


図 6.1.2 サンドコンパクションパイルによる改良効果（締固め深度 6.0m）

(2) 石油タンクの事例²⁾

国鉄青森駅の西隣の海岸には、約 70 基の石油タンクが設置されている。ここの地盤は昭和 36～38 年頃に埋め立てられており、表層 10m 余りは N 値 5 前後、その下部に N 値 10 前後の細砂層が堆積している。1983 年日本海中部地震の際には、敷地内の随所に噴砂、噴水、亀裂が生じた。また、約 20 基のタンクで不同沈下（最大 20～30cm）が発生した。

これに対し、いくつかのタンクでは地盤改良が施されており、被害を受けなかった。一例として、液状化対策としてサンドコンパクションパイル（SCP）工法により改良が行われていた 15,000kl のタンクにおける地盤改良前後の土質調査結果を示す（図 6.1.3）。図には道路橋示方書の判定法による液状化簡易解析結果と消防法による液状化判定結果も示したが、未改良・改良の相違による液状化発生の有無がよく説明されている。ただし、消防法の判定方法で想定されている地表最大加速度は、日本海中部地震の際に青森市で実測された値よりはるかに大きいので、これを考慮して判定結果を見るべきであろう。

なお、SCP 工法による地盤改良は、下記の仕様で行われていた。

- ① 砂杭直径 : 70 cm
- ② 砂杭配置 : 三角形配置, ピッチ 1.8 m
- ③ 砂杭打設長 : 11.0 m

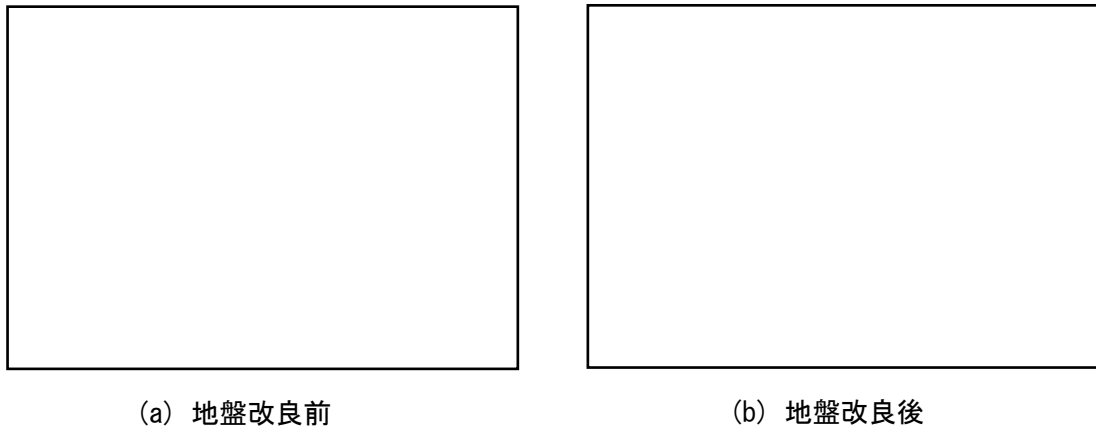


図 6.1.3 地盤改良前後の土質調査および液状化解析結果

(3) 海岸堤防の事例³⁾

三重県のほぼ中央に位置する津・松阪港香洲地区において、海岸堤防の液状化対策としてサンドコンパクションパイル（SCP）工法を採用し施工を行ってきた。

SCP 工法は施工時の振動・騒音を伴うため市街地での施工が困難となることが多い。当地区では、振動機を用いずに締固めを行う静的締固め砂杭工法を選定し施工を行った。改良仕様は以下のとおりである（図 6.1.4）。

- ① 砂杭直径：70 cm
- ② 砂杭配置：正方形、1.6 m ピッチ
- ③ 改良率 a_s ：15%

事前ボーリング 3 箇所、事後ボーリング 4 箇所にて標準貫入試験を行い、改良前後の N 値を比較した。改良前後の N 値と細粒分含有率 F_c の関係を図 6.1.5 に示す。改良前の N 値は 5～15 であるが、改良後は 10～30 程度に増加しており、改良効果は明確に表れている。

当地区では過去に従来の SCP 工法を施工していることより、静的締固め砂杭工法との比較を行った。改良後の N 値の比較を図 6.1.6 に、地表面変位（1 本当りの増加変位として換算）の比較を図 6.1.7 に示す。これより、静的締固め砂杭工法の改良効果は SCP 工法とほぼ同程度であり、施工時の変位はほぼ同等かわずかに小さいことがいえる。



図 6.1.4 標準断面図、砂杭仕様

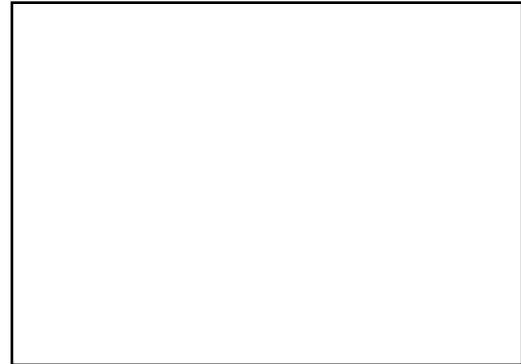


図 6.1.5 N 値～ F_c の関係

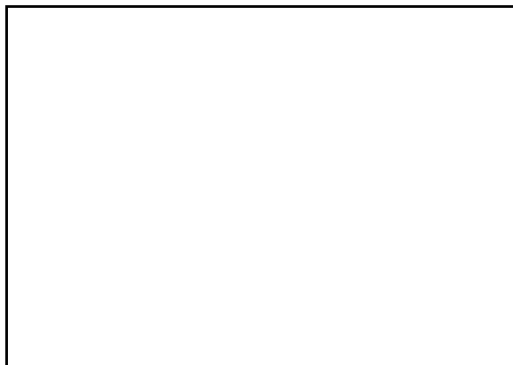


図 6.1.6 改良後 N 値



図 6.1.7 増加変位の距離減衰

(4) 河川堤防における施工事例⁴⁾

木曾三川下流部は、我が国最大の海拔ゼロメートル地帯であり、いったん堤防が決壊すれば甚大な被害が生じる恐れがあることから、堤防強化などの事業を推進しさらなる安全度の向上を図られている。この事業の一環として、堤内側の狭陸地において適用可能であること、洪水時の堤防健全性を考え浸透流を阻害せず、かつ異物を極力残さないことなどから堤防の耐震補強工事（液状化対策）に砂圧入式静的締固め工法が適用された。

図 6.1.8 に改良断面の一例を示す。施工に際しては、堤内地側法面に仮設盛土を行って施工ヤードを造成しているおり、仮設盛土の幅は最も狭小な部分で、4m 程度であった。

当現場では、図 6.1.9 に示すように、河道整備工事で発生する浚渫砂を当工法の材料として利用しており、この浚渫砂と購入砂を使用して同施工域で実施された改良体間 N 値と改良体芯部 N 値の深度分布を図 6.1.10（左図が購入砂，右図が浚渫砂）に示す。どちらについても、改良体間 N 値は改良前に対して 5～10 程度増加しており、改良体芯部 N 値は 20 ～35 程度と改良体間 N 値以上であった。



図 6.1.8 標準断面の一例

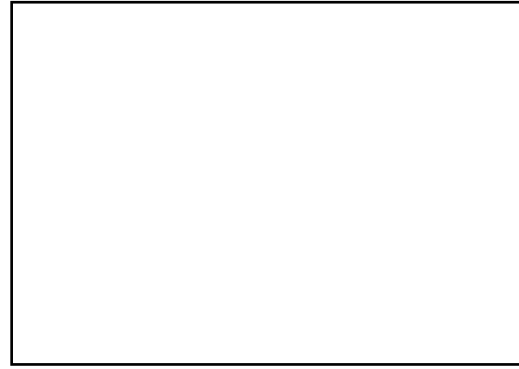


図 6.1.9 浚渫砂の利用方法



図 6.1.10 改良後の N 値の深度分布

(5) 空港滑走路における施工事例⁵⁾

東京国際空港国際線地区ではエプロンへの取付誘導路の整備が行われ、取付誘導路の液状化対策工として静的圧入締固め工法（コンパクショングラウチング：（CPG）工法）が図 6.1.11 に示す施工箇所で開催された。

図 6.1.12 に当現場における CPG 工法の施工平面図を示すように、本工事では夜間のみでの施工となるため、車載式プラントを採用した。

図 6.1.13 に事前・事後で行った標準貫入試験の結果の一例を示しており、改良前と比較して改良後は、N 値が増加しており、CPG 工法による締固め効果が確認できた。



図 6.1.11 施工平面図

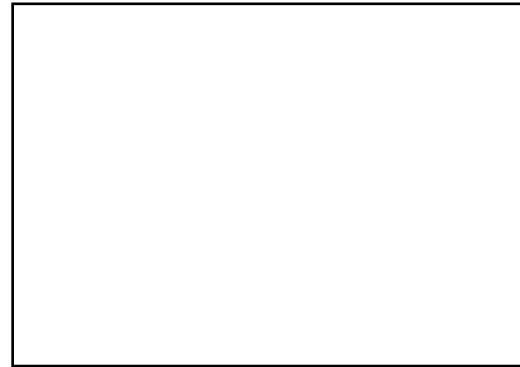


図 6.1.12 施工平面図

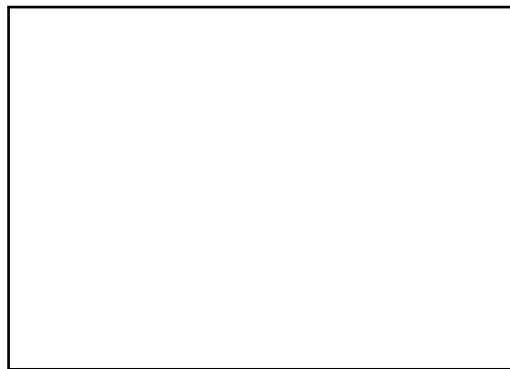


図 6.1.13 標準貫入試験結果

6.1.2 固結工法

(1) 高層複合建築における事例¹⁾

神戸市の中突堤の再開発計画として、突堤の先端にフェリーターミナルとホテルからなる高層複合建築物が建てられた。地上 14 階、高さ 59.8m、幅約 90m、長さ約 260m の鉄骨造で、1995 年兵庫県南部地震が発生した当時には建物躯体はほぼ出来上がっていた。

図 6.1.14 に、建設位置および南北方向の地層断面を示す。地表から深さ 12 m 程度の旧海底面までは礫混じり砂からなる埋立土であり、その下部は厚さ 4m 程度の沖積粘性土層、更に下部には第 1 洪積層が堆積し、GL-33 m 以深からは平均 N 値 50 程度の第 2 洪積層が堆積していた。建物の基礎は場所打ち杭の独立基礎で計画され、支持層は第 2 洪積層とされた。地下水位は潮位とともに変化し、最も浅いときで GL-1.3m 付近であった。

埋立土の N 値は 10 以下であり、計画時から液状化の可能性が検討された。「建築基礎構造設計指針 1988」に従い検討が行われ、TAFT1952EW 波を用いて地表面最大加速度が 200gal となるように基盤入力振幅が設定された。検討の結果、埋立層において液状化に対する抵抗率 F_L が 1.0 を下回り、液状化の可能性が予測された (図 6.1.15)。

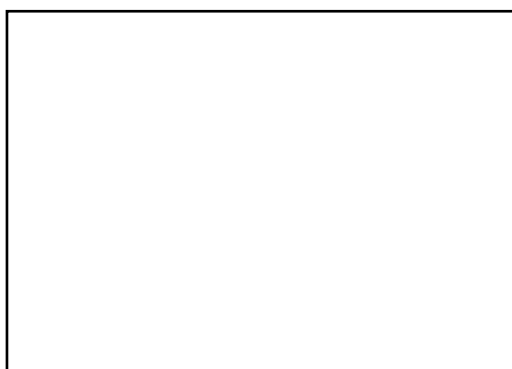


図 6.1.14 建設位置および地盤概要



図 6.1.15 液状化安全率

液状化に伴う基礎杭の水平抵抗の低下を避けるとともに、建物下の埋土が周囲の海に流出しないための対策として、基礎杭の周囲に深層混合処理工法を用いて格子状に改良する工法が計画された。図 6.1.16 および図 6.1.17 に対策工断面および格子の配置を示す。改良仕様は以下のとおりである。

- ① 改良体配置：格子状配置
- ② 改良体直径：1.0 m
- ③ ラップ長：0.2 m

このように改良杭を互いにラップさせて施工し、連続で一体化した強固な改良壁を格子状に地中に構築することにより、格子内地盤に地震時に発生するせん断変形を抑えて液状化を抑止し、杭の水平抵抗力を確保できると考えられた。改良壁は第 1 洪積層の深さまで構築した。また、建物の構造上、杭によって地震時水平力分担率が異なるため、分担率が高く液状化防止を特に重視した杭に対しては杭 1 本ごとに改良壁で囲み、その他は数本の杭ごとに改良壁で囲む配置とした。更に液状化による埋土の流出を防ぐため、外周を改良壁で囲むこととした。

兵庫県南部地震により、建物周囲のケーソン岸壁は大きく海に向かって滑動・沈下し、背後地盤は陥没した。ケーソン天端の水平移動量は約 2m、沈下量は 50cm～70cm 程度、岸壁背後エプロン部分の沈下は 2m 程度であった。南側岸壁では、背後エプロンのスラブの陥没により改良壁外面が直接目視されたが、改良体が破壊して格子内の埋土が流出した形跡は見られなかった。地下ピットへの立ち入り調査においても、地表面のクラックや噴出した砂の痕跡は見られなかった。また、改良体の亀裂やラップ部および交差部の異常は見られず、基礎杭頭部の観察においても、ひび割れや表面の剥離、基礎梁取合い部での亀裂などの異常は見られなかった。

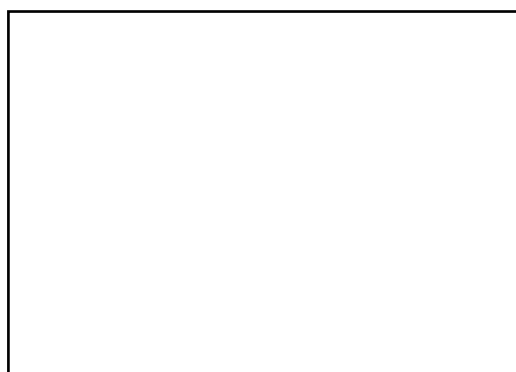


図 6.1.16 改良壁による格子の配置



図 6.1.17 格子状地盤改良工法の概要

(2) 石油タンク基礎の設計・施工事例⁶⁾

平成7年11月2日、深層混合処理工法を用いた特定屋外タンクの運用基準を定めた消防庁通達「消防危150号」が通知され、それまで法規上の基準が明確でなかった深層混合処理工法の設計法・施工管理法などが明確となった。地盤改良の範囲については、「不等沈下および支持力の安全性を確保するのに必要な深さで、かつ、基礎の外縁が地表面と接する線で囲まれた範囲」となるなど、他工法に比べて有利な点もあり、「消防危第150号」に基く深層混合処理工法によるタンク基礎の地盤改良がはじめて施工された。

当建設地点の地表面は、砂質土を中心とした埋立層（層厚4～5m、N値5～10）であり、液化化の可能性がある。その下は、沖積粘土層（層厚5～7m、N値0～2）および砂質土層（層厚2m、N値1～3）となっており、タンク荷重に対し許容値を越える沈下を生じる可能性がある。

地盤改良工事の概要を以下に示す。（図6.1.18参照）

- ① 工事場所 福岡市中央区荒津
- ② 工期 1995年6月～1996年8月
- ③ 改良仕様 改良体強度：18.0 kgf/cm²（現場平均強度）
改良長さ：12.5m
改良範囲：側板より2.55m外までの範囲
改良体直径：1.5m
改良体配置：正方形接円配置（改良率78.5%）

2005年に発生した福岡県西方沖地震においては、福岡LPガス基地のタンク受入れ配管接続から液漏れが発生したが、福岡コンビナート全体として大きな被害は発生しなかった。



図6.1.18 タンク基礎構造図

(3) 橋脚基礎の事例⁷⁾

相模湾の北東部、湘南海岸の名勝地「江の島」の東側に位置する神奈川県管理の地方港湾「湘南港」において、液状化の危険性が高い基礎地盤上にある直接基礎形式の臨港橋梁に対し、交通を供用させながら浸透固化処理工法により液状化対策を行った。

基礎地盤の概要を図 6.1.19 に示す。基盤は泥岩層であり、その深さは橋梁中央付近において深く、最深部は橋脚 P6 地点の-30 m であり、最浅部は江の島側の橋脚 P14 地点の-5m である。

「港湾の施設の技術上の基準（平成 11 年 4 月：日本港湾協会）⁸⁾」に基づく液状化の検討を行った結果、橋台 2 台、橋脚 17 基のうち、橋脚 5 基を除くほとんどの基礎地盤において液状化する結果となった。



図 6.1.19 地質成層図

液状化対策工法については、①既設橋梁が生活道路であるため、交通供用しながら橋梁直下の対策を行う必要があること、②隣接する人道橋に変位等の影響を与えないこと、③桁下空間が狭く作業空間が制限されること、④下部工が海中であるため施工上や環境上の配慮が必要なことなどから、浸透固化処理工法による地盤改良工法を選定した。

橋脚については地震時円弧すべりによって液状化対策範囲を算出し、橋台については偏荷重を受けるため、地震時円弧すべりとともに滑動についても検討し対策範囲を決定した。図 6.1.20 に全体の最終地盤改良範囲、図 6.1.21 に P6 橋脚の注入計画図を示す。改良目標強度は、従来の工事实績と同程度に設定し、改良率は、改良目標強度を確実に得るという観点から 100% とした。

地盤改良工事の概要を以下に示す。

- ① 工事場所 神奈川県藤沢市江の島
- ② 工 期 平成 12 年 3 月～平成 12 年 10 月
- ③ 改良仕様 設計基準強度：90 kN/m²
改良率：100 %
改良径：1.5～3.2 m



図 6. 1. 20 地盤改良範囲図

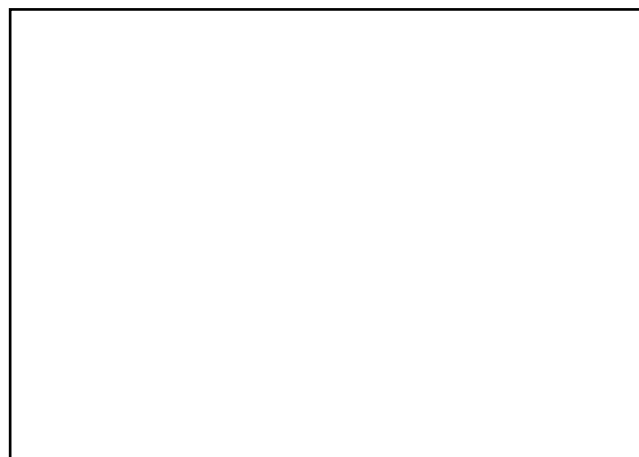


図 6. 1. 21 P6 橋脚注入計画図

(4) 石油タンクの事例⁹⁾

千葉県市川市にある閉鎖予定の旧消防法タンク基地における石油タンク実機（容量 1,900 kℓ、直径 14.5m）の基礎地盤に対して、注入固化工法による液状化対策の実験工事を実施した。地質概況と注入範囲を図 6.1.22 に示す。

対象地盤は、深度 5m まで N 値 3 程度の緩いシルト質細砂からなり、以下 10m まで N 値 15 以上の細砂、17.5m まで N 値 1~2 程度の粘土質シルト、調査完了深度まで N 値 30 程度の細砂からなる沖積地盤である。今回の実験工事では、深度については液状化層を対象とし、平面範囲についてはデータを把握するに必要な範囲として、タンク平面の半分を注入範囲とした。

改良目標強度は、薬液により改良した 8 号硅砂と新潟砂の一軸圧縮強度と繰返し強度に関する応力比 τ_d/σ'_v との関係（図 6.1.23）から、改良土が液状化しない一軸圧縮強度として、 $q_u=50\sim 100\text{kPa}$ を設定した。改良径については、限界注入速度試験の結果と作業の制約時間から、直径 3m とした。

事後ボーリングにより採取した試料で一軸圧縮試験を行ったところ、目標強度を確保する結果が得られた。また、改良土に対する液状化強度についても、応力比 0.4 を確保できていることが確認できた。また、注入によるタンク底板や近傍への影響については、タンク本体や基礎並びに周辺構造物への影響はないことが確認され、注入出来形については、計画改良範囲内の改良が十分に行われていることが、試掘により明らかとなった。

このように、注入固化工法による既設タンク地盤の液状化対策は、狭小・狭隘な旧法タンクヤードでも十分に安全な施工と必要な改良仕様を満たすことが可能であることがわかった。

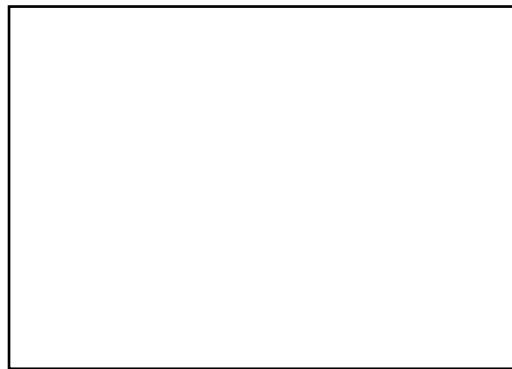


図 6.1.22 地質概況と注入範囲



図 6.1.23 一軸圧縮強度と液状化強度

(5) 共同溝および建築基礎における事例¹⁰⁾

既存の建築基礎・設備に対し液状化対策や支持力増強を目的に、高圧噴射工法を本設適用した2つの事例について紹介する。

一つ目の事例の施工概要を表 6.1.1 に、地盤改良の代表断面を図 6.1.24 に示す。本敷地では今後想定される南海トラフ地震において、沖積砂質土 (As1) での激しい液状化 (Pl 値>15) による共同溝の浮上がりが懸念された。対策工法の立案に当たっては、共同溝に建屋や屋外設備が近接する施工の制約条件を考慮して、高圧噴射攪拌工法 (一部、浸透固化注入工法) による囲い込み改良を採用することとし、遠心模型実験により改良仕様とその対策効果を確認した。本施工に先立って建屋内で試験施工を実施し、施工性および施工品質を確認した。また、施工では巨礫や岩砕による排泥の閉塞トラブルがあったものの、所定の施工品質を確保でき予定工期内で無事施工を完了させた。

二つ目の事例の施工概要を表 6.1.2 に、地盤改良の代表断面を図 6.1.25 に示す。本事例は、既存建物 (杭基礎) の一部を存置しつつ新築建物と一体化する工事である。高圧噴射攪拌工法による改良は、既存建物のペDESTAL杭が現行の規準類を満たさないことから、既存基礎を直接基礎へ変更するに当たって不足する支持力を補強するために適用された。改良体の強度も十分であり、施工も大きなトラブルはなく完了した。

表 6.1.1 施工概要

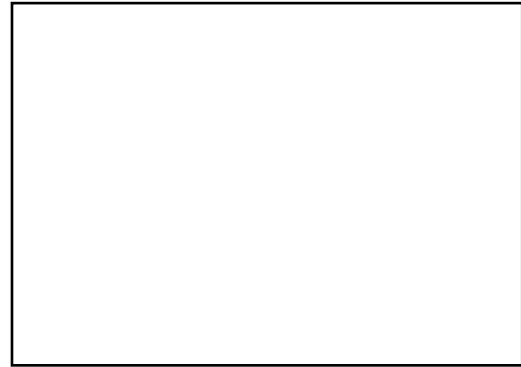
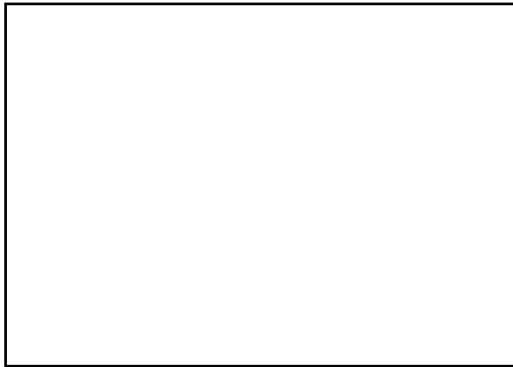


図 6.1.24 地盤改良の代表断面

表 6.1.2 施工概要

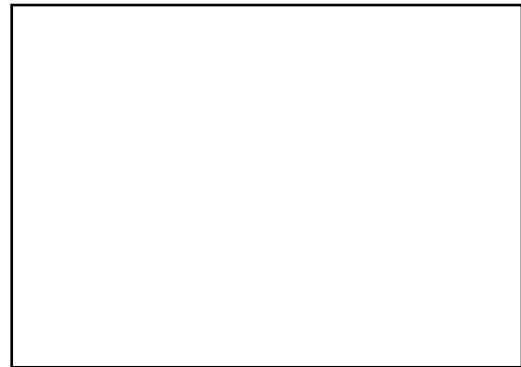


図 6.1.25 施工・改良の断面図

6. 1. 3 間隙水圧消散工法

(1) 港湾地域における事例¹⁾

釧路港湾地域では、平成元年以降、液状化危険度が高い岸壁に対して液状化対策工事が行われている。グラベルドレーン工法は、釧路港湾地域において1993年釧路沖地震の発生までに8ヶ所、釧路沖地震後から1994年北海道東方沖地震の発生までの間に3ヶ所適用されており、2003年十勝沖地震までに、合わせて11ヶ所適用されていた。

十勝沖地震では、釧路市および釧路港湾地域において震度5強を記録した。独立行政法人港湾空港技術研究所による観測記録によれば、釧路港における地表面の最大加速度は570galを超えている。

西港第二埠頭（南側）岸壁における液状化対策工（釧路沖地震後の復旧工事）の概要を以下に示す（図6.1.26参照）。

- ① 工期 平成5年7月～平成6年7月（釧路沖地震後）
- ② 改良仕様 ドレーン径：40cm
打設間隔：1.0m
ドレーン長：8.5m

未改良域では噴砂や液状化に起因すると考えられる段差などの被害が発生したのに対し、改良域では液状化被害が認められず、大きな地盤変状も発生しなかった。なお、この地点では、釧路沖地震の翌年に発生した北海道東方沖地震の際にも、グラベルドレーンによる液状化防止効果が実証されている。

次に、西港第一埠頭（西側）岸壁における液状化対策工の概要を図6.1.27に示す。この地点では、ケーソン式護岸の背面地盤の液状化対策としてグラベルドレーン工法が適用されていたが、ここでも同様に、グラベルドレーンによる改良域では液状化被害や液状化の痕跡が認められなかった。

- ① 工期 平成1年9月～平成1年12月（釧路沖地震前）
- ② 改良仕様 ドレーン径：40cm
打設間隔：1.0m
ドレーン長：8.5m



図 6. 1. 26 西港第二埠頭（南側）岸壁
液状化対策工の概要



図 6. 1. 27 西港第一埠頭（西側）岸壁
液状化対策工の概要

(2) 河川堤防の地盤改良試験工事および市営住宅における事例¹²⁾

淀川流域で計画されている高規格堤防の建設に伴ういくつかの地盤改良の試験工事が、1995年兵庫県南部地震以前に大阪市此花区西島地区で行われた。当地周辺の地盤は上部 7.5m が軟弱な砂質土層、下部 17.5m が軟弱な粘性土層で構成されており、地震時における砂質土層の液状化対策と堤体盛土に伴う粘性土層の圧密沈下対策がそれぞれ必要であった。

試験工事の一つとして、図 6.1.28 に示すような配置で、砂質土層に対して締固め砕石ドレーン工法、粘性土層に対してサンドドレーン工法という仕様で複合ドレーンを施工した。試験施工の結果、上部砂質土層については、同図に示すような施工後の N 値が確認された。

- ① ドレーン径 : 50cm
- ② 打設間隔 : 1.25m および 1.80m
- ③ ドレーン長 : 7.5m

また、この試験工区に隣接した箇所に、時期を同じくして杭基礎構造の大阪市市営住宅が建設されており、地震時の杭の水平抵抗確保のために、液状化対策として締固め砕石ドレーン工法が採用されている (図 6.1.29)。

- ① 打設間隔 : 1.40m
- ② ドレーン長 : 7.5m

淀川河口付近西島地区も兵庫県南部地震により液状化によって大被害を受けた地区であるが、地盤改良試験工事および市営住宅建設現場の両施工現場では、液状化の痕跡は見られず、締固め砕石ドレーン工法の液状化防止効果が確認されている。

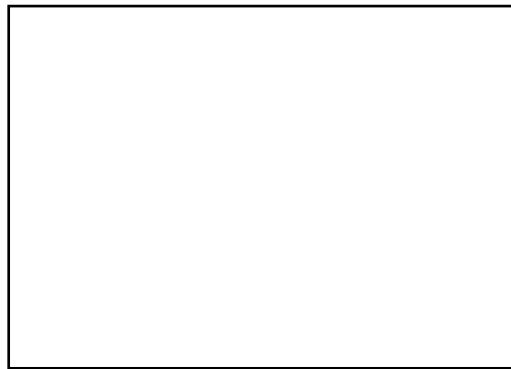


図 6.1.28 複合ドレーン工法の施工断面図 (試験工事)

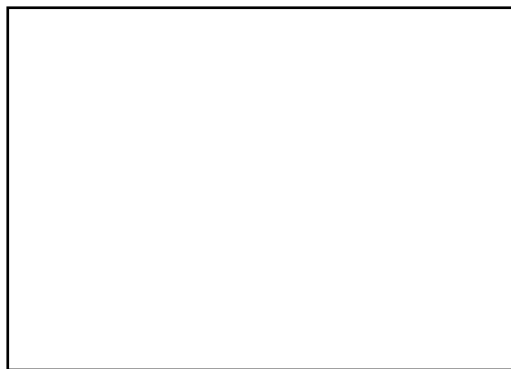


図 6.1.29 締固め砕石ドレーン工法の施工断面図 (市営住宅)

6.1.4 地下水位低下工法

(1) 石油コンビナート地区での事例^{13)~15)}

(a) 工事概要

川崎市の石油コンビナート地区のタンクヤードの液状化対策として、地下水位低下工事が実施され、工事概要を以下に示す。当時、石油タンクヤードの運転を継続しながらの地盤強化対策工事の実施は、世界でも例のないものであった。

① 工事場所：神奈川県川崎市川崎区浮島町 東亜燃料工業(株) (現 ENEOS(株))

② 工 期：1984年12月～1986年4月

③ 仕 様 (図 6.1.30～図 6.1.33 参照)

- ・対象ヤード：東燃 400 号地 (石油タンク約 70 基、総容量約 100 万 kℓ)
- ・対象面積：約 26 万 m²
- ・止水壁：ベントナイト泥土壁、延長約2,400m
- ・揚水井戸：エアーポンプ式ディープウェル、17本、9本 (追加)
- ・目標地下水位低下量：5m

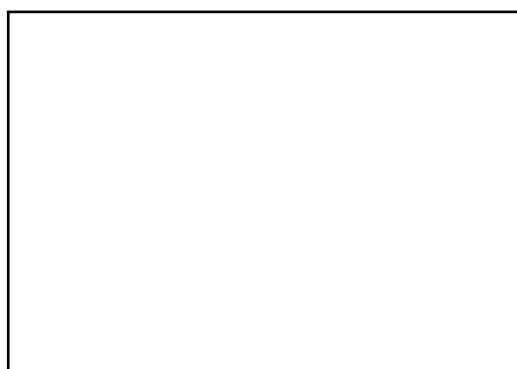


図 6.1.30 全体配置と地下水位低下状況

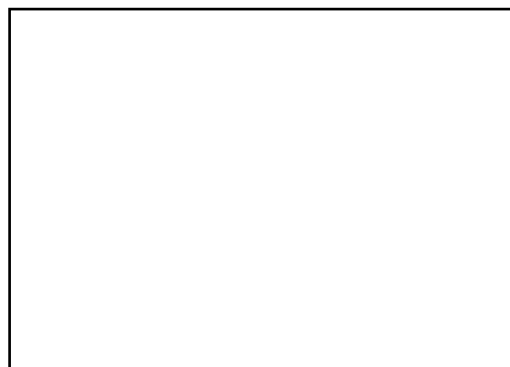


図 6.1.31 地盤の概要



図 6.1.32 止水壁(ベントナイト泥土壁)の標準断面



図 6.1.33 ディープウェルの構造

(b) 地下水位低下工法選定の経緯

当該石油タンク群は1960～1970年代に建設され、液状化対策を目的とした地盤改良は行われていなかった。その後の1980年頃、予想される大規模地震（地表面加速度300gal以上）に対し、地震リスクアナリシス（地震規模・再現期間、タンク破損、油流出量、損害額、対策投資金額等の分析）が実施され、当該石油タンクヤードは石油精製装置等、種々の構造物の統計的災害リスクに比べ、高いリスクが潜在していることが判明した。このため、企業の社会的使命、経営基盤の確立等の経営判断により、災害リスクを1/10程度まで下げることが目標に、地盤をさらに強化し、液状化対策工事が実施されることとなった。

液状化対策工法として地下水位低下工法が選定されたが、既設タンクの液状化対策工法（鋼矢板リング工法、サンドコンパクションパイル工法、側板下コンクリートマット工法）との比較が行われ、以下の理由により地下水位低下工法が選定された。

- ① 全体コストが最も安い。
- ② 既存タンクを運転しながら施工できる。
- ③ 全体工期が短い。
- ④ コストの安い可撓性止水壁（ベントナイト泥土壁）が開発され、最近米国等で多く使用されている。
- ⑤ 地下水汲上げによる新たな石油タンク基礎の沈下量が、今後20年間で17cm程度と残留圧密沈下量（約60cm）に比べ小さく問題ない。 など

(c) 揚水運転・管理状況

1986年1月からの揚水運転開始後、揚水井戸内の設定水位を1～2週間毎に約1mずつ段階的に低下させ、揚水管理や維持管理は、以下のように行われた（行われている）。

- ① 観測井（止水壁内31本、止水壁外9本）で揚水量や地下水位を定期観測
- ② 沈下測定点（約600点）で地盤沈下量を定期観測
- ③ 定期観測結果から当初想定を超える不等沈下や間隙水圧が発生した場合、揚水の中止や設定レベルの変更により、有害な不等沈下を生じさせないようにコントロール
- ④ ポンプ等整備

1988年8月現在（揚水運転開始後約2.5年間）、地下水位は図6.1.30に示すように敷地全体で平均約4m低下し、目標地下水位低下量5mのほぼ80%程度に達した。目標達成のため地下水位低下度の低いエリアについて、揚水井戸の追加が計画された。また、揚水運転開始後約2.5年間の地盤沈下量は平均約90mmで、平面的にはほぼ一様であり、既設構造物に与えた影響は皆無であった。

現在も継続運転されているが、2011年東北地方太平洋沖地震においても、当該タンクヤードに液状化による被害はなかったとのことである。

(2) 住宅地での事例¹⁵⁾⁻²⁰⁾

2011年東北地方太平洋沖地震後、大規模かつ広範囲にわたる液状化被害を受け、同年11月に国土交通省において都市防災推進事業（市街地液状化対策事業）が創設された。同事業の一環として被災事例の分析、実証実験、解析が行われ、地下水位低下工法が6つの市街地で戸建て住宅に適用されて、得られた知見を取りまとめた市街地液状化対策推進ガイドンス¹⁵⁾が公表されている。

地下水位低下工法の住宅地での実施例として、茨城県潮来市、神栖市、鹿嶋市地域では、図 6.1.34 に示すように開削により暗渠排水管を設置する工法が採用された。図 6.1.35, 写真 6.1.1 に神栖市での暗渠排水管の設置箇所、設置状況を示す。

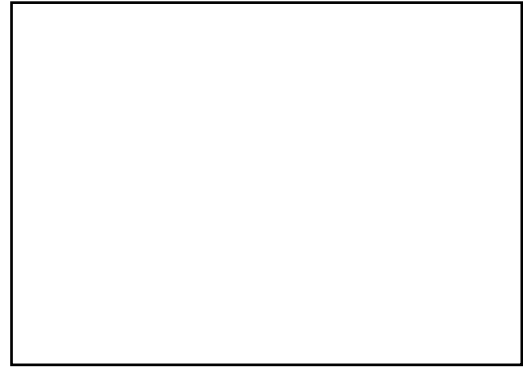
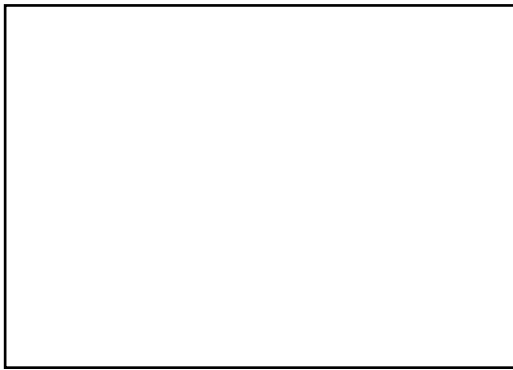


図 6.1.34 開削工法による地下水位低下工法の実施例 図 6.1.35 暗渠排水管の設置箇所(神栖市)

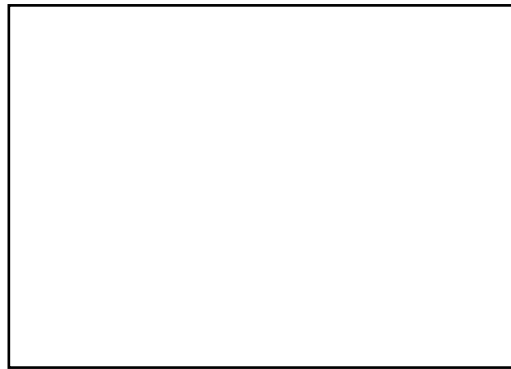


写真 6.1.1 暗渠排水管の設置状況(神栖市)

また、千葉市美浜区磯辺3・4丁目地区では、道路の地下に雨水・下水道、上水道、電気、ガス管などの多くのライフラインがあることから、図6.1.36に示すように推進工法の地下水位低下工法が初めて採用された。図6.1.37、写真6.1.2には、千葉市での暗渠排水管の設置箇所、設置状況を示す¹⁶⁾。この工法は、立坑を掘削して立坑間を推進工法で連結させ、その後写真6.1.3に示すような暗渠排水管（ドレーン管）を設置し道路掘削を最小限に止めることができる。2016年熊本地震では熊本市南区近見・南高江地区、2018年北海道胆振地震では札幌市清田区美しが丘地区、北広島市大曲地区等で採用されている。

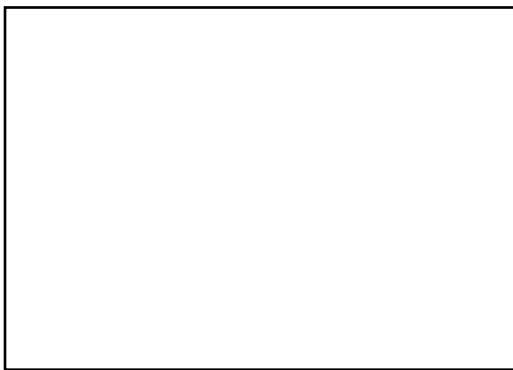


図 6.1.36 推進工法によるドレーン管設置概念

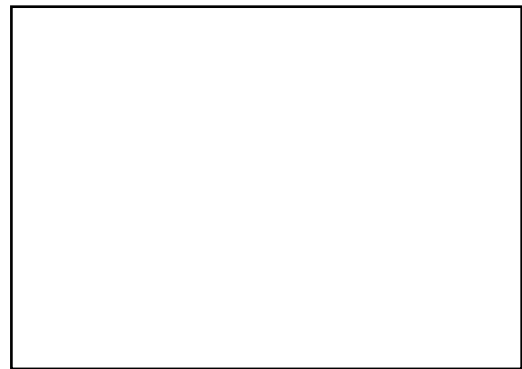


図 6.1.37 暗渠排水管の設置箇所(千葉市)¹⁵⁾

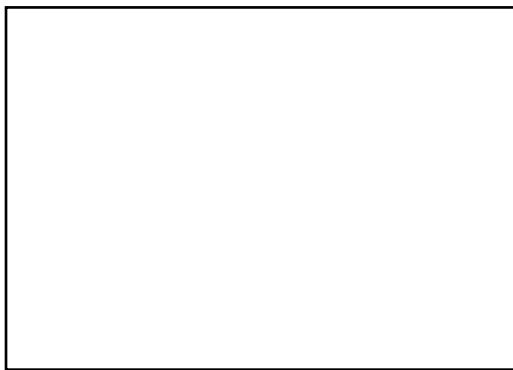


写真 6.1.2 暗渠排水管の設置状況

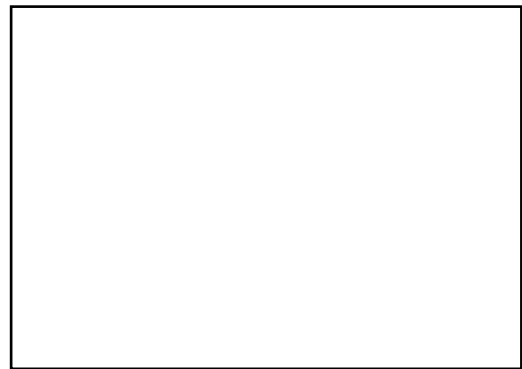


写真 6.1.3 暗渠排水管

(3) 地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性

前節(1)、(2)に示した事例より、高圧ガス設備が設置されることが多い臨海部のコンビナート地区を念頭に、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性は、以下のようにまとめられる。

- ① 川崎市の石油コンビナート地区での適用実績があり、また、最近では住宅地での適用実績が増えてきており、地下水位低下工法は高圧ガス設備へ適用できる。
- ② 今後新設される高圧ガス設備は少ないと予想され、主に既設設備が液状化対策の対象となる。高圧ガス設備は配管等の設備が錯綜し、狭隘な空間となっている既設設備の液状化対策に、施工上障害のない地下水位低下工法は有効である。
- ③ コスト等を含めた事業者判断によるが、個々の高圧ガス設備でなく広域に液状化対策できる地下水位低下工法は有効である。この工法は貯槽のみならず接続配管、架台等々を含め、広域に設備をまとめて液状化対策できる。
- ④ 地下水位低下工法は液状化対策工法であるが、高圧ガス設備は臨海部に設置されることが多く、この対策によって液状化に伴う地盤の側方流動を抑制でき、地盤の流動化対策にも一定の有効がある。
- ⑤ 実証実験等による知見も含めて、以下の知見から地下水位低下工法の適用性が広がった。今後、集排水管の安価な施工方法や簡易な浅井戸による地下水位低下工法が開発されれば、さらに適用性が拡大する。
 - ・地下水位を地表から3m程度の浅いレベルに低下させるだけで、また、排水管設置は40mといった長い間隔で液状化対策効果が得られる。
 - ・東京湾岸の埋立地等では地表面の標高が+3~+4mと高く、地下水位を地表面から3m程度の深さに下げても海水面より高くなる。従って、汲み上げる地下水は雨水が地盤内に浸透してきたものだけで、汲み上げるべき地下水の量は多くない。
 - ・臨海部の埋立地では配水管を護岸まで導き先端に弁を付け、地下水を干潮時に海に自然放流できるようにする（自然流下排水方式）とコストが低くなる。
- ⑥ 課題は以下の通りである。
 - ・地盤条件によっては、地下水位低下工法が適用できない場合がある。下部に液状化層が残存するような液状化層が深い地盤、液状化層の下部に軟弱な粘性土層が厚く堆積している地盤（過圧密地盤等を除く）等では地下水の低下量や低下方法によっては、大きな地盤沈下が生じる恐れがある²⁾。また、液状化層の透水係数が低い地盤、止水層となる粘性土層が深い地盤や下部に砂層がある地盤等では、コスト面でも適用が困難である場合がある。
 - ・地下水位低下が地表から3mといった浅いレベルで液状化対策効果が得られるという知見は、直接基礎において得られた知見であり、杭基礎の場合にはより深いレベルの地下水位低下が必要になることも考えられる。ただし、杭基礎では浅層の地盤反力係数の低減を抑える効果がある。また、大型の高圧ガス設備にあっては基礎形式として、液状化の恐れのある地盤では直接基礎が採用されることは少なく、相対的に建設コストが高い杭基礎が採用される。地下水位を地表から3m程度の浅いレベルに低下させるだけで液状化対策効果得られるという知見は、単純でより低コストな基礎形式である直接基礎の採用拡大に繋がる効果が期待される。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、6－土木構造物の被害原因の分析「地盤・土構造物、港湾・海岸構造物等」、pp.116～123, 1998年8月
- 2) 土木学会編：1983年日本海中部地震震害調査報告書, pp.262～266, 1996.
- 3) 菅沼史典, 深田 久, 中井則之：静的締固め砂杭工法の施工事例報告, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部(B), pp.412～413, 平成9年9月
- 4) 竹内秀克, 久保陽太郎:締固めによる木曾三川下流域堤防基礎耐震化の事例紹介, 基礎工,, Vol.44, No.4, pp.52～55, 2016.
- 5) 辻岡伸昭, 土方遍, 増田知浩, 渡辺洋子, 新坂孝志, 萩原耕太, 松尾秀典：国際線地区取付誘導路の液状化対策（その1）－静的圧入締固め工法－, 土木学会年次学術講演会, pp.1345～1346, 2014.
- 6) 加藤健治, 義原孝文, 三原孝彦：深層混合処理工法による石油タンク基礎の設計施工例, 基礎工, Vol.26, No.5, pp.75～80, 1998.
- 7) 山中孝文, 郷原奈美：臨港橋梁の直接基礎直下の液状化対策－浸透固化処理工法による対策例, 基礎工, Vol.29, No.5, pp.37～39, 2001.
- 8) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準, 1999.
- 9) 辻 保文, 平野孝行：石油タンクにおける液状化対策事例, 基礎工, Vol.29, No.5, pp.40～42, 2001.
- 10) 田屋裕司, 本多剛, 土屋勉, 橘馨：建築基礎での高圧噴射攪拌工法の適用事例, 基礎工, Vol.50, No.3, pp.90～93, 2022.
- 11) 加藤 満, 田中幸芳：平成15年十勝沖地震におけるグラベルドレーンの液状化防止効果, 基礎工, Vol.30, No.2, pp.73～76, 2002.
- 12) 伊藤克彦, 田中幸芳, 田村和弘, 今井省三：グラベルドレーン工法（淀川河口付近西島地区での施工例）, 基礎工, Vol.23, No.12, pp.77～81, 1995.
- 13) 大森弘一：軟弱地盤における設計・施工例－タンク基礎（間隙水圧低下による地盤強化対策）, 基礎工, Vol.16, No.12, pp.122-129, 1988.
- 14) 地盤工学会：液状化対策工法, 第3章 地下水位低下工法, pp.350-353, 2004.
- 15) 国土交通省都市局都市安全課：市街地液状化対策推進ガイドンス, 本編, 資料編, 2019, 2016. https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html（参照：2022-07-01）
- 16) 千葉市：千葉市液状化対策推進委員会資料。
<https://www.city.chiba.jp/toshi/toshi/anzen/ekijoukaiinnkai.html>（参照：2022-07-01）
- 17) 安田進：東日本大震災における住宅地の液状化対策工法の開発, 地盤工学会誌, Vol.62, No.6, pp.1-5, 2014.
- 18) 安田進：各論 東日本大震災で被災した宅地の復旧・復興方法の特徴, 基礎工, Vol.44, No2, pp.22-27, 2016.
- 19) 安田進：東日本大震災における市街地の液状化被害と復興、地盤工学会誌、Vol.69、No.3、pp.26-30, 2021.
- 20) 安田進：総説 液状化対策技術の現状と課題と展望, 基礎工, Vol.49, No5, pp.2-5, 2021.
- 21) 安田進, 橋本隆雄：地下水位低下による液状化被害からの復興に関して現場実験等で得られてきている知見, GeoKanto 2014, 地盤工学会関東支部, pp.474-475, 2014.

6.2 構造的な液状化対策工法の施工事例

6.2.1 杭基礎

(1) 橋脚基礎の事例¹⁾

ポートアイランドから六甲アイランドまでの湾岸部 10.5km を結ぶ神戸港港湾幹線道路「ハーバーハイウェイ」では、225 基ある橋脚基礎の大半を占める場所打ち杭の多くが、1995 年兵庫県南部地震によって損傷を受けた。コアボーリングとテレビカメラによる調査を行ったところ、杭とフーチングとの接合部付近にクラックが入っているものが多かった。何とか橋脚を支えているものの、滑動や転倒に対する耐力は著しく落ちていた。一方、陸上部では橋脚や橋桁の被害は少なかった。

そこで、神戸市では、橋脚と橋桁をそのまま残した状態で基礎を補修していく方針で、復旧工事に取りかかった。基礎の復旧工事は、増し杭を設ける工法を基本として行われた。この場合、曲げ、せん断に対しては増し杭だけでもたせる設計としたため、杭の量がほぼ倍増した。

施工上の最大の制約は、既存の橋桁を残したまま、場所打ち杭を施工しなければならない点だった。桁下の空間は平均 8m、厳しい場所では桁下 3m という条件下で長さ 20 数 m のコンクリート杭を打設する。掘削しにくいことはもちろん、通常の方法では鉄筋籠を建て込むことができず、数 m ずつ細切れにして継ぎ足しながらの施工が必要である。そこで、低空間掘削工法が採用された。この工法は全回転型オールケーシング機と油圧グラブを持ったクレーンで構成されており、上空制限高さ 6m で施工可能である。桁下空間が 3m などと極端な場合は、鋼矢板で土留めし、地表面から数 m 掘り下げて作業基地を設け、増し杭が施工できる空間を確保した上で施工した。(図 6.2.1 参照)

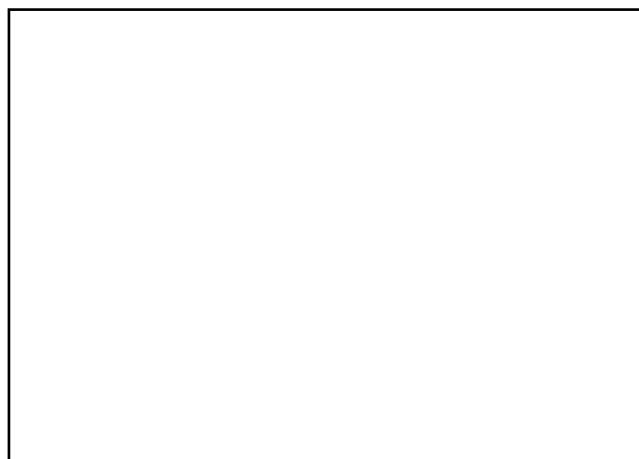


図 6.2.1 ハーバーハイウェイでの橋脚基礎の事例（増し杭工法）

(2) 建築物における事例²⁾

1995年の兵庫県南部地震では、液状化による杭基礎の被害が多く発生したが、神戸市の埋立地にある穀物サイロ機械棟においても、敷地の南側にある護岸が1mほど側方流動で移動する被害が見られた。改めて傾斜計およびボアホールカメラを用いた杭体調査を実施した結果、大半の杭が大きな損傷を受けていることがわかり、建物を継続使用するためには本建物の基礎補強が不可欠となった。そこで、建物を使用しながら建物荷重を建物外周部に新設した杭に負担させる基礎補強を実施した（図6.2.2参照）。

具体的には、建物南北外周部にそれぞれ5本ずつの場所打ち杭を新設し、建物東側外周部に計6本の外殻鋼管付きコンクリート杭を新設した（図6.2.3、6.2.4参照）。

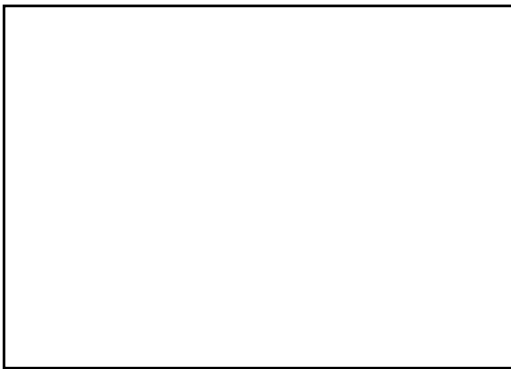


図 6.2.2 基礎補強の考え方



図 6.2.4 新設杭の仕様

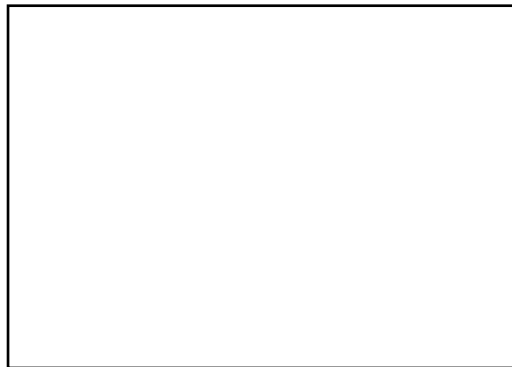


図 6.2.3 新設杭の配置

6.2.2 鋼矢板締切り工法

(1) 河川堤防における事例³⁾

1995年兵庫県南部地震で淀川河口部右岸、西島地区（大阪府西淀川区）と左岸、高見地区（大阪府此花区）の堤防で損傷、亀裂、法面のはらみ出しが主に堤内側に発生した。堤防のような盛土状構造物では法尻付近が耐震的に最も弱く、この部分の液状化が堤防の損傷を引き起こしたと考えられる。

両地区の堤防の耐震強度を高めるための法尻部の補強工事は、以下の理由で、排水機能付き鋼材による対策工が選定された。

- ① 現場は川または民家等が迫っているため狭隘地で施工可能な工法
- ② 増水時までには工事完了という制約から急速施工の可能な工法

図 6.2.5 に示すように、排水機能付き鋼材（鋼矢板タイプ）は、地盤のせん断変形、側方流動を抑えるとともに、過剰間隙水圧を逸散させる効果を考慮して、堤内法尻付近で堤防長手方向に壁状に打設された。鋼材打設には、西島地区は工場が近接しており、超高周波型杭打ち機が使用され、高見地区は民家が隣接しているため、静的圧入機が用いられた。



図 6.2.5 淀川の河川堤防の事例（鋼矢板締切り工法）

(2) タンク基礎における事例⁴⁾

中国電力の管轄する火力発電用の燃料貯蔵タンクについては、6 火力発電所で 33 基の特定屋外貯蔵タンクを保有しているが、そのうち 26 基が旧法タンクである。1995 年度に全ての旧法タンクの安全性評価を実施したところ、4 基について地盤の液状化強度に問題があることがわかり、3 基について平成 8 年度に液状化対策として鋼矢板リング工法の施工を行った。

旧法タンクの安全性評価で地盤の液状化強度に問題のあった山口県の岩国発電所の 2,000kℓ、20,000kℓタンクおよび下関発電所の 15,000kℓタンクについて、鋼矢板リング工法による液状化対策工事を実施した。工事概要を図 6.2.6 に、施工状況を図 6.2.7 に示す。

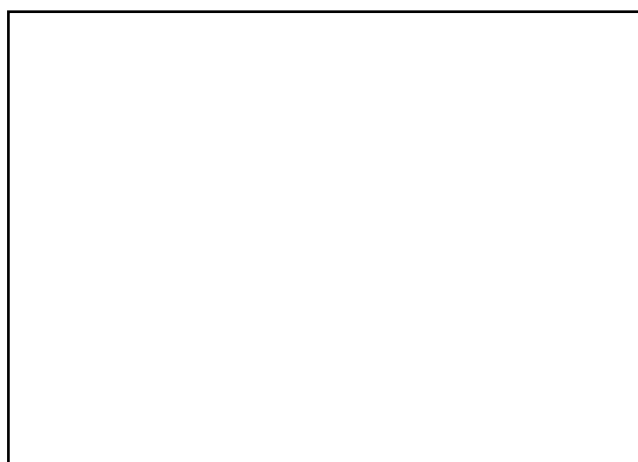


図 6.2.6 工事概要図



図 6.2.7 施工状況図

6.2.3 マイクロパイル工法

(1) 橋梁基礎の事例⁵⁾

液状化の可能性のある地盤上の既設基礎の耐震性を高めるために、高耐力マイクロパイル（HMP: High capacity Micro-Pile）工法による橋脚基礎の耐震補強を実施した。標準的なHMP補強計画図を図6.2.8に示す。本補強工事は、橋脚全8基を補強し、橋脚1基当たり24～28本で、合計180本のHMPを施工した。

本橋梁は、既設PC杭基礎の耐震性の照査をした結果、橋軸方向において所定の耐震性を有していないため、増杭による補強が必要であると判断された。耐震性を満足しない要因は、液状化発生時の支持力不足および水平変位が支配的であった。補強設計は、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づいて行ったが、増杭補強特有の事項については、「既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究」の報告書⁶⁾を参考にして検討を行った。

増杭には、桁下4.0mの狭隘な空間において施工可能なHMP工法が採用された。HMP工法に用いる鋼管は、外径177.8mm(t=12.7mm)の高強度鋼管で、その曲げ剛性は既設PC杭に比べ小さい。そのため、液状化地盤においてHMPを直杭として用いる場合には、支持力不足は解消されるものの、既設基礎の水平変位を十分に低減する補強効果は得られない。そこで、本橋は、HMPを斜杭として用い、地震時水平力の一部を軸力として負担することにより、より効果的な水平変位の抑止を図った。斜杭の角度は、一般に傾斜角度を大きくする程、水平変位の抑止に対し効果的となる傾向にある。しかし、本橋は、各橋脚の間隔が13m程度と短いため、15°以上の角度を与えると接する橋脚間でHMPが接近あるいは交差する状況になる。またHMP先端に加圧注入して作成した定着部が、新たな近接削孔により乱されて、HMPの支持力特性に影響を与えることも懸念される。以上のことを勘案しHMPの打設角度は、10°を上限とした。

架橋地点における地盤構成は、GL-10mまで平均N値が2～5の砂質土、それ以深からN値が20を超える砂質土層（シラス）が分布している。既設PC杭は、このシラス層で打ち止めされており、適度な摩擦支持力を期待できることから、HMP工法も同様に当該層を支持層としグラウト定着するものとした。

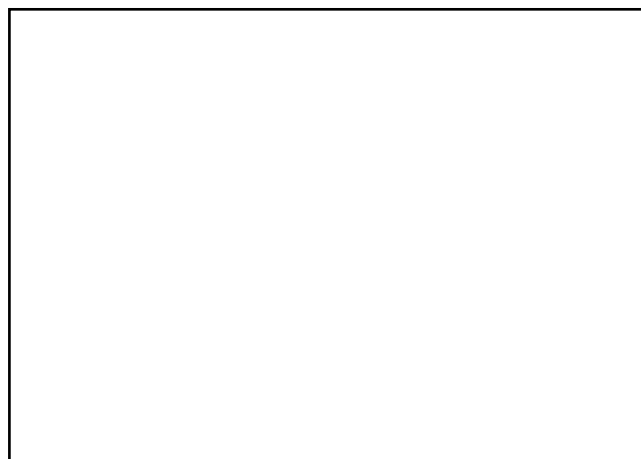


図6.2.8 橋脚基礎での事例（マイクロパイル工法）⁵⁾に加筆修正

(2) 橋台・橋脚築基礎における事例⁷⁾

既設基礎の耐震補強工法として多くの施工実績を有する「高耐力マイクロパイル（以下、HMP: High capacity Micro-Pile）」の施工事例を二つ紹介する。

一つは、四日市市の国道1号内部橋の橋台・橋脚の耐震補強工事である。ここでの高さ制限は、図6.2.9に示すように橋台部が約5.0m、橋脚部が約7.6mで、さらに砂礫地盤への貫入が必要とされたことから、HMP工法が採用された。

もうひとつの事例は、1970年に完成された半地下形式のRC構造物である東京都水道局亀戸給水所配水池（以下、配水池）で当初、配水池の基礎の補強は配水池外周からの補強杭施工が検討されたが、埋設配水管や用地境界などの問題から困難であった。そこで、図6.2.10に示すような内部空頭約7m、支柱間隔4mの狭い半地下構造物内で施工可能な基礎杭工法としてHMP工法が適用された。

いずれの事例も既設構造物の耐震補強であり、狭い、高さ制限があるなど、施工条件が厳しい場合が多く、施工法の選定や増し杭補強の際の設計検討が必要になると思われるが、その際の参考になる。

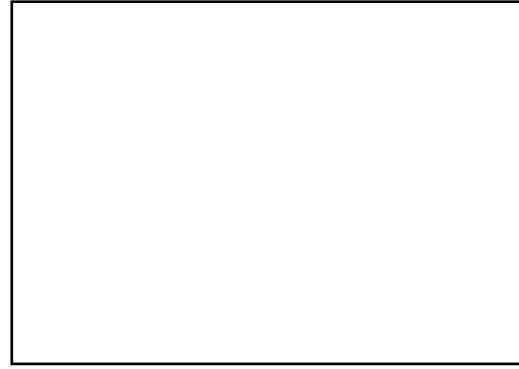


図 6.2.9 内陸橋側側面図 (A1 橋台, P1 橋脚) 図 6.2.10 亀戸給水所配水池平面図と補強イメージ

参考文献

- 1) 岡下勝彦, 小嶋省一: 橋脚基礎の補強「3m 桁下空間で杭を増し打ち」, 日経コンストラクション, pp.28-31, 1995.11.10
- 2) 山本博, 笹木浩, 高田健司, 内田明彦, 土屋富男: 側方流動で損傷した杭基礎建物の基礎補強 基礎工, Vol.39, No.4, pp.77~79, 2011.
- 3) 才村幸生, 飯田毅, 水田光臣, 喜田浩, 河原繁夫: 排水機能付き鋼材による液状化対策工法—取水場沈砂池, 河川堤防での実施例—
- 4) 角田秀昭: 鋼矢板リング工法による既設タンク液状化対策工事の施工について, KHK 日より, 危険物保安技術協会, No.53, pp.31-35, 1997.
- 5) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法, 2004.
- 6) 独立行政法人土木研究所他: 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その3), 共同研究報告書第 282 号, 2002.
- 7) 相良昌男: 鋼管を用いたマイクロパイルによる耐震補強技術, 基礎工, Vol.41, No.2, pp.31~35, 2013.

6.3 既設構造物の液状化対策工法の施工事例

新設構造物に比べて既設構造物では施工上さまざまな制約があるが、安田¹⁾は既設構造物ごとの液状化対策工法について図 6.3.1 のように事例と模式図を示している。ここで、既設構造物は直接基礎・杭基礎構造物、盛土などの土構造物、共同溝などの地中構造物である。



図 6.3.1 既設構造物の対策の模式図¹⁾を修正

6.3.1 密度増大工法

(1) 既設構造物近傍における事例²⁾

歴史的建造物である横浜税関本関庁舎(1934年竣工, SRC造地上5階建:改修棟)の外周部分を残して改修し、この内部に嵌め込む形で増築棟を構築するにあたって、改修棟の基礎の耐震性確保のため、耐震補強工事および液状化対策工事を行った事例である。

液状化対策工として、図6.3.2に示すように、新築の増築棟下は石灰杭工法(特殊石灰パイプ:SLP工法)が採用されたが、既存建物部分については、建物内部での施工となることから、低空頭で施工可能な静的圧入締固め工法(コンパクショングラウチング:CPG工法)が採用された。配置は、グラウト固化体と改良体間の締め固められた地盤からなる壁状の複合地盤として増築棟の杭を拘束することで、基礎構造全体の耐震性向上および流動防止を期待できるものとしている。

調査結果を図6.3.3に示しており、いずれの工法によっても目標値を満足していることが確認されている³⁾。



図 6.3.2 調査位置および改良範囲配置図²⁾



図 6.3.3 調査結果³⁾

(2) 海岸堤防における事例⁴⁾

徳島県鳴門市の撫養港海岸桑島瀬戸地区においては、既存の堤防は整備から約 40 年を過ぎて老朽化が進行しており、現状では亀裂の発生等が見られ、補修が必要な状態である。当地区では、既設堤防の背後に工場や民家が隣接して立ち並ぶとともに、堤防直下の改良も必要である。近年、この様な狭監な施工条件下の液状化対策として、小型の施工機械により施工が可能な砂圧入式静的締固め工法が採用された。

当工法の施工エリアの平面図を図 6.3.4、施工断面図および土質柱状図を図 6.3.5 に示す。図 6.3.4 に示したように、本工事は狭隘な施工環境であるため、1 か所に多くのスペースを確保できない状況であった。そのため、施工エリアに隣接する作業ヤードにプラント設備と材料砂ストックヤードを分散して配置することでこの問題を解決した。

ボーリング調査結果を図 6.3.6(a)に、等価 N 値に換算した結果を図 6.3.6(b)に示す。両図より改良により N 値は 10 以上増加しており、改良効果が確認されている。

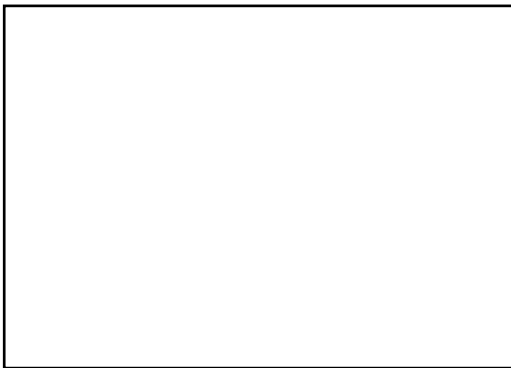


図 6.3.5 施工断面図および土質柱状図

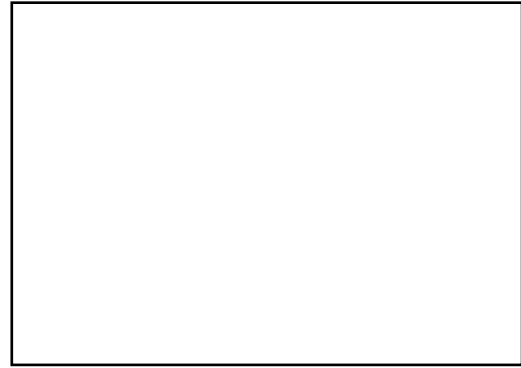
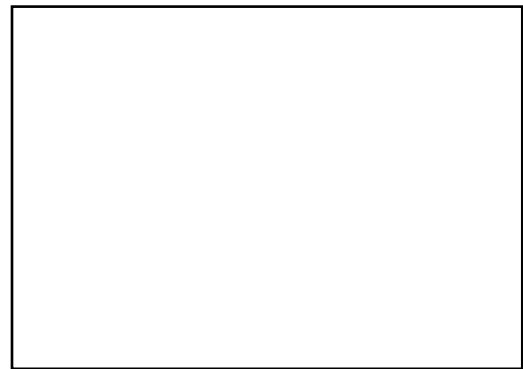


図 6.3.4 施工平面図



(a)



(b)

図 6.3.6 事前・事後 N 値・等価 N 値

6.3.2 固結工法

(1) 構造物近傍における事例⁵⁾

液状化対策の事例ではないが、既設構造物近傍での施工のため低変位型の深層混合処理工法（LODIC 工法）が適用された施工事例を紹介する。当工法は、施工中にセメントスラリー注入量に相当する地盤中の土を、貫入時あるいは引抜き時に強制的に地上部に排出することで、周辺地盤の変位や既設構造物への影響を低減するものである。図 6.3.7 に施工平面図と断面図を示しており、新交通システムおよび供給管共同溝施設の建設に関連して、既設の共同溝に近接した防潮堤基礎の地盤改良に適用された。この施設に影響を与えないように、近接部分は LODIC 工法と高圧噴射攪拌（CJG）工法の組合せによる地盤改良が採用されている。

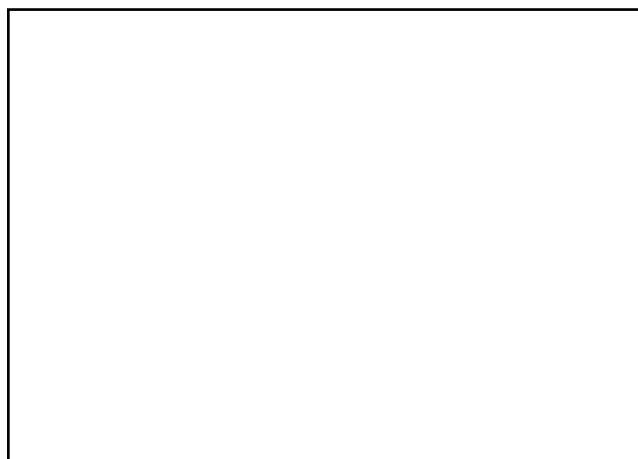


図 6.3.7 施工平面図と断面図

LODIC 工法、CJG 工法および通常型深層混合処理工法の変位測定を施工中逐次計測管理を行い、挿入式傾斜計により計測した期間中の最大変位量の結果を図 6.3.8 に示す。当工法は通常型の深層混合処理工法に比べて変位が大幅に低減されていることが確認された。



図 6.3.8 計測結果

(2) タンクにおける事例⁶⁾

丸中興産株式会社名古屋油槽所には容量 500~10,000kℓ の特定、準特定屋外タンクが 23 基あるが、そのうち、No.1~20 の計 20 基が、1995 年の規制に従い、対策を行わなければならない、いわゆる旧法タンクに該当する。消防庁通知の中に示されている工法のうち、注入固化工法による液状化対策工事を実施した。

今回の工事では、位置を計測しつつ自在に削孔可能であることが特徴で、注入ポイントとボーリングマシンの配置に制約がなく、地上から削孔が可能である削孔方式に曲がりボーリング方式を採用した。(図 6.3.9 参照)

また、平面範囲はタンク側板から外側に 3 m とし、改良率は、タンク中心部直下は 70%、アニュー幅~タンク側板から外側 3 m は 90%とした。改良範囲及び改良率を図 6.3.10 に示す。

改良体の直径はおおむね 2.0~3.5m を標準とするが、本工事においては改良率 70%部については直径 2.75m、同 90%部については同 3.0m とした。改良体の間隔は平面、縦断いずれの方向も 2.5m とした。改良体の配置を図 6.3.11 に示す。

表 6.3.1 に一軸圧縮強度試験結果の一部を示す。試験結果は 3 本の供試体の一軸圧縮強度試験結果の平均値である。試験の結果、基準である $R_{L20,5\%}=0.317$ を上回る液状化強度比を確認した。これにより、すべての箇所において液状化対策として設計において目標とした改良効果を地盤が有していることが確認された。

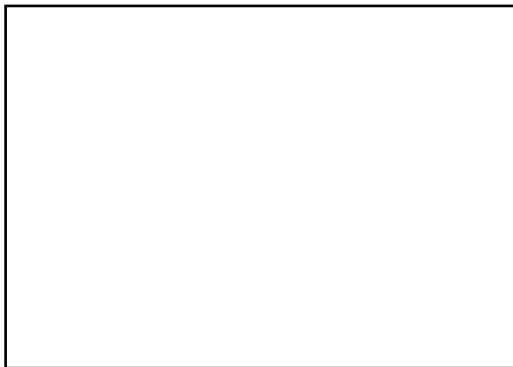


図 6.3.9 従来工法と曲がりボーリング工法

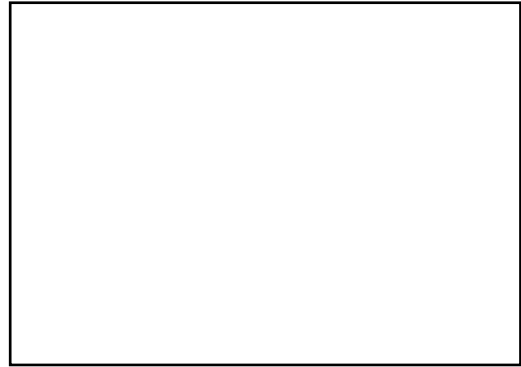


図 6.3.10 改良範囲および改良率

表 6.3.1 試験結果一覧の一部

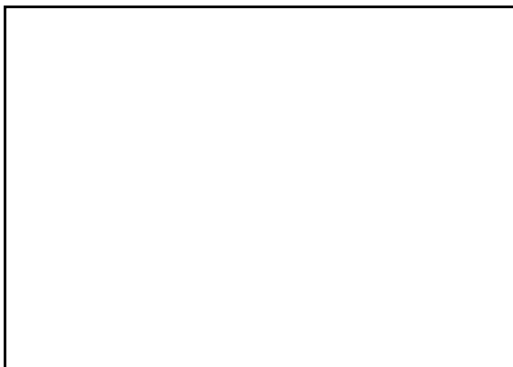
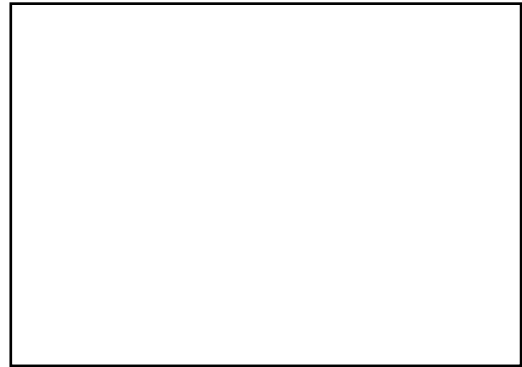


図 6.3.11 改良体配置図



6.3.3 間隙水圧消散工法

グラベルドレーン工法は、環境問題（騒音・振動、地盤変状など）を考慮した工法であり、施工中の変位も少ないため既設構造物近傍にも使用されてきた。

図 6.3.12 は晴海埠頭における岸壁背面に適用された事例⁷⁾である。当地は都心からきわめて近いという地理的な理由等から緊急物資輸送の拠点として、液状化対策を優先的に実施すべき係船岸に位置付けられていた。

工事内容は以下のとおりである。

- | | |
|----------|---|
| ① 砕石パイル工 | $\phi = 400 \text{ mm}$ 、 $l = 3.4 \sim 10.0 \text{ m}$ |
| ② 砕石マット工 | $2,194 \text{ m}^2$ |
| ③ 空気抜き孔工 | 38 箇所 |

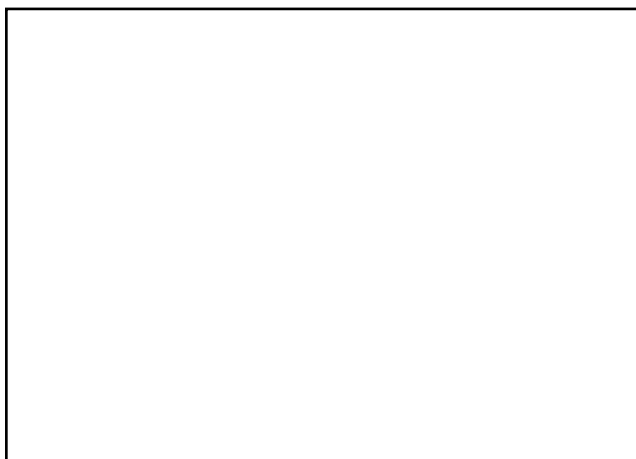


図 6.3.12 グラベルドレーン工法（晴海埠頭）

6.3.4 地下水位低下工法⁸⁾

東燃ゼネラル石油株式会社堺工場においては、建設時等の過去に行われた 31 箇所のボーリング調査に加え、平成 8 年に 26 箇所のボーリング調査を行い、合計 57 箇所のボーリング結果を用いて旧法タンクが設置されているタンクヤード全体について、地盤の液状化判定を実施した。その結果、47 箇所（82%）の地点で、液状化指数（PL 値）が 5 を超える液状化の可能性を有する地盤であることが明らかになった。

液状化対策工法としては、鋼矢板リング工法、グラベルドレーン工法、注入固化工法などもあるが、PL 値が 5 を超える箇所の分布及び地質構成等を考慮して検討した結果、運転への影響の回避並びに経済性の面を含めて、旧法タンクの設置されたタンクヤード全体を対象とした地下水位低下工法が最も効果的であると判断された。図 6.3.13 に地下水位低下工法の概要図を示す。

揚水設備として、①揚水井戸、②観測井戸、③止水壁、④排水設備を設置し、揚水運転を開始した結果、図 6.3.14 に示す実測水位（評価エリアについては図 6.3.15 参照）のように、水位は順調に低下していき、8 か月後には、計画水位低下量 6.5m を達成し、定常運転に入ることができた。ここに至るまで配管の腐食などの運転の問題が発生したが、設計時に見込んだ必要水位までの低下期間である 2.5～3 年の中に収まった。この間、水位低下 1m 毎を原則に経過時間を加味して、沈下モニタリングを 15 回実施した。測定の結果、地盤の沈下量は、最大で 50mm 程度で、予想量の半分以下であった。また、基準値を超える不等沈下は認められず、沈下による設備への問題は発生しなかった。

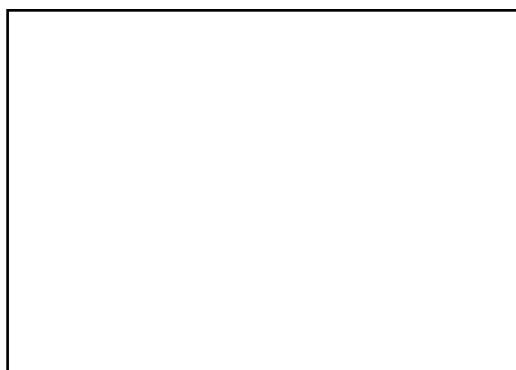


図 6.3.13 地下水位低下工法概念図

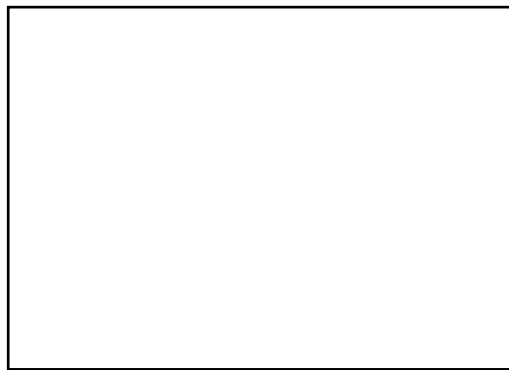


図 6.3.15 評価エリア区分図



図 6.3.14 地下水位低下カーブ（設計と実績）

参考文献

- 1) 安田進：総説 既存構造物のための液状化対策の考え方，基礎工 特集：既存構造物のための地盤液状化対策，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.
- 2) 金子治，伊勢本昇昭，原田和幸，吉田藤子：歴史的建造物の基礎の耐震補強のための液状化対策，2003年度建築学会大会学術講演梗概集 B-1，pp.432-432，2003.
- 3) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，2004.
- 4) 藤野正宏，深田久：海岸堤防の耐震化—撫養港海岸堤防における SAVE-SP 工法の適用，土木施工，Vol.52，No.12，2011.
- 5) 上村一義，上周史，酒井成之：変位低減型深層混合処理工法（LODIC 工法）における施工事例，基礎工，Vol.27，No.3，1999.
- 6) 河村昌洋，三宅勇一，田口一久，磯野宗一：曲がりボーリング工法を適用した注入固化工法による供用中の旧法タンク地盤の液状化対策の施工について，Safety & Tomorrow No.140，2011.
- 7) 地盤工学会：軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—，pp.250-253，1999.
- 8) 柘植野孝夫：地下水位低下工法による旧法タンク地盤の液状化対策事例について，Safety & Tomorrow No.117，2008.

6.4 岸壁・護岸背後の流動化対策工法の施工事例

図 6.4.1 は岸壁・護岸自体やその背面にある構造物に対する流動化対策の模式図である。

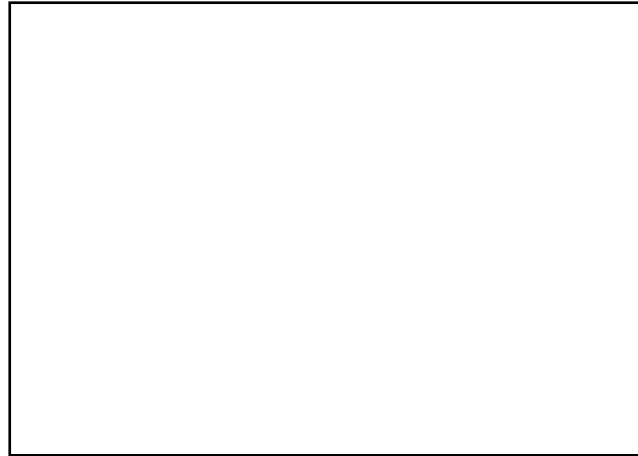


図 6.4.1 流動化対策の模式図 ¹⁾を修正

液状化地盤の流動化対策の施工事例として、ここでは、首都高速道路湾岸線の橋脚と南本牧ふ頭の岸壁及び飛び杭工法についての事例を紹介する。

(1) 高速道路の橋脚の設計・施工事例²⁾

当該事例は、50～60m の場所打杭を有するフーチング基礎に対する対策である。対策工法の設計の概要を図 6.4.2 に示す。

まず、道路橋示方書に基づいて既設橋脚地点の地盤を照査したところ、10m 程度の砂質地盤が液状化・流動化する可能性があるとして判定されたので、線型有限要素法解析によって流動量を算出したところ、地盤水平変位 $\delta_G=1.2\text{m}$ が得られた (図 6.4.2①)。適切な地盤反力係数を用いて、この地盤変位量によって生じる橋脚基礎に作用する流動圧および変形量を計算 (図 6.4.2②) したところ、杭頭水平変位量は降伏変位 $\delta_y=0.06\text{m}$ の約 9 倍となったので、許容変位量を降伏変位の 2 倍としている道路橋示方書に準じて地盤流動に対する対策工が必要であると判断された。対策工法としては、矢板壁・地中連続壁・地盤改良などによって地盤の変形を低減させる工法、増杭や基礎の剛体化などによって基礎を補強する工法、縁端拡幅や落橋防止システムなどによって上部工も含めた橋梁全体で抵抗する工法が検討されたが、構造安定性・施工性・経済性を考慮して、鋼管矢板による対策工法を採用した (図 6.4.2③)。そして対策工を考慮した地盤流動量・基礎に作用する流動圧および変形量を計算して照査し (図 6.4.2④⑤)、所定の許容杭頭水平変位量 ($2\delta_y$) を満足する鋼管の規格 (径・肉厚・根入れ長) を図 6.4.3 のように決定している。なお、経済性を追求する観点から、鋼管厚の段落とし (中央部 22mm、上下部 17mm) を採用するとともに、鋼管内部に中詰めコンクリートを打設することにより剛性を高めている。また、供用中路線の桁下での施工となるために、騒音・振動が発生せず作業スペースも小さい自走式の鋼管矢板圧入機を用いるとともに、施工基盤の盤下げ及び特殊吊ブームを採用することにより、限られた桁下空間で打設する鋼管の継手数を減少させている。

当工事の施工状況を写真 6.4.1 に示す。

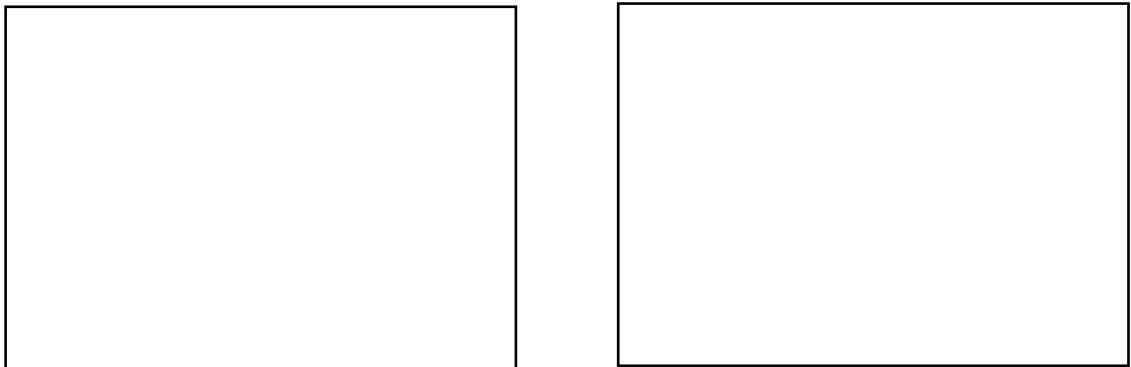


図 6.4.3 高速道路橋脚に対する地盤流動対策事例²⁾ 図 6.4.2 高速道路橋脚に対する地盤流動対策事例の設計の流れ²⁾



写真 6.4.1 施工状況

(2) 岸壁における事例³⁾

本牧ふ頭における埋立地に計画されているMC-2岸壁は、おおむね完成した状況にあったが、その後の新指針を受け、震災時の横浜港の物流機能の混乱を回避する目的から、耐震岸壁として整備することとなった。

耐震のメカニズムとしては、本岸壁の設計震度が $k_h=0.20$ から耐震岸壁として必要な設計震度 $k_h=0.25$ に引き上げられることにより、安定度が不足する「滑動」と「支持力」に対し、グラウンドアンカーにより鉛直力を増大させ、水平力を低減させて安定を確保している。

工事概要は以下のとおりである。(図 6.4.4 参照)

1) 岸壁諸元

- ・ 計画水深 YP-16m
- ・ 延長 350m
- ・ ケーソン形状 17.5m(B) × 18.1m(H) × 20.0m(L)

2) グラウンドアンカー工

- ・ アンカー材 径 $\phi 63.5$
長さ 77m-85m
設置間隔 2.5m
本数 140本
- ・ 削孔機械 大口径全油圧式ロータリーパーカッション方式 (削孔径 $\phi 216$)

本工事は、前例のほとんどない長尺・大径アンカーの施工ということで、施工精度および品質確保の面で、施工当初から問題点が懸念される工事であったが、問題点を克服し施工することができた。

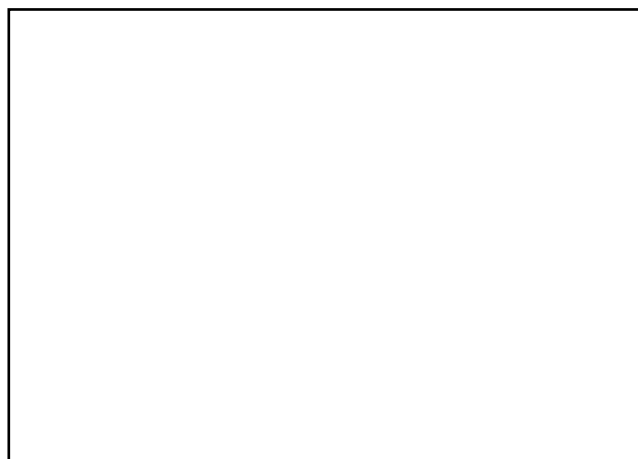


図 6.4.4 標準断面図

(3) 護岸における事例⁴⁾

液状化地盤の側方流動を防止する工法として、護岸背後の地盤を改良して液状化を防止する方法、鋼矢板あるいは鋼管矢板により地中連続壁を構築する方法などが開発され、実地盤に適用されている。しかしながら、これらの工法は施設が密集するコンビナートなどの臨海部施設において、十分な施工スペースが確保できないため適用が困難な場合が多い。護岸背後に鋼管杭を1列に間隔を空けて設置する工法（飛び杭工法）を開発され、図 6.4.5、図 6.4.6 に示すように、三次元静的全応力解析によっても地表面変位の抑制効果が確認されている。

石油貯蔵施設のタンクを側方流動より防護するため、複数の対策工法が検討され、検討の結果、飛び杭工法が、工費が低くかつ工期も短いこと、狭隘な施工空間での施工性から採用に至った。

杭の設置箇所およびアプローチ部が写真 6.4.1 に示すように狭隘な空間であることから、飛び杭の設置にはジャイロプレス工法（鋼管杭に回転力と圧入力を同時に作用させて鋼管杭を連続的に地中に圧入する工法：図 6.4.7 参照）を活用した。

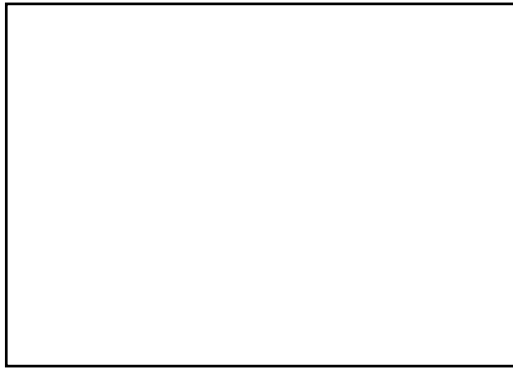


図 6.4.5 三次元静的全応力解析への飛び杭の組み入れ 図 6.4.6 飛び杭による地表面変位の抑制

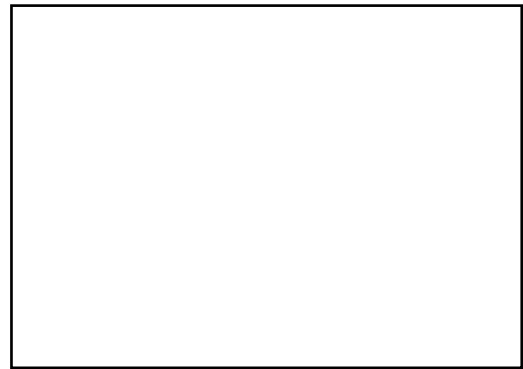


写真 6.4.1 護岸、タンクヤード間での飛び杭の設置状況 図 6.4.7 ジャイロプレス工法による飛び杭の施工

参考文献

- 1) 安田進：総説 既存構造物のための液状化対策の考え方，基礎工 特集：既存構造物のための地盤液状化対策，Vol.34，No.4，pp.5-7，2006.
- 2) 木下琢雄，原隆広：曙運河付近の地盤流動対策設計・施工，基礎工，Vol. 27，No. 4，pp.43-47，1999.
- 3) 小嶋隆，岸本健二，太田和男，恩田勝：グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強，基礎工，Vol.29，No.7，pp.78～80，2001.
- 4) 濱田政則，米川太，武内隆政，加藤一紀：飛び杭工法による液状化地盤の側方流動抑止工の設計と施工，基礎工 特集：地震時地盤変位を受ける基礎工，Vol.51，No.6，pp.102-105，2023.

6.5 既往地震における液状化対策効果の検証事例

図 6.5.1 は、1964 年新潟地震から 2024 年能登半島地震までの既往地震の震央の位置や特徴と地震後の調査結果から得られた改良地盤の効果の実代表的な実証事例について示したものである。同図にみるように、過去の地震における地盤改良による改良効果の有効性が多く確認されているが、本節においては 1964 年新潟地震から 2024 年能登半島地震に至るまでの主な実証事例について、工法ごとに取り上げる。

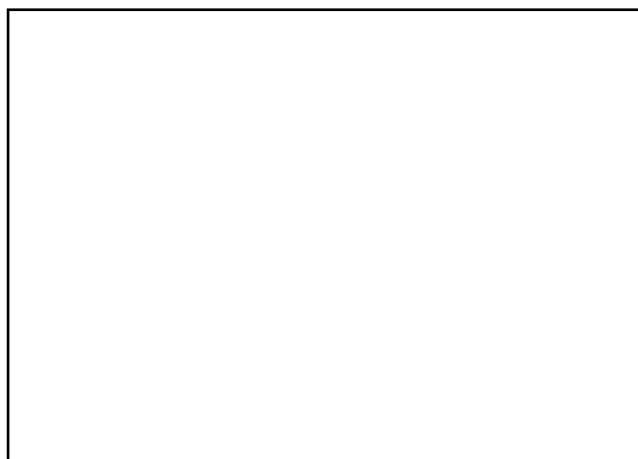


図 6.5.1 過去の地震による改良効果の実証事例 ¹⁾に加筆

記述する地盤改良による液状化対策工法と既往の地震は以下のとおりである。

6.5.1 密度増大工法

1964 年新潟地震，1978 年宮城県沖地震，1983 年日本海中部地震
1995 年兵庫県南部地震，2011 年東北地方太平洋沖地震，
2024 年能登半島地震

6.5.2 固結工法

1995 年兵庫県南部地震，1995 年新潟北部の地震，
2011 年東北地方太平洋沖地震，

6.5.3 間隙水圧消散工法

1993 年釧路沖地震，1994 年三陸はるか沖地震，
2011 年東北地方太平洋沖地震，

6.5.1 密度増大工法

(1) 1964年新潟地震²⁾

新潟市王瀬町にあるタンクでは、地震の際に非改良地盤上のタンクが著しく沈下・傾斜したが、バイブロフローテーション（正三角形 1.5m ピッチ、深さ 5m）で地盤を締固めたタンクはほとんど被害を受けなかった。改良前後の N 値を図 6.5.2 に示すが、深さ 3m 以深の N 値がかなり増大したことが分かる。



図 6.5.2 改良前後の N 値

(2) 1978年宮城県沖地震³⁾

石巻漁港付近におけるタンク3基のタンクヤードで、地震（マグニチュード7.4、震度5）の際に周囲の地盤は液状化を生じたが、サンドコンパクションパイル（直径70cm、正三角形1.8mピッチ、長さ15.5m）で改良されたタンク部に液状化は発生せず、タンクの不等沈下などの被害が生じなかった。無処理地盤と改良地盤のN値を図6.5.3に、液状化抵抗率 F_L を図6.5.4に示すが、無処理地盤では $F_L < 1$ 、改良地盤では $F_L > 1$ であったと推定されている。

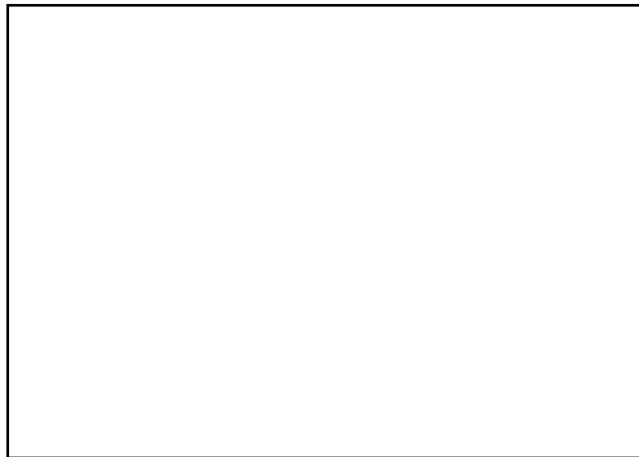


図 6.5.3 土質調査結果

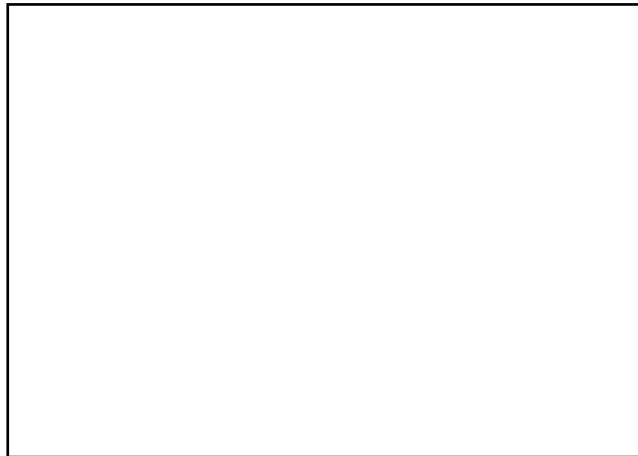


図 6.5.4 締固め前後の液状化安全率

(3) 1983年日本海中部地震⁴⁾

青森駅の西隣海岸には70基のタンクが設置されており、地震の際に敷地内には噴砂・噴水・亀裂が生じたが、サンドコンパクションパイル(直径70cm, 正三角形1.8mピッチ, 長さ11.0m)で改良された数基のタンクでは被害を受けなかった。地盤改良前と改良後のN値及び液状化判定結果を図6.5.5に示すが、改良後は液状化安全率 $FL > 1$ であったため液状化が生じる危険は少なかったと考えられている。

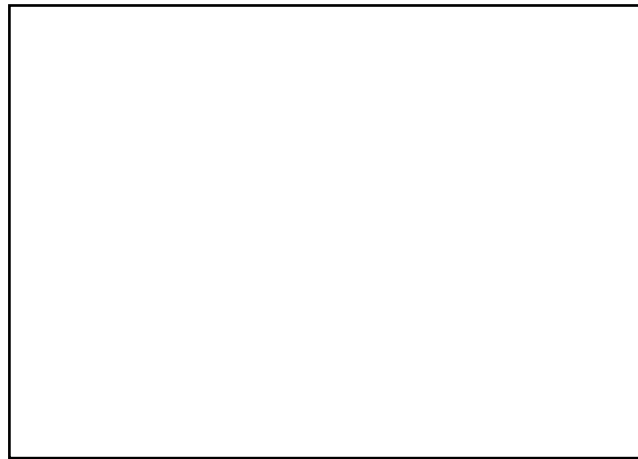


図 6.5.5 土質調査結果

(4) 1995年兵庫県南部地震^{5), 6)}

レベル2地震動である兵庫県南部地震においては兵庫県南部神戸市を中心に甚大な被害をもたらした。神戸市の沖合にある人工島であるポートアイランドと六甲アイランドにおいても図6.5.6に示すように大規模な液状化が発生した。同図は、1995年の兵庫県南部地震直後の航空写真から読みとった噴砂・噴水の発生地点を示したものである。

ポートアイランド(埋立時期;1966~1980)と六甲アイランド(埋立時期:一期1972~1990,二期1986~1996)は、図6.5.7に示すような礫を多く含んだ六甲山系のマサ土や神戸層群で埋め立てられているが、埋立層下部の軟弱粘土の圧密促進や埋立層の支持力増加などのために様々な地盤改良が行われていた(図6.5.8)。



図 6.5.6 ポートアイランド・六甲アイランドでの噴砂・噴水発生箇所

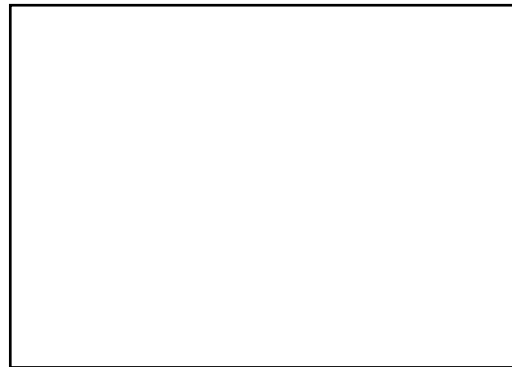


図 6.5.7 ポートアイランドおよび六甲アイランドにおける埋立土の粒径

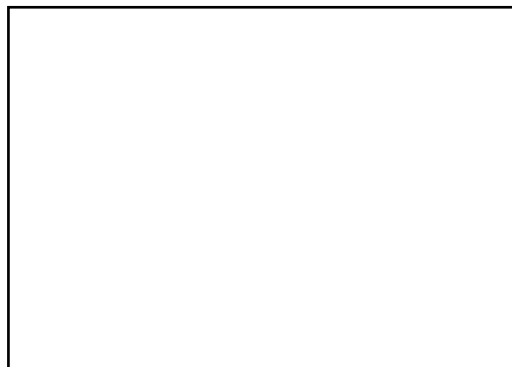


図 6.5.8 ポートアイランドおよび六甲アイランドにおける地盤改良域

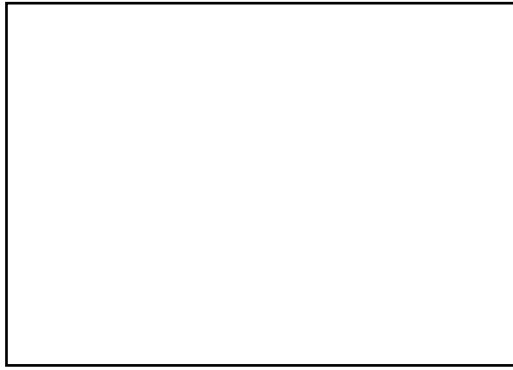


図 6.5.9 各工法における N 値の比較

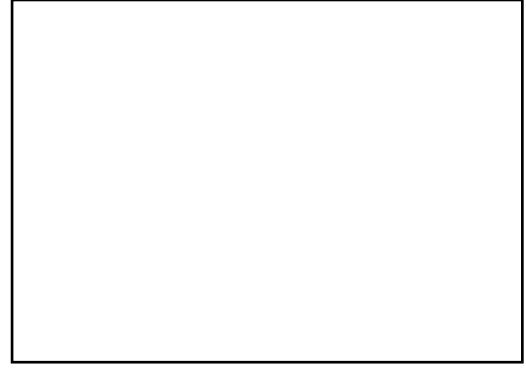


図 6.5.10 地盤改良工法と地盤沈下量の関係

施工された地盤改良の各工法における N 値と非改良域の N 値を図 6.5.9 に示す。同図より締固め工法（ロッドコンパクション(RC), サンドコンパクションパイル(SCP)) では N 値が 10~20 程度増加しており、締固め工法による地盤改良区域では、噴砂・噴水の発生が見られない状況と一致している。また、図 6.5.10 に各工法毎の沈下量の分布をまとめているが、未改良域では平均的に 40~50cm 発生しているのに対し、締固め工法により改良された箇所ではほとんど沈下が見られないことがわかる。これらの結果より、地表最大加速度で 600gal 程度の非常に大きな地震動であっても対策により液状化の発生が抑制できたものと推察される。

一方、圧密沈下促進の目的で実施されたサンドドレーン（置換率 2~5%）とプレローディング工法で改良された N 値 14~25 程度の地盤では沈下が平均 12cm と未改良域に比べて小さかった。サンドドレーンとプレローディング工法で改良した N 値の増加を図 6.5.11 に示しており、深部では 10 以上増加していることがわかる。また、プレローディング工法（高さ 10m 程度）だけで改良された場所（プレロードをかけた時の N 値 12~22 程度）では平均 30cm の沈下であった。

また、淡路島津名町では、地震の際に非改良地盤で噴砂・噴水、道路アスファルトの浮上が発生したが、重錘落下締固め工法（重錘 12t）で改良した地盤では直接支持された海洋動物用大型水槽及び付属施設に沈下などの異常はなかった。改良前後の N 値を図 6.5.12 に示すが、改良後には 10 程度の N 値増加が得られている⁷⁾。



図 6.5.11 サンドドレーンとプレローディング工法で改良した N 値の増加

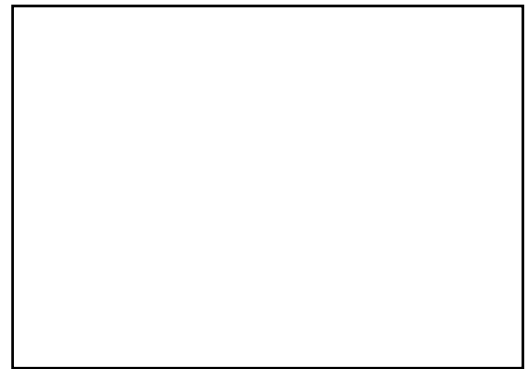


図 6.5.12 改良前後の N 値

(5) 2011 年東北地方太平洋沖地震⁸⁾

2011 年東北地方太平洋沖地震の発生に伴い、震央から約 380～400km 離れた東京湾湾岸部でも広範囲に液状化が発生し、その規模は総面積 41km² にも及んだ。液状化の発生地点の中においても、液状化対策をはじめとするさまざまな種類の地盤改良工事が施されており、地震発生直後より過去の施工箇所の点検を行なった結果、すべての地盤改良の施工箇所で被害のないことが確認されている。

江東区辰巳に位置する日本赤十字社辰巳血液センターは免震構造の 5 階建て、建物本体は杭により支持されており、液状化判定の結果、液状化の可能性のあったことから、液状化対策として静的締固め砂杭工法が採用された。このときの地盤改良に対する要求性能は、以下のとおりである。

- ① 地表面最大加速度 200gal（中地震）に対して、すべての地点で液状化安全率 $F_L \geq 1.0$ を満足すること。
- ② 地表面最大加速度 350gal（大地震）に対して、平均液状化安全率 $F_L \geq 1.0$ かつ地表面動的変位 D_{cy} （繰返しせん断ひずみであり、液状化の程度の指標である） $\leq 5\text{cm}$ であること。

同目標値を満足する改良仕様は、砂杭(砂杭径 700mm)の打設間隔は 1.5m の正方形配置(改良率 $a_s=16.7\%$) で改良深度は 12m となった。建物外周部には、排水性の高い単粒度砕石を用いた砕石杭を 2 列千鳥配置 (0.75m×1.5m) し、周辺からの液状化の影響を防いでいる。(図 6.5.13 参照)

当地での改良前後の F_L 値の深度分布図を図 6.5.14 に示しているが、改良域周辺の状況に相当するので、 F_L が 1 を大きく下回っているのは、周辺では噴砂が発生し沈下が生じている状況と一致している。一方、改良後の F_L 値は TP-6m 付近で F_L が 1 を下回っていることがわかる。このように、一部 F_L 値が 1.0 を下回るデータが含まれていたとしても液状化による被害は生じておらず、締固めによる改良地盤は有効に機能したと考えられる。



図 6.5.13 平面図



図 6.5.14 F_L 値の深度分布

(6) 2024 年能登半島地震⁹⁾

2004 年中越地震により長岡市中之島中条において、堤防の被害が発生した。地盤データや周辺の噴砂状況などの調査の結果、液状化対策として、早期復旧、効果の確実性、経済効果や実績をもとに静的締固め砂杭工法(非振動式 SCP 工法)が採用された(図 6.5.15)。その後、震央に近い 2007 年中越沖地震においても長岡市町軽井付近の堤防の被害が発生し、前回の地震時と同様の工法で対策された(図 6.5.16)。

図 6.5.17 に信濃川左岸、長岡市寺泊町軽井周辺における中越沖地震および 2024 年能登半島地震の際に発生した変状の概況を示す。中越沖地震(液状化対策前)では、亀裂、クラック、噴砂が多数確認され、噴砂が縦断方向に連続して確認されたのに対し、能登半島地震(液状化対策後)では、亀裂、クラック、噴砂が部分的かつ離散的であり、変状は極めて軽微であった。この時の長岡市中之島における震度は 6 弱で、中越沖地震の時の長岡市小国町の 6 強に比べて若干小さかった。

堤防の液状化対策として町軽井地区において施工した SCP 工法は、中越沖地震の際に確認された堤防縦断方向のクラックが発生していないこと等から判断すれば、有効に機能したと考えられる。



図 6.5.15 新潟県中越地震後の対策工概要
(長岡市中之島中条)

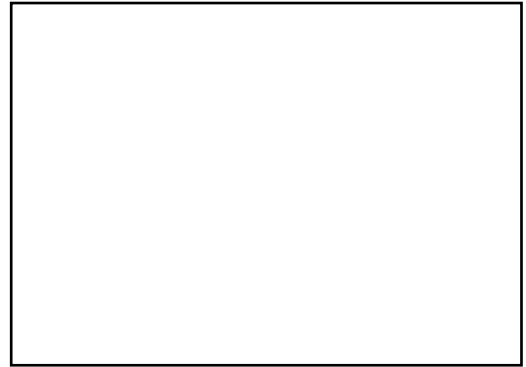


図 6.5.17 新潟県中越沖地震時と能登半島地震時
の変状状況



図 6.5.16 新潟県中越沖地震後の対策工概要
(長岡市寺泊町軽井)

6.5.2 固結工法

(1) 1995年兵庫県南部地震^{10), 11)}

昭和10年に礫混じり砂質土で埋め立てられた神戸港中突堤の埠頭上に、地上14階、高さ60mの高層建築物が建設された。N値は10以下の軟弱層であり、液状化の可能性が指摘されたことから、敷地上の制約や周辺の護岸構造物への影響を考慮して、深層混合処理工法による格子状地盤改良が採用された。

液状化対策工と建築物との関係は、図6.5.18に示すとおりである。改良体の配合は、B種高炉セメントを 200kg/m^3 とすることで、一軸圧縮強さ 5.5MPa を確保している。

図6.5.19に示すように、兵庫県南部地震により、埠頭周辺の護岸ケーソンが海側へ水平変位約2m、沈下量50~70cm程度、エプロン部分の沈下量約2mとなっていたにもかかわらず、格子状改良体内では噴砂・噴水の跡は一切見られなかった。

また、震災後、観測地震記録を用いてSuper-FLUSHによる動的応答解析を行ったところ、格子外では過剰間隙水圧が液状化ラインに達したにもかかわらず、格子内の過剰間隙水圧が液状化ラインに達していないことが確認されており、被害調査結果と良い対応を示したことが報告されている。



図 6.5.18 格子状改良地盤の配置

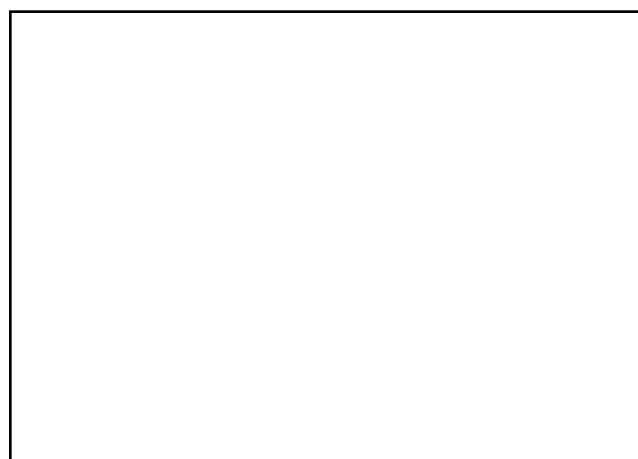


図 6.5.19 埠頭の南側岸壁の被害後断面概

(2) 1995年新潟北部の地震¹²⁾

信濃川下流部にて実施した格子状深層混合処理工法の効果について、新潟北部で発生した地震（マグニチュード 6.0、震度 4）による加速度および間隙水圧が記録され、その時の効果が以下のとおり確認された。

- ① 改良部の過剰間隙水圧は、未改良部に比べて抑制される。
- ② 未改良部より改良部の方が基盤の加速度に対する応答倍率が小さい。
- ③ 加速度フーリエスペクトルから、未改良部と改良部では地盤の地震応答特性が異なる。

改良仕様を図 6.5.20 に、観測された間隙水圧の経時変化を図 6.5.21 に示す。



図 6.5.20 液状化対策工（平面図，断面図）

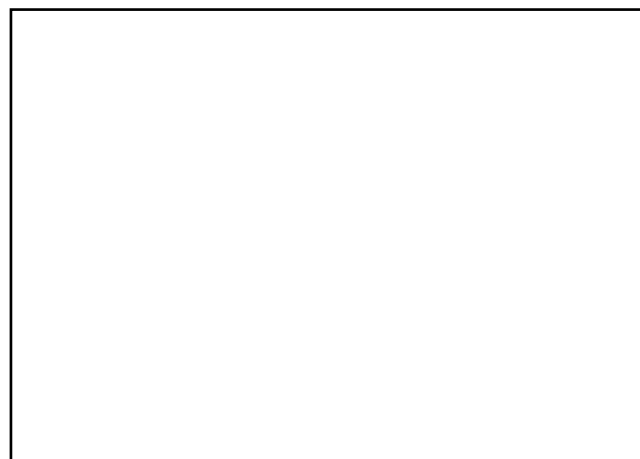


図 6.5.21 間隙水圧の経時変化

(3) 2011年東北地方太平洋沖地震¹³⁾

東北地方太平洋沖地震においては、東北地方を中心に甚大な被害を被ったが、仙台空港においても地震だけではなく津波による被害をも受けた。滑走路や誘導路には縦断方向のクラックが発生し、誘導路と県道地下道交差には沈下が発生し、ボックスカルバートび両側の埋め戻し土に液状化が発生したものと推定された。

地震前の検討で躯体周辺の埋戻し土の液状化が想定され、地盤改良仕様および対策範囲が設定された。図 6.5.22 に平面図、図 6.5.23 に断面図を示す。その結果、地下埋設物躯体に接する部分は三重管式高圧噴射攪拌工法で固化改良し、その外辺のすり付け区間を浸透固化処理工法あるいは静的圧入締固め工法で対策を施してある。空港工事の特性から、夜間に施工し早朝に安全に交通解放が可能な工法として、上記工法を選択している。これらの地盤改良施工済みの部分は無被災であったのに対し、未施工部分は局所的な沈下が発生し供用が不可能となった。

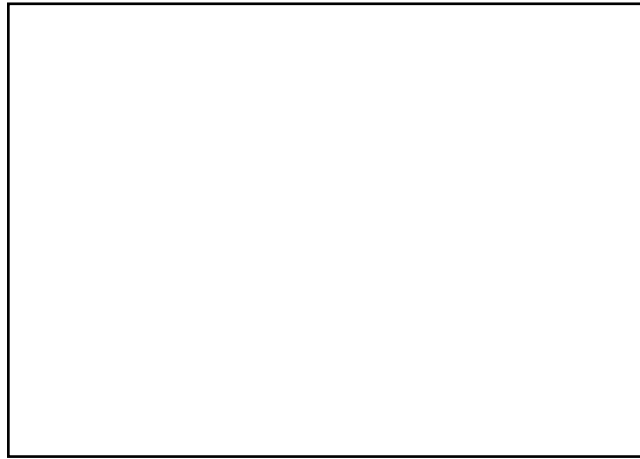


図 6.5.22 液状化対策平面図



図 6.5.23 液状化対策断面図

6.5.3 間隙水圧消散工法

(1) 1993年釧路沖地震¹⁴⁾

北海道釧路港湾内で、地震の際に非改良地盤の岸壁では噴砂・亀裂・段差など液状化による大きな被害を受けたが、グラベルドレーン（直径40cm）やサンドコンパクションパイロおよびそれらの併用で改良された岸壁では被害を受けなかった。改良された岸壁の断面図を図6.5.24に示す。



図 6.5.24 岸壁の地盤改良断面図

(2) 1994年三陸はるか沖地震

八戸港では、地震の際に非改良地盤で噴砂や地盤沈下などの液状化被害を受けたが、グラベルドレーン（直径50cm、正方形2.1mピッチ、掘削長10.5m）やサンドコンパクションパイロで改良された地区では液状化による被害を受けなかった。改良地盤の土質柱状図を図6.5.25に示す。



図 6.5.25 改良地盤の土質柱状図

八戸第2工業港3号埠頭は、馬淵川の下流に位置することもあるため、N値5～10程度で図6.5.26に示す粒度の緩い細砂層が13mにわたって堆積しており、液状化が懸念されたため、

液状化対策工が施工された（図 6.5.27）。一期工事ではサンドコンパクションパイル工法が採用されたが、二期工事では既設構造物への影響が懸念されたことから、グラベルドレーン工法が採用された。工法仕様は、単粒度碎石 7 号（2.5mm～5.0mm）、杭径 500mm、杭間隔 2.7m である^{14), 15)}。

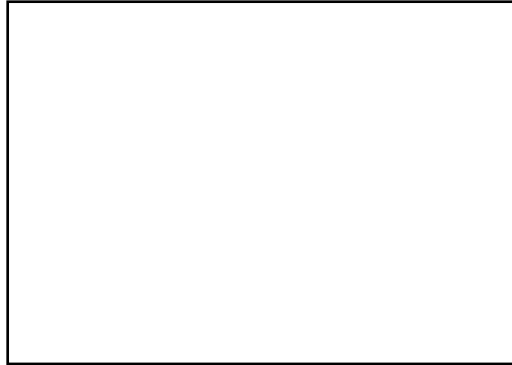


図 6.5.26 三陸はるか沖地震における八戸港の液状化地盤の粒度分布



図 6.5.27 八戸飼料穀物コンビナート見取図（八戸市八太郎地区 3 号埠頭）

付近では、非改良域に噴砂現象が見られ、路面の沈下が生じたが、改良域では噴砂現象は確認されなかった。さらに改良域に設置されたベルトコンベア基礎にも被害はなく、いち早い操業の再開を可能とした。また、同港 4 号埠頭の岸壁背面のパーパードレーン工法施工範囲（図 6.5.28）でも、噴砂現象はなく、非改良域との間で沈下抑制効果が確認されている。

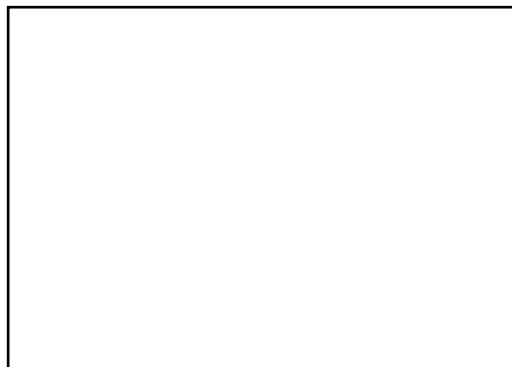


図 6.5.28 4 号埠頭の岸壁の横断図

(3) 2011年東北地方太平洋沖地震¹⁶⁾

浦安市では住宅公団（当時）によって昭和 50 年頃から高層あるいは中低層の住宅建設が行われたが、これらの地区のうち、入船での建設地区は、図 6.5.29 に示すように締固めによる支持力増加、液状化防止を目的にサンドコンパクションパイル（SCP）工法が採用され、主に 3 階建壁式鉄筋コンクリート造の建物の基礎に適用された。また、グラベルドレーン（GD）工法も液状化防止の目的で 2, 3 階建建物に採用された。それぞれの建物の基礎形式は直接基礎（連続基礎）で、建物壁側面の交点には長さ 8m の周面摩擦杭として節杭が打設されている。SCP 工法の改良仕様は杭径 $\phi 800\text{mm}$ 、2m の正方形配置（改良率 $as=12.5\%$ ）、改良長 10m で、改良範囲は構造物周辺の 5m である。一方、GD 工法の主な改良仕様は杭径 $\phi 400\text{mm}$ で 1.8m の正三角形配置である。これらの杭配置図の一例を図 6.5.30 に示す。

当エリアでは地震時に団地周辺の未改良部で周辺の道路部での液状化に影響されたためか噴砂が発生し、団地敷地内でも図 6.5.29 に示す一部の未改良域で噴砂が発生したとのことである。一方、改良域では液状化や被害は発生しておらず、液状化対策の有効性が確認されている。

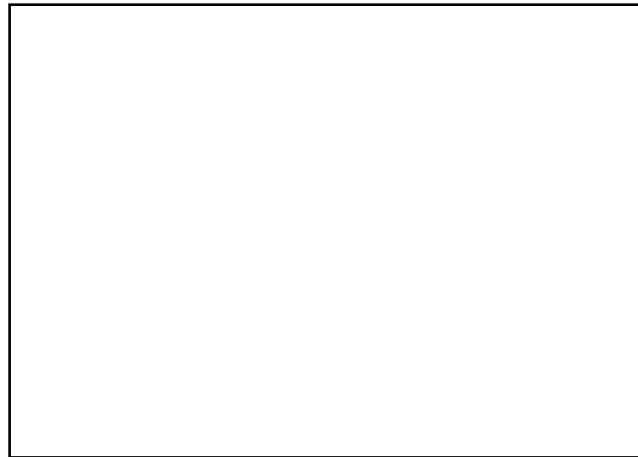


図 6.5.29 平面図



図 6.5.30 杭配置図の一例

参考文献

- 1) 大林淳, 原田健二: サンドコンパクション (SCP) 工法による締固め地盤の地震時挙動とその評価, 基礎工, Vol.44, No.1, pp.51~53, 2016.
- 2) 渡辺隆: Damage to Oil Tank Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and their Restoration, Soils and Foundations, Vol.6, No.2, 1966.
- 3) Ishihara et al. : Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake, 土質工学会論文報告集, Vol.20, 1980.
- 4) 土木学会編: 1983年日本海中部地震震害調査報告書, pp.255-266, 1986.
- 5) S. Yasuda, K. Ishihara, K. Harada and N. Shinkawa: Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Special Issue of S&F, pp.99-107, 1996.
- 6) 安田進: 阪神・淡路大震災における液状化対策工法の効果, 基礎工, Vol.23, No.12, pp.28-31, 1995.
- 7) 地盤工学会, 土木学会, 日本機械学会, 日本建築学会, 日本地震学会: 阪神・淡路大震災調査報告-土木構造物の被害原因の分析, pp.104-116, 1998.
- 8) 原田健二, 大林淳, 吉富宏紀: 建築物における締固め工法による液状化対策効果の検証, 基礎工, Vol.40, No.12, pp.47~49, 2012.
- 9) 半田歩夢, 辰祐也, 浅野保夫: 信濃川中流域における河川堤防の液状化対策の効果発言事例~令和6年能登半島地震を受けて~, 令和6年度北陸地方整備局事業研究発表会, 2024.
- 10) 鈴木吉夫, 斎藤聰, 木村玄, 木林長仁, 細見尚史: 格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告, 基礎工, Vol.23, No.10, pp.54~58, 1995.
- 11) 地盤工学会: 地盤工学実務シリーズ18液状化対策工法, pp.311~315, 2004.
- 12) 西本春男他: 深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録, 第13回土木学会新潟会研究調査発表会論文集, pp.255-259, 1995.
- 13) 水上純一: 仙台空港基本施設の被災概要, 基礎工, pp.89~91, 2012年4月
- 14) 塩井幸武: 地震と土木構造物, 基礎工, Vol.23, No.10, pp.2~9, 1995.
- 15) 塩井幸武: 三陸はるか沖地震による液状化現象と対策工の効果, 基礎工, Vol.23, No.12, pp.22~27, 1995.
- 16) 安田進, 原田健二, 石川敬祐: 東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害, 地盤工学ジャーナル, Vol. 7, No.1, pp. 103-115, 2012.

