共同研究報告書
整理番号第282号

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）

小径ドレーン工法
設計・施工マニュアル

（６分冊の５）

平成14年９月

独立行政法人 土木研究所
(財)先端建設技術センター
(株)錢高組

Copyright © (2002) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第 282 号 2002 年 9 月

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）

小径ドレーン工法
設計・施工マニュアル
（6 分冊の 5）

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主任研究員	小野寺　誠一
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	研究員	井谷　雅司
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	交流研究員	河村　敏伸
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	主任研究員	西谷　雅弘
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	研究員	梅原　剛
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	交流研究員	渡辺　達哉
株式会社錢高組	技術本部　技術研究所	副所長	水取　和幸
株式会社錢高組	技術本部　技術研究所	主席研究員	高津　忠
株式会社錢高組	技術本部　技術研究所	研究員	原田　尚幸
株式会社錢高組	技術本部　技術研究所	研究員	角田　晋相
株式会社錢高組	土木本部　技術部	課長	渡辺　淳
株式会社錢高組	土木本部　技術部	副課長	谷野　洋一

要　旨

桁下空間や近接構造物の影響が少ない効率的な耐震補強工法の開発を目的とし、独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間 12 社により、平成 11 年度から 3 ヶ年間にわたり「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書（6 分冊の 5）は、小径ドレーン工法の設計・施工法をとりまとめたものである。

キーワード：小径ドレーン工法、設計・施工マニュアル

ま え が き

既設橋梁の耐震補強や液状化対策にあたっては、基礎の補強が必要となる場合がある。しかし、既設基礎を補強する場合、桁下空間による制約、都市部においては近接構造物による制約などがあり、一般に十分な施工空間を確保できない厳しい現場条件下における作業が要求される。このような場合には、従来の増し杭工法や地盤改良工法では、その適用が困難なことが多い。

そこで、既設橋梁直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術、液状化対策技術を開発することを目的に、独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間12社により、平成11年度から13年度まで共同研究を実施した。

その結果、施工性に優れ、経済的な耐震補強技術、液状化対策技術として、①高耐力マイクロパイル工法、②ＳＴ(Strong Tubfix)マイクロパイル工法、③ねじ込み式マイクロパイル工法、④小径ドレーン工法および⑤Kui Taishin-ＳＳＰ(Super Strengthening Pile Bents)工法の５つの工法を開発した。

「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）」は、平成13年度に行った研究成果、各工法の設計・施工マニュアルをとりまとめたものであり、以下により構成される。

- 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）　（６分冊の１）
- 同　上　　高耐力マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の２）
- 同　上　　ＳＴマイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の３）
- 同　上　　ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の４）
- 同　上　　小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の５）
- 同　上　　Kui Taishin-ＳＳＰ工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の６）

本分冊は、上記のうち、「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）　小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル（６分冊の５）」であり、小径ドレーン工法の工法概要、設計法、施工法、設計計算例などについてとりまとめたものである。

小径ドレーン工法ＷＧメンバー

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主任研究員	小野寺誠一
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	研究員	井谷雅司
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	交流研究員	河村敏伸
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	主任研究員	西谷雅弘
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	研究員	梅原　剛
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	交流研究員	渡辺達哉
（株）錢高組	技術本部　技術研究所	副所長	水取和幸
（株）錢高組	技術本部　技術研究所	主席研究員	高津　忠
（株）錢高組	技術本部　技術研究所	研究員	原田尚幸
（株）錢高組	技術本部　技術研究所	研究員	角田晋相
（株）錢高組	土木本部　技術部	課　長	渡辺　淳
（株）錢高組	土木本部　技術部	副課長	谷野洋一

小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル
目　　次

第Ⅰ部　工法概要
1章　小径ドレーンの構造 …… 1
2章　小径ドレーンの施工工程 …… 2
3章　小径ドレーンの特長 …… 3
3.1　設計面の特長 …… 4
3.2　施工面の特長 …… 4
3.3　設計・施工上の留意事項 …… 4
4章　これまでの研究内容 …… 5
4.1　試験施工 …… 5
4.2　材料性能試験 …… 7

第Ⅱ部　設計マニュアル
1章　総　則 …… 9
1.1　適用範囲 …… 9
1.2　用語の定義 …… 9
2章　材　料 …… 12
2.1　小径ドレーンおよび継手 …… 12
2.1.1　小径ドレーン …… 12
2.1.2　小径ドレーンの継手 …… 17
2.2　ドレーンマット …… 17
3章　調　査 …… 20
3.1　調査の種類 …… 20
3.2　構造条件等の調査 …… 22
3.3　地盤条件の調査 …… 23
3.4　施工条件の調査 …… 26
4章　設計法 …… 27
4.1　設計の基本方針 …… 27
4.2　設計の手順 …… 28
4.3　設計に関する基本事項 …… 31
4.3.1　耐震設計上考慮すべき荷重 …… 31
4.3.2　液状化に対する抵抗率 …… 32
4.3.3　設計用定数 …… 32
4.3.4　設計用地震パラメータ …… 35
4.4　改良範囲・改良形態の設定 …… 36
4.5　レベル1地震時に対する照査 …… 39
4.5.1　照査の基本 …… 39
4.5.2　杭反力および変位の計算 …… 40
4.5.3　杭体の照査 …… 40
4.6　レベル2地震時に対する照査 …… 41
4.6.1　照査の基本 …… 41
4.6.2　断面力、杭頭反力および変位の計算 …… 41
4.6.3　基礎の降伏 …… 43
4.6.4　許容塑性率および許容変位 …… 43
4.6.5　部材の照査 …… 44
4.7　改良仕様の設計 …… 45

第Ⅲ部　施工マニュアル
1章　総　則 …… 54
1.1　適用範囲 …… 54
1.2　用語の定義 …… 54
2章　施工に関する一般事項 …… 55
2.1　基本事項 …… 55
2.2　事前調査 …… 55
2.3　施工計画 …… 57
3章　施工法 …… 59
3.1　施工工程 …… 59
3.2　主要機械設備 …… 60
3.3　準備工 …… 66
3.4　小径ドレーンの打込み …… 68
3.5　ドレーンマットの敷設 …… 71
4章　施工管理 …… 73
4.1　施工管理項目 …… 73
4.2　品質管理 …… 75
4.3　工程管理 …… 76
4.4　安全管理 …… 76
4.5　環境保全 …… 76
4.6　施工記録 …… 78

参考資料　設計計算例
1．概　要 …… 79
2．既設基礎の設計条件 …… 79
2.1　構造条件 …… 79
2.2　地盤条件 …… 82
3．既設基礎の耐震性照査 …… 83
3.1　レベル1地震時に対する照査 …… 83
3.1.1　設計条件 …… 83
3.1.2　照査結果 …… 85
3.2　レベル2地震時に対する照査 …… 87
3.2.1　設計条件 …… 87
3.2.2　照査結果 …… 87
4．既設基礎の液状化対策 …… 93
4.1　設計方針および手順 …… 93
4.2　改良範囲・改良形態の設定 …… 94
4.3　想定した土質定数の低減係数による耐震性照査 …… 95
4.3.1　レベル1地震時の設計条件 …… 95
4.3.2　レベル1地震時に対する照査結果 …… 97
4.3.3　レベル2地震時の設計条件 …… 99
4.3.4　レベル2地震時に対する照査結果 …… 99
4.3.5　照査結果のまとめ …… 102
4.4　改良仕様の設計 …… 103
4.4.1　設計条件 …… 103
4.4.2　設計内容 …… 105
4.5　小径ドレーンの配置例 …… 107

第Ⅰ部　工法概要

1章　小径ドレーンの構造

小径ドレーン工法（Screen Pipe Drain Method）とは、図-1.1に示すように、桁下空頭制限や用地境界が近接した制約の厳しい施工条件下においても簡易な液状化対策を可能とした地盤改良技術である。施工は軽量小型の施工機械を使用するため空頭高さ 3.0m、施工幅 2.0m で可能であり、既設構造物直下を含む飽和砂地盤中にφ50～100 ㎜のスクリーン管を 500～1,500 ㎜間隔で、所定の深度まで鉛直または斜めに打込むものである。

小径ドレーンの構造を図-1.2に示す。小径ドレーンは無孔鋼管の口元管、ドライブポイント（ロッド先端の保護と砂溜まりを兼用）およびウェッジ型ワイヤーを用いた水平連続Vスロット構造のスクリーン管で構成されている。また、ウェッジ型ワイヤーは、打設時の砂粒子の流入を防止する目的で、打設方向に6°程度まで傾斜させることも可能である（図-1.3）。

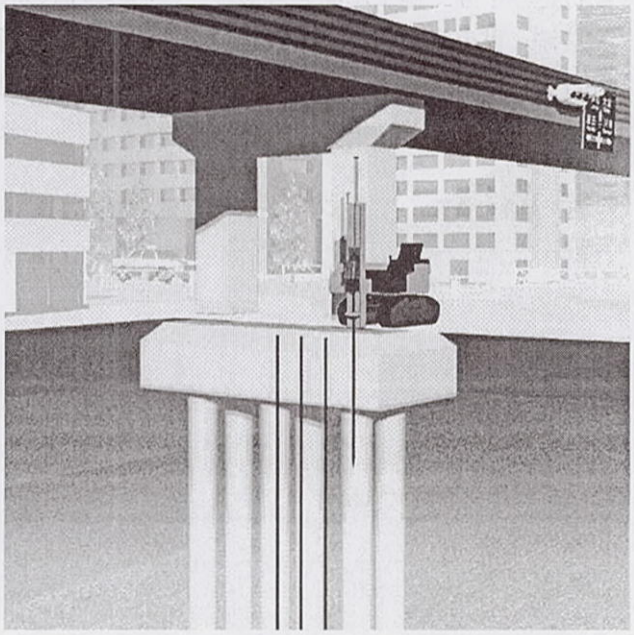


図-1.1　既設基礎の液状化対策イメージ
（小径ドレーン工法の施工概要）

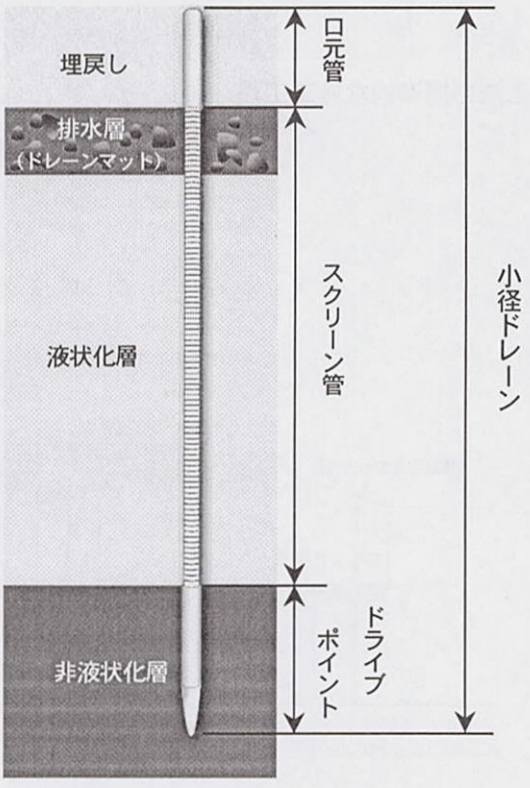


図-1.2　小径ドレーンの構造

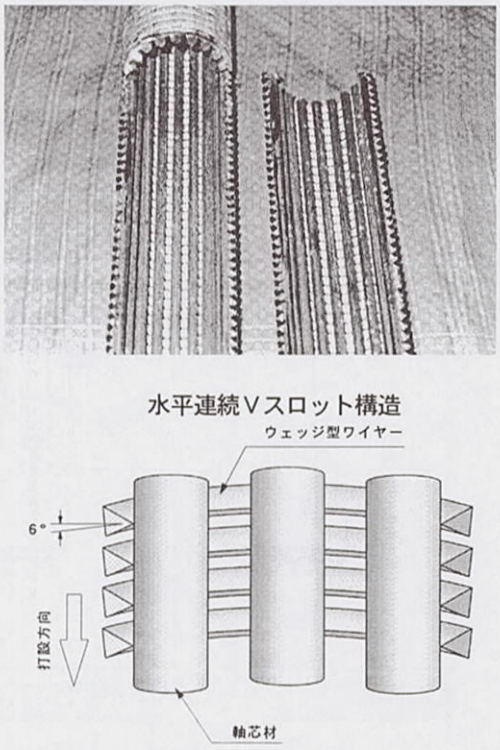


図-1.3　スクリーン管の詳細

2章　小径ドレーンの施工工程

小径ドレーン工法の標準的な施工工程を図-2.1に示す。また、人力運搬可能な施工機械によるフーチング直下部の施工例を図-2.2に示す。

①打込み準備：施工基面を整形し、打込み位置の芯出しをする。

②接続・貫入：スクリーン管を順次接続しながら所定の深度まで貫入する。

③打止め確認：所定の深度まで小径ドレーンを打設したことを確認する。

④排水層設置：ドレーンマットを敷設し、掘削土等で地表面まで埋戻す。

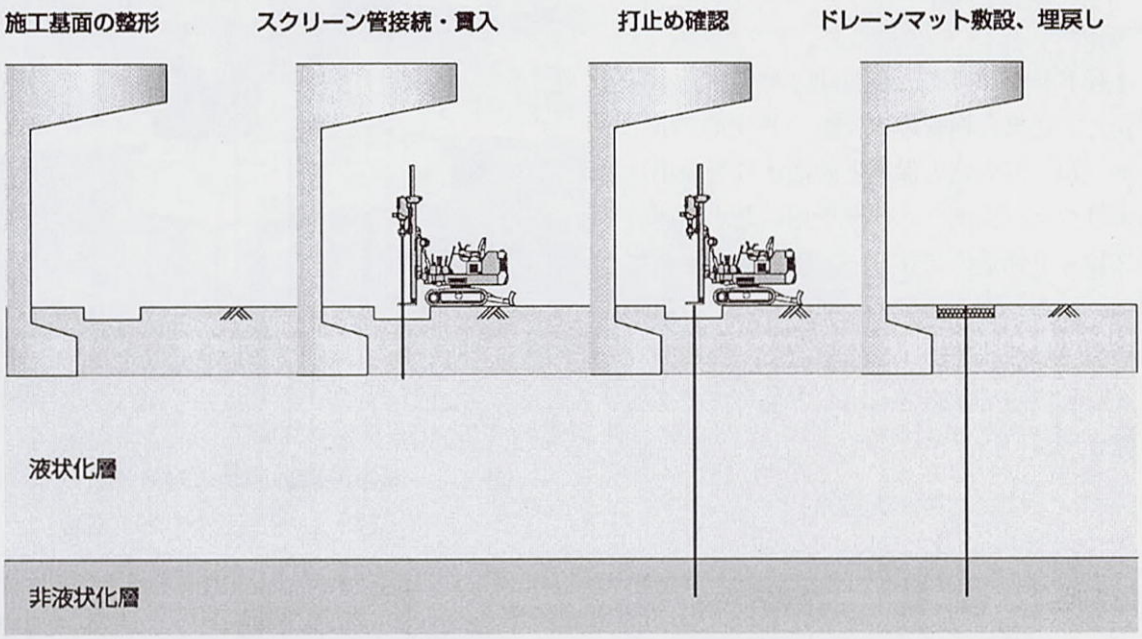


図-2.1　小径ドレーン工法の標準的な施工工程

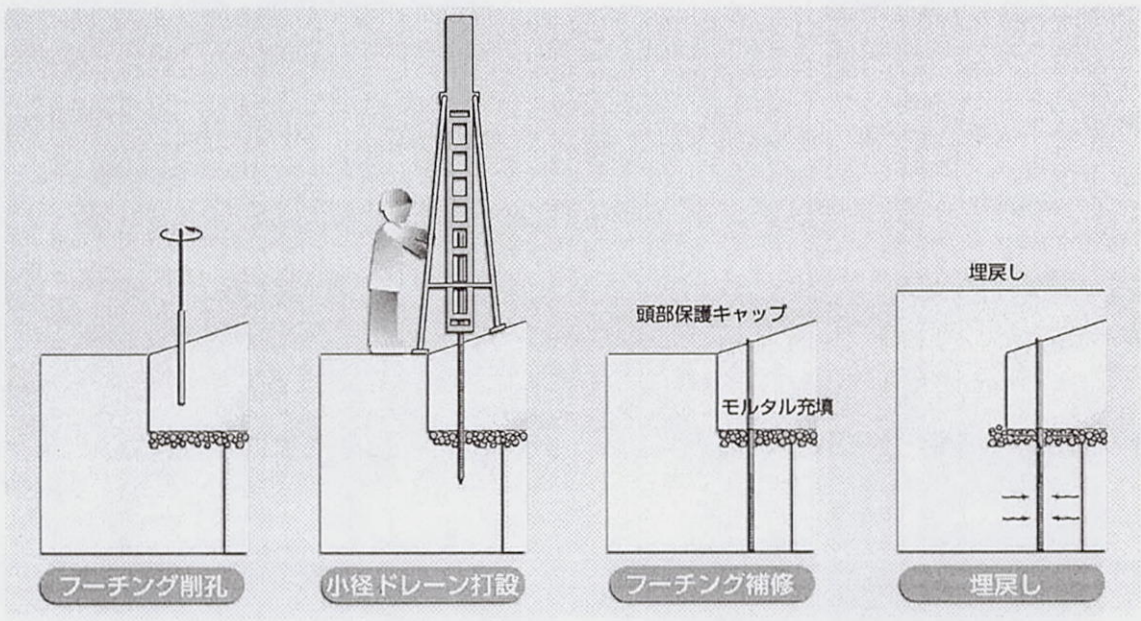


図-2.2　フーチング直下部の施工例（施工機械：衝撃式削進機）

3章　小径ドレーンの特長

小径ドレーン工法は、液状化が予想される地盤に適切な間隔で配置されたドレーン材（スクリーン管）により、地震時に発生する過剰間隙水圧を急速に地表や排水層に逃がし（図-3.1）、液状化の原因となる地下水圧の上昇を抑えるとともに早期に消散させ、地盤の鉛直・水平地盤反力を保持することで（図-3.2）既設基礎の液状化被害を防止あるいは軽減させる工法である。小径ドレーン工法による液状化対策の概要および小径ドレーンからの排水状況を図-3.3、図-3.4 に示す。

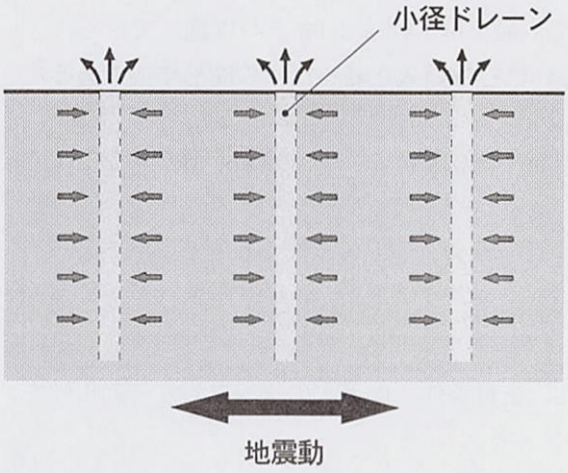


図-3.1　地震時の間隙水の流れ

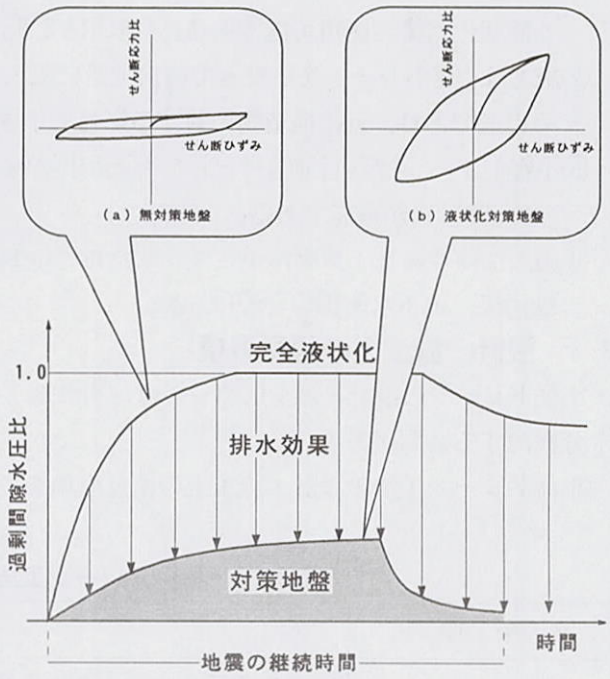


図-3.2　小径ドレーンによる排水効果

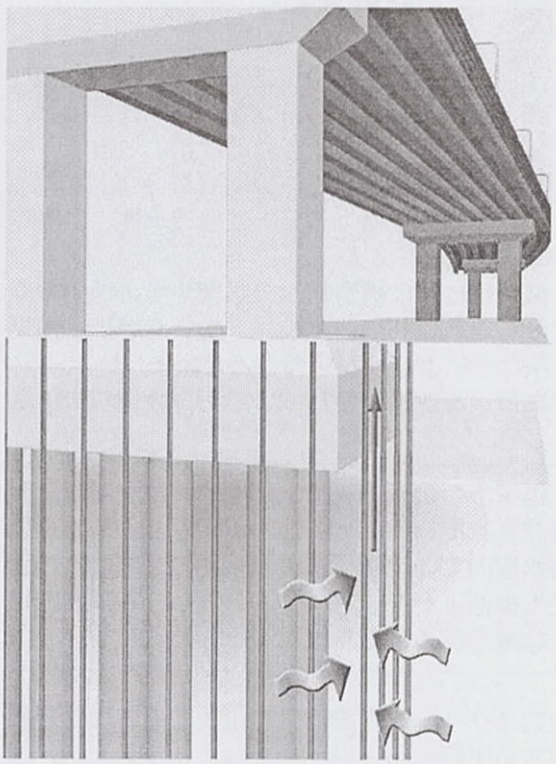


図-3.3　小径ドレーン工法による
既設基礎の液状化対策概要



図-3.4　小径ドレーンからの排水状況

小径ドレーン工法の設計・施工面の特長、および設計・施工上の留意事項を次に示す。

3.1　設計面の特長

①小径ドレーンは十分な強度、耐久性、排水性能があり、レベル１地震時においてはグラベルドレーン工法や他の人工材ドレーン工法と同等以上の対策効果が期待できる。

②レベル２地震時（タイプⅠ）においても完全液状化に至ることなく、地盤反力が期待できる。

3.2　施工面の特長

①施工機械が軽量小型で操作性に優れているため、用地制限や空頭制限など様々な制約条件下にある液状化対策に適用可能である。（空頭は 3.0m まで、最小施工幅は 2.0m あれば施工できる。）

②施工は小径ドレーンを無排土で直接地盤に圧入あるいは打撃貫入させるだけの簡易作業であるため迅速であり、近接構造物に対する影響も小さい。

③小径ドレーンは斜面補強材としても適用例が多数あり、構造物条件、施工条件に応じた斜め打設（0～90°）が可能である。

④施工に伴う騒音・振動は小さく、また地盤改良材として薬液、セメント等を使用しないため、土壌汚染、地下水汚染の心配はない。

3.3　設計・施工上の留意事項

小径ドレーンの設計・施工に際しては、当該施工条件、土質条件、地下水の状況に対する適用性を十分検討する必要がある。

小径ドレーン工法の設計・施工上の留意事項を表-3.1 に示す。

表-3.1　小径ドレーン工法の設計・施工上の留意事項

条　件		適　用　性
地盤条件	液状化地盤	これまでの小径ドレーンの実績により、N＜30 の砂地盤、砂礫地盤においては施工性が確認されている。しかし、互層となっている液状化地盤で、中間に岩等の堅い層が入っている場合や粘土層が存在する場合は、強度や粒度、分布程度を十分調査、検討した上で試験施工により施工性や透水性、出来形を確認することが望ましい。 レベル２地震時においては、液状化に伴う構造物への影響や対策効果の確実性などに未解明な部分が残されており、詳細には小径ドレーンの排水効果を適切に表現できる数値解析手法などにより検討することが望ましい。 また、構造物の重要度に応じた最適な改良範囲についても、数値解析手法などを用い設定することが望ましい。
	地下水の状況	これまでの施工実績により、地下水の状態（流速、被圧、負圧など）に関係なく施工可能であることが確認されている。しかし、地下水質、地下水環境の変化の程度によっては、帯水層内での化学反応、微生物の増殖により長期的な目詰まりが起こり排水能力の低下が懸念される。したがって、水質試験および他の実施例などの十分な調査が必要である。
施工条件	周辺環境への影響	小径ドレーンはφ50～100 ㎜のスクリーン管を地盤に圧入あるいは打撃貫入させるため、近接構造物に対する影響は小さい。ただし、打撃貫入時には防音シートを用いるなど周辺環境に留意する必要がある。

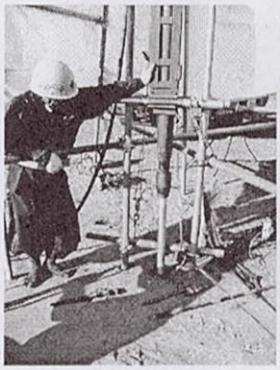
４章　これまでの研究内容

4.1　試験施工[1)]

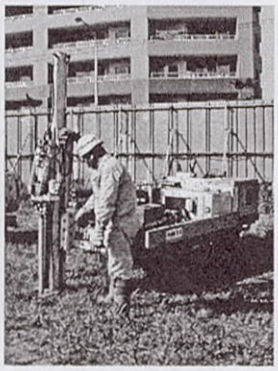
小径ドレーンの施工性や出来形、水平抵抗保持特性・支持力保持特性を確認するため、実大の試験施工を行い、原位置液状化実験を実施した。これまでの試験施工・実験例を表-4.1 に、施工および実験状況を図-4.1～図-4.10 に示す。

表-4.1　小径ドレーンの試験施工・原位置液状化実験例

項目	目 的	内　容		測定項目
施工実験	実工事への適用性把握	打設能力、施工精度の確認		最大打設深度 施工速度 鉛直精度 騒音・振動
原位置液状化実験	対策効果の確認	排水性能の確認		ドレーン間中央の加速度、間隙水圧
		構造物への影響把握	水平地盤反力係数	杭の水平変位量
			地盤の変形係数	カウンターウエイトの沈下量



衝撃式削進機



打撃貫入式マシン



油圧圧入式マシン



振動圧入式マシン

図-4.1　小径ドレーンの打込み状況
（衝撃式削進機および小型ボーリングマシン）

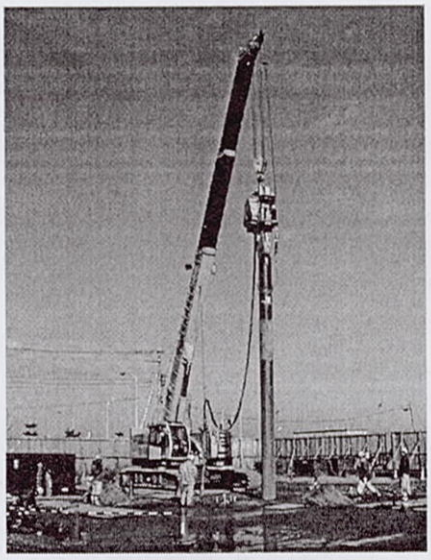


図-4.3　原位置液状化実験
（バイブロハンマによる加振状況）

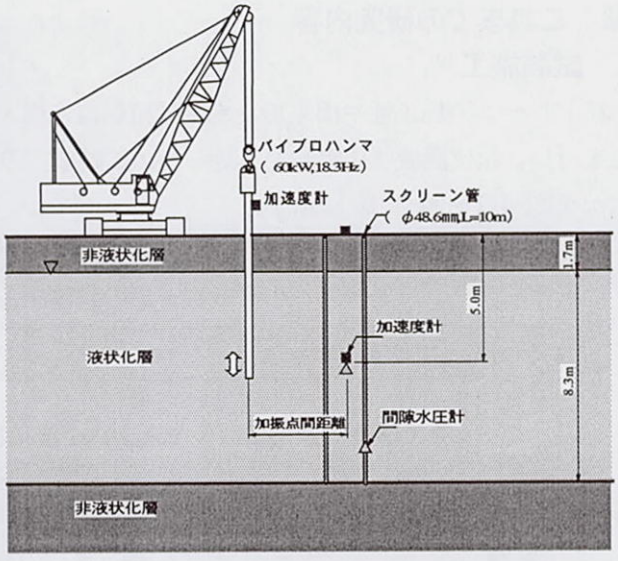


図-4.4　排水性能実験の概要



図-4.5　排水性能実験状況

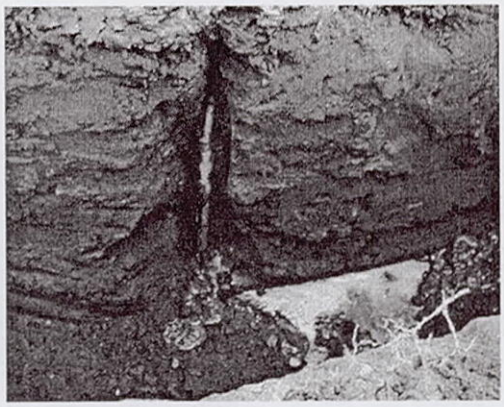


図-4.6　小径ドレーンからの排水状況

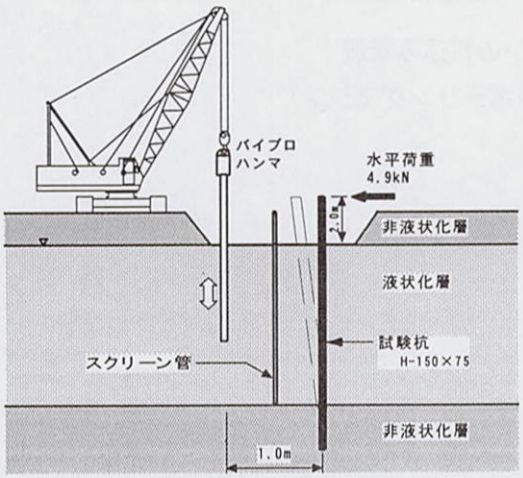


図-4.7　杭の水平載荷実験の概要



図-4.8　杭の水平載荷実験状況

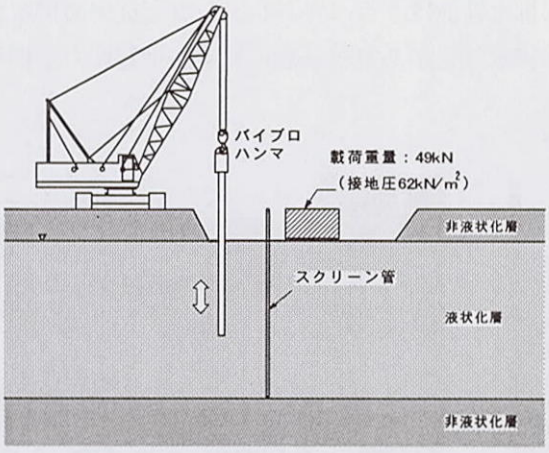


図-4.9　地盤の支持力実験の概要

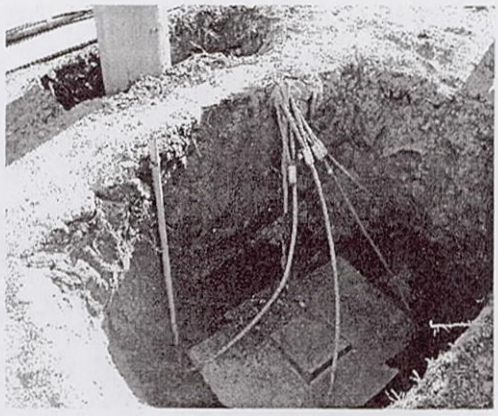


図-4.10　地盤の支持力実験状況

4.2　材料性能試験

① スクリーン管の排水性および防砂効果の確認試験[2)]

小径ドレーンを図-4.11 に示すように土槽に設置し、液状化現象を上向きの浸透流で再現したモデル実験を行い、スクリーン管の排水性および防砂効果を、スロットサイズと地盤の 85％粒径（D_{85}）との関係式で提案した。

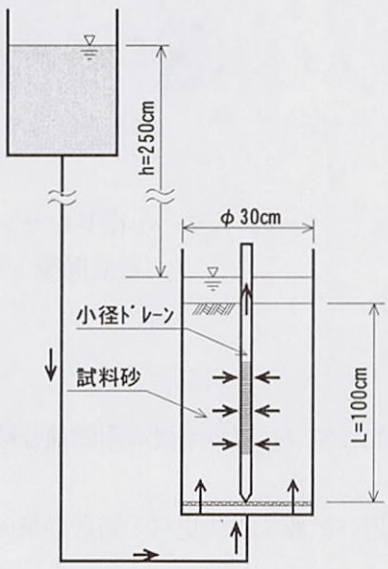


図-4.11　実験装置概要

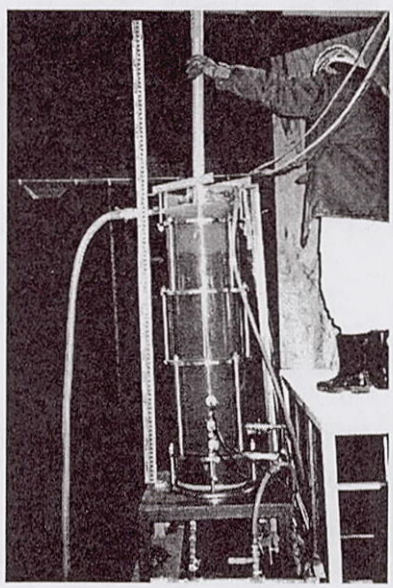


図-4.12　小径ドレーン設置状況

② 模型振動台実験[3)]

模型振動台実験を実施し、小径ドレーンの排水性能はグラベルドレーンなど従来の排水材と比べ遜色がないこと、比較的大きな地震動でも排水効果があり杭基礎に対する地盤反力が期待できることを確認した。

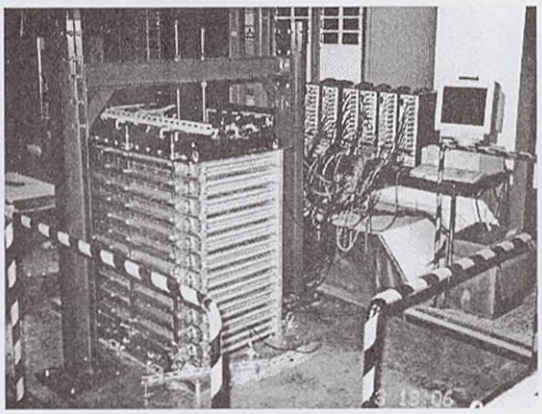


図-4.13　模型振動台実験状況

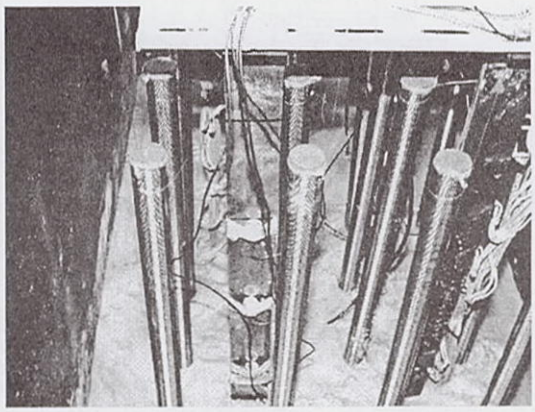


図-4.14　小径ドレーン設置状況

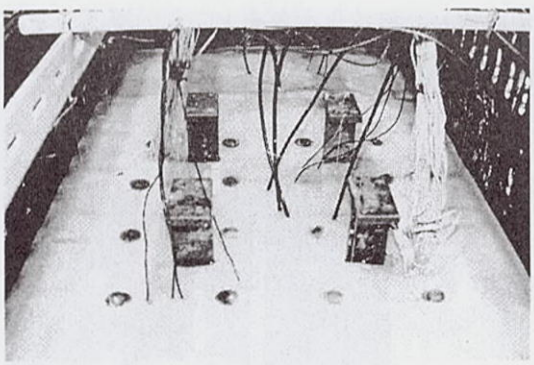


図-4.16　小径ドレーン配置例
（設置間隔：10cm）

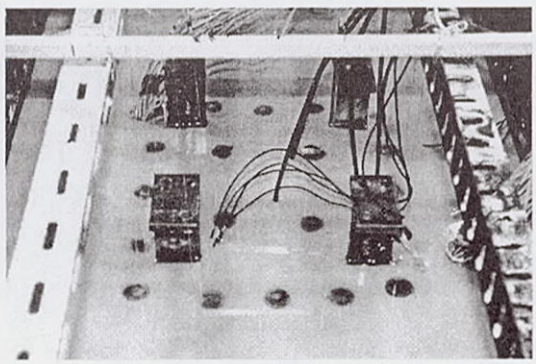


図-4.16　小径ドレーン配置例
（設置間隔：6cm）

【参考文献】

1) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その３）、2002.9.

2) 原田尚幸・高津忠・坂本佳一：スクリーンを用いた液状化防止材の防砂効果の検討、土木学会第 54 回年次学術講演会、1999.9.

3) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 278 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その２）、2001.12.

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　　則

1.1　適用範囲

本編は、小径ドレーンを用いて既設基礎の液状化対策を行う場合の設計に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の液状化対策に小径ドレーンを適用する場合の設計方法についてとりまとめたものである。

ただし、本編に規定されていない事項については、必要に応じて次の示方書等を参考にするものとする。

1)　道路橋示方書・同解説　：(社) 日本道路協会 (2002 年 3 月)
　　(以下「道示」と略す)

2)　既設道路橋基礎の補強に関する参考資料　：(社) 日本道路協会 (2000 年 2 月)

3)　共同研究報告書第 186 号 液状化対策工法設計・施工マニュアル (案)
　　：建設省土木研究所他 (1999 年 3 月)

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、次に示すとおりとする。

(1)　間隙水圧消散工法
　　飽和砂地盤中に透水性のよいドレーン柱を作り、地震により発生した間隙水圧を短時間で消散させる工法

(2)　小径ドレーン
　　管径 50～100mm の口元管、スクリーン管、ドライブポイントの総称

(3)　口元管
　　小径ドレーンにおいて、地表付近の非液状化層に配置される無孔鋼管

(4)　スクリーン管
　　小径ドレーンにおいて、対策対象となる液状化層に配置される管径 50～100 mmの集水管

(5)　ドライブポイント
　　小径ドレーンにおいて、スクリーン管下部に配置されるスクリーン管より太い無孔鋼管

(6)　ドレーン長
　　小径ドレーンの液状化層内にあるスクリーン管の長さ

(7)　ドレーン径
　　小径ドレーンのスクリーン管の直径

(8)　ドレーン透水係数
　　小径ドレーンのスクリーン管の鉛直方向透水係数

(9)　スロットサイズ
　　スクリーン管の集水溝（Vスロット）幅

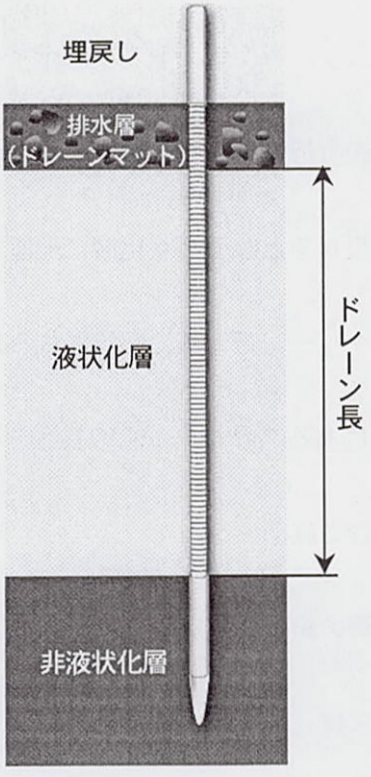
(10)　開口率
　　スクリーン管の集水面積に占める開口部面積の割合
(11)　代表粒径D_{85}
　　砂地盤の粒径加積曲線で通過重量百分率が 85%に相当する粒径
(12)　ドレーンマット
　　小径ドレーンから排出される水を吸収・蓄積するために用いられる透水性の高い層
(13)　直下型改良
　　既設基礎の直下地盤とフーチング周囲地盤を改良範囲とする改良
(14)　周囲型改良
　　既設基礎のフーチング周囲地盤のみを改良範囲とする改良
(15)　打設間隔
　　小径ドレーンの配置間隔
(16)　マイクロパイル
　　杭径 300 ㎜以下の小口径杭の総称

【解説】

(4)　スクリーン管は水平連続Vスロットの巻線型集水管であり、スロットサイズは地盤条件によって選定する。

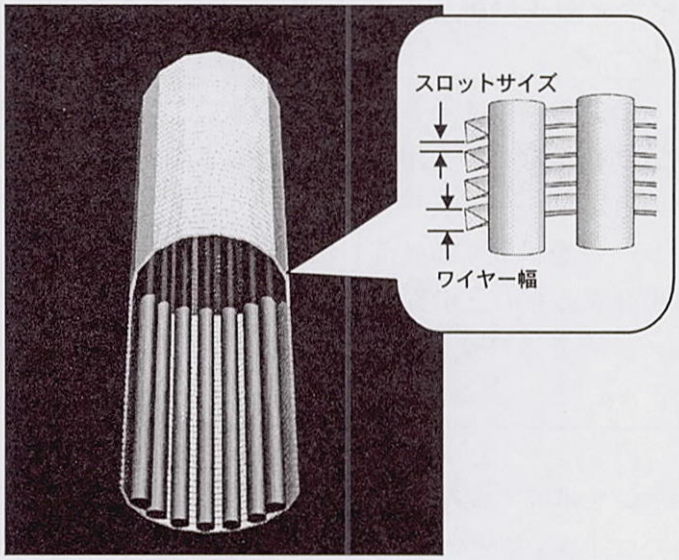
(5)　ドライブポイントは、スクリーン管先端の保護と打設時および地震時に流入した土粒子を溜めるために使用する。

(6)　小径ドレーン工法におけるドレーン長を図－解 1.2.1 に示す。



図－解 1.2.1　小径ドレーン工法におけるドレーン長

(9)　スロットサイズは、図-解 1.2.2 に示すスクリーン管の集水溝幅（Vスロット幅）である。



図－解 1.2.2　スロットサイズおよびワイヤー幅

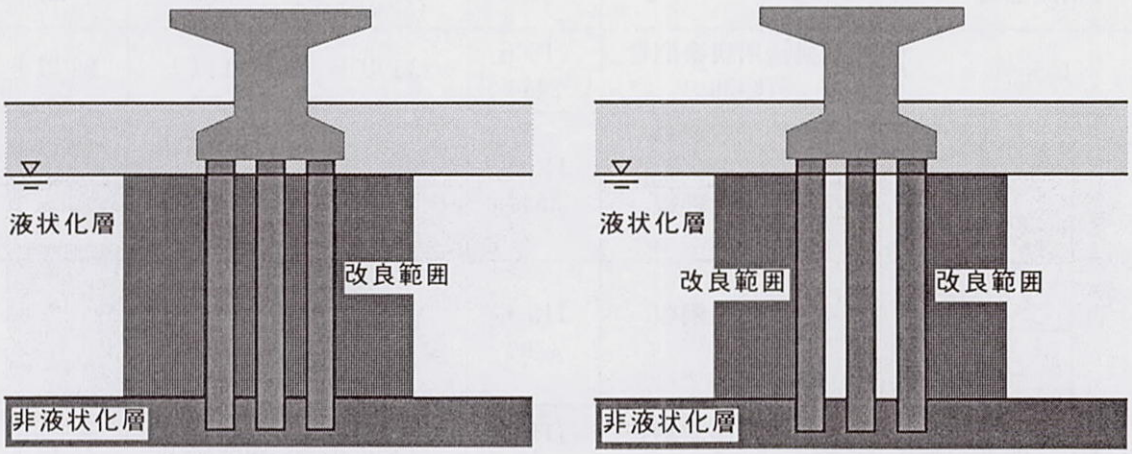
(10)　スクリーン管の開口率は、式（解 1.2.1）により算出する。

$$開口率=\frac{スロットサイズ(mm)}{スロットサイズ(mm)+ワイヤー幅(mm)}\times 100(\%) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(解\ 1.2.1)$$

(11)　代表粒径D_{85}は、小径ドレーンのスロットサイズを選定する際の指標に用いる。

(13)　直下型改良の改良形態例を図-解 1.2.3(a)に示す。

(14)　周囲型改良の改良形態例を図-解 1.2.3(b)に示す。



（a）直下型改良　　（b）周囲型改良

図-解 1.2.3　改良形態の一例

2章　材　料

2.1　小径ドレーンおよび継手

2.1.1　小径ドレーン

(1)　小径ドレーンを構成する各部材は、強度、じん性等の機械的性質、化学組成等の特性や品質が確かなものを用いるものとし、打込み時の荷重に対して十分な耐力を有するものとする。

(2)　小径ドレーンを構成する各部材は、地盤・地下水等の腐食環境条件に対して十分な耐食性を有するものとする。

(3)　スクリーン管のスロットサイズは、地盤の粒度特性を考慮して適切に選定するものとする。

【解説】

(1)　小径ドレーンを構成する各部材は、所要の強度、じん性等の機械的性質、化学組成等を有するものでなければならない。ここでは、表-解 2.1.1 に示す規格の鋼材を用いることを標準とした。これらの鋼材については、検査証明書により所要の特性や品質を有することを確認し、使用することができる。

また、表-解 2.1.1 に示す規格以外の鋼材を小径ドレーンに適用する場合には、打設に伴う影響を試験等によって確認する[1)]とともに、表-解 2.1.1 に示す鋼材と同等以上の品質を有することを確認しなければならない。なお、衝撃式削進機を用いた場合に発生する打撃応力は、St.Venant（サン・ブナン）の解[2)]によれば鋼材の降伏強度以内の 200N/mm² 程度である。

表-解 2.1.1　小径ドレーン各部材の機械的性質

小径ドレーンの構成部材		鋼　種	規　格	降伏点又は耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸　び (%)
口元管		一般構造用炭素鋼管 STK400	JIS G 3444	235 以上	400 以上	23 以上
スクリーン管	ワイヤー※	亜鉛めっき鉄線 SWMGS	JIS G 3547	－	290～540	10 以上
	ロッド※※	亜鉛めっき鉄線 SWMGH		－	390～780	10 以上
	ワイヤー	ステンレス鋼線 W2	JIS G 4309	－	740～1,080	－
	ロッド					
ドライブポイント		一般構造用炭素鋼管 STK400	JIS G 3444	235 以上	400 以上	23 以上

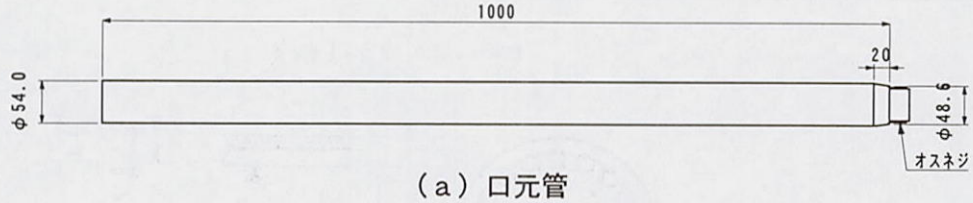
※ワイヤー：ウェッジ型ワイヤー

※※ロッド　：軸芯材

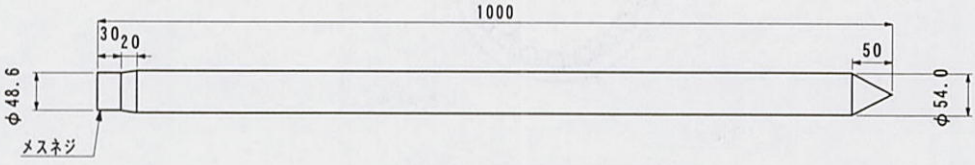
1)　口元管およびドライブポイントの部材形状例を図-解 2.1.1 に、諸元例を表-解 2.1.2 に示す。口元管およびドライブポイントは、スクリーン管と同等以上の強度、耐食性を持つ鋼管を用いるものとし、経済性を考慮して無孔鋼管を使用する。特に、ドライブポイントは、施工時に地表部の締まった地盤を打ち抜く必要があるため、十分な強度を有する鋼管を選定する必要がある。

口元管の長さは、ドレーンマットの敷設位置・厚さ等を考慮し、スクリーン管で集水された水を地表やドレーンマットへ導水できる適切な長さに決定する。

一方、ドライブポイントは、液状化層を貫き非液状化層まで打込むものであり、その長さは小径ドレーン内への土粒子の流入率（土粒子流入高さ／ドレーン長）[1),3)]を考慮し、液状化層厚の 5%に 50cm の余裕を加えたものとする。液状化層厚 10m の場合、1.0m 程度を標準とする。しかし、互層となっている液状化地盤で中間に岩等の硬い層が入っている場合や粘土層が入っている場合は、地盤強度や粒度、分布状態を十分調査、検討した上で長さを決定する必要がある。また、ドライブポイントの管径は、打込み時のスクリーン管の地盤面との付着による目詰りを防止するため、スクリーン管よりも一回り太い外径のものを用いるものとする。



（a）口元管



（b）ドライブポイント

（単位：mm）

図-解 2.1.1　口元管およびドライブポイントの部材形状例

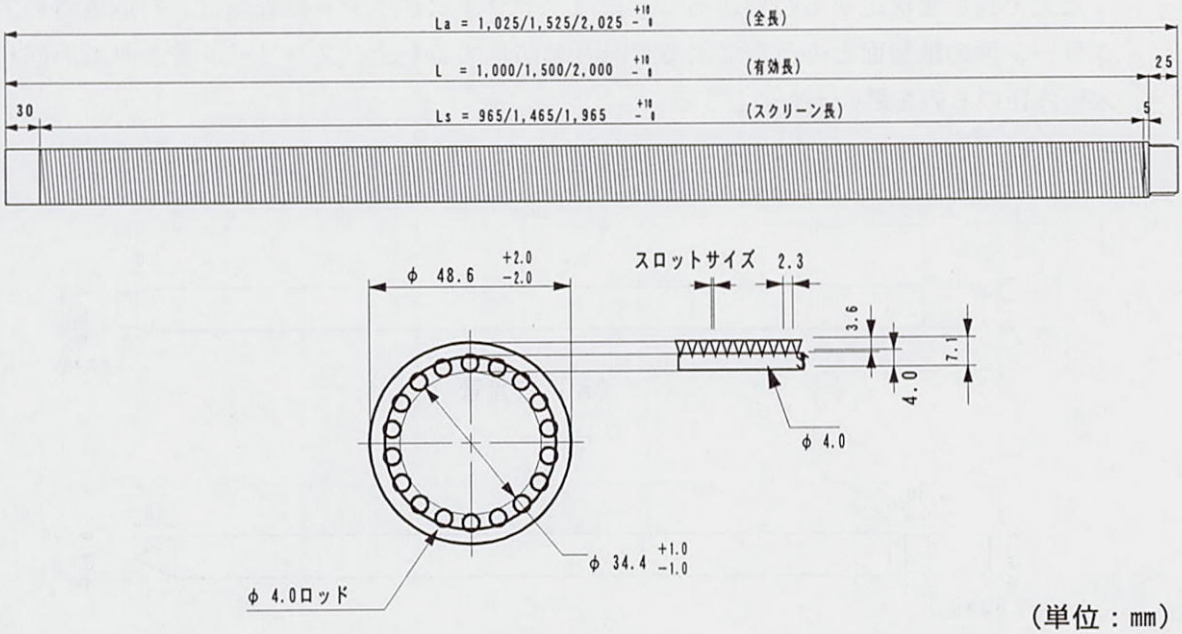
表-解 2.1.2　口元管およびドライブポイントの諸元例

Type	外　径 (mm)	厚　み (mm)	質　量 (kg/m)
A	54.0	5.5	6.58
B	76.3	5.5	9.59
C	101.6	5.5	13.0

2)　スクリーン管の部材形状例および諸元例を図-解 2.1.2、表-解 2.1.3 に示す。スクリーン管は、長期にわたり集水性能を維持する必要があることから、土粒子の流入および目詰りを起こしにくい水平連続Ｖスロットの巻線型集水管を採用するものとする。

ロッド本数は、施工時の打撃貫入に耐えられるよう Type-Ａの場合 18 本、Type-Ｂの場合 20 本、Type-Ｃの場合 24 本を標準とするものとする。ただし、先行削孔後に挿入する場合には、例えば Type-Ａの場合 14 本と円形形状を保時できる程度の本数としてよい。

スクリーン管１本の長さは、主として施工機械のストローク長で決定され、衝撃式削進機の場合 2.0m を、小型ボーリングマシンの場合 1.5m を標準とする。ただし、空頭高さ 3.0m で施工する場合には、スクリーン管１本の長さを 1.0m とし衝撃式削進機（打設治具高さ 2.8m）を用いるものとする。



（単位：mm）

図-解 2.1.2　スクリーン管の部材形状例

表-解 2.1.3　スクリーン管の諸元例

Type	外　径 (mm)	内　径 (mm)	ワイヤー形状 幅×高さ(mm)	スロットサイズ (mm)	開口率 (%)
A	48.6	34.4	2.3×3.6	0.1～0.3	4～11
B	65.0	50.8			
C	89.1	74.9			

(2)　小径ドレーンに使用する鋼材の材質は、対象となる地盤・地下水等の腐食環境条件をもとに慎重に検討する必要がある。一般に地盤中は、液体（海水、淡水など）、固体（土粒子）、気体（空気、ガスなど）が共存しているため、自然環境のなかでは最も複雑な腐食現象を示すが、腐食速度は表-解 2.1.4 のように水中、大気中に比べて小さい。建設省土木研究所が設置後 17 年経過した鋼管杭（パイルベント式橋脚）を引抜いて腐食状況を調査した結果、最も大きい部分でも平均 0.024 mm／年の腐食速度であることが報告されている[5]。しかし、小径ドレーンに使用する鋼材の耐食性を検討する場合には、打込み時の影響、耐久性等を考慮してより厳しい環境状態を想定し検討することが望ましい。

水中条件下における亜鉛めっき鋼材、ステンレス鋼材（SUS304/SUS316）の耐食性を表-解 2.1.5 に示す。小径ドレーンに亜鉛めっき鋼材を使用する場合は、打込み時の影響等を考慮して JIS 規格（400 g/m^2 以上）以上の亜鉛付着量（500 g/m^2 以上）とすることを原則とする。

表-解 2.1.4　鋼材の腐食速度の標準値[4]

腐食環境	腐食速度［mm/年］
海水中（L.W.L-1m～海底部まで）	0.10～0.20
陸上大気中	0.10
土中（残留水位上）	0.03
土中（残留水位下）	0.02

表-解 2.1.5　亜鉛めっき鋼の腐食速度例[6]とステンレス鋼の耐食性[7]

	井戸水[mm/年]（静止水中）	海　水[mm/年]（静止水中）	備　考
亜鉛めっき鋼	0.003	0.006	めっき厚 0.001mm は、亜鉛付着量 7 g/㎡に相当
ステンレス鋼 SUS304	－	－	一般的には淡水中で使用、海水中では深い孔食が発生
ステンレス鋼 SUS316	－	－	海水をはじめ各種媒質に対し SUS304 より優れた耐食性がある耐孔食材料

(3)　小径ドレーンが所要の透水係数を保持するためには、スクリーン管が目詰まりしないことが条件となる。すなわち、打込み時、地震時に発生する過剰間隙水圧の消散に伴う間隙水の管内への流入を妨げないこと、ならびに細粒分や砂分を極力流入させないことが条件となる。ここで、スクリーン管の目詰まりとは、スクリーン管内に土粒子が流入し、小径ドレーンの透水性を低下させることを指す。

スクリーン管内への土粒子の流入量は、スロットサイズD_{SLOT}に対する代表粒径D_{85}の比（D_{85}/D_{SLOT}）で表せることが実験により確認されている[8)]。実験結果の一例を図-解 2.1.3 に示す。図中には道路土工－排水工指針に示されるフィルター材料の選定条件[9)]も併記した。指針に示された条件を満たした場合、土粒子はスクリーン管内へほとんど流入していない。したがって、スクリーン管のスロットサイズは、地盤の代表粒径D_{85}を指標に適切に選定するものとした。スクリーン管のスロットサイズ選定基準としては、式（解 2.1.1）が提案されており[3)]、液状化層を構成する土粒子の大小により砂質土の場合は$D_{SLOT}<D_{85}$、礫質土の場合は$D_{SLOT}<D_{85}/2$を目安に検討するものとする。

$$D_{SLOT} < \frac{D_{85}}{1 \sim 2} \qquad \text{（解 2.1.1）}$$

ここに、D_{SLOT}：スクリーン管のスロットサイズ（㎜）
D_{85}　：液状化地盤の代表粒径（85％粒径）

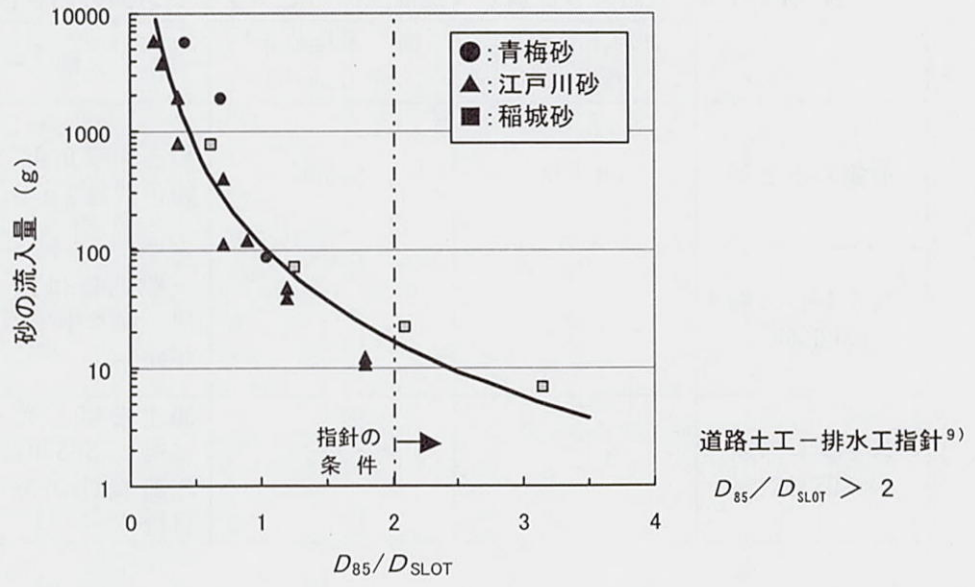


図-解 2.1.3　D_{85}/D_{SLOT}と砂流入量の関係[8)]

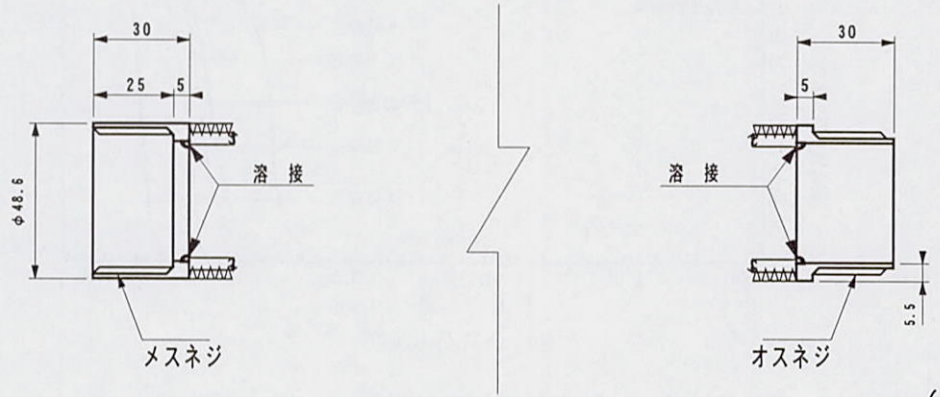
2.1.2　小径ドレーンの継手

小径ドレーンの継手は、施工性や品質を考慮し、試験により十分な耐力が確認された継手を用いることを標準とする。

【解説】

小径ドレーンの継手は、空頭制限等の制約条件下における施工速度の向上、排水材としての品質確保を目的とし、試験により十分な耐力を有することが確認された継手を用いることを標準とした。試験により継手の耐力を確認する場合には、スクリーン管のみ、スクリーン管と継手を含む供試体を用いた引張試験および曲げ試験を実施し、継手がスクリーン管と同等以上の耐力を有することを確認するものとする。

小径ドレーンの継手として、十分な耐力を有することが確認されたものの例（機械式ネジ継手）を図-解 2.1.4 に示す。継手ネジは、施工時に左回りの捻回が掛かることがあるため、左ネジとする必要がある。



（単位：mm）

図-解 2.1.4　継手構造の例

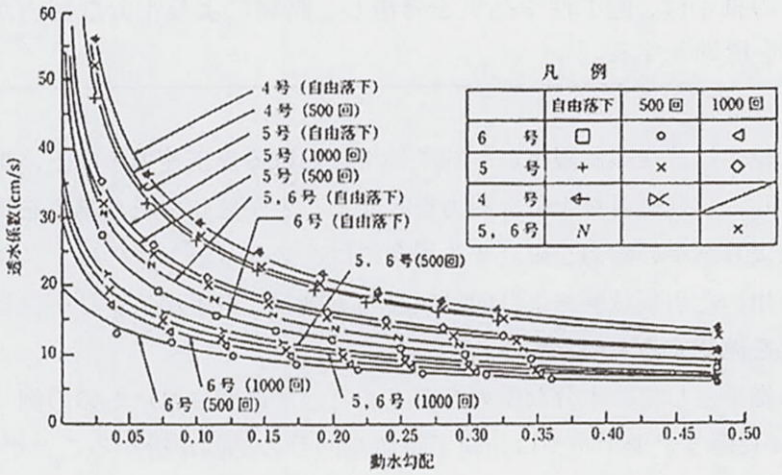
2.2　ドレーンマット

ドレーンマットは、6 号砕石あるいは 5 号砕石またはそれと同等以上の透水性を有する材料とする。

【解説】

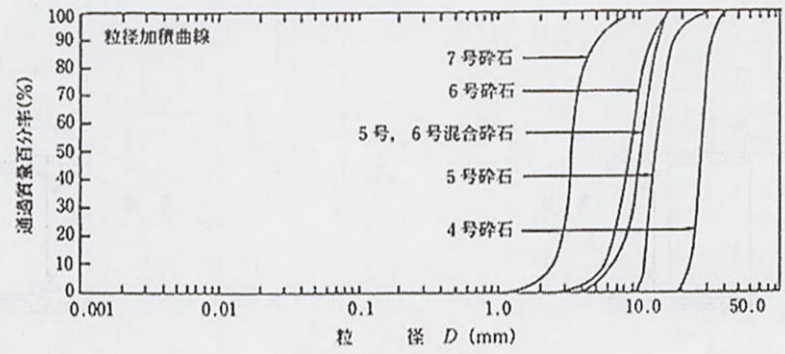
ドレーンマットは、小径ドレーンから排出される水を吸収・蓄積するために用いられるものであり、その材料には 6 号砕石あるいは 5 号砕石またはそれと同等以上の透水性を有するものを使用する。砕石の透水係数の測定例[10]を図-解 2.2.1 に示す。

なお、グラベルドレーン工法等では、上記材料を用いて地震時にドレーンから排出される排水量を一時的にドレーンマットの空隙に吸収させるため、敷設厚さを 30～50cm 以上としている実施事例が多い。



凡例の 500 回，1000 回は、44N ランマーによる突固め回数

(a)　砕石の透水係数（4～6 号および 5，6 号混合砕石）



(b)　各砕石の粒度

図-解 2.2.1　動水勾配に応じた砕石の透水係数[10)]

【参考文献】

1)　独立行政法人土木研究所他:共同研究報告書第 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その３）、2002.9.

2)　鋼管杭協会：鋼管杭―その設計と施工―、pp.453-455、1998.9.

3)　原田尚幸・高津忠・坂本佳一：スクリーンを用いた液状化防止材の防砂効果の検討、土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集、pp.300-301、1999.9.

4)　日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.322-323、1999.4.

5)　森芳徳・片脇清・高橋典男・小野豊・窪田昭夫：幸谷橋において 17 年間供用された鋼管ぐい橋脚の土中腐食、土木技術資料、vol.23、No.6、1981.6.

6)　勝山降善：溶融亜鉛メッキ、理工図書、1968.10.

7)　防錆・防食技術総覧編集委員会：防錆・防食技術総覧、産業技術サービスセンター、2000.5.

8)　原田尚幸・高津忠・坂本佳一：排水機能付き小径鋼管を用いた既設構造物基礎の液状化対策工法、第34回地盤工学研究発表会講演集、pp.2051-2052、1999.7.
9)　日本道路協会：道路土工－道路排水工指針、1979.6.
10) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第186号 液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）、1999.3.

3章　調　　査

3.1　調査の種類

既設基礎の液状化対策にあたり、必要に応じて次に示す調査を実施するものとする。

(1)　構造条件等の調査

(2)　地盤条件の調査

(3)　施工条件の調査

【解説】

既設基礎の液状化対策を行うにあたっては、必要に応じて事前に十分な調査を実施するものとした。調査は、その目的や内容により、構造条件等の調査、地盤条件の調査および施工条件の調査に分けられる。表-解 3.1.1 に調査の種類と内容を示す。

表-解 3.1.1　調査の種類と内容

調査の種類		調査の主要目的	調　査　内　容
構造条件等の調査	設計図書および設計計算書による調査	・既設橋の設計条件の把握 ・設計に用いた地盤条件の把握	・上部構造、支承、落橋防止システムなどの設計条件と諸元、使用材料など ・橋脚、橋台などの設計条件と諸元、配筋状態、使用材料など ・杭基礎の設計条件、杭種・杭径・杭長などの杭諸元、配筋状態、使用材料など ・設計に用いた地盤条件 ・設計に用いた荷重
	現在の状況に関する調査	・上部構造および下部構造の諸元の確認 ・既設杭基礎の損傷状況、劣化状況等の把握 ・既設杭基礎の保有耐力の把握 ・支持地盤、周辺地盤等の現状把握	・上部構造および下部構造の諸元 ・既設杭基礎の損傷あるいは劣化の状況 ・既設杭基礎の保有耐力 ・支持地盤の状態 ・河床形状の状態 ・周辺地盤の状態
地盤条件の調査	ボーリング調査およびサウンディング	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地下水位 ・N値 ・試料採取 ・せん断強さ ・コーン支持力 ・貫入抵抗値
	物理探査および物理検層	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地質 ・地盤の相対的硬軟 ・地下水位 ・地盤の動的性質
	室内試験	・物理試験 ・力学試験	・土粒子の比重、単位重量、粒度組成（D_{85}、D_{50}、D_{10}）、細粒分含有率、塑性指数、透水係数、含水比、コンシステンシー、間隙比、浸水崩壊など ・液状化強度，体積圧縮係数，動的変形特性(せん断剛性，減衰，ポアソン比)，粘着力，せん断抵抗角，変形係数，圧縮指数，弾性波速度，圧縮強度など
	地下水調査	・地下水状態の把握	・地下水位 ・透水係数 ・水質 ・間隙水圧 ・流向・流速
	有毒ガスの調査	・施工法の検討	・有毒ガスの種類とその発生状況
施工条件の調査	既存資料の調査	・設計、施工全般についての参考資料	・既設基礎の設計図書、施工記録 ・関係者の体験談、専門家の意見の聴取
	周辺環境の調査	・施工による周辺への影響度の把握 ・周辺環境の保全対策の検討	・周辺の建物、騒音・振動、地盤の変動、井戸の水位・水質、交通などの現況 ・周辺環境の保全対策
	作業環境の調査	・作業上の制約条件の把握 ・近接構造物と当該構造物との相互影響度の検討 ・工事用諸設備の位置、使用機械器具、作業方法などの検討 ・現場の保安対策および施工安全対策の検討 ・施工時の気象状況の予測	・作業面積、作業空間、工事用道路の幅員・線形、交通量、交通規制の有無など ・近接構造物、地下埋設物、架空線などの位置、形式、規模 ・掘削残土の処分場所、処分可能量、処分方法 ・電気・給排水などの位置およびその量 ・気温、湿度、降雨、積雪、風向、風速、凍上、凍結融解、台風などの過去の記録

3.2　構造条件等の調査

構造条件等の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。

(1)　設計図書および設計計算書による調査

(2)　現在の状況に関する調査

【解説】

構造条件等の調査は、その目的や内容により、必要に応じて、設計図書および設計計算書、現在の状況について行うものとした。

(1)　設計図書および設計計算書による調査

既設基礎の補強設計にあたっては、まず、設計図書、設計計算書に基づき、既設の上部構造および下部構造の施工当時の設計条件、諸元、使用材料等について調査を行う。また、既設杭基礎の杭種、杭径、杭長などの杭諸元、配筋状態、構造細目、使用材料等については、入念に調査を行う必要がある。地盤条件については、施工当時から変化していることも考えられるが、まず、設計図書、設計計算書に基づき、調査を行うのがよい。

さらに、液状化対策にあたって、フーチングの削孔を伴う場合には、フーチングの諸元、使用材料について調査するとともに、配筋状態を十分把握しなければならない。

(2)　現在の状況に関する調査

既設基礎は、完成から長い年月が経過し、損傷や劣化が生じ、また、周辺地盤が変動するなど、設計・施工時において想定していた状況から変化している可能性がある。したがって、既設基礎の現在の状況を把握するための調査を実施する必要がある。本調査は、既設杭基礎の保有耐力、保有性能、液状化時の安定性などを把握するために重要であり、特に入念に実施しなければならない。

既設基礎の現在の状況に関する調査は、地層構造の調査、基礎諸元の調査および部材の損傷調査に分けられる。表-解 3.2.1 に主な調査方法の適用性を示す。

1)　地層構造の調査

設計図書、設計計算書等に地盤調査の結果が記述されていない場合には、既設基礎周辺の地盤調査を行う必要がある。かなり年代の古い杭基礎の場合などには、既設杭が支持地盤に根入れされていないものもあるため、支持層の確認および液状化層の厚さなど十分な地盤調査が必要である。詳細は、3.3 の規定を参考にするのがよい。

また、河川内の基礎は、洪水時に発生した洗掘やその後の二次堆積物等の発生が予想されるため、基礎周辺の河床地盤の調査を十分に行う必要がある。

2)　基礎諸元の調査

かなり年代の古い橋梁の場合には、基礎形式、基礎諸元等がわからない場合がある。このような場合には、杭種、杭径、杭長などの杭諸元、フーチングの寸法や配筋状態をはじめ、基礎の状況を把握するための調査を行う必要がある。

特に、フーチングを削孔し既設基礎直下の改良を行う場合には、フーチング直下の栗石層の有無を確認し、小径ドレーンから排水される水の蓄積層、排水経路（ドレーンマット）として期待できるかどうか調査する。場合によっては、試掘、サンプリング調査等により栗石層の厚さ、粒度特性、透水性を把握することが望ましい。

3)　部材の損傷調査

地震や側方流動、地滑り等により、既設基礎に水平変位や傾斜を伴う変形が確認される場合、部材が損傷している可能性がある。したがって、そのような場合には、部材の損傷状況を十分に調査する必要がある。

表-解 3.2.1　主な調査方法の適用性[1)]

媒体	調査項目	地層構造の調査		基礎諸元の調査	部材の損傷調査
		地盤調査	河床調査		
レーダ	地表走査型地下レーダ	○	－	－	－
	ボアホールレーダ	○	－	○	－
磁気	磁気探査	○	－	－	－
音波	表層・深層音波探査	－	○	－	－
	アコースティックエミッション法	－	－	－	○
弾性波	インティグリティ試験	－	－	○	○
	衝撃振動試験	－	－	○	○
カメラ	ボアホールカメラ探査	○	○	○	○

○：適用可能、－：実績少ない

3.3　地盤条件の調査

地盤条件の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。

(1)　ボーリング調査およびサウンディング

(2)　物理探査および物理検層

(3)　室内試験

(4)　地下水調査

(5)　有毒ガスの調査

【解説】

既設基礎の液状化対策にあたって、設計上必要な地盤の工学的特性や地下水の状態などを把握する目的で地盤条件の調査を行う。地盤条件の調査は、通常の液状化対策工の必要性判定のための調査（地層構成、地下水位、N値など）と大部分は重複するものである。ただし、対策効果の確認や設計成果の照査のために地震応答解析等を行う場合は、詳細な調査が必要である。

地盤や地下水の状態は、施工地点によって変化するので、必要な調査項目、適切な調査地点を十分に検討し、調査を実施する必要がある。

(1)　ボーリング調査およびサウンディング

ボーリング調査は、地盤の概要、地層の構成およびその性質を把握するために行う。サウンディングとしては、標準貫入試験が最も一般的であり、特に砂質地盤においては、それから求められるN値により地盤の工学的特性を評価することもできる。

表-解 3.3.1 にボーリング調査およびサウンディングにおける調査項目を示す。

表-解 3.3.1　ボーリング調査およびサウンディング

調査方法	調査項目
ボーリング調査	地層構成の把握、地下水位の判定
サウンディング	N値、試料採取、せん断強さ、コーン支持力、貫入抵抗値

(2)　物理探査および物理検層

物理探査および物理検層で得られる各種物理量は、地盤の力学的、工学的性質を示すものではなく、地盤全体の状態を示すものであることを認識し、他の調査を併用して、その解釈に誤りのないようにすることが大切である。

物理探査および物理検層のうち、主に用いられるものを表-解 3.3.2 に示す。

表-解 3.3.2　物理探査および物理検層

区　分	計測方法	測定項目	調査事項
物理探査 (地表探査法)	弾性波探査	弾性波速度	地層構成、基盤の深さ、地盤の相対的硬軟
	音波探査	音響インピーダンス	海底地形、地質構造
	電気探査	自然電位、比抵抗	地質構造、地下水位
	電磁探査	地下レーダ	浅部地盤構成
	その他	磁気量、放射能	
物理検層 (孔内探査法)	速度検層	P 波速度	地層構成、地盤の相対的硬軟
	PS 検層	P 波、S 波速度	地層構成、地盤の動的性質、地盤の相対的硬軟
	電気検層	自然電位、比抵抗	地層構成、帯水層
	密度検層	γ線強度	地層構成、密度
	その他	熱中性子、水温	含水比、地下水の湧出

(3)　室内試験

室内試験は、物理試験と力学試験に分けられる。表-解 3.3.3 に調査項目を示す。

物理試験は、複雑な土を判別・分類するとともに、他の試験値、測定値と照合して総合的な判断を行うのに役立てるために、同一性状を示すと判断される層ごとに試験を行うのが望ましい。

力学試験は、地層の連続性や層厚などを考慮してその試験位置を定めるのがよい。同一の地層では、力学的性質は水平方向よりも深さ方向に変化するので、代表的な位置で深さ方向に連続して試験を行うのが望ましい。

これら調査項目のうち単位体積重量γ_t、代表粒径D_{85}は、室内試験より求めることを原則とする。透水係数k_g、体積圧縮係数m_vは室内試験や現場試験により求めることが望ましいが、既往の文献等[2)]を参考に推定することもできる。

表-解 3.3.3　室内試験

調査方法	調査項目
物理試験	土粒子の比重、単位重量、粒度組成（D_{85}、D_{50}、D_{10}）、細粒分含有率、塑性指数、透水係数、含水比、コンシステンシー、間隙比、吸水比、浸水崩壊など
力学試験	液状化強度、体積圧縮係数、動的変形特性（せん断剛性、減衰、ポアソン比）、粘着力、せん断抵抗角、変形係数、圧縮指数、弾性波速度、圧縮強度など

(4)　地下水調査

地下水の調査項目を表-解 3.3.4 に示す。地下水調査のうち主な測定項目は、地下水位と透水係数である。地下水位をボーリングによって求める場合、泥水を用いてボーリングした孔内水位から推定すると非常に不正確となるので、無水掘り、あるいは清水掘りによる孔内水位を基にするものとする。しかし、この場合でも事前調査における現場周辺部の井戸の水位・揚水量・採水位置および過去の地下水状況などの調査結果も参考にし、総合的に判断するのがよい。なお、地下水は、周期的に変動していたり、季節による変動が大きい場合もあるため調査時期・季節に留意する必要がある。

表-解 3.3.4　地下水調査

調査方法	調査項目
地下水位測定、現場透水試験	地下水位、透水係数
水質試験	硬度、比抵抗、各種化学分析、pH
間隙水圧測定	間隙水圧
流向・流速測定	流れの方向と速度の測定

(5)　有毒ガスの調査

地中には種々の有害物が蓄積されていることがあり、その多くはガス状で存在している。そのため、小径ドレーン打設中に有毒ガスが噴出することがあるので、必要に応じて事前に調査を行う必要がある。

ボーリング調査の段階で有毒ガスを発生させる地層があると判断された場合には、試料を採取してその性質を十分に調べる必要がある。

3.4 施工条件の調査

施工条件の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。

(1) 既存資料の調査

(2) 周辺環境の調査

(3) 作業環境の調査

【解説】

小径ドレーンの施工は、従来の工法と比較して施工条件の制約は少ないものの、施工の安全性、確実性などについて十分配慮するために、必要に応じて次に示す項目について調査するものとした。

(1) 既存資料の調査

既設基礎の施工資料等がある場合、設計・施工全般について検討するうえで参考となることが多い。したがって、既設基礎の設計図書、施工記録および関係資料を収集するとともに、その当時の施工関係者の体験を聴取するなどの調査を行うのが望ましい。

(2) 周辺環境の調査

騒音・振動、工事用車両の通行に伴う交通阻害などにより、周辺環境に影響を及ぼす場合がある。したがって、事前に、施工箇所周辺の建築物、暗騒音、井戸の水位・水質、交通などの実態を調査するのがよい。また、河川敷における工事の場合には、河川の水質、にごりなどを調査し、小径ドレーンの施工による周辺環境に及ぼす影響度を検討する必要がある。

(3) 作業環境の調査

施工場所の地形、作業面積および空頭は、工事用諸設備の構造・配置、使用する機械器具や材料、作業方法などを選択するうえで重要な要素となるため、現地を十分に踏査し、また、種々の資料を調査するなどして、十分に現状を把握する必要がある。

施工箇所における近接構造物や地下埋設物などの有無も小径ドレーンの施工に影響を与えるので、その位置、構造物の種類等について設計図書や施工記録などを基に調査し、小径ドレーンと近接構造物や地下埋設物との相互の影響度を把握する必要がある。

また、使用機械器具、使用材料などの搬入の可否や経路、掘削残土の処分可能量、電気・給排水の供給の可否や容量などについて調査する必要がある。

さらに、施工箇所の予定工期内の気象を想定し、それに対処し得る施工法、使用機械器具、作業方法等を選択するために、気温、風速、風向、降雨、積雪等について、過去の記録を調査する必要がある。

なお、施工地域における環境保全や建設副産物の処理に関する法令、規制などについても調査を行い、設計・施工計画の資料とするのがよい。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第 236 号 橋梁基礎構造物の形状および損傷調査マニュアル(案)、1999.12.

2) 例えば 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、1993.2.

4章　設計法

4.1　設計の基本方針

(1)　既設基礎の液状化対策工法の設計は、設計地震動のレベルと既設橋の重要度を考慮し、必要とされる耐震性能を確保するように行うものとする。

(2)　既設基礎の液状化対策の設計においては、必要に応じて、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動（以下「レベル１地震動」という）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下「レベル２地震動」という）の２段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。

(3)　既設基礎の液状化対策工法の設計は、4.5 および 4.6 に規定する静的照査法により行うことを原則とする。

【解説】

(1)　既設基礎の液状化対策工法の設計は、既設橋の地震時における安全性の確保に十分配慮して行わなければならない。既設橋の重要度によっては、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動および避難者への緊急物資の輸送路として重要な役割を担っていることを考慮する必要がある。そこで、設計地震動のレベルと既設橋の重要度を考慮し、必要とされる耐震性能を確保することを設計の基本とした。ここで、橋の新設にあたり考慮すべき耐震性能および橋の重要度の考え方については、道示Ⅴに規定されている。既設橋の液状化対策工法の設計においても、考慮すべき耐震性能および橋の重要度の考え方についてはそれらを準用してよいが、設計地震動のレベルと既設橋の重要度に応じ、目標とする既設橋の耐震性能は、個々の条件を十分考慮し設定するものとする。

(2)　既設基礎の液状化対策工法の設計において考慮する地震動は、道示Ⅴの規定に従い、必要に応じて、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震動（レベル１地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル２地震動）の２段階のレベルの地震動を考慮するものとした。ここで、「必要に応じて」とは、既設橋が有する耐震性能によっては、必ずしも両方の地震動レベルに対して液状化対策工法の設計を行う必要はないことを示すものである。液状化対策工法の設計において考慮すべき荷重状態は、既設橋の状態を考慮して適切に選定する必要がある。レベル１地震動およびレベル２地震動は、道示Ⅴの規定に従い設定するものとする。

(3)　液状化した砂質土層においては、土の強度および支持力が低下する。したがって、液状化すると判定された砂質土層については、道示Ⅴの規定に従い、その土質定数に液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じた低減係数 D_E を乗じて、耐震設計上土質定数を零とする、あるいは低減させる。既設基礎の液状化対策工法の設計においては、土質定数の低減係数 D_E を適切に設定して、4.5 および 4.6 に規定した静的照査法により既設橋の耐震性能を照査するものとした。

レベル１地震動に対しては、構造物の弾性域での１次の振動特性を考慮し、地震の影響による作用を静的な荷重に置き換えて弾性応答値を推定するとともに、その応答によって部材に生じる応力度や変位が許容応力度や許容変位以下となることを照査する。本編では、4.5 の規定に従って既設基礎の照査を行うものとした。4.5 には、レベル１地震時に対する照査方法が示されている。ここで、レベル１地震時に対しては、従来から用いられている震度法により耐震性能の照査を行うものとする。

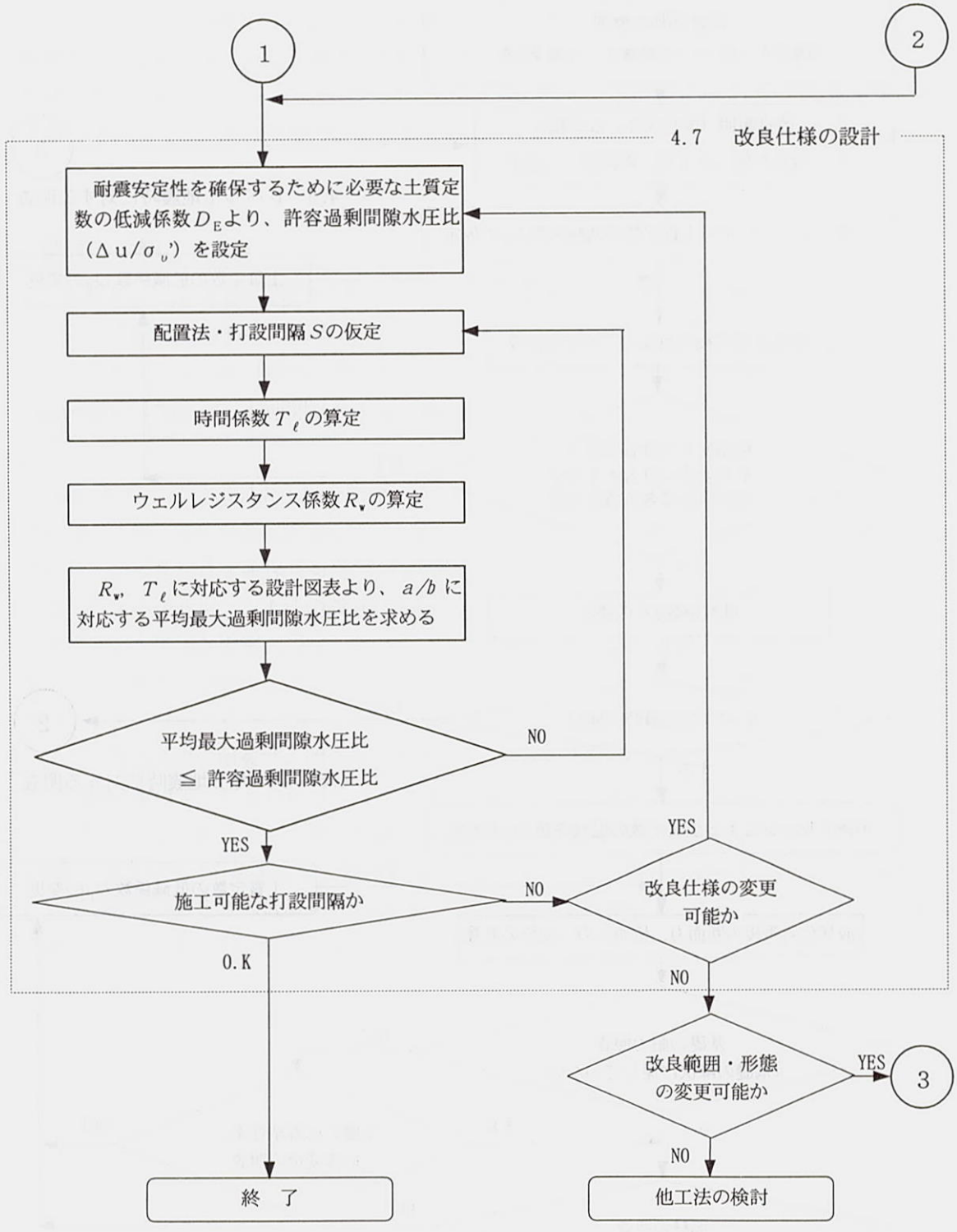


図-解 4.2.1　小径ドレーンにより液状化対策をした杭基礎の標準的な設計計算フロー

4.3 設計に関する基本事項

4.3.1 耐震設計上考慮すべき荷重

(1) 既設基礎の耐震設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

1) 主荷重

ⅰ) 死荷重

ⅱ) 土圧

ⅲ) 水圧

ⅳ) 浮力または揚圧力

2) 従荷重（地震の影響）

ⅰ) 構造物の重量に起因する慣性力

ⅱ) 地震時土圧

ⅲ) 地震時動水圧

ⅳ) 地盤の液状化および流動化の影響

(2) 荷重の組み合わせは次のとおりとする。

主荷重＋従荷重

(3) 荷重は最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

【解説】

(1) 既設基礎の耐震設計において考慮すべき荷重を列挙した。この中から、架橋地点の条件や橋の構造形式等によって適宜選定するものとする。なお、各荷重値の設定にあたっては、道示Ⅰおよび道示Ⅴの規定に従うものとする。

2) 耐震設計において考慮すべき地震の影響の種類を列挙した。設計条件に応じて、考慮すべき地震の影響を適切に選定するものとする。ここで、構造物の重量には添架物等の重量も考慮するものとする。また、構造物と一緒に振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分については、その影響を慣性力として考慮するものとする。

液状化が生じると、基礎の前面地盤が水平抵抗を失い大きく変形するため、道示Ⅴの規定に従って液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上の土質定数を低減させるものとする。ここで、低減させる土質定数は次の項目であり、F_L に応じた土質定数の低減係数 D_E をそれぞれに乗じるものとする。

① 杭の水平方向地盤反力係数

② 杭の水平地盤反力度の上限値

③ 杭の最大周面摩擦力度

また、流動化は、液状化に伴う支持力の低下によって生じるものである。道示Ⅴに規定される砂質土層の液状化の判定において液状化すると判定され、かつ、偏土圧の作用する土層では流動化が生じる可能性があるため、道示Ⅴの規定に従って流動化の影響を適切に考慮するものとする。ここで、非液状化層中にある杭基礎に作用する流動力は、小径ドレーンの排水効果により液状化指数 P_L（液状化抵抗率 F_L）が大きくなることで低減される。

(2) 地震の影響としてレベル１地震動を考慮する場合の荷重状態をレベル１地震時、レベル２地震動を考慮する場合の荷重状態をレベル２地震時と呼ぶ。

なお、ここでは、地震時（レベル１地震時およびレベル２地震時）に対する照査において考慮する荷重しか規定していないが、既設基礎の性能によっては、道示Ⅳに示される常時あるいは暴風時に対する照査を行う必要もある。その場合は、道示Ⅰの規定に従い、適切な荷重状態を設定するものとする。

4.3.2　液状化に対する抵抗率

液状化抵抗率F_Lは、原則として道示に規定された方法に基づいて算定する。

【解説】

液状化抵抗率F_Lの算定法は、道示のほか「建築基礎構造設計指針」、「港湾の施設の技術上の基準」などでも規定されているが、本編では、道示で規定された方法に基づいて算定することを原則とする。

また、地震応答解析などを用いて液状化抵抗率の算定を行う場合は、使用する解析手法の特性や必要なパラメータの設定などに十分留意して行う必要がある。

4.3.3　設計用定数

設計用定数として、地盤物性および小径ドレーンの諸元と特性を適切に設定する。

【解説】

小径ドレーン工法の設計を行う場合に必要となる地盤物性は、液状化判定時に用いた地盤条件が基本となるが、それ以外に以下に示す地盤物性と小径ドレーンの諸元、特性が必要となる。

1)　地盤物性
- ①　地盤の透水係数
- ②　地盤の体積圧縮係数
- ③　地盤の液状化強度

2)　小径ドレーンの諸元と特性
- ①　ドレーン長
- ②　ドレーン径
- ③　ドレーン透水係数

設計用定数の設定方法を以下に示す。

1)　地盤物性

①　地盤の透水係数

地盤の透水係数は、一般に一桁程度の精度しかないといわれているが、その値は、改良仕様に大きな影響を与える。したがって、透水係数は、この重要性を常に踏まえて検討する必要があり、室内透水試験、現場透水試験を実施して決定することが望ましい。ここでの留意点は、試験で得られた値は、あくまでも部分的な要素または試験地点周辺を代表するものであるため、既存資料（土質別の一般的な値、類似地盤の例、地盤調査の結果等）との比較を行い、総合的な見地で値を決定すべきことである。

また、試験が行われていない場合は、土粒子の粒径から推定するCreager（クレーガー）の方法[1]などを用いてもよいが、精度はあまり高くないため注意を要する。この方法による土質ごとの透水係数の概略値を表-解4.3.1に示す。

表-解4.3.1　Creager（クレーガー）によるD_{20}と透水係数[1]を修正

D_{20}(mm)	K_s(m/s)	土質分類	D_{20}(mm)	K_s(m/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-8}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-5}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-7}	粗粒シルト	0.20	8.90×10^{-5}	
0.02	4.00×10^{-7}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-4}	
0.03	8.50×10^{-7}		0.30	2.20×10^{-4}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-6}		0.35	3.20×10^{-4}	
0.05	2.80×10^{-6}		0.40	4.50×10^{-4}	
0.06	4.60×10^{-6}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-4}	
0.07	6.50×10^{-6}		0.50	7.50×10^{-4}	
0.08	9.00×10^{-6}		0.60	1.10×10^{-3}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-5}		0.70	1.60×10^{-3}	
0.10	1.75×10^{-5}		0.80	2.15×10^{-3}	
0.12	2.60×10^{-5}	微粒砂	0.90	2.80×10^{-3}	
0.14	3.80×10^{-5}		1.00	3.60×10^{-3}	
0.16	5.10×10^{-5}		2.00	1.80×10^{-2}	砂　礫

② 地盤の体積圧縮係数

地盤の体積圧縮係数は、現場から採取した試料を用いて繰返し三軸試験により直接求めた値を基本とするが、試験結果がない場合には表-解4.3.2に示す値[1]を用いてもよい。この表から、体積圧縮係数は地盤を構成する土粒子の粒径と関係があることがわかるが、定量的な関係が明確になるまでには至っていないことに注意する必要がある。

表-解4.3.2　体積圧縮係数の測定例[1]を修正

砂の種類	相対密度 (%)	体積圧縮係数 (m^2/kN)
シルト質砂	—	$5\times10^{-5}\sim2\times10^{-4}$
緩い砂	20～40	$5\times10^{-5}\sim1\times10^{-4}$
中位砂	40～60	$2\times10^{-5}\sim5\times10^{-5}$
密な砂	60～80	$1\times10^{-5}\sim2\times10^{-5}$
礫	—	$5\times10^{-6}\sim1\times10^{-5}$

③　地震動の有効継続時間

小径ドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間は、地震動そのものの継続時間ではなく、N_{eq} の継続時間である。時松ら[6]は、過去の地震加速度波形を用いて、地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係（図-解 4.3.2）を表し、その平均値として排水効果に関する地震動の有効継続時間を表-解 4.3.5 のように表している。

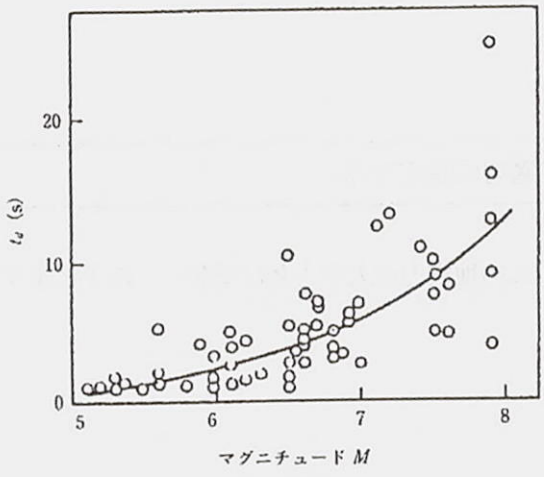


図-解 4.3.2　地震動の有効継続時間と
地震マグニチュードの関係[6]

表-解 4.3.5　排水効果に関する有効継続時間[6]

地震マグニチュード M	6	7	7.5	8
有効継続時間 t_d(s)	2	6	9	12

4.4　改良範囲・改良形態の設定

改良範囲および改良形態は、改良深度を液状化層の下端までとすることを原則とし、必要とされる耐震性能を確保するように施工性と経済性を加味して適切に設定するものとする。

【解説】

一般に、地盤が広い範囲にわたって液状化する場合であっても、液状化対策として必要な地盤改良範囲は、構造物の安定性を支配するある範囲に限られる。このとき、構造物からどの程度離れた範囲までを改良すべきか決定することが設計上の課題となる。しかし、改良範囲に関する系統だった研究は少なく、設計者の工学的判断にゆだねられているのが現状である。

液状化対策としての改良範囲は、深さ方向の範囲と平面的な範囲を決める必要がある。このうち、深さ方向の範囲については、液状化すると予測される最深部まで改良することが標準的である。仮に、液状化する地盤のうち上層部のみしか地盤改良しないものとすると、その下にある非改良層が液状化することにより上向きの浸透流が発生し、この影響により、改良した上層部の安定性が損なわれ液状化に至ることも予想されるからである。したがって、小径ドレーンによる改良深度は、液状化層の下端深度までを原則とするが、動的有効応力解析などを用いた詳細検討により対策効果が確認された場合は、その結果に基づいて改良深度を設定すればよい。

一方、平面的な改良範囲については、小径ドレーンにより地盤改良された土の強度・変形などの力学特性およびその透水性に関する特性を考慮し、「建築基礎構造設計指針」、「埋立地の液状化対策

ハンドブック」等で提案されている締固め工法を前提とした方法に準じるものとする。したがって、小径ドレーンによる杭基礎を対象とした平面的な改良範囲は、水平方向の支持力が確保されるよう仮想固定点（1/β）から受働崩壊面を描いて改良範囲を設定した斎藤らの提案[7]や、建物下部および建物外周から改良深さの 1／2 程度の範囲とする建築学会の方法[8] などを参考に、既設基礎および地盤の特性に合わせて適切に設定するものとする。

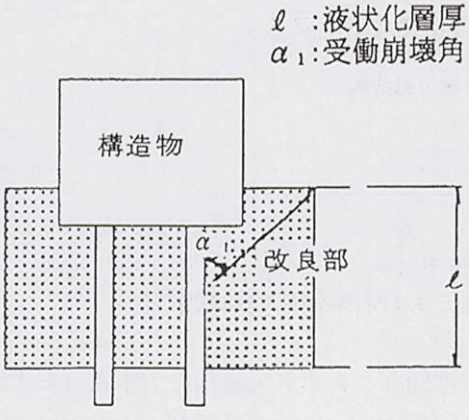


図-解 4.4.1　齋藤らの提案[7]

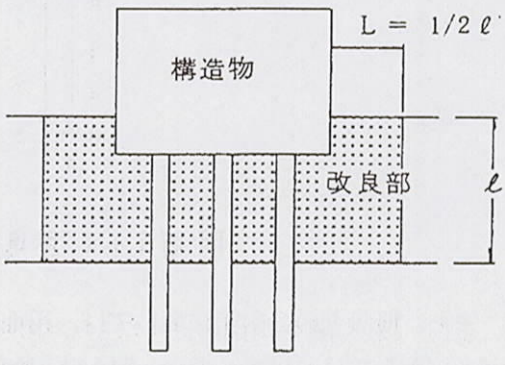


図-解 4.4.2　建築学会の方法[8]

小径ドレーン工法による改良形態は、図-解 4.4.3 に示すように直下型改良と周囲型改良の２タイプがある。改良形態による対策効果の相違を２次元 FEM 解析により検証した例[9]を図-解 4.4.4 に示す。同図は、液状化層厚７m の地盤を対象としたフーチングの水平方向の最大変位と改良範囲の関係である。フーチングの応答変位は、改良範囲の拡大に伴い直下型改良、周囲型改良いずれの場合も減少しているが、直下型改良では１m 程度、周囲型改良では５m 程度の改良範囲で、水平変位量を無対策時の60％程度まで低減できることが示されている。改良形態は、これらの検討結果および斎藤らの提案、建築学会の方法等により求められた改良範囲を考慮して適切に選定する必要がある。

なお、必要に応じて FEM 解析等を用いて杭応力度、変位等を算出し、改良範囲・改良形態を検討することも有効であるが、使用する解析手法の特性や必要なパラメータの設定などには十分注意が必要である[10]。

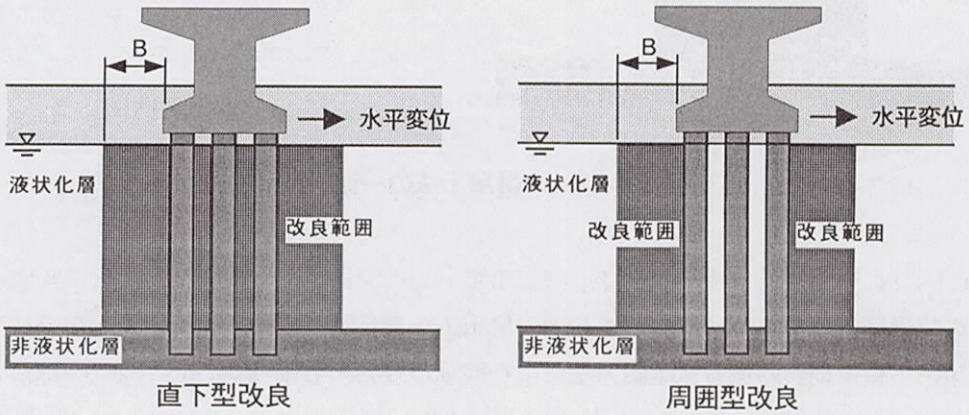


図-解 4.4.3　改良形態と改良範囲の一例

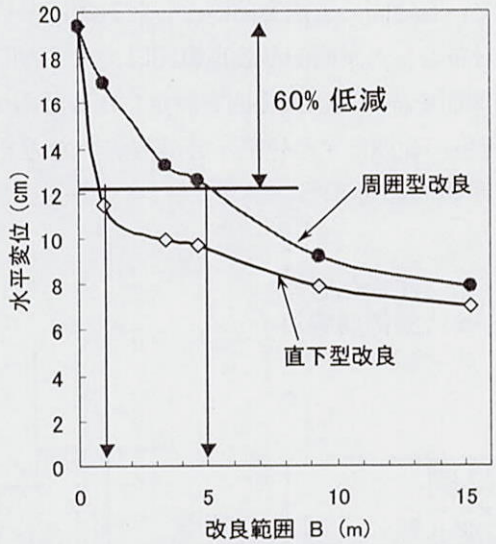


図-解 4.4.4　改良形態の相違による対策効果の比較例[9)]

また、既設基礎の対策においては、用地条件・施工期間などを十分考慮した上で設計および施工計画を立案しなければならない。例えば、敷地境界まで余裕がない場合は、図-解 4.4.5 に示すように既設基礎直近には小径ドレーンを打設し、その外周部に鋼矢板（シートパイル）を設置する併用工法も有効な方法である。このような場合、非改良地盤との境界は鋼矢板で仕切られているので、非改良地盤からの過剰間隙水圧の伝播は考えなくてもよく、鋼矢板による拘束効果も期待できることがマイクロパイルに排水機能付き鋼矢板を併用した実験および解析により示されている[10)]。

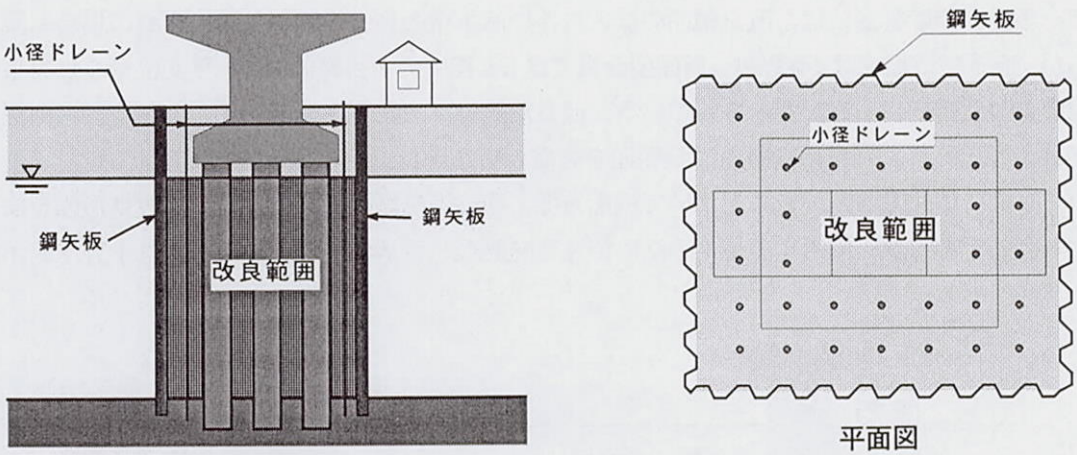


図-解 4.4.5　併用工法の一例（鋼矢板併用）

図-解 4.4.6 は、レベル２地震時等において、小径ドレーンによる地盤改良だけでは基礎耐力が不足する場合の対策例として、マイクロパイルとの併用工法を示したものである。マイクロパイル併用時の改良効果について地震時保有水平耐力法により検証した結果を図-解 4.4.7 に示す。地盤の液状化の程度が著しい（低減係数D_Eが小さい）ほど増し杭本数は増加するが、小径ドレーンの排水効果により低減係数を 1/2～1/3 程度に抑えれば、増し杭の必要本数を削減できることが確認されている[9)]。

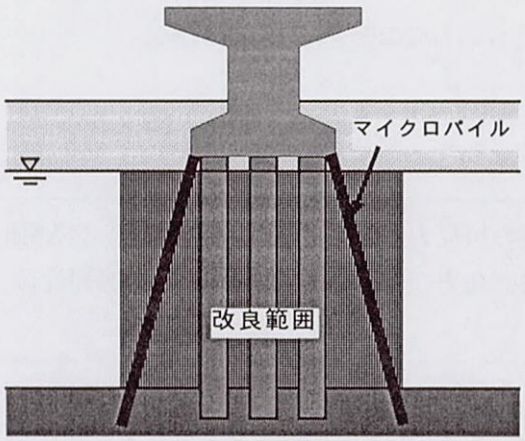


図-解 4.4.6　併用工法の一例（マイクロパイル併用）

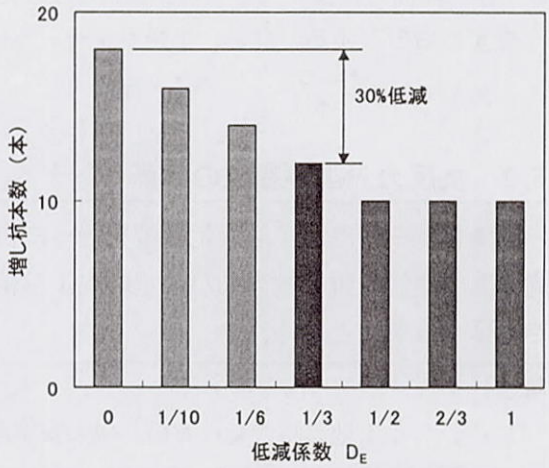


図-解 4.4.7　増し杭本数低減効果[9)]

4.5　レベル１地震時に対する照査

4.5.1　照査の基本

小径ドレーンにより液状化対策を行った既設基礎のレベル１地震時に対する照査は、次によるものとする。

(1)　各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。

(2)　杭基礎の変位は、許容変位以下とする。

(3)　杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

【解説】

小径ドレーンにより液状化対策を行った既設杭基礎のレベル１地震時に対する照査は、道示Ⅳの規定に準じるものとする。

(1)　上部構造から既設杭に伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、それぞれの許容支持力以下であることを照査する。

ここで、既設杭の許容支持力は道示Ⅳの規定に準じて算定する。ただし、既設杭の施工方法、設計年次等を考慮し適切に評価する必要がある。一般には、既設杭の適用基準を基に算定することが望ましい。

(2)　水平方向の安定性は、水平変位により照査するものとした。一般に、許容変位としては、道示Ⅳに示されるように、上部構造から決まる許容水平変位と下部構造から決まる許容水平変位を考慮しなければならない。

既設杭の許容水平変位は、道示Ⅳに準じて杭径の１％とするが、杭径1,500㎜以下の杭については15㎜とする。

なお、水平変位は、設計上の地盤面がフーチング下面もしくはそれより下に位置する場合には設計上の地盤面において照査するものとし、設計上の地盤面がフーチング下面より上に位置する場合には杭頭位置において照査するものとする。

(3) 作用断面力により生じる杭基礎各部材の応力度が、それぞれの許容応力度以下であることを照査するものとする。なお、小径ドレーン自体の許容応力度の照査は不要である。

4.5.2 杭反力および変位の計算

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の杭反力および変位は、フーチングを剛体、杭および地盤を杭の軸方向バネ定数および杭の軸直角方向バネ定数で評価した線形弾性体として計算するものとする。

【解説】

1) レベル１地震時における杭基礎の安定計算においては、既設杭に生じる応力度を許容応力度以下に制限することから、道示Ⅳに準じて、既設杭を弾性体として取り扱うものとした。また、水平方向地盤反力係数の非線形性についても、杭基礎の挙動を許容変位以下に抑えることから、道示Ⅳに準じ、見かけ上線形として取り扱うものとした。

2) 杭体および地盤を線形弾性体とする場合の計算法としては、既設杭を剛体のフーチングに結合し各杭体が弾性床上に支持されたはりとする杭～ラーメンモデルで解く方法、あるいは、道示Ⅳに示される変位法がある。

3) 既設杭の軸方向バネ定数、軸直角方向バネ定数は、既設杭の杭種、施工方法、設計年次を考慮し、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

4) 直下型改良を行う場合には、全ての既設杭に小径ドレーンの排水効果による水平抵抗を考慮してもよい。周囲形改良の場合には、最外周に位置する杭にのみ小径ドレーンの排水効果による水平抵抗を考慮するものとする。

5) フーチング周辺の地盤が長期的に安定して存在している場合、フーチング前面の水平抵抗は、液状化層の影響を考慮して道示Ⅳに準じて算出してよい。

4.5.3 杭体の照査

杭体各部は、軸力、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であることを照査するものとする。

【解説】

1) 軸方向押込み力または軸方向引抜き力による杭体各部の軸力は、地盤の特性を考慮して算出するものとする。

2) 軸直角方向力および杭頭モーメントによる杭体各部の曲げモーメントおよびせん断力は、道示Ⅳに準じ、杭体を弾性床上のはりとして算出してよい。

なお、杭体の設計に用いる曲げモーメントは、道示Ⅳに準じ、次の２点を考慮して決定するものとする。

i) 杭頭剛結合の場合、変位法で算出される杭頭曲げモーメントと杭頭ヒンジ結合と考えた地中部最大曲げモーメントとを比較して大きい方を用いる。

ii) 杭中間部は、杭頭剛結合であっても、杭頭ヒンジ結合と仮定した場合の曲げモーメントと

比較して、その大きい方で設計する。

3) レベル１地震時においては、道示Ⅳに準じ、軸力、曲げモーメントおよびせん断力によって既設杭各部に生じる応力度が、許容応力度以下であることを照査する。なお、既設杭の照査方法は、道示Ⅳに準じるものとする。

4.6 レベル２地震時に対する照査

4.6.1 照査の基本

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎は、レベル２地震時において基礎の降伏に達しないようにすることを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、応答塑性率および応答変位がそれぞれ許容塑性率および許容変位以下となることを照査する。

【解説】

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎のレベル２地震時に対する照査は、道示Ⅳおよび道示Ⅴに規定される地震時保有水平耐力法に基づいて行うこととする。本節では、小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎における断面力、杭頭反力および変位の計算方法や降伏、許容塑性率等について規定した。

照査内容および設計手順は、次のとおりである。

1) 小径ドレーンにより液状化対策を行った地盤上の橋脚の杭基礎は、土質定数の低減係数D_Eを考慮して基礎の断面力や変位を計算し、道示Ⅴに規定される荷重を作用させ、4.6.2 の規定により杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力および変位を計算し、4.6.3 に規定する杭基礎の降伏に達しないことを照査する。これを満足しない場合は、道示Ⅴに準じ杭基礎の応答塑性率を算定し、これが 4.6.4 に規定する杭基礎の許容塑性率以下となることを照査する。なお、橋台杭基礎の場合は、応答塑性率の照査を行う。

2) 杭基礎に塑性化が生じることを考慮して設計する場合には、杭基礎の応答変位が 4.6.4 に規定する許容変位以下となることを照査する。ただし、橋台の杭基礎の場合は、応答変位の照査は不要である。

3) 1)において計算されたフーチング、既設杭に作用する断面力が、部材の耐力以下となることを照査する。

4.6.2 断面力、杭頭反力および変位の計算

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力および変位は、杭基礎を非線形性を考慮した地盤バネによって支持されたラーメン構造に置き換えて算出してよい。ここで、杭体に生じる軸力および曲げモーメントに応じて、杭体の曲げ剛性を低下させるものとする。

【解説】

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の計算モデルを規定したものである。レベル２地震時に対する照査では、杭基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する必要がある。小径ドレーンにより液

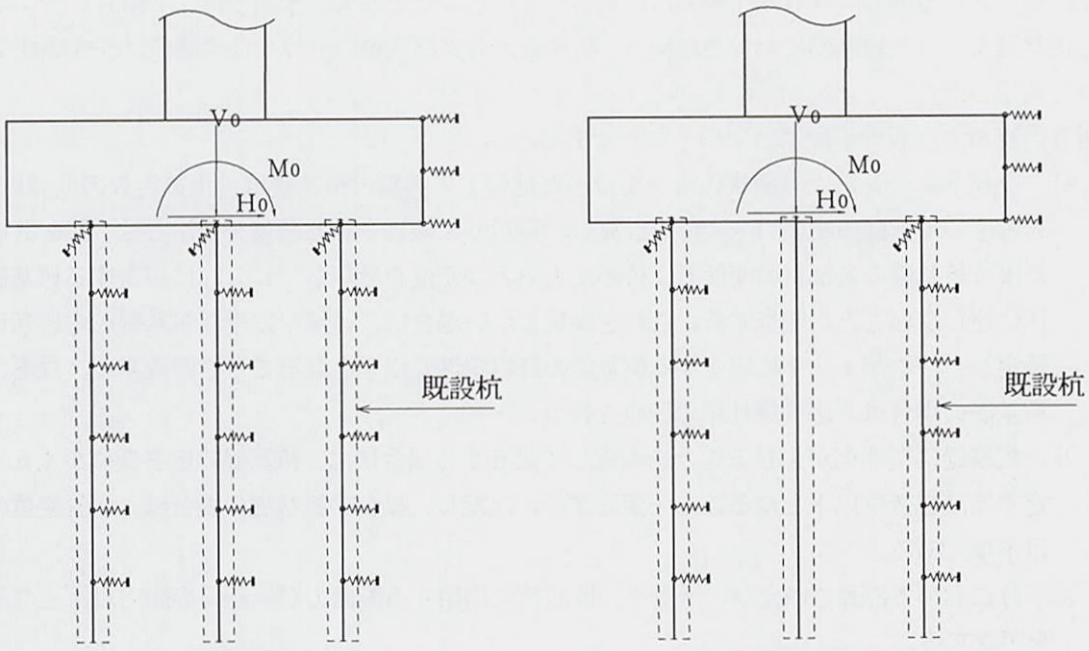
状化対策を行った杭基礎は次のようにモデル化する。解析モデルを図-解 4.6.1 に示す。

1) フーチングは剛体とし、既設杭の杭頭をフーチングに剛結したラーメン構造とする。

2) 既設杭の軸方向の抵抗特性、軸直角方向の抵抗特性および杭体の曲げモーメント～曲率関係は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じてモデル化してよい。ただし、モデル化にあたっては、既設杭の損傷状況を把握したうえで、その影響を適切に考慮することが望ましい。

兵庫県南部地震時に液状化により被災した建築物の杭基礎（ＰＣ杭）を掘り出し、杭体の曲げ試験、せん断試験を実施した事例がある[11]。それによると、実験の結果と、コンクリートの圧縮強度、有効プレストレスおよびＰＣ鋼線の降伏応力度を用いて算定した耐力とを比較すると、ほぼ同等になったという結果が得られている。

3) 直下型改良を行う場合には、全ての既設杭に小径ドレーンの排水効果による水平抵抗を考慮してもよい。周囲形改良の場合には、最外周に位置する杭にのみ小径ドレーンの排水効果による水平抵抗を考慮するものとする。



（ａ）直下型改良　　（ｂ）周囲型改良

図-解 4.6.1　小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の解析モデル

4) フーチング周辺の地盤が長期的に安定して存在している場合、フーチング前面の水平抵抗は、液状化層の影響を考慮して道示Ⅳに準じて算出してよい。

なお、小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の応答塑性率および応答変位の算出は、道示Ⅴに基づいて行うものとする。

4.6.3　基礎の降伏

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の降伏は、杭体の塑性化、杭頭反力が上限値に達すること等により、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時とする。

【解説】

道示Ⅳにおいて、基礎の降伏とは、基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係において、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時とされている。小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎においても、その考え方に準じ、上部構造の慣性力の作用位置における水平変位が急増し始める時を基礎の降伏と定義するものとした。

道示Ⅳでは、杭基礎の降伏に影響をおよぼす主な要因として、杭体の塑性化による曲げ剛性の低下、杭頭反力が上限値に達することによる回転変位の増加が取り上げられている。したがって、基礎の降伏は、非線形解析によって基礎の水平荷重～水平変位関係を求め、それを基に判定することを基本とする。

なお、これまでの試算結果[12]などを考慮すると、小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の降伏は、一般には次のいずれかに最初に達する時を目安としてよい。

① 全ての既設杭において、杭体が塑性化する。

② 一列の既設杭の杭頭反力が、押込み支持力の上限値に達する。

ここで、杭体が塑性化する状態とは、適用基準、構造細目などを考慮して定めるものとする。

4.6.4　許容塑性率および許容変位

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の許容塑性率および許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

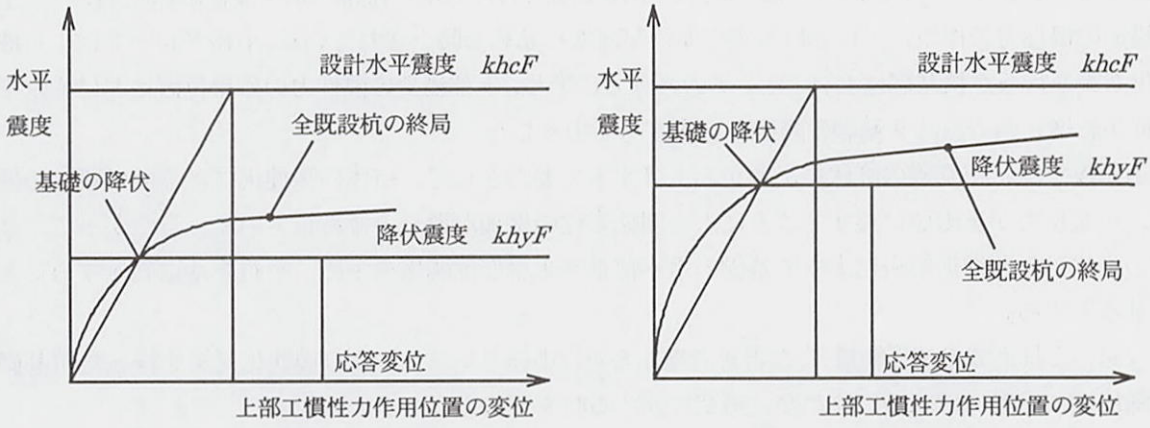
【解説】

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の設計においては、橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合と同様、基礎の塑性化を考慮して設計を行うことが合理的な場合がある。この場合、液状化対策を行った基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように、応答塑性率が許容塑性率以下となることを照査するものとする。また、橋脚基礎の場合には、応答変位が許容変位以下となることも照査する必要がある。ここで、許容塑性率は、道示Ⅳに準じ、橋脚の杭基礎の場合は４を、橋台の杭基礎の場合は３をそれぞれ目安としてよい。ただし、既設杭は、道示Ⅳに示される構造細目を満足していないことも考えられるため、応答塑性率を新設の杭基礎と同程度まで許容すると、既設杭の塑性化が過度に進行し、橋としての機能の回復を容易に行うことが困難な損傷が生じる恐れがある。そこで、許容塑性率は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮して設定することが望ましい。

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の水平荷重～水平変位関係を図-解 4.6.2 に示す。図-解 4.6.2(a)は、エネルギー一定則を適用して算出された応答変位時において、全既設杭が終局に達している場合を示している。この場合、全既設杭が終局に達した後においても、基礎によるエネルギー吸収を想定していることになる。しかし、道示Ⅳに示される構造細目を満足しない、あるいは構造

細目が不明確な既設杭については、想定したエネルギー吸収を期待できない可能性がある。したがって、このような場合には、図-解 4.6.2(b)に示すように、応答変位時において、全既設杭が終局に達しないように許容塑性率を設定することが望ましい。

なお、小径ドレーンにより液状化対策を行った橋脚の杭基礎の許容変位は、道示Ⅳに準じ、フーチング底面位置の回転角で 0.02 rad 程度を目安としてよい。



(a)応答変位時に既設杭が終局に達している場合

(b)応答変位時に既設杭が終局に達していない場合

図-解 4.6.2　基礎の塑性化を考慮する場合の杭の状態と応答変位の関係

4.6.5　部材の照査

小径ドレーンにより液状化対策を行った杭基礎の各部材は、4.6.2 の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

【解説】

杭基礎の各部材に生じる断面力が、各部材の耐力以下となることを照査するものとした。ここで、既設杭に作用する曲げモーメントについては、部材の降伏による剛性低下を考慮しているため、照査は省略してよい。

1)　既設杭に生じるせん断力が、そのせん断耐力以下となることを照査するものとする。

2)　既設杭のせん断耐力は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じて、適切に算出するものとする。

3)　フーチングは、道示Ⅳの規定に準じて照査するものとする。

4.7　改良仕様の設計

小径ドレーンの改良仕様（ドレーン径、打設間隔）は、既設基礎の耐震性を確保できる土質定数の低減係数D_Eより、許容過剰間隙水圧比を安全側に設定し、これを満足するように決定するものとする。

【解説】

小径ドレーン打設間隔の算出手順を図-解 4.7.1 に示す。小径ドレーンの打設間隔は、通常の間隙水圧消散工法と同様、小径ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径を b、小径ドレーンの半径を a とした軸対称問題として砂層中の過剰間隙水圧の挙動に関する方程式を解くことによって作成された設計図表により、求めるものとする。

しかし、この手法には比較的多くの設計パラメータを必要とし、地盤の透水係数、体積圧縮係数などのように現状の調査技術では十分な精度で予測することが困難なパラメータも含まれている。また、液状化層を平均的な土質特性を持つ一様な層でモデル化するため、地層の平面的な広がりなども考慮して適切な土質定数の設定が必要である。したがって、設計では必要に応じて感度分析などを行い、設計パラメータの変化に対して余裕のある打設間隔を設定することが望ましい。

なお、フーチング直下地盤の改良を斜め打設により行う場合は、水平方向だけでなく鉛直方向にも排水距離が短くなり、その分の排水効果も期待できるため打設間隔を拡げられると考えられるが、現時点では定まった評価法がないため、本編では、図-解 4.7.2 に示す斜めドレーン間の水平間隔を鉛直方向に打設する場合と同じと考え打設間隔を設定するものとする。（通常、間隙水圧消散工法では、ドレーンの長さに比べてかなり小さい間隔で打設されるので、半径方向の流れが著しく卓越する。そのため、鉛直方向の流れを無視し、半径方向の流れだけを考えて設計されている。）

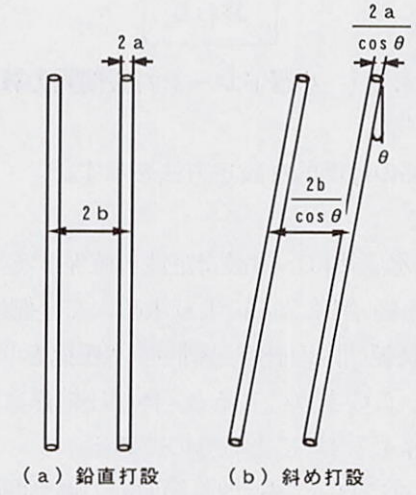


図-解 4.7.2　鉛直打設、斜め打設における打設間隔

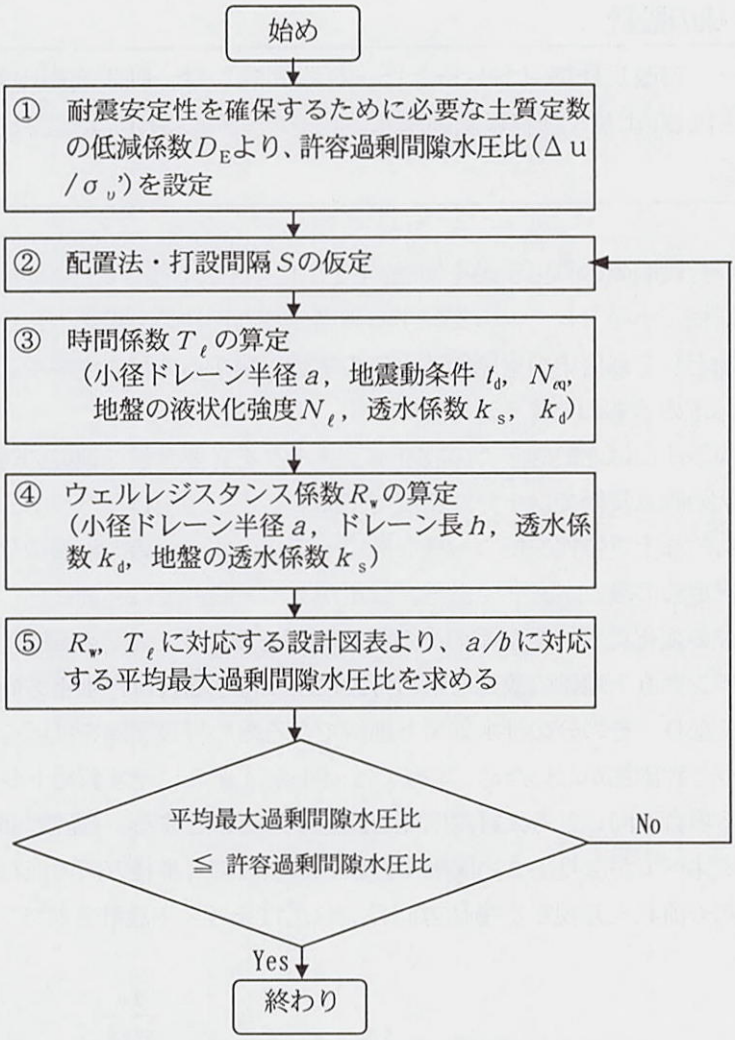


図-解 4.7.1　小径ドレーン打設間隔の算出手順

以下に小径ドレーンの打設間隔の標準的な設定方法を示す。

①　許容過剰間隙水圧比の設定

改良範囲内の許容過剰間隙水圧比は、耐震安定性を確保するために必要な土質定数の低減係数D_Eに応じた過剰間隙水圧比を図-解 4.7.3 により求め、安全側に設定するものとする。

レベル１地震動の場合、改良範囲内の許容過剰間隙水圧比を 0.5 以下に設定し、液状化の発生を防止するものとする。これは、このようにすると、体積圧縮係数は大きく増加することなく地震後の沈下量は少ないこと（図-解 4.7.4）によるものである。

レベル２地震動に対する検討においても、改良範囲内の過剰間隙水圧比を 0.5 以下に設定することが望ましいが、困難な場合は液状化の発生を許容し 0.9 を上限として設定するものとする。

また、道示の液状化抵抗率F_Lと低減係数D_Eの関係から過剰間隙水圧比 を求める方法 [12] も提案されているが、この方法は振動実験等による妥当性の検証が必ずしも十分でないことから、適用には十分注意が必要である。

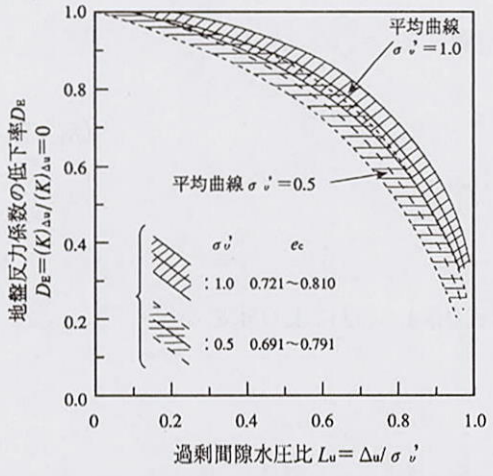


図-解 4.7.3　過剰間隙水圧比と地盤反力係数の低下率の関係 [13)]

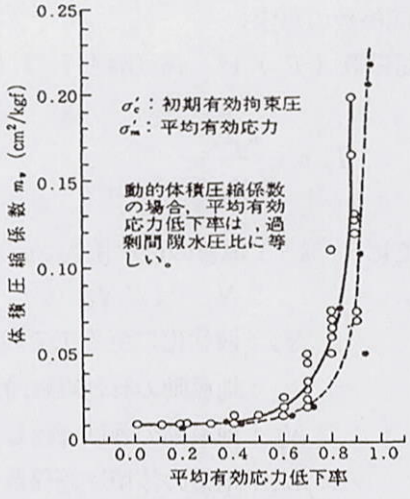


図-解 4.7.4　有効応力低下率と体積圧縮係数の関係 [14)]

② 配置法・打設間隔の仮定

小径ドレーンは、図-解 4.7.5 に示す正三角形配置（六角形）または正方形配置（四角形）で打設するものとし、この場合、地震時には、図中の六角形または四角形内の間隙水は、各々の領域の小径ドレーンに流入する。設計では、この六角形や四角形の排水領域を同じ面積の円（等価有効円）に置き換えて考える。打設間隔（S）と小径ドレーンの等価有効円の半径（b）との関係は、式（解 4.7.1）で表される。

正三角形配置: $b=S/1.90$　　（解 4.7.1）
正方形配置 : $b=S/1.77$

通常、小径ドレーンの配置は、施工機械の位置決めの容易さなどから正方形配置が採用され、最小打設間隔は、施工性の面からみて 0.5m程度である。

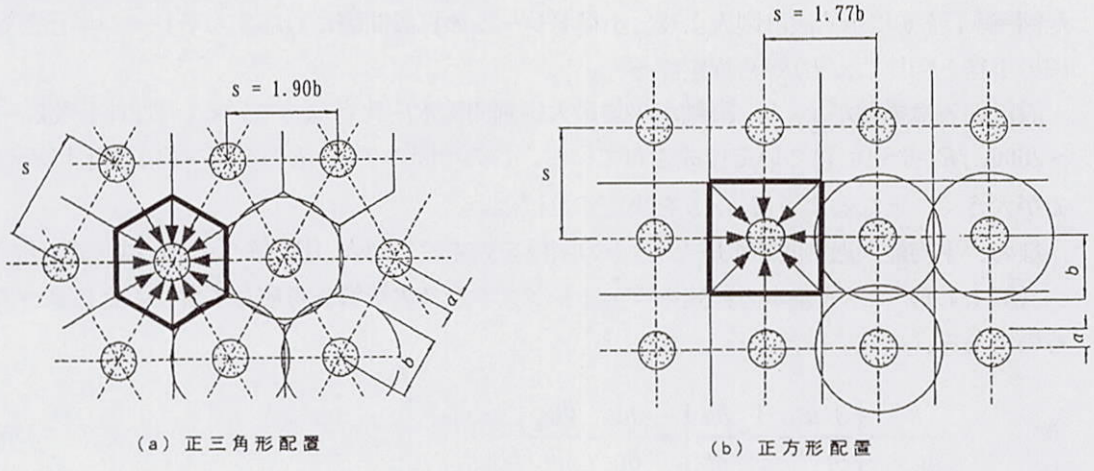


図-解 4.7.5　小径ドレーン配置と等価有効円 [15)] に加筆

③ 時間係数の算定

時間係数（T_ℓ）は，式（解 4.7.2）にしたがって計算する。

$$T_\ell = \frac{k_s t_\ell}{m_v \gamma_w a^2} \qquad \text{(解 4.7.2)}$$

ここに、 k_s ：地盤の透水係数（m/s）

t_ℓ ：$N_\ell \cdot t_d / N_{eq}$（s）

N_ℓ ：液状化に至るまでの繰返し回数で式(解 4.3.1)により求める

t_d ：地震動の有効継続時間（s）

N_{eq} ：地震動の等価繰返し回数

m_v ：地盤の体積圧縮係数（m^2/kN）

γ_ω ：水の単位体積重量（kN/m^3）

a ：ドレーン半径（m）

④ ウェルレジスタンス係数の算定

ウェルレジスタンス係数（R_w）は、式（解 4.7.3）にしたがって計算する。

$$R_w = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 \qquad \text{(解 4.7.3)}$$

ここに、 k_s ：地盤の透水係数（m/s）

k_d ：ドレーン透水係数（m/s）

h ：ドレーン長（m）

a ：ドレーン半径（m）

⑤ 平均最大過剰間隙水圧比の推定

平均最大過剰間隙水圧比は、ウェルレジスタンス係数R_wおよび時間係数T_ℓをパラメータとした図-解 4.7.6 に示す設計図表より、小径ドレーンの打設間隔に対応するドレーン半径と等価有効円の半径との比（a/b）から推定する。

設計図表は横軸がa/b、縦軸が平均最大過剰間隙水圧比となっている。設計図表は、T_ℓ=2.5～2000、R_w=0～10 について作成されている。この中間のT_ℓ、R_wについては設計上安全側（a/bが大きく）となるようにa/bを決定すればよい。

なお、平均最大過剰間隙水圧とa/bの関係を表す設計図表（図-解 4.7.6）は、式（解 4.7.4）～（解 4.7.6）に示す基本方程式をウェルレジスタンスの影響を考慮して解くことによって求めたものである。

$$\frac{k_s}{m_v \gamma_w}\left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r}\right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \qquad \text{(解 4.7.4)}$$

ここに、 γ_w ：水の単位体積重量（kN/m^3）

k_s ：砂層の透水係数（m/s）

m_v：砂層の体積圧縮係数（m²/kN）
u　：間隙水圧（消散と発生を重ね合わせたもの）（kN/m²）
u_g：繰返しせん断により発生する間隙水圧（kN/m²）
r　：半径（m）
t　：時間（s）

u_gはDe Alba（デアルバ）らによる式（解4.7.5）を使用した。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1}\left(\frac{N}{N_\ell}\right)^{\frac{1}{2\alpha}} \qquad \text{（解4.7.5）}$$

ここに、　σ_{v0}'　：初期有効上載圧（kN/m²）
　　α　　：砂の性質と試験条件によって決まる係数（一般にα=0.7）
　　N_ℓ　：一定振幅に換算した地震動で液状化する繰返し回数

式（解4.7.2）より、繰返しせん断による間隙水圧の蓄積速さは式（解4.7.6）で表すことができる。

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} = \frac{\sigma_{v0}' N_{eq}}{\alpha \pi N_\ell t_d} \left\{ \sin^{-1}\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma_{v0}'}\right) \cos\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma_{v0}'}\right) \right\}^{-1} \qquad \text{（解4.7.6）}$$

ここに、　N_{eq}：地震動の等価繰返し回数
　　t_d　：地震動の有効継続時間（s）

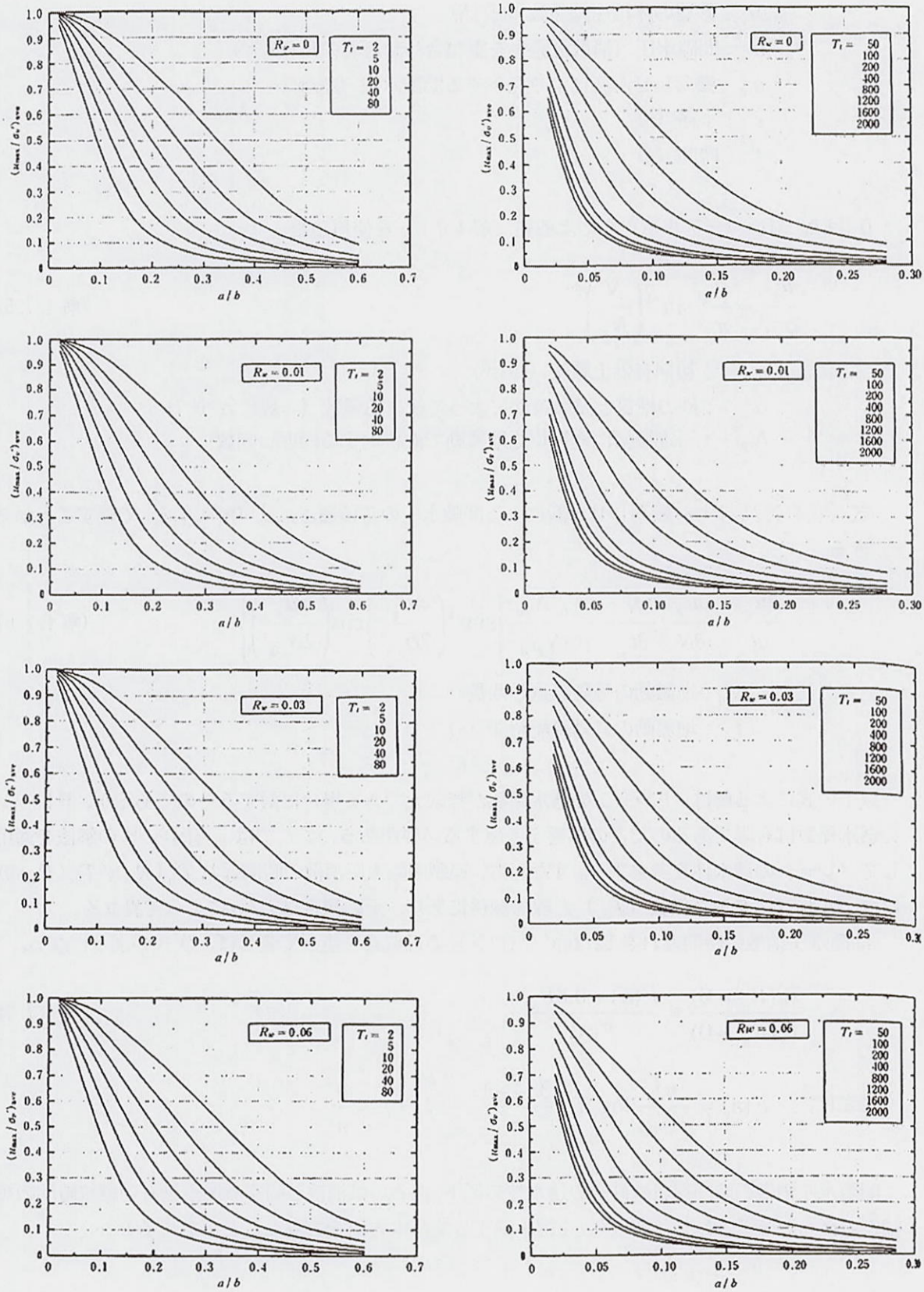
以上の式による解は、ドレーンの透水係数が無限大である場合に対するものであるが、ドレーンの透水係数は有限であるのでこの影響を考慮する必要がある。ここでは、吉国ら[16]の解法を適用してドレーンの透水性を考慮する。すなわち、過剰間隙水圧消散の時間遅れ$T_h(R_w)/T_h(R_w=0)$はウェルレジスタンス係数（R_w）と線形関係にあり、その傾きはb/aによって異なる。

間隙水圧消散の時間遅れをBarron（バロン）の近似式を使って表せば、次式のようになる。

$$\frac{T_h(R_w \neq 0)}{T_h(R_w = 0)} = \frac{F(n) + 0.8R_w}{F(n)} \qquad \text{（解4.7.7）}$$

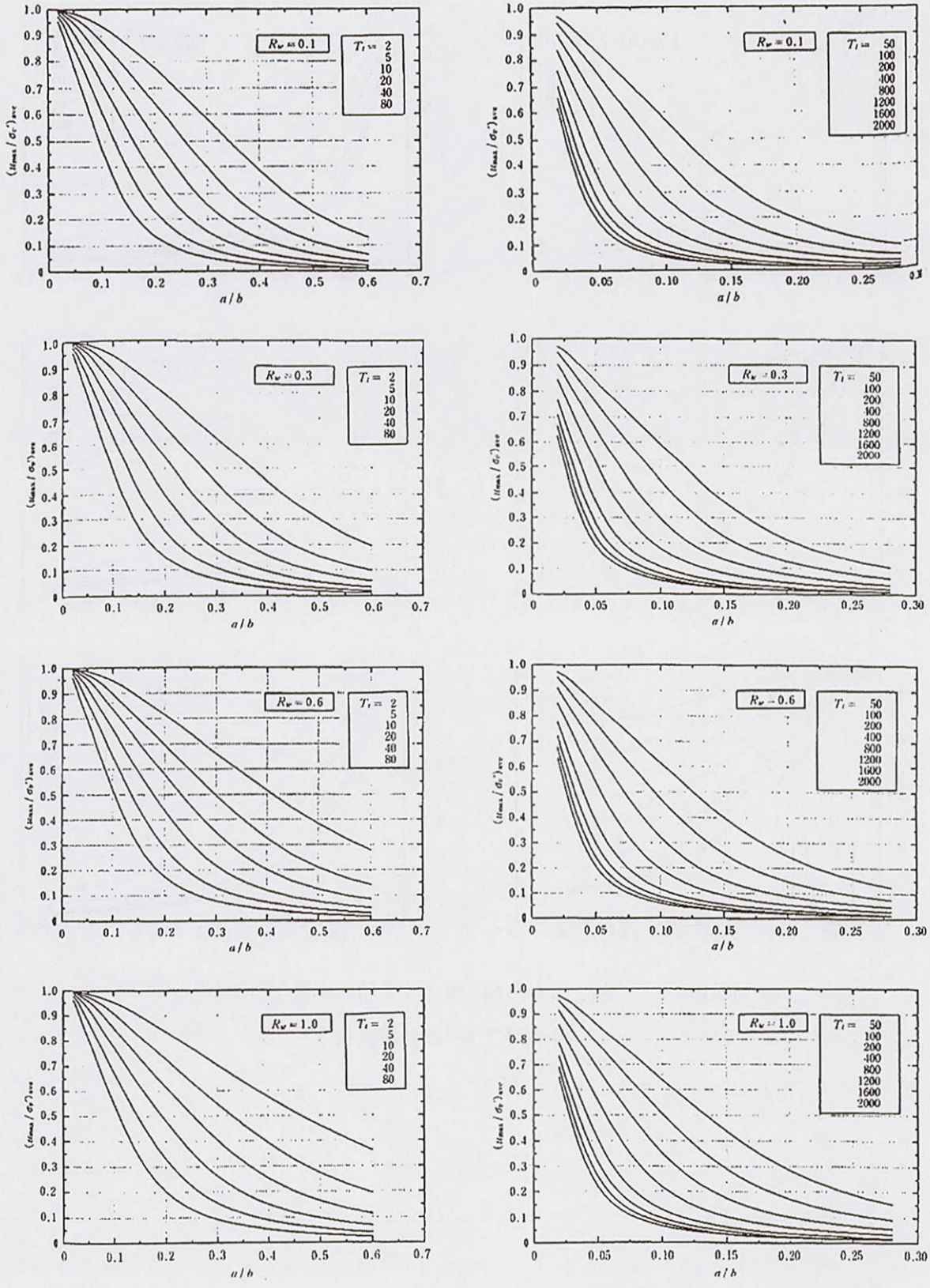
ここに、　$F(n) = \dfrac{n^2}{n^2-1}\log_e n - \dfrac{3n^2-1}{4n^2}$　　，　$n = \dfrac{b}{a}$

間隙水圧消散の時間遅れは砂層の透水性の低下、あるいは消散に関する地震動有効継続時間の短縮と考えられる[17]ので、時間係数を縮小補正して基本方程式を解くことができる。



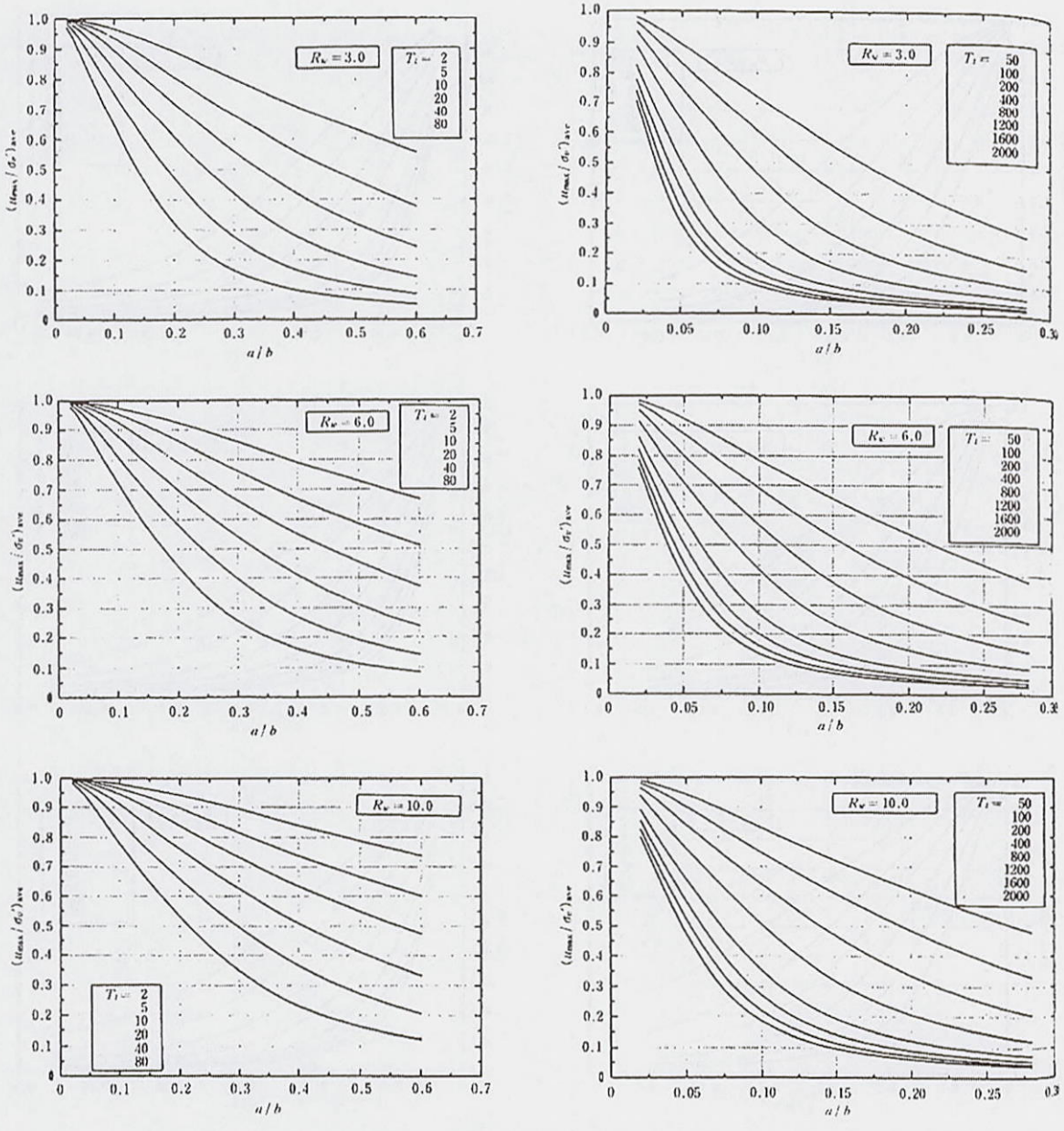
注：図中のグラフは、上から順に凡例中の時間係数 T_ℓ に対応している。

図-解 4.7.6　設計図表(a)[18)]



注：図中のグラフは、上から順に凡例中の時間係数 T_ℓ に対応している。

図-解 4.7.6　設計図表(b)[18]



注：図中のグラフは、上から順に凡例中の時間係数 T_ℓ に対応している。

図-解 4.7.6　設計図表(c)[18)]

【参考文献】

1) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、pp.315-318、1993.2.

2) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不撹乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示、第13回土質工学研究発表会講演集、pp.465-468、1978.6.

3) 安田進：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、pp.111、1995.11.

4) 阪神淡路大震災地盤調査研究会：平成９年度報告書、pp.219、1998.3.

5) Seed,H.B.,Idriss,I.M.and Arango,I.:Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data,J.GE,ASCE,vol.109,No.3,pp.458-482,1983.

6) Tokimatsu,K.and Yoshimi,Y.:Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes,Proc.International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters,pp.643-655,1980.

7) 斎藤彰・有馬宏・米山利治・福田正美：扇島地区における液状化予測と対策の実施例、土と基礎、vol.24、No.12、pp.35-42、1976.12.

8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、p.172、1988.1.

9) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第278号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その２）、2001.12.

10) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第282号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その３）、2002.9.

11) 藤永隆・三谷勲・大谷恭弘他：兵庫県南部地震で被災したＰＣ杭の被害と構造性能、神戸大学都市安全研究センター研究報告第５号、2001.3.

12) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第246号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その１）、2000.8.

13) 常田賢一・木全俊雄・吉田清一：地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討、第16回土質工学研究発表会講演集、pp.629-632、1981.5.

14) 大野義郎・伊藤克彦・大北康治：砕石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について、第18回土質工学研究発表会講演集、pp.575-578、1983.6.

15) グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法 技術資料、1996.4.

16) 吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理、技報堂、pp.40-49、1979.9.

17) 大北康治・柚木孝治・伊藤克彦他：砕石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラフ、第21回土質工学研究発表会講演集、pp.737-738、1986.6.

18) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第186号 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)、1999.3.

第Ⅲ部　施工マニュアル

1章　総　　則

1.1　適用範囲

本編は、小径ドレーンを用いて既設基礎の液状化対策を行う場合の施工に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の液状化対策に小径ドレーンを適用する場合の施工法、施工管理法についてとりまとめたものである。

ただし、本編に記載されていない事項については、必要に応じて次の示方書等を参考にするものとする。

1)　道路橋示方書・同解説　　：(社)日本道路協会（2002年3月）

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、次に示すとおりとする。

(1)　小径ドレーン
　管径50～100㎜の口元管、スクリーン管、ドライブポイントの総称

(2)　口元管
　小径ドレーンにおいて、地表付近の非液状化層部に配置される無孔鋼管

(3)　スクリーン管
　小径ドレーンにおいて、対策対象となる液状化層部に配置される集水管

(4)　ドライブポイント
　小径ドレーンにおいて、スクリーン管下部に配置されるスクリーン管より太い無孔鋼管

(5)　ドレーン長
　小径ドレーンの液状化層内にあるスクリーン管の長さ

(6)　ドレーン径
　小径ドレーンのスクリーン管の直径

(7)　スロットサイズ
　スクリーン管の集水溝（Vスロット）幅

(8)　開口率
　スクリーン管の集水面積に占める開口部面積の割合

(9)　代表粒径D_{85}
　砂地盤の粒径加積曲線で通過重量百分率が85%に相当する粒径

(10)　直下型改良
　既設基礎の直下地盤とフーチング周辺地盤を改良範囲とする改良

(11)　周囲型改良
　既設基礎のフーチング周囲地盤のみを改良範囲とする改良

2章　施工に関する一般事項

2.1　基本事項

小径ドレーンの施工は、設計図書に示された要求性能・品質が確保されるように、本編の規定に基づいて行うものとする。

【解説】

一般に、小径ドレーンの性能・品質は施工依存度が高く、工法の特徴を十分理解した上で安全かつ適切に施工する必要がある。設計図書に示された耐震性能、品質を確保するためには、本編の規定や設計条件、作業環境・周辺環境等の施工条件を十分に検討して作成された施工計画書に基づいて施工・施工管理する必要がある。

また、施工中は絶えず現場の状況を観察し、施工計画書と異なる状況に遭遇した場合には、必要に応じて調査検討を行った上で、的確な判断を下すと同時に手遅れの生じない機敏な措置がとれる体制を常に作っておくことが大切である。

2.2　事前調査

小径ドレーンの施工にあたっては、現場環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の必要事項について十分な調査を行うものとする。

【解説】

小径ドレーンの施工に着手するときには、すでに設計時に種々の調査が完了しており、施工上の事項についても検討がなされている。しかし、安全で確実な施工を実施するため、設計時に行った種々の調査結果を見直し、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等について必要な事項があれば調査を行う必要がある。特に、既設基礎の液状化対策に小径ドレーンを用いる場合には、一般の新設構造物基礎と比較して施工上の制約条件が多いため、現場での施工条件を十分に調査・検討する必要がある。

また、施工中においても必要に応じて、周辺に及ぼす環境の変化等、種々の調査を行う必要がある。

主な事前調査項目を、表-解 2.2.1 に示す。小径ドレーンを用いて既設基礎の液状化対策を行う場合に、特に調査・検討すべき内容を以下に示す。

1)　空頭制限高の調査

既設基礎の補強においては、架線、上部構造、橋脚の梁などの空頭制限を考慮する必要がある。空頭制限高さは、施工機械の選定や使用する小径ドレーン１本当たりの部材長さや継手数などに関係し、工期・工費にも大きく影響してくる。このため、小径ドレーンの打込み位置周辺の空頭制限を十分に調査し、施工機械の選定や材料諸元を検討しなければならない。

2)　平面的な施工ヤード条件の調査

既設基礎周辺は、既に各種社会活動が営まれ、施工ヤードを確保する上で多くの制約条件がある場合が多い。このため、平面的な施工ヤードの検討を行う際には、用地境界位置、桁下空間の利用状況・構造物、施工ヤードとして利用可能な場所の面積・位置、地盤の高低差等を調査し、施工機械の配置、ヤード整形、現場搬入路位置等について十分な検討を行う必要がある。

施工において、供用中の道路を占用する必要がある場合には、道路交通量・利用状況を調査し、占有に伴う影響を最小限に留めるように配慮する必要がある。また、占有面積、占有期間・時間帯等に関して、事前に道路管理者・交通管理者と協議をしておく必要がある。

表-解 2.2.1　施工上の主な事前調査項目

分　類	調査事項	主な調査内容	主な検討内容
作業環境条件	空頭制限高	架線、上部構造、橋脚梁などの空頭制限高さ	施工機械の選定、１本当たりのドレーン長、継手位置の検討
	平面的な施工ヤード条件	施工場所周辺の利用状況、用地境界、確保可能な広さ・位置・形状、高低差等	施工機械および使用機械設備の配置検討、現場搬入路の位置検討等
	周辺道路状況	道路状態、交通量、利用状況、規制の有無	道路交通・周辺住民への影響、道路占用の協議等
	既設構造物	既設基礎構造物の構造諸元	施工時の影響等
	近接構造物・地下埋設物	近接構造物の諸元・利用状況、地下埋設物の位置・利用状況	施工時の隔離、施工時の影響・対策工、地下埋設物の協議等
	施工地盤	表層地盤の状態	表層地盤の安定性
	仮設設備	上下水道、工事用電力等の状況	仮設設備の検討
	自然条件	気温、降雨、降雪等	自然制約条件の把握
周辺環境条件	隣接地域状況	家屋・工場等の隣接構造物とその状況、井戸水位等	騒音・振動等の施工条件、施工時動態観測計画等
	周辺道路状況	道路状態、道路交通状況、規制の有無	現場搬入路の検討、施工条件
	建設工事の法的規制	騒音・振動規制、作業時間帯等	作業時間帯等の施工条件の考慮
	建設副産物	建設副産物の種類、リサイクルの受入先、処分方法	残土処理方法、リサイクル方法、廃棄物の処分方法
地盤条件	土　質	地質構成、土質物性、非液状化層厚、中間層の状態	施工方法の検討、設計条件との整合性
	地下水	地下水位、透水性、湧水性、伏流水及び被圧水の有無	施工方法の検討

3)　近接構造物・地下埋設物の調査

既設構造物の構造諸元（既設フーチング、橋脚等）、小径ドレーン打込み位置周辺の近接構造物、地下埋設物の位置・状況等に関して、十分な調査をしなければならない。また、近接構造物や地下埋設物の隣接状況によっては、当該基礎周辺地盤の掘削時や小径ドレーン打込み時に近接構造物等に影響がないか事前に検討し、必要に応じて対策工や施工中の動態観測を実施する必要がある。

4)　土質・地盤条件の調査

土質や地下水などの状況については、設計時に既存データの収集やボーリング、各種の試験を行うなど、一般に綿密な調査が行われている。しかし、施工箇所の地盤や地下水の状態は、小径ドレーン施工の可否、難易、確実性などを決定づける重要な要素となるので、設計時の土質調査結果を確認・検討するとともに、地盤の状況などによっては新たにボーリングや各種の試験を補足するなど、より綿密な調査を行う必要がある。

また、施工中においても、設計条件どおりの地盤条件か常に確認し、設計条件と大きく異なる場合には、必要に応じて追加調査を行い、その結果を設計に考慮しなければならない。

2.3　施工計画

小径ドレーンの施工にあたっては、設計条件ならびに本編の規定を十分に理解し、作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の事前調査結果を考慮して施工計画を作成するものとする。

【解説】

小径ドレーンに要求される性能・品質を確保するためには、あらかじめ設計上の諸条件を熟知して施工上必要な諸事項について十分な検討を加え、全過程を通じて安全かつ確実な施工ができるように計画する必要がある。また、施工に伴って生じる周辺への影響を考慮した環境の保全対策や作業の安全対策についても十分な配慮が必要である。

このため、設計条件や作業環境条件、周辺環境条件、地盤条件等の事前調査結果を十分に検討して施工計画書を作成し、適切に施工を行うものとする。

以下に、施工計画書に記載する主な事項を示す。

1)　工事概要

・工事名称
・工事場所
・発注者
・工期（全体工期、小径ドレーン打設工期）

2)　小径ドレーンの仕様

・小径ドレーン本数、ドレーン長、ドレーン径、配置
・口元管の材質、寸法、数量、継手
・スクリーン管の材質、寸法、数量、継手、スロットサイズ
・ドライブポイントの材質、寸法、数量、継手
・ドレーンマットの仕様

3)　施工条件

・作業環境条件

・周辺環境条件

・地盤条件

4)　施工計画

・施工体制（人員配置・管理組織）

・工程計画

・施工機械・配置計画、配置計画

・仮設・準備工計画

・材料搬入計画

・施工方法

・施工管理計画（工程管理、品質管理、出来形管理）

・安全管理計画

・環境保全対策

・動態観測計画

・施工記録の方法

3章　施工法

3.1　施工工程

小径ドレーンの標準的な施工工程は、施工基面の整地、小径ドレーンの打込み、ドレーンマットの敷設からなるものとする。

【解説】

小径ドレーン工法の施工工程を図-解 3.1.1 に示す。小径ドレーン１本の施工は、原則として小径ドレーンの打込み開始から打込み完了までを連続作業で行うものとする。途中で打止める場合は、キャップ等で頭部を覆いドレーン内への土砂、異物などの混入を防ぐ必要がある。

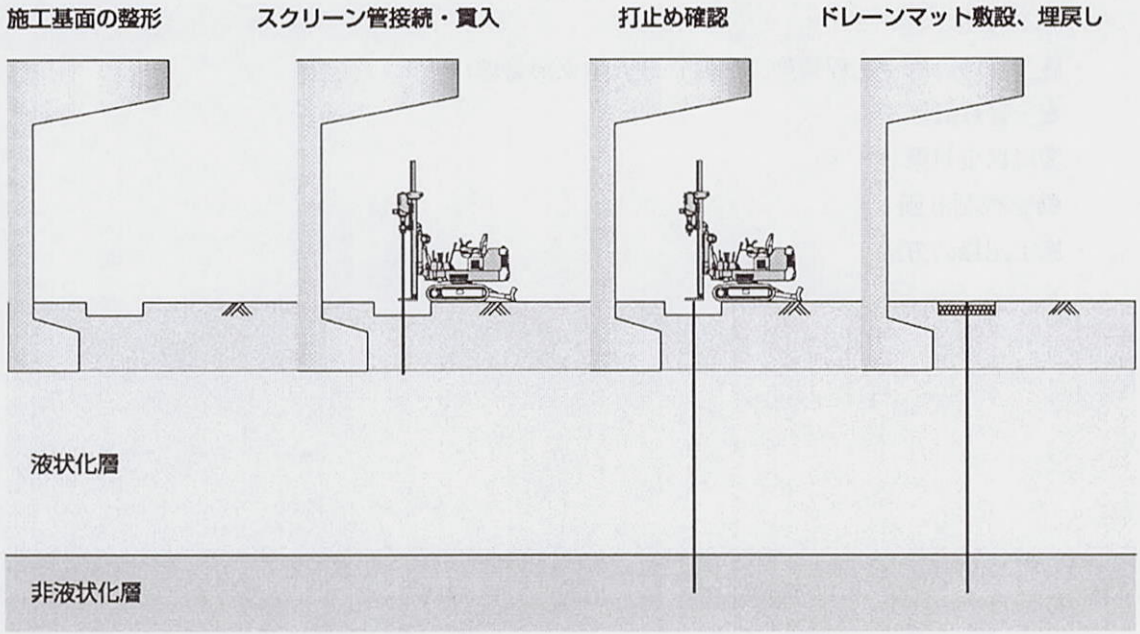


図-解 3.1.1　小径ドレーン工法の施工工程

①打込み準備：施工基面を整形し、打込み位置の芯出しをする。
②接続・貫入：スクリーン管を順次接続しながら所定の深度まで貫入する。
③打止め確認：所定の深度まで小径ドレーンを打設したことを確認する。
④排水層設置：ドレーンマットを敷設し、掘削土等で地表面まで埋戻す。

3.2　主要機械設備

小径ドレーンの施工に使用する施工機械設備は、施工場所の作業環境条件、周辺環境条件、経済性を考慮して最適なものを選定するものとする。

【解説】

小径ドレーンの打込みには、打撃工法、圧入工法、振動工法、併用（掘削と打撃、圧入または振動、油圧と打撃）工法の適用が可能であることが確認されている[1)]。小径ドレーンの打込み工法の選定は、施工場所の作業環境条件、周辺環境条件、地盤、地下水に関する条件および施工性、経済性等を考慮して行わなければならない。各打込み工法の特徴を表-解 3.2.1 に示す。

小径ドレーンの施工で使用する標準的な施工機械設備は、表-解 3.2.2 に示すとおりである。表中の仕様は標準例であり、作業環境や地盤条件により特殊な機械設備を選択する必要が生じる。

いずれの施工機械も空頭制限 4.0m 以下で施工可能であり、空頭制限が 3.0m 程度でも衝撃式削進機で対応が可能である。また、小型ボーリングマシンは、いずれも先行削孔できる機能を備えている。

表-解 3.2.1　小径ドレーン打込み工法の特徴

打込み工法	施工機械	適用地盤	施工可能深度	特徴
打撃工法	衝撃式削進機	砂地盤 砂礫地盤 N値＜30	20m	衝撃式削進機内のピストンが、圧搾空気により作動することで与えられた連続的な衝撃を小径ドレーンに伝え、打込む工法である。構造がシンプルで軽量のため人力での運搬が可能である。
	小型ボーリングマシン			30Hz までの振動数のハンマ（打撃）によって、小径ドレーン周面および先端の土の抵抗を減少させ、打込む工法である。
圧入工法				油圧によって小径ドレーンを地盤内に押込む工法である。施工中、圧入が困難な障害物、地層にあたった場合には打撃工法と併用する。騒音・振動の心配も少ない。
振動工法				振動に回転を加えたバイブレーション機構により、小径ドレーン周面の摩擦力を減少させて押込む工法である。このため、打撃工法に比べ騒音が低減される。施工能力は、打撃工法と同性能である。
併用工法				①掘削と打撃、圧入または振動の併用工法 予め小径ドレーン外径より小さい掘削（穿孔）をして、小径ドレーンを建込む。 ②油圧と打撃の併用工法 圧入工法で打込みが困難な堅い中間層がある場合など、打撃工法を併用して打抜く。

表-解 3.2.2　小径ドレーン工法の施工機械設備例

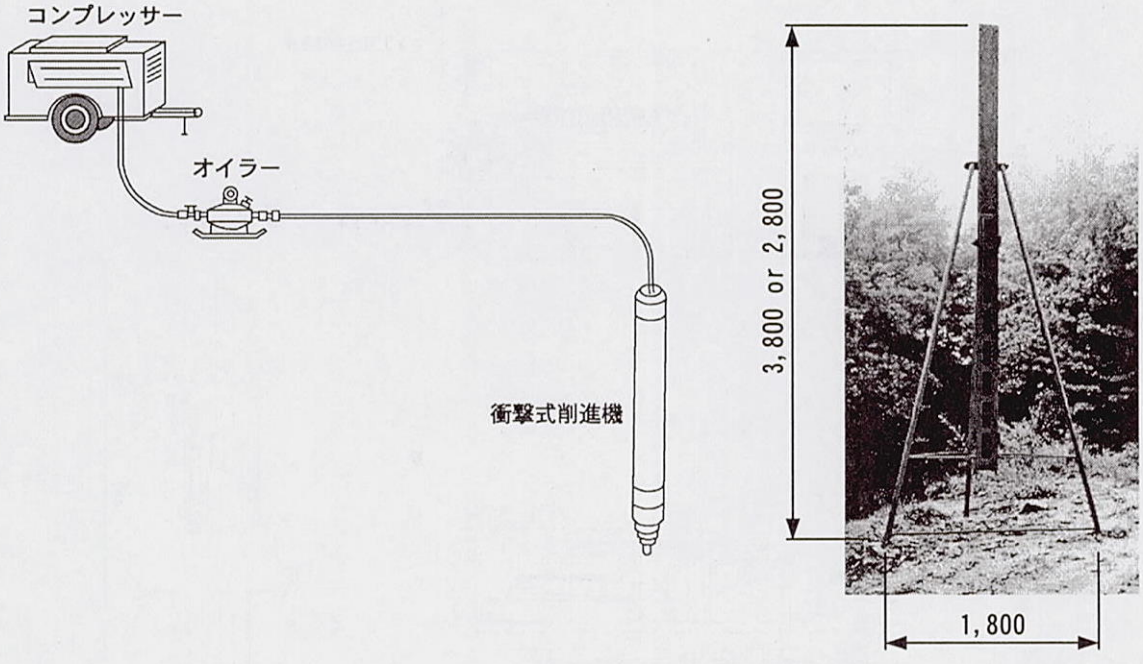
打込み工法	施工機械	打設長※1 (mm/回)	機械寸法（mm）※2			限界空頭高さ(mm)	備　考
			全長	全幅	全高※3		
打撃工法	衝撃式削進機	2,000	1,800	1,800	3,800	4,000	図-解 3.2.1
		1,000	1,800	1,800	2,800	3,000	
	小　型ボーリングマシン	1,500	3,290	1,330	3,003	3,400	図-解 3.2.2
圧入工法			3,020	1,550	3,590	4,000	図-解 3.2.3
振動工法			2,860	980	3,135	3,500	図-解 3.2.4

※1：1回に打設できるドレーン長

※2： 衝撃式削進機の場合、打設治具の寸法

※3：作業時高さ

表-解 3.2.2 に示した施工機械とその仕様を図-解 3.2.1～図-解 3.2.4、表-解 3.2.3～表-解 3.2.6 に示す。



(単位：mm)

図-解 3.2.1　人力運搬可能な施工機械例（衝撃式削進機）

表-解 3.2.3　衝撃式削進機の仕様例

	名　称	仕　様				
打撃工法	衝撃式削進機本体	Type		A	B	C
		直　径	mm	51	75	100
		長　さ	mm	1,120	1,300	1,540
		質　量	kg	11	29	62
		打撃エネルギー	J	58	106	240
		作動空気圧	kPa	690	690	690
		空気消費量	m^3/min	0.6	0.9	1.9
	打設治具	寸法(L×W×H)		1,800×1,800×3,800mm 1,800×1,800×2,800mm		

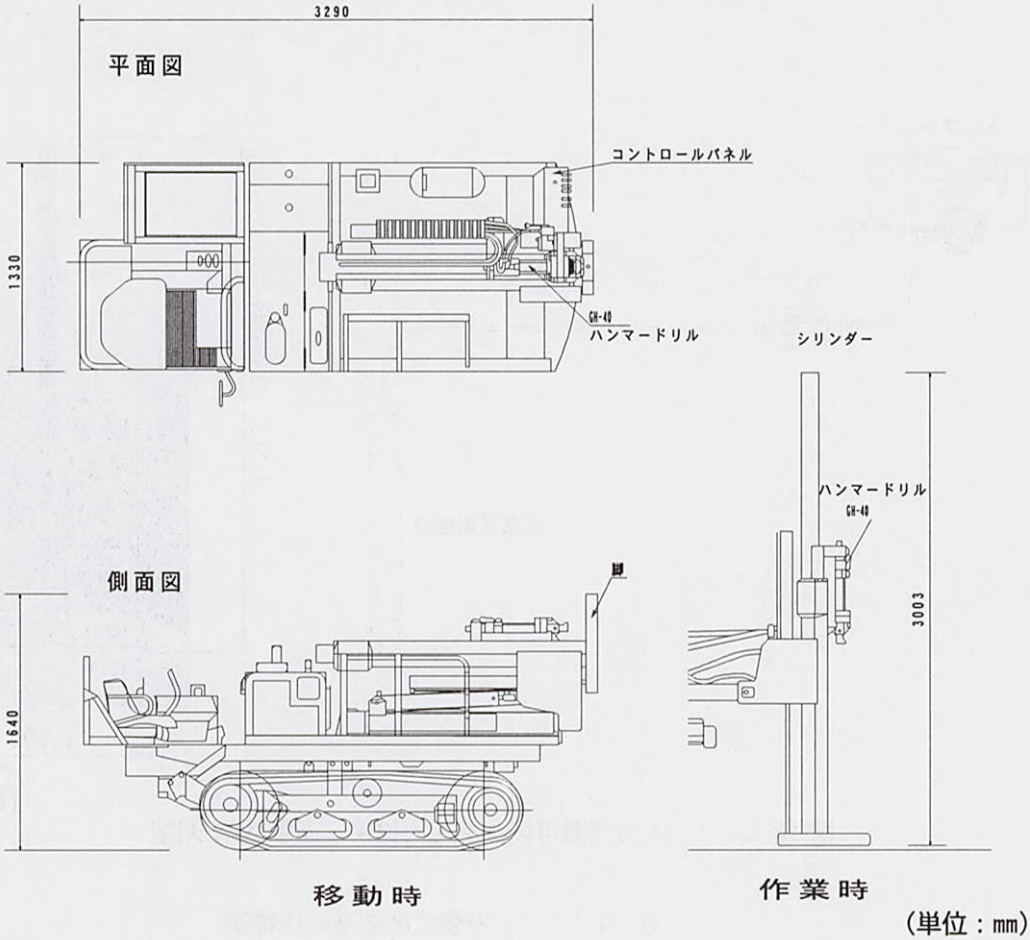
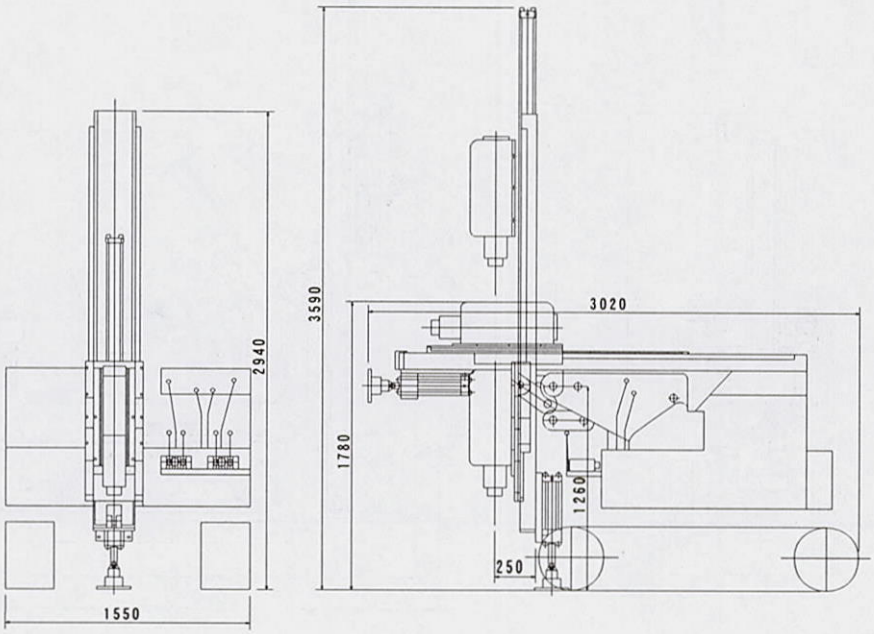


図-解 3.2.2　打撃工法の施工機械例（小型ボーリングマシン）

表-解 3.2.4　小型ボーリングマシンの仕様例

	名　称	仕　様	
打撃工法	マシン本体	エンジン出力 寸法(L×W×H) ※ 作業時高さ 質　量	15kW／3,000min^{-1} 3,290×1,330×1,640mm 3,003mm 1,945kg
	打撃装置	最大打込み力 最大引抜き力 打撃レート ストローク	78.5 kN　(8,000kgf) 107.9kN　(11,000kgf) 30Hz 1,372mm
	掘削能力	掘削深さ コア径	約 30m 28mm, 30mm

※）マシン寸法は、運搬時を示す。



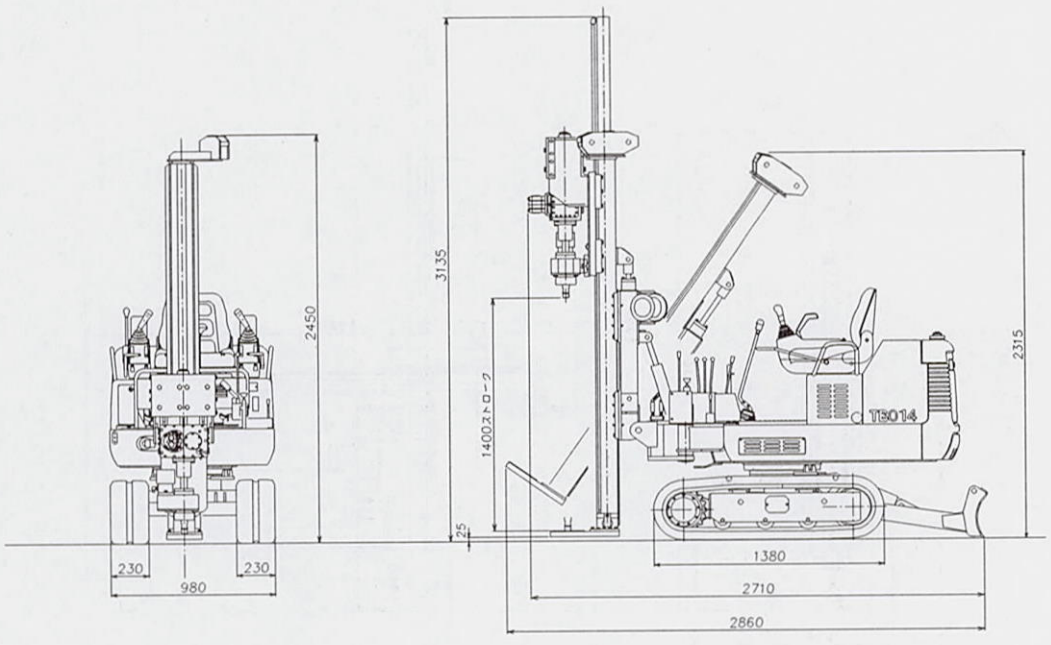
（単位：mm）

図-解 3.2.3　圧入工法の施工機械例（小型ボーリングマシン）

表-解 3.2.5　小型ボーリングマシンの機械仕様例

	名　称	仕　様	
圧入工法	マシン本体	エンジン出力 寸法(L×W×H) 作業時高さ 質　量	18kW／2,400min^{-1} 3,020×1,550×1,780mm 3,590mm 1,800kg
	打撃装置	打撃数 作動油圧	800～1,430bpm 9.8～13.7MPa (100～140kgf/cm^2)
	給進装置	給進ストローク 最大給進力 最大引抜き力 最大作動油圧	1,400mm 30.4kN　(3,100kgf) 44.2kN　(4,500kgf) 14.7MPa　(150kgf/cm^2)

※）マシン寸法は、運搬時を示す。



（単位：mm）

図－解 3.2.4　振動工法の施工機械例（小型ボーリングマシン）

表－解 3.2.6　小型ボーリングマシンの仕様例

	名　称	仕　様	
振動工法	マシン本体	エンジン出力 寸法(L×W×H) 作業時高さ 質　量	9kW／2,100min^{-1} 2,860×980×2,315mm 3,135mm 1,800kg
	ドリフタ	形　式 振動数 空転時起振力 最大回転トルク 最大回転数	全油圧パワードリル機構 36Hz　(2,150cpm) 14.7kN　(1,500kgf) 735N·m　(75kgf·m) 75min^{-1}
	フィールド	形　式 フィード力(押力) (引力) フィード速度(上昇) (下降) ストローク	油圧シリンダー 31.4kN (3,200kgf) 50.0kN (5,100kgf) 1.8m/min(max9.5m/min) 2.6m/min(max14.5m/min) 1,400mm
	油圧ユニット (オプション)	圧　力 流　量 エンジン出力 寸法(L×W×H) 質　量	13.7MPa (140kgf/cm^2) 25ℓ/min 7.4kW 1,200×650×850mm 160kg

＊※）マシン寸法は、運搬時を示す。

3.3　準備工

小径ドレーンの施工に先立ち、設計図書および施工計画に示された内容に従い、円滑かつ安全確実に施工できるよう、適切な準備工を行うものとする。

【解説】

小径ドレーンの施工を円滑に進めるために、2.2 に示す事前調査の結果に基づき、適切な準備工を行う必要がある。

1)　施工基面の整備

施工機械設備を所定の位置に正しく据付け、作業中の水平度や安定性などを確保するために、事前に施工基面を整備しなければならない。

また、施工機械の据付けにおいては、小径ドレーンの芯ずれ、鉛直精度を確保するため水平で強固な足場で行う必要があり、不陸や傾斜がないように整地する。原地盤が不良の場合、施工性、安全性等が低下するといった問題が発生するため、補強鋼板を敷設するなど対策を講じる必要がある。

2)　施工ヤード

小径ドレーンの施工ヤード配置例を図-解 3.3.1 に示す。小径ドレーンの施工においては、打込む位置でのベースマシンのほか、口元管、スクリーン管、ドライブポイント等の資材置場が別途必要である。

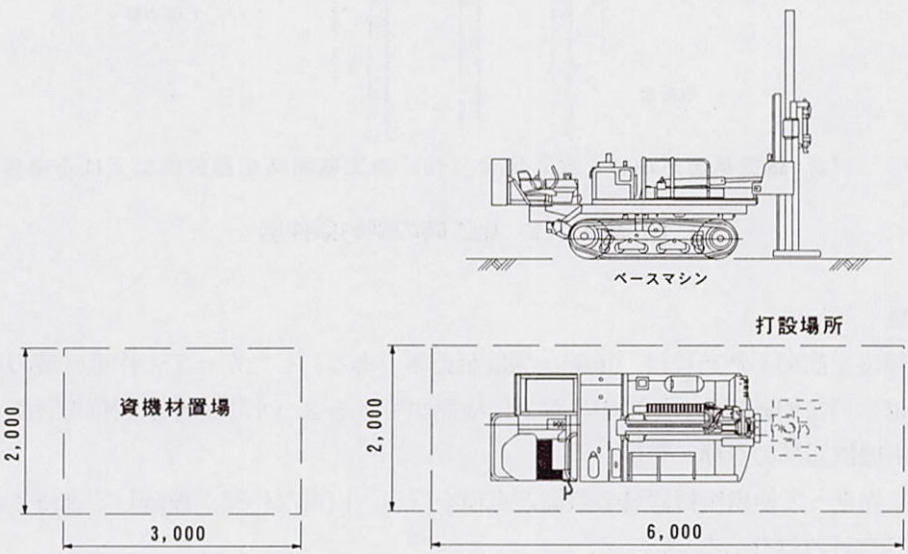
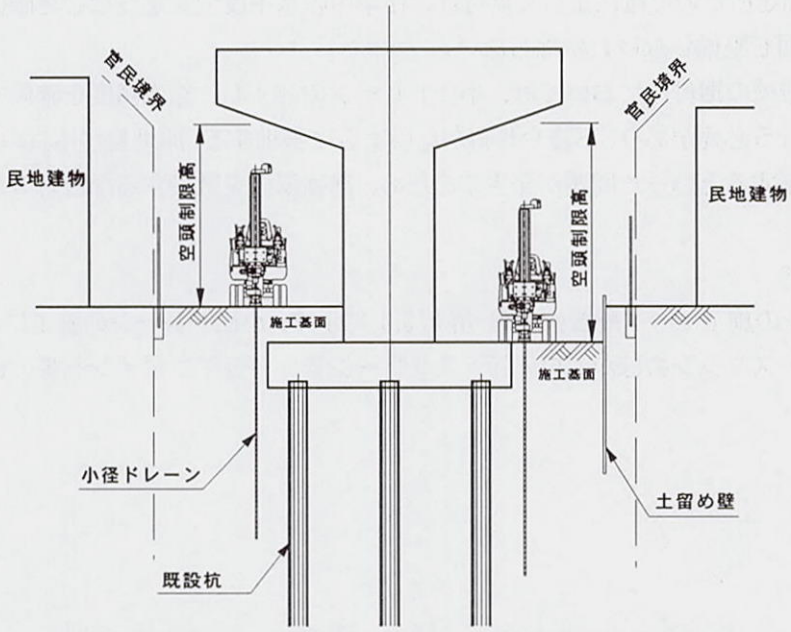


図-解 3.3.1　小径ドレーンの施工ヤード配置例

3) 作業環境

既設基礎の液状化対策においては、一般の新設基礎と比較して施工上の制約が多く、2.2 の施工に関する事前調査に基づき、作業環境条件に対して十分な検討を行うことが必要である。施工時の制約条件例（空頭制限高さ、用地制限、既設構造物との離隔）を図-解 3.3.2 に示す。主要機械設備は、小径ドレーンの打設や移動に支障がないよう作業環境条件に応じて選定することが必要である。



(a) 施工基面が現状と同じ場合　(b) 施工基面高を部分的に下げる場合

図-解 3.3.2　施工時の制約条件例

4) 測量

施工精度を高めるためには、正確な測量が必要である。したがって、作業区域の平面的な位置や標高について明確にし、施工中に容易に検測ができるよう水準点や引照杭を設置するのがよい。

5) 使用機械器具の点検・整備

施工に先立って使用機械器具の整備と点検を行い、円滑な作業が連続して維持できるよう各対策を講じなければならない。

3.4 小径ドレーンの打込み

小径ドレーンの打込みにあたっては、次のことに注意して施工を行うものとする。

(1) 建込み精度

(2) 打込み精度

(3) 継手の接続

(4) フーチング削孔に伴う鉄筋の損傷

【解説】

小径ドレーンは設計図書にしたがって正確に打込まなければならない。小径ドレーンが所定の位置に正しく据えられ、その軸方向が鉛直または、設計上規定された斜角に建込まれることは打込みを正確に行うための必須条件である。そのためには、正確なやり方を設置し芯出しを容易にする、打込み位置に障害物がないかどうか事前に確認することが大切である。

(1) 小径ドレーンの建込みに先立って、衝撃式削進機の打設治具あるいは小型ボーリングマシンのリーダが鉛直になるように修正し、トランシット、下げ振り、水準器などで鉛直性を確認する。斜め打設の場合は、鉛直方向の打込みと異なり傾斜を修正することは困難であるので、施工機械の設置にあたっては傾斜のないように十分注意するものとする。

(2) 小径ドレーンの打込みは、徐々に試し打ちを行い、ドレーン芯の位置、角度を確認した後本打ちに移る。連続打込みを行うのは、小径ドレーンの角度をスラントルール、水準器、トランシット等を用い正しく調整した後に実施する。なお、打込み初期において小径ドレーンが傾斜した場合には、打込み初期の角度の方向に引き起こして修正するか、または引抜ける場合は引抜いて打直しを行うようにする。打直しの場合、一度打込んだ方向に小径ドレーンは傾斜しやすいので堅固な導材を使用し、所定の位置、角度に打直しを行う。

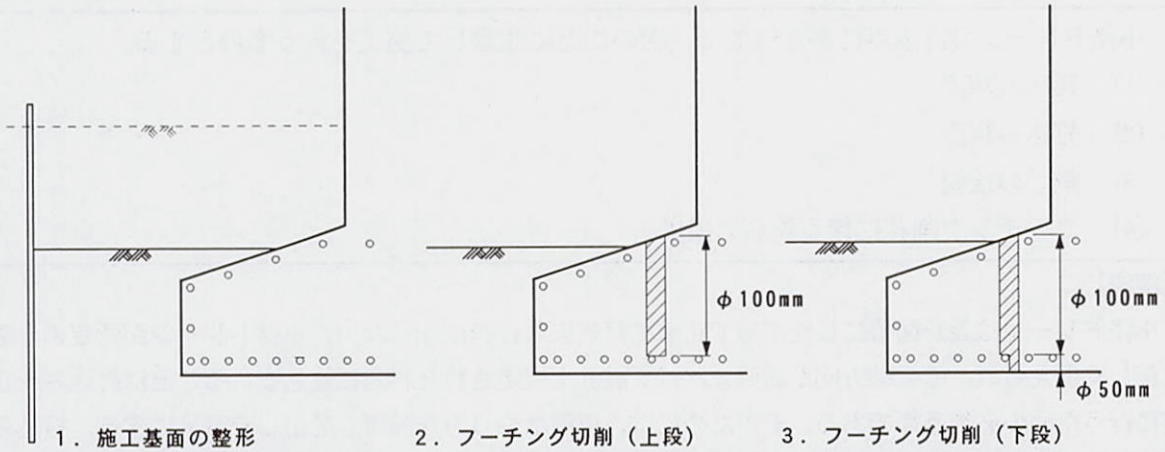
また、小径ドレーンの貫入量、貫入速度を記録し、地盤調査結果と対比することで非液状化層への貫入確認や打止め深さの把握を行うものとする。

なお、小径ドレーン内に想定以上の土粒子の流入を確認した場合は、エアリフト等により洗浄するものとする。

(3) 継手の接続が不十分な場合、打込み時に伝達される軸力が偏心する恐れがあり折れや曲がりの原因となる。このため、機械式ネジ継手を用いて接続する場合には、パイプレンチ等で十分締付け継手の接続を確実に行わなければならない。

(4) フーチング直下の改良において、フーチングを削孔する場合、図-解 3.4.1 に示すコアボーリングを用いた二重削孔方法[2)]、あるいは図-解 3.4.2 に示すウォータジェットを用いた方法[3)]などフーチングに配置されている鉄筋を損傷させない適切な方法を選定するものとする。

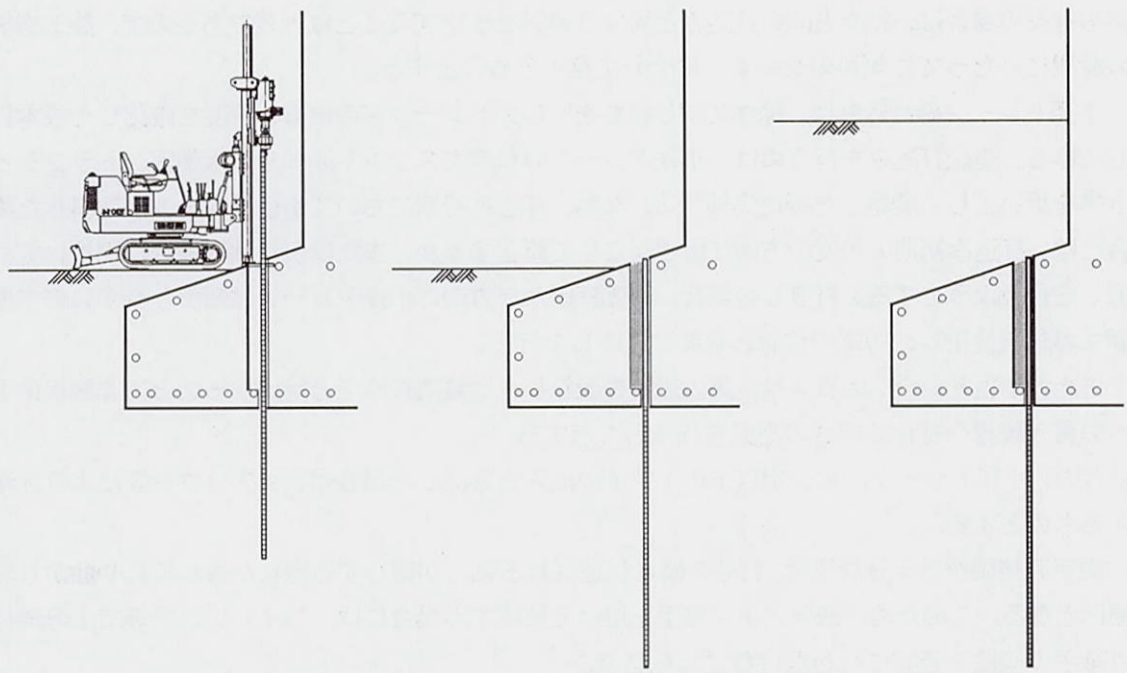
小径ドレーンの打込み完了後、フーチング削孔跡と口元管には、無収縮モルタル等を充填して口元管とフーチングの一体化を図り、断面欠損によるフーチング耐力の低下を防止するものとする。



1．施工基面の整形
施工範囲に土留めを行い、切削位置まで掘削する

2．フーチング切削（上段）
コアカッターにより、下筋上面まで、φ100mmの削孔を行う

3．フーチング切削（下段）
上段削孔後、鉄筋をかわした位置で下段をφ50mmにて掘削する

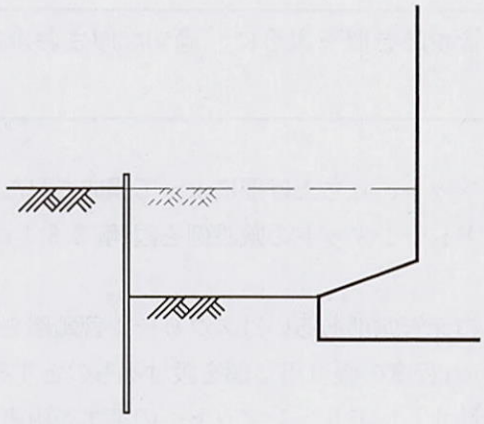


4．小径ドレーン打設
フーチング削孔完了後、小径ドレーンを打設。

5．モルタル充填
小径ドレーン打設完了後、フーチング削孔部にモルタル充填する

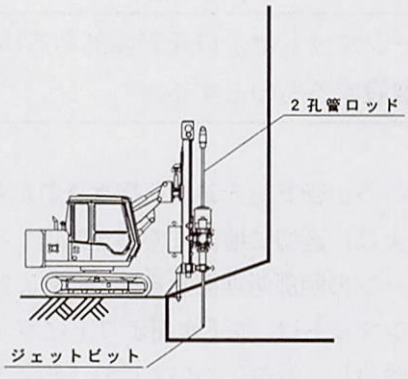
6．埋戻し
全小径ドレーン打設およびモルタル充填完了後、所定の高さまで埋戻す

図-解 3.4.1　二重削孔方式によるフーチング削孔例



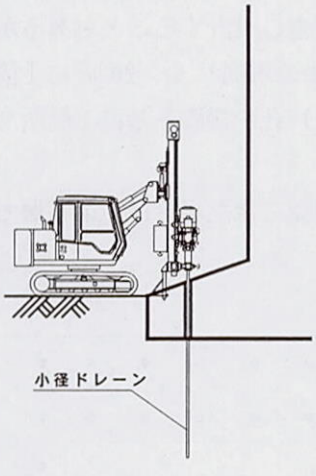
1. 施工基面の整正

施工範囲に土留めを行い、
フーチング上面まで掘削する



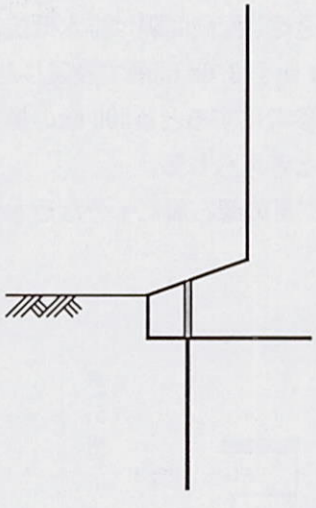
2. フーチング切削

研磨剤混合水を用いたウォータージェット（アブレシブジェット）によりφ65㎜の削孔を行う



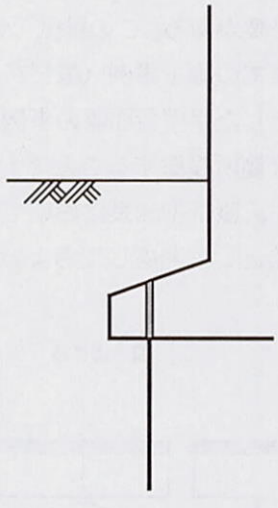
3. 小径ドレーン打設

フーチング削孔完了後、
小径ドレーンを打設する



4. モルタル充填

小径ドレーン打設完了後、
フーチング削孔部にモルタル充填する



5. 埋戻し

全小径ドレーン打設およびモルタル充填完了後、
所定の高さまで埋戻す

図-解 3.4.2　ウォータジェット方式によるフーチング削孔例

3.5　ドレーンマットの敷設

ドレーンマットは、口元管頭部あるいはスクリーン管頭部を覆うように、適切な厚さおよび広さで敷設するものとする。

【解説】

地震時、各小径ドレーンから排水された水は、ドレーンマット、立ち上げ部によって構成された排水経路により、適切に地表まで導き処理する必要がある。ドレーンマットの敷設例を図-解 3.5.1 に、小径ドレーンの頭部処理概念を図-解 3.5.2 に示す。

ドレーンマットは、地下水面より上に厚さ 30～50cm で、口元管頭部あるいはスクリーン管頭部を覆うように敷設し、端部については施工誤差等を考慮して 20cm 程度の張り出し部を設けるものとする。口元管頭部、スクリーン管頭部は、土砂、砕石等の流入を防止し、ドレーンマットへの排水を阻害しないよう透水性の高いフィルター材等により処理するものとする。

立ち上げ部は、小径ドレーンからの排水がスムーズにマット内に蓄積できるように地表とドレーンマットをつなぐ経路であり、平面的により広い面積を占めること（構造物の全周に幅 30cm 程度）が理想的である。しかし、既設基礎を対象とした場合、敷地境界や美観上の問題等により広く設置できない場合が多い。このような場合、塩ビパイプ、鋼管等を用い部分的に排気または排水させる孔を配置する必要がある。この排気（水）孔の大きさ、配置間隔は排水抵抗等を考慮し設計することもあるが、これまでの施工事例（塩ビパイプφ500 mmを 3.0m 間隔で設置した建築物の事例[4]や、200m² に 1 箇所程度とした岸壁背面等の事例[5]等）を参考にするとφ500 mmの排気（水）孔を橋脚一基に 1 箇所ないしは 2 箇所設置することで十分であると考えられる。

なお、直下型改良においてフーチング下の栗石層に十分な透水性が確認できた場合は、栗石層も排水経路として考慮してもよい。

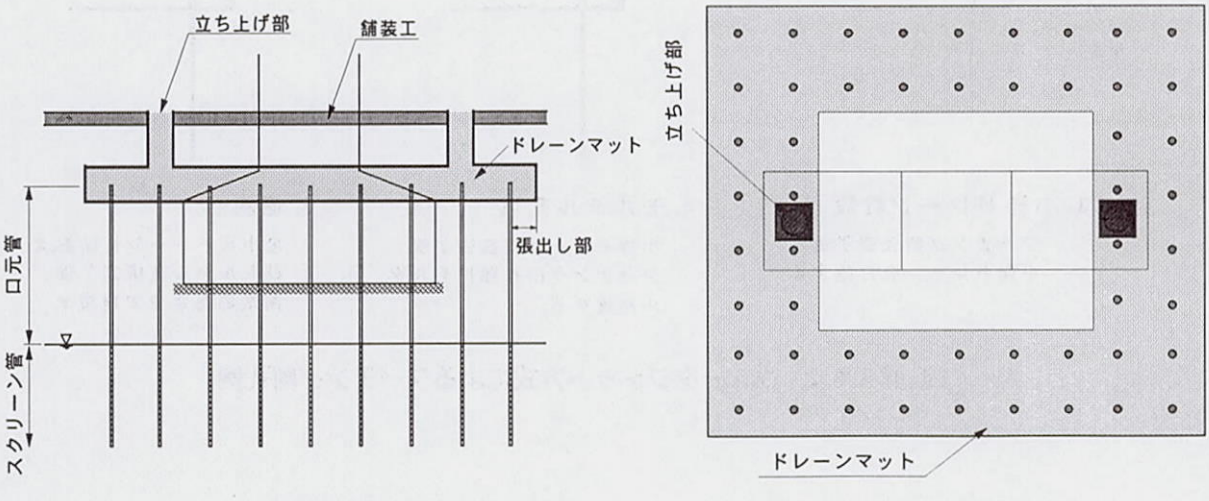


図-解 3.5.1　ドレーンマットの敷設例

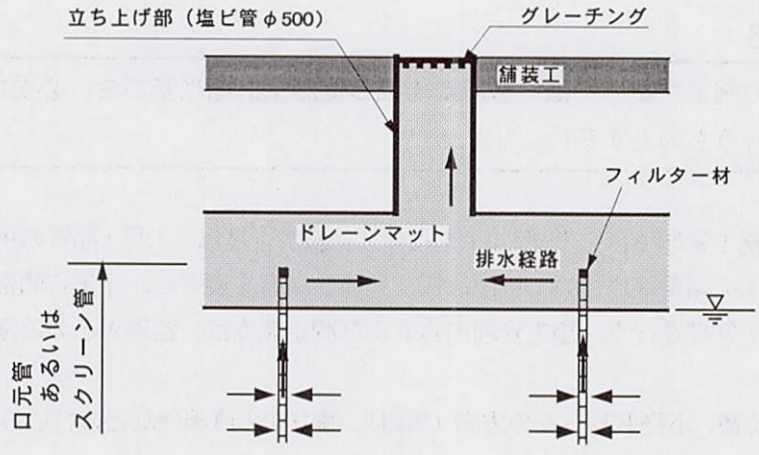


図-解 3.5.2　小径ドレーンの頭部処理概念図

【参考文献】

1)　独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その３）、2002.9.

2)　独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 278 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その２）、2001.12.

3)　日経ＢＰ社：水中橋脚（長崎県・早岐瀬戸大橋）ＰＣ巻き立て工法を水中施工で、日経コンストラクション新春特別号、pp.68-71、2001.1.

4)　グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法 技術資料、pp.74、1996.4.

5)　島正憲・三浦仁・石倉克真：スパイラルドレーン工法の設計・施工例、基礎工 vol.23,No.12、pp.92-98、1995.12.

4章　施工管理

4.1 施工管理項目

小径ドレーンの施工においては、事前に作成した施工計画に基づき、必要な項目について適切な施工管理を行うものとする。

【解説】

小径ドレーンの施工管理項目を表-解 4.1.1 に示す。施工管理は、工程・品質の項目について管理する必要があり、施工の諸条件について特記仕様、共通仕様書を遵守し、作業時間帯、作業期間を確認した上で適切な施工管理を行う。施工管理内容および測定頻度は、監理者との協議によって決定することとする。

また、平面的な位置、小径ドレーンの方向（傾斜）、軸方向の直線性などの打込み精度が表-解 4.1.1 より更に厳しく要求される場合には、導枠の設置など入念な施工が必要となる。

表-解 4.1.1　施工管理項目

工　程	管理項目	管理内容	管理方法	規格値・対比値	測定頻度
貫　入	貫入位置	貫入位置の管理	打設芯位置とドレーン先端位置のずれ量をスケールで測定管理	±1D(ドレーン径)以内	据付時全数
		打設間隔の管理	打設芯位置とドレーン先端位置のずれ量をスケールで測定管理	±1D(ドレーン径)以内	据付時全数
	貫入角度	小径ドレーンの鉛直精度の管理	スラントルール、トランシット等により測定管理	±１度以内	据付時全数 打設時随時
		小径ドレーンの傾斜角の管理	スラントルール、トランシット等により測定管理	±１度以内	据付時全数 打設時随時
	貫入状況	貫入速度の確認	貫入速度を目視確認	目視確認	打設時 随　時
		貫入量の確認	貫入量を目視確認	目視確認	打設時 随　時
		障害物の確認	打設時の貫入抵抗を目視確認	目視確認	打設時 随　時
	スクリーン管の接続	締付け度の管理	機械式ネジ継手接続時の締付け度を目視確認	目視確認	全接続箇所
	非液状化層	中間非液状化層・先端非液状化層の深度確認	土質柱状図、深度と貫入状況、打設時の抵抗等との対比確認	設計図書	打設時 随　時
		非液状化層へのドライブポイント貫入長の確認	土質柱状図、深度と材料長、スケール測定による打設長との対比確認	設計図書	打設完了時 全　数
出来形管理	平面位置	小径ドレーンの頭部位置	トランシット等により平面的な位置ずれを測定管理	±2D(ドレーン径)以内	打設完了時 全　数
	施工深度	スクリーン管の打設長	使用材料の数量確認、スケール等によりスクリーン管の打設長を測定管理	設計値	打設完了時 全　数
	直線性	小径ドレーンの直線性	鉄筋挿入等による折れ、曲がりを測定管理	折れや極端な曲がりがないこと（打設長の1/300 以内）を確認	打設完了時 全　数
	鉛直精度	小径ドレーンの傾斜角度	スラントルールにより口元管の傾斜角を測定管理	±１度以内	打設完了時 全　数
	頭部高さ	小径ドレーンの天端高さ	レベル測量により小径ドレーンの天端高さを測定管理	±50 mm	打設完了時 全　数

4.2　品質管理

小径ドレーンの品質確認は、製品検査証明書によって行うものとする。また、材料搬入時には寸法等の形状、外観検査を行うものとする。

【解説】

小径ドレーンの品質管理項目を表-解 4.2.1 に示す。小径ドレーンはメーカーから発行された製品検査証明書によって品質を確認するものとする。また、材料の搬入時には、口元管、スクリーン管、ドライブポイントの部材径、部材長およびスロットサイズの寸法を管理すると共に、局部的な変形や錆がないことを確認する。もし、スクリーン管に傷（目詰まり、溶接不良等）があれば監督員に報告し、監督員と共に傷の原因や状況を調査し、その処置を協議しなければならない。

小径ドレーンの取扱いにあたっては、運搬・積み卸し・仮置き時の損傷防止や養生方法に留意し、錆の発生や泥、油等の付着、その他有害な影響を受けないように保管する。

表-解 4.2.1　品質管理項目

対　象	管理内容	管理方法	規格値・対比値	測定頻度
口元管	外観	目視確認	目視確認	搬入時 10%
	直径、板厚	ノギス等による測定管理	外径±2.0 mm 内径±1.0 mm	搬入時 10%
	長さ	スケール等による測定管理	−0 mm ＋10 mm	搬入時 10%
	材質、成分	製品検査証明書	仕様	全　数
スクリーン管	外観	目視確認	目視確認	搬入時 10%
	外径、内径	ノギスによる計測	外径±2.0 mm 内径±1.0 mm	搬入時 10%
	スロットサイズ	隙見ゲージによる計測	設計値	搬入時 10%
	長さ	スケール等による測定管理	−0 mm ＋10 mm	搬入時 10%
	材質、成分	製品検査証明書	仕様	全　数
ドライブポイント	外観	目視確認	目視確認	搬入時 10%
	直径、板厚	ノギスによる計測	外径±2.0 mm 内径±1.0 mm	搬入時 10%
	長さ	スケール等による測定管理	−0 mm ＋10 mm	搬入時 10%
	材質、成分	製品検査証明書	仕様	全　数

4.3　工程管理

小径ドレーンの施工においては、計画工程と進捗状況を常に対比し、必要な場合は所要の対策を行い、全体工程が円滑に進行できるようにする。

【解説】

工程管理は、準備作業から小径ドレーン打設完了、資機材搬出までを含めた工程表を作成し、常に進捗状況と対比しながら管理を行うものとする。必要な場合、要員配置、仮設備、資材調達、施工機械・設備等の能力を検討し、全体工程が円滑に進行できるように調整する。

4.4　安全管理

小径ドレーンの施工においては、労働安全衛生法等の関連法規を遵守し、安全確保に努めなければならない。

【解説】

安全管理項目の主な事項を以下に示す。

① 安全衛生責任者の選任、安全衛生管理体制の構築
② 有資格者の就業
③ 作業員の健康管理
④ 交通安全対策、第三者災害の防止

4.5　環境保全

小径ドレーンの施工においては、環境保全に関する関連法規等を遵守して、次の内容について十分な対策を行い、環境への注意を怠らないよう施工を行うものとする。

(1) 水質汚濁・土壌汚染に対する対策
(2) 騒音・振動に対する対策
(3) 再生資源の利用、建設副産物の再利用および産業廃棄物処理に対する対策

【解説】

(1)　小径ドレーンの施工は、地盤中に排水層（スクリーン管）を設けるのみで、地盤改良材として薬液、セメント等を使用しないため土壌・地下水汚染の心配はないが、「水質汚濁防止法」、「土壌・地下水汚染に係る調査・対策指針」等の基準・指針を遵守し、適切な施工管理を行うものとする。

(2)　小径ドレーンの施工において騒音・振動の規制値は、「騒音規制法」、「振動規制法施行規則」を遵守しなければならない。小径ドレーンの施工に伴って発生する騒音・振動が生活環境の障害となるか否かは、施工現場の周辺状況により左右されるため、2.2 に示す事前調査を十分に行う必要がある。小径ドレーン打設時の騒音レベルは、図-解 4.5.1 に示すように低騒音・低振動型の地盤改良工法である深層混合処理工法や小口径高周波サンドコンパクションパイル工法と同程度の距離減衰特性であることが確認されている[1)]が、民家の密集場所や学校・病院の近接地では、低騒音型機械の使用や低速運転、あるいは防音シートなどの対策を講じる必要もある。また、施工に伴う振動は軽微で 5m 地点以遠では無感（振動感覚）であるが、施工機械の移動時に起こる可能性があるため低速運転を心掛ける。

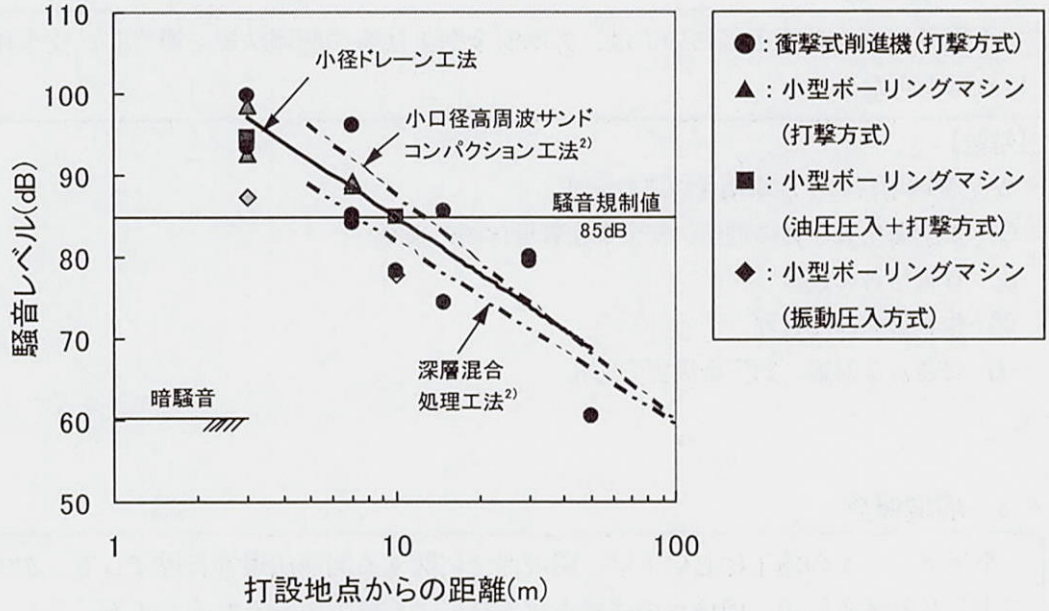


図-解 4.5.1　騒音レベルの距離減衰例[1)]

(3)　工事で発生する建設副産物は適切な分別を行い、再生資源としてできる限り再利用を行う。また、産業廃棄物は「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」に従い、適切に処理しなければならない。

4.6　施工記録

小径ドレーンの施工にあたり、施工記録および各種試験結果を整理するものとする。

【解説】

施工記録は以下の項目について記載し、正確に報告するものとする。

(1) 工事名
(2) 工事場所
(3) 事業主体
(4) 施工者
(5) 施工年月日
(6) 小径ドレーン番号
(7) 設計諸元（ドレーン径、ドレーン長、スロットサイズ等）
(8) 使用機械諸元（ベースマシン諸元、主要機器等）
(9) 施工サイクル（準備、打設時間等）
(10) 小径ドレーン施工記録（打設間隔、先端深度、打設長、連続性・鉛直精度、砂溜まり状況等）
(11) 施工中に生じた特殊な状況とその対策
(12) その他必要事項

【参考文献】

1)　独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 282 号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その３）、2002.9.
2)　安藤裕・荻島達也：地盤改良工法における騒音・振動対策、基礎工 vol.27,No.3、pp.6-11、1999.3.

参考資料

設計計算例

1．概　要

小径ドレーン工法による既設橋梁基礎の液状化対策について、設計計算例を示すものである。既設基礎のモデルは、「日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[1)]を参考にした。

なお、本設計事例では、小径ドレーンにより液状化対策をした杭基礎の設計モデルを示すことを主目的としているため、レベル１地震時に対応した詳細な設計モデル、照査結果を主に示すこととし、レベル２地震時では、レベル２地震動（タイプⅠ）の照査結果について示した。

2．既設基礎の設計条件

2.1　構造条件

本計算例で対象とする既設の鉄筋コンクリート橋脚の設計条件を以下に示す。

(1)適用基準

・鋼道路橋示方書：昭和 39 年 6 月（社）日本道路協会

・道路橋下部構造設計指針杭基礎の設計編：昭和 39 年 3 月（社）日本道路協会

(2)重要度の区分等

重要度の区分：Ｂ種の橋

地 域 区 分：Ａ地域（c_z=1.0）

設計水平震度：k_h=0.25（レベル１地震時）

(3)上部工構造

形　　式：単純鋼Ⅰげた橋

支 間 長：20.8m

幅　　員：全幅員 11.0m

支 持 条 件：可動

支承の種類：支承板支承（鋼製）

(4)下部構造（図-2.1.1～図-2.1.2 参照）

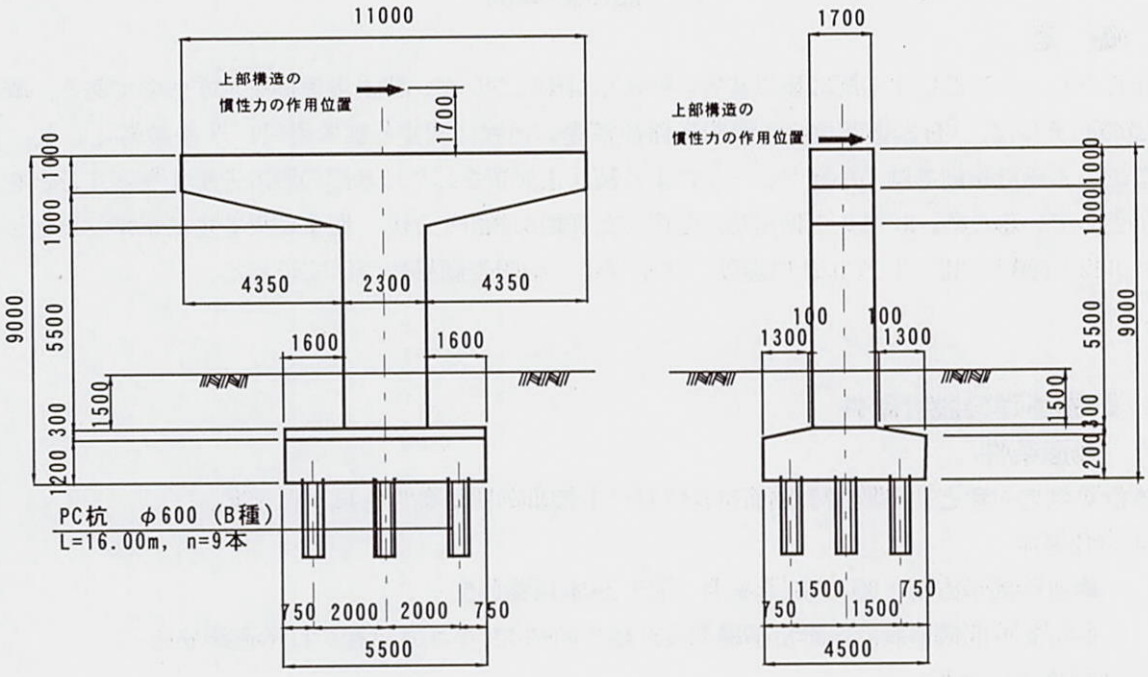
橋　　脚：単柱式橋脚（Ｔ型橋脚）、矩形断面 23.0m×17.0m

基　　礎：打込みＰＣ杭 φ600 ㎜

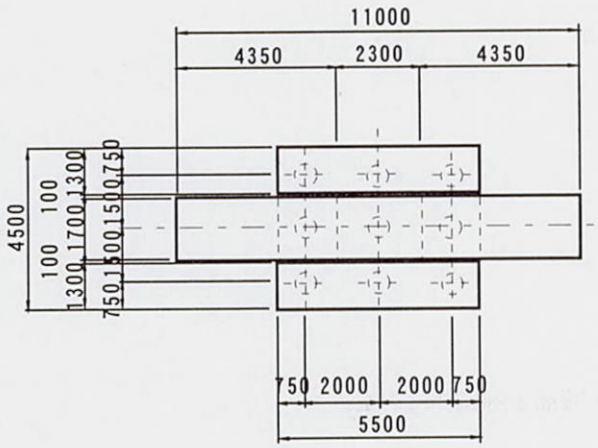
使 用 材 料：表-2.1.1 に示す。

表-2.1.1　既設基礎の使用材料

部材	コンクリート	鉄筋
橋脚	σ_{ck}=21N/㎟	SD295
フーチング	σ_{ck}=21N/㎟	
杭	ＰＣ杭Ｂ種（σ_{ck}=50N/㎟） 中詰めコンクリート（σ_{ck}=21N/㎟）	

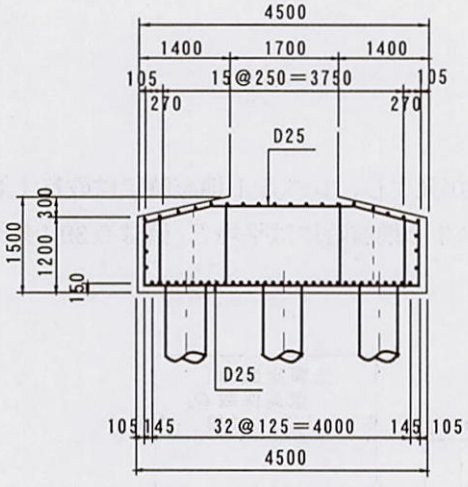


(a) 正 面 図　　(b) 側 面 図

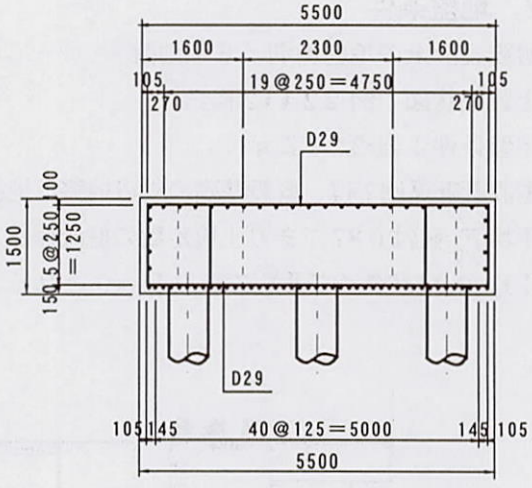


(c) 平 面 図

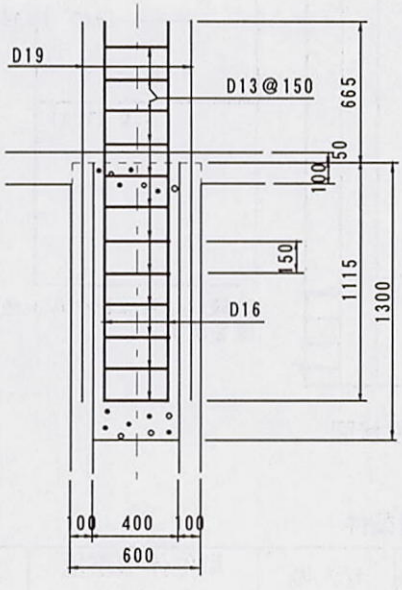
図-2.1.1　設計対象とする既設橋梁基礎



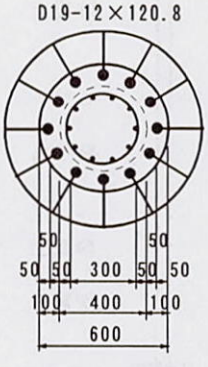
(a) フーチング側面鉄筋配置



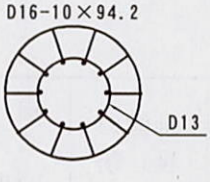
(b) フーチング正面鉄筋配置



(c) 杭頭補強



(d) 杭頭鉄筋配置



(d) 中詰めコンクリート補強配筋

図-2.1.2　既設基礎の配筋状態

2.2　地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質柱状図：図-2.2.1 に示す。

地盤条件：表-2.2.1 に示す。

本設計計算例では、既設基礎の周辺地盤は地震時に液状化が発生し、レベル１地震時には砂質土層の平均F_L値は 0.87 であり土質定数の低減係数D_E=1/3、レベル２地震時には平均F_L値は 0.39（タイプⅠ）、0.24（タイプⅡ）でありD_E=0 となる。

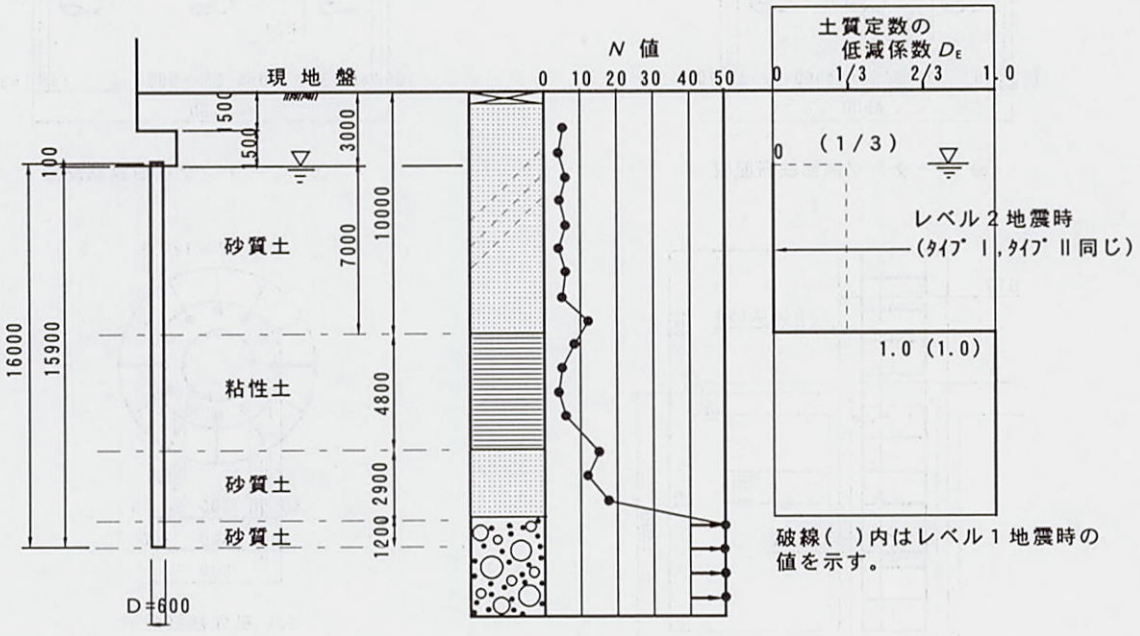


図-2.2.1　土質柱状図

表-2.2.1　地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均N値	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 φ(°)	単位体積重量 (kN/m³)		地盤変形係数 E_0* (kN/m²)
						γ_s	γ_s'	
第１層	砂質土	10.0	5	0	23	18	9	14,000
第２層	粘性土	4.8	5	30	0	17	8	14,000
第３層	砂質土	2.9	15	0	30	18	9	42,000
第４層	砂質土	1.2	50	0	40	19	10	140,000

*常時の値

3．既設基礎の耐震性照査

3.1　レベル１地震時に対する照査

3.1.1　設計条件

(1)　作用力

フーチング底面における作用外力の計算結果を表-3.1.1 に示す。

表-3.1.1　フーチング底面における作用荷重（浮力なしの場合）

			V_0(kN)	H_0(kN)	y(m)	M_0(kN·m)
地震時（レベル１地震動）	橋軸方向 k_h=0.25	上部構造	2,626	657	9.0	5,909
		橋脚躯体	1,264	316	6.5	2,054
		フーチング	853	228	0.7	149
		上載土砂	601	−	−	−
		合　計	5,344	1,186	−	8,112
	橋軸直角方向 k_h=0.25	上部構造	2,626	657	10.7	7,025
		橋脚躯体	1264	316	6.5	2,054
		フーチング	853	213	0.7	149
		上載土砂	601	−	−	−
		合　計	5,344	1,186	−	9,228

(2)　杭の許容支持力およびバネ定数

道示Ⅳの規定に従い杭の許容支持力およびバネ定数を表-3.1.2～3.1.4 に示す。

表-3.1.2　杭の許容支持力

			常時	地震時（レベル１地震動）
杭の断面諸元	D	m	0.6	
	A	m²	0.283	
	U	m	1.885	
地盤から決まる杭の極限支持力	q_d	kN/m²	7,200	
	q_dA	kN	2,038	
	$U\Sigma Li f_i$	kN	794	706
	R_u	kN	2,829	2,741
土の重量	W_s	kN	39.4	
杭の有効重量	W	kN	41.3	
杭の軸方向許容押込み支持力	γ	−	1.0	
	n	−	3	2
	R_a	kN	928	1,349
杭の軸方向許容引抜き力	n	−	6	3
	P_a	kN	-174	-276

表-3.1.3　水平方向地盤反力係数

	層 厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H(kN/m³)		土質定数の低減係数 D_E
		常 時	地震時（レベル１地震動）	
第１層	7.0m	15,317	10,201	1/3
第２層	4.8m	15,317	30,634	1
第３層	2.9m	45,950	91,901	1
第４層	1.2m	153,168	306,336	1

表-3.1.4　杭の軸方向バネ定数

	常時	地震時
k_v(kN/m)	311,181	311,181

(3)　フーチング前面抵抗

フーチング前面抵抗の水平地盤反力度の上限値は、ケーソン基礎に準じ道示Ⅳの式（解 11.8.5）に液状化層の影響によるフーチング前面抵抗に対する土質定数の低減係数 D_E'を考慮し算出する。

$$P_{Hu}=\alpha_p P_{EP}\times D_E'$$

ここに、

α_P ：水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、次式により求める。

$$\alpha_p=1.0+0.5(z/Be)\leqq 3.0$$

z　：地盤面からの深さ

Be ：フーチングの有効前面抵抗幅（m）

P_{EP} ：深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度（kN / m²）

フーチング前面地盤のせん断抵抗角 ϕ=23°、単位体積重量 γ_s=18kN / m³ とし算出

D_E'：液状化層の影響によるフーチング前面抵抗に対する土質定数の低減係数（=1/3）

表-3.1.5　フーチング前面抵抗（橋軸方向　B=5.5m）

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 k_{EP}	フーチングの有効前面幅 Be (m)	地盤面からの深さ z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p	水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} (kN/m²)
常時	底版上面	8574	2.811	5.5	1.5	75.90	1.136	86.22
	底版下面				3.0	151.79	1.273	193.23
地震時 (D_E'=1/3)	底版上面	17148	2.528	5.5	1.5	68.26	1.136	25.85
	底版下面				3.0	136.51	1.273	57.93

表-3.1.6　フーチング前面抵抗（橋軸直角方向　B=4.5m）

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 k_{EP}	フーチングの有効前面幅 B_e (m)	地盤面からの深さ z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p	水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} (kN/m²)
常時	底版上面	9244	2.811	4.5	1.5	75.90	1.167	88.57
	底版下面				3.0	151.79	1.333	202.34
地震時 (D_E'=1/3)	底版上面	9244	2.528	4.5	1.5	68.26	1.167	26.55
	底版下面				3.0	136.51	1.333	60.66

3.1.2　照査結果

(1)　安定計算結果

杭基礎の安定計算結果を表-3.1.7 に示す。橋軸方向、橋軸直角方向とも軸方向押込み力、引抜き力が許容値を超過する結果となった。これは、液状化の影響により杭基礎全体の水平剛性およびフーチングの前面抵抗が小さくなったこと、また、杭の周面摩擦抵抗が減少したことによるものである。

表-3.1.7　杭基礎の安定計算

			地震時（レベル1地震動）		備　考
			橋軸方向	橋軸直角方向	
軸方向押込み力	P_N	kN	1,517	1,415	
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,349	1,349	
判　定			$P_N > R_a$ NG	$P_N > R_a$ NG	
軸方向引抜き力	P_T	kN	-329	-227	
軸方向許容引抜き力	P_a	kN	-276	-276	
判　定			$P_T < P_a$ NG	$P_T > P_a$ OK	
設計地盤面での水平変位	δ	mm	7.9	7.1	
許容水平変位量	δ_a	mm	15.0	15.0	
判　定			$\delta < \delta_a$ OK	$\delta < \delta_a$ OK	

(2) 杭体の応力度照査

基礎の安定計算で求められた杭頭反力を用いて、杭本体の応力度照査を行う。杭本体の曲げ応力度照査は、表-3.1.8 に示すとおりである。同表中に示した杭体の設計用曲げモーメントのうち杭頭部は杭頭剛結とした場合の曲げモーメントを、地中部は杭頭ヒンジとした場合の曲げモーメントをそれぞれ示している。

表-3.1.8 杭本体の応力度照査

				地震時（レベル１地震動）		備 考
				橋軸方向	橋軸直角方向	
杭体の応力度	地中部	杭 種	杭 種	ＰＣ杭－Ｂ種		
			σ_{ce}(N/mm²)	8.0		
		曲げモーメント(kN·m)		98.4	104.4	
		応力度	σ_c(N/mm²)	22.5	22.1	圧縮
			σ'(N/mm²)	0.7	1.2	引張
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	25.0	圧縮
			$\sigma_{ca'}$(N/mm²)	-5.0	-5.0	引張
		判 定		OK	OK	
	杭頭部	杭体補強鉄筋配置		D19－n=12 本 (A_s=34.38cm²)		
		曲げモーメント		-47.0	-90.9	
		応力度	σ_c(N/mm²)	12.0	13.8	
			σ_s(N/mm²)	201.8	248.0	
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	25.0	PC 杭本体
			σ_{sa}(N/mm²)	270	270	頭部補強鉄筋
		判 定		OK	OK	
せん断耐力の照査		発生せん断力 H_i(kN)		93.4	99.1	
		せん断耐力 P_s(kN)		202.6	202.6	
		判 定		OK	OK	

3.2　レベル２地震時に対する照査

3.2.1　設計条件

レベル２地震時の橋脚の曲げ耐力、設計水平震度を表-3.2.1 に示す。

表-3.2.1　レベル２地震時の設計条件

		記号	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期		T	s	0.56	0.58
レベル２地震動（タイプⅠ）の設計水平震度		k_{hc}	－	0.85	0.85
上部構造部分重量		W_u	kN	2.626	2.626
橋脚躯体重量		W_p	kN	1,264	1,264
フーチング重量		W_f	kN	853	853
等価重量		W	kN	3,258	3,258
終局水平耐力		P_u	kN	2,812	3,045
橋脚基部の曲げ耐力照査	作用力	$k_{he}\cdot W$	kN	1,825	1,825
	地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,812	3,045
基礎の照査に用いる設計水平震度 k_{hp}		$C_{dF}\cdot P_u/W$	－	0.95	1.03

3.2.2　照査結果

レベル２地震動（タイプⅠ）に対する杭基礎の照査結果を以下に示す。橋軸方向の応答塑性率は 3.87 と許容塑性率４.00 以下であり、基礎に生じる断面力や変位は制限値以内である。橋軸直角方向においては、応答塑性率 4.10 と許容塑性率以内に収まらなかった。以上の結果から、現状の基礎は橋軸方向においては必要な耐震性能を有しているが、橋軸直角方向では耐震性能が不足していると判断できる。

(1)　橋軸方向

①杭基礎の水平震度～水平変位の関係

フーチング底面に以下の荷重を作用させた水平震度～水平変位の関係を図-3.2.1 に示す。また、水平震度と各杭の状態を表-3.2.2 に示す。

・基礎の設計に用いる設計水平震度

$k_{hp}=0.95$

$k_{hg}=0.35$

$k_{hc}=0.85$

・フーチング底面作用荷重

a) 領域①（$\alpha_i\times k_{hc} \leqq k_{hp}$）

$V_0=5344(\mathrm{kN})$

$H_0=\alpha_i\times k_{hc}\times(W_u+W_p)+\alpha_i\times k_{hg}\times W_f$

$=\alpha_i\times 0.85\times(2626+1264)+\alpha_i\times 0.35\times 853$

$=\alpha_i\times 3605\ (\mathrm{kN})$

$M_0=\alpha_i\times k_{hc}\times(W_u\times y_u+W_p\times y_p)+\alpha_i\times k_{hg}\times W_f\times y_f$

$=\alpha_i\times 0.85\times(2626\times 9.0+1264\times 6.5)+\alpha_i\times 0.35\times 853\times 0.7$

$=\alpha_i\times 27281\ (\mathrm{kN\cdot m})$

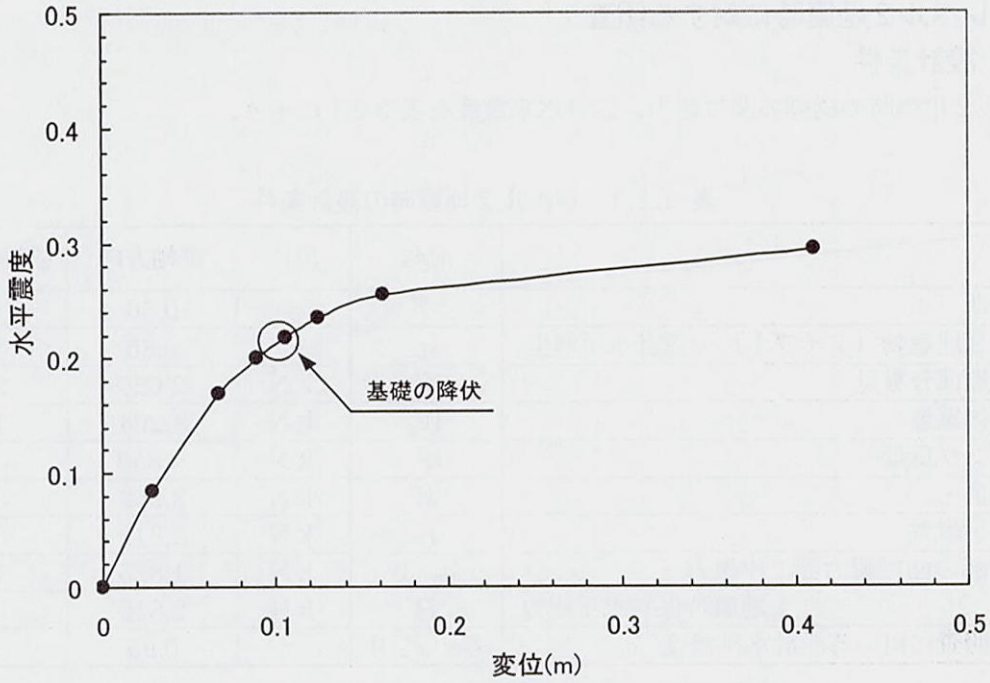


図-3.2.1　水平震度～水平変位曲線（橋軸方向）

表-3.2.2　水平震度と各杭の状態（橋軸方向）

α_i	水平震度	水平力(kN)	上部構造慣性力作用位置の変位(m)	極限支持力		杭本体状態		備　考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	①	②		降伏	せん断
0	0	0	0	0/3	0/3	1	1		○	○
0.1000	0.0850	360.5	0.0294	0/3	0/3	1	1		○	○
0.2000	0.1700	721.0	0.0671	0/3	0/3	2	2		○	○
0.2355	0.2002	849.1	0.0898	0/3	0/3	2	3		○	○
0.2569	0.2184	926.1	0.1060	0/3	0/3	3	3	基礎の降伏	×	○
0.2758	0.2344	994.3	0.1251	0/3	1/3	3	3		×	○
0.3000	0.2550	1081.5	0.1626	0/3	1/3	4	3		×	○
0.3471	0.2950	1251.2	0.4105	0/3	1/3	4	4	断面照査時	×	○

極限支持力：全杭列中、極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：①：図心より前の杭　②：図心より後ろの杭

1：ひび割れ前の状態　2：ひび割れ～降伏　3：降伏～終局　4：塑性ヒンジ発生

②応答塑性率の算出

基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} は、図-3.2.2 の結果より、道示Ⅴ12.4 の規定に従い算出する。

$$\mu_{FR}=1/2\{1+(k_{hcF}/k_{hyF})^2\}$$

$$\delta_{FR}=\mu_{FR}\delta_{Fy}$$

ここに、μ_{FR}：基礎の応答塑性率

δ_{FR} ：基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位(m)

δ_{Fy} ：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位

$\delta_{Fy}=0.1060$(m)

k_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度

$k_{hyF}=0.2569\times0.85=0.2184$

k_{hcF}：地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度

$k_{hcF}=C_D\ k_{hc}=2/3\times0.85=0.567$

k_{hc} ：レベル２地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（=0.85）

C_D ：減衰定数別補正係数（= 2/3）

以上より、

$\mu_{FR}=1/2\{1+(0.567/0.2184)^2\}=3.87 \leqq \mu_{FL}$（=4.00） → OK

$\delta_{FR}=3.870\times0.1060=0.410$(m)

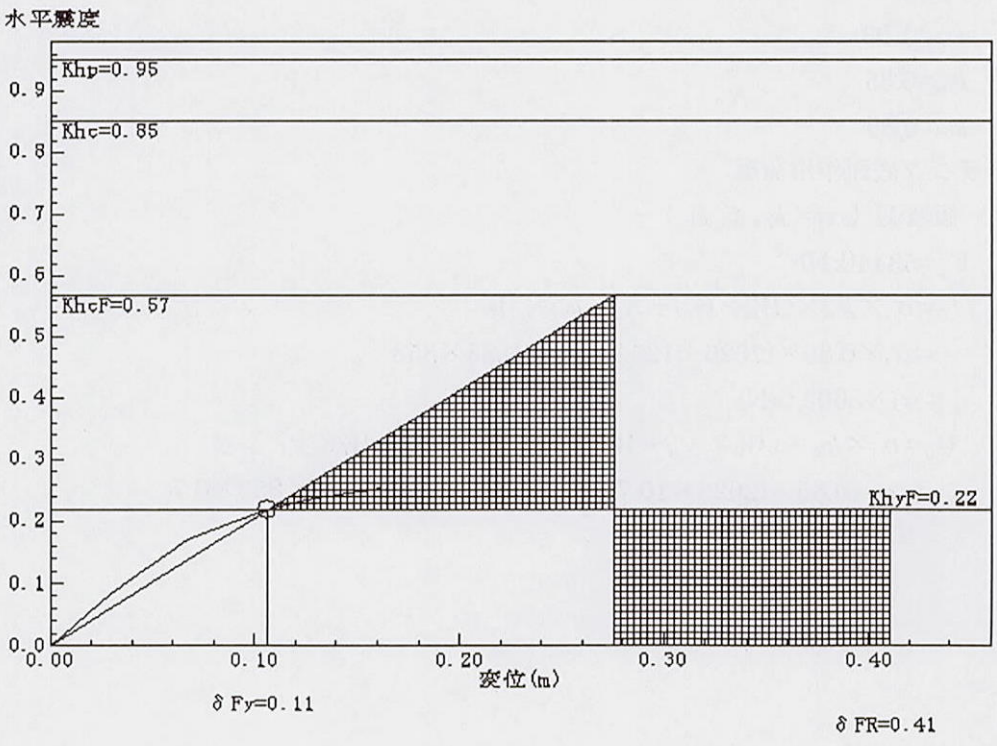


図-3.2.2　基礎の応答塑性率の算出

③安全性の照査結果

基礎の応答変位に相当する慣性力を作用させた時の基礎の安全性の照査結果を表-3.2.3 に示す。

表-3.2.3　基礎の安全性の照査結果

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	3.87
	許容塑性率	μ_{FL}	−	4.00
	判　定		−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$　OK
変位の照査	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	0.410
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.005
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020
	判　定		−	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　OK
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	1281.9
	杭基礎のせん断耐力	P_S	kN	5421.3
	判　定		−	$S \leqq P_S$　OK

(2)　橋軸直角方向

①杭基礎の水平震度～水平変位の関係

フーチング底面に以下の荷重を作用させた水平震度～水平変位の関係を図-3.2.3 に示す。また、水平震度と各杭の状態を表-3.2.4 に示す。

・基礎の設計に用いる設計水平震度

k_{hp}=1.03

k_{hg}=0.35

k_{hc}=0.85

・フーチング底面作用荷重

a) 領域①（$\alpha_i \times k_{hc} \leqq k_{hp}$）

V_0=5344(kN)

$H_0 = \alpha_i \times k_{hc} \times (W_u + W_p) + \alpha_i \times k_{hg} \times W_f$

$= \alpha_i \times 0.85 \times (2626 + 1264) + \alpha_i \times 0.35 \times 853$

$= \alpha_i \times 3605$ (kN)

$M_0 = \alpha_i \times k_{hc} \times (W_u \times y_u + W_p \times y_p) + \alpha_i \times k_{hg} \times W_f \times y_f$

$= \alpha_i \times 0.85 \times (2626 \times 10.7 + 1264 \times 6.5) + \alpha_i \times 0.35 \times 853 \times 0.7$

$= \alpha_i \times 31076$ (kN・m)

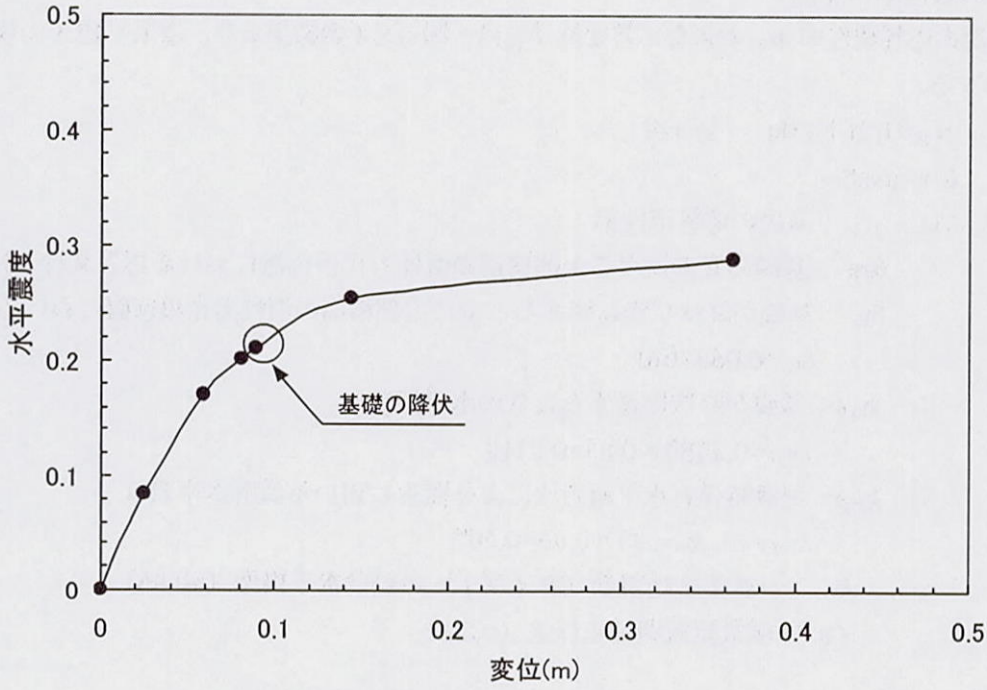


図-3.2.3　水平震度～水平変位曲線（橋軸直角方向）

表-3.2.4　水平震度と各杭の状態（橋軸直角方向）

α_i	水平震度	水平力(kN)	上部構造慣性力作用位置の変位(m)	極限支持力		杭本体状態		備　考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	①	②		降伏	せん断
0	0	0	0	0/3	0/3	1	1		○	○
0.1000	0.0850	360.5	0.0252	0/3	0/3	1	1		○	○
0.2000	0.1700	721.0	0.0588	0/3	0/3	2	2		○	○
0.2373	0.2017	855.4	0.0807	0/3	0/3	2	3		○	○
0.2485	0.2112	895.7	0.0887	0/3	0/3	3	3	基礎の降伏	×	○
0.3000	0.2550	1081.5	0.1440	0/3	0/3	4	4		×	○
0.3392	0.2884	1223.0	0.3642	0/3	0/3	4	4	断面照査時	×	○

極限支持力：全杭列中、極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：①：図心より前の杭　②：図心より後ろの杭

1：ひび割れ前の状態　2：ひび割れ～降伏　3：降伏～終局　4：塑性ヒンジ発生

②応答塑性率の算出

基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} は、図-3.2.4 の結果より、道示Ⅴ12.4 の規定に従い算出する。

$$\mu_{FR}=1/2\{1+(k_{hcF}/k_{hyF})^2\}$$

$$\delta_{FR}=\mu_{FR}\delta_{Fy}$$

ここに、μ_{FR}：基礎の応答塑性率

δ_{FR} ：基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位(m)

δ_{Fy} ：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位

$\delta_{Fy}=0.0887$(m)

k_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度

$k_{hyF}=0.2485\times0.85=0.2112$

k_{hcF}：地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度

$k_{hcF}=C_D\ k_{hc}=2/3\times0.85=0.567$

k_{hc} ：レベル２地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（=0.85）

C_D ：減衰定数別補正係数（= 2/3）

以上より、

$\mu_{FR}=1/2\{1+(0.567/0.2112)^2\}=4.103 \geqq \mu_{FL}$（=４.00） →N.G

$\delta_{FR}=4.103\times0.0887=0.364$

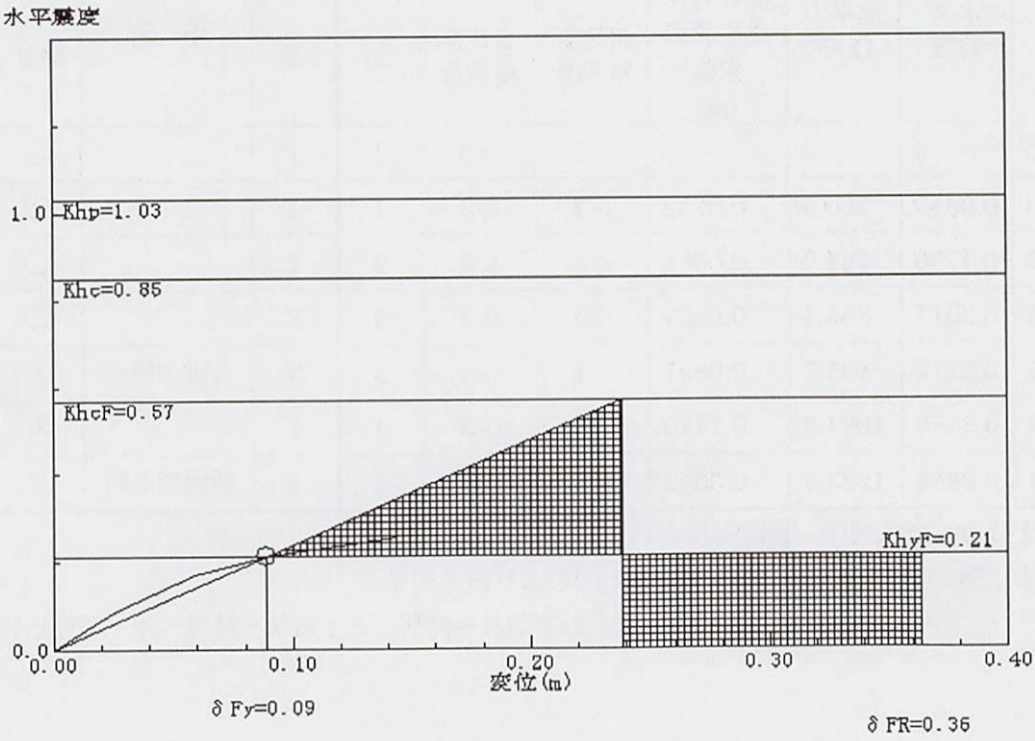


図-3.2.4　基礎の応答塑性率の算出

4．既設基礎の液状化対策

4.1 設計方針および手順

小径ドレーンによる既設基礎の液状化対策概要を図-4.1.1 に示す。小径ドレーン工法の設計では、「第Ⅱ部 4.2 設計の手順」に示すように設計地震動に対して、構造物が所定の耐震安定性を確保できるように改良範囲（改良深度、改良幅）、改良仕様（ドレーン径、打設間隔）を決定する。

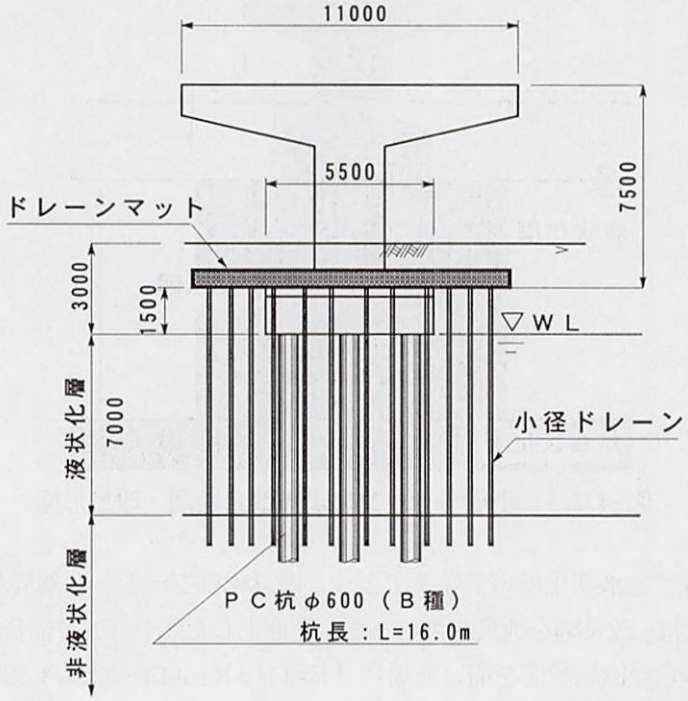


図-4.1.1　小径ドレーンによる既設基礎の液状化対策概要

表-4.1.1　小径ドレーンの諸元

項　　目		内　　容
小径ドレーン諸元		１本当たりの長さ L=9.5m
小径ドレーン	口元管	STK400、φ101.6 ㎜、L=1.5m
	スクリーン管	SWMGS（ワイヤー）、SWMGH（ロッド）Type-C（φ89.1 ㎜）、スロットサイズ 0.3 ㎜、L=7.0m
	ドライブポイント	STK400、φ101.6 ㎜、L=1.0m（砂溜まり長）
ドレーンマット		砕石６号、敷設厚さ t=50cm

4.2　改良範囲・改良形態の設定

設定した改良範囲・改良形態を以下に示す。

・改良形態　　：直下型改良
・改良深さ　　：H ＝7.0m
・改良幅（改良深さの 1/2）　：B＝H／2 ＝3.5m

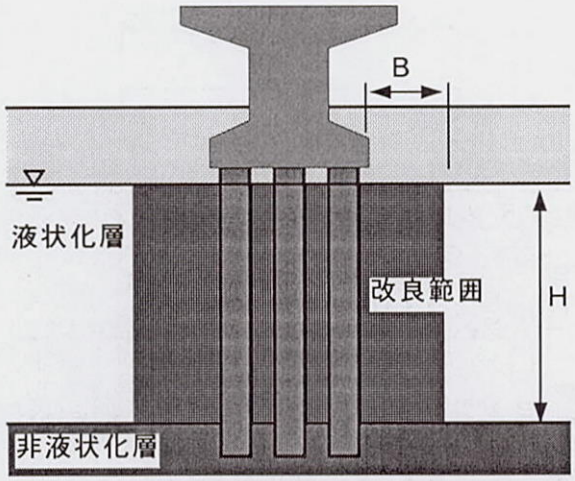


図-4.2.1　小径ドレーンによる改良範囲・改良形態

改良範囲は、改良深さを液状化層の下端までとし、改良幅はフーチング外周から改良深さの 1/2 の範囲と仮定した。これは、改良幅を改良深さの 1/2 の範囲とした場合（改良幅B=3.5m）においても、仮想固定点（1/β）から受働崩壊面を描いた場合（B=(1/β)tan(45+ϕ/2)=4.43m ≒4.5m）と同程度の対策効果が期待できると判断したことによる（第Ⅱ部 図-解 4.4.4 参照）。

4.3　想定した土質定数の低減係数による耐震性照査

小径ドレーンの施工により、土質定数の低減係数D_Eが表-4.3.1に示すように向上するものと想定し、既設基礎の耐震性を照査する。

表-4.3.1　想定した土質定数の低減係数

	現状のD_E（液状化判定によるD_E）	小径ドレーン施工後のD_E	備　考
レベル１地震時	1／3	1	液状化の発生を防止
レベル２地震時	0	1／3	液状化の発生を許容

4.3.1　レベル１地震時の設計条件

レベル１地震時には、液状化しないように小径ドレーンを設置するものとしてD_E=1と仮定し、耐震安定性を照査する。

(1)　作用力

フーチング底面における作用外力の計算結果を表-4.3.2に示す。

表-4.3.2　フーチング底面における作用荷重（浮力なしの場合）

			V_0(kN)	H_0(kN)	y(m)	M_0(kN·m)
地震時（レベル１地震動）	橋軸方向 k_h=0.25	上部構造	2,626	657	9.0	5,909
		橋脚躯体	1,264	316	6.5	2,054
		フーチング	853	228	0.7	149
		上載土砂	601	−	−	−
		合　計	5,344	1,186	−	8,112
	橋軸直角方向 k_h=0.25	上部構造	2,626	657	10.7	7,025
		橋脚躯体	1264	316	6.5	2,054
		フーチング	853	213	0.7	149
		上載土砂	601	−	−	−
		合　計	5,344	1,186	−	9,228

(2) 杭の許容支持力およびバネ定数

道示Ⅳの規定に従い杭の許容支持力およびバネ定数を表-4.3.3～4.3.5 に示す。

表-4.3.3 杭の許容支持力

			常時	地震時（レベル１地震動）
杭の断面諸元	D	m	0.6	
	A	m²	0.283	
	U	m	1.885	
地盤から決まる杭の極限支持力	q_d	kN/m²	7,200	
	q_dA	kN	2,038	
	$U\Sigma L_i f_i$	kN	794	794
	R_u	kN	2,829	2,829
土の重量	W_s	kN	39.4	
杭の有効重量	W	kN	41.3	
杭の軸方向許容押込み支持力	γ	−	1.0	
	n	−	3	2
	R_a	kN	928	1,393
杭の軸方向許容引抜き力	n	−	6	3
	P_a	kN	-174	-306

表-4.3.4 水平方向地盤反力係数

	層 厚 (m)	水平方向地盤反力係数 k_H(kN/m³)		土質定数の低減係数 D_E
		常 時	地震時（レベル１地震動）	
第１層	7.0m	15,317	30,634	1
第２層	4.8m	15,317	30,634	1
第３層	2.9m	45,950	91,901	1
第４層	1.2m	153,168	306,336	1

表-4.3.5 杭の軸方向バネ定数

	常時	地震時
k_v(kN/m)	311,181	311,181

(3) フーチング前面抵抗

フーチング前面抵抗の水平地盤反力度の上限値を表-4.3.6（橋軸方向）、表-4.3.7（橋軸直角方向）に示す。ここで、フーチング前面抵抗に対する土質定数の低減係数はD_E'=1 とした。

表-4.3.6 フーチング前面抵抗（橋軸方向 B=5.5m）

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 k_{EP}	フーチングの有効前面幅 Be (m)	地盤面からの深さ z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p	水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} (kN/m²)
常時	底版上面	8574	2.811	5.5	1.5	75.90	1.136	86.22
	底版下面				3.0	151.79	1.273	193.23
地震時（D_E'=1）	底版上面	9244	2.528	5.5	1.5	68.26	1.136	77.54
	底版下面				3.0	136.51	1.273	173.78

表-4.3.7 フーチング前面抵抗（橋軸直角方向 B=4.5m）

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 k_{EP}	フーチングの有効前面幅 Be (m)	地盤面からの深さ z (m)	受働土圧強度 P_{EP} (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p	水平地盤反力度の上限値 P_{Hu} (kN/m²)
常時	底版上面	9244	2.528	4.5	1.5	75.90	1.167	88.57
	底版下面				3.0	151.79	1.333	202.34
地震時（D_E'=1）	底版上面	9244	2.528	4.5	1.5	68.26	1.167	79.66
	底版下面				3.0	136.51	1.333	181.97

4.3.2 レベル1地震時に対する照査結果

(1) 安定計算結果

杭基礎の安定計算結果を表-4.3.8 に示す。杭軸方向押込み力、引抜き力および杭体応力度すべてにおいて許容値を満足した。

表-4.3.8　杭基礎の安定計算

			地震時（レベル１地震動）		備　考
			橋軸方向	橋軸直角方向	
軸方向押込み力	P_N	kN	1,390	1,338	
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,393	1,393	
判　定			$P_N < R_a$ OK	$P_N < R_a$ OK	
軸方向引抜き力	P_T	kN	-203	-150	
軸方向許容引抜き力	P_a	kN	-306	-306	
判　定			$P_T > P_a$ OK	$P_T > P_a$ OK	
設計地盤面での水平変位	δ	mm	3.4	3.1	
許容水平変位量	δ_a	mm	15.0	15.0	
判　定			$\delta < \delta_a$ OK	$\delta < \delta_a$ OK	

(2)　杭体の応力度照査

杭本体の曲げ応力度の照査結果を表-4.3.9 に示す。同表中に示した杭体の設計用曲げモーメントのうち杭頭部は杭頭剛結とした場合の曲げモーメントを、地中部は杭頭ヒンジとした場合の曲げモーメントと杭頭剛結とした場合の曲げモーメントのうち大きな方の値をそれぞれ示している。

表-4.3.9　杭本体の応力度照査

				地震時（レベル１地震動）		備　考
				橋軸方向	橋軸直角方向	
杭体の応力度	地中部	杭　種	杭　種	ＰＣ杭－Ｂ種		
			σ_{ce}(N/mm²)	8.0		
		曲げモーメント(kN·m)		79.0	58.8	
		応力度	σ_c(N/mm²)	21.0	19.5	圧縮
			σ'(N/mm²)	2.3	3.8	引張
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	25.0	圧縮
			$\sigma_{ca'}$(N/mm²)	-5.0	-5.0	引張
		判　定		OK	OK	
	杭頭部	杭体補強鉄筋配置		D19－n=12 本 (A_s=34.38cm²)		
		曲げモーメント(kN·m)		45.0	-11.4	
		応力度	σ_c(N/mm²)	11.1	8.8	
			σ_s(N/mm²)	154.3	70.2	
		許容応力度	σ_{ca}(N/mm²)	25.0	25.0	PC 杭本体
			σ_{sa}(N/mm²)	270	270	頭部補強鉄筋
		判　定		OK	OK	
せん断耐力の照査		発生せん断力　H_i(kN)		65.1	75.7	
		せん断耐力　P_s(kN)		202.6	202.6	
		判　定		OK	OK	

4.3.3　レベル２地震時の設計条件

レベル２地震時には、小径ドレーンを設置しても液状化するものとしてD_E=1/3 と仮定し、無対策時に許容塑性率以内に収まらなかった橋軸直角方向の耐震安定性について照査する。なお、橋軸方向の計算結果については、無対策時に許容塑性率を満足しているため省略する。

レベル２地震時の橋脚の曲げ耐力、設計水平震度を表-4.3.10 に示す。

表-4.3.10　レベル２地震時の設計条件

		記号	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期		T	s	0.56	0.58
レベル２地震動（タイプⅠ）の設計水平震度		k_{hc}	－	0.85	0.85
上部構造部分重量		W_u	kN	2.626	2.626
橋脚躯体重量		W_p	kN	1,264	1,264
フーチング重量		W_f	kN	853	853
等価重量		W	kN	3,258	3,258
終局水平耐力		P_u	kN	2,812	3,045
橋脚基部の曲げ耐力照査	作用力	$k_{he}\cdot W$	kN	1,825	1,825
	地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,812	3,045
基礎の照査に用いる設計水平震度 k_{hp}		$C_{dF}\cdot P_u/W$	－	0.95	1.03

4.3.4　レベル２地震時に対する照査結果

杭基礎の照査結果を以下に示す。橋軸直角方向の応答塑性率は 1.12 で許容塑性率（=4.00）を満足し、基礎に生じる断面力や変位は制限値以内である。以上の結果から、液状化対策後の基礎は必要な耐震性能を有していると判断できる。

①杭基礎の水平震度～水平変位の関係

フーチング底面に以下の荷重を作用させた水平震度～水平変位の関係を図-4.3.1 に示す。また、水平震度と各杭の状態を表-4.3.11 に示す。

・基礎の設計に用いる設計水平震度

k_{hp}=1.03

k_{hg}=0.35

k_{hc}=0.85

・フーチング底面作用荷重

a）領域①（$\alpha_i\times k_{hc} \leqq k_{hp}$）

V_0=5344(kN)

$H_0=\alpha_i\times k_{hc}\times(W_u+W_p)+\alpha_i\times k_{hg}\times W_f$

$=\alpha_i\times 0.85\times(2626+1264)+\alpha_i\times 0.35\times 853$

$=\alpha_i\times 3605$ (kN)

$M_0=\alpha_i\times k_{hc}\times(W_u\times y_u+W_p\times y_p)+\alpha_i\times k_{hg}\times W_f\times y_f$

$=\alpha_i\times 0.85\times(2626\times 10.7+1264\times 6.5)+\alpha_i\times 0.35\times 853\times 0.7$

$=\alpha_i\times 31076$ (kN・m)

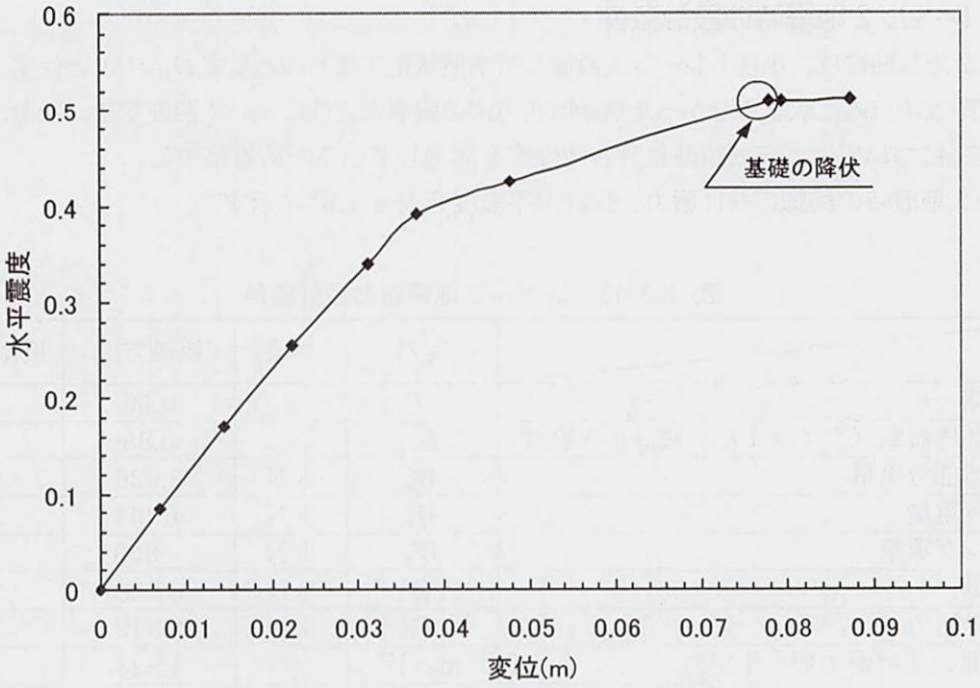


図-4.3.1　水平震度～水平変位曲線（橋軸直角方向）

表-4.3.11　水平震度と各杭の状態（橋軸直角方向）

α_i	水平震度	水平力(kN)	上部構造慣性力作用位置の変位(m)	極限支持力		杭本体状態		備　考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	①	②		降伏	せん断
0	0	0	0	0/3	0/3	1	1		○	○
0.1000	0.0850	360.5	0.0069	0/3	0/3	1	1		○	○
0.2000	0.1700	721.0	0.0144	0/3	0/3	1	1		○	○
0.3000	0.2550	1081.5	0.0224	0/3	0/3	1	1		○	○
0.4000	0.3400	1442.0	0.0311	0/3	0/3	1	1		○	○
0.4602	0.3912	1659.1	0.0368	0/3	1/3	1	1		○	○
0.5000	0.4250	1802.5	0.0477	0/3	1/3	1	1		○	○
0.5995	0.5096	2161.2	0.0779	1/3	1/3	2	2	基礎の降伏	×	○
0.6000	0.5100	2163.0	0.0793	1/3	1/3	2	2		×	○
0.6028	0.5124	2173.1	0.0872	1/3	1/3	2	2	断面照査時	×	○

極限支持力：全杭列中、極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：①：図心より前の杭　②：図心より後ろの杭

1：ひび割れ前の状態　2：ひび割れ～降伏　3：降伏～終局　4：塑性ヒンジ発生

②応答塑性率の算出

基礎の応答塑性率 μ_{FR} および応答変位 δ_{FR} は、図-4.3.2 の結果より、道示Ⅴ12.4 の規定に従い算出する。

$$\mu_{FR}=1/2\{1+(k_{hcF}/k_{hyF})^2\}$$

$$\delta_{FR}=\mu_{FR}\,\delta_{Fy}$$

ここに、μ_{FR}：基礎の応答塑性率

δ_{FR}：基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位(m)

δ_{Fy}：基礎が降伏状態に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位

$\delta_{Fy}=0.0779$(m)

k_{hyF}：基礎が降伏に達するときの水平震度

$k_{hyF}=0.5995\times0.85=0.5096$

k_{hcF}：地震時保有水平耐力法による照査に用いる基礎の設計水平震度

$k_{hcF}=C_D\,k_{hc}=2/3\times0.85=0.567$

k_{hc}：レベル２地震動（タイプⅠ）の設計水平震度（=0.85）

C_D：減衰定数別補正係数（= 2/3）

以上より、

$\mu_{FR}=1/2\{1+(0.567/0.5096)^2\}=1.12 \leqq \mu_{FL}$（=４.00） →OK

$\delta_{FR}=1.119\times0.0779=0.087$

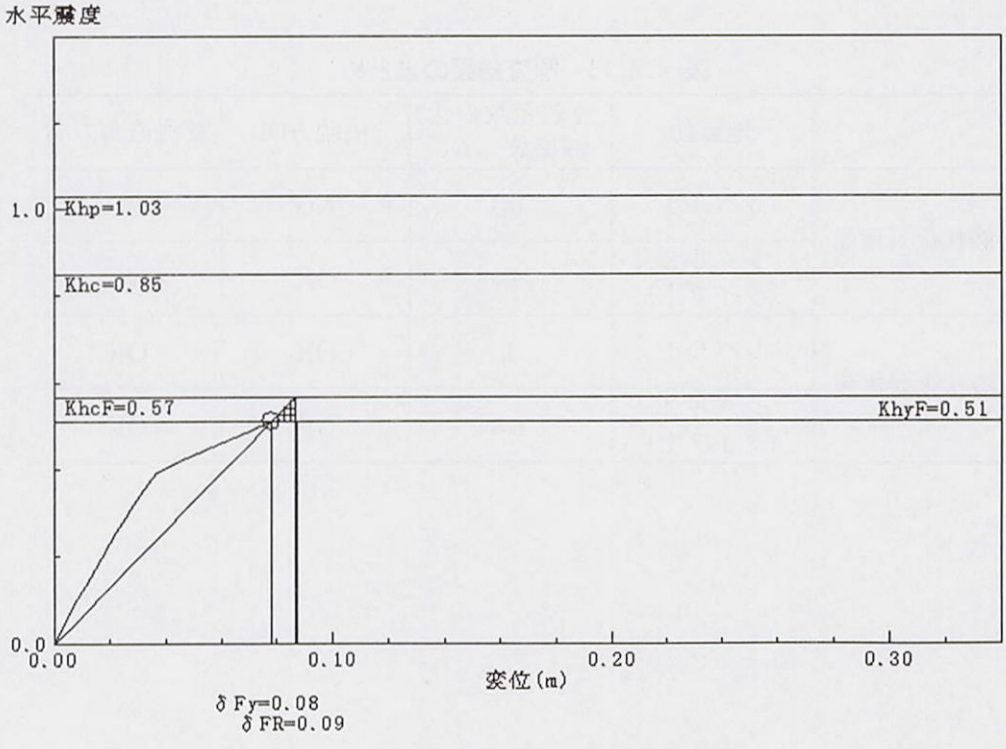


図-4.3.2　基礎の応答塑性率の算出

③安全性の照査結果

基礎の応答変位に相当する慣性力を作用させた時の基礎の安全性の照査結果を表-4.3.12 に示す。

表-4.3.12　基礎の安全性の照査結果

応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μ_{FR}	−	1.12
	許容塑性率	μ_{FL}	−	4.00
	判　定		−	$\mu_{FR} \leqq \mu_{FL}$　OK
変位の照査	基礎の応答変位	δ_{FR}	m	0.087
	フーチングの回転角	α_{F0}	rad	0.005
	許容変位量	α_{F0a}	rad	0.020
	判　定		−	$\alpha_{F0} \leqq \alpha_{F0a}$　OK
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	2069.4
	杭基礎のせん断耐力	P_S	kN	5421.3
	判　定		−	$S \leqq P_S$　OK

4.3.5　照査結果のまとめ

上記計算の結果、レベル１地震時にはD_E=1 で、レベル２地震時にはD_E=1/3 で当該杭基礎の耐震安定性は確保されると判断できる。

表-4.3.13　照査結果のまとめ

	地震動	土質定数の低減係数　D_E	橋軸方向	橋軸直角方向
液状化対策前	レベル１	1/3	NG	NG
	レベル２（タイプⅠ）	0	OK	NG
液状化対策後	レベル１	1	OK	OK
	レベル２（タイプⅠ）	1/3	OK	OK

4.4　改良仕様の設計

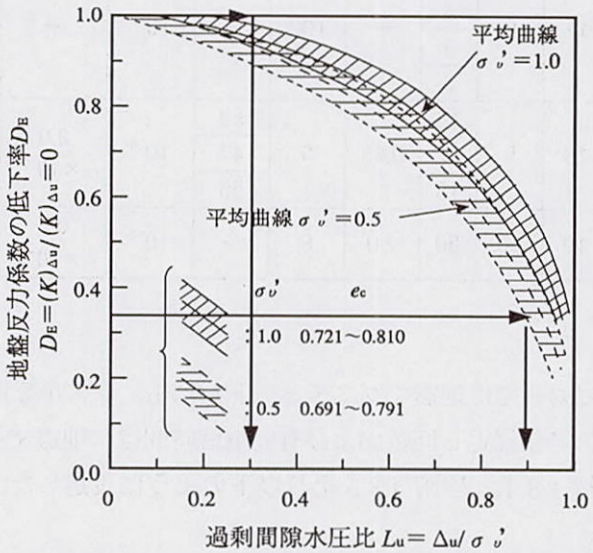
小径ドレーンの改良仕様の設計は、「第Ⅱ部 4.7 改良仕様の設計」に示すように土質定数の低減係数D_Eを考慮して安全側に改良範囲内の許容過剰間隙水圧比を設定し、この過剰間隙水圧比が確保できるように打設間隔を決定する（第Ⅱ部 図-解 4.7.1 参照）。

4.4.1　設計条件

主な設計条件を以下に示す。

a）　許容過剰間隙水圧比

これまでの計算により、レベル１地震時に既設基礎の耐震安定性を確保するためには、D_E=１となるように、レベル２地震時の場合はD_E=1/3 以上となるように小径ドレーンを配置する必要がある。したがって、改良範囲内の許容過剰間隙水圧比は、必要とされる低減係数D_Eに応じて図-4.4.1 より、レベル１地震時には（$\Delta u/\sigma_v'$）=0.3、レベル２地震時には（$\Delta u/\sigma_v'$）=0.9 とする。



図－4.4.1 過剰間隙水圧比と地盤反力係数の低減率の関係

b）　地盤条件

地盤条件は、「2.2　地盤条件」に従い表-4.4.1 に示すように想定した。なお、砂質土層の透水係数 k_s および体積圧縮係数 m_v は、地盤条件（緩い砂質土層）から第Ⅱ部 表-解 4.3.1、表-解 4.3.2 より設定した。

また、地盤の液状化強度は、一定振幅で換算した地震動で液状化する繰返し回数N_ℓとして、$N_\ell=20(1/F_L)^{-1/0.170}$を用いて算定した。ここで、液状化抵抗率$F_L$は、改良対象層において一様な液状化強度を設定する必要があることから、液状化判定で算定したF_L値の平均値を用いた。

- 地盤の透水係数　　$k_s=1.0\times10^{-4}$（m/s）
- 地盤の体積圧縮係数　　$m_v=5.0\times10^{-5}$（m²/kN）
- 液状化に至る繰返し回数　$N_\ell=20(1/0.88)^{-1/0.170}=9.4$　（レベル１地震動）
  $=20(1/0.39)^{-1/0.170}=0.079$　（レベル２地震動(タイプⅠ)）

表－4.4.1　想定した地盤条件

深度	層分割	土質	V_s (m/s)	単位体積重量 (kN/m³)		N値	D_{50} (mm)	FC (%)	D_r (%)	k_s (m/s)	m_v (m²/kN)	c (kN/m²)	ϕ (deg)	E_0 (kN/m²)
				γ_s	γ_s'									
0.5	①	表土	130	18	9	5	0.35	5	—	10^{-4}	5.0×10^{-5}	0	23	14000
1.5	②	▽ 中砂				4			—					
3.0	③					6			45					
4.0	④					4			35					
5.0	⑤					6			42					
6.0	⑥					4			33					
7.0	⑦					6			40					
8.0	⑧					5			35					
9.0	⑨					12			53					
10.0	⑩													
11.0	⑪	粘土	170	17	8	8	—	100	—	10^{-8}	—	30	0	14000
12.0	⑫					4								
13.0	⑬					3								
14.8	⑭					6								
15.8	⑮	中砂	200	18	9	15	0.35	5	53	10^{-4}	3.0×10^{-5}	0	30	42000
16.8	⑯					12			47					
17.7	⑰					18			56					
	⑱	砂礫	350	19	10	50	2.0	0	—	10^{-2}	0.5×10^{-5}	0	40	140000

c）　地震動条件

レベル１地震動に対しては地震マグニチュードM=7.5、レベル２地震動に対してはM=8.0 と設定した。地震動の等価繰返し回数および有効継続時間は、地震マグニチュードの大きさを考慮して第Ⅱ部 表-解 4.3.4、表-解 4.3.5 より以下のように設定した。

レベル１地震動

・地震マグニチュード　　M = 7.5

・等価繰返し回数　　N_{eq} = 15（回）

・地震動の継続時間　　t_d = 9 （sec）

レベル２地震動（タイプⅠ）

・地震マグニチュード　　M = 8.0

・等価繰返し回数　　N_{eq} = 20（回）

・地震動の継続時間　　t_d = 12（sec）

d）　小径ドレーン条件

ドレーン長は、地下水面からスクリーン管下端までの長さ、ドレーン径は 89.1 ㎜とした。

・ドレーン長　　H = 7.0（m）

・ドレーン半径　　a = 0.0446（m）

・ドレーン透水係数（レベル１地震時 i =0.3）　　k_d = 9.0（m/s）

〃　　（レベル２地震時 i =0.9）　　k_d = 5.5（m/s）

4.4.2 設計内容

上記条件における設計内容を以下に示す。

a） レベル１地震時

小径ドレーンの打設間隔を S=1.0m の正方形配置と仮定すると、

・ 小径ドレーンの等価有効円の半径 b

$b=S/1.77$ $=1.0/1.77$ $=0.56$m

・ 初期液状化到達時間 t_ℓ

$$t_\ell = \frac{N_\ell \cdot t_d}{N_{eq}} = \frac{9.4 \times 9}{15} = 5.6 \sec$$

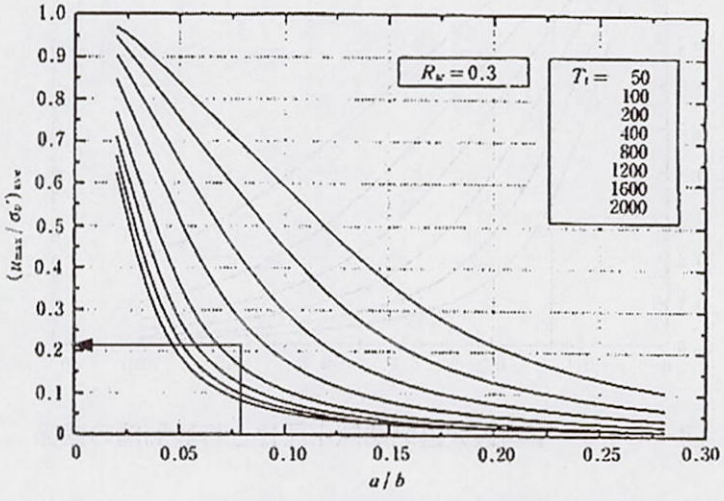
・ 時間係数 T_ℓ

$$T_\ell = \frac{k_s t_\ell}{m_v \gamma_w a^2} = \frac{0.0001 \times 5.6}{0.00005 \times 9.8 \times 0.0446^2} = 574.5$$

・ ウエルレジスタンス係数 R_w

$$R_w = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{0.0001}{9.0} \cdot \left(\frac{7.0}{0.0446}\right)^2 = 0.22$$

平均最大過剰間隙水圧比は、図-4.4.2 より a/b=0.08 で（u_{max}/σ_v'）$_{avg}$ =0.21 と推定され、許容過剰間隙水圧比（$\Delta u/\sigma_v'$）=0.3 を満足する。



図－4.4.2 平均最大過剰間隙水圧比と打設間隔の関係

b）　レベル２地震時

小径ドレーンの打設間隔を S=0.6m の正方形配置と仮定すると、

・　小径ドレーンの等価有効円の半径 b

b=S／1.77　=0.6／1.77　=0.34m

・　初期液状化到達時間 t_ℓ

$$t_\ell = \frac{N_\ell \cdot t_d}{N_{eq}} = \frac{0.079 \times 12}{20} = 0.047\ \mathrm{sec}$$

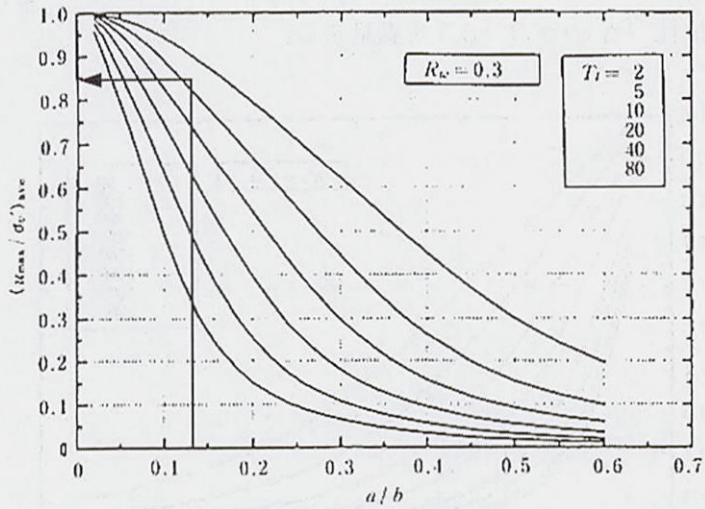
・　時間係数 T_ℓ

$$T_\ell = \frac{k_s t_\ell}{m_v \gamma_w a^2} = \frac{0.0001 \times 0.047}{0.00005 \times 9.8 \times 0.0446^2} = 4.8$$

・　ウエルレジスタンス係数 R_w

$$R_w = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{0.0001}{5.5} \cdot \left(\frac{7.0}{0.0446}\right)^2 = 0.36$$

平均最大過剰間隙水圧比は、図-4.4.3 より a/b=0.13 で（u_{max}/σ_v'）$_{avg}$=0.85 と推定され、許容過剰間隙水圧比（$\Delta u/\sigma_v'$）=0.9 を満足する。



図－4.4.3　平均最大過剰間隙水圧比と打設間隔の関係

以上の計算により、既設基礎の耐震安定性は、設定した改良範囲、改良仕様（レベル１地震時：打設間隔 1.0m、レベル２地震時：打設間隔 0.6m）により確保できると判断される。

4.5　小径ドレーンの配置例

小径ドレーンの配置例を図-4.5.1 に示す。小径ドレーンは、正方形配置を基本としフーチング内は既設杭を囲むように打設間隔 1.0m（鉄筋位置を避け既設杭の近傍に配置する）で、フーチング外周は橋軸直角方向に打設間隔 0.6m、橋軸方向に 1.0m 間隔で 3.5m の範囲を改良するように配置するものとする。

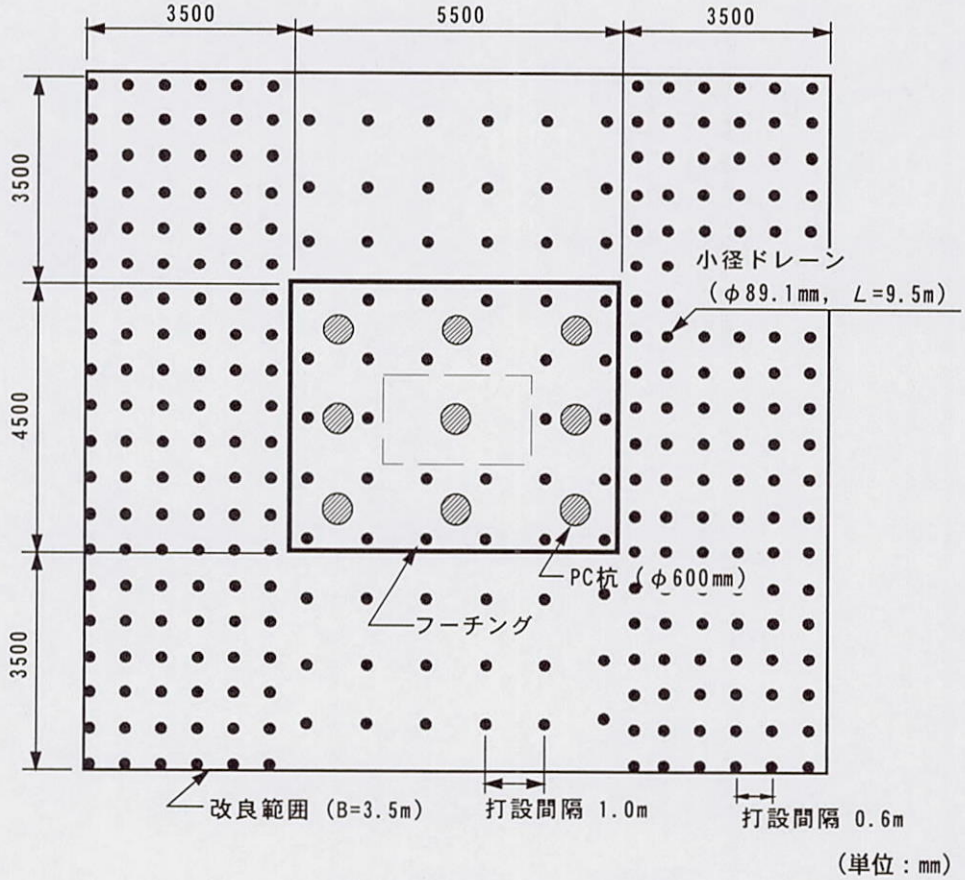


図-4.5.1　小径ドレーンの配置例

