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）

ST マイクロパイル工法
設 計 ・ 施 工 マ ニ ュ ア ル

（６分冊の３）

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
東　洋　建　設(株)

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）

ST マイクロパイル工法
設計・施工マニュアル
(6 分冊の 3)

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
東洋建設株式会社	土木エンジニアリング部	第三室　室長	岡　憲二郎
東洋建設株式会社	土木エンジニアリング部	係長	三木　健男

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 3）は、ST マイクロパイル工法の設計・施工法をとりまとめたものである。

キーワード：ST マイクロパイル工法、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ーＳ Ｓ Ｐ（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ーＳ Ｓ Ｐ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）　ST マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル（６分冊の３）」であり、ST マイクロパイル工法の工法概要、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。

ST マイクロパイル工法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）	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）	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）	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）	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）	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）	交流研究員	渡辺　達哉
東洋建設㈱	土木エンジニアリング部	第三室　室長	岡　憲二郎
東洋建設㈱	土木エンジニアリング部	係長	三木　健男

目　　次

第Ⅰ部　工法概要

1章　ST マイクロパイルの構造 …… 1
2章　ST マイクロパイルの施工工程 …… 2
3章　ST マイクロパイルの特徴 …… 3
3.1　設計面の特徴 …… 3
3.2　施工面の特徴 …… 3
3.3　設計・施工上の留意事項 …… 3
4章　これまでの研究内容 …… 5
4.1　試験施工および載荷試験 …… 5
4.2　材料性能試験 …… 7

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則 …… 8
1.1　適用範囲 …… 8
1.2　用語の定義 …… 9
2章　材　料 …… 12
2.1　鋼管および継手 …… 12
2.1.1　鋼　管 …… 12
2.1.2　鋼管の継手 …… 14
2.2　杭頭結合部材 …… 15
2.3　改良体 …… 16
2.3.1　改良体の造成径・強度 …… 16
2.3.2　硬化材 …… 17
2.4　グラウト …… 18
2.4.1　グラウトの品質 …… 18
2.4.2　グラウト材料 …… 19
2.5　設計計算に用いる物理定数 …… 19
3章　調　査 …… 21
3.1　調査の種類 …… 21
3.2　構造条件等の調査 …… 23
3.3　地盤条件の調査 …… 24
3.4　施工条件の調査 …… 26
4章　設計に関する基本事項 …… 28
4.1　支持層 …… 28
4.2　設計上の地盤面 …… 29
4.3　許容応力度 …… 30

5章　耐震補強に関する基本事項 …… 32
5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重 …… 32
5.2　耐震補強設計の基本方針 …… 33
5.3　杭の配列 …… 34
5.4　荷重分担 …… 37
5.5　地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計 …… 37
5.6　フーチングの設計 …… 38
6章　常時、暴風時およびレベル1地震時に対する照査 …… 42
6.1　設計の基本 …… 42
6.2　杭の許容支持力 …… 44
6.2.1　一般事項 …… 44
6.2.2　杭の軸方向許容押込み支持力 …… 48
6.2.3　杭各部の耐力照査 …… 50
6.2.4　杭の軸方向許容引抜き支持力 …… 53
6.3　水平方向地盤反力係数 …… 54
6.4　杭のバネ定数 …… 56
6.4.1　杭の軸方向バネ定数 …… 56
6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数 …… 58
6.5　杭反力および変位の計算 …… 59
6.6　杭体の設計 …… 59
6.7　杭とフーチングの結合部 …… 61
7章　レベル2地震時に対する照査 …… 69
7.1　照査の基本 …… 69
7.2　基礎の降伏 …… 71
7.3　基礎の許容塑性率および許容変位 …… 71
7.4　断面力、杭頭反力および変位の計算 …… 72
7.4.1　計算法 …… 72
7.4.2　杭の軸方向の抵抗特性 …… 74
7.4.3　杭の軸直角方向の抵抗特性 …… 75
7.4.4　杭体の曲げモーメント～曲率の関係 …… 78
7.5　部材の照査 …… 79
8章　構造細目 …… 81
8.1　鋼管の腐食しろ …… 81

第Ⅲ部　施工マニュアル
1章　総　則 …… 82
1.1　適用範囲 …… 82
1.2　用語の定義 …… 82

2章　施工に関する一般事項 …… 84
2.1　基本事項 …… 84
2.2　事前調査 …… 84
2.3　施工計画 …… 86
3章　施工法 …… 88
3.1　施工工程 …… 88
3.2　主要機械設備 …… 90
3.3　準備工 …… 92
3.4　改良体造成 …… 94
3.4.1　改良体の造成方式 …… 94
3.4.2　改良体の造成仕様 …… 96
3.4.3　硬化材の配合 …… 100
3.4.4　削孔方法 …… 103
3.4.5　造成方法 …… 104
3.4.6　硬化材の計量・練混ぜ …… 104
3.4.7　排泥処理 …… 105
3.5　改良体削孔 …… 106
3.6　鋼管の挿入 …… 108
3.6.1　鋼管の運搬・仮置・検査 …… 108
3.6.2　鋼管の挿入 …… 108
3.7　グラウト注入 …… 110
3.7.1　グラウトの配合 …… 110
3.7.2　グラウトの計量・練混ぜ …… 110
3.7.3　注入方式 …… 111
3.7.4　注入方法 …… 113
3.8　杭頭処理 …… 115
3.9　フーチング拡幅工 …… 116
4章　施工管理 …… 118
4.1　施工管理項目 …… 118
4.2　品質管理 …… 119
4.2.1　鋼　材 …… 119
4.2.2　硬化材 …… 119
4.2.3　グラウト …… 120
4.3　杭の支持力確認 …… 121
4.4　工程管理 …… 122
4.5　安全管理 …… 122
4.6　環境保全 …… 122
4.7　施工記録 …… 123

参考資料

参考資料－１ 設計計算例 …… 124
１．概 要 …… 124
２．既設基礎の設計条件 …… 124
2.1 構造条件 …… 124
2.2 地盤条件 …… 127
３．既設基礎のレベル２地震時の照査 …… 128
3.1 設計条件 …… 128
3.2 レベル２地震時の照査結果 …… 129
４．既設基礎の補強設計 …… 131
4.1 補強方法 …… 131
4.2 補強設計の主な仮定条件 …… 132
4.3 解析モデル …… 133
4.4 補強基礎のレベル１地震時の照査 …… 135
4.4.1 作用荷重 …… 135
4.4.2 既設杭の設計定数 …… 136
4.4.3 ST マイクロパイルの設計定数 …… 138
4.4.4 レベル１地震時の照査結果 …… 145
4.5 補強基礎のレベル２地震時の照査 …… 153
4.5.1 作用荷重 …… 153
4.5.2 設計定数 …… 154
4.5.3 レベル２地震時の照査結果 …… 161
５．フーチングの補強設計 …… 167
5.1 増しフーチングの構造 …… 167
5.2 レベル１地震時の照査 …… 168
5.2.1 レベル１地震時の曲げモーメントに対する照査 …… 168
5.2.2 レベル１地震時のせん断力に対する照査 …… 172
5.3 レベル２地震時の照査 …… 173
5.3.1 レベル２地震時の曲げモーメントに対する照査 …… 173
5.3.2 レベル２地震時のせん断力に対する照査 …… 176
６．補強の施工手順 …… 178
参考資料－２ 鋼管内のグラウトを考慮する場合の杭体の設計評価 …… 180
１．概 要 …… 180
２．実験結果 …… 180
３．鋼管内のグラウトの評価方法 …… 181

第Ⅰ部　工法概要

1章　STマイクロパイルの構造

STマイクロパイル（STRONG-TUBFIX MICROPILES）とは、図-1.1に示すように、マイクロパイルの技術に高圧噴射攪拌による地盤改良技術[1]を併用したものであり、小口径の高張力鋼管と高圧噴射改良体との合成構造の鋼管杭工法である。施工は小型の多機能ベースマシンによるものであり、空頭に制限がある場所（空頭高さ 3.5m）や都市部の狭小施工ヤード、1車線規制内や土留め締切内等の制約条件における杭打設が可能である。したがって、図-1.2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ける既設基礎の耐震補強（増し杭工法）として適用性がある。

STマイクロパイルの構造を以下に示す。

1) 鋼管は施工性の良い小口径鋼管（φ300mm以下）とし、高張力鋼管を用いることによって大きな杭体耐力を確保する。

2) 鋼管表面には付着性能を向上させるため、ビード溶接による節突起加工を施し、鋼管と改良体が一体となって支持力を確保する。

3) 鋼管の継手は、空頭制限等の制約条件における施工速度の向上、杭としての品質確保を目的とし、機械式のカップラー式ネジ継手を用いる。

4) 改良体は硬化材の高圧噴射攪拌によるものであり、土質条件や支持力等の要求性能に応じた施工時の噴射エネルギー等を設定し、造成径 600mm～800mmの改良体を造成する。

5) 改良体の強度は、土質条件や支持力等の要求性能に応じた施工時の硬化材配合・セメント添加量等を設定し、一軸圧縮強度 q_u を確保する。

6) 杭頭結合部は、支圧板を取り付けた鋼管をフーチングに定着させる方式（支圧板方式）を標準とする。

STマイクロパイルの杭諸元（鋼種、鋼管径、改良体造成径）の適用範囲を表-1.1に示す。

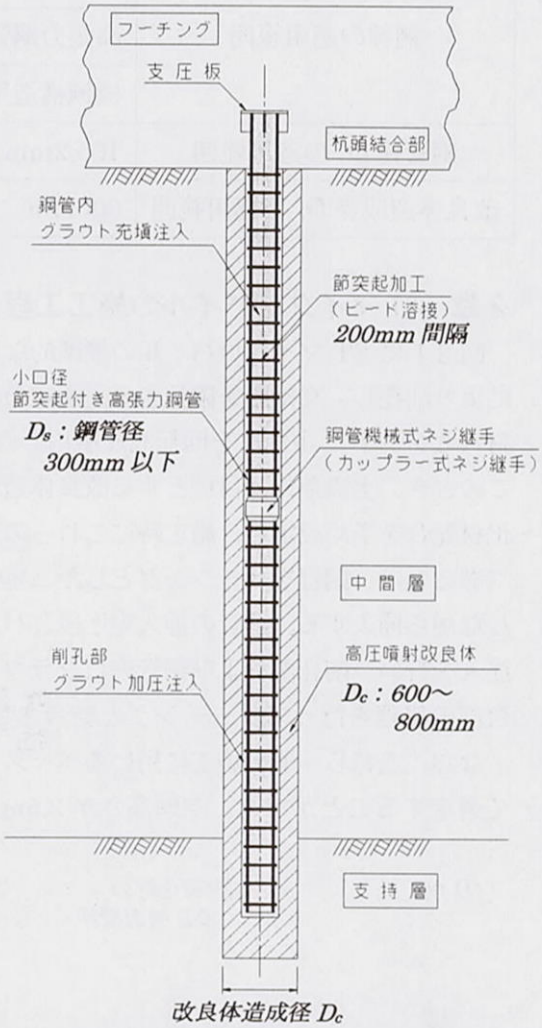


図-1.1　STマイクロパイルの構造

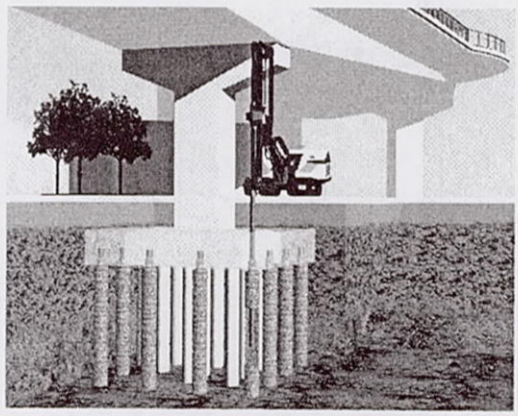


図-1.2　既設橋梁基礎の耐震補強イメージ

表-1.1　ST マイクロパイルの杭諸元の適用範囲

項　　目	諸　　元	備　　考
鋼種の適用範囲	一般構造用炭素鋼管　（STK540）	JIS G 3444
	高張力鋼管　（STKT590）	JIS G 3474
	機械構造用高張力鋼管　（HT780）	
鋼管径 D_s の適用範囲	165.2mm，216.3mm，267.4mm	
改良体造成径 D_c の適用範囲	600mm，800mm	

2章　ST マイクロパイルの施工工程

図-2.1 に ST マイクロパイルの標準的な施工工程を示す。まず、先端削孔ビットを装着したロッドにより削孔し、支持層を確認する。所定の深度まで削孔完了後、ロッド先端のツインノズルから硬化材（セメントミルク）を回転高圧噴射しながらロッドを引上げ、地盤中に改良体を造成する。
このとき、土質条件、目標とする改良体造成径・強度に応じた引上げ速度、吐出流量、吐出圧力、硬化材配合を予め設定し、施工時にこれらの造成仕様を管理する。その後、改良体をオーガー単管削孔（あるいは、鋼管をケーシングとした二重管オーガー削孔）し、鋼管をカップラー式ネジ継手で接続しながら挿入する。鋼管の挿入完了後、パッカーを鋼管内に挿入し、杭先端から順にグラウトの加圧注入を行い、削孔部および鋼管内にグラウトを充填して鋼管を改良体に定着させる。最後に、杭頭結合部の処理を行ってフーチングと結合させるものである。

なお、これら一連の施工に用いるベースマシンは、空頭制限、施工ヤード面積等の施工条件に応じて選定することができ、空頭高さが 3.5m の低空頭での施工が可能である。

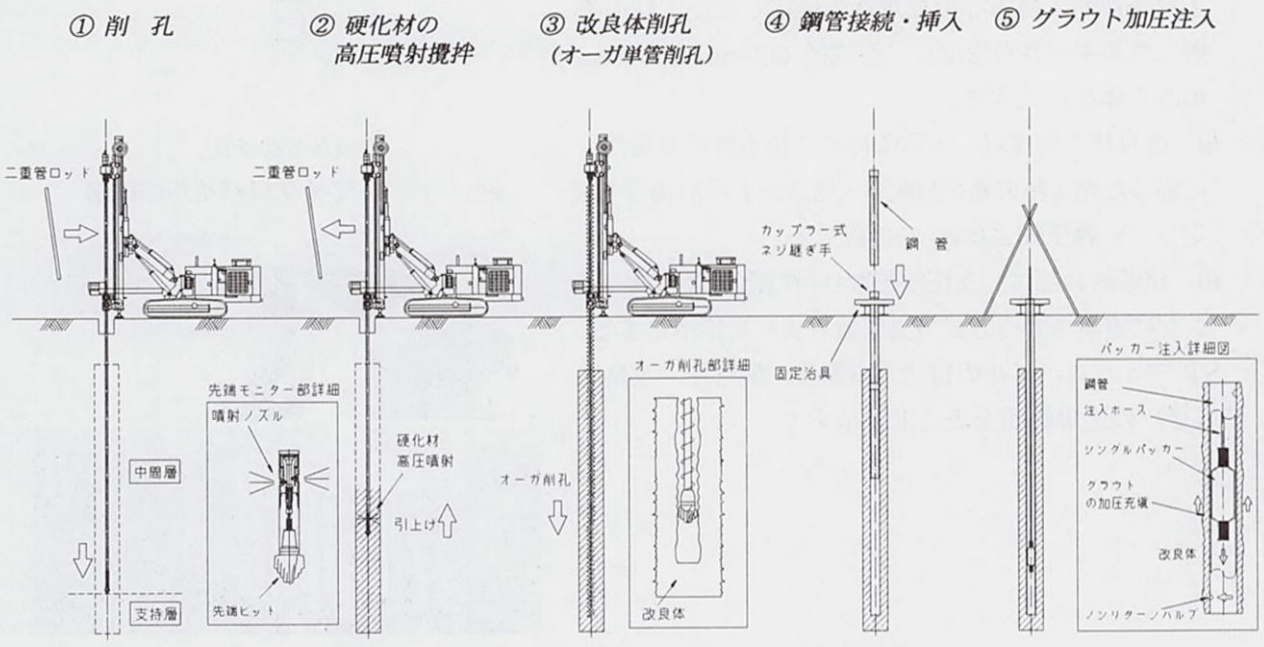


図-2.1　ST マイクロパイルの標準的な施工工程

3章　STマイクロパイルの特徴

STマイクロパイルの設計・施工面の特徴および設計・施工上の留意事項を次に示す。

3.1　設計面の特徴

①杭の支持力機構は、上部構造から杭頭の鋼管に伝達された軸方向荷重に対して、付着性能を向上させた節突起付き鋼管と改良体の一体化、および、改良体での地盤抵抗によって支持するものであり、小型機械の施工で大きな軸方向支持力を確保できる。

②高張力鋼管を用いることにより、大きな軸方向の杭体耐力、曲げ耐力を確保できる。

③杭頭の鋼管に伝達された水平、モーメント荷重に対して、高張力鋼管の曲げ抵抗、および、改良体の水平地盤抵抗によって比較的大きな杭の水平抵抗を期待できる。

④一般の大口径杭に比べてフーチングの拡幅を小さくできる。

3.2　施工面の特徴

①小型機械での施工であり、空頭制限（H=3.5m）、狭小ヤード等の制約条件での施工が可能である。

②施工機械の移動が容易で、プラントとの遠隔作業が可能なため、１車線規制内や土留め締切内などの特殊条件下での施工ができる。

③杭の施工において高圧噴射攪拌の地盤改良を先行するため、削孔等によって地盤をゆるめることがない。

④比較的大きな杭の有効径（改良体造成径）に対して、小径の削孔で施工できるため、既設構造物・施設等に対する近接施工が可能である。

⑤回転トルクのみのロータリー方式の高圧噴射攪拌、削孔であるため、施工時の騒音・振動が小さい。

3.3　設計・施工上の留意事項

STマイクロパイルの設計・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。

表-3.1にSTマイクロパイルの設計・施工上の留意事項を示す。

表-3.1　ST マイクロパイルの設計・施工上の留意事項

条件			適用性
地盤条件	中間層	非液状化地盤	一般的な砂質地盤、粘性土地盤においては、これまでの STMP の実績により施工性が確認されている。また、地下水が豊富で、転石・玉石を多く含む砂礫地盤においても、ダウンザホールハンマーによるガイドホール削孔を併用して高圧噴射撹拌を実施した実績がある。しかし、一般にはこのような粒径の大きな礫石を多く含む地盤が存在する場合、粒径や分布程度を十分調査、検討したうえで試験施工により改良体の出来形品質を確認することが望ましい。また、中間層に高含水土や高有機質土等の特殊土が存在する場合、室内配合試験等を行い、高圧噴射撹拌時の硬化材の種類、配合や添加量を別途検討する必要がある。
		液状化地盤	これまでの STMP の実績により、飽和砂質土層における施工性は確認されている。ただし、これまでの試算検討では、液状化によって地震時の水平力が卓越する場合には、斜杭の検討や液状化対策工法との併用が必要となる。
	先端支持層		これまでの施工実績により、N値 50 以上の砂層、砂礫層での STMP の施工性が確認されている。一方、N値 20 以上の硬質粘性土に関しては中間層としての施工実績があるものの、支持層としての適用は高圧噴射撹拌の施工性や支持力特性を試験施工によって確認する必要がある。また、岩盤に関しては風化等の程度にもよるが、高圧噴射撹拌の適用は一般に困難である。
地下水の状況			地下水の状態としては、透水性が非常に高く地下水流速が早い場合（一般には 3m/min 以上）や、被圧地下水が存在する場合、湧水量が極めて多い場合などには、施工法・硬化材の配合や補助工法などの施工検討が必要である。
斜杭の施工			削孔等の要素技術の実績、施工機械の能力から施工的に可能と考えられるが、鋼管と高圧噴射撹拌の合成構造としての施工実績はまだないため、試験施工によって施工性を確認する必要がある。
周辺環境への影響			一般的に高圧噴射撹拌工法は狭隘地や既設構造物直近で多くの施工実績を有しており、近接構造物に対する影響は小さい。ただし、近接度や地盤条件によってはガイドホール管を設置し、スライムの排出不良に伴う土中圧力の上昇や硬化材の噴出防止に留意する必要がある。
杭長			STMP の施工実績では、最大の杭長が 15m である。本工法に併用する高圧噴射撹拌工法の施工実績は GL-45m であり、施工機械の能力からも長杭打設は可能と考えられるが、試験施工によって施工性を確認することが望ましい。

4章　これまでの研究内容

4.1　試験施工および載荷試験

STマイクロパイルの施工性や品質・出来形（改良体造成径・強度等）、支持力・水平抵抗特性を確認するため、実大の試験施工を行い、各載荷試験を実施した。これまでの試験施工・載荷試験例を表-4.1、施工および載荷試験状況を図-4.1～図-4.8に示す。

表-4.1　STマイクロパイルの試験施工・載荷試験例

NO	実施年	場　所	地盤条件	杭諸元			試験内容
				杭長*	鋼管径 D_s	改良体造成径 D_c	
1	平成10年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	9.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
2	平成10年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	12.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
3	平成10年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	15.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
4	平成11年	茨城県	細砂、砂礫	6.0m (2本)	165.2mm t=11.0mm	1000mm	鉛直押込み載荷試験
5	平成12年	茨城県	細砂、砂礫	8.0m	165.2mm t=11.0mm	1000mm	鉛直引抜き載荷試験
6	平成12年	茨城県	細砂、砂礫	9.0m	165.2mm t=11.0mm	1000mm	水平交番載荷試験

＊　鋼管天端から改良体先端までの長さ

①兵庫県西宮市での試験施工[2)]

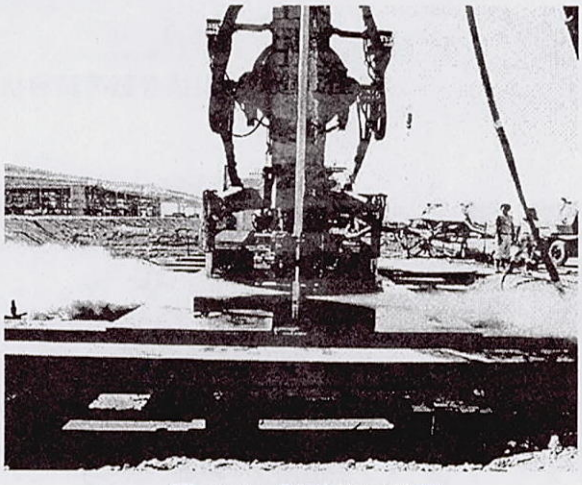


図-4.1　試験施工状況

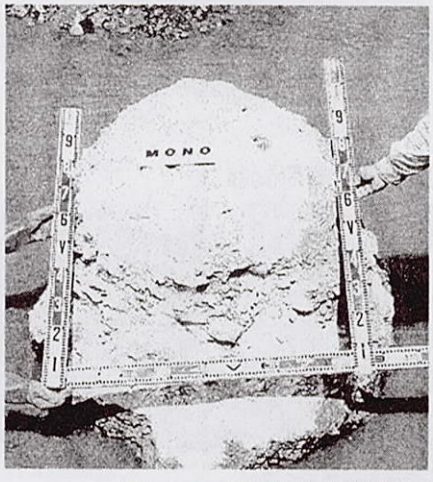
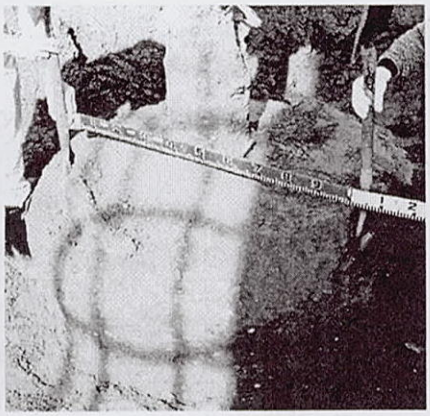


図-4.2　改良体出来形

②茨城県鹿島郡での試験施工 3),4),5)



図-4.3　試験施工状況



（杭頭部）



（杭先端部）

図-4.4　改良体出来形

③鉛直載荷試験例

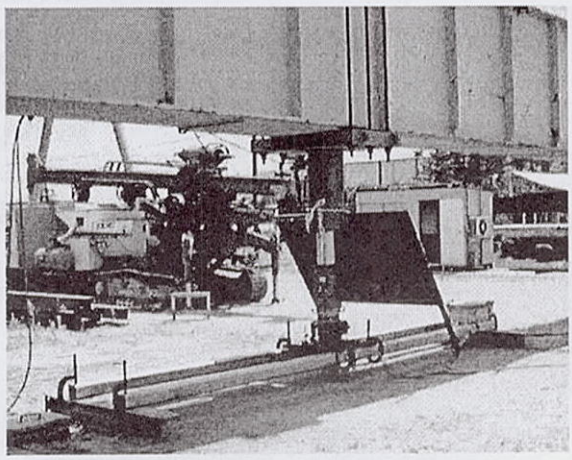


図-4.5　鉛直押込み載荷試験状況 3)

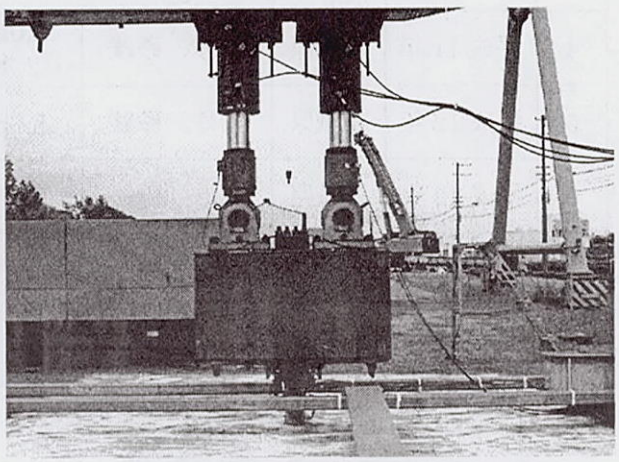


図-4.6　鉛直引抜き載荷試験状況 4)

④水平交番載荷試験 5)

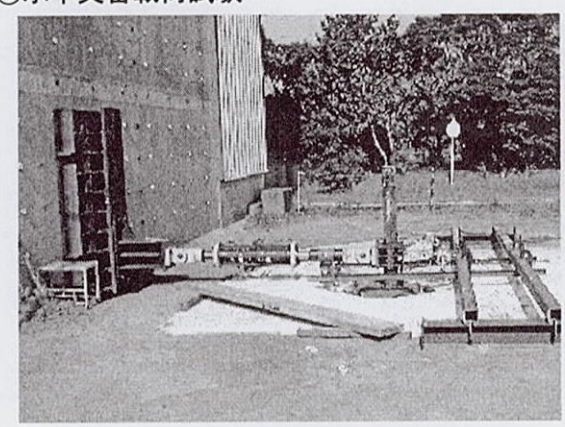


図-4.7　水平交番載荷試験状況

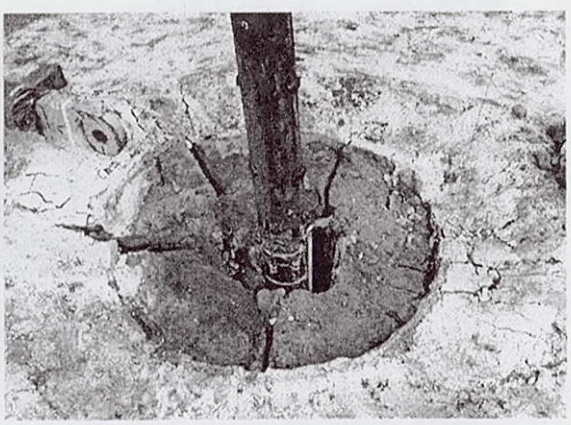


図-4.8　試験終了後の杭頭状況

4.2　材料性能試験

①節突起付き鋼管の付着性能試験 [6]

セメント系注入材料で造成した模擬改良体に定着させた節突起付き鋼棒の引抜き載荷試験を行い、節仕様（節突起高さ、節加工間隔）・グラウト強度～鋼管付着強度の関係式を提案した。

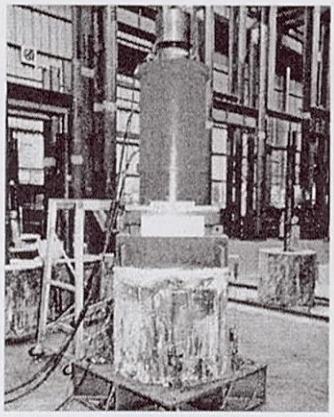


図-4.9　付着性能試験状況

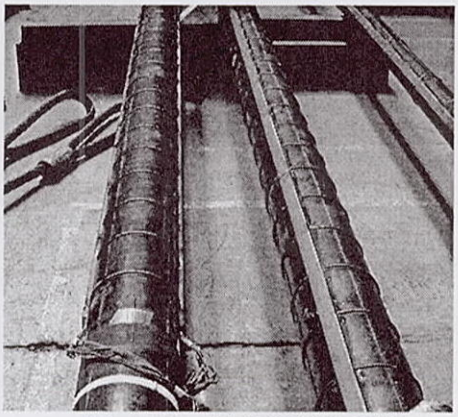


図-4.10　節突起付き鋼管

②鋼管継手の性能試験（継手有無での引張・曲げ試験）

高張力鋼管の継手有り・無しで軸方向引張試験・曲げ試験を実施し、カップラー式ネジ継手 [7]を含んだ鋼管が母材鋼管同等の耐荷性能を有することを確認した。

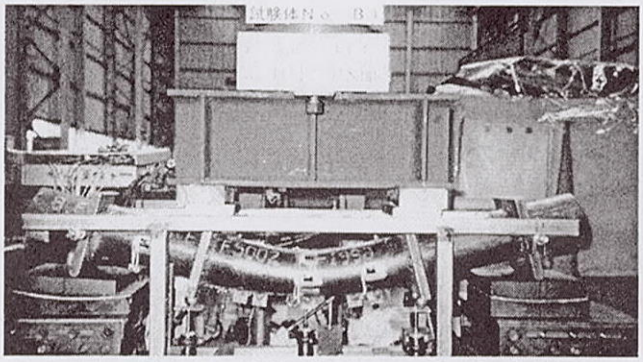


図-4.11　継手無しでの曲げ試験状況

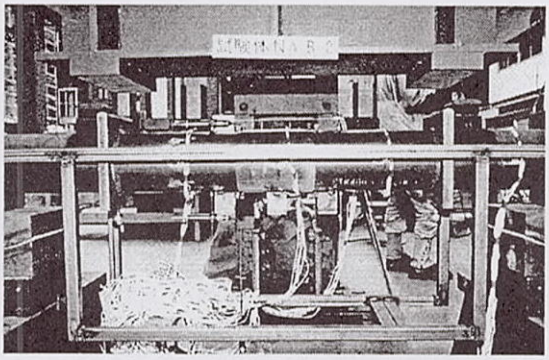


図-4.12　継手有りでの曲げ試験状況

【参考文献】

1) NIJ 研究会：GTM 工法 高圧噴射撹拌工法技術資料，2001. 6.
2) 赤本、岡：埋立地におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験，第 34 回地盤工学研究発表会，1999.7.
3) 村田、黒崎、岡、三木、斉藤：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その２），第 35 回地盤工学研究発表会，2000. 6.
4) 村田、黒崎、小林、岡、三木：地盤改良併用型マイクロパイルの引抜き載荷試験，第 36 回地盤工学研究発表会，2001. 6.
5) 三木、岡、村田、黒崎、小林：地盤改良併用型マイクロパイルの水平載荷試験，第 36 回地盤工学研究発表会，2001. 6.
6) 村田、小林、芦原、黒崎：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その１）－付着性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999. 9.
7) 黒崎、村田、小林、芦原：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その２）－材料性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999. 9.

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則

1.1　適用範囲

本編は、STマイクロパイルを用いて既設基礎の耐震補強を行う場合の設計に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の耐震補強にSTマイクロパイル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）

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)　マイクロパイル

杭径 300mm 以下の小口径杭の総称

(2)　ST マイクロパイル

マイクロパイルに高圧噴射撹拌による地盤改良技術を併用したものであり、小口径の節突起付き鋼管と高圧噴射改良体との合成構造の鋼管杭工法。本編では、STMP と略すことがある。

(3)　中間層部

ST マイクロパイルのうち、支持層より浅い中間層の部分

(4)　支持層部

ST マイクロパイルのうち、杭先端の支持層に根入れさせた部分

(5)　杭頭結合部

ST マイクロパイルのうち、杭に荷重を伝達させるためにフーチングと結合するＳＴマイクロパイルの部分

(6)　鋼　管

付着性能を向上させるためのビード溶接による節突起加工を施した小口径（φ300mm 以下）の鋼管

(7)　節突起

鋼管の付着性能を向上させるため、鋼管表面に一定間隔で円周方向のビード溶接を施した突起形状

(8)　ビード溶接

溶接によって鋼材の表面に設ける溶着金属の層（突起）

(9)　カップラー式ネジ継手

鋼管の機械式継手の一種で、両端をねじ切り加工したカップラーの継手材により機械的に接合する継手

(10)　改良体

硬化材の高圧噴射撹拌によって地盤中に造成された円柱状の固化体

(11)　硬化材

改良体造成時に地盤中に高圧噴射し、原位置地盤と撹拌するスラリー状の改良材

(12)　グラウト

鋼管内および改良体削孔部に充填されるスラリー状のセメント系注入材料

(13)　支圧板

フーチングに作用する軸方向力を ST マイクロパイルに伝達させるために、鋼管天端に取り付ける鋼板

(14)　杭　体

作用外力に対して構造的に抵抗する杭の部材

(15) 杭　長

杭頭結合部の鋼管天端から改良体先端（底面）までの長さ

(16) 鋼管先端根入長

支持層への鋼管の根入れ長であり、支持層面から鋼管先端までの長さ

(17) 改良体先端余裕長

鋼管先端から改良体先端（底面）までの改良長

(18) 極限押込み（引抜き）支持力

杭が耐え得る地盤から決まる最大の軸方向押込み（引抜き）力

(19) 許容押込み（引抜き）支持力

極限押込み（引抜き）支持力を安全率で除した値

(20) 杭体の耐力

杭断面が構造的に耐え得る最大の圧縮（引張）荷重

(21) 節突起付き鋼管の付着耐力

節突起付き鋼管が耐え得る最大の付着抵抗力であり、鋼管周面積に節突起付き鋼管の最大付着応力度を乗じた値

(22) グラウトと改良体間のせん断耐力

改良体を削孔して充填したグラウトと改良体の間で耐え得る最大のせん断抵抗力であり、グラウト（改良体削孔部）の周面積に最大せん断強度を乗じた値

(23) 改良体造成径

硬化材の高圧噴射攪拌によって造成された固化体の直径であり、ST マイクロパイルの場合、軸方向支持力を検討するときの杭径

(24) グラウト外径

改良体を削孔してグラウトを充填した外径であり、改良体を削孔した直径（先端削孔ビットの外径）

(25) 改良体の水平地盤抵抗幅

設計上、杭の水平抵抗に期待する改良体の幅であり、ST マイクロパイルの場合、水平抵抗を検討するときの設計上の杭径

【解説】

ST マイクロパイルの構造および各名称を図-解 1.2.1 に示す。また、本編の中で用いる代表的な記号を次に示す。

R_u , P_u　：地盤から決まる極限押込み支持力，地盤から決まる極限引抜き支持力
R_a , P_a　：軸方向許容押込み支持力，軸方向許容引抜き支持力
P_{NU} , P_{TU}　：押込み支持力の上限値，引抜き支持力の上限値
R_{PU} , P_{PU}　：杭体から決まる押込み支持力の上限値，杭体から決まる引抜き支持力の上限値
R_{FU}　：節突起付き鋼管の付着耐力
R_{GU}　：グラウトと改良体間のせん断耐力
D_s　：鋼管径
D_g　：グラウト体外径（改良体削孔径）
D_c　：改良体造成径
D'　：改良体の水平地盤抵抗幅（水平抵抗に関する計算上の杭径）

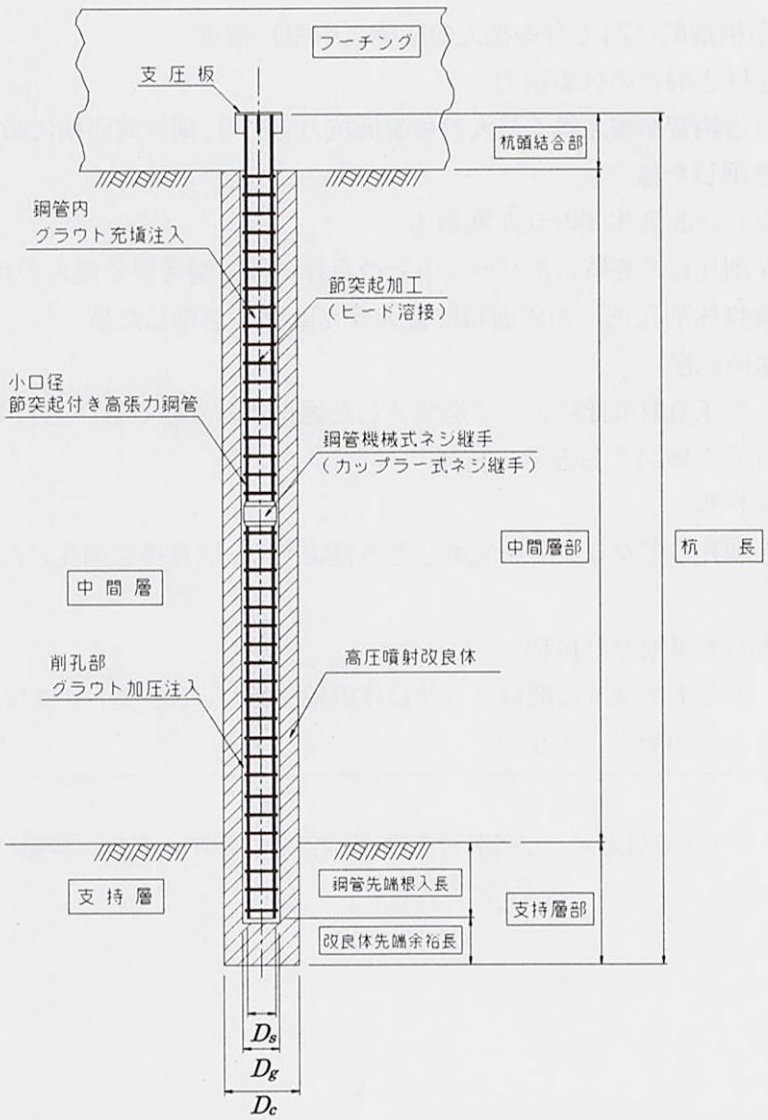


図-解 1.2.1　ST マイクロパイルの構造および各部位の名称

2章　材　料

2.1　鋼管および継手

2.1.1　鋼　管

(1)　鋼管は、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、表-2.1.1 に示すものを標準とする。

表-2.1.1　鋼管

規　　格		鋼材記号
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼管	STK540
JIS G 3474	高張力鋼管	STKT590
	機械構造用高張力鋼管	HT780

(2)　鋼管は、直径 300mm 以下とし、設計条件や施工性、経済性等を考慮して選定するものとする。

(3)　鋼管は付着性能を向上させるため、ビード溶接による節突起加工を施した鋼管を用いる。

(4)　ビード溶接による節突起加工は、節突起高さ 2.5mm 以上、節加工間隔 200mm を標準とする。

【解説】

(1)　ST マイクロパイルに使用する鋼管は、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-2.1.1 に示す規格の鋼管を用いることを標準とした。これらの鋼管については、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。なお、節突起加工および杭頭結合部において溶接を行う場合には、鋼管の溶接性を確認しなければならない。

また、表-2.1.1 に示す規格以外の鋼管を ST マイクロパイルに適用する場合には、鋼管の特性が構造物の性能に及ぼす影響を試験等によって確認するとともに、表-2.1.1 に示す鋼管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。

表-2.1.1 に示す鋼管の機械的性質を表-解 2.1.1 に示す。

表-解 2.1.1　鋼管の機械的性質

機械的性質 / 材質	種類の記号	降伏点または耐力 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び (%)	
				11 号試験片 12 号試験片 縦方向	5 号試験片 横方向
一般構造用炭素鋼管	STK540	390 以上	540 以上	20 以上	16 以上
高張力鋼管	STKT590	440 以上	590～740	20 以上	16 以上
機械構造用高張力鋼管	HT780	685 以上	780 以上	15 以上	－

(2) STマイクロパイルに使用する鋼管は、直径300mm以下とし、設計条件や施工性、経済性等を考慮して選定するものとした。また、鋼管の肉厚は、設計上必要な寸法とするとともに、鋼管を削孔時のケーシングとする場合には、削孔ツールとの関係や施工性にも配慮して選定する必要がある。

ＳＴマイクロパイルに使用する鋼管の１本当たりの長さは、1.5m～6.0m を標準とし、施工条件に応じて選定する必要がある。表-解 2.1.2 に鋼管寸法の例を示す。なお、鋼管の肉厚tに関しては、鋼管をケーシングとした二重管削孔による場合は削孔ツールとの関係など、施工性も考慮して検討する必要がある。

表-解 2.1.2　鋼管寸法の例

鋼管外径D_s (mm)	鋼管肉厚t (mm)	鋼管１本当たりの長さ (m)
165.2	7.1	1.5～6.0 施工条件に 応じて検討
216.3	12.0	
267.4	12.0	

(3) 鋼管は付着性能を向上させるため、外表面にビード溶接による節突起加工[1)]（図-解 2.1.1）を施したものを用いる。

STマイクロパイルは地盤改良を併用することによって比較的大きな軸方向支持力を期待するが、軸方向荷重に対して鋼管の付着性能を確保し、鋼管と改良体の一体化抵抗を図ることが必要である。このため、STマイクロパイルでは鋼管の付着性能を向上させるため、簡便な方法として、鋼管表面にビード溶接による節突起加工を施すこととした。

(4) 1) ビード溶接は工場で行うものとし、図-解 2.1.2 に示すようなターニングロール上に鋼管を設置し、所定の節突起高さ、節加工間隔を保持するよう溶接するものとする。

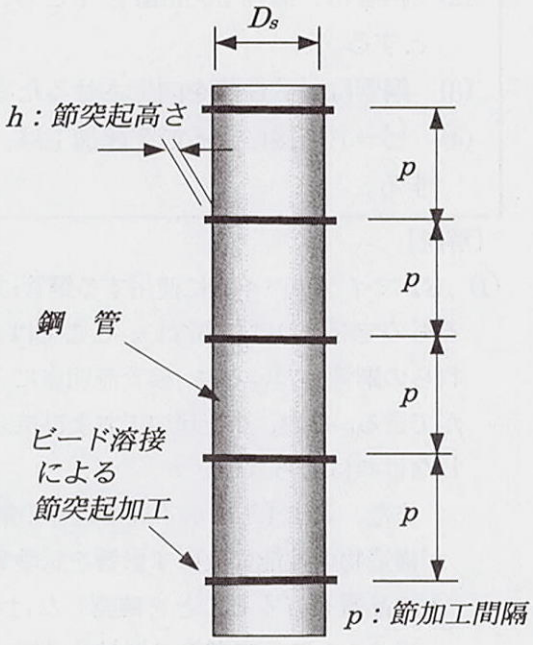


図-解 2.1.1　鋼管の節突起加工

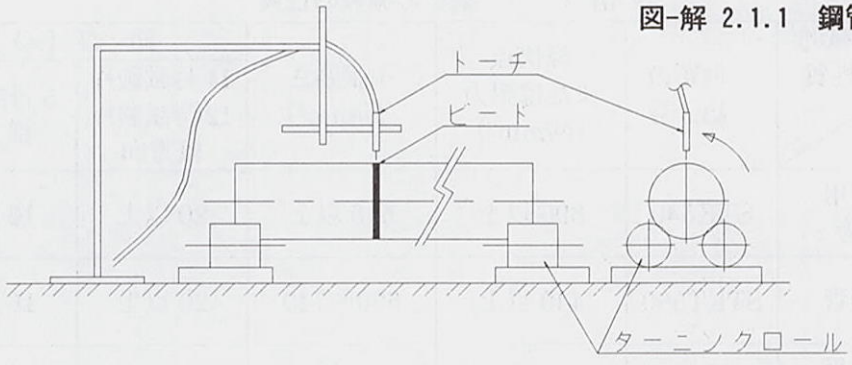


図-解 2.1.2　鋼管の節突起加工方法（ビード溶接）

2) 節突起加工の仕様（節突起高さh、節加工間隔p）は、要求される軸方向極限支持力に対して、鋼管の付着耐力が上回るように設定する必要がある。これまでの施工実績、試算結果を考慮した節突起加工の標準仕様を表-解 2.1.3 に示す。一般にはこのような標準仕様で鋼管の付着性能を確保できるが、設計時には 6.2.4 に示すように節突起付き鋼管の付着耐力を照査するものとする。

表-解 2.1.3 ST マイクロパイルに用いる鋼管の節突起加工の標準仕様

節突起 加工方法	節突起高さh (mm)	節加工間隔p (mm)
ビード溶接	2.5 以上	200

2.1.2 鋼管の継手

鋼管の継手は、施工性、品質および鋼管径を考慮し、試験により十分な耐力が確認されたものを用いるものとする。

【解説】

鋼管の継手は、空頭制限等の制約条件における施工速度の向上、杭としての品質確保を目的とし、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した。試験により継手の耐力を確認する場合には、鋼管のみ、鋼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、継手が鋼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。

ST マイクロパイルの継手として、十分な耐力を有することが確認されたものの例（カップラー式ネジ継手）を表-解 2.1.4、図-解 2.1.3 に示す。また、本タイプの継手の引張試験[2]および曲げ試験結果を図-解 2.1.4～図-解 2.1.5 に示す。

表-解 2.1.4 カップラー式ネジ継手の例

母材鋼管		カップラー式ネジ継手	
外径D_s（mm）	肉厚t（mm）	外径D_s'（mm）	長さλ'（mm）
165.2	7.1	176	250
216.3	12.0	230	300
267.4	12.0	282	325

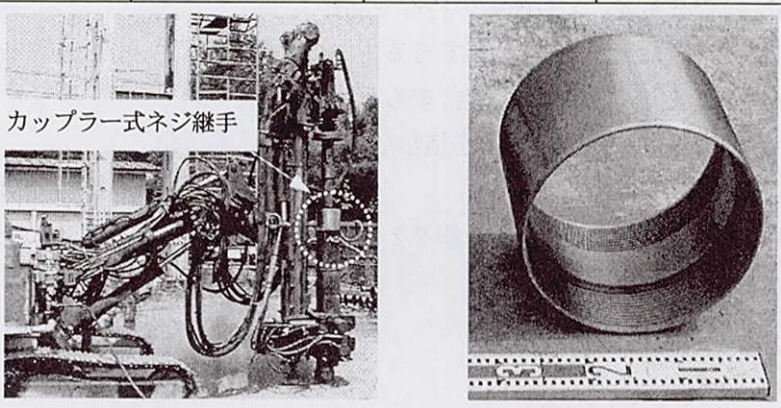


図-解 2.1.3 鋼管のカップラー式ネジ継手の例

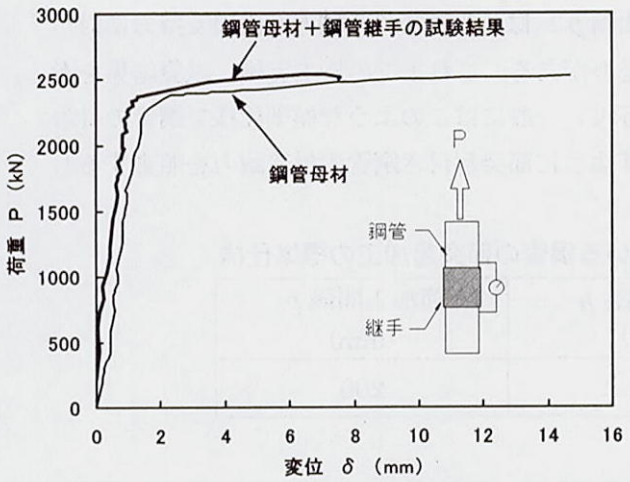


図-解 2.1.4　カップラー式ネジ継手の引張試験

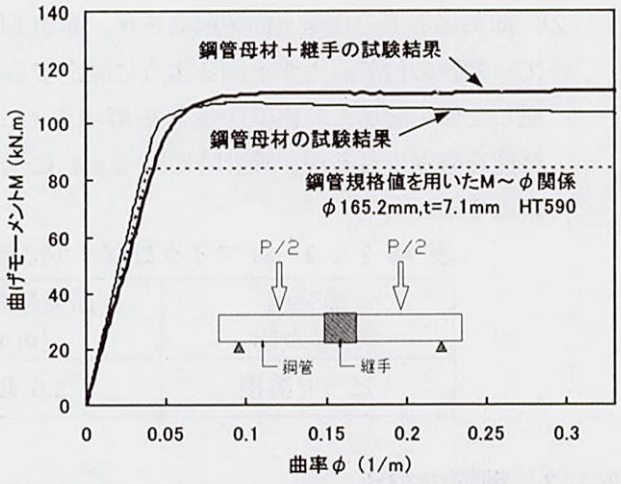


図-解 2.1.5　カップラー式ネジ継手の曲げ試験

2.2　杭頭結合部材

杭頭結合部に用いる鋼材は、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、表-2.2.1 に示すものを標準とする。

表-2.2.1　杭頭結合部材に用いる鋼材

規　格		鋼材記号
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490 SM520, SM570

【解説】

杭頭結合部材には図-解 2.2.1 に示すように支圧板とスチフナがある。これらに用いる鋼材は、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-2.2.1 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。

杭頭結合部材は鋼管に溶接によって接合するものとし、スチフナの接合面は両面開先加工を施したものを用いる。

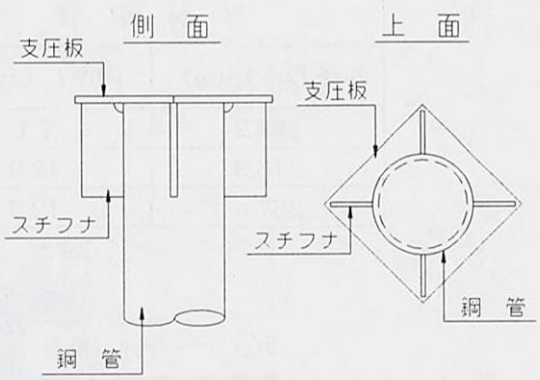


図-解 2.2.1　杭頭結合部材

表-2.2.1 に示す鋼材の機械的性質を表-解 2.2.1 に示す。

表-解 2.2.1　杭頭結合部材（溶接構造用圧延鋼材）の機械的性質

鋼　種	降伏点または耐力（N/mm²）		引張強さ（N/mm²）	伸　び		
	鋼材の厚さ（mm）			鋼材の厚さ（mm）	試験片	伸び（%）
	16 以下	16 をこえ 40 以下				
SM400	245 以上	235 以上	400～510	16 以下	1A 号	18以上
				16 をこえ 50 以下	1A 号	22以上
SM490	325 以上	315 以上	490～610	16 以下	1A 号	17以上
				16 をこえ 50 以下	1A 号	21以上
SM520	365 以上	355 以上	520～640	16 以下	1A 号	15以上
				16 をこえ 50 以下	1A 号	19以上
SM570	460 以上	450 以上	570～720	16 以下	5 号	19以上
				16 をこえるもの	5 号	26以上
				20 をこえるもの	4 号	20以上

2.3　改良体

2.3.1　改良体の造成径・強度

(1)　改良体造成径 D_c は、地盤条件、要求される設計条件を考慮して設定するものとする。
(2)　改良体の強度は、杭の支持力機構に必要な一軸圧縮強度 q_u を有するものとする。

【解説】

(1)　改良体造成径 D_c は、表-解 2.3.1 に示すように 600mm または 800mm を標準とし、土質条件および杭の支持力・水平抵抗等、要求される設計条件を考慮して設定する。高圧噴射撹拌[3)]による改良体の造成は、造成方式によっては 2m 程度の造成径を施工することもできるが、改良体造成径を過度に大きくしても、鋼管と改良体との一体化抵抗が発揮されず、推定した支持力や水平地盤抵抗が確保できないことが懸念される。したがって、これまでの試験施工・載荷試験杭の諸元、鋼管径とのバランス、砂礫層等の先端支持地盤に対する施工性も考慮し、このような造成径を標準と設定した。

表-解 2.3.1　ST マイクロパイルの標準的な改良体造成径

対象地盤	改良体造成径 D_c（mm）
砂質土（砂、砂礫）、粘性土	600
	800

(2)　改良体の強度は、設計上要求される外的安定性から決まる荷重（地盤から決まる極限支持力）に対して、内的安定性（鋼管の付着耐力、改良体とグラウト間でのせん断耐力）を満足する強度とする必要がある。これまでの施工実績、試算結果を考慮し、一般には表-解 2.3.2 に示す改良体の一軸圧縮強度 q_u を設計時の目安とすることができる。表値はこれまでの施工実績で得られた改良体強度と土質、造成仕様（配合、添加量等）の関係を考慮して安全側に設定したものである。しかし、改良体強度は、土の特性（自然含水比や原位置強度、深度等）によっては強度発現性が異なるため、室内配合試験および試験施工によって一軸圧縮強度を確認することが望ましい。特に、高含水土や高有機質土等の特殊土が存在する場合、硬化材の配合や改良対象土に対するセメント添加量

を室内配合試験により検討するとともに、試験施工により得られた改良体の一軸圧縮強度q_uによって杭の設計照査を行うものとする。

表-解 2.3.2　改良体の一軸圧縮強度q_uの目安

対象地盤		一軸圧縮強度q_u (N/mm²)
中間層	砂質土	4 ～ 5
	粘性土	2 ～ 3
支持層	N 値 30 以上の砂、砂礫	10

2.3.2　硬化材

(1)　硬化材は、セメントミルクを標準とする。
(2)　セメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメント、または JIS R 5211 に適合する高炉セメントを用いることを標準とする。
(3)　練混ぜ水は、上水道水を用いることを原則とする。
(4)　混和材料は、JIS A 6204 に適合する化学混和剤を用いることを原則とする。

【解説】

(1)　硬化材はセメントミルク（セメントに水・混和剤を混合したスラリー状の材料）を用いることを標準とする。

(2)　セメントは、普通ポルトランドセメント（JIS R 5210）または高炉セメント（JIS R 5211）を用いることを標準とする。このほか、早強ポルトランドセメント（JIS R 5210）や高有機質土用等のセメント系固化材を用いる必要のある場合、その施工性、品質、強度発現性等を十分に検討しなければならない。

(3)　練混ぜ水は、凝結、硬化、強度などに悪影響を及ぼさないこと、有害物を含むことのないよう、原則として上水道水を用いる。上水道以外の水を使用する場合、JSCE-B 101（コンクリート用練混ぜ水の品質規格（案））に適合することを確認する必要がある。

(4)　混和材料は、塩化物などの有害物を含んでいない JIS A 6204 に適合する化学混和剤を用いることを原則とする。噴射ノズルへの負担を低減するとともに、良好な硬化材の流動性、地盤での分散性と強度発現性を確保するため、混和剤が有効である。ST マイクロパイルでは化学混和剤として、アルキルアリルスルホン酸塩類を主成分とした減水剤（標準形Ⅰ種、セメントに対する混合率 1.5%）の使用実績がある。

セメントの凝結反応を遅延させる必要がある場合、セメントミルクに硬化遅延剤を添加することができるが、添加量、施工性や強度発現性等を十分検討しなければならない。

2.4 グラウト

2.4.1 グラウトの品質

グラウトは、設計基準強度が 30N/mm² 以上のセメントミルクを標準とする。

【解説】

グラウトは、図-解 2.4.1 に示すように、鋼管内および、改良体の削孔部に注入・充填するものである。グラウト注入の主な目的を次に示す。

①改良体の削孔部に加圧充填し、改良体に鋼管を定着させ、鋼管から改良体に荷重を伝達させる。

②鋼管内への充填により、杭体の一部として荷重に抵抗し、鋼管の座屈を防止する。

したがって、注入・圧送するグラウト材には、ブリージングが少なく、高い流動性、適度な粘性を有しており、かつ十分な強度・耐久性が求められる。ST マイクロパイルではこのような品質を確保するため、グラウトはグラウンドアンカーと同様に水セメント比 W/C が 50%程度のセメントミルクを使用し、30N/mm² 以上の設計基準強度とすることを標準とした。

注入したグラウト体の外径 D_g は改良体の削孔径（先端のオーガビット径）とし、表-解 2.4.1 に一例を示す。

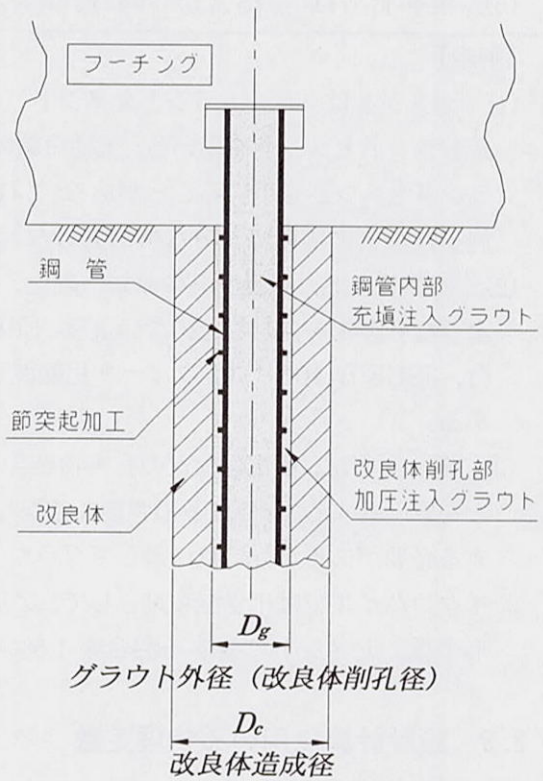


図-解 2.4.1　グラウト注入部

表-解 2.4.1　グラウト体の外径 D_g の一例（単管オーガ削孔の場合）

鋼管径 D_s (mm)	グラウト外径 D_g (改良体削孔径) (mm)	備　考
216.3	254	メーカーによって先端のオーガビット径は若干異なる
267.4	305	

2.4.2 グラウト材料

(1) セメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントまたは早強ポルトランドセメントを用いることを標準とする。
(2) 練混ぜ水は、上水道水を用いることを原則とする。
(3) 混和材料は、JIS A 6204 に適合する化学混和剤を用いることを原則とする。

【解説】

(1) セメントは、ポルトランドセメント（JIS R 5210）を用いることを標準とし、一般には普通ポルトランドセメントを用いる。工期短縮の目的で早期に高強度を必要とする場合には、早強ポルトランドセメントを用いることがある。これ以外のセメントの使用にあたっては、強度特性、耐久性、施工性などについて十分な検討を行なわなければならない。

(2) 練混ぜ水は、グラウトの凝結、硬化、強度などに悪影響を及ぼさないこと、鋼材を腐食させるような有害物を含むことのないよう、原則として上水道水を用いる。上水道以外の水を使用する場合、JSCE-B 101（コンクリート用練混ぜ水の品質規格（案））に適合することを確認する必要がある。

(3) 混和材料は、塩化物などの有害物を含んでいない JIS A 6204 に適合する化学混和剤を用いることを原則とする。グラウトの強度を確保しブリージング率を低下させるため水セメント比を小さくする必要があるが、これに対してグラウトの流動性を確保するため、混和剤が有効である。ST マイクロパイルでは化学混和剤として、アルキルアリルスルホン酸塩類を主成分とした減水剤（標準形Ⅰ種、セメントに対する混合率 1.5%）の使用実績がある。

2.5 設計計算に用いる物理定数

(1) 鋼　材

設計計算に用いる鋼材の物理定数の値は表-2.5.1 の値を用いるものとする。

表-2.5.1　設計に用いる鋼管の物理定数

種　　類		物理定数の値
鋼のヤング係数	E_s	2.0×10^5 N/mm^2
鋼のせん断弾性係数	G_s	7.7×10^4 N/mm^2
鋼のポアソン比	μ	0.30

(2) 改良体およびグラウト

改良体およびグラウトの物理定数を設計において設定する必要のある場合は、試験によって求めることを基本とするが、既往の試験結果を参考としてもよい。

(3) コンクリート

コンクリートのヤング係数、せん断弾性係数等は、道路橋示方書Ⅰ共通編に準じるものとする。

【解説】

(1) 道示Ⅰに準じた。

(2) 1) 改良体

これまでの ST マイクロパイルの施工実績による改良体の変形係数E_{50}と一軸圧縮強度 q_u の関係を図-解 2.5.1 に示す。設計において改良体の変形係数を設定する必要のある場合、E_{50} と q_u の間には式（解 2.5.1）のような関係が得られている。また、設計時の改良体の単位体積重量は、原地盤と同等としてよい。

$$E_c = 300 \times q_u \quad \cdots\cdots (\text{解 } 2.5.1)$$

ここに、E_c：改良体の変形係数(E_{50})（N/mm²）

q_u：改良体の一軸圧縮強度　（N/mm²）

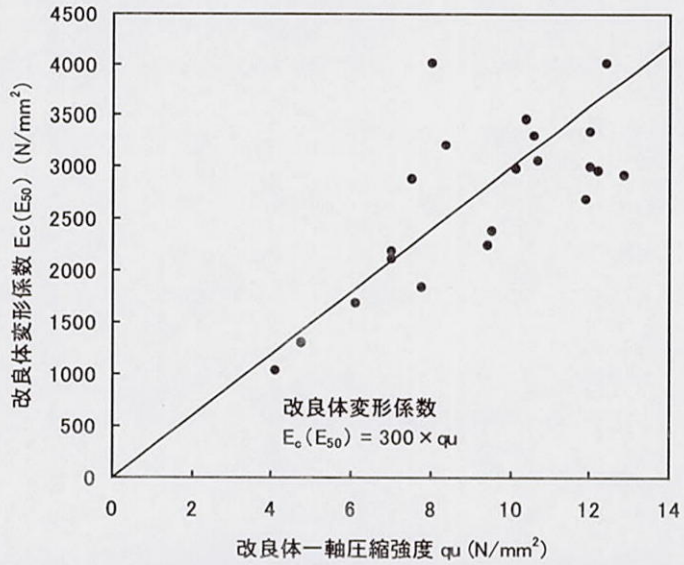


図-解 2.5.1　改良体の変形係数E_c（E_{50}）と一軸圧縮強度 q_u の関係

2) グラウト

設計においてグラウトのヤング係数を設定する必要がある場合、これまでの試験結果（グラウトの配合 W/C=50%）では、$E_g = 1.7\times10^4$ N/mm² 程度である。また、単位体積重量は標準配合で 18kN/m³ である。

(3) コンクリートのヤング係数、せん断弾性係数等は、道示Ⅰに準じるものとした。

［参考文献］

1) 村田、小林、芦原、黒崎：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その１）－付着性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999. 9.

2) 黒崎、村田、小林、芦原：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その２）－材料性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999. 9.

3) NIJ 研究会：GTM 工法 高圧噴射攪拌工法技術資料，2001. 6.

3章　調　査

3.1　調査の種類

既設基礎の耐震補強にあたり、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】

既設基礎の耐震補強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緒元、使用材料など ・橋脚、橋台などの設計条件と緒元、配筋状態、使用材料など ・杭基礎の設計条件、杭種・杭径・杭長などの杭緒元、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緒元の確認 ・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緒元 ・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 ・化学試験	・土粒子の比重、含水比、粒度、コンシステンシー、単位体積重量、間隙比、吸水比、浸水崩壊など ・粘着力、せん断抵抗角、変形係数、圧縮強度など ・土のpH、有機炭素含有量など
	地下水調査	・施工法、使用機械器具、作業方法などの検討	・地下水位 ・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 ・近隣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 ・掘削泥土および泥水の処分場所、処分可能量、主文方法 ・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、耐震補強にあたって、フーチングの拡幅を伴う場合には、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、支持層を確認する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。

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		基礎緒元の調査	部材損傷の調査
		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】

既設基礎の耐震補強にあたって、設計上必要な地盤の工学的特性や地下水の状態、および改良体の強度発現性等に影響をおよぼす可能性のある地盤の化学的特性を把握する目的で調査を行う。地盤や地下水の状況は、施工地点によって種々に変化するので、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必要である。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	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測定される各種物理量は、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、滞水層
	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、力学試験、化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つので、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。改良体の造成に関しては、土の粒度構成や自然含水比が施工性や強度発現性に影響するため、十分な調査を行うことが必要である。

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。

化学的特性を把握するための試験は、改良体の強度発現性等への影響を把握する目的で実施する。一般に、腐食有機物（フミン酸、フルボ酸など）を多く含む場合や pH が低いとセメントの水和硬化反応が阻害されることがあり、調査結果に応じて硬化材の種類・配合を検討し、室内配合試験等によって改良体の強度発現性を確認する必要がある。

表-解 3.3.3　室内試験の調査項目

調査方法	調査項目
物理試験	土粒子の比重、含水比、粒度、コンシステンシー、単位重量、間隙比、吸水比、浸水崩壊など
力学試験	粘着力、せん断抵抗角、変形係数、圧縮強度など
化学試験	土の pH、土の有機炭素含有量

(4) 地下水調査

地下水調査は、使用機械器具、作業方法などの検討やグラウトへの影響を調べるために必要に応じて実施する必要がある。表-解 3.3.4 に調査項目を示す。

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、削孔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】

ＳＴマイクロパイルの施工は、従来の杭工法と比較して施工条件の制約が少ないものの、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、施工による周辺環境に及ぼす影響度合い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であり、現地を踏査や、種々の資料を調査するなどして、

十分に現状を把握しておく必要がある。

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、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から調査し、施工と近接構造物との相互の影響度を調査する必要がある。

また、使用機械器具、材料などの搬入の可否や経路、排泥の処分量・処分場所、電気・給排水の供給の可否や可能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、設計および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.

4章　設計に関する基本事項

4.1　支持層

STマイクロパイルは、良質な支持層に支持させるものとする。

【解説】

1)　STマイクロパイルは、道示Ⅳに示される良質な支持層に根入れさせるものとした。したがって、支持杭として設計することを基本とする。

道示Ⅳでは、良質な支持層として、N値20程度以上の粘性土層、N値30程度以上の砂質土層、十分な層厚を有する岩盤をあげており、次のような目安が示されている。

①　粘性土層はN値が20程度以上（一軸圧縮強度q_uが0.4 N/mm²程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。ただし、砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要である。

②　砂層、砂礫層はN値が30程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫をたたいてN値が過大にでる傾向があるため、支持層の決定には十分な注意が必要である。

③　岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩体に不連続面が存在したり、スレーキングなどの影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

なお、N値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下について道示Ⅳに従って、その影響を検討しなければならない。

2)　支持地盤に対するSTマイクロパイルの施工性は、これまでの施工実績により、N値50以上の砂層、砂礫層での施工性が確認されている。一方、N値20以上の硬質粘性土に関しては中間層としての施工実績があるものの、支持層としての適用は高圧噴射攪拌の施工性や支持力特性を試験施工によって確認する必要がある。また、岩盤に関しては風化等の程度にもよるが、高圧噴射攪拌の適用は一般に困難である。

4.2　設計上の地盤面

(1)　常時における設計上の地盤面は、長期的な地盤の安定性を考慮して定めなければならない。
(2)　耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合はその影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

【解説】

(1)　常時における設計上の地盤面を定めるには、基礎周辺地盤が長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できるか否かの判断が必要である。その場合には、道示Ⅳに示されるように、次のような影響を考慮する必要がある。

①　洗掘による地盤面の低下
②　圧密沈下
③　凍結融解の影響
④　施工による地盤の乱れ

既設基礎の補強における設計上の地盤面は、このような影響により、既設基礎の設計時と異なる場合がある。したがって、ST マイクロパイルにより補強する場合の杭基礎の設計においては、上記に示した影響の有無を既設基礎に関する既存資料や 3.3 に規定する地盤条件の調査に基づいて検討する必要がある。このような影響が確認または予測できる場合、現状の地盤状況、将来の進行性等を十分考慮して設計上の地盤面を定めなければならない。

たとえば、フーチング構築にあたって周辺地盤を掘削し、施工による地盤の乱れが生じることがある。そのような場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、フーチング周辺の地盤抵抗を考慮してはならない。ただし、フーチング周辺の埋戻しが十分行われ、地盤が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング上面位置とし、道示Ⅳに基づいてフーチング前面の水平抵抗を考慮してよい。

(2)　耐震設計上の地盤面とは、地震時にその面より上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。道示Ⅴの規定に準じ、耐震設計上の地盤面は常時における設計上の地盤面とした。ただし、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層、あるいは、液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。

なお、常時における設計上の地盤面をフーチング上面とした場合においても、地震時にはフーチング慣性力の影響が大きいため、その影響を考慮するものとする。

4.3 許容応力度

(1) STマイクロパイルの各部材の許容応力度は次に示すものとする。

1) STマイクロパイルに用いる鋼管の許容応力度は、表-4.3.1に示す値とする。ただし、圧縮およびせん断については、座屈を考慮しない場合の値である。

表-4.3.1 鋼管の許容応力度

応力度の種類	単位	一般構造用炭素鋼管	高張力鋼管	機械構造用高張力鋼管
		STK540	STKT590	HT780
引 張	N/mm²	230	255	355
圧 縮	N/mm²	230	255	355
せん断	N/mm²	130	145	200

2) STマイクロパイルの杭頭結合部材に用いる鋼材の許容応力度は、表-4.3.2に示す値とする。

表-4.3.2 許容曲げ引張応力度

鋼種 / 板厚(mm)	単位	SM400	SM490	SM520	SM570
40以下	N/mm²	140	185	210	255

3) STマイクロパイルの杭頭結合部における溶接部の許容応力度は、表-4.3.3の現場溶接の値を用いることとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。

表- 4.3.3 鋼材溶接部の許容応力度

項目 / 鋼種			SM400	SM490	SM520	STK540	SM570 STKT 590	HT780
工場溶接	全断面溶込みグループ溶接	圧縮応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355
		引張応力度 (N/mm²)	140	185	210	230	255	355
		せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200
	すみ肉溶接	せん断応力度 (N/mm²)	80	105	120	130	145	200
現場溶接			各応力度について工場溶接の90%の値とする					

注：鋼材の板厚が40mm以下の場合の値である

(2) 鉄筋およびコンクリートの許容応力度は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準じた値を用いるものとする。

(3) 荷重の組み合わせによる許容応力度の割増しは、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準じるものとする。

【解説】

(1) STマイクロパイルの各部材に対する許容力度を規定したものである。

1) STマイクロパイルに用いる鋼管の許容応力度は、次のように設定した。

i) 一般構造用炭素鋼管STK540の許容応力度について

道示Ⅳで規定される鋼管杭SKK400、SKK490と同様に、許容軸方向引張応力度は降伏点または耐力に対して安全率1.7をとり、許容軸方向圧縮応力度は許容軸方向引張応力度を上限値として道示Ⅱに示す基準耐荷力曲線に対して安全率1.7を考慮する。また、許容せん断応力度は許容軸方向引張応力度の$1/\sqrt{3}$とする。

ii) 高張力鋼管STKT590、HT780の許容応力度について

本州四国連絡橋公団の設計基準[1]（以下、本四基準と略す）において許容応力度が規定されているHT780はその値を用い、STKT590に関しては同基準の方法に準じて次のように設定した。

① 許容軸方向引張応力度

本四基準に準じ、降伏点または耐力に対して安全率1.7、引張強さに対して安全率2.2をとった値の小さい方とする。

② 許容軸方向圧縮応力度

本四基準に準じ、上記の許容軸方向引張応力度を上限値とし、道示Ⅱに示す基準耐荷力曲線に対して安全率1.7を考慮した値とする。

③ 許容せん断応力度

本四基準に準じ、許容軸方向引張応力度の$1/\sqrt{3}$とする。

2) 道示Ⅱの規定に準じた。

3) 杭頭結合部における溶接部の許容応力度は現場溶接の値を用いるものとし、道示Ⅳの規定に準じ、工場溶接の90%の値とした。

既設杭の許容応力度は適切に評価する必要があるが、ここでは、既設杭の適用基準に基づいて設定するものとする。

［参考文献］

1) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989. 4.

5章　耐震補強に関する基本事項

5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重

(1)　既設基礎の耐震補強設計にあたっては、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)　既設基礎の耐震補強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)　耐震補強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、液状化の影響を適切に考慮する必要がある。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。

(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。

5.2 耐震補強設計の基本方針

(1) 既設基礎の耐震補強設計は、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) 既設基礎の耐震補強設計においては、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) 既設基礎の耐震補強設計は、６章および７章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) 既設基礎の耐震補強設計は、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耐震補強設計の基本とした。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。既設橋の耐震補強設計においても、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) 耐震補強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耐震補強設計を行う必要はないことを示すものである。耐震補強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。なお、レベル２地震動としては、道示Ⅴの規定に従い、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動および内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の２種類を考慮するものとする。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) 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、６章の規定に従って既設基礎の照査を行うものとした。６章には、常時、暴風時およびレベル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。

また、レベル２地震動に対しては、補強した基礎に生じる動的非線形応答を推定するとともに、部材の塑性域での変形性能や耐力を考慮して耐震性能を照査する。本編では、７章の規定に従って既設基礎の照査を行うことを原則とした。７章には、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き、既設基礎の耐震性能を照査する手法を示している。これは、12年度に

実施された静的模型実験[1]およびそのシミュレーション解析[1]によって、STマイクロパイルで補強された基礎において、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の適用性が確認されたためである。ただし、その適用性は、限られた条件下における実験結果に基づいて検証されたものであるため、7.4.1の解説に示す適用範囲に十分注意する必要がある。

なお、ST マイクロパイルによって補強することにより構造系が複雑となる場合には、動的解析によって耐震性能を照査することが合理的となる場合がある。動的解析の実施にあたっては、道示Ⅴの規定に従うとともに、12 年度に実施された動的模型実験[1]に対するシミュレーション解析[2]や実大構造物に対する地震応答解析[2]が行われているので、これを参考にするのがよい。

5.3 杭の配列

STマイクロパイルの配置は、次の事項を考慮して決定するものとする。

(1) STマイクロパイルの杭中心間隔は、原則として改良体造成径D_cの2.5倍程度以上とする。

(2) STマイクロパイルと既設杭の杭中心間隔は、原則として既設杭径の2.5倍程度以上とする。

(3) STマイクロパイルの配置は、既設構造物や用地境界等、施工上の制約条件も十分考慮して決定する。

【解説】

(1) STマイクロパイルの杭中心間隔について規定したものである。

一般に、杭の中心間隔が小さくなるほど群杭としての影響が著しくなり、杭の軸方向支持力や水平方向地盤反力係数を単杭の場合より低減して設計に考慮する必要がある。この群杭の影響は、道示Ⅳによれば、杭の中心間隔が杭径の2.5倍程度以上あると比較的小さいとされている。STマイクロパイルの軸方向支持力や水平方向地盤反力係数の算出にあたっては、改良体を考慮するため、杭中心間隔は図-解 5.3.1に示すように、改良体造成径D_cの2.5倍以上とすることを原則とした。

ただし、施工上の制約条件により、フーチングの拡大幅を小さくしなければならない場合などには、ST マイクロパイルの杭中心間隔は改良体造成径D_cの 2.5 倍より小さくしてよいが、この場合には、道示Ⅳに示される群杭の影響を考慮する必要がある。なお、この場合、群杭の影響を検討するときのSTマイクロパイルの杭径は、軸方向支持力については改良体の造成径D_cとするが、水平方向地盤反力係数については改良体が負担する水平地盤抵抗幅D'（表-解 6.3.2）を設計に用いることとする。

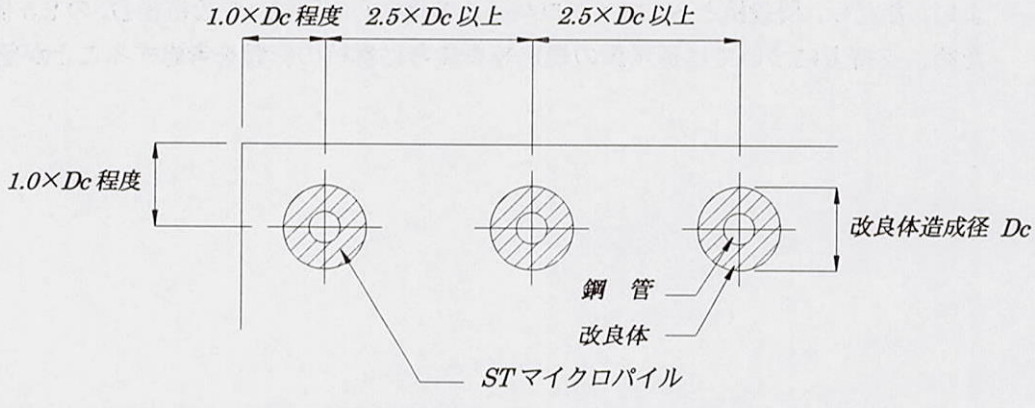


図-解 5.3.1 STマイクロパイルの杭中心間隔

(2) STマイクロパイルと既設杭の杭中心間隔について規定したものである。

1) 既設基礎の補強においては、用地境界等との位置関係から、既設杭とSTマイクロパイルの杭中心間隔を小さくし、フーチングの拡大幅を小さくすることが必要な場合がある。ただし、既設杭とSTマイクロパイルの杭中心間隔が小さい場合、杭相互の干渉から両者の軸方向支持力や水平方向地盤反力係数が単杭の場合より低下することが考えられる。そこで、STマイクロパイルと既設杭の杭中心間隔は、原則として既設杭径の2.5倍程度以上とすることを原則とした。なお、静的模型実験[1)]の結果を参考にすると、既設杭径がSTマイクロパイルの水平抵抗に関する杭径D'（改良体の水平地盤抵抗幅）に対して3.4倍以上、および、両者の杭中心間隔が既設杭径の1.8倍以上であれば、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査に用いる水平方向地盤反力係数は低減しなくてもよいと考えられる。

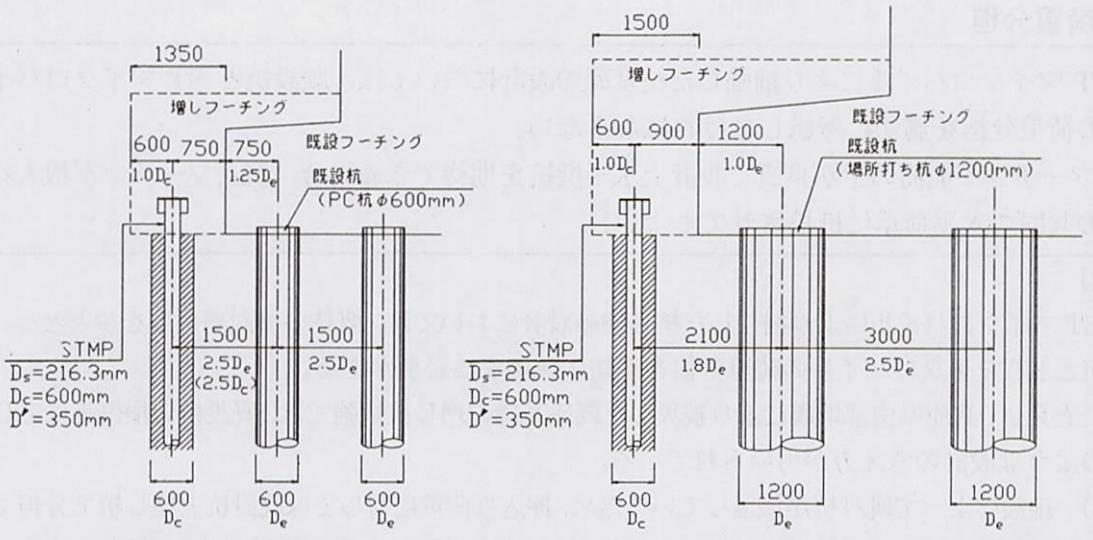
しかし、既設杭とSTマイクロパイルの杭径比や杭中心間隔と、支持力や水平方向地盤反力係数との関係は、現段階では十分明確ではないため、道示Ⅳや「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[3)]を参考に、安全側の設計となるように群杭の影響を考慮することが望ましい。なお、この場合、群杭の影響を検討するときのSTマイクロパイルの杭径は、軸方向支持力については改良体の造成径D_cとするが、水平方向地盤反力係数については改良体が負担する水平地盤抵抗幅D'（表-解 6.3.2）を用いることとする。

2) STマイクロパイルの杭中心とフーチング縁端との距離は、STマイクロパイルの施工性やフーチング拡大部の配筋等を考慮し、改良体造成径D_cの1倍程度とするのがよい。このとき、フーチングコンクリートの水平押抜きせん断応力度について照査しておく必要がある。

3) STマイクロパイルの配置例を図-解 5.3.2 に示す。

図-解 5.3.2 の(a)は、既設杭の杭径が比較的小さく、既設杭とSTマイクロパイルの杭中心間隔として、既設杭径D_eの2.5倍を確保できる例である。このような場合は、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査において、支持力や水平方向地盤反力係数の算出にあたり郡杭の影響は考慮しなくてよい。

図-解 5.3.2 の(b)は、既設杭の杭径が比較的大きく、施工上の制約条件等により、既設杭とSTマイクロパイルの杭中心間隔として、既設杭径D_eの2.5倍を確保できない例である。ここで、既設杭径D_eとSTマイクロパイルの水平地盤抵抗幅D'の比（1,200mm／350mm=3.4）、両者の杭中心間隔と既設杭径D_eの比（2,100mm／1,200mm=1.8）を考慮すると、常時、暴風時およびレベル１地震時の照査に用いる水平方向地盤反力係数には群杭の影響を考慮しなくてよい。ただし、既設杭とSTマイクロパイルの杭中心間隔は、既設杭径D_eの2.5倍より小さいため、支持力については道示Ⅳの規定等を参考に群杭の影響を考慮することが望ましい。



(a) 既設杭径が D_e =600mm の場合　　(b)既設杭径が D_e =1200mm の場合

図-解 5.3.2 ST マイクロパイルの配置例

(3) ST マイクロパイルの配置は、3.4 に規定する施工条件の調査に基づき、既設構造物や用地境界等、施工上の制約条件を十分考慮して決定するものとした。ST マイクロパイルの施工においては、図-解 5.3.3 に示すように、施工時の既設構造物（橋脚、フーチング等）と施工機械との位置関係を十分検討し、その配置を決定する必要がある。すなわち、既設構造物の形状、施工ヤード、空頭制限等によっては施工性からその配置を決定せざるを得ない場合もある。

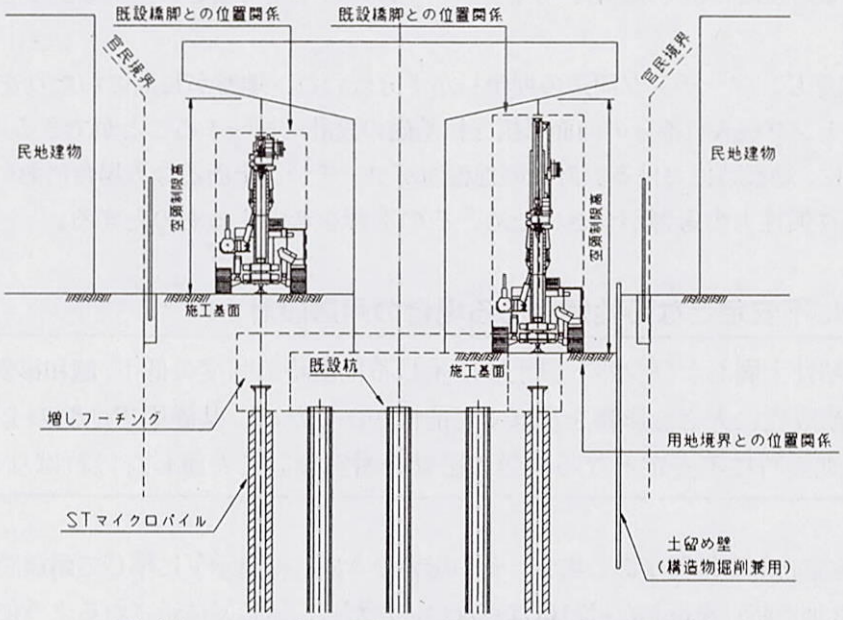


図-解 5.3.3 杭の配置に関する施工上の留意点

5.4 荷重分担

(1) ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計においては、既設杭と ST マイクロパイルとの荷重分担を適切に考慮しなければならない。
(2) フーチング前面の土が良質で設計上水平抵抗を期待できる場合、杭とフーチング根入れ部との共同で水平荷重に抵抗させてもよい。

【解説】

(1) ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計においては、既往の検討事例等を参考とし、既設杭と ST マイクロパイルの荷重分担を適切に評価する必要がある。

たとえば、兵庫県南部地震により被災した既設基礎の増し杭補強では、既設杭の損傷等に応じて次のような設計の考え方が用いられている。

1) 地震によって既設杭が損傷しているため、押込み荷重に対しては既設杭と増し杭で分担できるが、引抜き、水平、モーメント荷重に対しては増し杭のみで負担させた事例[4]。
2) 地震による既設杭の被害は軽微なものであり、鉛直、水平、モーメント荷重を既設杭と増し杭の共同で分担させた事例[5]。

また、「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料」[3]には、既設杭は健全であるが地震時の設計照査を満足しない既設基礎の増し杭補強の設計例が示されている。そこでは、水平、モーメント荷重に対しては既設杭と増し杭が共同で分担し、鉛直荷重については荷重の載荷順序を考慮して既設構造物の死荷重は既設杭が負担し、増しフーチング重量およびフーチング上載土砂の重量は、既設杭と増し杭で分担するものとされている。

一方、年代的にかなり古い基礎形式や損傷・劣化等が著しいような杭基礎、構造諸元が不明な杭基礎に対する補強においては、ST マイクロパイルのみで全荷重を負担するような補強方法が考えられる。

(2) 道示Ⅳに準じ、フーチング周辺の埋戻しが十分行われ、地盤が長期にわたり安定して存在する場合、フーチング根入れ部分の前面抵抗を杭基礎の設計に加味することができる。ただし、4.2(2)に示すように、地震時における設計上の地盤面がフーチング上面となる場合においても、地震時にはフーチング慣性力の影響が大きいため、その影響を考慮するものとする。

5.5 地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計

ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に生じる地震時の強度の低下、飽和砂質土層の液状化、流動化は橋の耐震性に大きな影響を及ぼす可能性があるため、基礎周辺地盤の土層の地震時安定性を判定し、地震時に不安定となる地盤の影響を耐震設計に考慮しなければならない。

【解説】

地震時に不安定となる地盤がある場合、その影響を考慮し、道示Ⅴに準じて耐震設計（レベル１地震時，レベル２地震時）を行わなければならない。ただし、道示Ⅴに示されるように、地震動や地盤の物性によっては、設計で想定したとおりの状況にならない可能性もあることから、地震時に地盤が不安定とはならないという条件でも耐震性能の照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いるものとする。

1) ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に生じる地震時の強度低下

道示Vに準じ、現地盤面から 3m 以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m² 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなし、その土質定数を耐震設計上零とする。

2) 飽和砂質土層の液状化の影響

道示Vにより液状化が生じると判定された飽和砂質土層については、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

前述のとおり、液状化が生じると判断された場合には、液状化が生じないとした場合の耐震性能の照査も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

3) 流動化の影響

液状化に伴い流動化が生じる可能性がある場合には、この影響を考慮するものとし、道示Vの規定に従って耐震性能の照査を行う。このとき、前述のとおり、次の3ケースについて耐震性能の照査を行い、最も影響の大きいものを設計に用いる。

① 流動化が生じると考えたケース
② 液状化だけが生じると考えたケース
③ 液状化も流動化も生じないと考えたケース

5.6 フーチングの設計

(1) ST マイクロパイルによる既設基礎の補強に伴いフーチングを拡大する場合には、フーチングの既設部分と拡大した部分が確実に一体となるように配慮しなければならない。

(2) 拡大後のフーチングにおいて、レベル1地震時に発生する応力度が許容応力度以下であること、レベル2地震時における力学的特性が弾性域をこえないことを照査するものとする。

【解説】

(1) 既設基礎を ST マイクロパイルにより補強する場合、躯体からの荷重を ST マイクロパイルに伝達させるために、一般にフーチングを平面的に拡大する。このとき、補強後に作用する荷重に対してフーチングが十分安全であるように、打ち足されるフーチング部分と既設フーチングとが一体となるように配慮しなければならない。

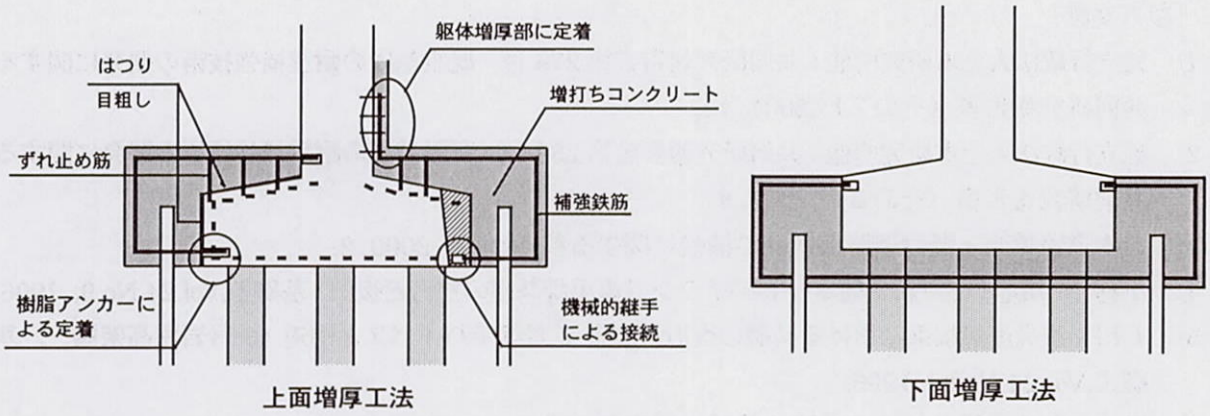
拡大後のフーチングには ST マイクロパイルの杭頭反力が付加されるため、作用する曲げモーメントやせん断力が増加し、既設断面のみでは耐力が不足することが想定される。このような場合、図-解 5.6.1 や図-解 5.6.2 に示すような補強方法により、適宜、フーチングを補強する必要がある。フーチングの補強は、比較的施工が容易な上面増厚によるのが一般的であるが、河川・道路管理上の制約から上面増厚の量が制限される場合には、下面増厚により対処した事例[6]もある。また、既設フーチングの配筋量が少なく過度な増厚により基礎への負担が大きくなるような場合

には、プレストレス導入による増厚量の低減が効果的な場合もある。この場合、既設フーチングの削孔やＰＣ鋼材の緊張のために必要な作業空間を確保できるように、フーチング周囲の掘削や仮締切り等の計画を行う必要がある。

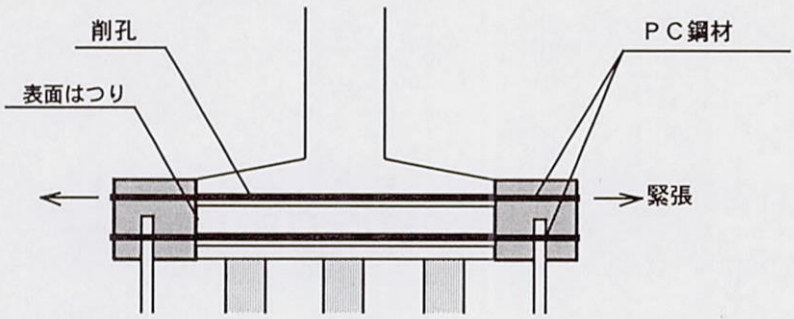
フーチングの拡大に伴い新たに配置される主鉄筋は、フーチングの拡大部分と既設部分の間で確実に荷重が伝達されるように既設部分の鉄筋に接続しなければならない。一般に、拡大部分に配置される主鉄筋は、既設部分に樹脂アンカーにより定着させるか、あるいは既設部分の主鉄筋と機械的に継ぎ合わせる。前者の方法では、定着部の引抜きやせん断に対する照査を行う必要がある。後者の方法では、既設部分の鉄筋のはつり出しにより、既設フーチングに過度な断面欠損が生じないようにする必要がある。一方、ST マイクロパイル施工後に作用する断面力に対し、フーチングの拡大部分と既設部分が確実に一体となって抵抗するように、既設フーチング表面を打継目処理し、新旧コンクリートの接合面における付着性を十分に高めることが必要である。このときには、既設フーチング表面に付着した泥や汚れ、かぶりコンクリートの浮いた部分など、一体化を阻害する要因をはつり、サンドブラスト等により完全に除去しなければならない。また、既設フーチング天端には、前述の打継目処理に加え、ずれ止め鉄筋を配置する必要がある。なお、既設基礎を補強する際に、躯体の耐震補強が既に完了している場合、あるいは並行して実施される場合には、躯体の細部構造や耐力に与える影響を考慮してフーチングの補強方法や一体化の方法を検討する必要がある。

(2) 拡大後のフーチングの照査方法を規定したものである。拡大後のフーチングの照査にあたっては、既設基礎の補強に伴う断面力の増加を考慮しなければならない。常時、暴風時およびレベル１地震時においては、フーチング内のコンクリートおよび鉄筋に生じる応力度が 4.3 に規定する許容応力度以下であることを照査する。また、レベル２地震時においては、フーチングに過度な損傷が生じないように、作用する曲げモーメントおよびせん断力が降伏曲げモーメントおよびせん断耐力以下であることを照査する。

フーチングの照査にあたり、照査断面、部材のモデル化、有効幅の設定等は道示Ⅳの規定に準じるものとするが、既設基礎の補強の前後において、作用荷重や部材の有効高さ、有効幅等が変化することを考慮する必要がある。表-解 5.6.1 は、増厚する場合のフーチングの照査に考慮する荷重と有効断面について整理したものである。なお、既設杭および ST マイクロパイルの杭頭反力は、5.4 に規定する荷重分担を適切に考慮して算出するものとする。



図－解 5.6.1　増厚によるフーチングの補強



図－解 5.6.2　プレストレス導入によるフーチングの補強

表－解 5.6.1　フーチングの照査に考慮する荷重と有効断面

	常時、暴風時およびレベル１地震時		レベル２地震時	
	荷重	有効断面	荷重	有効断面
補強前	・既設フーチング重量 ・既設杭の杭頭鉛直反力	既設フーチング断面	・既設フーチング重量 ・上載土砂重量 ・フーチング拡大部分重量 ・既設杭、ST マイクロパイルの杭頭反力(鉛直、水平、曲げモーメント)	既設部分と増厚部分を合成した断面
補強後	・上載土砂重量 ・フーチング拡大部分重量 ・既設杭、ST マイクロパイルの杭頭鉛直反力	既設部分と増厚部分を合成した断面		
照査項目	応力度≦許容応力度		作用曲げモーメント≦降伏曲げモーメント 作用せん断力≦せん断耐力	

［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 278 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２）,2001. 12.
2) 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の開発に関する共同研究報告書（その３）,2002. 9.
3) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000. 2.
4) 小林、白川他：神戸新交通ポートアイランド線橋脚基礎の被害と復旧，基礎工,Vol.24,No.9，1996.
5) 石川：震災復旧橋梁における基礎の復旧－国道 2 号浜手バイパスと国道 43 号岩屋高架橋－，基礎工,Vol.24,No.9，1996.
6) 真山：たぬき掘りによる基礎の補強、橋梁と基礎、pp.145～146、1994. 8

6章　常時、暴風時およびレベル1地震時に対する照査

6.1　設計の基本

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル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】

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル1地震時に対する設計の基本は、道示Ⅳの規定に準じるものとしたが、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎は、異種群杭となることを考慮して、断面力、杭頭反力、変位等を算出する必要がある。

(1) 1)　上部構造から既設杭および ST マイクロパイル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、ST マイクロパイルの許容支持力は 6.2.2～6.2.4 の規定により算出し、既設杭の許容支持力については道示Ⅳの規定に準じて算出する。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出することが望ましい。

2)　設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のような杭体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されることを照査する必要がある。この場合は、道示Ⅳの規定に準じて照査するものとする。また、必要に応じて、5.3 に示す群杭の影響についても検討しなければならない。

(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。

下部構造から決まる許容水平変位は、補強した杭基礎が既設杭と ST マイクロパイルからなる異種群杭であることを考慮し、それぞれの許容水平変位の小さな値の方で決定するものとする。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。また、ST マイクロパイルの許容水平変位は、これまでに実施された水平載荷試験結果 [1] および道示Ⅳで規定する許容水平変位を考慮して、原則として 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 5.6 および 6.6 の規定に従って照査するものとする。

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の常時、暴風時およびレベル1地震時に対する標準的な設計計算フローを図-解 6.1.1 に示す。

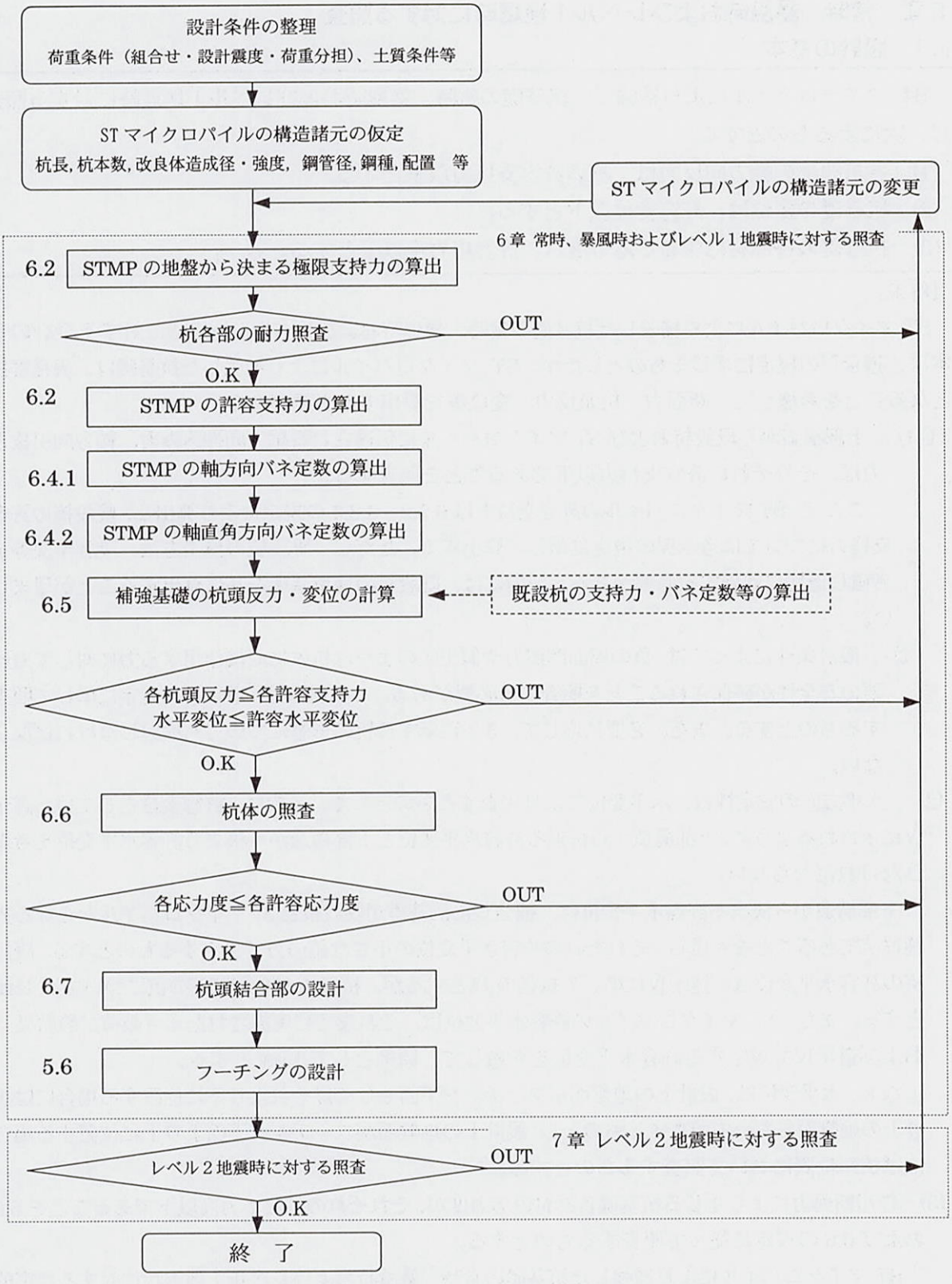


図-解 6.1.1　ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の標準的な設計計算フロー
（常時、暴風時およびレベル１地震時）

6.2　杭の許容支持力

6.2.1　一般事項

(1)　支持力機構

ST マイクロパイルの軸方向の支持力機構は、杭頭の鋼管に作用した軸方向荷重に対して、付着性能を向上させた節突起付き鋼管と改良体の一体化抵抗、および、改良体での地盤抵抗によって支持するものとする。

(2)　支持層への根入れ

ST マイクロパイルの杭先端は、改良体の先端は鋼管先端から 500mm 以上の余裕長を確保したうえで、改良体造成径 D_c の 1 倍程度以上根入れさせるものとする。

(3)　地盤から決まる ST マイクロパイルの極限支持力

地盤から決まる ST マイクロパイルの極限支持力は、鉛直載荷試験によって求めることを原則とするが、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式により算出してもよい。

(4)　杭各部の耐力照査

杭頭に作用した軸方向荷重を鋼管から改良体に伝達し、改良体での地盤抵抗を発揮させるため、地盤から決まる極限支持力に対して、杭各部の耐力（鋼管の付着耐力、グラウトと改良体間のせん断耐力）が上回っていることを 6.2.3 によって照査するものとする。

(5)　杭の周面摩擦抵抗を考慮する範囲

極限支持力の推定にあたっては、フーチング下端から $1/\beta$ の範囲は周面摩擦抵抗を考慮しないこととする。

【解説】

(1)　ST マイクロパイルの軸方向支持力機構は図-解 6.2.1 に示すように、杭頭に作用した軸方向荷重に対して、鋼管と改良体との一体化抵抗、および、改良体の地盤抵抗（周面摩擦抵抗および先端地盤抵抗）によって支持するものである。

(2)　これまでに実施された ST マイクロパイルにおける載荷試験の条件、長期の支持力・沈下特性などを考慮し、鋼管は良質な支持層に改良体造成径 D_c の 1 程度以上根入れさせるものとした。また、改良体先端部で軸力を均等に分散させることや杭の施工性を考慮し、鋼管先端から 500mm 以上の改良体の先端余裕長を確保するものとした。

なお、ST マイクロパイルの摩擦杭としての適否については、現在までのところ研究成果がない。したがって、その適用にあたっては、道示Ⅳに示されるように、長期の沈下特性や杭の根入れ長などを十分検討するとともに、鉛直載荷試験による支持力特性の確認、既設杭との荷重分担などについても十分な検討を行わなければならない。

(3)　6.2.2 および 6.2.4 に示す ST マイクロパイルの支持力推定式は、実杭における鉛直載荷試験の結果を考慮して得られたものである。本条文では、支持力推定式を設定した載荷試験のデータ数およびその精度を考慮し、地盤から決まる ST マイクロパイルの極限支持力は鉛直載荷試験を行って求めることを原則とした。ここで、鉛直載荷試験は、「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」[2] に基づき実施するものとする。なお、鉛直載荷試験による ST マイクロパイルの極限支持力は、静的載荷試験の結果またはそれに相当する試験の結果により、荷重－沈下量曲線が沈下量の軸に

ほぼ平行とみなしうるときの荷重とする。ただし、沈下量が杭径の 10％をこえる場合には、杭径の 10％における荷重とする。

極限支持力を支持力推定式によって算出する場合には、適切な地盤調査の結果に基づき算出するものとした。また、類似の地盤における鉛直載荷試験の結果などがあれば、それを参考にするのがよい。

なお、地盤から決まる既設杭の極限支持力および許容支持力は、既設杭の施工方法、設計年次等を考慮し、その適用基準を基に算出することが望ましい。

(4) 杭頭の鋼管に作用した軸方向荷重は、鋼管から削孔部に充填したグラウトを介して改良体に伝達され、改良体の地盤抵抗によって支持することとなる。このような荷重伝達、鋼管と改良体の一体化を発揮させるには、数種の杭の破壊メカニズムを考慮する必要がある。ST マイクロパイルの鉛直載荷試験（押込み、引抜き）を数回実施した結果、軸方向荷重を受ける場合の極限状態は①～③のような項目が挙げられる。

①改良体と地盤間の支持力破壊（外的安定）

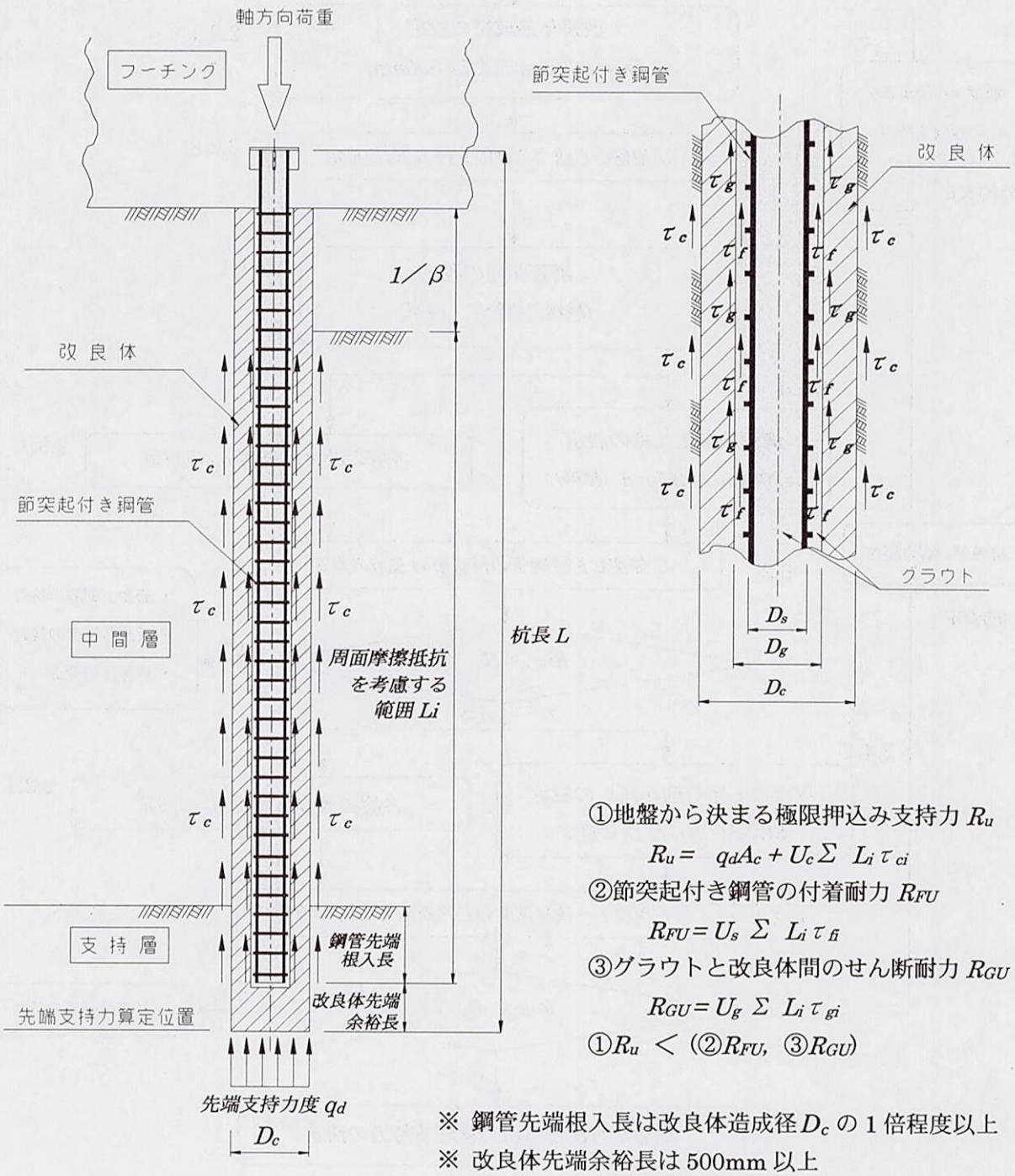
②節突起付き鋼管の付着切れ（内的安定）

③グラウトと改良体間のせん断破壊（内的安定）

軸方向支持力の設計においては、これらの杭の極限状態を考慮し、①地盤から決まる極限支持力に相当する荷重が杭頭に作用しても、②鋼管の付着抵抗、③改良体とグラウトのせん断抵抗を確保できるよう、杭各部の耐力を照査するものとした。地盤から決まる極限支持力に対して、②③の耐力照査を満足しない場合、２章で示した鋼管の節加工間隔や改良体強度などを検討する必要がある。

(5) 極限支持力の推定において、杭の周面摩擦抵抗を考慮する範囲は鋼管を有する区間とするが、フーチング下端から $1/\beta$ の範囲は設計上の周面摩擦抵抗は考慮しないこととした。これは、供用期間中に発生する確率が高いレベル１地震時に対して許容水平変位量以下に抑える設計を行うが、杭頭付近の改良体にはクラックが発生することが考えられるためである。杭頭付近のクラックは軽微なものであるが、この範囲の鋼管と改良体の一体化抵抗は無視することとした。

杭各部の耐力照査のフローを図-解 6.2.2 に示す。



①地盤から決まる極限押込み支持力 R_u

$$R_u = q_d A_c + U_c \Sigma L_i \tau_{ci}$$

②節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = U_s \Sigma L_i \tau_{fi}$$

③グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = U_g \Sigma L_i \tau_{gi}$$

①R_u ＜ (②R_{FU}, ③R_{GU})

※ 鋼管先端根入長は改良体造成径 D_c の 1 倍程度以上

※ 改良体先端余裕長は 500mm 以上

図-解 6.2.1 ST マイクロパイルの軸方向支持力機構（押込み方向）

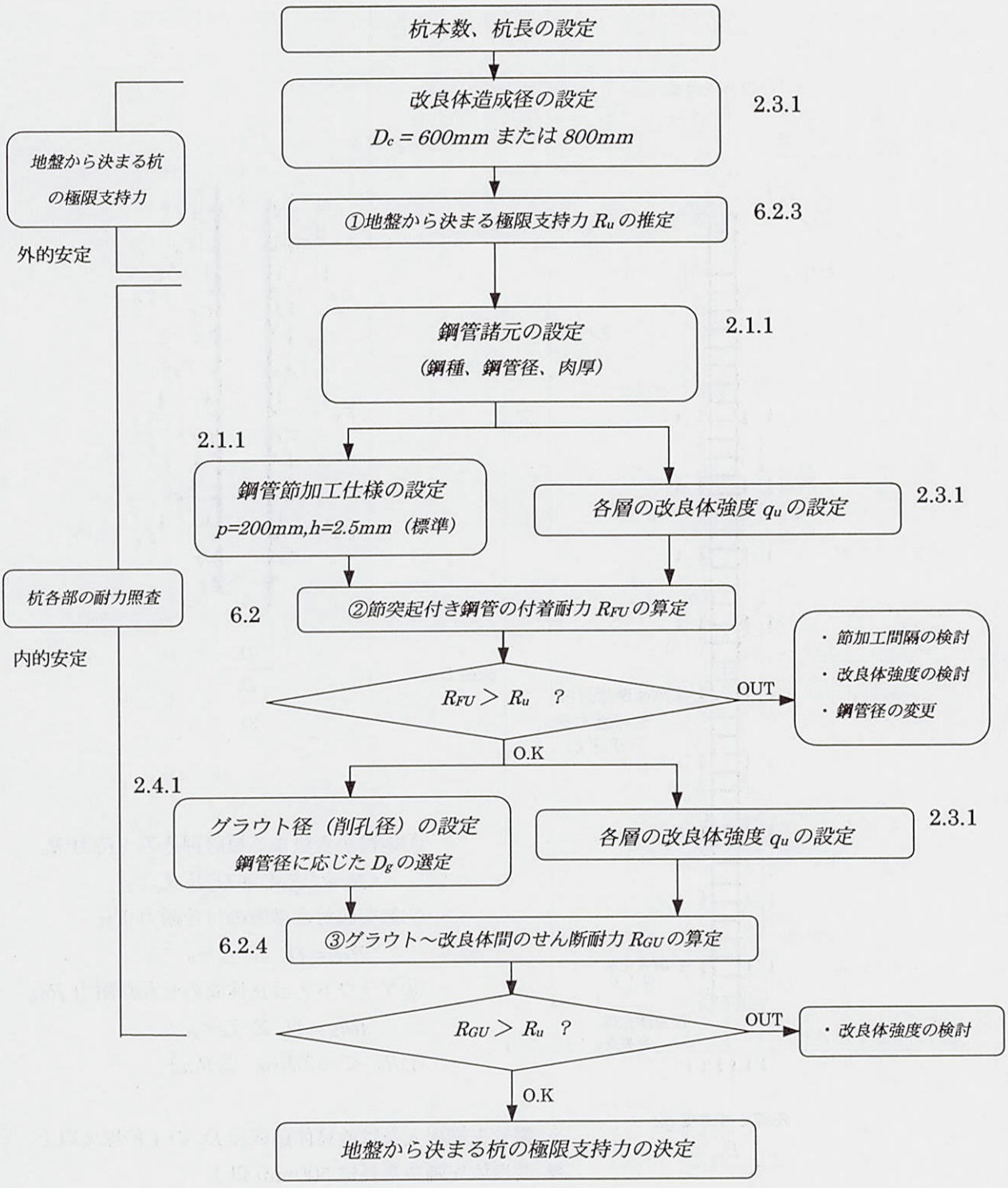


図-解 6.2.2　杭各部の耐力照査に関する設計フロー

6.2.2　杭の軸方向許容押込み支持力

STマイクロパイルの軸方向許容押込み支持力は、地盤から決まる極限支持力に対し、表-6.2.1に示す安全率を確保して、式（6.2.1）により算出するものとする。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \cdots\cdots (6.2.1)$$

ここに、

R_a　：STマイクロパイルの杭頭における軸方向許容押込み支持力（kN）

n　：表-6.2.1に示す安全率

γ　：表-6.2.2に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

R_u　：地盤から決まる極限支持力（kN）

表-6.2.1　安全率

荷重状態＼杭の種類	支持杭
常　時	3
暴風時，レベル1地震時	2

表-6.2.2　極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数γ

極限支持力推定法	安全率の補正係数
支持力推定式	1.0
鉛直載荷試験	1.2

【解説】

1)　地盤の支持力は杭の自重を含めた全支持力を対象としており、杭の許容支持力は杭頭に作用する許容荷重を意味している。したがって、杭の自重が大きい場合には、杭の自重を考慮するが、ここでは、ST マイクロパイルの自重が小さいことを考慮し、式（6.2.1）により軸方向許容押込み支持力を求めるものとした。

2)　STマイクロパイルは、6.2.1の(2)に規定するように、良質な支持層に根入れさせることから、許容支持力を算出するにあたっては、表-6.2.1 に示すように、道示Ⅳに規定される支持杭の安全率を用いることにした。

3)　STマイクロパイルの支持力に関する安全性は、表-6.2.1に示す安全率nのほか、道示Ⅳの規定に準じ、表-6.2.2 に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数γにより保証するものとした。これは、載荷試験を行えばその地点での支持力を直接知ることができ、得られた支持力の信頼性が高いことを考慮したものである。

4)　STマイクロパイルの極限支持力を支持力推定式によって算出する場合には、適切な地盤調査を行ったうえで、式（解6.2.1）を用いてよい。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \cdots\cdots \text{(解 6.2.1)}$$

ここに、

R_u ：STマイクロパイルの地盤から決まる極限支持力（kN）

q_d ：改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m²）

A_c ：STマイクロパイル改良体先端面積（m²）$= \pi D_c^2 / 4$

U_c ：STマイクロパイル改良体の周長（m）$= D_c \times \pi$

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

τ_{ci} ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

D_c ：ＳＴマイクロパイル改良体造成径（m）

i） STマイクロパイル先端の極限支持力度q_dの推定

ＳＴマイクロパイルにおける杭先端の極限支持力度q_dは、表-解 6.2.1によって推定してよい。これは、これまでに実施された鉛直載荷試験[3),4),5)]に基づき、設定したものである。杭先端の極限支持力度q_dの推定値は限られたデータであるため、今後の載荷試験データの蓄積によってさらに極限支持力度を検討することが必要である。

表-解 6.2.1 杭先端（改良体先端）の極限支持力度q_d

地　盤　種　類	杭先端の極限支持力度（kN/m²）
砂礫層および砂層　$N \geqq 30$	2,500

ii） ＳＴマイクロパイル改良体の最大周面摩擦力度τ_{ci}の推定

ST マイクロパイル改良体の最大周面摩擦力度τ_{ci}は、改良体造成径D_cを杭径として表-解 6.2.2によって推定してよい。これは、これまでに実施された鉛直載荷試験[6)]に基づき、設定したものである。改良体の最大周面摩擦力度τ_{ci}の推定値は限られたデータであるため、今後の載荷試験データの蓄積によってさらに最大周面摩擦力度を検討することが必要である。

表-解 6.2.2　改良体の最大周面摩擦力度τ_{ci}の推定表

地盤の種類	最大周面摩擦力度τ_{ci}　（kN/m²）
砂　質　土	$5N$　（≦200）
粘　性　土	c または$10N$　（≦150）

ただし、cは地盤の粘着力(kN/m²)、Nは標準貫入試験のN値

N値が２以下の軟弱層の場合、粘着力をN値により推定することは信頼性が乏しいため、N値より最大周面摩擦力度を推定してはならない。しかしながら、N値は小さくても粘着力が大きく、周面摩擦力を期待できる場合もあるので、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定するのがよい。ただし、圧密沈下が生じるおそれのあるような軟弱層においては、道示Ⅳの規定を参考に、負の周面摩擦力による影響に対して検討する必要がある。

道示Vの規定により、地震時にごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された場合、地震時（レベル１地震時およびレベル２地震時）の照査において、その土層の最大周面摩擦力度を考慮してはならない。また、液状化が生じると判定された砂質土層の場合にも、地震時（レベル１地震時およびレベル２地震時）の照査においては、液状化に対する抵抗率F_Lの値に応じて土質定数の低減係数D_Eを設定し、対象となる砂質土層の最大周面摩擦力度に乗じて低減するものとする。

6.2.3　杭各部の耐力照査

杭頭に作用した軸方向荷重を鋼管から改良体に伝達し、改良体での地盤抵抗を発揮させるため、地盤から決まる極限押込み支持力R_uに対して、次に示す杭各部の耐力が上回っていることを照査するものとする。

(1)　節突起付き鋼管の付着耐力

鋼管の付着耐力R_{FU}は、付着性能実験に基づいた推定式により鋼管の最大付着応力度τ_{fi}を設定して算定するものとする。

(2)　グラウトと改良体間のせん断耐力

グラウトと改良体間のせん断耐力R_{GU}は、各層の改良体の一軸圧縮強度q_{ui}に応じたグラウトと改良体間の最大せん断強度τ_{gi}を推定して算定するものとする。

【解説】

ST マイクロパイルの軸方向支持力機構は、杭頭の鋼管に作用した軸方向荷重を、鋼管から削孔部に充填したグラウトを介して改良体に伝達し、改良体の地盤抵抗によって支持するものである。このような荷重伝達、鋼管と改良体との一体化を発揮させるため、地盤から決まる極限押込み支持力R_uに対して、杭各部の耐力（鋼管の付着耐力、グラウトと改良体間のせん断耐力）が上回っていることを照査するものとした。

(1)　節突起付き鋼管の付着耐力R_{FU}の推定

ST マイクロパイルに使用する鋼管は外表面にビード溶接による節突起加工を施しており、軸方向荷重に対して鋼管の付着性能を確保しようとするものである。節突起付き鋼管の付着耐力は式（解 6.2.1）によって求める。

この節突起付き鋼管の付着性能を定量的に評価するため、セメント系材料で造成した模擬改良体に節突起加工を施した鋼棒を定着させ、引抜き荷重を与えた室内付着性能実験[7]を行っている。付着耐力の算定に用いる最大付着応力度τ_{fi}は、実験の付着応力τ～相対変位δにおける見かけの降伏付近の付着応力$\tau_{0.2\%}$（鋼棒と改良体の相対変位が鋼棒直径の 0.2%相当となるときの付着応力）を付着性能に関する極限状態としたものである。実験においては、節突起の間隔・節突起高さ、改良体強度をパラメータとした実験を行い、それぞれ得られた$\tau_{0.2\%}$を用いて、設計に用いる最大付着応力度τ_{fi}の推定式（解 6.2.2）を設定した。

鋼管の付着性能は、節加工の仕様（節突起高さ、節間隔）のほか、鋼管を定着した部分での圧縮強度、拘束効果が影響する。ここで、鋼管周辺の削孔部にはグラウトが充填されているが、鋼管の付着性能は強度の低い改良体に影響することや安全側の設計となることも考慮し、鋼管の最大付

着応力度の推定は改良体の一軸圧縮強度q_{ui}を用いることとする。

表-解 6.2.3 に標準の節突起仕様、改良体一軸圧縮強度q_{ui}に対する鋼管の最大付着応力度τ_{fi}を示す

$$R_{FU} = U_s \sum L_i \tau_{fi} \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.2)$$

ここに、

R_{FU} ：節突起付き鋼管の付着耐力 (kN)

U_s ：鋼管の周長 (m) $= D_s \times \pi$

D_s ：鋼管径 (m)

L_i ：周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{fi} ：各層の鋼管の最大付着応力度 (kN/m²) で、式 (解 6.2.3) によって推定する。

$$\tau_{fi} = \left(275\frac{h}{p} + 9\right) \times \sqrt{q_{ui}} \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.3)$$

h ：節突起高さ (mm

p ：節加工間隔 (mm)

q_{ui} ：各層の改良体の一軸圧縮強度 (kN/m²)

表-解 6.2.3 節突起仕様、改良体一軸圧縮強度q_uに対する鋼管の最大付着応力度τ_f

節突起加工の標準仕様			改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m²)	節突起付き鋼管の最大付着応力度τ_{fi} (kN/m²)
節突起高さ h (mm)	節加工間隔 p (mm)	h/p		
2.5	200	0.0125	4,000～5,000 (砂質土)	787～879
			2,000～3,000 (粘性土)	556～681
			10,000 (支持層)	1,244

(2) グラウトと改良体間のせん断耐力R_{GU}の推定

グラウトと改良体間のせん断耐力R_{GU}は式 (解 6.2.4) により推定することとする。

$$R_{GU} = U_g \sum L_i \tau_{g_i} \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.4)$$

ここに、

R_{GU} ：グラウトと改良体間のせん断耐力 (kN)

U_g ：グラウト体の周長 (m) $= D_g \times \pi$

D_g ：グラウト体外径 (改良体削孔径) (m)

L_i ：周面摩擦抵抗を考慮する層厚 (m)

τ_{gi} ：各層でのグラウトと改良体間の最大せん断強度 (kN/m²) で、式 (解 6.2.5) により推定する。

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.5)$$

q_{ui}　：各層の改良体の一軸圧縮強度（kN/m²）

これまでに実施された載荷試験結果によれば、最大荷重載荷時にグラウトの周面に発生したせん断応力度の最大値は、各区間を平均すると約 1N/mm² であり、改良体の一軸圧縮強度（鋼管区間平均 8N/mm²）の約 1/8 程度であった。また、図-解 6.2.3 に ST マイクロパイルの試験施工での改良体の一軸圧縮強度q_uと一面せん断試験による最大せん断強度τ_gの関係を示す。改良体の最大せん断強度は一軸圧縮強度の約 1/6 程度である。したがって、式（解 6.2.5）に示す最大せん断強度で、グラウトと改良体間のせん断耐力を簡易的に推定することとした。

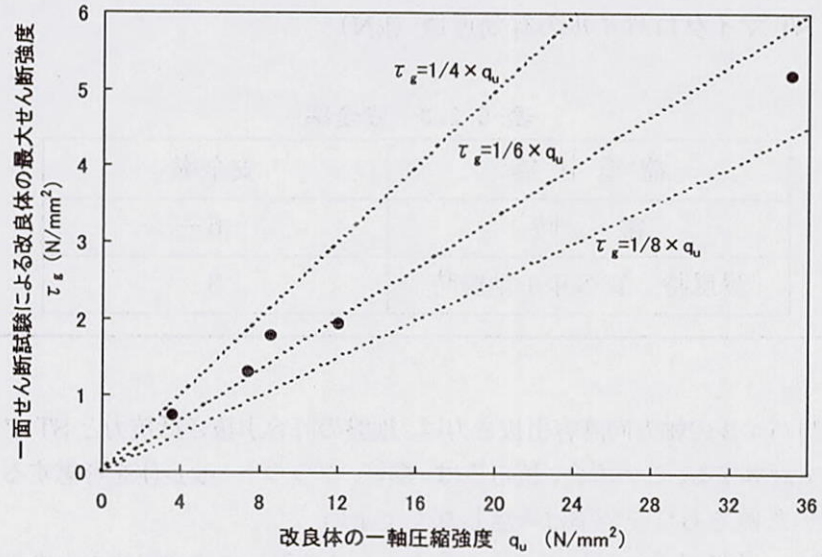


図-解 6.2.3　一面せん断試験による改良体の最大せん断強度τ_gと一軸圧縮強度q_uの関係

6.2.4　杭の軸方向許容引抜き支持力

STマイクロパイルの軸方向許容引抜き支持力は、地盤から決まる極限支持力に対し、表-6.2.3に示す安全率を確保して、式（6.2.2）により算出するものとする。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \cdots\cdots (6.2.2)$$

ここに、

P_a　：STマイクロパイルの杭頭における軸方向許容引抜き力（kN）

n　：表-6.2.3に示す安全率

P_u　：地盤から決まる極限引抜き力（kN）

W　：STマイクロパイルの有効重量（kN）

表-6.2.3　安全率

荷重状態	安全率
常　時	6
暴風時，レベル１地震時	3

【解説】

1)　STマイクロパイルの軸方向許容引抜き力は、地盤の許容引抜き抵抗力とSTマイクロパイルの自重の和として計算する。この場合、杭自重は、鋼管、グラウト、改良体を考慮するものとするが、浮力を差し引いた値であり安全率は考慮しなくてよい。

2)　道示Ⅳに準じ、常時荷重に対して、安全率を大きく確保して許容引抜き力を設定し、この範囲内の引抜き力が生じることを認めている。しかし、STマイクロパイルを用いて既設杭基礎を補強する場合においても、道示Ⅳと同様、長期の引抜き抵抗力については試験データがないこと、STマイクロパイルが引抜かれた場合に構造物の受ける影響が大きいことなどを考慮して、常時において引抜き力が生じないようにSTマイクロパイルの配列を検討するのが望ましい。

3)　STマイクロパイルの支持力に関する安全性は、6.2.2の規定と同様、表-6.2.3に示す安全率nのほか、表-6.2.2に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数γを考慮するものとした。

4)　地盤から決まるSTマイクロパイルの軸方向極限引抜き力は、式（解6.2.1）の第２項の最大周面摩擦力に準じた取扱いをしてよい。

STマイクロパイルにおける最大周面摩擦力度τ_{ci}は、表-解6.2.2によって推定してよい。なお、最大周面摩擦力度の推定にあたっては、6.2.2の解説に注意しなければならない。また、極限押込み支持力に対して、6.2.3で示した杭各部の耐力照査を行えば、極限引抜き支持力に対する耐力照査は省略してよい。

6.3　水平方向地盤反力係数

ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえで求めるか、あるいは水平載荷試験による荷重―変位曲線から逆算して求めるものとする。

【解説】

1)　地盤調査、土質調査の結果から水平方向地盤反力係数を求める場合

ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を地盤調査、土質調査の結果から推定する場合は、道示Ⅳに基づき、式（解 6.3.1）により算出する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.1)$$

ここに、

k_H　：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0}　：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から設定する場合は、式（解 6.3.2）により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.2)$$

E_0　：表-解 6.3.1 に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-解 6.3.1 に示す。

表-解 6.3.1　変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常　時	地 震 時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値により $E_o = 2800N$ （kN/m²）で推定した変形係数	1	2

注）暴風時には、常時の値を用いるものとする。

B_H　：荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅で、式（解 6.3.3）により求める。

$$B_H = \sqrt{D' / \beta} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.3)$$

D'　：改良体の水平地盤抵抗幅（水平抵抗に関する計算上の杭径）（m）で、図-解 6.3.1、表-解 6.3.2 に示す幅と推定する。

$1/\beta$ ：水平抵抗に関与する地盤の深さ（m）

β ：基礎の特性値 $\sqrt[4]{\dfrac{k_H D'}{4EI}}$ （m^{-1}）

EI ：杭体の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）で、設計の簡便性を考慮して鋼管の曲げ剛性とする。

ここで、STマイクロパイルの曲げ剛性EIは、鋼管の曲げ剛性としたが、これは、後述するSTマイクロパイルの水平載荷試験の結果、また、設計上の簡便性も考慮したものである。

① 杭の換算載荷幅 B_H について

STマイクロパイルの換算載荷幅 B_H を算出する際のk_H は、道示Ⅳに準じ、常時の値とし、設計上の地盤面から$1/\beta$までの深さの平均的な変形係数E_0 を用いて算出するものとする。

また、地盤を多層として評価し、各層の水平方向地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めたB_H を用いるものとする。

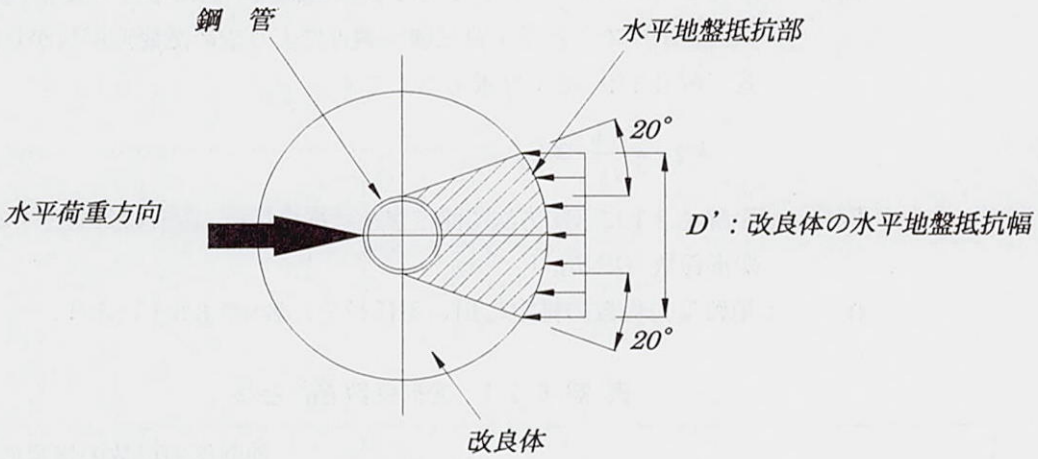


図-解 6.3.1 改良体の水平地盤抵抗幅D'の考え方

表-解 6.3.2 改良体の水平地盤抵抗幅D'

鋼管径D_s（mm）	改良体造成径D_c（mm）	改良体の水平地盤抵抗幅D'（mm）	備 考
216.3	600	350	鋼管端部から約20°の範囲に設定した
	800	450	
267.4	600	450	
	800	500	

② 改良体の水平地盤抵抗幅 D'

改良体の水平地盤抵抗幅D'は、STマイクロパイルの水平載荷試験時の改良体の抵抗状況、および試験結果[1),5)]とシュミレーション解析との比較から、鋼管端部から約20°の範囲の広がりを持って改良体が水平地盤抵抗を負担するよう設定した。水平載荷試験の杭諸元は鋼管径が165.2mm、改良体造成径が1,000mmでの試験結果であり、表-解 6.3.2に示す鋼管径と改

良体造成径の範囲では、このような水平地盤抵抗幅を概ね確保できると判断したものである。

2) 水平載荷試験の結果から水平方向地盤反力係数を求める場合

ST マイクロパイルの水平方向地盤反力係数を水平載荷試験から求める場合、水平載荷試験は「杭の水平載荷試験方法・同解説」[8]に基づいて実施するものとし、その結果得られた荷重～変位曲線から逆算するものとする。ST マイクロパイルの水平載荷試験の事例は現時点では少数であるため、改良体の水平地盤抵抗を載荷試験によって検討することが望ましい。ただし、適切な地盤調査を行い、過去の載荷試験事例、土質条件、杭諸元等を考慮したうえで、1)に示す方法によって水平方向地盤反力係数を推定することができる。

3) 既設杭の水平方向地盤反力係数は、既設杭の杭種、施工方法、設計年次等を考慮し、既設杭の適用基準を基に算出することが望ましい。

6.4 杭のバネ定数

6.4.1 杭の軸方向バネ定数

ST マイクロパイルの軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重―沈下量曲線から求めるものとする。

【解説】

1) 杭の軸方向バネ定数K_Vは、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。ST マイクロパイルのK_Vは、鉛直載荷試験による杭頭荷重－杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、推定式（解 6.4.1）により推定してもよい。

既往の鉛直載荷試験に基づく推定方法は、載荷試験における実測K_Vから式（解 6.4.1）の a を逆算し鋼管の根入れ比L/D_sとの関係に着目したもので、式（解 6.4.2）にその推定式を示す。

$$K_V = a\frac{AE}{L} \quad \cdots\cdots \text{（解 6.4.1）}$$

ここに、

K_V ：ST マイクロパイルの軸方向バネ定数（kN/m）

A ：鋼管の有効断面積（m²）

E ：鋼管のヤング係数（kN/ m²）

L ：鋼管の根入れ長（m）で、フーチング下端から鋼管先端までの長さとする。

a ：式（解 6.4.2）により求める。

$$a = 0.0165(L/D_s) + 0.0704 \quad \cdots\cdots \text{（解 6.4.2）}$$

L ：鋼管の根入れ長（m）

D_s ：鋼管径（m）

式（解 6.4.2）はST マイクロパイルの載荷試験５例（表-解 6.4.1）の実測K_V（降伏支持力時）から逆算a値を算出し、軸方向バネ定数K_Vの推定式を提案したものである（図-解 6.4.2）。しかし、試験データ数としては少数であり、また、改良体の造成径等のパラメータを含んでいない簡便的な推定方法である。したがって、今後の載荷試験データの蓄積によって推定式をさらに検討して

いく必要がある。また、L/D_s が 100 を超えるような試験データがないため、このような杭の K_V は載荷試験を行うなど、別途検討する必要がある。

表-解 6.4.1　ST マイクロパイルの鉛直載荷試験例

NO	試験場所	地盤条件	載荷試験	鋼管 根入れ長 L (m)	鋼管径 D_s (m)	L/D_s	改良体 造成径 (m)
NO.1	兵庫県西宮市 12)	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	8.5	0.165	51.5	0.8
NO.2	兵庫県西宮市 12)	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	11.5	0.165	69.7	0.8
NO.3	兵庫県西宮市 12)	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	14.5	0.165	87.9	0.8
NO.4	茨城県鹿島郡 4)	細砂、砂礫	押込み載荷	5.0	0.165	30.3	1.0
NO.5	茨城県鹿島郡 6)	細砂、砂礫	引抜き載荷	7.0	0.165	42.4	1.0

注：NO.1～NO.3 のデータに関しては、極限支持力までの載荷を行っていないため、ワイブル曲線から推定した降伏変位を用いて K_V を推定した。

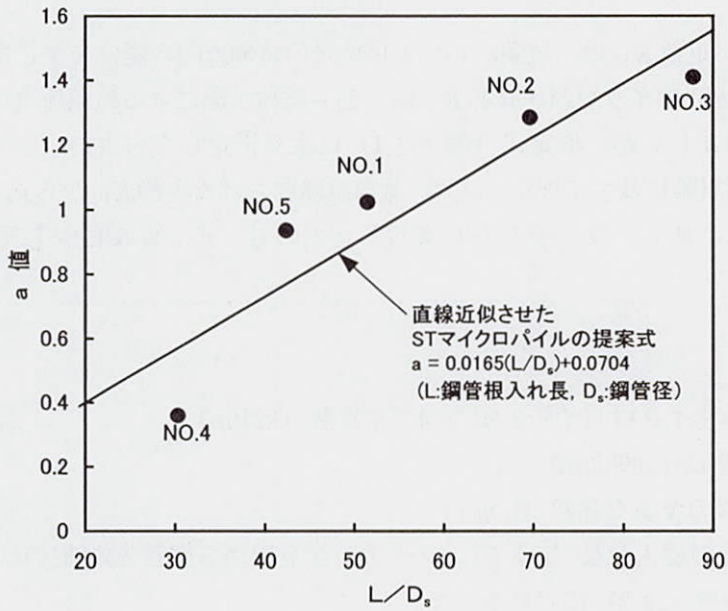


図-解 6.4.1　ST マイクロパイルの逆算 a 値～L/D_s 関係

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

6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数

ST マイクロパイルの軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数k_Hを用いて弾性床上のはりの理論に基づき算出するものとする。

【解説】

1)　ST マイクロパイルの軸直角方向バネ定数は、道示Ⅳに準じて以下のように算定するが、水平抵抗に関する杭径は改良体の水平地盤抵抗幅D'、杭体の曲げ剛性は鋼管のみの部材を考慮することとする。

1本の杭の軸直角方向バネ定数K_1～K_4は以下に示すように定義される。

K_1，K_3　：杭頭部に回転を生じさせないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけを変化させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/m）および曲げモーメント（kN・m/m）

K_2，K_4　：杭頭部に移動を生じさせないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力（kN/rad）および曲げモーメント（kN・m/rad）

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れ深さが十分に長い場合（半無限長の場合：$\beta L_e \geqq 3$）には、林-Chang の考え方に基づき表-解 6.4.2 により算出することとする。

表-解 6.4.2　杭の軸直角方向バネ定数（半無限長の場合：$\beta L_e \geqq 3$）

	杭頭剛結合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\dfrac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\dfrac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2，K_3	$K_1\dfrac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\dfrac{4EI\beta}{1+\beta h}\dfrac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、

β　：基礎の特性値　$\sqrt[4]{\dfrac{k_H D'}{4EI}}$　（m^{-1}）

λ　：$h+\dfrac{1}{\beta}$　（m）

k_H　：水平方向地盤反力係数　（kN/m^3）

D'　：改良体の水平地盤抵抗幅（m）（表-解 6.3.2）

EI　：杭体の曲げ剛性（$kN・m^2$）で、鋼管の曲げ剛性とする。

h　：杭の設計上の地盤面から上の部分の杭軸方向長さ（m）

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

6.5 杭反力および変位の計算

STマイクロパイルにより補強し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) 常時、暴風時およびレベル1地震時における杭基礎の安定計算においては、既設杭およびSTマイクロパイル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、既設杭およびSTマイクロパイル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、既設杭およびSTマイクロパイル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) 杭反力および変位の計算においては、5.4に規定する既設杭とSTマイクロパイルとの荷重分担を検討し、計算モデルに反映させるものとする。

6.6 杭体の設計

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Ⅵ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Ⅵ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) 常時、暴風時およびレベル1地震時において、杭体各部は道示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およびSTマイクロパイル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。STマイクロパイルの照査方法[9]を次に示す。なお、既設杭の照査方法は、道示Ⅳに準じるものとする。

① 曲げ応力度の照査

STマイクロパイルに作用する軸力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は、式（解6.6.1）により算出し、これが4.3に規定する許容応力度以下であることを照査する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots \text{（解 6.6.1）}$$

ここに、

σ　：STマイクロパイルに生じる曲げ応力度（kN/m²）
N　：STマイクロパイルに作用する杭頭反力（kN）
A　：鋼管の有効断面積（m²）（8.1に規定する腐食しろを考慮）
M　：STマイクロパイルに作用する曲げモーメント（kN・m）
Z　：鋼管の有効断面係数（m³）（8.1に規定する腐食しろを考慮）

② せん断応力度の照査

せん断力によりSTマイクロパイルに生じる生じる応力度を式（解6.6.2）により算出し、これが4.3に規定する許容応力度以下であることを照査する。ここで、一般にSTマイクロパイルに生じるせん断応力度は式（解6.6.2）により求めてよいが、作用するせん断力が卓越する場合には式（解 6.6.3）によって求めるのが望ましい。

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots \text{（解 6.6.2）}$$

$$\tau_{max} = \alpha \cdot \frac{Q}{A} \quad \cdots\cdots \text{（解 6.6.3）}$$

ここに、

τ　：STマイクロパイルに生じるせん断応力度（kN/m²）
Q　：STマイクロパイルに作用するせん断力（kN）
A　：鋼管の有効断面積（m²）（8.1に規定する腐食しろを考慮）
τ_{max}　：最大せん断応力度（kN/m²）
α　：平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比で次式により求める。

$$\alpha = \frac{4(D_s^{\,2} + D_s\, d + d^2)}{3(D_s^{\,2} + d^2)} \quad \cdots\cdots \text{（解 6.6.4）}$$

D_s　：鋼管の外径（m（8.1に規定する腐食しろを考慮）
d　：鋼管の内径（m）

4) 全長が地中に埋込まれたSTマイクロパイルは、一般に座屈の影響を考慮しなくてもよい。これは、ＳＴマイクロパイル側方の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束すると考えられるからである。ただし、道示Ⅴに規定されるような地震時に不安定（液状化等）となる地盤が存在することにより、座屈に対する地盤の拘束が期待できないと考えられる場合には、軸方向荷重に対して座屈の検討を行うのが望ましい。このとき、地震時の変形モード等を考慮したうえで、安全側の設計となるように検討を行うのがよい。

6.7　杭とフーチングの結合部

(1)　STマイクロパイルとフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合として設計するものとする。
(2)　STマイクロパイルの杭頭結合方法は支圧板方式を標準とする。
(3)　杭頭結合部は、杭頭に生じる応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)　STマイクロパイルとフーチングの結合方法は一般に剛結合とヒンジ結合が考えられるが、道示Ⅳの規定に準じ、原則として剛結合として設計するものとした。

(2)　STマイクロパイルとフーチングとの結合は、フーチングの中にSTマイクロパイルを一定長さ埋込み、その頭部に支圧板を取り付ける方式とすることを標準とした。これは、杭頭部に作用する軸力や曲げモーメントを確実に伝達させることに配慮したものである。この場合の杭頭結合部の構造を図-解 6.7.1 に示す。

(3)　杭頭結合部は、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力および曲げモーメントの全ての外力に対して安全であることを照査するものとした。

支圧板方式の場合、次に示す 1)～4)により杭頭結合部の照査[9]を行うものとする。これらは、道示Ⅳに示される鋼管杭の杭頭結合方法Aにおける照査方法を準用したものである。

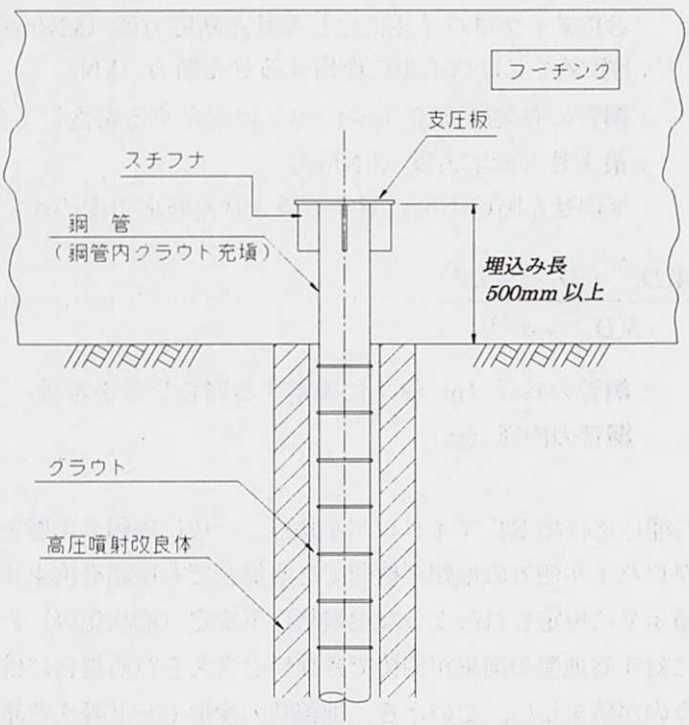


図-解 6.7.1　支圧板方式による杭頭結合方法

1) 押込み力に対する照査

ⅰ) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

式（解 6.7.1）により支圧板上面に生じるコンクリートの垂直支圧応力度を算出し、これがコンクリートの許容支圧応力度以下であることを照査する。

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{A_p} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.1)}$$

ここに、

σ_{cv} ： コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_c ： 軸方向押込み力（kN）

A_p ： 支圧板の面積（m²）

ⅱ) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.2）により支圧板上面に生じるコンクリートの押抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W + h_c)\ h_c} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.2)}$$

ここに、

τ_v ： コンクリートに生じる垂直方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a ： コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

P_c ： 軸方向押込み力（kN）

W ： 支圧板の幅（m）

h_c ： 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

なお、コンクリートの許容押抜きせん断応力度τ_aは、荷重の組み合わせを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

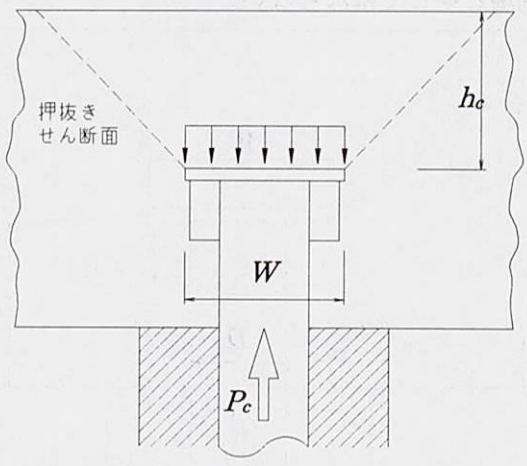


図-解 6.7.2 押込み力に対する照査

2) 引抜き力に対する照査

i) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

式（解 6.7.3）により支圧板下面に生じるコンクリートの垂直支圧応力度を算出し、これがコンクリートの許容支圧応力度以下であることを照査する。

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{A_p - \pi D^2/4} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.3)}$$

ここに、

σ_{tv} ： コンクリートに生じる垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_t ： 軸方向引抜き力（kN）

A_p ： 支圧板の面積（m²）

D ： 鋼管の外径（m）

ii) フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.4）により支圧板下面に生じるコンクリートの引抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容引抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W + h_t)\ h_t} \leqq \tau_{at} = \tau_a \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.4)}$$

ここに、

τ_{vt} ： コンクリートに生じる垂直方向の引抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_{at} ： コンクリートの許容引抜きせん断応力度（kN/m²）（ $=\tau_a$ ）

P_t ： 軸方向引抜き力（kN）

W ： 支圧板の幅（m）

h_t ： 垂直方向の引抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

なお、コンクリートの許容引抜きせん断応力度 $\tau_{at}(=\tau_a)$ は、荷重の組み合わせを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

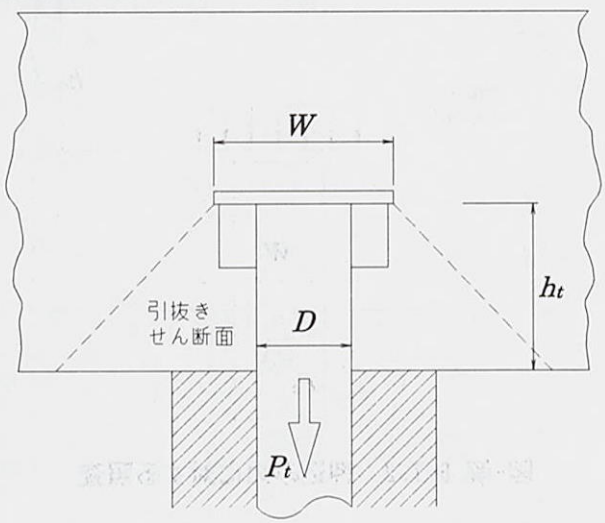


図-解 6.7.3 引抜き力に対する照査

3) 水平力および曲げモーメントに対する照査

i) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

式（解 6.7.5）によりSTマイクロパイル側面に生じるコンクリートの水平支圧応力度を算出し、これがコンクリートの許容支圧応力度以下であることを照査する。

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.5)}$$

ここに、

σ_{ch} ： コンクリートに生じる水平支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ： コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

H ： 軸直角方向力（kN）

M ： 曲げモーメント（kN·m）

D ： 鋼管の外径（m）

l ： 鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

ii) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

式（解 6.7.6）によりSTマイクロパイル側面に生じるコンクリートの水平方向押抜きせん断応力度を算出し、これがコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを照査する。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D + 2h')} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.6)}$$

ここに、

τ_h ： コンクリートに生じる水平方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a ： コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）

H ： 軸直角方向力（kN）

h' ： 水平方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

D ： 鋼管の外径（m）

l ： 鋼管のフーチングへの埋込み長さ（m）

なお、コンクリートの許容押抜きせん断応力度τ_aは、荷重の組み合わせを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

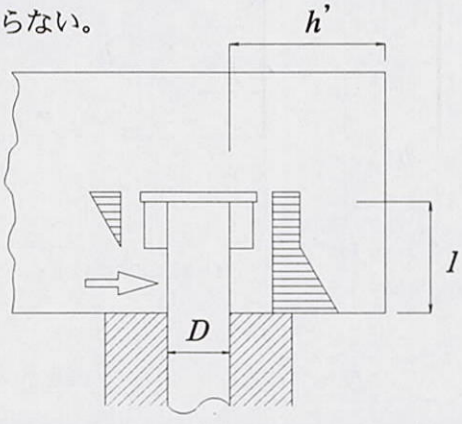


図-解 6.7.4 水平力および曲げモーメントに対する照査

4) 支圧板の設計、溶接部の照査

i) 支圧板の設計

支圧板の設計にあたっては、支圧板を鋼管に支持された片持ち梁として曲げモーメントを算出し、この曲げモーメントに対して安全であるように支圧板の厚さを定めるものとする。支圧板はフーチングに埋め込まれているため、コンクリートによる抵抗が期待できると考えられるが、ここでは、設計上の簡便性に配慮して計算するものとした。

支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは式（解 6.7.7）により求める。

$$M_{\max} = \frac{1}{2}\left(\frac{W-D}{2}\right)^2 p \qquad \cdots\cdots(解\ 6.7.7)$$

ここに、

M_{max} ： 支圧板に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

W ： 支圧板の幅（m）

D ： 鋼管の外径（m）

p ： 支圧板単位幅当たりに作用する分布荷重（kN/m）

支圧板単位幅当たりの分布荷重 p は、軸方向杭頭反力を支圧板の有効抵抗面積で除して求める。支圧板の有効抵抗面積は、押込み力 P_c に対しては支圧板の全面積とし、引抜き力 P_t に対しては支圧板張出部の面積（図-解 6.7.5 の斜線部）とする。

支圧板の厚さは、式（解 6.7.8）により求める。

$$t_p = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_{sa}} \times 6} \qquad \cdots\cdots(解\ 6.7.8)$$

ここに、

t_p ： 支圧板の厚さ（m）

σ_{sa} ： 支圧板の許容曲げ引張応力度（kN/m²）

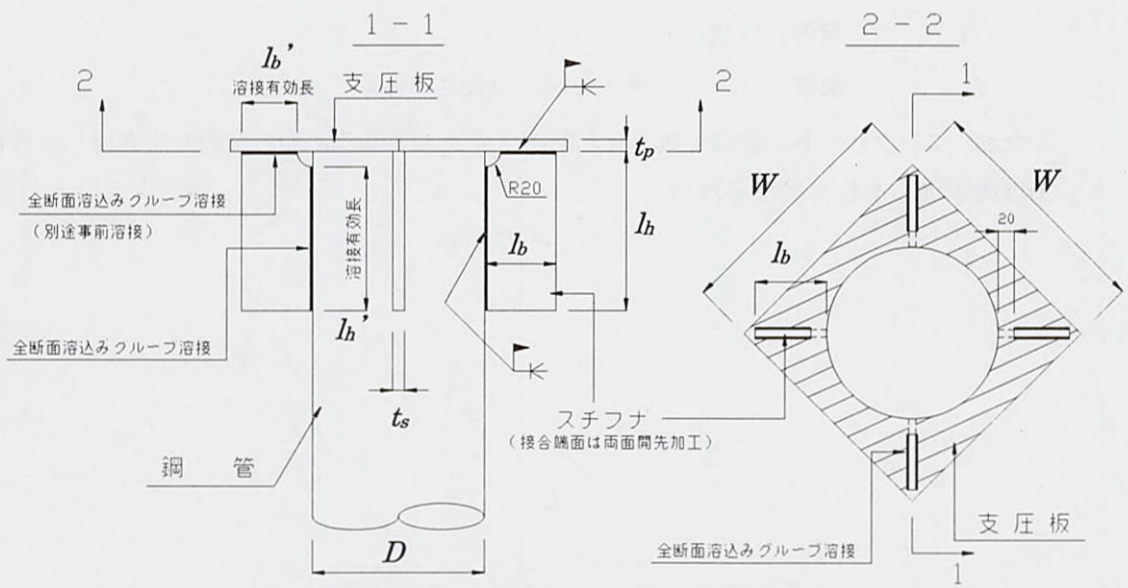


図-解 6.7.5 支圧板、スチフナ一般図

ii） 溶接部の検討

支圧板およびスチフナは、図-解 6.7.5 に示すように、現場溶接によって鋼管に接合する。スチフナの端面は両面開先をとった全断面溶込みグルーブ溶接を原則とし、支圧板と鋼管にそれぞれ溶接する。ここで、支圧板とスチフナの接合部は、現地では上向き溶接となるため、事前に溶接しておく必要がある。

溶接部については、道示Ⅱ[10]に準じ、支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度、鋼管とスチフナの溶接部におけるせん断応力度をそれぞれ照査する。なお、溶接部の許容応力度は 4.3 に規定する現場溶接の値を用いるものとし、強度の異なる鋼材を溶接する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。

① 支圧板とスチフナの溶接部における垂直応力度の照査

$$\sigma = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_b'} \leqq \sigma_a \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.9)}$$

ここに、

σ ： 支圧板とスチフナの溶接部に生じる垂直応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_b' ： スチフナの溶接有効幅（m）

σ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容垂直応力度（kN/m²）

② 鋼管とスチフナの溶接部におけるせん断応力度の照査

$$\tau = \frac{N'}{4 \times t_s \times l_h'} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots\text{(解 6.7.10)}$$

ここに、

τ ： 鋼管とスチフナの溶接部に生じるせん断応力度（kN/m²）

N' ： 支圧板張出部が負担する軸方向荷重（kN）

t_s ： スチフナの肉厚（m）

l_h' ： スチフナの溶接有効高さ（m）

τ_a ： 鋼材の現場溶接部の許容せん断応力度（kN/m²）

なお、支圧板張出部が負担する軸方向荷重N'は、引抜き杭頭反力P_tに対してはその値を用いるが、押込み杭頭反力P_cに対しては支圧板に生じる圧縮応力度（P_c／A_p）に支圧板張出部の面積（図-解 6.7.5 の斜線部）を乗じた値を用いる。

5) フーチング内への鋼管の埋込み長

フーチング内への鋼管の埋込み長lは、(3)の 2)および 3)に示す照査結果を踏まえ決定することもできるが、ここでは、現場溶接の施工性等も考慮し、500mm 以上の鋼管をフーチング内に埋込むものとする。

6) 支圧板、スチフナの試算例

1)～4)の照査項目を考慮して試算した支圧板、スチフナの諸元を表-解 6.7.3（鋼管径 216.3mm）、表-解 6.7.4（鋼管径 267.4mm）に参考として示す。試算は、一般に引抜きより

も押込み方向の照査で支圧板・スチフナの諸元が決定されることから、想定した極限押込み支持力に対応する各許容支持力（杭頭反力）を設定し、必要な諸元を求めた。

表-解 6.7.3　支圧板・スチフナの試算参考例（鋼管径φ216.3mm）

作用荷重	想定した極限押込み支持力	kN	1,800	2,400	3,000	3,600	4,200
	常時の杭頭反力	kN	600	800	1,000	1,200	1,400
	レベル１地震時の杭頭反力	kN	900	1,200	1,500	1,800	2,100
鋼管※	外径 D_s	mm	216.3				
支圧板	鋼種		SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
	幅 W	mm	300	300	300	350	350
	肉厚 t_p	mm	14	16	18	27	29
スチフナ	鋼種		SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
	幅 l_b	mm	85	85	85	120	120
	溶接有効幅 l_b'	mm	65	65	65	100	100
	高さ l_h	mm	130	140	150	170	200
	溶接有効高さ l_h'	mm	110	120	130	150	180
	肉厚 t_s	mm	9	11	14	15	15

※　鋼管は、支圧板およびスチフナの鋼材強度以上の鋼種である

表-解 6.7.4　支圧板・スチフナの試算参考例（鋼管径φ267.4mm）

作用荷重	想定した極限押込み支持力	kN	2,400	3,000	3,600	4,200	4,800
	常時の杭頭反力	kN	800	1,000	1,200	1,400	1,600
	レベル１地震時の杭頭反力	kN	1,200	1,500	1,800	2,100	2,400
鋼管※	外径 D_s	mm	267.4				
支圧板	鋼種		SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
	幅 W	mm	350	350	350	350	400
	肉厚 t_p	mm	14	16	17	18	27
スチフナ	鋼種		SM490	SM490	SM490	SM490	SM490
	幅 l_b	mm	95	95	95	95	125
	溶接有効幅 l_b'	mm	75	75	75	75	105
	高さ l_h	mm	150	170	180	200	200
	溶接有効高さ l_h'	mm	130	150	160	180	180
	肉厚 t_s	mm	9	11	14	16	16

※　鋼管は、支圧板およびスチフナの鋼材強度以上の鋼種である

なお、既設杭の杭頭結合部の照査は、既設杭の杭種、杭頭部の構造細目等を考慮し、道示Ⅳに準じて行うものとする。

［参考文献］

1) 三木、岡、村田、黒崎、小林：地盤改良併用型マイクロパイルの水平載荷試験，第36回地盤工学研究発表会，2001. 6.
2) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験・同解説，2002. 5.
3) 黒崎、村田、小林、岡、三木：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その１），第35回地盤工学研究発表会，2000. 6.
4) 村田、黒崎、岡、三木、斉藤：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その２），第35回地盤工学研究発表会，2000. 6.
5) 三木、岡、福井、大下：既設基礎の耐震補強に関する検討（その４）－ST マイクロパイル工法－，土木学会「第５回耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム」2001. 7.
6) 村田、黒崎、小林、岡、三木：地盤改良併用型マイクロパイルの引抜き載荷試験，第36回地盤工学研究発表会，2001. 6.
7) 村田、小林、芦原、黒崎：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その１）－付着性能試験結果－，土木学会第54回年次学術講演会，1999. 9.
8) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，1983. 10.
9) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1992. 10.
10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅱ鋼橋編，2002. 3.

7章　レベル2地震時に対する照査

7.1　照査の基本

(1)　STマイクロパイルにより補強した杭基礎は、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。

(2)　STマイクロパイルにより補強した杭基礎は、各部材に生じる断面力に対して、耐力の照査を行うものとする。

【解説】

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎のレベル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が、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎は、異種群杭となることを考慮して、断面力、杭頭反力および変位を算出する必要がある。本章では、ST マイクロパイルにより補強し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)　常時、暴風時およびレベル1地震時に対して照査された杭基礎に、道示Ⅴに規定される荷重を作用させ、7.4 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、7.2 に規定する杭基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、STマイクロパイルの本数、諸元、設置角度等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。

2)　橋脚が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合には、杭基礎の降伏に達してもSTマイクロパイルの諸元等を変更せず、道示Ⅴに準じ杭基礎の応答塑性率を算定し、これが、7.3 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。

3)　道示Ⅴの規定により液状化すると判定された地盤上の橋脚の杭基礎は、土質定数を低減させた状態において基礎の断面力や変位を計算し、1)の照査を行う。これを満足しない場合は、2)に準じて応答塑性率の照査を行う。なお、橋台杭基礎の場合は、2)に準じて応答塑性率の照査を行う。

4)　2)あるいは3)のように、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7.3 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。

5)　1)、2)あるいは3)において計算されたフーチング、既設杭やSTマイクロパイルに作用する断面力が、7.5 の規定により、部材の耐力以下となることを照査する。

STマイクロパイルにより補強した橋脚の杭基礎のレベル2地震時に対する標準的な設計計算フローを図-解 7.1.1 に示す。

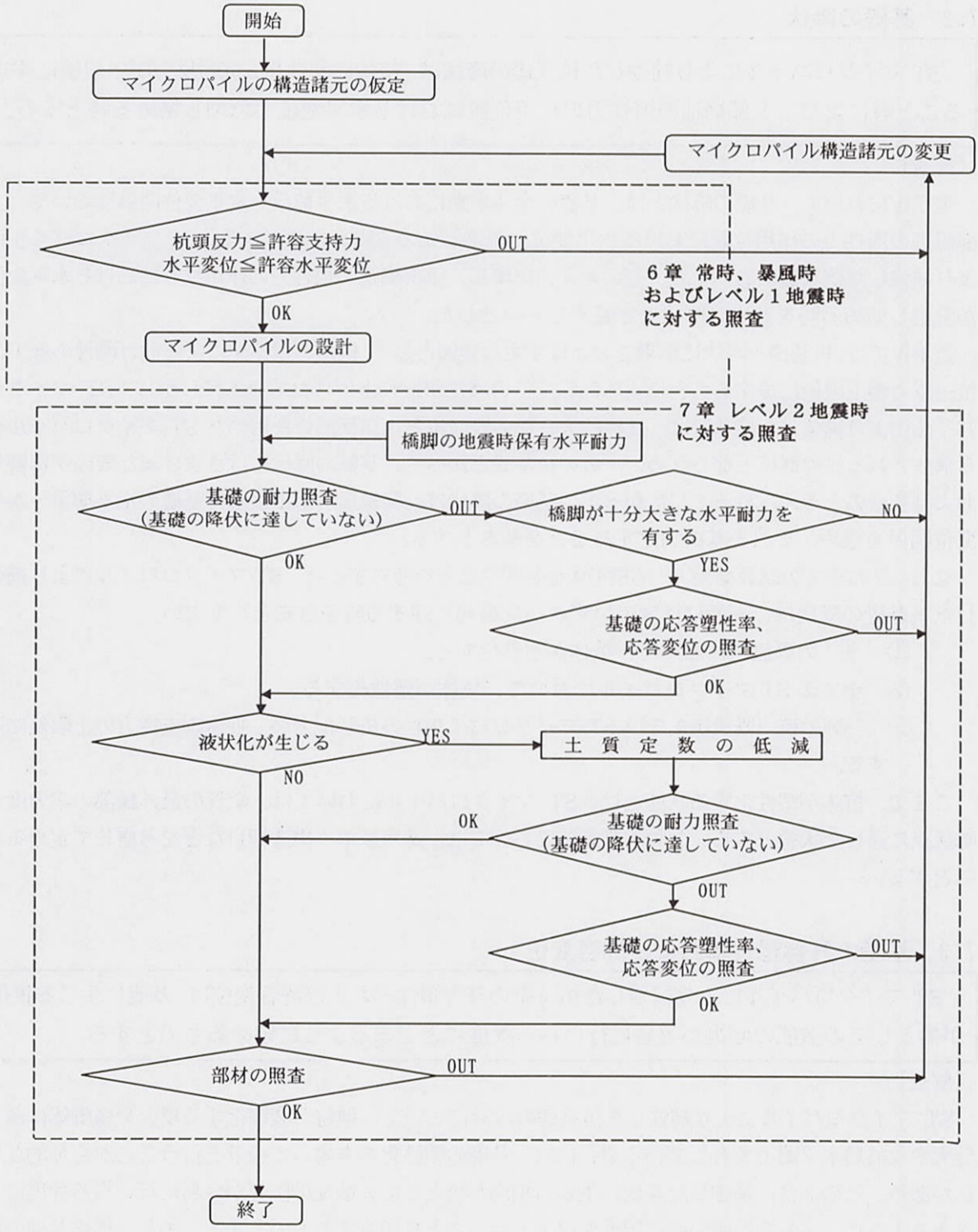


図-解 7.1.1　ST マイクロパイルにより補強した橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フロー
（レベル２地震時）

7.2　基礎の降伏

STマイクロパイルにより補強した杭基礎の降伏は、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。STマイクロパイルにより補強し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。しかし、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎は、比較的大口径の既設杭と小口径鋼管を用いたSTマイクロパイルから構成される異種群杭となるため、一般の杭基礎と比べて、基礎の降伏にはさまざまな要因が影響をおよぼすものと考えられる。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[1]、的模型実験結果[2]などを考慮すると、STマイクロパイルにより補強した杭基礎の降伏は、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 全てのSTマイクロパイルにおいて、杭体が塑性化する。
③ 一列の杭（既設杭またはST マイクロパイル）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、ST マイクロパイルにおいては、鋼管の最外縁部の応力度が降伏点に達した状態とする。なお、既設杭においては、適用基準、構造細目などを考慮して定めるものとする。

7.3　基礎の許容塑性率および許容変位

STマイクロパイルにより補強し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。

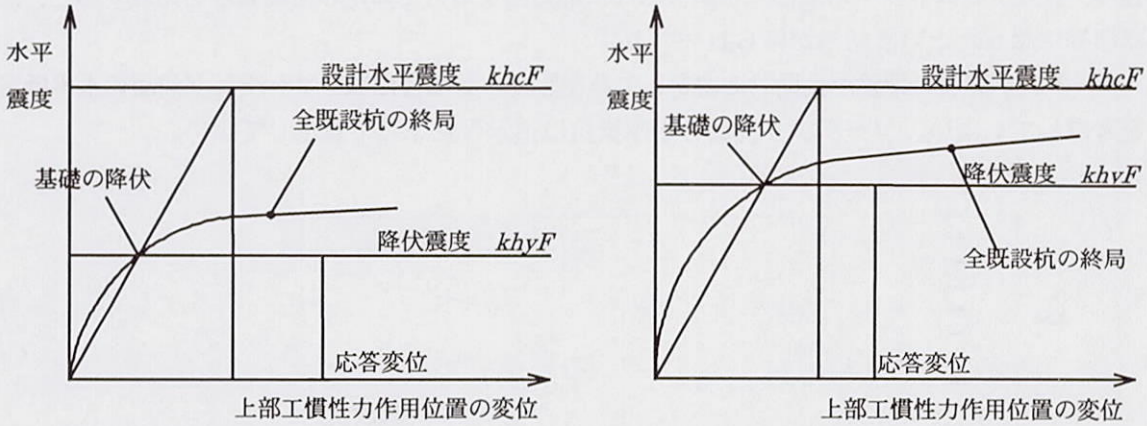
【解説】

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計において、地盤が液状化する場合や橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、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、補強し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。

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の水平荷重～水平変位関係を図-解 7.3.1 に示す。図-解 7.3.1(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 7.3.1(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、マイクロパイルにより補強し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 7.3.1　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

7.4　断面力、杭頭反力および変位の計算

7.4.1　計算法

ST マイクロパイルにより補強し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】

ST マイクロパイルにより補強し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り、また、異種群杭となることも考慮する必要がある。ここでは、静的模型実験の結果[2)]や、そのシミュレーション解析の結果[2),3)]および道示Ⅳに基づいた計算モデルを示すこととする。

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎のモデル化は次のように行ってよい。解析モデルを図-解 7.4.1 に示す。

1) フーチングは剛体とし、既設杭および ST マイクロパイルの杭頭をフーチングに剛結したラーメン構造とする。

2) ST マイクロパイル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、7.4.2～7.4.4 の規定により適切にモデル化する。

3) 既設杭の軸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[4]。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。

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には、フーチング前面の水平抵抗を考慮してもよい。フーチング前面の水平抵抗は道示Ⅳに準じて算出してよい。

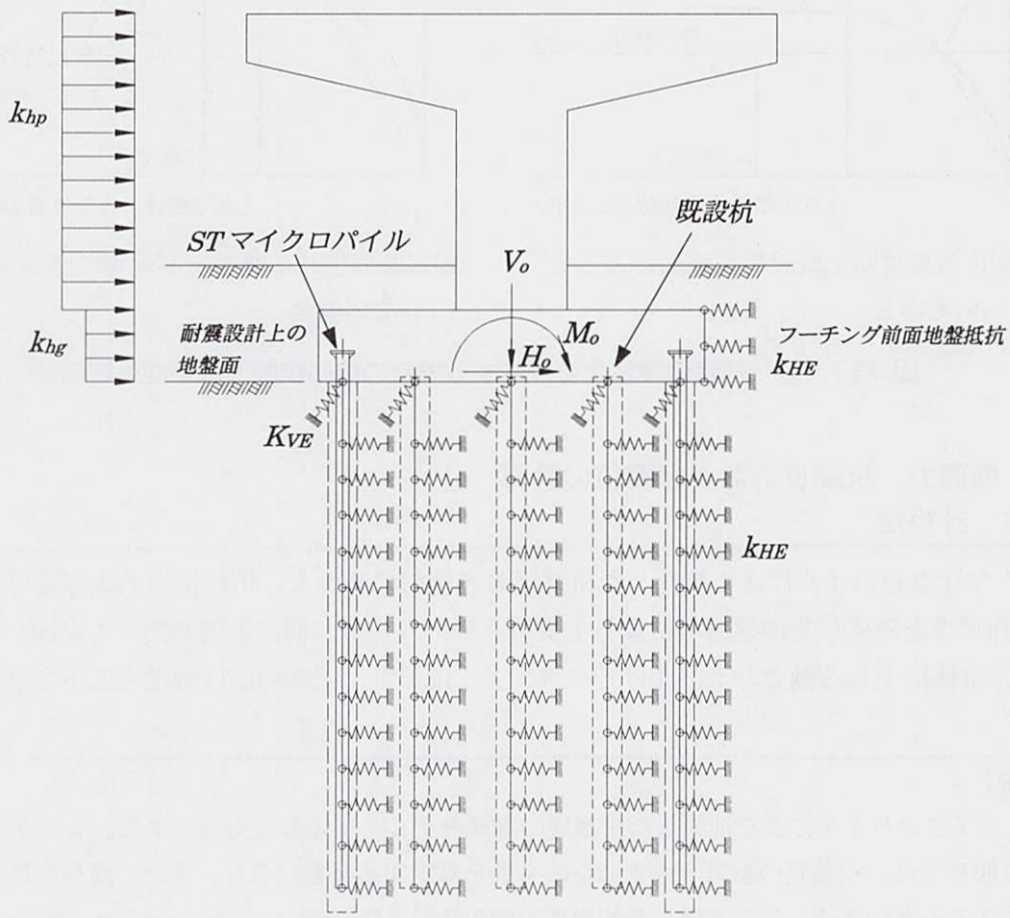


図-解 7.4.1 ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル

7.4.2　杭の軸方向の抵抗特性

ST マイクロパイルの軸方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向のバネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押込み支持力の上限値 P_{NU} および引抜き支持力の上限値 P_{TU} を有するバイリニア型とする。

【解説】

1) ST マイクロパイルの軸方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じ、図-解 7.4.2 に示すように、杭の軸方向バネ定数 K_{VE1} を初期勾配として押込み支持力の上限値 P_{NU1} および引抜き支持力の上限値 P_{TU1} を有するバイリニア型にモデル化する。

ST マイクロパイルにおける杭の軸方向バネ定数 K_{VE1} は、6.4.1 に示す常時の杭の軸方向バネ定数 K_V を用いるものとする。

ST マイクロパイルの押込み支持力の上限値 P_{NU1} および引抜き支持力の上限値 P_{TU1} は、式（解 7.4.1）および式（解 7.4.2）により算出する。

$$P_{NU1} = min\,(R_u\ ,\ R_{PU}\ ) \quad \cdots\cdots \quad (解\ 7.4.1)$$

$$P_{TU1} = min\,(P_u + W,\ P_{PU}) \quad \cdots\cdots \quad (解\ 7.4.2)$$

ここに、

P_{NU1} : ST マイクロパイルの押込み支持力の上限値（kN）

P_{TU1} : ST マイクロパイルの引抜き支持力の上限値（kN）

R_u : 地盤から決まる ST マイクロパイルの極限支持力（kN）で、6.2.2 の規定により算出する。

P_u : 地盤から決まる ST マイクロパイルの極限引抜き力（kN）で、6.2.4 の規定により算出する。

W : ST マイクロパイルの有効重量（kN）で、鋼管、グラウト、改良体を考慮する。

R_{PU} : ST マイクロパイルの杭体から決まる押込み支持力の上限値（kN）

P_{PU} : ST マイクロパイルの杭体から決まる引抜き支持力の上限値（kN）

ST マイクロパイルの杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU}、および引抜き支持力の上限値 P_{PU} は、鋼管の降伏点に対応する軸方向圧縮力および軸方向引張力とし、式（解 7.4.3）により算出するものとする。

$$R_{PU} = P_{PU} = \sigma_y A \quad \cdots\cdots \quad (解\ 7.4.3)$$

ここに、

R_{PU} : ST マイクロパイルの杭体から決まる押込み支持力の上限値（kN）

P_{PU} : ST マイクロパイルの杭体から決まる引抜き支持力の上限値（kN）

σ_y : 鋼管の降伏点（kN/m²）

A : 鋼管の有効断面積（m²）

2) 既設杭の軸方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じ、図-解 7.4.3 に示すように、軸方向バネ定数 K_{VE2}

を初期勾配として押込み支持力の上限値 P_{NU2} および引抜き支持力の上限値 P_{TU2} を有するバイリニア型にモデル化する。ただし、このとき、既設杭には、既設構造の死荷重（フーチング上載荷重は除く）が軸方向圧縮力として作用していることを考慮し、P_{NU2} および P_{TU2} は図-解 7.4.3 に示すように補正するのがよい。ここで、ΔP_N は既設構造の死荷重を既設杭の本数で除したものである。なお、この補正を行う場合、図-解 7.4.1 に示すフーチング下端に作用する荷重のうち、鉛直荷重 V_0 には、既設構造の死荷重を考慮しないものとする。

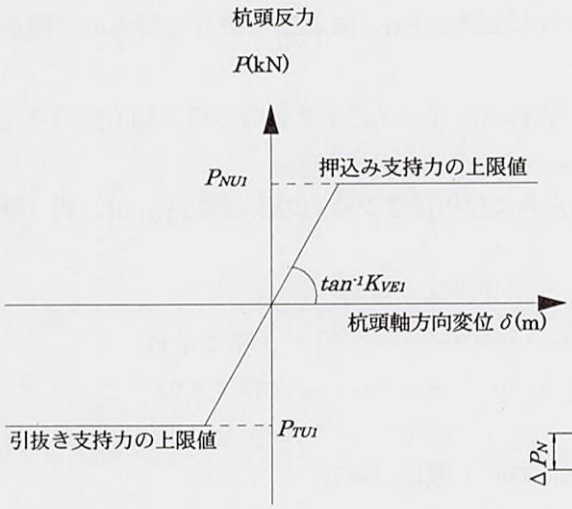


図-解 7.4.2 ST マイクロパイルの軸方向の抵抗特性

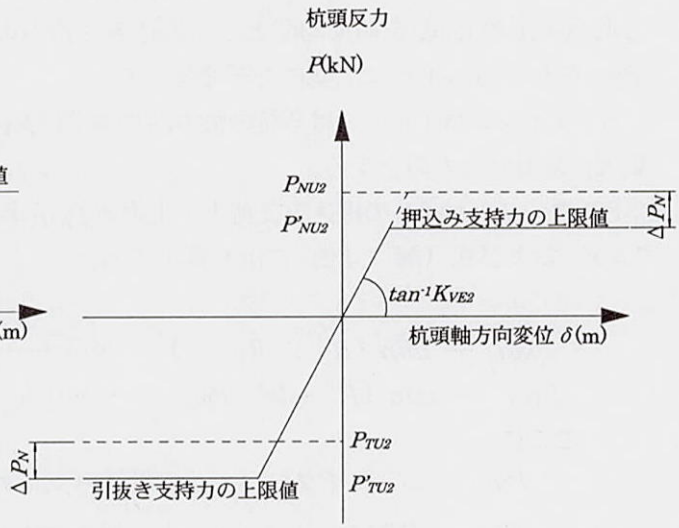


図-解 7.4.3 既設杭の軸方向の抵抗特性

7.4.3 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の地盤の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型とする。

【解説】

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎は異種群杭となる。このような異種群杭における水平力作用時の荷重分担については不明な点が多いが、ここでは、杭の軸直角方向の抵抗特性を道示Ⅳの規定に準じてモデル化することとする。

ST マイクロパイルおよび既設杭の軸直角方向の抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を有するバイリニア型とする（図-解 7.4.4）。k_{HE} および p_{HU} は次式により求める。

$$k_{HE} = \eta_k \, \alpha_k \, k_H \quad \cdots\cdots \text{（解 7.4.4）}$$

$$p_{HU} = \eta_p \, \alpha_p \, p_U \quad \cdots\cdots \text{（解 7.4.5）}$$

ここに、

k_{HE} ：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

p_{HU} ：水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

k_H　：地震時の水平方向地盤反力係数（kN/m³）
p_U　：地震時の受働土圧強度（kN/m²）
α_k　：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数
α_p　：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数
η_k　：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数
η_p　：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

α_k および α_p は、表-解 7.4.1 に示す値を用いてよい。
η_k は、次に示す値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \quad \cdots\cdots \text{（解 7.4.6）}$$

η_p は、次に示す値を用いてよい。

粘性土地盤　：$\eta_p = 1.0$　……（解 7.4.7）

砂質地盤　：$\eta_p\alpha_p$ = 荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径（$\leqq \alpha_p$）　……（解 7.4.8）

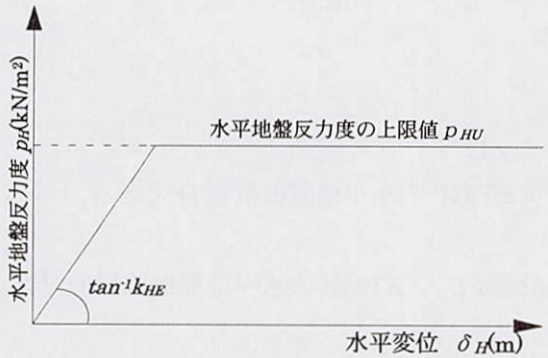


図-解 7.4.4　杭の軸直角方向の抵抗特性

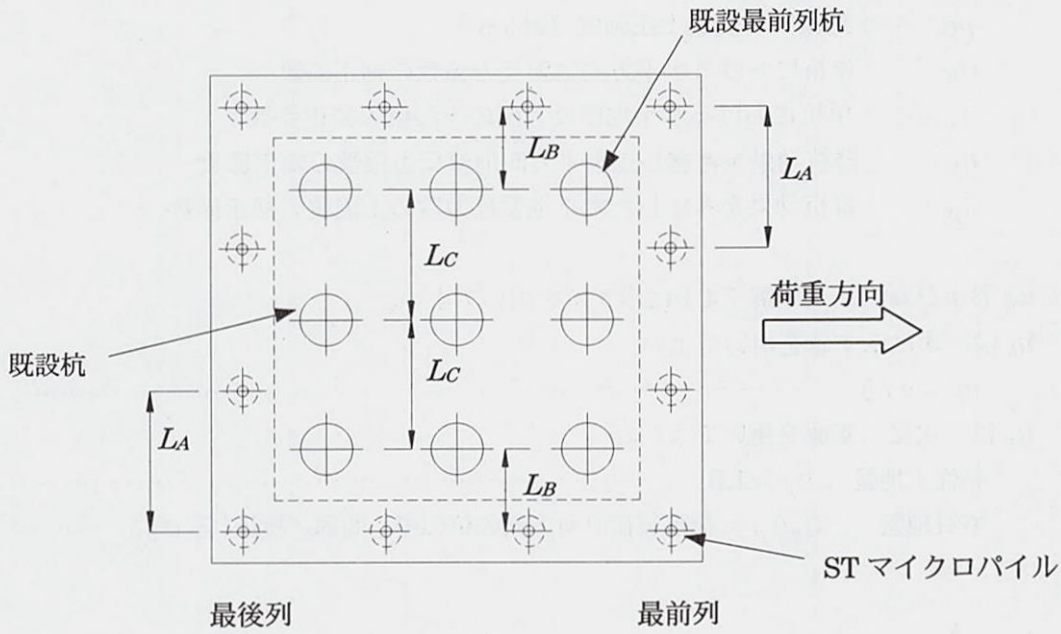
表-解 7.4.1　補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
砂質地盤	1.5	3.0
粘性土地盤	1.5	1.5

注）$N \leqq 2$ の粘性土地盤では、
α_p=1.0 とする

式（解 7.4.8）に示す砂質地盤の補正係数 $\eta_p\alpha_p$ は、図-解 7.4.5 に示すように、荷重載荷直角方向の杭間隔と杭径に応じて各杭列で求めることとする。なお、ST マイクロパイルの場合、$\eta_p\alpha_p$ を算出するときの杭径は、改良体の水平地盤抵抗幅 D' を用いることとする。

砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は、道示Ⅳに準じ、式（解 7.4.5）により算出される値の 1/2 を用いる。この場合、最前列の杭とは、補強した群杭の最前列のことであり、既設基礎の全周を囲むように ST マイクロパイルを配置する場合は、荷重方向に対して最前列となる ST マイクロパイルのことをいう。なお、既設杭と ST マイクロパイルが図-解 7.4.6 に示すような杭径比・杭間隔の場合、静的模型実験およびそのシュミレーション解析の結果[2),3)]を考慮し、表-解 7.4.2 に示す比率により水平地盤反力度の上限値を補正してよい。この比率は、模型実験のような異種群杭の条件では、既設最前列杭の水平地盤反力度の上限値 p_{HU} が、ST マイクロパイル前列杭による影響をあまり受けないことを考慮して設定したものである。ただし、図-解 7.4.6 に示すような杭間隔・杭径比の場合でも模型実験は砂質地盤で行われたため、粘性土地盤においては道示Ⅳに準じ、各列における水平方向地盤反力度の上限値は補正しないこととする。



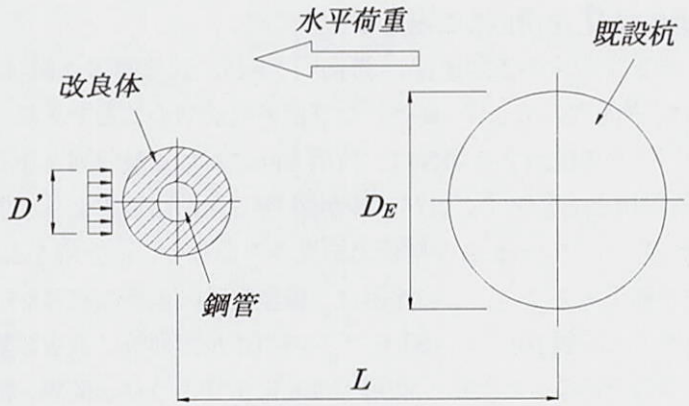
砂質地盤における各列の$\eta_p\alpha_p$

・最前列および最後列に配置される ST マイクロパイル
荷重載荷直角方向の STMP の杭間隔L_A／STMP の水平地盤抵抗幅D'（$\leqq \alpha_p$）

・上記以外の ST マイクロパイル
荷重載荷直角方向の既設杭と STMP の杭間隔L_B／STMP の水平地盤抵抗幅D'（$\leqq \alpha_p$）

・既設杭
荷重載荷直角方向の既設杭の杭中心間隔L_C／既設杭径D_E　（$\leqq \alpha_p$）

図-解 7.4.5　ST マイクロパイルにより補強した杭基礎における補正係数$\eta_p\alpha_p$の考え方（砂質地盤）



・STMP と既設杭の杭径比
D_E/D'　$\geqq$ 3.4

・既設杭と STMP の杭間隔
L/D_E　$\geqq$1.8

ここに、

D_E　：既設杭径（m）

D'　：STMP の改良体の水平地盤抵抗幅（m）

L　：既設杭と STMP の杭中心間隔（m）

図-解 7.4.6　静的模型実験結果を参考にできる杭径比・杭間隔の関係

表-解 7.4.2　静的模型実験結果を参考とした場合の水平地盤反力度の上限値の比率

	STマイクロパイル		既設杭	
	最前列杭	最前列杭以外	最前列杭 ※	最前列杭以外
砂質地盤	1.0	0.5	1.0	0.5

※　図-解 7.4.5 に示す既設杭の最前列のこと

7.4.4　杭体の曲げモーメント～曲率の関係

杭体の曲げモーメントM ～曲率ϕ関係は、杭体に作用する軸力および曲げモーメントに応じた杭体の曲げ剛性の低下を考慮して求めるものとする。

【解説】

1)　STマイクロパイルの杭体の曲げモーメントM ～曲率ϕの関係は、道示Ⅳに示される鋼管杭の考え方に準じ、全塑性モーメントM_pを上限値とするバイリニア型にモデル化する（図-解 7.4.7）。鋼管内にはグラウトが充填されているが、設計の簡便性も考慮して鋼管のみの部材として評価するものとした。STマイクロパイルの曲げモーメント～曲率関係は次式により算出する。なお、鋼管と鋼管内グラウトの複合断面による評価方法を補足として参考資料２に示す。

$$M_p = M_{p0}\cos(\alpha\pi/2) \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.9)}$$

$$\phi_y' = (M_p/M_y)\ /\ \phi_y \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.10)}$$

ここに、

M_p　：STマイクロパイルの全塑性モーメント（kN・m）

ϕ_y'　：勾配変化点のSTマイクロパイルの曲率（1/m）

M_{p0}　：軸力がない場合のSTマイクロパイルの全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{p0} = Z_p\sigma_y \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.11)}$$

M_y　：STマイクロパイルの降伏モーメント（kN・m）

$$M_y = (\sigma_y - N/A)\ Z_e \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.12)}$$

α　：モーメントがない場合の降伏軸力N_oと作用軸力Nの比

$$\alpha = N/N_o \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.13)}$$

N_o　：モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_o = \sigma_y A \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.14)}$$

Z_p　：鋼管の塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3}r^3\left\{1-(1-t/r)^3\right\} \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.15)}$$

Z_e　：鋼管の断面係数（m³）

$$Z_e = \frac{\pi}{4}\left\{r^4-(r-t)^4\right\}/r \quad \cdots\cdots \text{(解 7.4.16)}$$

σ_y　：鋼管の降伏点（kN/m²）

r　：鋼管の半径（m）

t　：鋼管の板厚（m）

A　：鋼管の有効断面積（m^2）

ϕ_y　：鋼管の降伏時曲率（1/m）

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots \quad (解\ 7.4.17)$$

EI　：鋼管の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）

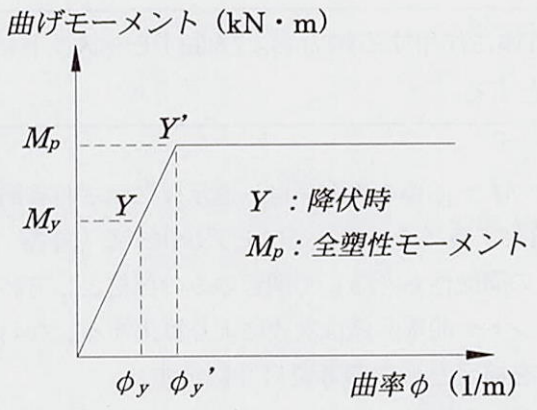


図-解 7.4.7　鋼管の曲げモーメント～曲率関係

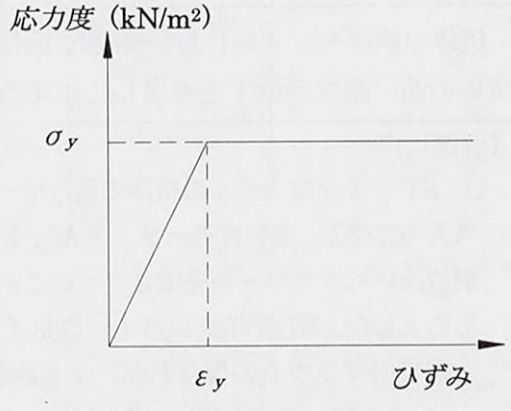


図-解 7.4.8　鋼管の応力～ひずみ関係

2)　ST マイクロパイルの曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係は、死荷重が作用したときの杭頭反力を軸力として考慮して算出するものとする。ここで、杭頭反力は、5.4 の規定により、既設杭と ST マイクロパイルの荷重分担を適切に考慮して求める必要がある。たとえば、既設杭が健全と評価できる場合には、既設構造の死荷重はすべて既設杭が分担するものとし、また、増しフーチングおよびその上の埋戻し土砂の死荷重は、既設杭と ST マイクロパイルがそれぞれの軸方向バネ定数の比に応じて分担するものとして、杭頭反力を算出してよい。

7.5　部材の照査

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の各部材は、7.4 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、ST マイクロパイルおよび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)　ST マイクロパイルにより補強した杭基礎は、ST マイクロパイルと既設杭の変形性能が異なるため、せん断破壊を生じるときの変形量が異なる。したがって、ST マイクロパイルと既設杭それぞれのせん断耐力の合計が、杭基礎のせん断耐力にはならないものと考えられる。そこで、ここでは、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。なお、ST マイクロパイルのせん断耐力の照査は、道示Ⅳに示される鋼管杭におけるせ

ん断耐力の照査と同様、省略してよいものとする。これは、ST マイクロパイルは鋼管を主部材とするものであり、その力学的特性が鋼管単体のそれに類似していることや、一般の鋼管杭に比べ細長比が大きく、杭体の塑性化において軸力および曲げモーメントの影響が一層支配的となることによるからである。

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、5.6 の規定により照査するものとする。

［参考文献］

1) 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の開発に関する共同研究報告書（その１）,2000. 8.

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の開発に関する共同研究報告書（その２）,2001. 12

3) 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の開発に関する共同研究報告書（その３）,2002. 9.

4) 藤永,三谷,大谷,中山：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五号、2001. 3.

8章　構造細目

8.1　鋼管の腐食しろ

STマイクロパイルに用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管が改良体に接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。

【解説】

道示Ⅳの鋼管ソイルセメント杭に準じて規定したものである。

ST マイクロパイルに用いる鋼管の腐食減厚は、海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防食処理も施さないときは、改良体（ソイルセメント）に接する面に対して、1mm の腐食しろを考慮するのがよい。一般に、ST マイクロパイルの場合、鋼管が改良体の中に埋め込まれるため防食性は良好と考えてよい。

第III部　施工マニュアル

1章　総　則

1.1　適用範囲

本編は、STマイクロパイルを用いて既設基礎の耐震補強を行う場合の施工に適用する。

【解説】

本編は、既設基礎の耐震補強にSTマイクロパイル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)
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)

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)　マイクロパイル
　杭径300mm以下の小口径杭の総称

(2)　STマイクロパイル
　マイクロパイルに高圧噴射撹拌による地盤改良技術を併用したものであり、小口径の節突起付き鋼管と高圧噴射改良体との合成構造の鋼管杭工法。本編では、STMPと略すことがある。

(3)　中間層部
　STマイクロパイルのうち、支持層より浅い中間層の部分

(4)　支持層部
　STマイクロパイルのうち、杭先端の支持層に根入れさせた部分

(5)　改良体
　硬化材の高圧噴射撹拌によって地盤中に造成された円柱状の固化体

(6)　削　孔
　改良体の施工時に地盤に対して行う削孔

(7)　プレカット
　改良体造成前に清水を高圧噴射して行う、改良対象地盤の切削・撹拌

(8)　改良体造成
　硬化材を高圧噴射し、改良対象地盤と硬化材を撹拌混合して行う改良体の造成

(9)　硬化材
　改良体造成時に地盤中に高圧噴射し、原位置地盤と撹拌するスラリー状の改良材

(10) 改良体削孔
　改良体造成後、鋼管を挿入するために改良体に対して行う削孔

(11) 鋼　管
　付着性能を向上させるためのビード溶接による節突起加工を施した小口径(φ300mm以下)の鋼管

(12) 節突起

鋼管の付着性能を向上させるため、鋼管表面に一定間隔で円周方向のビード溶接を施した突起形状

(13) カップラー式ネジ継手

鋼管の機械式継手の一種で、両端をねじ切り加工したカップラーの継手材により機械的に接合する継手

(14) 鋼管挿入

改良体削孔完了後に行う、改良体削孔部への鋼管の挿入

(15) グラウト

鋼管内および改良体削孔部に充填されるスラリー状のセメント系注入材料

(16) グラウト外径

改良体を削孔してグラウトを充填した外径であり、改良体を削孔した直径（先端削孔ビットの外径）

(17) グラウト加圧注入

鋼管を改良体に定着させるため、鋼管内に挿入したパッカーゴム体を膨張させ、杭先端から順に改良体削孔部に段階的（ステップアップ）に行うグラウトの圧力注入

(18) グラウト充填注入

グラウト加圧注入を行う前、パッカーゴム体を収縮させた状態で行う、パッカー吐出口からの鋼管内部へのグラウト充填

(19) パッカー

グラウト加圧注入時にグラウト流体に圧力が加わるよう、鋼管内に栓をする膨張可能なワイヤー入りのゴム製注入用器具

(20) ノンリターンバルブ

改良体削孔部にグラウトを充填させるため鋼管に設けた特殊バルブ（φ9mm）であり、鋼管の中にグラウトが逆流することを防ぐため逆止弁構造となっているバルブ

(21) 杭頭結合部

ST マイクロパイルのうち、杭に荷重を伝達させるためにフーチングと結合するＳＴマイクロパイルの部分

(22) 支圧板

フーチングに作用する軸方向力を ST マイクロパイルに伝達させるために、鋼管天端に取り付けた鋼板

2章　施工に関する一般事項

2.1　基本事項

STマイクロパイルの施工は、設計図書に示された耐震性能、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、STマイクロパイルの性能、品質は施工依存性が高く、工法の特徴を十分に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および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うえで、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

STマイクロパイルの施工にあたっては、作業環境条件、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】

STマイクロパイル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、既設基礎の耐震補強にSTマイクロパイルを用いる場合には、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。ＳＴマイクロパイルを用いて既設基礎を補強する場合に、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。空頭制限は、施工機械の選定や削孔に使用するロッド長、使用する鋼管１本当たりの長さや継手数などに関係し、工期や工費にも大きく影響してくる。このため、ＳＴマイクロパイル打設位置周辺の空頭制限を十分に調査し、施工機械の選定や杭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うえで多くの制約条件がある場合が多い。こんため、平面的な施工ヤードの検討を行う際には、用地境界位置、桁下境界位置、桁下空間の利用状況、施工ヤードとして利用可能な場所の面積や位置、地盤の高低差等を調査し、施工機械、プラント設備の配置、ヤードの整形、現場搬入路の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、供用中の道路を占有する必要がある場合には、道路交通量や利用状況を調査

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、占有期間や時間帯等に関して、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 施工のため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、使用する鋼管の長さや継手位置の検討
	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器設備の配置検討、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	道路交通や周辺住民への影響、道路占有の協議　等
	既設構造物	既設構造物の構造諸元	施工時の影響　等
	近接構造物・地下埋設物	近接構造物の諸元や利用状況、地下埋設物の位置や利用状況	施工時の離隔、施工時の影響、対策工、地下埋設物の協議　等
	河川等の状況	河川水位、流量、潮位等	仮設工の設計、河川管理者等との協議等
	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、積雪等	自然制約条件の把握
周辺環境条件	隣接地域状況	家屋や工場等の隣接構造物の状況、井戸水位等	騒音や振動等の施工条件、施工時の動態観測計画　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
	建設工事の法的規則	騒音や振動の規制、作業時間帯等	作業時間帯等の施工条件
	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	排泥処理方法、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、支持層の深さ、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、伏流水および被圧水の有無	施工方法の検討

3) 近接構造物・埋設構造物の調査

既設構造物の構造諸元（既設フーチング、橋脚等）、ＳＴマイクロパイル打設位置周辺の近接構造物、地下埋設物の位置や状況等に関して、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STマイクロパイル打設時に近接構造物等に影響がないか事前検討し、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) 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、STマイクロパイルの施工の可否、難易、確実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

STマイクロパイル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書を作成するものとする。

【解説】

STマイクロパイルに要求される性能・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出来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、杭打設工期）

2) STマイクロパイルの仕様

- STMP本数、杭長、杭径、配置
- 鋼管材質、鋼管寸法、数量、継手
- 改良体造成径、改良体の品質、強度、硬化材使用量
- グラウトの品質、強度、注入量
- 杭頭結合部の仕様

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、設備計画、配置計画
- 仮設備や準備工の計画
- 材料搬入計画
- 施工方法
- 硬化材配合、練り混ぜ、造成仕様
- グラウト配合、練り混ぜ、注入計画
- 載荷試験計画
- 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

ST マイクロパイルの標準的な施工工程は、改良体造成、改良体削孔、鋼管挿入、グラウト注入、杭頭結合部の処理からなる。

【解説】

ST マイクロパイルの標準的な施工フローを図-解 3.1.1、施工工程を図-解 3.1.2 に示す。

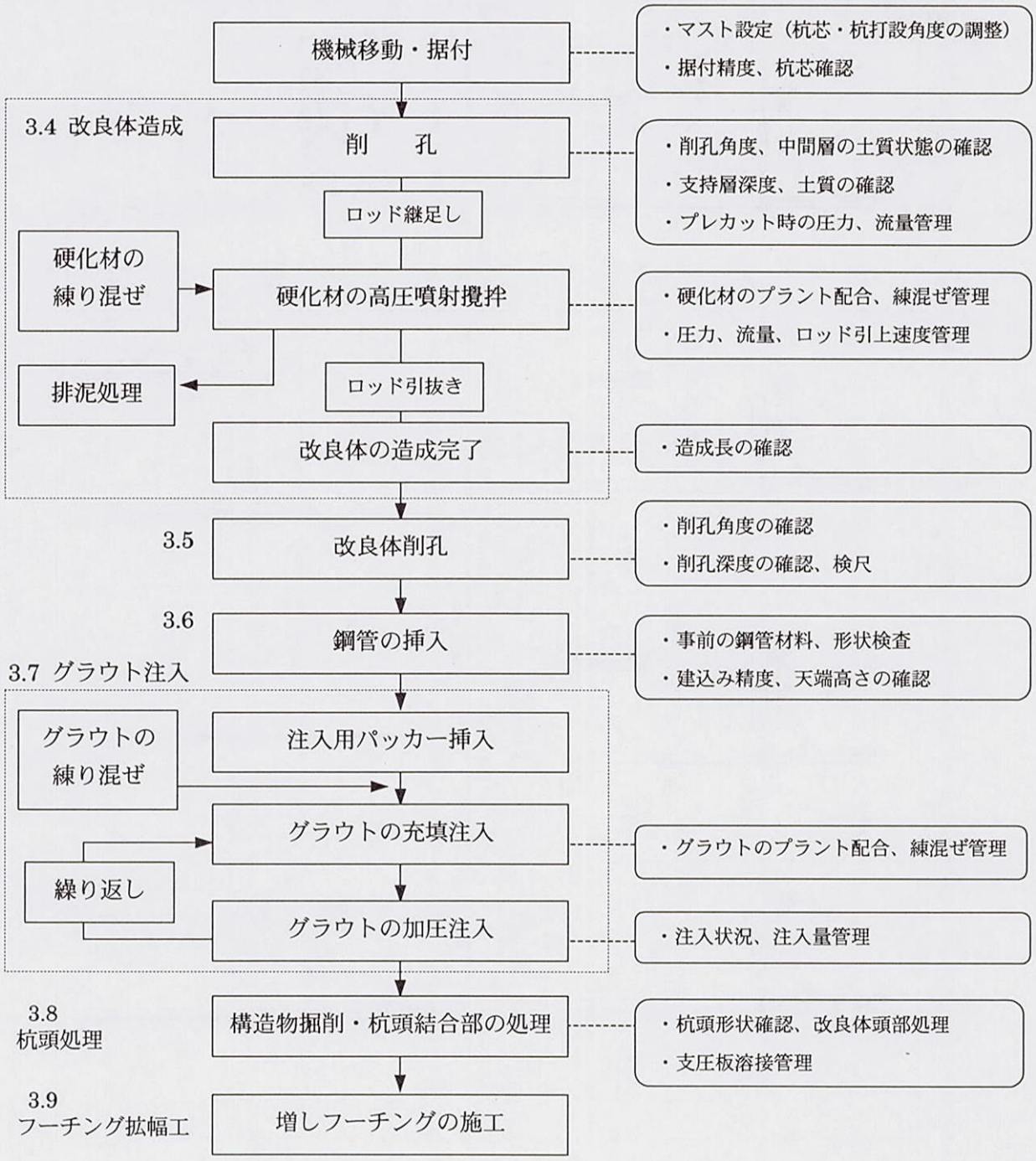


図-解 3.1.1　ST マイクロパイルの標準的な施工フロー

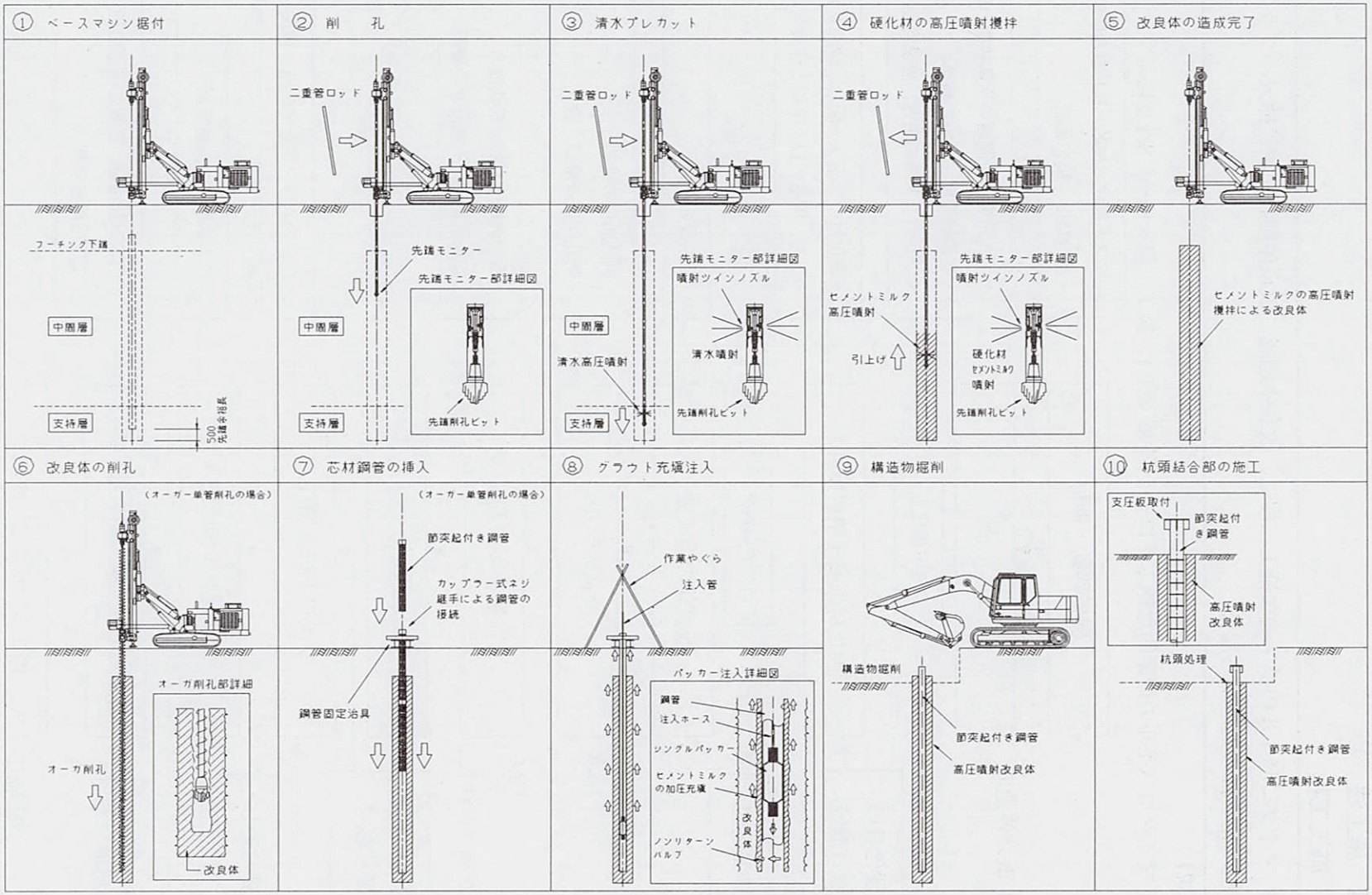


図-解 3.1.2　ST マイクロパイルの標準的な施工工程

3.2　主要機械設備

ST マイクロパイルの施工に用いる主な施工機械設備は、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るものを選定するものとする。

【解説】

1) 主要施工機械設備

ST マイクロパイルの施工で使用する標準的な施工機械設備は、表-解 3.2.1 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。

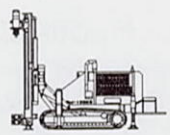
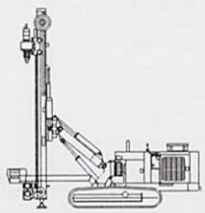
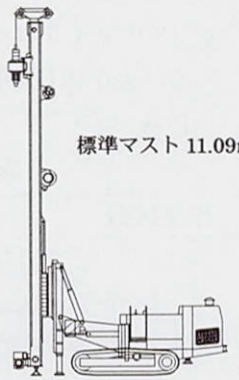
表-解 3.2.1　ST マイクロパイルの標準的な主要施工機械設備

作業区分	名　称	仕　様	数　量	備　考
改良体造成	ベースマシン	施工条件、杭諸元に応じて選定	1台	表-解 3.2.2
	モニター	逆流防止弁付ツインノズル形式	1個	ロッド先端部に装着
	超高圧ポンプ	最大圧力 60MPa，368PS 吐出流量　86～330 ﾘｯﾄﾙ/min	1台	
	管理盤	吐出圧力、吐出流量管理 60MPa，8m³/min	1台	
	スラリープラント	24m³/hr	1式	ミキサー、アジテーター一体型
	セメントサイロ	施工条件、施工量に応じて選定	1基	
改良体削孔	先端ビット	鋼管径別にオーガー諸元を選定	1個	
	オーガーロッド	鋼管径別にオーガー諸元を選定	必要数	
グラウト注入	グラウトミキサー	400 ﾘｯﾄﾙ～600 ﾘｯﾄﾙ×2 層式	1基	施工条件に応じて選定
	グラウトポンプ	100～200 ﾘｯﾄﾙ/min 級	1基	施工条件に応じて選定
	パッカー	シングルパッカー φ102,φ130,φ170	1台	鋼管径に応じて選定
	パッカー管理装置	パッカー作動装置 （ポンプ圧力等）	1台	
共　通	発動発電機	所要動力に応じて選定	1台	動力用
	ハイウオッシャー	1kW	1台	清掃等
	エアコンプレッサ		1台	清掃等
	水槽	施工量、施工条件に応じて選定	1基	給水用
	水中ポンプ サンドポンプ	施工条件に応じて選定	必要数	給水等
	ミニクレーン	鋼管移動・挿入時	1台	
	水量計、流量計	改良体造成時、グラウト注入時に必要諸元	各2台	各プラント

2) ベースマシン

ベースマシンは空頭制限高さや施工ヤード等の制約条件、杭諸元などを考慮して選定する必要がある。ベースマシンの一例を表-解 3.2.2 に示す。

表-解 3.2.2 ST マイクロパイルに用いるベースマシンの例

施工機械概要図			単位	標準マスト　：3.4m 	標準マスト　：6.05m ショートマスト：4.1m 	標準マスト 11.09m 
機関出力			kW	41.6	102.2	117
本体重量			kN	66	105	209
機械幅			m	2.2	2.3	2.5
機械長			m	4.4	5.4	6.5
標準マスト高 ( )：ショートマスト			m	3.4	6.0 (4.1)	11.1
機構	標準ストローク長 ( ):ショートマスト		m	2.3	4.0 (2.2)	8.0
機構	押込み力		kN	30.0	35.8	85.0
機構	引抜力		kN	62.0	79.4	85.0
ドリルヘッド	ロータリー	最大トルク	kN・m	9.15	11.9	14.9
ドリルヘッド	ロータリー	回転数	rpm	0～359	0～463	0～560
ドリルヘッド	ダウンザホールハンマ			使用可	使用可	使用可
標準ロッドの径			mm	60～90	60～90	60～90
適用鋼管径			mm	216.3 以下	300 以下	300 以下
最小空頭制限への対応				空頭制限 3.5m 対応可	ショートマストで空頭制限 4.5m 対応可	空頭制限 11.5m 対応可
公称打設角度			°	0 ～ 360	0 ～ 270	0 ～ 60
備考				最も小型で低空頭作業が可能である。杭諸元、土質条件によっては施工能力を検討する必要がある。	ST マイクロパイルの標準的な機械で、ショートマストにより低空頭に対応できる。	施工能力が高く、機動性に優れる。空頭制限下での施工には検討が必要である。

3.3 準備工

ST マイクロパイルの施工に先立ち、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】

ST マイクロパイルの施工を円滑に進めるため、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

ベースマシンや関連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度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。ST マイクロパイルに使用するベースマシンは一般の杭工法と比べて重量的に小さいが、地盤の状況によっては改良や補強板の敷設などを検討する必要がある。

2) 施工ヤード

ST マイクロパイルの施工においては、打設位置でのベースマシンのほか、図-解 3.3.1 に示すような改良体造成・グラウトのプラント設備、鋼管等の資材置場が別途必要である。なお、打設位置ではベースマシンと最低限必要な資材置場の配置とし、プラント設備関係を分離して別途の場所に配置することができる。この場合、プラントからの硬化材、グラウトの圧送距離・能力を検討する必要があるが、打設位置とプラントが 150m 離れた条件での施工実績がある。したがって、施工機械設備の配置は、現場の制約条件に応じて検討するものとする。

なお、ST マイクロパイルでは改良体の造成時において排泥が発生する。3.4.7 排泥処理方法に示すように現場内にピットを設けて固結土として運搬処分する場合、現場内の排泥処理設備について別途整備する必要がある。

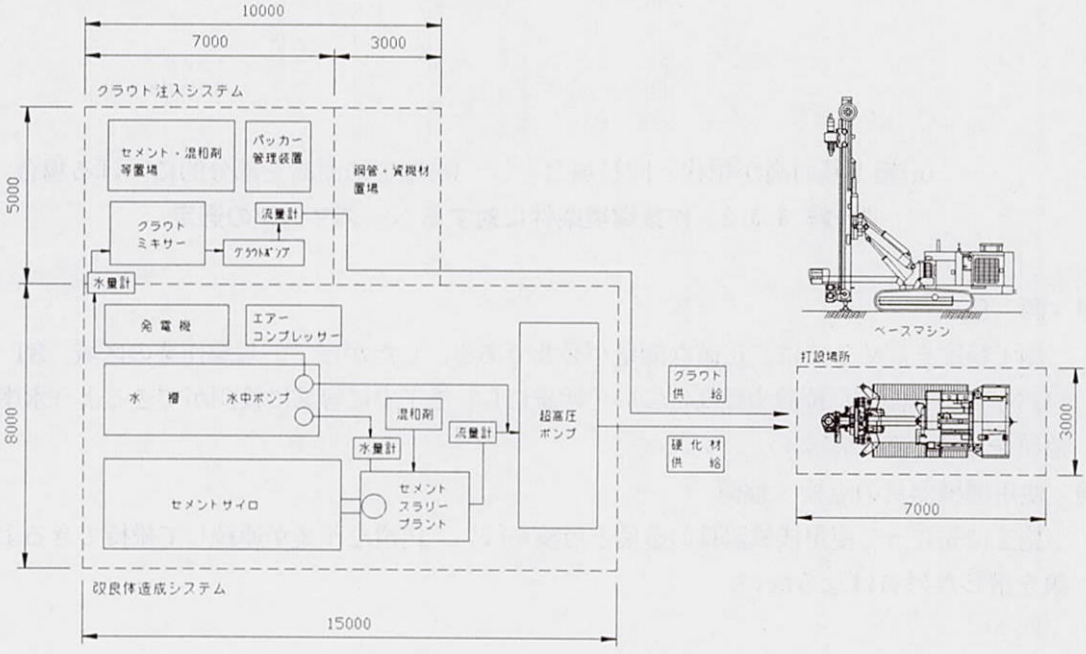
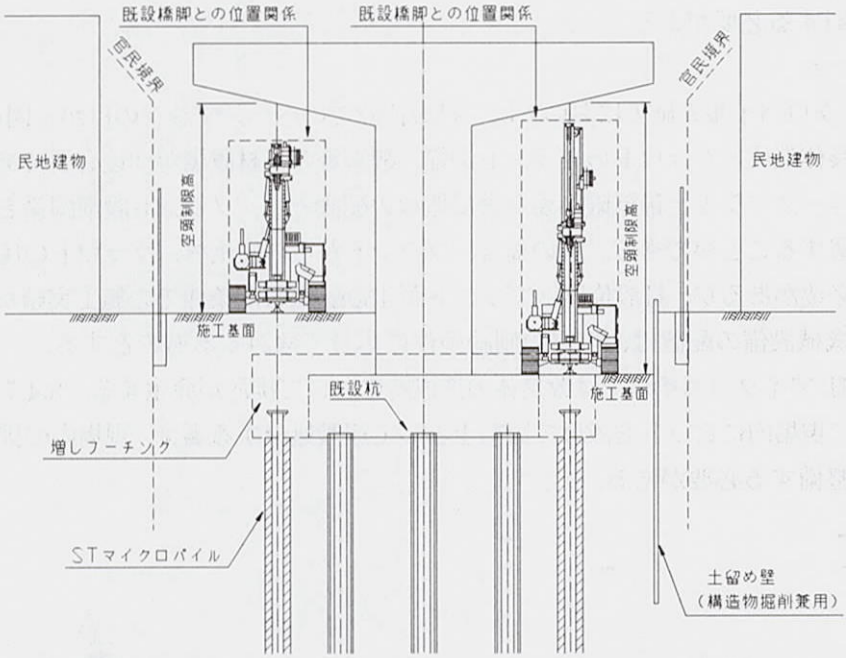


図-解 3.3.1 ST マイクロパイルの施工ヤード配置例

3) 作業環境

既設基礎の補強においては、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、作業環境に対して十分な検討を行うことが必要である。

ベースマシンの選定は、図-解 3.3.2 に示すように、ST マイクロパイルの打設や移動に支障がないよう、空頭制限高さ、施工幅員に応じて選定することが必要である。また、空頭制限高さはベースマシンの決定にあたって大きな要因となるが、削孔に使用するロッド長、鋼管 1 本当たりの単位長さや継手数にも関係し、ひいては工期・工費に影響する。したがって、図-解 3.3.2(b)に示すように、施工条件によっては部分的に施工基面高を下げ、施工時に使用するロッドや鋼管を長くすることも考えられる。



(a)施工基面高が現状と同じ場合　　(b)施工基面高を部分的に下げる場合

図-解 3.3.2　作業環境条件に対するベースマシンの選定

4) 測　量

施工精度を高めるには、正確な測量が必要である。したがって、対象作業の区域、ST マイクロパイル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諸対策を講じなければならない。

3.4　改良体造成

3.4.1　改良体の造成方式

ST マイクロパイルにおける改良体の造成は、以下に示す方式を標準とする。

(1)　改良体の造成方式は、ツインノズル式の高圧噴射撹拌によるものとする。

(2)　改良体の造成システムは、プレカット工程と造成工程を組み合わせたシステムとする。

(3)　流体噴射方式は、造成時に硬化材のみを高圧噴射撹拌する材料噴射系とする。

【解説】

(1)　改良体の造成方式

高圧噴射撹拌は、超高圧力の流体噴流によって地盤を切削し、硬化材を超高圧で充填撹拌して強固な改良体を地中に造成するものである。高圧噴射撹拌の造成方式は多様な方式が開発されているが、杭としての所定の改良体強度、改良体造成径を確保でき、かつ効率的な造成方式を選定する必要がある。ST マイクロパイルにおける改良体の造成方式は、シングルノズルに比べて施工速度が速く、造成時の鉛直精度が良いツインノズル式の高圧噴射撹拌 [1]によることを標準とする。図-解 3.4.1 に改良体の造成手順を示す。

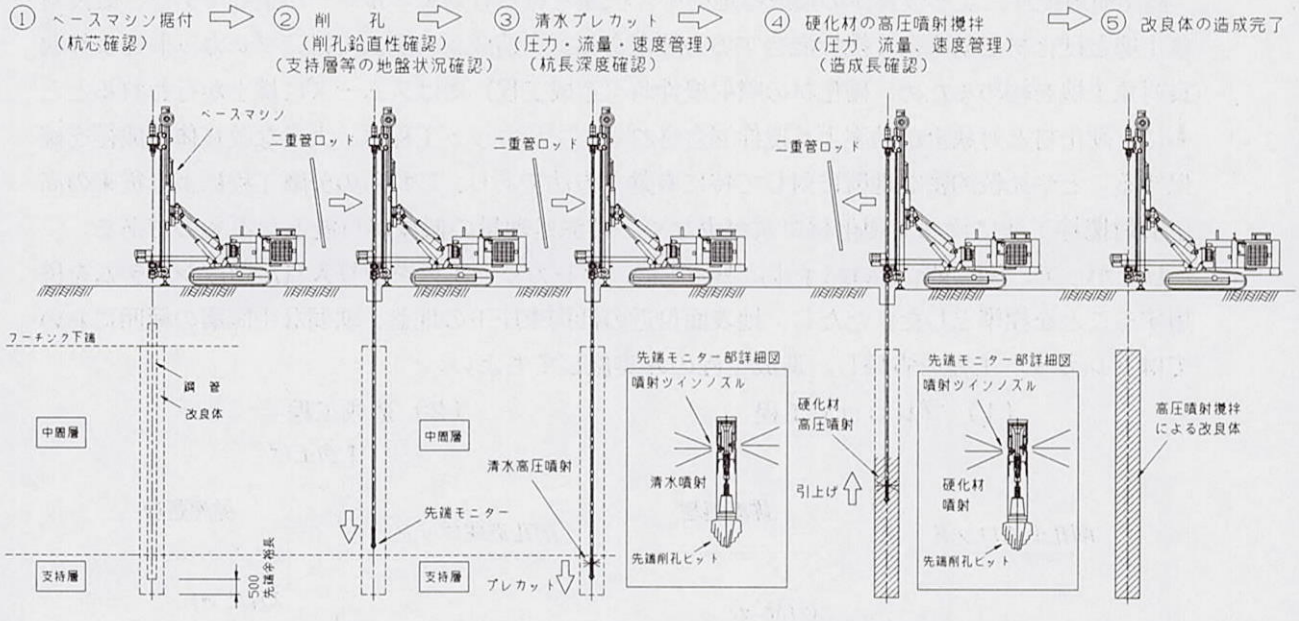


図-解 3.4.1　ST マイクロパイルの標準的な改良体造成手順

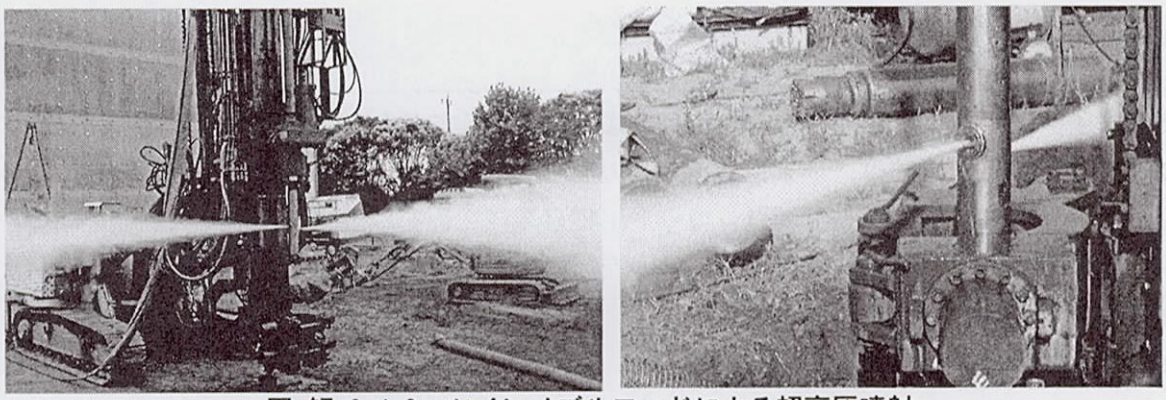


図-解 3.4.2　ツインノズルロッドによる超高圧噴射

(2)　造成システム

図-解 3.4.3 に ST マイクロパイルに併用する改良体造成システムの概要を示す。改良体の造成は、削孔前進時に清水の高圧噴射を行うプレカット工程、ロッド引上げ時に硬化材（セメントミルク）の高圧噴射を行う造成工程を組み合わせることが可能なシステムとする。

高圧噴射攪拌による改良体の造成は地盤中に伝達される有効エネルギーが重要であり、改良対象土塊と硬化材を効率よく攪拌混合する必要がある。本造成システムでは、プレカットにより改良対象土塊を緩めるため、硬化材の噴射攪拌時（造成工程）にはスムーズに排土が行われるとともに、硬化材と対象土が効率よく攪拌混合される。プレカット工程は、大きな改良体造成径を確保することや比較的密な地盤に対して特に有効な方法であり、これらの分離工程により従来の高圧噴射攪拌工法に比べて硬化材ロスが少なく、排泥処理量の低減が可能となるものである。

したがって、ST マイクロパイルにおいては、プレカット工程を取り入れた造成システムを併用することを標準とした。ただし、地表面付近の低拘束圧下の地盤、軟弱な中間層の範囲においてはプレカット工程を省略し、造成工程のみ実施してもよい。

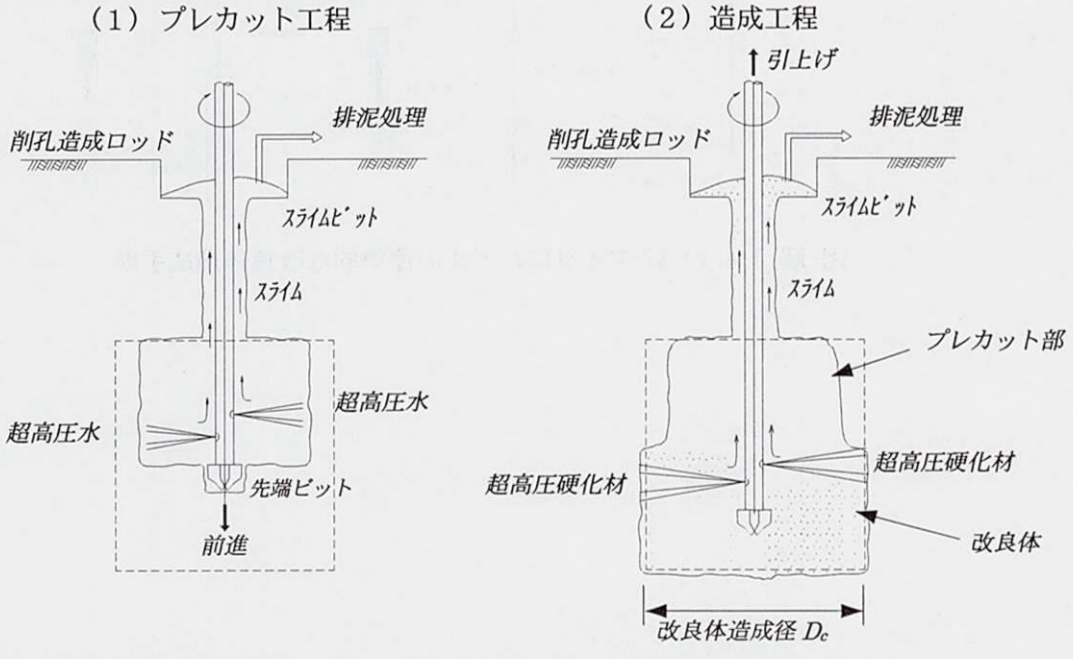


図-解 3.4.3　ST マイクロパイルにおける改良体の造成システム [1)]

(3) 流体噴射方式

STMP におけるツインノズル式の高圧噴射攪拌では、地盤条件や改良体への要求性能に応じた流体噴射方式が選択できる（表-解 3.4.1）。

①材料噴射系　　：造成時に硬化材のみを噴射する方式

②空気・材料噴射系：造成時に硬化材と圧縮空気を混入させて噴射する方式

表-解 3.4.1　流体噴射方式の種類

流体噴射方式	プレカット工程		造成工程	
	清　水	圧縮空気	硬化材	圧縮空気
①材料噴射系	○ 注)	－	○	－
②空気・材料噴射系	○	○	○	○

注：ST マイクロパイルにおけるプレカットは、地表付近および軟弱な中間層の範囲においては省略できる

②空気・材料噴射系は一般的な地盤改良に適用されており、圧縮空気を混入させて大きな噴射エネルギーを与えることにより、大きな改良体造成径（1.6～2.0m 程度）を確保する方式である。一方、①材料噴射系は造成時に硬化材のみを噴射する方式で、空気・材料噴射系と比較して改良体造成径は小さくなるが、比較的高い強度の改良体を造成することが可能な方式である。したがって、ST マイクロパイルの改良体造成における流体噴射方式としては、杭としての品質を考慮し、①材料噴射系で造成することを標準とした。

3.4.2　改良体の造成仕様

改良体の造成仕様（吐出圧力、吐出流量、ロッド速度）は、試験施工を行って設定することを原則とする。ただし、これまでの施工実績、土質条件などを考慮した造成仕様を参考とすることができる。

【解説】

ST マイクロパイルの改良体造成仕様は、次によるものとする。

1) 施工実績に基づく噴射エネルギーと改良体造成径の関係

図-解 3.4.4 は、改良体造成径に影響を与える施工上のパラメータである。影響因子としては、施工時に地盤へ与える噴射エネルギー、対象地盤の特性、硬化材の特性等が挙げられる。ここでは、施工時の総噴射エネルギー E_{it} と改良体造成径 D_c の関係を整理する。

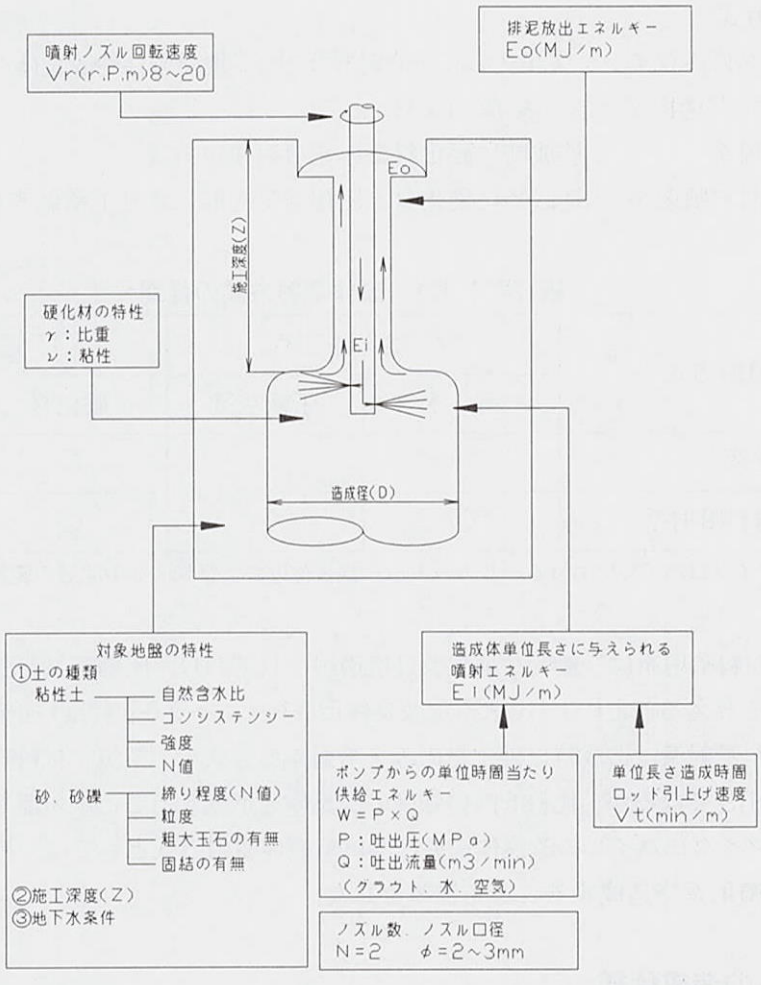


図-解 3.4.4　改良体造成径へ影響を与えるパラメータ [1)]

総噴射エネルギーE_{it}とは、施工時に地盤へ与える総エネルギーであり、硬化材の噴射エネルギーE_{ig}と清水（プレカット時）の噴射エネルギーE_{iw}の和として求める（式（解 3.4.1））。

総噴射エネルギー　$E_{it} = E_{ig} + E_{iw}$ ……（解 3.4.1）

ここで、

E_{it}　：総噴射エネルギー（MJ／m）

E_{ig}　：硬化材の噴射エネルギー（MJ／m）

$E_{ig} = P_g \times Q_g \times V_{tg}$ ……（解 3.4.2）

P_g　：硬化材の吐出圧力（MPa）

Q_g　：硬化材の吐出流量（m³／min）

V_{tg}　：硬化材噴射時のロッド引上げ速度（min／m）

E_{iw}　：清水（プレカット時）の噴射エネルギー（MJ／m）

$E_{iw} = P_w \times Q_w \times V_{tw}$ ……（解 3.4.3）

P_w　：清水の吐出圧力（MPa）

Q_w　：清水の吐出流量（m³／min）

V_{tw}　：清水噴射時のロッド前進速度（min／m）

ST マイクロパイルの施工実績における造成仕様を表-解 3.4.2、総噴射エネルギーと実測改良体造成径の関係を図-解 3.4.5 に示す。今後のデータの蓄積や、地盤特性等のパラメータを追加していく必要があるが、噴射エネルギーの増加によって改良体造成径も大きくなる傾向が分かる。ST マイクロパイルの造成仕様は、試験施工を行って設定することを原則とするが、土質条件や改良体造成径に対して、これらの施工実績を参考とすることができる。

表-解 3.4.2　ST マイクロパイルの試験施工における造成仕様（材料噴射系造成）

NO	試験場所	対象土質	N値	地下水位	プレカット	硬化材仕様 W/C (%)	総噴射エネルギー (MJ/m)	実測改良体造成径 (mm)
1	長崎県注)	粘性土	3～5	有り	無し	100	27.2	900
2	兵庫県	砂　礫	15	有り	無し	83	20.4	700
3	兵庫県	砂　礫	15	有り	有り	83	25.8	800
4	兵庫県	砂　礫	15	有り	無し	70	18.0	700
5	兵庫県	砂　礫	15	有り	有り	70	23.4	800
6	茨城県	細　砂	5～15	無し	無し	68	27.2	1000
7	茨城県	砂　礫	30～50	有り	有り	68	32.6	900

注）鋼管を挿入しない高圧噴射攪拌のみの実績

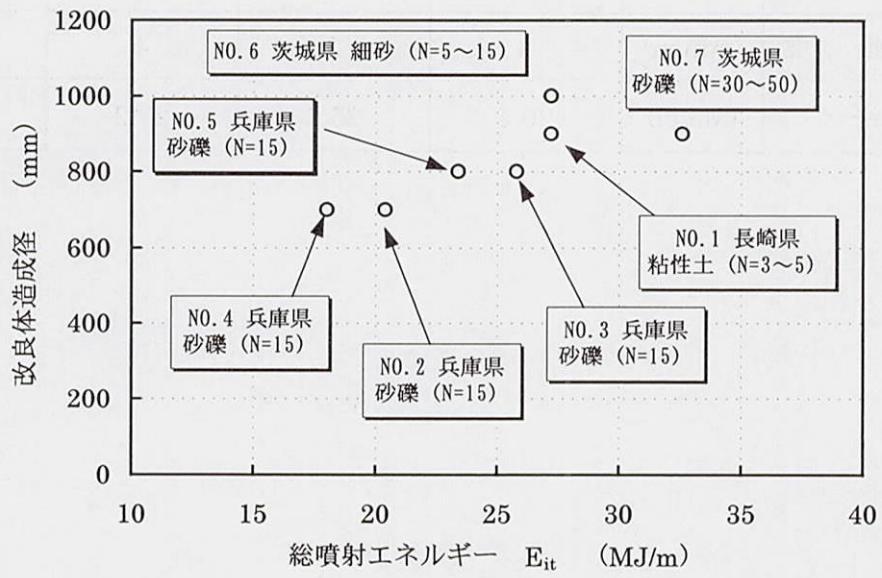


図-解 3.4.5　ST マイクロパイルの試験施工における噴射エネルギー～実測改良体造成径

2) 改良体の造成仕様の設定

ST マイクロパイルの改良体造成径 D_c に対する高圧噴射攪拌の造成仕様の設定例を表-解 3.4.3 に示す。これらの仕様（吐出圧力、吐出流量、速度）は、1)で示した ST マイクロパイルの施工実績を考慮して設定したものである。ここで、地表付近および軟弱な中間層（軟弱粘性土および N 値 15 以下程度の砂質土）においては、プレカットを行わなくても 600～800mm の改良体造成径は確保できるため、比較的密な地盤のみを対象としてプレカットを行うものとする。

なお、これらの造成仕様はこれまでの施工実績に基づいて設定した例であり、当該施工条件や土質条件等を考慮したうえで、試験施工を行って改良体造成径を確認することを原則とする。

表-解 3.4.3 ST マイクロパイルにおける改良体の造成仕様の設定例

改良体造成径 D_c			600mm		800mm	
地盤条件			軟弱な砂質土・粘性土	比較的密な砂質土・粘性土	軟弱な砂質土・粘性土	比較的密な砂質土・粘性土
プレカット工程（清水噴射）	吐出圧力	(MPa)	－	30	－	30
	吐出流量	(m^3/min)	－	0.18	－	0.18
	速　　度	(min/m)	－	1	－	1
造成工程（硬化材噴　射）	吐出圧力	(MPa)	40	40	40	40
	吐出流量	(m^3/min)	0.17	0.17	0.17	0.17
	速　　度	(min/m)	3	3	4	4
総噴射エネルギー		(MJ/m)	20.4	25.8	27.2	32.6

3.4.3　硬化材の配合

硬化材の配合、改良対象土に対するセメント添加量は、室内配合試験および試験施工を行って設定することを原則とする。ただし、要求される改良体強度に対し、これまでの施工実績、土質条件などを考慮した硬化材の配合、セメント添加量を参考とすることができる。

【解説】

ST マイクロパイルの改良体造成における、硬化材配合、セメント添加量は次に示すものとする。

1)　施工実績による硬化材配合・セメント添加量と改良体強度との関係

ST マイクロパイルの施工実績における硬化材配合、改良体圧縮強度を表-解 3.4.4～表-解 3.4.6 に示す。これらの試験結果は、改良体からコアボーリングやブロックサンプリングした供試体を用いて一軸圧縮試験を行ったものである。

表-解 3.4.4　改良体圧縮強度試験結果（平成 10 年実施（兵庫県）：試掘頭部コア採取）

NO	深度 (m)	ﾌﾟﾚｶｯﾄ 工　程	硬化材配合		地盤条件	造成径 (mm)	セメント 添加量 (kg/m³)	一軸圧縮 強度 (N/mm²)
			W/C (%)	単位セメント量 (kg/m³)				
A	-1.5	無	83	860	砂　礫 (N=15 埋立土)	700	1,140	9.4
B	-1.5	有				800	873	5.5
C	-1.5	無	70	960		700	1,123	10.6
D	-1.5	有				800	859	7.4

表-解 3.4.5　改良体圧縮強度試験結果（平成 11 年実施（茨城県）：コアボーリング）

NO	深度 (m)	ﾌﾟﾚｶｯﾄ 工　程	硬化材配合		地盤条件	造成径 (mm)	セメント 添加量 (kg/m³)	一軸圧縮 強度 (N/mm²)
			W/C (%)	単位セメント量 (kg/m³)				
E	-1.7	無	68	1,000	細　砂 (N=5～15)	1,000	866	4.1
F	-2.1							6.1
G	-2.5							7.0
H	-3.1							7.8
I	-3.7							9.4
J	-4.1							12.0
							平均	7.7
K	-4.7	有	68	1,000	砂　礫 (支持層)	900	1,069	12.5
L	-5.3							35.1

表-解 3.4.6　改良体圧縮強度試験結果（平成 12 年実施（茨城県）：ブロックサンプル）

NO	深度 (m)	ﾌﾟﾚｶｯﾄ 工　程	硬化材配合		地盤条件	造成径 (mm)	セメント 添加量 (kg/m³)	一軸圧縮 強度 (N/mm²)
			W/C (%)	単位セメント量 (kg/m³)				
M	-3.0	無	68	1,000	細　砂	1,000	866	11.7
N	-5.5	有			砂礫(支持層)	900	1,069	18.2

改良体の強度発現性は、硬化材の配合やセメント添加量、改良対象土の性質（粒度、含水比、有機物含有量等）などによって異なる。図-解 3.4.6、図-解 3.4.7 に ST マイクロパイルの試験施工および高圧噴射撹拌の施工実績[1]による一軸圧縮強度とセメント添加量の関係を示す。これらの結果から、改良対象土量当たりのセメント添加量が多いほど一軸圧縮強度が大きくなることが分かる。

セメント添加量とは改良対象土量当たりに噴射するセメント量であり、造成仕様（硬化材の吐出流量、ロッド引上げ速度）、硬化材中の単位セメント量が関係する。これらの施工実績に今後も施工データを追加していく必要があるが、目標とする改良体一軸圧縮強度 q_u に対して、このような施工実績でのセメント添加量、硬化材の配合を参考とすることができる。

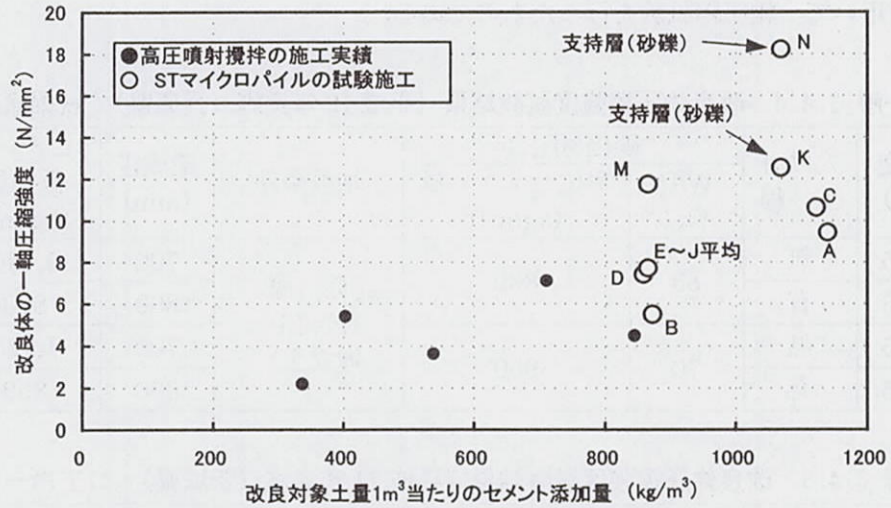


図-解 3.4.6　セメント添加量～改良体一軸圧縮強度の関係（砂質土、砂礫）

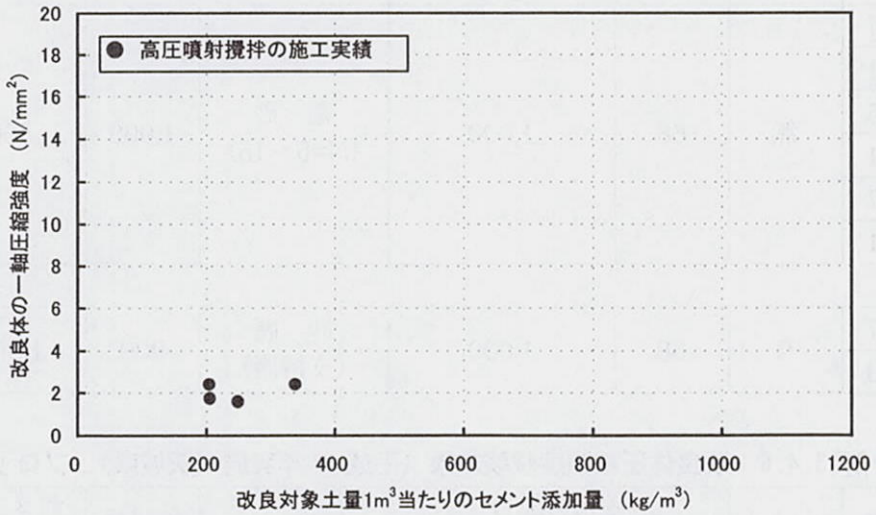


図-解 3.4.7　セメント添加量～改良体一軸圧縮強度の関係（粘性土）

2) セメント添加量の目安および硬化材の配合例

第Ⅱ部 2.3.1(2)で示した改良体の一軸圧縮強度q_uに対して、これまでの施工実績を考慮して設定したセメント添加量の目安を表-解 3.4.7 に示す。ここで、粘性土に関してはセメント添加量の多い施工実績がないこと、一般に粘性土は砂質土に比べて強度発現性が劣ることから、一軸圧縮強度を低く設定している。

表-解 3.4.7 改良対象土に対するセメント添加量の目安

	地盤条件	一軸圧縮強度q_u (N/mm²)	セメント添加量 (kg/m³)
中間層部	砂質土	4 ～ 5	850 以上
	粘性土	2 ～ 3	850 以上
支持層部	N 値 30 以上の砂、砂礫	10	1,050 以上

ST マイクロパイルの改良体造成に用いる硬化材の配合例を表-解 3.4.8 に示す。この配合は、表-解 3.4.3 の造成仕様（吐出流量、引上げ速度）、表-解 3.4.7 のセメント添加量を考慮し、安全側に設定したものである。ただし、改良体の強度は土の特性（自然含水比や原位置強度、深度等）によっては強度発現性が異なるため、当該土質条件などを検討したうえで、室内配合試験および試験施工によって改良体の品質・強度を確認することを原則とする。また、特殊な地盤条件（高含水比土、有機質土等）に対しては事前の室内配合試験によって、硬化材の配合、セメントおよび混和剤の種類を別途検討するものとする。

表-解 3.4.8 ST マイクロパイルの高圧噴射攪拌に用いる硬化材の配合例

改良体造成径D_c (mm)	地盤	硬化材 1m³ 当たりの配合例			
		W/C (%)	セメント C (kg)	水 (kg)	混和剤 * (kg)
600	中間層部	83	860	716	13
	支持層部				
800	中間層部	67	1,000	668	15
	支持層部				

＊：セメントに対する混合率 1.5%、アルキルアリルスルホン酸塩類を主成分とした化学混和剤 （減水剤：標準型Ⅰ種）

3.4.4　削孔方法

(1)　削孔方式は、地盤条件に応じた先端削孔ビットを装着したロータリー方式を標準とする。
(2)　マストの角度計、スラントルール等によって打設角度を確認、保持しながら削孔する。
(3)　事前のボーリング調査結果と削孔状況（削孔排出土、削孔時の抵抗等）の対比から先端支持地盤を確認し、支持層への根入れ長を確保するものとする。
(4)　削孔完了時はロッドの残尺測定によって所定の削孔長を確認するものとする。

【解説】

(1)　削孔方式は、ロッド先端に図-解 3.4.8 に示す削孔ビットを装着したロータリー方式の削孔を標準としており、地盤条件に応じた先端ビットを選定する。先端ビットの削孔径は、φ108mm～φ127mm が一般に用いられる。

ただし、転石・玉石などを含む砂礫層が存在する場合や削孔時のジャーミングが懸念される場合など、ロータリー方式による削孔が困難となる場合は、ケーシングを用いた二重管削孔（ガイドホール削孔）を行い、ケーシングをガイド管として改良体を造成する[2)]。また、孔壁の自立性が悪く、造成時に孔壁閉塞等が懸念されるような場合においても、ガイド管を設置するものとする。

(2)　削孔時の打設角度は、マストの角度計、スラントルールにより管理し、打設角度を確認、保持しながら削孔するものとする。

(3)　先端支持地盤の土質や深度を事前に実施されているボーリング調査によって把握し、削孔中の排出土や抵抗等から支持地盤の深さを確認するものとする。特に、支持地盤に凹凸や傾斜がある場合、ボーリングデータや削孔時の支持層確認に注意しなければならない。

(4)　削孔時には所定の深度まで削孔したことをロッドの残尺測定によって確認するものとする。

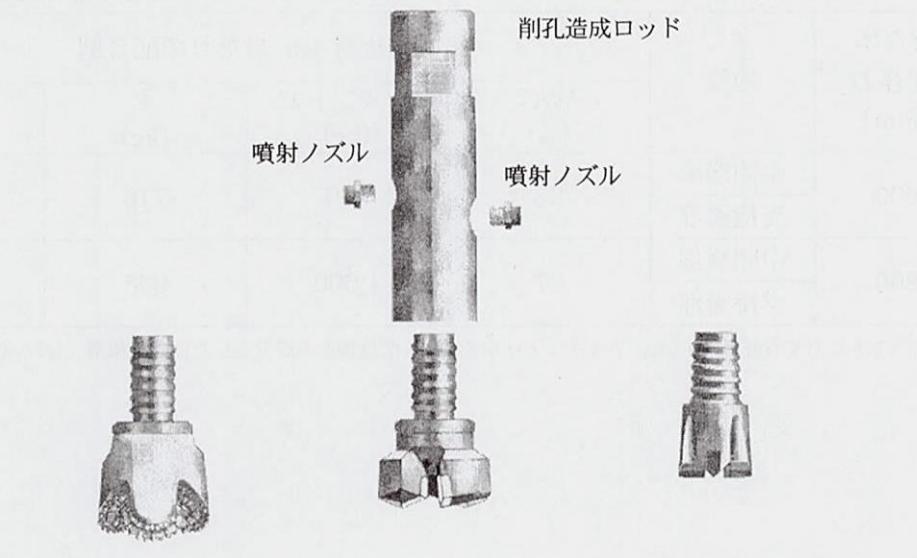


図-解 3.4.8　ロータリー方式の先端削孔ビットの種類

3.4.5　造成方法

(1)　改良体のプレカットおよび造成時は、3.4.2 で設定した造成仕様（吐出圧力、吐出流量、ロッド速度）を管理計器等によって確認しながら施工を行うものとする。
(2)　改良深度は先端モニターの吐出位置で施工深度を管理し、造成完了時はロッドの残尺測定によって所定の造成長を確保するものとする。

3.4.6　硬化材の計量・練混ぜ

(1)　硬化材のプラント設備は、材料の計量、練混ぜ、圧送等の所定の能力を備えていることとする。
(2)　材料の計量は、所定の精度を満足する計量器により行うものとする。
(3)　硬化材の練混ぜは、所定の品質・コンシステンシーを満足し、均質になるまで行う。

【解説】

(1)　図-解 3.4.9 に材料の計量・練混ぜ、改良体造成までのフロー、図-解 3.4.10 にセメントスラリープラント、超高圧ポンプの配置例を示す。

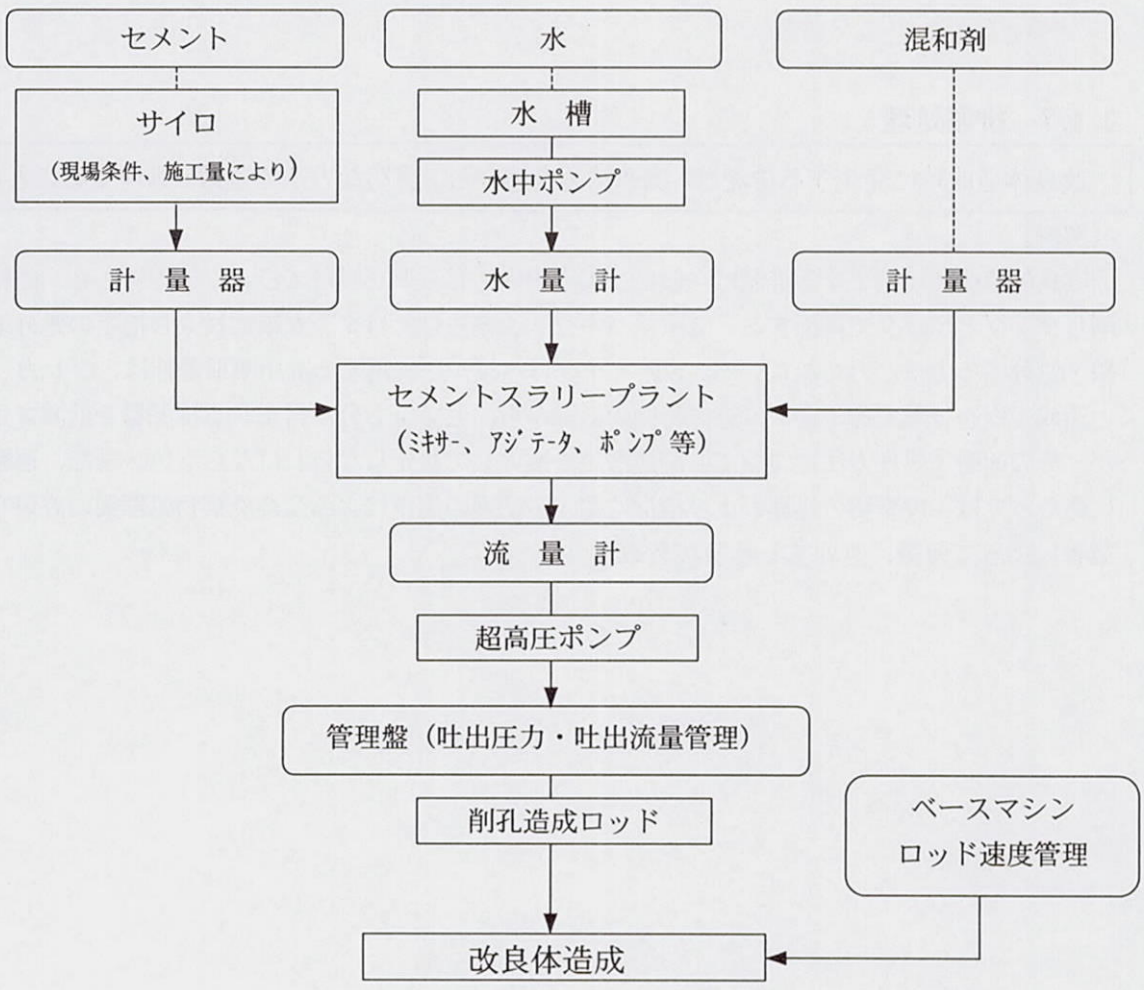


図-解 3.4.9　改良体造成の硬化材料・施工フロー

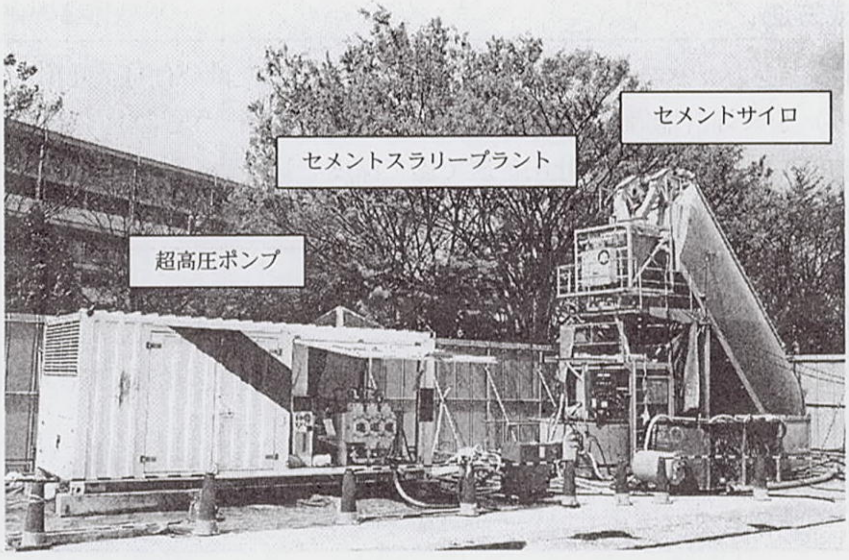


図-解 3.4.10　超高圧ポンプ、セメントスラリープラントの配置例

(2)　硬化材（セメントミルク）の材料計量は、3.4.3 で設定した配合に対して計量管理を行うものとする。

3.4.7　排泥処理

改良体造成時に発生する排泥は、関連法規を遵守し、適切な方法で運搬・処理することとする。

【解説】

改良体造成時に発生する排泥は一般に、①現場内にピットを設けて投入して固結させ、固結土を掘削しダンプトラックで排出する、②直接バキューム車もしくはタンク車に投入し指定の処分地まで運搬・処分する方法がとられている。ST マイクロパイルに併用する高圧噴射攪拌は、プレカット工程と造成工程を分離することや、造成時間の低減から、セメント分が含まれる排泥量を低減させているが、その運搬・処理方法については関連法規を遵守して決定しなければならない。また、運搬、処理にあたっては、廃棄物の処理および清掃に関する法規の規定による産業廃棄物処理業の許可を受けた業者によって運搬、処理する必要がある。

3.5　改良体削孔

(1)　改良体の削孔は、オーガーロッドの先端に削孔ビットを装着したロータリー方式を標準とし、単管または二重管削孔によるものとする。
(2)　マストの角度計、スラントルール等によって打設角度を確認、保持しながら削孔する。
(3)　削孔完了時はロッドの残尺測定によって削孔長を確認し、ロッド引抜き後、検尺テープによって削孔長を検尺するものとする。
(4)　削孔完了後、エア等によって孔内を清掃することとする。

【解説】

(1)　改良体の削孔は、オーガーロッド先端に削孔ビットを装着したロータリー（回転）方式を標準とし、次に示すようなオーガロッドの単管削孔、あるいは、オーガーロッドと鋼管（ケーシング）の二重管削孔によるものとする。

1)　単管オーガー削孔

単管オーガー削孔は、図-解 3.5.1 に示すようにオーガーロッド先端に削孔ビット（図-解 3.5.2）を装着して回転削孔した後、ロッドを引抜き回収するものである。鋼管はロッドを引抜いた後に自立した孔内に挿入するため、鋼管１本の長さはベースマシンによる制限を受けず、二重管削孔と比較すると長尺鋼管を挿入でき、継手数を減らすことができる。

先端削孔ビットの形状や削孔径はメーカ仕様によって若干異なるが、表-解 3.5.1 に先端ビットの一例を示す。

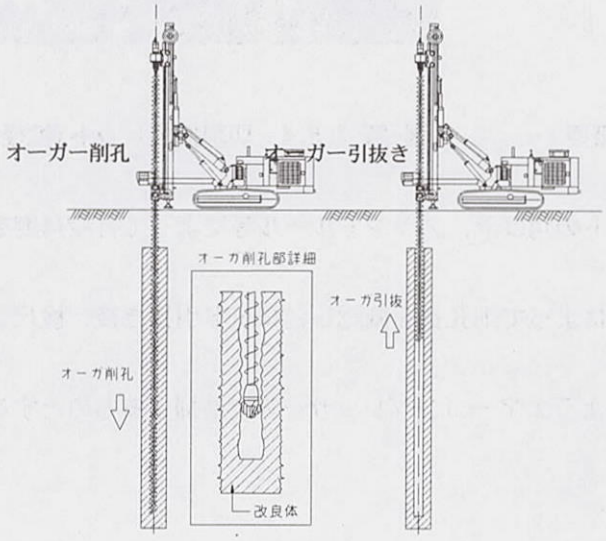


図-解 3.5.1　改良体の単管オーガー削孔



図-解 3.5.2　オーガー先端削孔ビットの一例

表-解 3.5.1　単管オーガ削孔に用いる先端削孔ビットの一例

鋼管径 (mm)	先端ビットの削孔径 (mm)	オーガーロッド直径 (mm)
216.3	254	180
267.4	305	220

2) 二重管オーガー削孔

高圧噴射攪拌による地盤改良では礫分等が改良体中に残るが、粒径の大きい礫が存在するような場合は、単管削孔では能率が低下する。このような場合、鋼管をケーシングとした二重管オーガー削孔を行うものとする（図-解 3.5.3）。オーガーロッドの先端には図-解 3.5.4 に示すような切削拡径ビットを装着しており、比較的大きな粒径の礫地盤等での削孔能率が高く、直進性がよい。また、ロッドを正転、逆転させることで先端ビットが拡大、収縮し、削孔時には鋼管を連行させ、削孔完了後には収縮して回収が可能な方式である。

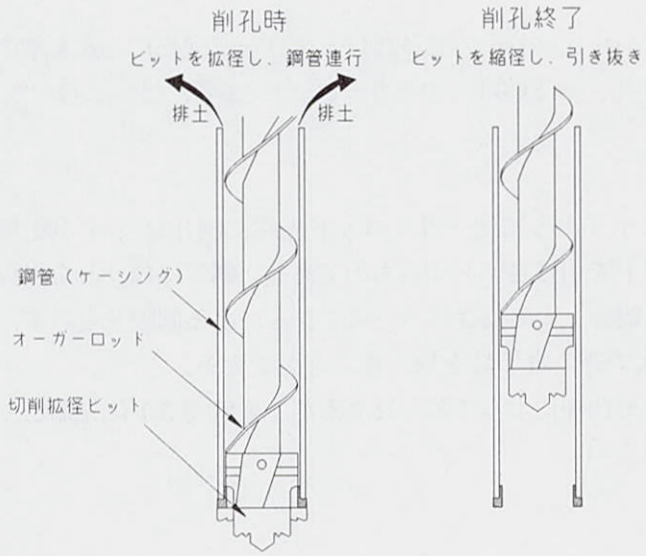


図-解 3.5.3 二重管オーガー削孔の概要

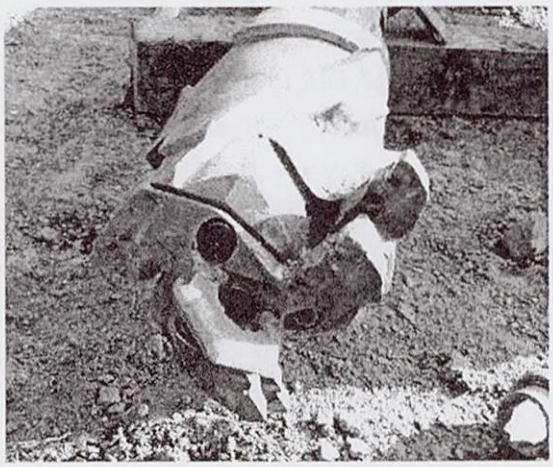


図-解 3.5.4 切削拡径ビット(拡径時)

(2) 常に改良体の中心を削孔するよう、マストの角度計、スラントルール等によって打設角度を確認、保持しながら削孔する。

(3) 削孔完了時はオーガーロッドの残尺測定によって削孔長を確認し、ロッド引抜き後、検尺テープによって削孔長を検尺する。

(4) 削孔完了後、削孔屑等が孔内に残らないようエアーコンプレッサー等で清掃するものとする。

3.6　鋼管の挿入

3.6.1　鋼管の運搬・仮置・検査

(1)　鋼管の運搬・積卸し・仮置など、鋼管の取扱いにあたっては損傷防止や養生方法に留意しなければならない。
(2)　現場搬入時には鋼管の寸法、加工形状、外観などについて、所定の検査を実施するものとする。

3.6.2　鋼管の挿入

(1)　鋼管の付着に悪影響を与える泥や油脂が付着していないこと、また浮錆がないことを確かめた鋼管を挿入することとする。
(2)　鋼管１本当たりの長さは、施工条件や改良体の削孔方法を考慮して検討するものとする。
(3)　鋼管の接続は、カップラー式ネジ継手によることを標準とし、継手部分で応力が確実に伝達されるよう十分締め付けることとする。
(4)　鋼管の鉛直性、天端高さ、杭芯位置など、建込み精度を十分管理するものとする。

【解説】

(1)　鋼管は付着性能を向上させるため、表面にはビード溶接による節突起加工を施したものを用いる。鋼管の仮置き時点では良好な保管状態を確保し、挿入時点では泥や油脂等が付着していないこと、浮錆がないことを再度確認してから鋼管の挿入を行うものとする。

(2)　改良体中に挿入する鋼管１本当たりの長さは、空頭制限などの施工条件、3.5 に示した改良体の削孔方式（単管方式、二重管方式）に応じて検討する。単管削孔の場合はベースマシンの制限を受けないため空頭制限が主となって鋼管長が決まり、二重管削孔の場合はベースマシンのストローク長で鋼管長が決まる。施工条件やベースマシンの選定によって１本の長さ 1.5m・3.0m・6.0m の鋼管を使い分けることができる。



図-解 3.6.1　鋼管：鋼管径 216.3mm, L=1.5m

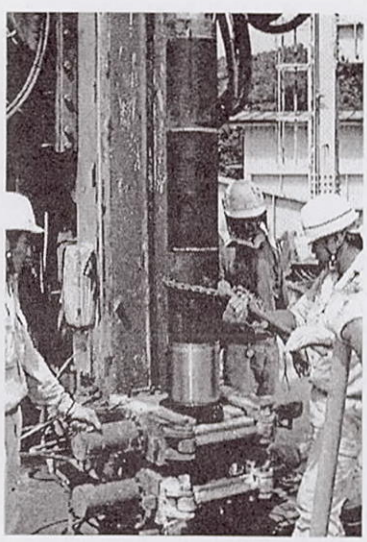


図-解 3.6.2　鋼管継手状況

(3) 鋼管は、カップラー式ネジ継手で接続することを標準とする。継手部の締め付けが不十分な場合、杭頭に伝達された軸力や曲げ応力に対して継手下方の鋼管への応力伝達が不十分になる恐れがあるため、ネジ継手部を十分締め付ける必要がある。2.1.2 に示したカップラー式ネジ継手は確実な接続ができるよう、工場出荷時に鋼管とカップラーにそれぞれ印（ポンチ）を示すことにより、それらが一致することによって接続完了の目安とすることができる。また、カップラー内部にメタルタッチを施すことにより、鋼管とカップラーが完全に接続された場合、それ以上ネジ部を回転させることができなくなっている。

(4) 鋼管の挿入は空頭高さ等の施工条件や改良体の削孔方式等に応じて、ベースマシンの補助ウインチ、小型クレーン等によって吊込み、挿入する（図-解 3.6.3）。

挿入時の鋼管は、スラントルール等によって鉛直性を管理し、鋼管の天端高さ、位置ずれ、傾斜を現場測量等によって確認するものとする。

挿入完了後の鋼管は、グラウト注入時等に位置ずれなどが生じないよう、簡易な固定治具によって杭頭を仮固定する。また、設計上の鋼管天端が地中部となる場合、ヤットコを使用し、グラウト注入完了後に取り外すものとする。ヤットコと鋼管の接続も、カップラー式ネジ継手によることを標準とし、継手部で応力が確実に伝達されるよう十分締め付けることとする。

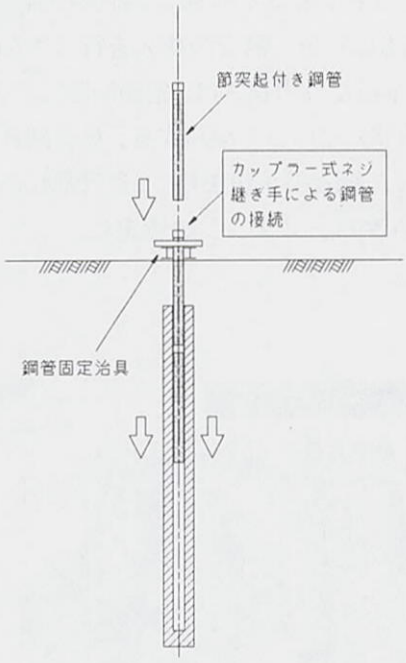


図-解 3.6.3 鋼管の挿入要領

（改良体削孔方式が単管削孔の場合）

3.7　グラウト注入

3.7.1　グラウトの配合

グラウトの配合は、設計基準強度および圧送・注入に関するワーカビリティを満足するよう設定するものとする。

【解説】

鋼管内に充填、改良体の削孔部に加圧注入するグラウト材には、ブリージングが少なく、高い流動性・浸透性、適度な粘性を有しており、かつ十分な強度・耐久性が求められる。ST マイクロパイルではこのような品質を確保するため、グラウト材はこれまでの施工実績も考慮し、水セメント比 W/C が 50%程度のセメントミルクを使用することを標準とした。

表-解 3.7.1 にグラウト（セメントミルク）の標準配合例を示す。

表-解 3.7.1　グラウト（セメントミルク）1m³ 当たりの標準配合例

設計基準強度 (N/mm²)	水セメント比 W/C (%)	セメント C (kg)	水　W (kg)	混和剤* (kg)
30	50	1,230	595	18

＊ セメントに対する混合率 1.5%、アルキルアリルスルホン酸塩類を主成分とした化学混和剤 （減水剤：標準型Ⅰ種）

3.7.2　グラウトの計量・練混ぜ

(1)　グラウトのプラント設備は、材料の計量、練混ぜ、圧送等の所定の能力を備えていることとする。
(2)　材料の計量は、所定の精度を満足する計量器により行うものとする。
(3)　グラウトの練混ぜは、所定の品質・コンシステンシーを満足し、均質になるまで行う。

【解説】

(1)　図-解 3.7.1 にグラウトのプラント配置例、図-解 3.7.2 にグラウト注入に関するフローを示す。グラウトミキサー、グラウトポンプ等のプラント設備は、練混ぜ能力、容量、圧送能力を備えている必要がある。グラウトミキサーは原則としてアジテートミキサーを使用し、1 バッチ分のグラウトの練混ぜが完全に終了してからアジテーターに移し、次バッチの練混ぜを行うものとする。

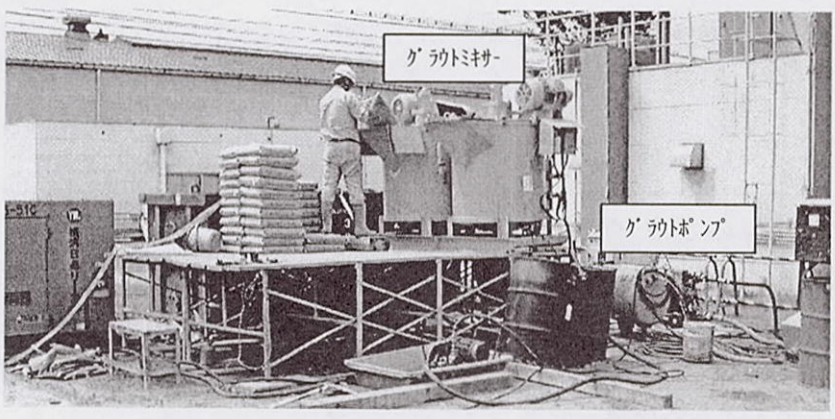


図-解 3.7.1　グラウト注入のプラント配置例

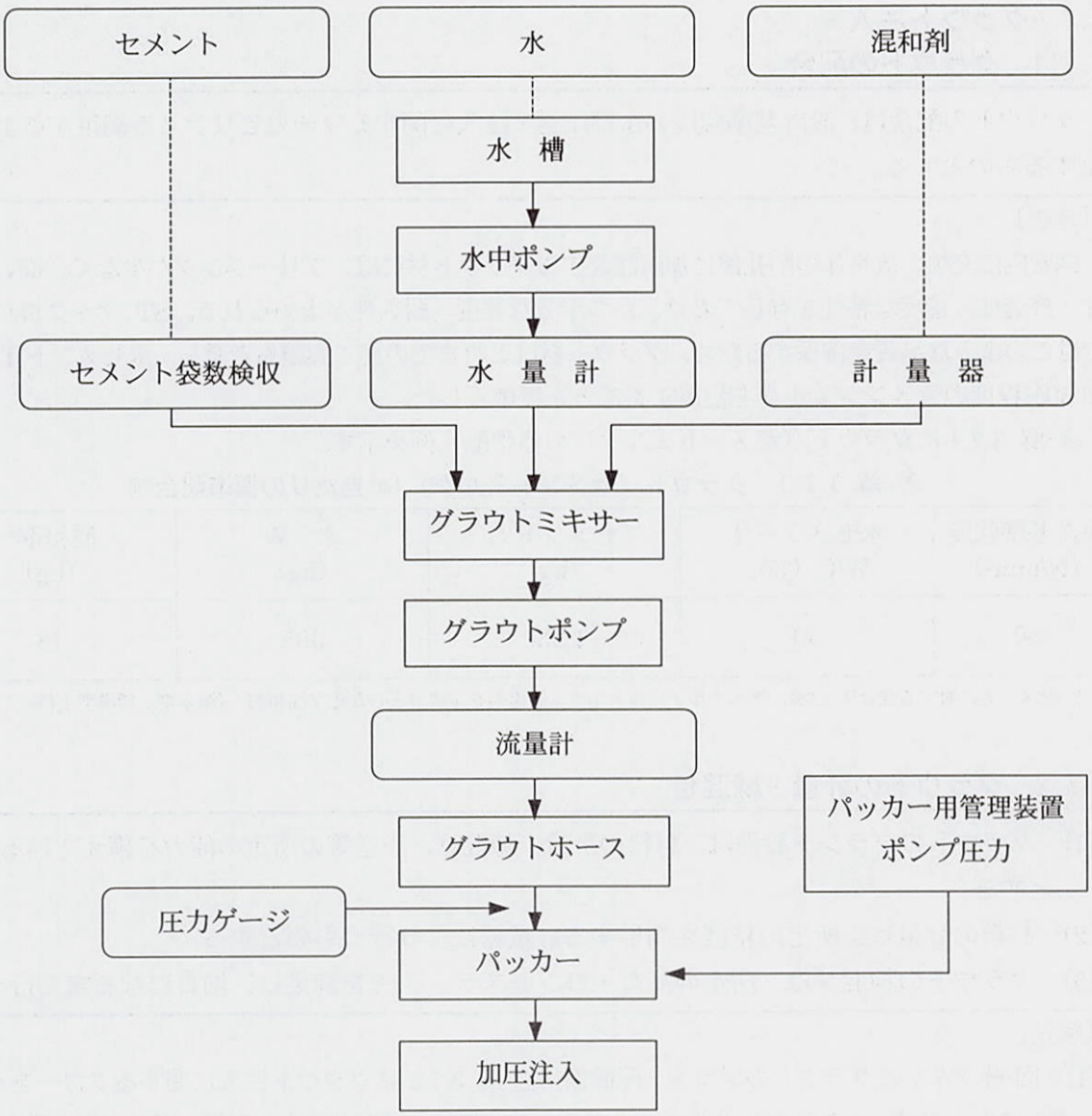


図-解 3.7.2　グラウト注入の材料・施工フロー

(2)　グラウト（セメントミルク）の材料計量は 3.7.1 で設定した配合に対して計量管理を行うものとする。

3.7.3　注入方式

ST マイクロパイルのグラウト注入方式は次に示すものとする。

(1)　グラウトの注入は、改良体の削孔部にグラウトを確実に加圧充填させるため、鋼管内に注入用パッカーを挿入した加圧注入方式により行うものとする。

(2)　鋼管には逆止弁構造となったノンリターンバルブを設置し、バルブを介して改良体の削孔部に加圧注入することを標準とする。

【解説】

(1) グラウト注入の目的は、鋼管内の充填により杭体の一部として荷重に抵抗させること、改良体の削孔部に加圧充填することにより、改良体へ鋼管を確実に定着させ、荷重伝達や杭の支持力機構を確保することである。一般に加圧注入の方式は鋼管口元でのケーシング加圧と地中部でのパッカー加圧が挙げられるが、ST マイクロパイルでは確実なグラウトの注入方法として、鋼管内に注入用パッカーを挿入した加圧注入方式によることを原則とした。

パッカーは図-解 3.7.3 に示すシングルパッカーを用いることを標準とする。パッカーはワイヤー入り特殊ゴムからなる部分をポンプ（パッカー用管理装置）により加圧膨張させることが出きる。シングルパッカーを用いた加圧注入では、パッカーゴム体を膨張させて鋼管内に栓をし、グラウトポンプの圧力によってパッカー先端口からグラウト流体を高圧吐出させるものとする。

(2) 改良体の削孔部へのグラウトの加圧充填は鋼管に設置したノンリターンバルブ（図-解 3.7.4）を介して注入する。ノンリターンバルブとは逆流防止弁構造となった特殊な注入孔（φ9mm）であり、鋼管に 1m 間隔で千鳥状に設置することを標準とする（図-解 3.7.5）。なお、バルブ加工により鋼管にわずかながら断面欠損が生じるため、杭の 1／β 範囲は鋼管に作用する曲げモーメントが大きいこと、自立した削孔壁の杭頭付近は注入状況も管理しやすいことから、1／β 範囲はバルブを設置しないものとする。

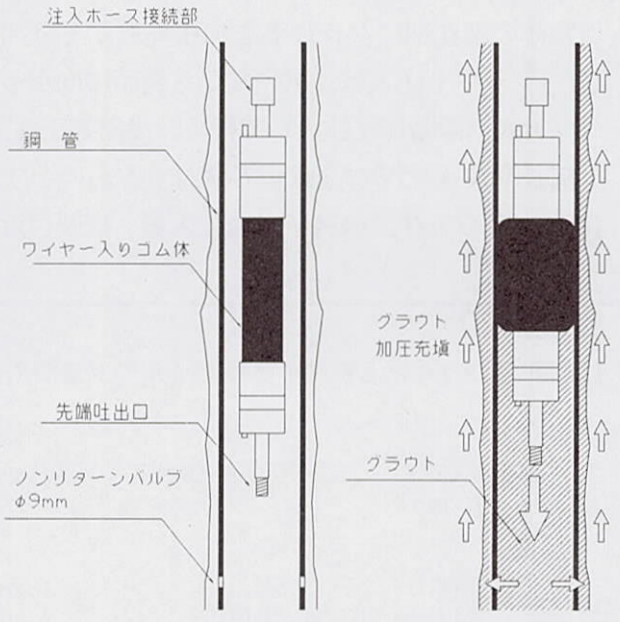
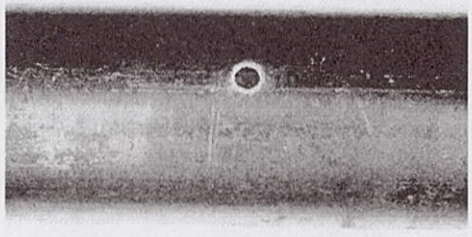


図-解 3.7.3　シングルパッカーによる加圧注入



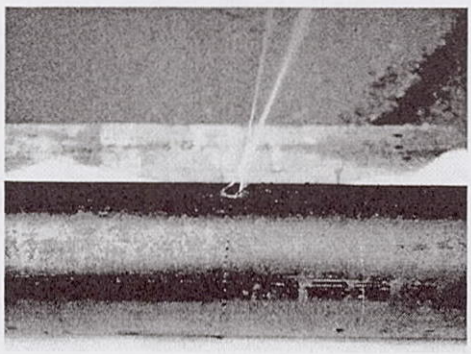


図-解 3.7.4　ノンリターンバルブ

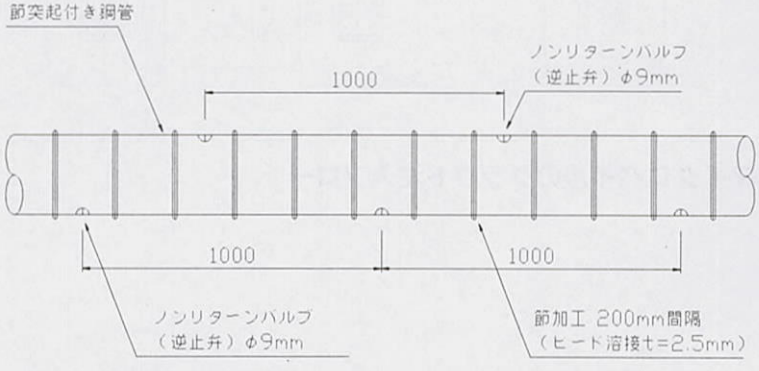


図-解 3.7.5　ノンリターンバルブの配置

3.7.4　注入方法

ST マイクロパイルのグラウト注入は以下に示す方法とする。

(1)　グラウトの一連の注入は、グラウトの流動性が失われないよう速やかに行うものとする。

(2)　グラウトの注入は、加圧注入を行う前に鋼管内にグラウトを低圧充填する「充填注入」、改良体の削孔部にグラウトを加圧充填する「加圧注入」を繰り返して行う。

(3)　グラウト注入は、杭先端から杭頭に向かって段階的にパッカーを移動させるステップアップ方式（段階加圧注入）で行う。段階加圧注入の深度方向の間隔は 2m 程度を標準とするが、杭長や注入状況も考慮して検討するものとする。

(4)　グラウト注入の終了は、注入量、杭頭付近から溢流するグラウト状況等から判断するものとする。

【解説】

(1) 図-解 3.7.6 に ST マイクロパイルのグラウト注入フローを示す。

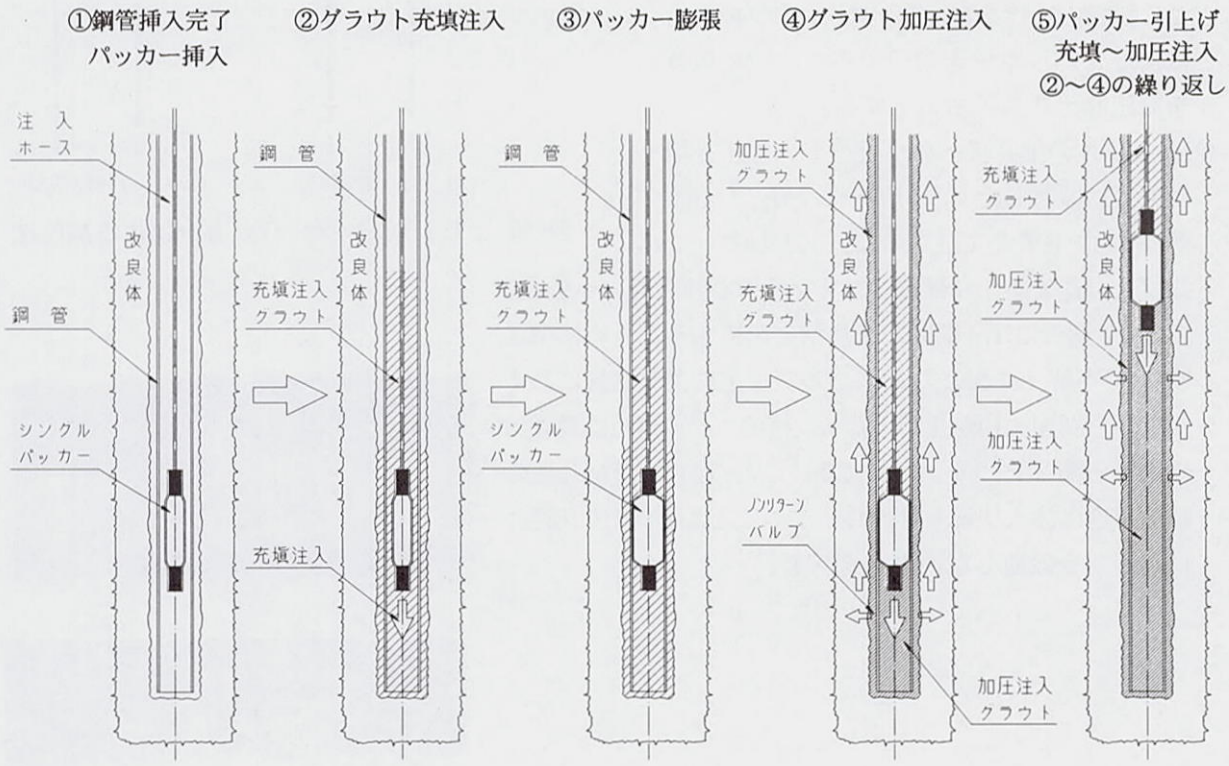


図-解 3.7.6　ST マイクロパイルのグラウト注入フロー

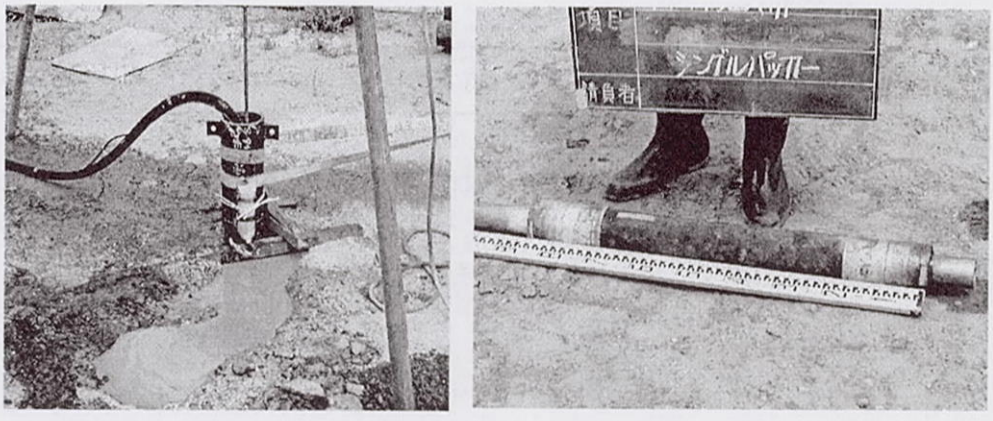


図-解 3.7.7　グラウト加圧注入状況

(2)　グラウトの注入は、加圧注入を行う前に鋼管内に低圧でグラウトを充填しておく「充填注入」、パッカーゴム体を膨張させて鋼管内に栓をし、改良体の削孔部に圧力を与えながらグラウトを加圧充填する「加圧注入」を繰り返して行う。ここで、充填注入はパッカーゴム体を収縮させた状態でグラウトを低圧充填するものであり、加圧注入を行う前にパッカーの位置より十分なグラウトの充填高さを確保するよう、鋼管内にグラウトを充填しておくものとする。

(3)　グラウト注入の手順としては、鋼管先端からパッカー先端の吐出口が 1m 程度になるよう鋼管内にパッカーを挿入し、グラウトの低圧充填（充填注入）した後、パッカーゴム体を膨張させ、グラウトの加圧注入を行う。この充填注入と加圧注入の組み合わせを、杭先端から杭頭に向かってパッカーを移動させながらステップアップ方式（段階加圧注入）で行うものとする。段階加圧注入の深度方向の間隔は 2m 程度を標準とするが、杭長や注入状況を考慮して適時検討するものとする。ST マイクロパイルにおけるグラウト注入は改良体削孔内での加圧注入のため、杭頭付近からグラウトが溢流し続けるような場合は注入間隔を広げてよい。

なお、ここではパッカーを用いた加圧注入を行うが、孔壁が自立した改良体の削孔部への充填であり、一般には注入中に大きな加圧力が生じることはない。また、周面摩擦力に依存する地盤に対しての加圧注入ではないことから、加圧力、加圧保持時間等の規定は特に設けないこととした。

(4)　グラウト注入の終了は、以下の項目を考慮して判断することとする。

1)　杭頭付近から溢流したグラウトの比重を測定し、プラントにおける比重と比較して±2%の範囲内であることを確認する。

2)　流量計によって測定した実施注入量と設計注入量とを比較し、実施注入量が上回っていることを確認する。

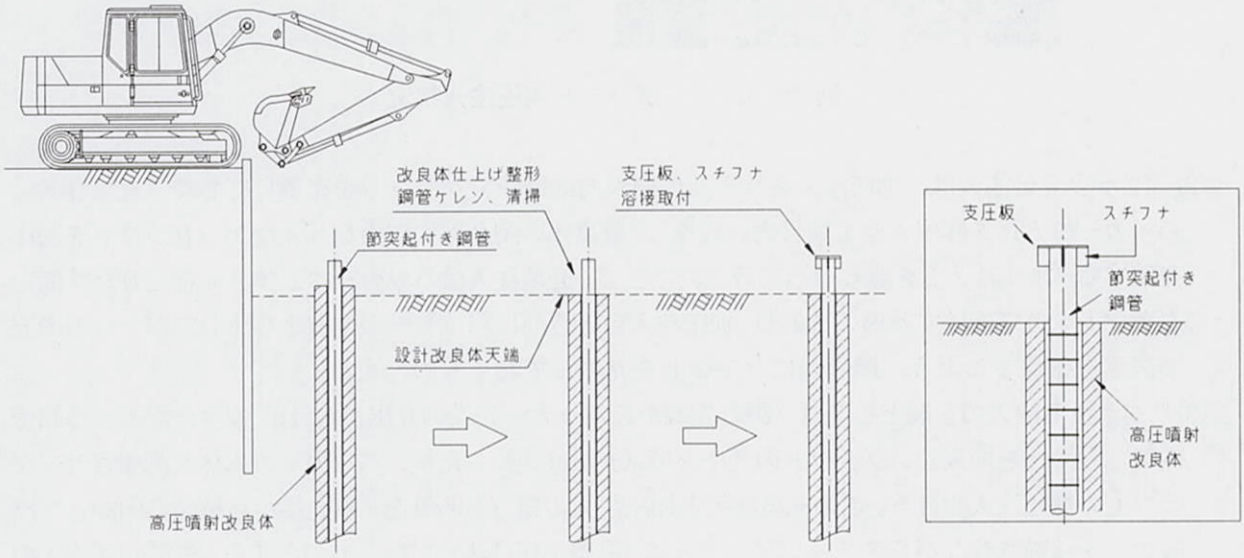
3.8　杭頭処理

杭頭結合部の処理は、設計図書に従って、杭本体を損傷させないよう適切に行うものとする。

【解説】

ST マイクロパイルの杭頭結合部の処理方法は、次に示す通りとする。

1)　杭頭結合部の施工は、図-解 3.8.1 に示すように構造物掘削の後、改良体の仕上げ整形、鋼管の清掃、支圧板およびスチフナの溶接を行うものとする。



①構造物掘削　　②改良体整形・鋼管清掃　③支圧板・スチフナ溶接

図-解 3.8.1　杭頭結合部の施工手順

2)　構造物掘削は、杭本体を損傷させないよう掘削するものとし、改良体周辺は人力にて慎重に掘削するものとする。

3)　改良体の造成は、施工性から一般には設計高さより余分の造成を行うが、杭頭の改良体を設計高さまで仕上げ整形する必要がある。改良体の整形は手ハンマ、ハンドブレーカ等によって行うが、このとき、改良体に縦ひび割れなどの損傷が発生しないよう慎重に小割り、整形作業を行うものとする。また、鋼管周面に付着したグラウトに関しても、ケレン器具等を用いて除去、清掃しなければならない。なお、鋼管と鋼管内のグラウトが均等に押込み荷重を負担できるよう、鋼管天端のグラウト面は鋼管面と同一高さに整形する。

4)　支圧板およびスチフナの取付けは鋼管周面の付着物を十分清掃した後、第Ⅱ部 6.7 に示すように現場溶接によって取り付けるものとする。なお、支圧板とスチフナの溶接に関しては、現地では上向き溶接となるため、あらかじめ別途の場所で支圧板とスチフナを溶接しておき、現地でスチフナと鋼管の溶接を行うものとする。また、現場溶接にあたっては各仕様書等に準じて溶接管理を行うものとする。

3.9　フーチング拡幅工

増しフーチングの施工は、設計図書、各仕様書、関係基準類に従って適切な施工を行うものとする。

【解説】

増しフーチングの形状は、第Ⅱ部 5.6 に示すように現場制約条件等によって異なるが、図-解 3.9.1 に上面増厚の一例を示す。上面増厚の場合、次のような手順で増しフーチングの施工が行われることがある。

① 既設フーチングのはつり、表面目粗し
② ずれ止め鉄筋、増しフーチング上鉄筋の設置
③ 増しフーチング下鉄筋の配筋、接続
④ 増しフーチング部の鉄筋組立,
⑤ 型枠の組立
⑥ コンクリートの打設,
⑦ 養生、型枠脱型
⑧フーチング形状検査
⑨ 埋戻し

増しフーチングの施工において新旧鉄筋を接続する場合、既設フーチングをはつり、既設鉄筋を露出させ所定の継手位置で切断するものとする。このとき、はつり後の既設フーチングに浮きがあるような部分は、新旧コンクリートの一体化に悪影響を及ぼすため完全に取り除く必要がある。

新旧鉄筋の接続は一般に機械継手あるいはエンクローズ溶接継手が用いられる。増しフーチングの鉄筋の配筋は、既設鉄筋位置およびマイクロパイルの配置も関係するため、機械継手のほか、比較的接続時の自由度があるエンクローズ溶接継手等も適時採用することが望ましい。

増しフーチングの上鉄筋を既設橋脚に定着させる場合、既設コンクリートをコア穿孔し樹脂アンカーで定着させる場合がある。この場合、既設橋脚の鉄筋位置を確認はつりなどで事前に確認し、コア穿孔時に既設鉄筋を切断しないよう注意する必要がある。

④～⑨の施工は一般の新設基礎と同様に、設計図書、各仕様書、関係基準類に従い、適切な施工を行うものとする。

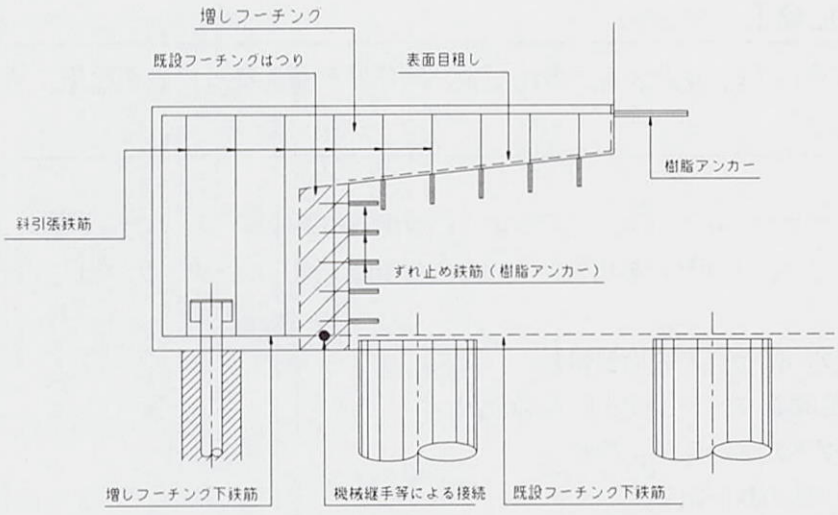


図-解 3.9.1　増しフーチングの施工例（上面増厚）

［参考文献］

1)　NIJ 研究会：GTM 工法 高圧噴射攪拌工法技術資料，2001.6.

2)　久慈、渡邊、八田、小竹、木下：地下水の豊富な転石・玉石・砂礫地盤における高圧噴射攪拌地盤改良の施工例，第 34 回地盤工学研究発表会，1999. 7.

4章　施工管理

4.1　施工管理項目

ST マイクロパイルの施工においては、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】

ＳＴマイクロパイル工法の施工管理項目を表-解 4.1.1 に示す。

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
削　孔	削孔位置	杭芯位置の管理	杭芯位置とビット先端位置のずれ量をスケールで測定管理	鋼管径の±1/4 以内	据付時
	削孔角度	削孔角度の管理	マストの角度計、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	削孔中随時
	削孔状況	中間層・先端支持層の土質、深度確認	土質柱状図、深度と削孔排土状況、削孔時の抵抗等との対比確認	設計書	削孔中随時
	削孔深度	削孔長の管理	ロッド検尺・残尺による測定管理	設計値以上	杭全数
改良体造　成	プレカット状況	速度、流量、圧力の管理	ロッド前進速度、流量、吐出圧力を管理計器によって設定管理	3.4.2 による設定値	ﾌﾟﾚｶｯﾄ中随時
	造成状況	排泥状況の確認	排泥状況（排泥量、流出程度等）の目視確認	目視確認	造成中随時
		速度、流量、圧力の管理	ロッド引上速度、流量、吐出圧力を管理計器によって設定管理	3.4.2 による設定値	造成中随時
	造成深度・造成長	造成長の管理	ロッド検尺・残尺による測定管理	設計値以上	造成完了時杭全数
	硬化材吐出量	硬化材吐出量の管理	流量計による測定	設計計算量以上	造成完了時杭全数
	造成完了後	改良体造成径の管理	杭頭処理時に、メジャー等により杭頭の改良体造成径を測定管理	設計値以上	杭全数
改良体削　孔	削孔位置	削孔位置の管理	杭芯位置とビット先端位置のずれ量をスケールで測定管理	鋼管径の±1/4 以内	削孔開始前
	削孔角度	削孔角度の管理	マストの角度計、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	削孔時随時
	削孔深度	削孔長の管理	ロッド検尺・残尺およびロッド引抜後の検尺テープによる測定管理	設計値以上	杭全数
鋼　管挿　入	鋼管接続時	鋼管継手部の締付け度管理	カップラー式ネジ継手接続時の締付け度を目視確認	目視確認	鋼管接続全箇所
	鋼管の挿入・建込み精度	鋼管平面位置の管理	トランシット等により平面的な位置ずれを測定管理	鋼管径の±1/4 以内	杭全数
		鋼管傾斜の管理	スラントルール、測量器具等によって鋼管の傾斜を測定管理	±1 度以内	杭全数
		鋼管天端高さの管理	レベル測量によって鋼管の天端高さを測定管理	±50mm	杭全数
グラウト注入	注入状況	注入圧力の測定確認	圧力ゲージによるグラウト加圧注入時の圧力測定、確認	参考データとして目視確認	注入時随時
	注入完了時	溢流グラウトの比重管理	杭頭付近から溢流したグラウトの比重をマッドバランス等で測定	練混比重±2%	注入完了時杭全数
		注入量管理	流量計による測定	設計計算量以上	注入完了時杭全数

出来形管理	杭頭位置	鋼管位置の管理	杭頭のずれ量をスケールで測定管理	鋼管径の±1/4 以内	打設完了時杭全数
	杭頭高さ	鋼管の天端高さ	レベル測量によって鋼管の天端高さを測定管理	±50mm	打設完了時杭全数
	杭頭角度	鋼管の傾斜角度	スラントルール、測量器具等によって鋼管の傾斜を測定管理	±1 度以内	打設完了時杭全数

4.2 品質管理

4.2.1 鋼 材

鋼管、支圧板およびスチフナとして用いる鋼材の品質確認は、品質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】

鋼管および支圧板、スチフナの鋼製品は、メーカーから発行された品質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、各仕様書に基づき外径、肉厚、長さ、ビード溶接間隔等の寸法を管理するとともに、局部的な変形や錆等がないことを確認することとする。

4.2.2 硬化材

高圧噴射攪拌に用いる硬化材の材料は、品質検査証明書によって品質を確認するとともに、現場練混ぜ時には物理特性などの必要な項目について品質管理を行うものとする。

【解説】

1) 高圧噴射攪拌の硬化材として用いるセメント、混和剤は、メーカーから発行された品質検査証明書によってその成分、品質を確認するものとする。また、現場搬入時に乱袋や湿りがないことを確認し、湿気による強度劣化がないよう保管することとする。

2) 現場練混ぜ時の硬化材の品質管理項目を表-解 4.2.1 に示す。なお、原位置における改良体の品質は試験施工を行ったうえでコアボーリング等により改良体の連続性、圧縮強度等を確認することが望ましい。

表-解 4.2.1 硬化材練混ぜ時の品質管理項目

管理項目	試験項目	測定方法	管理基準	測定頻度
計 量	材料計量管理	水量計、セメント袋数、計量計 等	水、セメント：±1% 混和剤 ：±3%	1 回／1 バッチ
物理特性	比重管理	比重測定器（マッドバランス等）	設計計算比重の±4%	1 回／杭 1 本
塩分含有量	塩分量管理	ドライケミストリー法	塩化物イオン量 0.3kg／m³ 以下	1 回／杭 1 本
強 度	プラントスラリーの圧縮強度試験	プラントからの試料採取、一軸圧縮試験	参考データ	1 回／杭 1 本
	原位置改良体の圧縮強度	必要に応じてコアボーリングによる試料採取、一軸圧縮試験	設計値	監督員との協議

4.2.3　グラウト

注入に用いるグラウトの材料は、品質検査証明書によって品質を確認するとともに、現場練混ぜ時には物理特性、流動性などの必要な項目について品質管理を行うものとする。

【解説】

1)　グラウト材として用いるセメント、混和剤は、メーカーから発行された品質検査証明書によってその成分、品質を確認するものとする。また、現場搬入時に乱袋や湿りがないことを確認し、湿気による強度劣化がないよう保管することとする。

2)　現場練混ぜ時のグラウト材の品質管理項目を表-解 4.2.2 に示す。

表-解 4.2.2　グラウト練混ぜ時の品質管理項目

管理項目	試験項目	測定方法	管理基準	測定頻度
計　量	材料計量管理	水量計、セメント袋数、計量計　等	水、セメント：±1% 混和剤　　：±3%	1回／1バッチ
流動性	フロー値管理	P漏斗試験	13±3秒	1回／杭1本
ブリージング水	ブリージング率	メスシリンダー、グラウト試験用ビニル袋等	ブリージング率3％（3時間後）	1回／杭1本
物理特性	比重管理	比重測定器（マッドバランス）等	設計計算比重の±4%	1回／杭1本
塩分含有量	塩分量管理	ドライケミストリー法	塩化物イオン量 0.3kg／m^3以下	1回／杭1本
強　度	プラントスラリーの圧縮強度試験	プラントからの試料採取、一軸圧縮試験	設計基準強度 30N/mm^2	1回／杭1本

4.3　杭の支持力確認

ＳＴマイクロパイルの施工に際しては、支持力を確認するため、次のいずれかを実施することを原則とする。

1)　試験杭を施工し、ＳＴマイクロパイルの施工性の確認および杭の載荷試験を行う。

2)　本杭を利用した載荷試験により設計支持力を確認する。

ただし、施工地点における施工性が十分に把握され、かつ、地質調査により支持力の推定が容易である場合には省略してもよい。

【解説】

本マニュアルは、ＳＴマイクロパイルにおけるこれまでの研究成果を踏まえ、既設基礎の耐震補強に用いる場合の設計・施工法をとりまとめたものである。しかし、現在（平成 14 年 9 月）のところ、ＳＴマイクロパイル工法は比較的新しい工法であり、その施工実績は少ない。

そこで、ＳＴマイクロパイルが耐震補強工法としての性能を有することを確認するため、当面、載荷試験を実施し、支持力を確認することを原則とした。

載荷試験の実施にあたっては、試験杭を施工し、第二限界抵抗力まで載荷して、その地盤における杭の挙動を把握することが望ましいが、工期、施工工程、経済性等の理由により、載荷試験の実施が困難な場合には、本杭を利用した設計支持力の確認でもよいものとした。載荷試験にあたっては、その試験方法は地盤工学会基準[1]に準じるものとする。計測項目は、杭頭における荷重と変位量を必須項目とし、必要に応じ、杭体ひずみ等を計測するのが望ましい。なお、試験本数は、総打設本数、工事規模等を考慮して決定するものとする。写真-解 4.1.1 に本杭を用いた鉛直載荷試験の例を示す。ただし、施工地点における施工性が十分に把握されており、かつ、土質調査により支持力の推定が容易である場合には、載荷試験による支持力確認を省略してもよい。

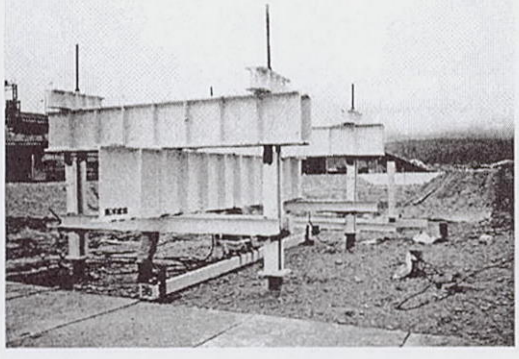


写真-解 4.1.1 押込み試験状況

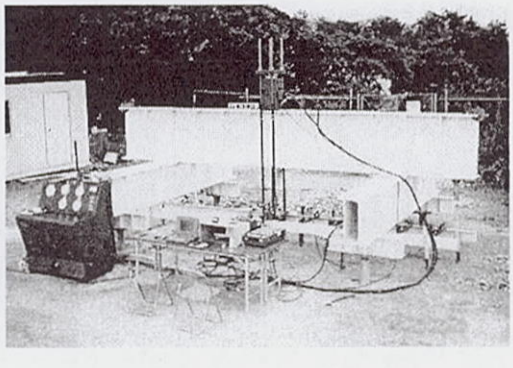


写真-解 4.1.2 引抜き試験状況

4.4　工程管理

ST マイクロパイルの施工においては、計画工程と進捗状況とを常に対比し、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、準備作業から杭の打設完了、資機材搬出までを含めた工程表を作製し、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、要因配置、仮設備、資材調達、施工機械・設備等の能力等を検討し、全体工程が円滑に進行できるよう調整する必要がある。

4.5　安全管理

ST マイクロパイルの施工においては、労働安全衛生法等の関連法令を遵守し、安全確保に努めなければならない。

【解説】

施工においては、労働安全衛生法等の関連法令を遵守し、安全確保に努めなければならない。以下に主な事項を示す。

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

4.6　環境保全

ST マイクロパイルの施工においては、環境保全に関する関連法規等を遵守して施工しなければならない。

【解説】

1) 騒音・振動に関する事項

ST マイクロパイルの施工において、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。ST マイクロパイル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どうかは、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。ST マイクロパイルはロータリー方式の削孔・造成のため、施工中に発生する騒音・振動レベルは比較的小さいが、家屋の密集度、公共施設（学校、病院、図書館等）の隣接度等によっては、現地での騒音・振動の測定結果を基に、防音シート養生等の対策を講じることも必要である。

2) 産業廃棄物の処理

改良体造成時に発生する排泥、削孔土等に関しては、廃棄物処理法等の産業廃棄物に関する関連法規を遵守し、適切な方法で処理しなければならない。

3) 施工中の周辺へ与える影響

ST マイクロパイルの施工においては、補強の対象となる既設構造物が近接した施工となることや、周辺に家屋・工場等の構造物が近接する場合がある。したがって、既設構造物や周辺構造物の近接度や重要度に応じて、施工中の影響がないか動態観測を行うものとする。なお、一般的に高圧噴射攪拌工法は狭隘地や既設構造物直近で多くの施工実績を有しており、近接施工に適用されている。ただし、構造物の近接度や地盤条件によってはガイドホール管を設置するなど、高圧噴射攪拌時にスムーズに土中圧力・排泥を地上に排出することに留意する必要がある。

改良体造成時に発生する排泥に関しては、周辺に流出することがないよう、3.4.7 の排泥処理方法に応じて、打設地点でバキューム処理するか、現場内にピットを設けてサンドポンプで排送するものとする。

4.7 施工記録

ST マイクロパイルの施工にあたり、各杭について必要な事項を記載した施工記録および各種試験結果を記録・整理し、提出するものとする。

【解説】

施工記録は、杭施工の記録を全ての杭について記録し、適切な施工管理を行うものである。施工記録には以下の項目等を記載し、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) 杭番号
7) 設計杭諸元（改良体造成径、改良体削孔径、改良長、鋼管径、鋼管肉厚、鋼管長、鋼管材質　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、削孔、改良体造成、改良体削孔、グラウト注入　等）
10) 中間層の土質、先端支持層の記録（到達深度　等）
11) 杭長施工記録（改良体先端位置、鋼管先端位置、改良体天端位置、鋼管天端位置　等）
12) 改良体施工記録（引上げ速度、吐出流量、吐出圧力、造成時間、総吐出量　等）
13) グラウト注入施工記録（加圧力、注入時間、総注入量　等）
14) 品質管理試験結果（硬化材、グラウトに関する各試験結果、品質検査証明書　等）
15) 施工中に生じた特殊な状況とその対策
16) その他必要事項

［参考文献］

1) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験・同解説，2002. 5.

参　考　資　料

参考資料１　設計計算例

１．概　要

ST マイクロパイルによる既設橋梁基礎の耐震補強について、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]を引用した。

なお、本既設基礎の周辺地盤は地震時に液状化が発生するが、ここでは、ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の設計モデルを示すこと主な目的としているため、非液状化時を対象とした場合に必要な杭諸元、レベル１およびレベル２地震時に対する詳細な設計モデル、照査結果等を主に示すこととした。液状化時に必要な杭諸元や照査結果については、報告書[2]を参照されたい。

２．既設基礎の設計条件

2.1　構造条件

本設計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

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：26.0m

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 形橋脚）、矩形断面 2.30m×1.70m

基　　礎：打込み PC 杭 φ600mm

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

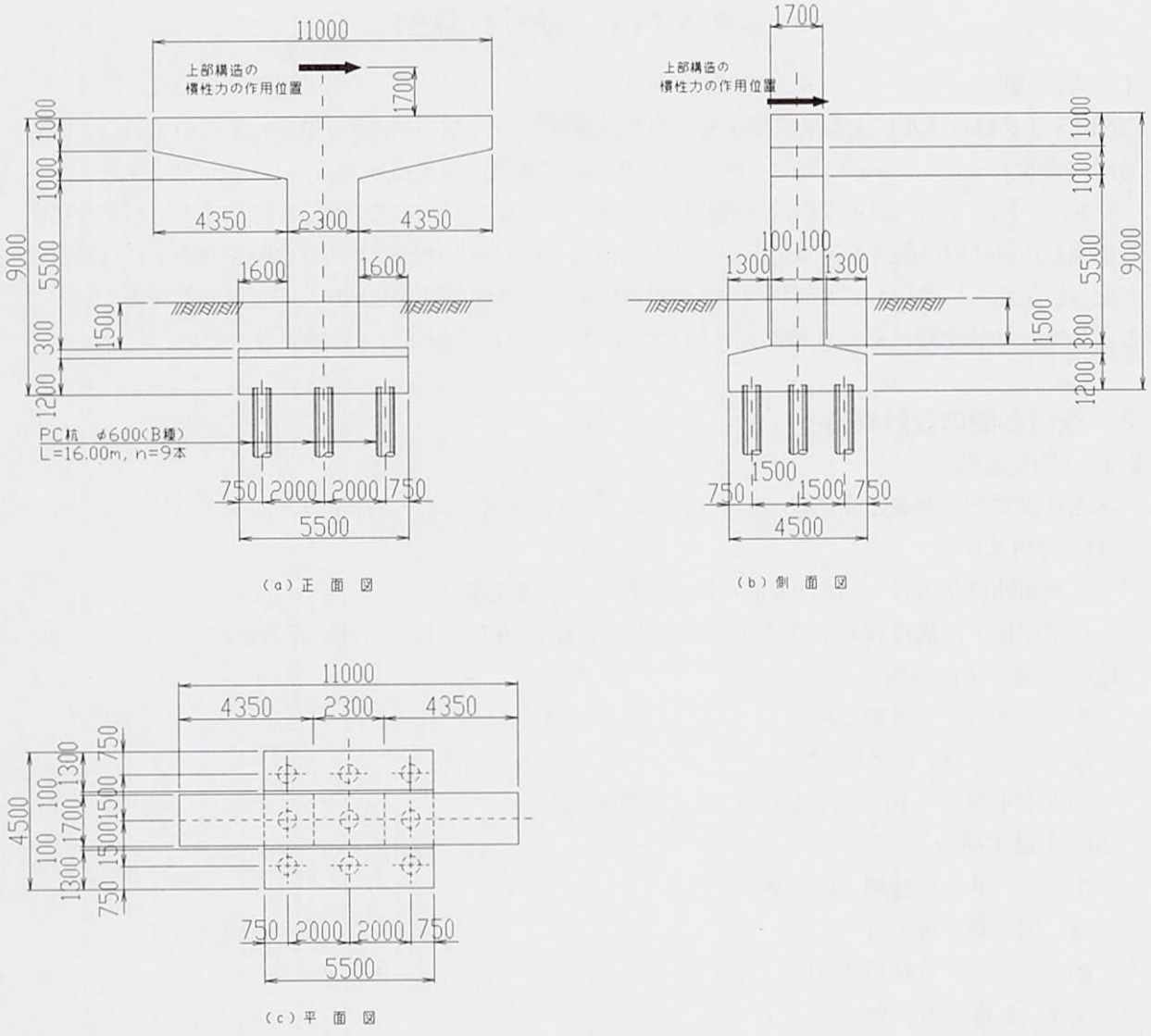
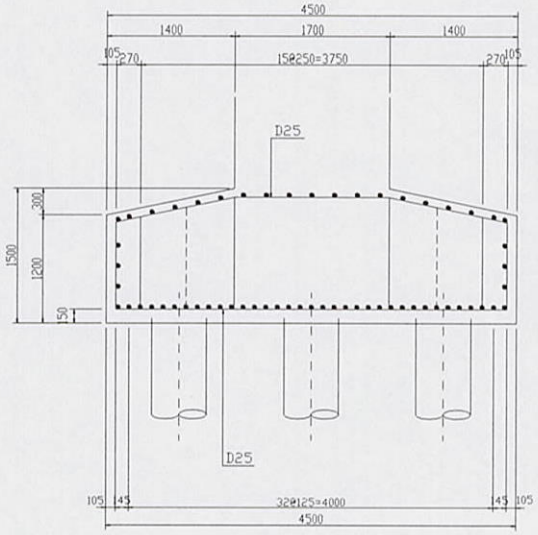
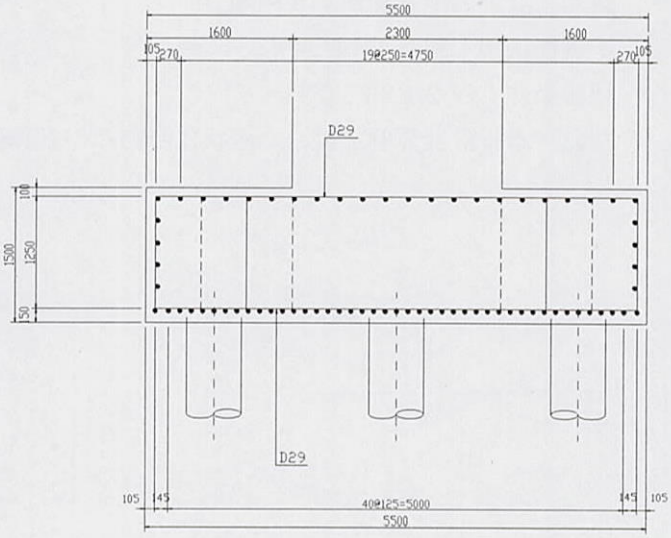


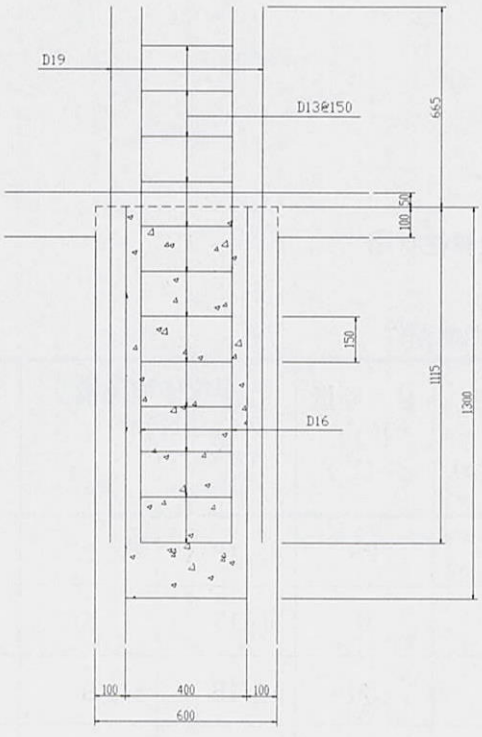
図-2.1.1　設計対象とする既設橋梁基礎



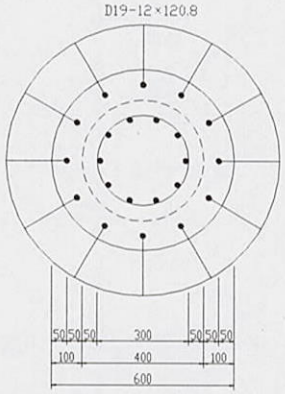
（ａ）フーチング側面鉄筋配置



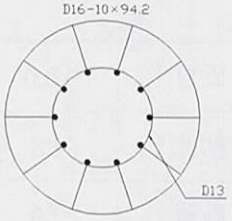
（ｂ）フーチング正面鉄筋配置



（ｃ）杭頭補強



（ｄ）杭頭鉄筋配置



（ｅ）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-2.1.3 に示す。

地盤条件：表-2.1.2 に示す。

なお、本設計計算例では、非液状化時のみの計算例を示す。

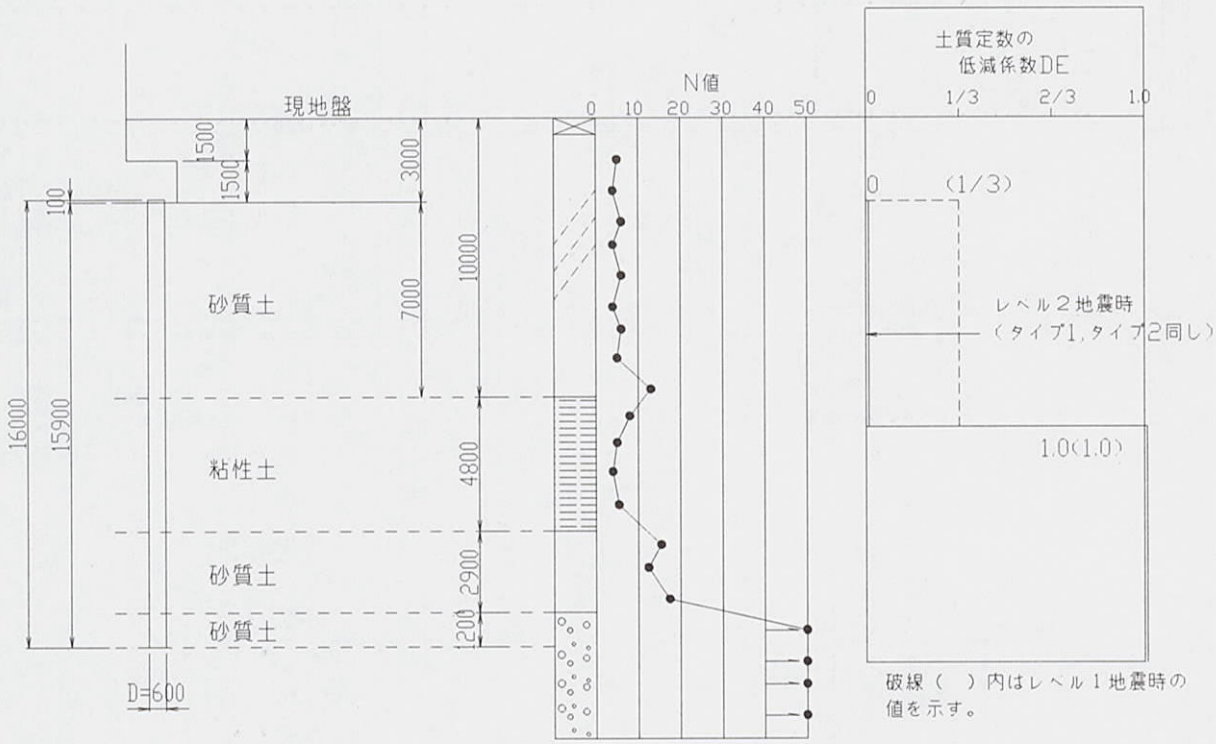


図-2.1.3　土質柱状図

表-2.1.2　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) ※
						γs	$\gamma s'$	
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．既設基礎のレベル２地震時の照査

3.1　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-3.1.1 に示す。

表-3.1.1　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地震動の設計水平震度	タイプⅠ		k_{hc}	－	0.85	0.85
	タイプⅡ		k_{hc}	－	1.75	1.75
上部構造物重量			W_U	kN	3,283	3,283
橋脚躯体重量			W_P	kN	1,264	1,264
等価重量			W	kN	3,915	3,915
橋脚の終局水平耐力（タイプⅡ）			P_u	kN	2,960	3,205
橋脚基部の曲げ耐力照査	タイプⅠ	作用力	$k_{he}\cdot W$	kN	2,195	2,195
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960	3,205
	タイプⅡ	作用力	$k_{he}\cdot W$	kN	2,626	2,705
		地震時保有水平耐力	P_a	kN	2,960	3,205
基礎の照査に用いる設計水平震度			$k_{hp}=c_{dF}P_u/W$	－	0.83	0.90

レベル２地震時の照査に用いるフーチング底面中心における作用外力を表-3.1.2、表-3.1.3 に示す。

表-3.1.2　レベル２地震時のフーチング底面における作用外力（橋軸方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	k_{hp}	0.83	2,725	9.00	24,524
橋脚躯体　W_P	1,288	k_{hp}	0.83	1,069	6.53	6,980
フーチング　W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂　W_S	601	－	－	－	－	－
合　　計	6,047	－	－	4,406	－	31,938

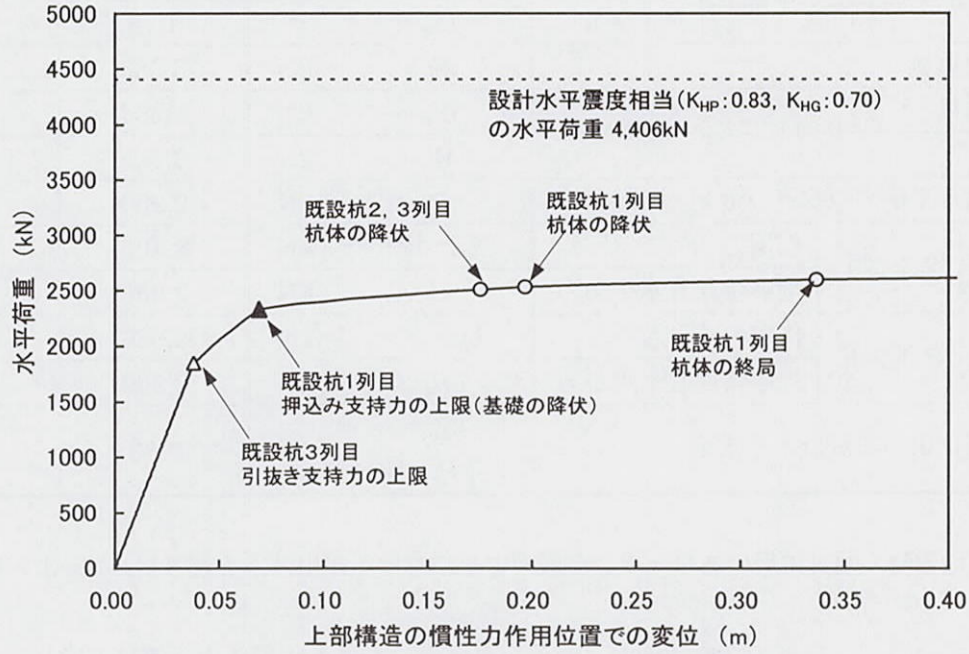
表-3.1.3　レベル２地震時のフーチング底面における作用外力（橋軸直角方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	k_{hp}	0.90	2,955	10.70	31,615
橋脚躯体　W_P	1,288	k_{hp}	0.90	1,159	6.53	7,568
フーチング　W_F	875	k_{hg}	0.70	612	0.71	435
上載土砂　W_S	601	－	－	－	－	－
合　　計	6,047	－	－	4,726	－	39,618

3.2　レベル２地震時の照査結果

レベル２地震時（非液状化時）の既設基礎の照査結果は、図-3.2.1～図-3.2.2 に示すとおりである。橋軸方向、橋軸直角方向とも、設計水平水震度（k_{hp} , k_{hg} ）に相当する水平荷重が作用する前に基礎の降伏に達しており、基礎の水平耐力が不足している。

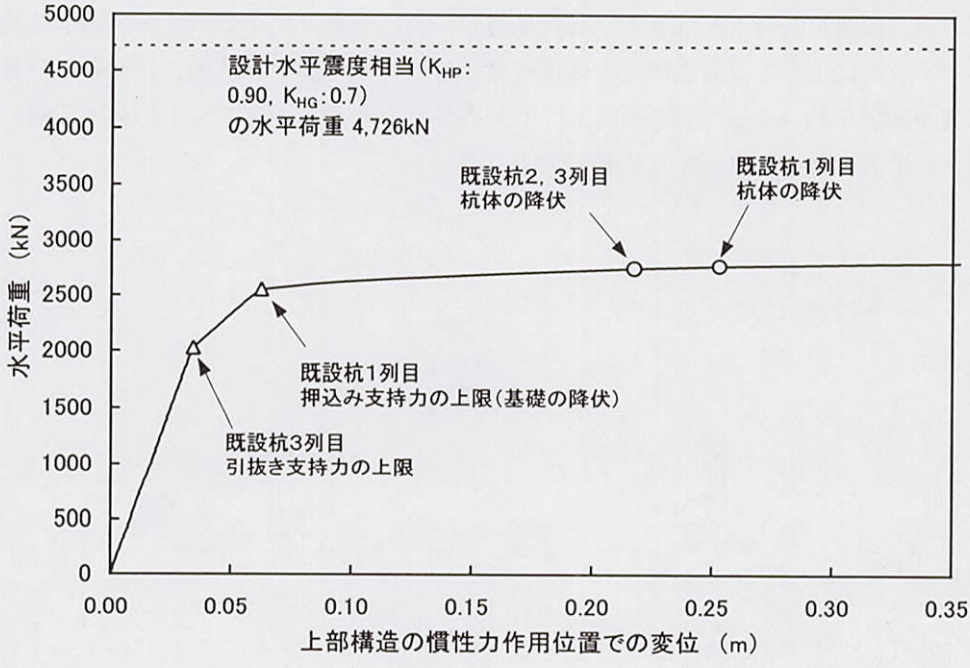
(1)　橋軸方向



水平震度	水平荷重（kN）	杭頭における水平変位（mm）	フーチングの回転角（rad）	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）	杭基礎の状態
0.376	1,850	8.6	0.003241	0.038	既設杭３列目（最後列） 引抜き支持力の上限値に達した
0.475	2,335	14.3	0.006071	0.069	既設杭１列目（最前列） 押込み支持力の上限値（基礎の降伏）
0.510	2,511	30.8	0.016043	0.175	既設杭2,3 列目 杭体の降伏に達した
0.515	2,533	34.1	0.018078	0.197	既設杭１列目（最前列） 杭体の降伏に達した
0.528	2,599	55.9	0.031201	0.337	既設杭１列目（最前列） 杭体の終局に達した
0.533	2,622	74.8	0.042249	0.455	既設杭2,3 列目 杭体の終局に達した

図-3.2.1　慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係（橋軸方向）

(2) 橋軸直角方向



水平震度	水平荷重（kN）	杭頭における水平変位（mm）	フーチングの回転角（rad）	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）	杭基礎の状態
0.413	2,032	8.1	0.002425	0.034	既設杭３列目（最後列） 引抜き支持力の上限値に達した
0.519	2,552	13.3	0.004584	0.062	既設杭１列目（最前列） 押込み支持力の上限値（基礎の降伏）
0.557	2,741	37.7	0.016797	0.217	既設杭2,3 列目 杭体の降伏に達した
0.562	2,765	43.3	0.019592	0.253	既設杭１列目（最前列） 杭体の降伏に達した
0.576	2,835	85.5	0.040205	0.516	既設杭１列目（最前列） 杭体の終局に達した
0.581	2,859	118.9	0.056487	0.723	既設杭2,3 列目 杭体の終局に達した

図-3.2.2　慣性力～上部構造慣性力作用位置での水平変位関係（橋軸直角方向）

4．既設基礎の補強設計

4.1　補強方法

既設基礎の補強概要を図-4.1.1 に示す。既設基礎の周囲に ST マイクロパイルを増し杭として打設し、増しフーチングによって既設基礎と一体化させ、基礎の水平耐力を増加させるものである。本計算例では、空頭制限が約 4.5m（橋脚梁直下）であるが、小型のベースマシンによって施工が可能である。表-4.1.1 に ST マイクロパイルの杭諸元を示す。

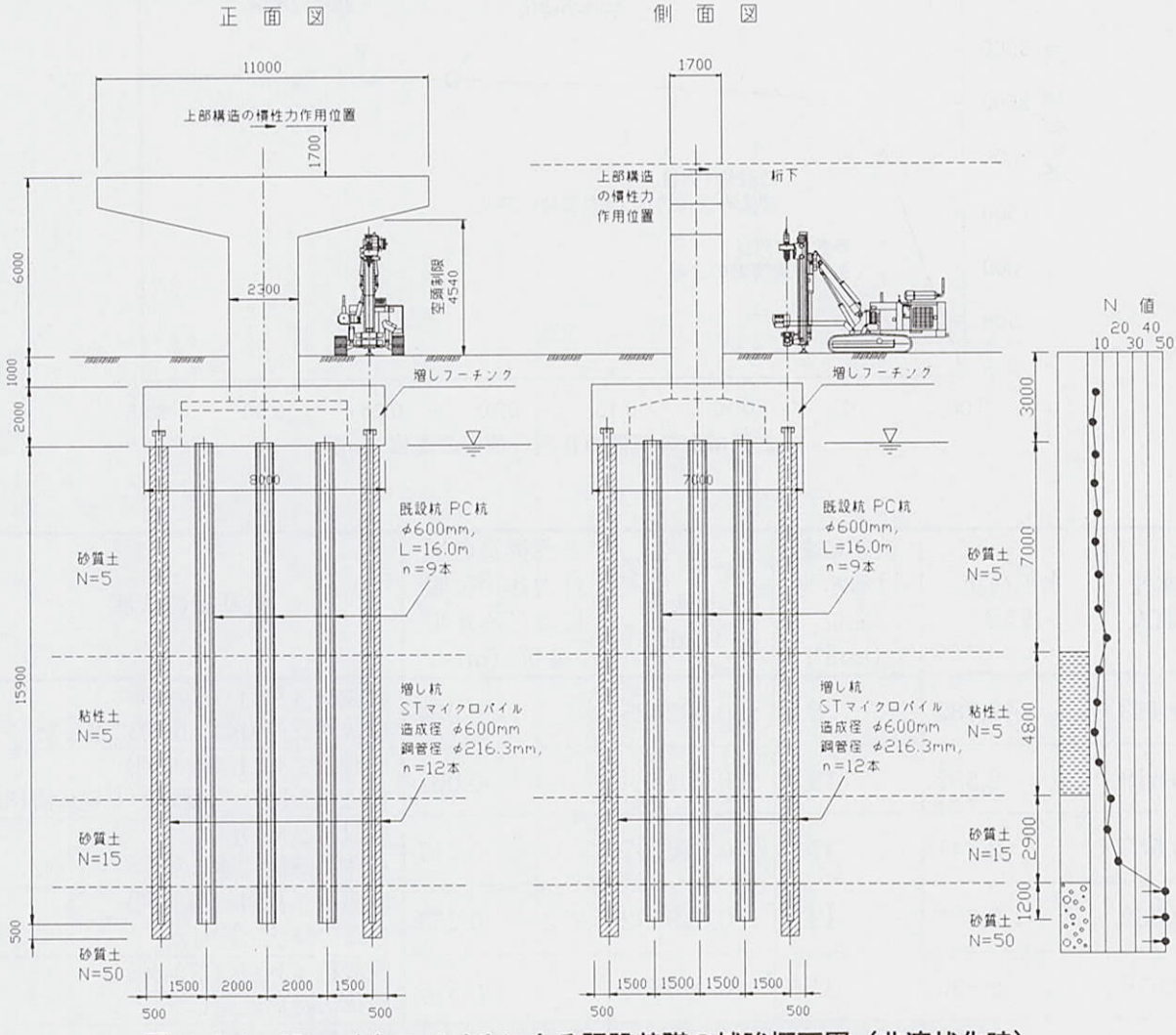


図-4.1.1　ST マイクロパイルによる既設基礎の補強概要図（非液状化時）

表-4.1.1　ST マイクロパイルの諸元

項　目		内　容
杭諸元		杭長 L = 16.9m，杭本数 n =12 本、支圧板による杭頭結合
改良体	改良体造成径	D_c = 600mm
	改良体強度	砂質土 q_u =4N/mm²，粘性土 q_u =2N/mm²，支持層 q_u =10N/mm²
鋼　管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590，鋼管径 D_s =216.3mm，肉厚 t =12.0mm
	節加工	節突起加工間隔 p =200mm，節突起高さ h =2.5mm
グラウト		グラウト設計基準強度 σ_{gk} =30N/mm²，グラウト体の外径 D_g =254mm

4.2　補強設計の主な仮定条件

(1)　ST マイクロパイルの配置

本計算例においては、用地境界等の制約はないものとし、既設杭と ST マイクロパイルの杭中心間隔はそれぞれの杭径（STMP は改良体造成径 D_c 600mm）の 2.5 倍の杭間隔をとるものとした。また、それぞれの杭間隔は杭径の 2.5 倍の間隔を確保しているため、群杭の影響（レベル 1 地震時における水平方向地盤反力係数の低減や群杭としての支持力照査）は無視するものとした。

(2)　増しフーチング

本計算例においては、フーチング土被りに対する制約はないものとし、上面増厚とした。

(3)　荷重分担

本計算例においては、既設杭は健全なものとして荷重分担を設定する。ここでは、フーチング底面に作用する荷重のうち、地震によって生じる水平力およびモーメントは既設杭と ST マイクロパイルが分担し、鉛直荷重については荷重の載荷順序を考慮して次のように設定した（図-4.2.1 参照）。

・既設構造死荷重 V_D（上部構造重量 V_1、橋脚重量 V_2、既設フーチング重量 V_3）は既設杭が負担する。

・補強によって増加する死荷重△V_D（増しフーチング重量 V_4、上載土砂重量 V_5）は、既設杭と ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 Kv の比率で分担する。

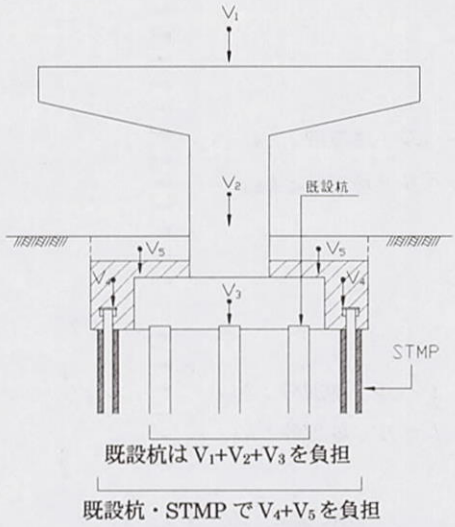


図-4.2.1　鉛直死荷重の荷重分担

(4)　レベル 2 地震時の計算手法

補強基礎の平面図を図-4.2.2 に示す。本計算例においては、既設杭径（600mm）と ST マイクロパイルの改良体水平地盤抵抗幅 D'（350mm）の比が 1.7 であり、レベル 2 地震時における水平地盤反力度の上限値の比率に関しては、道示Ⅳに基づいて設定することとした。

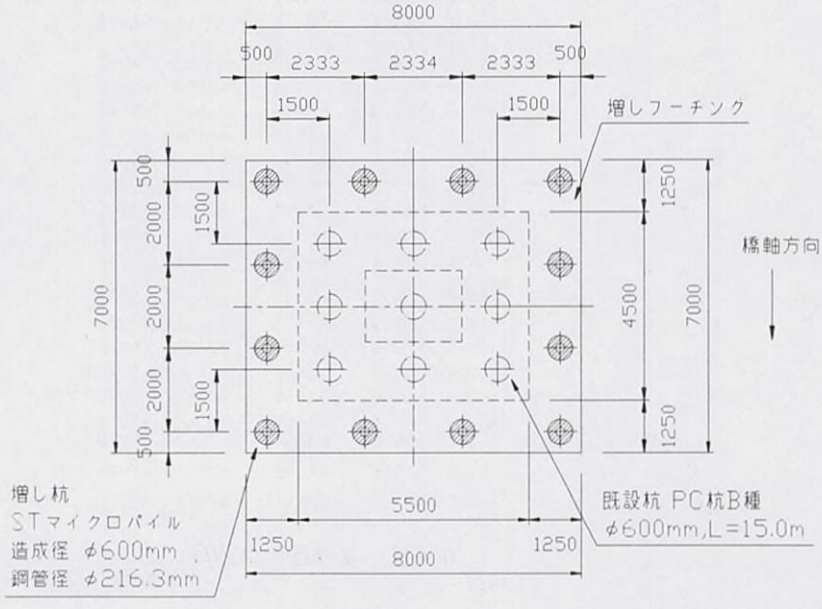


図-4.2.2　補強基礎の杭配置図

4.3 解析モデル

(1) 構造解析モデル

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の構造解析モデルは、レベル１地震時、レベル２地震時とも、図-4.1.4 に示すようにフーチングを剛体として杭～ラーメンモデルを用いた。

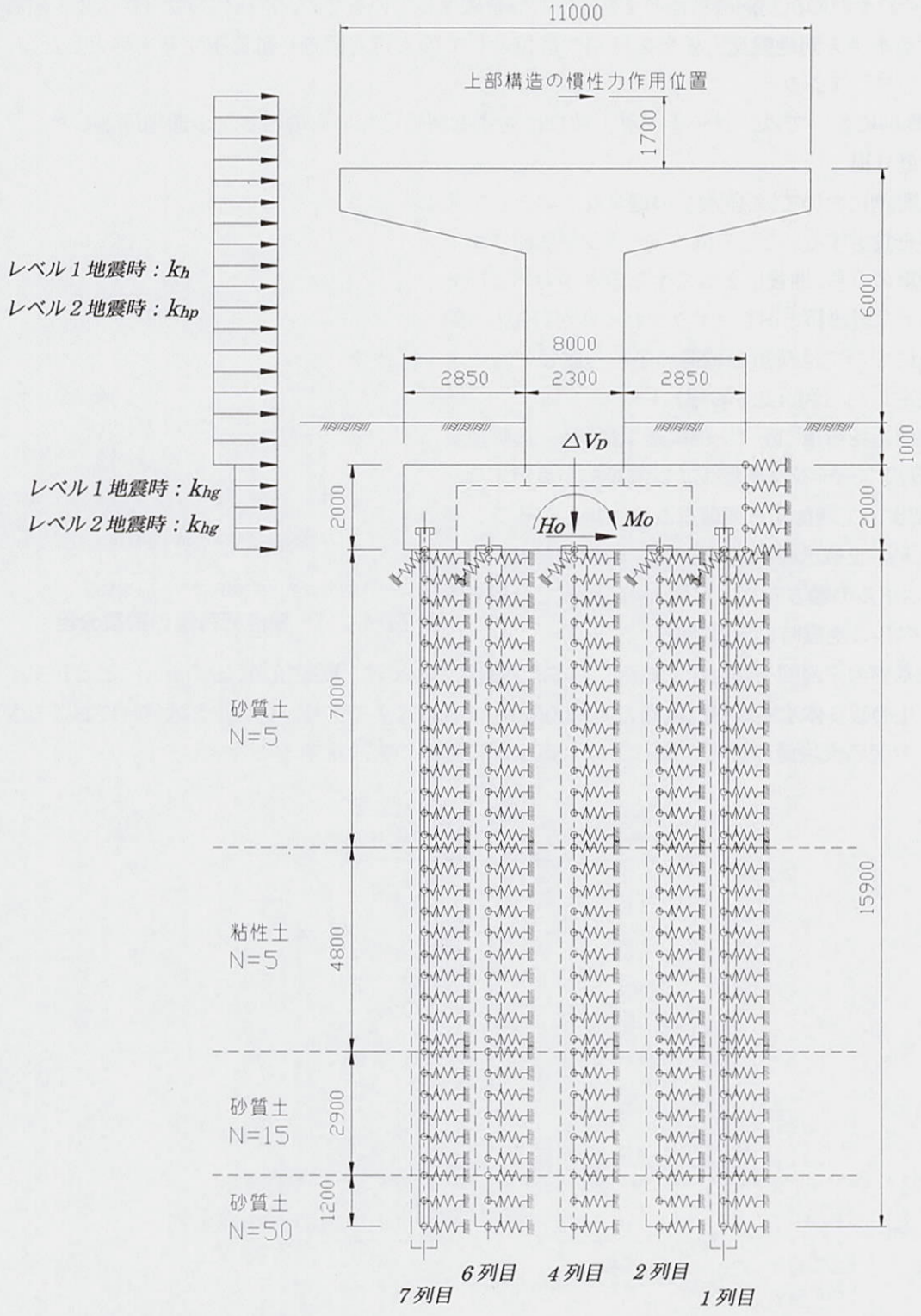


図-4.1.4 ST マイクロパイルにより補強した杭基礎の解析モデル

(2)　フーチングの剛体判定

構造解析においてはフーチングを剛体として取り扱うが、フーチングの剛体判定は、道示Ⅳを準用し、以下のように検討した。

$$\beta \lambda \leqq 1.0 \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k_p}{Eh^3}} \quad \cdots\cdots (4.3.2)$$

k_p　：換算地盤反力係数（kN/m³）で式（4.3.3）により求める。

E　：フーチングコンクリートのヤング係数（kN/m²）

h　：フーチングの厚さ（m）

$$k_p = \frac{\Sigma Kv_1 + \Sigma Kv_2}{DB} \quad \cdots\cdots (4.3.3)$$

Kv_1：既設杭１本の軸方向バネ定数（kN/m）

Kv_2：STマイクロパイル１本の軸方向バネ定数（kN/m）

D：フーチングの幅（m）

B：フーチングの奥行き（m）

$$k_p = \frac{309{,}940 \times 9 + 113{,}410 \times 12}{8.0 \times 7.0} = 74{,}114\,(\mathrm{kN/m^3})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \times 74{,}114}{2.35 \times 10^7 \times \times 2.0^3}} = 0.185\ (\mathrm{m^{-1}})$$

$\lambda = 2.85$（m）

$\beta \lambda = 0.185 \times 2.85 = 0.528 \leqq 1.0$

以上により、フーチングは剛体として判定される。

4.4　補強基礎のレベル１地震時の照査

4.4.1　作用荷重

フーチング底面における作用荷重を表-4.4.1（橋軸方向）、表-4.4.2（橋軸直角方向）に示す。

表-4.4.1　補強基礎のフーチング底面における作用外力（レベル１地震時：橋軸方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	k_h	0.25	821	9.00	7,387
橋脚躯体　W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング　W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	1.00	700
上載土砂　W_S	938	－	－	－	－	－
合　　計	8,260	－	－	1,830	－	10,168

表-4.4.2　補強基礎のフーチング底面における作用外力（レベル１地震時：橋軸直角方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造　W_U	3,283	k_h	0.25	821	10.70	8,782
橋脚躯体　W_P	1,239	k_h	0.25	310	6.72	2,081
フーチング　W_F	2,800	k_{hg}	0.25	700	0.71	700
上載土砂　W_S	938	－	－	－	－	－
合　　計	8,260	－	－	1,830	－	11,563

荷重分担を考慮した作用外力の集計を表-4.4.3 に示す。実際の構造解析においては、既設杭およびSTマイクロパイルが共同で負担する荷重（$\triangle V_D, Ho, Mo$）をフーチング底面に作用させて各杭の杭頭反力等を算出し、既設構造死荷重 V_D による既設杭の杭頭反力を別途求めておいて、合算して既設杭の杭頭反力を算出している。

表-4.4.3　補強基礎のフーチング底面における作用外力の集計（レベル１地震時）

		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重　V_D（kN）		5,446	5,446
既設杭および ST マイクロパイルで負担する作用荷重	鉛直荷重 $\triangle V_D$（kN）	2,814	2,814
	水平荷重　Ho（kN）	1,830	1,830
	曲げモーメント　Mo（kN・m）	10,168	11,563

注）　$Vo = V_D + \triangle V_D$

V_D　：既設構造の死荷重（上部構造重量＋橋脚重量＋既設フーチング重量）

$\triangle V_D$：増しフーチング重量と上載土砂による鉛直荷重の増分

4.4.2　既設杭の設計定数

(1)　既設杭の諸元

既設 PC 杭の諸元を表-4.4.4 に示す。

表-4.4.4　既設 PC 杭の諸元

杭　　種		打込み PC 杭　φ600（B 種）	
杭　　長		16.0m	
杭　本　数		9 本	
杭　　径		0.6m（コンクリート厚 0.1m）	
杭　体	コンクリート設計基準強度 σ_{ck}	50N/mm²	
	PC 鋼線	φ9mm,26 本　A_p =1,654mm²	
	有効プレストレス σ_{ce}	8.1 N/mm²	
	スパイラル筋	φ4mm,ctc110mm	
	杭体内補強鉄筋	D19：12 本（SD295）	
	中詰めコンクリート設計基準強度 σ_{ck}	21N/mm²	フーチング底面～1.2m 区間
	中詰め補強鉄筋	D16：10 本（SD295）	
設計定数	換算断面積 A_e	0.157 m²	
	換算断面係数 Z_e	1.7985×10 $^{-2}$ m³	
	換算断面 2 次モーメント I_e	5.3955 ×10 $^{-3}$ m⁴	

(2)　許容応力度

既設 PC 杭の杭体の許容応力度を表-4.4.5 に示す。

表-4.4.5　既設 PC 杭の各許容応力度

照査位置	許容応力度の種類	記号	単位	常　時	レベル 1 地震時
杭頭部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm²	17	25
	鉄筋の許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm²	180	270
地中部	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm²	17	25
	コンクリートの許容曲げ引張応力度	σ_{ca}'	N/mm²	－	5

注）PC 杭のコンクリートの各許容応力度は、参考資料 [1] により設定した。

(3) 許容支持力

既設 PC 杭の軸方向許容支持力を表-4.4.6 に示す。

表-4.4.6 既設 PC 杭の軸方向許容支持力

		記号	単位	常　時	レベル 1 地震時
許容押込み支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	R_u	kN	2,829	
	安全率	n		3	2
	許容支持力	R_a	kN	931	1,396
許容引抜き支持力	地盤から決まる杭の極限支持力	P_u	kN	794	
	安全率	n		6	3
	許容支持力	P_a	kN	169	302

(4) 水平方向地盤反力係数

既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数を表-4.4.7 に示す。

表-4.4.7 既設 PC 杭の水平方向地盤反力係数

層番号	土　質	層厚（m）	水平方向地盤反力係数 k_H （kN/m³）	
			常　時	レベル 1 地震時
第 1 層	砂質土	7.0	15,320	30,630
第 2 層	粘性土	4.8	15,320	30,630
第 3 層	砂質土	2.9	45,950	91,900
第 4 層	砂質土	1.2	153,170	306,340

(5) 軸方向バネ定数

既設 PC 杭の軸方向バネ定数を表-4.4.8 に示す。

表-4.4.8 既設 PC 杭の軸方向バネ定数

	常　時	地震時
軸方向バネ定数 K_V （kN/m）	309,940	309,940

4.4.3 STマイクロパイルの設計定数

(1) STマイクロパイルの諸元

STマイクロパイルの諸元を表-4.4.9に示す。

表-4.4.9 STマイクロパイルの諸元

杭長		L=16.9m（鋼管根入れ長 15.9m）
杭本数		12本
改良体	改良体造成径	改良体造成径 D_c =600mm
	改良体強度	砂質土 q_u =4N/mm², 粘性土 q_u =2N/mm², 支持層 q_u =10N/mm²
鋼管	鋼管諸元	高張力鋼管 STKT590, 鋼管径 D_s =216.3mm, 肉厚 t =12.0mm
	節加工	ビード溶接による節突起加工 節加工間隔 p =200mm、節高さ h =2.5mm
	鋼管設計定数（腐食しろ 1mm 考慮）	ヤング係数 E = 2.0×10^{5} N/mm² 断面積 A = 7.026×10^{-3} m², 断面係数 Z = 3.397×10^{-4} m³, 断面2次モーメント I = 3.640×10^{-5} m⁴, 曲げ剛性 EI = 7,281kN・m²
グラウト	グラウト強度	設計基準強度 30N/mm²
	削孔径	グラウト体の外径 D_g =254mm
杭頭結合方法		支圧板方式による杭頭固定結合

(2) 許容応力度

STマイクロパイルの杭体の許容応力度を表-4.4.10に示す。

表-4.4.10 STマイクロパイルの杭体の許容応力度

大別	応力度の種類	単位	許容応力度		備考
			常時	レベル1 地震時	
鋼管（高張力鋼管 STKT590）	許容引張応力度	N/mm²	255	380	第Ⅱ部 表-4.3.1 参照
	許容圧縮応力度	N/mm²	255	380	
	許容せん断応力度	N/mm²	145	215	

(3) ST マイクロパイルの許容支持力の算定

1) 極限押込み支持力の推定

① 極限押込み支持力 R_u の推定

地盤から決まる杭の極限押込み支持力は、式（4.4.1）によって推定する。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \cdots\cdots (4.4.1)$$

ここに、

R_u ：地盤から決まる杭の極限押込み支持力（kN）

q_d ：改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m²）

ここに、支持層が砂礫地盤であるため q_d =2,500 kN/m² とする。

A_c ：改良体先端面積（m²）= $\pi D_c{}^2/4$ = $0.6^2 \times \pi / 4 = 0.283$m²

D_c ：改良体造成径（m） =0.6m

U_c ：改良体の周長（m） =0.6×π =1.885m

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

ただし、杭頭から 1/β 範囲は周面摩擦抵抗を無視することとし、第 1 層目の層厚 L_1 は 7.0m − 1.5m = 5.5m とする（常時の 1/β=1.350m、地震時の 1/β =1.135m より、周面摩擦抵抗を無視する範囲を簡便に 1.5m と統一した）。

τ_{ci} ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

ここに、 砂質土 $\tau_{ci}=5N$（≦200）

粘性土 τ_{ci} = c または $10N$（≦150）

表-4.4.11 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-4.4.11 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L_i (m)	平均 N 値 $\overline{N}$	周面摩擦力度 τ_{ci} (kN/m²)	$L_i\tau_{ci}$ (kN/m)	U_c (m)	$U_cL_i\tau_{ci}$ (kN)
1 層目	砂質土	5.5	5	25	138	1.885	259
2 層目	粘性土	4.8	5	30	144	1.885	271
3 層目	砂質土	2.9	15	75	218	1.885	410
4 層目	砂質土	1.2	50	200	240	1.885	452
	計	14.4					1,393

したがって、杭の極限押込み支持力 R_u は、以下のように推定される。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} = 2{,}500\text{kN/m}^2 \times 0.283\text{m}^2 + 1{,}393\text{kN} = 2{,}100\text{kN}$$

②極限押込み支持力に対する杭各部の耐力照査

杭頭に作用する軸方向荷重に対して鋼管と改良体が一体化抵抗するよう、極限押込み支持力に対する杭各部の耐力照査（節突起付き鋼管の付着耐力、グラウトと改良体間のせん断耐力）を行う。

a) 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

$$R_{FU} = \sum \tau_{fi} \times L_i \times U_s \quad \cdots\cdots (4.4.2)$$

ここに、

R_{FU} ：節突起付き鋼管の付着耐力（kN）

U_s ：鋼管の周長（m）$= D_s \times \pi = 0.2163 \times \pi = 0.680$m

D_s ：鋼管径（m）$= 0.2163$m

L_i ：周面摩擦抵抗を考慮する層厚（m）

τ_{fi} ：各層の鋼管の最大付着応力度（kN/m²）

$$\tau_{fi} = \left(275\frac{h}{p} + 9\right) \times \sqrt{q_{ui}} \quad \cdots\cdots (4.4.3)$$

h ：節突起高さ（m）$= 0.0025$m

p ：節加工間隔（m）$= 0.2$m

q_{ui} ：各層の改良体の一軸圧縮強度（kN/m²）

表-4.4.12 に節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} の計算結果を示す。

表-4.4.12 節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}

	土質	層厚 L_i(m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m²)	鋼管の最大付着応力度 τ_{fi} (kN/m²)	鋼管の周長 U_s (m)	$\tau_{fi} L_i U_s$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	787	0.680	2,943
2層目	粘性土	4.8	2,000	556	0.680	1,815
3層目	砂質土	2.9	4,000	787	0.680	1,552
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,244	0.680	1,015
	計	14.4				7,325

したがって、節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU} は、7,325kN と推定される。

b) グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

$$R_{GU} = U_g \sum L_i \tau_{g\,i} \quad \cdots\cdots (4.4.4)$$

ここに、

R_{GU} ：グラウトと改良体間のせん断耐力（kN）

U_g ：グラウト体の周長（m） $= D_g \times \pi = 0.254 \times \pi = 0.798$m

D_g ：グラウト体外径（改良体削孔径）（m）=0.254m

L_i ：周面摩擦抵抗を考慮する層厚（m）

τ_{gi} ：各層でのグラウトと改良体間の最大せん断強度（kN/m²）

$$\tau_{gi} = 1/8 \times q_{ui} \quad \cdots\cdots (4.4.5)$$

q_{ui} ：各層の改良体の一軸圧縮強度（kN/m²）

表-4.4.13 にグラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} の計算結果を示す。

表-4.4.13 グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}

	土質	層厚 L_i(m)	改良体一軸圧縮強度 q_{ui} (kN/m²)	改良体の最大せん断強度 τ_{gi} (kN/m²)	グラウトの周長 U_g (m)	$\tau_{gi} L_i U_g$ (kN)
1層目	砂質土	5.5	4,000	500	0.798	2,195
2層目	粘性土	4.8	2,000	250	0.798	958
3層目	砂質土	2.9	4,000	500	0.798	1,157
4層目	砂質土	1.2	10,000	1,250	0.798	1,197
	計	14.4				5,507

したがって、グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU} は、5,507kN と推定される。

c) 極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査

極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果を表-4.4.14 に示す。杭各部の耐力は極限押込み支持力を上回る結果となっている。

表-4.4.14 極限押込み支持力 R_u に対する杭各部の耐力照査結果

項　目	単　位	値	適　用
地盤から決まる極限押込み支持力 R_u	kN	2,100	
節突起付き鋼管の付着耐力 R_{FU}	kN	7,325	$R_{FU} > R_u$
グラウトと改良体間のせん断耐力 R_{GU}	kN	5,507	$R_{GU} > R_u$

2) 極限引抜き支持力の推定

地盤から決まる杭の極限引抜き支持力は、式（4.4.6）によって推定する。

$$P_u = U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \cdots\cdots (4.4.6)$$

P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き支持力（kN）

U_c ：改良体の周長（m）＝0.6×π ＝1.885m

D_c ：改良体造成径（m）＝0.6m

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

τ_{ci} ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

地盤から決まる極限引抜き支持力は、周面摩擦抵抗の合計であり、表-4.4.10 より 1,393kN と推定される。

3) 許容支持力の算定

①許容押込み支持力 R_a の算定

許容押込み支持力は、式（4.4.7）によって算定する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \quad \cdots\cdots (4.4.7)$$

ここに、

R_a ：杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力（kN）

n ：安全率（常時：３，レベル１地震時：２）

γ ：極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数（支持力推定式のため 1.0）

R_u ：地盤から決まる杭の極限押込み支持力（kN） ＝2,100kN

ST マイクロパイルの許容押込み支持力 R_a を表-4.4.15 に示す。

表-4.4.15 ST マイクロパイルの許容押込み支持力 R_a

	極限支持力 R_u (kN)	安全率 n	補正係数 γ	許容押込み支持力 R_a (kN)
常 時	2,100	3	1.0	700
レベル１地震時		2		1,050

②許容引抜き支持力P_aの算定

許容引抜き支持力は、式（4.4.8）によって算定する。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \cdots\cdots (4.4.8)$$

ここに、

P_a　：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力（kN）

n　：安全率（常時：6，レベル１地震時：3）

P_u　：地盤から決まる杭の極限引抜き支持力（kN）＝1,393kN

W　：杭の有効重量（kN）＝48kN

STマイクロパイルの許容引抜き支持力P_aを表-4.4.16に示す。

表-4.4.16　STマイクロパイルの許容引抜き支持力P_a

	極限支持力 P_u（kN）	杭の有効重量 W（kN）	安全率 n	許容引抜き支持力 P_a（kN）
常　時	1,393	48	6	280
レベル１地震時		48	3	512

(3)　水平方向地盤反力係数k_H　の算定

水平方向地盤反力係数は以下のように算出する。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (4.4.9)$$

ここに、

k_H　：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0}　$= \frac{1}{0.3}\alpha E_0$（kN/m³）

E_0　：設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）で、ここでは、N 値から推定する。

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数で、N値から変形係数E_0 を推定するため、常時1、地震時２とする。

B_H　：荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅（m）で、$\sqrt{D'／\beta}$とする。

D'　：改良体の水平地盤抵抗幅（水平抵抗に関する計算上の杭径）（m）で、第Ⅱ部 表-解 6.3.2 よりD'=0.350m とする。

$1／\beta$　：水平抵抗に関与する地盤の深さ（m）

β　：杭の特性値　$\sqrt[4]{\frac{k_H D'}{4EI}}$（m⁻¹）

EI　：鋼管の曲げ剛性で、7,281（kN・m²）

STマイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-4.4.17に示す。

表-4.4.17　STマイクロパイルの水平方向地盤反力係数

層番号	土　質	層厚（m）	水平方向地盤反力係数k_H（kN/m³）	
			常　時	地震時
第1層	砂質土	7.0	50,118	100,236
第2層	粘性土	4.8	50,118	100,236
第3層	砂質土	2.9	150,353	300,706
第4層	砂質土	1.2	501,176	1,002,352

(4) STマイクロパイルの軸方向バネ定数K_Vの推定

軸方向バネ定数は、式（4.4.10）によって推定する。

$$K_V = a\frac{AE}{L} \quad \cdots\cdots (4.4.10)$$

ここに、

K_V　：杭の軸方向バネ定数（kN/m）

A　：鋼管の有効断面積　7.026×10^{-3}（m²）

E　：鋼管のヤング係数　2.0×10^{8}（kN/m²）

L　：鋼管の根入れ長　15.9（m）

a　：以下により算出する（第Ⅱ部 式（解 6.4.2））。

$$a = 0.0165(L/D_s) + 0.0704 = 0.0165\times73.5 + 0.0704 = 1.283$$

L：鋼管の根入れ長　15.9（m），　D_s：鋼管径　0.2163（m）

したがって、$K_V = 1.283\times\dfrac{7.026\times10^{-3}\ \times\ 2.0\times10^{8}}{15.9} = 113{,}410$（kN/m）となる。

4.4.4　レベル１地震時の照査結果

(1)　安定照査結果

ST マイクロパイルにより補強した杭基礎のレベル１地震時の安定照査結果を表-4.4.18 に示す。既設杭および ST マイクロパイルに発生する杭頭反力および水平変位は、各許容値以内である。

表-4.4.18　レベル１地震時の補強基礎の安定照査結果

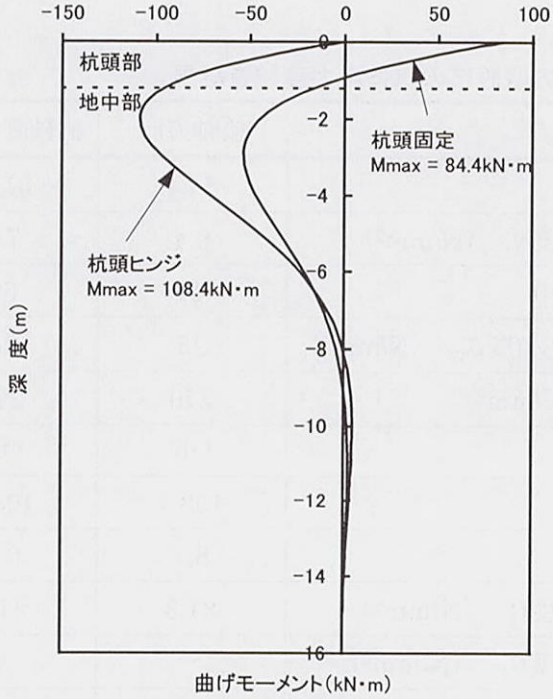
項　　目	記号	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			既設杭	STMP	既設杭	STMP
軸方向押込み力 *1	P_N	kN	619 + 605 =1,224	378	624 + 605 =1,229	344
軸方向許容押込み支持力	R_a	kN	1,396	1,050	1,396	1,050
判　　定			$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK
軸方向引抜き力	P_N	kN	-199 + 605 = 406	-224	-205 + 605 = 400	-190
軸方向許容引抜き支持力	P_a	kN	-302	-512	-302	-512
判　　定			$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq P_a$ OK	$P_N \leqq R_a$ OK	$P_N \leqq P_a$ OK
設計地盤面での水平変位	δ	mm	3.7		3.4	
許容水平変位 *2	δ_a	mm	15.0		15.0	
判　　定			$\delta \leqq \delta_a$　OK		$\delta \leqq \delta_a$　OK	
フーチングの回転角	α	rad	0.0009		0.0007	

＊1　既設杭の杭頭反力は、杭～ラーメンモデルで算出された値に、既設構造死荷重による杭頭反力（5,446kN÷9 本 ＝605kN/本）を加えたものである。

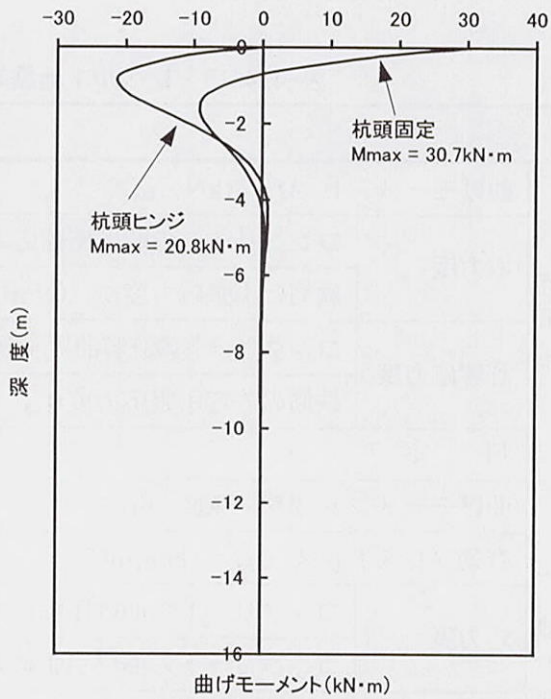
＊2　既設 PC 杭、ST マイクロパイルとも許容水平変位は 15mm であり、補強した杭基礎の許容水平変位は 15mm とした。

(2) 杭体の応力度照査結果

1) 杭体の曲げモーメント分布

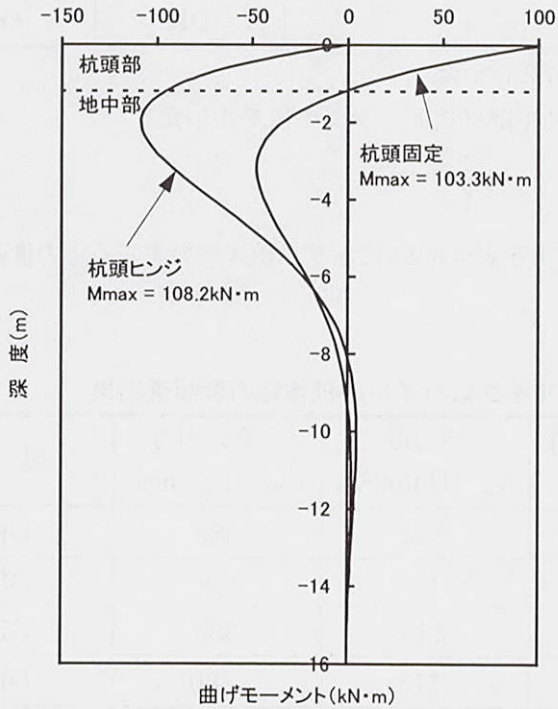


a) 既設杭

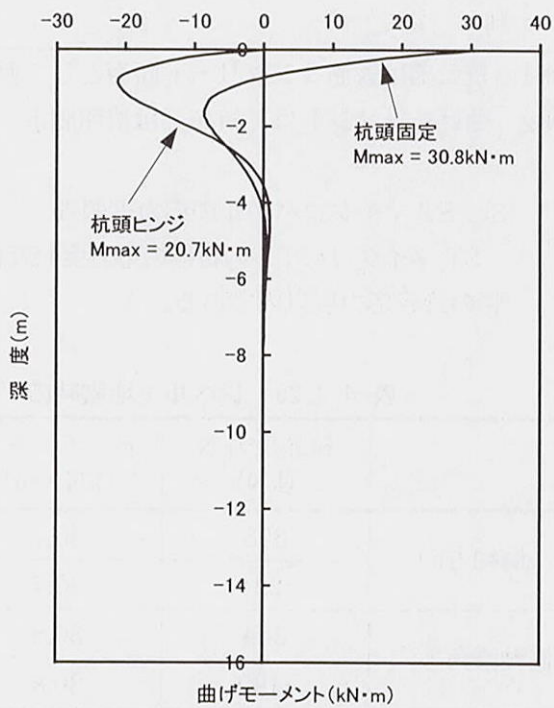


b) ST マイクロパイル

図-4.4.1 曲げモーメント分布図（橋軸方向）



a) 既設杭



b) ST マイクロパイル

図-4.4.2 曲げモーメント分布図（橋軸直角方向）

2) 既設杭の応力度照査

既設杭の杭体の応力度照査結果を表-4.4.19 に示す。杭体（杭頭部および地中部）に発生する応力度は、許容応力度以内である。

表-4.4.19 レベル 1 地震時の既設杭の杭体応力度照査結果

			橋軸方向	橋軸直角方向
杭頭部	曲げモーメント M （kN・m）		84.4	103.3
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度σ_c （N/mm²）	6.4	7.1
		鉄筋の引張応力度σ_s （N/mm²）	44	69
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度σ_{ca} （N/mm²）	25	25
		鉄筋の許容引張応力度σ_{sa} （N/mm²）	270	270
	判　定		OK	OK
地中部	曲げモーメント M （kN・m）		108.4	108.2
	有効プレストレス σ_{ce} （N/mm²）		8.1	8.1
	応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度σ_c （N/mm²）	21.9	21.9
		コンクリートの曲げ引張応力度σ_c’（N/mm²）	－	－
	許容応力度	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度σ_{ca} （N/mm²）	25	25
		コンクリートの許容曲げ引張応力度σ_{ca}’（N/mm²）	5	5
	判　定		OK	OK

＊1　杭頭部は鉄筋コンクリート断面として照査を行った

＊2　曲げモーメントは、杭頭部は杭頭固定、地中部は杭頭ヒンジの値を用いた

3) ST マイクロパイルの応力度照査

ST マイクロパイルの杭体の応力度照査結果を表-4.4.20 に示す。杭体に発生する応力度は、鋼管の許容応力度以内である。

表-4.4.20 レベル 1 地震時の ST マイクロパイルの杭体応力度照査結果

	杭頭反力 N (kN)	モーメント M (kN・m)	応力度 σ_s (N/mm²)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm²)	判　定
橋軸方向	378	30.7	144	380	OK
	-224	30.7	-122	-380	OK
橋軸直角方向	344	30.8	140	380	OK
	-190	30.8	-118	-380	OK

※　モーメントは杭頭ヒンジと比べて大きい杭頭固定の値を用いた

(3) STマイクロパイルの杭頭結合部の照査

杭頭結合部の概要を図-4.4.3に示す。

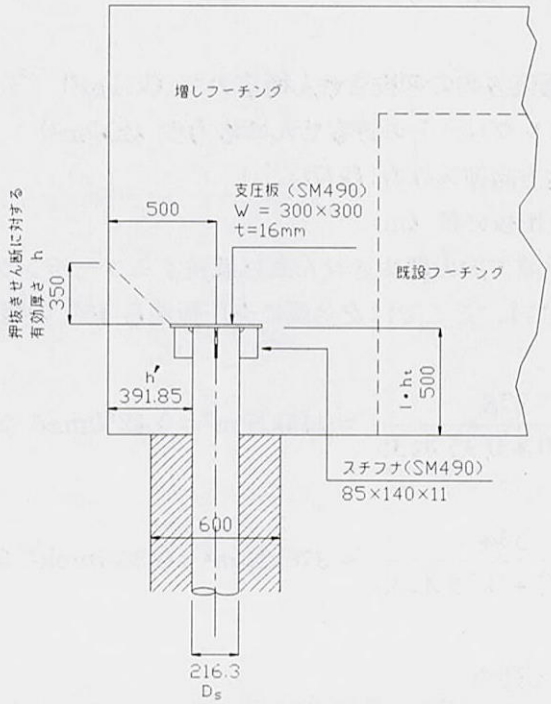


図-4.4.3　杭頭結合部の概要

i）押込み力に対する照査

① フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P_c}{W^2} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots \quad (4.4.11)$$

ここに、

σ_{cv}　：垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca}　：コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_c　：軸方向押込み力（kN）

W　：支圧板の幅（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{cv} = \frac{378}{0.30\times0.30} = 4{,}200\text{kN/m}^2 = 4.2\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\ (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{cv} = \frac{344}{0.30\times0.30} = 3{,}822\text{kN/m}^2 = 3.8\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca}\ (15.8\text{N/mm}^2)$$

② フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P_c}{4(W+h)\,h} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (4.4.12)$$

ここに、

τ_v ：垂直方向の押抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_a ：コンクリートの許容せん断応力度（kN/m²）

P_c ：軸方向押込み力（kN）

W ：支圧板の幅（m）

h ：垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

（有効厚さは、ここでは安全側に支圧板から 45° の範囲をとることとした。）

・橋軸方向

$$\tau_v = \frac{378}{4(0.30+0.35)0.35} = 415\text{kN/m}^2 = 0.42\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a \ (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_v = \frac{344}{4(0.30+0.35)0.35} = 378\text{kN/m}^2 = 0.38\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a \ (0.85\text{N/mm}^2)$$

ii） 引抜き力に対する照査

① フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{tv} = \frac{P_t}{W^2 - \pi D_s{}^2 / 4} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots (4.4.13)$$

ここに、

σ_{tv} ：垂直支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

P_t ：軸方向引抜き力（kN）

W ：支圧板の幅（m）

D_s ：鋼管径（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{tv} = \frac{224}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 4{,}206\text{kN/m}^2 = 4.2\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca} \ (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{tv} = \frac{190}{0.3^2 - \pi 0.2163^2 / 4} = 3{,}568\text{kN/m}^2 = 3.6\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca} \ (15.8\text{N/mm}^2)$$

② フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度の照査

$$\tau_{vt} = \frac{P_t}{4(W+h_t)\ h_t} \leqq \tau_{at} = \tau_a \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.4.14)$$

ここに、

τ_{vt} ：垂直方向の引抜きせん断応力度（kN/m²）

τ_{at} ：コンクリートの許容引抜きせん断応力度（kN/m²）（ $=\tau_a$ ）

P_t ：軸方向引抜き力（kN）

W ：支圧板の幅（m）

h_t ：垂直方向の引抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）

・橋軸方向

$$\tau_{vt} = \frac{224}{4(0.3+0.5)0.5} = 140\text{kN/m}^2 = 0.14\text{N/mm}^2 \leqq \tau_{at} = \tau_a \ (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_{vt} = \frac{190}{4(0.3+0.5)0.5} = 119\text{kN/m}^2 = 0.12\text{N/mm}^2 \leqq \tau_{at} = \tau_a \ (0.85\text{N/mm}^2)$$

iii) 水平力および曲げモーメントに対する照査

① フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D_s l} + \frac{6M}{D_s l^2} \leqq \sigma_{ca} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.4.15)$$

ここに、

σ_{ch} ：水平支圧応力度（kN/m²）

σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度（kN/m²）

H ：軸直角方向力（kN）

M ：曲げモーメント（kN・m）

D_s ：鋼管の外径（m）

l ：鋼管のフーチングへの埋込み長（m）

・橋軸方向

$$\sigma_{ch} = \frac{63.5}{0.2163\times0.5} + \frac{6\times30.7}{0.2163\times0.5^2} = 3994\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca} \ (15.8\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\sigma_{ch} = \frac{61.3}{0.2163\times0.5} + \frac{6\times30.8}{0.2163\times0.5^2} = 3984\text{kN/m}^2 = 4.0\text{N/mm}^2 \leqq \sigma_{ca} \ (15.8\text{N/mm}^2)$$

②フーチングコンクリートの水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l + D_s + 2h')} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (4.4.16)$$

ここに、

τ_h ：水平方向の押し抜きせん断応力度（kN/m²）
τ_a ：コンクリートの許容押抜きせん断応力度（kN/m²）
H ：軸直角方向力（kN）
h' ：水平方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ（m）
D_s ：鋼管の外径（m）
l ：鋼管のフーチングへの埋込み長さ（m）

・橋軸方向

$$\tau_h = \frac{63.5}{0.3919(2\times0.5 + 0.2163 + 2\times0.3919)} = 81\text{kN/m}^2 = 0.08\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

・橋軸直角方向

$$\tau_h = \frac{61.3}{0.3919(2\times0.5 + 0.2163 + 2\times0.3919)} = 78\text{kN/m}^2 = 0.08\text{N/mm}^2 \leqq \tau_a\ (0.85\text{N/mm}^2)$$

iv) 支圧板の設計

支圧板およびスチフナの諸元は、ここでは、極限支持力に相当する杭頭反力が作用したときに必要な諸元とし、第Ⅱ部 表-解 6.7.3 により設定した。

支圧板の必要厚さは、支圧板の単位幅当たりに生じる曲げモーメントを簡便に鋼管縁からの片持ち梁として算定して検討する。支圧板に生じる単位幅当たりの最大曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{max} = \frac{1}{2}\left(\frac{W - D_s}{2}\right)^2 p \quad \cdots\cdots (4.4.17)$$

ここに、

M_{max} ：支圧板の最大曲げモーメント（kN・m）
W ：支圧板の幅（m）＝0.30m
D_s ：鋼管の外径（m）＝0.2163m
p ：支圧板単位幅当たりに発生する分布荷重（kN/m）

計算の結果、支圧板に生じる最大曲げモーメントM_{max}は、レベル１地震時の橋軸方向で3.678kN.m、橋軸直角で3.347kN.mである。

次に、支圧板の必要厚さを次式により求める。

支圧板必要厚さ $t = \sqrt{\frac{M_{max}}{\sigma_a} \times 6}$ ……（4.4.18）

ここに、

σ_a　：支圧板（SM490）の許容曲げ応力度　レベル１地震時 277,500kN/m²

・橋軸方向の支圧板必要厚さ t　$\sqrt{\frac{3.678}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.9\,\mathrm{mm}$

・橋軸直角方向の支圧板必要厚さ t　$\sqrt{\frac{3.347}{277500} \times 6 \times 1000} = 8.5\,\mathrm{mm}$

したがって、支圧板の厚さは 16mm で安全である。

4.5 補強基礎のレベル２地震時の照査

4.5.1 作用荷重

フーチング底面における作用荷重を表-4.5.1（橋軸方向）、表-4.5.2（橋軸直角方向）に示す。

表-4.5.1 補強基礎のフーチング底面における作用外力（レベル２地震時：橋軸方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.83	2,725	9.00	24,524
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.83	1,028	6.72	6,909
フーチング W_F	2,800	k_h	0.70	1,960	1.00	1,960
上載土砂 W_S	938	−	−	−	−	−
合　　計	8,260	−	−	5,713	−	33,393

表-4.5.2 補強基礎のフーチング底面における作用外力（レベル２地震時：橋軸直角方向）

	鉛直荷重 Vo (kN)	水平震度		水平荷重 Ho (kN)	重心 y (m)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN・m)
		記号	値			
上部構造 W_U	3,283	k_h	0.90	2,955	10.70	31,615
橋脚躯体 W_P	1,239	k_h	0.90	1,115	6.72	7,491
フーチング W_F	2,800	k_h	0.70	1,960	0.71	1,960
上載土砂 W_S	938	−	−	−	−	−
合　　計	8,260	−	−	6,030	−	41,067

荷重分担を考慮した作用外力の集計を表-4.5.3 に示す。実際の構造解析においては、既設杭と ST マイクロパイルが共同で負担する荷重（$\triangle V_D, Ho, Mo$）をフーチング底面に作用させて各杭の杭頭反力等を算出し、既設構造死荷重 V_D による既設杭の杭頭反力を別途求めておいて、合算して既設杭の杭頭反力を算出している。

表-4.5.3 補強基礎のフーチング底面における作用外力の集計（レベル２地震時）

		橋軸方向	橋軸直角方向
既設杭のみで負担する鉛直荷重　V_D（kN）		5,446	5,446
既設杭および ST マイクロパイルで負担する作用荷重	鉛直荷重 $\triangle V_D$（kN）	2,814	2,814
	水平荷重　Ho（kN）	5,713	6,030
	曲げモーメント　Mo（kN・m）	33,393	41,067

注）　$Vo = V_D + \triangle V_D$

V_D　：既設構造の死荷重（上部構造重量＋橋脚重量＋既設フーチング重量）

$\triangle V_D$：増しフーチング重量と上載土砂による鉛直荷重の増分

4.5.2 設計定数

(1) 杭の軸方向抵抗特性

既設杭および ST マイクロパイルの軸方向抵抗特性は、軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、支持力の上限値 P_{NU} , P_{TU} を有する弾塑性型としてモデル化する。

1) 既設杭の軸方向抵抗特性

i) 既設杭の軸方向バネ定数 K_{VE}

K_{VE} = 309,940 (kN/m)

ii) 既設杭の支持力の上限値

既設杭の支持力の上限値を表-4.5.4 に示す。第Ⅱ部 7.4.2 に示すように、既設杭には既設構造死荷重による軸方向圧縮力 ($\triangle P_N = V_D$ ／ 既設杭本数) として作用していることから、実際の解析においては補正を行った値を上限値として用いる。

表-4.5.4 既設杭の支持力の上限値

項　　目	値
既設構造死荷重による軸方向圧縮力 $\triangle P_N$ (kN)	5,446／9 = 605
押込み支持力の上限値 P_{NU} (kN) ※非線形解析に用いる値	2,829 – 605 = 2,224
引抜き支持力の上限値 P_{TU} (kN) ※非線形解析に用いる値	831 + 605 = 1,436

2) ST マイクロパイルの軸方向抵抗特性

i) ST マイクロパイルの軸方向バネ定数 K_{VE}

K_{VE} = 113,410 (kN/m)

ii) ST マイクロパイルの押込み支持力の上限値 P_{NU}

押込み支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力、鋼管耐力の最小値とする。

$$P_{NU} = \min (R_u , R_{PU}) \quad \cdots\cdots (4.5.1)$$

ここに、

P_{NU} : 押込み支持力の上限値 (kN)

R_u : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力 (kN)

R_{PU} : 杭体 (鋼管) の耐力 (kN)

①地盤から決まる杭の極限押込み支持力 R_u

R_u = 2,100kN

②杭体 (鋼管) の耐力 R_{PU}

$R_{PU} = \sigma_y \times A_s = 440 \times 7.026 \times 10^{-3} \times 10^3 = 3{,}091\text{kN}$

以上より、$P_{NU} = min(R_U , R_{PU}) = 2{,}100\text{kN}$ となる。

iii) STマイクロパイルの引抜き支持力の上限値P_{TU}

引抜き支持力の上限値は、以下に示す地盤から決まる極限支持力に杭の有効重量を加えた値と、鋼管耐力のうち、最小値として求める。

$$P_{TU}=min\ (P_u + W,\ P_{PU}) \quad \cdots\cdots (4.5.2)$$

ここに、

P_{TU} ：引抜き支持力の上限値（kN）

P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き支持力（kN）

W ：杭の有効重量（kN）＝48kN

P_{PU} ：杭体（鋼管）の耐力（kN）＝ R_{PU} ＝3,091kN

P_u ＝1,393kN

$P_u + W = 1,393 + 48 = 1,441$ kN

以上より、$P_{TU} = min\ (P_u + W,\ P_{PU})$ =1,441 kN となる。

(2) 杭の軸直角方向抵抗特性

既設杭およびSTマイクロパイルの軸直角方向抵抗特性は、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{HU}を有する弾塑性型としてモデル化する。なお、実際のフレーム解析において各節点に設定するバネは、これらk_{HE}，p_{HU}に杭径、要素長を乗じる必要があるが、STマイクロパイルの場合、杭径としては改良体の水平地盤抵抗幅D'（水平抵抗に関する設計上の杭径）を用いることに注意しなければならない。

i） 水平方向地盤反力係数k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE}は、次のように求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad \cdots\cdots (4.5.3)$$

ここに、

k_{HE} ：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

η_k ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数（ ＝2/3）

α_k ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数（ ＝1.5）

k_H ：地震時の水平方向地盤反力係数（kN/m³）

① 既設杭の水平方向地盤反力係数k_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いる既設杭の水平方向地盤反力係数を表-4.5.5 に示す。

表-4.5.5 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚（m）	地震時の水平方向地盤反力係数k_H（kN/m³）	補正係数 $\eta_k\ \alpha_k$	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE}（kN/m³）
第１層	砂質土	7.0	30,630	2/3×1.5=1.0	30,630
第２層	粘性土	4.8	30,630	2/3×1.5=1.0	30,630
第３層	砂質土	2.9	91,900	2/3×1.5=1.0	91,900
第４層	砂質土	1.2	306,340	2/3×1.5=1.0	306,340

② STマイクロパイルの水平方向地盤反力係数K_{HE}

地震時保有水平耐力法に用いるSTマイクロパイルの水平方向地盤反力係数を表-4.5.6に示す。

表-4.5.6　地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数

	地盤の種類	層厚(m)	地震時の水平方向地盤反力係数k_H (kN/m³)	補正係数 η_k α_k	地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE} (kN/m³)
第1層	砂質土	7.0	100,236	2/3×1.5=1.0	100,236
第2層	粘性土	4.8	100,236	2/3×1.5=1.0	100,236
第3層	砂質土	2.9	300,706	2/3×1.5=1.0	300,706
第4層	砂質土	1.2	1,002,352	2/3×1.5=1.0	1,002,352

ii)　水平地盤反力度の上限値p_{HU}

地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値p_{HU}は、次のように求める。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots (4.5.4)$$

ここに、

p_{HU}　：地震時保有水平耐力法に用いる水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

η_p　：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤　η_p=1.0

砂質地盤　$\eta_p \alpha_p$ =荷重載荷直角方向の杭中心間隔／杭径（ただし、$\leqq \alpha_p$）

(STマイクロパイルの場合、杭径は改良体の水平地盤抵抗幅D'とする)

α_p　：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤　α_p=1.5、砂質地盤　α_p=3.0

p_U　：地震時の受働土圧強度(kN/m²)

水平地盤反力度の上限値の比率に関しては、既設杭径とSTマイクロパイルの改良体水平地盤抵抗幅D'（350mm）の比が1.7であり、レベル2地震時における水平地盤反力度の上限値に関しては、道示Ⅳに基づいて設定することとした。

・橋軸方向

1列目（最前列）STマイクロパイル　2,333÷350 = 3.0（上限値）

2,4,6列目　既設杭　2,000÷600 = 3.0（上限値）

3,5列目　STマイクロパイル　1,500÷350 = 3.0（上限値）

7列目（最後列）STマイクロパイル　2,333÷350 = 3.0（上限値）

・橋軸直角方向

1列目（最前列）STマイクロパイル　2000÷350 = 3.0（上限値）

2,4,6列目　既設杭　1,500÷600 = 2.5

3,5列目　STマイクロパイル　1,500÷350 = 3.0（上限値）

7列目（最後列）STマイクロパイル　2,000÷350 = 3.0（上限値）

表-4.5.7　既設杭の水平地盤反力度の上限値

	地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	有効重量 γ' (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_u (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値				
									橋軸方向			橋軸直角方向	
									$\eta_p\alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)		$\eta_p\alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
										−	2,4,6 列		−	2,4,6 列
第 1 層	砂質土	7.0	0	23	-3.8	9	2.528	136.51 295.78	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67	2.5	341.28 739.45	170.64 369.73
第 2 層	粘性土	4.8	30	0	0.0	8	1.000	177.00 215.40	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10
第 3 層	砂質土	2.9	0	30	-5.0	9	3.505	544.68 625.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99	2.5	1361.70 1564.98	680.85 782.49
第 4 層	砂質土	1.2	0	40	-6.7	10	5.996	1070.89 1142.84	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26	2.5	2677.23 2857.10	1338.61 1428.55

表-4.5.8　ST マイクロパイルの水平地盤反力度の上限値

	地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	壁面摩擦角 δ_E (°)	有効重量 γ' (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 p_u (kN/m²)	水平地盤反力度の上限値				
									橋軸方向			橋軸直角方向	
									$\eta_p\alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)		$\eta_p\alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
										1 列目	3,5,7 列		1 列目	3,5,7 列
第 1 層	砂質土	7.0	0	23	-3.8	9	2.528	136.51 295.78	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67	3.0	409.53 887.34	204.77 443.67
第 2 層	粘性土	4.8	30	0	0.0	8	1.000	177.00 215.40	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10	1.5	265.50 323.10	265.50 323.10
第 3 層	砂質土	2.9	0	30	-5.0	9	3.505	544.68 625.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99	3.0	1634.04 1877.97	817.02 938.99
第 4 層	砂質土	1.2	0	40	-6.7	10	5.996	1070.89 1142.84	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26	3.0	3212.67 3428.52	1606.34 1714.26

(3) 杭体の曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係

1) M～ϕ 算出方法

既設 PC 杭の M～ϕ 関係は道示Ⅳのコンクリート系の杭を準用してトリリニア型、ST マイクロパイルの M～ϕ 関係は道示Ⅳの鋼管杭に基づいてバイリニア型としてモデル化する。

既設 PC 杭の M～ϕ 関係の計算に用いる軸力は、道示Ⅳのコンクリート系の杭に準じ、杭群図心位置から押込み側の杭では死荷重が作用したときの杭頭反力とし、引抜き側では軸力を 0 とする。また、ST マイクロパイルの M～ϕ 関係の計算に用いる軸力は、道示Ⅳの鋼管杭に準じ、死荷重が作用したときの杭頭反力とした。

ここで、各杭の死荷重分担の計算方法は以下のように行った。

$$N_1 = (V_D + \triangle V_{D1}) \ / \ n_1$$

$$N_2 = \triangle V_{D2} / \ n_2$$

$$\triangle V_{D1} = \triangle V_D \times \frac{\Sigma K_{VE1}}{\Sigma K_{VE1} + \Sigma K_{VE2}}$$

$$\triangle V_{D2} = \triangle V_D \times \frac{\Sigma K_{VE2}}{\Sigma K_{VE1} + \Sigma K_{VE2}}$$

ここに、

N_1 ：既設杭の軸力（kN／本）

N_2 ：ST マイクロパイルの軸力（kN／本）

n_1 ：既設杭本数（本）

n_2 ：ST マイクロパイル本数（本）

V_D ：既設構造の死荷重（kN）（上部構造重量＋橋脚重量＋既設フーチング重量）

$\triangle V_D$ ：増しフーチング重量とフーチング上載土砂による鉛直荷重の増分（kN）

K_{VE1} ：既設杭 n_1 本分の軸方向バネ定数（kN/m）

K_{VE2} ：ST マイクロパイル n_2 本分の軸方向バネ定数（kN/m）

$$\triangle V_{D1} = 2{,}814 \times \frac{9 \times 309{,}940}{9 \times 309{,}940 + 12 \times 113{,}407}$$

$$= 1{,}891 \ (\text{kN})$$

$$\triangle V_{D2} = 2{,}814 \times \frac{12 \times 113{,}407}{9 \times 309{,}940 + 12 \times 113{,}407}$$

$$= 923 \ (\text{kN})$$

$$N_1 = (5{,}446 + 1{,}891) \ / 9$$

$$= 815 \ (\text{kN/本})$$

$$N_2 = 923 / 12$$

$$= 77 \ (\text{kN/本})$$

2) 既設杭および ST マイクロパイルの M～ϕ 関係

既設杭および ST マイクロパイルの M～ϕ 関係を表-4.5.9～4.5.10 に示す。ST マイクロパイルの M～ϕ 算定式は、第Ⅱ部 7.4.4 によるものとした。

表-4.5.9　既設杭の曲げモーメント～曲率関係

鋼　材		換算断面積 注2)	換算断面2次モーメント 注2)	軸力 ＝0kN/本						軸力 ＝7,337kN／9本 ＝815kN/本					
				ひび割れ時		降伏時		終局時		ひび割れ時		降伏時		終局時	
PC鋼線	スパイラル筋 注1)	(m²)	(m⁴)	M_c (kN・m)	ϕ_c (1/m)	M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_u (kN・m)	ϕ_u (1/m)	M_c (kN・m)	ϕ_c (1/m)	M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_u (kN・m)	ϕ_u (1/m)
φ9 26本	φ4 ctc 110	0.157	0.0054	208	1.025×10^{-3}	374	5.902×10^{-3}	469	1.973×10^{-2}	299	1.474×10^{-3}	534	6.619×10^{-3}	610	1.408×10^{-2}

注1）スパイラル鉄筋の降伏強度はσ_{sy}=300（kN/m²）とする。

注2）換算断面積および換算断面2次モーメントはPC鋼材も考慮した値である。

表-4.5.10　STマイクロパイルの曲げモーメント～曲率関係

鋼　種 注1)	鋼管公称径 D_s (mm)	板厚 t 注2) (mm)	断面積 A (m²)	断面係数 Z_e (m³)	全塑性断面係数 Z_p (m³)	軸力 ＝923kN／12本 ＝77kN/本			
						降伏時		全塑性時	
						M_y (kN・m)	ϕ_y (1/m)	M_p (kN・m)	ϕ_y' (1/m)
STKT 590	216.3	11.0	7.026×10^{-3}	3.397×10^{-4}	4.551×10^{-4}	146	2.002×10^{-2}	200	2.748×10^{-2}

注1）鋼管の降伏強度はσ_{sy}=440N/mm²である。

注2）鋼管の板厚は腐食しろとして1mm考慮した値である。

(4) フーチング前面地盤の水平抵抗特性

フーチング周辺の埋戻しは十分締め固めるものとし、非液状化時においては、フーチング前面地盤の水平抵抗特性を考慮するものとする。

道示Ⅳに準じて算定したフーチング前面地盤の水平抵抗特性を表-4.5.11 に示す。

表-4.5.11 フーチング前面地盤の水平地盤反力度の上限値 p_{HU}

		水平方向地盤反力係数 k_{HE} (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	フーチングの前面有効幅 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)
橋軸方向	ﾌｰﾁﾝｸﾞ上面	13,376	2.528	8.0	1.0	45.51	1.063	48.35
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.53	1.188	162.13
橋軸直角方向	ﾌｰﾁﾝｸﾞ上面	14,063	2.528	7.0	1.0	45.51	1.071	48.76
	ﾌｰﾁﾝｸﾞ下面				3.0	136.53	1.214	165.78

(5) 既設 PC 杭のせん断耐力

既設 PC 杭のせん断耐力の算定方法は、ここでは参考資料 1)に準じるものとする。中詰めコンクリート補強部および無補強部のせん断耐力を表-4.5.12 に示す。

表-4.5.12 既設 PC 杭の 1 本当たりのせん断耐力

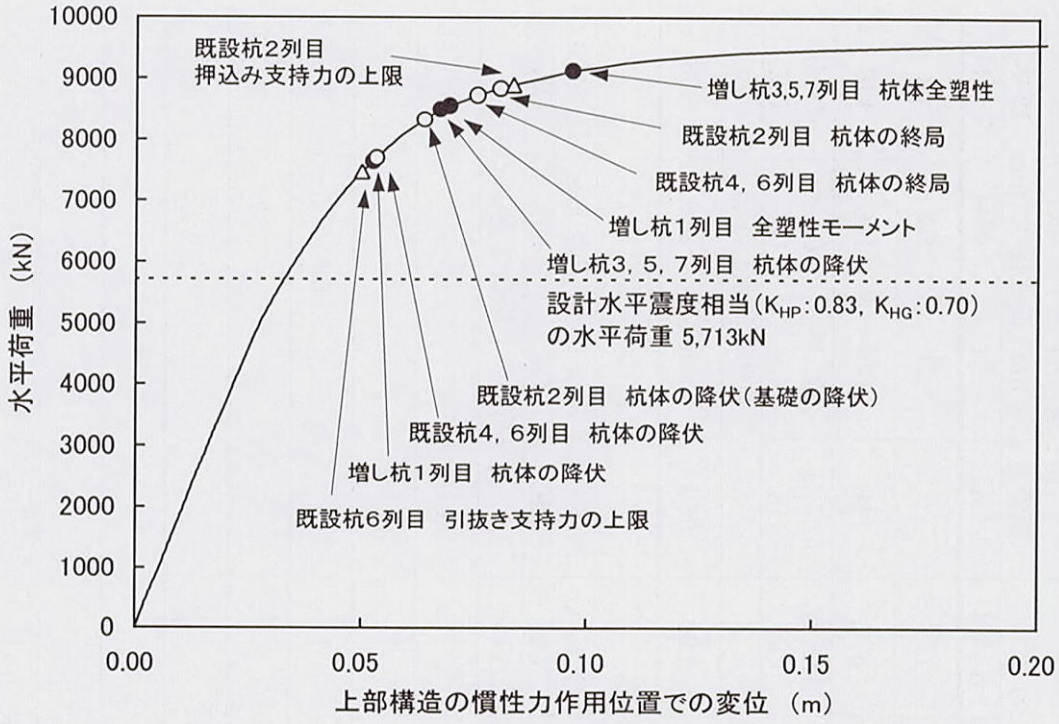
項目		記号	単位	値
中詰コンクリート補強部（フーチング底面～1.2m 区間）	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	*Sc*	kN	100
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	*Ss*	kN	30
	中詰めコンクリートの負担するせん断耐力	*Hca*	kN	62
	中詰め補強帯鉄筋が負担するせん断耐力	*Has*	kN	132
	合　　計			324
無補強部（フーチング底面から Z=1.2m 以深）	杭本体のコンクリートの負担するせん断耐力	*Sc*	kN	121
	杭本体内スパイラル鋼線の負担するせん断耐力	*Ss*	kN	30
	合　　計			151

4.5.3　レベル２地震時の照査結果

橋軸方向および橋軸直角方向の照査結果を図-4.5.1～4.5.2、表-4.5.13～4.5.14 に示す。

慣性力～上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係によれば、全ての既設杭が杭体の降伏に達した時点で水平変位が急増しており、全ての既設杭が降伏したときが補強した杭基礎の降伏と判定できる。水平変位が急増したとき（全ての既設杭が降伏）の水平荷重は、設計水平震度に相当する照査荷重を上回っており、補強した杭基礎はレベル２地震に対して安全と判断できる。

なお、本計算例では、照査荷重に対して基礎の降伏には余裕があるが、既設杭のせん断耐力の照査で ST マイクロパイルの杭本数が決まっている。



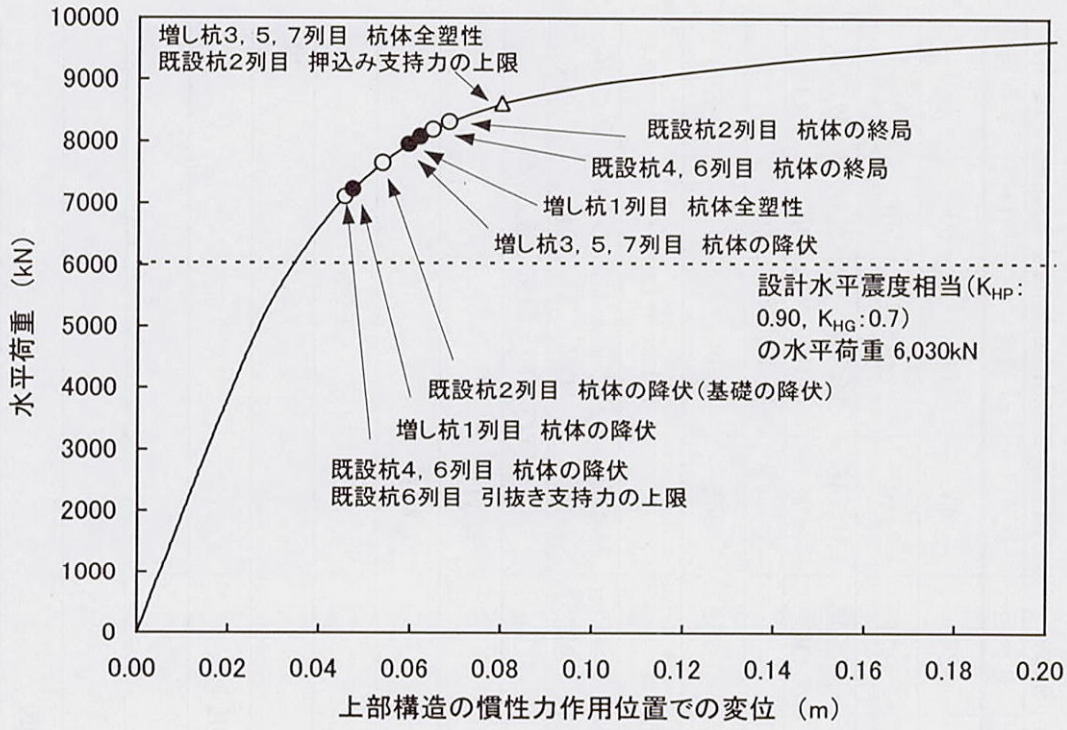
水平震度	水平荷重（kN）	杭頭における水平変位（mm）	フーチングの回転角（rad）	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）	杭基礎の状態
0.830	5,713	10	0.00258	0.033	設計水平荷重に達する （杭基礎は降伏に達していない）
－	7,484	18	0.00357	0.050	既設杭６列目 引抜き支持力の上限値に達した
－	7,656	19	0.00370	0.052	増し杭１列目（最前列） 杭体の降伏に達した
－	7,713	20	0.00375	0.053	既設杭4,6 列目 杭体の降伏に達した
－	8,341	26	0.00421	0.064	既設杭２列目 杭体の降伏に達した （全ての既設杭降伏）：基礎の降伏
－	8,513	28	0.00434	0.067	増し杭 3,5,7 列目 杭体の降伏に達した
－	8,513	28	0.00434	0.067	増し杭７列目（最後列） 引抜き支持力の上限値に達した
－	8,570	29	0.00447	0.069	増し杭１列目（最前列） 杭体の全塑性モーメントに達した
－	8,741	32	0.00479	0.076	既設杭 4,6 列目 杭体の終局に達した
－	8,855	36	0.00500	0.081	既設杭２列目 杭体の終局に達した
－	8,913	38	0.00510	0.083	既設杭２列目 押込み支持力の上限値に達した

図-4.5.1　レベル２地震時の慣性力～上部構造の慣性力作用位置の水平変位（橋軸方向）

表-4.5.13　レベル２地震時に対する照査結果（橋軸方向）

					既設杭（PC 杭φ600mm：9 本）			増し杭（ST マイクロパイル）（鋼管径 216.3mm,造成径 600mm：12 本）			
					2 列目	4 列目	6 列目	1 列目	3 列目	5 列目	7 列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN･m／本	171	171	171	76	64	64	64
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m／本	534	534	374	146	146	146	146
	判定			−	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない			
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	1,409	210	-990	960	369	-216	-806
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2,224（-1,436）※			2,100（-1,441）※			
	判定			−	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない			
変位	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.010						
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.003						
部材の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2,482			1,553			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2,916			−			
		判定		−	$S \leqq P_S$ OK			−			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	835			−			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1,359			−			
		判定		−	$S \leqq P_S$ OK			−			

※　（ ）内は引抜き支持力の上限値を示す



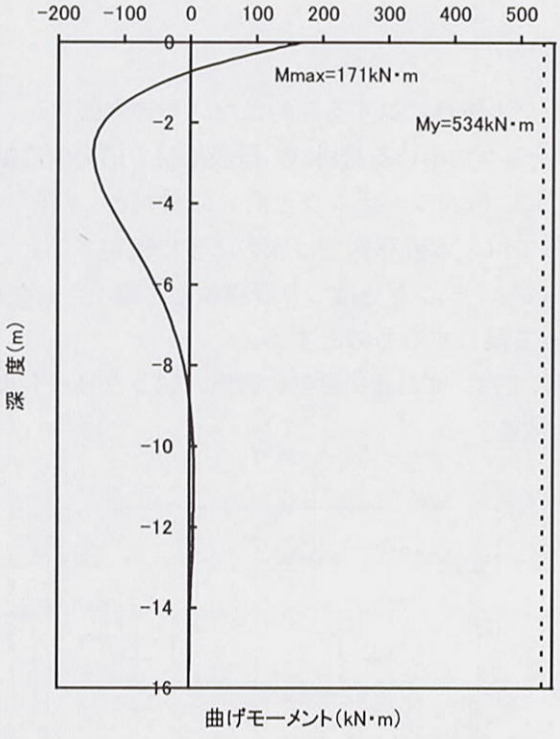
水平震度	水平荷重（kN）	杭頭における水平変位（mm）	フーチングの回転角（rad）	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（m）	杭基礎の状態
0.900	6,030	11	0.00220	0.034	設計水平荷重に達する （杭基礎は降伏に達していない）
－	7,115	17	0.00266	0.045	既設杭６列目 引抜き支持力の上限値に達した
－	7,115	17	0.00266	0.045	既設杭 4,6 列目 杭体の降伏に達した
－	7,236	18	0.00273	0.047	増し杭１列目（最前列） 杭体の降伏に達した
－	7,778	23	0.00305	0.056	既設杭２列目 杭体の降伏に達した （全ての既設杭降伏）：基礎の降伏
－	7,959	26	0.00315	0.059	増し杭 3,5,7 列目 杭体の降伏に達した
－	8,080	27	0.00322	0.062	増し杭１列目（最前列） 杭体の全塑性モーメントに達した
－	8,200	30	0.00329	0.065	既設杭 4,6 列目 杭体の終局に達した
－	8,261	31	0.00333	0.066	既設杭２列目 杭体の終局に達した
－	8,622	42	0.00352	0.080	既設杭 3,5,7 列目 杭体の全塑性モーメントに達した

図-4.5.2　レベル２地震時の慣性力～上部構造の慣性力作用位置の水平変位（橋軸直角方向）

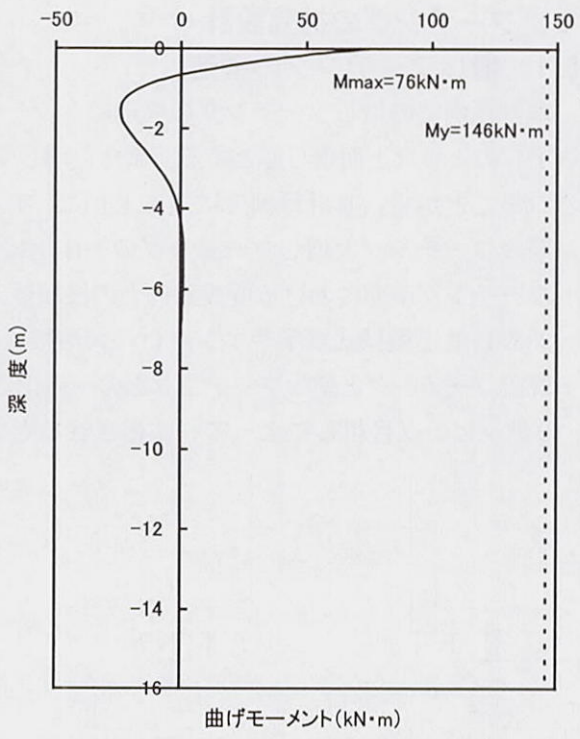
表-4.5.14　レベル２地震時に対する照査結果（橋軸直角方向）

					既設杭（PC 杭φ600mm：9 本）			増し杭（ST マイクロパイル）（鋼管径 216.3mm,造成径 600mm：12 本）			
					2 列目	4 列目	6 列目	1 列目	3 列目	5 列目	7 列目
基礎の耐力の照査	最大曲げモーメント		M	kN･m／本	293	269	269	95	80	80	80
	降伏曲げモーメント		M_y	kN･m／本	534	534	374	146	146	146	146
	判定		−	−	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK
					杭体は降伏しない			杭体は降伏しない			
	杭頭の鉛直反力		P_N	kN／本	1,572	210	-1,152	955	368	-214	-800
	支持力の上限値		P_{NU}	kN／本	2,224（-1,436）※			2,100（-1,441）※			
	判定		−	−	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK	$P_N \leqq P_{NU}$ OK
					支持力の上限値に達しない			支持力の上限値に達しない			
変位	杭頭における水平変位		δ_{FO}	m	0.011						
	フーチングの回転角		α_{FO}	rad	0.002						
部材の照査	杭頭部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	2,767			1,746			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	2,916			−			
		判定		−	$S \leqq P_S$ OK			−			
	地中部	杭に生じるせん断力の合計	S	kN	1,271			−			
		杭のせん断耐力の合計	P_S	kN	1,359			−			
		判定		−	$S \leqq P_S$ OK			−			

※　（ ）内は引抜き支持力の上限値を示す

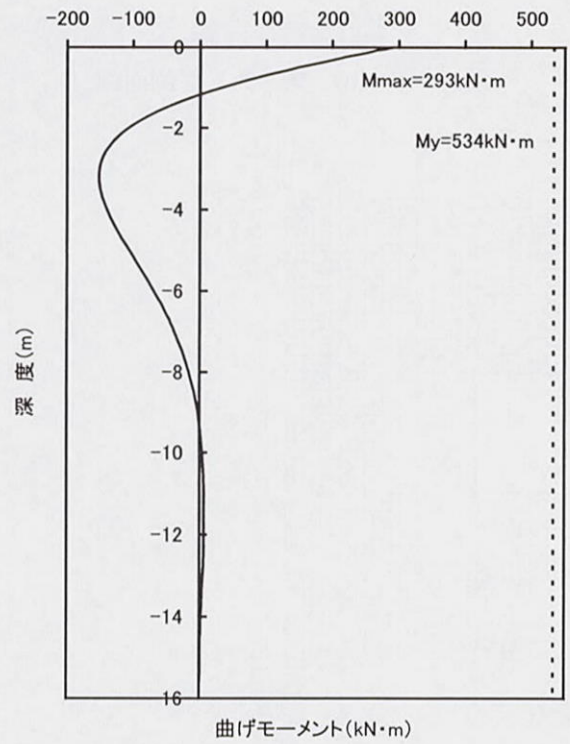


a）既設杭

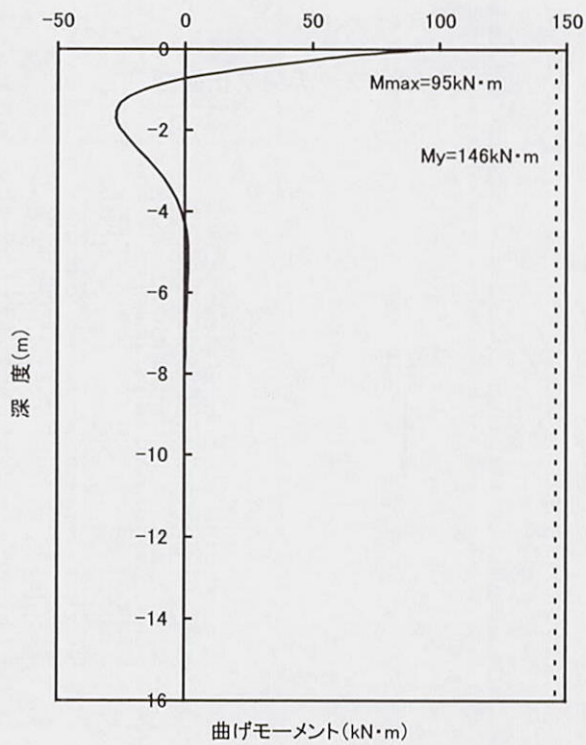


b）ST マイクロパイル

図-4.5.3　レベル２地震時（設計水平震度時）の曲げモーメント分布（橋軸方向）



a）既設杭



b）ST マイクロパイル

図-4.5.3　レベル２地震時（設計水平震度時）の曲げモーメント分布（橋軸直角方向）

5．フーチングの補強設計

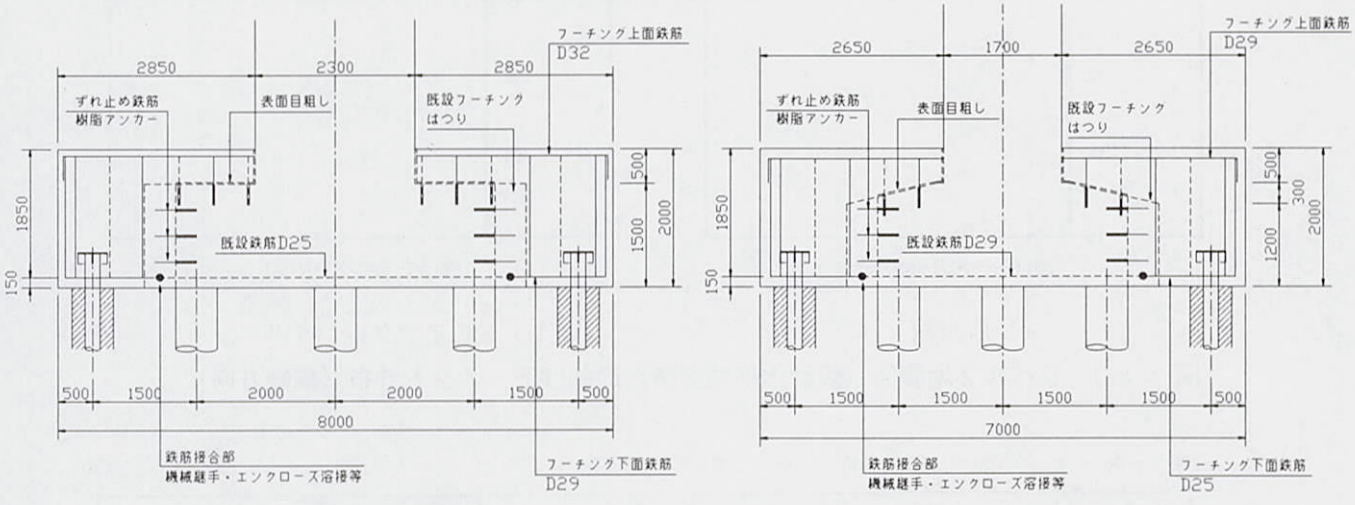
5.1　増しフーチングの構造

本計算例での増しフーチングの構造は、フーチング土被りに対する制約はないものと仮定し、図-5.1.1 のような上面増し厚とする。また、増しフーチングに用いる材料は、既設部材の応力度に制限されることから、本計算例では表-5.1.1 に示すように、既設フーチングと同一の材料とした。

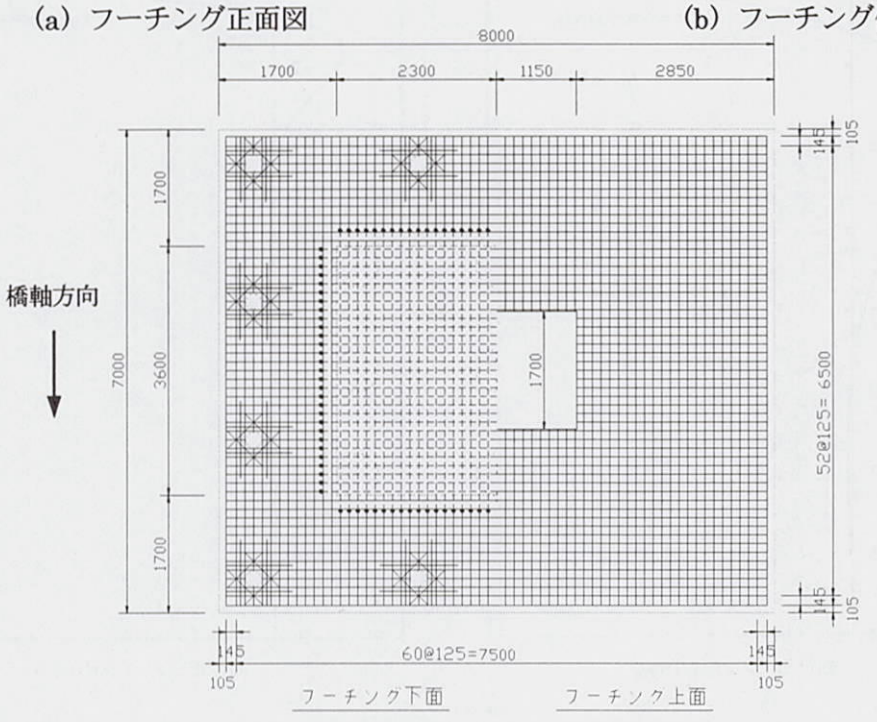
既設フーチングと増しフーチングの一体化に関しては、本計算例では次のように仮定する。

・フーチング下面における既設鉄筋との接続は、既設フーチングをはつり既設鉄筋を露出させた後、新設鉄筋と機械式継手やエンクローズ溶接によって接合するものとする。

・既設フーチングと増しフーチングとの一体化に関しては、ずれ止め鉄筋の設置、コンクリート表面のチッピング目粗しによって一体化させるものとする。



(a) フーチング正面図　　(b) フーチング側面図



(c) フーチング平面図

図-5.1.1　フーチングの構造

表-5.1.1　増しフーチングに用いる材料

材　　料	規　　格
コンクリート	設計基準強度σ_{ck} = 21 N/mm²
鉄　　筋	SD295，降伏点σ_{sy} = 295 N/mm²

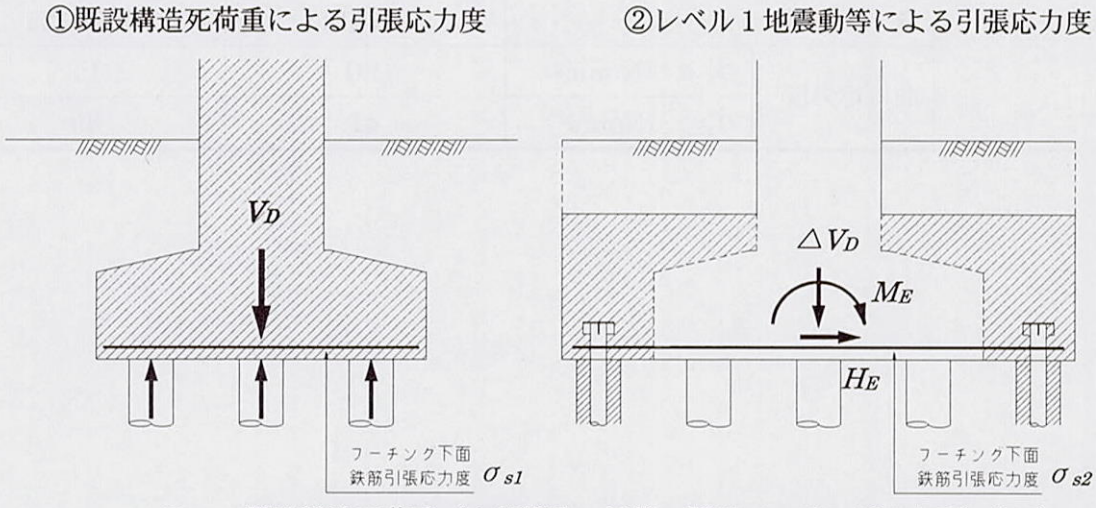
5.2　レベル１地震時の照査

5.2.1　レベル１地震時の曲げモーメントに対する照査

(1)　設計の考え方

曲げモーメントに対する抵抗断面は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で作用外力に対して抵抗させるものとする。

一方、既設フーチングには補強前の死荷重および杭頭反力によって応力が発生しており、補強後もそのまま残留することが考えられる。そこで、参考資料[1]に準じ、レベル１地震時におけるフーチングの応力度照査では、図-5.2.1 に示すように、①既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）による引張応力度σ_{s1}、②増しフーチング・上載土砂の自重とレベル１地震動によって生じる引張応力度σ_{s2}をそれぞれ求め、合計が許容応力度以内となることを照査する。



V_D　：既設構造死荷重（上部構造・橋脚・既設フーチングの自重）（kN）

$\triangle V_D$：増しフーチングおよび上載土砂自重（kN）

H_E　：レベル１地震動による水平力（kN）

M_E　：レベル１地震動による曲げモーメント（kN・m）

$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leqq \sigma_{sa}$

図-5.2.1　レベル１地震時におけるフーチングの応力度照査手順

(2) 補強前の死荷重状態における曲げモーメントと応力度

補強前の死荷重状態において生じるフーチング曲げモーメントとフーチング下面の応力度計算結果を表-5.2.1 に示す。

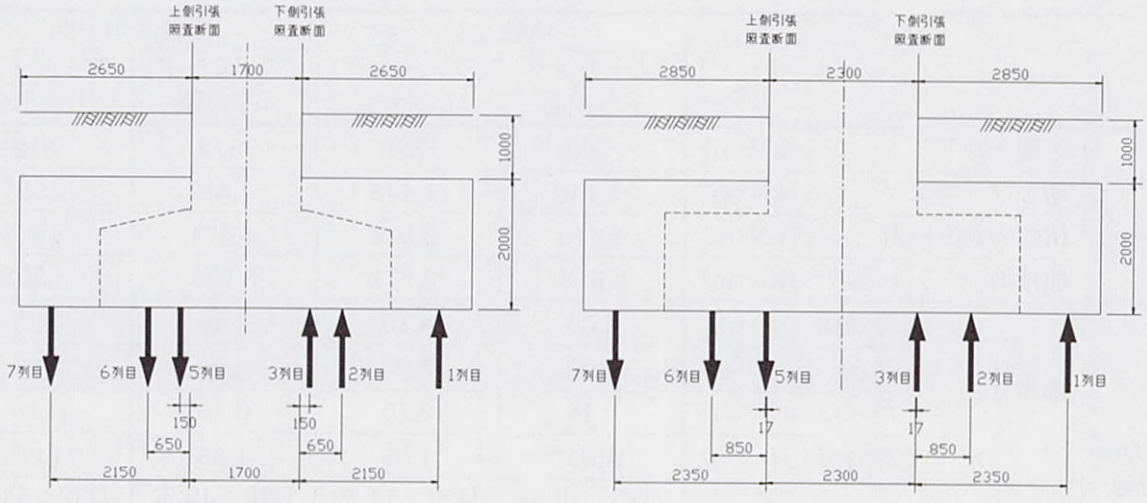
表-5.2.1 補強前死荷重による応力度計算結果

			死荷重時	
			橋軸方向 (下側引張)	橋軸直角方向 (下側引張)
フーチング 曲げモーメント	上載土砂	(kN・m)	−	−
	フーチング	(kN・m)	-172	-218
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	1,185	1,549
	曲げモーメント合計	(kN・m)	1,013	1,331
応力度計算	部材寸法	有効幅 b (m)	5.00	4.40
		高さ h (m)	1.50	1.50
		かぶり do (m)	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.35	1.35
	鉄筋量		D25@125	D29@125
	曲げ応力度	σ_c (N/mm^2)	1.0	1.3
		σ_s (N/mm^2)	41	49

(3) 補強後のレベル１地震動によるフーチング曲げモーメントと応力度

1) レベル１地震時の杭頭反力

レベル１地震時の杭頭反力作用位置を図-5.2.2、杭頭反力の集計を表-5.2.2 に示す。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-5.2.2　杭頭反力作用位置

表-5.2.2　レベル１地震時の杭頭反力の集計

		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		１列目	２列目	３列目	５列目	６列目	７列目
		STMP	既設杭	STMP	STMP	既設杭	STMP
橋軸方向	杭頭の鉛直反力 (kN)	378×4= 1,512	619×3= 1,856※	177×2= 353	-23×2= -46	-199×3= -596※	-224×4= -894
橋軸直角	杭頭の鉛直反力 (kN)	344×4= 1,377	624×3= 1,873※	166×2= 331	-12×2 -23	-205×3= -613※	-190×4= -759

※　既設杭の杭頭反力は、既設構造の死荷重による反力を考慮しない値である

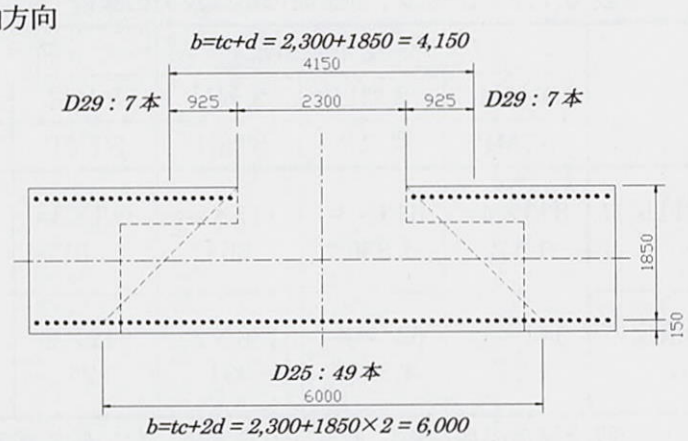
2) フーチングに作用する曲げモーメントと応力度

レベル１地震動によってフーチング照査断面に作用する曲げモーメント、応力度計算結果を表-5.2.3、図-5.2.3 に示す。

表-5.2.3　レベル１地震動による応力度計算結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			フーチング下側引張	フーチング上側引張	フーチング下側引張	フーチング上側引張
曲げモーメント	上載土砂	(kN・m)	-506	-506	-512	-512
	増しフーチング	(kN・m)	-1,148	-1,148	-1,087	-1,087
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	4,510	-2,316	4,834	-2,305
	曲げモーメント合計	(kN・m)	2,856	-3,971	3,236	-3,903
応力度計算	部材寸法	有効幅 b (m)	6.00	4.15	5.40	3.55
		高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
		かぶり do (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋量		D25：49 本 (2482830mm²)	D29：14 本 (899360mm²)	D29：43 本 (2762320mm²)	D32：14 本 (1111880mm²)
	曲げ応力度	σ_c (N/mm²)	1.3	3.5	1.5	3.4
		σ_s (N/mm²)	67	253	69	203

(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

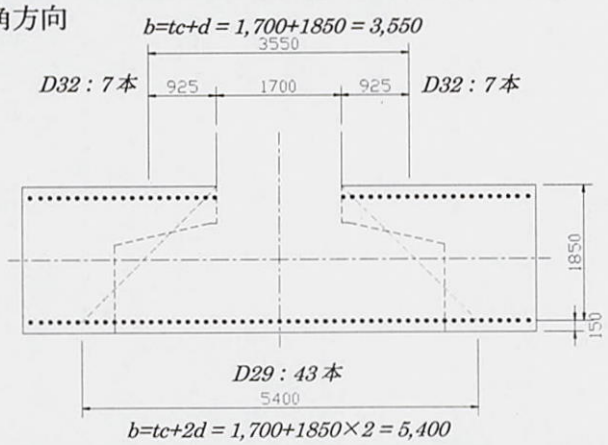


図-5.2.3　レベル１地震時における有効幅、鉄筋配置量

(4) レベル１地震時の曲げモーメントに対する照査結果

レベル１地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果を表-5.2.4 に示す。

表-5.2.4 レベル１地震時の曲げモーメントに対するフーチングの照査結果

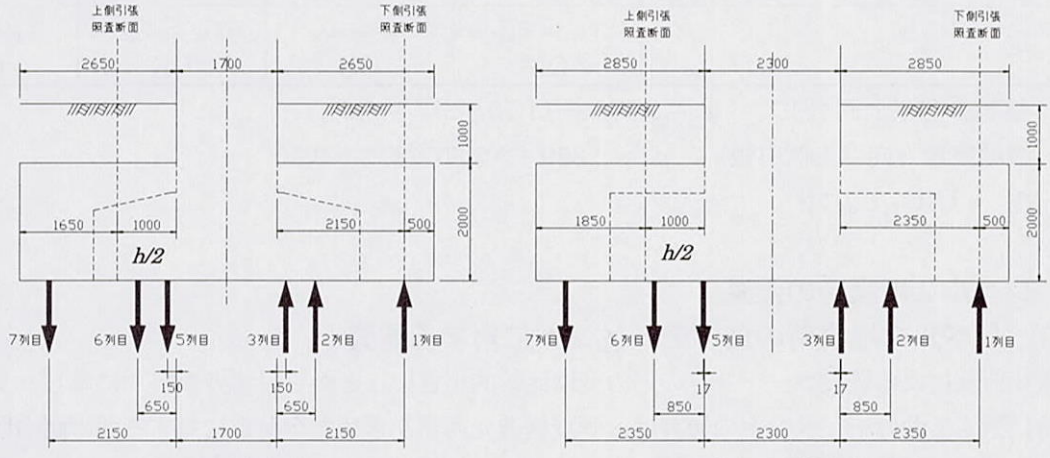
			補強前死荷重による応力度	補強後レベル１地震動による応力度	合計	照査
橋軸方向	フーチング下側引張	σ_c (N/mm²)	1.0	1.3	2.3	$\leqq\sigma_{ca}$ (10.5N/mm²)OK
		σ_s (N/mm²)	41	67	108	$\leqq\sigma_{sa}$ (270N/mm²) OK
	フーチング上側引張	σ_c (N/mm²)	−	3.5	3.5	$\leqq\sigma_{ca}$ (10.5N/mm²)OK
		σ_s (N/mm²)	−	253	253	$\leqq\sigma_{sa}$ (270N/mm²) OK
橋軸直角	フーチング下側引張	σ_c (N/mm²)	1.3	1.5	2.8	$\leqq\sigma_{ca}$ (10.5N/mm²)OK
		σ_s (N/mm²)	49	69	118	$\leqq\sigma_{sa}$ (270N/mm²) OK
	フーチング上側引張	σ_c (N/mm²)	−	3.4	3.4	$\leqq\sigma_{ca}$ (10.5N/mm²)OK
		σ_s (N/mm²)	−	203	203	$\leqq\sigma_{sa}$ (270N/mm²) OK

5.2.2 レベル１地震時のせん断力に対する照査

フーチングのせん断力に対する照査は、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

(1) 照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-5.2.4 に、レベル１地震時のせん断力を表-5.2.5 に示す。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-5.2.4 フーチングのせん断力に対する照査断面

表-5.2.5 レベル１地震時のフーチングに作用するせん断力

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂 (kN)	-72	-238	-63	-233
フーチング (kN)	-200	-660	-175	-648
杭頭の鉛直反力 (kN)	1,512	-894	1,377	-759
合計 (kN)	1,240	1,792	1,139	-1,640

(2) レベル１地震時のせん断力に対する照査結果

レベル１地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-5.2.6 に示す。コンクリートに発生する平均せん断応力度は、コンクリートのみで負担する許容せん断応力度以下である。

表-5.2.6　レベル１地震時のフーチングのせん断力に対する照査

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力　S　(kN)		1,240	1,792	1,139	1,640
部材寸法	幅　b　(m)	8.00	8.00	7.00	7.00
	高さ　h　(m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ　d　(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
平均せん断応力度　τ_m　(N/mm²)		0.08	0.12	0.09	0.13
軸方向鉄筋比　pt　(%)		0.216	0.095	0.273	0.135
コンクリートのみで負担する許容せん断応力度	C_e	0.873	0.873	0.873	0.873
	C_{pt}	0.916	0.665	0.927	0.770
	a　(m) 注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	C_{dc}	3.514	2.280	3.190	1.790
	τ_{a1}　(N/mm²)	0.33	0.33	0.33	0.33
	τ_{ac}　(N/mm²) 注2)	0.93	0.44	0.85	0.40
判　定		$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK	$\tau_m \leqq \tau_{ac}$ OK

注 1)　橋軸方向（上側引張）　a ＝2.150＋（1.70／2）＝3.00

橋軸直角方向（上側引張）　a ＝2.350＋（2.30／2）＝3.50

注 2)　$\tau_{ac} = C_e C_{pt} C_{dc} \tau_{a1}$

5.3　レベル２地震時の照査

5.3.1　レベル２地震時の曲げモーメントに対する照査

鉛直死荷重による既設フーチングの応力度は比較的小さいことから、参考資料 1)に準じ、レベル２地震時に対する曲げモーメントの照査は、既設構造死荷重を含めた全荷重に対する曲げ耐力照査を行うこととした。また、フーチングの曲げ耐力は、レベル１地震時と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

(1)　レベル２地震時の杭頭反力

レベル２地震時の杭頭反力作用位置を図-5.3.1、杭頭反力の集計を表-5.3.1 に示す。

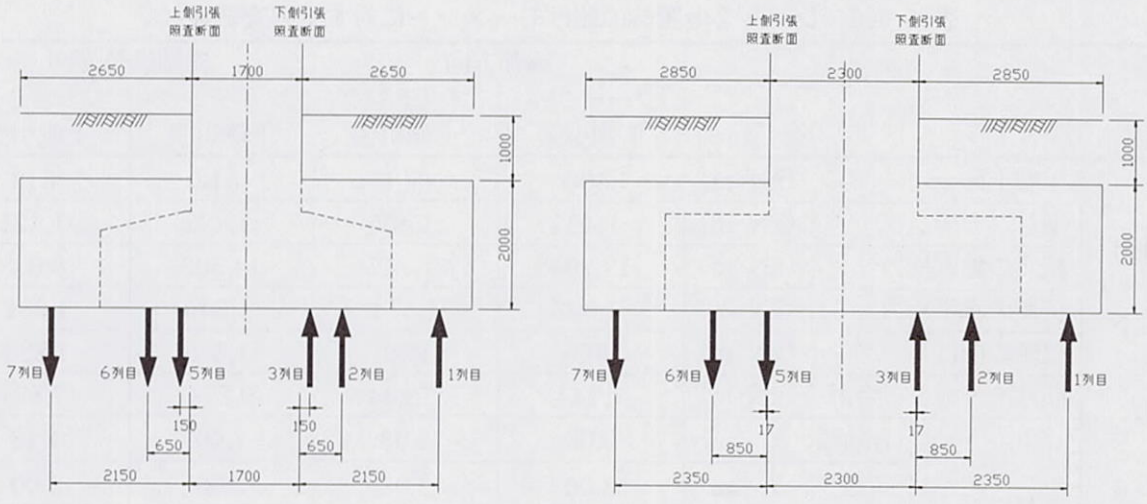


図-5.3.1　杭頭反力作用位置

表-5.3.1　レベル２地震時の杭頭反力の集計

		フーチング下側引張			フーチング上側引張		
		1列目	2列目	3列目	5列目	6列目	7列目
		STMP	既設杭	STMP	STMP	既設杭	STMP
橋軸方向	杭頭の鉛直反力（kN）	960×4=3,840	2014×3=6,042 ※	369×2=738	-216×2=-432	-385×3=-1,155 ※	-806×4=-3,224
	杭頭の水平反力（kN）	159×4=637	276×3=827	115×2=229	115×2=229	276×3=827	115×4=458
	杭頭のモーメント（kN・m）	76×4=303	171×3=514	64×2=129	64×2=129	171×3=514	64×4=257
橋軸直角方向	杭頭の鉛直反力（kN）	955×4=3,819	2177×3=6,531 ※	368×2=735	-214×2=-428	-547×3=-1,642 ※	-800×4=-3,200
	杭頭の水平反力（kN）	181×4=724	312×3=936	128×2=255	128×2=255	305×3=915	128×4=511
	杭頭のモーメント（kN・m）	95×4=380	293×3=878	80×2=159	80×2=159	269×3=806	80×4=319

※ 既設杭の杭頭鉛直反力は、既設構造による死荷重（5,446÷9＝605kN/本）を加えた値である

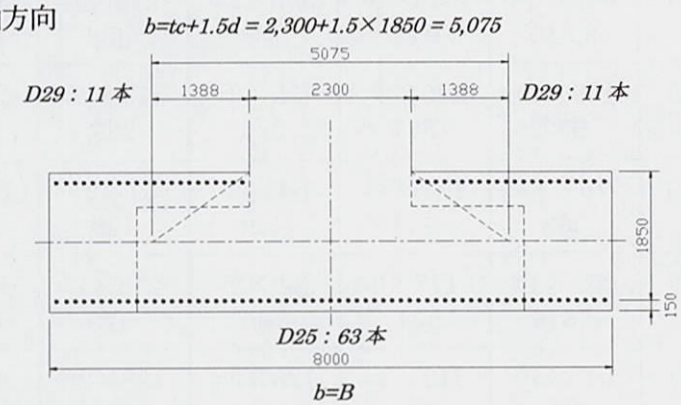
(2)　フーチングに作用する曲げモーメントと曲げ耐力の照査

レベル２地震動によってフーチング照査断面に作用する曲げモーメント、曲げ耐力の照査結果を表-5.3.2、図-5.3.2 に示す。

表-5.3.2　レベル２地震時の曲げモーメントに対する照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			フーチング下側引張	フーチング上側引張	フーチング下側引張	フーチング上側引張
曲げモーメント	上載土砂	(kN・m)	-506	-506	-512	-512
	増しフーチング	(kN・m)	-1,405	-1,405	-1,421	-1,421
	杭頭の鉛直反力	(kN・m)	12,294	-7,747	14,538	-8,923
	杭頭の水平反力	(kN・m)	-1,693	1,514	-1,915	1,681
	杭頭の曲げモーメント	(kN・m)	-946	900	-1,418	1,284
	曲げモーメント合計	(kN・m)	7,744	-7,244	9,273	-7,891
曲げ耐力の照査	部材寸法	有効幅 b (m)	8.00	5.08	7.00	4.48
		高さ h (m)	2.00	2.00	2.00	2.00
		かぶり do (m)	0.15	0.15	0.15	0.15
		有効高 d (m)	1.85	1.85	1.85	1.85
	鉄筋量		D25：63本 (3192210mm²)	D29：22本 (1413280mm²)	D29：55本 (3533200mm²)	D32：22本 (1747240mm²)
	降伏曲げモーメント	M_y (kN.m)	16,225	7,266	17,803	8,888
		判定	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK	$M \leqq M_y$ OK
	1/2鉄筋釣合量	1/2Asb(mm²)	25,335,000	16,088,000	22,168,000	14,187,000

(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

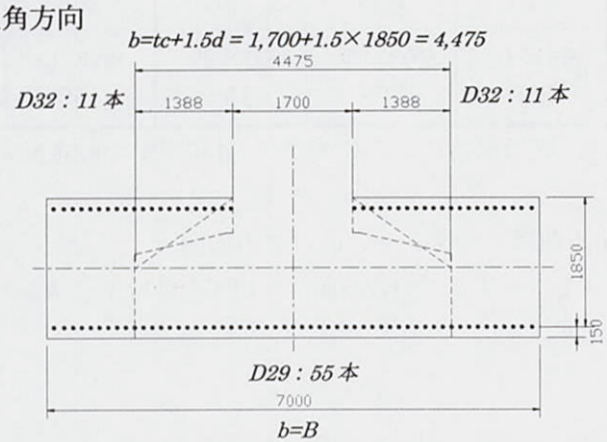


図-5.3.2　レベル２地震時における有効幅、鉄筋配置量

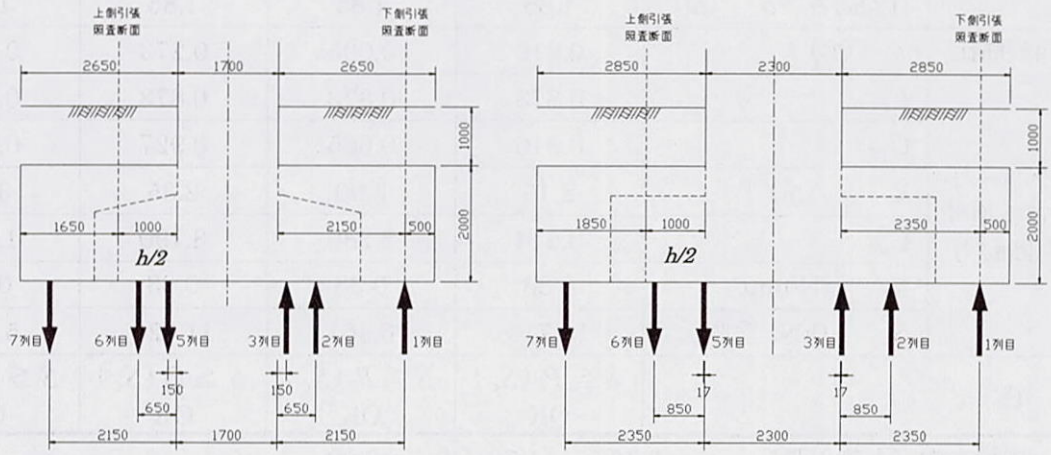
5.3.2　レベル２地震時のせん断力に対する照査

レベル２地震時のフーチングのせん断力に対する照査は、曲げモーメントに対する照査と同様に、既設フーチングと増しフーチングの合計の断面で抵抗するものとして照査する。

(1)　梁としてのせん断力に対する照査

1) 照査位置および照査断面におけるせん断力

せん断力に対する照査断面を図-5.3.3 に、レベル２地震時のせん断力を表-5.3.3 に示す。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-5.3.3　フーチングのせん断力に対する照査断面

表-5.3.3　レベル２地震時のフーチングに作用するせん断力

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
上載土砂　(kN)	-72	-238	-63	-233
フーチング　(kN)	-200	-660	-175	-648
杭頭の鉛直反力　(kN)	3,840	-3,224	3,819	-3,200
合計　(kN)	3,568	-4,122	3,581	-4,081

2) レベル２地震時のせん断力に対する照査結果

レベル２地震時のフーチングのせん断力に対する照査結果を表-5.3.4 に示す。フーチングに作用するせん断力は、コンクリートのみで負担するせん断耐力以下である。

表-5.3.4　レベル２地震時のフーチングのせん断力に対する照査

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
せん断力　S　(kN)		3,568	4,122	3,581	4,081
部材寸法	幅　b　(m)	8.00	8.00	7.00	7.00
	高さ　h　(m)	2.00	2.00	2.00	2.00
	有効高さ　d　(m)	1.85	1.85	1.85	1.85
軸方向鉄筋比　pt　(%)		0.216	0.095	0.273	0.135
コンクリートのみで負担するせん断耐力	C_e	0.873	0.873	0.873	0.873
	C_{pt}	0.916	0.665	0.927	0.770
	a　(m)　注1)	2.15	3.00	2.35	3.50
	C_{dc}	3.514	2.280	3.190	1.790
	τ_c　(N/mm^2)	0.33	0.33	0.33	0.33
	S_c　(kN)　注2)	13,716	6,461	11,026	5,139
判　定		$S \leqq P_s(S_c)$ OK	$S \leqq P_s(S_c)$ OK	$S \leqq P_s(S_c)$ OK	$S \leqq P_s(S_c)$ OK

注 1)　橋軸方向（上側引張）　a ＝2.150＋（1.70／2）＝3.00

　　橋軸直角方向（上側引張）　a ＝2.350＋（2.30／2）＝3.50

注 2)　$S_c = C_e C_{pt} C_{dc} \tau_c bd$

(2)　版としてのせん断力に対する照査

図-5.3.4 に示すように、せん断照査断面と柱前面の間に杭が存在するため、道示Ⅳに準じ、版としてのせん断力の照査は省略する。

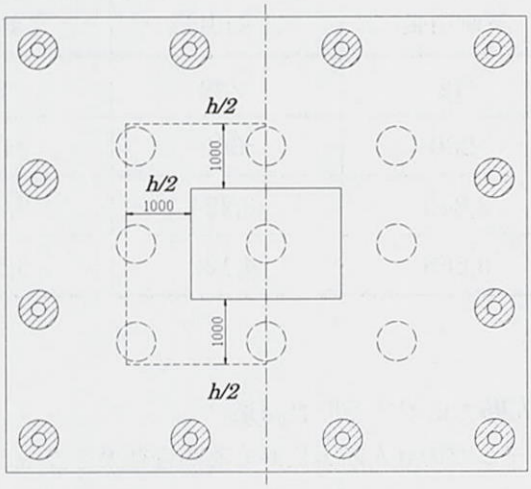


図-5.3.4　版としてのせん断照査断面

6．補強の施工手順

本設計例を対象とした場合の一連の補強に関する施工手順の一例を図-6.1.1、図-6.1.2 に示す。

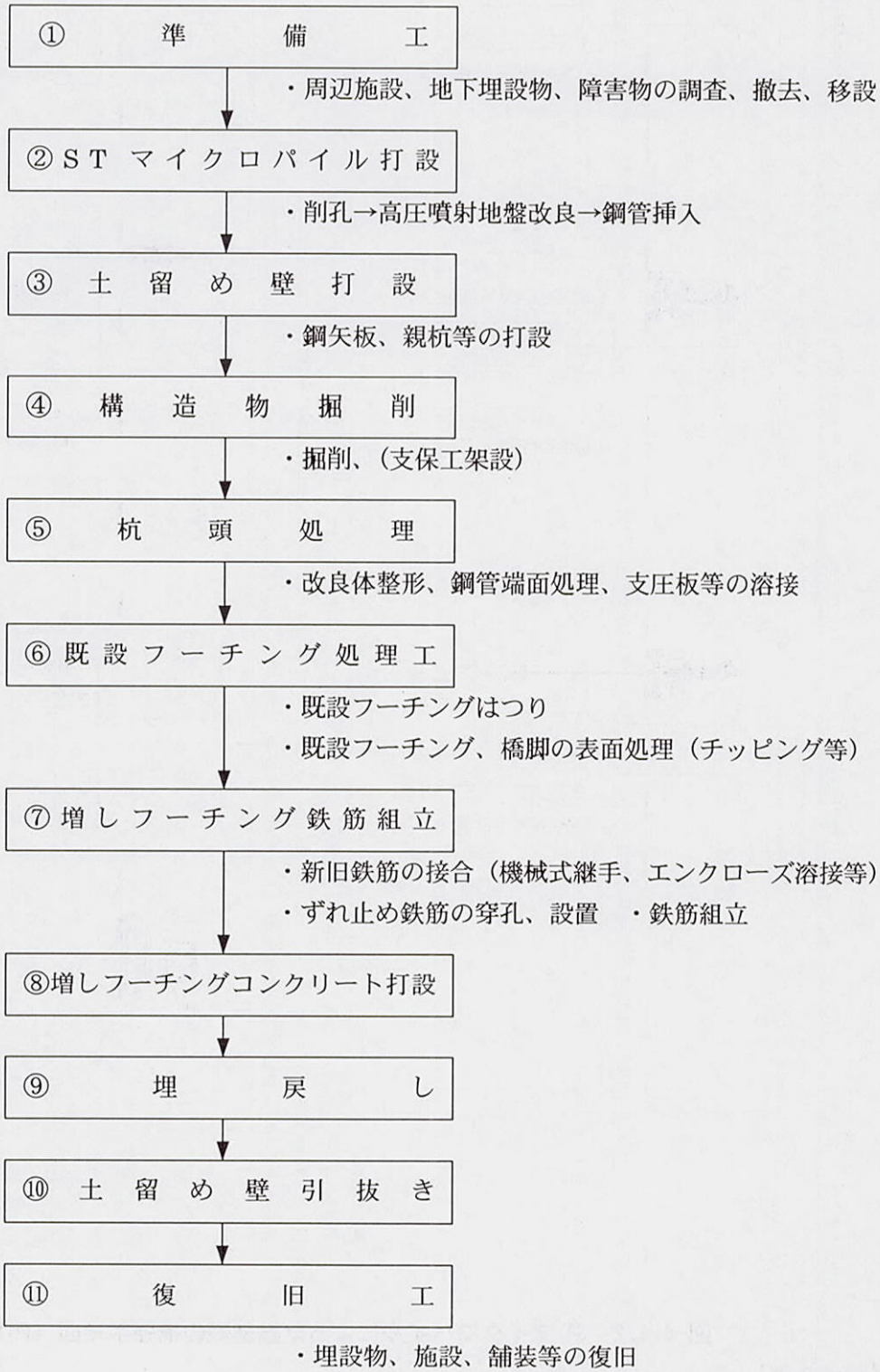


図-解 6.1.1　ST マイクロパイルによる既設基礎の補強に関する施工フロー例

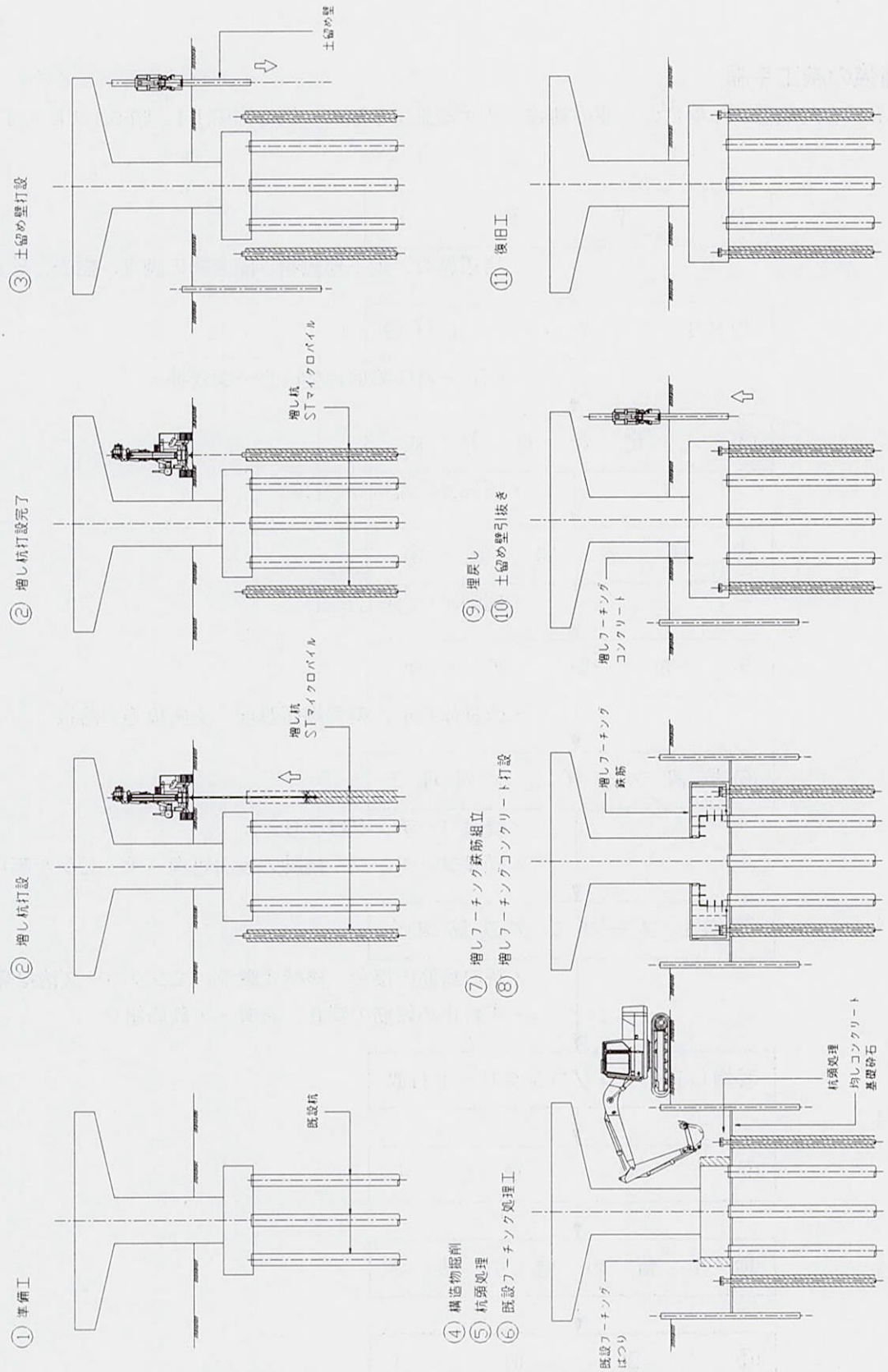


図-6.1.2　STマイクロパイルによる既設基礎の補強手順図（例）

【参考文献】

1)　日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000. 2.

2)　建設省土木研究所他：既設橋梁基礎の耐震補強に関する共同研究報告書（その１），2000. 8.

参考資料２　鋼管内のグラウトを考慮する場合の杭体の設計評価

１．概　要

第Ⅱ部設計マニュアルでの杭体の設計評価においては、鋼管内に充填したグラウトによる杭体の剛性や耐力の増加は比較的小さいことから、簡便性も考慮して設計計算上は管内グラウトを無視している。本参考資料では、鋼管内にグラウトを充填した杭体の実験結果[1]（圧縮、曲げ実験）、鋼管内のグラウトも考慮した複合構造とする場合の杭体の圧縮耐力、M～ϕ関係の算定方法を示すものである。

２．実験結果

実験は鋼管のみ、鋼管内にグラウトを充填した杭体の圧縮、曲げ試験を行った。表- 1.1 に実験に用いた杭体の諸元を示す。

表-1.1　実験に用いた杭体の諸元

項　目	記号	単位	値	備　　考
鋼管材質			HT780	
鋼管径	Ds	mm	114.3	
鋼管肉厚	t	mm	8.6	
鋼管降伏点	σsy	N/mm²	690	規格値
鋼管弾性係数	Es	N/mm²	2.0×10^5	規格値
グラウト圧縮強度	σgk	N/mm²	30.7	要素実験値

1)　圧縮試験結果

図-1.1 に圧縮試験結果を示す。鋼管内のグラウトによる剛性増加は見られないが、杭体としての耐力増加はあることが確認できる。

2)　曲げ試験結果

図-1.2 に曲げ実験による M～ϕ関係を示す。鋼管内のグラウトによる曲げ剛性の増加が確認でき、試験結果（M～ϕ関係）の傾きは鋼管とグラウトの曲げ剛性を足し合わせたものとほぼ一致している。

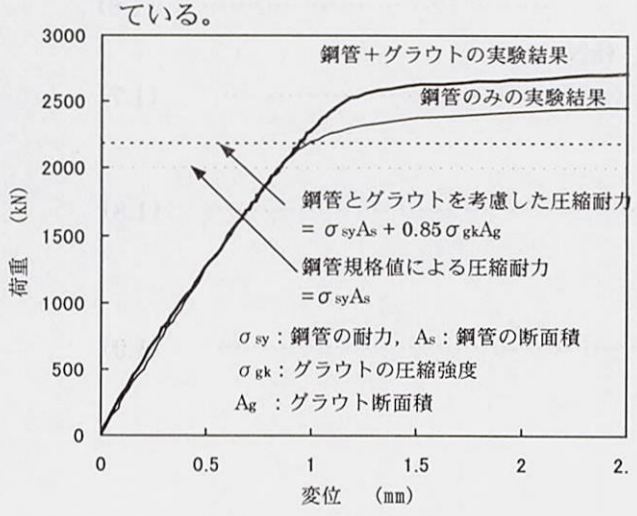


図-1.1　圧縮試験結果

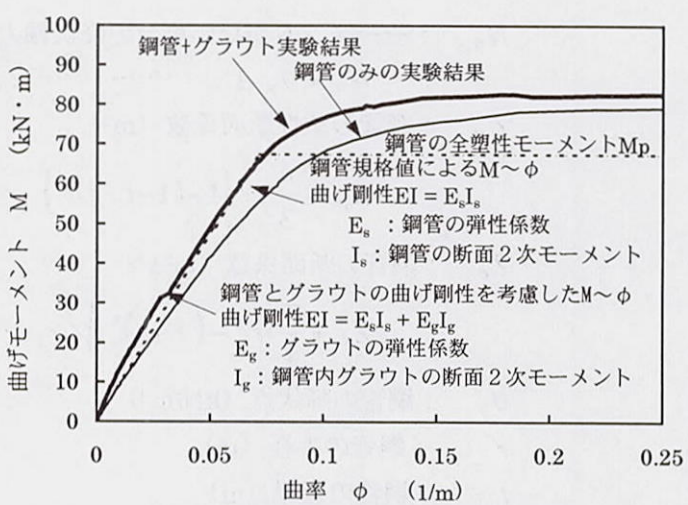


図-1.2　曲げ試験結果（M～φ関係）

3．鋼管内のグラウトの評価方法

1) 杭体の圧縮耐力

鋼管内のグラウトを考慮した杭体の圧縮耐力 R_{PU} は、実験結果から式（1.1）により算出する。

$$R_{PU} = \sigma_{sy} A_s + 0.85 \sigma_{gk} A_g \quad \cdots\cdots (1.1)$$

ここに、

R_{PU} ：鋼管内のグラウトを考慮した杭体の圧縮耐力（kN）

σ_{sy} ：鋼管の降伏点（N/mm²）

A_s ：鋼管の断面積（m²）

σ_{gk} ：グラウトの設計基準強度（N/mm²）

A_g ：鋼管内のグラウトの断面積（m²）

2) M～ϕ関係

鋼管内のグラウトを考慮した杭体の M～ϕ関係は、実験結果から以下のように算出する。

$$M_p = M_{p0} \cos(\alpha \pi / 2) \quad \cdots\cdots (1.2)$$

$$\phi_y' = (M_p / M_y)\ \phi_y \quad \cdots\cdots (1.3)$$

ここに、

M_p ：STマイクロパイルの全塑性モーメント（kN・m）

ϕ_y' ：勾配変化点の鋼管の曲率（1/m）

M_{p0} ：軸力がない場合のSTマイクロパイルの全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y \quad \cdots\cdots (1.4)$$

M_y ：STマイクロパイルの降伏モーメント（kN・m）

$$M_y = (\sigma_y - N / A)\ Z_e \quad \cdots\cdots (1.5)$$

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_o と作用軸力 N の比

$$\alpha = N / N_o \quad \cdots\cdots (1.6)$$

N_o ：モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_o = \sigma_y A \quad \cdots\cdots (1.7)$$

Z_p ：鋼管の塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{1-(1-t/r)^3\right\} \quad \cdots\cdots (1.8)$$

Z_e ：鋼管の断面係数（m³）

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \left\{r^4 - (r-t)^4\right\} / r \quad \cdots\cdots (1.9)$$

σ_y ：鋼管の降伏点（kN/m²）

r ：鋼管の半径（m）

t ：鋼管の板厚（m）

A ：鋼管の断面積（m²）

ϕ_y ：鋼管の降伏時曲率（1/m）

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots (1.10)$$

EI　：鋼管内のグラウトを考慮した杭体の曲げ剛性（kN・m²）

$$EI = E_s I_s + E_g I_g \quad \cdots\cdots (1.11)$$

E_s　：鋼管のヤング係数（kN/m²）

I_s　：鋼管の断面２次モーメント（m⁴）

E_g　：グラウトの弾性係数（kN/m²）

I_g　：グラウトの断面２次モーメント（m⁴）

［参考文献］

1)　黒崎、村田、小林、芦原：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その２）－材料性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999. 9.