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）

Kui Taishin−SSP 工法
設計・施工マニュアル

（６分冊の６）

平成 14 年９月

独立行政法人 土木研究所
(財)先端建設技術センター
(株)白　　石

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）

Kui Taishin-SSP 工法 設計・施工マニュアル

（6 分冊の 6）

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
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
株式会社白石	第一営業本部　環境リノベーション事業部	部長	天野　明
株式会社白石	第一営業本部　環境リノベーション事業部	副部長	吉川　修
株式会社白石	技術本部　開発技術部	課長	大石　雅彦
株式会社白石	技術本部　土木設計部	課長	青柳　守
株式会社白石	第一営業本部　環境リノベーション事業部		岩本　靖
株式会社白石	技術本部　土木設計部		星野　英明

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 6）は、Kui Taishin-SSP 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：Kui Taishin-SSP 工法、設計・施工マニュアル

ま え が き

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

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

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

「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 3)」は、平成 13 年度に行った研究成果、各工法の設計・施工マニュアルをとりまとめたものであり、以下により構成される。

- 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 3) (6 分冊の 1)
- 同　上　　高耐力マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 2)
- 同　上　　ST マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 3)
- 同　上　　ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 4)
- 同　上　　小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 5)
- 同　上　　Kui Taishin－SSP 工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 6)

本分冊は、上記のうち、「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 3) Kui Taishin－SSP 工法　設計・施工マニュアル (6 分冊の 6)」であり、Kui Taishin－SSP 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。

Kui Taishin－SSP 工法 WG メンバー

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
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
㈱白石　第一営業本部　環境リノベーション事業部	部長	天野　明
㈱白石　第一営業本部　環境リノベーション事業部	副部長	吉川　修
㈱白石　技術本部　開発技術部	課長	大石　雅彦
㈱白石　技術本部　土木設計部	課長	青柳　守
㈱白石　第一営業本部　環境リノベーション事業部		岩本　靖
㈱白石　技術本部　土木設計部		星野　英明

目　　次

第Ⅰ部　工法の概要

1章　Kui Taishin－SSP 工法の構造 …… 1
2章　Kui Taishin－SSP 工法の施工手順 …… 2
3章　Kui Taishin－SSP 工法の特徴 …… 2
3.1　設計面の特徴 …… 2
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 …… 3
4.1　圧入装置の作動試験および耐圧試験 …… 3
4.2　実証実験 …… 3
4.3　材料試験 …… 4
4.4　曲げ載荷試験および解析 …… 4
4.5　ウォータージェット施工確認実験 …… 7

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総　則 …… 8
1.1　適用の範囲 …… 8
1.2　用語の定義 …… 8
2章　材　料 …… 10
2.1　補強鋼板 …… 10
2.2　充填モルタル …… 11
2.2.1　充填モルタルの品質 …… 11
2.2.2　充填モルタル材料 …… 11
2.3　接着剤 …… 11
2.4　設計計算に用いる物理定数 …… 12
3章　調　査 …… 14
3.1　調査の種類 …… 14
3.2　構造条件等の調査 …… 16
3.3　地盤条件の調査 …… 17
3.4　施工条件の調査 …… 19
4章　設計に関する基本事項 …… 20
4.1　設計上の地盤面 …… 20
4.2　許容応力度 …… 20
5章　耐震補強に関する基本事項 …… 22
5.1　耐震補強設計上考慮すべき荷重 …… 22
5.2　耐震補強設計の基本方針 …… 23

5.3　荷重分担 …… 24
5.4　地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計 …… 24
6章　常時およびレベル1地震時に対する照査 …… 26
6.1　設計の基本 …… 26
6.2　杭の許容支持力 …… 28
6.2.1　杭の軸方向許容押込み支持力 …… 28
6.2.2　杭の軸方向許容引抜き支持力 …… 29
6.3　水平方向地盤反力係数 …… 30
6.4　杭の軸方向バネ定数 …… 32
6.5　断面力、反力および変位の計算 …… 33
6.6　既設部および補強部の設計 …… 34
7章　レベル2地震時に対する照査 …… 37
7.1　照査の基本 …… 37
7.2　橋軸方向の橋脚部の照査 …… 42
7.2.1　PC杭およびRC杭の照査 …… 42
7.2.2　鋼管杭の照査 …… 46
7.2.3　残留変位の照査 …… 50
7.3　橋軸方向の基礎部の照査 …… 51
7.3.1　設計に用いる荷重 …… 51
7.3.2　基礎部の降伏 …… 51
7.3.3　補強下端位置の算出方法 …… 52
7.3.4　基礎部の許容塑性率および許容変位 …… 53
7.3.5　基礎部の断面力および変位の計算 …… 54
7.3.6　基礎部の部材の照査 …… 55
7.4　橋軸直角方向の照査 …… 55
7.4.1　橋軸直角方向の降伏 …… 55
7.4.2　橋軸直角方向の許容塑性率および許容変位 …… 56
7.4.3　橋軸直角方向の断面力、反力および変位の計算 …… 56
7.4.4　橋軸直角方向の部材の照査 …… 58
7.5　杭の抵抗特性 …… 58
7.5.1　杭の軸方向の抵抗特性 …… 58
7.5.2　杭の軸直角方向の抵抗特性 …… 59
7.6　既設部および補強部の曲げモーメント～曲率関係 …… 62
8章　施工時の検討 …… 68
9章　構造細目 …… 71
9.1　既設杭と補強鋼板の間のクリアランス …… 71

第Ⅲ部　施工マニュアル
1章　総　則 …… 72

1.1 適用の範囲 …… 72
1.2 用語の定義 …… 72
2章 施工に関する一般事項 …… 73
2.1 基本事項 …… 73
2.2 事前調査 …… 73
2.3 施工計画 …… 75
2.3.1 施工計画の立案 …… 75
2.3.2 基本計画の立案 …… 76
2.3.3 詳細計画の立案 …… 77
2.3.4 工程計画の立案 …… 78
2.3.5 仮設計画 …… 78
3章 施工法 …… 81
3.1 施工工程 …… 81
3.2 主要機械設備 …… 82
3.3 準備工 …… 83
3.4 反力用鋼板設置 …… 84
3.5 刃口部（1ロット部）据付け …… 85
3.6 補強鋼板組立構築 …… 87
3.7 補強鋼板圧入沈設 …… 89
3.8 泥水処理 …… 91
3.9 クリアランス洗浄 …… 92
3.10 モルタル充填 …… 92
3.11 塗 装 …… 93
4章 施工管理 …… 94
4.1 施工管理項目 …… 94
4.2 品質管理 …… 95
4.2.1 補強鋼板 …… 95
4.2.2 充填モルタル …… 95
4.2.3 品質管理項目 …… 95
4.3 工程管理 …… 96
4.4 安全衛生管理 …… 97
4.5 環境保全 …… 97
4.6 施工記録 …… 98

参考資料

参考資料 1. 設計計算例 …… 99
参考資料 2. 非線形応答スペクトル法を用いた橋脚部の照査（鋼管杭） …… 141
参考資料 3. 溶接管理記録シート（例） …… 145

第Ⅰ部　工法の概要

第Ⅰ部　工法の概要

1章　Kui Taishin-SSP 工法の構造

Kui Taishin-SSP（Super Strengthening Pile Bents）工法（以下、SSP 工法）とは、図-1.1 に示すように、補強鋼板を既設杭に巻き立て、圧入し、水中不分離型無収縮モルタル（以下、充填モルタル）により既設杭と一体化することによってその耐震性能の向上を図る工法である。本工法は、既設構造物直下等の厳しい制約条件下において、大規模な仮設備の必要がなく、また、景観、河川の河積阻害率を大きく変えることなく、パイルベント基礎の耐震性能を向上させることのできる補強工法である。SSP 工法の適用範囲を表-1.1 に示す。

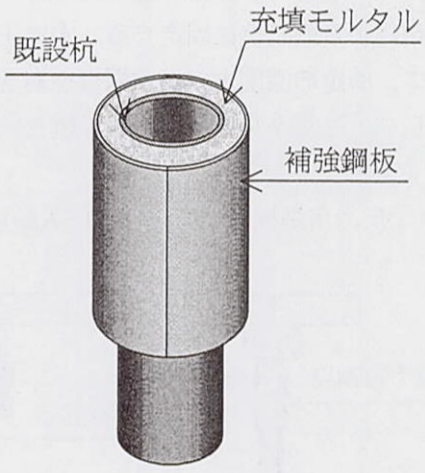


図-1.1　SSP 工法の構造

表-1.1　適用範囲

条　件		適　用　性
既設杭	杭　径	φ400 ～ φ1,200 mm
	杭　種	鋼管杭、PC 杭、RC 杭
地盤	粘性土	*N* 値 20～50 程度の硬質シルトでも、ウォータージェット併用により可能（施工確認実験、施工実績あり）
	砂・砂れき	砂－可能（*N*値 15 程度の施工実績あり） 砂れき－最大れき径が既設杭と補強鋼板の間（70～100mm 程度）より小さい場合（50～80mm 程度）には施工可能
	液状化地盤	可能（施工実績あり）
	地下水の状況	地下水の流速が早い場合でも施工可能である。 （河川内における施工実績有り）
施工	斜杭の施工	現在のところ、施工実績はない。
	作業空間	水上施工では、梁下から水面まで 2.0m程度、陸上施工では、梁下から 2.5m程度の空頭があれば施工可能である。 陸上施工の場合、仮設ヤードとして、70～80m² 程度あれば施工可能である。水上施工の場合、仮設備を台船上に設けることも可能である。
	周辺環境への影響	補強鋼板内におけるウォータージェットによる地盤掘削のため、近接構造物に対する影響はほとんどない。 圧入施工のため、施工時の騒音・振動が小さい。

2章　Kui Taishin-SSP 工法の施工手順

図-2.1 に SSP 工法の標準的な施工手順を示す。まず、既設杭の地上部にて反力用鋼板を溶接し接着剤により既設杭に固定する。次に圧入装置を設置し、2 分割された補強鋼板を現場溶接により巻き立て、所定の深度まで補強鋼板を継ぎ足しながら圧入する。最後に、補強鋼板と既設杭との空隙を洗浄して、モルタルを充填し既設杭と一体化させる。

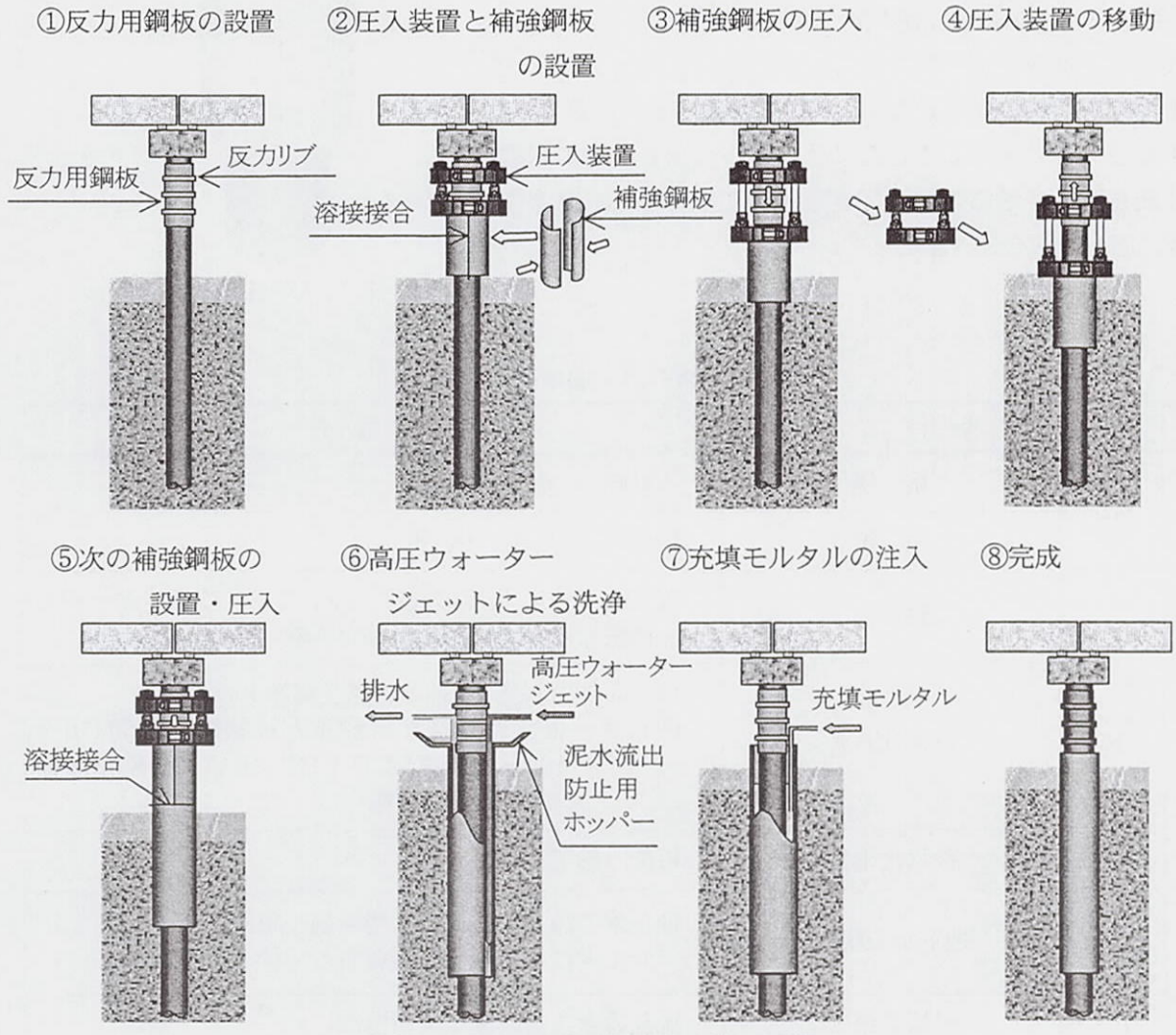


図-2.1　SSP 工法の標準的な施工手順

3章　Kui Taishin-SSP 工法の特徴

SSP 工法の設計・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補強開始位置を調節することで、補強開始位置より上方の橋脚部と、それより下方の基礎部を同時に補強することが可能である。

②塑性ヒンジ位置を地上部に設けることで、被災後の調査および補修補強を速やかに行うことが可能である。

③基礎部の有効径が増すことで、水平地盤抵抗の増加が期待できる。

3.2　施工面の特徴

①既設橋を供用しながら安全に耐震補強工事を実施することができる。

②2.0m～2.5m程度のつなぎ梁下空間があれば施工が可能である。

③圧入装置により補強鋼板を圧入沈設する。

④低騒音・低振動な工法である。

⑤確実な圧入沈設制御により品質管理・工程管理・安全管理が容易である。

3.3　設計・施工上の留意事項

SSP 工法の設計・施工に際しては、当該施工条件、地盤条件に対する適用性を十分検討する必要がある。表-3.1 に SSP 工法の設計・施工上の留意事項を示す。

表-3.1　SSP 工法の設計・施工上の留意事項

条　件		留意事項
地盤	液状化地盤	液状化時において基礎部の塑性化を考慮した設計を行う場合、応答回転角が許容値を満足しないことが多い。このような場合においても、経済的に SSP 工法による補強を行うため、補助工法を併用した設計・施工法の確立を図る必要がある。
施工	斜杭の施工	斜杭の場合には、補強鋼板組立構築、圧入沈設以外は直杭の場合と同様に施工できるものと考えられるが、施工実績がまだないため、試験施工等を行い、施工方法を検証する必要がある。

4章　これまでの研究内容

4.1　圧入装置の作動試験および耐圧試験

1）試験概要

圧入装置の作動状況の確認、盛換え試験を行った。また、既設杭（鋼管）と圧入装置にひずみ計を取り付け、圧入装置加圧時に既設杭および圧入装置に働く応力の測定、変形、亀裂の有無の確認（耐圧試験）を行った。写真-4.1 に耐圧試験状況を示す。

2）試験結果

圧入装置の作動試験、盛換え試験、耐圧試験の結果、特に問題となる状況は生じなかった。

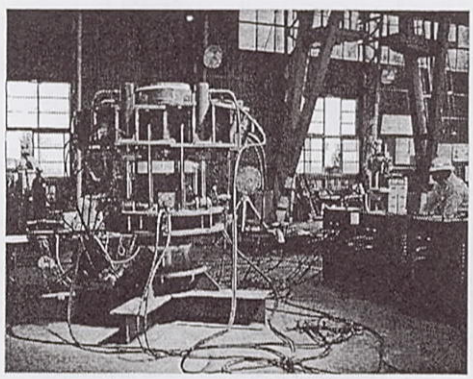


写真-4.1　耐圧試験状況

4.2　実証実験

1）実験概要

SSP 工法の施工性を実証するため、実施工と同様の施工条件・手順を想定した実証実験を実施した。本実験では、補強鋼板の先端部は開とし、高圧ウォータージェット併用により補強鋼板を深さ GL－8.65m まで圧入した。写真-4.2 に実証実験状況を示す。

2）実験結果

実験の結果、圧入装置の組立、補強鋼板内部の残留土砂の排出などに時間を要した。また、圧入深度 8m 付近の硬い地盤（固結シルト）において、圧入装置における最大圧入力による圧入となった。しかし、無事に所定の深度まで圧入することができ、圧入装置が設計どおりの性能を有していることが実証できた。

また、圧入精度も補強鋼板の内側に取付けられたスペーサガイドにより、既設杭に沿って圧入することで高い精度が確保された。さらに、充填モルタルの配合・強度・充填状況においても十分な品質、施工性が確認された。



写真-4.2　実証実験状況

本工法は、ウォータージェットやスライム処理などで発生する泥水によって、環境への影響が懸念されたが、泥水ホッパーが有効に機能し、施工場所付近を汚すことなく施工できることが確認された。実証実験により、SSP 工法の施工性が確認された。

4.3　材料試験

1）試験概要

曲げ載荷試験時における試験体の挙動を推定するために、既設・補強杭の引張試験およびモルタルの圧縮試験・静弾性係数試験を行った。

2）試験結果

鋼材の引張試験結果を、表-4.3.1 に示す。モルタルの圧縮試験および静弾性係数試験結果を、表-4.3.2 に示す。

表-4.3.1　引張試験の結果

試験 No	試験片断面積 (mm^2)	降伏点		引張強さ	
		荷重 (kN)	強さ (N/mm^2)	荷重 (kN)	強さ (N/mm^2)
補強杭	452.2	130.0	287	206.0	456
既設杭	452.2	151.2	334	215.0	475

表-4.3.2　圧縮試験および静弾性係数試験の結果

	1	2	3	平均	採用値
圧縮強度 (N/mm^2)	62.1	59.2	58.7	60.0	60.0
静弾性係数 (kN/mm^2)	22.7	22.5	21.4	22.2	22.0

4.4　曲げ載荷試験および解析

1）試験概要

供試体は、SSP 工法による補強を想定して、2 重鋼管の隙間に充填モルタルを打設した複合構造

物とした。供試体の構造は、全長6.0m、補強杭の外径φ700mm、鋼管厚 t＝12mm、既設杭の外径φ500mm、鋼管厚 t＝12mm とした。鋼管の材質はSS400 とし、引張強さ等は表-4.3.1 に示すとおりである。試験は、2 点載荷で一方向の荷重制御方式により行った。計測機器として、荷重計を荷重点に 1 ヶ所、鉛直変位計を供試体の中心に 2 ヶ所（中立軸、下部）、荷重点と支承点の 4 ヶ所（中立軸）に設置した。ひずみゲージは、圧縮側、引張側それぞれに、鋼管の外側と内側、およびモルタル注入部の 1 断面に各 6 ヶ所設置した。写真-4.4.1 に曲げ載荷試験状況、表-4.4.1 に供試体諸元、図-4.4.1 に試験装置を示す。

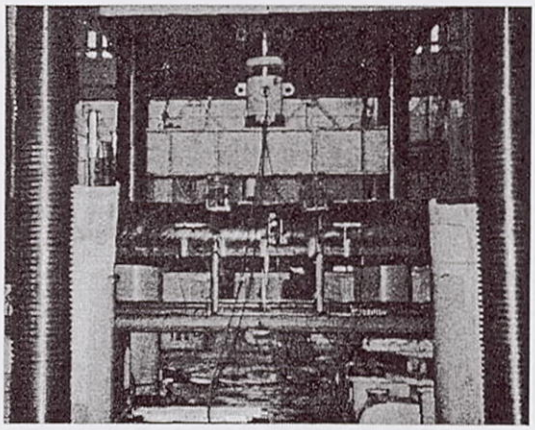
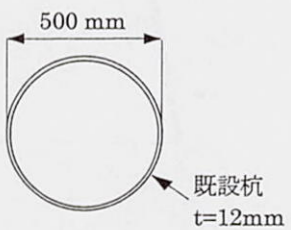
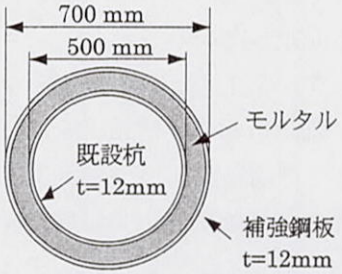


写真-4.4.1　曲げ載荷試験状況

表-4.4.1　供試体諸元

	既設杭断面	補強杭断面
断面形状		
鋼管の材質	SS400	
鋼材の強度	σ_y＝334 N/mm²	σ_y＝287 N/mm²
モルタル強度	——	σ_u＝60 N/mm²
鋼材の弾性係数	E＝2.0×10⁵ N/mm²	
モルタルの弾性係数	——	E＝2.2×10⁴ N/mm²

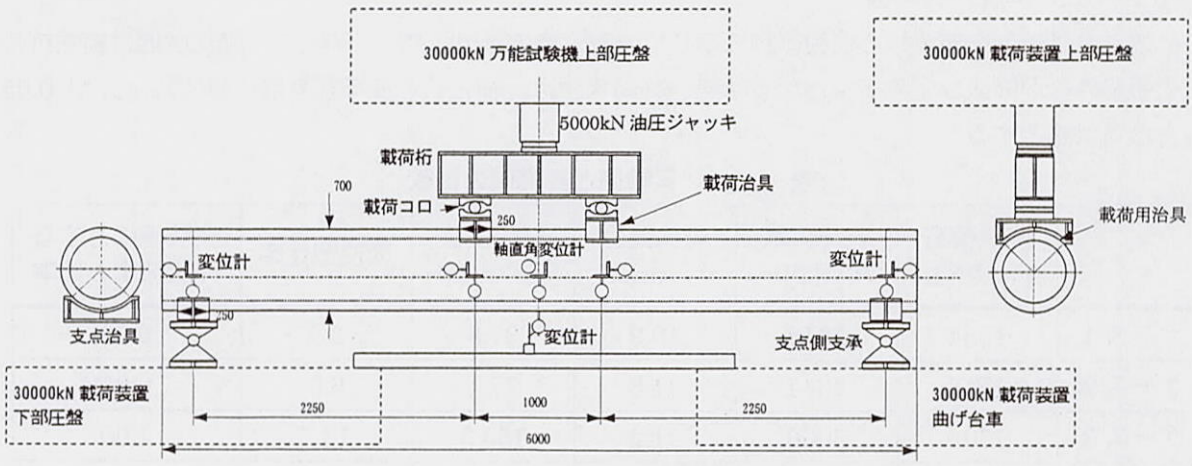


図-4.4.1　試験装置

2）試験結果

図-4.4.2 に荷重－変位曲線を示す。試験体の耐力を比較すると、降伏時で 3.33 倍、終局時で 3.59 倍とそれぞれ増加しており、補強効果を確認することができる。ここで、実験値における降伏耐力 P_y は両対数グラフ上において変位の急増する点とした。

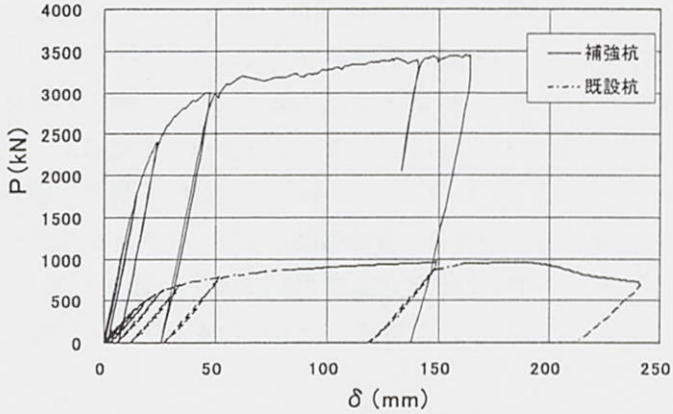


図-4.4.2　荷重－変位曲線

3）解析概要

図-4.4.3 に実験と計算における荷重 P ～変位 δ 曲線を示す。また、表-4.4.2 に各ケースの降伏点と終局点における変位と荷重を示す。計算値は、補強杭の非線形性を考慮した梁モデルにより求めたものである。ここで、補強杭の曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係は、以下の方法により設定した。

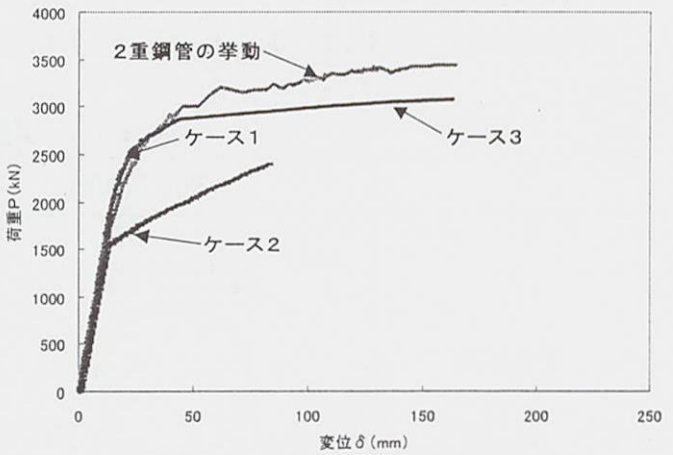


図-4.4.3　実験値と計算値の比較

①ケース 1（モルタル考慮）

既設杭および補強杭を鉄筋とみなし、RC 理論により M～ϕ を算出した。このとき、補強杭の引張側最外縁が降伏ひずみ ε_{sy} となる状態を降伏、モルタルの圧縮側最外縁が道路橋示方書Ⅴ編（以下、道示Ⅴ）に規定されるタイプⅡに対応する終局ひずみ ε_{cu} となる状態を終局とする（ρ_s（横拘束筋の体積比）＝0.018）。

②ケース 2（モルタル無視）

既設杭と補強杭の間のモルタルの強度を無視し、平面保持した 2 重鋼管と考えて M～ϕ を算出した。M～ϕ の算出方法については、道路橋示方書Ⅳ編（以後道示Ⅳ）の規定に基づくものとした。

③ケース 3（拘束効果考慮）

コンクリートを充填した鋼製橋脚に準じて、M～ϕ を算出した。このとき、降伏状態は補強杭の引張最外縁が降伏ひずみ ε_{sy} となる状態、終局状態は、補強杭の圧縮最外縁のひずみ ε_{su} が 0.05 となる状態とする。

表-4.4.2　実験値と計算値の比較

	降伏荷重 P_y（kN）	終局荷重 P_u（kN）	降伏変位 δ_y（mm）	終局変位 δ_u（mm）	変位塑性率	実験値に対する降伏荷重の比率
ケース 1	1584	2818	10.9	37.8	3.5	0.99
ケース 2	1518	2344	11.8	77.1	6.5	0.95
ケース 3	1604	3066	11.2	153.3	13.7	1.00
実験値	1600	3440	12.5	158.3	12.7	1.00

4）解析結果

解析の結果、次のことが確認された。

①補強杭の耐力は、降伏荷重・終局荷重ともに既設杭の 3 倍以上になった。

②補強杭では、終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立っていた。

③実験と解析の結果を比較すると、モルタルの効果を考慮し、かつ、拘束効果も考慮したケースの挙動が実験値と最も良く整合した。実験後、供試体の中心付近でモルタルの状況を確認した結果、写真-4.4.2、写真-4.4.3 に示すように、ひび割れは発生しているもののモルタルは破壊に至っていなかった。

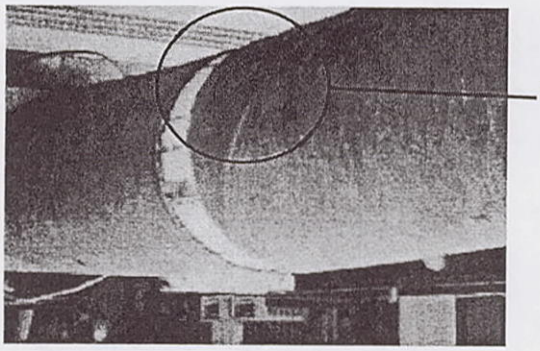


写真-4.4.2　実験後のモルタル部

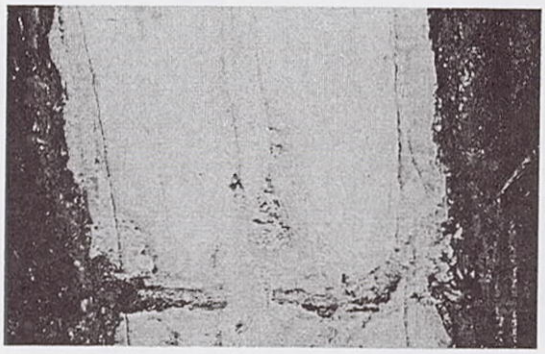


写真-4.4.3　モルタル部詳細

4.5　ウォータージェット施工確認実験

1）実験概要

SSP 工法が N 値 20～50 程度の硬質シルトおよび土丹でも、ウォータージェット併用により圧入可能であることを確認するため、模擬地盤を作成し、施工確認実験を行った。写真-4.5.1 に削孔状況を示す。

2）実験結果

実験の結果、地盤の強度が N 値 20～50 程度の硬質シルトおよび土丹においても適用できることが確認された。

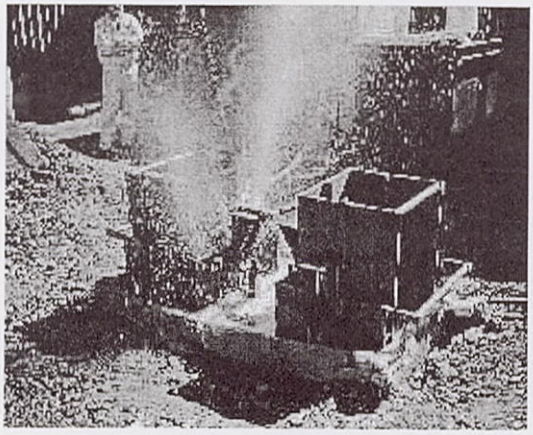


写真-4.5.1　削孔状況

第Ⅱ部　設計マニュアル

第Ⅱ部　設計マニュアル

1章　総則

1.1　適用の範囲

本編は、SSP 工法によりパイルベント基礎の耐震補強を行う場合の設計に適用する。

【解説】

1)　適用範囲

本編は、パイルベント基礎の耐震補強に SSP 工法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。SSP 工法は、既設杭の杭径がφ400～φ1,200mm、杭種が鋼管杭、PC 杭、RC 杭に適用することができる。なお、PC 杭には PHC 杭を含むものとする。

2)　適用基準類

本編は、SSP 工法の設計に必要な事項のみを記載しているため、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を参考にしなければならない。

・道路橋示方書・同解説：（社）日本道路協会（2002 年 3 月）

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は次のとおりとする。

(1)　SSP 工法

既設杭に鋼板を巻き立て圧入することによりパイルベント基礎を耐震補強する工法

(2)　つなぎ梁

杭を連結している梁部材

(3)　パイルベント基礎

一列の杭を沓座付近まで立ち上げ、杭頭をつなぎ梁で連結することにより一体化し、上部工からの荷重を杭のみで支持する基礎形式

(4)　補強開始位置

地盤面上方において補強鋼板を巻き立てることにより生じた断面変化位置

(5)　橋脚部

レベル 2 地震時に対する橋軸方向の照査において定義する、補強開始位置より上方の部分

(6)　基礎部

レベル 2 地震時に対する橋軸方向の照査において定義する、補強開始位置より下方の部分

(7)　既設部

補強鋼板が巻き立てられていない部分

(8)　補強部

補強鋼板が巻き立てられている部分

(9)　補強鋼板

既設杭に巻き立てる半円状の鋼板

(10)　反力用鋼板

圧入装置にて補強鋼板を圧入する際の圧入反力を受ける鋼板で、圧入部の上部にエポキシ樹脂系接着剤等で接着固定する反力リブのある特別な鋼板

(11)　圧入装置

補強鋼板を所定の深度まで圧入する装置

(12)　充填モルタル

所定の深度まで圧入した補強鋼板と既設杭との空隙に充填する流動性の高い水中不分離型無収縮モルタル

(13)　圧入力

圧入装置により、補強鋼板を所定の深度まで圧入するための荷重

2章　材料

2.1　補強鋼板

(1) 補強鋼板は、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　補強鋼板に用いる鋼材

規格		鋼材記号
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400、SM490、SM490Y、SM520、SM570

(2) 補強鋼板の板厚は、概ね 9～22mm の範囲とし、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。

【解説】

(1) SSP 工法に使用する補強鋼板は、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 に示す規格の鋼板を用いることを標準とした。これらの鋼板については、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、補強鋼板の継ぎ足しにおいて溶接を行うため、鋼板の溶接性を確認しなければならない。現場溶接を行う継手部の裏当て鋼板も、母材と同様のものを使用する。反力用鋼板は一般的には仮設資材であるため、一般構造用圧延鋼材 SS400 を使用することができる。しかし、反力用鋼板を橋脚の補強鋼板として用いる場合は表-2.1.1 に示す鋼材を使用することとする。

また、表-2.1.1 に示す規格以外の鋼板を SSP 工法に適用する場合には、鋼板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 に示す鋼板の機械的性質を表-解 2.1.1 に示す。

表-解 2.2.1　鋼板の機械的性質

材質	種類の記号	降伏点または耐力		引張強さ (N/mm²)	伸び		
		鋼材の厚さ (mm)	降伏点または耐力 (N/mm²)		鋼材の厚さ (mm)	試験片	伸び (%)
溶接構造用圧延鋼材	SM400	16 以下	245 以上	400～510	16 以下	1A 号	18 以上
		16 をこえ 40 以下	235 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	22 以上
	SM490	16 以下	325 以上	490～610	16 以下	1A 号	17 以上
		16 をこえ 40 以下	315 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	21 以上
	SM490Y	16 以下	365 以上	490～610	16 以下	1A 号	15 以上
		16 をこえ 40 以下	355 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	19 以上
	SM520	16 以下	365 以上	520～640	16 以下	1A 号	15 以上
		16 をこえ 40 以下	355 以上		16 をこえ 50 以下	1A 号	19 以上
	SM570	16 以下	460 以上	570～720	16 以下	5 号	19 以上
		16 をこえ 40 以下	450 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) SSP 工法に使用する補強鋼板の板厚は、概ね 9～22mm の範囲とし、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。板厚が 6mm 以下の補強鋼板は、圧入時において提灯座屈が発生するなど強度に不安があることを考慮し、使用しないものとする。

また、補強鋼板の 1 ロット長は 1.0m を標準とし、空頭制限などの施工条件を考慮したうえで 0.5m から 1.5m の範囲で適切に選定するのがよい。

2.2 充填モルタル

2.2.1 充填モルタルの品質

充填モルタルは、圧縮強度 45N/mm² 以上の高流動水中不分離型無収縮モルタルを標準とする。

【解説】

充填モルタルは、補強鋼板と既設杭との間に注入、充填するものである。モルタル充填の目的は補強鋼板と既設杭を一体化させることである。そのため、充填モルタル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、かつ十分な強度、耐久性が求められる。SSP 工法では、このような品質を確保するため、充填モルタルは、高流動水中不分離型無収縮モルタルとし、圧縮強度は 45 N/mm² 以上とした。

2.2.2 充填モルタル材料

(1) 結合材は、品質の確かめられたセメント系材料とする。

(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、品質が確かめられたものとする。

【解説】

(1) 結合材は、ポルトランドセメント（JIS R 5210）を用いることを標準とする。これ以外のセメントを使用する場合には、強度特性、耐久性、施工性などについて十分な検討を行わなければならない。

(2) 練混ぜ水は、充填モルタルの凝結、硬化、強度などに悪影響を及ぼすことのないよう、また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。

なお、上水道以外の水を使用する場合には、JIS A 5308 付属書 9（レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水）に適合するものとする。

(3) 混和材料は、高流動、水中不分離、無収縮という充填モルタルの品質を確保することができる品質が確かめられたものを用いる。混和材料には膨張材、流動化剤、無収縮材等がある。

2.3 接着剤

反力用鋼板を設置するための接着剤は、圧入装置により補強鋼板を安全確実に圧入できるような強度を有するものとする。

【解説】

圧入装置の反力を得るために、図-解 2.3.1 のような反力用鋼板を既設杭に設置する。反力用鋼板を設置するための接着剤は、圧入装置により補強鋼板を安全確実に圧入できるような強度を有するものとする。一般には表-解 2.3.1 に示す規格に適合するエポキシ樹脂系接着剤を用いる。表-解 2.3.1 に示す接着剤を用いた場合、反力用鋼板は、第Ⅲ部表-解 3.4.1 に示す最小必要長が確保されれば、安全に補強鋼板を圧入できることが確認されているが、それ以外の接着剤を用いる場合には接着剤の強度、必要反力用鋼板長などについて検討する必要がある。

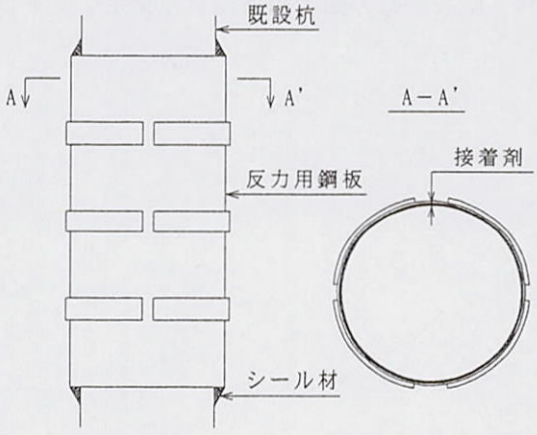


図-解 2.3.1　反力用鋼板標準図

表-解 2.3.1　エポキシ樹脂系接着剤品質規格表

試験項目	試験方法	単 位	規格値
比　重	JIS K 7112	—	1.20±0.2
粘　度	JIS K 6833	MPa·s	5,000 以下
可使時間	温度上昇法	分	30 以上
曲げ強度	JIS K 7203	N/mm^2	40 以上
圧縮降伏強度	JIS K 7208	N/mm^2	50 以上
圧縮弾性係数	JIS K 7208	N/mm^2	$(1.0\sim8.0)\times10^3$
引張強度	JIS K 7113	N/mm^2	20 以上
衝撃強度	JIS K 7111	kJ/m^2	3.0 以上
引張せん断強度	JIS K 6850	N/mm^2	10 以上
硬　度	JIS K 7215	HDD	80 以上

2.4　設計計算に用いる物理定数

(1)　補強鋼板

設計計算に用いる補強鋼板の物理定数は、表-2.4.1 の値を用いるものとする。

表-2.4.1　設計計算に用いる鋼板の物理定数

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

(2)　充填モルタル

設計計算に用いる充填モルタルの物理定数は、表-2.4.2 の値を用いるものとする。

表-2.4.2　設計計算に用いる充填モルタルの物理定数

種　類	物理定数の値
弾性係数	2.2×10^4 N/mm^2

【解説】

(1) 道示Ⅰに準じて設定した。

(2) 充填モルタルの物理定数は、試験結果[1)]の平均値より設定した。また、充填モルタルの単位容積質量は標準配合の場合、2.0±0.1kg/ℓである。

【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.

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諸元、使用材料など ・橋脚の設計条件と諸元、配筋状態、使用材料など ・パイルベント基礎の設計条件、杭種・杭径・杭長などの杭諸元、配筋状態、使用材料など ・設計に用いた地盤条件 ・設計に用いた荷重
	現在の状況に関する調査	・上部構造および下部構造の諸元の確認 ・既設パイルベント基礎の損傷状況、劣化状況等の把握 ・既設パイルベント基礎の保有耐力の把握 ・支持地盤、周辺地盤等の現状把握	・上部構造および下部構造の諸元 ・既設パイルベント基礎の損傷あるいは劣化の状況 ・既設パイルベント基礎の保有耐力 ・支持地盤の状態 ・河床形状の状態 ・周辺地盤の状態
地盤条件の調査	ボーリング調査およびサウンディング	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地下水位 ・N値 ・試料採取 ・せん断強さ ・コーン支持力 ・貫入抵抗値
	物理探査および物理検層	・地盤の概要、地層の構成とその性質の把握	・地層構成 ・地質 ・地盤の相対的硬軟 ・地下水位 ・地盤の動的性質
	室内試験	・物理試験 ・力学試験	・土粒子の比重、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 ・粘着力、せん断抵抗角、変形係数、弾性波速度、圧縮強度など
	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の検討	・周辺の建物、騒音・振動、地盤の変動、井戸の水位・水質、交通などの現況 ・周辺環境の保全対策
	作業環境の調査	・作業上の制約条件の把握 ・近接構造物と当該構造物との相互影響度の検討 ・工事用諸設備の位置、使用機械器具、作業方法などの検討 ・現場の保安対策および施工安全対策の検討 ・施工時の気象状況の予測	・作業面積、作業空間、工事用道路の幅員・線形、交通量、交通規制の有無など ・近接構造物、地下埋設物、架空線などの位置、形式、規模 ・掘削泥土および泥水の処分場所、処分可能量、処分方法 ・電気・給排水などの位置およびその量 ・気温、湿度、降雨、積雪、風向、風速、凍上、凍結融解、台風などの過去の記録

3.2　構造条件等の調査

構造条件等の調査は、必要に応じて次に示す項目について行うものとする。
(1) 設計図書および設計計算書による調査
(2) 現在の状況に関する調査

【解説】

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

(1)　設計図書および設計計算書による調査

既設基礎の補強設計にあたっては、まず、設計図書、設計計算書に基づき、既設の上部構造および下部構造の施工当時の設計条件、諸元、使用材料等について調査を行う。また、既設パイルベント基礎の杭種、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、つなぎ梁の拡幅を伴う場合には、つなぎ梁の諸元、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、既設パイルベント基礎の保有耐力、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。かなり年代の古いパイルベント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、つなぎ梁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などを把握する目的で地盤条件の調査を行う。地盤や地下水の状態は、施工地点によって変化するので、必要な調査項目、適切な調査地点を十分に検討し、調査を実施する必要がある。

(1) ボーリング調査およびサウンディング

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

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

表-解 3.3.1　ボーリング調査およびサウンディング

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

(2) 物理探査および物理検層

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

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

表-解 3.3.2　物理探査および物理検層

区　分	計測方法	測定項目	調査事項
物理探査 (地表探査法)	弾性波探査	弾性波速度	地層構造、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、物理試験と力学試験に分けられる。表-解 3.3.3 に調査項目を示す。

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

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

表-解 3.3.3　室内試験

調査方法	調査項目
物理試験	土粒子の比重、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、弾性波速度、圧縮強度など

(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、補強鋼板の圧入掘削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】

SSP 工法は、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、SSP 工法の施工による周辺環境に及ぼす影響度を検討する必要がある。

(3) 作業環境の調査

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

施工箇所における近接構造物や地下埋設物などの有無も SSP 工法の施工に影響を与えるので、その位置、構造物の種類等について設計図書や施工記録などを基に調査し、補強対象となる既設杭と近接構造物や地下埋設物との相互の影響度を把握する必要がある。

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

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

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

【参考文献】

1)　建設省土木研究所等：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　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、一般に常時における設計上の地盤面とするが、耐震設計上の土質定数を零とする土層がある場合、耐震設計上の地盤面をその層の下面に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。その場合に考慮しなければならない事項としては、道示Ⅳに示されるように、以下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、SSP 工法による補強においては、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、現状での地盤状況、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。

(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。

4.2　許容応力度

(1)　SSP 工法に用いる充填モルタルの許容応力度は、表-4.2.1 に示す値とする。

表-4.2.1　充填モルタルの許容応力度　(N/mm²)

応力度の種類	
充填モルタルの曲げ圧縮応力度　σca	15

(2)　補強鋼板の許容応力度は、表-4.2.2 に示す値とする。

表-4.2.2　補強鋼板の許容応力度　(N/mm²)

応力度の種類＼鋼材記号	SM400	SM490	SM490Y SM520	SM570
引張応力度	140	185	210	255
圧縮応力度	140	185	210	255
せん断応力度	80	105	120	145

(3)　鉄筋およびコンクリートの許容応力度は、道示Ⅳに準じた値を用いるものとする。

(4)　荷重の組み合わせによる許容応力度の割増しは、道示Ⅳに準じるものとする。

【解説】

(1)　SSP 工法に用いる充填モルタルの許容曲げ圧縮応力度を規定したものである。

道示Ⅳで規定されるコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の 1/3 としている。よって、SSP 工法に用いる充填モルタルの許容曲げ圧縮応力度についても、充填モルタルの設計基準強度の 1/3 とする。

(3)　既設構造物の許容応力度は、架設当時の設計図書に規定する値とする。

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)　既設パイルベント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)　水圧

ⅲ)　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)　地震時動水圧

ⅲ)　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)　既設パイルベント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、既設パイルベント基礎の性能によっては、道示Ⅳに示される常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)　既設パイルベント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)　既設パイルベント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)　既設パイルベント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パイルベント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パイルベント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、既設パイルベント基礎の耐震性能を照査する手法を示し

ている。

5.3 荷重分担

(1) 鉛直荷重は、既設部の先端支持力、補強部の周面摩擦力、既設部の周面摩擦力で支持させるものとする。

(2) 水平荷重は、補強部と既設部との共同で支持させるものとする。

【解説】

(2) 水平荷重は、補強部と既設部との共同で支持させるものとした。このとき補強部は、既設杭と補強鋼板が充填モルタルにより一体となり支持できるものと考えてよい。これは、補強部の載荷実験結果[1]のシミュレーション解析[1]に基づき補強部の断面抵抗特性を検討した結果、終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立ち、十分な変形特性を有することが確認されたためである。

5.4 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、その影響を考慮するために、道示Vの規定に従って耐震性能の照査(レベル1地震時およびレベル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の規定に準じ、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/m^{2}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の規定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定された場合には、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

【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.

6章. 常時およびレベル1地震時に対する照査

6.1 設計の基本

SSP工法により補強したパイルベント基礎の常時およびレベル1地震時に対する照査は、次によるものとする。

(1) 設計上の地盤面における軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。

(2) SSP工法により補強したパイルベント基礎の変位は、許容変位以下とする。

(3) SSP工法により補強したパイルベント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】

SSP工法により補強したパイルベント基礎の常時およびレベル1地震時に対する照査は、道示Ⅳに基づき、次によるものとする。

(1) 1) 上部構造からSSP工法により補強したパイルベント基礎に伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、設計上の地盤面においてそれぞれの許容支持力以下となるように設計する。

ここで、SSP工法により補強したパイルベント基礎の許容支持力は6.2の規定により算定する。

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SSP工法により補強したパイルベント基礎本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ように設計する必要がある。この場合、道示Ⅳに準じて設計するものとする。

(2) 水平方向の安定照査に関しては、水平変位により照査するものとした。一般にSSP工法により補強したパイルベント基礎の設計における許容変位としては、道示Ⅳに規定するように、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と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、SSP工法を適用する既設杭の径を考慮して15mmとする。なお、下部構造から決まる許容水平変位に対しては、設計上の地盤面における水平変位を照査するものとする。

(3) パイルベント基礎の各部材に生じる応力度が許容応力度以下となるように6.6に従って補強範囲を定めるものとする。ここで、補強部の許容応力度は4.2の規定によるものとする。

SSP工法により補強したパイルベント基礎の常時およびレベル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。

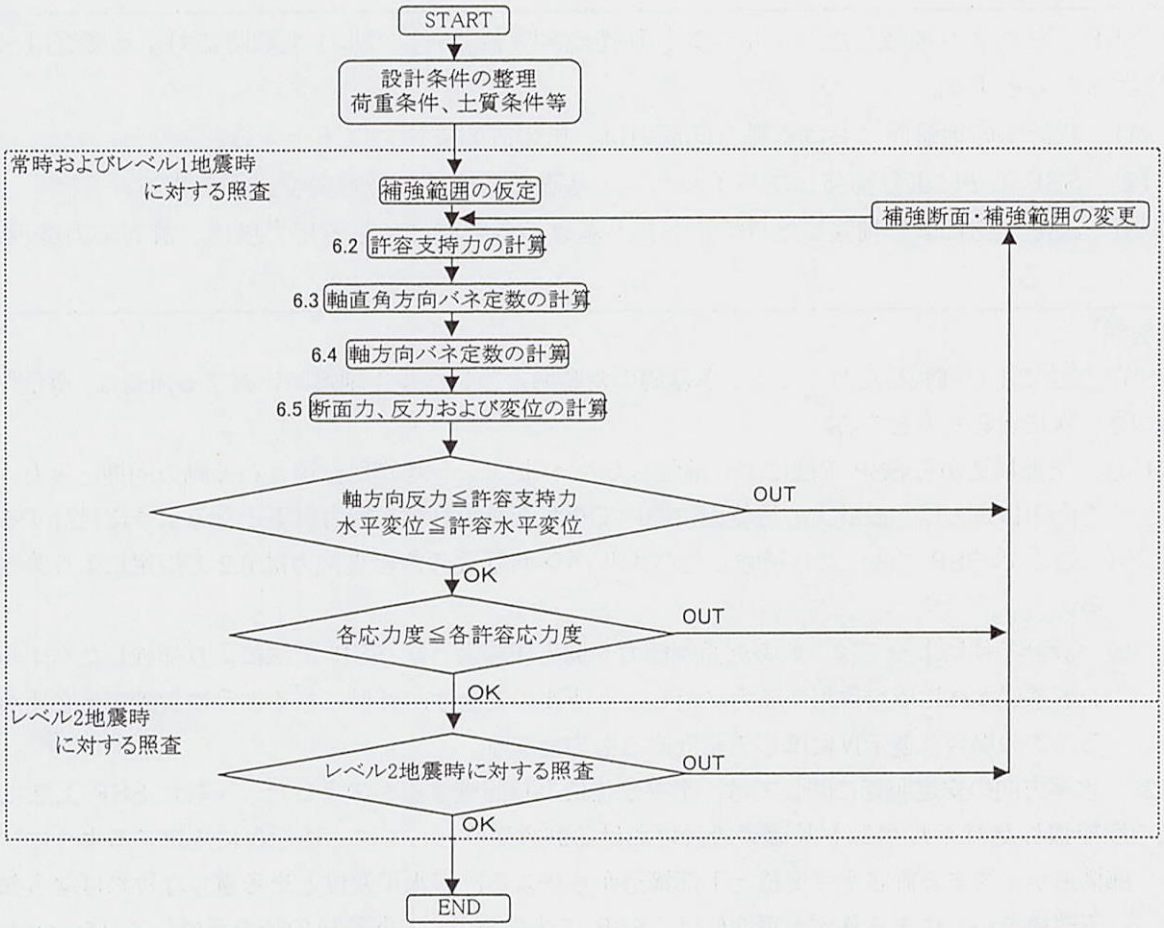


図-解 6.1.1　SSP 工法により補強したパイルベント基礎の設計計算フロー
（常時およびレベル 1 地震時）

6.2　杭の許容支持力

6.2.1　杭の軸方向許容押込み支持力

(1)　SSP 工法により補強した杭の軸方向許容押込み支持力は、補強範囲、地盤条件、施工方法等を考慮した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。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \quad \cdots\cdots (6.2.1)$$

ここに、

R_a ：　SSP 工法により補強した杭の軸方向許容押込み支持力(kN)

n ：　表-6.2.1 に示す安全率

R_u ：　地盤から決まる極限支持力(kN)

表-6.2.1　安 全 率 n

荷重状態	安全率
常　時	3
レベル1地震時	2

(2)　地盤から決まる極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式より算出するものとする。

【解説】

補強部の最大周面摩擦力度は、SSP 工法の施工方法、地盤種別に応じて、表-解 6.2.1 に示す値とする。ここで、圧入沈下を行った後ジェットを用いて排土する方法(先行圧入方法)の場合、周囲地盤を乱さず施工できることから、道示Ⅳに示す打ち込み杭の最大周面摩擦力度に準じるものとした。この場合、圧入のみで沈下できる範囲を適切に設定する必要があるが、事前の予測が困難の場合には、今までの施工実績より、$N \leqq 10$ 程度の地盤を目安としてよい。また、ジェットを用いて排土した後圧入沈下する方法(先行ジェット方法)の場合には、中掘り杭の最大周面摩擦力度に準じるものとした。

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。

$$R_u = q_d A + U_1 \sum L_{i1} f_{i1} + U_2 \sum L_{i2} f_{i2} \quad \cdots\cdots (解\ 6.2.1)$$

ここに、

R_u ：　地盤から決まる極限支持力(kN)

U_1 ：　補強部の周長(m)

L_{i1} ：　補強部の周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_{i1} ：　補強部の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

U_2 ： 既設部の周長(m)

L_{i2} ： 既設部の周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_{i2} ： 既設部の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

q_d ： 既設部の杭先端における単位面積あたりの極限支持力度(kN/m²)

A ： 既設部の杭先端の面積(m²)

既設部の杭先端極限支持力および周面摩擦力は、施工方法、設計年次等を考慮し、支持力特性を適切に評価する必要がある。一般には、架設当時の適用基準を基に算定することが望ましい。

表-解 6.2.1 補強部の最大周面摩擦力度(kN/m²)

	砂質土	粘性土
先行圧入方法 (適用地盤N≦10)	$2N$	cまたは$10N$(≦150)
先行ジェット方法	$2N$(≦100)	0.8 cまたは$8N$(≦100)

ここで、cは地盤の粘着力(kN/m²)、Nは標準貫入試験のN値

6.2.2 杭の軸方向許容引抜き支持力

(1) SSP 工法により補強した杭の軸方向許容引抜き力は、補強範囲、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限引抜き力に対し、表-6.2.2 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 ： SSP 工法により補強した杭の軸方向許容引抜き力(kN)

n ： 表-6.2.2 に示す安全率

P_u ： 地盤から決まる極限引抜き力(kN)

W ： 既設部および補強部の有効重量(kN)

表-6.2.2 安 全 率 n

荷重状態	安全率
常 時	6
レベル1地震時	3

(2) 地盤から決まる杭の極限引抜き力は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力度の和として算出するものとする。

【解説】

道示Ⅳに準じて規定した。補強部の最大周面摩擦力度は、SSP 工法の施工方法、地盤種別に応じて表-解 6.2.1 に示す値とする。なお、既設部の最大周面摩擦力度は、架設当時の適用基準を基に算定することが望ましい。

6.3 水平方向地盤反力係数

SSP 工法により補強した杭の水平地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討し、補強による載荷幅等の影響を考慮して求めるものとする。

【解説】

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。

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

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、各種土質試験または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 ： 表-解 6.3.1 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

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
供試体の一軸圧縮試験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 $E_0 = 2800N$(kN/m²)で推定した変形係数	1	2

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 ： 荷重作用方向に直交する杭の載荷幅(m)

$1/\beta$ ： 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 ： 杭の曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

杭の換算載荷幅 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。この時、杭の地中部においては、SSP 工法により補強した部分と既設部で杭径および杭の曲げ剛性に違いが生じる。したがって、水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ と補強部の範囲を考慮して、荷重作用方向に直交する杭の載荷幅 D と杭の曲げ剛性 EI を求めるものとする。

なお、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。

1) 水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ が補強部の範囲内となる場合

水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ が補強部の範囲内となる場合、荷重作用方向に直交する杭の載荷幅 D は補強部の直径、杭の曲げ剛性 EI は既設杭および補強鋼板、充填モルタルで構成された複合断面の全断面有効とした曲げ剛性とする。

2) 水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ が補強部と既設部に跨る場合(図-解 6.3.1)

水平抵抗に関与する地盤の深さ $1/\beta$ が補強部と既設部に跨る場合は、杭の載荷幅 D は式(解 6.3.4)、杭の曲げ剛性 EI は式(解 6.3.5)により算出する。

$$EI = \frac{EI_1 \times L_1 + EI_2 \times L_2}{L_1 + L_2} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.4)$$

$$D = \frac{D_1 \times L_1 + D_2 \times L_2}{L_1 + L_2} \quad \cdots\cdots (解\ 6.3.5)$$

ここに、

EI_1 ： 既設杭および補強鋼板、充填モルタルで構成された複合断面の全断面有効とした曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

L_1 ： 設計上の地盤面から補強下端位置までの長さ(m)

D_1 ： 補強部の直径(m)

EI_2 ： 既設杭の曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

L_2 ： 補強下端位置から $1/\beta$ までの長さ(m)

D_2 ： 既設部の直径(m)

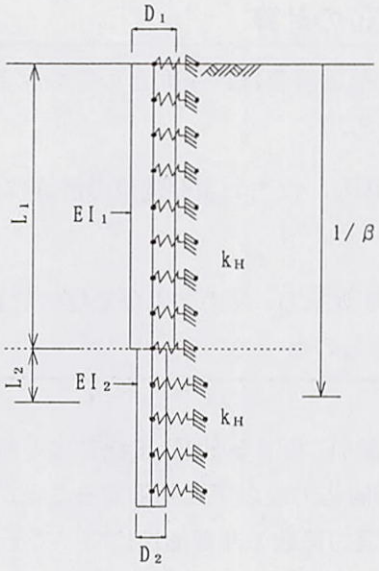


図-解 6.3.1　水平方向地盤反力係数算出モデル
（1/βが補強部と既設部に跨る場合）

6.4　杭の軸方向バネ定数

SSP 工法により補強した杭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り求めるものとする。

【解説】

SSP 工法により補強した杭の軸方向バネ定数K_vは、式(解 6.4.1)によって求めるものとする。SSP 工法により補強した杭の軸方向バネ定数の推定方法は鉛直載荷試験により算出するのが困難であることから、ここでは、安全側の配慮から、補強による軸方向バネ定数の増加は考慮しないものとし、架設当時の施工法を考慮して以下の式により算定することとする。

$$K_v = a\frac{A_p E_p}{L} \quad \cdots\cdots \text{(解 6.4.1)}$$

ここに、

K_v：　杭の軸方向バネ定数(kN/m)

A_p：　既設部の純断面積(m^2)

E_p：　既設部のヤング係数(kN/m^2)

L　：　設計上の地盤面から杭先端までの長さ(m)

aは、既設杭の適用基準を基に算出する。

6.5　断面力、反力および変位の計算

(1)　断面力、反力および変位の計算は、原則としてつなぎ梁、補強部、既設部および地盤を弾性体として行うものとする。

(2)　橋軸方向における断面力、反力および変位の計算は、パイルベント基礎を 1 列の杭とみなして行うものとする。

(3)　橋軸直角方向における断面力、反力および変位の計算は、つなぎ梁を弾性体とした杭－ラーメンモデルとして行うものとする。

【解説】

(1)　常時およびレベル 1 地震時における SSP 工法により補強したパイルベント基礎の照査では、各部材に生じる応力度を許容応力度以下に制限することから、杭体を弾性体として取扱うものとした。また、水平方向地盤反力係数の非線形性についても、杭の挙動を許容変位以下に抑えることから、見かけ上線形として取扱うものとする。

(2)　橋軸方向における断面力、反力および変位の計算は、杭体および地盤を弾性体としてモデル化し、図-解 6.5.1 に示すように突出した杭基礎として行うものとした。

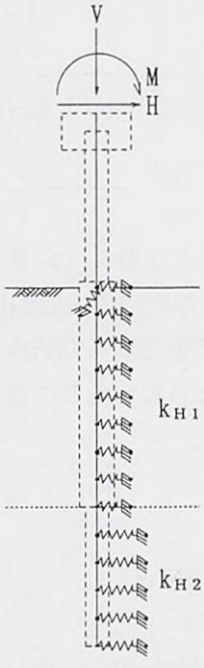


図-解 6.5.1　　橋軸方向における断面力、反力および変位の計算モデル

(3)　橋軸直角方向における断面力、反力および変位の計算は、SSP 工法により補強した杭をつなぎ梁に結合し、各杭体が弾性床上に支持された梁とする杭－ラーメンモデルで解く方法と、道示Ⅳで規定する変位法とがある。ここでは、つなぎ梁が一般的に剛体として見なせないことおよびレベル 2 地震時の計算モデルと整合性を図ることから、図-解 6.5.2 に示すように杭－ラーメンモデルで断面力、反力および変位を求めるものとした。

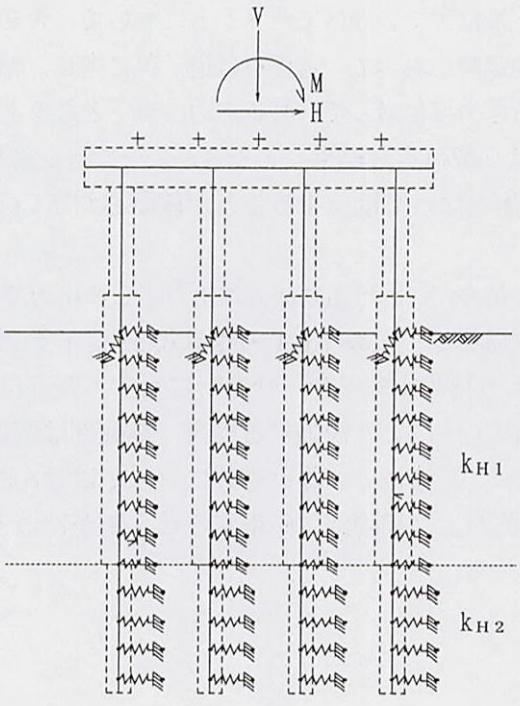


図-解 6.5.2　橋軸直角方向における断面力、反力および変位の計算モデル

6.6　既設部および補強部の設計

(1)　杭の軸方向押込み力または杭の軸方向引抜き力による既設部および補強部の軸力は、地盤の特性を考慮して算出するものとする。

(2)　既設部および補強部は、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) 1)　杭の軸方向押込み力に対しては、実際には既設部および補強部の軸力は深さ方向に減少するが、設計では軸力は深さ方向に変化しないものとしてよい。

2)　杭の軸方向引抜き力に対しては、地盤が良好で一様な場合には杭先端の応力を零として、杭頭まで直線的に変化するものとしてよいが、上部地盤が軟弱な場合には、軟弱な地盤の部分では杭の軸力が変化しないものとして計算してよい。

(2) 1)　既設部および補強部の設計に用いる曲げモーメントは、橋軸方向については杭頭部を自由と考えて算出し、橋軸直角方向については以下の 3 点を考慮して決定するのが望ましい。

①　橋軸直角方向の杭頭部の設計に用いる曲げモーメントは、杭頭剛結合と考えた場合の杭頭曲げモーメントを用いるものとする。

②　橋軸直角方向の補強部の設計に用いる曲げモーメントは、杭頭剛結合と杭頭ヒンジ結合と考えた補強部での曲げモーメントにおいて、大きい方を用いるものとする。

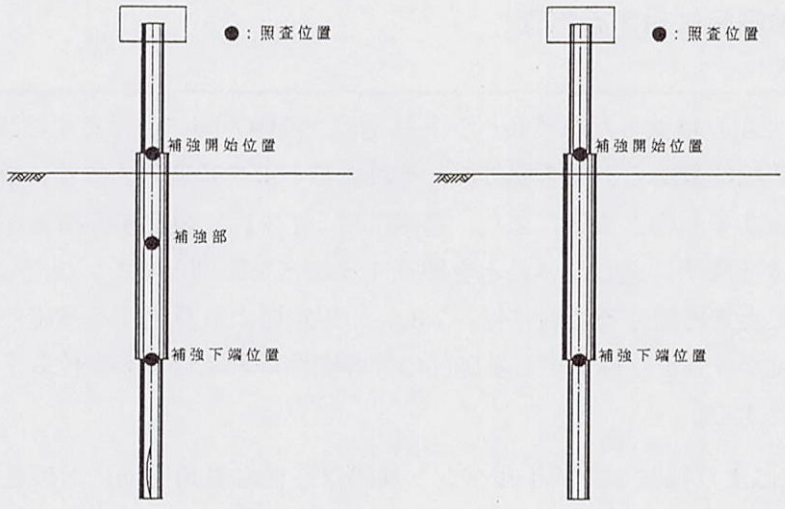
③　橋軸直角方向の補強下端位置の設計に用いる曲げモーメントは、杭頭剛結合と杭頭ヒン

ジ結合と考えた補強下端位置での曲げモーメントにおいて、大きい方を用いるものとする。

2) 常時およびレベル 1 地震時において、各部材は道示Ⅳに準じ、軸力、曲げモーメントおよびせん断力によって生じる応力度に対して、許容応力度以下となるように照査しなければならない。このとき、補強部は、載荷実験結果 [1]のシミュレーション解析 [1]により既設杭と補強鋼板、充填モルタルが一体となって抵抗することが確認されていることから、全断面有効として照査する。

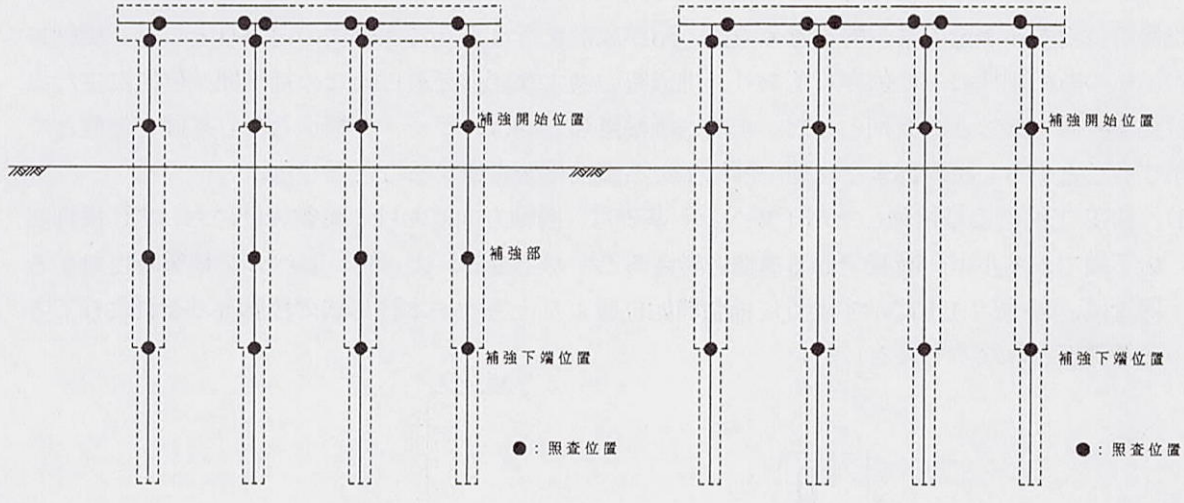
3) 橋軸方向および橋軸直角方向における断面力により生じる応力度の照査位置は、発生する断面力および抵抗断面を考慮して、図-解 6.6.1～図-解 6.6.2 に示す位置とする。

4) 鋼管杭を SSP 工法により補強する場合、せん断に対する照査は省略してよい。また、PC 杭または RC 杭を SSP 工法により補強する場合、補強部は鋼管杭同様、せん断に対する照査は省略してもよいが、補強していない部分に対してはせん断に対する照査を行う必要がある。これは、鋼管杭および補強部に作用するせん断が、ほとんど許容値以内に収まることを考慮したものである。



(a) 曲げモーメント　　(b)せん断

図-解 6.6.1　橋軸方向における応力度の照査位置



(a) 曲げモーメント　　(b)せん断

図-解 6.6.2　橋軸直角方向における応力度の照査位置

【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.

7章　レベル2地震時に対する照査

7.1　照査の基本

(1)　SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、橋軸方向における耐震設計において、補強後の補強開始位置から上部を橋脚部、それより下部を基礎部とする。橋脚部は 7.2 の規定により照査するものとする。また、基礎部は、7.3.1 に規定する荷重が作用した時に、7.3.2 に規定する降伏に達しないことを照査することを原則とする。ただし、基礎部に塑性化が生じることを考慮する場合には、7.3.5 の規定により算出する基礎部の応答塑性率および応答変位が 7.3.4 に規定する基礎部の許容塑性率および許容変位以下となることを照査するものとする。

(2)　SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、橋軸直角方向における耐震設計において、突出した杭基礎とみなし、7.4.3 の規定により算出する応答塑性率および応答変位が 7.4.2 に規定する許容塑性率および許容変位以下となることを照査するものとする。

(3)　SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、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】

パイルベント基礎は、橋軸方向と橋軸直角方向の形式、剛性等が大きく異なることから、レベル2地震時に対する照査の基本的な考え方は、耐震設計を行う方向により次のとおりとした。橋軸方向は、杭の断面剛性のみに依存しており、地震時の過大な変形を避けるため補強開始位置に主たる塑性化を考慮することを原則とした。また、橋軸直角方向は、ラーメン構造となり基礎と地盤とで抵抗することから、杭頭部または地中部に主たる塑性化を考慮することとした。

(1)　SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、橋軸方向における耐震設計において、橋脚部の下端でエネルギー吸収できる構造と考えることができる。よって、レベル2地震時に対する照査は、図-解 7.1.1 に示すように補強開始位置より上方を一本柱形式の橋脚部、それより下方を基礎部とみなすものとした。

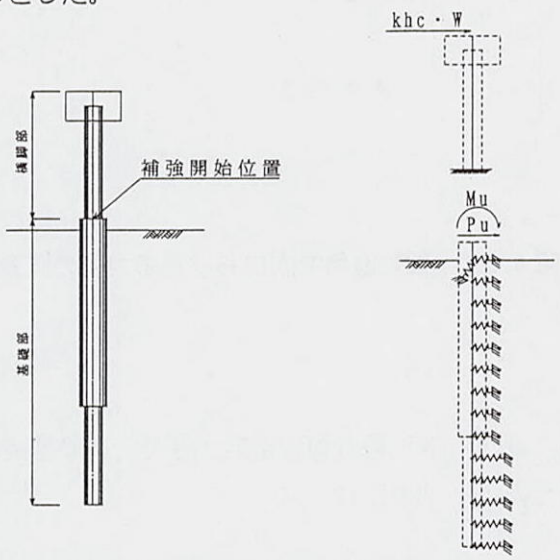


図-解 7.1.1　橋軸方向の設計モデル

PC 杭および RC 杭を SSP 工法により補強する場合の橋脚部は、地震時保有水平耐力法により照査を行う。これは、SSP 工法によって補強を行うことにより、地震時に発生する塑性ヒンジ位置が明確となるからである。しかし、鋼管杭を SSP 工法により補強する場合の橋脚部は、動的解析により照査を行う必要がある。これは、地震時における鋼管杭の挙動は鋼製橋脚に類似していると考えられるからである。なお、動的解析手法としては、非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法または非線形応答スペクトル解析を用いるのがよい。

基礎部の照査は、既設杭の種類によらず、7.3.2 に規定する降伏に達しないことを照査する。ただし、道示Ⅴの規定により液状化すると判定された地盤上のパイルベント基礎は、土質定数を低減させた状態において基礎部の断面力や変位を計算し、基礎部が降伏をこえる場合には、7.3.5 の規定により応答塑性率および応答変位を算出し、これが、7.3.4 に規定する許容塑性率および許容変位以下になることを照査する。

(2) SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向は、突出した杭基礎とみなし、補強開始位置から上方と下方を一体としたモデルで設計を行うものとした。これは、橋軸直角方向では図-解 7.1.2 に示すように単位荷重を作用させた場合、一般的に補強開始位置は曲げモーメント第 1 ゼロ点付近に位置する。よって、この点の杭体の終局耐力を橋脚部の耐力とし、基礎部が降伏に達しないように補強形状を定めるのは、過大な設計を行っていると考えられ、適切ではない。そこで、レベル 2 地震時に対する照査は、7.4.3 に示す地盤抵抗および部材の非線形性を考慮した杭－ラーメンモデルに置換し、プッシュオーバー解析を行って 7.4.3 の規定により応答塑性率および応答変位を求め、7.4.2 に規定する許容塑性率および許容変位以下になることを照査する。

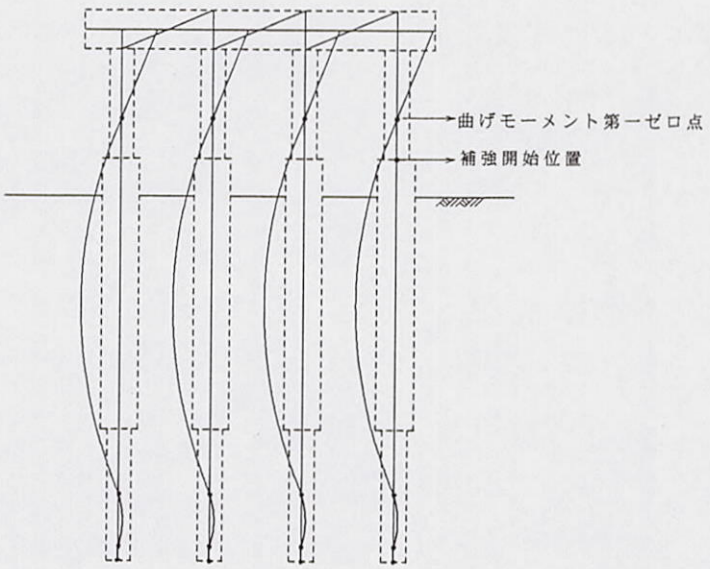


図-解 7.1.2　橋軸直角方向の一般的な曲げモ-メント分布

(3)　橋軸方向あるいは橋軸直角方向において計算されたつなぎ梁の断面力、補強部および既設部のせん断力が、7.3.6、7.4.4 の規定により、部材の耐力以下となることを照査する。

SSP 工法により補強したパイルベント基礎のレベル 2 地震時に対する標準的な設計計算フローを図-解 7.1.3 に示す。また、橋軸方向および橋軸直角方向の設計手法の対比を表-解 7.1.1 に示す。

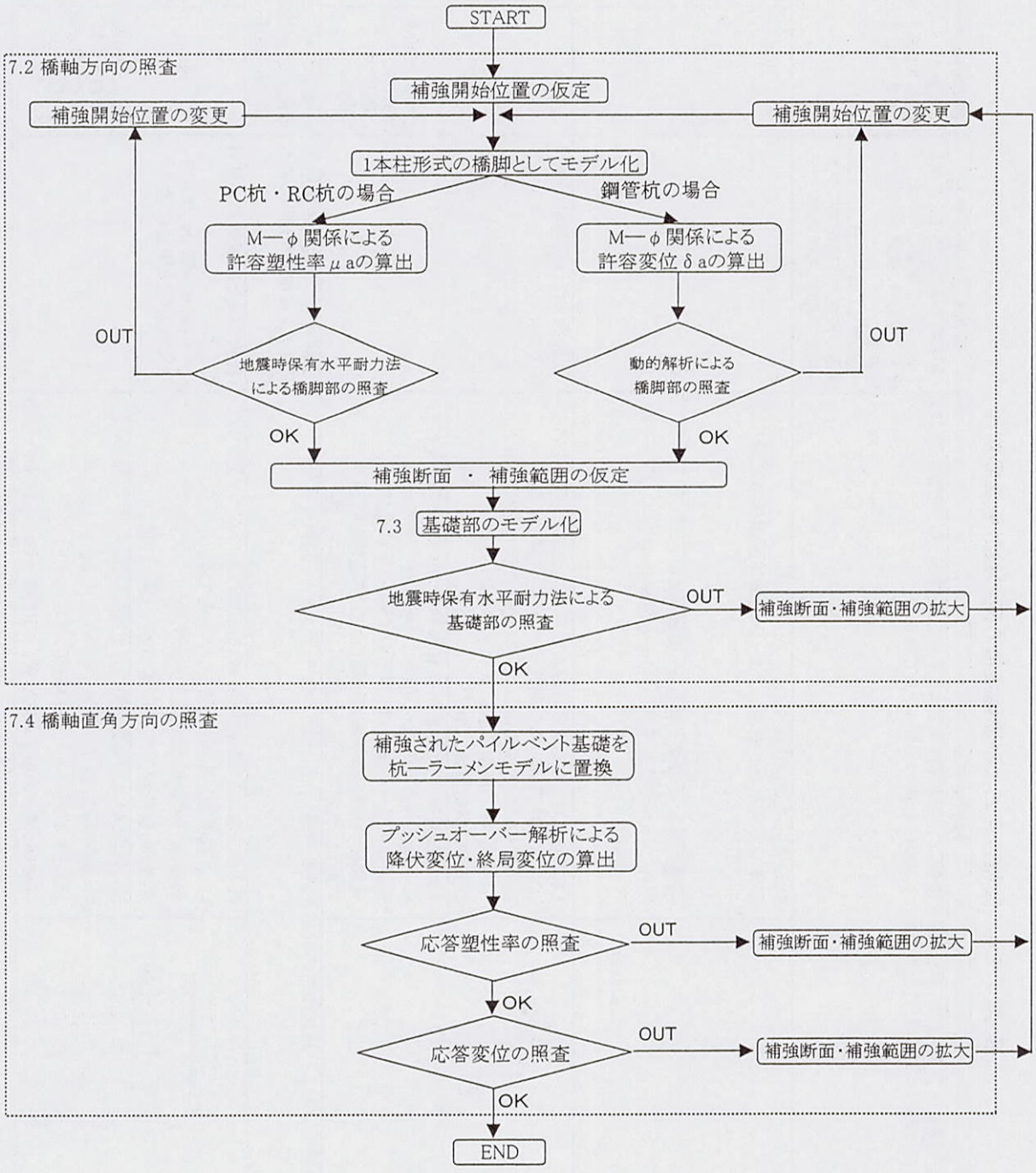
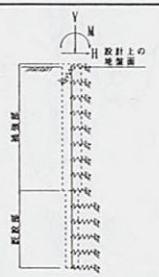
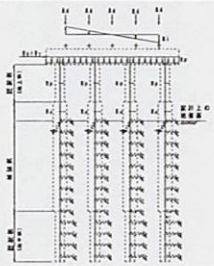


図-解 7.1.3　SSP 工法により補強したパイルベント基礎の設計計算フロー（レベル 2 地震時）

表-解 7.1.1　橋軸方向および橋軸直角方向の設計手法の対比

			解析モデル		降伏およびその目安	許容塑性率	許容変位
橋軸方向	基本方針		補強開始位置より上方の既設部を橋脚部、補強開始位置より下方を基礎部とし、地盤抵抗および杭体剛性の非線形性を考慮した1本の柱形式のモデルとして設計を行う。		・橋脚部下端の塑性化を原則とする。しかし、地盤の液状化を考慮する場合は、基礎部の降伏を許容する。 ・基礎部における降伏は、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時とする。	補強後のパイルベント基礎の機能の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめる。	
	橋脚部	鋼管杭		・動的解析により照査を行う。 ・躯体の非線形性を考慮し、M－φ関係は鋼製橋脚に準じトリリニア型とする。	－	－	許容残留変位は、補強開始位置から上部構造の慣性力作用高さまでの1/100とする。
		PC杭またはRC杭		・地震時保有水平耐力法により照査を行う。 ・躯体の非線形性を考慮し、M－φ関係は鉄筋コンクリート橋脚に準じバイリニア型とする。			
	基礎部	鋼管杭		・1本の杭基礎として地震時保有水平耐力法により照査を行う。 ・杭の軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型とする。 ・基礎部のM－φ関係は、以下のようにモデル化する。 補強部：静的模型実験に基づきバイリニア型 既設部：鋼製橋脚に準じトリリニア型	・既設部または補強部が塑性化する。	4 ただし、既設部が終局に達しない範囲で設定した場合。	基礎部の塑性化を考慮する場合には、基礎天端（補強開始位置）において、回転角0.02rad程度を目安とする。
		PC杭またはRC杭		・1本の杭基礎として地震時保有水平耐力法により照査を行う。 ・杭の軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型とする。 ・基礎部のM－φ関係は、以下のようにモデル化する。 補強部：補強鋼板を鉄筋換算したRC構造物と考えトリリニア型 既設部：鉄筋コンクリート橋脚に準じバイリニア型			
橋軸直角方向	基本方針		地盤抵抗および杭体剛性の非線形性を考慮した杭－ラーメンモデルとして設計を行う。		・上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。	補強後のパイルベント基礎の機能の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめる。	
	鋼管杭			・杭の軸方向および軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型とする。 ・M-φ関係は、以下のようにモデル化する。 既設部：鋼製橋脚に準じトリリニア型 補強部：静的模型実験に基づきバイリニア型	・既設部または補強部が塑性化する。 ・いずれかの杭の反力が押込み支持力の上限値に達する。	4 ただし、地中部の既設部が終局に達しない範囲で設定した場合。	つなぎ梁下端位置において0.02rad程度を目安とする。
	PC杭またはRC杭			・杭の軸方向および軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型とする。 ・M-φ関係は、以下のようにモデル化する。 既設部：鉄筋コンクリート橋脚に準じバイリニア型 補強部：補強鋼板を鉄筋換算したRC構造物と考えトリリニア型			

7.2　橋軸方向の橋脚部の照査

7.2.1　PC 杭および RC 杭の照査

(1)　既設杭が PC 杭および RC 杭の場合、補強開始位置は、式(7.2.1)により設定するものとする。また、特に重要度が高い橋(B種の橋)については、7.2.3 の規定に基づき残留変位の照査を行うものとする。

$$\frac{M_u}{c_z k_{hco} \times W} \leqq h \leqq \frac{\sqrt{2\mu_a - 1}}{c_z k_{hco} \times W} M_u \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

ここに、

h ：　上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

M_u ：　橋脚部の終局モーメント(kN・m)

k_{hco} ：　道示Vに規定されるレベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

c_z ：　道示Vに規定される地域別補正係数

W ：　地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)

$$W = W_U + h_1 / h\, W_T + h_2 / h\, W_P \quad \cdots\cdots (7.2.3)$$

W_U ：　橋脚部が支持している上部構造部分の重量 (kN)

W_T ：　つなぎ梁の重量(kN)

W_P ：　橋脚部の重量 (kN)

h_1 ：　補強開始位置からつなぎ梁重心位置までの高さ(m)

h_2 ：　補強開始位置から橋脚部重心位置までの高さ(m)

μ_a ：　橋脚部の許容塑性率

δ_y ：　上部構造の慣性力作用位置における降伏変位(m)

δ_u ：　上部構造の慣性力作用位置における終局変位(m)

α ：　道示Vに規定される RC 橋脚の設計に考慮する安全係数

(2)　補強開始位置は(1)を満足するとともに，施工性を考慮して経済的な位置に設定するものとする。

【解説】

(1)　パイルベント基礎は、その構造上、主たる塑性ヒンジの生じる位置が明確ではない構造物である。しかし、SSP 工法により補強することによって断面変化位置が明確となり、その位置に塑性ヒンジが発生することを考慮することによって合理的に耐震設計を行うことができる。

1)　橋脚部の設計モデル

橋脚部が PC 杭あるいは RC 杭の場合は、一本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚と考え、エネ

ルギー一定則が成り立つものとする。このときの、水平力～水平変位の骨格曲線は図-解 7.2.1 に示すようなバイリニア型とする。

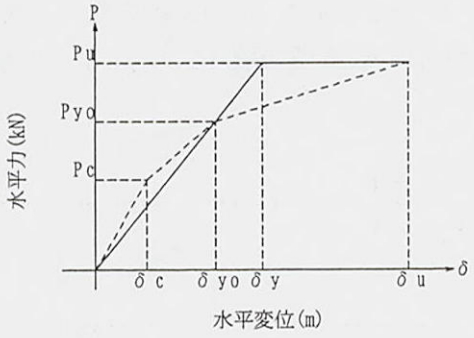


図-解 7.2.1　水平力～水平変位関係のモデル化

i）　降伏変位 δy および終局変位 δu

降伏変位 δy および終局変位 δu は道示Vに準じて、式(解 7.2.1)および式(解 7.2.3)により算出する。

$$\delta_y = \frac{P_u}{P_{yo}} \times \delta_{yo} \quad \cdots\cdots\cdots\

$$\delta_u = \frac{1}{3}\phi_{yo} \times h^2 + (\phi_u - \phi_{yo}) \times L_p \times (h - \frac{L_p}{2}) \quad \cdots\cdots\cdots\

3) 補強開始位置の下端限界点

補強開始位置の下端限界点は、図-解 7.2.4 に示すように k_{hc} に相当する慣性力を作用させ、発生モーメントが杭体の終局モーメント M_u と一致する位置とする。このとき、基礎部への影響を考慮すると、橋脚部の耐力を満足する範囲内で、できるだけ下方に設定するのが望ましい。なお、破壊形態の判定がせん断破壊型となる場合には、せん断補強により橋脚部のせん断耐力を増加させ曲げ破壊型として設計を行わなければならない。

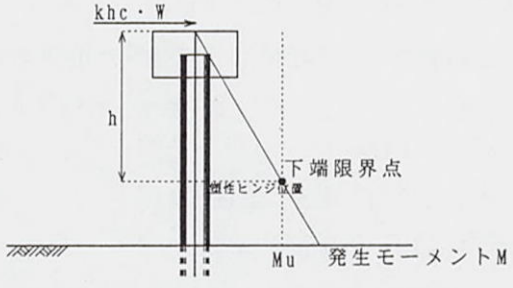


図-解 7.2.4 補強開始位置の下端限界点

補強開始位置の下端限界点を求める式は、式(解 7.2.8)および式(解 7.2.9)より式(解 7.2.10)となる。

$$M_{Low}=M_u \cdots\cdots (解\ 7.2.8)$$

$$M_{Low}=c_s c_z k_{hco}\times W\times h \cdots\cdots (解\ 7.2.9)$$

$$h=\frac{M_u}{c_s c_z k_{hco}\times W}=\frac{\sqrt{2\mu_a-1}}{c_z k_{hco}\times W}M_u \cdots\cdots (解\ 7.2.10)$$

ここに、

M_{Low}： $c_s c_z k_{hco}$ に相当する慣性力を作用させた場合に杭体に発生するモーメント(kN・m)

h： 上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

M_u： 橋脚部の終局モーメント(kN・m)

k_{hco}： 道示Vに規定されるレベル2地震動の設計水平震度の標準値

c_z： 道示Vに規定される地域別補正係数

c_s： 構造物特性補正係数

$$c_s=\frac{1}{\sqrt{2\mu_a-1}} \cdots\cdots (解\ 7.2.11)$$

μ_a： 橋脚部の許容塑性率

W： 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)

なお、既設杭の耐力が大きく、補強開始位置が地盤面より下方に算出される場合には、図-解 7.2.5 に示すように $c_z k_{hco}$ に相当する慣性力を作用させたモーメント分布に対して、杭体の降伏モーメント M_y を超える部分を補強する方法もある。

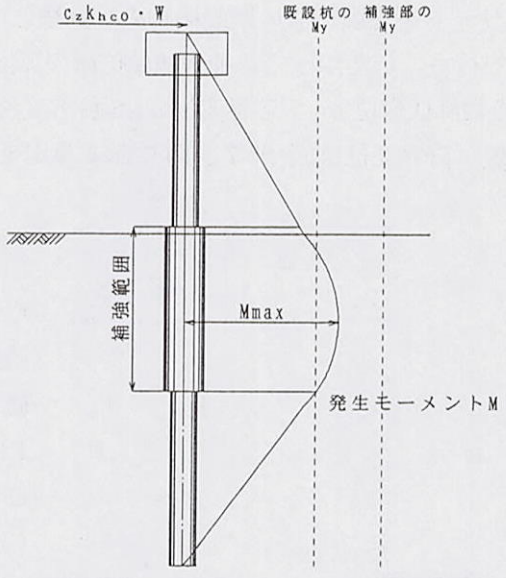


図-解 7.2.5　既設杭の耐力が大きい場合の補強範囲

(2)　施工地点における水位が地盤面よりも高い場合は、塑性ヒンジ位置を地盤面に近い位置に設定すると、地盤面まで水位を低下させるための大規模な仮設工事が必要となり、不経済となる場合がある。このような場合には、経済性を考慮し、簡易締切り等の仮設工事により施工できるように、補強開始位置を設定した方が望ましい。

7.2.2　鋼管杭の照査

(1)　既設杭が鋼管杭の場合、補強開始位置は、式(7.2.4)および式(7.2.5)により設定する。また、特に重要度が高い橋(B種の橋)については、7.2.3 の規定に基づき残留変位の照査を行うものとする。

$$h \leqq \sqrt{\frac{3\delta_m}{\phi_{yc}}} \quad \cdots\cdots (7.2.4)$$

ただし、

$$\delta_m \leqq \delta_a \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

ここに、

δ_m：　3 波形程度の入力地震動に対する最大応答変位の平均値(m)

δ_a：　橋脚部の許容変位(m)

h　：　上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

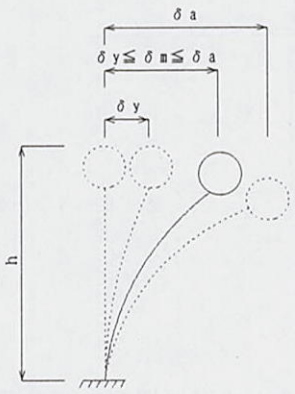
ϕ_{yc}：　橋脚部の板厚中心位置における鋼材の圧縮ひずみが初めて降伏ひずみ ε_y に達する時の曲率(1/m)

(2)　補強開始位置は(1)を満足するとともに、施工性を考慮して経済的な位置に設定するものとする。

【解説】

(1)　橋脚部が鋼管杭の場合は、橋軸方向の挙動は鋼製橋脚とみなすことができるため、道示Vに

規定されるコンクリートを充填しない鋼製橋脚の設計法に準じて、原則として時刻歴応答解析法により耐震設計を行う。したがって、補強開始位置の算出方法としては、応答変位 δ_m が図-解 7.2.6 に示すように降伏変位 δ_y≦応答変位 δ_m≦許容変位 δ_a となる位置とする。なお、降伏変位は式(解 7.2.12)、許容変位は図-解 7.2.10 に示す算出モデルより算出する。



δ_m : 時刻歴応答解析法による応答変位 (m)
δ_y : 橋脚部の降伏変位 (m)
δ_a : 橋脚部の許容変位 (m)
h : 上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

図-解 7.2.6 時刻歴応答解析法による補強開始位置の算出

また、参考資料には、i)に示す$M-\phi$関係をもとに算定した非線形応答スペクトルを示している。塑性率μが 2～6 の構造形式の場合は、応答変位 δ_m を非線形応答スペクトルにより算出することもできる。

1) 補強開始位置の上端限界点

補強開始位置の上端限界点は、図-解 7.2.7 に示すように時刻歴応答解析により算出した応答変位 δ_m が降伏変位 δ_y と同じ値となる位置とする。これは、想定した地震動が作用した場合に、確実に塑性ヒンジが形成されエネルギーを吸収させることを目的とするためである。補強開始位置の上端限界点を求める式は、式(解 7.2.11)および式(解 7.2.12)より式(解 7.2.13)となる。

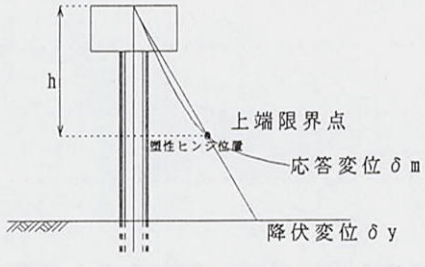


図-解 7.2.7 補強開始位置の上端限界点

$$\delta_m = \delta_y \quad \cdots\cdots \text{(解 7.2.11)}$$

$$\delta_y = \frac{1}{3} \times \phi_{yc} \times h^2 \quad \cdots\cdots \text{(解 7.2.12)}$$

$$h = \sqrt{\frac{3\delta_m}{\phi_{yc}}} \quad \cdots\cdots \text{(解 7.2.13)}$$

ここに、

δ_m：　3 波形程度の入力地震動に対する最大応答変位の平均値(m)

δ_y：　橋脚部の降伏変位(m)

h：　上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

ϕ_{yc}：　橋脚部の板厚中心位置における圧縮ひずみが初めて降伏ひずみ ε_y に達するときの曲率(1/m)

2)　補強開始位置の下端限界点

補強開始位置の下端限界点は、図-解 7.2.8 に示すように動的解析により算出した応答変位 δ_m が許容変位 δ_a と同じ値となる位置とする。補強開始位置の下端限界点を求める場合の許容変位 δ_a は、図-解 7.2.10 のモデルにて算出する

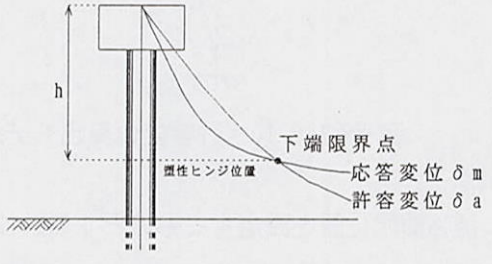


図-解 7.2.8　補強開始位置の下端限界点

3)　橋脚部の設計モデル

橋脚部の設計を行う場合に用いる各種条件を以下の項目に示す。

i)　曲げモーメント～曲率関係

曲げモーメント～曲率の関係は、7.6 の規定に従い算出する。

ii)　非線形履歴モデルの設定

7.6 に規定された $M-\phi$ 関係を骨格曲線とする非線形履歴モデルの硬化則は、移動硬化型とする(図-解 7.2.9 参照)。

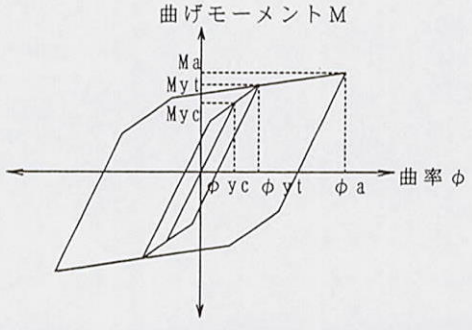


図-解 7.2.9　$M\sim\phi$ 関係による非線形履歴モデル

iii)　許容変位の設定

動的照査法により橋脚部の照査を行う場合、許容変位または許容曲率を設定する必要がある。

許容変位 δ_a は、7.6 に規定する $M-\phi$ 関係を用いて、図-解 7.2.10 に示すようなモデルにより求められる最大水平力作用時の水平変位とする。なお、図-解 7.2.10 に作用させる最大水平力 P_{max} は、橋脚部下端の終局モーメント M_a を補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ h で除した値（M_a/h）を用いるものとする。

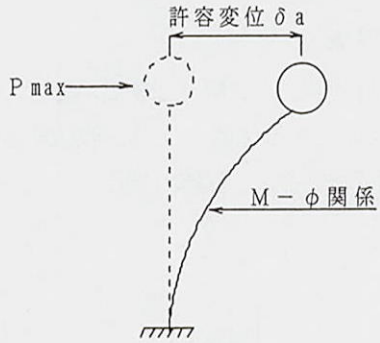


図-解 7.2.10　許容変位算出モデル

(2)　7.2.1(2)の解説に従い補強開始位置を設定するものとする。

7.2.3　残留変位の照査

特に重要度が高い橋(B種の橋)については、次により残留変位の照査を行うものとする。

$$\delta_R \leqq h/100 \quad \cdots\cdots (7.2.6)$$

ここに、

δ_R：橋脚部の残留変位(m)で、式(7.2.7)により算出する。

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1-r)\delta_y \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

δ_R：橋脚部の残留変位(m)

c_R：残留変位補正係数で、以下の値を用いる。

PC杭およびRC杭の場合、c_R＝0.6

鋼管杭の場合、c_R＝0.45

μ_r：橋脚部の応答塑性率で、式(7.2.8)により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_Z k_{hc0} W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \quad \cdots\cdots (7.2.8)$$

r　：橋脚部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、以下の値を用いる。

PC杭およびRC杭の場合、r＝0

鋼管杭の場合、r＝0.2

δ_y：橋脚部の降伏変位（m）

k_{hc0}：道示Vに規定されるレベル2地震動の設計水平震度の標準値

c_Z：道示Vに規定される地域別補正係数

W　：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)で、式(7.2.3)により算出する。

h　：上部構造の慣性力作用位置から補強開始位置までの高さ(m)

P_a：橋脚部の水平耐力(kN)

【解説】

特に重要度が高い橋(B種の橋)については、道示Vに準じ、地震時保有水平耐力に対する照査に加えて、残留変位に対する照査を行うこととした。許容残留変位は、道示Vに準じ、補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さの1/100とした。

橋脚部の降伏剛性に対する降伏後の二次勾配の比rおよび残留変位補正係数c_Rは、PC杭およびRC杭に対しては道示Vに示される鉄筋コンクリート橋脚に準じて定め、鋼管杭に対してはコンクリートを充填していない鋼製橋脚に準じて定めた。

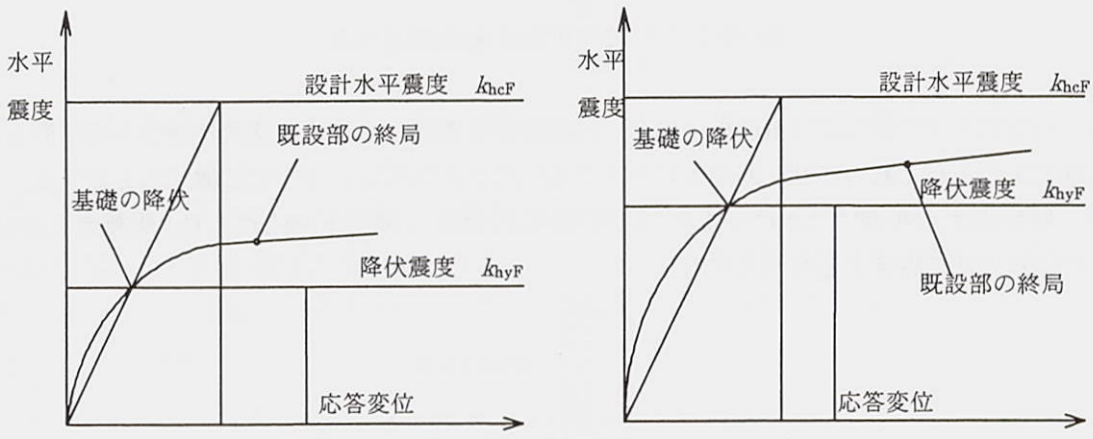
7.3.4　基礎部の許容塑性率および許容変位

基礎部の許容塑性率および許容変位は、基礎部に生じる損傷が橋としての機能の回復を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】

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の設計においても、地盤が液状化する場合には、基礎部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、基礎部に生じる損傷が橋としての機能の回復を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。SSP 工法により補強した杭の載荷実験の結果[1]、既設杭と補強鋼板は塑性化以降も一体で抵抗し、終局までの塑性率は 10 程度であることが確認されている。しかし、パイルベント基礎という構造上、過大な塑性化を許容すると落橋につながる可能性もあるため、ここでは、道示Ⅳに示される杭基礎に準じ、許容塑性率は 4 程度を目安とする。ただし、既設部は、道示Ⅳに示される杭の構造細目を満足していないことが考えられるため、応答塑性率を一般の杭基礎と同じ許容塑性率まで許容すると、既設部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い得る程度の損傷をこえる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。

図-解 7.3.3 に、SSP 工法により補強した橋軸方向の基礎部の水平荷重～水平変位関係を示す。図-解 7.3.3(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、既設部が終局に達している場合を示している。この場合は、既設部が終局に達した後においても、基礎部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既設部については、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、一般には、図-解 7.3.3(b)に示すように、応答変位時において、既設部が終局に達しない範囲で許容塑性率を設定することが望ましい。



(a)応答変位時に既設部が終局に達している　(b)応答変位時に既設部が終局に達していない

図-解 7.3.3　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

基礎部の許容変位は、道示Ⅳに示されるように、パイルベント基礎が降伏をこえる場合において、過大な残留変位が基礎部に生じないように、一般に、基礎天端（補強開始位置）において 0.02rad 程

度を目安としてよい。

7.3.5　基礎部の断面力および変位の計算

基礎部の断面力および変位は、非線形性を考慮した地盤バネによって支持された１本の梁に置き換えて算出してよい。ここで、既設部および補強部に生じる軸力および曲げモーメントに応じて、既設部および補強部の曲げ剛性を低下させるものとする。

【解説】

SSP 工法により補強したパイルベント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、基礎部の耐力や大変形時の挙動を算定する必要がある。ここでは、道示Ⅳに準じて基礎部をモデル化するものとした。

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の基礎部は次のようにモデル化する。解析モデルを図-解 7.3.4 に示す。

1)　杭の軸直角方向の抵抗特性は、7.5.2 の規定により適切にモデル化する。道示Ⅳに準じて、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。

2)　補強部の曲げモーメント～曲率関係は、7.6 の規定により適切にモデル化する。

3)　既設部の曲げモーメント～曲率関係は、既設杭の杭種、構造細目等を考慮し、7.6 の規定により適切にモデル化する。モデル化にあたっては、既設部の損傷状況を把握したうえで、その影響も考慮することが望ましい。

なお、基礎部の応答塑性率および応答変位の算出は、道示Ⅴに基づいて行うものとする。

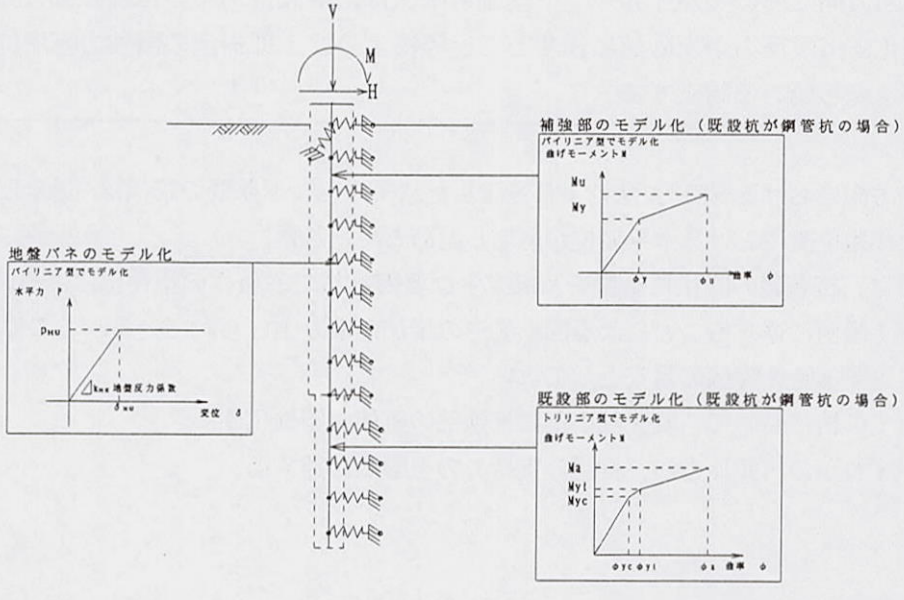


図-解 7.3.4　SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸方向の基礎部の解析モデル

7.3.6　基礎部の部材の照査

基礎部の各部材は、7.3.5 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】

基礎部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、基礎部に生じる曲げモーメントについては、7.6 において、部材の塑性化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)　各部材のせん断力に対する照査

各部材に生じるせん断力が、せん断耐力以下となることを照査するものとする。ここで、地震時保有水平耐力法による照査において、基礎部の耐力の照査を行う場合には、7.3.1 に規定する荷重が作用した場合に各部材に生じるせん断力に対し照査する。また、応答塑性率の照査を行う場合は、7.3.5 の規定により算出された応答塑性率あるいは応答変位の状態において各部材に生じるせん断力に対し照査するものとする。ただし、補強部、鋼管杭においては、その塑性化には曲げモーメントの影響が支配的であるため、せん断力に対する照査は省略してよい。

2)　既設部のせん断耐力の算定

既設杭が PC 杭および RC 杭の場合のせん断耐力は、既設杭の杭種、構造細目などを考慮し、道示Ⅳに準じて、適切に算出するものとする。

7.4　橋軸直角方向の照査

7.4.1　橋軸直角方向の降伏

橋軸直角方向におけるパイルベント基礎の降伏は、既設部あるいは補強部の塑性化、地盤抵抗の塑性化、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】

橋軸直角方向における SSP 工法により補強したパイルベント基礎の降伏は、道示Ⅳに準じ、上部構造の慣性力作用位置における水平変位が急増し始める時とした。

道示Ⅳでは、杭基礎の降伏に影響を及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形の増加が取り上げられている。ここでは、次のいずれかに最初に達する時を降伏の目安としてよい。

①　全ての杭において、既設部または補強部の杭体が塑性化する。

②　いずれかの杭頭反力が、押込み支持力の上限値に達する。

7.4.2　橋軸直角方向の許容塑性率および許容変位

橋軸直角方向におけるパイルベント基礎の許容塑性率および許容変位は、パイルベント基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復を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】

SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、橋軸直角方向においては、既設部あるいは補強部の塑性化を考慮して設計を行う。このとき、許容塑性率は 7.3.4 の解説に従う。

また、許容変位は、道示Ⅳに示されるように、パイルベント基礎が降伏をこえる場合において、過大な残留変位が基礎に生じないように、一般に、つなぎ梁下端位置で 0.02rad 程度を目安としてよい。このとき、応答回転角は図-解 7.4.1 に示すように、応答変位時の第一ゼロ点からつなぎ梁下端までの変位分布より求めるものとする。

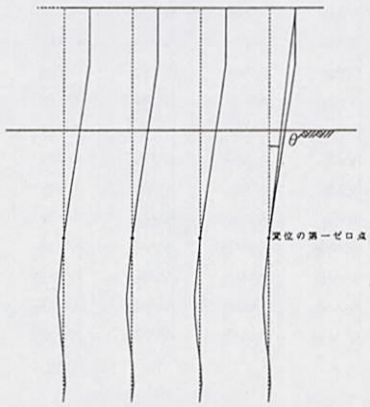


図-解 7.4.1　応答変位時の変位モデル

7.4.3　橋軸直角方向の断面力、反力および変位の計算

橋軸直角方向におけるパイルベント基礎の各部材の断面力、反力および変位は、パイルベント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、既設部および補強部に生じる軸力および曲げモーメントに応じて、既設部および補強部の曲げ剛性を低下させるものとする。

【解説】

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向における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、耐力や大変形時の挙動を算定する必要がある。ここでは、道示Ⅳに準じてモデル化するものとした。

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向は次のようにモデル化する。

1)　つなぎ梁は基本的に弾性体とし、杭頭をつなぎ梁に剛結したラーメン構造とする。

2)　SSP 工法により補強した杭の軸方向の抵抗特性は、7.5.1 の規定により適切にモデル化する。道示Ⅳに準じて、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 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。

3)　杭の軸直角方向の抵抗特性は、7.5.2 の規定により適切にモデル化する。

4)　補強部の曲げモーメント～曲率関係は、7.6 の規定により適切にモデル化する。

5)　既設部の曲げモーメント～曲率関係は、7.6 の規定により適切にモデル化する。

鋼管杭を SSP 工法により補強する場合の解析モデルを図-解 7.4.2、PC 杭および RC 杭を SSP 工法により補強する場合の解析モデルを図-解 7.4.3 に示す。

なお、SSP 工法により補強したパイルベント基礎の応答塑性率および応答変位の算出は、道示Ⅴに基づいて行うものとする。

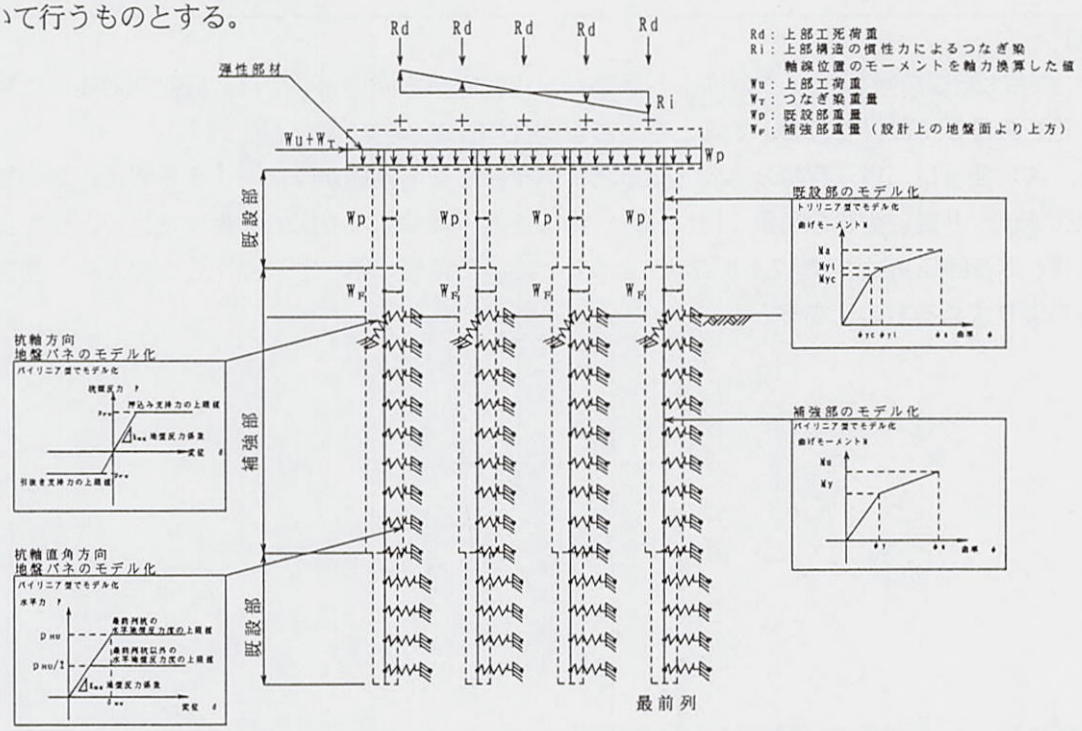


図-解 7.4.2　SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向の解析モデル(鋼管杭)

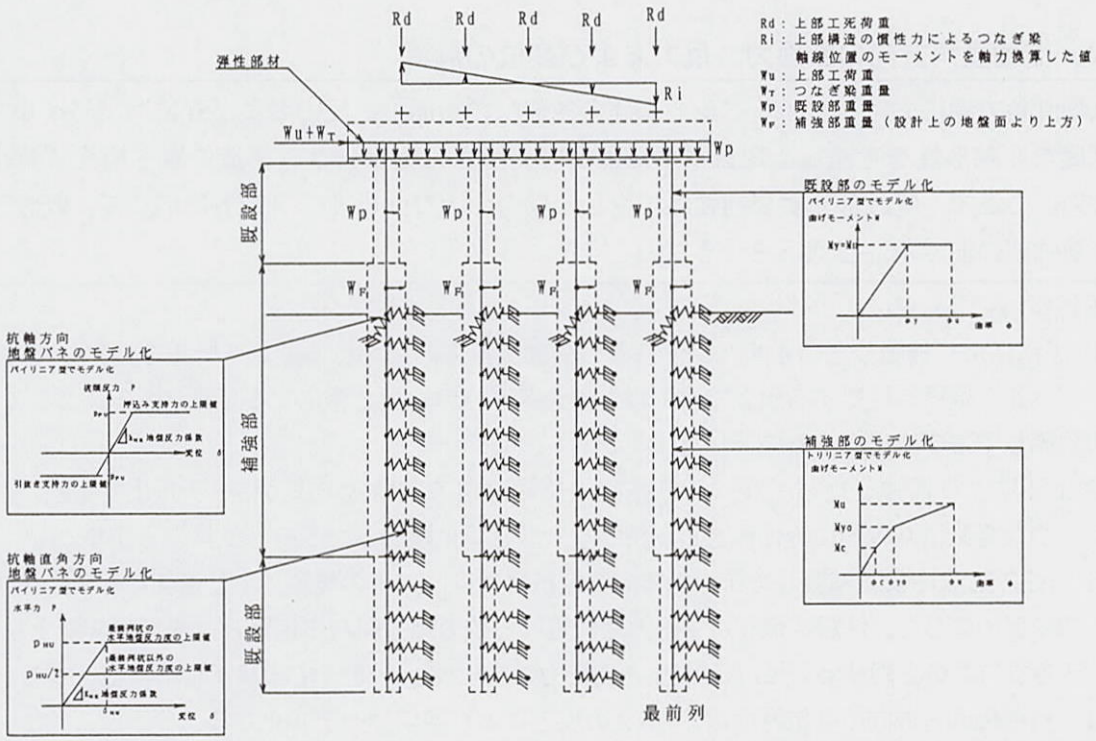


図-解 7.4.3　SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向の解析モデル(PC 杭および RC 杭)

7.4.4　橋軸直角方向の部材の照査

橋軸直角方向におけるパイルベント基礎の各部材は、7.4.3 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】

SSP 工法により補強したパイルベント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、パイルベント基礎に生じる曲げモーメントは、杭体については、7.6 において部材の塑性化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が、つなぎ梁については、応答値に対して塑性化していないことを照査する。また、各部材は、以下の項目によりせん断力に対する照査を行うものとする。

1)　各部材のせん断力に対する照査

各部材に生じるせん断力が、せん断耐力以下となることを照査するものとする。ここで、橋軸直角方向においては、7.4.3 の規定により算出された応答塑性率あるいは応答変位の状態において各部材に生じるせん断力に対し照査するものとする。なお、補強部、鋼管杭に対する取り扱いは 7.3.6 の解説 1)によるものとする。

2)　既設部のせん断耐力の算定

既設部のせん断耐力は 7.3.6 の解説 2)に従い算定してよい。

7.5　杭の抵抗特性

7.5.1　杭の軸方向の抵抗特性

杭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を初期勾配とし、押込み支持力の上限値および引抜き支持力の上限値を有するバイリニア型とする。

【解説】

1)　SSP 工法により補強した杭の軸方向の抵抗特性は、図-解 7.5.1 に示すように、杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配として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} を上限値とするバイリニア型とする。ここで、杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、6.4 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。SSP 工法により補強した杭の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} は、式(解 7.5.1)および式(解 7.5.2)により算出する。

$$P_{NU}=\min(R_u\ ,\ R_{PU}) \quad \cdots\cdots \text{(解 7.5.1)}$$

$$P_{TU}=\min(P_u+W\ ,\ P_{PU}) \quad \cdots\cdots \text{(解 7.5.2)}$$

ここに、

P_{NU}：　SSP 工法により補強した杭の押込み支持力の上限値(kN)

P_{TU}：　SSP 工法により補強した杭の引抜き支持力の上限値(kN)

R_u：　地盤から決まる SSP 工法により補強した杭の極限支持力(kN)で、6.2.1 の規定により算出する。

P_u：　地盤から決まる SSP 工法により補強した杭の極限引抜き力(kN)で、6.2.2 の規定により算出する。

W ： SSP 工法により補強した杭の有効重量(kN)

R_{PU}： SSP 工法により補強した杭の杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

P_{PU}： SSP 工法により補強した杭の杭体から決まる引抜き支持力の上限値(kN)

SSP 工法により補強した杭の杭体より決まる押込み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、補強鋼板を考慮せずに算出するものとする。PC 杭および RC 杭の場合、SSP 工法により補強した杭の杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{PU} は、式(解 7.5.3)により算定するものとし、引抜き支持力の上限値 P_{PU} は、軸方向の鋼材のみの降伏強度により算定するものとする。また、鋼管杭の場合に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する。

$$R_{PU}=0.85\,\sigma_{ck}A_c+\sigma_y A_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(解 7.5.3)}$$

ここに、

R_{PU}： SSP 工法により補強した杭の杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

σ_{ck}： PC 杭および RC 杭の設計基準強度(kN/m²)

A_c： PC 杭および RC 杭の断面積(m²)

σ_y： 鋼材の降伏点(kN/m²)

A_s： 鋼材の断面積(m²)

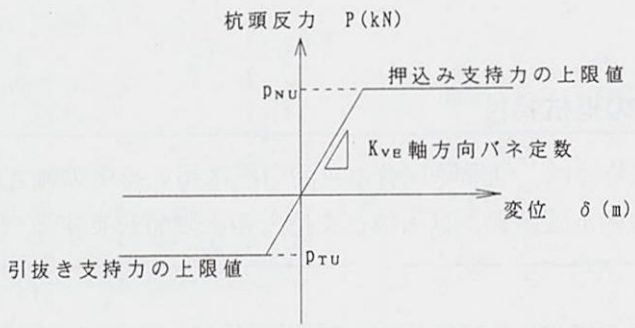


図-解 7.5.1　杭の軸方向の抵抗特性

7.5.2　杭の軸直角方向の抵抗特性

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を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値を有するバイリニア型とする。

【解説】

1)　橋軸方向の照査に用いる杭の軸直角方向抵抗特性

橋軸方向の照査に用いる杭の軸直角方向の抵抗特性は、図-解 7.5.2 に示すとおり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。

$$k_{HE} = \eta_k\,\alpha_k\,k_H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(解 7.5.4)}$$

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots \text{(解 7.5.5)}$$

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 7.5.1 に示す値を用いてよい。

η_kは、次に示す値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \quad \cdots\cdots \text{(解 7.5.6)}$$

η_pは、次に示す値を用いてよい。

粘性土地盤：$\eta_p = 1.0$ ……(解 7.5.7)

砂質地盤(補強部)：$\eta_p \alpha_p = L / D_1 (\leqq \alpha_p)$

(既設部)：$\eta_p \alpha_p = L / D_2 (\leqq \alpha_p)$ } ……(解 7.5.8)

ここに、

D_1：補強部の杭径 (m)

D_2：既設部の杭径 (m)

L ：杭の中心間隔 (m)

表-解 7.5.1 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

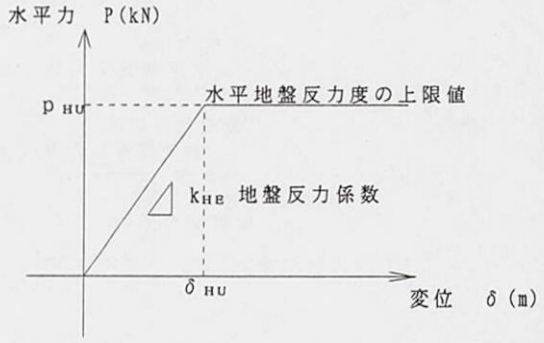


図-解 7.5.2 橋軸方向の照査に用いる杭の軸直角方向の抵抗特性

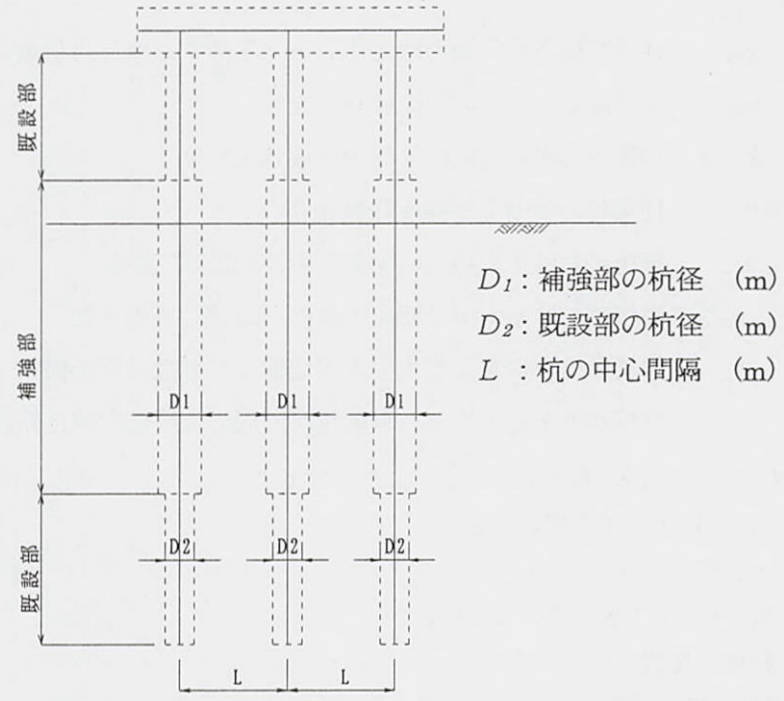


図-解 7.5.3　橋軸方向の群杭効果を考慮した補正係数

2)　橋軸直角方向の照査に用いる杭の軸直角方向抵抗特性

橋軸直角方向の照査においては、パイルベント基礎の構造が1列であるため、η_kおよびη_Pは1.0とする。α_kおよびα_pは表-解7.5.1に示す値を用いるものとする。

$$k_{HE} = \alpha_k \, k_H \quad \cdots\cdots (解\ 7.5.9)$$

$$p_{HU} = \alpha_p \, p_U \quad \cdots\cdots (解\ 7.5.10)$$

また、砂質地盤の場合は最前列杭以外の水平地盤反力度の上限値は、図-解7.5.4に示すとおり、式(解7.5.10)により算出される値の1/2とする。

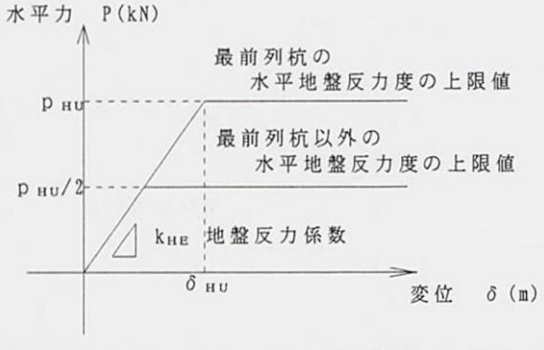


図-解 7.5.4　橋軸直角方向の照査に用いる杭の軸直角方向の抵抗特性(砂地盤の場合)

7.6　既設部および補強部の曲げモーメント～曲率関係

既設部および補強部の曲げモーメント～曲率関係は、既設部および補強部に作用する軸力および曲げモーメントに応じた曲げ剛性の低下を考慮して求めるものとする。

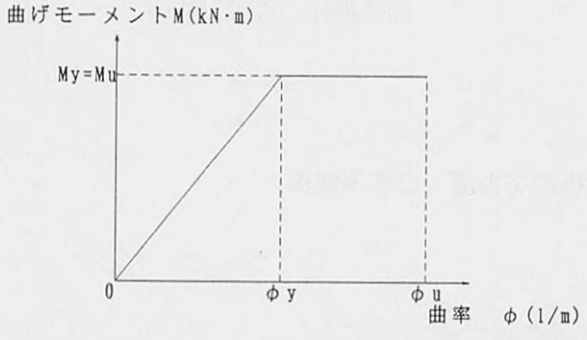
【解説】

既設部および補強部の曲げモーメント～曲率関係は、作用する軸力により変化する。よって、各杭種における曲げモーメント～曲率関係を算出する場合の軸力は、道示Ⅳに準じて算出するものとする。

1)　PC 杭および RC 杭の曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係

i)　既設部

既設部の曲げモーメント M～曲率 ϕ の関係は、道示Ⅴに準じ、図-解 7.6.1 に示すようにバイリニア型としてモデル化するものとする。ここで、降伏時とは最外縁の鋼材の応力度が降伏点に達する時とし、終局時とは圧縮縁の最外縁に配置された軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが道示Ⅴに示される終局ひずみに達する時、あるいは、PC 鋼材のひずみが 5%に達する時とする。



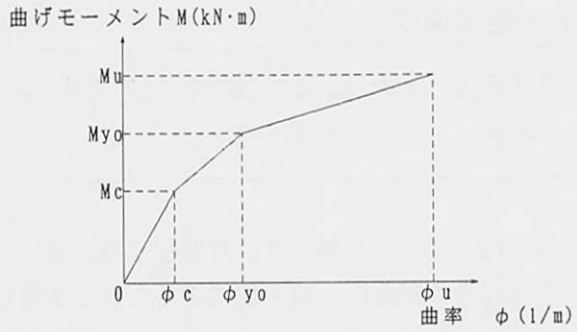
M_u　：終局時モーメント（kN·m）
M_y　：降伏時モーメント（kN·m）
ϕ_u　：終局時の曲率（1/m）
ϕ_y　：降伏時の曲率（1/m）

図-解 7.6.1　既設部の M～ϕ 関係のモデル化

ii)　補強部

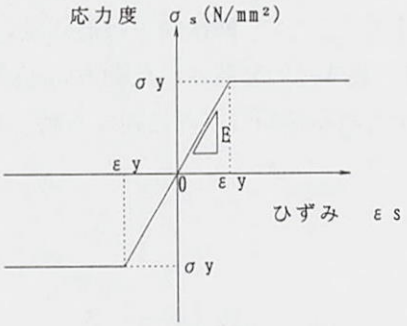
補強部の曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係は、現在のところ、実験等による挙動の確認が行われていないが、ここでは、補強鋼板を鉄筋換算した RC 構造物と考え、図-解 7.6.2 に示すトリリニア型にモデル化するものとする。今後、実験等により、PC 杭あるいは RC 杭の補強後の挙動が確認された場合には、それを適切に評価できるモデルを用いるのがよい。

図-解 7.6.3～図-解 7.6.5 に補強鋼板、コンクリートおよび PC 鋼材の応力度～ひずみ関係を示す。ここで、降伏時とは補強鋼板の中心位置の応力度が降伏点に達する時とし、終局時とは圧縮縁の最外縁におけるコンクリートの圧縮ひずみが道示Ⅳに示される終局ひずみに達する時、あるいは、PC 鋼材のひずみが 5%に達する時とする。また、コンクリートの応力度～ひずみ関係に用いる設計基準強度は、杭体と充填モルタルの設計基準強度を比較し、小さい値を用いるものとする。



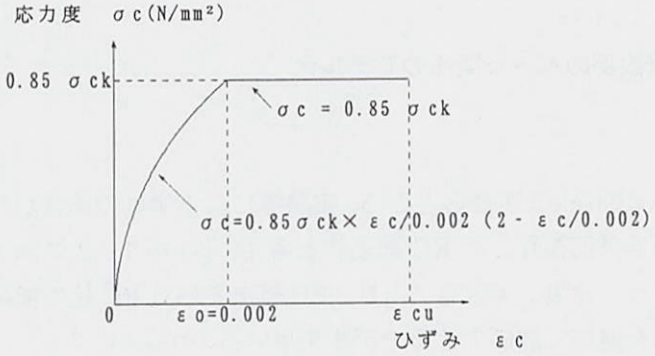
M_u ：終局時モーメント（kN·m）
M_{yo} ：降伏時モーメント（kN·m）
M_c ：ひびわれ発生時モーメント（kN·m）
ϕ_u ：終局時の曲率（1/m）
ϕ_{yo} ：降伏時の曲率（1/m）
ϕ_c ：ひびわれ発生時の曲率（1/m）

図-解 7.6.2　PC 杭および RC 杭の補強部の M～ϕ 関係



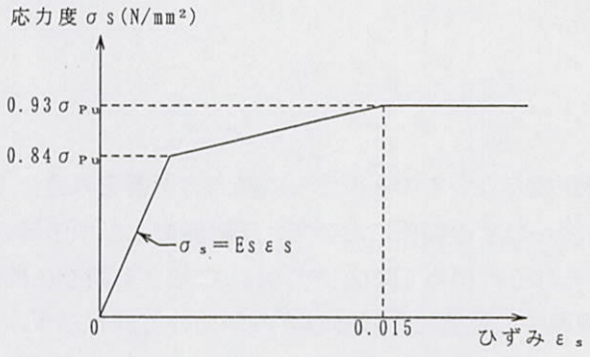
σ_y ：補強鋼板の降伏点（N/mm²）
E ：補強鋼板のヤング係数（N/mm²）
ε_y ：補強鋼板の降伏ひずみ
ε_a ：補強鋼板の許容ひずみ

図-解 7.6.3　補強鋼板の応力度～ひずみ関係



σ_c ：杭体およびモルタルの応力度（N/mm²）
σ_{ck} ：杭体およびモルタルの設計基準強度（N/mm²）
ε_c ：杭体およびモルタルのひずみ
ε_{cu} ：補強鋼板に拘束された杭体およびモルタルの終局ひずみ

図-解 7.6.4　杭体およびモルタルの応力度～ひずみ関係



σ_{pu} ：PC 鋼材の引張強さ（N/mm²）
E_s ：鋼材のヤング係数（N/mm²）
ε_s ：鋼材の降伏ひずみ

図-解 7.6.5 PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線

2) 鋼管杭の曲げモーメントM～曲率ϕ関係

i) 既設部

パイルベント基礎に用いられている鋼管杭の形状は、道示Vに示されるコンクリートを充填しない鋼製橋脚の適用範囲($0.03 \leqq R_t \leqq 0.08$, $0.2 \leqq \lambda \leqq 0.4$, $0 \leqq N/N_y \leqq 0.2$)を満たしていることが実態調査[2]により確認されている。ここで、R_tは塑性化を考慮する鋼断面の径厚比パラメータ、Nは作用軸力、N_yは鋼部材の全断面が降伏する時の軸力で鋼部材の断面積に鋼材の降伏点σ_yを乗じて求めた値、λは細長比パラメータである。また、静的模型実験により得られた鋼管杭の挙動とコンクリートを充填しない鋼製橋脚の$M-\phi$関係を用いて算出した鋼管杭の挙動がほぼ同等になるという結果[1]も得られている。したがって、既設部の曲げモーメントM～曲率ϕ関係は、道示Vに示されるコンクリートを充填しない鋼製橋脚に準じて算出するものとする。

既設部の塑性化を考慮する断面の$M-\phi$関係は、次により求めるものとする。

既設部の応力度～ひずみ関係は、図-解 7.6.6 に示す二次勾配 $E/100$ を考慮したバイリニア型とする。Eは、既設部のヤング係数である。許容変位δaに対応する許容ひずみε_aは、式(解 7.6.1)により求める。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140 R_t \quad \cdots\cdots \text{(解 7.6.1)}$$

$$R_t = \frac{R}{t}\frac{\sigma_y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)} \quad \cdots\cdots \text{(解 7.6.2)}$$

ここに、

ε_y： 既設部の降伏ひずみで、既設部の降伏点σ_yを既設部のヤング係数 E で除して求めた値

R_t： 塑性化を考慮する鋼断面の径厚比パラメータ

R： 板厚中心での半径(mm)

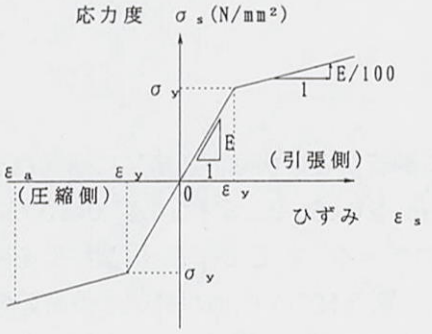
t： 板厚(mm)

σ_y：　既設部の降伏点(N/mm²)

E：　ヤング係数(N/mm²)

ν：　ポアソン比(=0.3)

既設部の $M-\phi$ 関係は、平面保持が成り立つものと仮定し、軸力の影響を考慮して算出する。図-解 7.6.6 に示す既設部の応力度～ひずみ関係において、圧縮縁および引張縁の既設部の板厚中心位置におけるひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみ ε_y に達する時を圧縮降伏時、引張降伏時とし、圧縮縁の既設部の板厚中心位置におけるひずみが初めて許容ひずみ ε_a に達する時を終局時とする。既設部の $M-\phi$ 関係を、図-解 7.6.7 に示す。



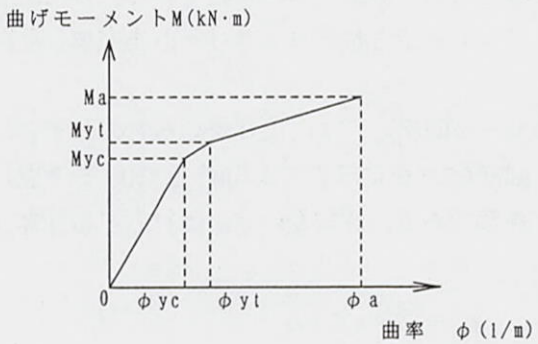
σ_y　：既設部の降伏点（N/mm²）

E　：既設部のヤング係数（N/mm²）

ε_y　：既設部の降伏ひずみ

ε_a　：既設部の許容ひずみ

図-解 7.6.6　既設部の応力度～ひずみ関係



M_a　：終局時モーメント（kN·m）

M_{yc}　：圧縮降伏時モーメント（kN·m）

M_{yt}　：引張降伏時モーメント（kN·m）

ϕ_a　：終局時の曲率（1/m）

ϕ_{yc}　：圧縮降伏時の曲率（1/m）

ϕ_{yt}　：引張降伏時の曲率（1/m）

図-解 7.6.7　既設部の M～ϕ 関係

ii)　補強部

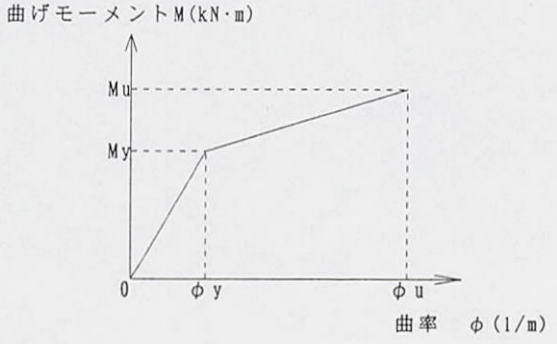
補強部の曲げモーメント M～曲率 ϕ 関係は、静的模型実験とそのシミュレーション解析結果[1]より、終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立ち、その挙動は、コンクリートを充填した鋼製橋脚と類似していることが確認されている。そのため、$M-\phi$ 関係は、道示Vに示されるコンクリートを充填した鋼製橋脚に準じて、図-解 7.6.8 に示すバイリニア型とする。図-解 7.6.9 に補強鋼板および既設杭の応力度～ひずみ関係、図-解 7.6.10 にモルタルの応力度～ひずみ関係をそれぞれ示す。ここで、降伏時とは、図-解 7.6.9 に示す補強鋼板および既設杭の応力度～ひずみ関係において、圧縮縁および引張縁の補強鋼板の板厚中心位置におけるひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみ ε_y に達する時のうちいずれか小さい方と

し、終局時とは、圧縮縁の補強鋼板の板厚中心位置におけるひずみが初めて許容ひずみ ε_a に達する時とする。なお、許容ひずみ ε_a は、式(解 7.6.3)より算出する。

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 5 \cdots\cdots (解\ 7.6.3)$$

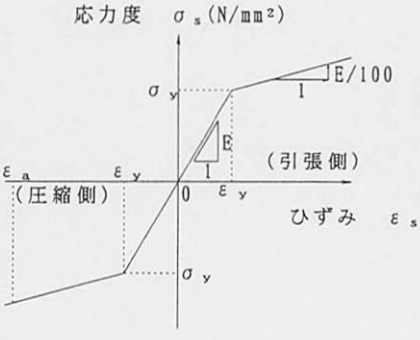
ここに、

ε_y：補強鋼板および既設杭の降伏ひずみで、鋼材の降伏点 δ_y を鋼材のヤング係数 E で除して求めた値



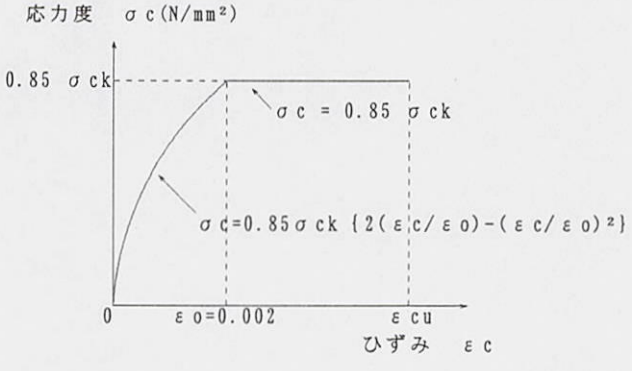
M_u ：終局時モーメント（kN·m）
M_y ：降伏時モーメント（kN·m）
ϕ_u ：終局時の曲率（1/m）
ϕ_y ：降伏時の曲率（1/m）

図-解 7.6.8　鋼管杭の補強部の M～ϕ 関係



σ_y ：補強鋼板および既設杭の降伏点（N/mm²）
E ：補強鋼板および既設杭のヤング係数（N/mm²）
ε_y ：補強鋼板および既設杭の降伏ひずみ
ε_a ：補強鋼板および既設杭の許容ひずみ

図-解 7.6.9　補強鋼板および既設杭の応力度～ひずみ関係



σ_{ck} ：モルタルの設計基準強度（N/mm²）
σ_c ：モルタルの応力度（N/mm²）
ε_c ：モルタルのひずみ
ε_o ：モルタルの降伏ひずみ
ε_{cu} ：モルタルの終局ひずみ

図-解 7.6.10　モルタルの応力度～ひずみ関係

【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) 財団法人国土開発技術研究センター：パイルベント基礎設計・施工調査業務　業務報告書、1993. 3.

8章　施工時の検討

補強鋼板の圧入にあたっては、必要圧入力を算定したうえで地盤条件等を考慮して以下に示す項目を照査しなくてはならない。

(1)　補強鋼板の各圧入沈設段階における必要圧入力と既設部の軸方向許容引抜き力を算出し、必要圧入力が軸方向許容引抜き力以下であることを照査する。

(2)　必要圧入力を作用させた場合、既設構造物に発生する応力度が許容応力度以下となることを照査する。

【解説】

(1) 1)　補強鋼板の圧入にあたっては、必要圧入力を式(解 8.1.1)により算出し、沈下関係図を作成する。沈下関係図は、補強鋼板の各圧入沈設段階における必要圧入力(先端抵抗力と周面摩擦抵抗力)と既設部の必要圧入力の関係を表したもので、圧入沈設時の各段階における必要圧入力を推定するため、さらには既設のパイルベント基礎自身の浮上り変位を防ぐための重要な資料となる。沈下関係図の一例を図-解 8.1.1 に示す。

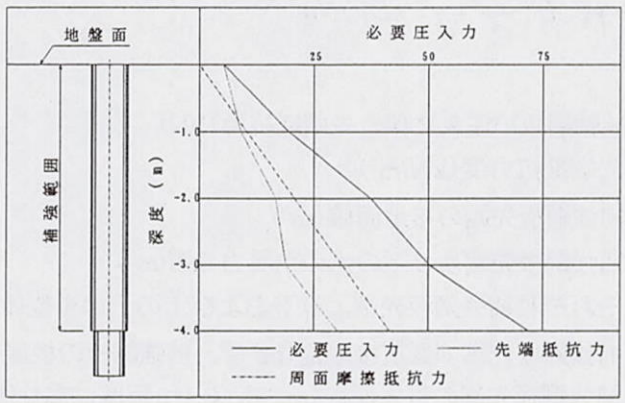


図-解 8.1.1　沈下関係図の例

2)　補強鋼板の必要圧入力は、地盤条件等を想定して式(解 8.1.1)により算出するものとする。

$$Ww > R_F + R_R \quad \cdots\cdots \text{(解 8.1.1)}$$

ここに、

W_W :　補強鋼板の必要圧入力(kN)

R_F :　補強鋼板の圧入に伴う周面摩擦抵抗力(kN)

R_R :　補強鋼板の圧入に伴う先端抵抗力(kN)

i)　R_Fの算出方法

R_Fは、式(解 8.1.2)により算出する。

$$R_F = U \times \sum (f_i \cdot L_i) \quad \cdots\cdots \text{(解 8.1.2)}$$

ここに、

R_F :　補強鋼板の圧入に伴う周面摩擦抵抗力(kN)

U ： 補強部の周長(m)

L_i： 補強鋼板の周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i： 補強鋼板の周面摩擦力を考慮する層の周面摩擦力度(kN/m²)で、道示Ⅳに準じて、表-解 8.1.1 による。

表-解 8.1.1 補強鋼板の周面摩擦力度(kN/m²)

土質 ＼ 補強鋼板の深さ	8 m	16 m	20 m
粘　性　土	5	6	7
砂　質　土	14	17	20
砂　れ　き	22	24	27

ii） R_Rの算出方法

R_Rは、式(解 8.1.3)により算出する。

$$R_R = qd \times A \quad \cdots\cdots \text{(解 8.1.3)}$$

$$qd = c \cdot Nc + \gamma_1 \cdot B' \cdot \frac{Nr}{2} + \gamma_2 \cdot Df' \cdot Nq \quad \cdots\cdots \text{(解 8.1.4)}$$

ここに、

R_R： 補強鋼板の圧入に伴う先端抵抗力(kN)

qd ： 先端抵抗力度(kN/m²)

A ： 補強鋼板先端の接地面積(m²)

c ： 補強鋼板先端より下の土の粘着力(kN/m²)

γ_1, γ_2： それぞれ補強鋼板先端より下および上の土の単位体積重量(kN/m³)

B' ： 補強鋼板先端の抵抗接地幅(m)で、補強鋼板の板厚とする

Df' ： 補強鋼板先端の貫入深さ(m)で、0.1m程度は掘り残しがあると考えて、Df' =0.1mとする。

Nc, Nr, Nq ： 道示Ⅳに示される偏心傾斜を考慮しない場合の支持力係数

2) 既設部の軸方向許容引抜き力の算出

既設部の軸方向許容引抜き力は、式(解 8.1.5)により算出する。

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot U' \cdot \sum (f' \cdot l') + N \quad \cdots\cdots \text{(解 8.1.5)}$$

ここに、

Pa ： 既設部の軸方向許容引抜き力(kN)

n ： 安全率(=3)

U' ： 既設部の周長(m)

f' ： 既設部の各層の周面摩擦力度(kN/m²)で、道示Ⅳに準じて、表-解 8.1.2 による。

l' ： 既設部の各層の層厚(m)

N ： 既設杭１本当りに作用する死荷重（kN）

表-解 8.1.2 既設部の周面摩擦力度(kN/m²)

施工方法 / 土質	打込み杭	中掘り杭
砂　質　土	$2N$(≦100)	N(≦50)
粘　性　土	c または $10N$ (≦150)	c または $5N$ (≦100)

ただし、c は地盤の粘着力(kN/m²)、Nは標準貫入試験の N値

(2) SSP 工法では、既設のパイルベント基礎に圧入装置の反力をとりながら補強鋼板の圧入を行うことから、圧入によってつなぎ梁に発生する応力度が、許容応力度以下となることを照査するものとした。照査にあたっては、図-解 8.1.2 に示すように、施工時の状況を適切に表したモデルを用いるものとする。なお、設計上の地盤面に設置した杭の軸方向バネ定数は、6.4 により算出するものとする。

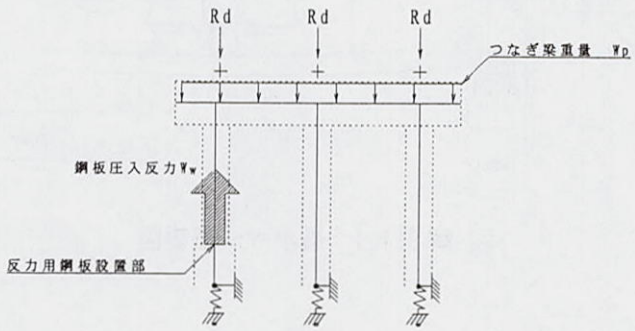


図-解 8.1.2 つなぎ梁照査モデル

9章　構造細目

9.1　既設杭と補強鋼板の間のクリアランス

既設杭と補強鋼板とのクリアランスは、補強鋼板に設置されているガイド等の機材を考慮し、70mm を最小とする。

【解説】

既設杭の外径から補強鋼板の内径までの距離は、図-解 9.1.1 に示すように、補強鋼板の内側に設置されたガイドとウォータージェットを使用することを考慮し、最小寸法として 70mm を設定した。

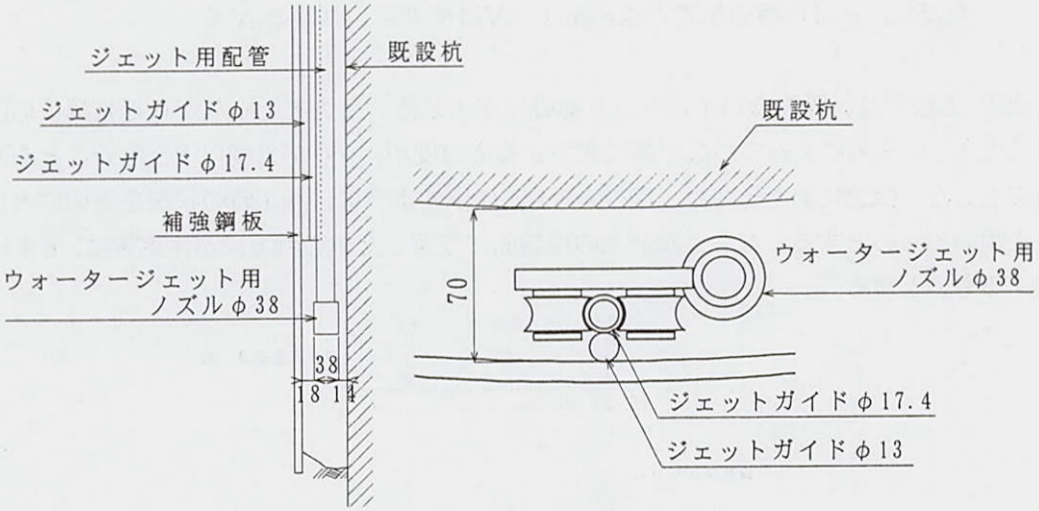


図-解 9.1.1　最小寸法概要図

第III部　施工マニュアル

第Ⅲ部　施工マニュアル

1章　総則

1.1　適用の範囲

本編は、SSP 工法を用いてパイルベント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、パイルベント基礎の耐震補強に SSP 工法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)　鋼道路橋塗装便覧　　：（社）日本道路協会（1990 年 6 月）

1.2　用語の定義

本編に用いる用語の定義は、以下に示すとおりとする。

(1) SSP 工法

既設杭を圧入により鋼板で巻き立てて耐震補強する工法

(2) パイルベント基礎

一列の杭を沓座付近まで立ち上げ、杭頭をつなぎ梁で連結することにより一体化し、上部工からの荷重を杭のみで支持する基礎形式

(3) 補強鋼板

既設杭に巻き立てる半円状の鋼板

(4) 反力用鋼板

圧入装置にて補強鋼板を圧入する際の圧入反力を受ける鋼板で、圧入部の上部にエポキシ樹脂系接着剤等で接着固定する反力リブのある鋼板

(5) 圧入装置

補強鋼板を所定の深度まで圧入する装置

(6) 充填モルタル

所定の深度まで圧入した補強鋼板と既設杭との空隙に充填する流動性の高い水中不分離型無収縮モルタル

(7) 圧入力

圧入装置により、補強鋼板を所定の深度まで圧入するための荷重

2章　施工に関する一般事項

2.1　基本事項

SSP 工法の施工は、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、SSP 工法の性能、品質は施工依存性が高く、工法の特徴を十分に理解したうえ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

SSP 工法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】

SSP 工法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 SSP 工法を用いる場合には、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。SSP 工法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、施工機械の選定や補強鋼板の 1 ロット長、反力用鋼板の全長や設置位置などに関係し、工期や工費にも大きく影響してくる。このため、補強対象の既設杭の空頭制限を十分に調査し、施工機械の選定や材料諸元を検討しなければならない。

2）平面的な施工ヤード条件の調査

既設基礎周辺は、既に各種社会活動が営まれ、施工ヤードを確保するうえで多くの制約条件がある場合が多い。このため、平面的な施工ヤードの検討を行う際には、用地境界位置、桁下空間の利用状況、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、供用中の道路を占用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、補強鋼板の１ロット長、反力用鋼板の検討　等
	平面的な施工ヤード条件	施工場所周辺の利用状況、用地境界、確保可能な広さ・位置・形状、高低差等	施工機械および使用機械設備の配置検討、現場搬入路の位置検討等
	周辺道路状況	道路状態、交通量、利用状況、規制の有無	道路交通や周辺住民への影響、道路占用の協議　等
	既設構造物	既設構造物の構造諸元	施工時の影響　等
	近接構造物や地下埋設物	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、降雪等	自然制約条件の把握
周辺環境条件	隣接地域状況	家屋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
	建設工事の法的規制	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、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）近接構造物や地下埋設物の調査

既設構造物の構造諸元（既設杭、つなぎ梁等）、補強対象の既設杭周辺の近接構造物、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、施工時に近接構造物等に影響がないか事前に検討し、必要に応じて対策工や施工中の動態観測を実施する必要がある。

4) 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、SSP 工法の施工の可否、難易、確実性などを決定づける重要な要素となるので、設計時の土質調査結果を確認、検討するとともに、地盤の状況などによっては新たにボーリングや各種の試験を補足するなど、より綿密な調査を行う必要がある。

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

2.3 施工計画

2.3.1 施工計画の立案

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

【解説】

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

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

以下に、施工計画書に記載する主な事項を示す。

1) 工事概要
- 工事名称
- 工事場所
- 発注者
- 工期

2) 使用材料の仕様
- 補強範囲、補強鋼板のロット長、板厚、径、材質、ロット数
- 反力用鋼板の全長、板厚、径、材質、リブ形状、リブ間隔
- 充填モルタルの品質、強度、注入量
- 接着剤の品質、強度、注入量

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
・モルタル配合、練混ぜ、注入計画
・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
・施工記録の方法

2.3.2　基本計画の立案

SSP 工法の基本計画においては、事前調査の内容を分析し、次に示す事項について検討を行うものとする。

(1)　近接施工に対する検討

(2)　沈下関係図による必要圧入力、沈下促進工等の検討

(3)　土質に適した刃口ロットの選定

(4)　全体工事の工程の調整

(5)　仮設備、施工機械の選定

【解説】

(1)　近接施工に対する検討

SSP 工法は、周辺地盤や周辺構造物に与える影響が少ない工法であるが、土質条件、近接構造物の位置と構造、重要度によっては、既設橋梁全体の変位を測定するなど安全な施工と周辺環境の保全を考慮した施工計画をたてなければならない。

(2)　沈下関係図による必要圧入力、沈下促進工等の検討

第Ⅱ部 8 章より作成された沈下関係図から求められる最大必要圧入力に基づき、圧入装置の仕様を決定する。ただし、周面摩擦力、先端抵抗力の各値は、過去の実績から算出されるため、実際の施工にあたっては、適宜修正しながら安全に施工しなければならない。また、既設杭に分担される死荷重と既設杭の軸方向許容引抜き力の合計より、必要圧入力が上回る場合には沈下促進工の検討が必要である。沈下促進工としては、フリクションカットにより周面摩擦力を低減させる方法や載荷荷重を加えて死荷重を増加させる方法などがある。沈下関係図の一例を第Ⅱ部図-解 8.1.1 に示す。

(3)　土質に適した刃口ロットの選定

土質に適した刃口ロットの選定は、3.5 を参照する。

(4) 全体工事の工程の調整

全体工事の工程の調整は、2.3.4 を参照する。

(5) 仮設備、施工機械の選定

仮設備の選定は、2.3.5 を参照する。

主要施工機械の選定に際しては、補強鋼板の諸元、施工基数とその配置、地盤条件、工期などに加えて作業地点の環境など施工に関する諸条件を勘案し、機種・容量・台数などについて十分な検討を加え選定しなければならない。

主要機械器具の一覧表を表-解 3.2.1 に示す。

2.3.3 詳細計画の立案

SSP 工法の詳細計画は、以下の各項目について立案しなければならない。

(1) 工場製作工

(2) 施工法

【解説】

(1) 工場製作工

工場製作工として、鋼板の製作・加工、運搬までの計画を立案する。鋼板には、反力用鋼板、刃口部（1 ロット部）補強鋼板、補強鋼板の 3 種類があり、所要の品質が得られるよう計画する。

(2) 施工法

SSP 工法における作業工種は、下記のとおりである。

1) 反力用鋼板設置

反力用鋼板設置として、反力用鋼板の取付け、溶接、接着までの計画を立案する。反力用鋼板は、圧入装置の反力を適切に既設杭へ伝達する働きがあり、既設杭への接着は確実に一体となるよう適切な管理を行い、施工しなければならない。

2) 刃口部据付け

刃口部据付けとして、補強鋼板先端形状、据付け方法の計画を立案する。先端形状は先端閉塞型および開型の 2 種類があり、地盤条件により決定する。据付けに際しては、陸上据付けと水上据付けがあり、施工精度を確保するために十分注意を払って施工しなければならない。

3) 補強鋼板組立構築

補強鋼板組立構築として、補強鋼板設置、溶接の計画を立案する。補強鋼板の設置に際しては、部材に損傷を与えることなく、適切な位置に設置する必要がある。補強鋼板の接合は現場溶接により行うが、このとき母材と同程度以上の強度となるよう適切な管理を行い、施工しなければならない。

4) 補強鋼板圧入沈設

補強鋼板圧入沈設として、圧入沈設の管理、圧入装置の計画を立案する。圧入沈設の管理は、施工状況および沈下関係図などにより適切に把握しながら、適切な管理のもとで所定の精度を保ち、確実に施工しなければならない。

5)　泥水処理

泥水処理として、圧入沈設時およびクリアランス洗浄時に排出される土砂の処理方法の計画を立案する。泥水処理は、補強鋼板内から排出された土砂を適切に処理しなければならない。

6)　クリアランス洗浄

クリアランス洗浄として、圧入完了後の既設杭と補強鋼板の空隙部洗浄の計画を立案する。クリアランス洗浄は、既設杭と補強鋼板の空隙部に充填モルタルを打設する前に、打設箇所の付着物・浮遊物を除去しなければならない。

7)　モルタル充填

モルタル充填として、練り混ぜ、品質管理、充填方法の計画を立案する。モルタル充填は既設杭と補強鋼板を確実に一体化するために実施するものであり、所要の耐力が得られるようモルタルの品質を確保し、その施工法を管理し、確実に施工しなければならない。

8)　塗装

塗装として、塗装材料、塗装方法の計画を立案する。塗装は、必要に応じて、補強鋼板、既設杭および反力用鋼板外面に施すものとし、実施する場合は環境に適した塗装を行わなければならない。

2.3.4　工程計画の立案

SSP 工法の工程計画にあたっては、地理的条件、気象条件、現場条件、施工方法、経済的施工速度、補強鋼板の製作工程等について十分検討しなければならない。

【解説】

SSP 工法の工程計画は、合理的かつ経済的に施工を行い、定められた期間内に工事を完成できるように検討する必要があり、一般には施工地域および施工時期を調査して、地理的条件、気象条件、現場条件、施工方法、経済的施工速度等に留意して補強鋼板各ロットごとの所要日数および仮設備を含めた工事全体の工程を検討する。さらに、数基を施工する場合には、設備台数および着手順序等を検討し、工程計画に反映させなければならない。なお、海上あるいは寒冷地などでは、他の特殊要因も考慮して工程を設定する必要がある。このような留意事項に加え、補強鋼板や反力用鋼板といった工場製作をともなう部材を使用するために、部材の製作期間や搬入時期などが全体工程に大きな影響を与える。したがって、これらの製作時の工程に十分留意して全体工程計画を立案する必要がある。

作業可能日数の推定にあたっては、夏季休暇、年末年始休暇等の休日や天候などによる作業休止日の合計日数を考慮するものとする。

2.3.5　仮設計画

SSP 工法を施工するにあたり、施工に必要な仮設備を適切に計画しなければならない。

【解説】

施工仮設備の計画には、施工ヤード、材料ヤードなど工事に必要な用地の計画や河川、海上の条件

により台船、桟橋、作業構台および仮締切の計画がある。

1) 施工ヤード

SSP 工法の施工にあたり、安全性、施工性が十分確保できるように施工ヤードを確保し、施工ヤード内は常に整理整頓に努めなければならない。施工ヤードの例は、図-解 3.3.1 に示す。

2) 水上施工の場合の仮設計画

SSP 工法は水上施工が可能であり、大規模な仮設備を必要としないことが特徴のひとつであるが、補強鋼板の取付け、溶接作業は気中での人力作業を原則としているため、河川や海上の水位とつなぎ梁下空間の関係より仮設備が異なる。

i) つなぎ梁下空間が 3.0m 程度以上の場合

つなぎ梁下から水面までが 3.0m 程度以上ある場合には、仮締切の必要がなく作業構台や浮き足場、台船を既設杭の周りへ設置することにより施工することができる。図-解 2.3.1 につなぎ梁下空間が 3.0m 程度以上ある場合の標準仮設備を示す。

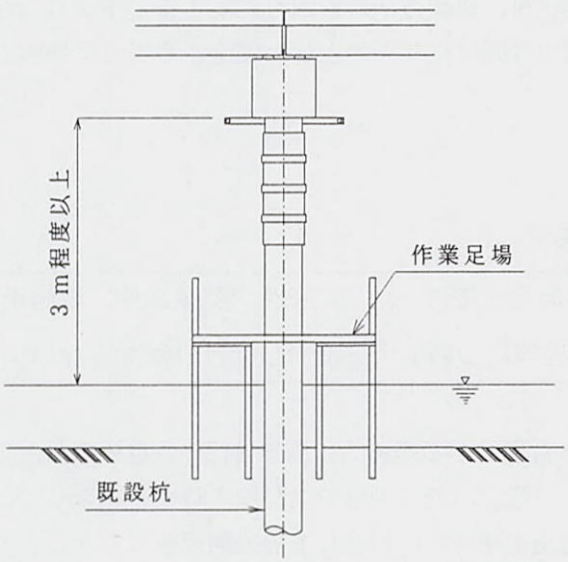


図-解 2.3.1 つなぎ梁下空間が 3.0m 程度以上ある場合の標準仮設備

ii) つなぎ梁下空間が 3.0m 程度未満の場合

つなぎ梁下から水面までが 3.0m 程度未満の場合、補強鋼板の取付け、溶接作業等を気中で行うため仮締切により水位を低下させる必要がある。仮締切は施工条件により、大型土のうおよび鋼矢板が一般的であるが、その他に簡易仮締切工法もある。

簡易仮締切工法とは、図-解 2.3.2 のように既設杭の杭径より 2.0m 程度大きな径の鋼板を 2 分割し、ボルトナット締めして既設杭の周りへ据付け、圧入装置により圧入後、締切内の水位を所定の高さまで水中ポンプ等により低下させ、作業用足場を設置する工法である。図-解 2.3.3 に簡易仮締切工法の施工概要を示す。

簡易仮締切鋼板の板厚や根入れ深さは、締切内外の水位差や河川等の水流の影響に対して安全であり、ヒービングやボイリングの発生がないよう計画しなければならない。また、簡易仮締切鋼板の天端高さは、高水位および施工時水位に対して安全であるよう計画しなければならない。一般的には高水位および施工時水位より 500mm 程度高い位置とする。

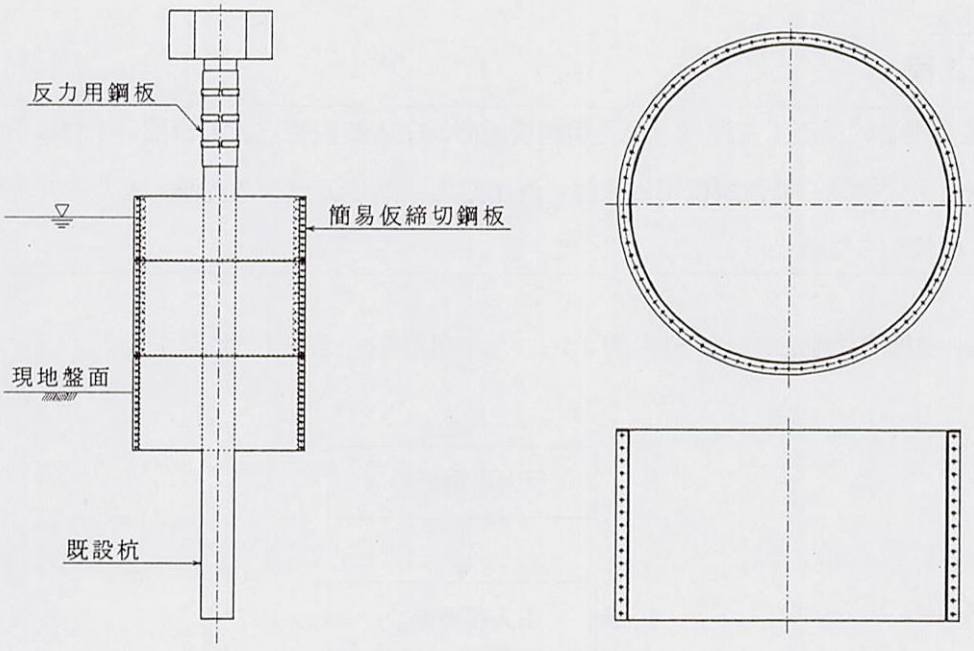


図-解 2.3.2　簡易仮締切工法に用いる鋼板の例

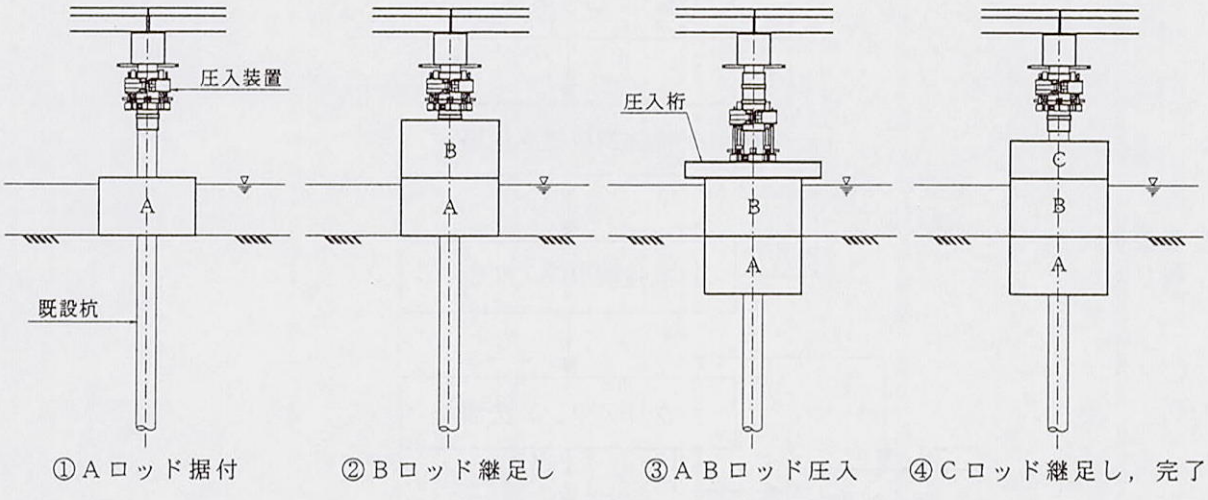


図-解 2.3.3　簡易仮締切工法の施工概要

3章　施工法

3.1　施工工程

SSP 工法の標準的な施工工程は、反力用鋼板設置、圧入装置組立、刃口部（1ロット部）据付け、補強鋼板組立構築、補強鋼板圧入沈設、泥水処理、クリアランス洗浄、モルタル充填、圧入装置解体、塗装からなる。

【解説】

SSP 工法の標準的な施工フローを図-解 3.1.1、施工概要を図-解 3.1.2 に示す。

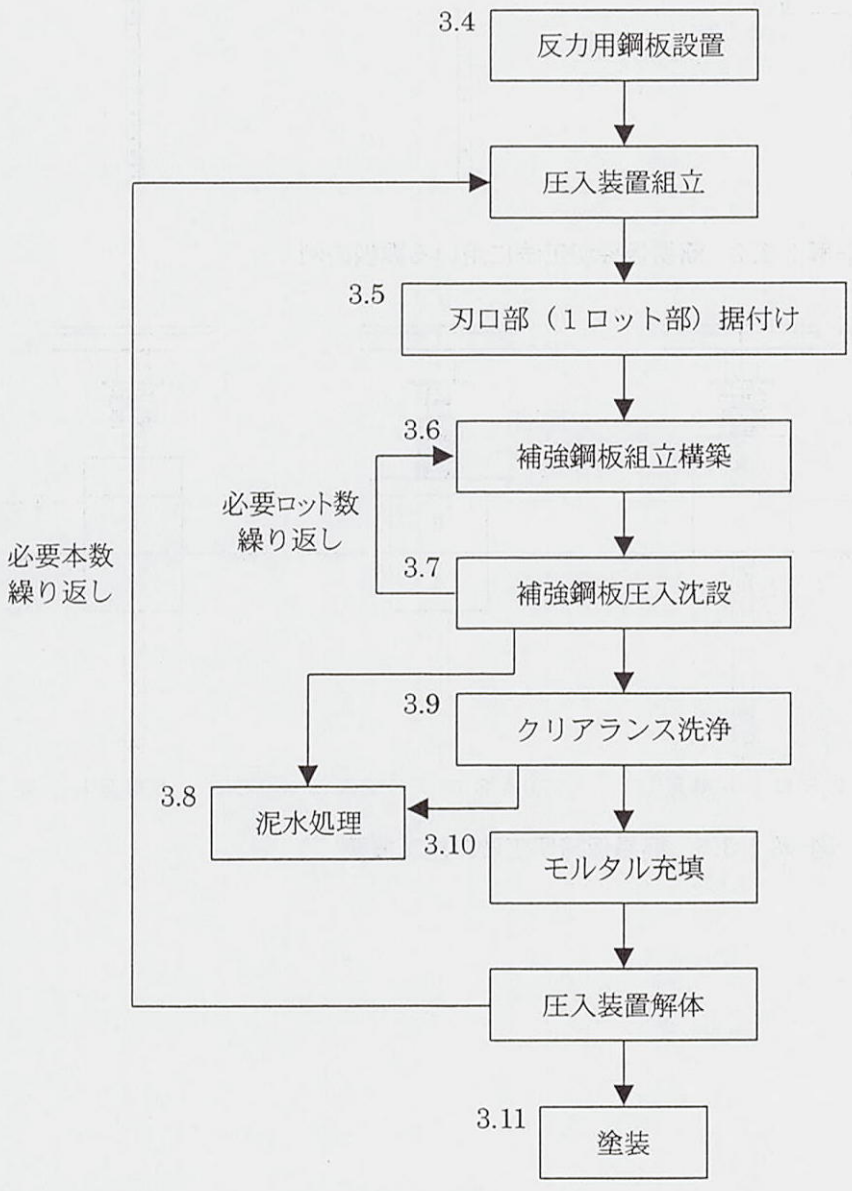


図-解 3.1.1　標準的な施工フロー

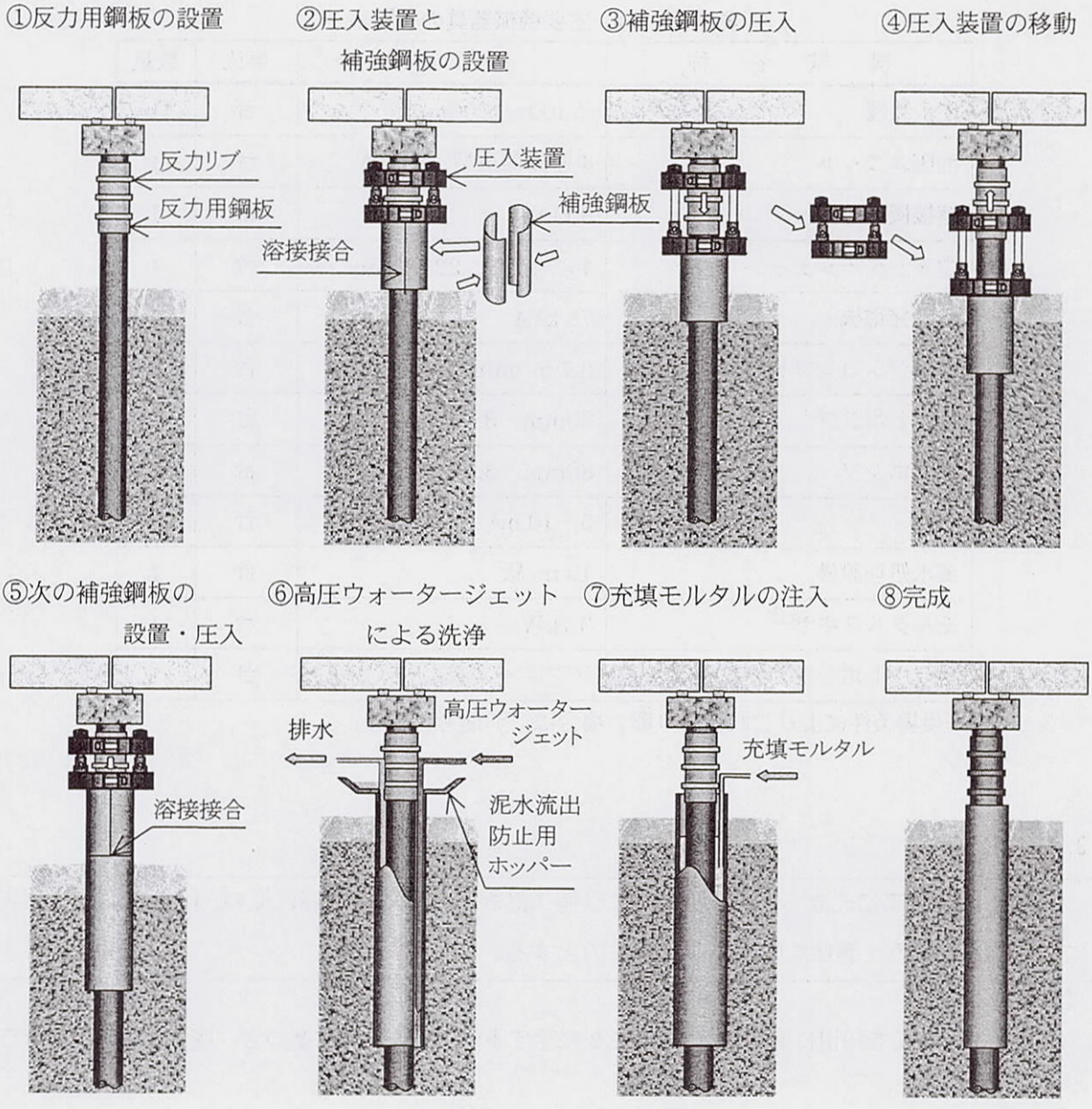


図-解 3.1.2　施工概要

3.2　主要機械設備

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

【解説】

SSP 工法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　主要機械器具の一覧表

機　械　名　称	形式・仕様	単位	数量
圧入装置	φ400～1200mm	台	1
油圧ユニット	4 連異荷重型　8.8kW	台	1
溶接機	300A	台	1
ウォータージェット	14.7 MPa、325 ℓ/min	台	1
発動発電機	75 kVA	台	1
エンジンコンプレッサー	3.7 m³/min	台	1
サンドポンプ	80mm，3.7kW	台	1
水中ポンプ	80mm，3.7kW	台	1
水槽	5～10 m³	台	2
濁水処理設備	10 m³ 級	台	1
モルタルミキサー	3.7kW	台	1
グラウトポンプ	スクィーズ式	台	1

※現場条件によりこれにより難い場合は、別途考慮する。

3.3　準備工

SSP 工法の施工に先立ち、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】

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

1)　施工基面の整備

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

2)　施工ヤードの整備

陸上施工の場合の施工ヤードは、図-解 3.3.1 に示すように、揚重機械、ウォータージェット、水槽タンク、発電機、コンプレッサー、溶接機、油圧ユニット等を配置し、安全性、施工性が十分確保できる面積とする。

水上施工の場合には、既設杭の周りへ浮き足場や単管足場または台船等の設置が必要であり、諸設備を陸上と足場または台船上に分ける等の措置が必要である。

揚重設備は施工条件により 1.5～2.0t 吊横移動式チェーンブロックを使用する場合もある。

3)　作業環境の整備

地下埋設物、中間つなぎ梁については、圧入沈設の支障となるので事前に十分調査し、撤去、移

設等を検討する必要がある。

4) 測量

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

5) 使用機械器具の点検・整備

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

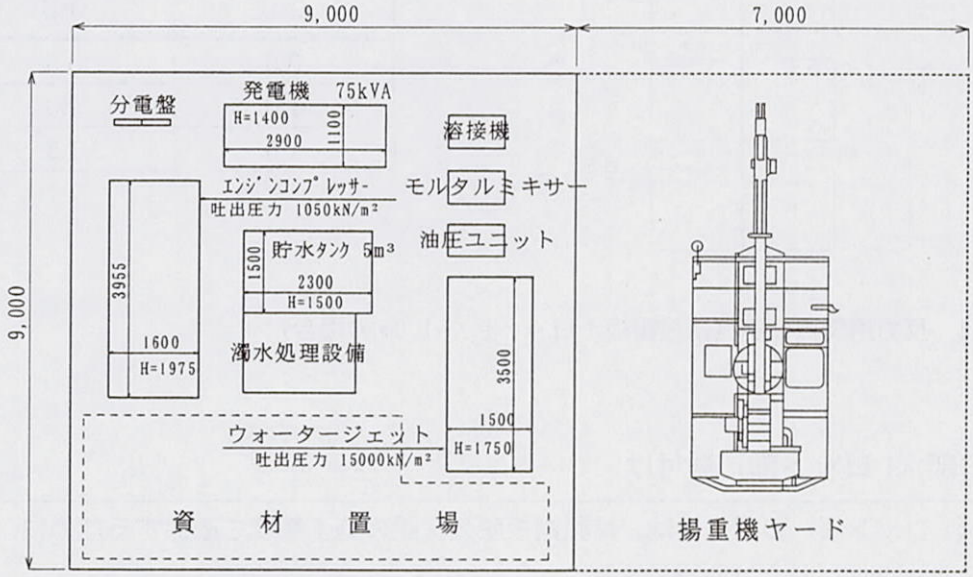


図-解 3.3.1 SSP 工法の施工ヤード配置例

3.4 反力用鋼板設置

反力用鋼板は、補強鋼板を安全確実に圧入できるように設置しなければならない。

【解説】

反力用鋼板の設置は、既設杭の所定の位置に 2 分割した反力用鋼板を取り付け、継手を現場溶接して円筒形に仕上げ、反力用鋼板と既設杭との空隙部に接着剤を注入して一体とし、圧入時の反力体とするものである。反力用鋼板の設置に先立ち、取付面のケレン・清掃を行う必要がある。なお、接着剤の品質は、第Ⅱ部 2.3 に示す。既設杭が鋼管杭の場合は、昭和 30～40 年代の製品にはインチサイズのものが多く、直接周長を測定し、適切な空隙が確保できるように、反力用鋼板を選定しなければならない。

反力用鋼板の全長は、施工上から表-解 3.4.1 に示す値が最小必要長であり、施工条件等を考慮し、必要かつ適切な長さとするものとする。また、反力リブの間隔、形状、段数については補強鋼板を確実に圧入できるよう圧入装置、補強鋼板などを考慮して決定するものとする。段数は一般的には 3 段とすることが多い。図-解 3.4.1 に反力用鋼板の例を示す。

反力用鋼板を既設杭に固定するために用いる接着剤は、第Ⅱ部表-解 2.3.1 に示すものを用いることを標準とする。その場合は、表-解 3.4.1 に示す最小必要長で十分な接着強度を得ることができる。な

お、第Ⅱ部表-解 2.3.1 に示す接着剤以外のものを用いる場合は十分な接着強度を得ることができるよう別途検討する必要がある。

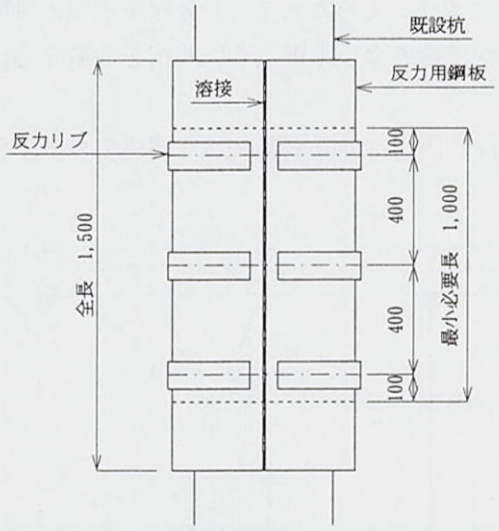


図-解 3.4.1　反力用鋼板の例（補強鋼板 1 ロット長が 1.0m の場合）

表-解 3.4.1　反力用鋼板の最小必要長

補強鋼板 1 ロット長 (m)	反力用鋼板の 最小必要長 (m)
0.5	0.5
1.0	1.0
1.5	1.5

3.5　刃口部（1 ロット部）据付け

刃口部（1 ロット部）の据付けは、補強鋼板圧入沈設の施工精度を確保するために、適切な管理を行い、正確に施工しなければならない。

【解説】

1)　刃口部（1 ロット部）

刃口部には、図-解 3.5.1 に示すように先端開型と先端閉塞型の 2 種類があり、使用にあたっては施工地点の地盤条件などを考慮して適切に選定しなければならない。先端閉塞型は原則として全補強範囲が N値≒0～2 の超軟弱粘性土地盤の場合を対象とするものである。

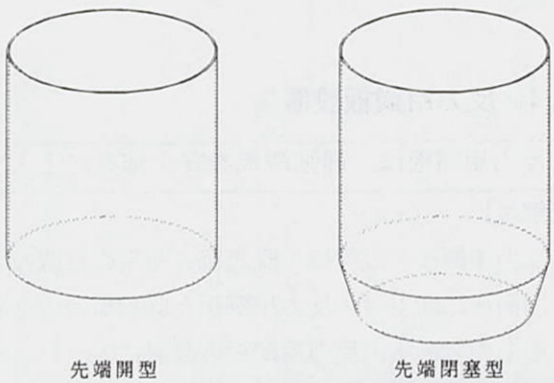


図-解 3.5.1　刃口部（1 ロット部）先端形状標準図

2)　据付け作業

刃口部の据付け作業は、施工精度を確保するために、十分注意を払って施工しなければならない。据付けには、図-解 3.5.2 および図-解 3.5.3 に示すように、陸上据付けと水上据付けがある。

i)　陸上据付け

陸上で据付ける場合、据付け地盤を地下水の影響を受けない高さに設定し、表土の不陸整正等を行って、刃口部を皿板または盤木などを使用して垂直に据付け、不同沈下や傾斜が生じないようにしなければならない。また、据付け地盤が軟弱で、かつ地盤の支持力が不足する場合には置換土などを行い、正確に据付けるものとする。

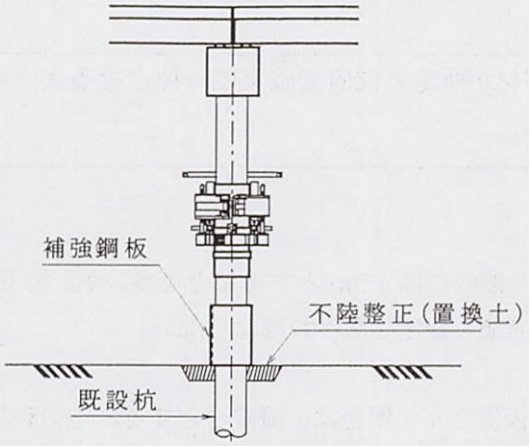


図-解 3.5.2　刃口部（1 ロット部）据付け標準図（陸上据付け）

ii）　水上据付け

水上で据付ける場合は、据付け地盤面を直接確認できないため事前に据付け面の堆積物や転石等の障害物を完全に除去しておく必要がある。刃口部が据付け地盤に着底するまでは、吊治具等を利用して刃口部鋼板を懸吊しておくことになるが、据付け位置およびレベルの確認を慎重に行い、位置ずれや傾斜が生じないように確実に据付けなければならない。

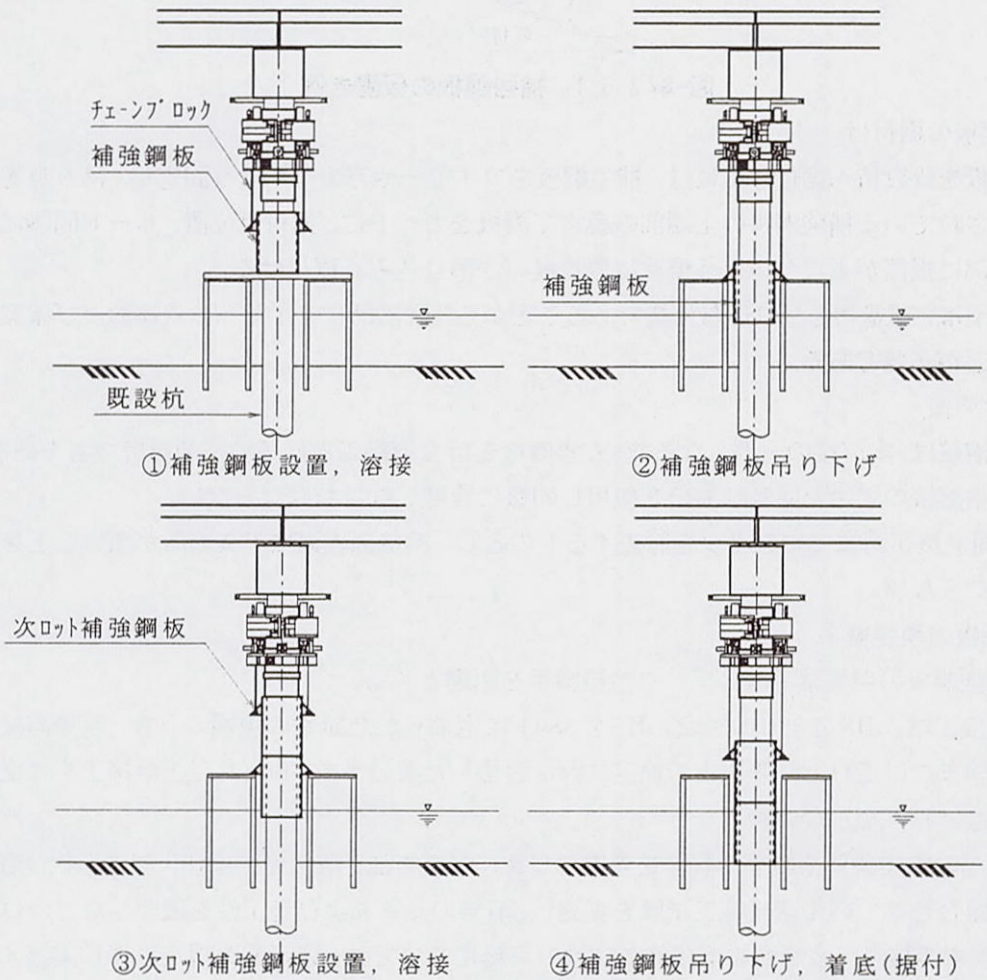


図-解 3.5.3　刃口部（1 ロット部）据付け標準図（水上据付け）

3.6　補強鋼板組立構築

補強鋼板の組立構築は、部材が所定の位置で確実に一体となるように適切な管理のもとで、接合作業を行わなければならない。

【解説】

1)　補強鋼板のロット割

補強鋼板のロット割は、一般的には 1.0m とすることが多いが、桁下空間等の施工条件を十分吟味し、施工性、経済性等を考慮し決定しなければならない。

2)　補強鋼板の仮置き保管

補強鋼板を施工ヤードに仮置きする場合は、縦置きとする。その際、開先部を汚さないように、角材などを敷いて養生しなければならない。図-解 3.6.1 に補強鋼板の仮置き例を示す。

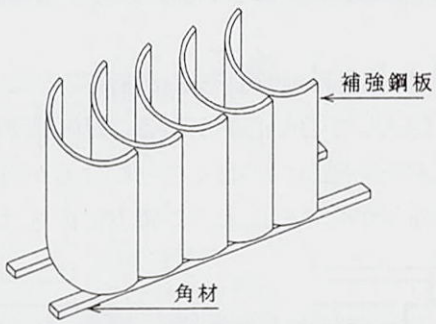


図-解 3.6.1　補強鋼板の仮置き例

3)　補強鋼板の据付け

補強鋼板を既設杭へ据付けるには、補強鋼板をワイヤーや万力等により固定し、吊り具を用いて既に構築されている補強鋼板の上端部の裏当て鋼板をガイドに、据付け位置、ルート間隔にしたがい、開先部に損傷が生じないよう慎重に取り扱い、吊り込み、据付ける。

この作業は、重量物を吊り込む作業であることから、常に吊りワイヤーの点検および確実な固定を行うことが必要である。

4)　仮付け溶接

仮付け溶接は、本溶接の一部となるため、本溶接を行う溶接工と同等の技能を持つ者を従事させ、溶接棒は本溶接の場合と同等なものを使用し同様に管理しなければならない。

また、組立終了時までにスラグを除去するものとし、溶接部表面に不良箇所がないことを確認しなければならない。

5)　補強鋼板の現場継手

i)　補強鋼板の現場継手は、アーク溶接継手を原則とする。

ii)　溶接工は、JIS Z 3801 および JIS Z 3841 に定められた試験の種類のうち、現場溶接に必要な試験またはこれと同等以上の検定試験に合格した者のうち、6ヶ月以上溶接工事に従事した者でなければならない。

iii)　現場の作業条件や継手形状等を考慮のうえ、溶接方法、溶接施工条件、開先形状、溶接設備等の組合せについて溶接施工試験を実施し、溶接の品質および施工性を確認しなければならない。現場溶接を行う場合の溶接施工試験の実施については、道示Ⅱの規定に準じ実施するものとする。

iv） 現場の気象条件により溶接が悪影響を受ける恐れがある場合は、溶接作業を行ってはならない。溶接作業を行ってはならない気象条件は、道示Ⅱに準じるものとする。ただし、防風設備、予熱等により溶接作業条件を整えられる場合は、この限りではない。

v） 補強鋼板の現場溶接については、鉛直継手と水平継手の交差部および継手端部は、溶接欠陥を生じないよう十分に注意して溶接施工を行うものとする。

先行の補強鋼板と後行の補強鋼板の軸線は、施工性を考慮して同一直線上となるように溶接する。また、手溶接およびルート間隔を必要とする半自動溶接ではルート間隔保持ビードなどにより所定の間隔を確保し、かつ著しい誤差のないよう先行の補強鋼板と後行の補強鋼板を組合せなければならない。なお、ルート間隔に著しい誤差のある場合は、開先の手直しを行うものとする。

溶接棒の取扱いには十分注意し、作業性および溶接部の強度低下や欠陥を生じるおそれのあるものを用いてはならない。また、その保存は湿度や水濡れ等に十分に配慮するものとする。

溶接時の電流、電圧、溶接速度、シールドガス流量等の基準値は、溶接施工試験により決定するものとする。

vi） 溶接完了後、外観検査と非破壊試験（超音波探傷試験）による検査を実施する。外観検査は全溶接延長にわたり行うとともに、超音波探傷試験は当該溶接延長の 10%以上の抜き取り行うものとする。なお、1箇所当たりの検査長は 30cm 以上とする。超音波探傷試験で不合格箇所が出た場合は、同一施工条件で施工された溶接線全延長について検査を実施するものとする。外観検査の結果より、われの疑いがある箇所については浸透探傷試験を実施するものとする。

vii） 検査結果の評価基準は 4.1 を参照する。

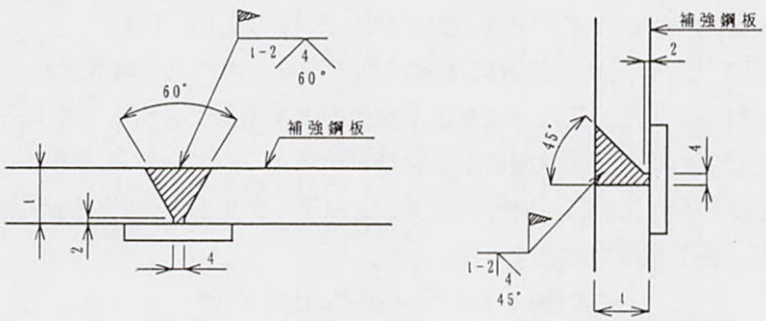
超音波探傷試験を裏当金付き溶接部の検査に適用する場合には、裏当金付近からの反射エコーと傷によるエコーの判別が困難なことがあるので注意しなければならない。

viii） 欠陥が判断された傷については、母材に影響を与えないように十分に注意して補修溶接を行うものとする。補修溶接は、道示Ⅱに準じて行うものとする。補修後は、当該箇所の外観目視検査および超音波探傷試験を実施するものとする。

ix） 補強鋼板の現場溶接継手にあたっては、溶接条件、溶接作業、検査結果、写真などを記録、保管するのを原則とする。溶接管理記録シート例を参考資料に示す。

6） 溶接部の詳細

溶接部は、図-解 3.6.2 を標準とする。



鉛直継手部　　水平継手部

図-解 3.6.2　溶接部の詳細

3.7　補強鋼板圧入沈設

補強鋼板の圧入沈設は、施工状況、地質の状態などにより沈下関係を適切に把握しながら、傾斜・移動および回転に注意するとともに、適切な管理のもとで、急激な圧入沈設などを避けて所定の精度を保ち、所定の深度まで確実に施工しなければならない。

【解説】

1)　精度の確保

芯ずれ・鉛直度において十分な施工管理を実施し、所定の沈設精度を確保しなければならない。

補強鋼板の内面には、図-解 3.7.1 のような既設杭との間隔を確保するためのスペーサを予め取り付け、補強鋼板は既設杭とスペーサガイドをガイドにして圧入装置により所定の深度まで圧入沈設させる。ここで、刃口部がパイロットとなるため、正しい位置に水平に据付けることと、初期沈設時（1～3 ロット）の圧入沈設管理が極めて重要である。

補強鋼板の圧入沈設の精度管理は、既設杭と補強鋼板との間隔を測定しながら行うものとする。

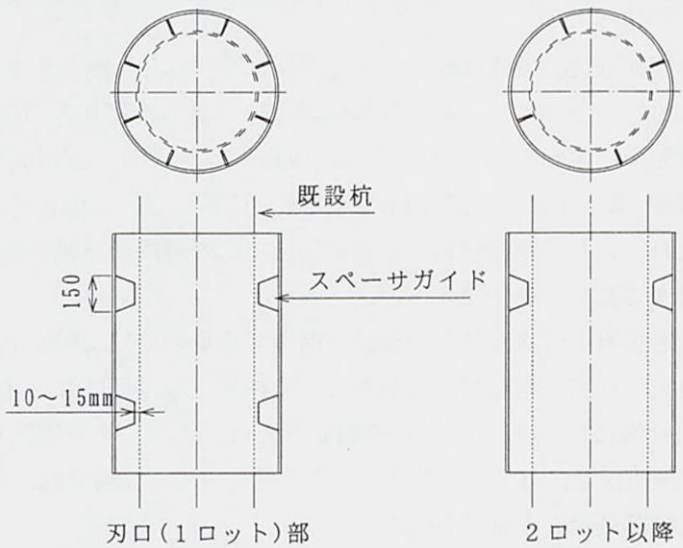


図-解 3.7.1　スペーサガイドの例

2)　圧入装置

圧入装置は、地盤条件、設計施工条件を考慮して、圧入作業が確実に施工できるように選定しなければならない。

圧入装置の概要を図-解 3.7.2 に、その性能の例を表-解 3.7.1 に示す。

図-解 3.7.2 に示すように、圧入装置は 4 本の油圧ジャッキにより構成され、連続的に補強鋼板に圧入力が加えられる。また、圧入装置を小型なものとするため、ジャッキストロークは 500mm または 700mm としている。圧入装置の上下移動はチェーンブロックによる。

圧入は、圧入沈設中の施工状況や地質の状態などのデータをもとに、計画時点に作成した沈下関係図と照合しながら施工するものとする。

表-解 3.7.1 圧入装置の性能の例

種　類	仕　様	重 量 (kN)	ジャッキ仕様			
			圧入力(kN)	数量(本)	ストローク(mm)	総圧入力(kN)
圧入装置	φ400～600	13.0	245.25	4	500，700	981.00

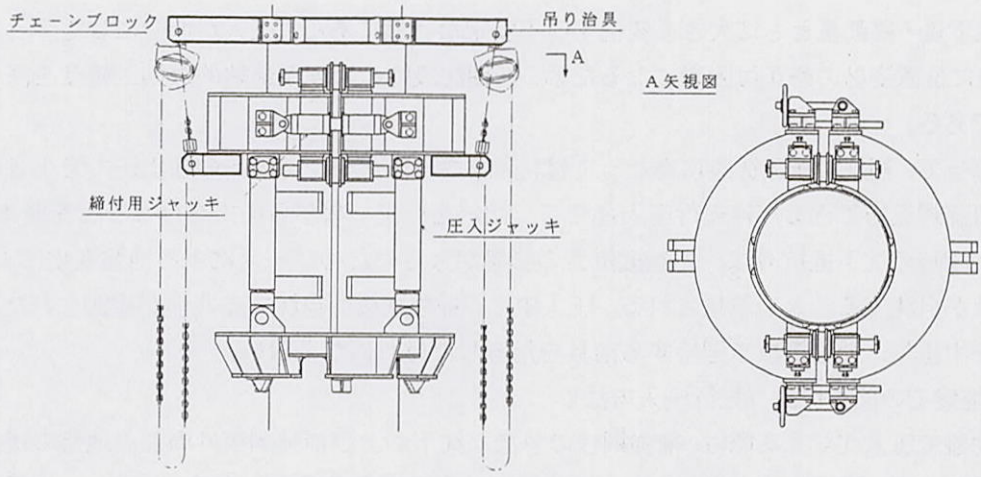


図-解 3.7.2　圧入装置の概要

3)　圧入沈設の基本

補強鋼板の圧入沈設は、補強鋼板内の土砂を高圧ウォータージェット、エアリフト等により除去しながら行う。事前の土質調査資料と実際の排土とを比較するとともに、刃口部先端の位置を把握し、沈下関係図による沈下抵抗力と実際の圧入荷重とを比較し、土質に合ったジャッキ圧入力および沈設速度を調整し慎重に施工しなければならない。また、圧入力が不足する場合は、つなぎ梁にI形鋼などを設置し、死荷重を増加させて対応する場合もある。

また、高圧ウォータージェットによる補強鋼板内の削孔および土砂除去は、補強鋼板外周面の地盤の緩みが発生しないように実施しなければならない。そのため、ジェット本数を検討し、吐出圧力を管理するとともに、高圧ウォータージェットノズルの取付け位置を、図-解 3.7.3 に示すように補強鋼板先端から 200～300mm 程度上側とすることを原則とする。地盤によっては斜方向や横方向にジェットノズルを取り付けることもある。

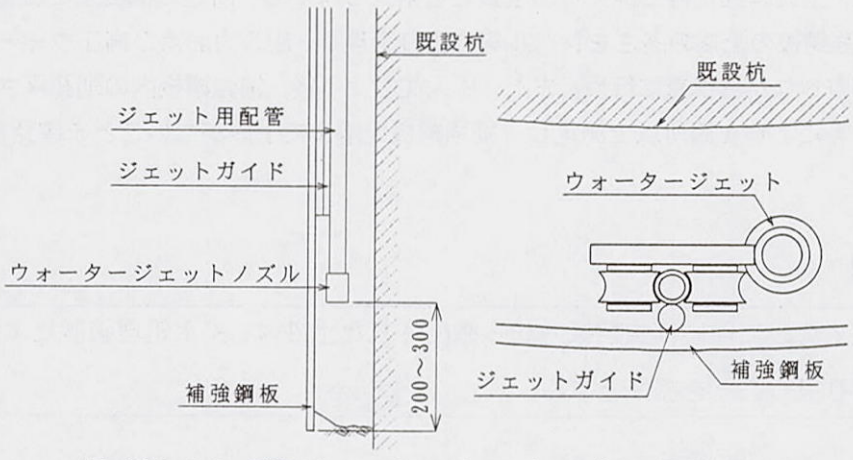


図-解 3.7.3　高圧ウォータージェットノズルの取付け位置

4)　初期沈設時の圧入

補強鋼板は、圧入沈設が進み、根入れが深くなると芯ずれ・傾斜の修正が非常に困難になる。そのため所要の精度を確保するためには、刃口部を正しい位置に水平に据付けるとともに、補強鋼板の挙動観測を常時欠かさず行う沈設管理が重要である。

特に初期沈設時（1～3ロット前後の深度）においては、位置姿勢の変動が激しく、圧入毎に傾

斜量・沈下量・移動量ともに大きく変化する不安定な状態にある。圧入が進むにしたがって安定するが、逆に位置姿勢の修正は困難になるため、初期沈設時の管理が最終的な施工精度を高めるために重要である。

したがって、初期の圧入沈設にあたっては、高圧ウォータージェットの吐出圧力を小さめに設定し、刃口部鋼板をできるだけ先行圧入させて、傾斜を修正しながら圧入を行うことを基本とする。

初期沈設時の沈下抵抗力は、先端抵抗力の影響が大きいため、圧入による地盤変化によっては、補強鋼板が自沈することも予想される。圧入中に、補強鋼板が自沈する兆候が観測されたら、直ちに圧入を中止し、補強鋼板を把持する治具を用意しなければならない。

5) 軟弱地盤での圧入沈設（先行圧入方法）

軟弱地盤で圧入沈設する際は、補強鋼板の急激な沈下および補強鋼板外周部の地盤の緩みによる周辺地盤の沈下・陥没を防止するため、補強鋼板の先行圧入を基本とする。しかし、先行圧入を行うと補強鋼板内に土砂が残り、沈下抵抗力が圧入力を上回るおそれがある。そのため、常に刃口貫入量が適切な深さになるように圧入力および高圧ウォータージェット吐出圧力を調整することが必要である。

また、軟弱地盤の削孔中には、内外の水位の変動に注意し、ボイリング、ヒービング等の発生とそれに起因する周辺地盤変状の発生を未然に防止しなければならない。

6) 硬質地盤での圧入沈設（先行ジェット方法）

固結した粘性土あるいは土丹層のような周辺地盤に影響をほとんど与えない硬質地盤で圧入沈設する場合には、刃口部鋼板の先端下を高圧ウォータージェットノズルを用いて切削し、先端抵抗力を低減させる必要がある。また、高圧ウォータージェットノズルの取付け位置は、施工状況等を考慮して決めるものとする。

7) 最終の圧入沈設

補強鋼板は、土質調査資料と排土した土質とを対比しながら、所定の深度まで圧入沈設する。最終圧入は、補強鋼板の上端の高さをレベル等により管理し、圧入力および高圧ウォータージェット吐出圧力を調整しながら慎重に行う。また、圧入沈設完了後、補強鋼板内の削孔深さを検尺用テープやスタッフ等により4箇所以上測定し、補強鋼板先端まで土砂がないことを確認する。

3.8 泥水処理

補強鋼板の圧入沈設に伴い補強鋼板内から搬出された土砂は、濁水処理装置により分離し産業廃棄物として取り扱うことを標準とする。

【解説】

圧入沈設に伴い排出される泥水は、現場内の泥水用鋼製水槽へ仮置きし、濁水処理装置で処理し、処理水を場外へ排出する。分離された土砂は、産業廃棄物として取扱い、現場の状況に応じて汚泥吸排車等により搬出する。廃棄場所および方法については、当該地の管理者と十分協議のうえ、その指示に従わなければならない。

図-解 3.8.1 に簡易濁水処理システムのフロー図を示す。

また、十分なスペースがあり当該地の管理者に許可を得た場合は、排出される泥水を現場内の泥水

用鋼製水槽へ仮置きし、その上水を沈砂池に送り、十分に沈殿させた処理水（凝集剤を使用しない）を場外へ排出する。分離された土砂は天日干しにより乾燥させて再利用することもある。

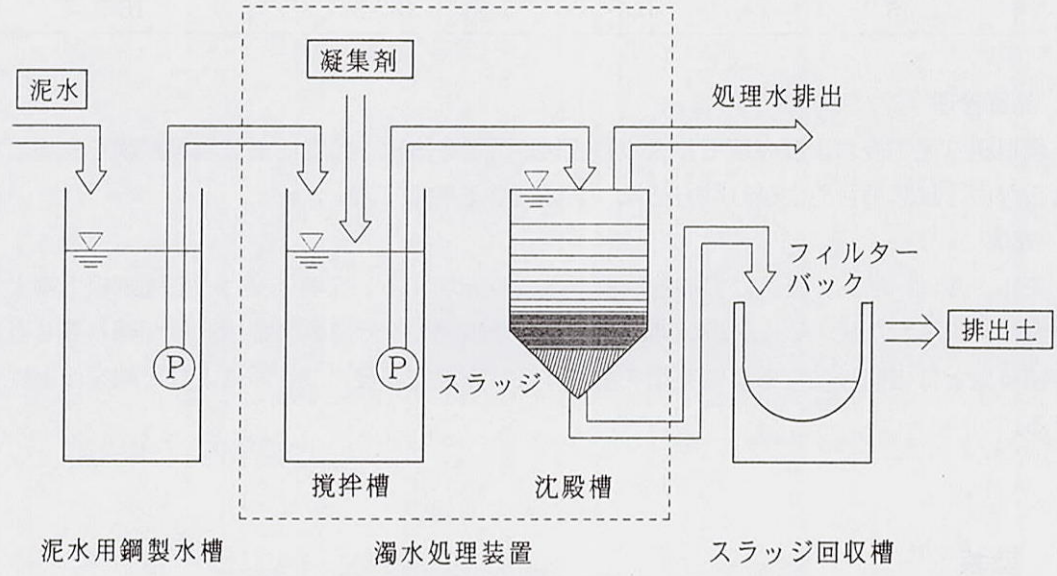


図-解 3.8.1　簡易濁水処理システムフロー図

3.9　クリアランス洗浄

補強鋼板の内面と既設杭とのクリアランス洗浄は、計画的かつ確実に実施できるよう適切な方法で実施しなければならない。

【解説】

クリアランス洗浄は、補強鋼板を所定の深度まで圧入沈設完了後、高圧ウォータージェットに洗浄用ノズルを取付け、エアリフトを併用して補強鋼板内面と既設杭外面の付着物や浮遊物を洗浄・除去する。

また、洗浄に伴い排出された濁水は補強鋼板の圧入沈設時と同様に濁水処理するものとする。

3.10　モルタル充填

補強鋼板と既設杭との間に充填するモルタルは、補強鋼板と既設杭を確実に一体化させるように、適切な管理のもとで充填作業を行わなければならない。

【解説】

1)　材料、配合および練り混ぜ

充填モルタルには、第Ⅱ部 2.2 に示すように高流動水中不分離型無収縮モルタルを用いることを標準とし、所定の撹拌能力を有するモルタルミキサーにより確実に練り混ぜる。充填モルタルは、圧縮強度 45N/mm² 以上で所定の特性、品質を有するものとし、標準的な配合例を表-解 3.10.1 に示す。

表-解 3.10.1　充填モルタルの配合例（重量パーセント）

特殊セメント	混和材料	珪酸質骨材	水
45.3	0.5	37.5	16.7

2)　品質管理

現場練り完了後および充填モルタル打設後、所定の方法、頻度により現場試験を実施しなければならない。試験項目および試験方法は、4.1、4.2 を参照する。

3)　充填

モルタルは、ポンプ圧送にて補強鋼板下端より充填する。充填作業は、補強鋼板上端より泥水が完全に排出された後、モルタルが排出されるのを確認し、その単位容積質量が練り混ぜ直後の単位容積質量とほぼ同じになるまで充填を継続する。充填完了後、コテ等により天端を仕上げるものとする。

3.11　塗装

補強鋼板、既設杭および反力用鋼板外面の塗装は、必要に応じて実施するものとし、実施する場合は環境に応じた塗装を行わなければならない。

【解説】

補強鋼板、既設杭および反力用鋼板外面に施す塗装は、土中部を除いた部位につき必要に応じて実施するものとし、実施する場合は環境（大気部、水中部）に応じた塗装を行わなければならない。

1)　大気部

中塗り、上塗り等の現場塗装にあたって、水の影響を受けない部位については、（社）日本道路協会「鋼道路橋塗装便覧」に準じるものとし、水の影響を受ける場合は別途検討しなければならない。一般には湿潤面用エポキシ系塗料が使用される。

2)　水中部

水中用エポキシ系塗料を使用する。

4章　施工管理

4.1　施工管理項目

SSP 工法の施工においては、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】

SSP 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

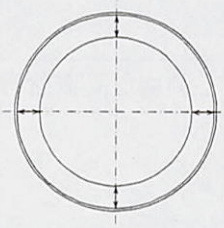
工程	管理項目	管理内容	管理方法	規格値・対比値	測定頻度
反力用鋼板設置	接着剤注入状況	注入の確認	エア抜きパイプより接着剤の吐出を確認		全数
補強鋼板組立	組立精度	ルート間隔	各溶接線の中央部および端部を測定管理	4.0mm～10.0mm	ロット毎
		目違い量		3.0mm 以下	
		密着度		2.0mm 以下	
補強鋼板溶接	溶接品質	外部きず検査	外観検査	※1	協議のうえ決定
			浸透探傷試験	※2	
		内部きず検査	超音波探傷試験	※3	
補強鋼板圧入	圧入精度	偏心量	補強鋼板と既設杭との間を測定管理	設計値±20mm	※4
	圧入状況	圧入力	施工状況や沈下関係図と照合しながら、圧入力管理		圧入時
クリアランス洗浄	洗浄状況	洗浄状況	水中カメラにて管理		洗浄完了後
モルタル充填	充填状況	溢流モルタルの圧縮強度	JIS A 1108 気中養生	設計基準強度以上	充填中
		溢流モルタルの単位容積質量	JIS A 1116 容器 内径 5cm,内高 10cm	練混単位容積質量の±2%	
		充填量	粉袋の数量管理	設計数量以上	充填完了後
出来形管理	圧入精度	基準高	補強鋼板天端高さを測定管理	設計値±50mm	圧入完了時
		偏心量	補強鋼板と既設杭との間を測定管理	設計値±20mm	

※1　溶接のビード部分にわれがあってはならない。溶接のビード幅、高さに大きな変化があってはならない。

※2　溶接のビード部分にわれがあってはならない。

※3　補強鋼板の裏面近傍からの反射エコー以外のエコーについては、検出レベルを JIS Z3060 に規定する M 検出レベルとし、傷の判定は JIS Z3060 による 3 類以上を合格とする。補強鋼板の裏面近傍からの反射エコーについては、ノイズと判断して傷の判定を行わない。

※4　ロット毎に 4 箇所



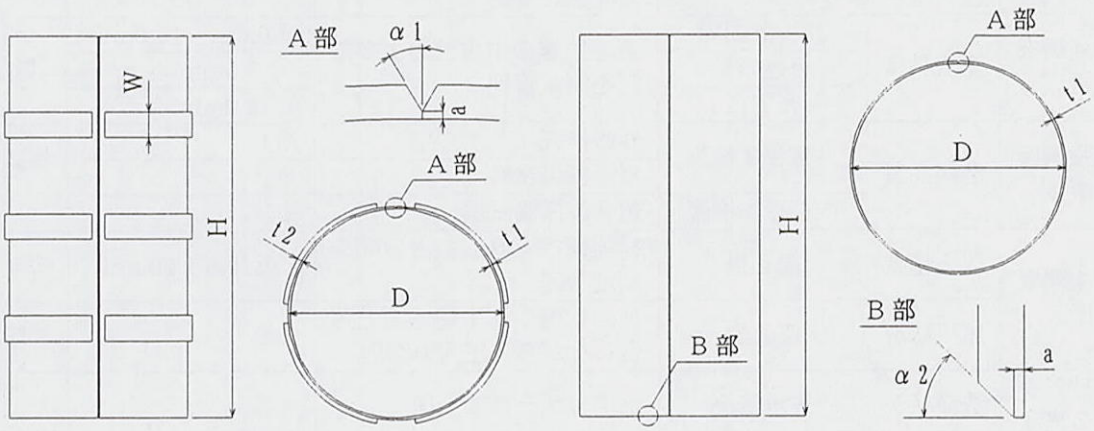
4.2　品質管理

4.2.1　補強鋼板

補強鋼板の品質確認は、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】

補強鋼板は、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，工場から発行された工場検査証明書によって寸法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。管理内容、管理方法、規格値、測定頻度を表-解 4.2.1 に示す。寸法検査位置を図-解 4.2.1 に示す。



a）反力用鋼板　　b）補強鋼板

図-解 4.2.1　検査位置

4.2.2　充填モルタル

充填モルタルの品質確認は、品質検査証明書によって行うものとする。また、練り混ぜ完了時に現場試験を行い、品質管理を行うものとする。

【解説】

粉体は、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。

充填モルタルは、練り混ぜ完了時に供試体を作製し、表-解 4.2.1 に示す管理内容、管理方法、規格値、測定頻度に基づいて品質管理を行う。

4.2.3　品質管理項目

SSP 工法の施工においては、必要な項目について適切な品質管理を行うものとする。

【解説】

SSP 工法の品質管理項目を表-解 4.2.1 に示す。

表-解 4.2.1　品質管理項目

対象	管理内容	管理方法		規格値	測定頻度
補強鋼板・反力用鋼板	材質	品質検査証明書			全数
	鋼板高さ H	工場検査証明書 JIS1 級検査道具を使用し、寸法値を目視		±5mm	
	外径 D			±0.5%	
	鋼板厚 $t1$			±0.55mm	
	リブ高さ W			±2mm	
	リブ厚 $t2$			±0.55mm	
	開先A部 $\alpha 1$			27.5° 以上	
	開先B部 $\alpha 2$			42.5° 以上	
	ルート面 a			−2〜+1mm	
	寸法	上記、工場検査と同様の管理内容および管理方法		上記、工場検査と同様の規格値	搬入時 10%
	外観	目視			
充填モルタル	流動性	品質検査証明書 右記に検査方法を示す	JIS R 5201 フロー(引抜きのみ)	200mm 以上	製造毎
	ブリージング		JIS A 1123	0%	
	凝結時間		JIS R 5201	始発：1 時間以上 終結：10 時間以内	
	膨張収縮率		CRD C 589 改良式	材令 7 日で収縮なし	
	圧縮強度		JSCE−G541 気中養生	設計基準強度以上	
	単位容積質量		JIS A 1116 容器　内径 5cm 内高 10cm	設計計算 単位容積質量 の±5%	
	塩化物含有量		ドライケミストリー法	0.3kg/m³ 以下	
	流動性	JIS R 5201 フロー(引抜きのみ)		200mm 以上	練混完了時 2 回(午前・午後) /打設日 1 日
	ブリージング	JSCE−F−522		0%	
	膨張収縮率	JSCE−F−522		材令 7 日で収縮なし	
	圧縮強度	JIS A 1108　気中養生		設計基準強度以上	
	単位容積質量	JIS A 1116 容器 内径 5cm，内高 10cm		設計計算単位容積質量の±5%	
	塩化物含有量	ドライケミストリー法		0.3kg/m³ 以下 1)	

1) 塩化物量の少ない材料の入手が著しく困難な場合には、塩素イオン質量で 0.6kg/m³ 以下としてもよい。

4.3　工程管理

SSP 工法の施工においては、計画工程と進捗状況とを常に対比し、全体工程が円滑に進行できるように工程管理を行うものとする。

【解説】

工程管理は、準備作業から補強鋼板の圧入沈設完了、資機材搬出までを含めた工程表を作成することにより、常に進捗状況と対比しながら行う。また、必要に応じて、仮設備、資材調達、施工機械や設備の能力等を検討し、全体工程が円滑に進行できるように調整する。

4.4　安全衛生管理

SSP 工法の施工においては、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】

安全管理項目の主な事項を、以下に示す。

① 安全衛生責任者の選任、安全衛生管理体制の構築

② 有資格者の就業

③ 作業員の健康管理

④ 交通安全対策、第三者災害の防止

4.5　環境保全

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

(1) 水質汚濁・土壌汚染

(2) 騒音・振動

(3) 再生資源の利用、建設副産物の再利用および産業廃棄物処理

【解説】

工事に伴う騒音、振動、地盤沈下、塵埃、交通阻害などは、多少にかかわらず住居者の生活環境に影響をあたえるものであり、これらの防止に努めなければならない。

下記のほか、工事用機械や設備等による視界や美観の阻害も考えられるので、現場周辺の状況を考慮して適切な措置を講じるものとする。

(1) 水質汚濁・土壌汚染

補強鋼板内の土砂は、高圧ウォータージェットにより浮遊した状態となっているものをエアリフト等により排出し、現場内に設置された鋼板製の泥水槽へ圧送して一時的に仮置きし、濁水を中和処理・濁水処理等を施し場外へ排水する必要がある。図-解 4.6.1 に補強鋼板内土砂の排土概要図を示す。泥水処理については 3.8 を参照するものとする。

また、施工地点周辺の水面を汚濁から防止する手法として、汚濁防止フェンス（シルトプロテクター）を用いることがある。

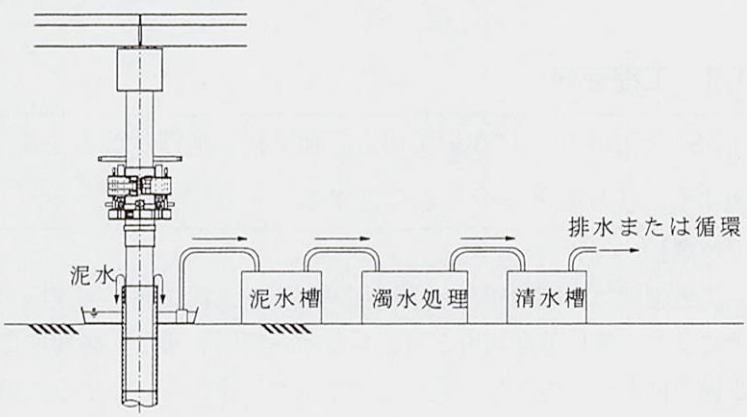


図-解 4.6.1　補強鋼板内土砂の排土概要図

(2) 騒音・振動

1) 騒音防止

工事に伴う騒音は関係条例等によって規制されるので、施工にあたっては、これらの法令を遵守して、できるだけ騒音の少ない機械を採用するものとする。

2) 振動防止

工事に伴う振動は関係条例等によって規制されるので、施工にあたっては、これらの法令を遵守して、できるだけ振動の少ない機械を採用するものとする。

(3) 再生資源の利用、建設副産物の再利用および産業廃棄物処理

工事で発生する建設副産物は適切な分別を行い、再生資材として出来るかぎり再利用を行う。また、産業廃棄物は「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」に従い、適切に処理しなければならない。

4.6 施工記録

SSP 工法の施工にあたり、施工記録および各種試験結果を整理するものとする。

【解説】

SSP 工法の施工にあたっては、施工記録および各種試験結果を整理するものとした。

施工記録は以下の項目について記載し、正確に報告するものとする。

1) 工事名
2) 工事場所
3) 事業主体
4) 施工者
5) 施工年月日
6) 実施工程
7) 設計諸元、一般図、構造図
8) 使用機械とその諸元、仮設備
9) 地盤の概要
10) 施工管理、品質管理
11) 安全対策、環境対策
12) 施工中に生じた特殊な状況とその対策
13) 各工程の施工記録
14) 工事において行われた調査、試験の記録
15) その他必要事項

参 考 資 料

参考資料１　設計計算例

１．概要

SSP 工法による既設パイルベント基礎の耐震補強について、設計計算例を示すものである。ここで、本計算例は、レベル２地震時における既設パイルベント基礎の照査方法および SSP 工法による補強後のパイルベント基礎の設計手法について示した。

２．設計条件

2.1　下部構造

形　　式：パイルベント形式

杭　　種：鋼管杭

2.2　使用材料

既製鋼管杭および補強部分の使用材料を表-2.2.1 に示す。

表-2.2.1　既製鋼管杭および補強部分の使用材料

鋼管杭の材質	SKK400
鋼材のヤング係数	Es ＝ 2.0×10^5 N/mm^2
鋼管杭の降伏強度	235 N／mm^2
鋼管杭の腐食代	2.0mm 考慮
補強鋼板の材質	ＳM400
補強鋼板の降伏強度	235 N/mm^2
充填モルタルの設計基準強度	45 N/mm^2
補強鋼板腐食代	1.0mm 考慮

2.3　パイルベント基礎が支持する上部構造部分の重量

パイルベント基礎が支持する上部構造部分の重量を表-2.3.1 に示す。

表-2.3.1　パイルベント基礎が支持する上部構造部分の重量

	死　荷　重 R_D(kN)	活　荷　重 R_L(kN)	上部構造部分の重量 W_U(kN)
橋軸方向	760	200	760
橋軸直角方向			760

2.4　既設杭の断面諸量

既設鋼管杭の断面諸量を表-2.4.1 に示す。

表-2.4.1　既設鋼管杭の断面諸量

鋼管寸法			腐食代 (mm)	断面積 A (m^2)	断面２次モーメント I (m^4)
外径 D (mm)	板厚 t (mm)	材質			
500.0	12.0	SKK400	2.0	0.0153	0.00045

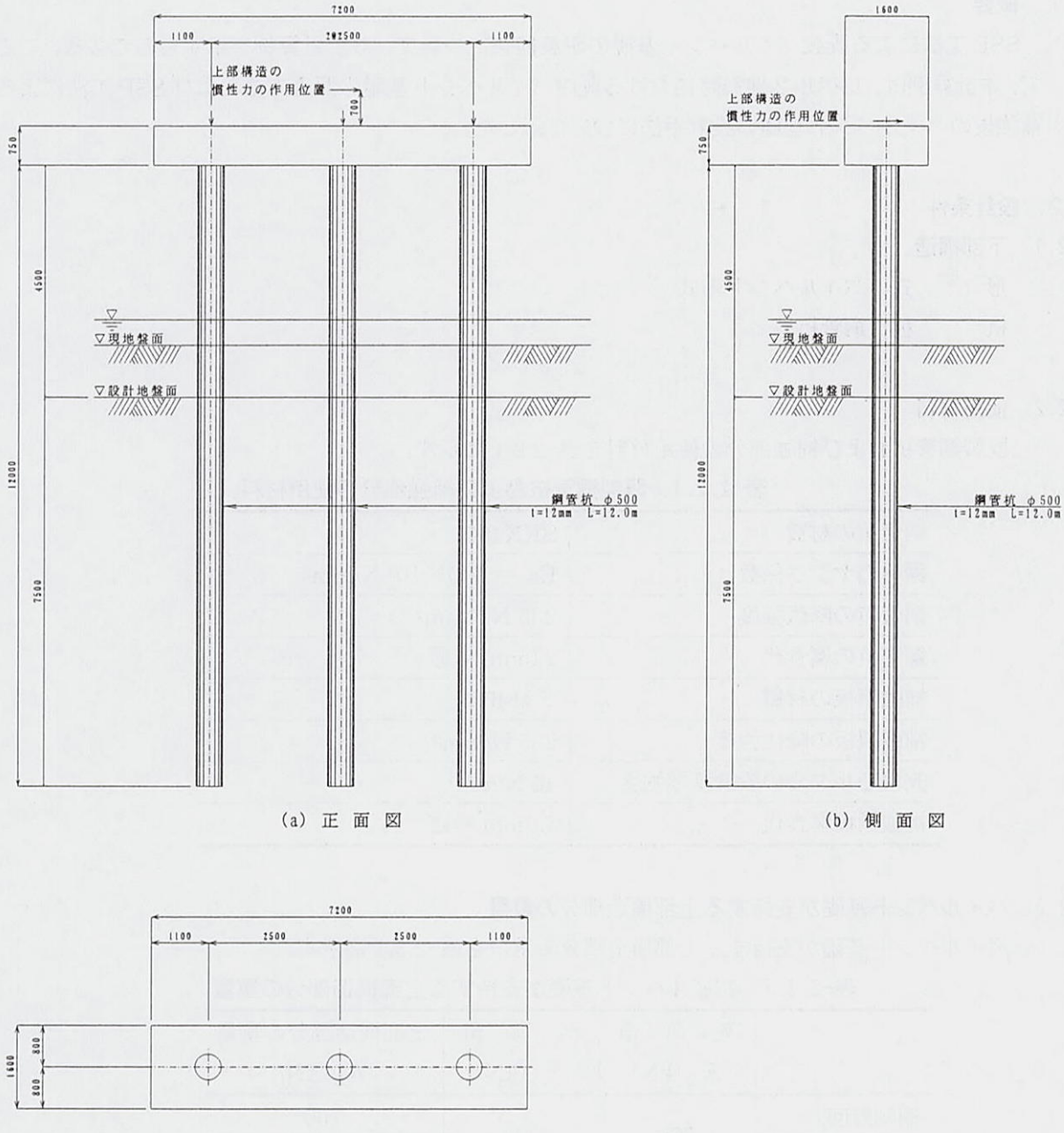
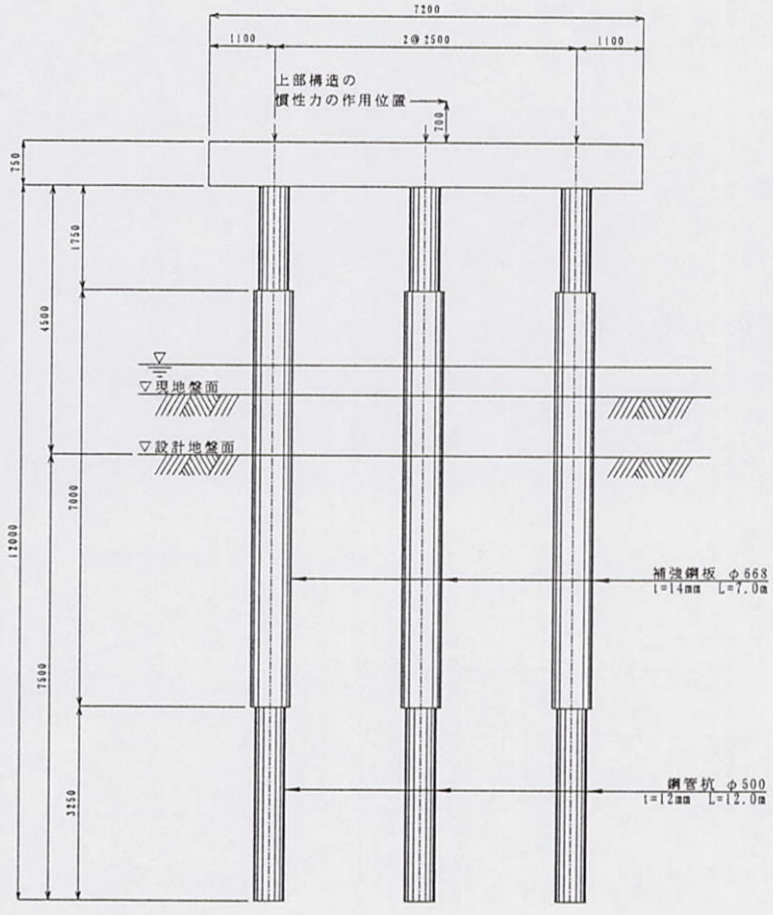
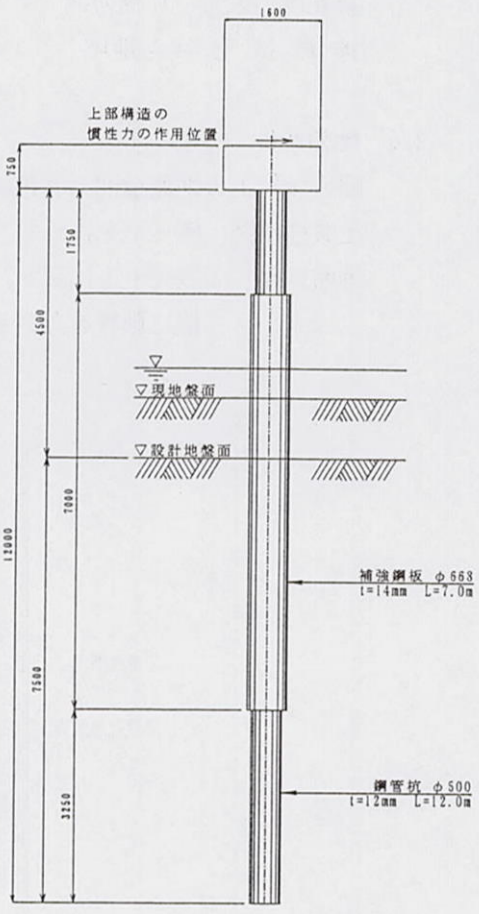


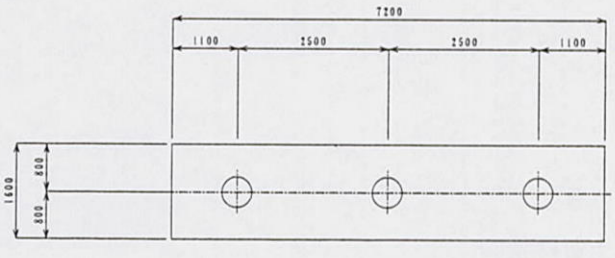
図-2.4.1 設計対象としたパイルベント基礎



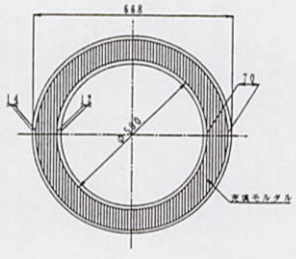
(a) 正 面 図



(b) 側 面 図



(c) 平 面 図



(c) 補強断面図

図-2.4.2 SSP 工法による補強後のパイルベント基礎

2.5　重要度の区分および地域区分

重要度の区分：B 種の橋

地 域 区 分　：A 地域

2.6　地盤条件

耐震設計上の地盤種別：Ⅱ種地盤

土質柱状図：図-2.6.1 に示す。

地盤条件　：表-2.6.1 に示す。

橋に影響を与える液状化は生じない。

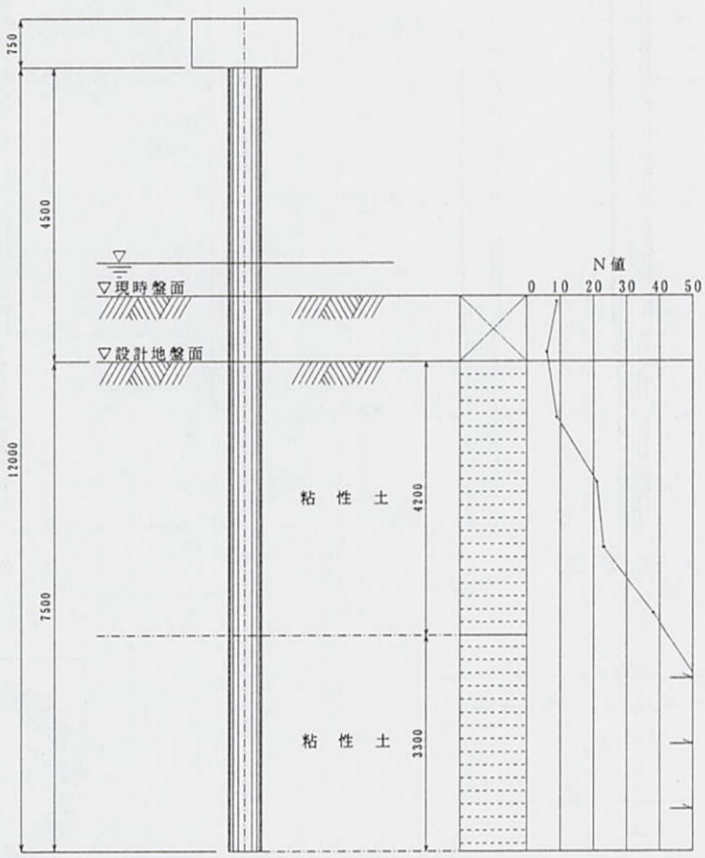


図-2.6.1　土質柱状図

表-2.6.1　地盤条件

	地盤の種 類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ(°)	単位体積重量 (kN/m³)		変形係数 Eo (kN/m²)
						γ	γ'	
第 1 層	粘性土	4.2	22	130	0	18.0	9.0	61600
第 2 層	粘性土	3.3	50	300	0	18.0	9.0	140000

3．既設パイルベント基礎のレベル２地震時の照査

3.1　照査方法

既設パイルベント基礎は、その構造上橋脚と基礎に分けて照査することが困難である。よって、既設パイルベント基礎を突出した杭基礎と仮定して、プッシュオーバー解析を行い応答塑性率および応答変位を求め、照査するものとした。

3.2　解析モデル

既設パイルベント基礎の解析モデルを図-3.2.1 および図-3.2.2 に示す。

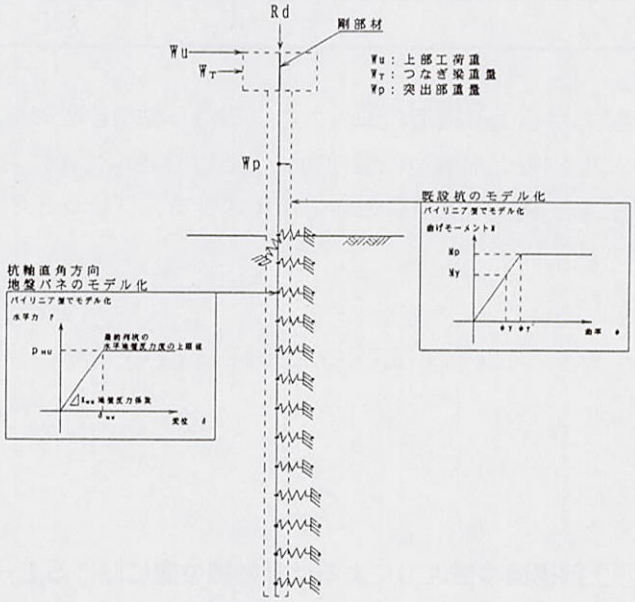


図-3.2.1　既設パイルベント基礎の解析モデル(橋軸方向)

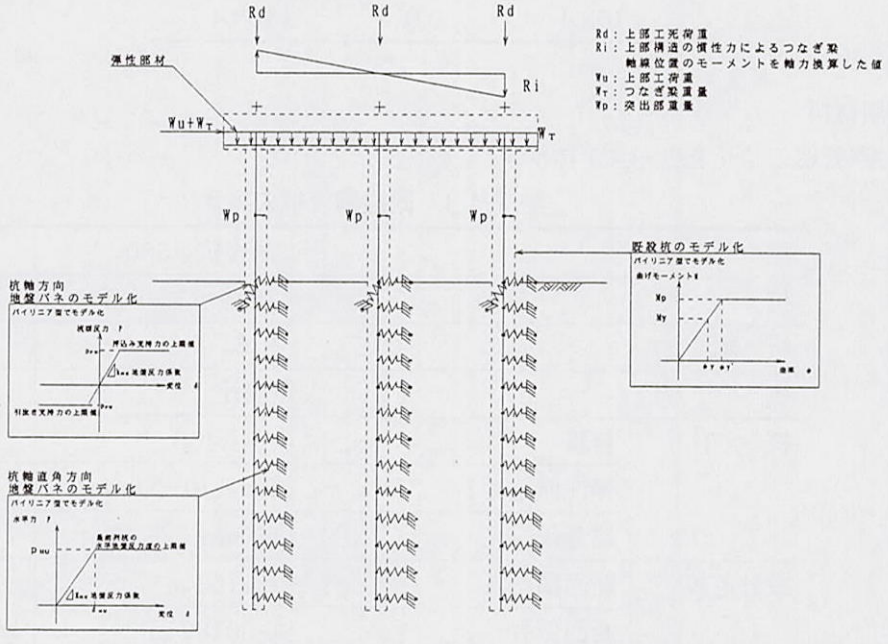


図-3.2.2　既設パイルベント基礎の解析モデル(橋軸直角方向)

3.3 荷重条件

(1) レベル２地震時の既設パイルベント基礎の各種条件

レベル２地震時の既設パイルベント基礎の各種条件を表-3.3.1 に示す。

表-3.3.1 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
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
上部構造部分の重量		W_U	kN	760	760
つなぎ梁重量		W_T	kN	213	213

(2) 橋軸直角方向における上部構造の慣性力によるはり軸線位置のモーメント

橋軸直角方向における上部構造の慣性力によるはり軸線位置におけるモーメントは、図-3.3.1 に示すように各支承位置に鉛直荷重として作用させる。プッシュオーバー解析を行う際の初期値を表-3.3.2 に示す。

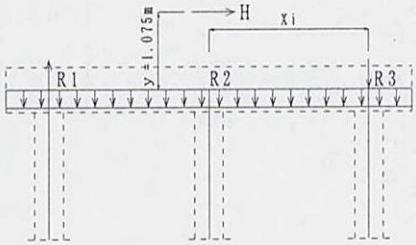


図-3.3.1 上部構造の慣性力によるはり軸線位置におけるモーメントのモデル化

表-3.3.2 各支承位置作用するに鉛直荷重

R_1(kN)	R_2(kN)	R_3(kN)
163.4	0.0	163.4

3.4 使用材料

既設鋼管杭の諸元を表-3.4.1 に示す。

表-3.4.1 既設鋼管杭の諸元

杭　　種		鋼管杭φ500	
杭　　長		12.0m	
杭 本 数		3 本	
杭　　径		0.5m	
杭　体	材質	SKK400	
	弾性係数　E	2.0×10^5 N/mm^2	
	腐食代	2.0mm	
設計定数	断面積　A	0.0153 m^2	腐食代考慮
	断面係数　Z_e	0.00182 m^3	
	断面２次モーメント　I	0.00045 m^4	

3.5 設計定数

(1) 杭の軸方向抵抗特性

既設杭の軸方向抵抗特性は、軸方向バネ定数K_{VE}を初期勾配として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にモデル化する。

1) 既設杭の軸方向抵抗特性

ⅰ) 軸方向バネ定数K_{VE}

軸方向バネ定数は、式(3.5.1)によって推定する。

$$K_{VE} = a \frac{A_p E}{L} \quad \cdots\cdots (3.5.1)$$

ここに、

K_{VE} ：軸方向バネ定数(kN/m)

A_P ：鋼管の純断面積(m²)＝0.0184 m²

E ：鋼管のヤング係数(kN/ m²)＝2.0×10⁸ kN/ m²

L ：鋼管の根入れ長(m)＝7.5m

a ：打込み杭として以下の式により求める。

$a = 0.014(L/D)+0.72 = 0.014(7.5/0.5)+0.72 = 0.93$

D ：鋼管の径(m)＝0.5m

したがって、$K_{VE} = 0.93 \times \dfrac{0.0184 \times 2.0 \times 10^8}{7.5} = 456320$ (kN/ m)

ⅱ) 既設杭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または杭体から決まる極限支持力の最小値とする。

$P_{NU} = min(R_U, \quad R_{PU})$ ……(3.5.2)

ここに、

P_{NU1} ：押込み支持力の上限値(kN)

R_U ：地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

R_{PU} ：杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

① 地盤から決まる杭の極限支持力R_U

$$R_U = q_d A + U \sum Li fi \quad \cdots\cdots (3.5.3)$$

ここに、

q_d ：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度(kN/m²)

$q_d / \overline{N} = 300$ kN/m² $\quad q_d = 300 \times 40 = 12000$ kN/m²

A ：杭先端面積(m²)＝$\pi D^2 / 4 = 0.5^2 \times \pi / 4 = 0.196$ m²

D ：杭径(m)＝0.5m

U ：杭の周長(m)＝0.5×π＝1.571m

L_I ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

表-3.5.1 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-3.5.1　周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L (m)	平均 N 値 $\overline{N}$	周面摩擦力度 f_i(kN/m²)	$L_i f_i$ (kN/m)	U (m)	$UL_i f_i$ (kN)
1層目	粘性土	4.2	22	150	630	1.571	990
2層目	粘性土	3.3	50	150	495	1.571	778
	計	7.5					1768

したがって、地盤から決まる杭の極限支持力 R_Uは、以下のように推定される。

$$R_U = q_d A + U\sum Lifi = 12000\ \text{kN/m}^2 \times 0.196\ \text{m}^2 + 1768\ \text{kN} = 4120\ \text{kN}$$

② 杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{Pu}

$R_{PU} = \sigma_y A_s = 235000\ \text{kN/m}^2 \times 0.0153\ \text{m}^2 = 3596\ \text{kN}$

ここに、

σ_y：既設杭の降伏点(kN/m²) ＝235000 kN/m²

A_s：既設杭の断面積(m²) ＝0.0153(m²)

以上より、$P_{NU} = min(R_U,\quad R_{Pu}) = 3596$ kN となる。

iii) 既設杭の引抜き支持力の上限値 P_{TU}

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に杭の有効重量を加えた値と、杭体から決まる極限支持力の最小値とする。

$$P_{TU} = min(P_U + W,\quad P_{Pu}) \cdots\cdots (3.5.4)$$

ここに、

P_{TU}　：引抜き支持力の上限値(kN)

P_U　：地盤から決まる極限引抜き力(kN)

W　：既設杭の有効重量(kN) ＝9 kN

P_{PU}　：杭体から決まる引抜き支持力の上限値(kN) ＝ R_{PU}＝3596 kN

$P_U + W = 1768 + 9 = 1777$ kN

以上より、$P_{TU} = min(P_U + W,\quad P_{Pu}) = 1777$kN となる。

(2) 既設杭の軸直角方向抵抗特性

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にモデル化する。

1) 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。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \cdots\cdots (3.5.5)$$

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)

k_H ：地震時の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)

ただし、橋軸直角方向は、１列であるため η_k＝1.0 とする。

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)

ｉ） 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 k_{HE} を表-3.5.2 および表-3.5.3 に示す。

表-3.5.2 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(橋軸方向)

	土質	層厚 L(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)
1層目	粘性土	4.2	177363	2/3×1.5＝1.0	177363
2層目	粘性土	3.3	403098	2/3×1.5＝1.0	403098

表-3.5.3 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(橋軸直角方向)

	土質	層厚 L(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)
1層目	粘性土	4.2	177363	1.0×1.5＝1.5	266045
2層目	粘性土	3.3	403098	1.0×1.5＝1.5	604647

1) 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。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad \cdots\cdots (3.5.6)$$

ここに、

p_{HU}：水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

砂質土 α_p＝3.0　粘性土 α_p＝1.5

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の中心間隔／杭径(≦ α_p)

p_U ：地震時の受働土圧強度(kN/m²)

地震時保有水平耐力法に用いる既設杭の水平地盤反力度の上限値を表-3.5.4 および表-3.5.5 に示す。

表-3.5.4　既設杭の水平地盤反力度の上限値(橋軸方向)

	土質	層厚 L (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 Pu(kN/m²)	水平地盤反力度の上限値		
								$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
									1列目	-
1層目	粘性土	4.2	130	0	9.0	1.00	260.0 297.8	1.5	390.0 446.7	-
2層目	粘性土	3.3	300	0	9.0	1.00	637.8 667.5	1.5	956.7 1001.3	-

表-3.5.5　既設杭の水平地盤反力度の上限値(橋軸直角方向)

	土質	層厚 L (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 Pu(kN/m²)	水平地盤反力度の上限値		
								$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
									1列目	2列目以降
1層目	粘性土	4.2	130	0	9.0	1.00	260.0 297.8	1.5	390.0 446.7	390.0 446.7
2層目	粘性土	3.3	300	0	9.0	1.00	637.8 667.5	1.5	956.7 1001.3	956.7 1001.3

(3) 杭体の曲げモーメント～曲率関係

鋼管杭のM～ϕ関係は、式(3.5.7)～式(3.5.14)より算出する。鋼管杭のM～ϕ関係の計算に用いる軸力は、道示Ⅳに準じ、死荷重が作用した時の杭頭反力とした。

$$M_p = M_{p0}\cos(\alpha\pi/2) = 550\ \text{kN·m} \quad \cdots\cdots (3.5.7)$$

$$\phi_y' = (M_p/M_y)/\phi_y = 0.0061\ \text{1/m} \quad \cdots\cdots (3.5.8)$$

ここに、

M_p ： 鋼管杭の全塑性モーメント(kN·m)

ϕ_y' ： 勾配変化点の鋼管杭の曲率（1/m）

M_{p0} ： 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント（kN·m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y = 555\ \text{kN·m} \quad \cdots\cdots (3.5.9)$$

M_y ： 鋼管杭の降伏モーメント（kN·m）

$$M_y = (\sigma_y - N/A)\ Z_e = 389\ \text{kN·m} \quad \cdots\cdots (3.5.10)$$

α ： モーメントがない場合の降伏軸力N_0と作用軸力Nの比

$$\alpha = N/N_0 = 0.0906 \quad \cdots\cdots (3.5.11)$$

N_0 ： モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_0 = \sigma_y A = 3595.5\ \text{kN} \quad \cdots\cdots (3.5.12)$$

Z_p ： 鋼管杭の塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{ 1 - (1 - t/r)^3 \right\} = 0.00236\ \text{m}^3 \quad \cdots\cdots (3.5.13)$$

Z_e ： 鋼管杭の断面係数（m³）

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \left\{ r^4 - (r - t)^4 \right\} / r = 0.00182\ \text{m}^3 \quad \cdots\cdots (3.5.14)$$

σ_y ： 鋼管杭の降伏点（kN/ m²）＝235000 kN/ m²

r ： 鋼管杭の半径（m）＝0.248 m

※ 鋼管の腐食代は2.0mm考慮する。

t ： 鋼管杭の板厚（m）＝0.010 m

※ 鋼管の腐食代は2.0mm考慮する。

A ： 鋼管杭の断面積（m²）＝0.0153 m²

※ 鋼管の腐食代は2.0mm考慮する。

ϕ_y ： 鋼管杭の降伏時曲率（1/ m）＝0.0043 1/m

鋼管杭のM～ϕ関係を表-3.5.6に示す。

表-3.5.6　鋼管杭のM～ϕ関係

軸力＝975kN／3本＝325kN/本			
降伏時		全塑性時	
M_y(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_p(kN·m)	ϕ_y'(1/m)
389	0.0043	550	0.0061

3.6　既設パイルベント基礎のレベル２地震時の照査結果

(1)　橋軸方向の照査結果

図-3.6.1 に慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係、表-3.6.1 に解析時のパイルベント基礎の状態を示す。パイルベント基礎の降伏は、杭体の降伏にて決まっていること判定される。表-3.6.3 にパイルベント基礎の安全性の判定結果を示す。

パイルベント基礎の応答塑性率μ_{Fr}および応答変位δ_{Fr}を図-3.6.3 および式(3.6.1)、式(3.6.2)より算出する。

$$\mu_{Fr}=\frac{1}{2}\left\{1+\left(k_{hcF}/k_{kyF}\right)^2\right\}=13.37 \cdots\cdots (3.6.1)$$

$$\delta_{Fr}=\mu_{Fr}\delta_{Fy}=0.906\ \mathrm{m} \cdots\cdots (3.6.2)$$

$$\delta_r=\mu_{Fr}\delta_y=0.751\mathrm{m} \cdots\cdots (3.6.3)$$

$$\theta=\left(\tan^{-1}\frac{\delta_r}{h}\right)=0.138\ \mathrm{rad} \cdots\cdots (3.6.4)$$

ここに、

μ_{Fr}：橋軸方向の応答塑性率

δ_{Fr}：橋軸方向の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位(m)

δ_r：橋軸方向の変形によるつなぎ梁下端位置における応答変位(m)

δ_{Fy}：橋軸方向が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)
＝0.0678 m

δ_y：橋軸方向が降伏に達するときのつなぎ梁下端位置における水平変位(m)
＝0.0562m

k_{hyF}：橋軸方向が降伏に達する時の水平震度(＝0.23)

k_{hcF}：橋軸方向の地中部の塑性化を考慮する場合の設計水平震度(＝2/3×1.75＝1.167)

k_{hc}：レベル２地震時（タイプⅡ）の設計水平震度(＝1.75)

h：変位の第一ゼロ点からつなぎ梁下端までの高さ(m)＝5.4m

θ：つなぎ梁下端位置における回転角(rad)

以上の結果、応答塑性率は許容塑性率以上となっており、応答変位についても許容変位以上と

なっている。

(2)　橋軸直角方向の照査結果

図-3.6.2 に慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係、表-3.6.2 に解析時のパイルベント基礎の状態を示す。パイルベント基礎の降伏は、杭体の降伏にて決まっていること判定される。表-3.6.4 にパイルベント基礎の安全性の判定結果を示す。

パイルベント基礎の応答塑性率 μ_{Fr} および応答変位 δ_{Fr} を図-3.6.4 および式(3.6.5)、式(3.6.6)より算出する。

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{2}\left\{1 + \left(k_{hcF} / k_{kyF}\right)^2\right\} = 3.86 \cdots\cdots (3.6.5)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr}\delta_{Fy} = 0.158\ \mathrm{m} \cdots\cdots (3.6.6)$$

$$\delta_r = \mu_{Fr}\delta_y = 0.136\mathrm{m} \cdots\cdots (3.6.7)$$

$$\theta = \left(\tan^{-1}\frac{\delta_r}{h}\right) = 0.021\ \mathrm{rad} \cdots\cdots (3.6.8)$$

ここに、

μ_{Fr}：橋軸直角方向の応答塑性率

δ_{Fr}：橋軸直角方向の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位(m)

δ_r：橋軸直角方向の変形によるつなぎ梁下端位置における応答変位(m)

δ_{Fy}：橋軸直角方向が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)
＝0.0361 m

δ_y：橋軸直角方向が降伏に達するときのつなぎ梁下端位置における水平変位(m)
＝0.0352m

k_{hyF}：橋軸直角方向が降伏に達する時の水平震度(＝0.45)

k_{hcF}：橋軸直角方向の地中部の塑性化を考慮する場合の設計水平震度(＝2/3×1.75＝1.167)

k_{hc}：レベル 2 地震時（タイプⅡ）の設計水平震度(＝1.75)

h：変位の第一ゼロ点からつなぎ梁下端までの高さ(m)＝6.5m

θ：つなぎ梁下端位置における回転角(rad)

以上の結果、応答塑性率は許容塑性率以下となっているが、応答変位は許容変位以上となっていることが分かった。

よって、既設パイルベント基礎は、必要な耐震性を有していないことが分かる。

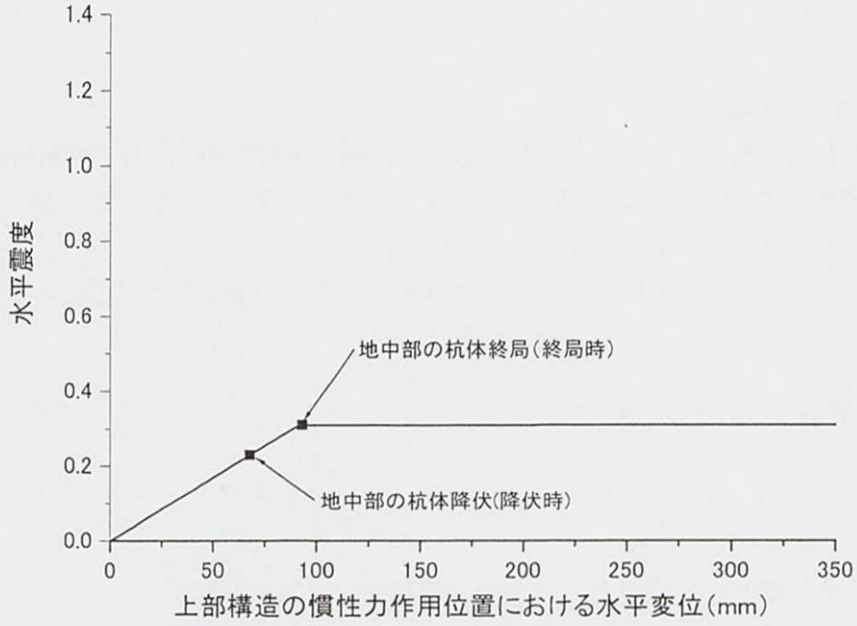


図-3.6.1　橋軸方向の上部構造の慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係

表-3.6.1　橋軸方向の状態

水平震度	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)	パイルベント基礎の状態
0.23	0.068	杭体が降伏状態に達した
0.31	0.093	杭体が終局状態に達した

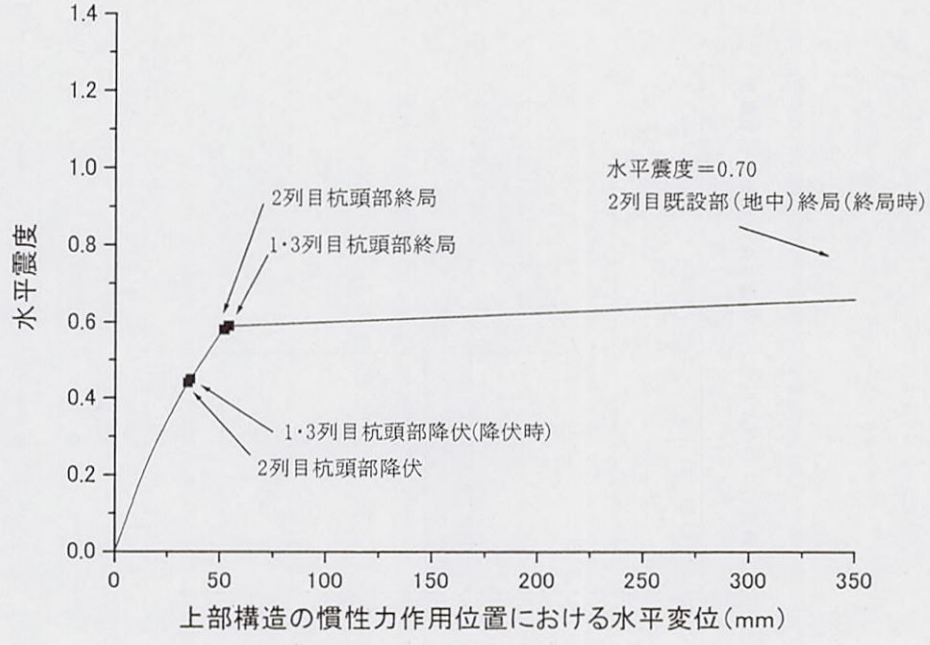


図-3.6.2　橋軸直角方向の上部構造の慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係

表-3.6.2　橋軸直角方向の状態

水平震度	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)	パイルベント基礎の状態
0.44	0.035	2列目　　杭体（杭頭部）が降伏状態に達した
0.45	0.036	1，3列目　杭体（杭頭部）が降伏状態に達した
0.58	0.051	2列目　　杭体（杭頭部）が終局状態に達した
0.59	0.054	1，3列目　杭体（杭頭部）が終局状態に達した
0.70	2.569	2列目　　杭体（地中部）が終局状態に達した

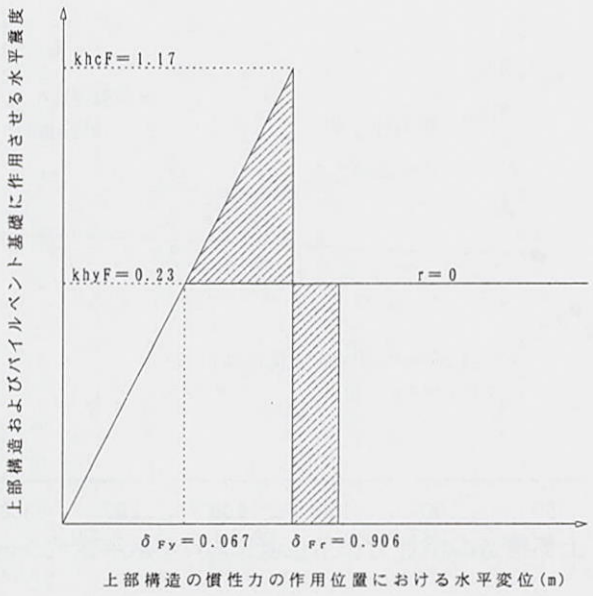


図-3.6.3　橋軸方向の応答塑性率の算出

表-3.6.3　橋軸方向の安全性の判定

項　　目		記号	単位	
応答塑性率の照査	応答塑性率	μ_{Fr}	－	13.37
	許容塑性率	μ_{FL}	－	1.37
	判　　定	－	－	OUT
変位の照査	上部構造の慣性力作用位置の応答変位	δ_{Fr}	m	0.906
	応答変位	－	rad	0.138
	許容変位	－	rad	0.020
	判　　定	－	－	OUT

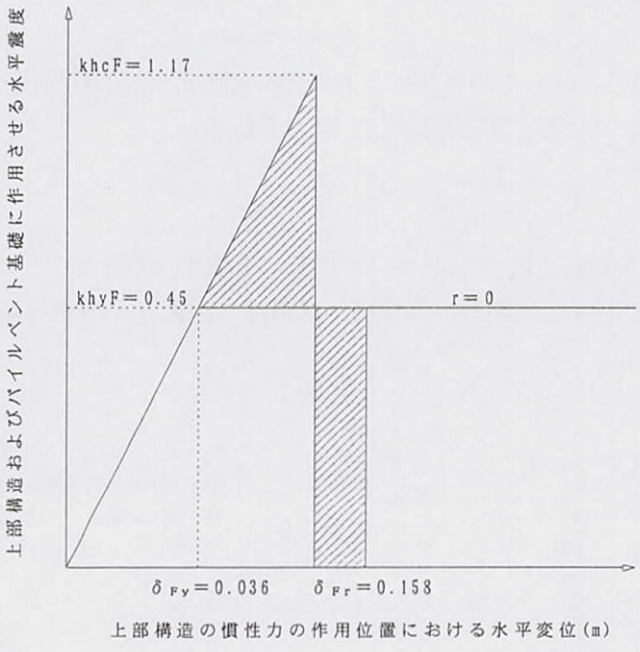


図-3.6.4　橋軸直角方向の応答塑性率の算出

表-3.6.4　橋軸直角方向の安全性の判定

項目		記号	単位	
応答塑性率の照査	応答塑性率	μ_{Fr}	-	3.86
	許容塑性率	μ_{FL}	-	4.00
	判定	-	-	OK
変位の照査	上部構造の慣性力作用位置の応答変位	δ_{Fr}	m	0.036
	応答変位	-	rad	0.021
	許容変位	-	rad	0.020
	判定	-	-	OUT

4．レベル 2 地震動時の耐震補強設計

4.1　橋軸方向の照査

4.1.1　照査方法

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸方向は、補強後の補強開始位置から上部を橋脚部、それより下部を基礎部として照査を行う。

4.1.2　解析モデル

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸方向の解析モデルを図-4.1.1 および図-4.1.2 に示す。橋脚部の照査は時刻歴応答解析、基礎部の照査は、地震時保有水平耐力法により行う。

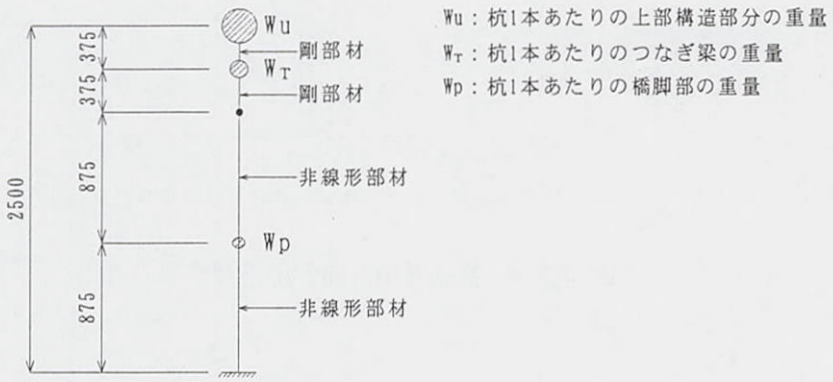


図-4.1.1　SSP 方向による補強後の設計計算モデル（橋脚部）

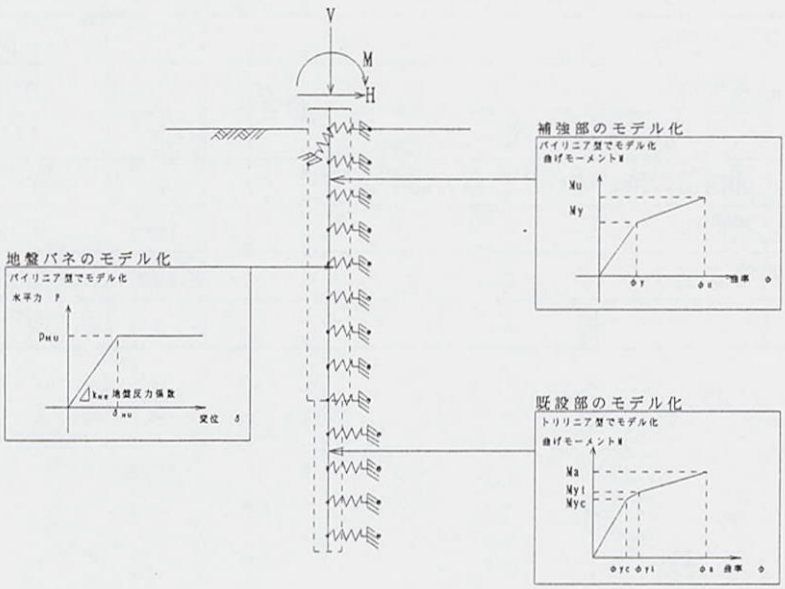


図-4.1.2　SSP 方向による補強後の設計計算モデル（基礎部）

4.1.3 荷重条件

橋脚部の各種条件を表-4.1.1 に示す。

表-4.1.1 レベル２地震時の SSP 工法により補強したパイルベント基礎設計条件

		記号	単位	橋軸方向
レベル２地震動の設計水平震度	タイプⅠ	k_{hc}	-	0.85
	タイプⅡ	k_{hc}	-	1.75
上部構造部分の重量		W_U	kN	760
つなぎ梁重量		W_T	kN	213

4.1.4 使用材料

補強鋼板の諸元を表-4.1.2 に示す。

表-4.1.2 補強鋼板の諸元

補強鋼板径		0.668m	
補強鋼板厚		0.014m	
鋼　　板	材質	SM400	
	弾性係数　E	2.0×10^5 N/mm^2	
	腐食代	1.0mm	
設計定数	断面積　A	0.0267 m^2	腐食代考慮
	断面２次モ-メント　I	0.00142 m^4	

4.1.5 橋脚部の照査

(1) 解析定数

時刻歴応答解析に用いる解析条件を表-4.1.3 に示す。

表-4.1.3 時刻歴応答解析の解析条件

部材の非線形履歴モデル	トリリニアモデル	
直接積分法	Newmark-β法	(β=0.25)
積分時間間隔	0.002 秒	
減衰定数	0.01	

(2) 橋脚部の非線形履歴モデル

1) 橋脚部の曲げモーメント～曲率関係

橋脚部のM～ϕ関係は、道示Ⅴのコンクリートを充填しない鋼製橋脚に準じて、トリリニア型としてモデル化する。

ⅰ) 橋脚部下端の軸力

M～ϕ関係の算出に用いる橋脚部下端の軸力N_pを式(4.1.1)より算出する。

$$N_p = R_d + W_T + W_P = 327.1 \text{ kN} \cdots\cdots (4.1.1)$$

ここに、

N_p：橋脚部下端の軸力(kN)

R_d：杭１本当りに作用する死荷重(kN)

R_d ＝760kN／3 本＝254 kN

W_T：杭１本当りに作用するつなぎ梁の重量(kN)

W_T ＝(0.75m×1.60m×7.20m×24.5kN/m³)／3＝71 kN

W_p：杭１本当りに作用する橋脚部の重量(kN)

W_p ＝0.0153m²×1.75m×77.0kN/m³＝2.1 kN

ii) 橋脚部の応力度～ひずみ関係

橋脚部の応力度～ひずみ関係を表-4.1.4 に示す。橋脚部の応力度～ひずみ関係の算定式は、第Ⅱ部 7.6 によるものとした。

表-4.1.4 橋脚部の応力度～ひずみ関係

鋼管径 D (mm)	板厚 t (mm)	弾性係数 E (kN/m²)	鋼材の降伏点 σ_y (kN/m²)	ポアソン比 ν	径厚比パラメータ R_t	鋼材の降伏ひずみ ε_y	鋼材の許容ひずみ ε_a
500	12	2.0×10^8	235000	0.3	0.04	0.00118	0.01692

2) 橋脚部の M～ϕ 関係

橋脚部の M～ϕ 関係を表-4.1.5 に示す。橋脚部の M～ϕ 関係の算定方法は、第Ⅱ部 7.6 によるものとした。

表-4.1.5 鋼管杭の M～ϕ 関係

軸力＝327.1kN					
初降伏時(圧縮側)		初降伏時(引張側)		許容ひずみ時	
M_{yc}(kN·m)	ϕ_{yc}(1/m)	M_{yt}(kN·m)	ϕ_{yt}(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
398	0.0044	463	0.0054	603	0.0617

3) 許容変位の算出

時刻歴応答解析により橋脚部の照査を行う場合、許容変位を設定する必要がある。許容変位は、図-4.1.3 に示すモデルを用いて、最大水平力 P_{max} 作用時の水平変位を許容変位とする。

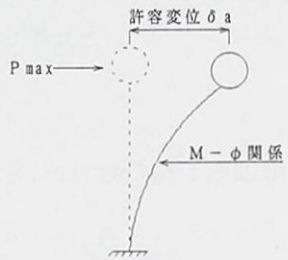


図-4.1.3 許容変位算出モデル

ⅰ） 最大水平力

最大水平力 P_{max} を式(4.1.2)より算出する。

$$P_{max}=M_a/h=241.2\ \mathrm{kN} \cdots\cdots (4.1.2)$$

ここに、

M_a ：圧縮縁の鋼材の板厚中心位置でのひずみが初めて許容ひずみ ε_a に達する時のモーメント(kN·m)＝603 kN·m

h ：補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(m)＝2.5m

ⅱ） 許容変位

図-4.1.3 に最大水平力 P_{max} 作用時を作用させた結果、得られた許容変位 δ_a を以下に示す。

許容変位 δa ＝0.051 m

4） 固有値解析

動的解析に先立ち図-4.1.1 のモデルと部材の減衰定数を用いて固有値解析を行う。図-4.1.4 に固有値解析結果によるモード図、表-4.1.6 に固有値解析結果の一覧を示す。動的解析では、主要な振動モードに対して着目できるように Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰の係数は卓越する振動モードに対して算出することとし、1 次と 3 次の振動モードの振動数と減衰を用いて算出した。図-4.1.5 に設定した Rayleigh 減衰を示す。

1 次モード　　3 次モード

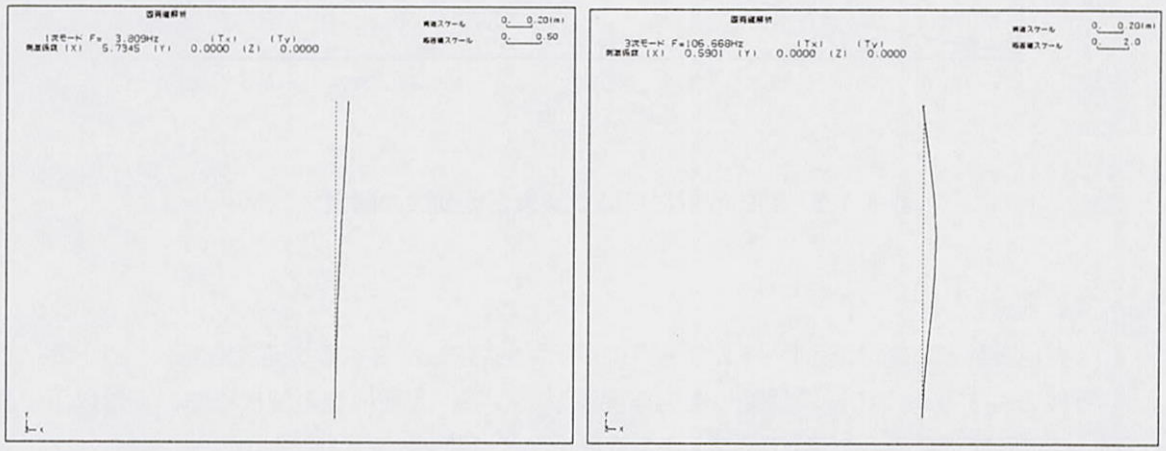


図-4.1.4　固有振動モード

表-4.1.6　固有値解析結果

モード次数	振動数（Ｈｚ）	固有周期（sec）	刺激係数	ひずみｴﾈﾙｷﾞｰ比例減衰
1	3.809	0.263	5.735D+00	0.010
2	36.177	0.028	-7.334D-21	0.010
3	106.668	0.009	5.901D-01	0.009
4	420.096	0.002	2.226D-01	0.009
5	793.013	0.001	-9.524D-17	0.010

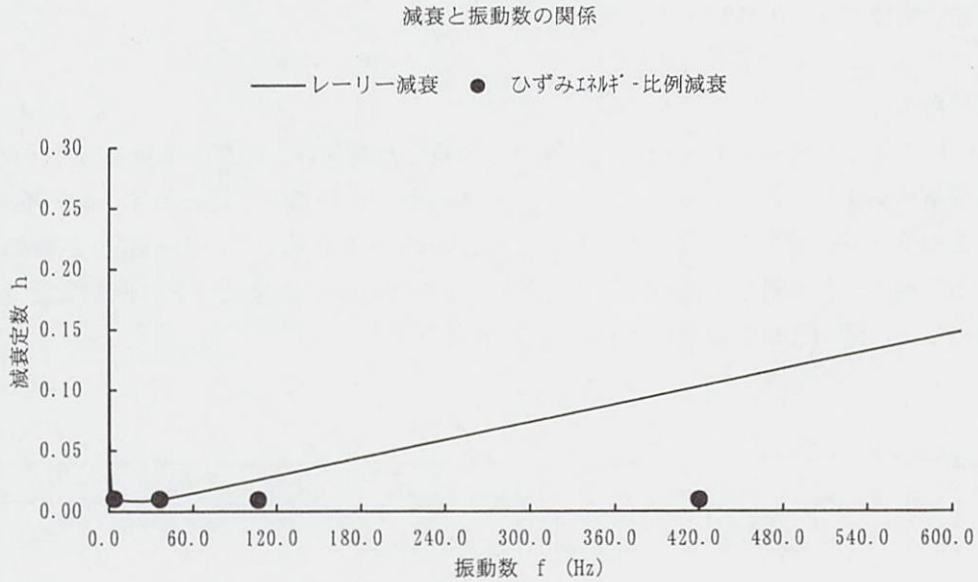


図-4.1.5　動的解析に用いた減衰と振動数の関係

5)　入力地震動

入力地震動としては、道示Ⅴ4.2 ならびに道示Ⅴ4.3 に規定される加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形として、Ⅱ種地盤の解析においては以下の表-4.1.7 に示す地震動６波形（タイプⅠ－３波形，タイプⅡ－３波形）を用いた。

表-4.1.7　時刻歴応答解析に用いる入力地震動

タイプⅠの入力地震動		タイプⅡの入力地震動	
板島橋(LG)	1968 日向灘沖地震	JR 西日本鷹取駅(NS)	1995 兵庫県南部地震
板島橋(TR)	1968 日向灘沖地震	JR 西日本鷹取駅(EW)	1995 兵庫県南部地震
温根沼大橋(TR)	1994 北海道東方沖地震	大阪ガス葺合(N27W)	1995 兵庫県南部地震

6) 動的解析結果

動的解析による橋脚部の耐震性の判定結果を表-4.1.8 に示す。耐震性の判定 3 つの波形に対する動的解析結果の平均値を用いて行った。

表-4.1.8 動的解析による橋脚部の耐震性の判定結果

加速度波形		応答変位		許容変位	判定
		δm(m)	平均値(m)	δa(m)	
タイプⅠ	Ⅰ-Ⅱ-1	0.023	0.021	0.051	OK
	Ⅰ-Ⅱ-2	0.021			
	Ⅰ-Ⅱ-3	0.020			
タイプⅡ	Ⅱ-Ⅱ-1	0.045	0.048		OK
	Ⅱ-Ⅱ-2	0.036			
	Ⅱ-Ⅱ-3	0.063			

7) 残留変位の照査

残留変位は、第Ⅱ部 7.2.3 の規定に従い式(4.1.3)～式(4.1.6)より算出する。その際、降伏変位 δ_yは(ϕ_{yt}、M_{yt})に対する降伏変位を用いた。

① タイプⅠ

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1-r)\delta_y = 0.001 \ \text{m} \cdots\cdots (4.1.3)$$

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_Z k_{hc0} W}{Pa}\right)^2 + 1\right\} = 1.1 \cdots\cdots (4.1.4)$$

② タイプⅡ

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1-r)\delta_y = 0.009 \ \text{m} \cdots\cdots (4.1.5)$$

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{c_Z k_{hc0} W}{Pa}\right)^2 + 1\right\} = 3.1 \cdots\cdots (4.1.6)$$

ここに、

δ_R：橋脚部の残留変位(m)

c_R：残留変位補正係数(=0.45)

μ_r：橋脚部の応答塑性率

γ ：橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比(=0.2)

δ_y：橋脚部の降伏変位 (m)

$$\delta_y = \frac{1}{3} \times \phi_{yt} \times h^2 = 0.0113 \ \text{m}$$

k_{hc0}：設計水平震度の標準値(タイプⅠ=0.85, タイプⅡ=1.75)

c_Z：地域別補正係数(=1.0)

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)＝314.4 kN

P_a ：橋脚部の地震時保有水平耐力(kN)＝241.2 kN

ϕ_{yt} ：鋼材の引張ひずみが、初めて降伏ひずみ ε_y に達する時の曲率(1/m)
＝0.00543 1/m

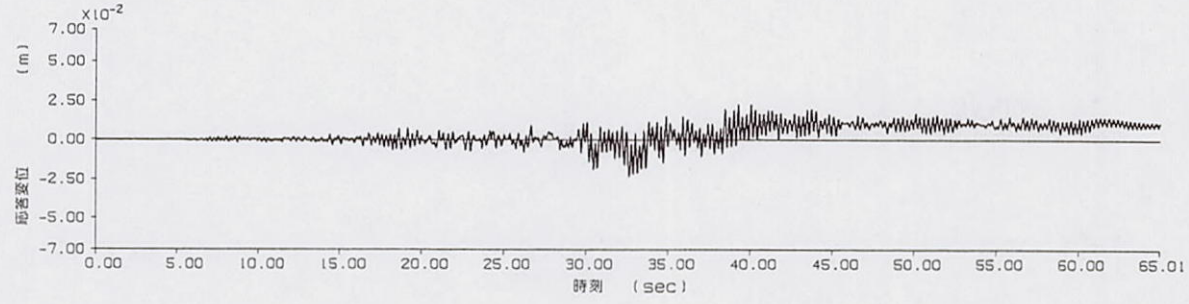
h ：補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(m)＝2.5 m

よって、残留変位の照査結果は、以下の表-4.1.9 に示す。

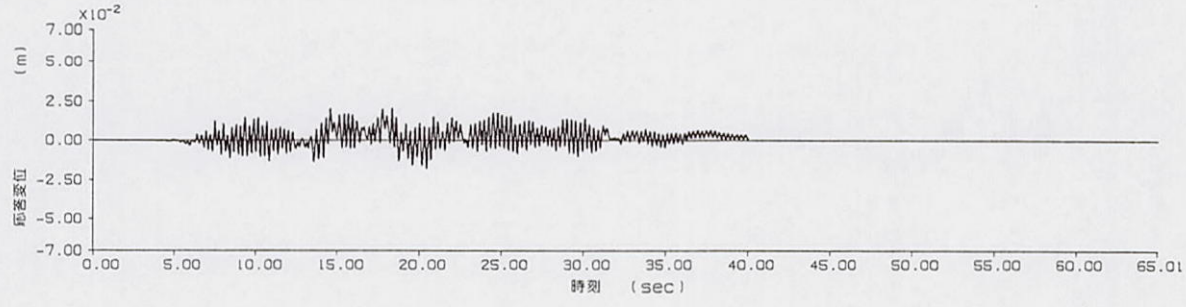
表-4.1.9　動的解析による橋脚部の耐震性の判定結果

	残留変位 δ_R(m)	許容変位 δ_a(m)	判定
タイプⅠ	0.001	0.025	OK
タイプⅡ	0.009		OK

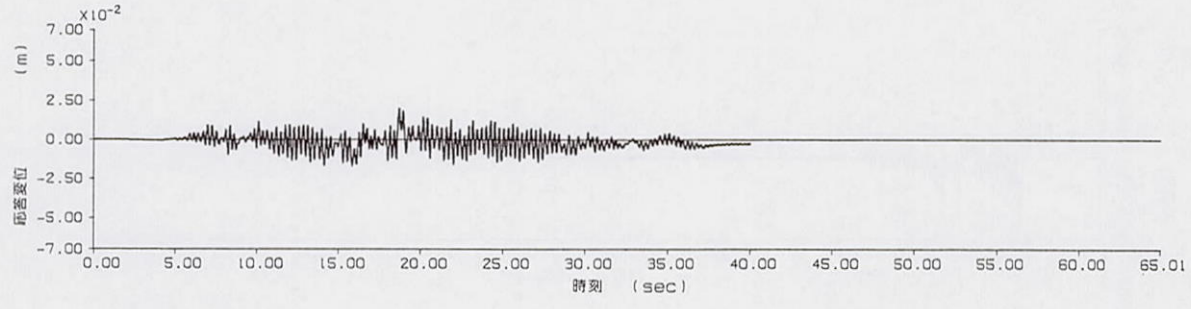
上記の結果、橋脚部の安全性は、タイプⅠおよびタイプⅡいずれの地震時についても満足する。動的解析による橋脚部の上部構造の慣性力作用位置における水平変位の履歴曲線を図-4.1.6、図-4.1.7 に示す。



橋軸方向TDAP全体系／温根沼大橋(TR)

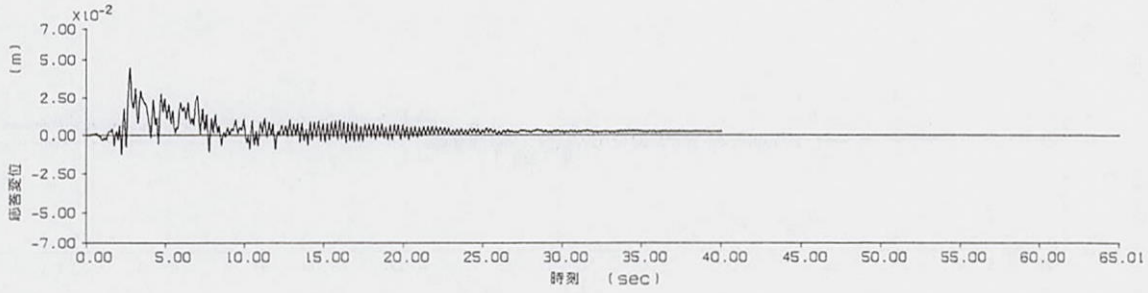


橋軸方向TDAP全体系／板島橋(LG)

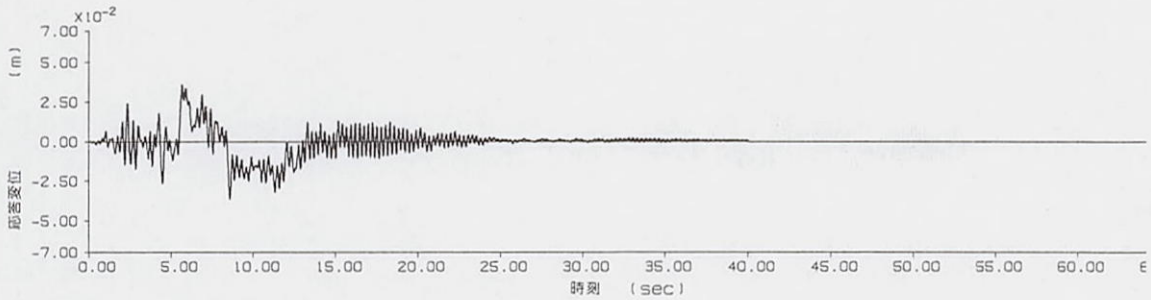


橋軸方向TDAP全体系／板島橋(TR)

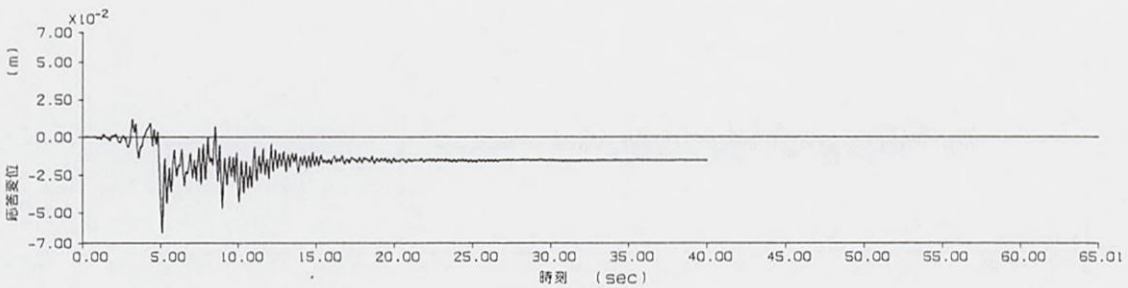
図-4.1.6　上部構造の慣性力作用位置における水平変位（タイプⅠ）



橋軸方向TDAP全体系／JR西日本鷹取駅(EW)



橋軸方向TDAP全体系／JR西日本鷹取駅(NS)



橋軸方向TDAP全体系／大阪ガス舞合(N27W)

図-4.1.7　上部構造の慣性力作用位置における水平変位（タイプII）

4.1.6　基礎部の照査

(1)　荷重条件

基礎部の照査に用いる荷重条件を表-4.1.10 に示す。

表-4.1.10　基礎部の照査に用いる荷重条件

	記号	単位	橋軸方向
上部構造部分の重量	W_U	kN	760
つなぎ梁重量	W_T	kN	213
橋脚部重量	W_p	kN	2.1

(2)　設計定数

1)　杭の軸直角方向抵抗特性

既設部および補強部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にモデル化する。水平方向地盤反力係数 k_{HE} を式(3.5.5)、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を式(3.5.6)より算出する。

既設部および補強部の水平方向地盤反力係数 k_{HE} を表-4.1.11、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を表-4.1.12 に示す。

表-4.1.11　地震時保有水平耐力法に用いる既設部および補強部の水平方向地盤反力係数

	土質	層厚 L (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)
1層目	粘性土	4.2	136126	2/3×1.5＝1.0	136126
2層目	粘性土	3.3	344878	2/3×1.5＝1.0	344878

表-4.1.12　既設部および補強部の水平地盤反力度の上限値

	土質	層厚 L (m)	杭径 (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 Pu(kN/m²)	水平地盤反力度の上限値	
									$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)
										1列目	-
1層目	粘性土	4.2	0.668	130	0	9.0	1.00	260.0 261.9	1.5	390.0 392.8	-
2層目	粘性土	0.05	0.668	300	0	9.0	1.00	277.1 282.7	1.5	415.7 424.0	-
2層目	粘性土	3.25	0.500	300	0	9.0	1.00	321.1 355.5	1.5	481.7 533.2	-

(3) 補強部の曲げモ-メント～曲率関係

SSP 工法により補強した補強部の曲げモーメントM～曲率ϕ関係は、第Ⅱ部 7.6 の規定に準じて算出する。

ⅰ) 設計上の地盤面における軸力

基礎部の曲げモ-メントM～曲率ϕ関係の算出に用いる軸力N_Fは、設計上の地盤面に作用する値を用いるものとして式(4.1.7)より算出する。

$$N_F = N_p + W_F = 343.2\ \mathrm{kN} \cdots\cdots (4.1.7)$$

ここに、

N_F：設計上の地盤面における軸力(kN)

N_p：橋脚部下端の軸力(kN)＝327.1 kN

W_F：杭１本当りに作用する設計上の地盤面より上方の補強部の重量(kN)

補強鋼板重量W_1＝0.0267m²×2.75m×77.0kN/m³＝5.7 kN

既設鋼管重量W_2＝0.0153m²×2.75m×77.0kN/m³＝3.2 kN

モルタル重量W_3＝0.1253m²×2.75m×21.0kN/m³＝7.2 kN

$W_F = W_1 + W_2 + W_3$＝16.1 kN

ⅱ) 補強部の応力度～ひずみ関係

補強部の応力度～ひずみ関係を表-4.1.13 に示す。補強部の応力度～ひずみ関係の算定式は、第Ⅱ部 7.6 によるものとした。

表-4.1.13 補強部の応力度～ひずみ関係

鋼管径 D (mm)	板厚 t (mm)	弾性係数 E (kN/m²)	補強鋼板の降伏点 σ_y (kN/m²)	補強鋼板の降伏ひずみ ε_y	補強鋼板の許容ひずみ ε_a
668	14	2.0×10^8	235000	0.00118	0.00588

ⅲ) 補強部のM～ϕ関係

補強部のM～ϕ関係を表-4.1.14 に示す。補強部のM～ϕ関係の算定方法は、第Ⅱ部 7.6 によるものとした。

表-4.1.14 補強部のM～ϕ関係

軸力＝343.2kN			
降伏時		終局時	
M_y(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
1501	0.0030	2478	0.0300

注 1)鋼管の腐食代は 1.0mm 考慮する。

ⅳ) 既設部のM～ϕ関係

既設部のM～ϕ関係は、第Ⅱ部 7.6 によりトリリニア型としてモデル化する。既設部のM

～φ関係の計算に用いる軸力は、補強部に作用する軸力と同じものを用いるものとする。

既設部のM～φ関係を表-4.1.15 に示す。

表-4.1.15　既設部のM～φ関係

軸力＝343.2kN					
初降伏時(圧縮側)		初降伏時(引張側)		許容ひずみ時	
M_{yc}(kN·m)	ϕ_{yc}(1/m)	M_{yt}(kN·m)	ϕ_{yt}(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
396	0.0044	464	0.0055	603	0.0613

(4)　基礎部の安全性の判定

1)　設計で考慮する荷重

地震時保有水平耐力法による基礎の設計に用いる設計水平震度k_{hp}は、式(4.1.8)～式(4.1.10)より算出し、補強突出部に作用する設計水平震度は、式(4.1.11)より算出する。その際、通常基礎部で考慮する荷重は、橋脚部材の材料のバラツキなどを考慮し橋脚下端における終局耐力の 1.1 倍を考慮しているが、パイルベント基礎では、橋脚部と基礎部が同一部材で構成されているため終局耐力の割増は行わないものとする。

基礎の設計に用いる設計水平震度を用いて、図-4.1.8 に示したような荷重を作用させた時の設計上の地盤面に作用する荷重を式(4.1.12)、式(4.1.13)より算出する。

$$k_{hp}=C_{df}\cdot P_u/W=0.77 \quad \cdots\cdots(4.1.8)$$

$$P_u=M_a/h=241.3\ \mathrm{kN} \quad \cdots\cdots(4.1.9)$$

$$W=W_u+h_1/h\times W_T+h_2/h\times W_p=314.1\ \mathrm{kN} \quad \cdots\cdots(4.1.10)$$

$$k_{hg}=C_z\cdot k_{hgo}=0.70 \quad \cdots\cdots(4.1.11)$$

水平力

$$H=k_{hp}(W_U+W_T+W_p)+k_{hg}W_F=263.5\ \mathrm{kN} \quad \cdots\cdots(4.1.12)$$

曲げモーメント

$$M=k_{hp}\{W_U(h+h_3)+W_T(h_1+h_3)+W_p(h_2+h_3)\}+k_{hg}\{W_F(h_3/2)\}$$
$$=1310.6\ \mathrm{kN\cdot m} \quad \cdots\cdots(4.1.13)$$

ここに、

k_{hp}：橋脚部の終局耐力から換算した設計水平震度

C_{df}：補正係数(＝1.0)

P_U　：橋脚部の許容変位時の曲げモーメントを補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さにて除した値(kN)

W　：等価重量(kN)

M_a　：橋脚部の圧縮縁の鋼材の板厚中心位置でのひずみが初めて許容ひずみε_aに達する時のモーメント(kN·m)＝603 kN·m

h　：補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(m)＝2.5m

k_{hg}：設計上の地盤面より上方の基礎部の設計水平震度

C_z　：地域別補正係数(＝1.0)

k_{hgo}：設計上の地盤面より上方の基礎部の設計水平震度の標準値(＝0.70)

W_U：杭１本当りに作用する上部構造の重量(kN)＝253 kN
W_T：杭１本当りに作用するつなぎ梁部の重量(kN)＝71 kN
W_p：杭１本当りに作用する橋脚部の重量(kN)＝2.1 kN
W_F：杭１本当りに作用する基礎部(設計上の地盤面より上方)の重量(kN)＝16.1 kN
h_1：つなぎ梁部の重心位置から補強開始位置までの距離(m)＝2.125m
h_2：橋脚部の重心位置から補強開始位置までの距離(m)＝0.875m
h_3：基礎部(設計上の地盤面より上方)の補強開始位置から設計上の地盤面までの距離(m)＝2.75m

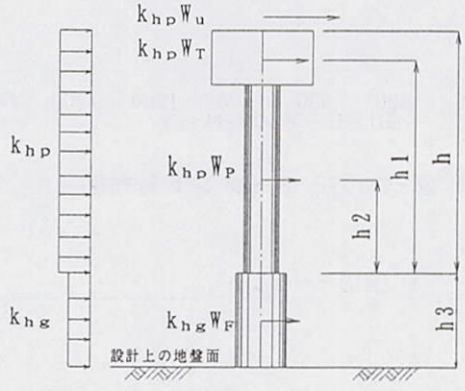


図-4.1.8　基礎部の安全性の判定において作用させる荷重

1)　安全性の判定

基礎部の安全性の判定結果を表-4.1.16 および図-4.1.9、図-4.1.10 に示す。このとき、補強範囲は、図-4.1.10 に示すように地中部に作用する曲げモーメントの 1.1 倍の曲げモーメントが作用した場合においても既設杭の降伏曲げモーメント以下となる位置まで補強する。

表-4.1.16　基礎部の安全性の判定

基礎部の耐力の照査	最大作用曲げモーメント	M_{max}	kN·m	1437
	補強部の降伏モーメント	My	kN·m	1501
	判　　定	-		OK
	補強部下端の曲げモーメント	M	kN·m	240
	既設部の降伏モーメント	My	kN·m	396
	判　　定	-		OK

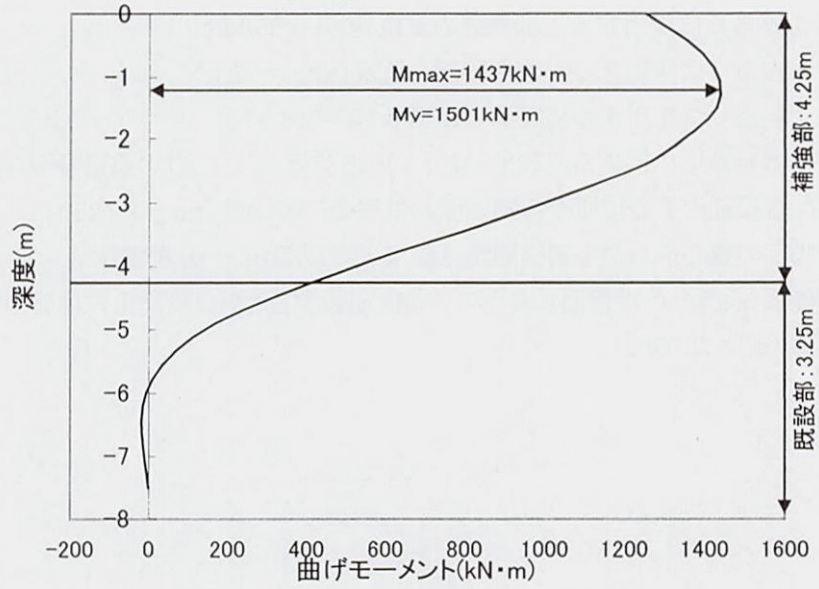


図-4.1.9　モーメント分布図

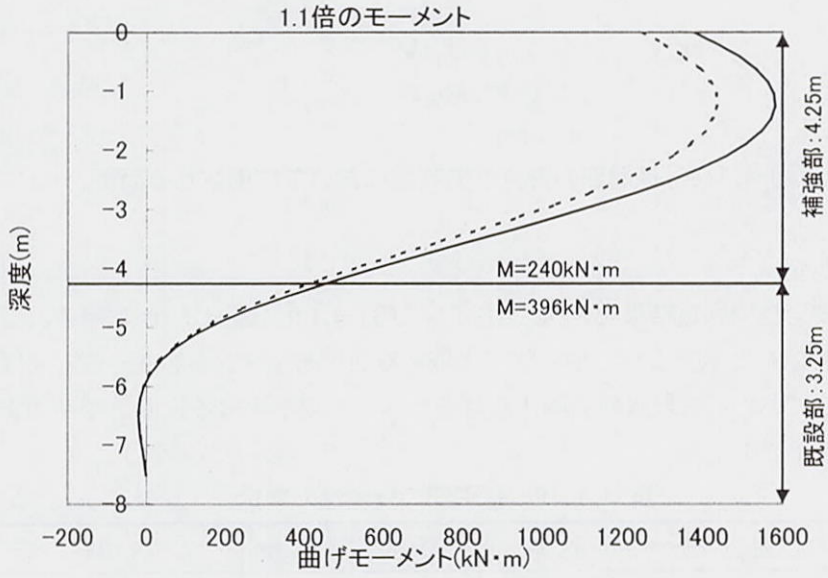


図-4.1.10　モーメント分布図(1.1倍)

以上のことから、補強範囲は、(地上部 2.75 m＋地中部 4.25 m) 7.0 m となる。

4.2 橋軸直角方向の照査

4.2.1 照査方法

SSP 工法により補強後したパイルベント基礎の橋軸直角方向は、図-4.2.1 に示すように、つなぎ梁を弾性体とし、杭頭をつなぎ梁に剛結したラーメン構造としてモデル化する。

上部構造からの鉛直荷重および慣性力は、各支承位置で作用させる。このとき、上部構造の慣性力によるつなぎ梁軸線位置におけるモーメントは各支承位置に鉛直荷重として作用させる。

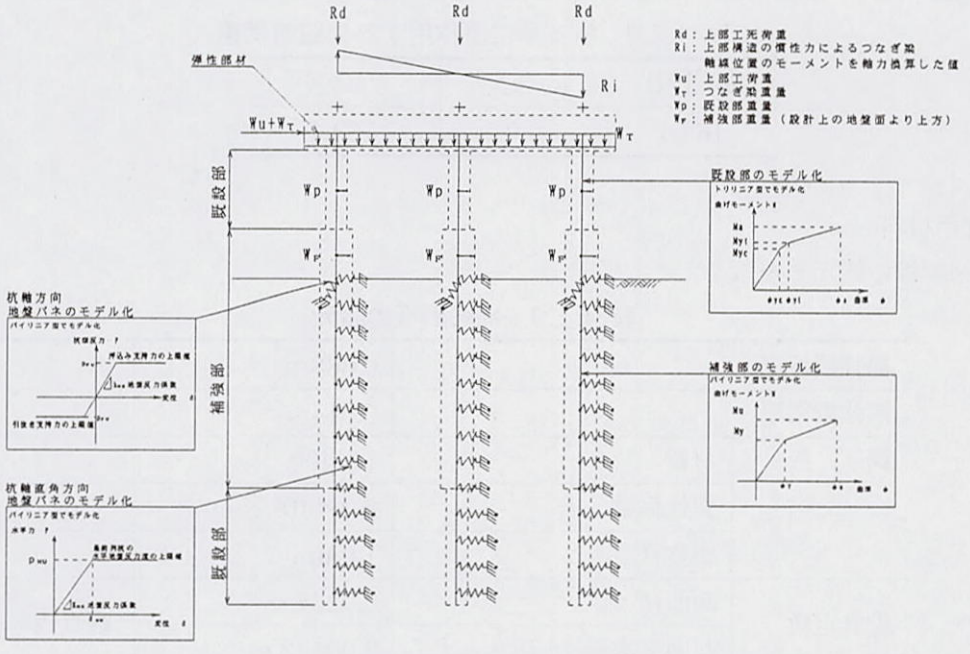


図-4.2.1 橋軸直角方向の設計計算モデル

4.2.2 荷重条件

(1) 橋軸直角方向の各種条件

レベル２地震時の SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向の各種条件を表-4.2.1 に示す。

表-4.2.1 レベル２地震時の SSP 工法により補強したパイルベント基礎設計条件

		記号	単位	橋軸方向
レベル２地震動の設計水平震度	タイプⅠ	k_{hc}	-	0.85
	タイプⅡ	k_{hc}	-	1.75
上部構造部分の重量		W_U	kN	760
つなぎ梁重量		W_T	kN	213

(2) 橋軸直角方向における上部構造の慣性力によるはり軸線位置のモーメント

橋軸直角方向における上部構造の慣性力によるはり軸線位置におけるモーメントは、図-4.2.2 に示すように各支承位置に鉛直荷重として作用させる。プッシュオーバー解析を行う際の初期値を表-4.2.2 に示す。

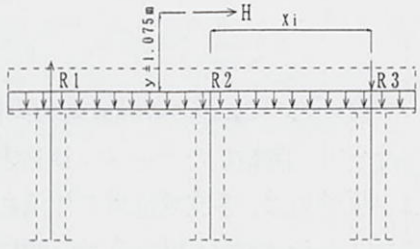


図-4.2.2　上部構造の慣性力によるはり軸線位置におけるモーメントのモデル化

表-4.2.2　各支承位置作用するに鉛直荷重

R_1(kN)	R_2(kN)	R_3(kN)
163.4	0.0	163.4

4.2.3　使用材料

補強鋼板の諸元を表-4.2.3 に示す。

表-4.2.3　補強鋼板の諸元

補強鋼板径		0.668m	
補強鋼板厚		0.014m	
鋼　　板	材質	SM400	
	弾性係数　E	2.0×10^5 N/mm^2	
	腐食代	1.0mm	
設計定数	断面積　A	0.0267 m^2	腐食代考慮
	断面２次モーメント　I	0.00142 m^4	

4.2.4　設計定数

(1)　杭の軸方向抵抗特性

SSP 工法により補強した杭の軸方向抵抗特性は、軸方向バネ定数K_{VE}を初期勾配として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にモデル化する。このとき、軸方向バネ定数K_{VE}は、第Ⅱ部 6.4 より既設杭の軸方向バネ定数K_{VE}を用いるものとする。

1)　SSP 工法により補強した杭の軸方向抵抗特性

K_{VE}=456250 (kN/ m)

2)　SSP 工法により補強した杭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または杭体から決まる極限支持力の最小値とする。

$$P_{NU}=min(R_U,\quad R_{PU}) \qquad (4.2.1)$$

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支持力(kN)

R_{PU}　：杭体から決まる押込み支持力の上限値(kN)

i） 地盤から決まる杭の極限支持力 R_U

$$R_U = q_d A + U_1 \sum L_{i1} f_{i1} + U_2 \sum L_{i2} f_{i2} \quad \cdots\cdots (4.2.2)$$

ここに、

q_d ：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度(kN/m²)

$q_d / \overline{N} = 300$ kN/m² $\quad q_d = 300 \times 40 = 12000$ kN/m²

A ：杭先端面積(m²) $= \pi D^2 / 4 = 0.5^2 \times \pi / 4 = 0.196$ m²

U_1 ：補強部の周長(m) $= 0.668 \times \pi = 2.099$m

L_{i1} ：補強部の周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_{i1} ：補強部の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

U_2 ：既設部の周長(m) $= 0.500 \times \pi = 1.571$m

L_{i2} ：既設部の周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_{i2} ：既設部の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

表-4.2.4 に周面摩擦力の推定表を示す。

表-4.2.4 周面摩擦力の推定表

	土質	層厚 L (m)	平均 N 値 $\overline{N}$	周面摩擦力度 f_i(kN/m²)	$L_i f_i$ (kN/m)	U (m)	$UL_i f_i$ (kN)
1 層目	粘性土	4.20	22	100	420	2.099	882
2 層目	粘性土	0.05	50	100	5	2.099	10
2 層目	粘性土	3.25	50	150	488	1.571	766
	計	7.5					1658

したがって、地盤から決まる杭の極限支持力 R_U は、以下のように推定される。

$$R_U = q_d A + U_1 \sum L_{i1} f_{i1} + U_2 \sum L_{i2} f_{i2} = 12000 \text{ kN/m}^2 \times 0.196 \text{ m}^2$$

$$+ 892 \text{ kN} + 766 \text{ kN} = 4010 \text{kN}$$

ii） 杭体から決まる押込み支持力の上限値 R_{Pu}

$R_{PU} = \sigma_y A_s = 235000$ kN/m² $\times 0.0153$ m² $= 3596$ kN

ここに、

σ_y ：既設杭の降伏点(kN/m²) $= 235000$ kN/m²

A_s ：既設杭の断面積(m²) $= 0.0153$(m²)

以上より、$P_{NU} = min(R_U, \quad R_{Pu}) = 3596$ kN となる。

iii) SSP 工法により補強した杭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、杭体から決まる極限支持力の最小値とする。

$$P_{TU}=min(P_U+W,\quad P_{PU}) \cdots\cdots (4.2.3)$$

ここに、

P_{TU} ：引抜き支持力の上限値(kN)

P_U ：地盤から決まる極限引抜き力(kN)

W ：既設部および補強部の有効重量(kN)＝56 kN

P_{PU} ：杭体から決まる引抜き支持力の上限値(kN)＝R_{PU}＝3596 kN

$P_U+W=1658+56=1714$ kN

以上より、$P_{TU}=min(P_U+W,\quad P_{PU})$＝1714kN となる。

(2) 杭の軸直角方向抵抗特性

既設部および補強部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にモデル化する。水平方向地盤反力係数 k_{HE} を式(3.5.5)、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を式(3.5.6)より算出する。

既設部および補強部水平方向地盤反力係数 k_{HE} を表-4.2.5、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を表-4.2.6 に示す。

表-4.2.5 地震時保有水平耐力法に用いる既設部および補強部の水平方向地盤反力係数

	土質	層厚 L (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)
1層目	粘性土	4.2	204189	1.0×1.5＝1.5	306284
2層目	粘性土	3.3	517317	1.0×1.5＝1.5	775976

表-4.2.6　既設部および補強部の水平地盤反力度の上限値

	土質	層厚 L (m)	杭径 (m)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m³)	受働土圧係数 K_{EP}	受働土圧強度 Pu(kN/m²)	水平地盤反力度の上限値		
									$\eta_p \alpha_p$	p_{HU} (kN/m²)	
										1列目	2列目
1層目	粘性土	4.2	0.668	130	0	9.0	1.00	260.0 261.9	1.5	390.0 392.8	390.0 392.8
2層目	粘性土	0.05	0.668	300	0	9.0	1.00	330.3 336.1	1.5	495.4 504.1	495.4 504.1
2層目	粘性土	3.25	0.500	300	0	9.0	1.00	381.0 412.7	1.5	571.5 619.1	571.5 619.1

(3) 既設部および補強部の曲げモーメント～曲率関係

図-4.2.1 に示す橋軸直角方向の解析モデルより、各部材のM～ϕ関係を表-4.2.7～表-4.2.9 に示す。

表-4.2.7 既設部(地上部)のM～ϕ関係

初降伏時(圧縮側)		初降伏時(引張側)		許容ひずみ時	
M_{yc}(kN·m)	ϕ_{yc}(1/m)	M_{yt}(kN·m)	ϕ_{yt}(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
398	0.0044	463	0.0054	603	0.0620

表-4.2.8 補強部のM～ϕ関係

初降伏		終局時	
M_y(kN·m)	ϕ_y(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
1501	0.0030	2478	0.0300

表-4.2.9 既設部(地中部)のM～ϕ関係

初降伏時(圧縮側)		初降伏時(引張側)		許容ひずみ時	
M_{yc}(kN·m)	ϕ_{yc}(1/m)	M_{yt}(kN·m)	ϕ_{yt}(1/m)	M_a(kN·m)	ϕ_a(1/m)
396	0.0044	464	0.0055	603	0.0613

4.2.5 SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向の照査結果

図-4.2.3 に慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係、表-4.2.10 に解析時のパイルベント基礎の状態を示す。パイルベント基礎の降伏は、杭体の降伏にて決まっていることが判定される。表-4.2.11 にパイルベント基礎の安全性の判定結果を示す。

パイルベント基礎の応答塑性率μ_{Fr}および応答変位δ_{Fr}を図-4.2.4 および式(4.2.4)、式(4.2.5)より算出する。

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{2}\left\{1+\left(k_{hcF}/k_{kyF}\right)^2\right\}=1.81 \cdots\cdots (4.2.4)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr}\delta_{Fy} = 0.052\ \mathrm{m} \cdots\cdots (4.2.5)$$

$$\delta_r = \mu_{Fr}\delta_y = 0.050\mathrm{m} \cdots\cdots (4.2.6)$$

$$\theta = \left(\tan^{-1}\frac{\delta_r}{h}\right) = 0.007\ \mathrm{rad} \cdots\cdots (4.2.7)$$

ここに、

μ_{Fr}：橋軸直角方向の応答塑性率

δ_{Fr}：橋軸直角方向の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位(m)

δ_r：橋軸直角方向の変形によるつなぎ梁下端位置における応答変位(m)

δ_{Fy}：橋軸直角方向が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

＝0.0285 m

δ_y：橋軸直角方向が降伏に達するときのつなぎ梁下端位置における水平変位(m)

＝0.0277m

k_{hyF}：橋軸直角方向が降伏に達する時の水平震度(＝0.72)

k_{hcF}：橋軸直角方向の地中部の塑性化を考慮する場合の設計水平震度(＝2/3×1.75＝1.167)

k_{hc} ：レベル２地震時（タイプⅡ）の設計水平震度(＝1.75)

h：変位の第一ゼロ点からつなぎ梁下端までの高さ(m)＝7.650m

θ ：つなぎ梁下端位置における回転角(rad)

以上の結果、応答塑性率は許容塑性率以下となっており、応答変位についても許容変位以下となっている。

よって、SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、耐震性を満足していることが分かる。

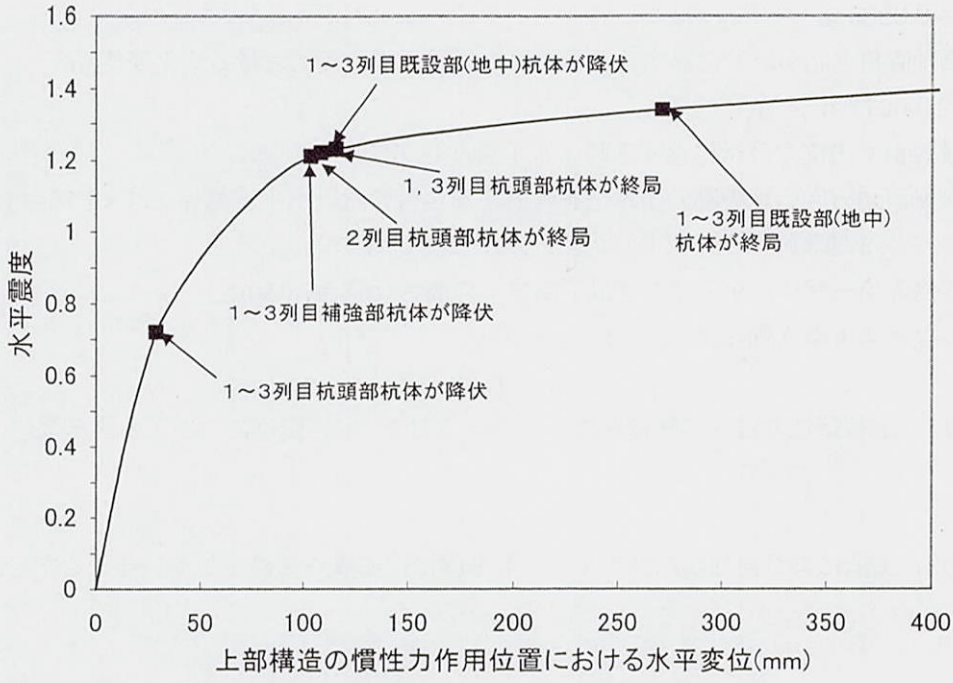


図-4.2.3　橋軸直角方向の上部構造の慣性力作用位置における水平震度～水平変位の関係

表-4.2.10　橋軸直角方向の状態

水平震度	上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)	パイルベント基礎の状態
0.72	0.029	1～3列目　杭体（杭頭部）が降伏状態に達した
1.21	0.104	1～3列目　杭体（補強部）が降伏状態に達した
1.22	0.108	1，3列目　杭体（杭頭部）が終局状態に達した
1.23	0.116	2列目　杭体（杭頭部）が終局状態に達した
1.23	0.116	1～3列目　杭体（既設部：地中部）が降伏状態に達した
1.34	0.271	1～3列目　杭体（既設部：地中部）が終局状態に達した

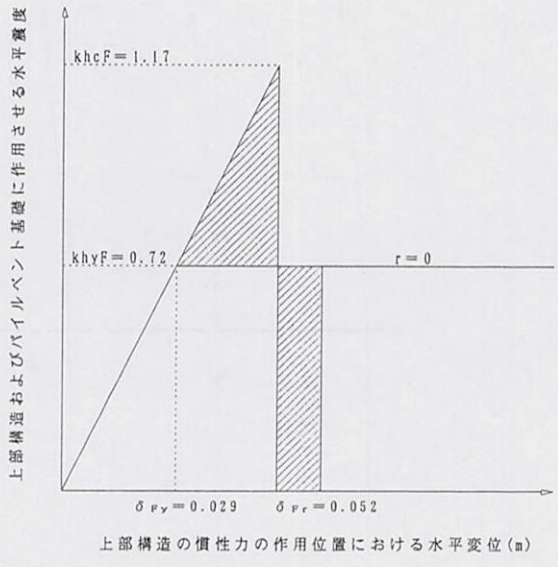


図-4.2.4　橋軸方向および橋軸直角方向の応答塑性率の算出

表-4.2.11　橋軸直角方向の安全性の判定

項　　目		記号	単位	
応答塑性率の照査	応答塑性率	μ_{Fr}	－	1.81
	許容塑性率	μ_{FL}	－	4.00
	判　　定	－	－	ＯＫ
変位の照査	上部構造の慣性力作用位置の応答変位	δ_{Fr}	m	0.052
	応答変位	－	rad	0.007
	許容変位	－	rad	0.020
	判　　定	－	－	ＯＫ

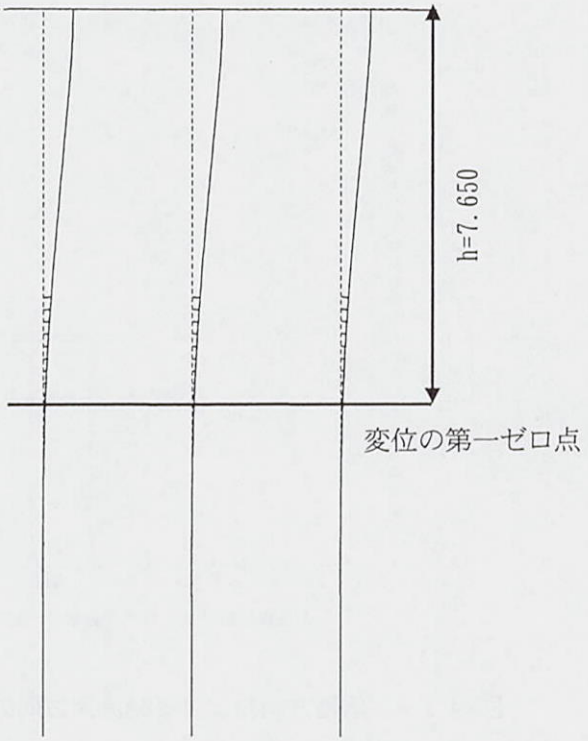


図-4.2.5　応答変位時の橋軸直角方向の変位分布

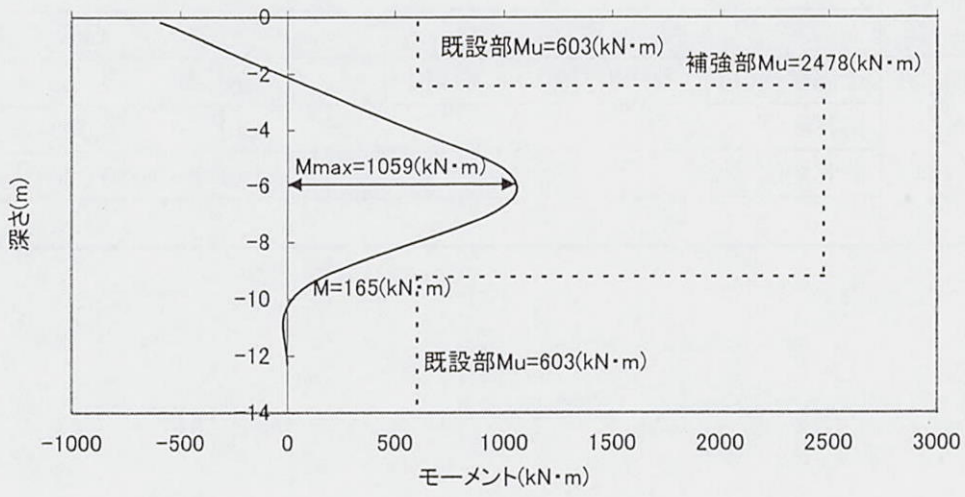


図-4.2.6　応答変位時の杭体モーメントの分布

参考資料２　非線形応答スペクトル法を用いた橋脚部の照査(鋼管杭)

１．概要

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋脚部は、振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかなことから、非線形応答スペクトル法により応答値を算定することができる。非線形スペクトル法とは、Ⅰ種～Ⅲ種の各地盤種別ごとに設定された非線形応答スペクトルを用いて構造物の非線形動的応答値を予測する方法である。

２．非線形応答スペクトルを用いた設計法

1)　非線形応答スペクトル

図-1.1～図-1.6 に各地盤種別における L1、L2 地震動の非線形応答スペクトルを示す。表-1.1～表-1.6 は、非線形応答スペクトルをそれぞれ式化したものである。

非線形応答スペクトルを適用できる変位の塑性率の上限値は、タイプⅠはμ=5、タイプⅡはμ=6 とする。これは、上限値をこえると変位の塑性率のばらつきが大きく、正確な非線形応答スペクトルを作成するのが困難なためである。したがって、変位の塑性率の上限値をこえる鋼管杭は、動的解析による照査を行うものとする。

2)　応答値の算定

橋脚部の塑性率は、以下のような手順により算定する。

ⅰ)　式(1.1)より降伏震度 k_{hy} を算出する。

$$k_{hy} = \left(\frac{M_{yc}}{h}\right) / \quad W \qquad \cdots\cdots (1.1)$$

ここに、

k_{hy} ：　構造物の降伏震度

M_{yc} ：　既設部の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみ ε_y に達する時のモーメント(kN･m)

h ：　補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(m)

W ：　地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)

ⅱ)　式(1.2)により、固有周期 T を算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\frac{\delta_y}{k_{hy}}} \qquad \cdots\cdots (1.2)$$

$$\delta_y = \frac{1}{3} \times \phi_{yc} \times h^2 \qquad \cdots\cdots (1.3)$$

ここに、

T ：　構造物の固有周期(s)

δ_y ：　構造物の降伏変位(m)

ϕ_{yc} ：　既設部の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみ ε_y に達する時の曲率(1/m)

h ：　補強開始位置から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(m)

ⅲ)　非線形応答スペクトルを用いて、ⅰ)およびⅱ)の交点を定め、塑性率μを算出する。

ⅳ)　ⅲ)にて算出した塑性率μをもとに、式(1.4)より応答変位 δ_m を算出する。

$$\delta_m = \mu \times \delta_y \quad \cdots\cdots (1.4)$$

ここに、

δ_m ： 橋脚部の応答変位(m)

μ ： 非線形応答スペクトルより算出した塑性率

δ_y ： 橋脚部の降伏変位(m)

3． 各地盤種別における非線形応答スペクトル

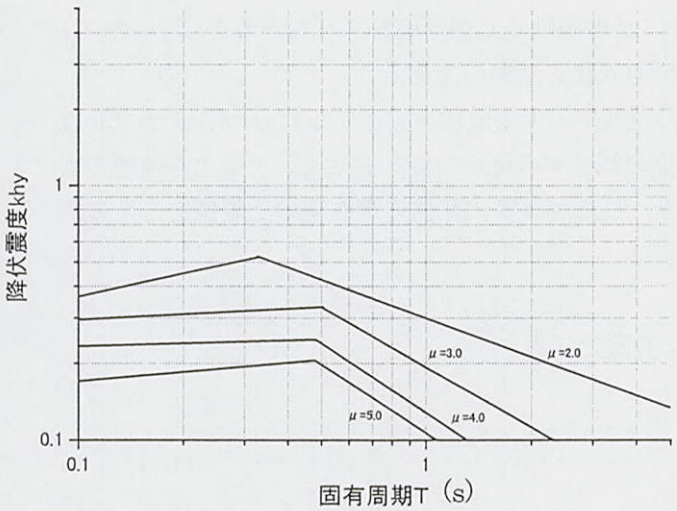


図-1.1 Ⅰ種地盤-ﾀｲﾌﾟⅠ地震動
の非線形応答スペクトル

表-1.1 Ⅰ種地盤-ﾀｲﾌﾟⅠ地震動

塑性率	固有周期T (s)	降伏震度khy
μ=2.0	T < 0.34	$0.738T^{0.310}$
	T ≧ 0.34	$0.299T^{-0.501}$
μ=3.0	T < 0.51	$0.348T^{0.069}$
	T ≧ 0.51	$0.191T^{-0.797}$
μ=4.0	T < 0.49	$0.191T^{0.029}$
	T ≧ 0.49	$0.126T^{-0.929}$
μ=5.0	T < 0.48	$0.229T^{0.130}$
	T ≧ 0.48	$0.107T^{-0.890}$

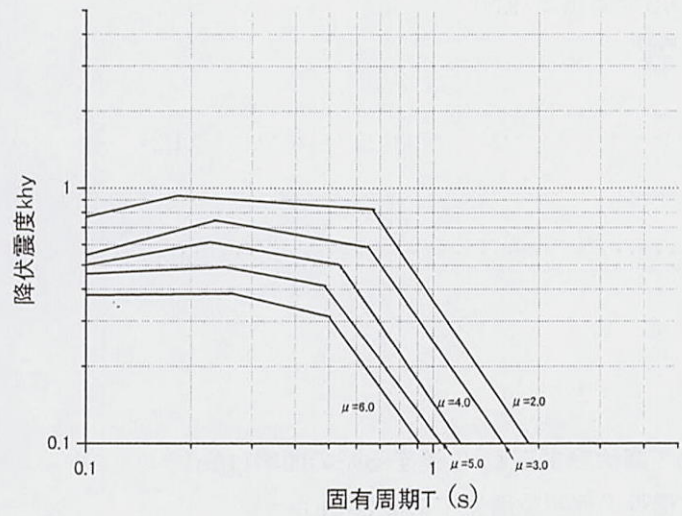


図-1.2 Ⅰ種地盤-ﾀｲﾌﾟⅡ地震動
の非線形応答スペクトル

表-1.2 Ⅰ種地盤-ﾀｲﾌﾟⅡ地震動

塑性率	固有周期T (s)	降伏震度khy
μ=2.0	T < 0.19	$1.607T^{0.319}$
	0.19 ≦ T ≦ 0.66	$0.800T^{-0.092}$
	T > 0.66	$0.361T^{-2.049}$
μ=3.0	T < 0.24	$1.247T^{0.354}$
	0.24 ≦ T ≦ 0.63	$0.535T^{-0.231}$
	T > 0.63	$0.247T^{-1.963}$
μ=4.0	T < 0.23	$0.893T^{0.248}$
	0.23 ≦ T ≦ 0.53	$0.439T^{-0.228}$
	T > 0.53	$0.142T^{-1.991}$
μ=5.0	T < 0.26	$0.548T^{0.074}$
	0.26 ≦ T ≦ 0.48	$0.339T^{-0.271}$
	T > 0.48	$0.108T^{-1.861}$
μ=6.0	T < 0.26	$0.385T^{0.005}$
	0.26 ≦ T ≦ 0.50	$0.249T^{-0.324}$
	T > 0.50	$0.082T^{-1.921}$

表-1.3　II種地盤-ﾀｲﾌﾟ I 地震動

塑性率	固有周期T(s)	降伏震度khy
μ=2.0	0.1 ≦ T ≦ 0.74	0.479
	T > 0.74	$0.423T^{-0.422}$
μ=3.0	0.1 ≦ T ≦ 0.80	0.314
	T > 0.80	$0.275T^{-0.595}$
μ=4.0	0.1 ≦ T ≦ 0.95	0.242
	T > 0.95	$0.234T^{-0.775}$
μ=5.0	0.1 ≦ T ≦ 0.90	0.209
	T > 0.90	$0.195T^{-0.691}$

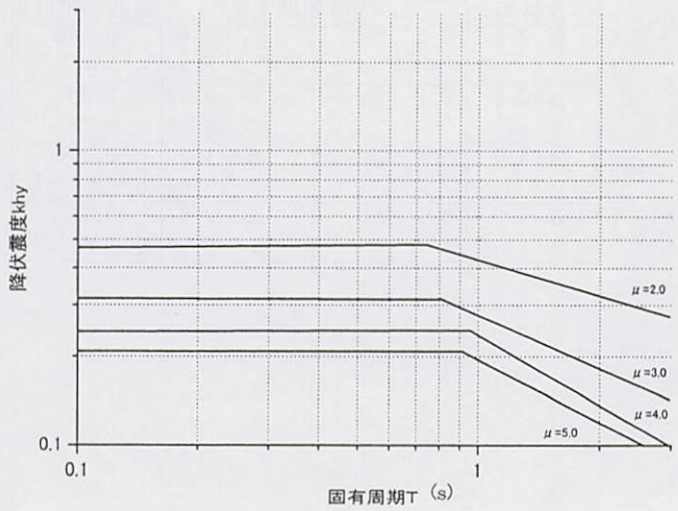


図-1.3　II種地盤-ﾀｲﾌﾟ I 地震動
の非線形応答スペクトル

表-1.4　II種地盤-ﾀｲﾌﾟ II 地震動

塑性率	固有周期T(s)	降伏震度khy
μ=2.0	T < 0.33	$1.390T^{0.346}$
	0.33 ≦ T ≦ 1.20	$0.879T^{-0.073}$
	T > 1.20	$1.285T^{-2.060}$
μ=3.0	T < 0.32	$1.186T^{0.448}$
	0.32 ≦ T ≦ 1.35	$0.528T^{-0.272}$
	T > 1.35	$1.164T^{-3.000}$
μ=4.0	T < 0.33	$0.954T^{0.405}$
	0.33 ≦ T ≦ 1.18	$0.442T^{0.244}$
	T > 1.18	$0.655T^{-2.574}$
μ=5.0	T < 0.30	$0.800T^{0.366}$
	0.30 ≦ T ≦ 1.11	$0.367T^{-0.312}$
	T > 1.11	$0.457T^{-2.310}$
μ=6.0	T < 0.25	$0.740T^{0.322}$
	0.25 ≦ T ≦ 1.05	$0.323T^{-0.286}$
	T > 1.05	$0.362T^{-2.219}$

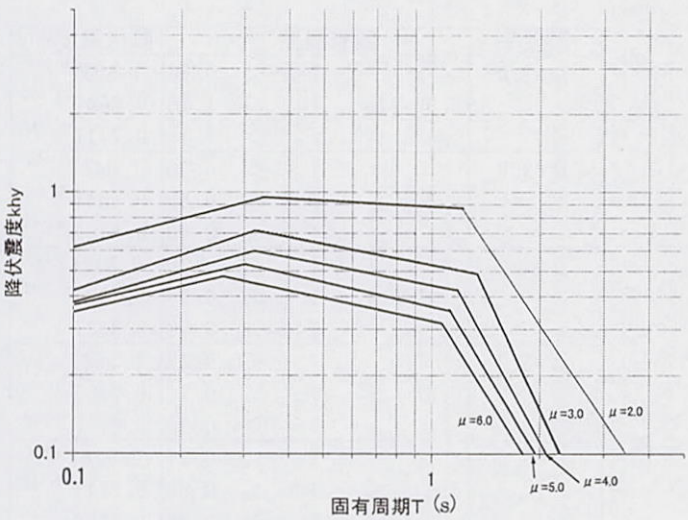


図-1.4　II種地盤-ﾀｲﾌﾟ II 地震動
の非線形応答スペクトル

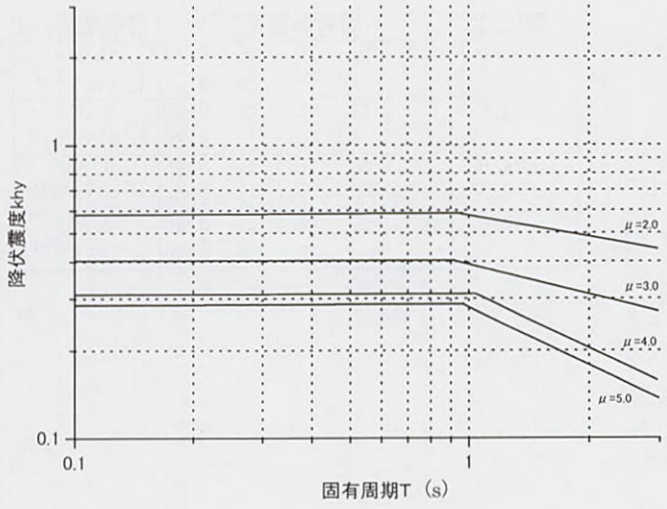


図-1.5　III種地盤-ﾀｲﾌﾟ I 地震動
の非線形応答スペクトル

表-1.5　III種地盤-ﾀｲﾌﾟ I 地震動

塑性率	固有周期T(s)	降伏震度khy
μ=2.0	0.1 ≦ T ≦ 0.95	0.586
	T > 0.95	$0.579T^{-0.261}$
μ=3.0	0.1 ≦ T ≦ 0.90	0.405
	T > 0.90	$0.392T^{-0.335}$
μ=4.0	0.1 ≦ T ≦ 1.04	0.314
	T > 1.04	$0.322T^{-0.667}$
μ=5.0	0.1 ≦ T ≦ 0.97	0.287
	T > 0.97	$0.281T^{-0.685}$

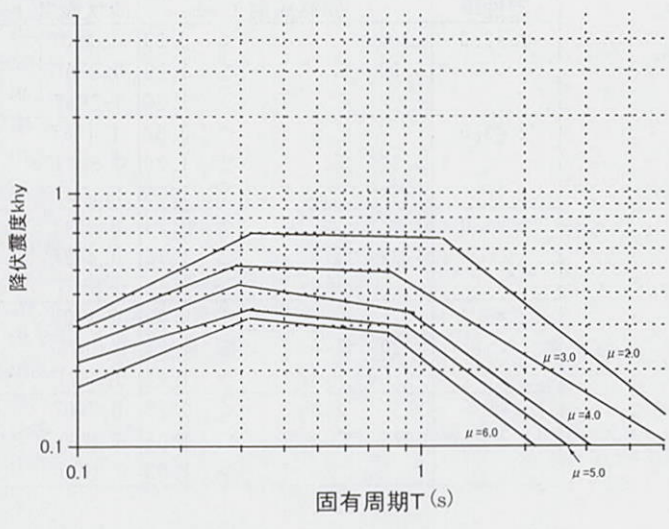


図-1.6　III種地盤-ﾀｲﾌﾟ II 地震動
の非線形応答スペクトル

表-1.6　III種地盤-ﾀｲﾌﾟ II 地震動

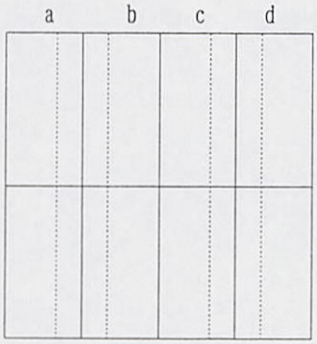
塑性率	固有周期T(s)	降伏震度khy
μ=2.0	T < 0.33	$1.503T^{0.679}$
	0.33 ≦ T ≦ 1.15	$0.664T^{-0.039}$
	T > 1.15	$0.771T^{-1.077}$
μ=3.0	T < 0.30	$1.047T^{0.555}$
	0.30 ≦ T ≦ 0.80	$0.484T^{-0.060}$
	T > 0.80	$0.410T^{-0.854}$
μ=4.0	T < 0.30	$0.832T^{0.525}$
	0.30 ≦ T ≦ 0.93	$0.330T^{-0.222}$
	T > 0.93	$0.313T^{-1.030}$
μ=5.0	T < 0.32	$0.568T^{0.421}$
	0.32 ≦ T ≦ 0.90	$0.295T^{-0.150}$
	T > 0.90	$0.271T^{-1.054}$
μ=6.0	T < 0.31	$0.618T^{0.562}$
	0.31 ≦ T ≦ 0.80	$0.271T^{-0.148}$
	T > 0.80	$0.220T^{-1.030}$

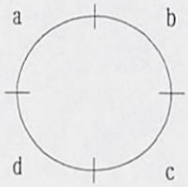
参考資料３．　溶接管理記録シート（例）

様式１

溶接管理記録シート①（開先条件）

橋脚番号：
記入者：
検測実施日：　仮付け溶接前 平成　年　月　日





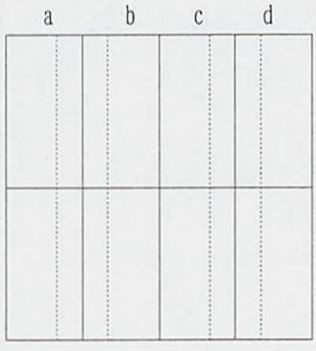
						開先条件		備考
仮付け溶接前	水平部	継手番号						
		位置				標準値	許容値	
		ルート間隔						
		目違い量						
		密着度						
	水平部	継手番号						
		位置						
		ルート間隔						
		目違い量						
		密着度						
	鉛直部	継手番号						
		位置						
		ルート間隔						
		目違い量						
		密着度						
	鉛直部	継手番号						
		位置						
		ルート間隔						
		目違い量						
		密着度						

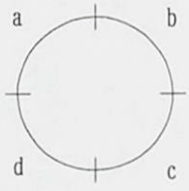
単位：mm

様式2

溶接管理記録シート②（仮付け溶接用…外観検査）

橋脚番号：
記入者：
検測実施日：　平成　年　月　日





No.

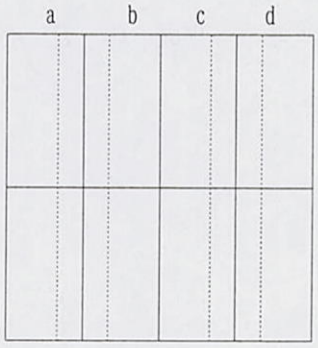
継手番号	検査項目	われ	検査項目	ショートビード	検査項目	長さ	検査項目	間隔	備考
位置	判定基準	あってはならない	判定基準	あってはならない	判定基準	50mm以下	判定基準	500mm以下	
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						
	有		有						
	無		無						

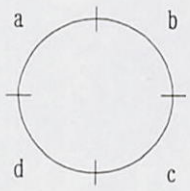
単位：mm

様式 3

溶接管理記録シート③（溶接条件）

橋脚番号：
記入者：





溶接方法：　手アーク・半自動・自動
作業員名：
溶接機名：

No.

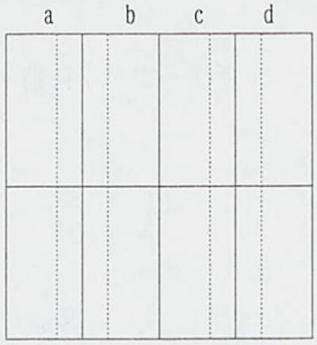
継手番号 位置	溶接層	月日	天候	気温 ℃	湿度 %	風速 m/s	予熱温度 ℃	溶接条件 電流 A	溶接条件 電圧 V	溶接条件 速度 cm/min	シールドガス流量 L/min	溶接棒名

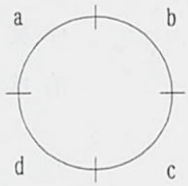
単位：mm

様式4

溶接管理記録シート④（外観検査）

橋脚番号：
検査者：
検測実施日：　平成　年　月　日





No.

継手番号	検査項目	われ	検査項目	ﾋﾟｰﾄ幅･高さの異常	検査項目	ｼｮｰﾄﾋﾟｰﾄﾞ	備考
位置	判定基準	あってはならない	判定基準	あってはならない	判定基準	あってはならない	
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		
	有		有		有		
	無		無		無		

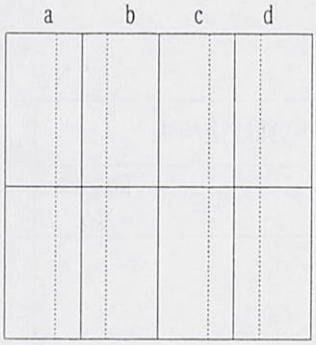
単位：mm

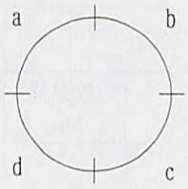
様式５

溶接管理記録シート⑤（超音波探傷試験）

試験担当者：

試験実施日：　平成　年　月　日





No.

橋脚番号		探触子	名称 No.	
継手番号			入射点	
探傷機名称			実測屈折角	θ＝　　度

傷位置No.	試験体				探傷方向	探触子位置		ビーム路程	傷位置		傷指示長さ			エコー高さ		等級分類	備考
	有効長さ	母材厚さ	余盛幅 上	余盛幅 下		X h_{max}	Y	W	Z	d	範囲 Xs	範囲 XE	l	H ±	領域		
	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	dB			

Xh_{max}：傷からの最大エコーが得られる探触子位置　　Y：探触子・溶接部距離

Z：傷位置　　d：傷深さ位置

様式 6

溶接管理記録シート⑥（超音波探傷試験総括票）

記 入 者 ：

試験担当者：

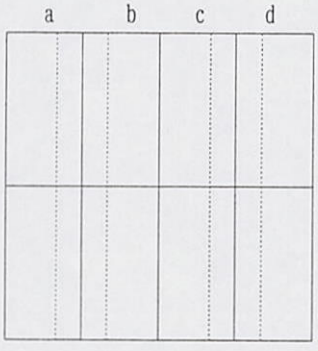
No.

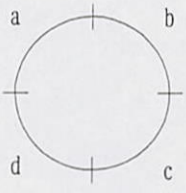
検査箇所			初回検査			補修後検査			備考
橋脚 No.	継手 No.	傷位置 No.	月日	判定	傷記録 No.	月日	判定	傷記録 No.	

様式７

溶接管理記録シート⑦（浸透探傷試験）

試験担当者：
試験実施日：　平成　年　月　日





No.

橋脚番号	継手番号	探傷部位置	指示模様	判定	備考