

I S S N 0386—5878

土研資料 第2009号

土木研究所資料

近接基礎設計施工要領(案)

昭和58年6月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1983) Fiscalyear 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 Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

最近の道路整備事業をとりまく社会経済情勢は、環境問題や用地取得の困難さに加えて、公共投資の伸び悩みなど厳しいものがあり、国民の多様なニーズに応えるためにも、質の高い道路をより経済的に建設することが要求されている。このような事情を反映して最近の橋梁建設では多車線バイパスの暫定供用、歩道の添加、現交通を供用しながらの老朽橋架替えなど、既設橋梁への近接工事として設計しなければならない場合がめだってきた。また、高密度化した都市内の道路においては、他の建築物などに近接して施工しなければならない場合や、地下鉄や下水道など他の構造物が道路施設に近接して建設される場合のような管理上の問題も生じている。このような「近接基礎工事」の問題が増えつつある一方で、道路橋の近接基礎工事に関する技術基準は整備されておらず、やむを得ず国鉄の指針（案）などを準用している現状である。

国鉄の指針（案）とは、日本国有鉄道が昭和42年3月に作成した「近接橋台橋脚の設計施工指針（案）」である。この他にも既存の近接基礎工事に関する基準類としては首都高速道路公団が昭和56年に作成した「首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書（案）」などがあるが、内容の基本的な考え方は国鉄の指針（案）とほぼ同様である。これらの基準類は、供用中の自らの構造物の保守という観点から、近接してくる他の機関の構造物を規制することを目的としている。したがって「制限範囲」や「要注意範囲」といった領域を設定する際において、既設構造物が全般せん断破壊した場合のすべり線の発成領域、新設構造物の土留め壁が完全破壊した場合の破壊面、あるいは既設構造物直下に生じる応力球根といったものを念頭においており、このような考え方に基づいた基準を一般の道路橋近接基礎工事に適用すると、ほとんどの場合が制限範囲内の施工となってしまうのが実態である。しかし、道路橋の場合には、二期線の施工やどうしても自ら管理する他の構造物に近接せざるを得ない場合などのように既設構造物の機能と安全性を合理的に評価して、むしろ積極的に近接基礎工事として設計・施工を行うことが要求されることが多い。また、実際の橋梁では、地盤の極限支持力に対しては比較的余裕があり、全般せん断破壊や応力球根に対する照査はあまり意味がないと考えられる。したがって、この国鉄の指針（案）を本来の対象外である道路構造物へ適用することは好ましくない。

これまでの近接基礎工事の事例を検討すると、一般に道路構造物の場合に最も注意しなくてはならないのは、新設構造物の施工に伴って生ずる既設構造物の変位・変状である。すなわち新設構造物工事として掘削や杭打ちなどの基礎工事を実施すると、周辺地盤にゆるみや変位が生じる訳であるが、この影響を受ける地盤の範囲内に既設構造物があると地盤変位の影響を受けて既設構造物にも変位や変状が生じる可能性がある。このように、道路橋の近接工事を考える場合には、地盤の応力状態ではなく、地盤変位の伝達機構に着目するのが合理的であると思われる。

本研究は、このような道路橋における近接工事の状況を踏まえ、①地盤変位の基本的な伝達機構を明らかにするための室内小型実験 ②実際の工法を想定した室内大型実験 ③近接工事現場における計測及びその解析 を行ない、一連の研究成果をとりまとめて、「近接基礎設計施工要領（案）」を

作成したものである。本要領（案）の主な特徴を挙げると次のようになる。

1) 近接程度の判定は、新設構造物の建設に伴って生じる地盤変位の発生領域に着目し、新設側の周辺に設定される影響外範囲①、要注意範囲②、影響範囲③のいずれかの領域に既設構造物が位置しているかによって行う。したがって、従来の国鉄の指針（案）のように既設構造物の近傍に設定された制限範囲などの領域を新設構造物が侵すかどうかによって判定するのとは逆の考え方であり、より合理的になった。

2) 「影響範囲」などの領域設定は新設構造物の基礎形式ではなく、施工法に基づいて行なわれるので、仮に既設構造物が影響範囲に該当する場合でも、設計時に適切な対策工法を選択して施工を行うことができる。

3) 計画、調査から対策工法・現場計測まで一連の工程を網羅している。

4) 本要領（案）による判定結果と現場計測結果とはよく一致している。

なお、本要領（案）において、第4章 変位量の検討については難しい問題が残されており、十分な内容とはなっていない。今後、随時、研究を進め、明確化を図る予定であるが、当面は、資料編に多数の現場計測結果を掲載してあるので、類似の現場で観測されたデータを参考とされたい。

昭和58年6月

基礎研究室室長

浅 沼 秀 弥

〃 研究員

神 長 耕 二

森 浩 樹

（元基礎研究室）

杉 崎 光 義

（ 〃 部外研究員）

小 林 延 房

目 次

まえがき

第 1 編 近接基礎設計施工要領（案）

第 1 章	総 則	1
1. 1	適用範囲	1
1. 2	用語の定義	5
1. 3	近接基礎工事の設計・施工	5
第 2 章	調 査	7
第 3 章	近接程度の判定	8
3. 1	近接程度の判定方法	8
3. 2	近接程度の判定	10
第 4 章	変位量の検討	26
第 5 章	対策工法	27
第 6 章	現場計測	44

第 2 編 資 料 編

第 1 章	現場計測結果	53
1. 0	現場計測結果一覧表	
1. 1	五月橋	
1. 2	府内大橋	
1. 3	浜手 B.P.橋 (P ₃₀)	
1. 4	浜手 B.P.橋 (P ₂₁)	
1. 5	札内橋	
1. 6	横田橋	
1. 7	同心橋	
1. 8	清水橋	
1. 9	相生橋	
1.10	沢迎堂川橋	
1.11	堀切橋	
1.12	三ヶ野橋	
1.13	本城橋	
1.14	平川橋	
1.15	穂積大橋 (A ₁ , A ₂)	
1.16	穂積大橋 (P ₁ ~ P ₅)	
1.17	緑川橋	
1.18	新吉野川大橋	
1.19	六郷橋	
第 2 章	文献調査による既往の計測例	126
第 3 章	グラフによる対数ら線の求め方	138
あ と が き		147

第 1 編 近接基礎設計施工要領案

第 1 章 総 則

1.1 適用範囲

本要領は、既設の道路構造物に近接して橋梁基礎構造の設計施工を行なう場合、その施工に起因して生じる既設構造物の変位・変形の検討に適用する。

(解 説)

(1) 近接基礎工事による既設構造物への影響

橋梁の近接基礎工事はその概念図を図-1.1 に示すように①道路拡幅工事 ②暫定供用したバイパスの二期線工事 ③現交通を供用しながら老朽橋の架替えを行なう場合 ④他の何らかの既設構造物に近接して橋梁の建設を行わなければならない場合などが主に考えられる。一般にこのような近接基礎工事による既設構造物への影響を調査するとき、環境条件や地形条件の変化による影響まで考慮すると、相当広い範囲の事項について検討しなければならない。しかしながら、橋梁下部工事の近接基礎工事において最も問題となるのは、基礎の施工に伴って生じる地盤変位による既設構造物への影響である。すなわち、既設構造物に近接して掘削や杭打ちなどの基礎工事を実施することにより周囲の地盤が乱されて地盤中に変位が生じるが、この影響範囲内の地盤に既設構造物があると、既設構造物にも変位や変形が生じ、その機能や安全性に障害が起ると同時に最悪の場合には構造物の破壊につながる可能性もある。本要領はこのような地盤変位に起因する既設構造物の変位・変形等の検討に適用するものである。

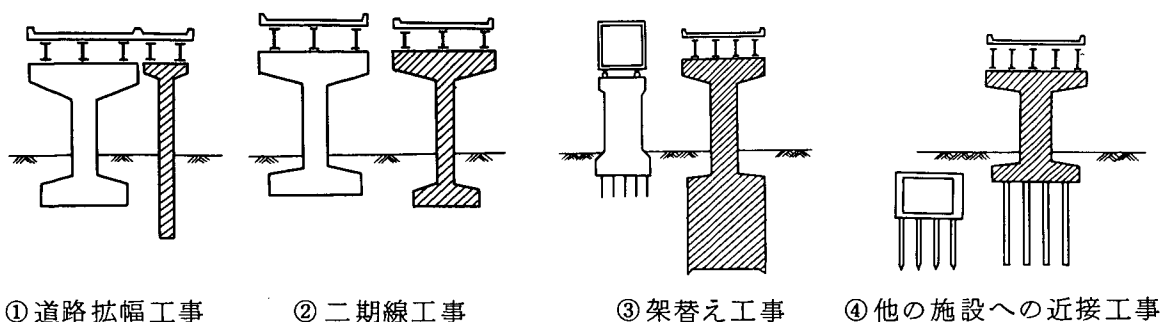


図-1.1 近接工事の概念図

(2) 周辺地盤に変位をもたらす原因

近接工事において、既設構造物の変位・変形を引き起こす原因としては、次のものが考えられる。

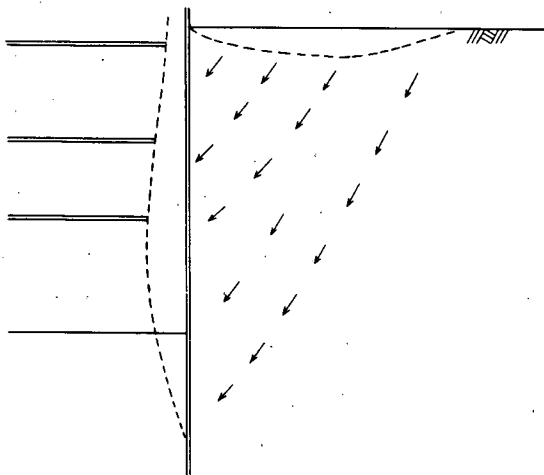
① 仮設構造物の変形による周辺地盤の変位

土留め工事においては、いくら入念な施工を実施しても、背面土圧による土留め壁の変形を完全

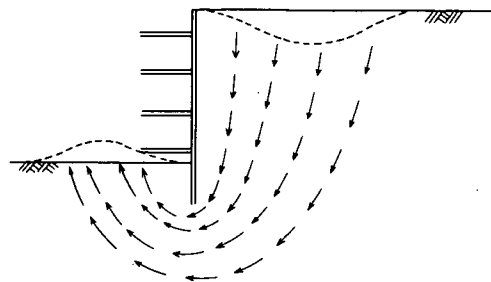
に防止することはできない。一般に土圧によって生じる仮設構造物の変形量は大きいので、これは近接基礎工事の施工において最も考慮しなければならない項目の一つである（図－1.2）。土留め壁の変形に伴う地盤変位の生じる領域は、矢板背面に発生するすべり線の位置から推定することができるが、粘性地盤の場合と砂質地盤の場合とでは挙動が異なるので、注意する必要がある。

② ヒービング現象

沖積粘土層等の軟弱地盤に矢板を打ち込んで掘削を行う際に、掘削の進行に伴ない、矢板前後面の土塊重量差による不均衡から、塑性流動を起こし、地盤が打ち込んだ矢板の先端を廻りこんで掘削底面がふくれ上がる現象が生ずる。この塑性流動を生じる地盤の領域内に既設構造物基礎があると、地盤の流動に伴って、既設構造物に変状を生じる。



図－1.2 仮設構造物の変形による周辺地盤の変位



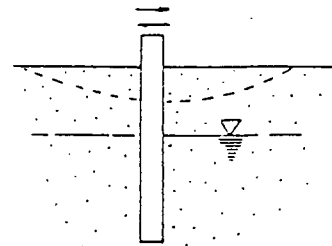
図－1.3 ヒービング現象に伴う地盤変位

ヒービングによる土留め矢板背面地盤の沈下量は一般にかなり大きくなる。新大阪駅裏の繊維センター建設工事において、矢板背面に40～50cmの陥没が生じたために実施した試験掘削（巾14m、深さ7.3m）では、矢板背面2mの地点で、安定数 N_b が4まではほとんど変形を生じなかったが、 N_b が4を超すと変形が発生しはじめ、 $N_b=5$ で沈下は約8mm、 $N_b=5.5$ に達するとクリープ的な変形の進行が一週間以上も続いて、沈下量は25mm以下を生じたことが報告されている。¹⁾

③ 施工機械の振動による沈下

矢板や杭の打込み機械の振動により、ゆるい砂質土、特に地下水位が高く飽和しているような場合には容易に締め固められ、それが原因で急激な沈下をおこすことがある。

これは、地盤に動的な繰返し荷重が作用するために、土中に過剰間隙水圧が発生し、砂の負のダイレイタンスに起因する液状化現象が生じるためである。したがって、液状化の恐れのある地層での施工には十分な注意が必要である。



図－1.4 施工機械の振動による沈下

④ 施工に伴う地盤の体積変化に起因する変位

地盤が圧縮性土から成る場合、杭の打込みやケーソンの沈設時に“ともづり”といわれる現象が生じる。これは杭あるいはケーソンの周面摩擦力により、周辺の地盤がその沈下とともに下方に引きずり込まれる現象で、影響範囲は杭あるいはケーソンの周辺近傍に限られるが、

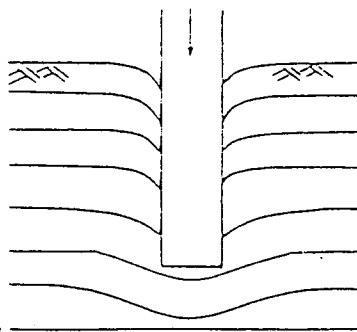


図-1.5 ともづり現象

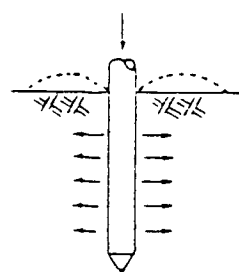


図-1.6 杭の打込みによる地盤の変位

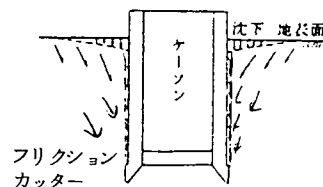
特に大断面のケーソンのような場合には注意が必要と思われる（図-1.5）。

また、良く締った砂質地盤や軟弱な粘性地盤の場合に実断面積の大きいコンクリート杭などを地中に打込むと、杭の断面積の分だけの地盤が押し上げられることにもなる（図-1.6）。

⑤ ケーソンのフリクションカッターによる影響

ケーソン工法では、ケーソン沈設の際の周辺摩擦を減少させるために、通常フリクションカッターが設けられる。このフリクションカッターは、ケーソン沈設に際して、ケーソン本体と周辺地盤との間に空隙を作るため、周辺地盤変位の原因となる。

特にオープンケーソンでボイリングやブローアップを起こしたり、左右に傾きながら沈下したりする場合には、周辺地盤を乱すため、地盤の変状を起こしやすい。比較的周辺地盤を乱さないと言われているニューマチックケーソンにおいても、エアブローなどがある場合には、かなり広い範囲の地盤に沈下を生じさせる。



ケーソンの沈設に伴い、フリクションカッターの空隙やケーソン躯体と土のフリクションによって地盤が沈下する。

図-1.7 ケーソンのフリクションカッターによる影響

このような地盤の沈下を防ぐために、フリクションカッターの寸法を小さくしたり、油やビニールを貼付して摩

擦を軽減するなどの対策が必要である。また、ケーソン周辺に“縁切り矢板”を打設する場合もある。

このように、新設構造物の施工に伴う周辺地盤の変状は、通常の施工方法による限りある程度避けられないものである。したがって、本要領ではこれらの地盤変位の影響を考慮して、近接程度の判定を行うこととしている。

(3) 特殊条件や施工上の不注意による地盤変位

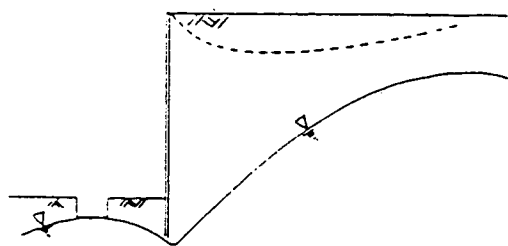
地盤変位を生じさせる要因は前項で挙げたものの他に、施工上の不注意によるものや各現場の特殊条件によるものもある。このような特殊なものは本要領では対象としていないので、施工にあたって別途検討する必要がある。主な項目を挙げると次のようになる。

① 地下水低下による圧密沈下

根切り工事においては、掘削と同時に排水を行うことが重要となるが、排水にともない周辺地盤の地下水位が低下するため、排水期間が長い場合、低下地下水面以上の地盤の圧密沈下が生じる（図-

1.8)。理想的な一次元圧密状態の場合は圧密量の計算が可能であるが、根切り工事のような掘削排水に伴う圧密量の予測はなかなか困難である。

排水による地下水低下の影響は以外に大きく、山の手台地の河川護岸工事において観測した例では、幅約7.5 m、深さ9.7 mの掘削排水により、工事箇所からおよそ100 m離れた地点でも明らかに工事に起因する地下水面の低下（約1 m）が

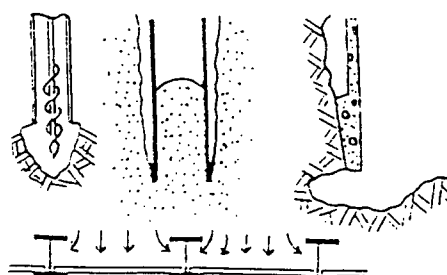


図－1.8 砂質土の地下水低下による圧密沈下

記録されている。この時同時に観測した地盤沈下の記録では、土留め矢板のすぐ近くで約10 mm、5 m～10 m離れた地点で4～6 mm、20 m離れた地点で0～2 mmの沈下であったという。²⁾

② 施工時に生じた空隙，余掘りに起因する変位

中掘りぐい施工時の余掘りや、杭あるいはケーソンの刃口付近に取り付けられたフリクションカッターによる余掘り、ケーソン施工時の栗石、転石等の除去による空隙，あるいは親杭式の土留め工において横矢板設置時の裏込め土の不良施工による空隙などにより、地盤に変位が生じる場合もある（図－1.9）。これらは施工の際に十分に注意すれば克服することができるので、近接施工の場合には特に施工管理に留意する必要がある。

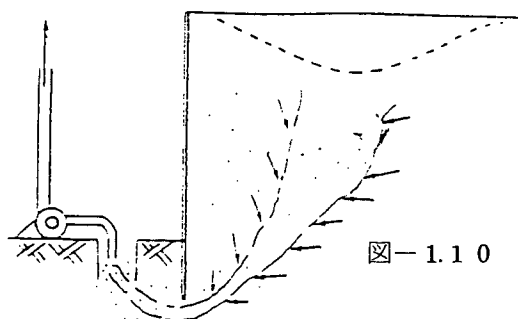


図－1.9 施工時に生じた空隙余掘りに起因する変位

また、場所打ち杭の施工において、孔壁の崩壊を泥水の注入により防止する場合、孔壁の崩壊は防止できても地盤内の応力は解放されるので、これに伴う地盤のゆるみが生じる恐れがある。

③ 施工時の排水に伴う“みずみち”による空隙

根切り工事には排水作業が伴うのが常であるが、特に砂質地盤における排水において、地盤の砂粒子を排水しないように注意する必要がある。飽和砂質土における排水作業にあたって水だけでなく砂粒子も同時に排水しはじめると生じた空隙が掘削側から次第に矢板背面側に広がり、“みずみち”を生じることになる（図－1.10）。このみずみちを通して砂粒子が運ばれるので矢板背面に陥没が生じるばかりでなく、最悪の場合パイピング現象を起し急激な破壊を生じることがあるので十分注意しなければならない。



図－1.10 みずみち

1.2 用語の定義

- (1) 近接基礎工事……既設構造物の近傍において新設構造物の基礎の施工を実施することによって周辺地盤に変位が生じ，そのため既設構造物の安全性や機能に影響を与える恐れのある工事。
- (2) 近接程度の範囲……既設構造物と新設構造物の近接程度を工学的に表わしたもので，影響外範囲①，要注意範囲②，影響範囲③に分けられる。
- (3) 影響外範囲①……一般に，新設構造物の施工による地盤変位の影響が及ばないと考えられる範囲。
- (4) 影響範囲③……新設構造物の施工による地盤変位の影響が及ぶと考えられる範囲で，既設構造物がこの範囲にある場合は必要に応じて適切な対策工を実施すると同時に，施工中における既設構造物，仮設構造物，周辺地盤等の変位・変形の観測を行わなければならない。
- (5) 要注意範囲②……新設構造物の施工に伴う直接の影響は受けないが，影響範囲③の領域の土塊が変位することに伴う間接的な影響を受けて変位を生ずる可能性のある範囲で，既設構造物がこの範囲内にある場合には，特に対策工を実施する必要はないが，既設構造物の変位・変形観測のための現場計測を実施しなければならない。

1.3 近接工事の設計・施工

既設構造物に近接して橋梁基礎構造の施工を計画する場合には，あらかじめ既設構造物へ与える影響について検討し，必要に応じて対策工の実施や施工中の変位・変形の観測等，適切な措置を構ずるものとする。

(解 説)

近接基礎工事の設計においては，路線の全体計画や構造物基礎の支持層の選定等に対して十分に考慮し，本要領に従って対策工法・現場計測を適切に計画しなければならない。

なお，近接工事における計画から竣工に至る一般的な流れは図－1.11に示すとおりである。

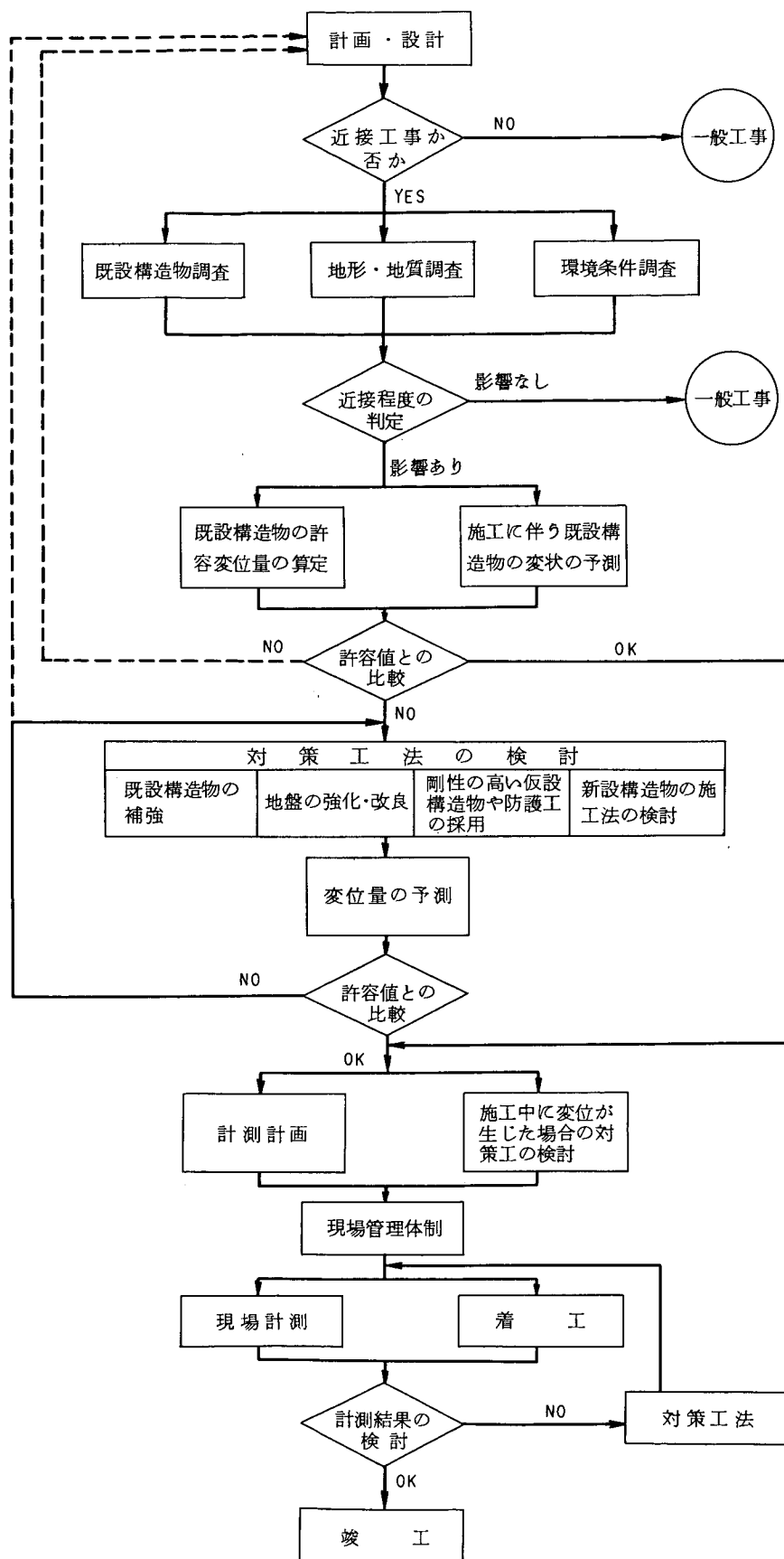


図 - 1.11 近接基礎工事の設計から竣工まで

第 2 章 調 査

近接工事を計画する場合には、原則として次の調査を行う。

(1) 地盤に関する調査

- ① ボーリング
- ② サンプルング
- ③ サウンディング
- ④ 土質試験
- ⑤ 地下水調査

(2) 既設構造物に関する調査

- ① 基礎構造物，下部工躯体，上部構造についての資料調査
- ② 施工実態や老朽の程度についての現場調査

表－ 2.1 近接基礎工事における地質調査

検討事項 調査法		仮設構造物 の変形に伴 う影響	ヒービング	施工機械の 振動による 沈下	施工に伴う地 盤の体積変化 に起因する変 位	ケーソンの 沈設時に生 じる空隙の 影響	地下水低下 による圧密 沈下
ボーリング		○	○	○	○	○	○
サンプルング		○	○	○	○	○	○
サ ウ ン デ ン グ	標準貫入試験	○	○	○	○	○	○
	ベーン試験	△	△	△	△		
土 質 試 験	土粒子の比重試験	△	△	△	△		△
	含水量試験	△	△	△	△		△
	密度試験	○	○	○	○	○	○
	粒度試験	△	△	△	△		△
	透水試験						△
	圧密試験			△	△		○
	せん断試験 (一面せん断，一軸 圧縮，三軸圧縮な ど)	△	△	△		△	
地 下 水 調 査	地下水位調査	○	○	○	○	○	○
	間隙水圧の測定	△		△			△
	現場透水試験						△

○……必ず実施すべき事項

△……状況によっては実施した方がよい事項

(解 説)

(1) 地盤に関する調査

既往の近接工事で大きな変動のため、工事が一時中断し対策が必要となった例を調べてみるとかなりのものが地盤の地質に問題があり、事前の地質調査不足に原因があると考えられる。近接工事では、地盤条件を十分把握しないまま設計・施工を行うと、既設構造物の変状を招く恐れがあるので、一般の基礎工事よりも特に十分な地盤調査が必要である。地盤調査項目と検討すべき地盤変位の諸要因との関係を表-2.1に示す。

(2) 既設構造物に関する調査

近接基礎工事の設計では、既設側の基礎構造について十分把握しなければならないのはいうまでもない。竣工図面に基づいて、基礎形式、形状寸法、根入れ深さを調べると共に、上部構造、下部構造、基礎構造について必要となる箇所の設計計算書をチェックし、具体的に既設構造物の設計条件、設計方法、応力状態などを調べて、許容変位量を検討するための資料を得る必要がある。

また、実際に図面通り施工されているか、老朽化に伴って構造物の耐力が計算値より低下していないかなどについても、現場調査を行って確認しなければならない。

第 3 章 近接程度の判定

3.1 近接程度の判定方法

(1) 近接程度は、既設構造物が新設構造物の形式や施工法と地盤条件から決まる次の3の範囲のいずれに属するかによって判定する。

① 影響外範囲 ①

② 要注意範囲 ②

③ 影響範囲 ③

(2) 近接程度の判定は、新設構造物の施工方法を考慮し、最も危険と考えられる段階ごとに行なうものとする。

(解 説)

(1) 近接程度の判定方法

近接程度の判定は、条文にあるように既設構造物が影響外範囲①、要注意範囲②、影響範囲③のいずれに属するかによって行なう。この3つの範囲は、主として新設構造物の形式や施工法と地盤条件から決まるものであり、それぞれの範囲の意味は1.2で定義したとおりである。

また、既設構造物が2つの範囲にまたがって存在する場合は、地盤条件や基礎本体の剛性を考慮して、総合的に判断しなければならないが、一般的には次のように判断してよい。

① 影響外範囲①と要注意範囲②にまたがる場合

要注意範囲②とする。(図-3.1)

② 影響範囲③にまたがる場合(図-3.2～図-3.4)

1) 既設構造物が直接基礎またはケーソン基礎の場合

影響範囲③と他の領域を区分する境界線が既設基礎底面を通る場合は影響範囲③とする。その

他の場合は要注意範囲Ⅱとする。

ロ) 既設構造物が杭基礎の場合

影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が基礎底面を通る場合、または影響Ⅲにかかる領域が基礎全体の概ね1/3 以上になる場合は影響範囲Ⅲとする。

ただし、この時の既設構造物の根入れ長 D_1 は次のように考える。(図-3.5)

- 直接基礎(木杭基礎を含む)及びケーソン基礎の場合
フーチングまたはケーソン本体の底面までの深さとする。
- 支持杭基礎の場合
杭の根入れ長とする。
- 摩擦杭基礎の場合
地表面から杭の根入れ長の1/2の点までの深さとする。

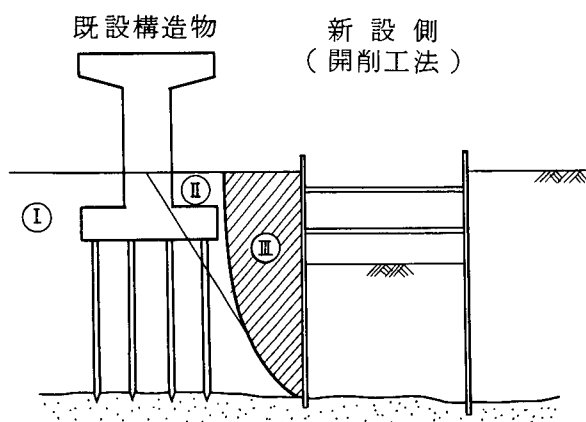


図-3.1 既設構造物が影響外範囲Ⅰと要注意範囲Ⅱにまたがる場合は要注意範囲Ⅱとする。
(Ⅰ①)

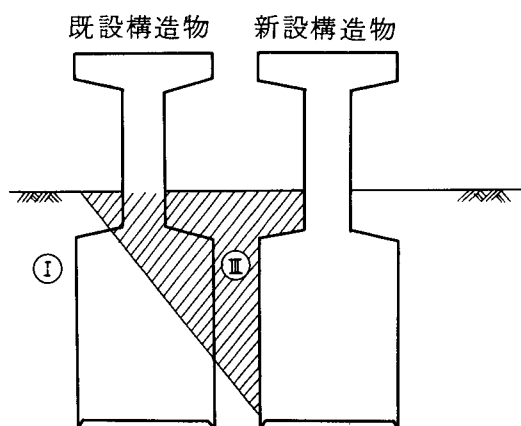


図-3.2 既設構造物が直接基礎またはケーソン基礎で影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が既設基礎底面を通らない場合は、要注意範囲Ⅱとする。(Ⅰ②Ⅰ)

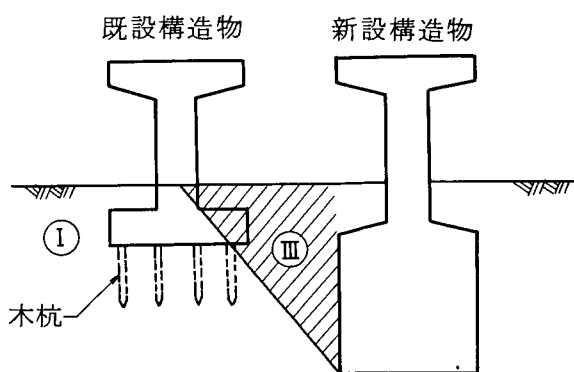


図-3.3 影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が基礎底面を通る場合は影響範囲Ⅲとする。
(Ⅰ②Ⅰ)およびロ)

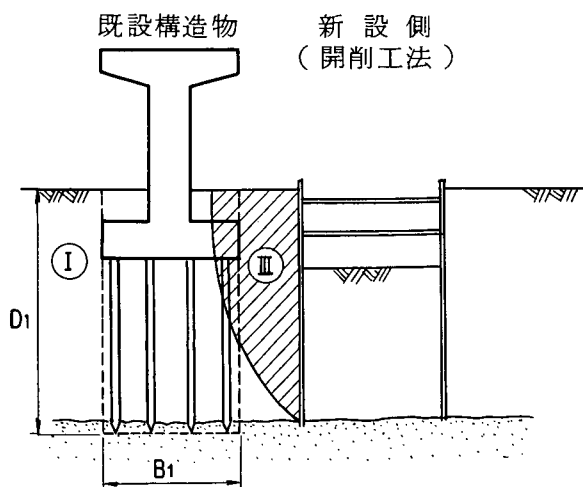


図-3.4 既設構造物が杭基礎の場合でも、影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が基礎底面を通らず、かつ影響範囲Ⅲにかかる部分が概ね1/3 以下の場合は要注意範囲Ⅱとする。
(Ⅰ②ロ)

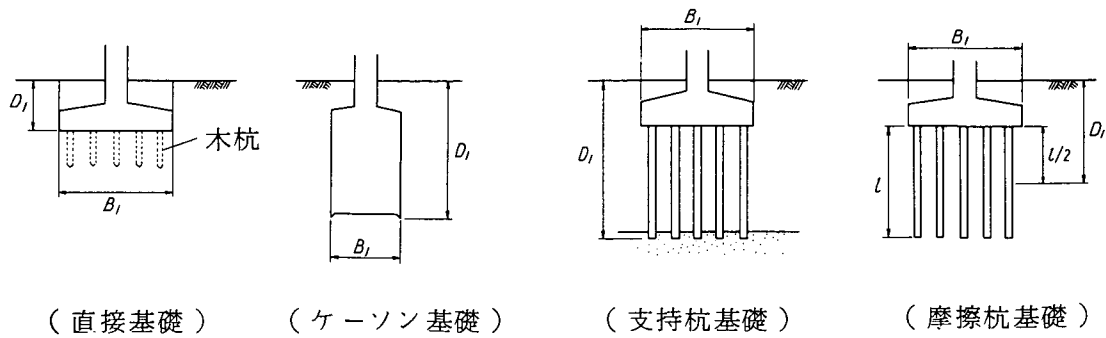


図-3.5 既設構造物基礎の幅と根入れ深さの考え方

(2) 各施工段階における近接程度の判定

各範囲の設定方法は新設側の施工方法，すなわち開削工法，ケーソン沈設および杭打設などによって異なる。したがって，例えば杭を打設してから開削を行なう場合のように複数の施工段階となるときは，その施工段階ごとに近接程度を調べなければならない。

3.2 近接程度の判定

(1) 新設基礎が開削工法の場合の影響範囲

新設基礎が開削工法の場合は，①土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲，②土留め壁の引抜きによる影響範囲，③ヒービングに対する影響範囲についてそれぞれ検討を行う。

① 土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲

① a 砂質地盤の場合

影響範囲Ⅲ……土留め壁に，計算上有意味なたわみ変形が生ずる深さを D_2 とし， D_2 に関してすべり線を対数ら線と仮定することによって得られる領域。この対数ら線は， D_2 に関して得られる任意の対数ら線のうち，対数ら線と土留め壁で囲まれた土塊の自重と既設構造物に作用する荷重，対数ら線に沿った粘着力，および土留め壁の反力によるモーメントのつり合いから，土留め壁の反力を最大にする対数ら線である。

(図-3.6)

影響外範囲①……上記以外の範囲(図-3.6)

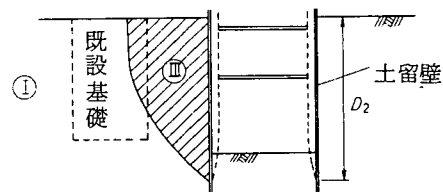


図-3.6 土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲(砂質土)

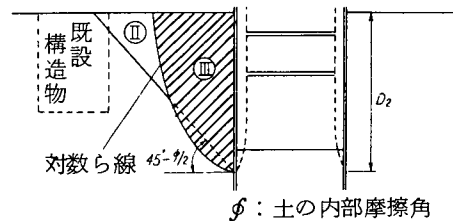
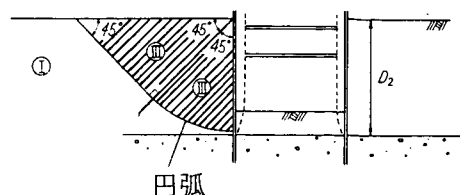


図-3.7 土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲(砂質土で，影響範囲Ⅲが既設構造物にかからない場合)

ただし、上記の判定において、影響範囲Ⅲが既設構造物にかからない場合は、図-3.7に示すように要注意範囲Ⅱを設定する。



⑤ 粘性地盤の場合

影響範囲Ⅲ……図-3.8に示される領域

影響外範囲Ⅰ…上記以外の領域

ここで、 D_2 は計算上土留め壁に有意なたわみ変形が生じる長さとする。

図-3.8 土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲（粘性地盤）

② 土留め壁の引抜きによる影響範囲

矢板などの土留め壁の引抜きを行う場合には、次のように影響範囲を設定する。

影響範囲Ⅲ……土留め壁先端から、水平面に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より内側の領域（図-3.9）

影響外範囲Ⅰ…上記以外の領域

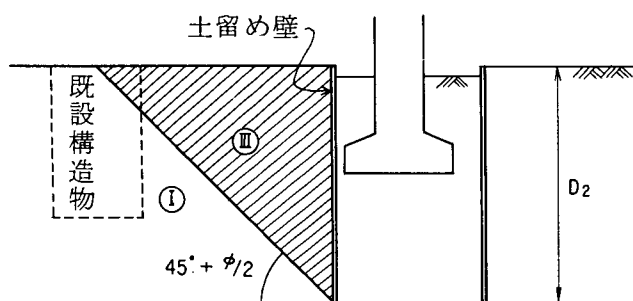


図-3.9 土留め壁の引抜きを行う場合の影響範囲

③ ヒービングに対する影響範囲

ヒービングに対する影響範囲は、(3.1)式を満たす場合には考慮する必要はない。

$$N_b = \frac{rH}{C} < 3.14 \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに N_b : 安定係数

r : 土の単位重量 (t/m^3)

H : 掘削深さ (m)

C : 掘削底面以下の地盤の粘着力 (t/m^2)

(3.1)式を満たさない場合は、次に示すように影響範囲Ⅲ、要注意範囲Ⅱを設定する。

影響範囲Ⅲ……図-3.10で示される範囲

要注意範囲Ⅱ…… “ “ “

影響外範囲Ⅰ……上記以外の領域

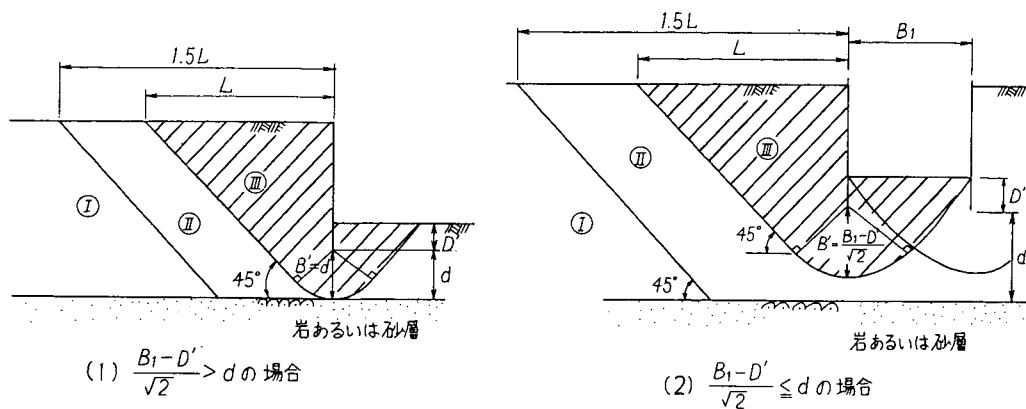


図-3.10 ヒービングに対する影響範囲

(2) 新設基礎がケーソン基礎の場合の影響範囲

① 通常のニューマチックケーソン工法の場合

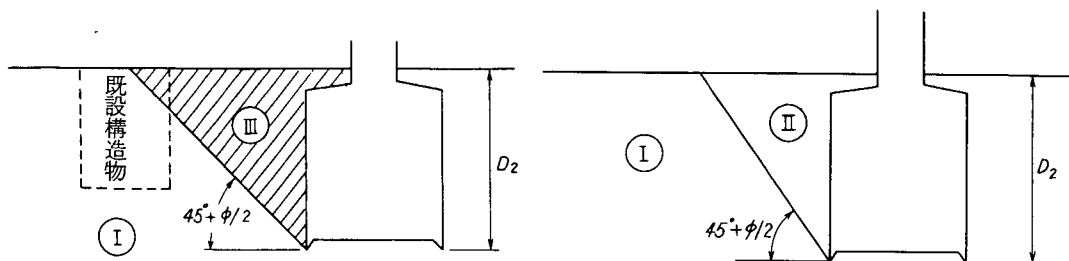
影響範囲Ⅲ……… ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より内側の領域 (図-3.11)

影響外範囲Ⅰ……… 上記以外の領域

② ニューマチックケーソン工法で、かつ、施工中の周辺地盤への影響に対して特別の配慮がなされている場合

ニューマチックケーソン工法で、次に掲げる項目に対して特別に配慮する場合は、通常のニューマチックケーソンの場合の影響範囲Ⅲを要注意範囲Ⅱとする。(図-3.12)

- ① フリクションカッターを設けない。
- ② ジェティング等、ケーソン周面地盤をゆるめるような摩擦低減工法を行わない。
- ③ エアブローが絶対に起こらない。
- ④ 余堀りを行わない。
- ⑤ 減圧沈下を行わない。



影響範囲Ⅲ ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より内側の領域

影響外範囲Ⅰ 上記以外の領域

要注意範囲Ⅱ ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より内側の領域

影響外範囲Ⅰ 上記以外の領域

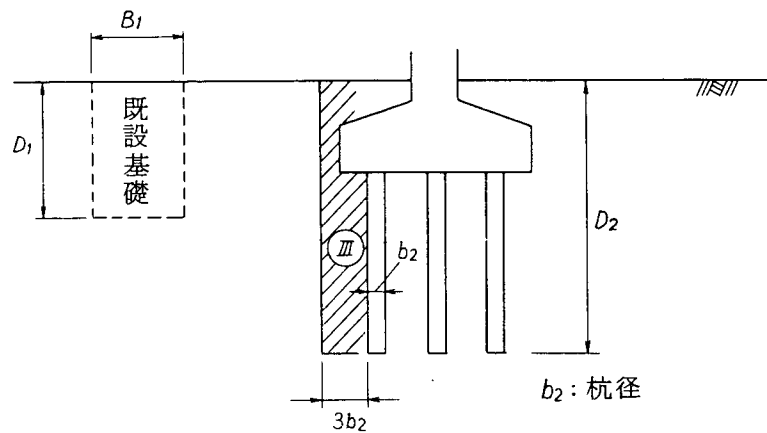
図-3.11 ケーソン基礎の場合の影響範囲 (通常のニューマチックケーソンの場合)

図-3.12 ケーソン基礎の場合の影響範囲 (特別に配慮されたニューマチックケーソンの場合)

③ オープンケーソンの場合

オープンケーソンの場合には(2)ー①通常のニューマチックケーソン工法の場合の影響範囲の検討を行うものとするが、粘性地盤の場合には(1)ー③のヒービングに対する影響範囲についても検討する。ただし、オープンケーソンの場合の底スラブコンクリートの打設は、水中コンクリートを原則として影響範囲を考慮しているため、排水により底スラブを打設する場合は別途検討する。

(3) 新設基礎が場所打ち杭の場合の影響範囲



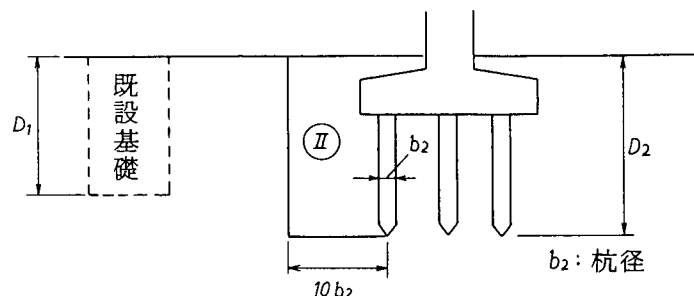
図－3.13 場所打ち杭基礎の場合の影響範囲

影響範囲Ⅲ……場所打ち杭の根入れ深さを D_2 とし、深さ D_2 、巾 $3b_2$ の領域。ここで、 b_2 は、場所打ち杭の杭径である。(図－3.13)

影響外範囲Ⅰ…上記以外の領域

(4) 新設基礎が既製杭打込み工法の場合の影響範囲

① 先端閉塞杭または開端PC杭の場合



図－3.14 既製杭打込み工法の場合の影響範囲(閉端杭の場合)

先端閉塞杭と、開端PC杭のように実断面の大きい先端開放杭の場合の影響範囲は以下のとおりとする。

影響範囲Ⅲ……深さ D_2 、および杭に本体からの距離が $10b_2$ 以内の領域

影響外範囲Ⅰ……上記以外の領域

② 鋼管開端杭の場合

影響範囲を特に設けない。ただし、既設基礎が杭基礎で、杭中心間距離が $2.5b$ 以内のときは、群杭としての検討を行う。

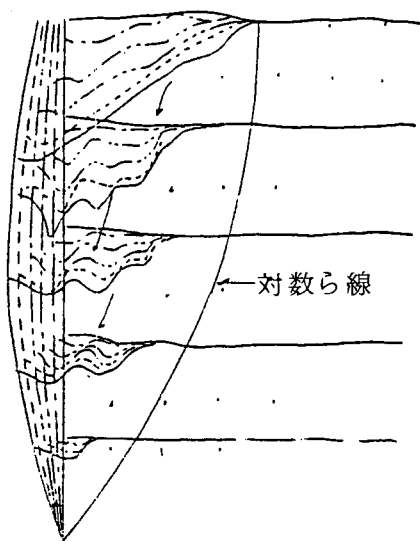
ここで $b = (b_1, b_2 \text{ の大きい方})$ b_1 : 既設基礎の杭径 b_2 : 新設基礎の杭径

(解 説)

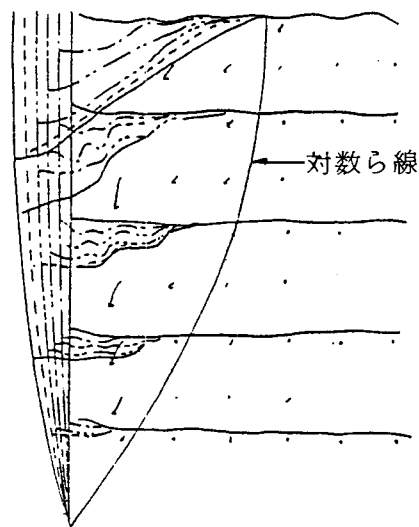
(1) 地盤変位の伝達機構

小型の二次元土槽を用いた実験的研究によれば、砂地盤における土留壁の変形モードと背面地盤の変位の状況は図-3.15(a)~(e)のようになる。(a)と(b)は通常の矢板のたわみ変形に近い変形モードであり、(c)は剛壁の回転変形、(d)は平行移動、(e)は下端に向かって変位が大きくなる場合である。背面地盤には標線と標点を設けて地盤の変位を観測できるようになっている。砂地盤をFEM計算で仮定するような連続体と考えれば、土留壁の変形に起因する地盤変位の発生領域は無限遠まで及ぶこととなるが、実際には、有意な地盤変位は、土留壁の近傍のある領域のみで発生し、その影響領域と影響を受けない領域の間で一種のすべり線が生じているものと思われる。図-3.15には、このすべり線を対数らせん線と仮定して求めた。

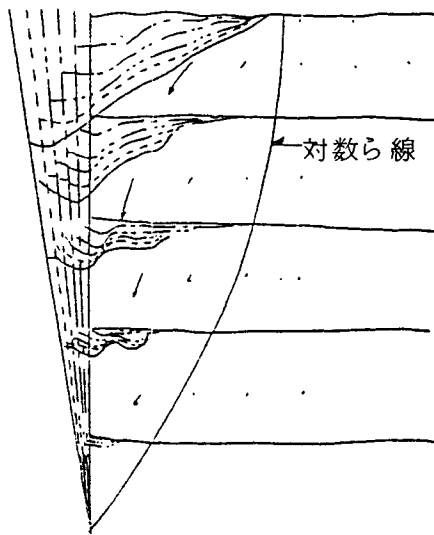
理論すべり線と水平と $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線のうち、よく合う方のすべり線を記入した。これによると土留め壁の変形が通常の矢板のたわみ変形に近い場合は対数らせん線が、また平行移動や下端変位が大きい場合には $45^\circ + \phi/2$ の直線が比較的良好に合っていることがわかる。したがって、砂地盤において、新設側の施工が開削工法やケーソン工法など、地中に地盤をゆるめる方向の変位を与える場合にはその影響範囲を対数らせん線と $45^\circ + \phi/2$ の直線を用いて表わすことができる。



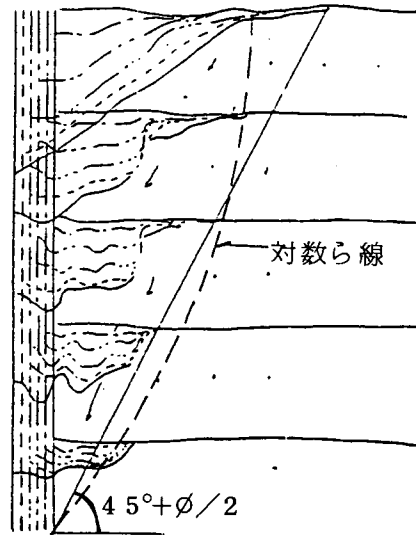
(a) たわみ変形



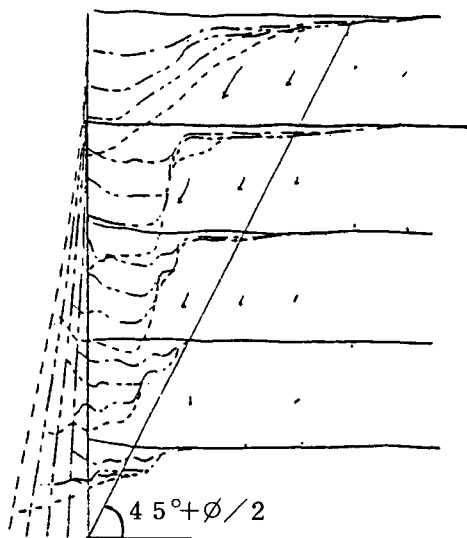
(b) たわみ変形



(c) 回転変形



(d) 平行移動



(e) 下端の変位が大きい場合

図-3.15 土留め壁の変形モードと背面地盤変位

粘性地盤の場合には、砂地盤のような明確なすべり線は現われないが、図-3.16 に示すように円弧と 45° の直線によって、背面地盤の影響範囲を推定できることが実験的研究で確められている。

また、図-3.17 に示すように砂地盤と粘土地盤が互層になっている場合にも、それぞれ単層の場合の影響範囲を重ね合わせることによって推定することができる。

新設側が場所打杭基礎の場合には、円形掘削のため土粒子のアーチアクション効果が期待できるとや、孔壁保持が図られることから開削工法の場合等に比較して、一般に周辺地盤への影響は小さいと思われる。本要領では現場計測結果等を勘案して影響範囲を $3b_2$ と規定した。

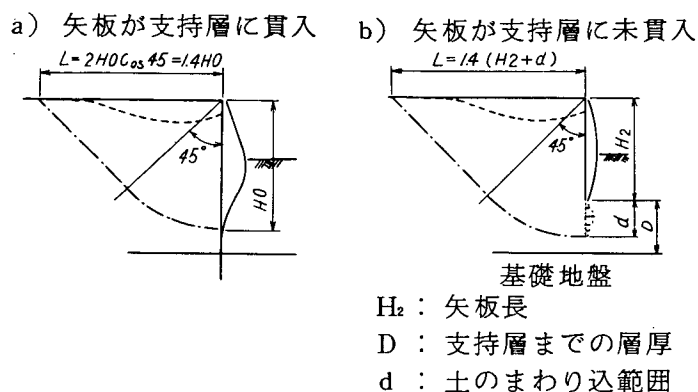


図-3.16 粘性土の場合の影響範囲

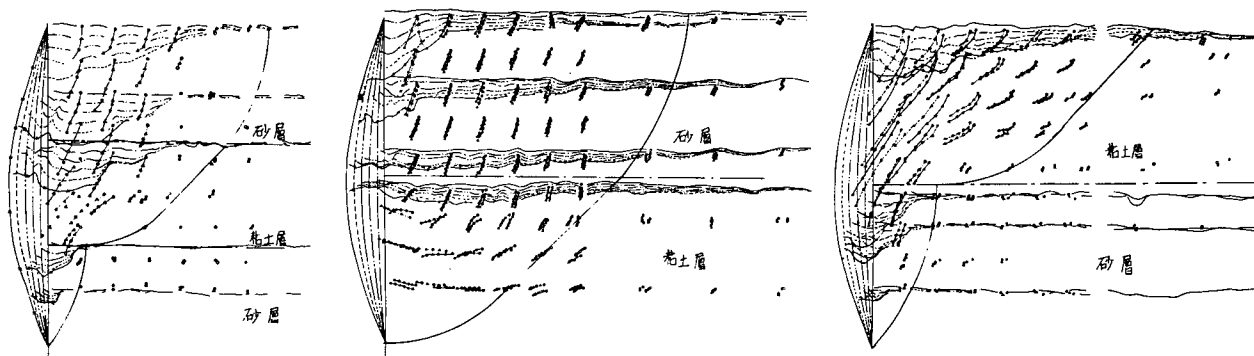


図-3.17 互層地盤の場合の地盤変位

新設側の施工が打込み杭基礎の場合は、反対に、地盤を既設構造物側へ押しやる方向に変位させることになる。この場合は、地盤の密度や圧縮性に大きく影響されるので、厳密には一律に決められないのであるが、これまでの計測例等から、閉端杭の場合で $10 b_2$ という範囲を設定した。

(2) 対数らせ線による影響領域の設定法

① 対数らせ線の決定法

対数らせ線は、0 を極とする極座標において

$$r = r_0 \exp (\theta \tan \varphi)$$

の点の軌跡で表わされる曲線である。図-3.18において、abd で囲まれた土塊が対数らせ線に沿ってすべろうとすると、土塊の自重 W_1 、土留め壁の反力 P 、すべり線 bd 上の反力 ΣR 、すべり線上の粘着力 C の4つの力が作用する。対数らせ線の性質として法線に対して角度 φ をなす直線は必ず極 0 を通るので、極 0 に対するモーメントのつり合いを考えると、 ΣR によるモーメントは常に 0 になる。したがって、 W_1 、 P 、 C の3力のモーメントのつり合いから

$$P = \frac{1}{l_1} \left\{ W_1 l w_1 - \frac{C}{2 \tan \varphi} (r_1^2 - r_0^2) \right\} \quad (\varphi \neq 0 \text{ のとき})$$

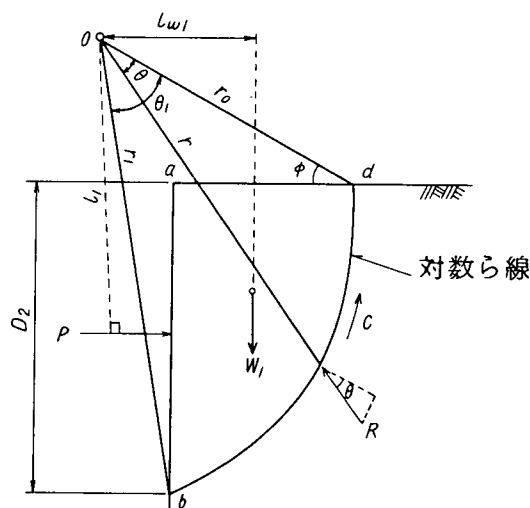


図-3.18 対数らせ線

$$P = \frac{1}{l_1} \{ W_1 l w_1 - \theta_1 C r_0^2 \} \quad (\varphi = 0 \text{ のとき})$$

となる。

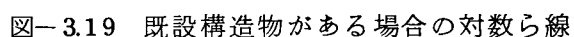
ある深さ D_2 に対して、 P が最大となる初期半径 $r_{0 \max}$ を求め、 $\exp\{\theta \tan \varphi\}$ を求める対数らせ線とする。

② 既設構造物がある場合の考え方

地表面に既設構造物があり、分布荷重が作用していると考えられるときは、 P の算定は次式による。

($\phi \neq 0$ のとき)

($\phi \neq 0$ のとき)



また、既設構造物からの荷重 Q は、原則として死荷重のみを考えるものとする。

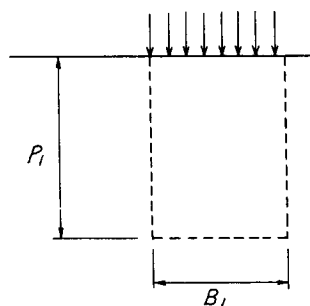
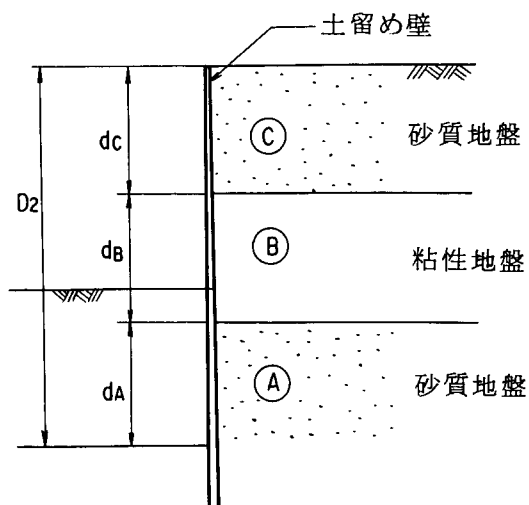


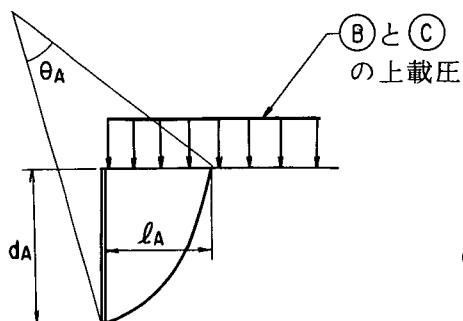
図-3.20 既設構造物

図-3.21 既設構造物の中間に対数ら線がきた場合

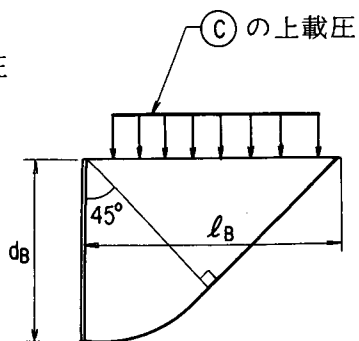
③ 地盤が互層になっている場合



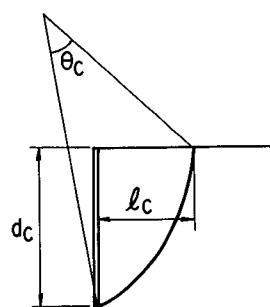
① 地盤



② 地盤



③ 地盤



重ね合わせる

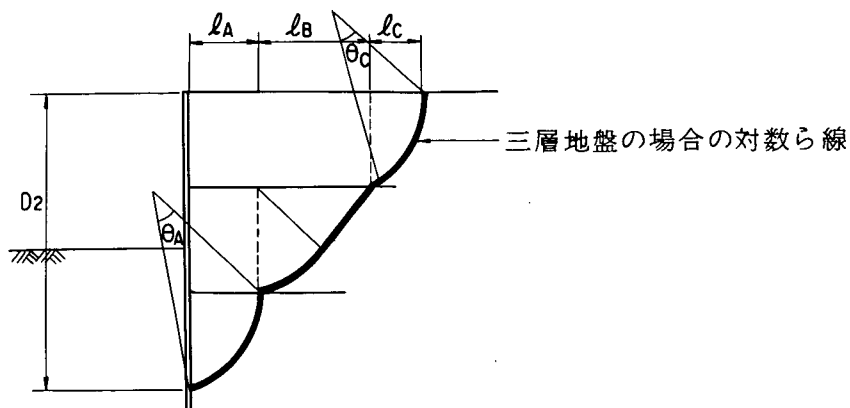
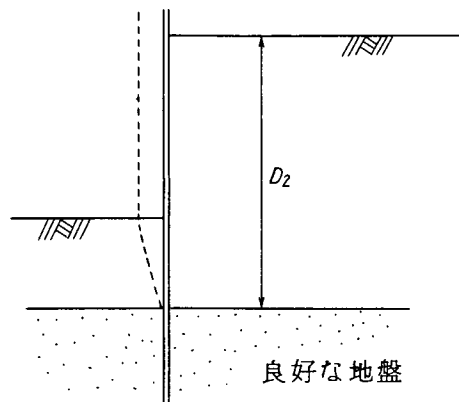


図-3.22 互層の場合の考え方

地盤が互層になっている場合には、図-3.22に示すように、それぞれ独立に対数らせ線（または円弧と 45° の直線）を求めた後、重ね合わせるものとする。

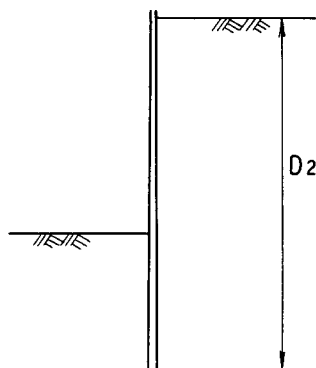
④ 開削工法の場合の D_2 の決定

近接基礎工事の場合の土留め壁は良好な地盤まで根入れすることを原則とし，その地盤までの深さを D_2 とする。ここでいう良好な地盤とは砂質土で N 値が 15 以上，粘性土で 10 以上とする。



図－3.23 D_2 のとり方

ただし，土留め壁の引抜きに対する影響範囲を検討する場合には，岩盤などのように，明らかに問題のない場合を除いて，土留め壁の全根入れ長を D_2 とするのがよい。

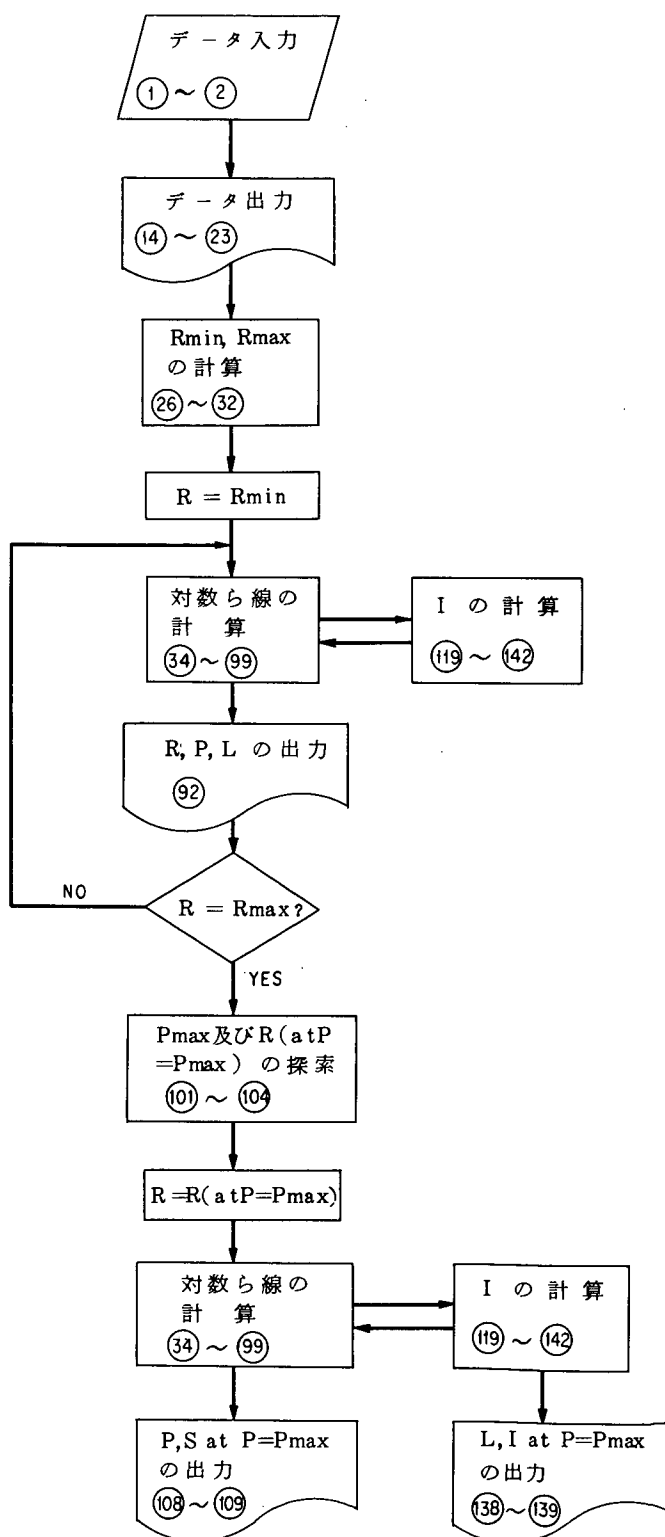


図－3.24 土留め壁を引抜く場合の D_2 のとり方

(4) マイコンによる単層の対数ら線の計算プログラム

対数ら線はマイコンによって計算するのが最も便利である。以下にYH言語 (YHP9825 A/S) による計算プログラムを示す。

① 計算フローチャート



ここで、○の中の数字はライン番号を示す。

図 - 3.25

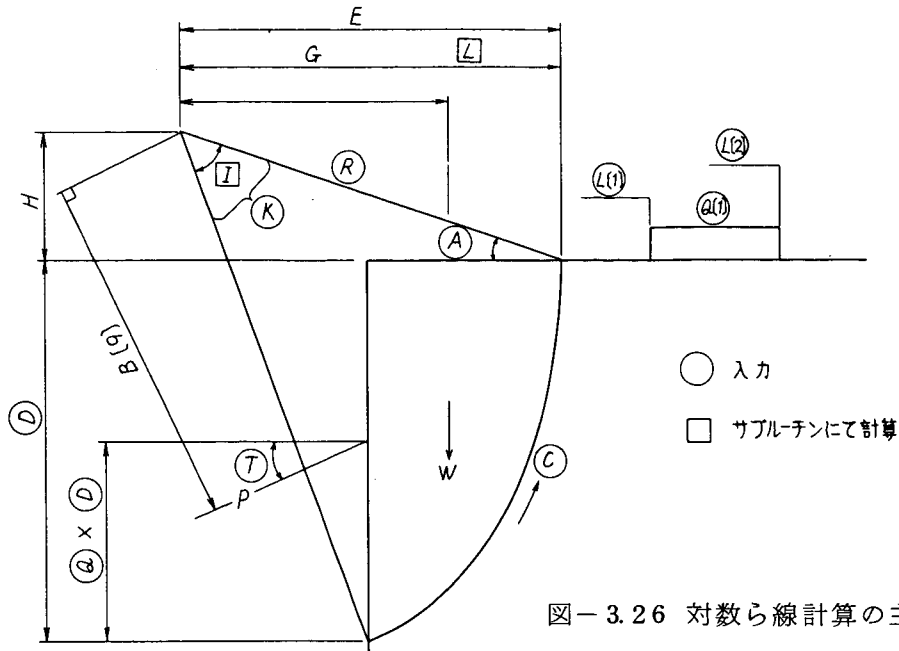


図-3.26 対数らせん計算の主要引数モデル図

② 入力の手順

- | | |
|----------------------------------|----------------------------------|
| ① "Depth ?" | : 地表面よりすべり始点までの深さ |
| ② "Angle of internal friction ?" | : 内部摩擦角 A (°) |
| ③ "Unit weight ?" | : 単位重量 U (r) |
| ④ "Cohesion ?" | : 粘着力 C |
| ⑤ "Coefficient ?" | : 土圧作用点までの係数 Q (ma) |
| ⑥ "Angle of side friction ?" | : 壁面摩擦角 T (°) |
| ⑦ "Division ?" | : 分割数 K (但し $20 \geq K \geq 3$) |
| ⑧ "Load ?" | : 荷重 Q[1] (但し等分布荷重) |
| ⑨ "Load L ₁ ?" | : 壁より荷重 (始点) までの距離 L[1] |
| ⑩ "Load L ₂ ?" | : " (終点) " L[2] |
| ⑪ "Ration of Increse R ?" | : 半径増用の入力 R[3] |
| ⑫ "Rmax ?" | : 計算する最大半径の入力 R[4] |
- "Rmax = " が入力されるので、これ以下の値を入力すること。

③ プログラム中の主要引数の説明

○ インプットデータ

- D すべり始点までの距離
- A 内部摩擦角 (°)
- U 単位体積重量
- C 粘着力
- Q 土圧作用点までの係数

T 壁面摩擦角 (δ)

K 分割数 (3 以上 20 分割まで)

Q [1] 荷重 (t/m^2 , Kg/m^2 等分布荷重を入力)

L [1] 土圧壁より荷重作用点 (始点) までの距離

L [2] " (終点) "

R 対数らせ線初期半径

R [2] 土圧 P の軌跡及び Pmax 点の対数らせ線を自動で求めるかどうか?

1 → 自動, 2 → 手動

R [3] R [2] = 1 の時; 初期半径の増分

R [4] " ; 初期半径の最大値…… OUT PUT R [14] を参考に入力する事

○ アウトプットデータ

R [1] 対数ラセンの最小半径 これ以上小さい r_0 にては計算不可能

R [14] 対数ラセンの最大半径……計算上の制限 (エリア) の為, 入力できる。

最大半径 → 入力 R [4] の参考とする為 OUT PUT される。

L 地表面と対数ラセンの交点の壁面からの距離

I 対数らせ線の内角 …… $90 > I$ の場合, R [1] となる。

S 側圧係数 K_H

④ プログラムリスト

```

0: "start":
1: ent "Depth ?",D
2: ent "Angle of internal friction ?",A
3: ent "unit weight ?",U
4: ent "Cohesion ?",C
5: ent "Coefficient ?",Q
6: ent "Angle of side friction ?",T
7: ent "Division ?",K
8: dim Q[2],L[2]
9: ent "Load ?",Q[1]
10: ent "Load L1?",L[1]
11: ent "Load L2?",L[2]
12: prt "Logarithmic Spiral Method"
13: spc
14: prt "Depth",D
15: prt "Angle of internal friction",A
16: prt "Unit Weight",U
17: prt "Cohesion",C
18: prt "Coefficient",Q
19: prt "Angle of side friction",T
20: prt "Division",K
21: prt "Load",Q[1]
22: prt "Load L1",L[1]
23: prt "Load L2",L[2]
24: dim A[10],B[10],C[2,20],D[15],R[16],X[3,30]
25: if K<3;gto "Error2"
26: D/(2.718*(1.57*tan(A))*cos(A)-sin(A))>R[1]
27: prt "Minum of Initial Radius",R[1]
28: 1>R[2]
29: ent "Ration of Increase R?",R[3];R[1]>R
30: R[3]*19+R[1]>R[14]
31: prt "Rmax=",R[14]
32: ent "Rmax?",R[4]
33: 1>R[5];1>0;1>D[1]
34: "Loop R":spc ;spc ;0>B[5];0>B[6]
35: if R[2]=0;prt "Initial Radius",R
36: R*cos(A)>E
37: R*sin(A)>H
38: cll 'Angle'
39: E-L>G
40: if I>90;gto "Error3"
41: I/K>M
42: M/180*pi>A[1]
43: -G>C[1,1];H>C[2,1];L>C[1,3]
44: 0>C[1,2]>C[2,2]>C[2,3]
45: for N=0 to K-2
46: M*N>A[2]
47: A[1]*N>A[3]
48: R*2.718*(A[3]*tan(A))>A[4]
49: A[4]*sin(A+A[2])>A[5]
50: A[4]*cos(A+A[2])>A[6]
51: M*(N+1)>A[2]
52: A[1]*(N+1)>A[3]
53: R*2.718*(A[3]*tan(A))>A[4]
54: A[4]*sin(A+A[2])>A[7]
55: A[4]*cos(A+A[2])>A[8]
56: N+4>J
57: A[8]-G>C[1,J]
58: H-A[7]>C[2,J]
59: A[7]-A[5]>A[9]
60: A[6]-A[8]>A[10]
61: A[9]*(A[8]-G)>B[1]
62: 1/2*A[9]*A[10]>B[2]
63: B[1]+B[2]>B[3]
64: 1/2*(A[8]+G)*B[1]+(1/3*A[10]+A[8])*B[2]>B[4]
65: B[5]+B[3]>B[5]
66: B[6]+B[4]>B[6]
67: if N=K-2;gto "XXX"
68: next N
69: "XXX":J+1>J
70: 0>C[1,J]

```

```

71: -D→C[2,J]
72: 1/2*(D+H-A[7])*(A[8]-G)→B[3]
73: (1/3*(A[8]-G)+G)*B[3]→B[4]
74: B[5]+B[3]→B[5]
75: B[6]+B[4]→B[6]
76: B[5]*U→W
77: B[6]/B[5]→B[7]
78: if L=L[1] or L<L[1];0→Q[2]
79: if L[1]<L and L<L[2];(1/2*(L+L[1])+G)*(Q[1]*(L-L[1]))→Q[2]
80: if L=L[2] or L>L[2];(1/2*(L[1]+L[2])+G)*(Q[1]*(L[2]-L[1]))→Q[2]
81: W*B[7]→B[8]
82: B[8]+Q[2]→B[8]
83: (G+2*(H+(1-Q)*D)↑2)↑.5*cos(atn(G/((1-Q)*D+H))-T)→B[9]
84: if A=0;(B[8]-C*π*R↑2*I/180)/B[9]→P;jmp 2
85: (B[8]-1/2*C*(G+2*(H+D)↑2-R↑2)/tan(A))/B[9]→P
86: 2*P/(U*D↑2)→S
87: S*cos(T)→S
88: J+1→J
89: 0→C[1,J]
90: -(D-Q*D)→C[2,J]
91: if R[2]=0;goto "Auto"
92: prt "R= ",R,"L= ",L,"P= ",P
93: L→X[1,0];P→X[2,0];R→X[3,0];0+1→0
94: R[3]→R[16]
95: if 0<=13;R[3]/2.5→R[16]
96: if 0<=10;R[3]/5→R[16]
97: if 0<=7;R[3]/7.5→R[16]
98: if 0<=4;R[3]/10→R[16]
99: if R[4]-R=0;R+R[16]→R;goto "Loop R"
100: 0→R[15]
101: for N=1 to 0-1
102: X[2,N]→R[6];if R[6]>R[15];R[6]→R[15]
103: if R[15]-X[2,N]=0;X[3,N]→R
104: next N
105: "Auto":if R[5]>0;0→R[5];1→R[13]
106: if R[13]=1;1→D[1];0→R[13];jmp 9
107: if R[2]≠0;0→0;jmp 8
108: prt "Earth Pressure",P
109: prt "Earth Pressure coefficient(Kh)",S
110: jmp 4
111: "Errorr2":prt "Division<3"
112: jmp 2
113: "Error3":prt "Increase R,Rmin=",R[1]
114: ent "Chenge R ?",R;0→D[1]
115: if R>0;0→R[2];goto "Loop R"
116: spc 2
117: stp
118: end
119: "Angle":0→I+J→F
120: "Loop":2.718↑(J*tan(A))*sin(A+I)→B
121: D/R+sin(A)→Z
122: Z-B→Y
123: if Y=0;goto "Result"
124: if F=0 and Y<0;1→F
125: if F=1 and Y>0;2→F
126: if F=2 and Y<0;3→F
127: if F=0;I+10→I
128: if F=1;I-1→I
129: if F=2;I+.1→I
130: if F=3;I-.01→I
131: I/180*π→J
132: if I>90;goto "Error1"
133: if F=3 and Y>0;goto "Result"
134: goto "Loop"
135: "Result":B*R→B;Z*R→Z
136: R*cos(A)-Z*tan(90-I-A)→L
137: if R[2]≠0;jmp 5
138: prt "Origin of sliding surface",L
139: prt "Interior Angle",I
140: jmp 2
141: "Error1":prt "Angle>90"
142: ret

```

(5) グラフによる単層の対数ら線の求め方

第2編 資料編 第3章を参照

第 4 章 変位量の検討

近接程度が影響範囲Ⅷと判定された場合には、既設構造物の許容変位量を設定し、対策工法の検討や現場管理に反映させるのを原則とする。また、要注意範囲Ⅸと判定された場合にも、許容変位量を設定し、現場管理上の目安とするのがよい。

(解 説)

(1) 許容変位量の設定

近接基礎工事においては、新設構造物の施工に伴って生じる既設構造物の変位が許容変位量を超えないように計画・設計しなければならない。また、施工中も随時現場計測を実施して許容変位量を超えないように現場管理を行なう必要がある。

許容変位量とは、上部構造（下部構造躯体を含む）の機能と安全性を保持する上で許容される変位量であり、通常は地盤条件等から決まるものではない。既設構造物が一般的な道路橋の場合には、主として次のような要因が考えられる。

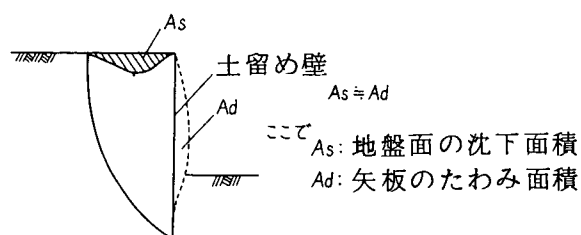
- ① 伸縮継手や支承の移動可能量、自動車の走行性などから定まる変位量
- ② 連続桁やラーメン構造の場合、上部構造及び下部躯体の応力度から定まる変位量
- ③ 確保すべき桁下空間や建築限界などがある場合にはそれらから定まる変位量

上部構造においてこれらの諸量を決定すれば、下部構造の許容変位量を計算することができる。ただし、許容変位量の設定にあたっては、それが絶対変位量に対するものであるのか、不等変位量に対するものであるのかを明確にすると共に、既設構造物が永久構造物としてさらに存置されるのか、新設側の施工後に撤去されるものであるかなどについても、合理的に評価する必要がある。

(2) 既設構造物の変位量の予測

既設構造物の変位量の予測方法については、現在のところ必ずしも合理的な手法が確立されている訳ではない。これまで、既設構造物の変位を推定するために、有限要素法などが時折用いられているが、有限要素法では地盤を弾性連続体と仮定しなければならないという決定的な欠陥があるため、計算結果はあまり信頼性がないようである。

これまでの土留め壁背面地盤の変位に関する実験結果によれば、図-4.1に示すように、土留め壁のたわみ面積 A_d と地盤面の沈下面積 A_s との間には $A_d \div A_s$ という関係がある。したがって、土留め壁のたわみ変形に限らず、地中部に何らかの変位が生じた場合には、その影響範囲内の地盤に同じだけの変位が発生するものと考えてよい。このような変位を生じる地盤内に既設構造物があると、地盤変位の影響を受けて既設構造物も変位する訳であるが、その変位量は、既設構造物のうち影響範囲内にある部分の割合と、既設構造物本体の剛性に左右される。これまでの現場計測結果によれば、既設構造物が「要注意範囲Ⅸ」と判定された場合には、既設構造物の変位は0～5mm程度の沈下となった例が多く、「影響範囲Ⅷ」と判定された場合には、地盤の変位量の分だけ既設構造物も変位することを見込んでおくのがよいようである。



図－4.1 地盤面の沈下面積と矢板のたわみ面積

第5章 対 策 工 法

既設構造物が影響範囲内にある場合には適切な対策工法を講じなければならない。

（解説）

対策工法は主として次の4つに分類されるが、それぞれの現場に応じて最も適切な工法を選択しなければならない。

- (1) 既設構造物，特に下部構造，基礎構造を補強し，変形に対する抵抗力を高める。
- (2) 地盤の強化，改良を行って，変位の伝播を抑える。
- (3) 新設側構造物の本体あるいは仮設構造物の剛性を高め，原因となる変形を抑える。
- (4) 新設構造物の施工法に関して各種別ごとに適切な工法を選択すると共に状況に応じて工法上の配慮をする。

以下に代表的な対策工法例を挙げる。

(1) 既設構造物の補強

工 法 の 概 要 ・ 特 質

① 仮受の設置

○ 既設構造物が比較的軽い場合、既設構造物を供用しながら施工する場合の安全確保や既設構造物の荷重により近接基礎工事中の変状が予測される場合に荷重分散による効果が期待できる。

○ 近接基礎工事によって生ずる既設橋への影響の程度と内容は仮受時に判断が難しく、仮受けを撤去する場合、撤去後においても既設橋の挙動観測が必要である。場合によっては既設橋に対して新たな対策工が必要となるケースも考えられる。また、基礎型式によっては仮受け撤去により既設橋が新設橋に影響を及ぼすことも考えられる。

以上の点から近接基礎工事における仮受け工は、新設橋完成後に既設橋を撤去する場合、あるいは近接施工の影響の少ない場合の防護措置、他の対策工法を施すまでの応急措置として扱うべきものと思われる。

図-5.3は、近接基礎工事に関連はないが既設橋基礎の根入れをより深くするための(上部単純桁)仮受けの検討事例であり、仮基礎として直接基礎と杭基礎との両者の場合を出した。直接基礎の方は荷重移項、上部の修復のためのジ

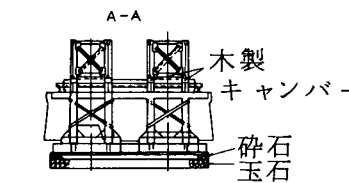
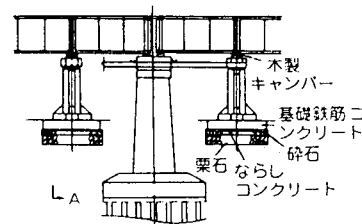


図-5.1 仮受の設置

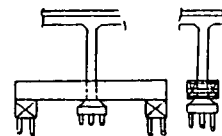


図-5.2 梁による仮受け

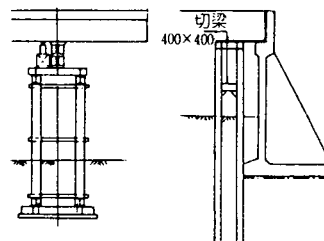


図-5.3 支柱仮受け事例
①直接基礎による仮受け
②くい基礎による仮受け

工 法 上 の 問 題 点

○ 仮受工の施工が新設側構造物に支障を及ぼす恐れがある。

○ 上・下部が静定で単純な構造ほど適しており、不静定で複雑な構造になると仮受け位置の選定、構造あるいは荷重移項の制御などに難点が出てくる。

○ 支柱方式では、支柱が圧縮材であるため座屈止めに十分なブレーシングが必要であり、また水平荷重に対する安全性が低く、高さによっては既設橋下部工との間に切梁をかい、締結をしておく等検討対策が必要となる。梁による方式の場合、仮受け水平梁と既設橋との連結部に対して十分な安全性を見込む必要がある。

両方式とも荷重の移項を行なう場合はジャッキ設備を用いた方がよく、既設橋の仮受け点等に過度な応力が発生しないよう十分な検討と管理が必要であり、仮基礎の不等沈下を低く抑える、もしくは、吸収するような配慮が必要である。

工 法 の 概 要 ・ 特 質

ャツキ設備を考えている。

② ブレーシングによる補強

○ 躯体の補強工は、近接施工時の既設橋基礎（地盤）の局部的変位（沈下、水平変位）に伴う既設橋の変状を抑制するため、図－5.4 に例示したように、既設橋の躯体の継面剛制を増加させ、荷重の分散効果をはかる工法である。一般に図－5.4 に示した斜材と壁による補強の他に、単なる断面増加、独立基盤の連結などが考えられる。

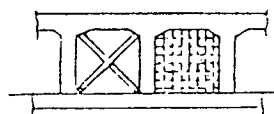


図 - 5.4 躯体の補強
(左) 斜材による補強
(右) 壁による補強

○近接基礎工事によって生じる基礎の荷重再配分に対して
 (左) 斜材による補強
(右) 壁による補強
 検討が必要であり、地盤の緩み等により局部的耐力の
 減少がそのまま残存しているため、場合によっては新たな対策工法が必要となるこ
 ともある。このため、仮受け工と同様に防護措置、応急措置的なものと考えられる。

なお、補強材は変状の発生・進行を防止するため、撤去しない方がよいと考えられるが、もしも撤去する場合は、撤去時およびその後の挙動観測が必要である。

○壁による方法はRC構造にRC壁を用いて、斜材による方法は鋼構造に用いられることが多い。特に斜材による方法は、躯体がトラス部材としての強度を有していることが必要であり、斜材と躯体との接合部および斜材の緩みについて十分な検討と管理が必要となる。

③ 増し杭等による補強

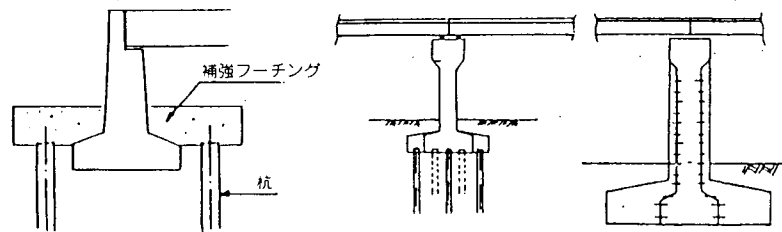
○基礎の耐力上問題となるのは鉛直支持力と沈下（傾斜，転倒），水平支持力と水平変位（滑動，水平地盤反力），部材応力などであるが，基礎の補強工は近接施工にと

工 法 上 の 問 題 点

。本工法は、比較的簡便な対策工法と思われるが、近接基礎工事において、これらの工法を有効かつ合理的に適用できる躯体は限定されている。

○ 本工法は他の工法に比較して確実と思われるが、作業個所、桁下空間に制限があるなど多くの設計施工上

もなって生ずる既設橋基礎の耐力不足を基礎の増設により補強しようとするものである。



図－5.5 基礎の補強
(左,中) 基礎杭の増設
(右) 直接基礎の支持面積増

一般的な補強方法としては図－5.6に例示したように基礎杭の増設（本数，根入れ長，断面の増）直接基礎では支持面積の増大などが考えられ，基礎と躯体の部分的補強と全面的補強の場合がある。

○新設構造の形式，近接程度あるいは既設橋基礎の状態によっては，既設橋の補強基礎と新設橋基礎上に下部を一体として施工し，各上部を支持するのが有利となる場合も考えられる。

○補強の施工時期としては，事前の対策工法とするか，変状確認後とするか判断が難しいが，近接基礎工事による影響が軽度な場合は，他の応急的対策工法も考慮しながら変状確認後に施工するのが，影響内容をある程度把握できることなどから適切な補強となると考えられる。

④ 地中梁または，ストラットによる補強

の制約があること，耐力上問題となる項目に対する部分的補強が欲しいことなどもあり，合理性施工性に欠ける面もある。このため，他の対策工法との十分な比較検討が必要となる。

○補強方法，内容によっては施工上の制約もあり，本工法自体が既設橋に対して近接施工となること，あるいは，新設構造物の近接施工の影響を受けることも十分考えられ，必ずしも絶対的な工法といえない場合もあり，挙動観測が必要となる。

○既設橋基礎が荷重の一部を分担する（部分的補強）場合，増設基礎との荷重分担割合あるいは増設基礎への荷重移行に対する十分な検討が必要である。また，全面的補強の場合も含めてフーチング等に新旧コンクリートの打継目を設ける時は，設計施工に対する十分な配慮も必要となる。

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
◦ 構造物の柱と柱の間をはりを付して補強する方法で、ラーメンやアーチなどのように、基礎の不同変位により応力上の支障の生じやすい不静定構造物に対して用いられ、構造物の強度や剛性を増大させるものである。 ◦ 近接して深い根堀りなどを行う場合は、大形地中梁を付すと共に杭による補強を併用する場合がある。 ⑤ アンカーあるいは、タイロッドによる補強 ◦ 既設構造物に穴をくりぬき構造物の背面土砂内にアンカーを行う工法で、水平抵抗をアンカーあるいはタイロッドに期待し、構造物のもつ水平抵抗力の一部を負担させようとするものである。	◦ この工法は、構造物自体の強度や剛性を増大させることは期待できるが、基礎沈下に対しては、別工法と併用させる必要がある。 ◦ 水平方向に対する補強は、ある程度期待できるが鉛直方向の増強に全く効果がない。 ◦ アンカーの地震時の効果については、不明確である。



図 - 5.6 地中梁による補強

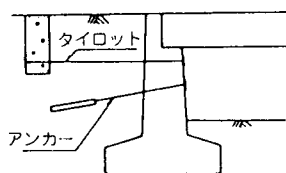
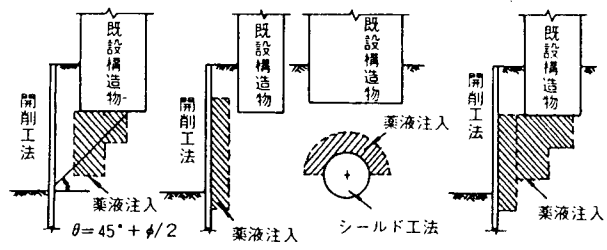


図 - 5.7 アンカーおよびタイロッド

(2) 周辺地盤の強化・改良及び防護工

工 法 の 概 要 ・ 特 質						工 法 上 の 問 題 点																																																																																			
① 薬液注入工法 ② 薬液注入範囲 (a) アンダーピニン グ方式 (b) カーテンウ ォール方式 (c) カバーロ ック方式 (d) 併用方式  図-5.8 薬液注入範囲 ③ グラウトの種類 <table border="1"> <thead> <tr> <th>注入目的</th><th>岩盤大小の割目</th><th>岩盤発破口の小さい空洞</th><th>砂礫と粗粒砂 1 mm</th><th>粗粒砂ないし 中粒砂 0.2 mm</th><th>中粒砂ないし 細砂0.1 mm</th><th>シルト その他</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="5">止 水</td><td></td><td></td><td></td><td>ケミカル済</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td>アスファルト乳済</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td>粘土・ケミカル</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td>粘土</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td>粘土・セメント</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td rowspan="5">強 化</td><td></td><td>セメント</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td>粗粒モルタル</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td>セメント</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td>粘土セメント</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td>粘土・ケミカル</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td>アスファルト乳済</td><td></td><td></td></tr> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td>ケミカル済</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>						注入目的	岩盤大小の割目	岩盤発破口の小さい空洞	砂礫と粗粒砂 1 mm	粗粒砂ないし 中粒砂 0.2 mm	中粒砂ないし 細砂0.1 mm	シルト その他	止 水				ケミカル済						アスファルト乳済					粘土・ケミカル						粘土					粘土・セメント					強 化		セメント						粗粒モルタル						セメント						粘土セメント							粘土・ケミカル								アスファルト乳済							ケミカル済			合理的な薬液注入を行うためには、注入目的に適合するように効果的にグラウトを地盤中に浸透固結させる必要がある。このためには周到な現地調査、土質調査、現場試験などが必要であり、特に適切なグラウトを選択することが重要である。グラウトは、セメントモルタル系、粘土系、薬液系（水ガラス系）に大別される。経済性は、粘土系、セメントモルタル系、薬液系の順に、グラウタビリティー（施工性）は薬液系、粘土系、セメントモルタル系の順に優れており、これら各種グラウトの特徴を考慮して切適に選択し
注入目的	岩盤大小の割目	岩盤発破口の小さい空洞	砂礫と粗粒砂 1 mm	粗粒砂ないし 中粒砂 0.2 mm	中粒砂ないし 細砂0.1 mm	シルト その他																																																																																			
止 水				ケミカル済																																																																																					
				アスファルト乳済																																																																																					
			粘土・ケミカル																																																																																						
			粘土																																																																																						
		粘土・セメント																																																																																							
強 化		セメント																																																																																							
		粗粒モルタル																																																																																							
		セメント																																																																																							
		粘土セメント																																																																																							
			粘土・ケミカル																																																																																						
				アスファルト乳済																																																																																					
				ケミカル済																																																																																					

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
② 石灰パイル工法 生石灰を粘性土地盤中にパイル状に打設し生石灰の作用により土中の含水量低下を計る工法である。 地盤の強度増加および沈下量の低減を期待するものであり粘性土地盤に適し、滞水砂層がある場合はその効果が著しく減ずる。 図 - 5.9 石灰パイル工法	なければならない。ただし、水ガラス系の薬液は一軸圧縮強度が $3 \sim 15 \text{ Kg/cm}^2$ 程度と小さいものが多いため、近接基礎工事において地盤の強化を目的とする場合にはセメントモルタル系のグラウトを用いるのがよい。しかし、強度の大きなグラウトでも、ろ過されたり局部的に団結してしまえば、強度の全体的向上を期待することはできないので、地盤が細砂や粘性土の場合には薬液注入工法による多大な効果を期待するのは無理である。 ○ 生石灰は吸水すれば、高熱及びガスを発生するので、十分注意して施工を行う必要がある。また、生石灰パイルの膨張率、吸水効果及びパイルの強度等不明な点が多いので十分な検討が必要である。

③ 連続地中壁による防護工

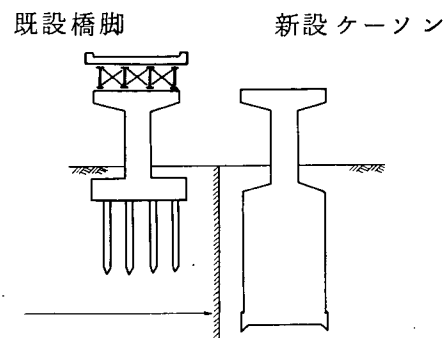


図 - 5.10 連続地中壁工法
による庶断壁

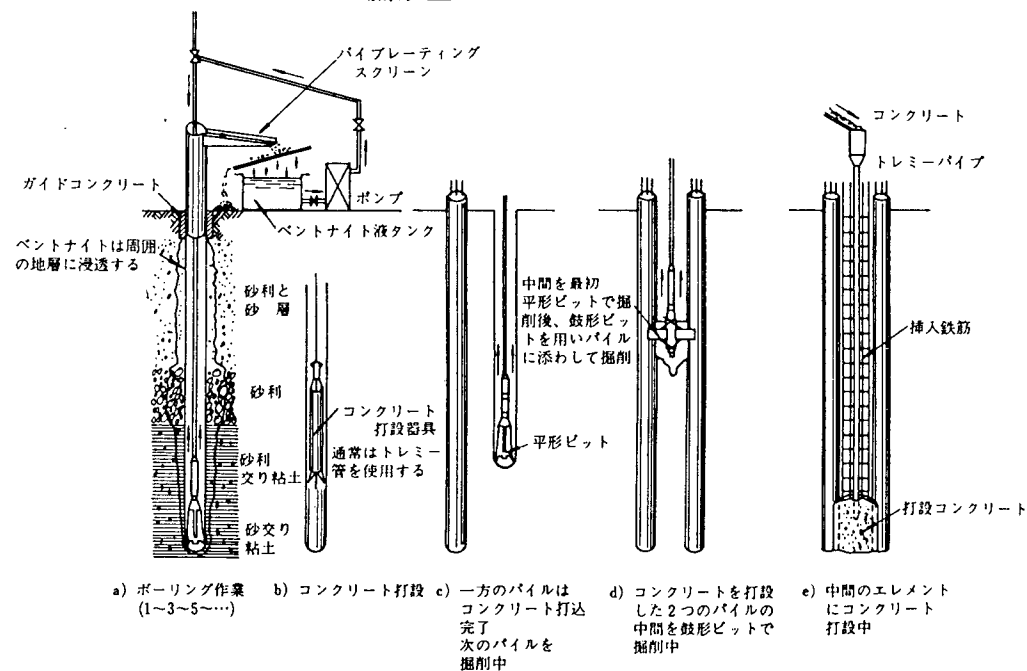


図 - 5.11 連続地中壁の施工例 (イコス工法)

連続地中壁は、低振動、低騒音で剛性の高い庶断壁を地中に構築することができる。

工法的には場所打ち杭工法に比較的以ているが、掘削孔が壁状になるため、孔壁の崩壊が起こりやすい。

(3) 施工法の選択

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
1) 直接基礎の場合 イ 掘削にともなうクイックサンドに対する措置 ① ウェルポイント ○ 砂地盤の掘削において、あらかじめ水位を低下する。 ○ 掘削底面での揚水圧を軽減。 ○ 掘削部の土地が不飽和状態となり、掘削が容易となる。 ○ 締切り矢板を使用する場合、矢板に作用する水圧を軽減できる。 ② 水中コンクリートの打設 ○ 掘削底面にコンクリートを打設し、クイックサンドを強制的に抑止する。 ○ 水位が高い場合の配削に適用。 ○ 周辺の地下水位を低下させることがないので、近接構造物への影響も少ない。 ○ 矢板の変形防止にも寄与。 ロ 掘削にともなうヒーピングに対する措置 ① 薬液注入工法 ② 水中コンクリートの打設	○ 周辺の地下水位を低下させ圧密沈下を引き起す可能性あり。 ○ 充分なる支保工が必要。 ○ 施工順序に注意。 ○ 揚圧力に対し十分に安全なように配慮しなければならない。

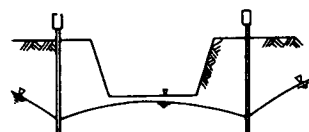


図 - 5.12 ウェルポイント

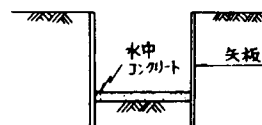
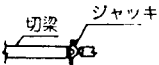
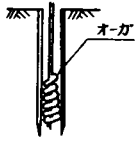


図 - 5.13 水中コンクリート

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
ハ 矢板の変形抑止工法 ① 切梁ブレロード ◦切梁に取付けたジャッキにより，矢板に荷重を作用させ，変形を抑止するもので，比較的簡易な手法にて深い掘削において一般に利用。  ② 腹起しの裏込め ◦切梁反力を有効にするため，腹起しと矢板の間をコンクリートなどで充填する。 ③ 矢板・支保工の剛性強化 ◦矢板・支保工の剛性を高め，変形を抑止する。 ii) 打込み杭工法の場合 イ 液状化防止工法 ① 地下水位の低下 例えばウェルポイント工法（a）イ①に同じ）。 砂地盤の不飽和化により液状化の危険性を少なくする。 ② 連続壁による締切り 締切ることにより，基礎の砂が逃げない。 液状化が懸念される近接構造物の支持地盤を連続壁で締切る。 支持地盤のせん断変形を拘束する。  ロ 周辺地盤移動防止工法 ① 中掘り杭工法 中空の杭（鋼管・P C）をオーガーで掘りながら押込む。 杭打ち振動によるゆるい砂地盤の沈下を防止。 	◦切梁位置，断面の検討。 ◦不均一な裏込めをしないよう注意。 ◦断面検討。 ◦かなり深くまで水位を低下させる必要も生ずる。 ◦周辺地下水位の低下により地盤沈下を引き起す可能性あり。 ◦連続壁の隙間の充填 ◦砂層でボイリングが生ずる恐れあり。 ◦杭周辺の支持層をゆるめる恐れあり。

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
杭の押込みによる土の排除が少ないため、地盤移動が少ない。 ② ブレーボーリング工法 場所打ち掘削機などによりあらかじめ削孔し、その孔に既製杭を入れる。 杭打ち振動によるゆるい砂地盤の沈下を防止。 ③ 圧入工法 既製杭を圧入機械装置やハンマー重量などで土中へ圧入。 杭打ち振動によるゆるい砂地盤の沈下を防止。 ④ 断面積の小さな杭の使用 開端杭で、かつ先端断面積の小さな杭を使用。 先端断面積が小さいため地盤を押戻す等の影響が少ない。 ⑤ 馬鹿穴の掘削 杭打ち前にあらかじめ馬鹿穴を掘っておく。 杭の押込みに伴う地盤の移動を防止。 iii) 場所打ちコンクリート杭の場合 イ 孔壁の崩壊防止 ① オールケーシング工法（ベント工法） バケットで掘削しながらケーシングを貫入させる。 ② 泥水管理 比重の高い泥水（安定液）を用い、孔壁の安定を計る。	◦ 杭周地盤をゆるめ、地盤の移動が生ずる恐れあり。 ◦ 泥水管理が重要。 ◦ 押込みに伴い、地盤を側方へ押し広げる恐れあり。 ◦ 杭打ち振動により砂地盤が沈下する可能性あり。 ◦ 馬鹿穴掘削に伴い、地盤がゆるむ恐れあり。 ◦ ケーシング引き抜き時の振動により周辺地盤に変位が生ずる恐れあり。 ◦ 孔内水位が下がった場合、砂層のボーリングが生ずる危険性あり。 ◦ 泥水の希釈・逸水に注意。 ◦ 地下水の事前調査が必要。

工 法 上 の 概 要 ・ 特 質

③ 孔内水頭の確保

孔内水頭を常に地下水位より高く保持する。

孔内水頭がある程度高ければ、泥水圧により孔壁崩壊を防ぐことができる。

④ 施工機械の足場の強化

⑤ 掘削機の上昇速度の制御

特にベント工法においてバケットの上昇速度をあまり大きくしないよう注意する。

掘削上昇に伴う負圧の発生を防ぎ、孔壁の崩壊を防止。

ロ ボイリング、ヒーピングに対する措置

① 孔内水頭の確保

(c)③に同じ

急激な水頭差を防げば、ボイリングやヒーピングは生じにくい。

iv) オープンケーソンの場合

ケーソン基礎は、信頼性の高い支持力を有し、河川の洗掘に対しても有効であるので、比較的大規模な橋梁基礎に用いられることも多い。

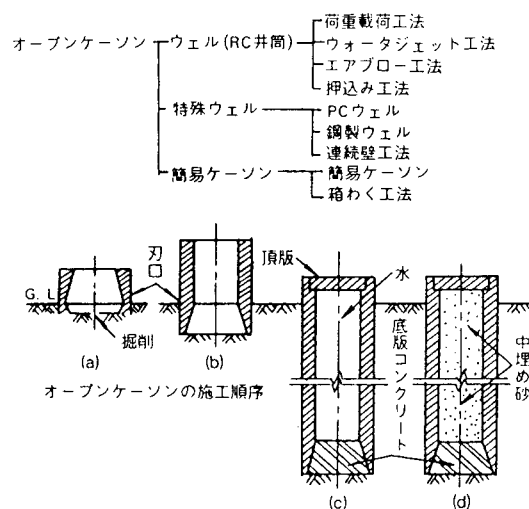


図-5.14 オープンケーソンの施工概要

工 法 上 の 問 題 点

○ 孔内水の逸水に注意。

○ 事前に透水層の有無等地下水状況を調査する必要がある。

① 掘削地盤の安定

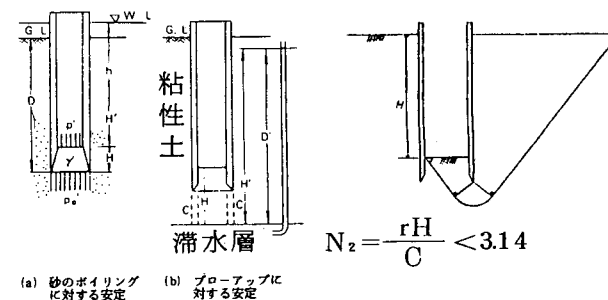


図-5.15 掘削地盤の安定

ケーソンの掘削段階において、ボイリング、ブローアップ等の現象が発生すると周辺地盤を乱すことになり、既設構造物へ影響を及ぼすことが考えられ

工 法 上 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
	るので、これらに対する検討が必要である。 a) 砂のボイリングに対する安定 ボイリングを防ぐには、$r'H \geq P'$ (r'は土の水中単位重量)となるようにP'を保つ必要がある。したがって、水替等による沈下は、避ける方がよい。 b) ブローアップに対する安定 粘性土層中の掘削底面が、その下方にある砂質土の滞水層に近づくと多量の土砂がケーソン内に噴出する現象(ブローアップ)の危険性が出てくる。ケーソン内外の水位差hを $h \leq \left(\frac{r'}{r_w} + \frac{C_m}{r_w A} \right) \cdot H$ 以下にしなければならない。 c) 粘土のヒーピングに対する安定 ケーソンでは、ケーソンの重量が周面摩擦を通じて周囲の土に伝えられるので開削の場合より危険側になる。したがってケーソンでは、被圧土 Fb をケーソンの重量を含めた大きめの値にするのが安全である。 ② ケーソンのたおれ、及び移動の矯正法の検討 近接してケーソンを施工する際には特に掘りこしや、ジェットによる摩擦の低減を避

工 法 上 の 概 要 ・ 特 質

工 法 上 の 問 題 点

けなければならないので、原則として自重による沈下を計画すべきである。一方、加減加重による沈下促進は、周辺地盤の乱れに対しては有効であるが、荷重が大きくなると全体がトップヘベーになり、傾きが生じやすくなり、これによる影響が生ずるので、注意が必要である。

③ 沈下の際の周面摩擦力の検討

○ 縦リブ付フリクションカッター

周面摩擦力を低減し、ケーソンのたおれを防ぐには有効である。(図-5.16)

○ 塗布式

ケーソン外周コンクリートに活性減摩剤による被覆塗膜を作り地中における土との摩擦抵抗を低減する。

○ シート式

ケーソン外周コンクリートと地盤とが直接接しないように、その間に強じんなすべりやすいシートを入れてすべりやすくするものである。

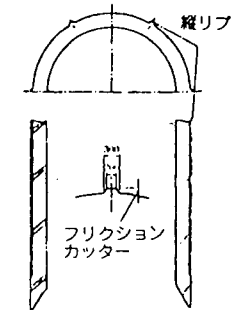


図-5.16 縦リブ

工 法 の 概 要 ・ 特 質

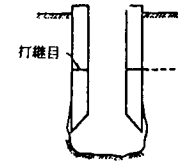
工 法 上 の 問 題 点

○送気式

あらかじめ、ケーソン躯体の側壁内に配管した送気管に圧搾空気を送り込み、外周壁面に設置したエアポケットのノズルよりこれを瞬間的に噴出させ、地盤との間にエーカーテンを作って、摩擦を低減するものである。

④ 掘越に対する注意

本体よりも掘削が先行すると、地盤を乱す原因となるので、注意する必要がある。



⑤ その他

ケーソン断面検討

地下連続壁等による遮断工の検討。

V) ニューマチックケーソンの場合

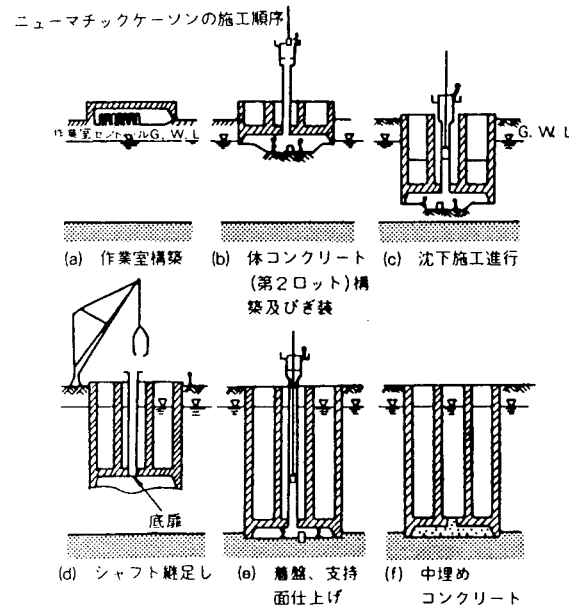


図 - 5.17 ニューマチックケーソンの施工概要

VI) 鋼管矢板式基礎の場合

鋼管矢板を構造物外周に打ち込み、躯体と合成して基礎を構成する形式で、ケーソン基礎と杭基礎の中間に位置付けを持つ半剛体基礎形式であり、鋼管ウェル基礎、鋼管矢板式井筒基礎、あるいは広く矢板式基礎などと呼ばれている。その施工法の特徴を生かし、河川あるいは海、港の水中基礎として国内における施工例も多い。図-5.18 鋼管矢板式基礎の施工型式

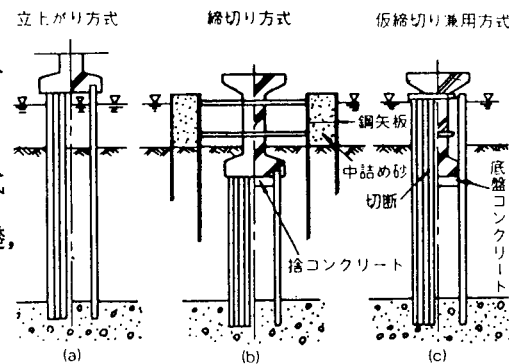


図-5.18 鋼管矢板式基礎の施工型式

① 減圧沈下の禁止

減圧沈下は、周辺地盤に対する影響が大きいため、避けた方がよい。

② エアブローに対する注意

特に玉石層や岩盤ではエアブローを起こしやすいので、注意が必要である。

③ 周面摩擦の検討

オープンケーソンに同じ。

近接施工上は、立上がり方式や仮締切り兼用方式が好ましいが、設計上や経済性に問題がある場合がある。

工 法 の 概 要 ・ 特 質	工 法 上 の 問 題 点
特徴としては ① 鋼管杭は打込み，または中掘りであり，既設橋脚に及ぼす近接上の地盤のゆるみや変形は少ない。 ② 上スラブと鋼管の接合は溶接となるので，多少技術的に不安が残る。	

第6章 現場計測

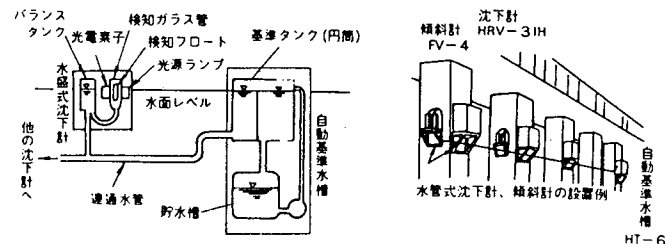
既設構造物が、要注意範囲または影響範囲内ある場合は、施工現場において既設構造物や仮設構造物、あるいは周辺地盤などの変位・変形の計測を実施するものとする。

（解説）

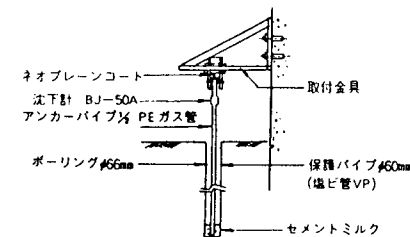
既設構造物が、要注意範囲または影響範囲にかかる場合は現場計測を実施しなければならない。計測対象としては、(1)既設構造物、(2)周辺地盤、(3)仮設構造物、(4)新設構造物などが考えられるが、近接程度に応じて適宜選択しなければならない。

次に、計測手法について代表的なものを列挙する。

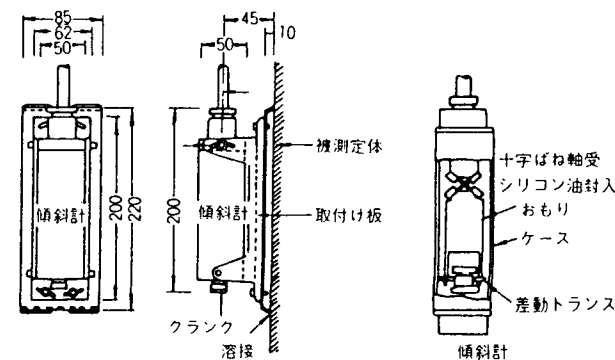
測定すべき挙動	測定項目	
既設構造物	沈下	① 水準測量……通常 2 週間に 1 回程度測定。掘削等重要な施工時には 1 日 1 回。 ② 水盛式沈下計……水位一定の水槽中のフロートの動きを差動トランスで測定するもの。自動測定が望ましい。 ③ アンカー式沈下計……支持層（不動点）にアンカーを取り、構造物の沈下を変位計で測定するもの。自動測定が望ましい。 ④ ダイヤルゲージ……躯体に取りつけ不動点に連結して観測する。
	水平変位	① トランシット、スティールテープで測定する。 ② テープ伸縮測定器による。
	傾斜	① レベルやトランシットにより 2 測定間の変位置から傾斜を計る。 ② 振子を設置し、振子の基準点からの距離から傾斜を計る。 ③ 気泡管の移動をバーニアで測定する。 ④ 電気式傾斜計（固定型）を利用する。



図－ 6.2 水盛式沈下計



図－ 6.1 アンカー式沈下計の設置例



図－ 6.3 固定形傾斜設計地図

測定すべき 挙動	測定項目	
周辺地盤	躯体応力	躯体応力，基礎反力は，近接施工，補強度により，躯体応力，増設基礎の作用荷重に変動がある場合測定する。 なお，発生ヒズミ等を勘案し計測の必要性，選定計器の検討が必要である。 ① ひずみ計……継目計とも言われる。ひずみ量から応力を逆算する。自動測定が望ましい。 ② ひずみゲージ……コンクリートはつり，鉄筋に直接ゲージを貼り，鉄筋応力を測定する。自動測定が望ましい。
	基礎反力 きれつ 上部工応力	上部の構造型式によって応力測定を行なう桁等温度変化を受けやすく，発生ひずみ量にもとづく計測の必要性，計器選定について検討が必要。 その他として，ジョイント，沓座，桁間隔等観測，必要に応じ沈下，変位，傾斜の測定を行なう。特に仮受け工を配置する場合は，項目基準の再検討。
	地表面沈下	① 地表面に沈下板等を設置し，基準点より，トランシット，レベル等を用いて測定する。
	地表面水平 変位 地中沈下 地中水平 変位	② 地中沈下計を設置して観測する。 ① 挿入式傾斜計（図-6.6）……ボーリング孔内に溝付ケーシングを埋設しケーシング内にローラー付きの傾斜計を挿入して傾斜を測定する。地中変位は

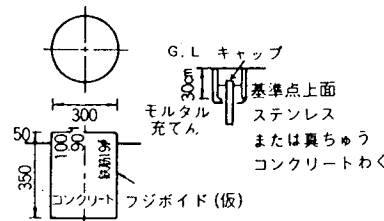
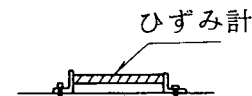


図-6.4 地表沈下板詳細図

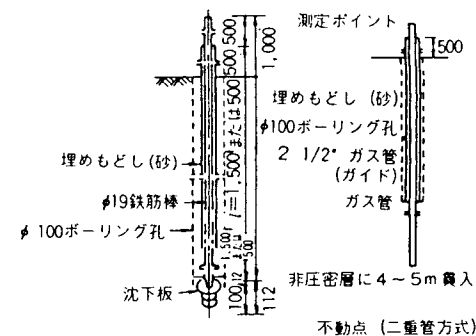
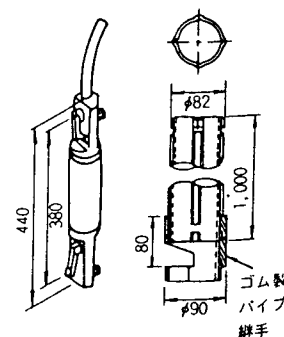
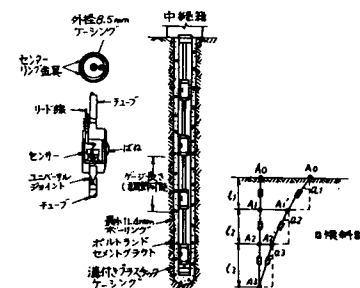


図-6.5 地中沈下板設置詳細図
(指示された仕様)

測定すべき 挙動	測定項目	
周辺地盤	土中応力	測定値を数値積分して求める。1日1回程度測定。 ② 固定式傾斜計（図－6.7）…… ボーリング孔内の代表深度に傾斜計を固定させるもので、挿入式と比べ自動測定が可能であること、精度的に優れることでまざる。 。土中応力計（図－6.8）……ボーリング孔内に密着させたプループ内の圧力変化を測定。地中のゆるみの測定に用いる。自動測定可能。
	土中加速度	。加速度計（図－6.9）……杭打振動による地中加速度を測定するために行なう。計器はボーリング孔内に埋設し、データレコードなどに記録する。
	地下水位 間隙水圧	。地下水位測定孔にて計画する。 。間隙水圧計（図－6.11）……ボーリング孔底に埋設する。土中の有効応力算向に用いる。他にマノメータ式もある。自動測定が望ましい。
	動的 間隙水圧	。間隙水圧計……杭打振動によって発生する動的な間隙水圧を測定し、液状化の判定を行なうことを目的とする。計器の設置方法はボーリング孔底にセンサーを押し込むことによる。一例として上記加速度計と同時に埋設する方法を図－6.12 に示した。



図－6.6 挿入式傾斜計



測定すべき挙動	測定項目	
	仮受杭の応力・沈下・浮上り	○ ひずみ計や水準測量等による。 ケーブルφ11 鋼矢板Ⅲ形 防護板 R 3.2 (a) 断面図 土圧計 溶接 防護板 R 3.2 (b) 側面図 図 - 6.14 土圧計取付図 水系 鋼矢板 切欠 測定点 図 - 6.15 水系による矢板変位測定 ダイヤル計 鋼矢板 測定点 図 - 6.16
そ の 他	新設構造物 気象条件	既設橋の補強、仮受け工撤去などによって基礎に影響が予想される場合、既設橋と同一計測が必要。 天候、気温、雨量 etc

第 2 編 資 料 編

第 1 章 現場計測結果

1.0 現場計測結果一覧表

現場計測結果のまとめを次表に示す。ここでいう首都高基準とは「首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書（案）³⁾」をいい、国鉄指針（案）とは「近接橋台橋脚の設計施工指針（案）¹⁾」をいう。

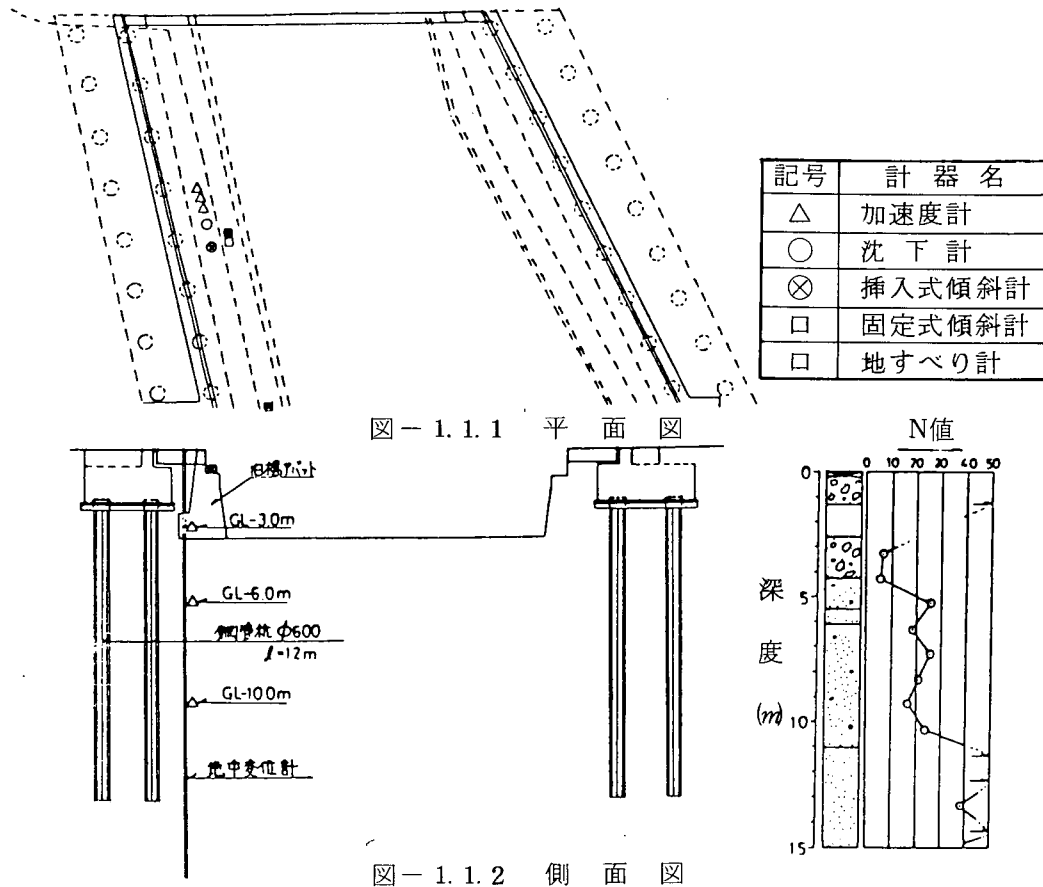
橋 梁 名	橋 脚 No.	新設側基礎	既設側基礎	首都高基準による判定	国鉄指針（案）による判定	本要領書による判定	変位の有無	主な対策工法
五 月 橋	A ₁	中堀り鋼管杭 （場所打ち杭と考える）	直 接	■	■	■	1mm程度の沈下	中堀り鋼管杭工法の採用
府 内 大 橋	A ₁ , A ₂	場所打ち杭	杭	■	■	■	5mm程度の沈下	ベント工法の採用 仮設構造物の剛性強化
	P ₁ , P ₂	"	ケ ー ソ ン	■	■	■	無	
	"	開 削	"	■	■	■	無	
	P ₃	場所打ち杭	"	■	■	■	5mm程度の沈下	
浜 手 B.P.橋	P 2 1	場所打ち杭	杭	■	■	■	無	薬液注入 特になし
	P 3 0	"	直 接	■	■	■	無	
	"	"	開 削	■	■	■	2～6mmの沈下	
札 内 橋	P 4	場所打ち杭 開 削	ケ ー ソ ン ケ ー ソ ン	■ ■	■ ■	I ■	無 無	ベント工法の採用 仮設構造物の剛性強化
横 田 橋	P 5	場所打ち杭	ケ ー ソ ン	■	■	■	無	杭位置や荷重分担に設計上の配慮
同 心 橋	P 1	場所打ち杭	直 接	■	■	I	無	特になし
	"	開 削	"	■	■	■	無	
	P 2	場所打ち杭	"	■	■	I	無	
	"	開 削	"	■	■	I	無	
	A ₁	場所打ち杭	"	■	■	I	無	
清 水 橋	A ₁	ケーソン	ケ ー ソ ン	■	■	■	無	特になし
相 生 橋	A ₂	ケーソン	ケ ー ソ ン	■	■	■	橋軸方向の傾斜が0.048°。沈下6mm。	特になし
	P ₃	"	"	■	■	■	沈下5mm	
釈迦堂川橋	A ₂	開 削	直 接	■	■	■	無	特になし
	P ₂	"	"	■	■	I	無	
	P ₁	ケーソン	"	■	■	■	無	
堀 切 橋	P ₁	開 削	直 接	■	■	I	無	仮設構造物の剛性強化
	A ₁ , A ₂	打込杭（PC）	打込杭（PC）	■	■	■	無	
	"	開 削	"	■	■	■	傾斜計で3～6分程度	
三 ヶ 野 橋	A ₁ , P ₁ , P ₂	打込杭（鋼管）	直 接	■	■	I	無	IV型矢板の使用 遮断工の実施
	"	開 削	"	■	■	■	沈下5mm程度	
	A ₂	打込杭（鋼管）	"	■	■	I	無	
	"	開 削	"	■	■	■	沈下5mm程度	
本 城 橋		打込杭（鋼管）	打込杭（鋼管）	■	■	I	無	仮設構造物の剛性強化
		開 削	"	■	■	■	無	
平 川 橋	A ₂ , P ₁ ～P ₄	打込杭（鋼管）	打込杭（鋼管）	■	■	I	無	特になし
	"	開 削	"	■	■	■	無	
穂 積 大 橋	A ₂	打込杭（鋼管）	打込杭（鋼管）	■	■	I	無	特になし
	"	開 削	"	■	■	■	水平変位50mm程度	
	P ₁ ～P ₂	ケーソン	ケ ー ソ ン	■	■	■	" 5mm "	
緑 川 橋	P ₁ ～P ₂	場所打ち杭	直 接（木杭）	■	■	I	無	ベント工法の採用 二重矢板，地下連壁及水グラウト，連結補強桁
	"	開 削	"	■	■	■	沈下15mm程度	
新吉野川大橋	P ₅	ケーソン	ケ ー ソ ン	■	■	■	無	特になし
六 郷 橋		鋼管矢板式基礎	直 接	■	■	■	約36mmの沈下	矢板の一部埋殺し 薬液注入

1.1 五月橋

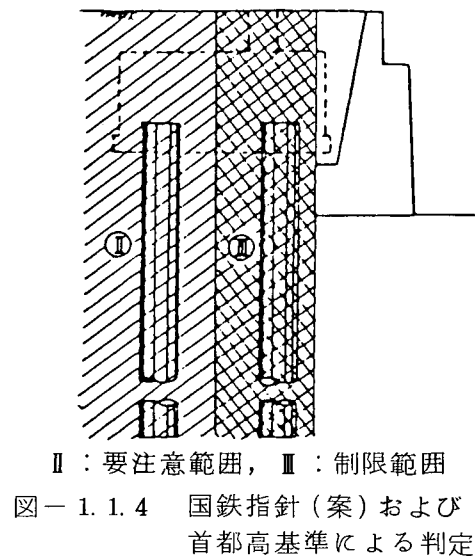
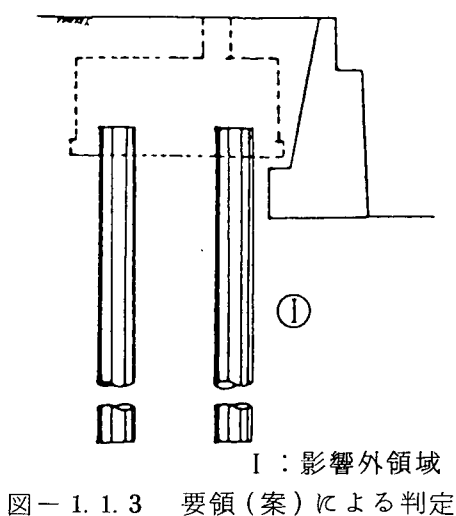
(1) 工事の概要

本工事は旧橋の老朽化に伴う橋梁架替え工事であり、56年度は片側車線のみを対象とした。工事の際に旧橋上部工を取除き、下部工は堤防護岸として残しておく計画である。新橋下部工の施工の際、特に杭打ち時の旧橋アバットへの悪影響が懸念されたため、中掘り鋼管杭工法を採用した。ただし杭打止め時にはハンマーによる打撃を与えたのち、セメントミルクを注入して根固めを行なった。

(2) 施工一般および計器類の配置



(3) 近接程度の判定



(4) 計測結果

杭施工時の地盤内の水平変位を図-1.1.5 に示したが、深度方向にあまり変化がなく、最大値は約 0.6 cmであった。また沈下計による旧橋アバットの鉛直変位の経時変化を図-1.1.6 に示した。これより旧

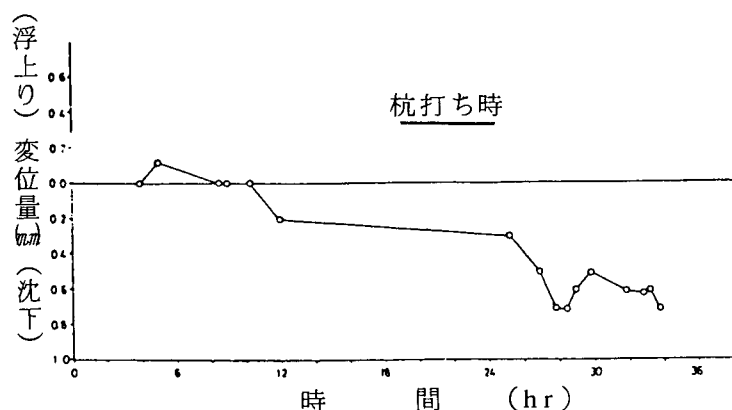


図-1.1.6 旧橋アバットの変位の経時変化

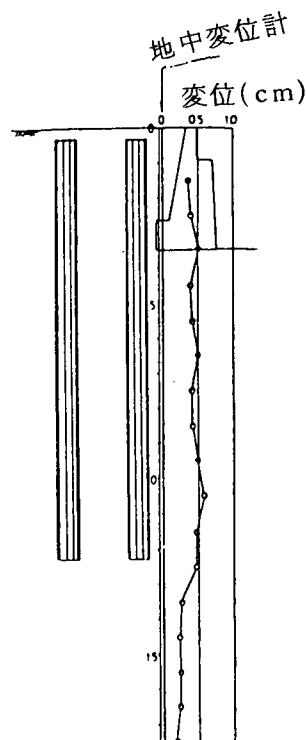


図-1.1.5 地盤の水平変位

橋の沈下は最大で 0.07 cm であるが、この値と傾斜計の結果から求まった最大沈下は上流端部で約 0.1 cm 程度と小さな値を得た。なお、旧橋の水平変位はほとんど 0 に近い状態であった。

(5) 許容変位量

既設の橋台は堤防護岸として機能すればいいので特に許容変位量は定めなかった。

1.2 府内大橋

(1) 工事の概要

旧橋は、昭和 35 年に竣工した橋長 276 m、巾員 12 m のゲルバー橋である。下部工の基礎は、橋台が $\phi 300$ mm, $\ell = 9.0$ m の RC 杭、橋脚がケーソン基礎である。また、新橋は昭和 53~54 年に施工した橋長 276 m、巾員 11.5 m の（単純合成鋼桁 + 3 径間連続鋼床版箱桁）である。下部工の基礎は、 $\phi 1,200$ mm のベント杭である。

本工事においては、橋台 A₁ A₂ および橋脚 P₁ P₂ P₃ の計 5 基が近接工事となり、新橋下部工事における旧橋への悪影響が懸念された。

(2) 施工一般および計器類の配置

本工事の設計・施工においては次のような問題点が考えられた。

- ・新橋と旧橋の施工位置が、非常に接近しているため、新橋下部工事の床掘等による地盤のゆるみが旧橋に与える影響が懸念された。

- ・被圧地下水が存在するため、ペント杭の掘削時において砂層のボイリング等が生じる恐れがあり、旧橋基礎工に対する影響が懸念された。
- ・地盤は砂質地盤であり、かつ締りがゆるく飽和しているため、ケーシング揺動時あるいは仮設矢板の打設、引抜き時に、砂層が流動化や圧縮沈下を生じる可能性が考えられた。
- ・基礎根切り掘削時に、周辺地盤がゆるみ、旧橋に変状を与える恐れも考えられた。

以上のようなことに対処するため、本工事においては次のような施工法によった。

- ・軟弱な周辺地盤をできるだけゆるめないよう、オールケーシングのペント工法を採用した。
- ・根切り掘削時に地盤をゆるめることのないよう剛性の高い仮設鋼矢板を打設した。
- ・また、矢板の変位をできるだけ小さくするように、必要に応じて切梁を設置した。

以上のような施工法をとるとともに、図-1.2.1 および図-1.2.2 に示すように計器類を設置し、本工事の実施に伴う既設橋への影響について現場観測を実施しながら施工を行なった。

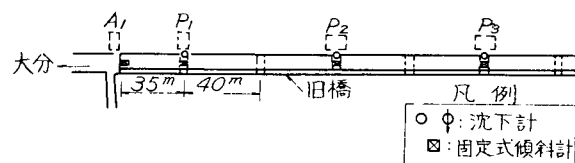


図-1.2.1 平面図

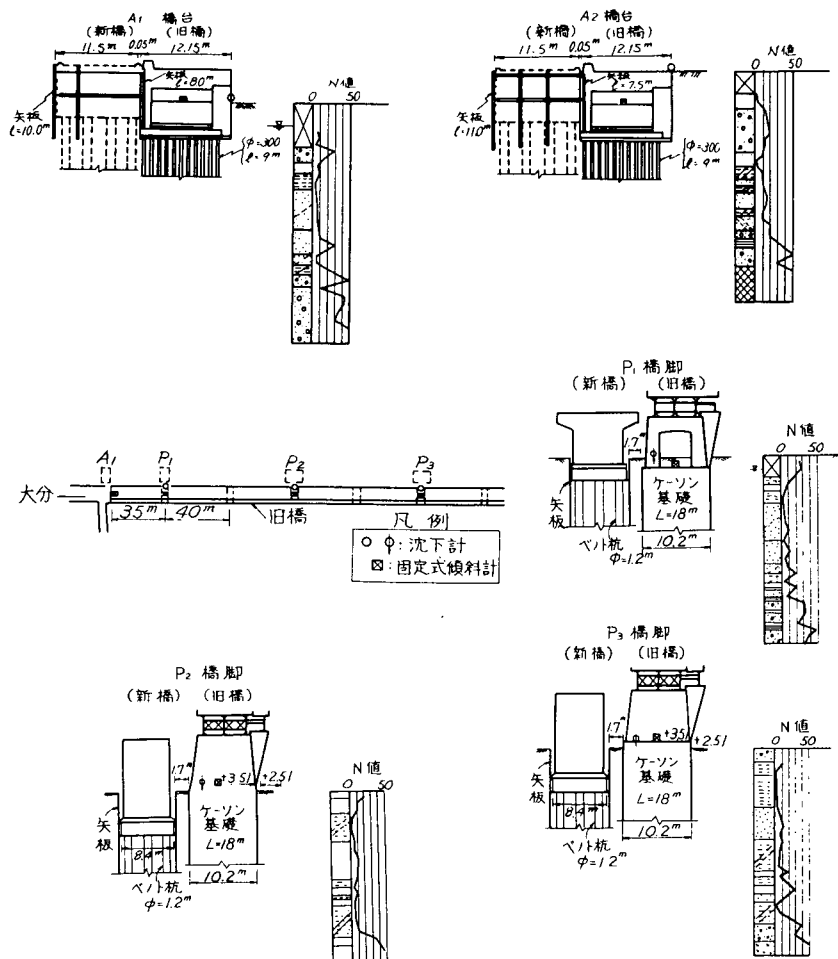


図-1.2.2 A₁, A₂, P₁, P₂, P₃ の近接状況および計器類の配置

(3) 近接程度の判定

国鉄基準および首都高基準によると図-1.2.3に示すように A_1 , A_2 , P_2 , P_3 は「制限範囲」, P_1 は「要注意範囲」内での施工ということになった。

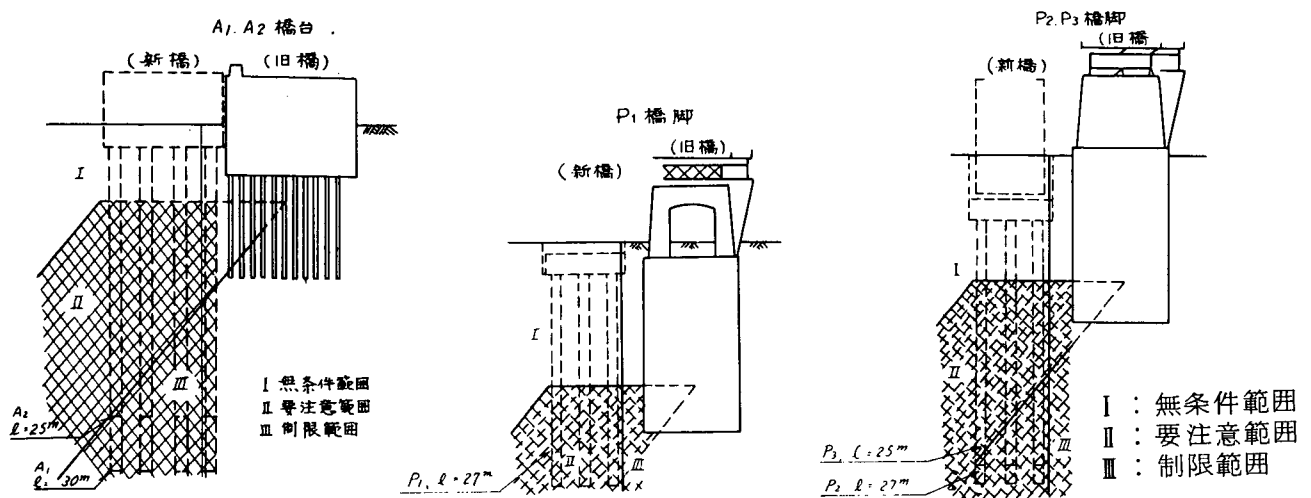


図-1.2.3 国鉄指針(案)および首都高基準による判定

要領(案)による判定では杭打設時では, $P_1 \sim P_3$, A_1 , A_2 とも影響範囲Ⅲになるが, 開削時および矢板引抜き時では要注意範囲Ⅱとなる。

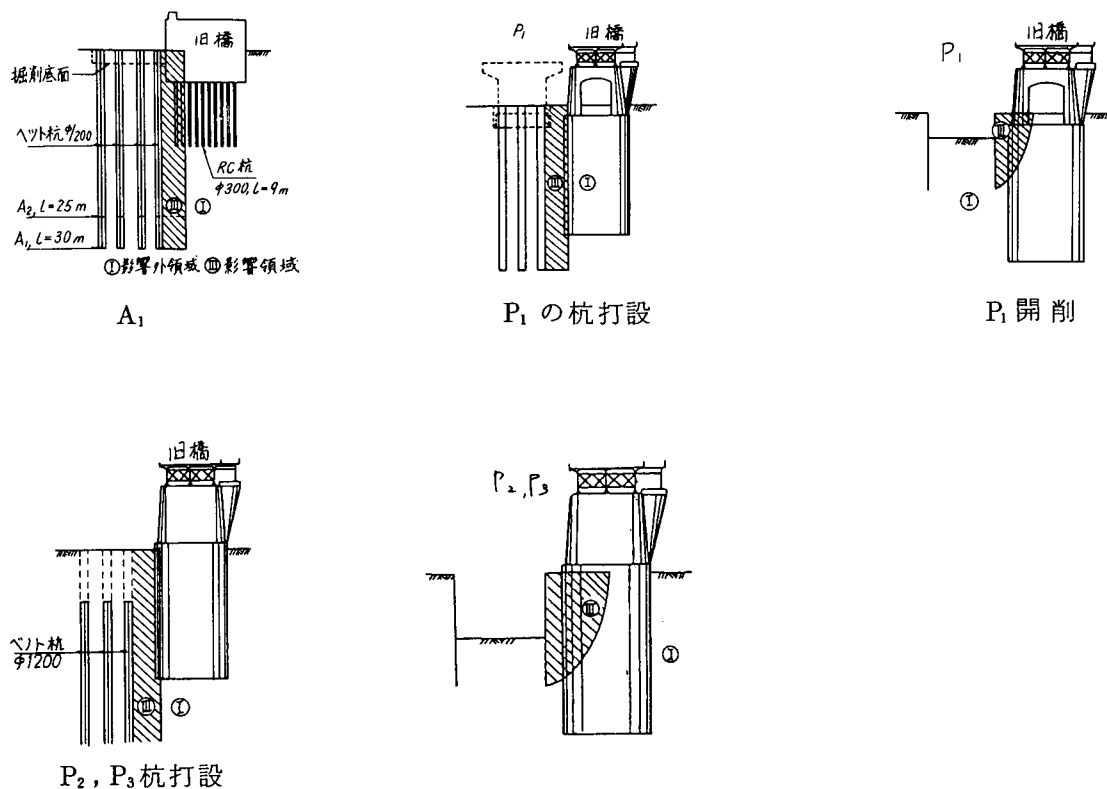


図-1.2.4 要領(案)による判定

(4) 計測結果

新橋の施工に伴う、旧橋の変位（沈下）の時間的な進行状況を示すと図-1.2.5 のようになる。A₁ A₂ 両橋台とも、若干施工の影響は出ているようであるが、その最大値は 5 ～ 6 mm 程度であった。

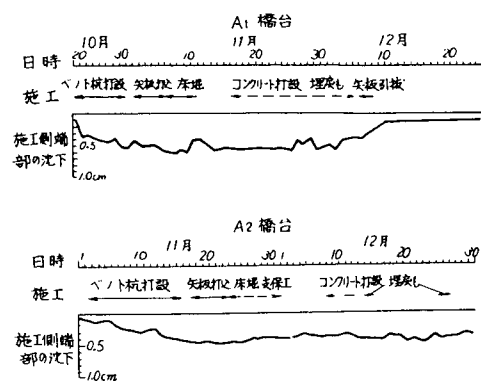


図-1.2.5 変位の時間的進行状況

P₁ P₂ は、新橋の施工による影響をほとんど受けていないようであるが、橋脚 P₃ は施工の影響を若干受けていることがわかる。しかし、この沈下量の最大値は 5 ～ 6 mm 程度であった。

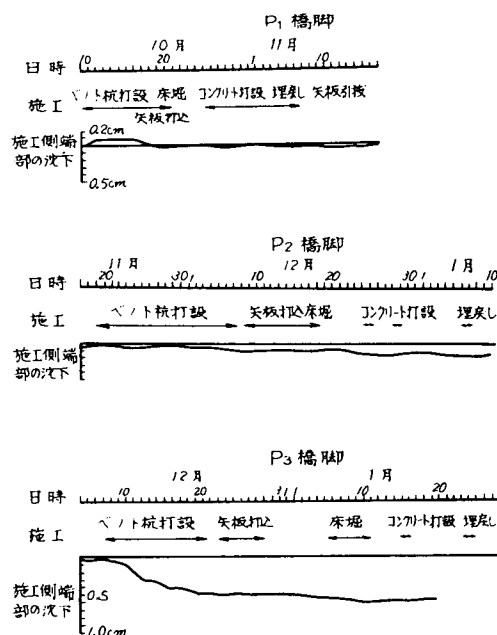


図-1.2.6 変位の時間的進行状況

(5) 許容変位量の算定

- ・ 下部工から決まる許容沈下量

極限支持力に対応した弾性沈下量をブシネスク式により求めれば $\delta = 11\text{cm}$ となる。これに安全率 $F_s = 2$ を考慮すれば、 $\delta_a = 5.5\text{cm}$ となる。

- ・ 上部工から決まる許容沈下量

道路橋示方書によれば、たわみの許容量を $L/500$ (L : スパン) としている。旧橋はゲルバーであるため片持部も含めたスパン $L = 60\text{m}$ を考えれば、たわみ許容量すなわち許容沈下量は 12cm となる。

1.3 浜手 B. P. 橋 (P30)

(1) 工事の概要

本工事は昭和 55 年度に建築物 (4 階建および 3 階建) と近接して高架橋梁下部工事を施工したものである。本工事においては、図-1.3.1 に示すように P-29 および P-30 が近接工事となったが、ここでは、より近接距離

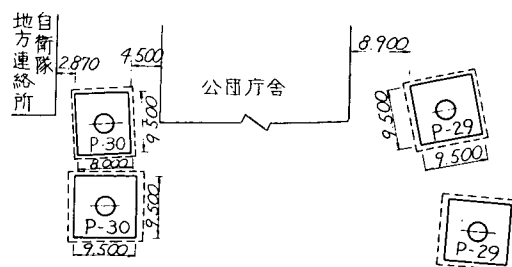


図-1.3.1 平面図

の小さいP-30の結果について述べる。

本高架橋と近接構造物の位置関係は図-1.3.2の通りであり、近い方の自衛隊地方連絡部庁舎RC 3階建と公団庁舎RC 4階建の近接工事である。なお、本高架橋の基礎は場所打ち杭であり、自衛隊庁舎の基礎は不明であるが、松杭またはRC杭基礎であろうと思われる。また、公団庁舎の基礎はPC杭基礎である。

(2) 施工一般および計器類の配置

本工事現場地先は、昔海浜地域であった関係上、離岸堤または捨石等の存在が支障物件調査で確認されており、これがどの範囲まで及んでいるか確かめる目的と、今後の施工上の対策または一部現道上であることもあわせ、土留矢板を先行させた。土留め矢板としては図-1.3.2に示すように、鋼矢板Ⅳ型を用いた。土留め工施工は、アースオーガー併用圧入工法で施工し、本橋基礎としては、オールケーシング工法によるベント杭とした。

なお、本工事の実施に伴う既設建築物への影響を調べるため、図-1.3.3に示すように計器を配置した。

(3) 近接程度の判定

既設の自衛隊建築物および阪神公団建築物に関する国鉄基準および首都高基準による判定は図-1.3.4の通りである。P-30山側の公団庁舎とは基礎杭(ベント杭)が制限範囲および要注意範囲に入る。また、P-30と自衛隊庁舎との関係はベント杭が制限範囲および要注意範囲に入る。フーチング根切り部についても要注意範囲となり、当該所は観測調査のみならず工法においても検討を加え、慎重な施工が要求される。したがって、基礎杭施工がこの近接工事で最も注意して施工しなければならない。しかし、当初設計ではオールケーシング工法と、仮設鋼矢板打込みにアースオーガー併用の工法指定であったので、周辺地盤に与える影響は少ないと判断していた。特に施工にあたって配慮した点は次のとおりである。

- 1) フーチング根切り掘削時の矢板変位による周辺地盤のゆるみ
- 2) 矢板引き抜き時の周辺地盤のゆるみ

したがって、施工中は近接建築物について常時変状観測を続けることが必要であると考えられた。

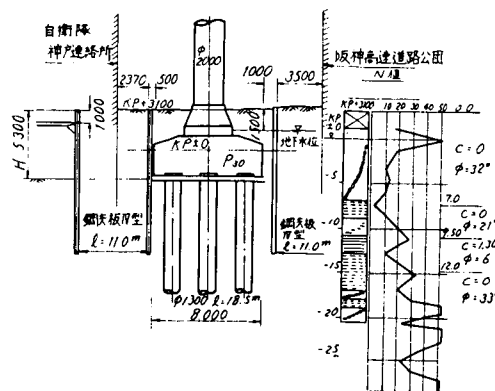


図-1.3.2 断面図

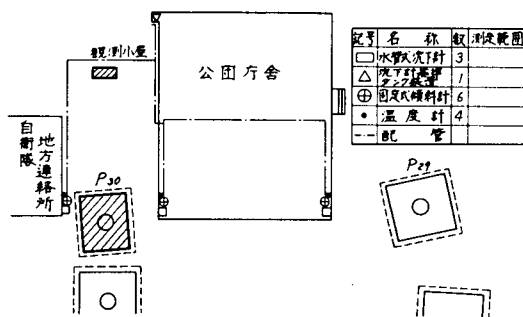


図-1.3.3 計器類の設置図

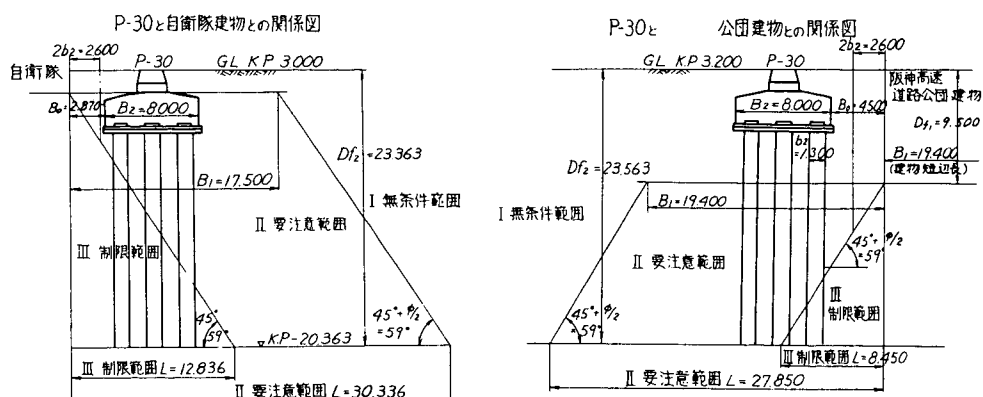


図-1.3.4 国鉄指針(案)および首都高基準による判定

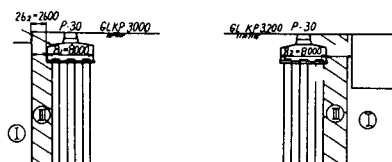


図-1.3.6 要領(案)による判定

(4) 計測結果

矢板打込み完了より矢板引抜撤去まで、鋼矢板線の測定を前後に基礎を設けて観測した結果は図-1.3.7の通りである。掘削完了後、7~10日頃より変状が現われており、建物との距離が、3.5~2.3 mと近接している所では、掘削面側に2~6 mm変位している。また、既設構造物の沈下調査として水皆式相対沈下計を使用し、水平変位についても固定式傾斜計を使用して調査を行なった。その主な結果を示すと次の通りである。

① 矢板打設工事と既設構造物への影響

日 時	11 月						12 月			
	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20
施工段階	矢板打込		二次掘削 一次掘削		下部 施 工		矢板引抜 埋 入			
P30 (2.3m)	+	0								
	-	5								
	(mm)									
P30 (3.5m)	+	0								
	-	5								
	(mm)									

注…… () 内数値は、建物から矢板までの距離

図-1.3.7 矢板変位の時間的進行状況

鋼矢板打込みはオーガー併用による矢板圧入工法であるが、施工上多少土砂を持ち上げ周辺地盤を緩ませるものか、計測結果では沈下1 mm程度既設構造物に影響を及ぼしている。P30 橋脚では既設構造物との距離が2.5~3.5 mと近接しているため、その影響が傾斜計に弱度の傾斜0.5分(7 mで1 mm)となって現れた。しかし、既設構造物への影響は特に問題となる数値ではない。

② ベント工事と既設構造物への影響

ベント工事はケーシング圧入による中掘工法であり、地盤の緩みも少なく既設構造物との距離も矢板打込みに比べ離れていたことや、P30 橋脚工事については矢板打込み後であったことも影響して、特に既設構造物への影響は見られなかった。

③ 掘削工事と既設構造物への影響

掘削工事は第1次掘削で1.5 m 程度まで掘削し、2次掘削で底面まで掘削をおこなったが、既設構造物への影響は1次掘削の方が顕著で、2次掘削では特に変化は見られなかった。

(5) 既設構造物の許容変位量の検討

近接工事の場合、何らかの変状観測をおこない既設構造物の安全度（動向）を確かめながら施工するうえにおいてその許容変位量を求め管理していくのが本来の姿ではあるが、今回は関係機関と協議し10 mm 程度の変位を基準にして管理をおこなった。したがって特に今回施工にあたっては検討を加えなかった。

1.4 浜手 B. P. 橋 (P. 21)

(1) 工事の概要

施工箇所は、P 21～P 22 橋脚で、新設基礎と既設構造物基礎との水平距離は、P 21 橋脚においては0.8 m、P 22 橋脚においては3.2 m の近接した箇所での工事である。ここでは、近接基礎工事となったP 21、P 22 両橋脚のうち、新設基礎と既設基礎の近接距離のより小さいP 21 の結果について述べる。

施工構造物の下部構造は、2層ラーメン RC 橋脚2基、その基礎構造は杭基礎（ベント杭 ϕ 1.0 m）である。ただし、55年度より杭径1.3 mに変更している。（理由：経済性、近接工事、公害等本数を少なく工期短縮、地下埋設物件（割石、ガレキ）の取出し容易等を考慮したため）

当現場は前記のとおり、海浜地域であるため土質は砂礫質が多く、シルト質との互層となっている。各層の状況は表層から深度8 m程度までは砂および砂質土で、N値5～15、深度8～12 m間はシルト混の砂でN値0～5の層で、一部シルトが介在しているが、深度11.0 m以下になると、礫質土となりN値も40～50となっている。

(2) 施工一般

本工事では、基礎杭施工は全て無振動無騒音工法を採用しており、オールケーシングによるベント杭とした。

また、土留矢板は、鋼矢板Ⅲ型を使用し、打込みは無振動、無騒音圧入工法で施工した。この工法は、減速ギヤーによりスクリーオーガーを前面に送り出し圧入するため、隣接地盤を乱すことなく既設構造物に接近して施工できる特徴をもっている。なお、矢板打込みに際しては、 $\ell = 11.5$ mを3 m程度に分割、溶接して施工した。

(3) 近接程度の判定

新設構造物の基礎が場所打ち杭（ ϕ 1.0 m ベント杭）であるので、国鉄指針案および首都高基準と対比

しながらその近接状況を示すと図-1.4.1 のようになる。P 21 については，“要注意範囲”と“制限範囲”に入り，設計施工上何らかの対策工（補強），防護工を当初より計画する必要があると考えられた。要領（案）による判定では「要注意範囲Ⅰ」となる。

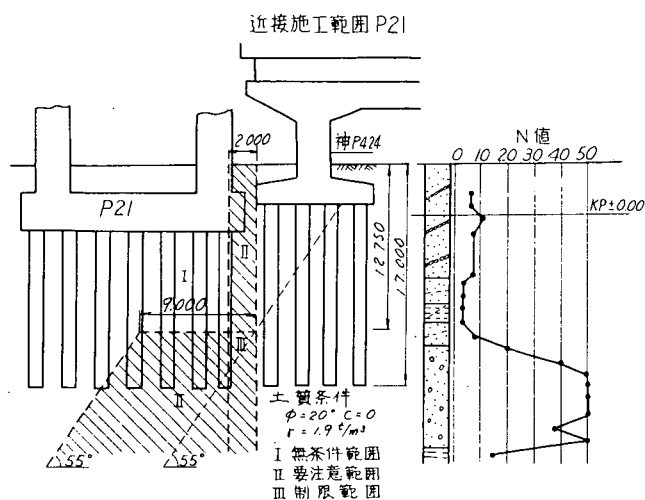


図-1.4.1 国鉄指針案による判定

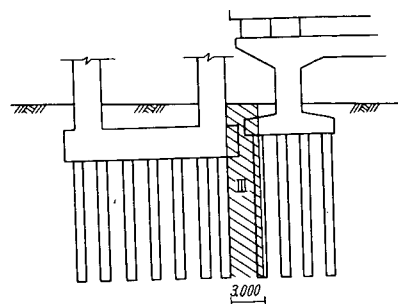


図-1.4.2 要領（案）による判定

(4) 本工事における対策工法

近接施工に関する国鉄基準との対比の結果制限範囲に入り何らかの対策が必要なことから，特に厳しい条件下の P 21 については地盤改良として，薬液注入をおこなった。それは土質が礫混り砂で，シルト粘土はほとんど含んでいない。工事にあたって鋼矢板は GL-1 1.0 m の不透水層に達し，根切りに当って地表より約 5 m で，3 m の水位低下を必要としている。釜場揚水をおこなう場合，ボーリングは考えられないが，鋼矢板継手部からある程度の出水が考えられ，近接の高架道路の橋脚フーチングの下部が緩み空洞をつくるようなことがあれば何らかの衝撃により既設構造物への影響，特にベント基礎の場合，水平力の弱点等を考え事前に薬液注入により地盤改良をおこなった。

表-1.4.1 注入工法の種類

工法の分類		単管ロッド工法	二重管ダブルパッカー工法	二重管ロッド瞬結工法	二重管ロッド複合注入工法
土質に対する適応性	砂 礫	△	○	△	○
	砂	△	○	△	○
	粘 土	×	○	○	○
	瓦 層	×	○	△	○
特性	作業性	○	△	○	○
	注入量単価	○	△	○	○

工法の種類には，土質に対する適応性を考慮すると，表-1.4.1に示すとおり4種類があるが，本工事現場の土質からみて二重管ダブルパッカー工法が最も信頼できる工法であると考えられるが，施工工程（ガイド削孔φ100，マンセットチューブφ50）より時間を要するとともに工費も高くつく点から

二重管ロッド複合注入工法を採用した。

注入範囲は、図-1.4.3に示すように、既設構造物のフーチング下面から4 mまでとした。なお、本対策工法の施工順序を図-1.4.4に示した。

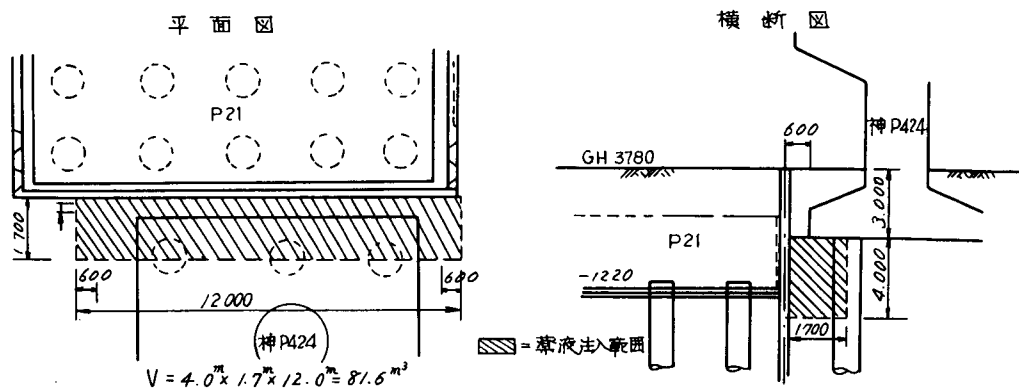


図-1.4.3 注入範囲

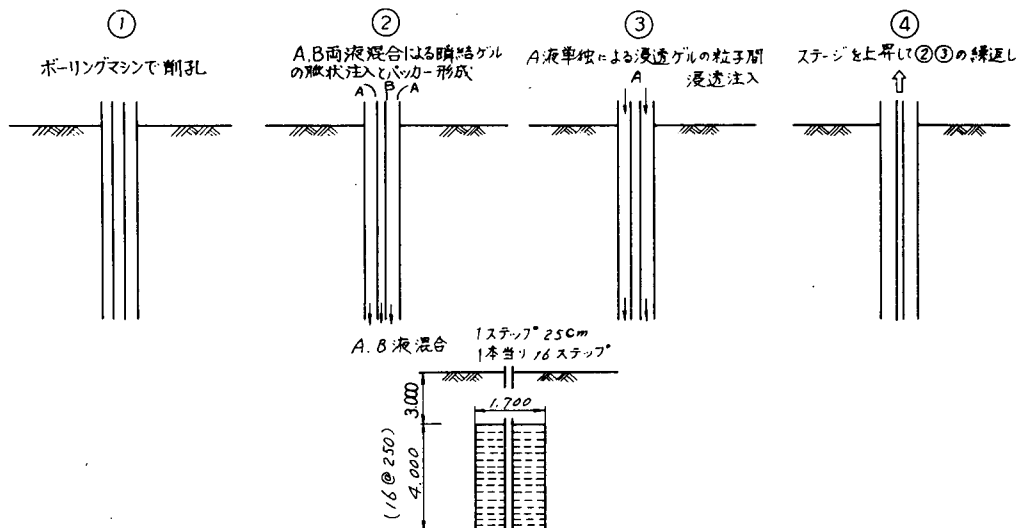


図-1.4.4 施工順序

このような対策工法（薬液注入）をとるとともに、本工事の実施に伴う既設構造物への影響に関して対処できるように、既設構造物の変位、沈下、さらには地下水位の調査を行なった。既設構造物の変位測定は、既設橋脚部に定点測定箇所を設け、スパン距離を測定し水平変位の動向をスチールテープで観測した。沈下測定についても、既設橋脚に定点を設け、レベル測定を行ない動向を観測した。地下水位については、既設構造物と新設構造物の間に観測井戸を設けて、観測を行なった。

(5) 測定結果

以上の測定を実施したが、水平変位、沈下および地下水位とも、特に異常は認められなかった。

また、本工事においては、薬液注入に関して、薬液注入による地下水調査、薬液注入の効果調査等を実施したが、調査の結果、水質的には問題はなく、薬液注入の効果がはっきりと認められた。

1.5 札内橋

(1) 工事の概要

本橋は、一般国道38号、拡巾工事に伴って近接施工となったものである。既設橋は、橋長435.6m、巾員(7.0m+2.5m)で、上部は単純PCT桁、基礎は内部に隔壁を有する小判形のオープンケーソンであり、昭和32年竣工である。新設橋は、橋長622.35m、巾員(8.25m+2.5m)で、上部は3~4径間連続箱桁、基礎はオールケーシング工法による場所打ち杭である。本工事においては、P₄橋脚位置が新設橋の施工規模から判断して既設橋に近接施工の影響が最も顕著に現われると考え、P₄位置において現場計測を実施した。

P₄付近の基礎地盤は、図-1.5.3に示すように上部に層厚10m以上の砂礫層がある。この砂礫層は粒径120~150mm程度の玉石を含むが、平均粒径は40~50mm程度であり、既設橋のケーソンおよび新設橋の高水敷部の杭の支持層となっている。その下部には砂質火山灰層があり、N値20~50以上で低水敷部の杭の支持層となっている。なお、上部砂礫層のN値はバラツキが多く、特にケーソンの支持層付近では、総じてN値40~50以上となっている場合が多い。また、火山灰層の深さも個所によって異っており、ボーリング結果に表われていない個所もある。

(2) 施工一般

開発局では近接基礎工事を行なう場合、国鉄の「近接橋台橋脚の設計施工指針(案)」を準用し、設計施工上の注意、対策などを考慮することとしているが、P₄について同指針を適用し、制限および要注意範囲と新設橋の位置を対比してみると図-1.5.1のようになる。図に示すように制限範囲に入る部分はないが、既設橋に近い仮締切り矢板と場所打ち杭の一部が制限範囲と接する。あるいは要注意範囲に含まれる。

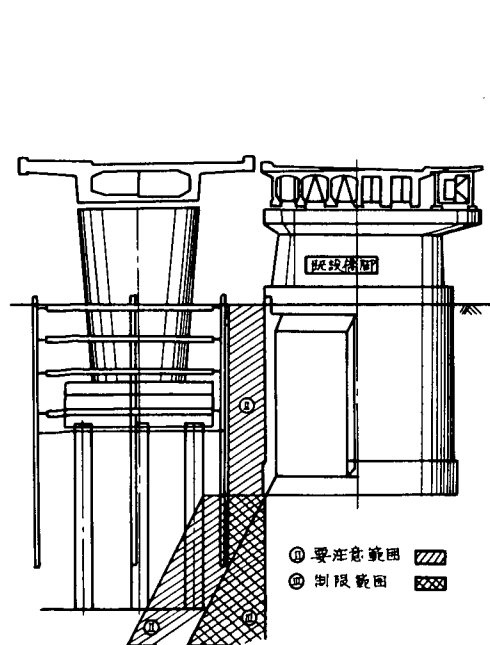


図-1.5.1 国鉄指針(案)による判定

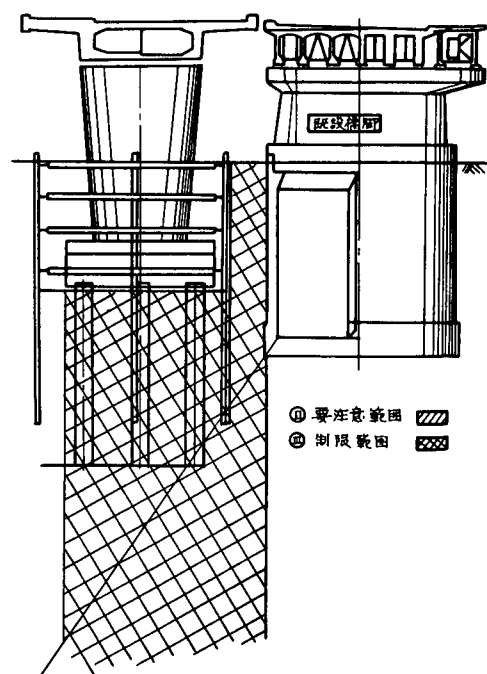


図-1.5.2 首都高基準による判定(開削時)

このため矢板とくいの設計施工，特に仮締切り内の掘削にともなう矢板の撓みと地下水の動向，あるいは矢板の引抜きなどが周辺地盤の緩み等をともない，既設橋の安定性，もしくは挙動に影響を与えることが十分予想される。

首都高基準による判定では，杭打設時には要注意範囲となるが，開削時には制限範囲となる。

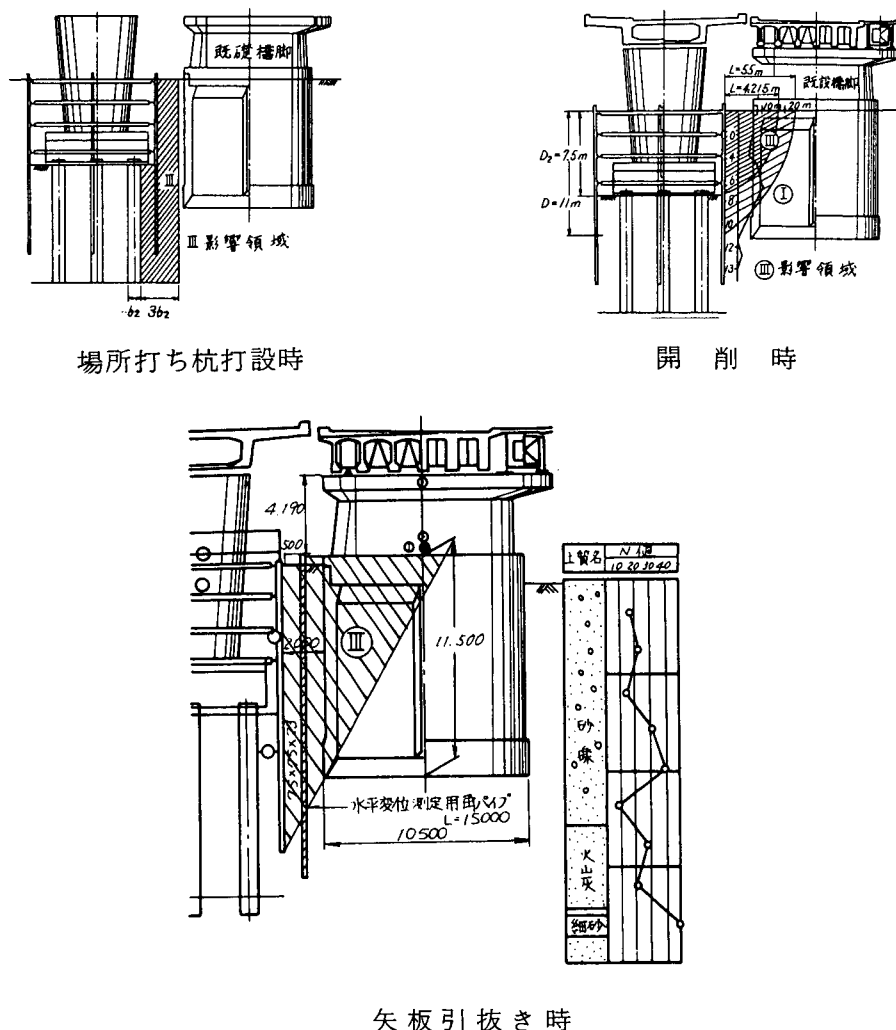


図-1.5.3 要領(案)による判定

要領(案)による判定では場所打ち杭打設時が「影響外範囲①」，開削時および矢板引抜き時が「要注意範囲②」となった。

以上のようなことから新設橋の設計施工にあたっては，次のような点に配慮したが，それ以外の対策は計測を通じ必要に応じて施すこととし，当初から既設橋と基礎あるいは地盤を補強するなどの対策は講じなかった。

- ① 基礎としては，周辺地盤をできるだけ緩めないようにオールケーシングによる場所打ち杭とした。
- ② 矢板の撓みを抑制するため，矢板断面および支保工について配慮した。
- ③ 仮締切り内の掘削底面からの周辺土砂の流出，ボイリング発生を防止するため，矢板の先端を

(3) 計器類の配置

今回の場合、前述のように掘削に伴う矢板の撓みと地下水の動きに伴う周辺地盤の緩みが既設橋のケーソン基礎に影響を与えることが懸念されたため、既設橋下部の位置での変位と傾斜角のほか、ケーソン基礎と矢板の中間点の地盤深さ方向の水平変位分布と地下の水位を測定することとした。新設橋に関しては矢板の変形、掘削底部の湧水状況を目視するのみにとどめた。

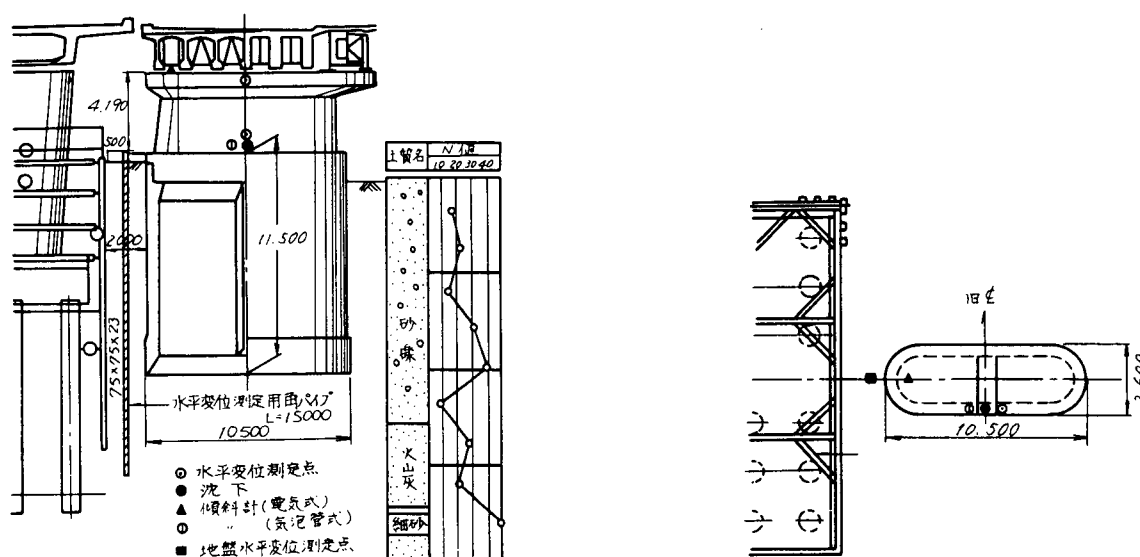


図-1.5.4 計器配置図

表-1.5.1 計測項目と計測機器

対象箇所	測定項目	使用計器	測定範囲	精 度	感 度
既設橋	① 水平変位	トランシット	—	数 mm	同 左
	② 沈 下	レ ベ ル		数 mm	同 左
	③ 傾 斜 角	電気式傾斜計 水管式傾斜計	± 1 度 約 24 度	非直線形 2 % F S 測定値の 1/10	$0.1 \times 0.4 \times 10^{-3}$ 以内 4 秒
地 盤	④ 地中水平 変位分布	差動トランス式 ローラー型傾斜計	± 5 度	0.7×10^{-3} Rad	0.175×10^{-3} Rad
	⑤ 地下水位	地下水面検出器	50 m	1 mm	
新設橋	⑥ 矢板変形および掘削底面の湧水等目視				

(4) 許容変位量の検討

① 許容沈下量

問題となるのは他橋脚とのあるいは同一橋脚内（傾斜）での相対沈下，および沈下を生起する地盤の緩みが下部あるいは基礎の安定性に与える影響である。

本橋の場合，構造的な安定性との関連における限界値，許容値の設定は難しい。このため，過去の実績等を参考に目安値を得ることとしたが，橋脚位置ごとの施工内容，地盤の緩みなどを考えると相対沈下量の大小が問題となるものと思われる。

「日本道路公団設計要領」によると，長期の持続荷重によって生じる（直接）基礎の許容不等沈下量は砂地盤で許容最大沈下量の80%とし，静定で40mmとしている。また，構造形式等の違いもあり，ここで使用するには根拠に明確さを欠くが，「建築学会構造設計基準」同解説によると，RC独立基礎で即時沈下に対する許容対沈下量の最大値を許容最大沈下量の50%の15mmとしている。

本橋について，鉛直荷重はすべてケーソン底面で支持すると考え，N値を利用して近接施工前の沈下量を計算しその50～80%の相対沈下量がすでに発生しているとする，上記の許容相対沈下量は各々25～30mm，5～10mm程度となる。これらの許容値は，今回の近接施工上の限界値を考えることができる。

また，地盤の緩みと基礎の安定性に関連して，緩みの範囲，荷重分担等で難しい問題もあるが，一つ目の目安値を得る試みとして近基礎工事によって生ずる沈下量を支持地盤のN値，すなわち支持力の低減と考え，許容沈下量を推算してみた。ここで対象としている支持層の初期N値 N_0 が近接基礎工事の影響で ΔN 減少することにより，既設橋基礎の沈下量 S が ΔS 増加するとし， K_0 とN値， S との関係から次の関係が導けるものとした時，減少N値 $=N_0 - \Delta N$ が支持層として条件を具備していればよい。

$$(S + \Delta S) = a / (N_0 - \Delta N)$$

（ a ：荷重，支持面積，地盤から決まる常数）

前述のように支持層のN値は鉛直支持力（常時）のみを対象とした場合，計算上はN値 >10 であればよいことになるが，近接基礎工事前のN値を一応30～40と判断し良質な支持層として20以上は確保する必要があるとすれば，図-1.5.6から ΔS すなわち許容沈下量5～10mm程度となる。

変状予測が難しいこともあり，計測結果の推移を見ながら再検討することを前提に，以上の結果を

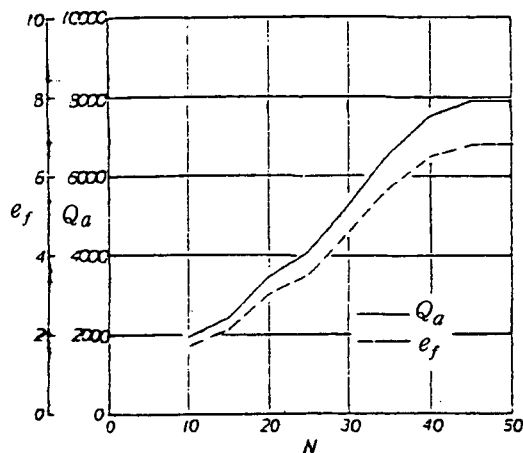


図-1.5.5 N値～ Q_a ， e_f

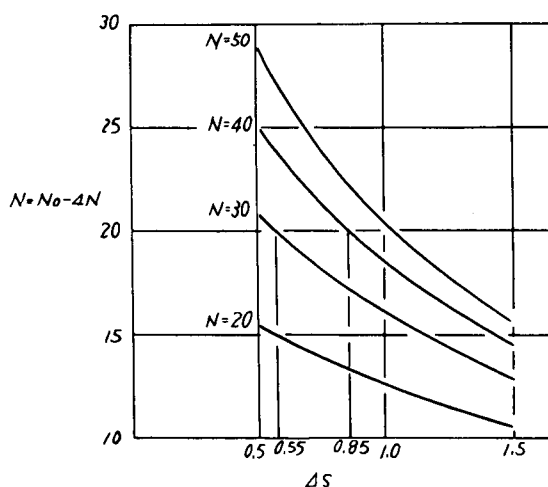


図-1.5.6 ΔS ～N値

参考とし初期の許容（目安）値 10 mm を設定した。

② 許容水平変位量，傾斜角

本橋の構造形式から沈下の場合と同じく近接基礎工事に関するこれらの許容値を決めるのは難しく，多少問題はあるが他に簡便で適切な方法を見出せないため，次のようにして初期の目安値を得た。

沈下に対する初期の許容値を 10 mm としたが，これと同じ相対沈下が同一基礎内で橋軸直角方向掘削側で生ずると考えると，傾斜角は $\theta \approx 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ となる。また，滑動は生じず単に回転のみにより橋脚に水平変位が生ずると考えると，ケーソン頭部（橋脚天端）の水平変位は約 12 (17) mm 程度となり各々を初期の許容値の目安とした。

通常，橋梁基礎の設計水平変位は 15 ～ 20 mm 以下に抑えるよう設計しており，本橋の場合ケーソン周辺地盤が良好で地震時の設計水平変位はかなり小さい（新設橋くい頭で 3 ～ 4 mm 程度）ことが予想され，近接基礎工事によって上述程度の変位が生じても構造的に余裕があるものと思われる。

(5) 計測結果

① 既設構造物の沈下および水平変位

沈下，水平変位について，レベルおよびトランシットで測定したが，沈下および水平変位とも測定値の一部に 1 ～ 2 mm 程度の上下変動はあるものの，掘削の進捗状況，矢板の引抜きなどとの関連においてその有意性が認められるような結果は得られなかった。

② 既設構造物の傾斜

傾斜については，トランシットによる方法と電気的な傾斜計を用い自記記録させる方法および気泡管式傾斜計による方法を併用した。しかし，矢板の引抜きも含めて施工の進捗状況に応じた測定値の変動は確認されなかった。

③ 地盤深さ方向の水平変位分布

ケーソンと仮締切り矢板との中間地盤の深さ方向水平変位は，差動トランス型の計器を用いて測定した。

測定結果は図-1.5.7 に示したが，管内水の凍結により一時測定不能となった時期（56 年 1 月末以後）もあった

が，仮締切り内の掘削に伴う地盤の水平変位の変化を明

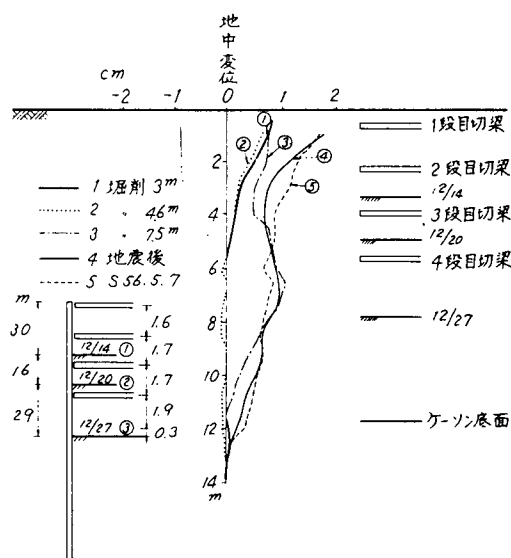


図-1.5.7 地盤深さ方向の水平変位

らかに確認することができる。なお，フーチングの鉄筋組立時期に（帯広震度Ⅳ）があり，地表面付近および掘削底面以深で部分的に多少変位の進行した形跡が認められるが，大きな影響はなかった。

また，計測用パイプ先端位置が矢板先端とほぼ同一深さとなっており問題もあるが，地盤の水平変位には矢板引抜きによる影響もあまり認められない。

④ その他

心配されたボイリングの発生につながる掘削地面からの湧水についても場所打ち杭および矢板壁

の近辺に微細土粒子を含んだわずかな湧水が認められたのみにとどまった。

1.6 横田橋

(1) 工事の概要

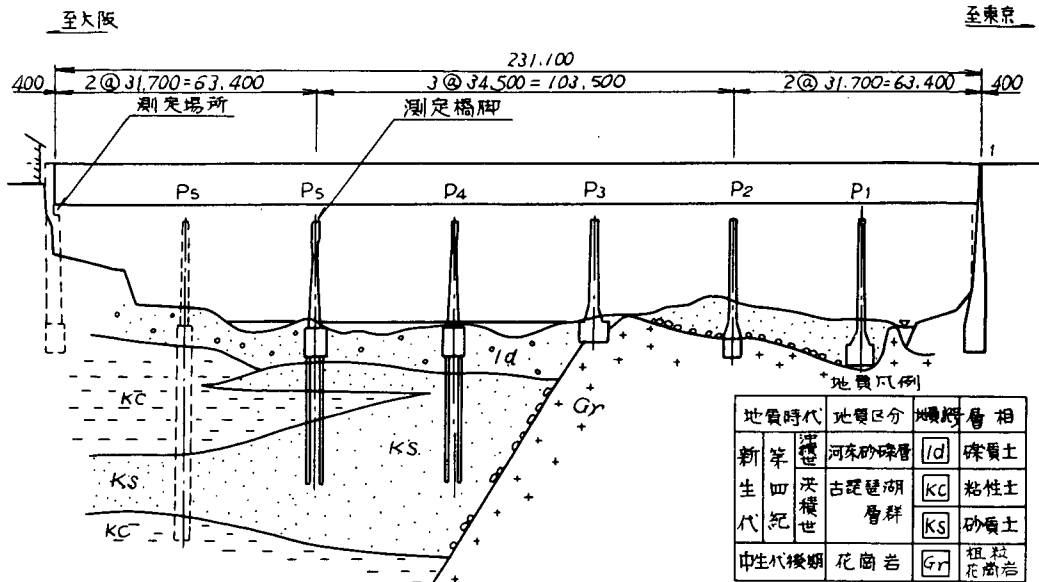
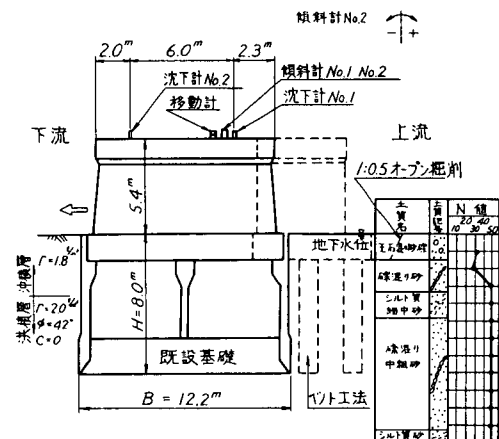


図-1.6.1 側面図

本橋は、近年激増する交通量に対処するための車線拡巾工事に伴って近接工事が生じ、増設部の施工が既設橋にいかなる影響を及ぼすかを調査した。既設橋の上部工形式は、鋼板桁橋（連続桁）であり、車道構成2車線に右折車線を確保するため1車線拡巾し、既設橋梁と新設部を一体化するものである。ここでは近接基礎工事となる基礎工事のうち、P₅橋脚の結果について述べる。

(2) 施工一般および計器類の配置

既設橋は、現在河床の洗掘が進み、ケーソン天端が露出し始めた段階であるが、ケーソンの根入れが8 m



(既設ケーソン) $B=12.2^m$ $W=4.0^m$ $H=8.0^m$

(増設基礎杭) 場所打ち杭 中1000 L=6.5^m N=4*

図-1.6.2 計器類配置図（正面図）

であり、洪積層である古琵琶湖層群のN値50以上の砂質地盤に約5 m貫入した極めて安定した状態にあるケーソン基礎と推定される。新設部の杭基礎としては、 $\phi 1.0$ mの場所打ち杭4本をオールケーシング工法で施工した。フーチング掘削は、表面が玉石混り砂礫のため矢板打設が困難であり、掘削深さも1.8 mと浅いためオープン掘削で行なった。杭施工上の注意としては、孔内水位を低下させないよう、またケーシング先端より先掘りしないよう留意した。

設置した計器類を図-1.6.2に示すが、橋軸方向の移動を計測するために移動計を1台、同方向の傾斜を測定するために傾斜計を1台設置した。移動計は、P₅橋脚の移動を測るため、図-1.6.3に示すよ

うに工事に影響のないP₆橋脚を不動点として設置した。

また、橋軸直角方向の傾斜を測定するために傾斜計を1台、同方向の沈下を測定するために沈下計を橋脚天端の上下流に2台設置する。

(3) 近接程度の判定

図-1.6.4 に示すように国鉄指針(案)では要注意範囲となり、首都高基準では図-1.6.5 に示すように、制限範囲となる。また、要領(案)によれば、図-1.6.6 に示すように要注意範囲となる。

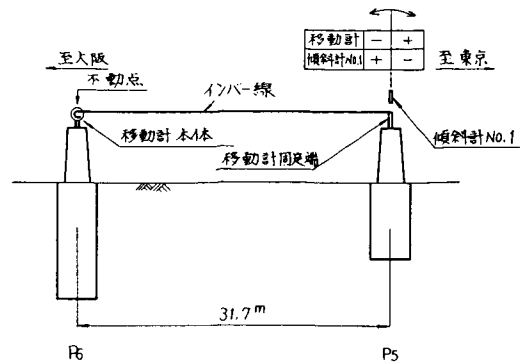


図-1.6.3 移動計概念図および傾斜計との関係

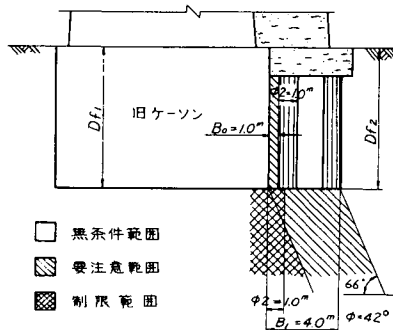


図-1.6.4 国鉄指針(案)による判定

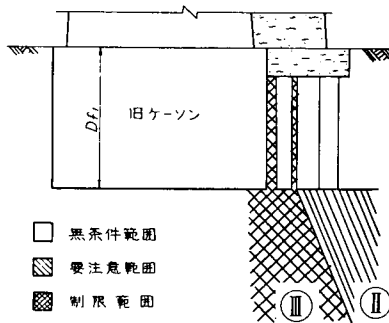


図-1.6.5 首都高基準による判定

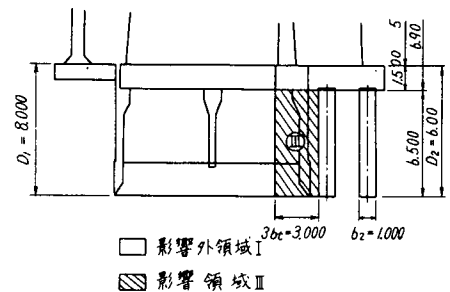


図-1.6.6 要領(案)による判定

(4) 計測結果

本計測は、現在継続中であり、下部工が竣工しただけの段階である。

図-1.6.7 に示される様に、沈下量および水平移動量ともmmオーダーの数値しか示しておらず、計測器の誤差およびバラツキ等を考慮すると、現段階の変化はなかったと判断しても遜色ないものと思われる。

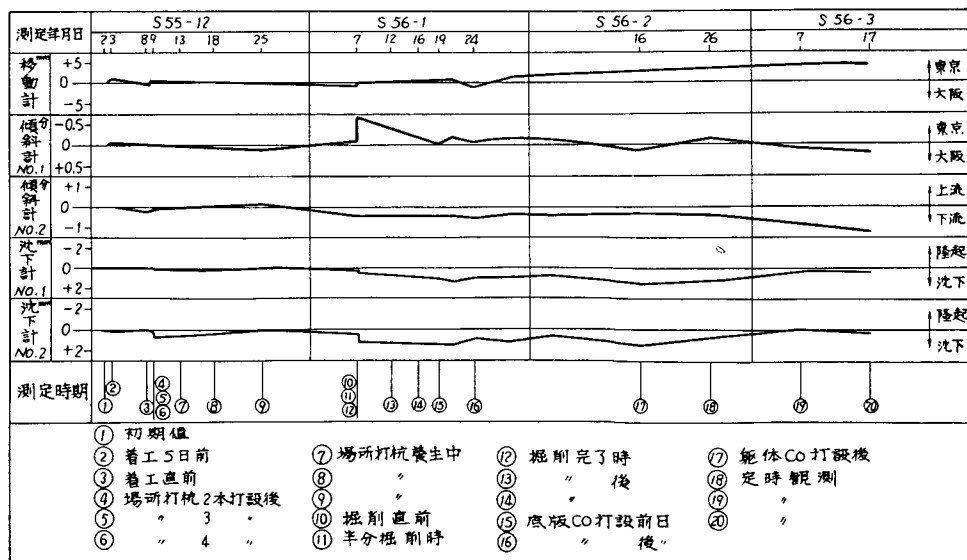


図-1.6.7 変位の時間的な進行状況

しかし、今後上部工の架設および交通開放による活荷重の載荷、衝撃等を考慮すると、増設橋のベノト杭1本当たりの地盤反力と旧ケーソンの地盤反力に差がありすぎるため、また現橋の支持地盤が既に圧縮沈下が完了しており、これに対して増設橋の支持地盤は、まだ落ち着いていない等の理由により、両者が同時に変位を起して地盤反力度が、一様変化となる様な動きがあるかもしれないと推定される。故に、今後の長期観測データーによる経年変化の追跡を、実施する必要があると思われる。

1.7 同心橋

(1) 工事の概要

一般国道1号同心橋は、静岡県掛川市と袋井市の市境を流れる二級河川太田川水系原野谷川に架橋されるものであり、既設橋は昭和9年に施工されたものである。

既設橋は全長100m 8径間単純コンクリートT桁橋であり、橋台、橋脚は松杭をフーチング部に有する逆T式である。

一方、新橋は全長103m、3径間連続プレートガーター構造で、場所打コンクリート杭(φ1,200)で支えられた逆T式橋台と、壁式橋脚である。工事は一期施工(3車線)完了後新橋に交通を切り替え、既設橋を撤去し、二期施工(3車線)にとりかかる予定となっている。

既設橋と新橋の中心線間隔は、一期工事橋脚で約22mの位置に平行に建設されるもので、新橋橋脚フーチングの深さは既設橋に比べ5～9mも深くなっている(図-1.7.1～図-1.7.3)

又、新橋締切矢板と既設橋のフーチング間は7m前後である。

現場付近の沖積低平地は、原野谷川、逆川により形成された砂質土系地盤の自然堤防と、粘性土地盤の後背湿地帯との組合せにより構成されており、マクロ的にみると沖積及び洪積の未固結土砂層と、第三紀の半固結土層から構成されている(図-1.7.1～図-1.7.3)

新橋施工に伴う土留め工は、 P_1 、 P_2 橋脚について鋼矢板 V_L 型を使用する予定である。

(2) 計器類の配置

今回施工の一期線については比較的近接距離がながく、影響も少ないと考えられる。

従って、既設橋が昭和9年施工の老朽橋であるという事を考え、沈下、水平変位、傾斜の常時観測を行う予定である。計器類の配置図を、図-1.7.1～図-1.7.3に示す。

各々の測定方法は以下の通りである。

① 傾 斜

傾斜は、新橋に近接する既設橋の6ヶ所(A_1 、 P_2 、 P_3 、 P_5 、 P_6 、 A_2)について、水準傾斜計を橋座上にセットし、工事施工中常時観測を予定する。

② 沈 下 (鉛直変位)

既設橋の橋台、橋脚に標尺をとりつけ、レベルにて観測する。

③ ず れ (水平変位)

既設橋の橋座上にスケールをとりつけ、ピアノ線を A_1 ～ A_2 に張って橋軸方向のずれを測定する。又、既設橋スラブ上に測点を設け、トランシット観測による橋軸直角方向の観測も実施する。

近接基礎工事に伴う現場計測としては、以上のような要領で実施する予定であるが、その他、仮設矢板の変位（矢板の変形、切梁反力）についても何らかの方法で観測したい。

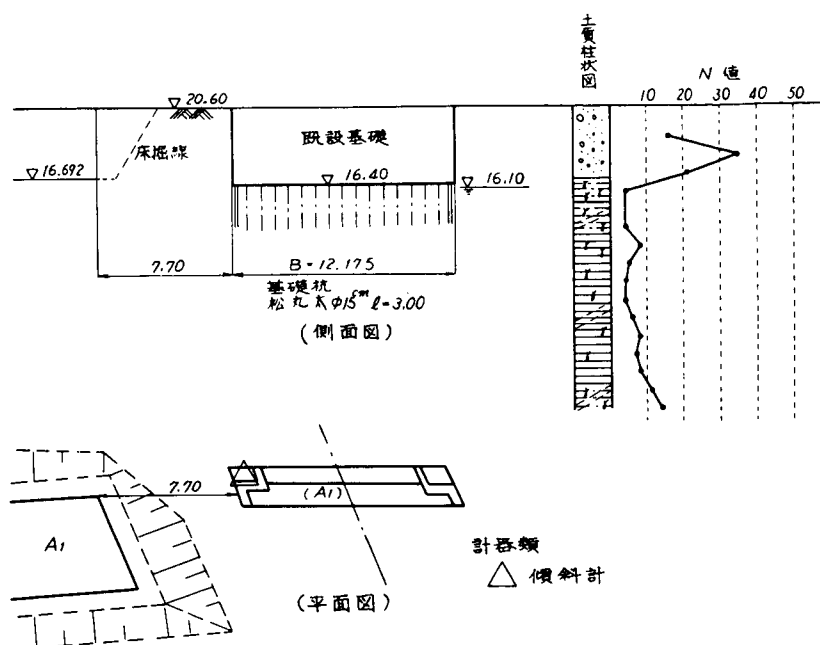


図-1.7.1 施工一般および計器類の配置 (A₁)

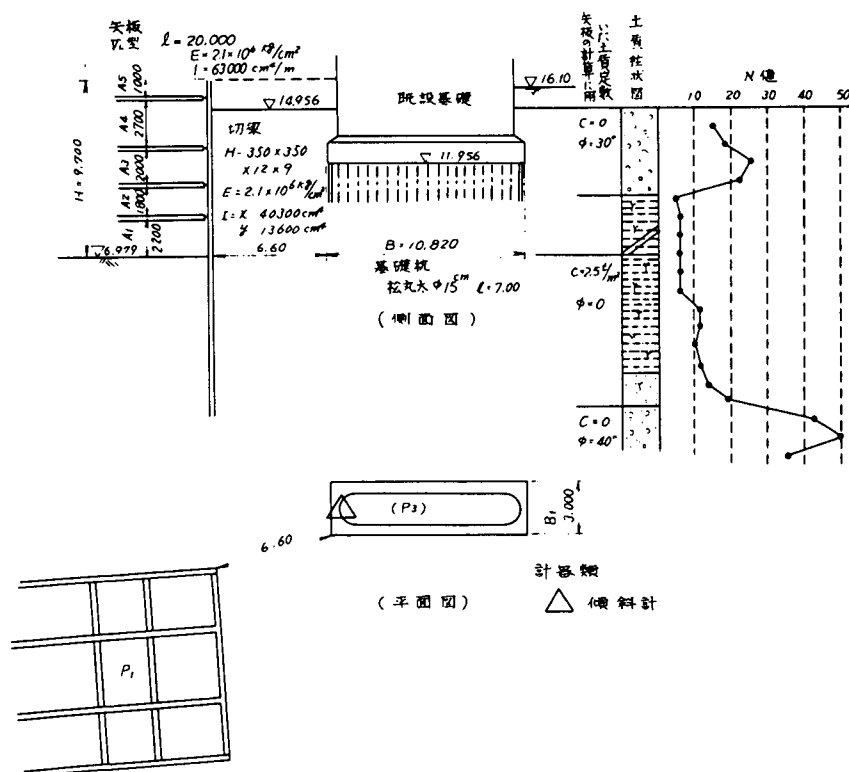


図-1.7.2 施工一般および計器類の配置 (P₁)

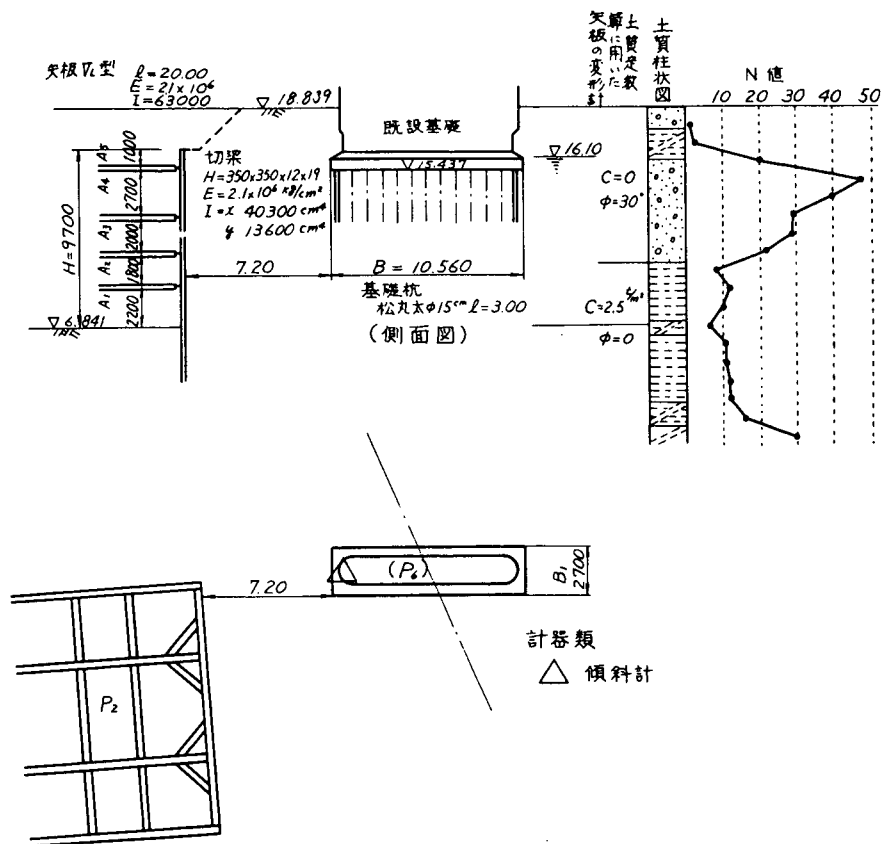


図-1.7.3 施工一般および計器類の配置 (P_2)

(3) 近接程度の判定

橋脚については要注意範囲に入り，場所打ち杭の先端部分が制限範囲内に入っていることから，杭掘削時の孔内崩壊を極力防止する必要がある。

従って，場所打ち杭はベント杭で施工すべきと考えられる。

橋脚 P_1 , P_2 が要注意範囲内に入っていることにより，既設橋の変位観測をしながら施工する事が必要と思われる。

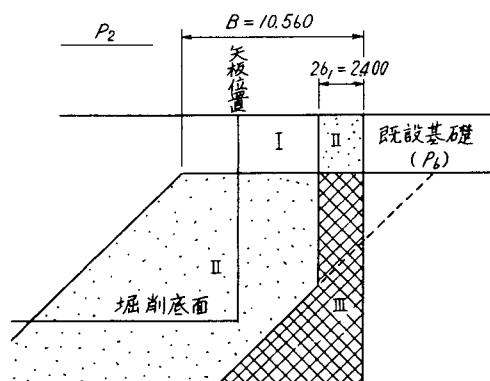
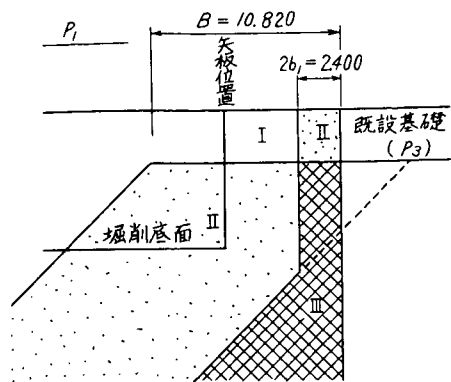
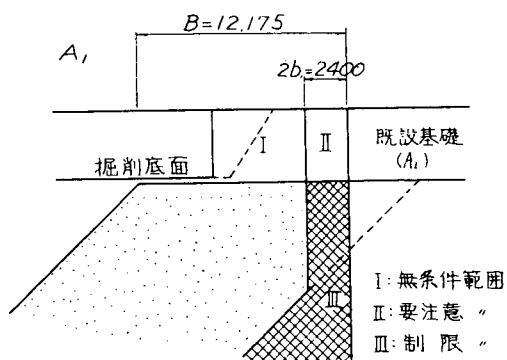


図-1.7.4 国鉄指針(案)による判定

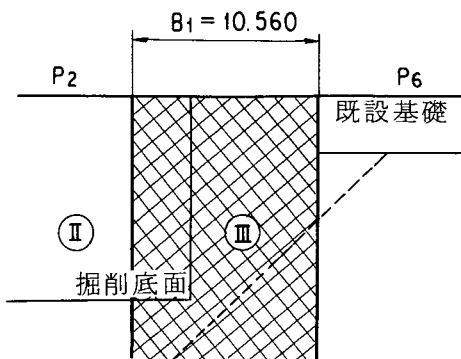
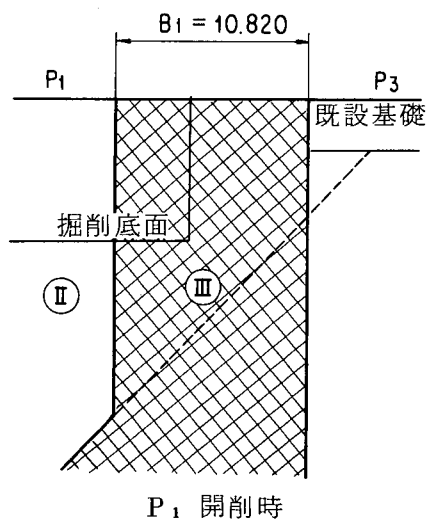
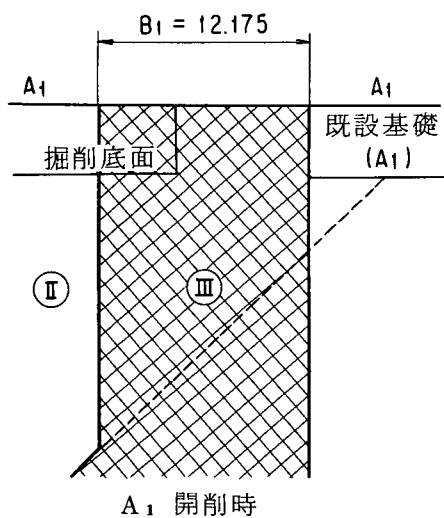
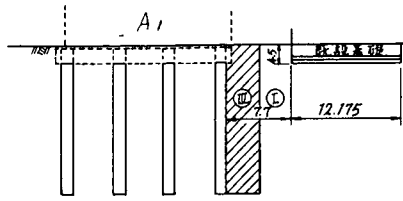
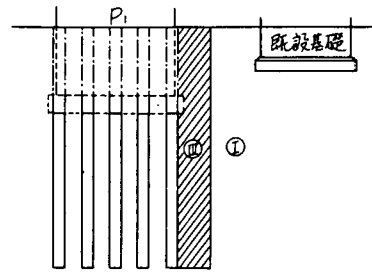


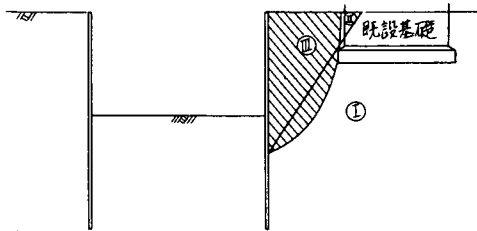
図-1.7.5 首都高基準による判定



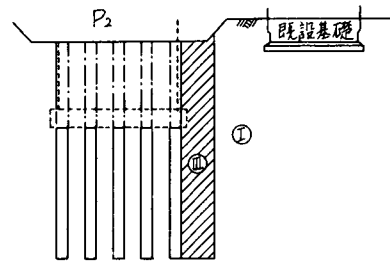
A₁ (場所打ち杭打設時)



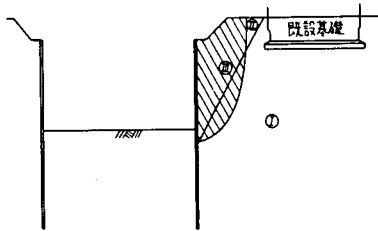
P₁ (場所打ち杭打設時)



P₁ (開削時)



P₂ (場所打ち杭打設時)



P₂ (開削時)

図-1.7.6 要領(案)による判定

(4) 計測結果

計測結果を表-7.1 に示す。変位は測定誤差の範囲内であると考えられる。

表-7.1 実 測 結 果

	A ₂		P ₁		P ₂	
	杭 打 時	開 削 時	杭 打 時	開 削 時	杭 打 時	開 削 時
新 設 基 礎 型 式	場所打杭		場所打杭	鋼天板V L型	場所打杭	鋼天板V L型
既 設 基 礎 型 式	直接(木杭)	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左
要領(原案)による判定	①	①	①	②	①	①
国 鉄 指 針 の 判 定	②		②		②	
実 測 結 果	隆 起 2mm	隆 起 0.5mm	沈 下 1mm	沈 下 3mm	隆 起 0.5mm	沈 下 3mm
変 位 量 の 推 定						

P₁ , P₂ について1部Ⅱ

※ 実測結果は、既設橋の橋脚又は橋台上にて判定したものである。

数値は、観測開始を0とした場合の、該当作業時の値である。

1.8 清水橋

(1) 工事の概要

現橋は、橋長98.0m巾員7.5mで昭和43年に架橋されたものである。下部構造は、橋台2基および橋脚1基で、橋台1基が直接基礎であるほかは、オープンケーソン基礎である。上部構造は鋼連続箱桁1連(2@48.5m)である。

新橋は4車線を計画しているが、まず現橋の下流側に並列し、さらに、川沿いに橋長が215.0m、巾員10.0m(歩道2.5m、車道2車線7.5m)を新設し、新橋の併用によって交通の切替えを行ない引続いて現橋を撤去、新設するものである。新設の上部構造は、鋼連続箱桁2連(2@48.5m、2@44.0m)、鋼鈑桁1連(27.0m)である。下部構造は橋台2基、橋脚4基で、橋台、橋脚各1基がニューマチックケーソン基礎であるほかは直接基礎である。

新橋のニューマチックケーソン基礎は現橋基礎に近接(最小2.3m)しており、新橋基礎の施工に伴ない近接基礎工事の影響が予測され、以下に述べるような現場計測管理を行ったものである。

(2) 施工一般および計器類の配置

既設橋橋台および新設橋橋台の基礎は共にケーソン基礎であるが、近接(最小2.3m)していることと、新設橋台背面近くにガソリンスタンドのタンクが埋設されているなどの理由から、ケーソンの掘削沈下による影響を考慮し、既設橋台の変位および傾斜を計測しながら施工した。

既設橋台と新設橋台の近接状況および変位を測定するための計器類の配置図を図-1.8.1に示す。

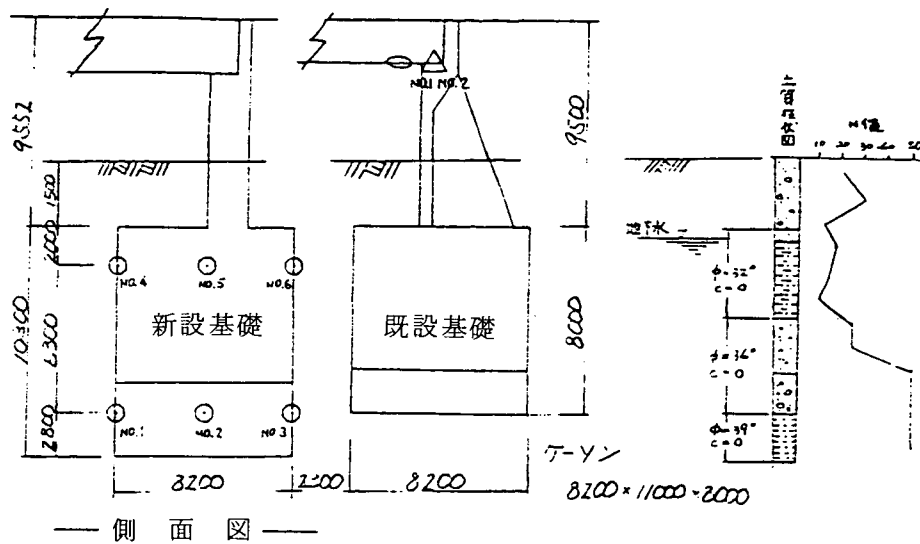


図-1.8.1 計器類の配置

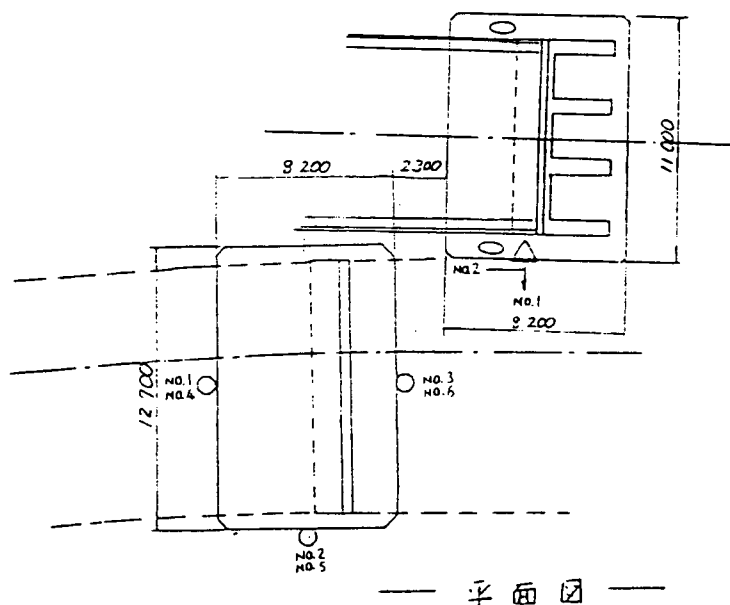


図-1.8.2 計器類の配置

(3) 近接程度の判定

国鉄指針（案）等と対比すると、図-1.8.3 のようになる。図からわかるように、新設橋台設置位置は“制限範囲”にあり、何らかの対策が必要と考えられるが、ここでは近接施工に伴う対策は特に考慮しなかった。要領（案）による判定では、要注意範囲となる。

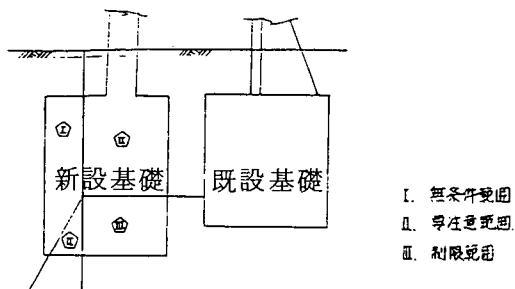


図-1.8.3 国鉄指針（案）および首都高基準による判定

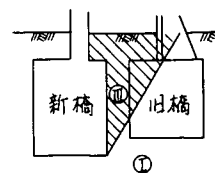


図-1.8.4 要領（案）による判定

(4) 計測結果

傾斜計による測定結果を図-1.8.5に示すが、ほとんど問題となるような変状は現れなかった。

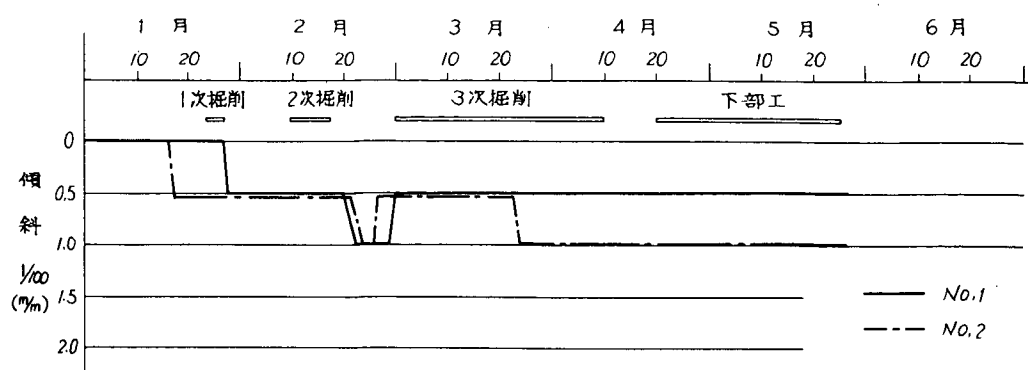


図-1.8.5 変位の時間的進行状況（傾斜）

1.9 相生橋

(1) 概要

1) 工事概要

旧橋は一般国道に建設された橋長121.4m巾員22mの路面電車軌道と、一般自動車道との併用橋で上部構造は連続鋼鈑桁橋、下部構造は井筒基礎ラーメン橋脚である。この旧橋は、昭和8年に架けられたもので橋梁の老朽化と、交通量の増加に対応するため昭和52年9月架替工事に着手した。旧橋梁は、前述のように電車軌道と一般自動車道との併用橋であるとともに交通量が非常に多い市街地に位置しているために、工事期間中といえども全面交通止めは不可能である。したがって、本工事は、日常の交通に支障を来たさないように次のような施工順序とした。

- ① 旧橋梁を挟んで上流側と下流側に拡巾部を設け、旧橋梁の交通をすべて拡巾部側に移す。
- ② 旧橋梁を全面撤去する。
- ③ 中央部の施工を実施して拡巾部と連結し、一体構造とする。
- ④ 拡巾部の交通を中央部に移す。

新設橋梁の構造は、図-1.9.1に示すように上部工において2径間連続鋼鈑桁2連を採用した。下部工の基礎形式はニューマチックケーソン基礎を採用し支持層となる砂レキ層(N=30~50以上)に2m程度沈設させることとした。また橋台の躯体形式は逆T式、橋脚の躯体形式は2径間ラーメン式を採用した。

に位置している。

④ 砂 礫 層

この層は、 $N = 30 \sim 50$ 以上で -20 m 以深に位置する。

(2) 近接程度の判定

1) 国鉄指針（案）および首都高基準による判定

本工事における中央部の橋台、橋脚は、暫定供用中である上・下流側の橋台、橋脚に極めて近接した位置で、基礎形式としてニューマチックケーソン基礎が採用された。ここで A_2 橋台と P_3 橋脚について近接工事における近接の程度を国鉄制定の「近接橋台、橋脚設計施工指針（案）」で判定する。

① A_2 橋台

図-1.9.2 に示すように A_2 橋台は、国鉄の指針によると制限範囲に含まれる。したがってケーソンの沈設に際しては、鋼矢板による遮断防護工を設けることとした。

② P_3 橋脚

図-1.9.3 に示すように P_3 橋脚は、国鉄指針によると要注意範囲に含まれる。したがって、仮締切工を兼ねた鋼矢板防護工を設けることとした。

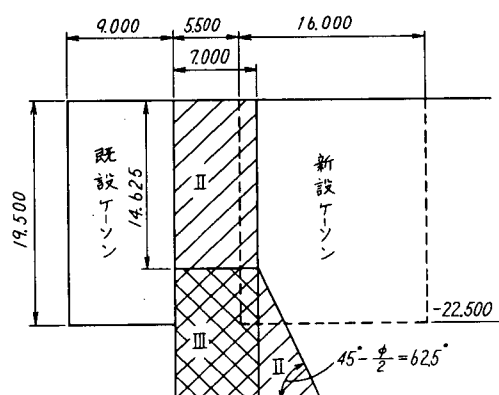


図-1.9.2 A_2 橋台に関する影響範囲

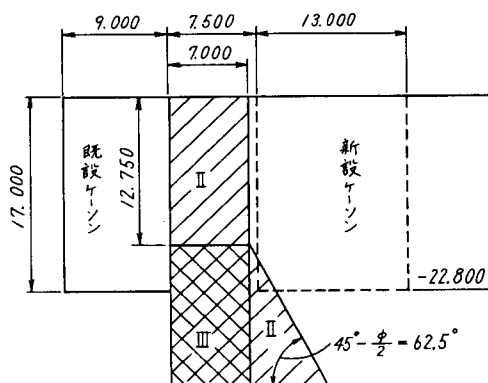
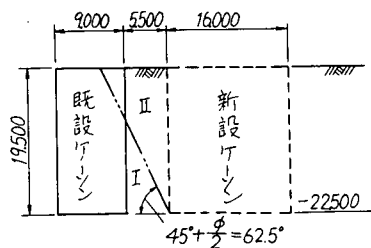


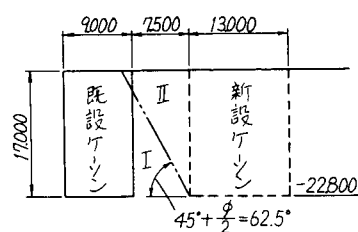
図-1.9.3 P_3 橋脚に関する影響範囲

2) 要領（案）による判定

A_2 橋台、 P_3 橋脚とも要注意範囲となった。



A_2 橋台



P_3 橋脚

図-1.9.4 要領（案）による判定

(3) 計測概要

1) 計測項目

近接工事に伴う隣接構造物ならびに周辺地盤に対する影響を調査するため次の項目について計測を行った。

① 既設構造物に対する影響調査

- 1) 沈 下
- 2) 水平変位
- 3) 傾 斜

② 周辺地盤に対する影響調査

- 1) 沈 下（地表面沈下，地盤内の層別沈下）
- 2) 水平変位（地表面の水平変位，地盤内の水平変位）

③ 仮設構造物に対する影響調査

- 1) 鋼矢板の変形

表-1.9.1 に計測項目と測定装置を示す。

表-1.9.1 計測項目と測定装置

計 測 項 目		測 定 装 置	精 度	備 考
既設構造物	沈 下	レベル		B. M. からの水準測量
	水 平 変 位			KRC-HV-75 システムの測定管の頭部をケーソンに固定する
	傾 斜	固定傾斜計 INA-60	読取精度 $\pm 1/500^\circ$ 安定性 F.S 0.5%	測定範囲 ± 60 分
周辺地盤	地表面の沈下	レベル		B. M. からの水準測量
	地表面の水平変位	テープ		
	地盤内の層別沈下と水平変位	地中変位計 KRC-HV-75	沈 下 ± 2 mm 水平変位 ± 2 mm	
仮設鋼矢板の変形		矢板変位計 KRC-H-75	± 2 mm	

2) 計測装置設置計画

計測装置の設置位置は，既設構造物および周辺地盤に対する影響を把握するうえでケーソン沈設以外の影響を受けにくいとともに，計器の設置および測定上に支障のないところとし，上流側 A₂ 橋台と，上流傾 P₃ 橋脚（図-1.9.5）とした。

3) 測定計画

測定頻度

測定はすべて手動測定とし，測定頻度は

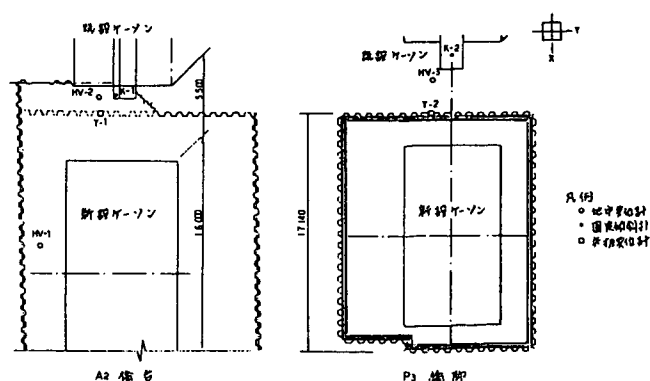


図-1.9.5 計器配置図

次に示す項を基準とした。

① 刃口深度

施工中 1 回／日

② 計測器による測定

施工前 初期値設定として 5 回

施工中 平均的に 1 回／週

施工後

③ レベルなどの測定

施工前 1 回

施工中 必要に応じて

施工後 1 回

測定に際しては、前回データと現場で比較照合することを原則とし、異常があると判断されれば再度測定することとした。次表に各計測項目について測定回数を示す。

表-1.9.2 測定回数一覧表

計 測 項 目		測 定 装 置	測 定 回 数	
			A ₂ 橋 台	P ₃ 橋 脚
既構 造 設 物	沈 下	レ ベ ル	1 5	1 1
	傾 斜	固定傾斜計	5 4	3 9
周 辺 地 盤	地表面の沈下	レ ベ ル	2 9	—
	地盤内の層別 沈下と水平変位	KRC-HV-75	5 4	3 9
	地表面の水平変位	テ ー プ	2 9	—
仮設鋼矢板の変形		KRC-H-75	5 4	3 9

(4) 計測結果

1) 既設構造物の挙動

既設構造物の挙動計測は、上流側 A₂橋台、P₃橋脚の傾斜を固定傾斜計 INA-60 で、上下流側 A₂橋台、P₃橋脚および電柱の沈下を水準測量で行った。既設構造物の傾斜の経時変化図を図-1.9.6 に示す。

その結果、既設構造物の挙動について考えると上流側の P₃橋脚は、多少の特異点はあるが橋軸方向（Y 方向）と、橋軸直角方向（X 方向）ともケーソンの沈設に伴う影響は認められなかった。しかし、上流側の A₂橋台は、第 4 ロット沈設（刃口深度-13.53 m）まではケーソンの沈設に伴う影響が認められなかったが、第 5 ロット沈設時（刃口深度-16.05 m）からケーソン沈設に伴う影響が認められた。特に橋軸方向（Y 方向）では橋台の傾きが最終的に +0.048° に達した。橋軸直角方向（X 方向）でも第 5 ロット沈設時に一時的な変化が認められるが最終的に元の状態に戻っている。橋軸方向の傾き +0.048 の回転軸の中心をケーソン底面とすれば水平変位量は、次式で求められる。

$$\delta = L \tan \theta$$

ここに δ = 水平変位量 (cm)

L = 回転軸の長さ (cm)

θ = 傾斜角 (°)

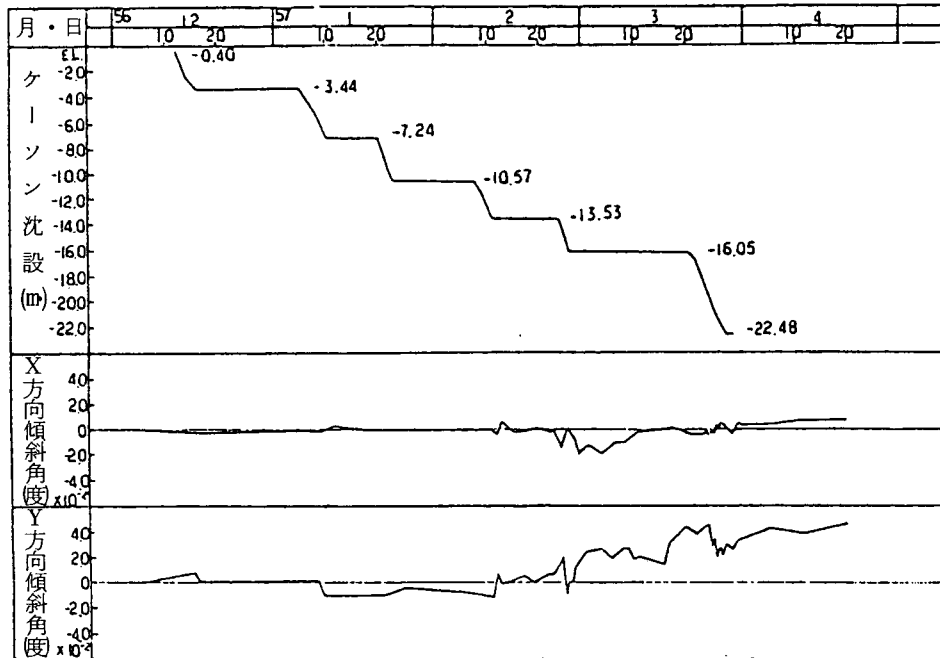


図-1.9.6 A₂橋台固定傾斜計経時変化図 (K-1)

回転軸の長さ $L = 27.0$ m (橋座面) とすると水平変位量は

$$\delta = 2.700 \tan 0.048 = 2.26 \text{ cm}$$

となる。

また、既設構造物の沈下についての計測は、図-1.9.7 の箇所で実施したがその結果を表-1.9.3 に示す。それによると上下流側の A₂ 橋台背面の電柱は第 3 ロット沈設時には、沈下傾向を示し、北側電柱 (上流側) で 6 mm の沈下を生じた。第 4 ロット沈設時には北側と南側電柱の沈下は、13 mm に達した。その後ケーソンの沈設に伴って、除々に沈下し、最終的に電柱の沈下は、34 ~ 35 mm に達した。また、橋台、橋脚の沈下傾向は傾斜計測結果と同様に、第 5 ロット沈設時に沈下傾向を示し、最終的 5 ~ 6 mm に達した。

2) 周辺地盤における地盤内の挙動

地中変位計 KRC-HV-75 システムを用いて、計測した周辺地盤の層別経時変化を図-1.9.8 ~ 図-1.9.9 に示す。図-1.9.10 鋼矢板内の層別沈下 (HV-1) によると、各沈下素子位置における沈下の開始時期はケーソンの刃口が通過する時期とほぼ一致する。電柱の沈下性状と同様に第 3 ロット沈設時

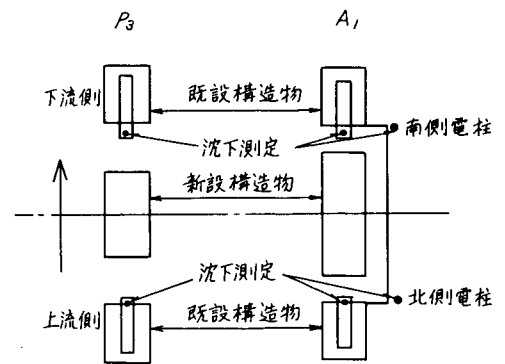


図-1.9.7 沈下測定位置図

までは1 cm程度の沈下量であったが、第4ロット沈設時には沈下量が6 cmに達した。その後第5ロット沈設時には10 cm、第6ロット沈設時には18 cmにも達した。また上流側のA₂橋台およびP₃橋脚の近傍における層別沈下計測でも上述のような現象が認められた。

また、周辺地盤における地中水平変位の経時変化を図-1.9.11～図-1.9.12に示す。

表-1.9.3 ケーソン沈設時の沈下

	電 柱		A ₂ 橋 台		P ₃ 橋 脚	
	北 側	南 側	上 流 側	下 流 側	上 流 側	下 流 側
1 ロット	0	0	0	0	0	0
2 ロット	1	0	1	0	—	—
3 ロット	6	2	1	0	0	2
4 ロット	13	13	1	1	0	2
5 ロット	18	19	3	5	(1)	5
6 ロット	34	15	5	6	—	—

注) 1. 単位はmm

2. () は浮上りを示す。

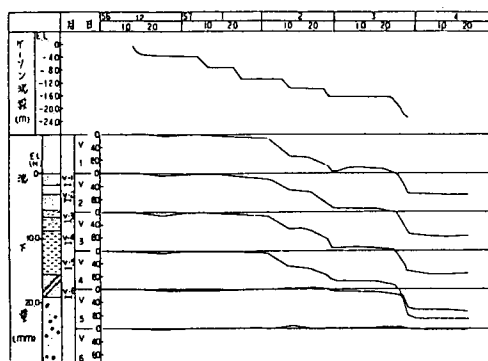


図-1.9.8 層別沈下経時変化図HV-1

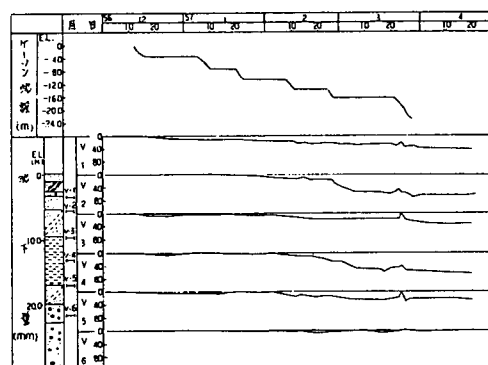


図-1.9.9 層別沈下経時変化図HV-2

この図から上流側A₂橋台附近の地中水平変位(HV-2)についてみると、第3ロット沈設時まで地表面附近のみが引込まれているような形状を示していたが第4ロット沈設時以降において、-18.00～-19.00m付近の水平変位量が卓越する現象を示した。最終的には、地表面で3.0 cm深度-18.00 mで2 cmの水平変位(合成変位)を生じた。この地点の地中水平変位形状は、締切鋼矢板内の変位形状が一方方向のみが卓越しているのに反し橋軸方向と橋軸直角方向ともほぼ同等の変位を示している。図-1.9.13に地表面と深度-18.00m地点

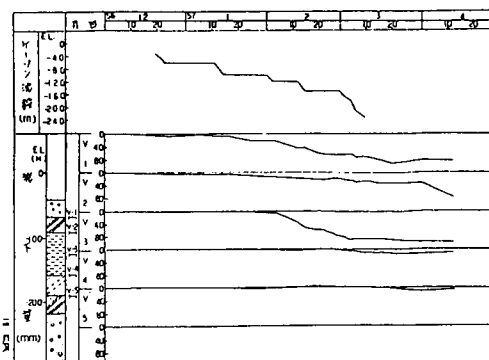


図-1.9.10 層別沈下経時変化図HV-3

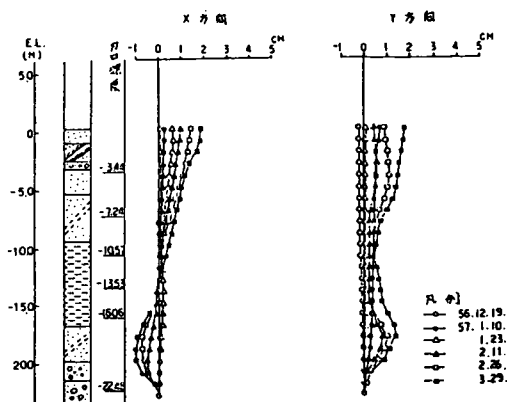
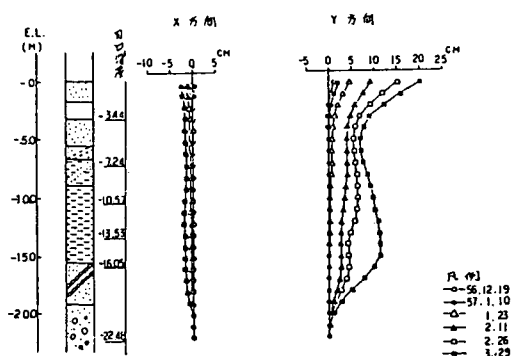
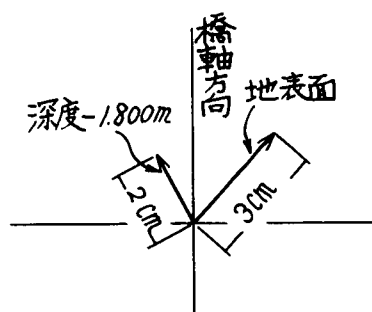


図-1.9.11 地中水平変位経時変化図 A₂ HV-1 図-1.9.12 地中水平変位経時変化図 A₂ HV-2
の合成変位と変位方向を示す。顕著に図-1.9.13のような傾向を示し始めたのは第4ロット沈設計時からである。

3) 周辺地盤における地表面の挙動

地表面の挙動は、レベル測量による沈下とテープによる相対移動量によって計測した。計測位置は新設の A₂ 橋台の背面地盤とし、図-1.9.14 に示すとおりである。



周辺地盤における地表面の沈下は第4ロット沈設後より計測を開始したためそれ以前は不明である。第4ロット沈設直後を初期値として計測した結果、各ロット沈設後の沈下量は次表のようになる。

図-1.9.13 変位ベクトル図

表-1.9.4 ケーソン沈設時の地表面沈下

測点No. 刃口 深度(m) 距離(m)	鋼矢板壁	A	B	C	D
	3.8	11.8	15.3	18.8	23.8
第5ロット沈設後 -16.050	3.4 mm	9 mm	4 mm	1 mm	0 mm
第6ロット沈設後 -22.480	11.4	3.3	1.6	9	1
沈設後 10 日目 -22.480	12.2	3.7	1.9	1.0	2

既設電柱の沈下計測結果と同様にケーソンの沈下に伴って徐々に沈下し、鋼矢板の沈下は、最終的に 80～120 mm にも達した。土留鋼矢板内の地中変位計計測結果と比較すると鋼矢板下端に位置する沈下素子の沈下が 80 mm 程度であり鋼矢板の沈下は、やゝ大きな沈下を示している。したがって地中内の水平変位分布と同様に鋼矢板は、大きく変形していると考えられる。周辺地盤の沈下は距離が離れるにしたがって小さくなり、ケーソン沈設に伴う影響が減少している。第5ロット沈設時においてケーソンの側壁より 18.8 m 地点、第6ロット沈設時において 23.8 m 地点でケーソン沈設に伴う影響をほとんど受けていない。

また地表面の相対移動量についても図-1.9.14 の計測位置において計測した結果を表-1.9.5 に示す。

地表面沈下計測結果と同様にD点はケーソン沈設に伴う影響を受けていないと考えられる。しかしC点は地表面沈下計測結果と異り、第5ロット時にケーソン沈設に伴う影響を受けていないと判断するのは難しい。

4) 仮締切鋼矢板の挙動

仮締切鋼矢板の変形の経時変化を図-1.9.15～図-1.9.16に示す。A₂橋台における仮締切鋼矢板は、A₂橋台付近の地中水平変位の形状と同様に第3ロット沈設時まではケーソンの沈設に伴う影響が顕著でない。

しかし、第4ロット沈設時に頭部2.0cm、第5ロット

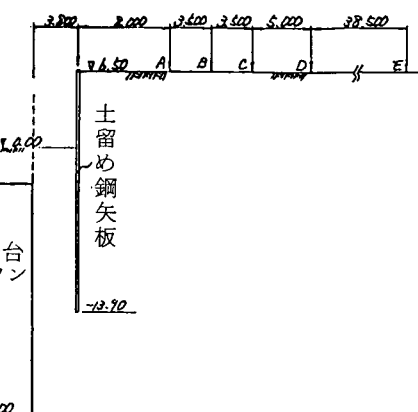


図-1.9.14 計測位置図

沈設時に頭部で3.8cmの変位を生じたがその形状は鋼矢板頭部が引き込まれるように倒れ込んだ様相を示していた。次6ロット沈設時には鋼矢板の中央部付近が押込まれ、シルト層中央で腹を出した形状に変化した。その時の頭部変位は4.1cm、地中最大変位は1.3cmであった。P₃橋脚における仮締切鋼矢板は、A₂橋台における鋼矢板と異り弓形の形状を示しており最大変位量は1cm程度である。

表1.9.5 ケーソン沈設時の地表面変位量

測点 刃口 深度(m)	A ~ D	B ~ D	C ~ D	D ~ E
距離	12.0 m	9.5 m	5.0 m	38.5 m
第5ロット沈設後 -16.050	9 mm	7 mm	4 mm	0 mm
第6ロット沈設後 -22.480	40	21	11	9
沈設後 10日目 -22.480	42	25	15	4

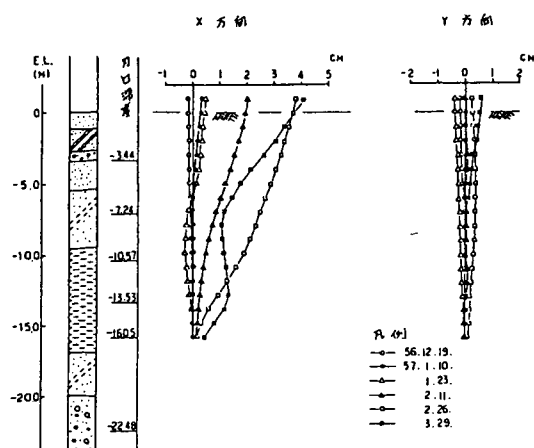


図-1.9.15 地中水平変位経時変化図 A₂

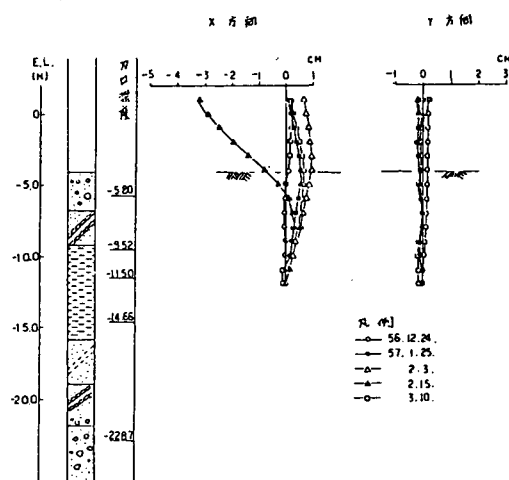


図-1.9.16 地中水平変位経時変化図 P₃

5) 考 察

国鉄の基準「近接橋台、橋脚設計施工指針（案）」で制限範囲にあった上流側A₂橋台は、ケーソンの沈設に伴う影響が認められ、傾きで+0.048°（橋座面での水平変位量2.26 cmと推定）没下で5 mmを示した。この数値はケーソンの安定上ほとんど問題とならない。また要注意範囲にあった上流側P₃橋脚はケーソンの沈設に伴う影響は何ら認められなかった。したがって、既設A₂橋台の変位の原因は、背面土圧に加え次のような起因によるものと考えられる。

1) 既設ケーソン沈設時（S 52～S 54）の漏気及びフクリジョンカット部による前面地盤の強度低下

2) 新設ケーソン（中央部）沈設時の漏気等による前面地盤の強度低下

3) 前面の矢板打抜きによる前面地盤のゆるみによる強度低下

また、周辺地盤に対する影響については、まず図-1.9.17に地表面沈下分布図を示す。これによると2月26日（第5ロット沈設完了時）にはC点における地表面の沈下はほとんど認められない。また、3月31日（第6ロット沈設完了時）にはC点における地表面の沈下は8 mmに達しているがD点における地表面の沈下は1 mmでケーソン沈設による影響は認められない。したがってケーソン沈設に伴う周辺地盤の影響範囲は、鋼矢板の影響や土質の変化などを考えなかった場合。

第5ロット沈設時

$$\theta = \tan^{-1} \frac{5.45 - (-16.05)}{18.0} = 50.1^\circ$$

第6ロット沈設時

$$\theta = \tan^{-1} \frac{5.32 - (-22.48)}{23.0} = 50.4^\circ$$

となり、ケーソンの刃口より50°の範囲と考えられる。

1.10 釈迦堂川橋

(1) 工事の概要

本橋は、一般国道拡巾工事（L=8 km）の一環として、現橋を橋長94.5 m、巾員22.725 mに架替するものである。

現橋は、橋長81 m、巾員8.7 mの鋼ゲルバー桁で昭和30年に完成し、それ以来約25年間一般交通に供用してきたが、経済成長、地域開発と共に急速に伸びた自動車交通の増加、さらに、河川改良計画による現在位置での架け替え工事である。

本橋の架設工事において、特に計画で配慮したことは、橋脚の計画で、現橋直下でしかも既設橋脚と約3 mと最も接近し、さらに下部工底面が既設橋底面より約5 m下になることより万一工事によって現橋に悪影響を及ぼし、交通止め等の非常事態を考慮して型式と施工について比較検討がなされ、ラーメン式橋脚と基礎施工は、ニューマチックケーソンを選定した。

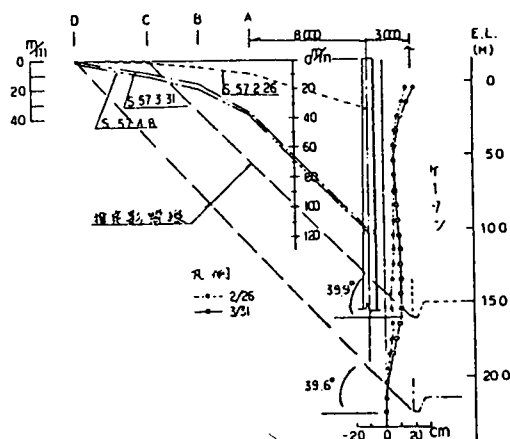


図-1.9.17 周辺地盤の地表面沈下分布図

本工事においては、既設橋の橋台 A_1 (直接基礎) および橋脚 P_1 (直接基礎) に新設橋の橋脚 P_1 (ケーソン基礎) が、さらに既設橋の橋台 A_2 (直接基礎) および橋脚 P_2 (ケーソン基礎) には新設橋の橋台 A_2 (直接基礎) が近接基礎工事となる。

(2) 施工一般および計器類の配置

既設橋の A_2 橋台、 P_2 橋脚および新設橋の A_2 橋台設置位置の断面図、土質柱状図を図-1.10.1 および図-1.10.2 に示す。

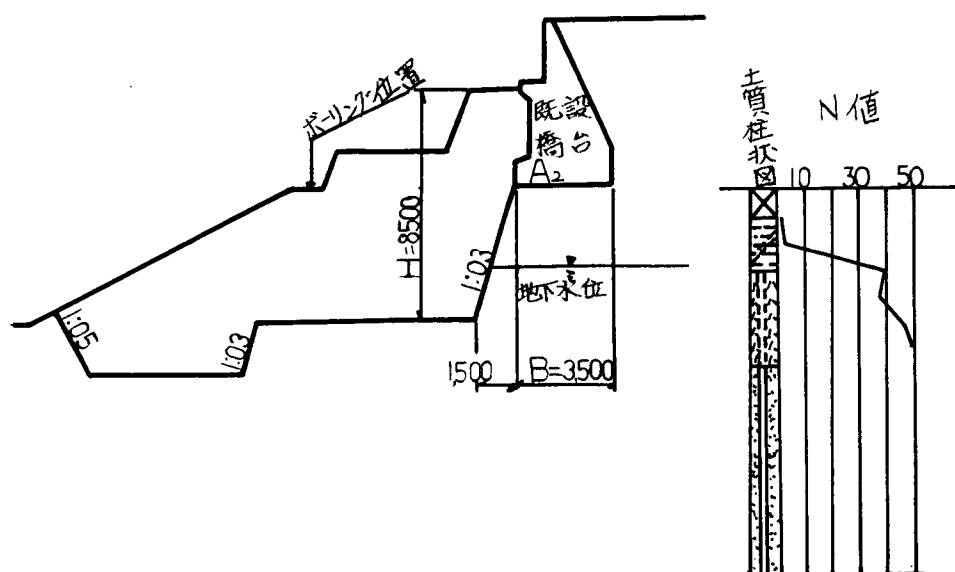


図-1.10.1 既設 A_2 位置断面図

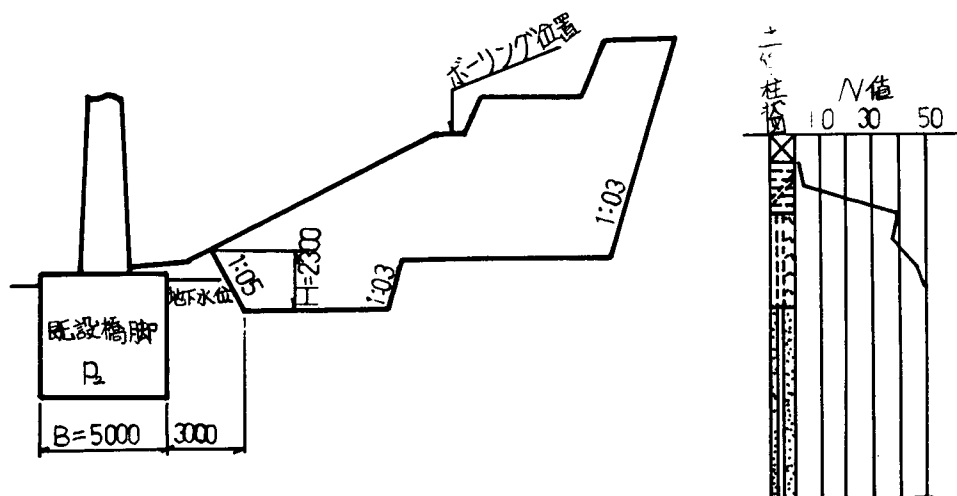


図-1.10.2 既設 P_2 位置断面図

また，新設A₂橋台の工事実施に伴う既設A₂橋台およびP₂橋脚の沈下，水平変位，傾斜などの変状を調査するため現場計測を実施するが，計器類の配置図を，図-1.10.3および図-1.10.4に示す。

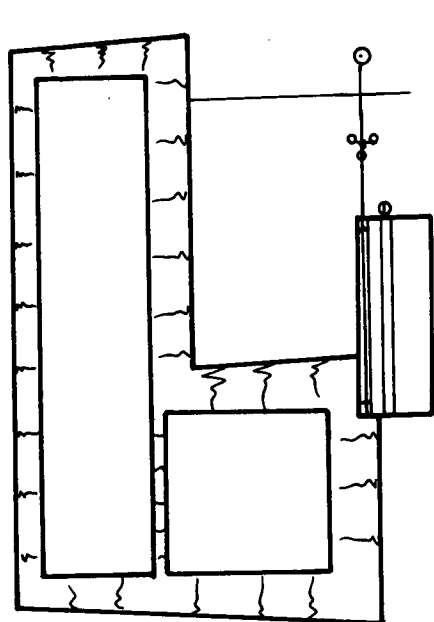


図-1.10.3 計器類の配置 (A₂)

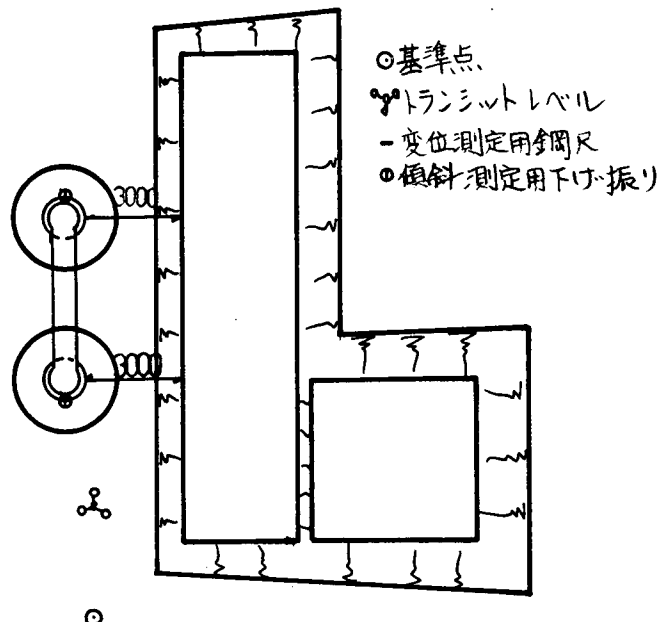


図-1.10.4 計器類の配置 (P₂)

既設橋のA₁橋台，P₁橋脚および新設橋のP₁橋脚設置位置における断面図，土質柱状図-1.10.5および図-1.10.6に示す。

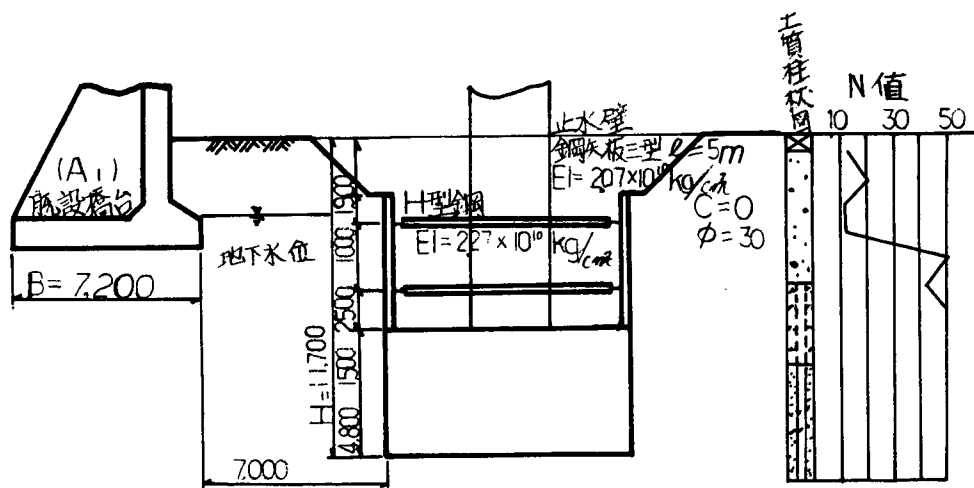


図-1.10.5 既設A₁位置断面図

新設橋のP₁橋脚は，施工上はニューマチックケーソンとしているが，図-1.10.5，図-1.10.6に示すように，断面寸法に比べて根入れが非常に浅いので，設計上は直接基礎として扱っている。

また，新設橋のP₁橋脚の工事実施に伴って生じると考えられる既設A₁橋台および既設P₁橋脚の沈下，水平変位，傾斜などの変状を調査するため現場計測を実施するが，計器類の配置図を図-1.10.7に示す。

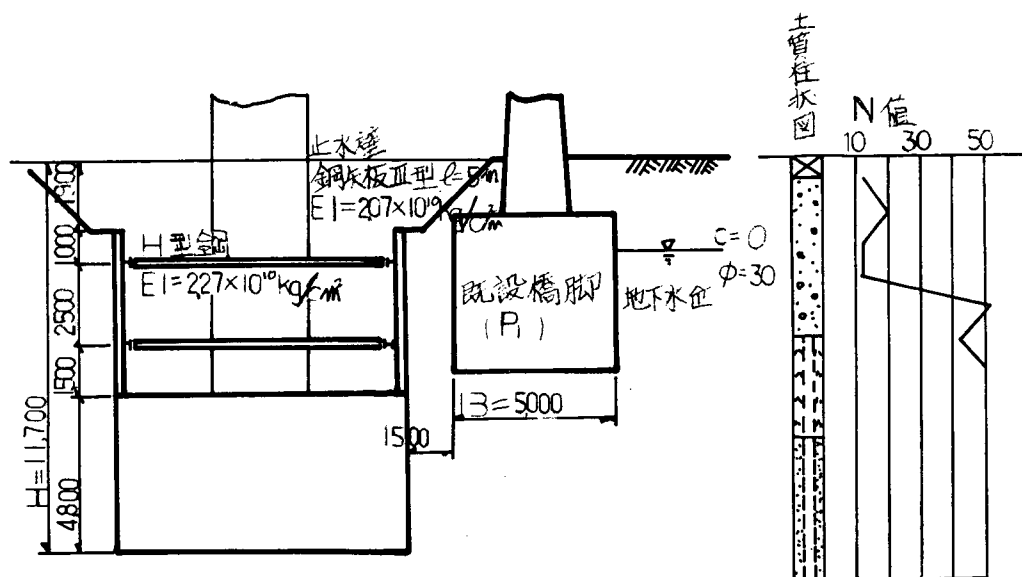


図-1.10.6 既設 P_1 位置断面図

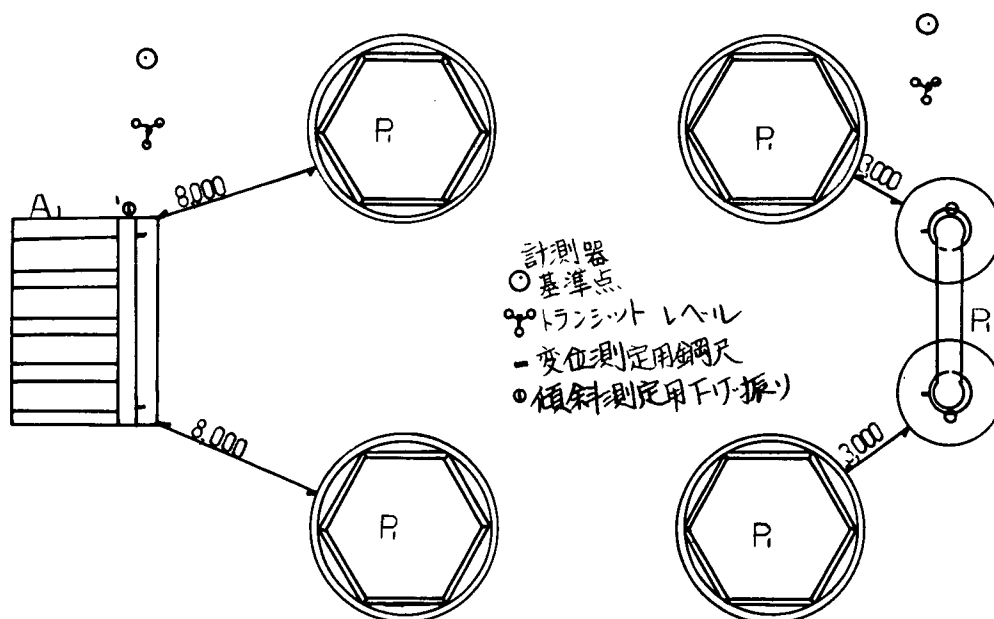


図-1.10.7 計器類の配置 (既設 P_1)

(3) 近接程度の判定

橋台 A_2 および橋脚 P_2 について、国鉄の基準と対比すると、図-1.10.8 および図-1.10.9 のようになる。図からわかるように、橋脚 P_2 は“要注意範囲”内となっているが、橋台 A_2 は“制限範囲”内となっており本工事实施にあたっては、変状防止のため何らかの対策を講じる必要があるものと考えられるが、ここでは施工上特に対策工は設けなかった。首都高の基準の場合は P_2 も制限範囲となった。

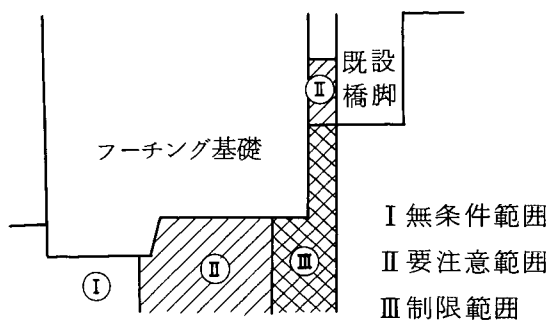


図-1.10.8 国鉄指針(案)による判定

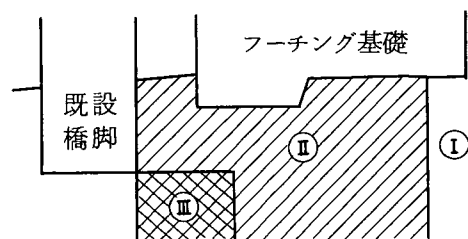


図-1.10.9 国鉄指針による判定 (P₂)

要領(案)では A₂ は影響範囲Ⅲ P₂ は影響外範囲①となった。

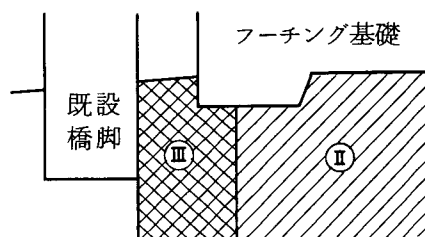


図-1.10.10 首都高基準による判定

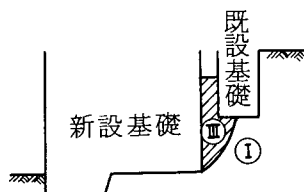


図-1.10.11 要領(案)による判定 (A₂)

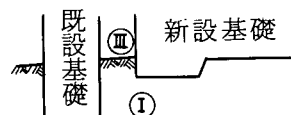


図-1.10.12 要領(案)による判定 (P₂)

新設橋脚 P₁ に関して、既設橋台 A₁ および既設橋脚 P₁ に対する国鉄指針(案)および首都高基準との対比図を示すと、図-1.10.13 および図-1.10.14 のようになる。既設橋台 A₁ に対しては、“要注意範囲”となっているが、既設橋脚 P₁ に対しては“制限範囲”となっている。

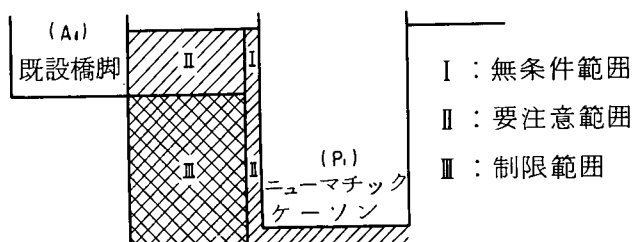


図-1.10.13 国鉄指針(案)による判定 (P₁)

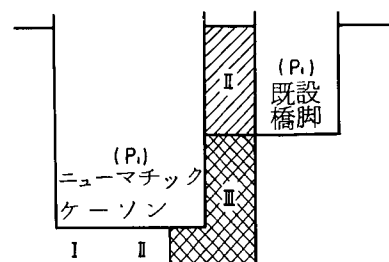


図-1.10.14 国鉄指針(案)による判定 (P₁)

要領(案)による判定では、旧橋 A₁ に対しては影響外範囲①、旧橋 P₁ に対しては、要注意範囲Ⅱとなった。

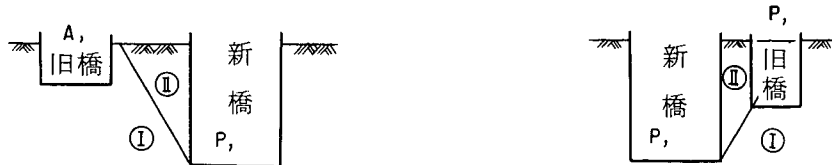


図-1.10.15 要領(案)による判定

(4) 計測結果

工事実施に伴う、既設橋台 A_1 、 A_2 および既設橋脚 P_1 、 P_2 の沈下、水平変位、傾斜などの変状に関して、トランシットやレベルなどの計測器を用いて現場計測を行ったが、いずれについても変状は生じなかった。

(5) 許容変位量

新橋架設後、旧橋を撤去する場合

要 因 上部工の安全度、下部工の安定性

計算根拠 伸縮の可能量、支点沈下による過大な応力が発生しない、地震時の転倒に対する安定、偏心荷重に対する下部工の安全

計 算 値 水平 = 5 cm 以下 (伸縮可能量から)

鉛直 = 2 cm 以下 (上部工の応力増加から)

傾斜 = 1/100 以下 (下部工の安定計算から)

1.11 堀切橋

(1) 工事の概要

本橋付近は、現道拡巾により4車化を図る区間であり、昭和17年架設の現橋の上流側に、昭和54年度にⅠ期工事として拡巾の橋梁を施工して交通切替えを行なった。昭和55年度は、現橋を取壊してほぼ同位置にⅡ期工事として橋梁を架替えし4車化を完了した。

本橋の施工位置は、伊勢湾西部に注ぐ2級河川に架るのである。地質肝要は主に浅海底の隆起によって生じた海岸平野で、沖積世に海の侵入を受けており、地質的に軟弱な海成粘土、シルト層が伏在する。本橋付近では、河川氾濫堆積物の砂層が伏在し、この下部には供積層が分布し、更に下部には第3紀層がこの付近の基盤層を成している。-2m程度までは軟弱なシルトが主体の地層、-2~-7.5m程度は沖積砂層、それより以深は洪積砂礫層である。従って本橋の橋台並びに橋脚は概ね洪積砂礫層に支持を期待したものである。またⅠ、Ⅱ期工事の橋台、橋脚とも掘削深は同一である。橋台は左右兩岸とも杭基礎でPC杭(φ600mm, $l=7.0$ m)であり、左岸側橋台 A_1 は16本、右岸側橋台 A_2 は15本である。

(2) 施工一般および計器類の配置

橋脚 P_1 の近接状況は、図-1.11.2 に示すとおりである。

また、仮締切は図-1.11.3 に示すように鋼矢板Ⅳ型を使用し、根入れ長5.4mを確保し、長さ15mとした。腹起し材は、400H、切梁は350Hを各3段施工した。これらの設計計算にあたっては、仮

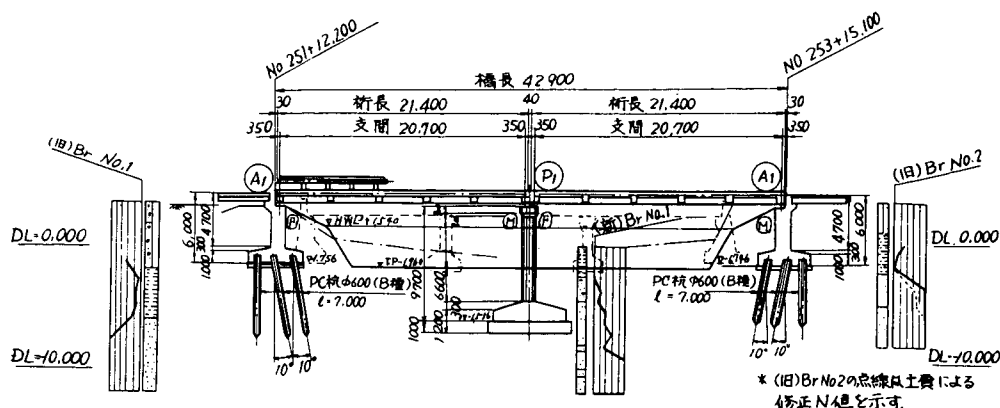


图-1.11.1 一般图

設構造物施工指針に基づいているが、剛性を十分に確保するため安全側の設計となるように鋼矢板、腹起し、切梁の断面算定にあたって配慮した。

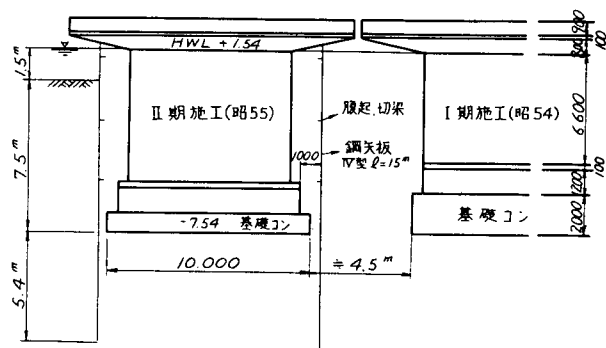


図-1.11.2 橋脚の近接状況

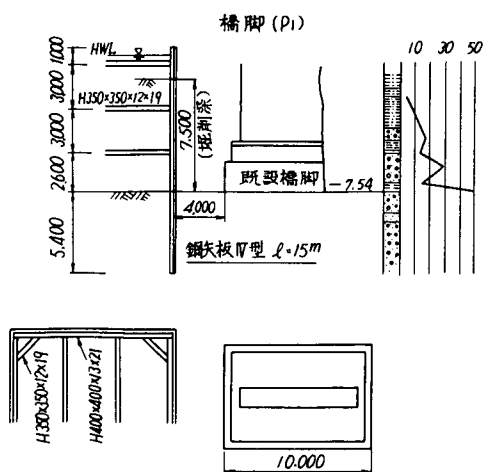


図-1.11.3 橋脚の仮締切

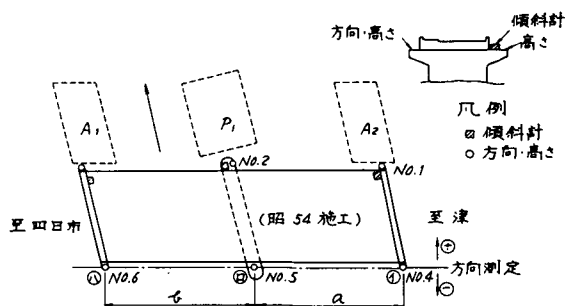


圖-1.11.4 変位観測箇所

変状の観測としては、図-1.11.4 に示すように橋台、橋脚に傾斜計（橋軸方向及び軸直角方向）を設置し、Na 1～Na 6 の鉛直変位、④～⑥の水平変位をトランシット、レベルにより測定した。さらに、スパン a、b をスチールテープにより測定した。

A_1 , A_2 における仮締切は、図-1.11.5に示すように、鋼矢板Ⅲ型を使用し、根入れ長3.5mを確保し、長さ9.0mとした。腹起し、切梁は350Hを1段施工した。これらの設計計算にあたっては仮設構造物施工指針に基づいているが、剛性を十分確保するため安全側の設計となるよう配慮した。

変状の観測としては、3.1.2でも述べたが、図-1.11.6に示すように、橋台、橋脚には橋軸方向及び橋軸直角方向に傾斜計を設置し、さらに測点No.1～No.6の鉛直変位、①～⑥の水平変位をトランシット、レベルによって測定した。また、スチールテープにより、スパンa, bの測定も実施した。

(3) 近接程度の判定

国鉄指針(案)によれば図-1.11.7に示すように P_1 については要注意範囲、 A_1 , A_2 では制限範囲となる。首都高基準では P_1 も制限範囲になる。

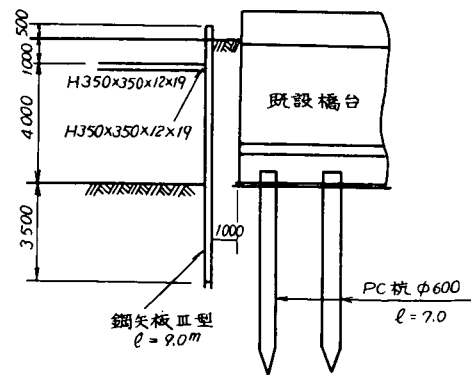


図-1.11.5 橋台の仮締切

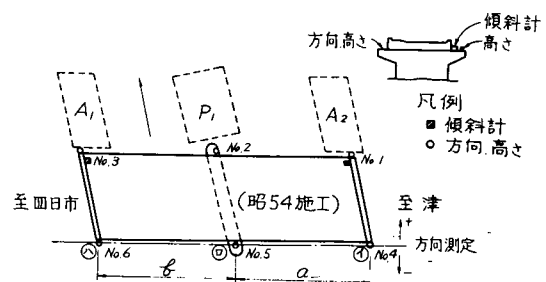


図-1.11.6 変位観測箇所

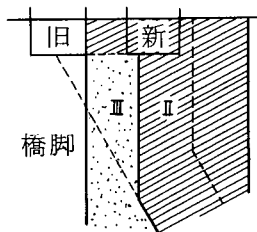


図-1.11.7 国鉄指針(案)による判定

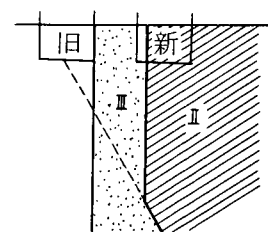
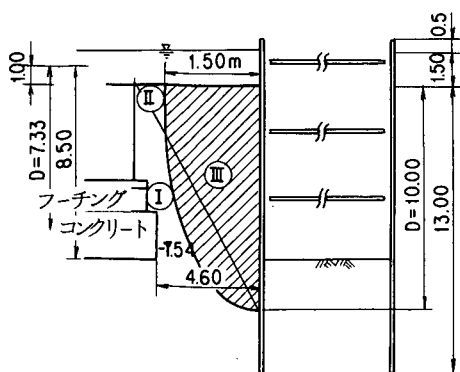
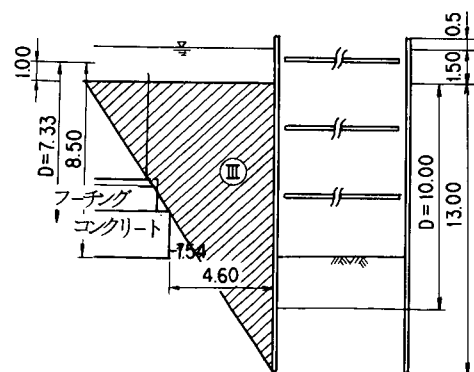


図-1.11.8 首都高基準による判定

要領(案)による判定では、要注意範囲となる。

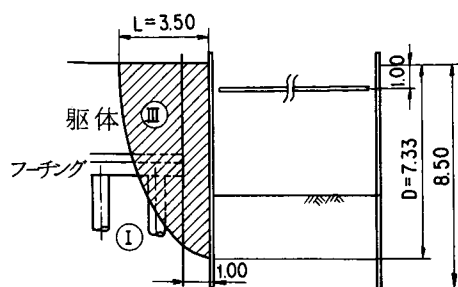


(掘削時)

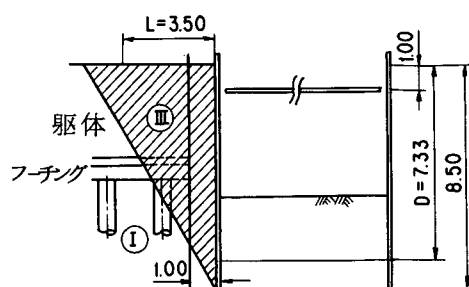


(矢板引抜き時)

図-1.11.9 要領(案)による判定(P_1)



(掘削時)



(矢板引抜き時)

図-1.11.10 要領(案)による判定 (A_1 , A_2)

(4) 計測結果

鉛直変位, 水平変位, スパンについては測定期間中変状は全く見られない。また, 傾斜計の測定結果を図-1.11.11 に示すが, P_1 については変状はほとんど見られない。

橋脚の変状が見られないのは, 近接基礎工事ではあるが, 地質条件が良好なことおよび掘削深が既設構造物と同一であったためであると考えられる。

A_1 , A_2 については鉛直変位, 水平変位およびスパンの測定値については, 測定期間中全く変状は見られない。

傾斜計の測定結果は, 図-1.11.12~図-1.11.13 に示すとおりであるが, 既設橋台 A_1 , A_2 の傾斜はそれぞれに近接する新設橋台 A_1 , A_2 の施工による影響よりも, むしろ橋脚 P_1 の施工工程により変状を受けているようである。すなわち, P_1 の掘削は 9 月 24 日~10 月 12 日にわたって行われたが, この掘削の進行に伴い 9 月 29 日~10 月 4 日に両橋台とも下流側に傾斜変状を加速したことになる。 A_1 は 10 月中旬頃から, また A_2 は 10 月下旬頃から下流側にさらに傾斜変状をきたしているが, これは P_1 の水替えが長期化したことにより何らかの要因で地盤内の変位が伝達したために生じたと考えられる。11 月 6 日以降には埋戻しを始めており, その頃より橋台の傾斜変状はほとんど見られない。

A ₁	X 橋軸方向	+6分 +3分 0 -3分 -6分	0	+6"	+6"	+6"	+6"	+6"	0	+27"	+18"	+18"	+28"	+24"		
	Y 橋軸直角方向	+6分 +3分 0 -3分 -6分	-17"	-55"	-80"	-92"	-92"	-88"	-219"	-188"	-188"	-217"	-247"	-247"		
	基準高	+10 0 -10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
A ₂	X 橋軸方向	+6分 +3分 0 -3分 -6分	-6"	-8"	-10"	-10"	-10"	-8"	-35"	-46"	-46"	-46"	-46"	-46"		
	Y 橋軸直角方向	+6分 +3分 0 -3分 -6分	-18"	-34"	-34"	-34"	-47"	-47"	-112"	-145"	-135"	-135"	-128"	-127"		
	基準高	+10 0 -10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
			9/10	9/15	9/17	9/20	9/24	9/26	9/29	10/4	10/8	10/11	10/14	10/18	10/21	10/24
			鋼夫板打ち													
			鋼夫板打ち 堀 削 橋コン 基礎コン 柱コン													
			基礎板打ち 鋼夫板打ち 堀 削 橋コン													

図-1.11.12 A₁, A₂ の傾斜 (その 1)

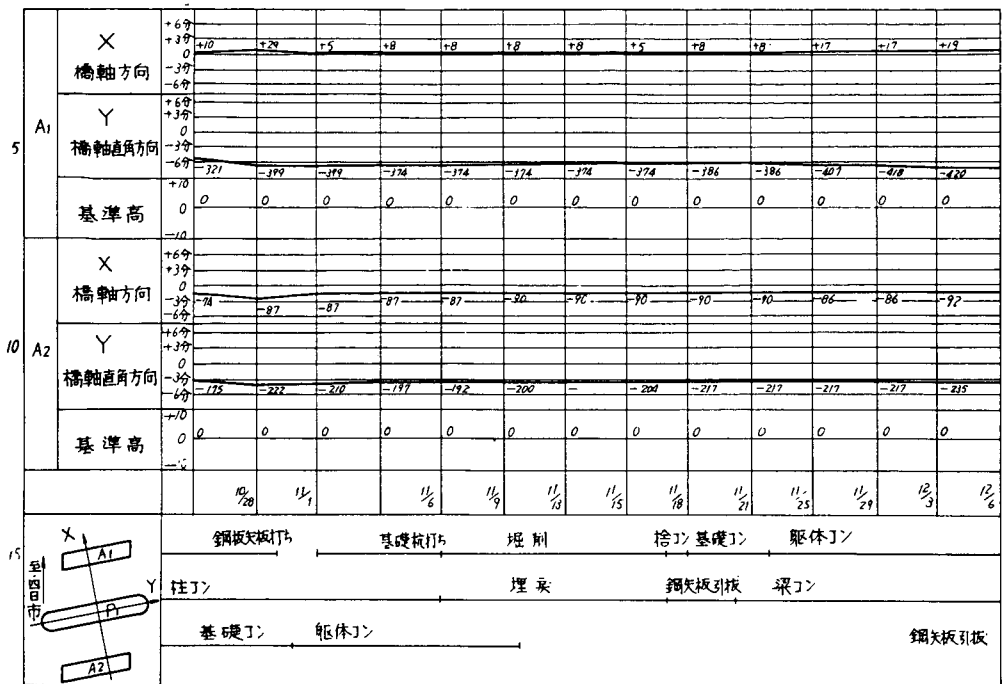


図-1.11.13 A₁、A₂の傾斜(その2)

1.12 三ヶ野橋

(1) 工事の概要

既設橋は昭和26年に施工されたもので、全長132.9m、8径間単純プレートガーター構造となっており、橋台、橋脚は松杭をフーチング部に有する逆T式である。一方、新橋は全長130.0m、3径間連続プレートガーター構造であり、鋼管杭で支えられた逆T式橋台と張出式橋脚である。

既設橋と新橋の中心線間隔は、約16mの位置に平行に建設されたものであるが、新橋橋脚フーチングの深さは既設橋に比べ5～10mも深くなっており、フーチング施工時の掘削による地盤の動きが既設橋基礎に与える影響が問題となった。特に、既設橋P₂と新橋P₁ではフーチング深さの差が大きく、両フーチング間の距離も非常に小さい。

現場付近の地層は、河川中央付近で小笠層と盤田原層の段差が見られ、旧河床堆積物と思われるレンズ状の砂層が存在しているが、概ね水平層地盤となっている。新橋基礎は、小笠、盤田原層の砂礫又は細砂層を支持層とする鋼管杭で施工され、既設橋の支持層は、右岸側は沖積砂礫もしくは砂層、左岸側は沖積粘性土層である。

(2) 施工一般および計器類の配置

新橋施工に伴う土留工は、鋼矢板Ⅳ型(A₁, A₂, P₂)およびV₁型(P₁)を使用し、特に既設橋に接近しているA₁, A₂, P₂については、遮断防護工として鋼矢板Ⅲ型を施工した。

また、既設橋に対する変位観測としては、①橋台、橋脚の傾斜、②沈下(鉛直変位)、③ずれ(水平変位)などについて観測を行なった(図-1.12.1参照)。

- ① 傾斜……傾斜は新橋に近接する既設橋の6ヶ所(A₁, P₁, P₂, P₅, P₆, A₂)について、気泡管式傾斜計を橋座上にセットし、工事施工中毎日観測を実施した。
- ② 沈下……沈下の観測は、既設橋の橋台、橋脚に標尺を取付けてレベルで測定した。観測ヶ所は全ての橋台、橋脚の上、下流側で週1～2回実施した。
- ③ ずれ……既設橋の下流側橋座上にスケールを取付け、ピアノ線をA₁～A₂に張って橋軸方向の変位を測定した。また、既設橋スラブ上に測点を設け、トランシット観測による橋軸直角方向の観測を実施した。

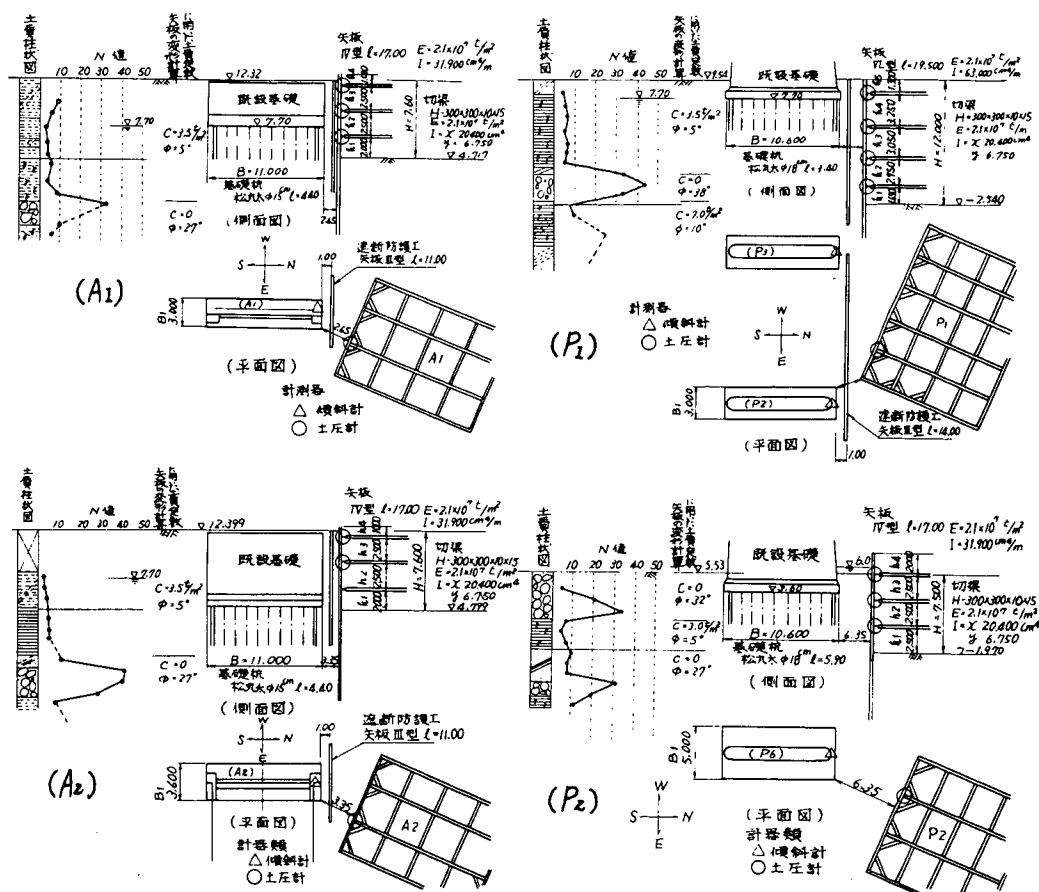


図-1.12.1 施工一般および計器類配置図

(3) 近接程度の判定

新橋の基礎は打込み杭であるが、その影響区分は図-1.12.2のようになり、全て“Ⅲ制限範囲”となる。また、本工事においてはフーチングの掘削がかなり深いので、杭の打込みによる現橋への影響よりも深い掘削による影響が大きいものと思われるので、フーチング基礎としても検討してみた。地盤条件を均一な粘性土 ($\phi = 0$, $C = 3.5 \text{ t/m}^2$, $r = 1.7 \text{ t/m}^3$) として国鉄基準により検討すると、橋台、橋脚とも“Ⅱ要注意範囲”になっており、特に A_1 , A_2 橋台と P_1 橋脚は、“Ⅲ制限範囲”にかかっており、フーチング基礎としてみた場合にも何らかの対策が必要であると考えられた。

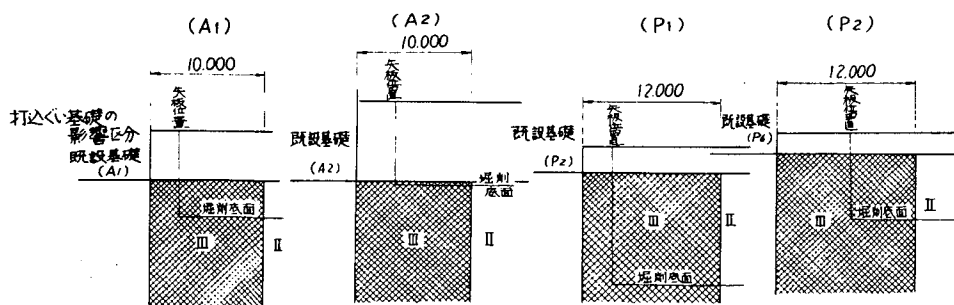
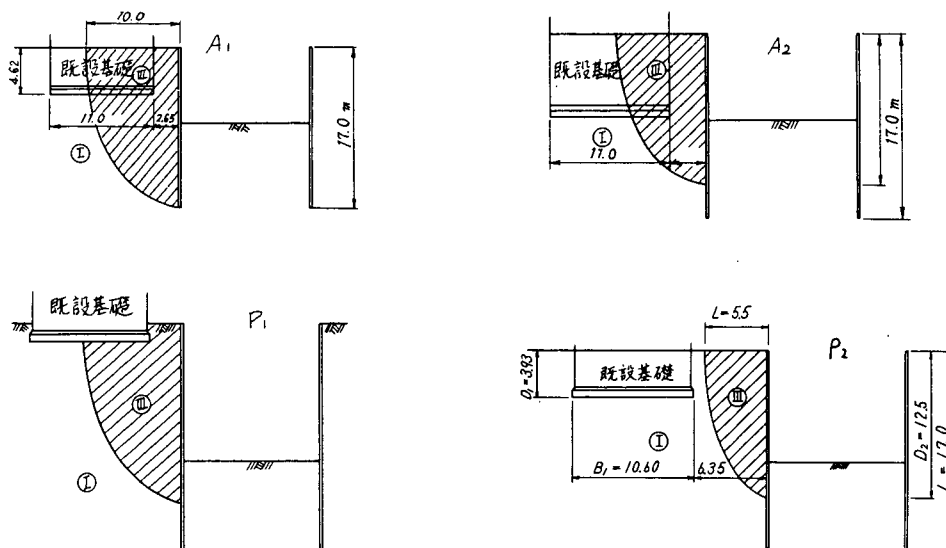


図-1.12.2 国鉄指針(案)による判定

要領（案）による判定では、開削に対してA₁、P₁、P₂が影響範囲ⅢとなりA₂では要注意範囲Ⅱとった。杭打ち時においては影響外範囲となっている。



(4) 計測結果

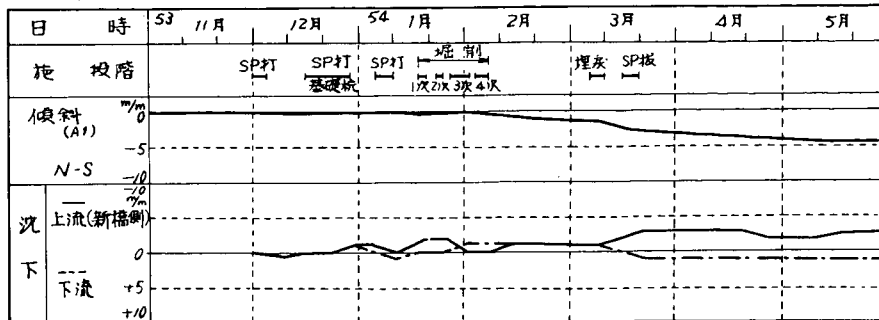
① 傾斜

図-1.12.4は、新橋の橋台、橋脚に最も近い既設橋（ A_1 、 P_2 、 P_6 、 A_2 ）について示したものである。図中N-S方向は（-）をN、すなわち新橋方向への傾き、E-W方向は（-）をE方向への傾きとして表わしたものである。

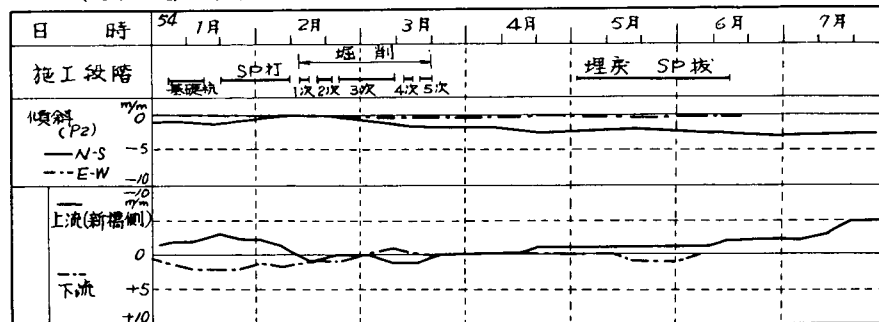
N-S方向は3~4 mm (フーチング巾Bに対して), E-W方向は0.1~0.2 mm (B₁に対して)の変位が観測されたが, 施工段階と対比してみると, 掘削中(2次, 3次掘削)以降, 徐々に傾斜変位が始まり, 又矢板引抜き後さらに進行している(特にA₁, A₂)。

上流側，すなわち新橋側の沈下は3～5mm程度であり，傾斜測定による結果とほぼ似ており，矢板引抜き後にも沈下が大きくなっている。

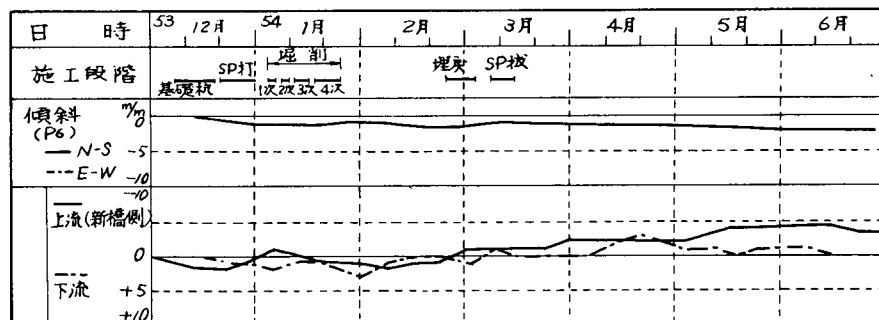
(既設橋台A1)



(既設橋脚P2)



(既設橋脚P1)



(既設橋台A2)

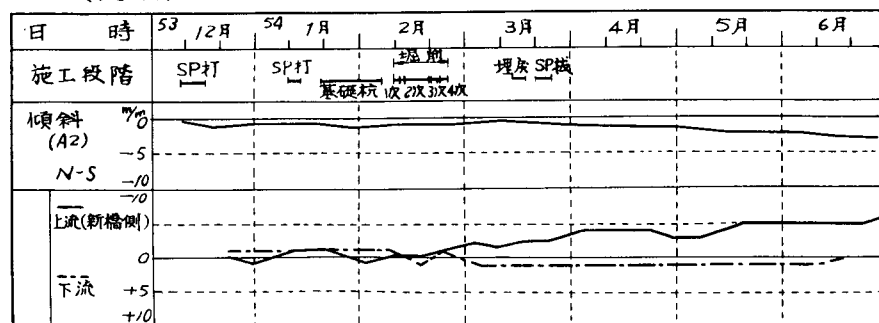


図-1.12.4 変位の時間的進行状況 (傾斜, 沈下)

(5) 許容変位量の検討

新橋架設後に既設橋を撤去する場合の変位に関する限度は、次の2つの要因に左右される。

① 上部工の破壊に対する安全性

単純桁であるので橋脚間の橋軸方向不等沈下量については相当量許容出来よう(10～数10cm)。

橋軸直角方向の許容不等沈下量は、通常の鉄骨構造物などで推奨されている(浅間)許容傾斜角 $\theta_a = 1/250 \sim 1/120$ を参考として、外側主桁間(4@200=800)の許容不等沈下量の目安としては、 $S_a = 5\text{ cm}$ 程度と考えられる。

沓レベルでの橋軸方向の許容水平変位量は、桁が沓から外れない、又は桁に過大な軸応力が生じないことを主条件とすれば、 $S_a = 10\text{ cm}$ 程度は許容出来よう。

橋軸直角方向の許容水平変位量は、沓が破壊しない限度を考慮して、 $S_a = 5\text{ cm}$ 程度は許容出来よう。

② 基礎工の破壊に対する安全性

橋脚の許容出来る限界沈下量として、地盤の安全性から求めることは困難であるが、一応の目安として次の様な計算を実施した。

限界沈下量 S_a を粘着力が降伏値まで稼働したときとすれば

$$S_a = \frac{q_f}{k_v} \text{ (cm)}$$

k_v : q_f 以内での鉛直地盤反力係数 (kg/cm^3)

但し、圧密などによる変形は対象外とする。

q_f : 降伏支持力

$$\frac{q_e \text{ (極限)}}{q_f \text{ (降伏)}} = 1.5 \text{ とし} \quad q_f = \frac{q_e}{1.5} + r D f$$

(P_6 橋脚を例にとって計算すれば)

$$k_v = 12.8 k_{v0} \cdot B_v^{-3/4} = 0.29 \text{ kg/m}^3$$

$$B_v = (B \cdot L)^{1/2} = 574.46 \text{ cm}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 2.67 \text{ kg/cm}^3 \quad (\alpha = 4, E_0 = 20 \text{ kg/cm}^3)$$

$$q_f = \frac{26.29}{1.5} + 3.23 = 20.76 \text{ t/m}^2$$

$$S_a = \frac{20.76 - 1.30}{0.29} = 2.68 \text{ cm (現在の接地圧} = 13.0 \text{ t/m}^2)$$

この値は、圧密沈下および周辺地盤全体の変形による橋脚の沈下は含まない。従って、橋脚に更に荷重が載り降伏に達するまでの沈下量の目安であり、限界沈下量としては数cmが限度であろう。

以上の検討結果を総合的に判断すると、本工事の既設橋に対する許容変位量は次のようにまとめられる。

(a) 国鉄基準による判定で“Ⅲ制限範囲”にかかると判断した方がよいと考えられる新橋構造物は、 A_1 、 A_2 橋台、 P_1 橋脚。

(b) 土留め工としては、透水性、剛性、施工性、撤去性、などを考慮し、鋼矢板土留め工が望ましい。

(c) 既設橋の地盤支持力の安全度 $F_s > 2.0$

(d) 静的変位量に関する恕限度（提案値）

橋軸方向許容水平変位量 $S_a \simeq 10 \text{ cm}$

橋軸直角方向変位量 $S_a \simeq 5 \text{ cm}$

“ 許容不等沈下量 $S_a \simeq 5 \text{ cm}$

橋台の許容沈下量 $S_a \simeq 10 \sim \text{数} 10 \text{ cm}$

(e) 更に、既設橋の P_2 橋脚に関する、FEM解析による変位予測結果は、

沈 下 $S \simeq 3 \text{ cm}$

水平変位 $S \simeq 3 \text{ cm}$

1.13 本城橋

(1) 工事の概要

本橋は旧橋老朽化に伴う架替え工事が行われており、昭和55年度は下部工が施工された。この工事は、非常に近接した施工となるため、旧橋に対する悪影響が懸念された。

旧橋は、昭和45年に施工した橋長107 m、巾員6.5 mのPCポステン桁のコンクリート橋である。下部工の基礎は $\phi 500 \text{ mm}$ の鋼管杭である。また、新橋も同じく橋長107 m、基礎は $\phi 500 \text{ mm}$ の鋼管杭であり、根切り深度は5.2 mである。

施工箇所付近は、沖積シラスが比較的厚く堆積しており、周囲にはシラス台地が迫っている。河床付近には、N値2程度の緩い砂礫伏の粗砂が深度5 m付近まで堆積する。その下位のシルト質細砂は貝殻片や小礫を混入し、深度13 m付近まで続く。この層の下部は比較的締っているが、上部は $N=10$ と緩い。深度12～18 m付近には若干の軽石片、貝殻片の混入した均質な中砂が分布する。それ以深は比較的よく締った洪積シラス層が厚く分布する。

(2) 施工一般および計器類の配置

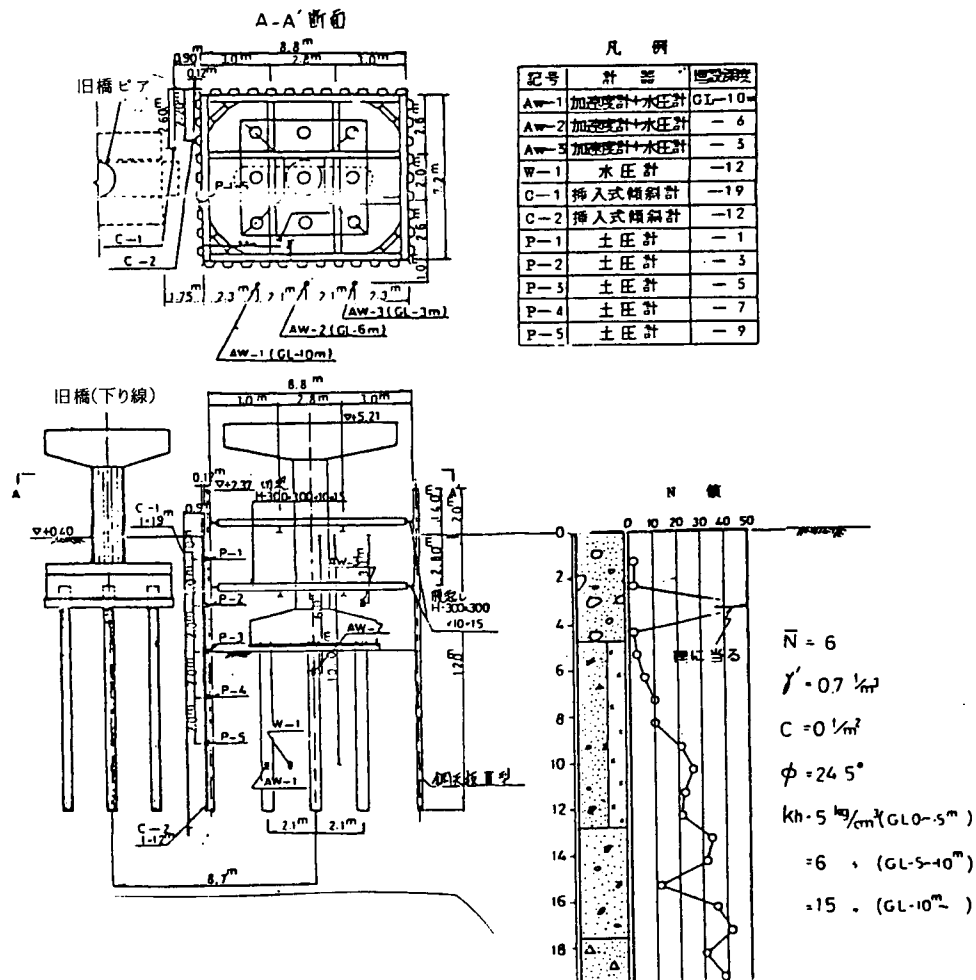


図-1.13.1 計器配置図

(3) 近接程度の判定

国鉄指針（案）及び首都高基準では、図-1.13.2 から明らかなように“制限範囲”内での施工となった。

要領（案）による判定では、杭打設時は影響外範囲①，開削時は要注意範囲②となった。

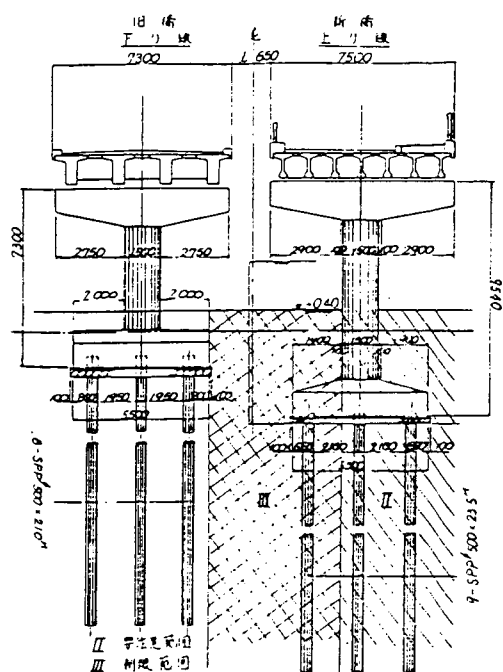


図-1.13.2 国鉄指針（案）および
首都高基準による判定

(4) 計測結果

挿入式傾斜計で測定した地盤内の水平変位の測定結果は図-1.13.4の通りである。掘削に伴って水平変位量も増加しているが、矢板の最大変位は12.4 cm、矢板から0.9 m離れた位置での地盤の最大変位は9.5 cmであった。

また、トランシットで測定した旧橋の変位の時間的進行状況を図-1.13.5に示すが、本工事の施工による影響よりも交通荷重などによるバラツキの方が大きく、結果的に変状は生じなかったものと考えられる。

(5) 許容変位量の算定

① 許容沈下量

上部工は単純桁であるため比較的大きな沈下を許容するので、下部工から決定する。便宜的に、杭先端の極限支持力 (1252 t/m^2) に相当する弾性沈下量を、ブシネスク式から求めれば $\delta = 15 \text{ cm}$ となる。ここで安全率 $F_s = 2$ とすれば許容沈下

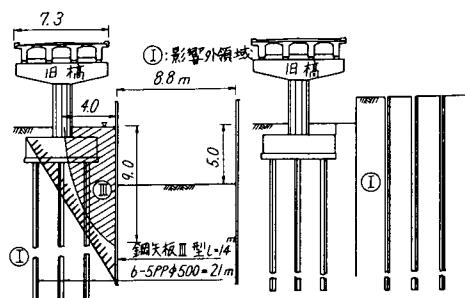


図-1.13.3 要領(案)による判定

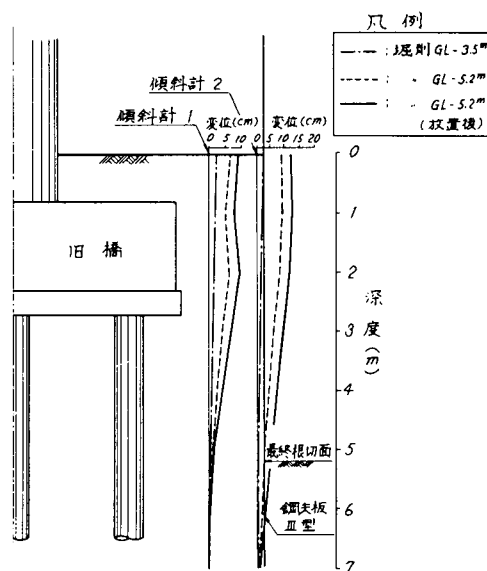


圖-1.13.4 地盤水平變位圖

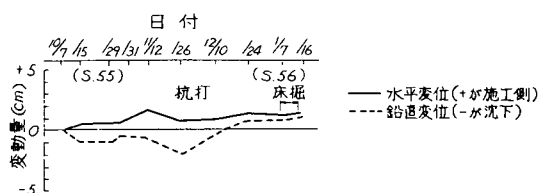


図-1.13.5 変位の時間的進行状況図

量は $\delta a = 7.5 \text{ cm}$ となる。

② 許容水平変位量

上部工において、桁間の目地（3 cm）が、接触するときの水平変位を求めれば、 $(\delta h) = 4 \text{ cm}$ となり、これを許容水平変位量とする。

③ 許容傾斜

許容しうる不等沈下を便宜上、許容沈下量の半分と仮定して、これに相当する傾斜を許容傾斜とすれば、 $\theta \approx 1/200$ となる。

④ 旧橋の水平変位量の試算

掘削時の背面地盤のゆるみに基づく旧橋ピア頭部での水平変位を、弾性支承上の梁の理論により試算してみた。解析モデルは、図-1.13.6 に示したが、地盤のゆるみを横方向地盤反力係数 K 値の低下として扱い、深度 0～5 m までのゆるみ範囲として旧橋の水平変位量を計算した。なお、 K 値は孔内水平載荷試験の結果を、 δ および K_0 は経験的な値を用いた。試算の結果、得られた K 値の減少率と旧橋頭部水平変位量の関係を図-1.13.7 に示すが、地盤が極度にゆるんだ状態（ $K = 0 \text{ kg/cm}^2$ ）になっても旧橋水平変位は 2 mm 程度という結果となる。この計算は概略的ではあるが、本工事における地盤掘削による地盤のゆるみが、旧橋へ影響を与えることは少ないと考えられる。

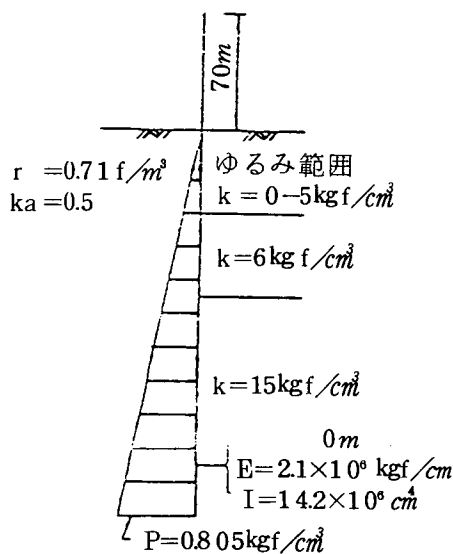


図-1.13.6 弾性梁法解析モデル

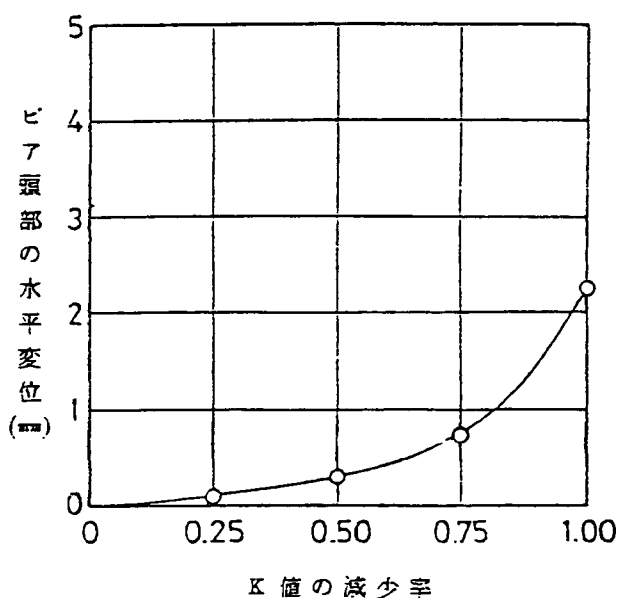


図-1.13.7 水平地盤反力係数 K の減少率と水平変位の関係

1.14 平川橋

(1) 工事の概要

平川橋は、一般国道7号、平川拡巾工事（ $L = 0.8 \text{ km}$ ）の一環として青森県弘前市百田～南津軽郡藤崎町地内の岩木川水系平川に架橋されている現橋に添って、橋長246 m、巾員10.5 mを新設するものである。

平川拡巾は、弘前市の北方にあたる弘前バイパスの終点部に位置する。当地区は、一般国道339号及び（県）黒石藤崎線が交差し、交通混雑が著しいために交差点改良と平川橋を含む延長800 mの拡巾を行うものである。

現橋は昭和49年に完成されており、新設部の計画では現橋と同型式、同支間割とし、特に配慮した点は、地質が砂および砂礫層で支持地盤が深く、基礎工としては鋼管杭 $\phi 800$ を12 m～14 m必要とするため杭打ち施工可能な最小施工必要巾を確保した計画で、工事は56年度に下部工を概成させるべく施工中である。

本工事においては、橋台2基（ A_1, A_2 ）および橋脚4基（ P_1, P_4 ）が近接工事となる。

(2) 施工一般および計器類の配置

橋台および橋脚の施工一般図、計器類の配置図を、図-1.14.2および図-1.14.3に示す。

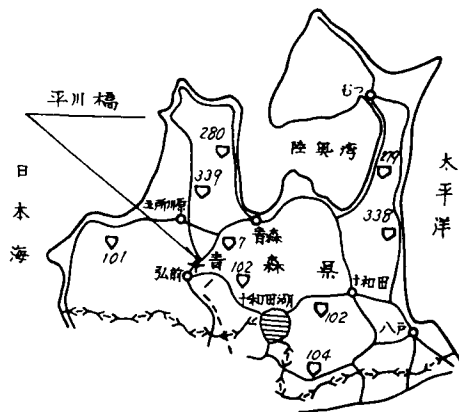


図-1.14.1 位置図

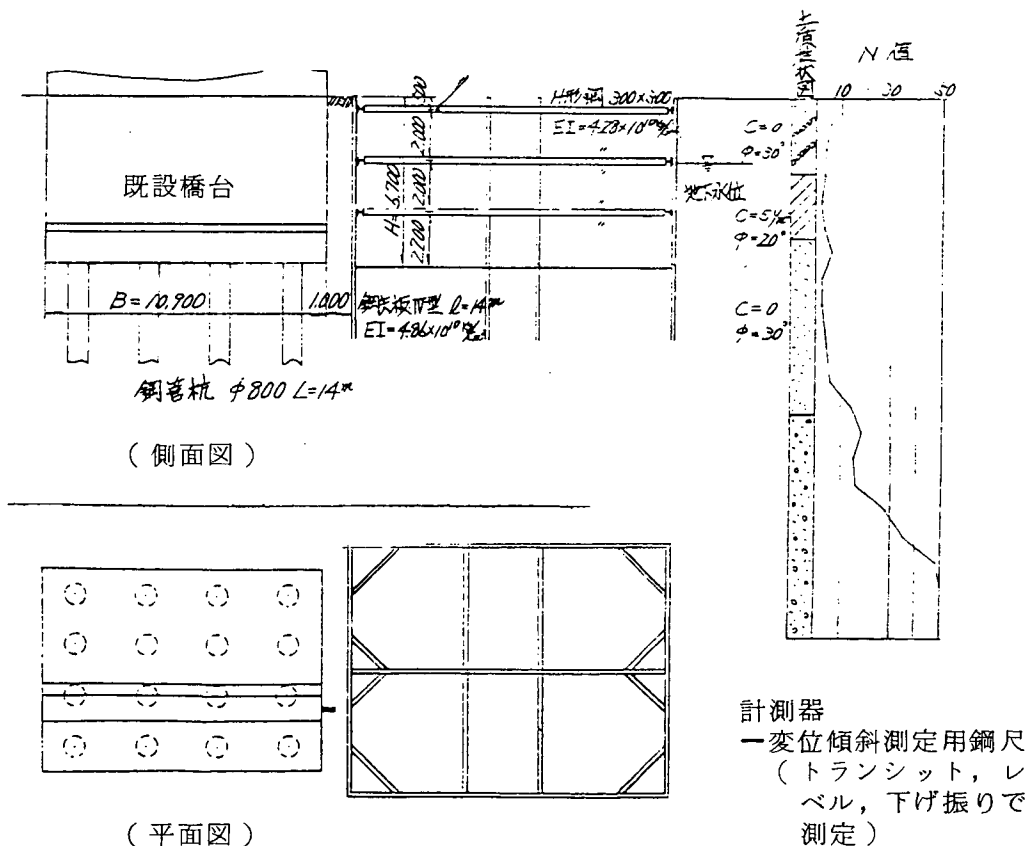


図-1.14.2 施工一般および計器類の配置（橋台 A_1, A_2 ）

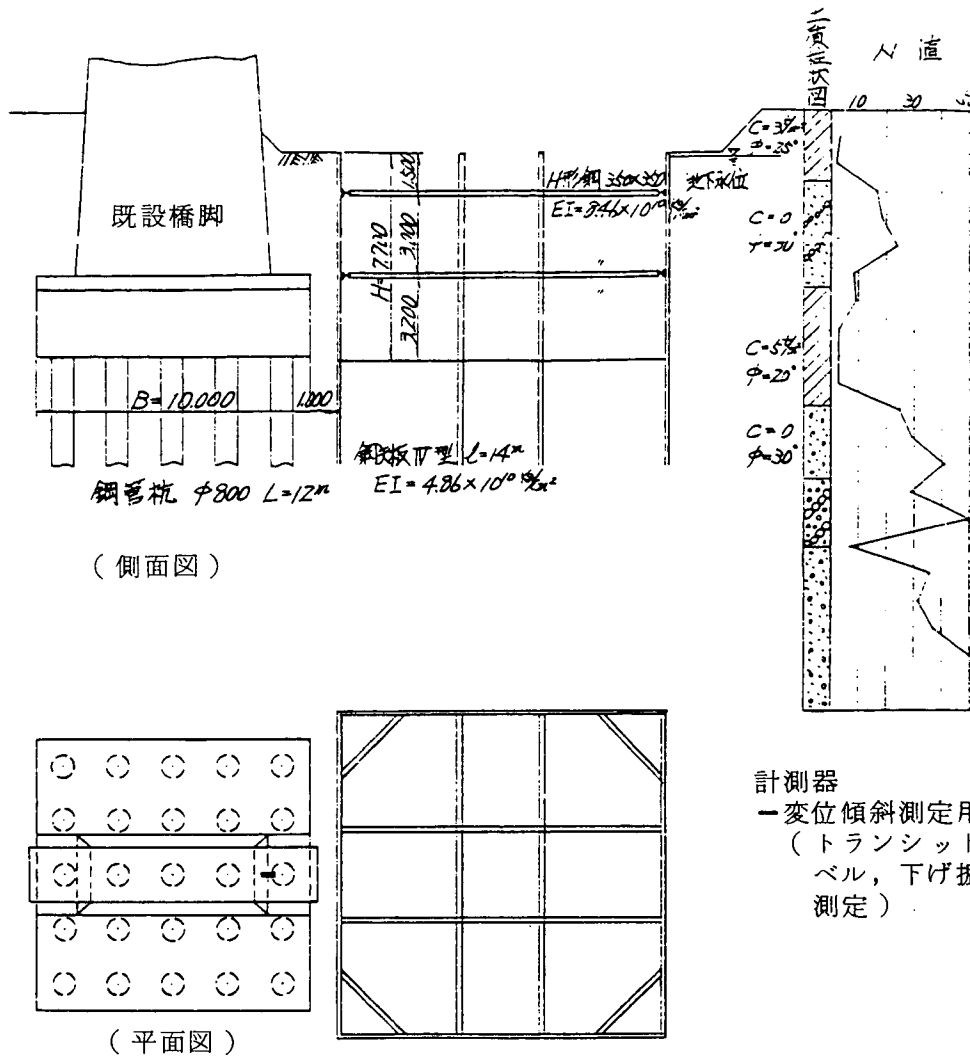


図-1.14.3 施工一般および計器類の配置 (橋脚 $P_1 \sim P_4$)

(3) 近接程度の判定

橋台 A_1, A_2 に関して国鉄指針 (案) および首都高基準と対比したものを図-1.14.4 に, また橋脚 $P_1 \sim P_4$ に関して図-1.14.5 に示す。

橋台, 橋脚ともに, 新設基礎の設置位置は, 同基準の“制限範囲”内となる。

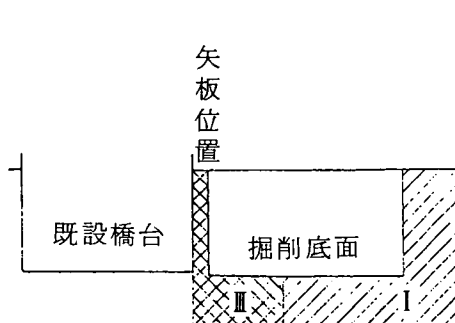


図-1.14.4 国鉄指針 (案) および首都高基準による判定

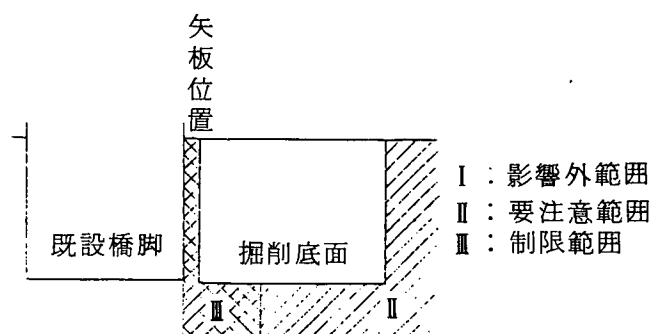


図-1.14.5 国鉄指針 (案) および首都高基準による判定

要領（案）による判定では、開削時において、要注意範囲となった。

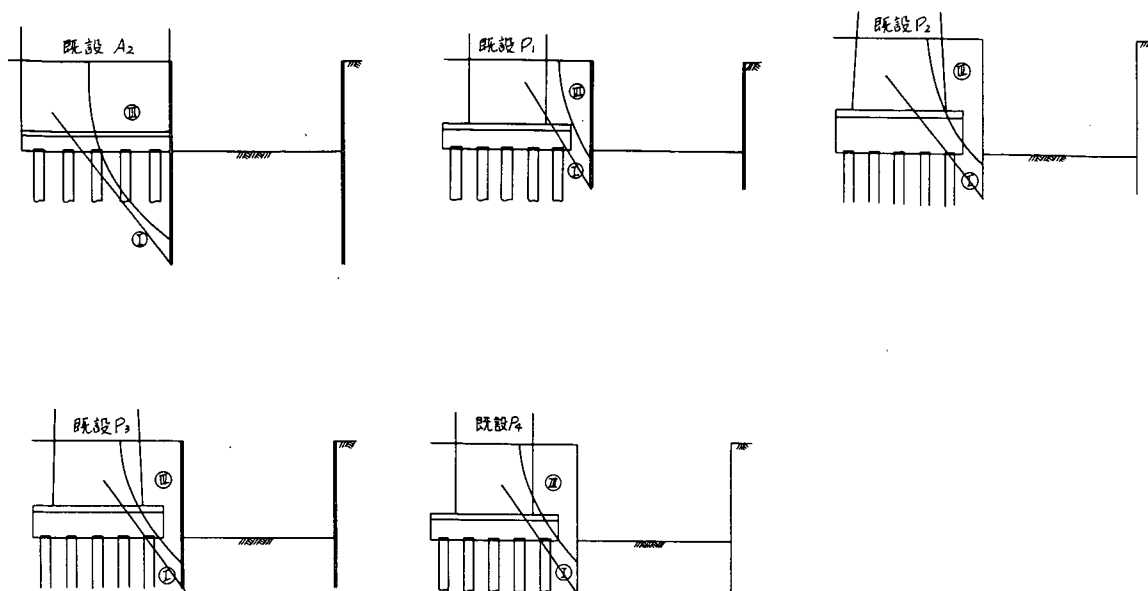


図-1.14.6 要領(案)による判定

(4) 許容変位量に対する考え方

橋梁拡巾等の場合

要 因 使用上の制限，構造上の安定性

計算根拠 走行性からの制限，許容値（変位，応力度）までの余裕

計 算 値 水平 = 10 mm 以下（永久構造物として基礎の許容変位量の余裕以内）

鉛直 = 5 mm以下 (")

傾斜 = 1/500 以下

(5) 計測結果

本工事は、昭和56年度に施工したもので片側ステージの暫定2車道路を4車に拡巾したものである。既設および新設の下部工はともに鋼管杭基礎であり1.5m程度の近接基礎工事を行ったが、既設下部工には何らの変位影響が認められなかったものである。

1.15 穂積大橋 (A_1, A_2)

(1) 工事の概要

本橋は、橋長 442.25 m の橋梁で一期線は、昭和 40 年度に供用を開始したが、その後の交通量の増大に伴ない二期線工事（下部工工事）を昭和 49 年度着手し、昭和 52 年度に二期線側も供用を開始した。

本工事において、橋台は一期線が（ケーソン基礎＋P C 杭基礎）、二期線が鋼管杭基礎であり、橋脚については一期線、二期線ともケーソン基礎である。

本文は、二期線工事が一期線に与える影響について調査した結果を述べるものであるが、ここでは近接工事となった橋台、橋脚7基のうち、橋台A₁、A₂の2基の計測結果については述べる。

(2) 施工一般および計器類の配置

橋台A₂の近接状況を図-1.15.1に示す。本工事における仮締切は、鋼矢板Ⅲ型を使用し、切梁は4段とした。

本工事の既設橋（一期線）に与える影響については、二期線工事に伴って一期線のケーソン基礎継足擁壁の継ぎ目が広がることに着目し、図-1.15.2のa～aが施工に伴ってどのように変化するかを調査した。

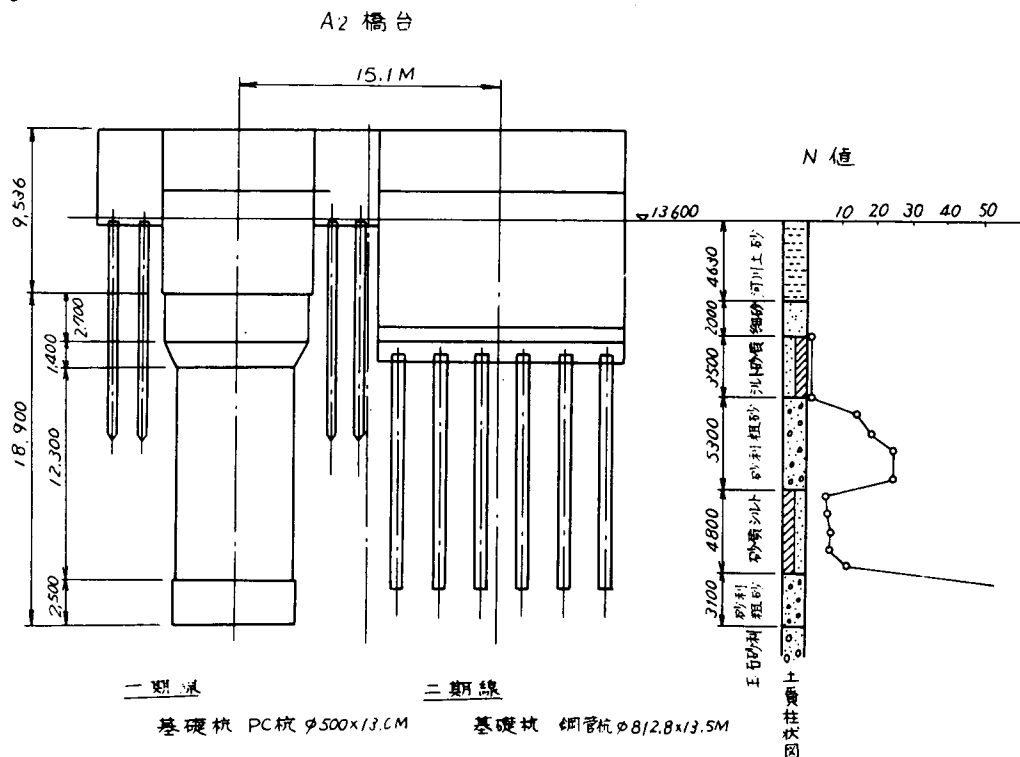


図-1.15.1 近接状況

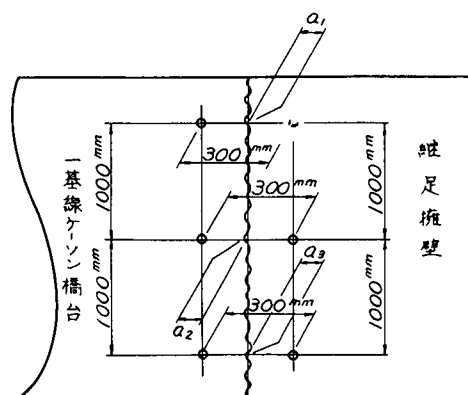


図-1.15.2 既設橋台の観測

(3) 近接程度の判定

A₁, A₂ 橋台は一期線とケーソン基礎および継足擁壁をP C 杭で施工しており, 二期線においては鋼管杭基礎による扶壁式橋台で施工した。

国鉄指針(案)および首都高基準によると図-1.15.3 のようになり, 既設橋のP C 杭の部分は“制限範囲”内に入っており, またケーソン基礎も“要注意範囲”内に入っている。この結果から判断すると, 本工事の実施にあたっては何らかの対策を講じなければならないように思えるが, 橋台については二期線床掘線が一期線ケーソン橋台に比べ非常に浅いため, 前もって特別な対策は考えなかったが, 非常の場合を考えて既設橋台の変位観測を実施した。

要領(案)によると, 既設橋台の本体に対しては杭打ち時, 開削時とも影響外範囲①となるが, 翼壁については, 杭打ち時, 開削時とも影響範囲Ⅲとなっている。

(4) 計測結果

(2)で述べた計測の結果を表-1.15.1に示したが, 特に異常と認められる影響はなかった。

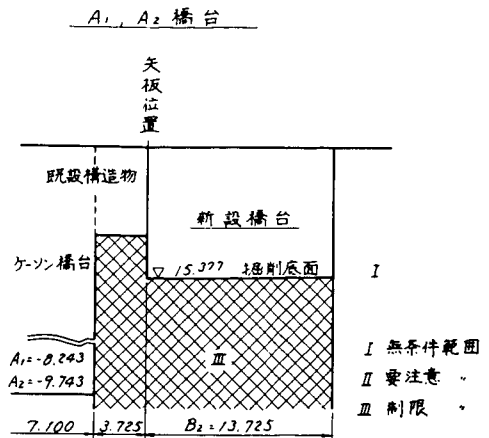


図-1.15.3 国鉄指針および首都高基準による判定

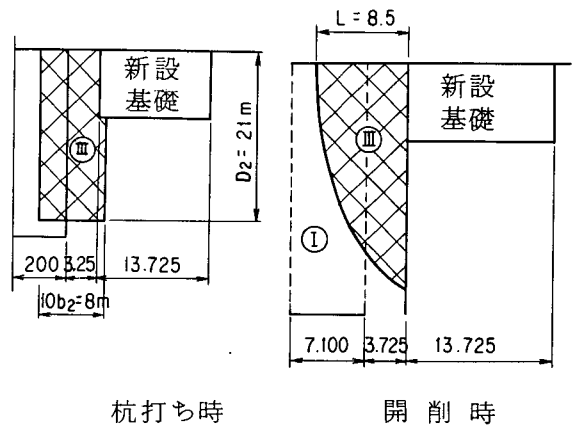


図-1.15.4 要領(案)による判定

表-1.15.1 橋台の計測結果

(mm)

橋台	a	49年12月			50年1月			50年2月			50年3月			50年4月			50年5月			50年6月		
		13日	20日	29日	10日	20日	30日	10日	20日	28日	10日	20日	30日	10日	20日	30日	10日	20日	30日	10日		
A ₁ 橋台	a ₁	0	0	0	3		4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5		
	a ₂	0	0	0	2	4	4	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6	6	6		
	a ₃	0	0	0	3	3	4	4	4	5	5	5	5	6	6	6	6	6	6	6		
A ₂ 橋台	a ₁	0	0	2	2	5	14	30	46	48	49	50	52	52	55	61	62	67	67	67		
	a ₂	0	0	2	2	5	15	30	46	48	48	48	50	51	52	60	61	64	65	65		
	a ₃	0	0	1	1	3	12	26	43	44	45	45	48	48	50	55	56	58	68	58		

(5) 既設構造物の許容変位量

一期線のケーソン基礎についてはN値が50以上の地層に入っており, 又根入れについても充分に入っているため沈下に対する心配はないように考えられる。

1.16 穂積大橋 ($P_1 \sim P_5$)

(1) 工事の概要

ここでは一期線，二期線ともケーソン基礎である橋脚 $P_1 \sim P_5$ の5基礎について述べる。

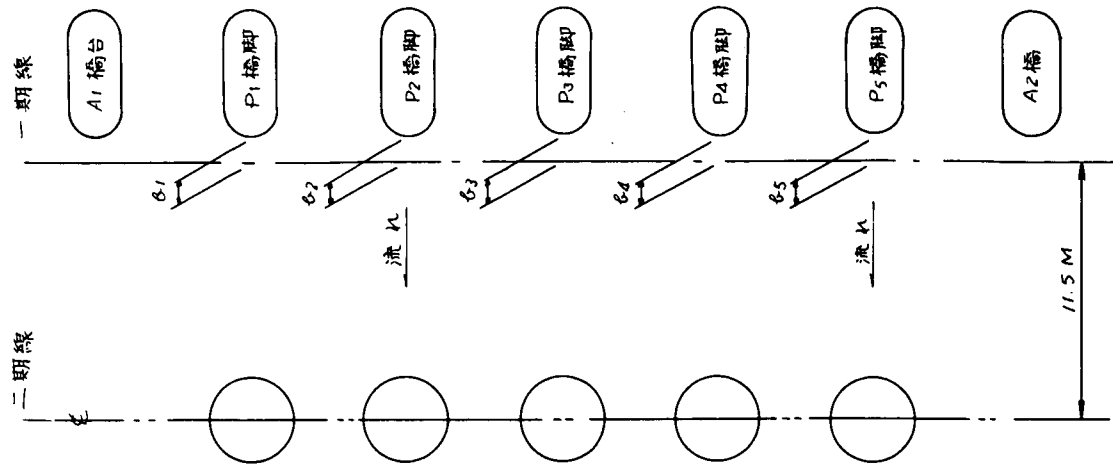


図-1.16.1 既設橋脚の観測

(2) 施工一般および計器類の配置

本工事（二期線）の既設橋（一期線）に与える影響については，二期線の施工に伴なって，一期線のケーソン橋脚が影響を受け，移動するのではないかということに着目して調査を行なった。

計測方法としては，図-1.16.1に示すように，二期線の中心線から 11.5 m 離れた所に見通し線（不動点）を設け，その線から既設橋脚までの距離 b が工事施工に伴なってどのように変化するかについて現場計測を行なった。

(3) 近接程度の判定

国鉄指針案と対比すると図-1.16.2 のようになり，橋脚 P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 については，築島の矢板が“要

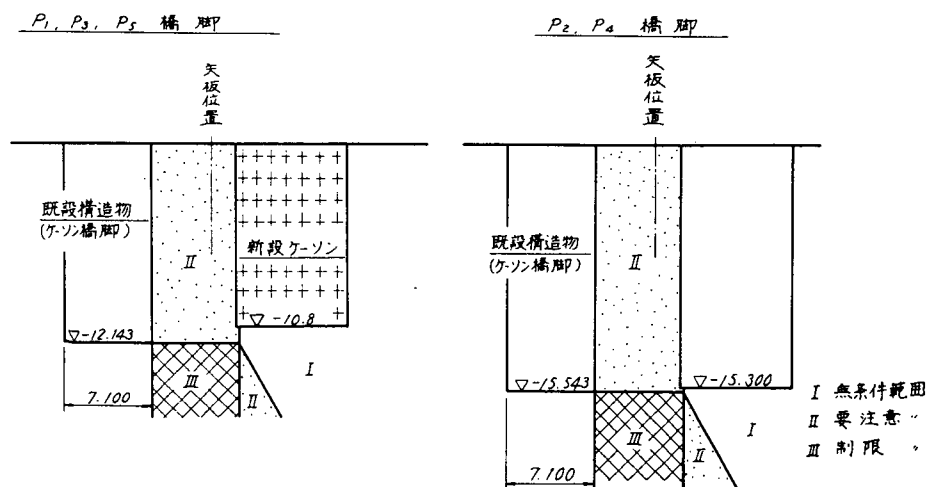


図-1.16.2 国鉄基準による判定

注意範囲”内に入っている。また，本体については一期線の躯体巾すれすれで“無条件範囲”にあるが“要注意範囲”に隣接している。

このように、橋脚については一期線の躯体巾はとって控えており、また深さについても少しではあるが二期線のほうが浅いなどの理由で、前もって特別な対策を考えなかったが、非常の場合を考えて既設橋脚の変位観測を実施した。

首都高基準によると、制限範囲となった。

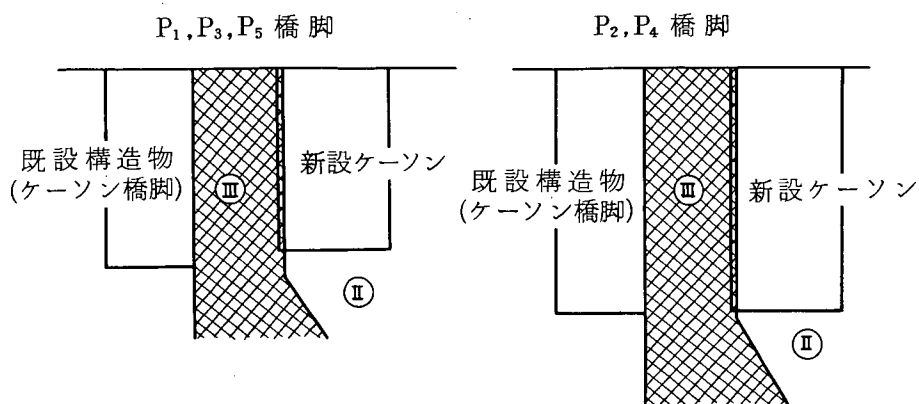


図-1.16.3 首都高基準による判定

要領（案）による判定では「要注意範囲Ⅱ」となった。

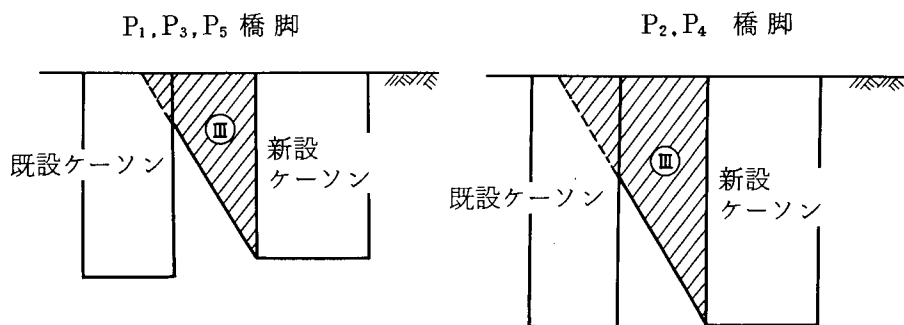


図-1.16.4 要領（案）による判定

(4) 計測結果

(2)で述べた計測結果を表-1.16.1に示すが、特に異常と認められる影響はなかったようである。

表-1.16.1 橋脚の計測結果 (mm)

年月日	回	P ₁ 橋脚	P ₂ 橋脚	P ₃ 橋脚	P ₄ 橋脚	P ₅ 橋脚
49.12.25	初 読	258	260	300	295	380
50. 1.13	1 回目	255(-3)	263(+3)	303(+3)	295(±0)	380(±0)
50. 1.23	2 "	260(+2)	260(±0)	303(+3)	295(±0)	380(±0)
50. 1.30	3 "	260(+2)	265(+5)	300(±0)	299(+4)	380(±0)
50. 2. 4	4 "	260(+2)	265(+5)	305(+5)	300(+5)	384(+4)
50. 2.15	5 "	260(+2)	265(+5)	302(+2)	298(+3)	384(+4)
50. 2.28	6 "	255(-3)	260(±0)	305(+5)	300(+5)	384(+4)
50. 3.11	7 "	260(+2)	265(+5)	305(+5)	298(+3)	385(+5)

(5) 既設構造物の許容変位量

4.2.4.でも述べた通り、一期線のケーソン基礎についてはN値が50以上の地層に入っており又根入れについても充分入っているので沈下に対する心配はないように考えられる。

1.17 緑川橋

(1) 工事の概要

旧橋は、昭和12年に竣工した橋長254m、巾員9mのゲルバー橋（非合成鋼桁）で老朽橋である。下部工の基礎は松杭で、先端深度は6～8mと推定される。一方、新橋は昭和48～49年に竣工した橋長254.7m、巾員12mの（3径間連続＋2径間連続）の非合成鋼桁である。下部工の基礎は、 $\phi 1200$ mmのペント杭である。

(2) 施工一般および計器類の配置

本工事の設計・計画においては次のような問題点が考えられた。

- ・新設基礎を計画河床より深くする必要があるため、旧橋の支持地盤面より深い位置までの根切りとなり、旧橋への影響が懸念された。
- ・地盤は深度6～8mの砂質土層を除けば、深度30m付近まで軟弱なシルト層が続くため、根切り工事に困難が予想された。
- ・旧橋の支持地盤が飽和した砂地盤であるため、締切り鋼矢板の打込みや引き抜き時の振動により、地盤が流動化する危険性があった。
- ・根切り工事に際し、掘削底面におけるボーリング現象発生危険があった。

以上のようなことに対処するため、本工事においては次の施工法によった。

- ・軟弱な周辺地盤をなるべく緩めないようペント工法を採用した。
- ・周辺地盤変位を防止するため剛性の高い構造とし、かつ止水性を必要とすることから2重鋼矢板締切り（NP₁は築島）とし、切梁は6段とした。
- ・根切り底におけるボーリングの防止および矢板変形抑制の目的で、床掘完了直後に水をはり水中コンクリートを打設した。
- ・矢板打設等の振動による流動化防止のため連続地中壁を設置し、また連続壁の隙間を閉合するためグラウトも行なった。

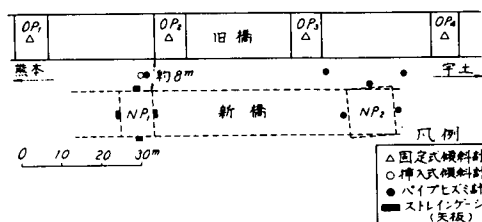


図-1.17.1 平面図

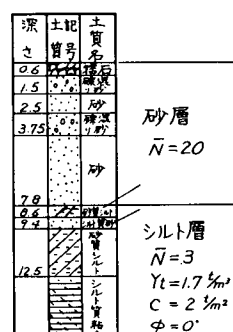


図-1.17.2 土質柱状図

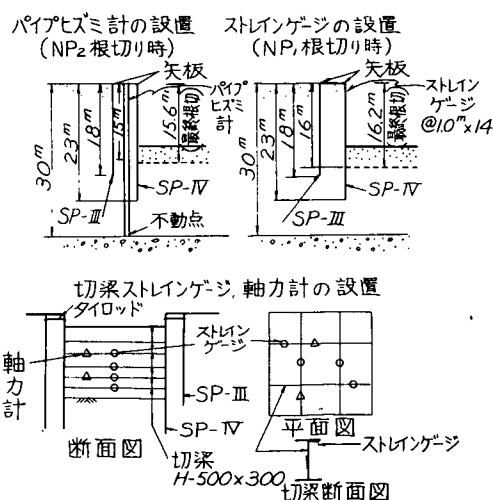


図-1.17.3 計器設置図

・旧橋の落橋等を防止するため、上部工主桁のジョイント部を補強桁で連結した。

このような対策法をとるとともに、図-1.17.1 および図-1.17.3 に示すような計器類を設置し、本工事の実施に伴う既設橋および周辺地盤への影響について観測を実施しながら施工を行なった。

(3) 近接程度の判定

国鉄指針(案)および首都高基準では、図-1.17.4 に示すように“制限範囲”内での施工となった。

要領(案)によると、場所打ち杭の打設時には影響外範囲①であるが、開削時には影響範囲Ⅲとなる。

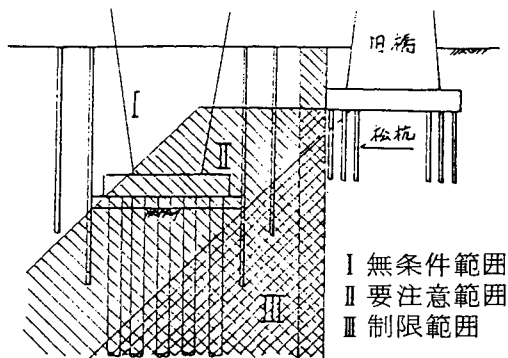
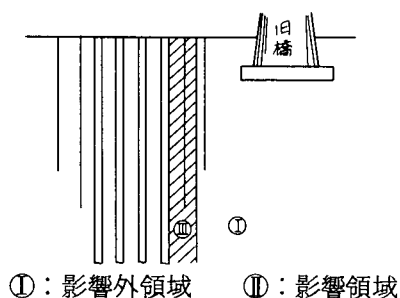
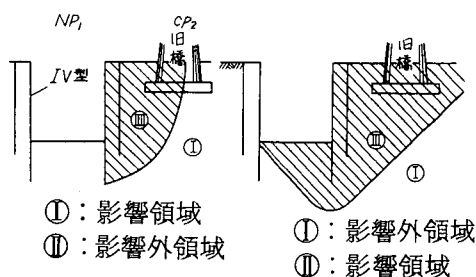


図-1.17.4 国鉄指針(案)および首都高基準による判定



場所打ち杭打設時



開削時

図-1.17.5 要領(案)による判定

(4) 計測結果

挿入式傾斜計による地中変位の計測結果は図-1.17.7 の通りであり、上部3mの程度の突出部の変位を無視すれば、最大2cm程度であった。また、既設橋の変位の時間的な進行状況を図-1.17.6 に示すが、最大沈下量は NP_1 の掘削時で OP_2 が約15mm、 NP_2 の掘削時で OP_4 が約6mmであった。

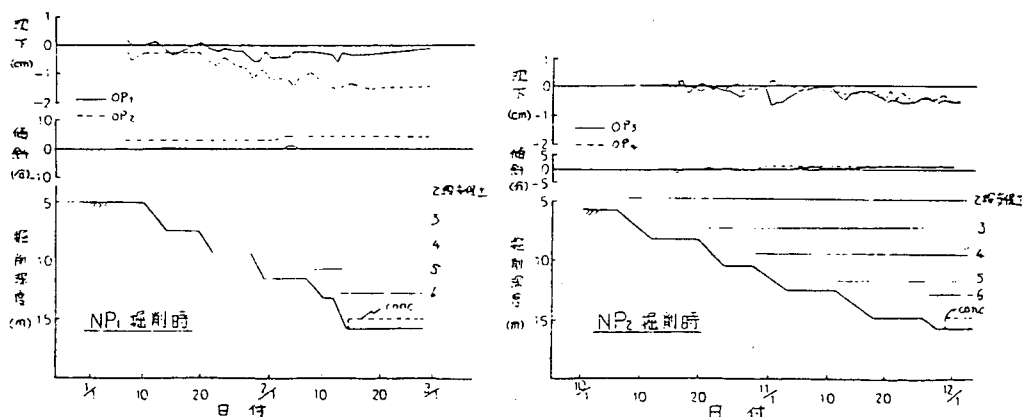


図-1.17.6 変位の時間的進行状況

(5) 許容変位量

旧橋はゲルバー型式であるため10数cmの沈下でも破壊には至らない。床板に生じるクラック等を考慮し経験的に決めた。

許容沈下量 = 5 cm

許容傾斜 = $10'$ ($\approx 1/350$)

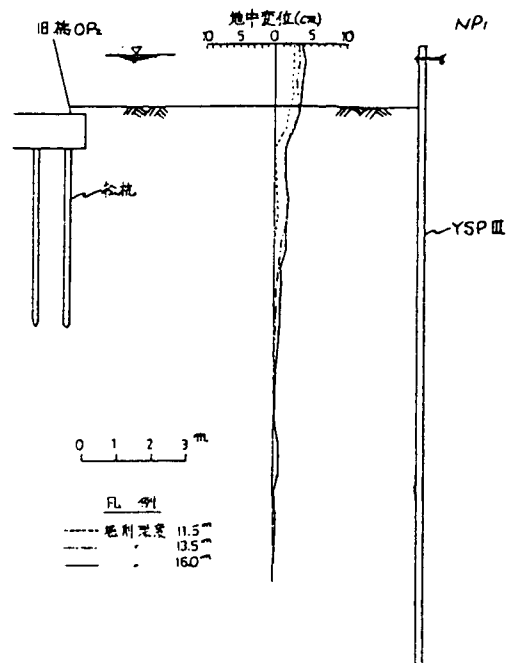


図-1.17.7 地盤の水平変位

1.18 新吉野川大橋

(1) 工事の概要

最近の交通量の増加に対処するため、新吉野川大橋では現在の3車線を6車線にする計画が進められ、現橋の下流側に橋梁を新設することとなった。この橋梁は近接工事となるため新設橋脚の施工時（オープンケーソン工法）に既設の橋脚に変位などの影響を与える懸念がある。このため、新設橋脚施工時に既設橋脚の動態状況を把握して安全性をチェックするとともに、今後の設計、施工上の基礎資料を得ることを目的とする。

(2) 調査方法

新橋脚の施工によって、周辺地盤が変位することにより、既設橋脚に変位が発生するという機構になるため、周辺地盤と既設橋脚の挙動をあわせて測定することが重要である。測定方法としては、歪量より変位量を測定する方法が精度的にも解釈をする上でも望ましいものといえる。このような観点から、以下に示すような動態観測法により計測することとした。

(3) 施工一般および計器類の配置

今回近接工事を行う新吉野川大橋は、第1期工事として昭和43年下部工事に着手し、昭和47年6月に完成し暫定供用をしている。

第2期工事は昭和55年度高水敷の基礎工（場所打ち杭）より着手し、今年度は川の中の下部工事も追加し、施工最盛期へ突入しようとしている。

新吉野川大橋の橋梁一般図は図-1.18.1のとおり、基礎工は高水敷が杭、他はオープンケーソンであり、下部工は張出式橋脚である。又上部工は、第1期工事は3～4経間連続鋼床版桁、1BOXタ

イブであったが第2期工事は3～4経間連続鋼床版箱桁ではあるが2BOXタイプとした。

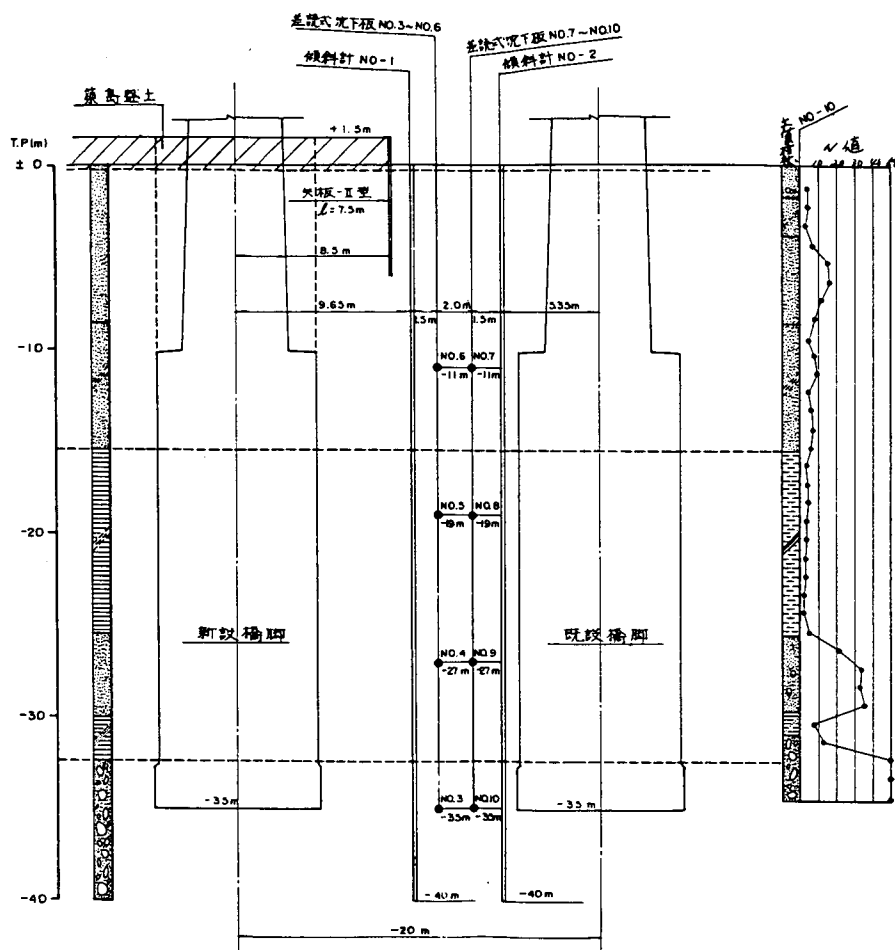


図-1.18.1 施工一般および計器類配置図(側面図)

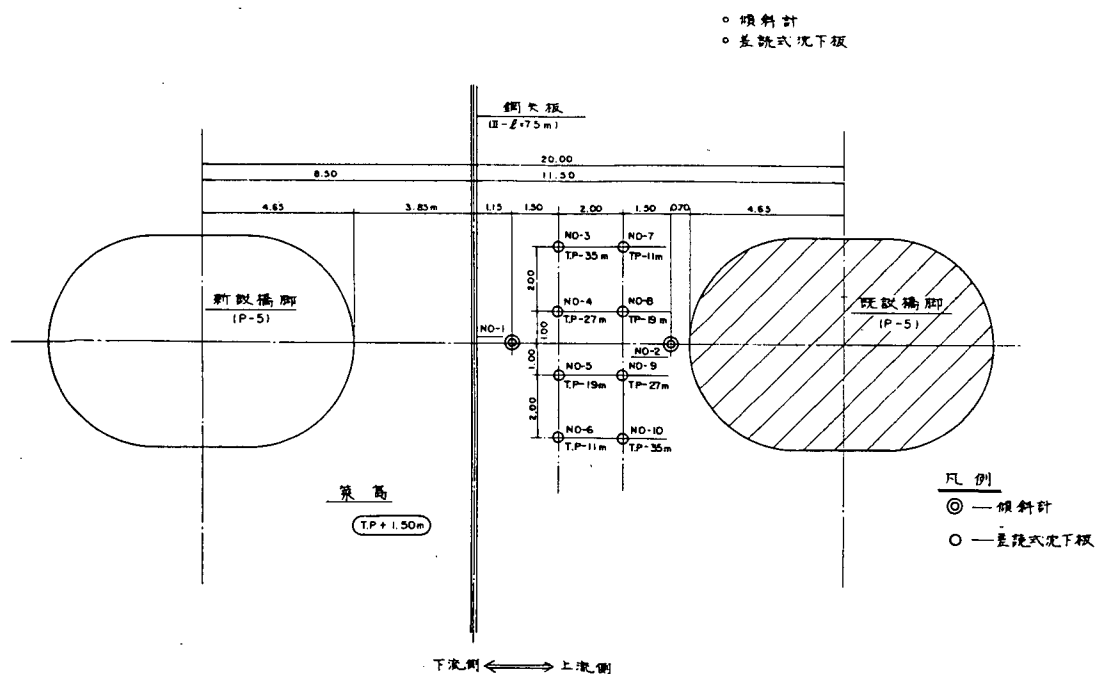


図-1.18.2 施工一般および計器類配置図(平面図)

近接基礎工事の現場計測の実施橋脚は、施工時期、施工場所、計測の精度などを十分検討した結果、P₆のオープンケーソンを選定し、計測計画を策定した。計器類の配置は、表-1.18.1および図-1.18.2～図-1.18.3に示すとおりである。

表-1.18.1 計 器 類

測定項目	カ所数	観測器	観測頻度	備 考
既設橋脚変位	6ヶ所	ティルトメーター	10日毎観測	オープンケーソンの掘削進行によって観測を変更する。
地盤の水平変位	2ヶ所	高精度孔内傾斜計	"	
地盤の鉛直変位	8ヶ所	差読沈下計	"	

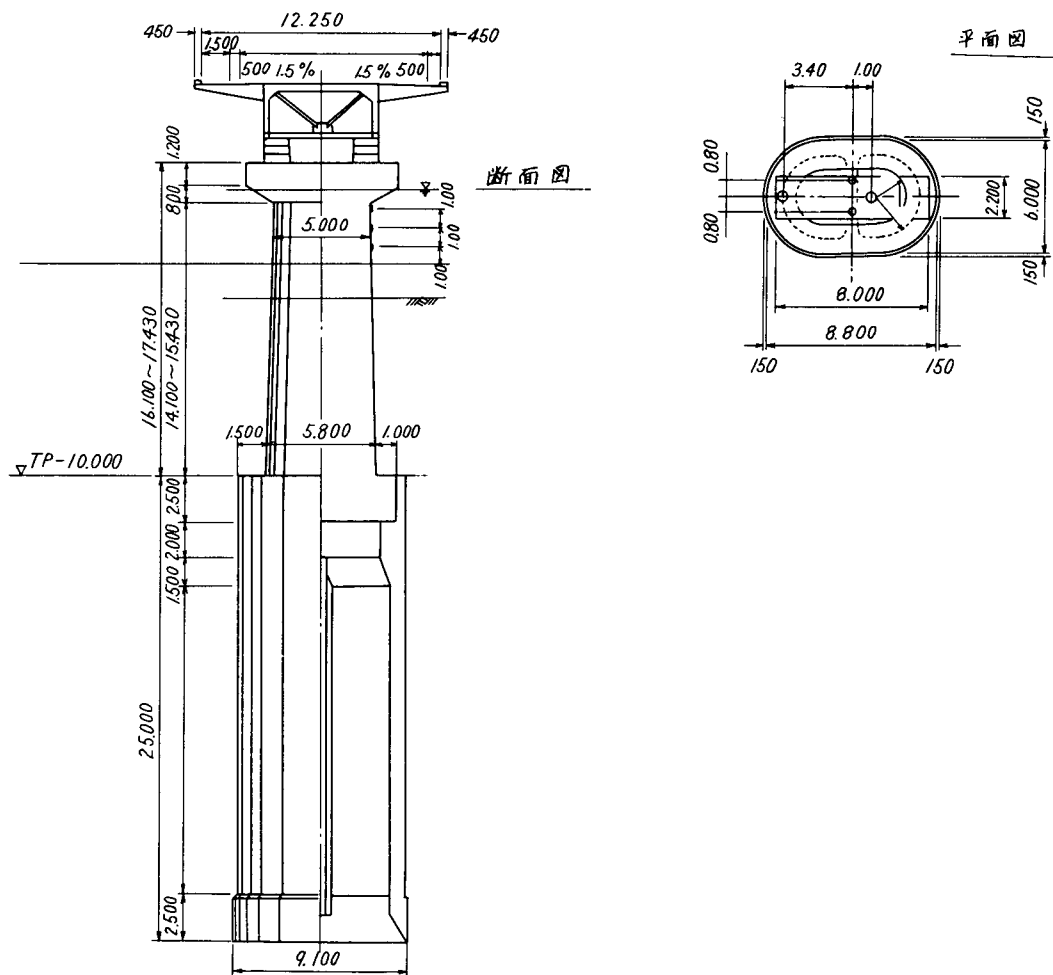


図-1.18.3 計器設置位置図

(4) 近接程度の判定

国鉄指針（案）との対比図を，図-1.18.4 に示す。

$$\phi = 36^\circ$$

$$C = 0$$

I 無条件範囲

$$(1) B_0 > 3B_1 \text{ or } 3B_2 = 27.0$$

$\therefore B_0$ が小さい

$$(2) B_0 > Df_2 - Df_1 \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1 = 26.0$$

$\therefore B_0$ が小さい

II 制限範囲

$$B_0 < Df_2 - Df_1 \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1 = 26.0$$

$Df_1 \geq Df_2$ の場合

$$(3) B_0 < 1.5B_2 = 1.5 \times 90 = 13.5$$

$$(4) B_0 < Df_2 - Df_1 \tan(45^\circ - \phi/2) - 2C/r \tan(45^\circ - \phi/2) \\ = 17.2$$

故に II 要注意範囲である。

首都高基準においても要注意範囲となる。

また，要領（案）によると，図-1.18.5 に示すように要注意範囲となった。

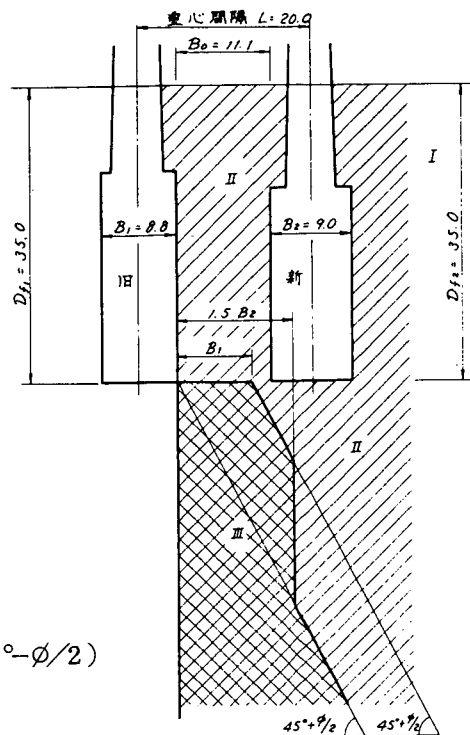


図-1.18.4 国鉄基準との対比

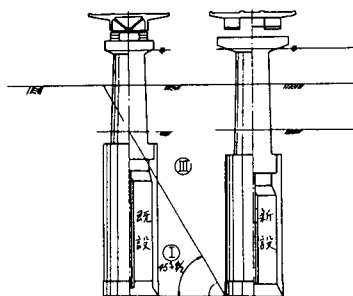


図-1.18.5 要領（案）による判定

(5) 計測結果

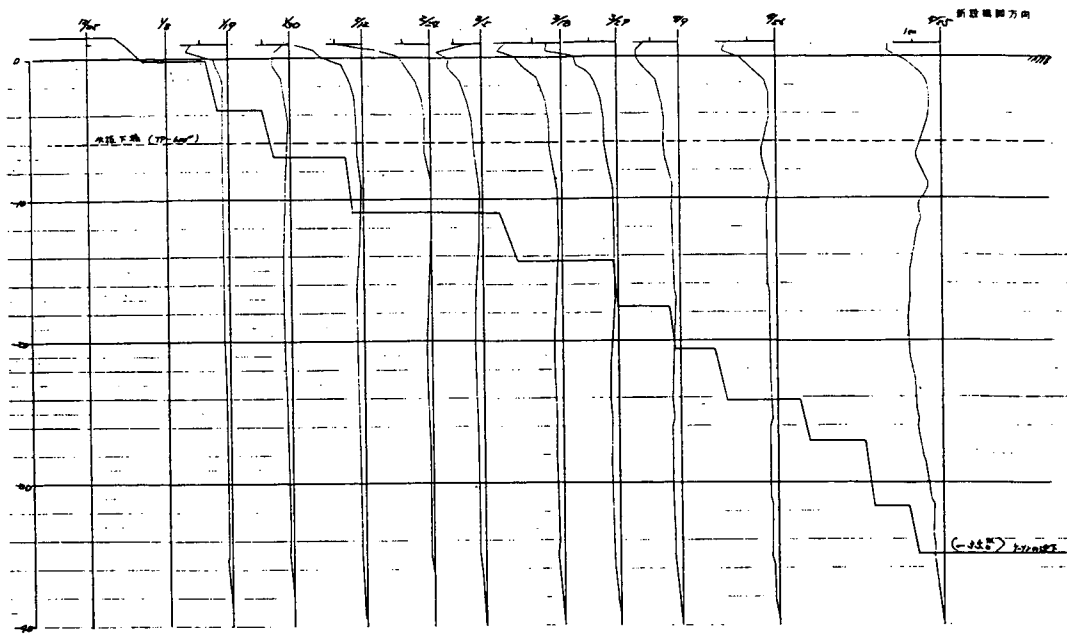


図-1.18.6 断面的に見た地盤内水平変位図(1)

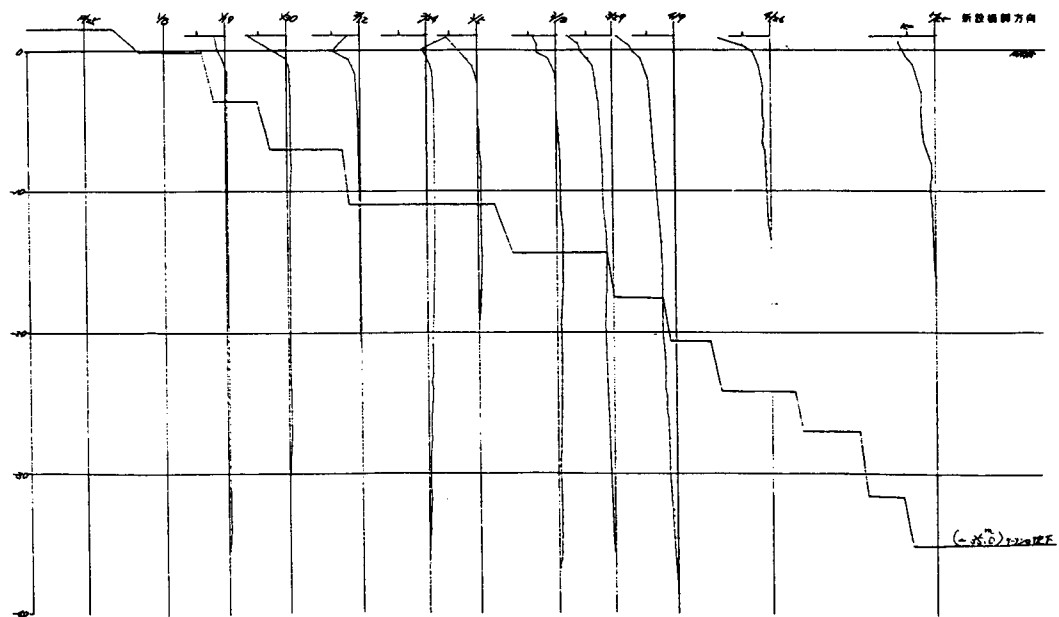


図-1.18.7 断面的に見た地盤内水平変位図(2)

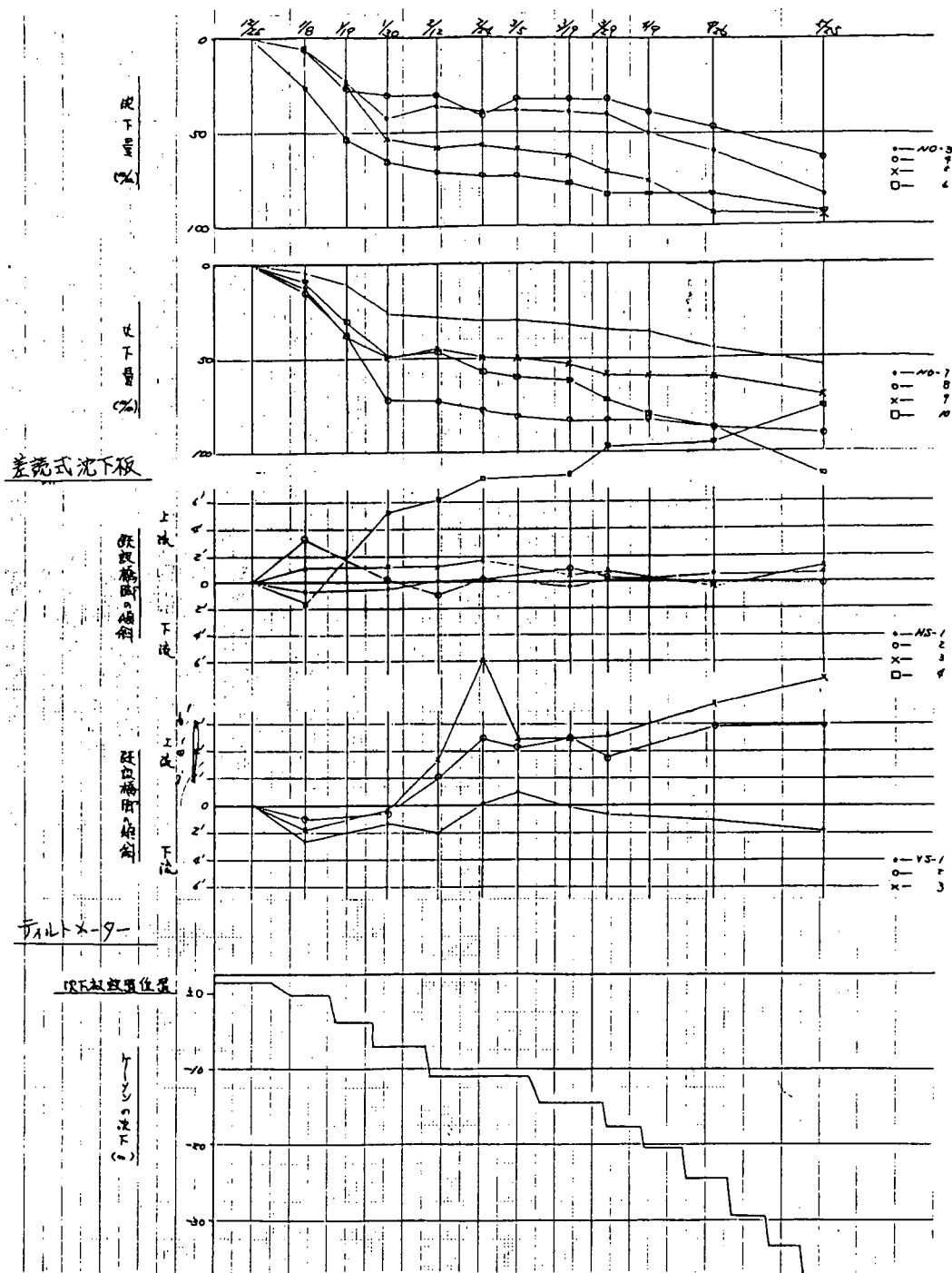


図-1.18.8 断面的に見た周辺地盤および構造物の沈下図，変位の時間的進行状況図

(6) 既設構造物の許容変位量の検討要領について

今回の新吉野川大橋下部工事においては，特に検討していない。設計，計画段階においては，道路中心間隔 20 m，ケーソン間隔 10.7 m で国鉄指針案における「要注意範囲」での施工ではあるが，既設橋脚，新設橋脚ともオープンケーソンで共に根入れは TP-35 m と同じであり影響も少ないものと判断され，現場計測しながら施工し状況により対応していく方針で施工した結果影響はほとんど見られなかった。

1.19 六郷橋

(1) 工事の概要

現橋は、橋長 446.2 m、巾員 16.5 m で、大正 14 年 7 月に架橋されたものである。現橋の下部構造は、橋台 2 基、橋脚 16 基で橋脚 1 基がケーソン基礎であるほかは直接基礎あるいは松杭である。上部構造は、鋼鈑桁部 310.9 m (17 @ 18.288)、鋼拱桁部 135.3 m (2 @ 67.655 m) である。現在、広巾 2 車線として供用されているが、架橋後 50 有余年を経ており、右岸側の橋脚 1 基(ケーソン基礎)を除き他の基礎は長い年月の間に沈下を生じている。また、上部工においても全体の老朽化と車輛の増加、大型化に伴う床版の破損および鋼桁の腐蝕が著しいことから、震災対策の一環として早期に架け替えを必要とするものである。

新六郷橋の全体計画は 8 車線を計画しているが、まず現橋の上流側に並列して橋長 443.65 m、巾員 18.75 m (歩道 2 @ 2.5 m、車道 4 車線 13.75 m) を新設し、新橋の併用によって交通の切替えを行ない、引続いて旧橋を撤去、新設するものである。新橋河川部の上部構造は、鋼連続箱桁 2 連 (4 @ 60.0 m、2 @ 66.98 m + 67.19 m)、下部構造は橋台 2 基、橋脚 6 基で、橋脚 2 基が鋼管矢板基礎であるほかは場所打ち杭である。

新橋の鋼管矢板基礎は、現橋基礎に近接(最小 2.8 m)しており、新橋基礎の施工に伴い近接基礎工事の影響が予測され、以下に示すような対策および現場計測を実施したものである。

(2) 施工一般および計器類の配置

本工事における施工一般図および土質柱状図を図-1.19.1 に示す。

新設橋脚の基礎は、鋼管矢板基礎(鋼管径 1219.2 mm)で、既設橋脚(木杭、 $\ell = 3.0$ m)に近接(最小 2.8 m)しているため、鋼管杭打設前に鋼矢板(Ⅲ型)を打ち込み、既設橋脚への影響を防護するとともに、既設橋脚の変位および傾斜の計測管理を行いながら施工した。計器類の配置状況を図-1.19.2 に示す。

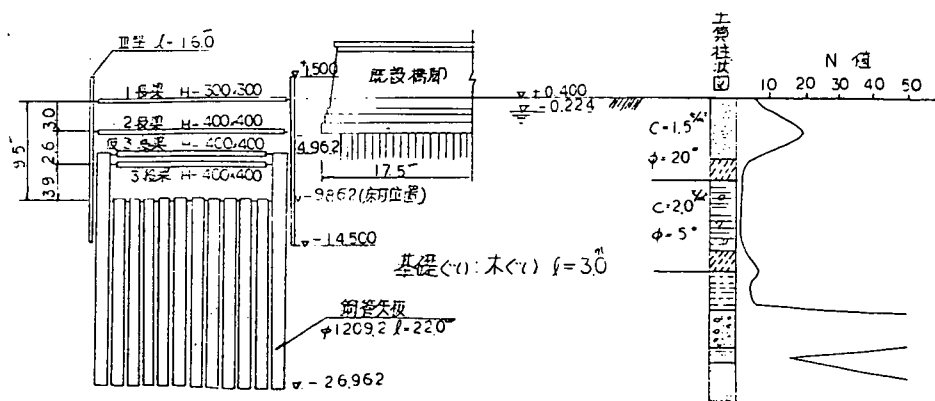


図-1.19.1 側面図

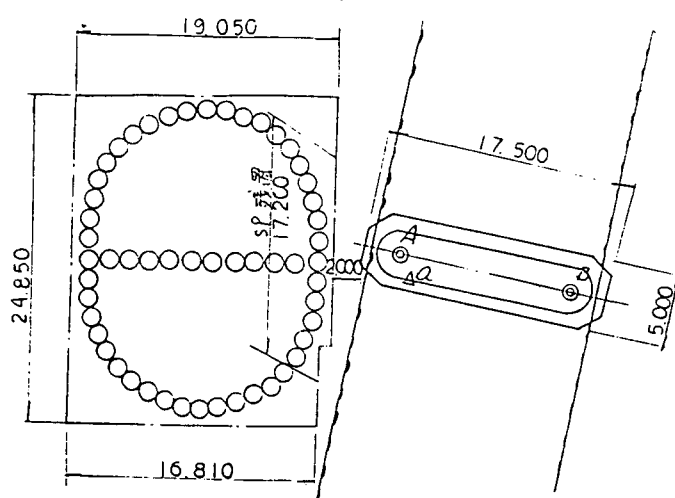


図-1.19.2 計器類の配置

計測器

△ 傾斜計

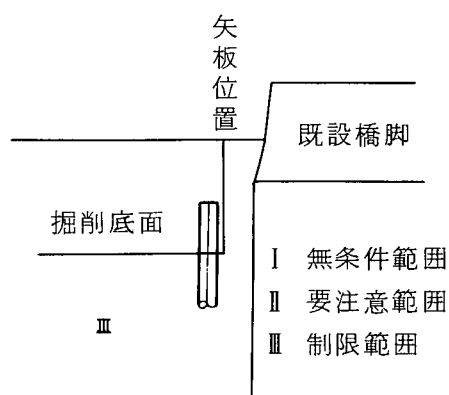
◎ 沈下計

(3) 近接程度の判定

本工事における近接状況を国鉄指針案で対比してみる。しかし、国鉄指針案には、鋼管矢板基礎を新設する場合の規定がないので、ここでは施工、形態が類似している打ち込み既製杭の場合として対比してみた。その結果は、図-1.19.3 に示す通りであり、“制限範囲”内での施工となる。

また、首都高基準においても同様に制限範囲となる。

要領（案）による判定では影響範囲Ⅲとなった。



注）本基礎形式は鋼管矢板井筒であるが打ち込み既製杭の場合の影響範囲を記入

図-1.19.3 国鉄指針（案）による判定

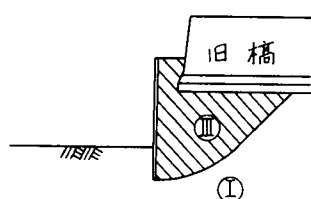


図-1.19.4 要領（案）による判定

(4) 計測結果および対策工

図-1.19.2 に示す A 点および B 点での沈下、a 点での傾斜（橋軸方向および橋軸直角方向）の計測結果は、図-1.19.5 の通りである。

鋼管杭の打設完了後、床掘りを開始したが、既設橋脚の沈下（新設橋脚寄り、A 点）は、鋼管杭打設完了から一週間後に始まり 12 日間で 8 mm 程度の進行となった。そこで掘削を中止して、鋼管杭の打設による地盤のゆるみ復元と、掘削に伴う地下の水位低下による脱水（圧密沈下）を防止する目的として薬液注入を行った。さらに、矢板の変形を防止するため、切梁の増設と火打ち取付けのほか床付

面に切梁を兼ねた均しコンクリート（厚さ 40 cm）を水中打設した。

埋戻し，切梁撤去により沈下は 36 mm まで進行したため，鋼矢板抜きによる既設橋脚への影響を考え，既設橋脚と新設橋脚間の鋼矢板（Ⅲ型， $\ell = 16\text{ m}$ ）は，影響範囲（図-1.19.2 中の 17.2 m の範囲）を存置した。

なお，既設橋脚付近の脱水（地下水位低下）を防止するため，床掘りは極力水中掘削とした。

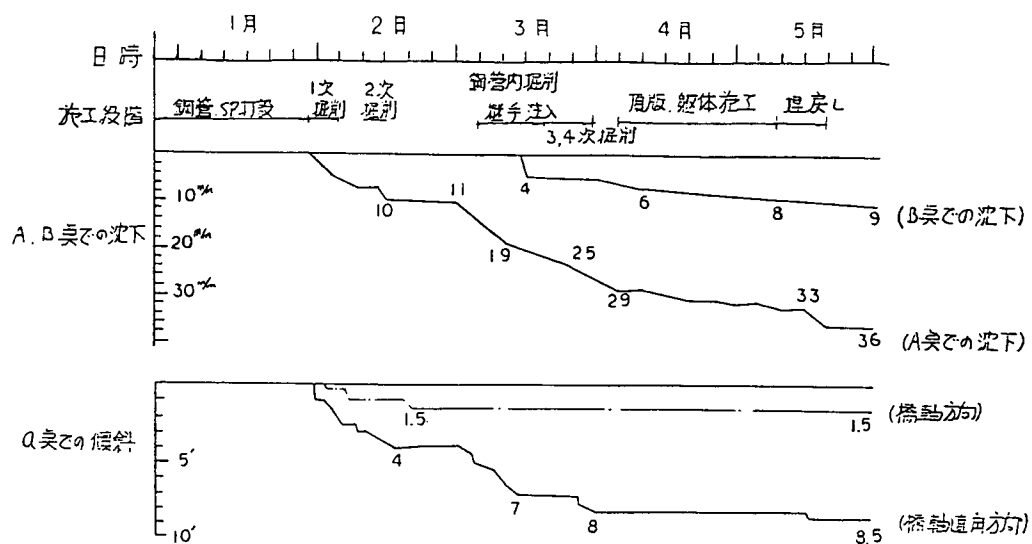


図-1.19.5 変位の時間的進行状況（沈下，傾斜）

第 2 章 文献調査による既往の計測例

過去に多くの大規模な基礎工事が行われ、その工事概要が雑誌や論文等に報告されている。そこで基礎工事における周辺地盤や周辺構造物の変状を測定し、その結果を報告している文献を選び出した。調べた文献のほとんどが大規模な掘削工事をともなう基礎工事で、掘削時（仮設時）の変状報告である。文献を表－3.1に示す。

表－2.1 収録した文献一覧表

No	著 者	論 文 名	雑誌または論文集名
1	千本弥三郎 東京都	軟弱地盤における大断面地下鉄開削工事の土圧実測	土木学会誌 1975年9月号
2	玉 置 首都高	仮設構造物に作用する土圧分布について	土質工学研究発表会
3	R. B. Peck	オスロ地下鉄工事実測	K. Terzaghi; R. B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice
4	首都高速道路協会	昭和51年度羽横Ⅱ期線と国鉄立体交差及び派大岡川近接に関する報告書	昭和52年3月
5	新 海 東 急	根切り工事における山留め壁の変形と周辺地盤の沈下	第13回 土質工学研究発表会
6	柳 田 国 鉄	掘削土留め工の設計側圧に関する研究	第17回 土質工学研究発表会
7	古藤田 早稲田	山留め壁の変形過程について	第10回 土質工学研究発表会
8	中 山 電々公社	市街地におけるケーソン工法と周辺家屋への影響に関する一考察	土木学会第34回 年次講演会

この文献の概要および計測結果による周辺への影響範囲と近接工事設計施工要領（案）による影響領域の比較を次ページ以降に示す。

文献 No 1

(1) 地質状況

上層の構成は図－3.1.1～3.1.2に示されるように、地表から層厚2 m程度の表土または埋土、その下に層厚3～4 mにわたってN値3以下のシルトを含んだいわゆる墨田地層と呼ばれるゆるい細砂層があり、さらにその下に層厚20 m程度のN値0～5の墨田泥層と呼ばれる軟弱シルト層が存在し、その下がN値50程度の砂礫層となっている。

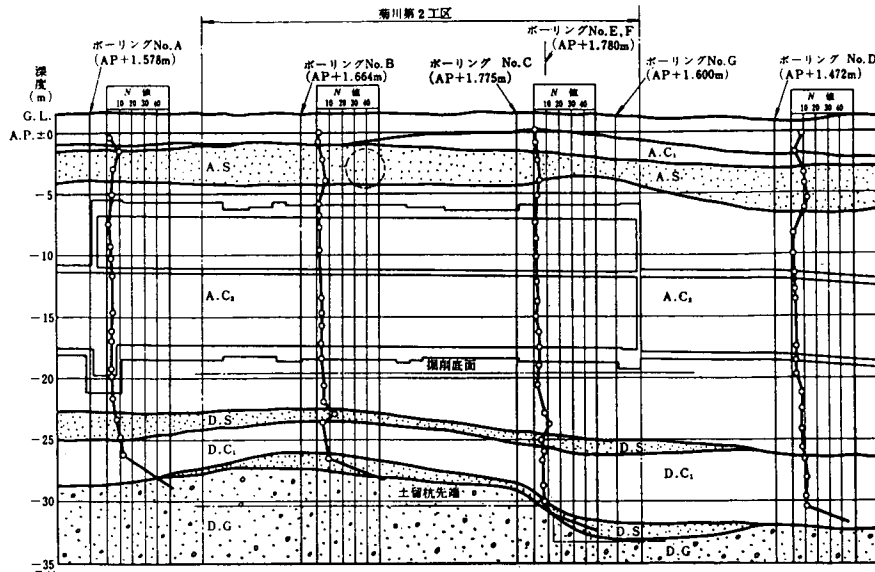


図-2.1.1 測定位置，ボーリング位置および土層断面

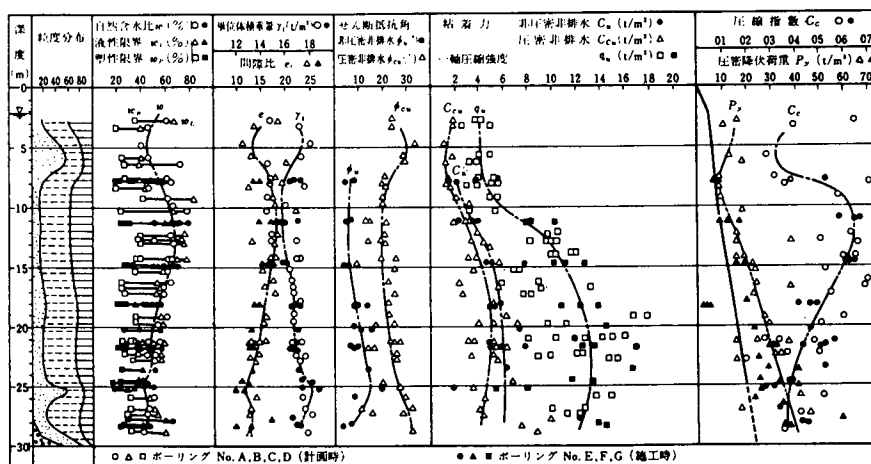


図-2.1.2 出土性図

(2) 測定項目

測定項目と計器位置を図-2.1.3に示す

凡	E	土圧計
	W	間隙水圧計
	M	鋼管曲げひずみ計
	Dp	鋼管変位計
例	Ds	地盤内水平変位計
	Ss	地表面沈下計
	H	掘削底面浮上り計
	T	切梁軸力計
	GWT	地下水位観測井

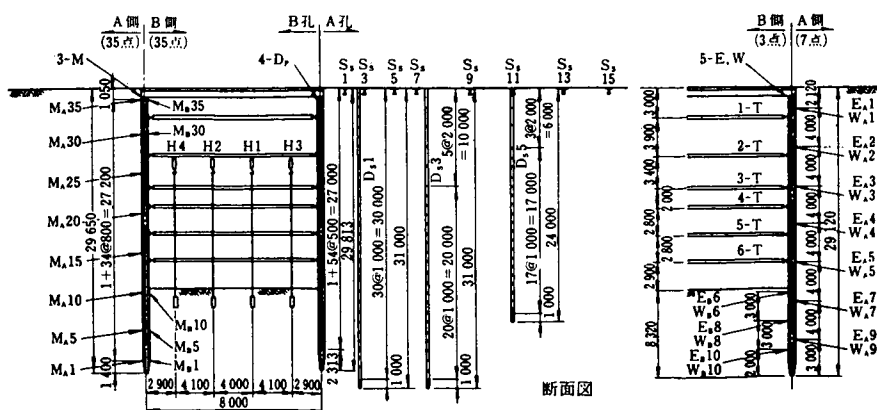


図-2.1.3 測定計器および測点の配置

(3) 計測結果と近接基礎設計施工要領(案)との比較

図-3.14に計測結果と要領(案)による影響範囲を示す。

影響範囲は、要領(案)の3-2(1)④⑤に基づいて設計したものである。

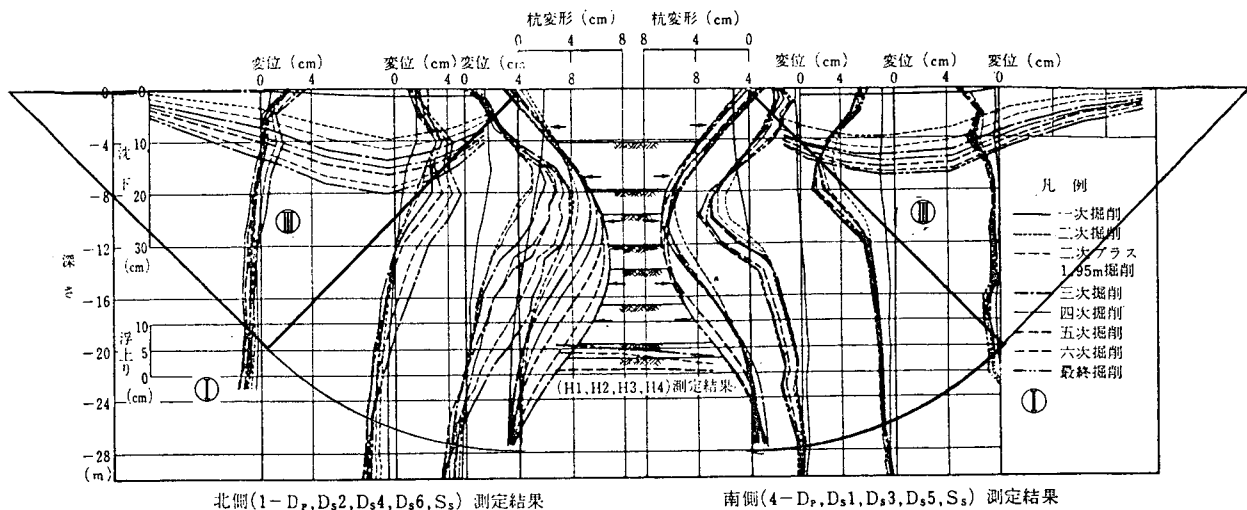


図-2.1.4 各掘削段階における背面地盤の水平変位と地表面沈下, 掘削底面の浮上がり

文献 No 2

(1) 現場は山の手台地にあり, その地質構成は, 図-3.15に示す如く, 上位より関東ローム, 凝灰質粘土(渋谷粘土層), 洪積層(上部東京層)の細砂層, 粘土層および砂質シルト層の順位で分布している。各層のN値は, 図2.2.1に示す通りである。

(2) 計画

矢板のたわみおよび地盤中の水平変位を挿入式傾斜計で地表面沈下をレベルにより計測している。

(3) 計測結果と近接基礎設計施工要領(案)との比較
計測結果と要領(案)の3-2(1)④aに基づいて検討した影響範囲を図-2.2.2に示す。

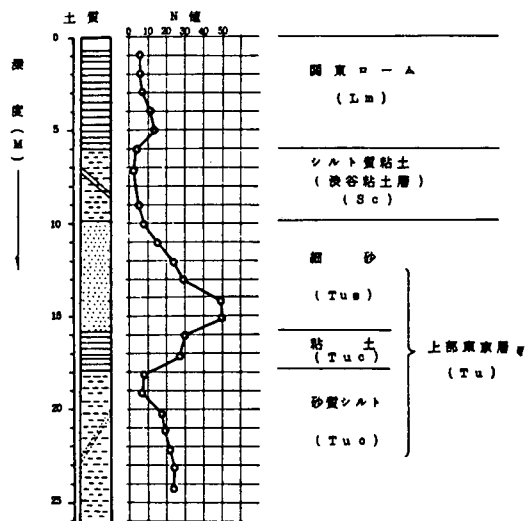


図-2.2.1 土質性状図

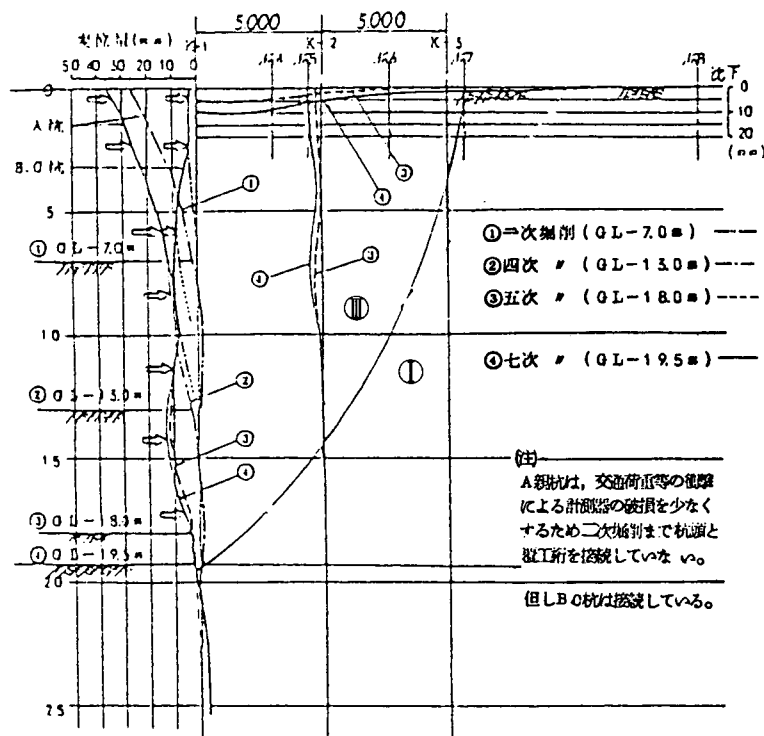


図-2.2.2 計測結果と近接程度の判定

文献 No 3

(1) 工事概要および地盤状況

図-2.3.1は、オスローの地下鉄工事のための掘削現場である。地盤は、中程度の粘土 ($St = 3$ ないし 7)、平均非排水せん断抵抗は約 0.4 t/fi^2 である。用いた矢板は Belvolz-IV N50 である。

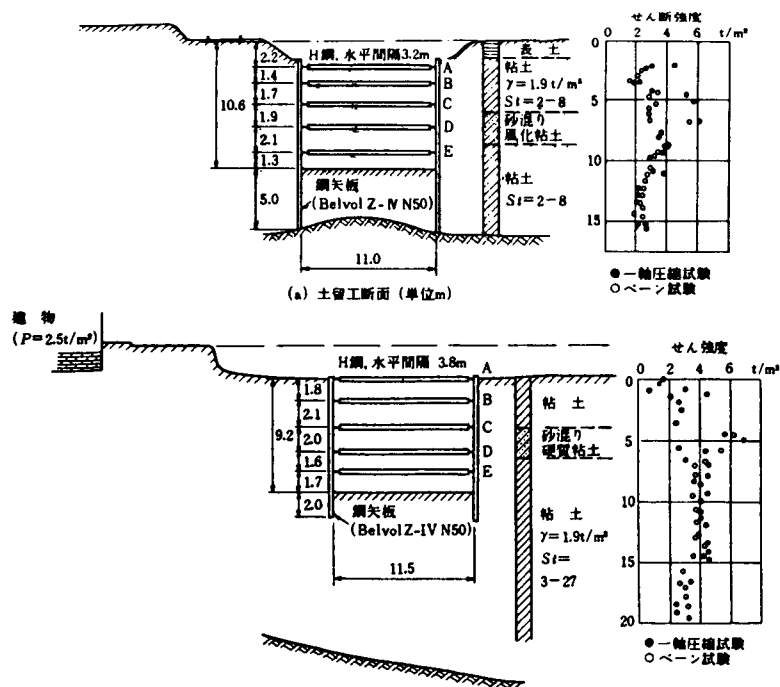


図-2.3.1 断面図

(A)現場は矢板を硬い層に打込んだ場合、(B)現場では、矢板を軟弱な粘土中で止めた場合である。

(2) 計 測

計測は、矢板の変形地表面地盤の沈下を計測している。(測定器不明)

(3) 計測結果と近接基礎設計施工要領(案)との比較

(A)(B)現場の計測結果および原案の影響範囲を図-2.3.2に示す。

なお、(A)現場では要領(案)中の3-2(1)①⑥、(B)現場では3-2(2)②による。

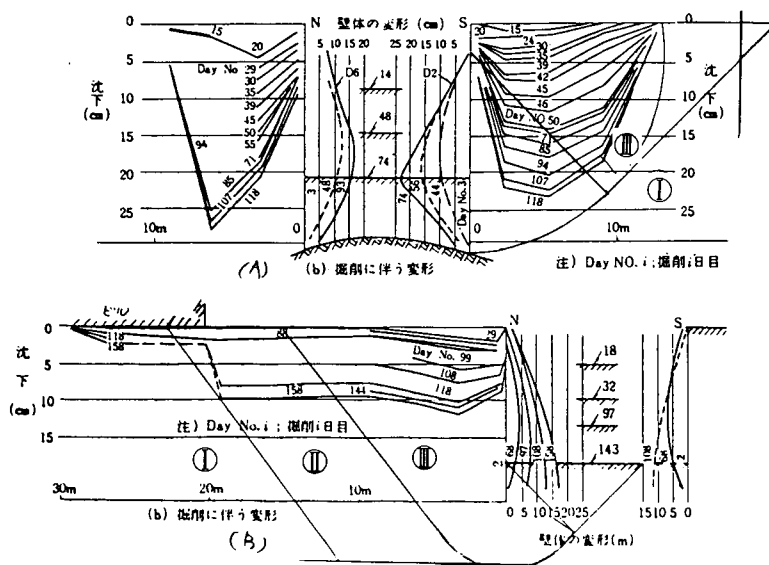


図-2.3.2 計測結果と影響範囲の判定図

文献 No 4

(1) 施工概要および地質概要

派大岡川を締切り、連続地中壁(BW工法、 $t=1200\text{mm}$ 、 $\ell=27.5\text{m}$)の打設後、延長40mの区間を巾約35m、深さTP-16.6mまでを掘削する。地盤は図-2.4.1に示す様に地表面よりN値=0の軟弱粘土層が20mまで分布している。地盤の強度は、図-2.4.2に示す通りである。

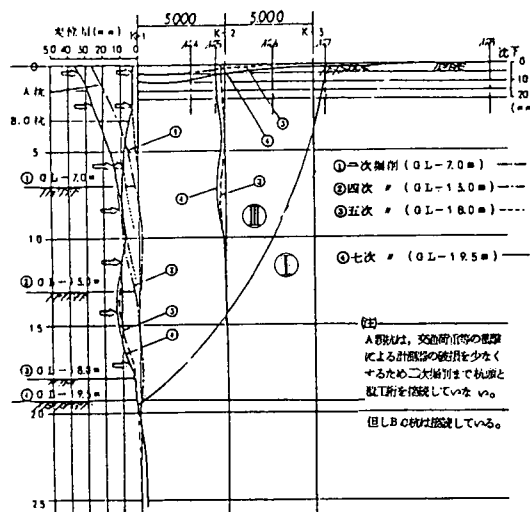
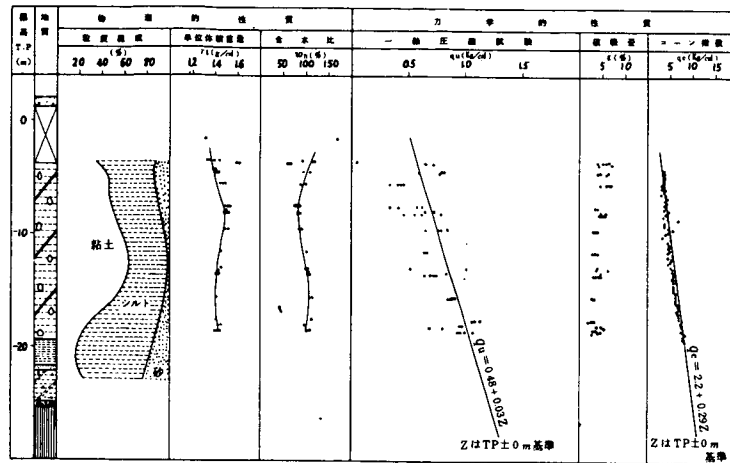


図-2.4.1 地質柱状図



図－2.4.2 地盤の調査結果

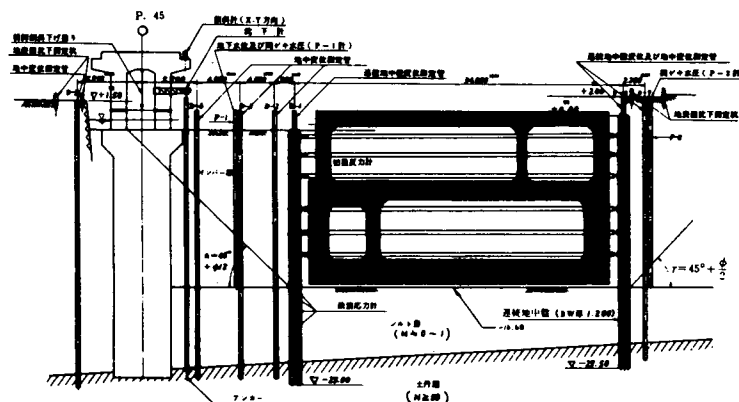
(2) 計 測

図－2.4.3 に計測器及び計測位置を示す。

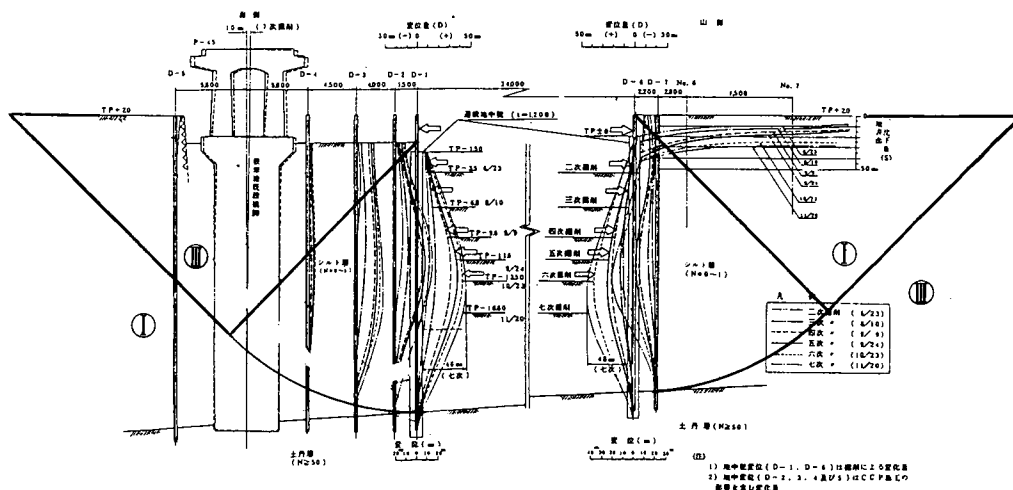
(3) 計測結果と近接基礎設計施工要領（案）の比較

図－2.4.4 の計測結果と要領（案）の比較を示す。

原案は山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲⑥の粘性地盤の場合による。



図－2.4.3 計測器の配置図



図－2.4.4 計測結果と近接程度の判定図

(1) 地質概要および工事概要

工事は、面積約 2500m²(45×55m)、深さ GL-17.0m の締切り工事である。

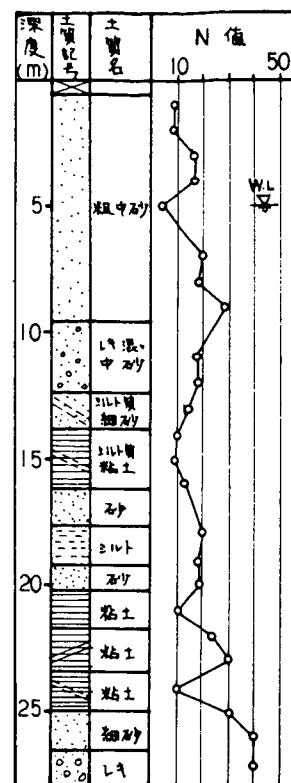
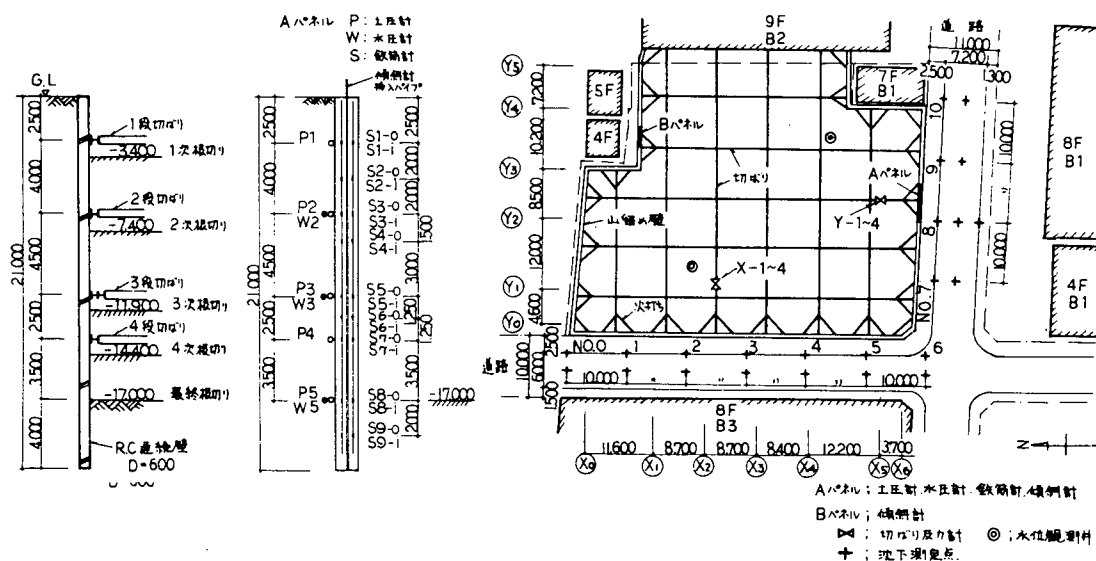


图-2.5.1. 地质柱状图

計測項目，計測位置を図-2.5.2に示す。



図一 2.5.2 山留め平面および計測位置図

(3) 計測結果および近接基礎設計施工要領
(案)の比較

計測結果と原案の3-2(1)①②による近接
程度の判定図を図-2.5.3に示す。

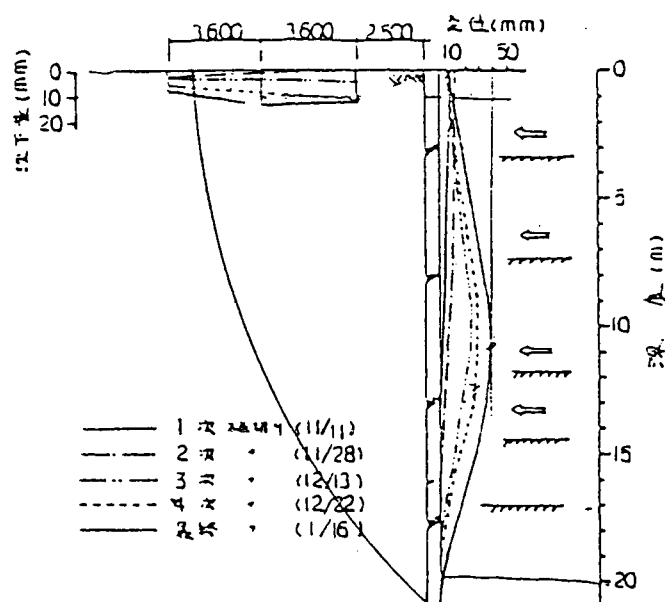


図-2.5.3 計測結果および近接程度の判定図

文献 No 6

(1) 現場状況

現場は、東京13号埋立地における道路用トンネルの換気立坑を築造するための開削工事である。
土留め工は平面的に約4.2mの正方形をなしており、土留め壁は鋼管ぐい(径812.8mm×肉厚9.5
~12.7mm×全長45.5m)を使用して、AP+3.5mの地表面よりAP-40mの洪積層へ約1.5m打
込んだものである。

地盤の状態は地表からAP-4~5mまでの間は、砂質土を主成分とする埋立土であり、これよ
りAP-40mに至る範囲は $N=0\sim1$ 程度の極めて軟弱な粘性土となっている。

図-2.6.1に一軸圧縮強さと単位体積重量の分布を示す。

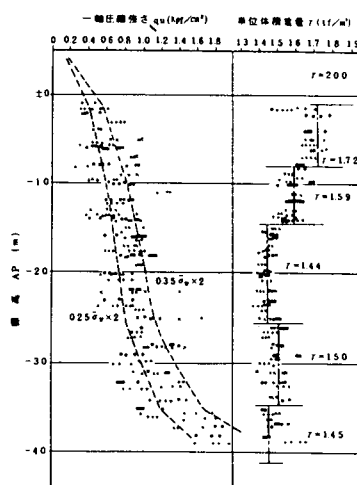


図-2.6.1

(2) 計算および計測結果

図-2.6.2に弾塑性法による計算結果を示し、図-2.6.3に鋼管杭の変形状況を示す。

(3) 地盤変状結果と近接基礎設計施工要領(案)との比較

図-2.6.4に地盤の陥没位置と要領案による影響範囲を示す。

要領(案)の影響範囲は、山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲⑥の粘性地盤の場合の影響範囲である。

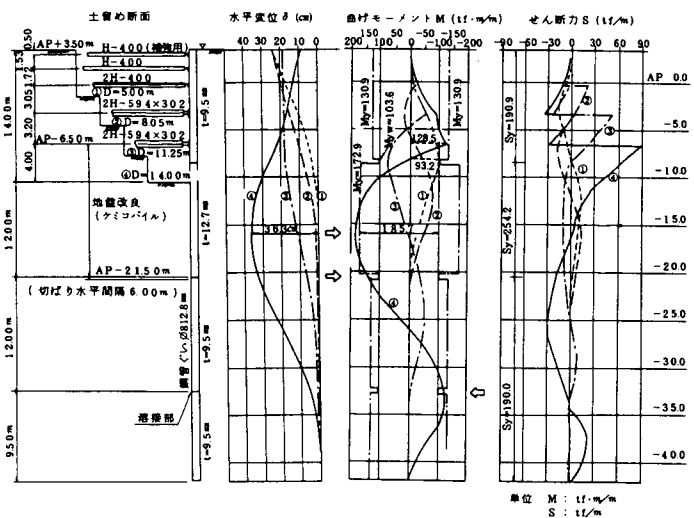


図-2.6.2

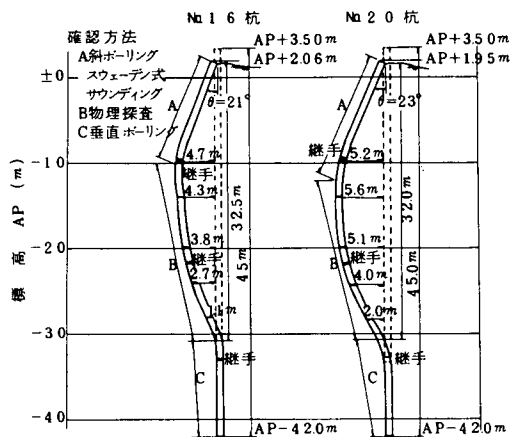


図-2.6.3

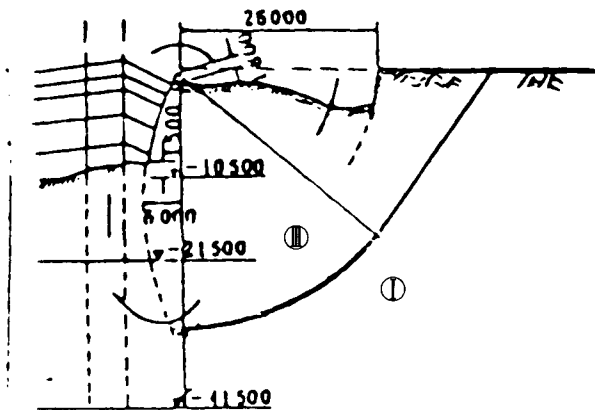
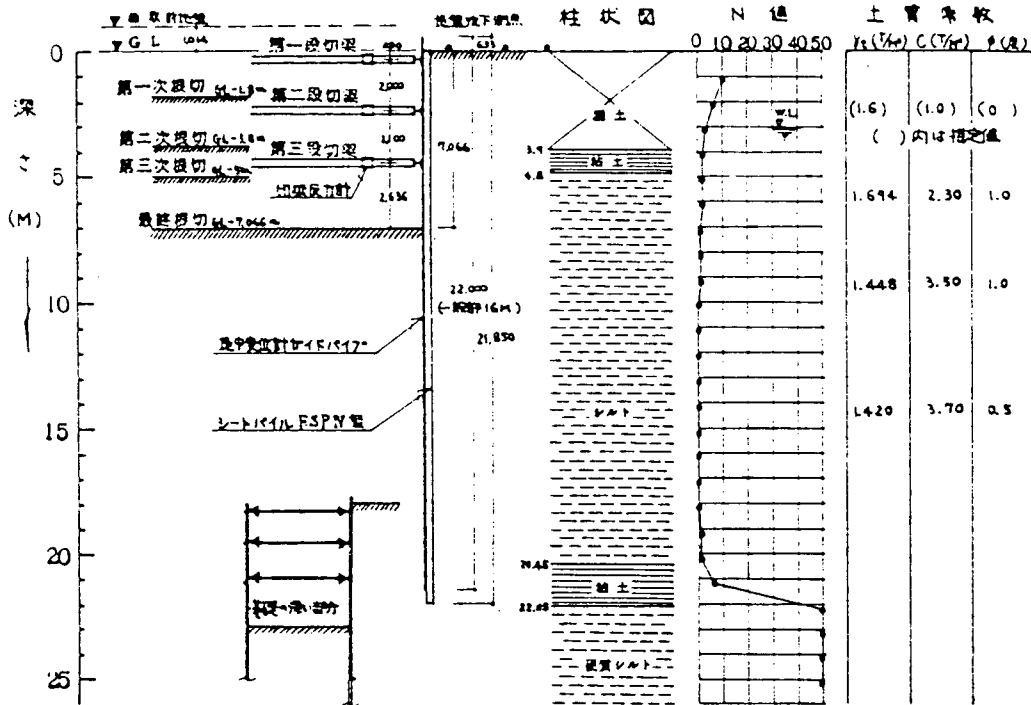


図-2.6.4

文献 No 7

(1) 地盤および工事の概要

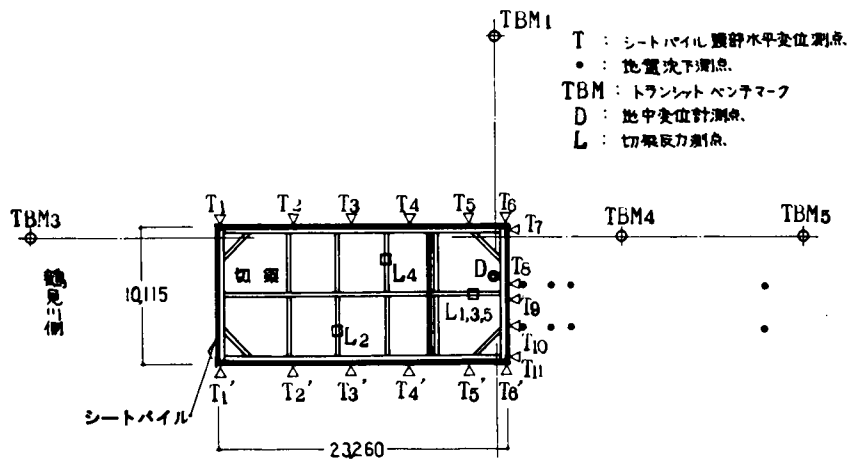
地盤は、図－2.7.1に示す通りで、N値0の極軟弱な沖積シルト層が20m以深まで続いている。
根切り深さは8.1mで、山留め壁にはシートパイルFSPⅣ型($\phi=16$ m)を用いて支保工には鋼製切梁(H-300)を3段架設している。



図－2.7.1 土留め断面及び地盤状況図

(2) 計測

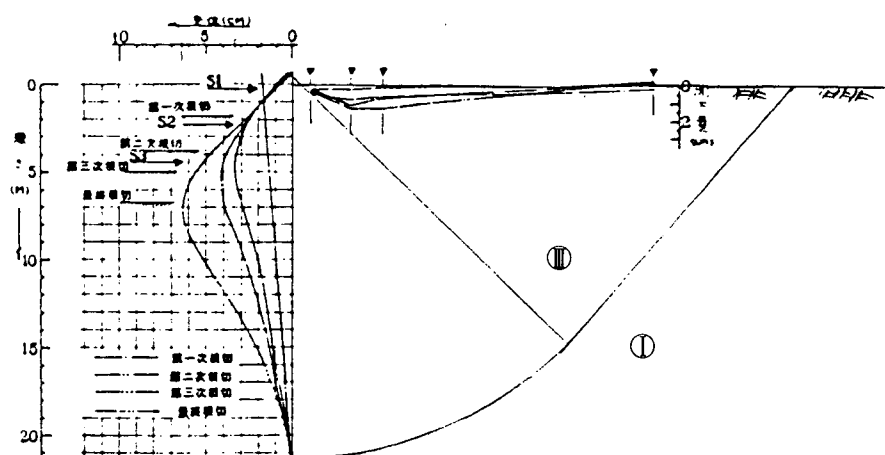
計測位置および計測項目を図－2.7.2に示す。



図－2.7.2 測定配置図

(3) 計測結果と近接基礎設計施工要領（案）との比較

計測結果と要領（案）による影響範囲を、図 2.7.3 に示す。

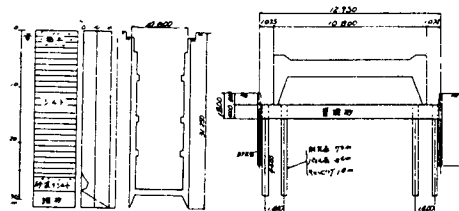


図－2.7.3 本図．各根切段階の変形図

文献 No 8

(1) 工事および工事概要

本工事は通信ケーブルを収容すると道（トンネル）工事であり、これをシールド工法にて築造するための発進立坑を建設するもので、立坑は形状が円形（内径 9.2 m，壁厚 80 cm，床付け GL－3.125 m）のニューマチックケーソンである。



図－2.8.1

図－2.8.2

土質柱状図 ケーソン掘付地盤改良

土質の概要は表－2.8.1，図－2.8.1に示すように GL－3.0m 付近まで貝がら混りのシルト質粘土で、N 値＝0 の超軟弱層の鋭敏比の高い地盤である。

図－2.8.2.に示すように周辺地質との縁切りを鋼矢板で据付地盤の改良を，砂と生石灰パイルによって行っている。

表－2.8.1 土質試験結果

層 分	礫 分	砂 分	シルト分	粘土 分	最大粒径	含 水 比	湿潤重量	圧縮強度	繰返し度	着 力
シルト層	0 %	1～11 %	38～47 %	38～58 %	0.105 cm ～0.86	56.2 % ～95.2	1.39 ㎏ ～1.69	1.01 ㎏ ～1.17	成形不能	0.64 ㎏ ～0.75
砂 層	1 %	87 %	6 %	6 %	9.52 mm	19.9 %	2.01 ㎏	—	—	—

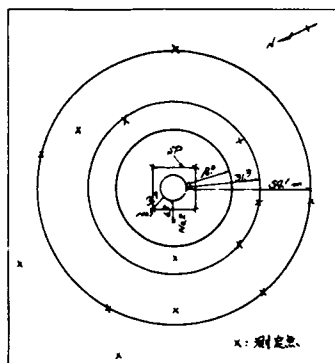
(2) 計 測

図－2.8.3 に示す各測点において地表面沈下量の測定を行なった。

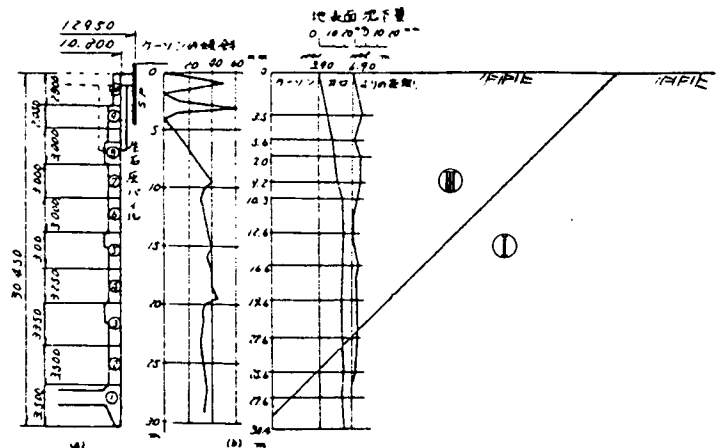
(3) 測定結果および近接基礎設計施工要領案との比較

測定結果と要領（案）の比較を図－2.8.4.に示す。

要領（案）の影響範囲は、新設基礎がケーソン基礎の場合の影響領域①の通常のニューマチックケーソン工程の場合。



図－2.8.3 沈下測定点



図－2.8.4 計測結果と近接程度の判定図

第 3 章 グラフによる対数ら線の求め方

対数ら線の基本式は、 $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$

(ϕ : 土の内部摩擦力) で表わされる。

一方、対数ら線と土留め壁で囲まれた土塊が、すべろうとするときの土留め壁の反力 P は

$$P = \frac{1}{\ell_1} \left\{ W \ell_0 - \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) + q \ell \ell_2 \right. \\ \left. (\phi \neq 0) \right\} \dots\dots (1)$$

$$P = \frac{1}{\ell_1} \left\{ W \ell_0 - r_0 \theta c + q \ell \ell_2 \right. \\ \left. (\phi = 0) \right\} \dots\dots (2)$$

となる。ある掘削深さ D に対して、 P の値を最大にする r_0 or L を求めることができる。

このとき L を求めるところの影響領域とする。

(1) と (2) における第 1 項、第 2 項、第 3 項をグラフにしたのが、本資料である。No. 1 のグラフより

$$P_1 = \frac{W \ell_0}{\ell_1} \text{ を求め、No. 2 のグラフより}$$

$$P_2 = \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \text{ 又は } r_0 \theta c, \text{ No. 3}$$

のグラフより $q \ell \ell_2$ をそれぞれ求めて

$P = P_1 - P_2 + P_3$ として縦軸に P 横軸に L をとったグラフを作成する。 P が極大値を持った点の L が求める対数ら線である。このとき No. 1 ~ No. 3 のグラフは、 $P/D^2 \times W$ 又は P/D , P/q 等を縦軸にとってあるので P を求めるときは、 $D^2 \cdot W$ または P, q をかけなければならない。

ここで D : マニュアル (案) で規定するところの D_2 (m)

W : 土の単位体積重量 (t/m^3)

q : 上載荷重強度 (= 既設構造物の死荷重) t/m^2

注) No. 3 のグラフは次のように適用する。

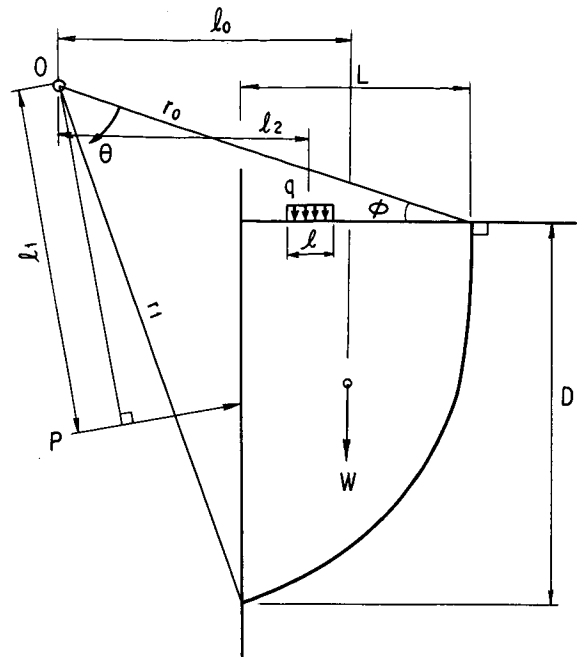


図 - 3.1 対数ら線

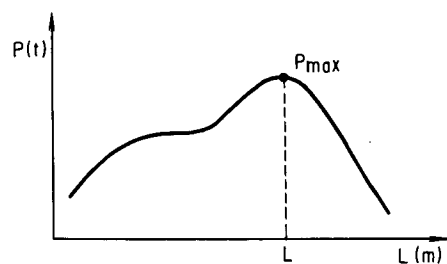
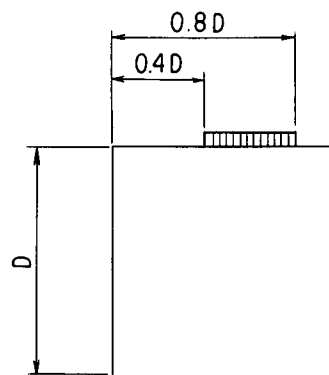
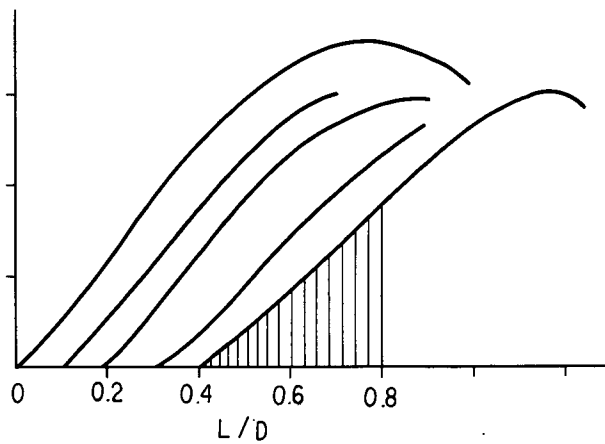


図 - 3.2 対数ら線の求め方

上載圧が $0.4D \sim 0.8D$ にのっている場合は、 $0.4D$ において横軸に交わっている曲線のうち、 $0.4D \sim 0.8D$ の部分（斜線の部分）のみを P_3 とする。



上載圧が $0.4D \sim 0.8D$ にのっている場合は、 $0.4D$ において横軸に交わっている曲線のうち $0.4D \sim 0.8D$ の部分（斜線の部分）のみを P_3 とする。

図－3.3 上載圧の扱い方

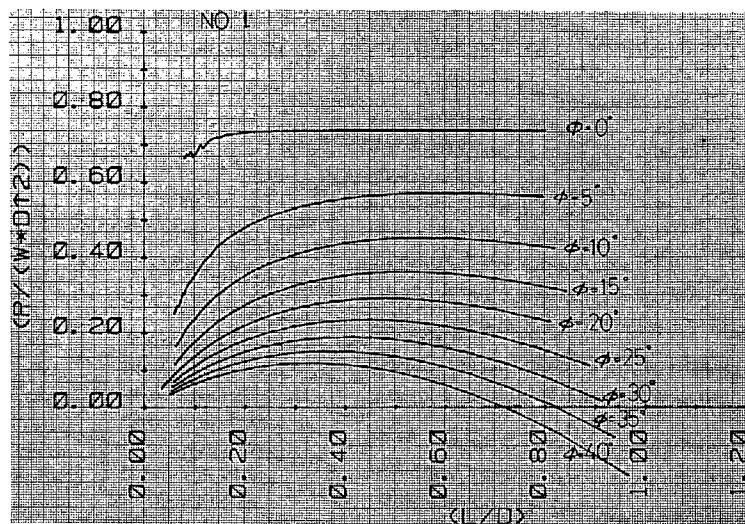


图 - 3.4

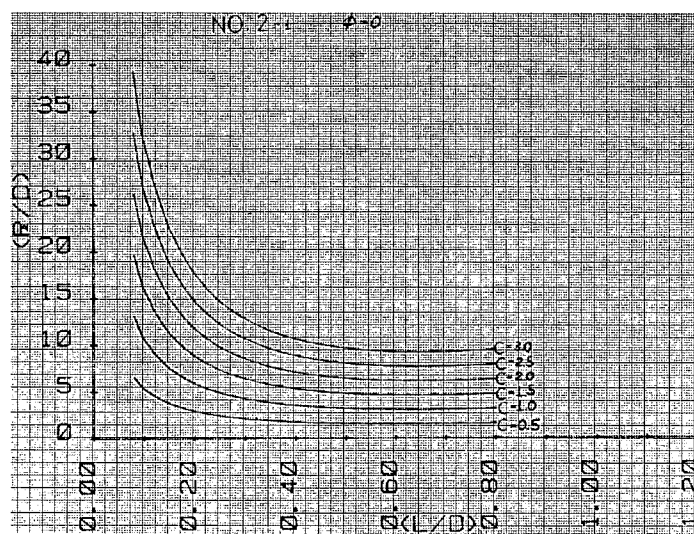


图 - 3.5

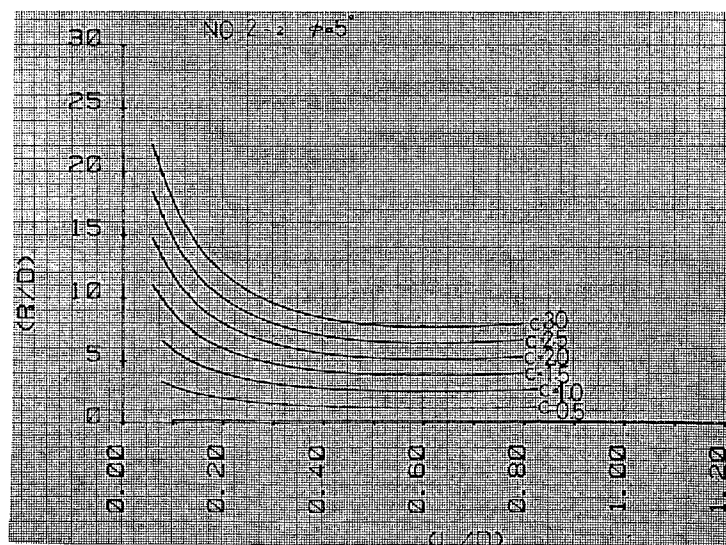


图 - 3.6

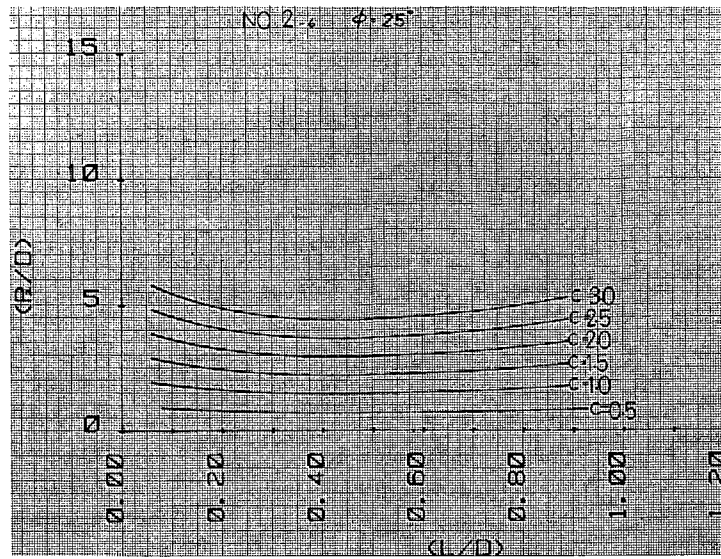


图 - 3.1 0

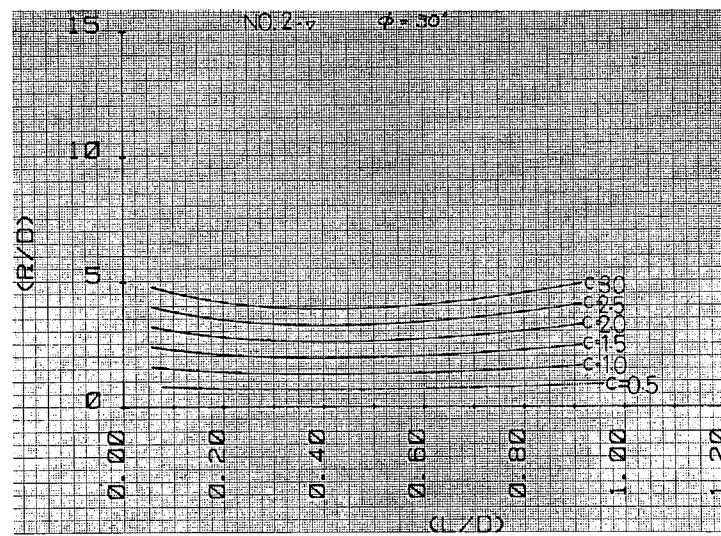


图 - 3.1 1

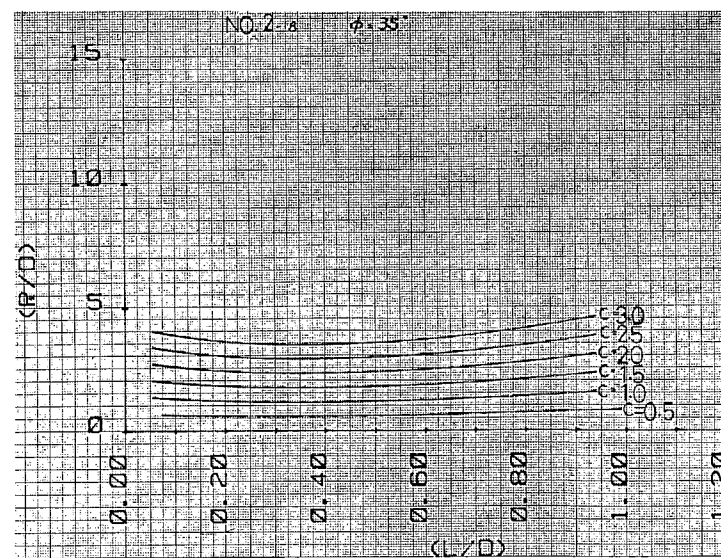


图 - 3.1 2

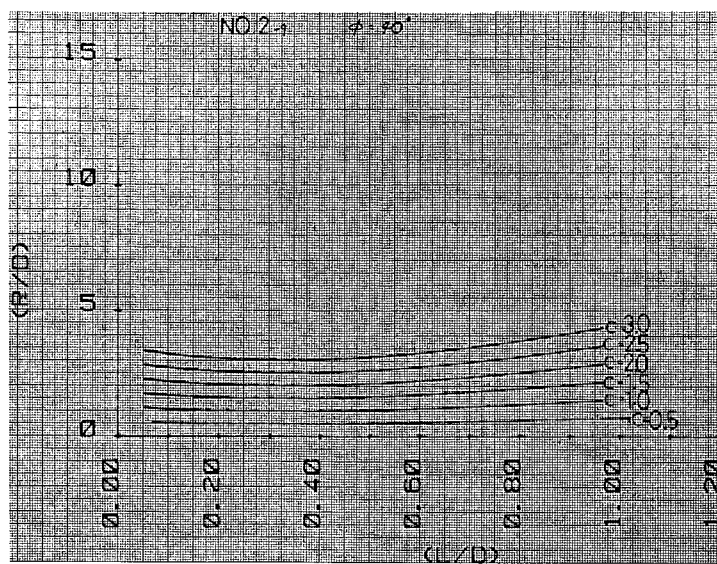


图 - 3.1 3

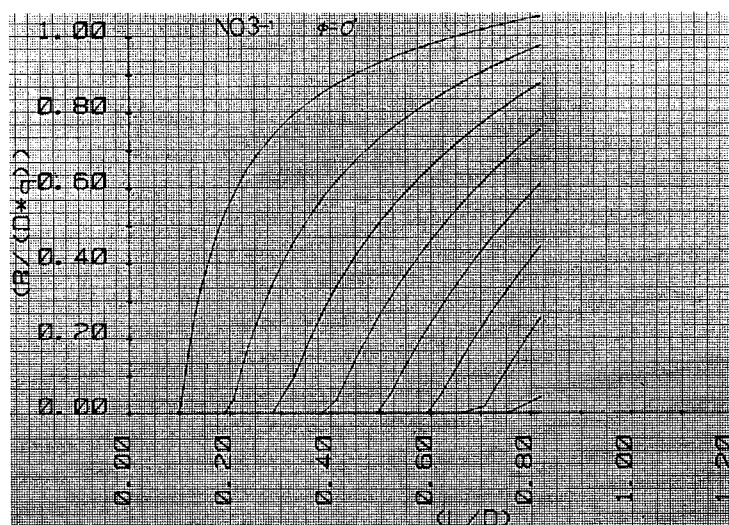


图 - 3.1 4

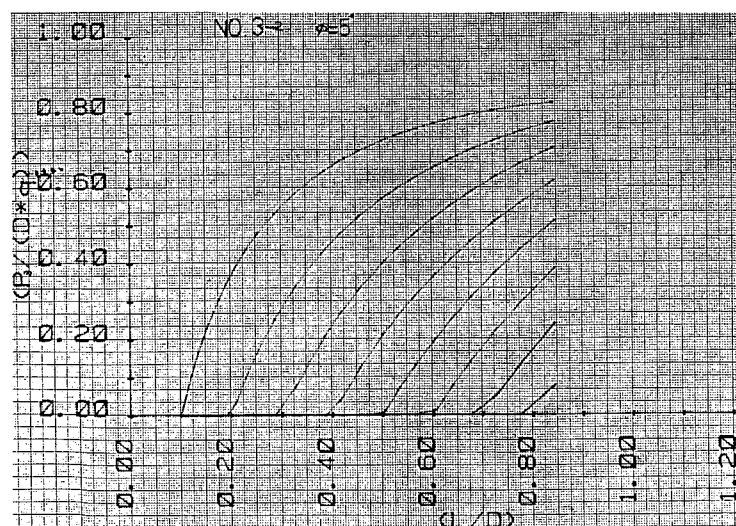


图 - 3.1 5

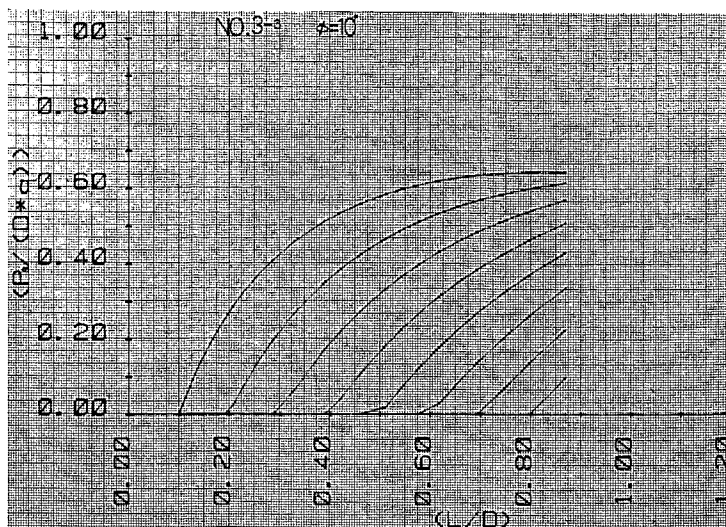


图 - 3.1 6

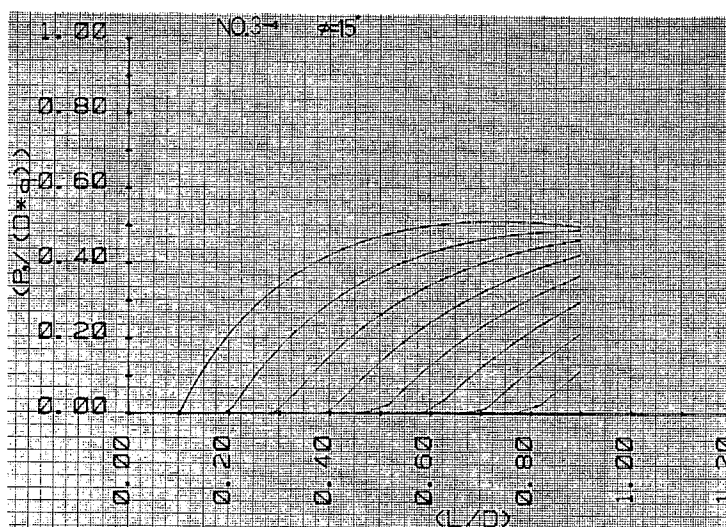


图 - 3.1 7

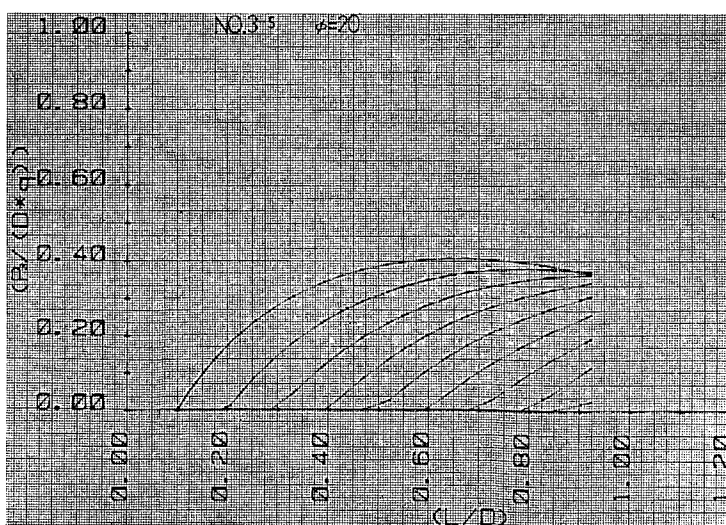


图 - 3.1 8

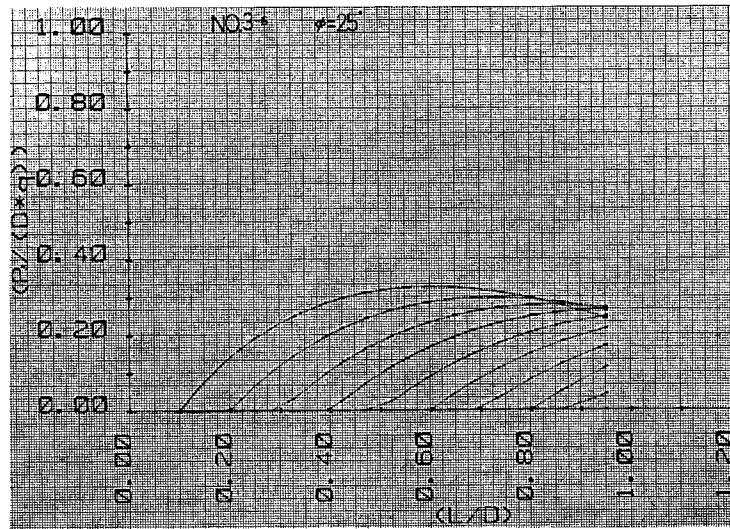


图 - 3.19

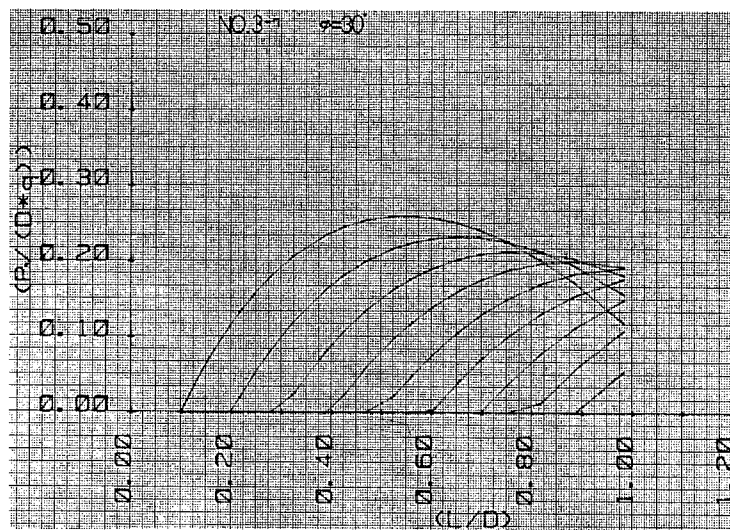


图 - 3.20

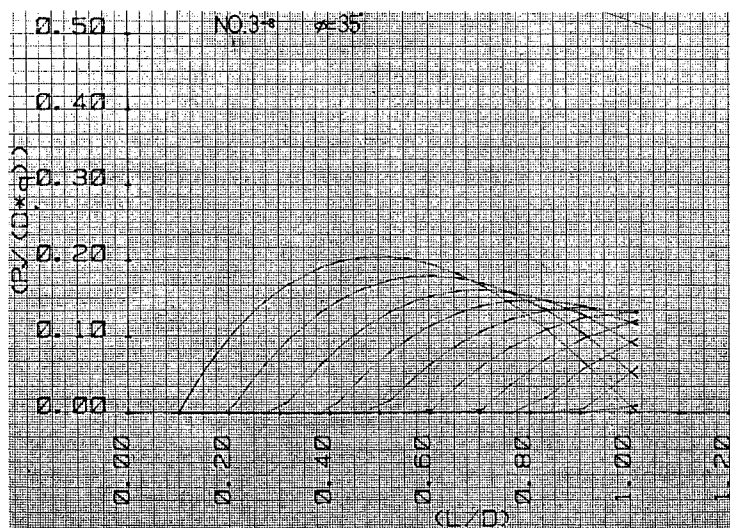


图 - 3.21

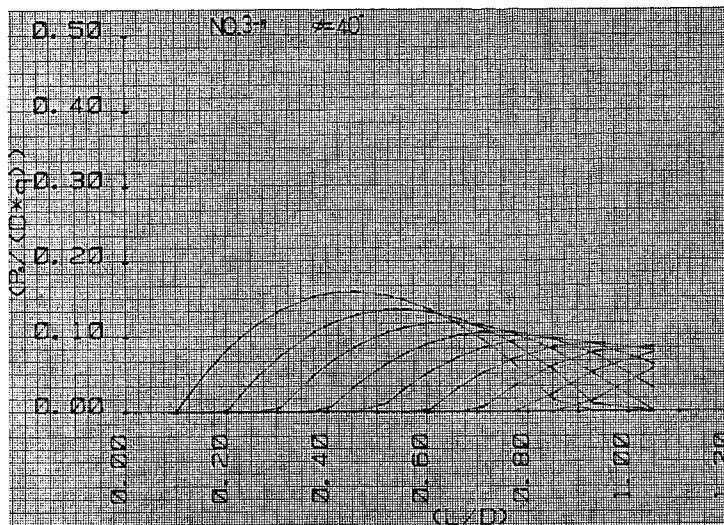


图-3.2.2

あ と が き

従来の近接基礎工事に関する基準は、主として理論的な考察のみに基づいて作成されたものがほとんどであったが、本資料において提案した「近接基礎設計施工要領（案）」は、室内実験と現場計測結果に基づいて作成したものであり、より現場に適したものになったと考えられる。ただし、適用の簡易さ等については若干問題が残されていると思われるので、この点に関し、現場からの御意見を賜われれば幸いである。

また、資料編の現場計測結果については、建設省技術研究会道路部門指定課題「橋梁下部工における近接工事の設計施工に関する研究」の中で収集されたものであり、御協力いただいた道路局国道二課、各地方建設局、北海道開発局および沖縄開発局の関係各位に謝意を表する次第であります。

参 考 文 献

- 1) 遠藤正明：「山留め工の推移と展望」土と基礎 Vol 21, No 5, May 1973
 - 2) 達口文一ほか：「周辺環境を考慮した山留め工事に伴う安全施工のための実測例」土と基礎 Vol 21, No 5, May 1972
 - 3) 日本国有鉄道：「近接橋台橋脚の設計施工指針」昭和42年3月
 - 4) 首都高速道路公団：「既設構造物に近接する基礎構造物の設計施工指針（暫定案）」昭和45年5月
 - 5) 首都高速道路公団：「首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書（案）」昭和56年3月
 - 6) 日本電信電話公社：「電気通信用地下施設防護の処理標準」：昭和47年7月
 - 7) 東京都交通局：「地下鉄構造物に対する近接工事取扱い（暫定）指針：東京都交通局工務部49交工第362号
 - 8) 日本道路公団：「設計要領第2集」第5編4-2-7基礎の近接施工：昭和55年4月
 - 9) 土木研究所資料第1714号「基礎の近接施工に関する調査(1)～二次元模型実験データ集～」：昭和56年8月
 - 10) 土木研究所資料第1694号「基礎の近接施工に関する調査～土留矢板に作用する土圧～」：昭和56年6月
 - 11) 土木研究所資料第1901号「基礎の近接施工に関する調査(3)～掘削による地盤変状に関する報告」昭和58年3月
 - 12) 土木研究所資料第1967号「基礎の近接施工に関する調査(4)」昭和58年3月
 - 13) 森重龍馬：「近接工事における調査と設計計画」：基礎工 1974. 11
 - 14) 玉置 脩：「仮設における近接施工と対策」土と基礎 1980. 6
 - 15) 古藤田喜久雄：「根切り山止め工事における現場計測とその応用」基礎工 1979. 4
 - 16) 達口文一ほか：「周辺環境を考慮した山留め工事に伴う安全施工のための実測例」土と基礎 1973. 5
 - 17) Peck, R.B. " Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground " Proc 7th I.C.S.M.F.E 1969
- その他 第2編, 第2章 表-2-1 参照

近接基礎設計施工要領(案)

土研資料 2009 号
昭和 58 年 6 月 (1983)

キーワード 掘削，土留め，
変形，近接工事

浅沼秀弥，神長耕二
森 浩樹，杉崎光義
小林延房

要 旨

何らかの既設構造物に近接する橋梁下部構造の
設計・施工を合理的に実施するため，これまでの
一連の研究成果に基づいて「近接基礎設計施工要
領(案)」を提案した。



郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい

建設省土木研究所
基礎研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2009号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

