

明日を築く

寄稿

「基礎設計」を志す 若き土木技術者に向けて

京都大学経営管理大学院

中谷 昌一

未来 FRONT

港湾機能強化、首都圏防災への一大拠点として
川崎港が未来へ担う使命に貢献する鋼管矢板基礎

川崎港臨港道路東扇島水江町線 整備事業

TECHNICAL NOTES

Part 1

鋼管杭 杭頭部 圧縮・曲げ試験報告

Part 2

河川堤防に適用される 引き込み沈下対策鋼矢板の 効果について

東扇島水江町線橋梁部

85



一般社団法人
鋼管杭・鋼矢板技術協会

ホームページ <http://www.jaspp.com/>

京浜工業地帯東扇島地区



「基礎設計」を志す若き土木技術者に向けて

中谷 昌一

1 「設計」とは何か？

「設計」と呼ぶためには、下記に示した条件を満足することが必要となる。

第一条件：「設計」の「目標」が定められていること。

すなわち、「構造物」に期待されている役割すなわち機能に関する理解が無ければ「目標（設計では「要求性能」）」が定まらず、「設計」を始めることができないということである。したがって、そもそも「構造物」を特定せずには「設計」の規格化も成立しないことを意味している。

第二条件：克服すべき「課題」が漏れなく想定されていること。

すなわち、「設計」の「目標」を達成するために、具体的に「構造物」に対して将来に亘ってどのような「事象」が起これて、どのような状態に至ることを避けなければならないかという最悪のシナリオとその対応が漏れなく想定されていなければならないということである。

第三条件：「課題」を克服する「手段」とその「確からしさ」が明らかであること。

すなわち、想定している個々の「事象」に対して、構造物に引き起こされる「影響」について捕捉することが可能となっており、結果的に一定の「手段（設計では「照査」）」によって人為的に「影響」のコントロールが可能となっていなければならない。あわせて、合理的な意志決定を行うためには、その「手段」の有効性に関してどの程度の「確からしさ」があるか定量的な評価も問われることになる。

「第一条件」に相応しい構造物への要求を勘案し、「第二条件」に相当する心配すべき項目を全て列挙し、「第三条件」を満足するべくそれぞれを確認する行為の全体が「設計」であり、個々の確認行為は「照査」と呼ばれる。ようするに、「照査」の体系だった集合体が「設計」ということである。構造物の諸元を確定することが「設計」であるという「作業」に堕してしまうと、いつしか決まり手となるいくつかの「照査」がすなわち「設計」であるというふうに大層な思い違いを犯してしまう。

例えば、鋼構造の耐震補強を行うとする。補強部材の構造諸元は地震力に対する抵抗力を「照査」することで決まる。このこと自体は至極当たり前のようであるが、「設計」はこれだけにはとどまらない筈である。補強部材の取り付け方法の如何によっては、疲労耐久性の観点から一気に当該鋼構造の寿命を縮めてしまうことにもなりかねないのである。つまりは、千年に一度の偶発事象に対処す

る御陰で、日常的に生じる事象によって十年そこそこの短期間に破壊に至らせる可能性も否定できなくなる。

まさに「設計」に携わる技術者は「医療」に携わる医師と代わるところがなく、広い知識・経験をベースとして、あらゆる可能性に関して想像力を発揮し、もれなく個々の懸念を払拭し問題を解決していくことを求められていることを胆に銘じなければならない。

「設計」を構成しているパーツである「照査」を成り立たせている要素についても言及しておきたい。つまり、先に述べた「設計」を成立させている「第三条件」はどのような場合に成り立つと考えれば良いのかと言う問いである。

①どのような機構で荷重に抵抗しているのか

②何をパラメーターにすれば抵抗力が計算できるのか、

また、その推定精度はいかほどであるのか

が明らかでなければ「照査」が成立しておらず、また、「設計」をしたことにも至らない。

地盤が軟弱である場合には、構造物の基礎形式は杭基礎となることが多い。一般には、杭基礎は複数の杭をフーチングを介して一つに結合した構造と考えてよい。ようするに、基礎に作用する荷重に対して複数の杭で力を合わせて抵抗するという「共同戦線」を張っている。このようにすれば、基礎全体の支持力是一本の杭の支持力と杭本数のかけ算で決まる筈である。もちろん、各杭が近接することなく適度の間隔を有していることを前提として。しかしながら、この「共同戦線」は無条件には成立していない。各杭に均等に力を分散させるための仕掛けがなされているのである。この仕掛けなくしては、特定の杭に荷重が集中し特定の箇所から順次に破壊が進行、所謂、「各個撃破」されることになってしまう。

この他にも、抵抗力の確認試験を試験室で行った場合に、現場での環境条件や荷重作用状況が試験室と異なることや相似則が成立せず寸法が異なることで破壊の形態までもが異なってしまうこともあり得る。結果的に、実際には想定した抵抗力を発揮しないどころか、思わぬ形態の破壊を引き起こし重大な事故に繋がることもある。このように、抵抗力を発揮するメカニズムの特性を十分に把握し、施工の信頼性や現場での環境条件などの支配要因を考慮した抵抗力で安全性等を評価できないと、「照査」が成立しているとは言えない。メカニズムは横において確率論だけで処理する向きもあるが、それでは「博打」であって、「照査」とは言わないことを忘れずにいてほしい。

さらに重要なのは、「設計」という結果得られる「解」が、決して一つではないと言うことである。そして、「和魂洋才」という言葉が嘗ては存在していたように、「解」には設計技術者の技術・知識といった「真」に関する「手段」ばかりではなく、「善」・「美」をも包含する全人格に発する深みのある思想までもを反映することができる。なぜなら土木構造物は長期に亘って国土利用を規定する可能性が高く、例えば数百年後の人々に残す贈り物でもあり得て、したがって、設計技術者は数百年後の人々の評価にも耐えることも意図できるからである。このあたりが、本来、土木構造物の「設計」の醍醐味であって、「設計」の直輸入ということは「思想」の直輸入でもあり、古今を通じた禁手であったし、将来ともに極めて危険であるということもあわせて認識すべきである。

2 設計基準の本質とは？

設計基準は、設計の骨格である4つの項目「要求性能」・「評価指標」・「照査基準」・「検証方法」で構成され、それぞれの内容は下記のとおりとなる。

- 要求性能**：目的に適うように構造物に要求される性能。想定する設計状況と設計状況に対応して構造物に期待されている性能とにより、一般的な用語で表現される。
- 評価指標**：要求性能を満足するために、構造物が求められる性能を発揮することを評価するために設定された工学的な指標。
- 照査基準**：要求性能を満足するために、構造物が求められる性能を発揮することを保証するために設定された評価指標の制限値。
- 検証方法**：広義には、要求性能を満足するために構造物が求められる性能を発揮することを検証する工学的な方法を言い、評価指標・照査基準の設定そのものも含まれるが、狭義には、評価指標について応答値を算出するための構造解析モデルや外力作用のモデル化などが相当する。

ここに、「性能」とは構造物に期待される役割である機能を果たすための構造物の種々の能力をいい、「設計状況」とは構造物の設計において想定する荷重等の作用条件で、作用の組合せおよび個々の作用の頻度と強度により表現される。

これらの項目は、相互に関連するため別個に独立して規定することが不可能である。例えば、「要求性能」のみを高度化しても、具体的な設計の手段である「評価指標」・「照査基準」・「検証方法」が従前のままでは設計の目標を達成することができないことは自明である。したがって、原則的に、「設計基準」の改定は4つの項目全てに亘って一度に過不足無く行われるものであり、一部分のみを有効なものとして先行して改定することはあり得

ない。また、「設計基準」の適用の仕方としても、複数の「設計基準」からその要素を部分的に組み合わせて設計を行うなどということもあり得ない。

科学・技術は人間の理性に絶対の信頼を置いた啓蒙思想を支えるものであり、当然のことながらこれに従事する技術者は「昔より今が必ず良くなっている」という進歩史観に陥りやすい。事実、近年の計算機にかかる技術の発展は、センシング技術・通信技術・解析技術の進歩と相まって、すばらしい成果を軍事産業にもたらした。矢を射て的に命中させることにかけては、必ず金メダルを獲得できよう。また、ルールが固定されているゲームの世界でも、優秀な人工知能が開発されプロの知能を脅かしつつある。

しかしながら、「できなかったことができること」だけでは、必ずしも進歩したことを意味しない。なぜなら、「知らなかったことは依然として知らないまま」であり、想定内には対応できていても、想定外には対応できないからである。すなわち、「不知の知」を忘れてしまうことになる。さらには、そもそも何をすべきだったのかに至っては、「できるできない」の問題ではない。

したがって、いくら複雑な現象を「高度な解析」によって解くことができて、逆に、一定の条件を与えられればどのような事象が生じるかを表現することができたとしても、その情報をもって「何に活かすのか」あるいは「何に活かすことができるのか」についても十分な意思と知見を有していなければ、「高度な設計」には繋がらない。

要請される「要求性能」をどのようなものとするのか、この要求を満足させるためにどのような工学的な指標を、どのようにコントロールすれば良いのかが明らかになっており、その応答値計算にあたって「高度な解析」を駆使するというような一貫したプロセスが成立して始めて、「高度な解析」をもって「高度な設計」が為されていると解釈されるのである。この観点からは、「設計基準」とは、設計思想を一貫した4つの項目によって技術的に表現したある種の作品と捉えてほしい。

3 「基礎」とは何か？

設計技術者が信頼を置くものは、自らがその性能を支配することのできる「構造体」である。なぜなら、構造体は一から全てを人工的に構築することができ、構築の過程において品質管理や施工管理を徹底すれば、構造の力学的な特徴を確認することもその確からしさを定量的に評価することもできると考えているためである。この確からしさを支配できるかどうかという点において「自然物」は「構造体」と大きく性質を異にしており、地盤調査や土質調査など「彼れを知る」努力にも物理的な限界が容易に想定され、設計の中身はそもそも構築するとい

う行為ではなく受け入れて利用するという行為に過ぎない。このことから、「自然物」に対しては「設計」と呼べるほどの信頼性が得られるか確証がない。したがって、基本的には「構造体」が支配的である領域では「設計」が成立するが、「自然物」が支配的な領域では、本来の意味では「設計」が成立し得ない。ようするに、条件付きの設計成果でしかないのである。

しかしながら、土木構造物である「構造体」は宙に浮いているわけではなく、一般に自然地盤上に存在している。「構造体」は、嫌も応もなく「基礎」を介して「自然物」を利用して安定を確保しなければならない。特に、大陸プレートの境界上に位置する地震国であり、狭い軟弱な沖積平野に稠密な人口を抱え、急峻な山岳地を貫いて都市を結んでいる我が国においては、耐震上の安定問題は忽せにできない重大な照査項目である。この事態にやむなく対処するために、構造体の一部である「基礎」を自然地盤内に適当な具合に設置することにより、「構造体」に作用する外力に対しては、自然地盤からの反力である「自然物」からの抵抗を期待することになる。ここにいう「自然物」からの抵抗は、あくまでも自然物を利用して自然に齎される範囲であり、設計上は安定に必要な「基礎」の構造寸法を決めているに過ぎない。このとき、一般には期待される「自然物」からの抵抗を安全側に控えるために評価することで、そもそもの確からしさの違いに対する釣合を保っている。すなわち、「自然物」からの抵抗の見込み違いを極力小さくし、あくまでも信頼の置ける「基礎」の構造体としての健全性を確認することによって安定を確保しようとする意図が働いているわけである。

「設計上の地盤面」という用語がある。この地盤面を境として、上に存在する「構造体」には外力が作用するとし、下に存在する「基礎」には「自然物」からの抵抗を期待するとする設計上の区分である。「設計上の」という言葉からして、「実際上の」地盤面とは異なることを暗に示していることが理解されようが、何故に取り立てて実際と異なる地盤面を設定しなければならないのだろうか？

先ほど“どこまでを「構造体」として扱うのか、どこからを「自然物」として扱うのかについては明確な設計上の区分が重要である”と述べた。なぜなら、「構造体」とは自らがその性能を支配することのできるものであるのに対して、「自然物」とは「設計」と呼べるほどの信頼性が得られるか確証がないものとして、設計上の扱い方が当然異なるためであった。その上で、「自然物」が自然の造形物であって工学的な性能など自らの掌握できるものではないといえども、その抵抗の確らしさを高めるためには「自然物」自体に対する理解を深めるとともに、可能な限り不確実性を排除していく方法がとられる。

抵抗の不確実性を排除する方法としては、事前に抵抗

を期待できる「自然物」に関して下記のような一定の枠に填めておくことが効果的とされている。

①長期に亘って安定して存在すること

②雨水や地震などの短期的な外乱に対しても安定して存在すること

増水時の河川流による洗掘により河床が下がってしまう、その下がった部分については支持力も何も抵抗を期待することができなくなる。軟弱地盤においては長期的な圧密沈下の問題の他にも、土圧バランスを崩すと地盤自体に円弧滑りや側方移動が発生し抵抗どころか外力として作用してしまう。地下水位以下にある緩い砂地盤は地震力によってせん断されると恰も液体と同様に挙動し支持力を失う。最悪の場合、流動すれば大きな外力となって襲ってくることも想定しなければならない。山岳地における斜面にあつては、雨水の影響や地震力によって斜面の崩落や地すべりなど、これもまた抵抗どころか外力と化してしまう。

このような事象を考慮して、当初より①②の枠を填めて抵抗を期待する地盤の評価を厳しく行っておき、地盤面を下げて設定したり、場合によっては地盤抵抗を割り引いたり外力作用を付加したりすることが一般的に行われる。このために、「設計上の地盤面」という仮りの地盤面が設定され、不安定となる地盤が存在する場合には実際上の地盤面と異なる程度が大きくなるのである。

「構造体」だけで閉じた世界にあれば懸念することのない「自然物」特有の現象ではあるが、抽象的にはメカニズムについても対応策についても知見は得られている。一方で、自然の営みをそう簡単には再現できないという現実や自然の営みの規模の壮大さから、人為的な対応には限界があり未だもって十分な対応が取られているとは言い難い。設計以前の問題としての自然地盤の安定性や対策の必要性に関する評価については多くの課題が残されている。逆に言えば、このような人為的な対応の限界を考慮した場合、地盤が安定して存在することを前提として「基礎」の設計は成立するものと考えて、地盤に変動が予見される場合には、そもそもその自然の営みとの直接対決を避けるという計画性が肝要であるということの意味している。あるいは、安定するように別途の対策を施す場合には相応のリスクが覚悟できることが条件であり、なおかつ自然の営みに任せておけば長期的にはリスクが下がっていくような手法により対策を行うという戦術が理想であることが理解されよう。

4 基礎設計の本質とは？

これからの「設計」は根本的に変革を遂げていくことになる。これからの設計成果の報告書は「設計の思想」に関するレポートであり、「部材照査」と「安定照査」の

結果である計算資料や図面は添付されれば良く、その意図したところの説明が報告書の本質的な中身とされる時代がやってくる。例えば、その中では下記のような事項が述べられることになるだろう。

- ①当該地点における地形・地質、過去における同種構造の災害履歴や劣化・損傷履歴などから、自然環境のどのような点に留意して設計状況の設定を行ったのか。
- ②これに対して、「自然物」に対してはどのような条件を設定し、「構造体」にはどのような性能を要求し、どのようにして施工されることを想定して構造形式や構造詳細を決めたのか。
- ③さらには、「構造体」の将来において、どのような維持管理シナリオを想定しているのか、地震時にはどの部材にどの程度の損傷を許容しているのか、それら劣化や損傷に対しては、どのようにして点検・検査を行い、どのようにして修復が可能とされているのか。

その過程においていくつかの選択肢の中から最適とされる案を選択している筈であり、重要なのはその判断してきた意志決定のプロセスを示すことにある。

当然のことながら、一義的には意志決定者である「管理者」から意図するところが示され、これを踏まえて「設計者」が「構造体」をもって具体的に意図を実現することになるが、なおその上に「構造体」としての在るべき姿に関しては「設計者」と「管理者」との間で十分な議論がなされるものと期待している。なぜなら、一定の技術を活用して構築された社会インフラが長期に亘って供用され、いまようやく壮大な暴露試験の結果を定期点検結果として手に入れつつあり、「技術者」はこれまでに導入してきた科学・技術を振り返り、その評価を行うという使命に気づき始めたように思えるからである。「管理者」も「設計者」も共に現場から学び、「管理者」と「設計者」との適切な緊張の中で設計の哲学が磨かれ結果的に優れた造形物が後世に残されていくことになる、そのような時代が間もなく来るものと信じている。

「自然物」をうまく味方に取り込み利用し、事後において敵に回さないためには、一にも二にも「調査」が必要となる。設計の条件が「調査」によって齎されることからして、設計の成否を分けるほどの重要性を持つ。このため、原則的に「構造体」が設置される箇所ごとに調査は実施されることと規定される。その調査内容や調査量については状況に応じてまちまちであるが、一般的に言って試験方法や試験数によって設計条件の信頼性が異なってしまう。抵抗値の推定について言えば、当該地点で載荷試験を実施すれば可成りの精度で予測可能となる。抵抗値の推定精度を高めれば安全余裕を小さくすることができ設計の合理化が計られる。「調査」にコストと労力を掛けて「設計」を大幅に合理化し、結果的に優れた

た経済合理性を達成するというのは、不確実性が大きい分野においては今後の向うべき方向と考えられる。このように、「設計」と「調査」とは独立した事項ではないために、基準としては「設計」の前提条件として「調査」が規定されることとなる。

我が国は、世界でも有数の活火山の立地国であり、複雑な造山活動の結果として国土が形成されている。その上に、世界でも有数の多雨地域で急峻な河道を濁流が洗い、浸食と堆積を繰り返してきた。結果的に架橋地点の地盤構成は、比較的複雑なものとなる。簡単なサウンディングで岩盤が見つければ、9分9厘は直接基礎とされてしまう一方で、火山からの噴出物が降り積もってきた凝灰岩などの場合は、支持層とするには層厚が薄くさらに下層に未固結の緩い層が存在することも稀ではない。調査の段階で地盤そのものの形成過程など含めて全貌を把握しないと、大きな見込み違いを犯し間違った前提で設計してしまうことになる。現に、最近多発しているゲリラ的な豪雨により著しい洗掘に見舞われ、過去の設計上の見込み違いが露呈し落橋の危険性が迫ったケースも見られる。

「構造体」をうまく機能させ性能を発揮させるためには、一にも二にも品質の確保が必要となる。設計の精度そのものが「施工」によって齎される誤差によって左右されることからして、設計の成否を分けるほどの重要性を持つ。このため、設計の前提となる施工方法と施工管理手法が規定されることになる。出来型の管理によって確認できる事項については精度管理が直接可能であるが、事後に確認できない事項についてはそのプロセスを規定し管理することで確認に代えることが行われる。このように、「設計」は「施工」と独立した事項ではなく、基準としては「設計」の前提条件として「施工」が規定されることとなる。

民間建築において杭が支持層に到達していないためにマンションが傾斜するということが大きく報道され話題となった。同様のケースは土木工事においても散見され、沈下や傾斜により工事の進捗に影響するような事例もある。原因は地盤調査の不足など多岐にわたるものがあるが、信頼のおける施工管理が行われていないことも大きな要因と言えよう。

「設計」の前提である「調査」「施工」に関する規定は、グリコのおまけでも刺身のつまでもないことを理解いただきたい。つまりは、今後、性能規定化の進展に伴って信頼性を設計する要求が高まることとなり、「設計」と「調査」「施工」とはますます一体不可分のものとなる。このため、「設計技術」と「調査技術」「施工技術」とは相互に緊密に影響を及ぼしながら、さらなる発展を遂げるように創意工夫をいただきたい。

未 来 FRONT

港湾機能強化、首都圏防災への一大拠点として
川崎港が未来へ担う使命に貢献する鋼管矢板基礎

川崎港臨港道路東扇島水江町線整備事業

2010（平成22）年に国際コンテナ戦略港湾として指定された京浜港のうち、川崎港は京浜工業地帯の中核をなす大規模製造業の集積と、東京・横浜・川崎という一大消費地向けの冷凍・冷蔵倉庫など物流拠点として高いポテンシャルを有している。なかでも東扇島地区は、川崎港コンテナターミナルの後背地として保管から流通加工、出荷の各機能を有する高機能物流拠点の形成が図られている。首都高速湾岸線・東扇島ICの設置以来、東京港や横浜港、羽田空港など複数の物流インフラへのアクセスが至便な地区だが、周辺の一般国道など複数の幹線道路へのさらなるアクセス向上と防災機能強化のため、現在大規模な橋梁を含む新ルートが建設されている。

京浜工業地帯の中核を担い 多彩な保管・流通も急増中

浅野総一郎、渋沢栄一、安田善次郎ら近代日本の経済産業の礎を築き、アジアの先進産業国家としての推進役を担った実業家たちが1908（明治41）年に鶴見埋立組合を結成し、大正末年までかけて港湾造成を行ったことで誕生した川崎港。東京港と横浜港の二大商港の中間という好立地から、鉄鋼や石油精製、石油化学などの製造業を主要産業とする京浜工業地帯の中核を担う工業港として発展してきた。

戦後になってからはこれら製造業以外に、火力発電所やバイオマス、太陽光、風力などエネルギー関連産業の集積が進んでいるほか、近年ではコンテナターミナルの充実や東京湾岸道路で東京港と横浜港に接続しているロジスティクス機能により、日本随一の冷凍冷蔵倉庫群が立地するなど保管・流通機能施設の集積がめざましく、国際戦略港湾「京浜港」の一角を担っている。

近年その物流量も各種で増加しており、首都圏4000万人の食生活を支える冷蔵倉庫収容能力は197万m³と国内最大規模となっているほか、家具・生活雑貨のナショナルチェーンが集積拠点を設けるなど多様なロジスティクス機能の結節点となっている。外貿埠頭で古くから主要取扱品となっている完成自動車の輸出货量も増加傾向で、平成27年には48万台に達している。また、コンテナ貨物も中国各港への定期航路開設に伴い増加を続

け、平成27年には9.4万TEU※に達し、平成22年から5年間で約3倍に増加している。

※TEU＝コンテナ個数を数える単位、20フィートコンテナ1個当たりを1TEUとする。

平常時の物流強化と災害時の 緊急輸送路確保に橋梁が必要

こうした川崎港の発展とともに、東扇島地区では平成24年からの2年間で約50社の企業進出があり、従業員数は約5000人も増加。物流関連車両とともに自家用車、路線バスの通勤車両も増加の一途であり、川崎駅方面の市街部と港湾部の唯一のアクセスルートである川崎港海底トンネルは、朝夕の時間帯を中心に交通集中が著しく激しい渋滞発生が問題化している。

現状、東扇島地区と内陸部を結ぶ接続路が川崎港海底トンネルしかないことは防災観点からも懸念が寄せられて

いる。東扇島には15.8haの面積で耐震強化岸壁や埠頭用地を併せ持つ「基幹的広域防災拠点」が整備され、首都直下地震などの災害発生時には、ここで海上輸送支援物資を受け入れ、首都圏各地の被災地に飲料や食料品、日用品など大量の物資を輸送する拠点となる。この広域防災の観点からも、現在唯一のルートである川崎港海底トンネルが災害で不通になると被災地への緊急輸送に支障が生じることから、災害発生時の緊急輸送ルートを複数確保するため、海底トンネルとは異なる形式の橋梁が検討されてきた。



■取扱量増加が著しい川崎港コンテナターミナル



■コンテナターミナル後背の物流拠点として整備が進む東扇島地区



■東京・川崎・横浜地区の需要から冷凍冷蔵倉庫の集積が著しい東扇島地区



■川崎港臨港道路東扇島水江町線事業位置図



■川崎港臨港道路東扇島水江町線完成イメージ

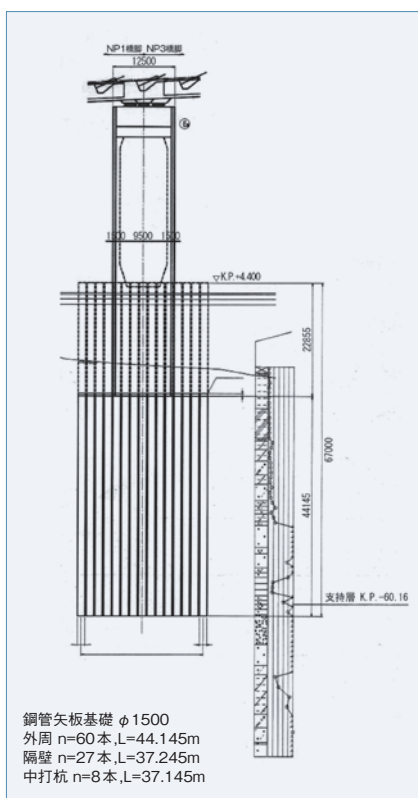
現場載荷試験の実施による合理的で無駄のない設計

大断面で支持力、経済性にすぐれた鋼管矢板基礎

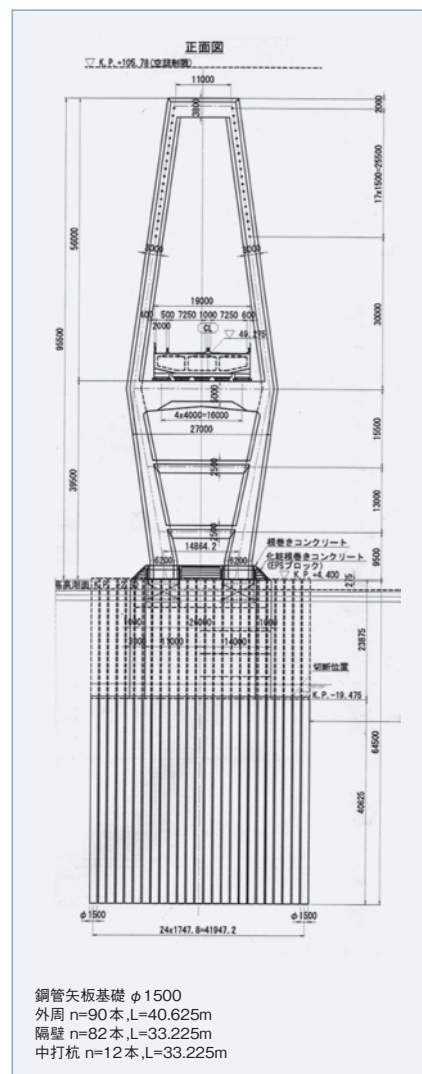
川崎港の平常時の物流強化と災害時の緊急輸送ルート確保を目的として、既存の海底トンネルとは異なる形式で事業化が決定された「川崎港臨港道路東扇島水江町線」は、川崎区東扇島から水江町に至る、延長約3kmの往復4車線（一部2車線）の道路橋を整備する事業である（事業所管：京浜港湾事務所）。本線には京浜運河を横断する橋長870mの長大橋が位置するほか、

東扇島側では一般国道357号との取りつきランプが設けられる。

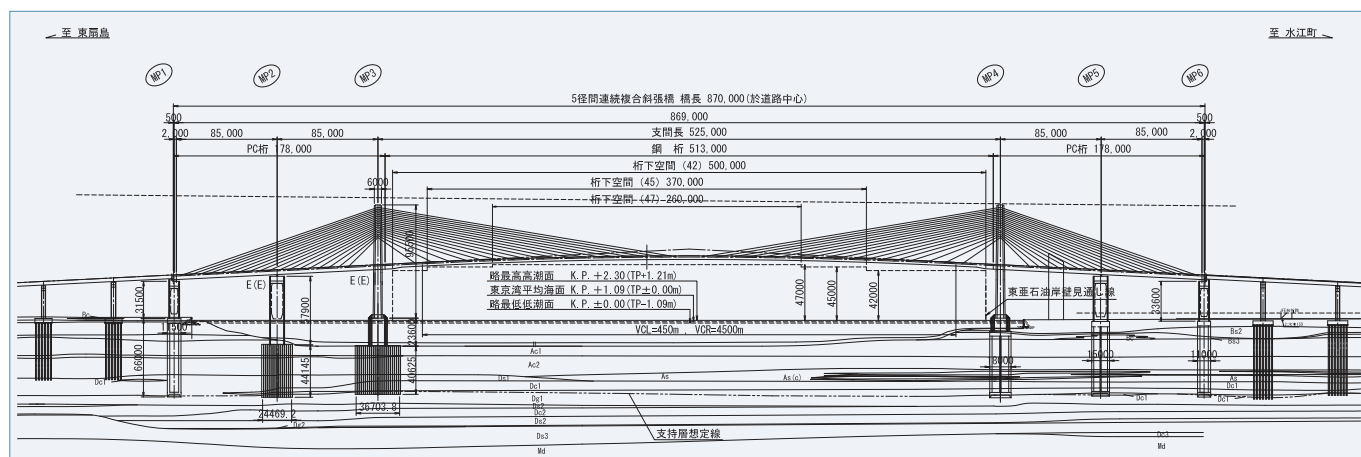
主橋梁部は京浜運河の航路をまたぐため、大きな桁下空間を確保する必要があるにもかかわらず、東京国際（羽田）空港の航空制限表面があるため厳



■ MP2橋脚（側面図・土質柱状図）



■ MP3橋脚（正面図）



■ 主橋梁部側面図

しい空頭制限を受けている。そのため橋長に対して極めて低主塔の斜張橋となっているのが特徴だ。また、主橋梁部の橋脚位置は、陸上部では企業の事業所に隣接しているほか、海上部のMP4も岸壁と近接した極めて厳しい制約がある。そのため、海上部施工のMP2、MP3（主橋脚）では大きな断面性能で高い支持力が得られ、経済性にもすぐれた鋼管矢板基礎が採用された。残る制約の厳しい箇所では現場で構築したケーソンを専用掘削機で所定の深度まで沈めていく、ニューマチックケーソン工法が採用されている。

急速载荷試験の実施による 実際の支持力確認で工法選定

鋼管矢板基礎が採用された工区の地盤特性は、K.P.-44m付近までは沖積層の比較的軟弱な地盤で、K.P.-54m付近までが非常に硬い洪積層となり、K.P.-60m付近からはじまる厚みのある砂礫層を支持層として設定されている。

当初は、K.P.-50m前後のN値の大きい地盤を打ち抜けないのではないかと懸念があり、先端根固めコンクリートを施す中掘り工法での打設も検討されたが、打撃工法も含めた施工方法を再検討する余地があった。また、実施設

計における検討では、現場载荷試験で設計値以上の支持力が確認できた場合は鋼管矢板基礎内部の中打杭の省略が可能であることから、施工段階で鋼管杭の鉛直载荷試験が行われたのも、本工事の特徴となっている。鉛直载荷試験はコスト削減と工程短縮のため、反力杭を必要としない重錘落方式の急速载荷試験が採用された。今回の試験では、105tonと非常に重い重錘を用いて大きなエネルギーを杭に複数回与えることで、静的载荷試験と同等の高い精度で杭の支持力確認を行い、設計値の見直しに寄与することができた。試験杭は支持力を期待して設計された単独杭を利用し、MP2では3本、MP3では2本の5パターンでの試験が行われた。この結果、MP2では中打杭5本の削減が可能となり、また打撃工法でも支持層まで打ち込みが可能と確認できた。

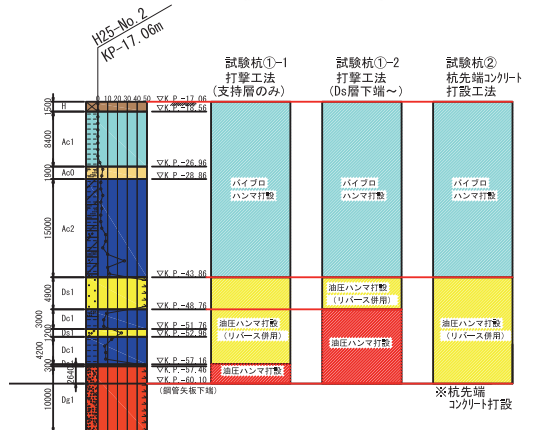
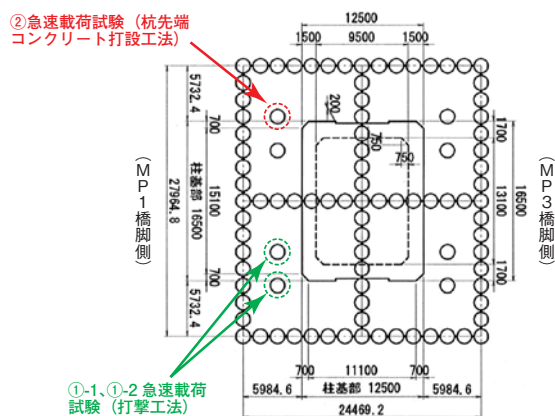
以上のように現場状況を载荷試験で確認した上で最終的に工法確定したことで、下杭をバイプロハンマで打設し、上杭溶接後は打ち止めの確認が容易で確実な油圧ハンマによる打撃工法の採用が可能になった。



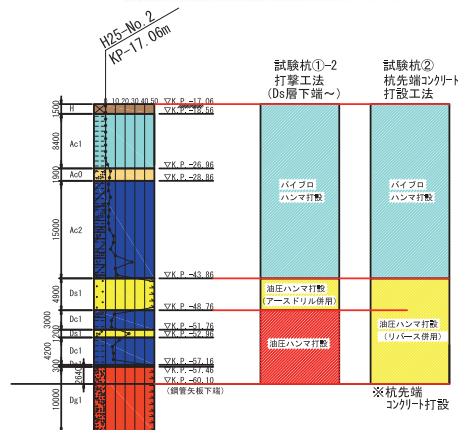
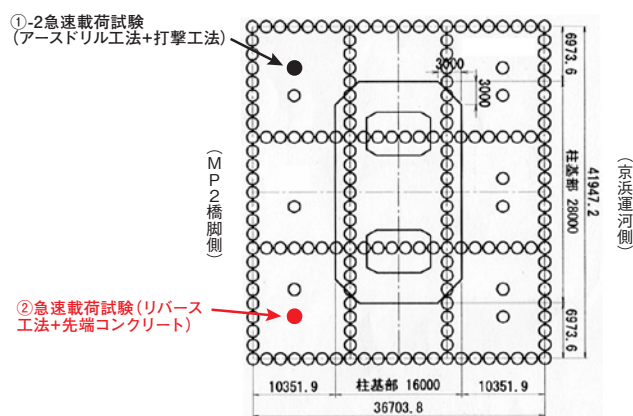
■ 105トンのウェイトを用いて実施された急速载荷試験の状況



■ MP3での鋼管矢板打設状況



■ 急速载荷試験の試験杭打設位置・方法および土質柱状図（MP2）



■ 急速载荷試験の試験杭打設位置・方法および土質柱状図（MP3）
MP3工事は、MP2工事の試験結果を踏まえ、2ケースで試験を実施

港湾物流機能強化と防災拠点確立に貢献する鋼管矢板基礎

井筒形状から要求された 高度な打設精度確保にも応える

平成21年に事業採択された本工事は、用地取得や住民説明会、環境アセスメントなどが進められ、平成26年度末に契約、平成27年度から仮設栈台の設置など仮設工が開始された。海上部における主橋梁下部工は平成28年度に入ってから本格着工され、MP2、MP3の鋼管矢板基礎打設も同年春から開始された。

上杭・下杭2本継の鋼管矢板基礎は、打設現場まで台船により海上搬入され、500tクローラークレーンで吊り込んで、下杭はバイプロハンマで、上杭は油圧ハンマ（先行掘削併用）の順に打設が行われた。仮設栈台を用いた海上施工のため、作業ヤードの安全性確保に注意が払われながら打設が行われたが、田の字形状のMP2、井桁形状の

MP3とも隔壁部も含めて締切り時の格点部が多数存在するため、小判形や円形の井筒よりも厳密な精度管理が求められる打設となった。

川崎の港湾物流機能強化が 首都圏へも、さまざまに波及

今後、平成30年ごろまでに主橋梁下部工事を終了し、平成35年度の供用を目標に建設が進められる本工事だが、供用後は川崎港海底トンネルとの交通量の分散効果で川崎駅方面の市街部から東扇島地区まで、15分の到達圏域となるエリアも拡大する見込みである。その結果、コンテナターミナルを含めた川崎港への交通アクセスが向上し、港湾部と市街部の定時性が向上することから、その利便性を魅力に感じる民間企業の立地促進にもつながるものと期待されている。



■ MP3での鋼管矢板打設状況



■ 上杭打設後の鋼管矢板 (MP3)



■ 主橋梁完成イメージ

また、災害発生時に不測の事態で海底トンネル、または橋梁いずれかが通行止めになっても、構造の異なるアクセスルートを確認できることで、首都圏広域

への緊急物資輸送にも大いに資するインフラ整備が完成する。港湾物流機能の強化から生活圏と港湾を結ぶアクセスの向上、そして災害発生時の広域防災拠点と

して欠かすことのできない複数ルートを構築する川崎港臨港道路東扇島水江町線整備事業に、鋼管矢板基礎が大きな貢献を果たしている。



■ 15分圏域 ■ 30分圏域

■ 本事業整備で広がる川崎港コンテナターミナルへの到達圏域



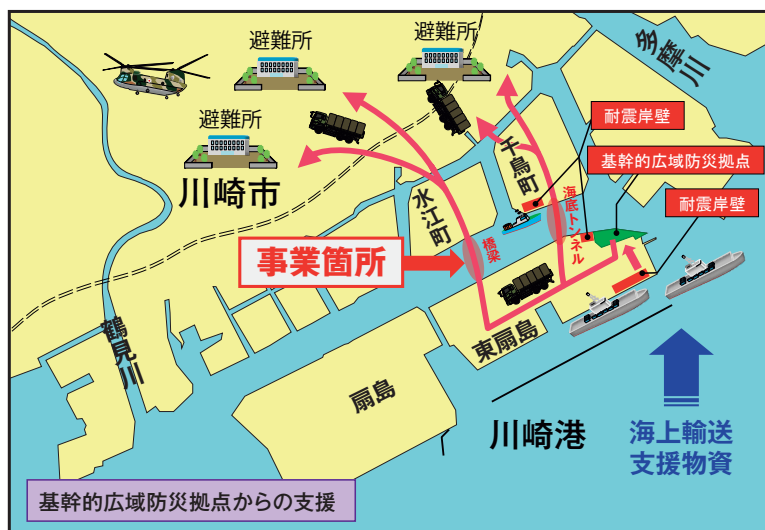
※旅行速度：民間プローブ（H27年度12時間平均速度）、東扇島水江町線は50km/h
※H24経済センサスにおいて従業者数1人以上の500mメッシュを対象に集計



■ 国道132号線、東扇島方面に向かう朝の渋滞状況



■ 川崎港海底トンネル出口付近の渋滞状況

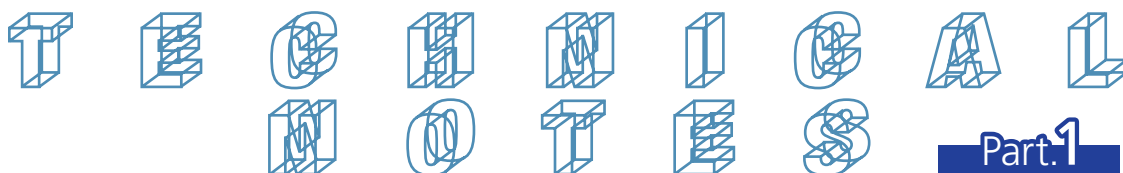


■ 耐震岸壁を備え基幹的広域防災拠点として整備される東扇島地区



■ 東扇島地区の首都圏における基幹的広域防災拠点イメージ

協力・資料提供：京浜港湾事務所



鋼管杭 杭頭部 圧縮・曲げ試験報告

—中詰めコンクリートを打設したずれ止め付き鋼管の耐力と変形性能—

鋼管杭・鋼矢板技術協会 建築基礎技術委員会

1. はじめに

建築基礎技術委員会では、2013年4月より『建築基礎構造設計指針（日本建築学会）』の改定作業に参画し、鋼管杭に対する技術評価の適正化と建築分野における鋼管杭の認知度向上を図るための活動を展開している。

『建築基礎構造設計指針』は2019年に改定版の発刊が予定されているが、今回の改定においては、レベル2荷重（設定した再現期間での最大荷重＝大地震時の荷重）に対して基礎構造に3つの性能グレードが規定されることが大きな特徴となっている。

これに伴って、設計者は建物の重要度などから設定された各性能グレードにおいて、要求性能をもとにした設計用限界値に対して、設計用応答値がこれを下回ることを確認することとなる。特に大地震時の設計では、終局状態における設計用の限界値と応答値を

比較することになるため、終局状態に至るまでの杭体の部材性能（主に耐力と変形性能）が、あらかじめ明らかになっている必要がある。

これらの経緯から、建築基礎技術委員会では既往の試験データ（SKK, STK, その他）を収集・整理し、鋼管杭の終局曲げ耐力と変形性能の再評価を行ったが、

①過去に多くの試験が行われているものの、鋼管杭の杭頭部標準構造である『ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め』構造の試験がないこと

②『ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め』構造がCFT構造（コンクリート充填鋼管構造）と同等の部材性能を有することが予測できたこと

③『建築基礎構造設計指針』の改定では、試験実績をもとに適用範囲を設定する傾向にあること

などの理由から、鋼管杭（杭頭部）の保有性能を適正化するためにも試験は必要と判断し、高軸力下の場合を含む

圧縮・曲げ試験を実施した。本報告はその試験結果と現時点における検討結果をまとめたものである。

2. 試験概要

杭頭部（ずれ止め＋1Dコンクリート中詰め）を模擬した鋼管杭をテストベッド上に天地を逆にして設置し、鉛直荷重を付加しながら水平荷重を作用させ、杭体の挙動および終局曲げ耐力と変形性能を確認した。試験装置の概要を図1に示す。

(1) 試験体

試験体は3体とし、試験部位には板巻鋼管（ $\phi 488 \times t9$ ：SS400）、加力部位には一般構造用炭素鋼鋼管（ $\phi 508 \times t19$ ：STK490）を使用した。試験部位の鋼管内面には、ずれ止めを2段取り付け、ベースプレート上端より488mm（鋼管径分）の位置まで中詰めコンクリート（Fc24）を打設した。試験体の概要を図2に示す。

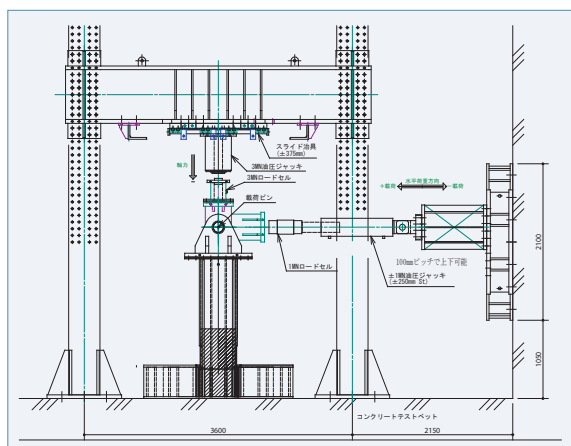


図1 載荷装置



写真1 No.1 試験体

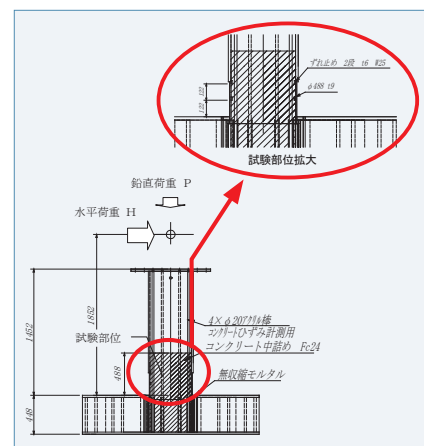


図2 試験体の概要

(2) 材料試験

試験に先立ち、杭材および中詰めコンクリートの材料試験を実施した。鋼管については、試験部位の余剰部分から切り出した試験片（管軸方向：12C号試験片3体）を用い、降伏点・引張強さ・伸び等を測定した。また、中詰めコンクリートについては、一軸圧縮強度（材齢：7日、14日、28日、試験実施日 各3体）・弾性係数（材齢：28日 3体）・ポアソン比（材齢：28日 3体）を測定した。表1および表2に材料試験結果を示す。

(3) 載荷荷重

鉛直荷重 P は、鋼管の降伏軸力 N_y （鋼管の断面積×鋼管の降伏点）に対して $0.0N_y$ 、 $0.3N_y$ 、 $0.6N_y$ となるよう設定した。また、水平荷重 H は、以下の手順により設定した。

- ①材料試験結果から、鉛直荷重 P が作用するときの鋼管の全塑性モーメント M_p に対応する水平荷重 H_p を求める
- ②鉛直荷重 P を作用させた状態で水平荷重 H_p を載荷し、そのときの制御変位量を基準変位 δ_p とする
- ③各ステップの最大制御変位量を $\pm\delta_p$ 、 $\pm2\delta_p$ 、 $\pm4\delta_p$ 、 $\pm6\delta_p$ …とし、この変位に対応する水平荷重を各ステップにおける水平荷重 H とする

表3に各試験体における載荷荷重と基準

表1 試験部位鋼管の材料試験結果

試験片名	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
	上	下		
I2C-1	327.0	309.5	454.6	42.1
I2C-2	331.2	309.3	455.4	42.6
I2C-3	324.0	309.4	456.0	43.5
平均	327.4	309.4	455.3	42.7

弾性係数=2.085×10⁵ N/mm²

表2 コンクリートの材料試験結果

試験日	材齢 (日)	一軸圧縮強度 (N/mm ²)			
		1	2	3	平均
6/29	7	17.3	16.8	17.1	17.1
7/6	14	20.9	22.2	20.8	21.3
7/20	28	25.1	25.1	25.1	25.1
7/26	34	26.0	26.0	25.4	25.8
8/1	40	25.9	25.9	26.4	26.1

弾性係数=2.87×10⁴ N/mm²、ポアソン比=0.179

準変位を示す。なお、制御変位量は、載荷点での水平変位 (D11, D12) の平均値と試験体基部での水平変位 (D01, D02) の平均値の差に試験体基部での回転変位 (D03, D04) および鋼管基部での水平変位 (D15, D16) を補正した値とした。

(4) 載荷方法

予備載荷として水平荷重 H を0kN→100kN→-100kN→0kNと変化させ、計測システムのチェックを行った後、鉛直荷重 P を作用させた。

この状態で鋼管の全塑性モーメント M_p に対応する水平荷重 H_p を載荷し、基準変位 δ_p を計測した後、引き続いて本載荷に移行した。本載荷は変位制御にて最大制御変位量を $\pm\delta_p$ 、 $\pm2\delta_p$ 、 $\pm4\delta_p$ 、 $\pm6\delta_p$ …とし、各ステップ2回の繰返し載荷を実施した (図3参照)。

試験最大水平荷重を迎えた後に、ステップ最大水平荷重が試験最大水平荷重の80%以下となった時点で試験を終了した。

(5) 測定項目と測定点数

表4に測定項目と測定点数を示す。鋼管外面には2軸のひずみゲージを8断面に貼付した。測定点数は、ベースプレート上端側の2断面については周

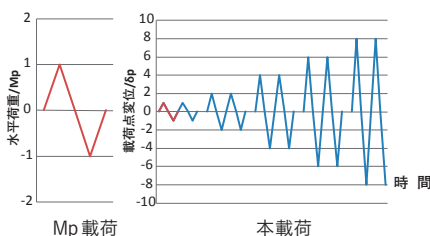


図3 載荷方法

表4 測定項目と測定点数

測定項目	機器	数量
鉛直荷重	ロードセル	1
水平荷重	ロードセル	1
載荷点水平変位	変位計 (D11,D12)	2
載荷点鉛直変位	変位計 (D13,D14)	2
鋼管の水平変位	変位計 (D05~D10)	6
鋼管基部の水平変位	変位計 (D15,D16)	2
基部の水平変位	変位計 (D01,D02)	2
基部の回転変位	変位計 (D03,D04)	2
鋼管ひずみ	2軸ひずみゲージ	32/体
アクリル棒ひずみ	1軸ひずみゲージ	12/体

表3 各試験体における載荷荷重と基準変位 δ_p

ケース名	試験体名	載荷高さ (mm)	鋼管径 (mm)	板厚 (mm)	断面積 (mm ²)	塑性断面係数 (mm ³)	降伏点 (N/mm ²)	降伏軸力 (kN)	作用鉛直荷重 (kN)	軸力比	Mp (kN・m)	Hp (kN)	dp (計測値) (mm)
Case1	No.3	1852	488	9	13543	2065212	309.4	4190	0	0	639	345	11.35
Case2	No.1								1257	0.3	569	307	8.45
Case3	No.2								2514	0.6	376	203	4.63

方向に8点、他の4断面については周方向に4点とした。

また、鋼管内にはアクリル棒を4本配置し、ベースプレート上端側から3断面の鋼管外側ひずみゲージに対応する位置に1軸ゲージを貼付した。

3. 試験結果

水平荷重と制御変位量の関係を図4に、曲げモーメントと変形角の関係を図5に、各加力ステップ・サイクルにおけるピーク時の荷重と変位を表5に示す。

(1) Case1 (試験体 No.3)

Case1では、正方向、負方向ともに制御変位量 $6\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 ($M_{\max}$ 平均値 = 953kN・m) は、CFT構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 ($c_{ft}M_u = 755kN・m$) の約1.26倍であった。また、最大荷重に至った後に最大荷重の95%にまで荷重低下したときの変形角を限界変形角とすると、限界変形角は以下の通りとなる。

$$\theta_{95}(+) = 0.0355\text{rad}$$

$$\theta_{95}(-) = -0.0344\text{rad}$$

$$\theta_{95}\text{平均値} = 0.0349\text{rad}$$

試験終了時の状況を写真2に示す。

(2) Case2 (試験体 No.1)

Case2では、正方向、負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第1サイクル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 ($M_{\max}$ 平均値 = 896kN・m) は、CFT構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 ($c_{ft}M_u = 838kN・m$) の約1.07倍、限界変形角は以下の通りである。

$$\theta_{95}(+) = 0.0269\text{rad}$$

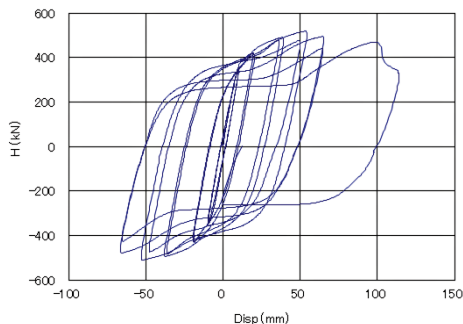
$$\theta_{95}(-) = -0.0217\text{rad}$$

$$\theta_{95}\text{平均値} = 0.0243\text{rad}$$

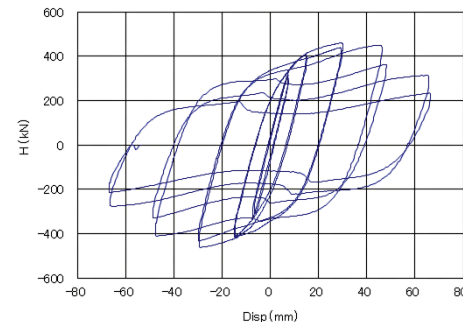
試験終了時の状況を写真3に示す。

(3) Case3 (試験体 No.2)

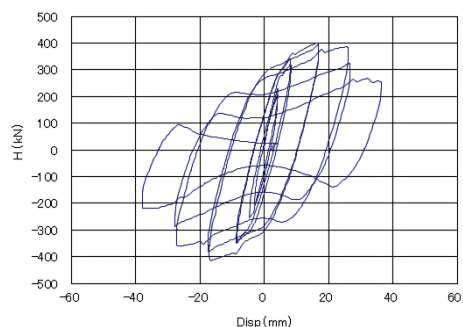
Case3もCase2と同様に、正方向、負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第1サイ



Case1 (試験体 No.3)

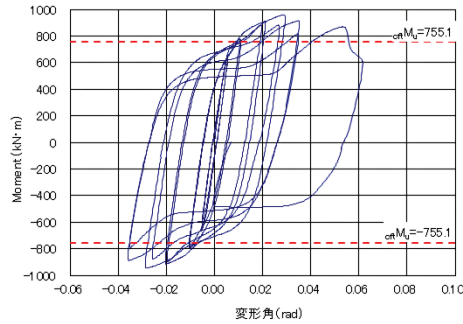


Case2 (試験体 No.1)

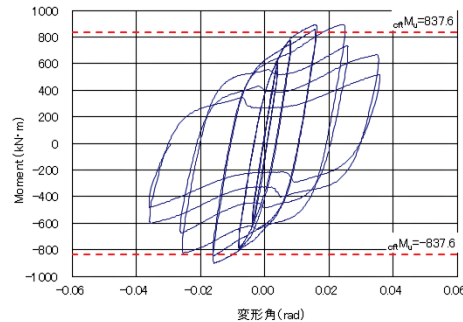


Case3 (試験体 No.2)

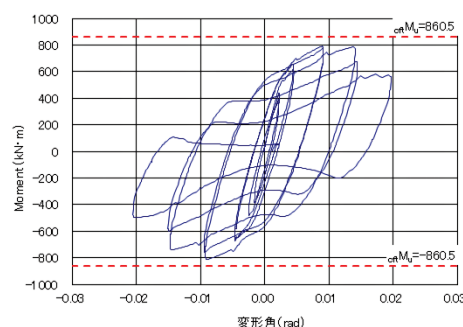
図4 水平荷重と制御変位量の関係



Case1 (試験体 No.3)



Case2 (試験体 No.1)



Case3 (試験体 No.2)

図5 曲げモーメントと変形角の関係

クル時に最大荷重が計測された。最大曲げモーメントの平均値 ($M_{\max}$ 平均値 = 800kN・m) は、CFT 構造と仮定した場合の終局曲げ耐力 ($c_{ft}M_u = 861\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 0.93 倍、限界変形角は以下の通りである。

$$\theta_{95}(+) = 0.0146\text{rad}$$

$$\theta_{95}(-) = -0.0120\text{rad}$$

$$\theta_{95\text{平均値}} = 0.0133\text{rad}$$

試験終了時の状況を写真4に示す。

4. 終局曲げ耐力と限界変形角

(1) 終局曲げ耐力

既往の試験結果 (ずれ止め無) と今回の試験結果 (ずれ止め有) をもとに、軸力比および中詰め長と基準化径厚比に着目し、軸力比・形状係数として $M_{\max}/c_{ft}M_u$ との関係を示すと図6の通りとなる。両者の相関から、ずれ止めがない場合では (1) 式、ずれ止めがある場合では (2) 式が得られる。

$$\frac{M_{\max}}{c_{ft}M_u} = \frac{0.014 + (1 - P/N_y) \cdot L_{pt}/D}{\beta} + 0.732 \quad (1) \text{ 式}$$

$$\frac{M_{\max}}{c_{ft}M_u} = \frac{0.045 + (1 - P/N_y) \cdot L_{pt}/D}{\beta} + 0.696 \quad (2) \text{ 式}$$

表5 各加力ステップ・サイクルにおけるピーク時の荷重と変位

加力 ステップ サイクル	Case1 (試験体 No.3)							Case2 (試験体 No.1)							Case3 (試験体 No.2)						
	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸 変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)	水平 荷重 (kN)	曲げ モーメント (kNm)	水平 変位 (mm)	鉛直 荷重 (kN)	軸変位 (mm)	制御 変位 (mm)	変形角 (rad)
+1 δ_p -1	346	640	11.76	0	-0.22	9.77	0.0053	309	583	8.73	1260	2.09	7.26	0.0039	204	390	4.92	2512	4.08	4.24	0.0023
-1 δ_p -1	-347	-642	-11.21	0	-0.26	-9.07	-0.0049	-310	-582	-7.45	1258	2.21	-6.33	-0.0034	-204	-385	-3.00	2514	4.22	-2.87	-0.0015
+1 δ_p -2	354	655	12.12	0	-0.27	10.05	0.0054	315	594	8.96	1260	2.23	7.47	0.0040	230	437	5.01	2515	4.25	4.25	0.0023
-1 δ_p -2	-354	-656	-12.00	0	-0.29	-9.60	-0.0052	-334	-630	-8.83	1258	2.27	-7.51	-0.0041	-254	-482	-4.93	2512	4.30	-4.55	-0.0025
+2 δ_p -1	420	777	23.22	0	-0.73	19.65	0.0106	407	775	17.35	1249	2.34	14.73	0.0080	319	613	9.58	2502	4.50	8.17	0.0044
-2 δ_p -1	-416	-770	-19.13	0	-0.69	-15.11	-0.0082	-418	-794	-17.27	1252	2.55	-14.70	-0.0079	-342	-656	-9.56	2500	4.91	-8.50	-0.0046
+2 δ_p -2	420	777	23.24	0	-0.81	18.99	0.0103	407	775	17.37	1254	2.71	14.47	0.0078	341	654	9.65	2497	5.19	8.06	0.0044
-2 δ_p -2	-431	-798	-23.63	0	-0.87	-18.65	-0.0101	-413	-785	-17.30	1251	2.87	-14.50	-0.0078	-351	-672	-9.60	2501	5.52	-8.52	-0.0046
+4 δ_p -1	492	911	46.23	0	-1.84	38.86	0.0210	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
-4 δ_p -1	-495	-917	-46.26	0	-2.02	-37.38	-0.0202	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090
+4 δ_p -2	478	886	46.20	0	-1.84	35.85	0.0194	439	855	34.37	1260	4.99	29.10	0.0157	393	772	19.02	2510	8.50	16.59	0.0090
-4 δ_p -2	-484	-897	-46.22	0	-1.90	-35.63	-0.0192	-434	-845	-34.25	1253	5.85	-29.39	-0.0159	-384	-755	-19.00	2504	9.74	-17.27	-0.0093
+6 δ_p -1	519	960	68.93	0	-2.68	53.59	0.0289	448	891	51.51	1246	7.49	45.94	0.0248	387	783	28.25	2505	11.54	25.76	0.0139
-6 δ_p -1	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-412	-824	-51.12	1252	9.74	-47.12	-0.0254	-362	-735	-28.00	2511	14.15	-26.60	-0.0144
+6 δ_p -2	477	884	68.91	0	-2.11	49.44	0.0267	363	732	51.16	1259	12.53	47.76	0.0258	325	667	28.59	2506	17.19	26.55	0.0143
-6 δ_p -2	-474	-878	-69.36	0	-1.96	-47.70	-0.0258	-331	-672	-50.92	1252	15.18	-48.18	-0.0260	-287	-596	-28.32	2504	20.86	-27.65	-0.0149
+8 δ_p -1	495	916	91.19	0	-2.26	64.81	0.0350	313	660	67.80	1262	19.13	64.82	0.0350	268	573	33.64	2496	25.29	31.98	0.0173
-8 δ_p -1	-480	-890	-91.88	0	-2.03	-65.89	-0.0356	-278	-595	-67.93	1272	23.86	-65.78	-0.0355	-220	-492	-37.16	2498	33.05	-37.09	-0.0200
+8 δ_p -2	442	818	91.23	0	-1.33	64.15	0.0346	233	512	68.33	1271	30.07	65.99	0.0356							
-8 δ_p -2	-427	-791	-91.79	0	-1.15	-64.66	-0.0349	-214	-474	-67.64	1265	36.63	-66.14	-0.0357							
+12 δ_p -1	469	869	122.85	0	-1.82	98.41	0.0531														
-12 δ_p -1	-263	-488	35.73	0	-2.02	36.07	0.0195														
H _{max} (+)	519	960	68.93	0	-2.68	53.59	0.0289	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
H _{max} (-)	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090
M _{max} (+)	518	960	68.34	0	-2.65	53.11	0.0287	460	893	34.08	1256	3.26	29.45	0.0159	401	788	19.01	2500	6.17	16.58	0.0090
M _{max} (-)	-511	-946	-68.93	0	-2.47	-52.23	-0.0282	-464	-900	-34.09	1256	3.98	-29.10	-0.0157	-415	-812	-18.92	2505	7.30	-16.71	-0.0090



写真2 Case1 (試験体No.3)



写真3 Case2 (試験体No.1)



写真4 Case3 (試験体No.2)

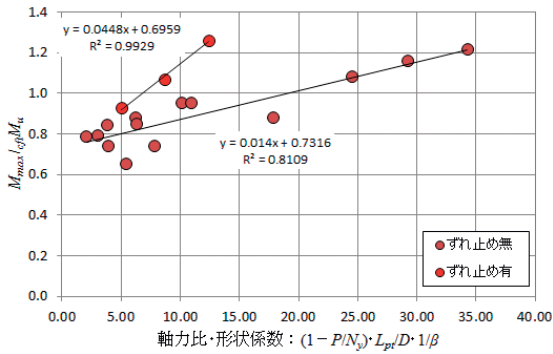


図6 軸力比・形状係数と $M_{max}/cft M_u$ の関係

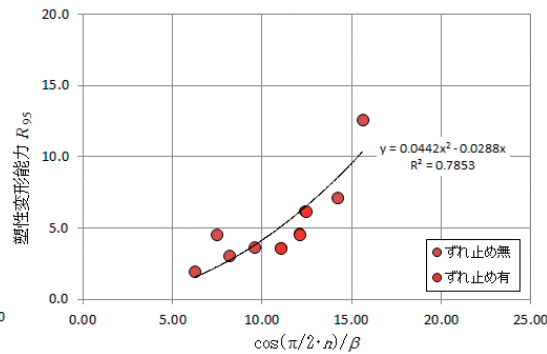


図7 $\cos(\pi/2 \cdot n)/\beta$ と R_{95} の関係

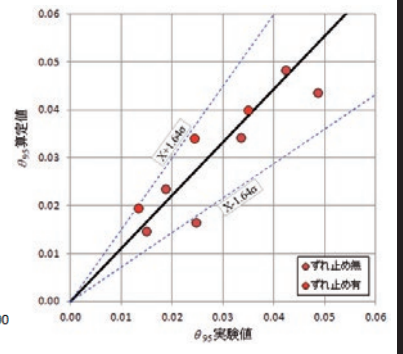


図8 θ_{95} の実験値と計算値の比較

P:作用鉛直力 (kN)

N_y :鋼管の降伏軸力 (kN)

L_{pt} :中詰めコンクリート長 (m)

D:鋼管径 (m)

β :基準化径厚比 $\beta = D/t \cdot \sigma_y / E_s$

t:鋼管の板厚 (m)

σ_y :鋼管の降伏応力度 (N/mm²)

E_s :鋼管の弾性係数 (N/mm²)

この回帰式を終局曲げ耐力の評価式とする (ただし、 $M_{max}/cft M_u \leq 1$)。

(2) 変形性能

軸力比に着目して $\cos(\pi/2 \cdot n)/\beta$ と試験より得られた限界変形角から逆算される塑性変形能力 R_{95} の関係を示すと図7の通りとなる。ただし、塑性変形能力 R_{95} は (3) 式により求めた値である。

$$R_{95} = \theta_{95} / \theta_{pc} - 1 \quad (3) \text{ 式}$$

$$\theta_{pc} = \frac{M_{pc} \{1 - a \cdot L / \tan(a \cdot L)\}}{P \cdot L} \quad (P > 0) \quad (4) \text{ 式}$$

$$\theta_{pc} = \frac{M_{pc} \cdot L}{3E_s I_s} \quad (P > 0) \quad (5) \text{ 式}$$

$$\alpha = (P/E_s I_s)^{0.5} \quad (6) \text{ 式}$$

θ_{pc} :弾性限界変形角 (rad)

M_{pc} :軸力の影響を考慮した鋼管の全塑性モーメント (kN・m)

L:部材長さ (载荷点距離) (m)

I_s :鋼管の断面2次モーメント (m⁴)

両者の相関から (7) 式が得られる。これを塑性変形能力の評価式とする。

$$R_{95} = 0.044 \left\{ \frac{\cos(\pi/2 \cdot n)}{\beta} \right\}^2 + 0.029 \frac{\cos(\pi/2 \cdot n)}{\beta} \quad (7) \text{ 式}$$

n:換算軸力比

$$n = P / (N_y + \eta \cdot F_c \cdot A_c)$$

F_c :中詰めコンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c :中詰めコンクリートの断面積 (m²)

η :中詰めコンクリートへの応力伝

達率で $\eta = M_{max}/cft M_u$ として

(1) 式または (2) 式から求める

(ただし、 $\eta \leq 1$)

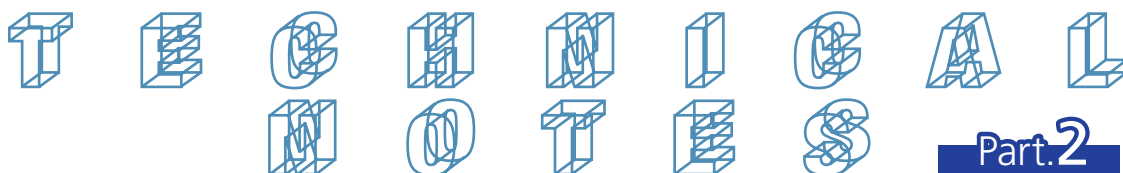
限界変形角 θ_{95} は (3) 式を変形して (8) 式より求める。

$$\theta_{95} = (R_{95} + 1) \cdot \theta_{pc} \quad (8) \text{ 式}$$

図8に限界変形角 θ_{95} の実験値と計算値の比較を示す。全データとも90%信頼区間内にあり、限界変形角は (7) 式および (8) 式を用いて近似できることがわかる。

【参考文献】

- 1) 津田恵吾, 松井千秋, 一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文集, 第505号, pp131~138, 1998年3月
- 2) 廣瀬智治, 増田敏聡, 市川和臣, 高野公寿, 木村祥裕, 既往の実験結果に基づく鋼管杭の変形性能の統計的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp687~688, 2016年8月



河川堤防に適用される 引き込み沈下対策鋼矢板の効果について

—熊本地震後の現地調査結果—

鋼管杭・鋼矢板技術協会 鋼矢板技術委員会

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土を構築する際に生じる地盤の変状に対して、盛土部と周辺地盤部の間に応力遮断壁を構築することで周辺地盤の変状を抑止することができる。地盤改良による応力遮断も一般的な工法として挙げられるが、民家が盛土に近接しているなど、背後の施工スペースが限られているような場合や、地盤改良では既設盛土の掘削・埋戻しを伴うような場合には、鋼矢板による遮断壁構築が、工期短縮・経済性の面から推奨される。

鋼矢板は支持層まで打設することで確実な遮断効果が得られるが、軟弱地盤の地層構成や力学的特性等の地盤条件と盛土の形状に支配されるため、その変状を抑止するための鋼矢板も、必ずしも支持層まで連続施工する必要はない。そこで考案されたのが、支持層まで施工する着底矢板と軟弱地盤の途中に根入れを止めるフローティング矢板を組み合わせる、いわゆる「部分フローティング鋼矢板工法（PFS工法）」である（図1参照）。

平成16年12月に「PFS工法研究会」より「PFS工法

調査・設計・施工マニュアル」が発行され、調査・設計・施工に関する技術が体系的に整備されており、以後10年余りの間にPFS

工法の実績も積み上がっている。熊本の緑川・白川水系では、最大で40m以上にも及ぶ軟弱地盤層での沈下対策工法として鋼矢板が採用されており、その効果が確認されている。

平成28年4月に発生した熊本地震では、道路や橋梁、家屋等において甚大な被害が発生し、河川堤防においても各地で堤体のひび割れや沈下などの被害が発生した。震災直後に各学会、研究機関の関係者によって現地調査が実施され、被害状況が報告された。緑川・白川水系における被災箇所は比較的中上流部に集中しており、PFS工法も含め、堤体法尻に鋼矢板を施工している河口付近については被害の報告がなかった。また、地元九州の調査会社へのヒアリングにおいても、鋼矢板打設箇所についてはほとんど変状が見られなかったとの報告があった。

そこで今回、改めて河川堤防を対象に現地での変状確認を実施し、鋼矢板の堤防に対する耐震性能について考察した。

2. 鋼矢板を用いた沈下対策工法

鋼矢板による沈下対策のイメージを図2-1、図2-2に示す。盛土直下の地盤と、盛土周辺の地盤の縁を切ることによって、盛土周辺の地盤の沈下を抑止することが可能となる。白川において鋼矢板による沈下対策工法（全着底工法）が採用された区間で実施された動態観測の結果を図3に示す。観測期間は8年10か月、盛土直下の沈下量が、最大で719mm、鋼矢板壁近傍で501mmであるのに対し、鋼矢板壁で縁を切られた周辺地盤側の沈下量は24mmとなっており、沈下対策効果が

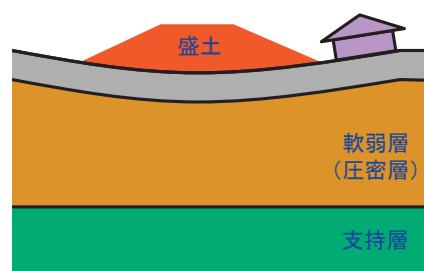


図2-1 盛土による沈下のイメージ（無対策）

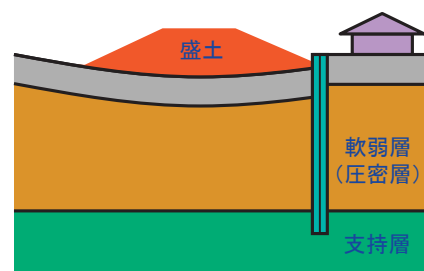


図2-2 盛土による沈下のイメージ（矢板対策）

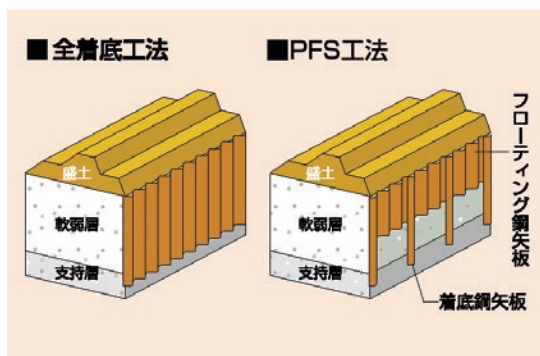


図1 部分フローティング鋼矢板工法（PFS工法）

十分に発揮されている。

次に、PFS工法の採用事例として、緑川での動態観測結果を図4に示す。観測期間は4年1か月、盛土直下の沈下量は最大で約1193mm、鋼矢板壁近傍で555mmであるのに対し、鋼矢板壁で縁を切られた周辺地盤側の沈下量は58mmとなっており、全ての鋼矢板を支持層まで着底させていない事例においても、沈下対策効果が十分に発揮されていることがわかる。

3. 熊本地震における緑川・白川水系の堤防変状箇所と鋼矢板施工箇所の関係

盛土による周辺地盤の沈下を抑止する鋼矢板の効果について述べた。堤防法尻に打設された鋼矢板には、地震によ

る堤体自身の沈下やすべりを抑止する効果も期待される。沈下対策工として河川堤防の法尻に鋼矢板を打設している区間において、今回の熊本地震でどのような変状があったのかを確認すべく、現地調査を実施した。

まず、緑川・白川水系の河川堤防の標準的な鋼矢板による対策モデルは図5の通りである。堤防前面側（川側）に耐震対策としての鋼矢板、堤防背面側（陸側、民家側）に沈下対策としての鋼矢板を打設している。

このような対策を実施している箇所は、主に河口部付近に多い。その中でも、PFS工法の試験施工箇所とし動態観測を実施す

るなど、PFS工法の開発当初から着目している、①白川「小島地区」、②白川「沖新地区」、③緑川「美登里地区」の熊本地震後の変状について整理した。

PFS工法を含む、沈下対策鋼矢板の試験施工箇所を図6に示す。①白川「小島地区」では全着底工法区間、フローティング工法区間（全ての鋼矢板が支持層まで到達していない）、PFS工法区間、②白川「沖新地区」ではフローティング工法区間、PFS工法区間、③緑川「美登

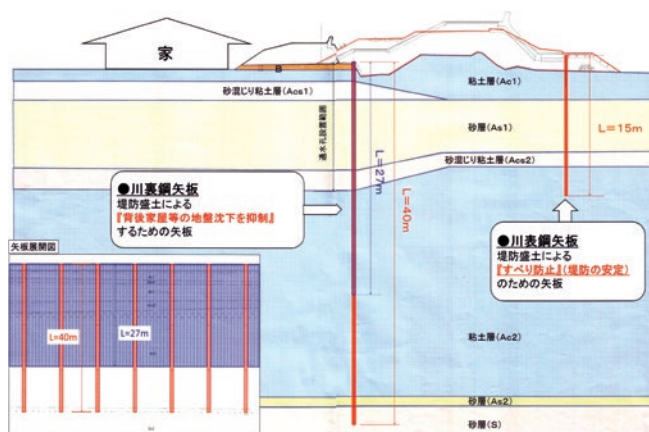


図5 河川堤防の標準的な対策モデル

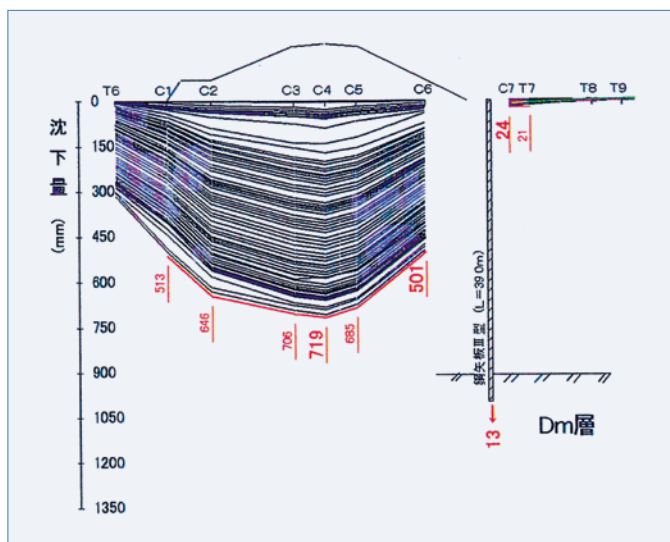


図3 沈下量の動態観測結果（全着底工法）

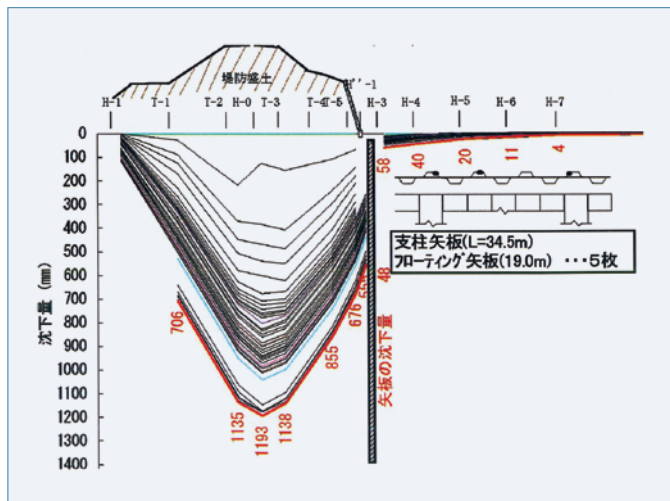


図4 沈下量の動態観測結果（PFS工法）



図6 沈下対策鋼矢板の試験施工箇所

白川(右岸) 堤防沈下状況

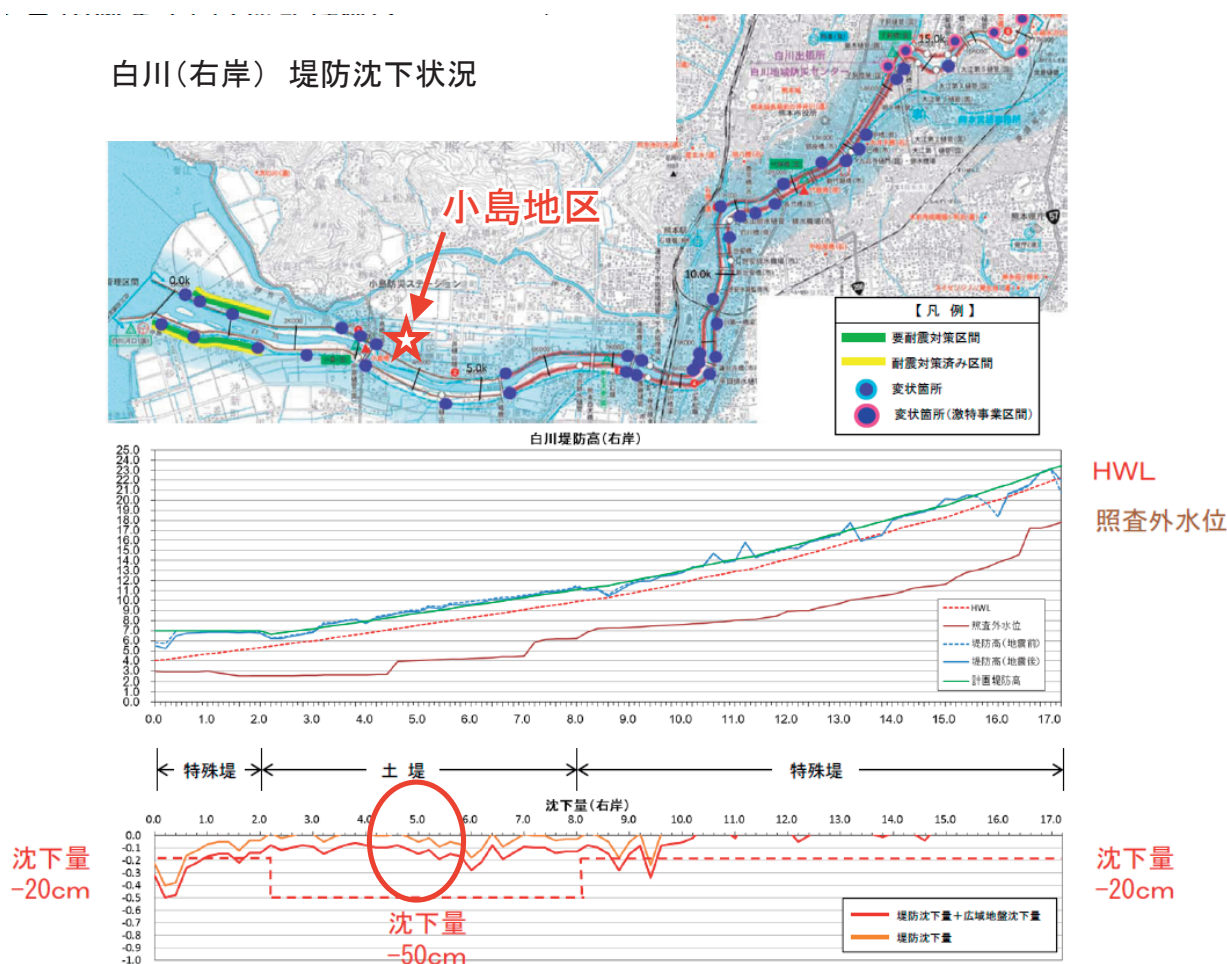


図7 堤防沈下状況(白川右岸)(※1)

里地区」ではPFS工法区間がある。それぞれの地区における鋼矢板対策区間と未対策区間の位置と、それぞれの熊本地震後の堤防の変状について述べる。

なお、地震による河川堤防の変状を分析するに当たり、九州地方整備局より公開されている『緑川・白川堤防調査委員会』資料を参照させていただいた。

①白川「小島地区」

小島地区は、白川右岸河口から約3kmの地点で、小島橋の上流に位置する。堤防背後には民家が迫っていることから、鋼矢板による沈下対策が実施された。白川の河口から0km～17kmの河川堤防については変状箇所が点在しており、上流側に進むほど変状箇所は多くなっている。鋼矢板による対策が実施されている河口部付近にも所々変状は見られるが、沈下量で見ると大きな変状と判断されるものではなく、小島地区においても同様に大きな沈下は見られ

ない(図7参照)。

②白川「沖新地区」

沖新地区は、白川左岸河口から約1kmの地点に位置する。本地区も堤防背後には民家が迫っていることから、鋼矢板による沈下対策が実施されている。本地区では、PFS工法の区間とフローティング工法の区間があり、PFS工法区間においては変状がなかった。フローティング工法区間においては多少の変状が見られたが、沈下量は許容値内に収まっていた(図8参照)。

③緑川「美登里地区」

美登里地区は、緑川右岸河口から約7kmの地点に位置する。本地区も同様に堤防背後に民家等が近接していることから、鋼矢板による沈下対策が実施された地区である。緑川の下流から中流域にあたる河口から0km～15kmについての堤防の調査結果を確認したところ、上流側に進むほど変状箇所は多くなっ

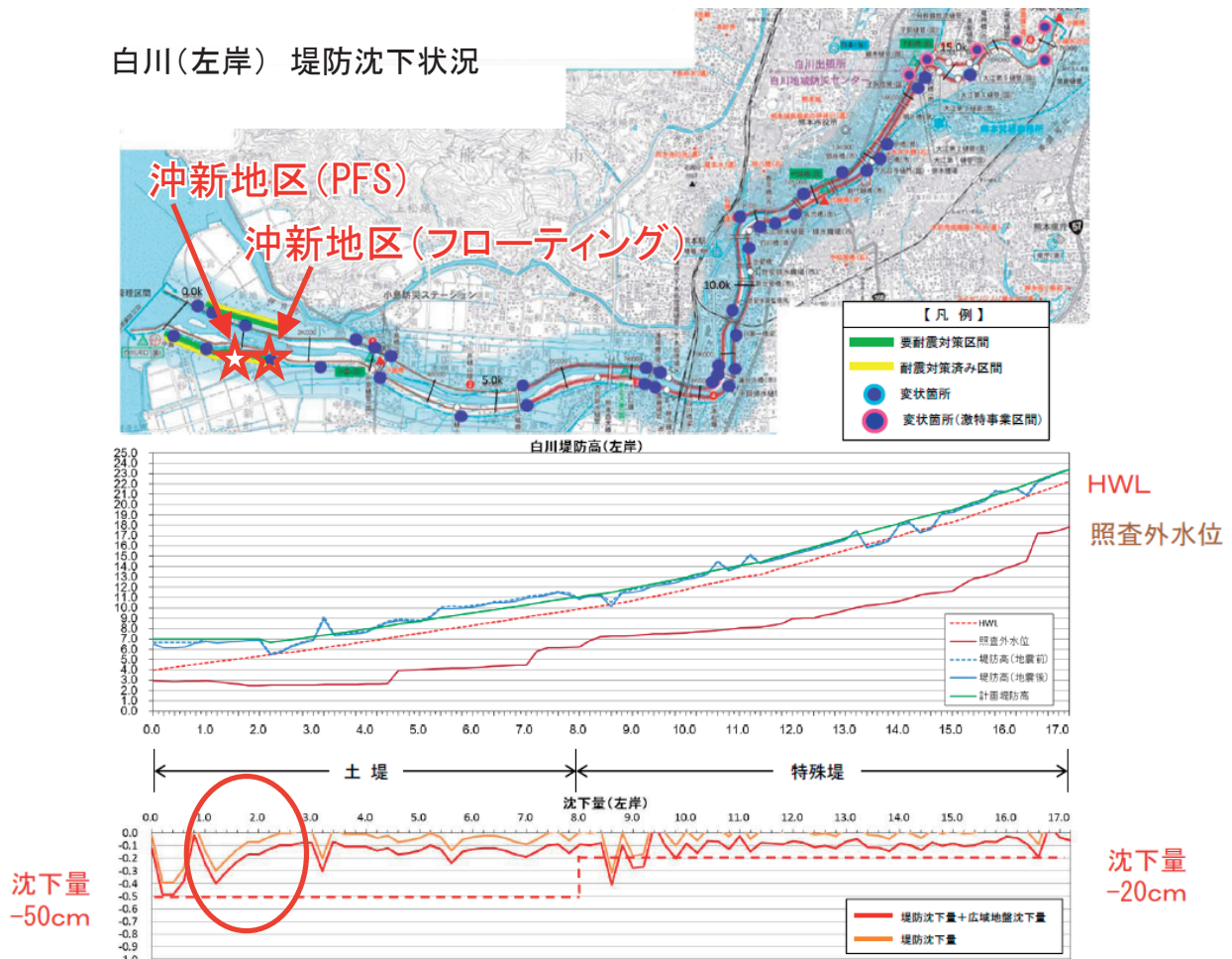
ていた。特に河口から8km～13km付近では堤防の損傷が激しく沈下量も大きい。一方、河口付近の鋼矢板による対策区間についてはほとんど変状が見られず、PFS工法を採用している美登里地区においても同様に、大きな変状や沈下も発生していない(図9参照)。

以上、①～③の鋼矢板設置区間においては、今回の熊本地震を受けての河川堤防の大きな損傷は見られなかった。網羅的に検証はできていないが、現地調査の結果から、沈下対策としての鋼矢板壁が耐震性能も持ち合わせているということが十分に期待できると考えられる。

4. 緑川・白川水系の河川堤防現地調査

以上の『緑川・白川堤防調査委員会』の報告等を参考に、当協会でも改めて現

白川(左岸) 堤防沈下状況



緑川(右岸0k~15k) 堤防沈下状況

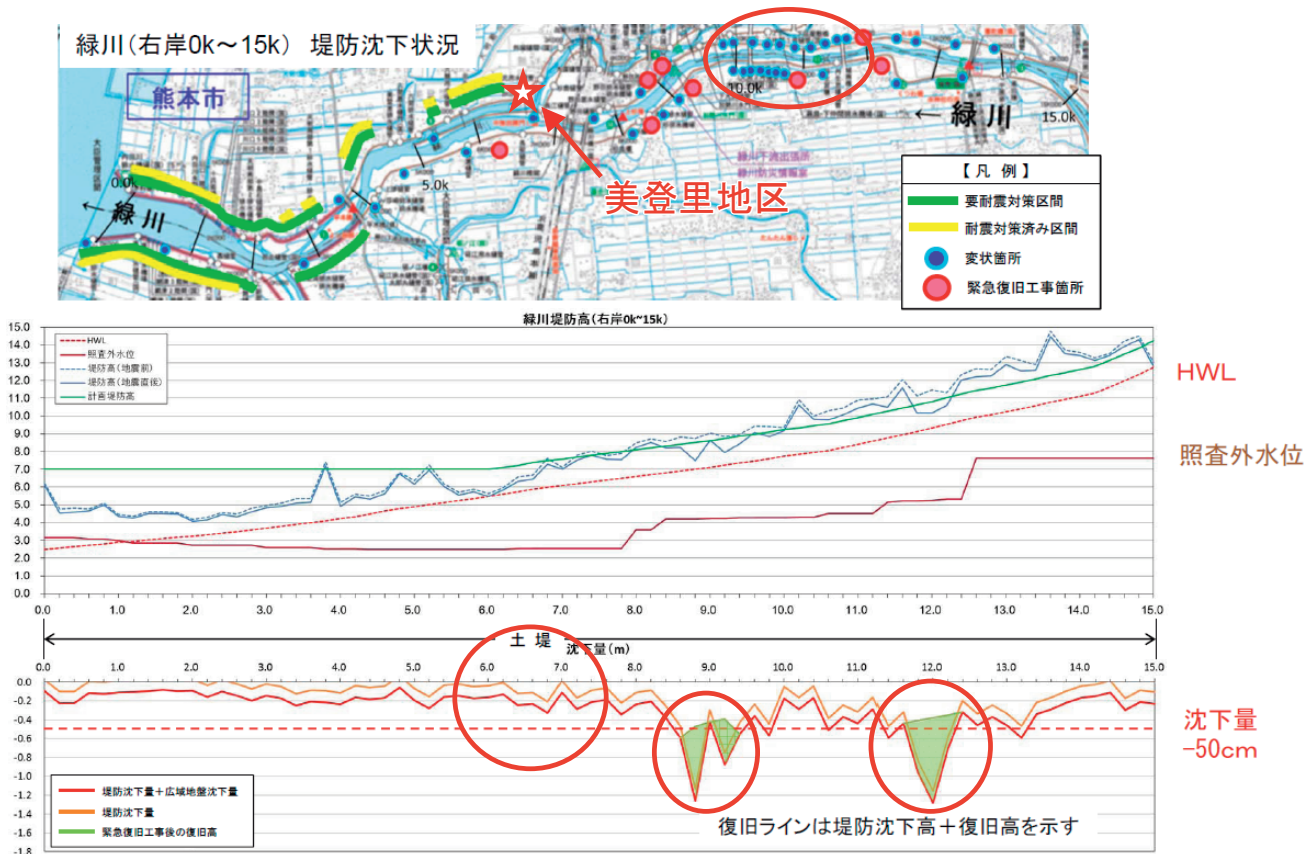


図9 堤防沈下状況(緑川右岸) (※1)

(※1) 国土交通省九州地方整備局「第2回緑川・白川堤防調査委員会」(2016年6月10日) 資料より引用



図10 緑川・白川水系 調査位置

地調査を実施した。先に述べたように、各学会、研究機関等から公開されている河川堤防の被災状況の調査報告については、主に被害のあった中上流域のものが多く、今回我々は、これら調査された地区のその後の状況に加えて、被害報告の無かった下流域、すなわちPFS工法も含めた鋼矢板による対策が実施されていた地区の状況についても目視での調査を実施した。今回報告する調査位置を図10に示す。以下にその調査の結果を示す（調査日：2016年11月1日）。

① 白川左岸「沖新地区」

沖新地区は、先述の通りPFS工法が採用された試験施行地区のひとつである。写真1-2の通り、目視で判断できるような変状は無く、天端法線のずれ等も無かった。地震後に補修したような形跡もなく、地震による変状はほとんどなかったことがうかがえる。

② 緑川右岸「海路口下流地区」

海路口下流地区は、2014年12月にPFS工法による対策が実施された地区である。写真2-1、写真2-2からもわかるように、堤防背面には民家が近接しており盛土荷重による周辺地盤の引き込み沈下が懸念されることから堤体法尻に鋼矢板を打設した。写真2-2の通り、堤体自身に変状は無く、地震による被害はなかったことがうかがえる。

③ 緑川右岸「美登里地区」

美登里地区も、沖新地区同様に試験施工地区のひとつであり、先述の通りPFS工法が適用されている地区である。鋼矢板打設位置外側において、堤防法線に沿って舗装コンクリートに若干のひびが生じていたが、これは堤体側の経年的な沈下に伴うものと考えられ、今回の地震によるものとは考えにくい。写真3-2の通り、堤体法線のずれ、大きなクラック等の大きな変状はなかった。

④ 無対策区間の被災状況、復旧状況

（緑川左岸「田口地区」、矢形川右岸「緑川支流」、木山川左岸「津森小学校前」[緑川支流]）

地震直後に調査され被害状況が報告されている無対策区間について、現状を確認した。堤体天端が主要な道路となっている堤防については復旧工事が完了、もしくは現在施工中の箇所が多かった。一方、上流域で規模の小さい堤防においては、震災で天端にクラックが入ったり、法肩が大きく崩れているような箇所についても、未だに大型土嚢による浸水対策程度の応急復旧の状態となっている箇所が残っていた。写真4-1～写真6-2に、震災直後の状況と、約半年後の状況（今回調査）について示す。

5. 沈下対策鋼矢板の耐震性能について

河川堤防の法尻に鋼矢板を打設する場合、新たに盛土をする、もしくは既設盛土の嵩上げをすることによる周辺地盤の引き込み沈下を防ぐ「沈下対策」を目的とするものと、地震による堤体沈下、すべりを防止する、「耐震対策」を目的とするものがある。

PFS工法は「沈下対策」のひとつであり、設計においては鉛直方向の押込み力と抵抗力のつり合いで鋼矢板の諸元を決定している。ここには耐震性能のことは加味されていない。今回の熊本地震では、結果的に、PFS工法、すなわち沈下対策鋼矢板工法が採用された区間で河川堤防の被害が出ておらず、耐震性能も期待されることがわかったが、その効果の明確な根拠については確認されていない。

現在、学会、研究機関等の有識者らにより、PFS工法の耐震効果を検証するための取り組みを始めつつある。沈下抑止に効果を発揮するPFS工法について、耐震性能も評価し、設計体系を整備することにより、さらに鋼矢板の適用範囲が広がり普及促進につながると考えられる。

PFS工法をはじめ、鋼矢板が今後さらにインフラの防災機能強化に貢献できることを期待する。



写真1-1 沖新地区 (2003年)



写真2-1 海路口下流地区 (2014年12月)



写真3-1 美登里地区 (2003年)



写真1-2 沖新地区 (2016年11月)



写真2-2 海路口下流地区 (2016年11月)



写真3-2 美登里地区 (2016年11月)



写真4-1 田口地区 (2016年4月) (※2)



写真5-1 矢形川右岸 (2016年5月) (※3)



写真6-1 津森小学校前 (2016年4月) (※4)



写真4-2 田口地区 (2016年11月)



写真5-2 矢形川右岸 (2016年11月)



写真6-2 津森小学校前 (2016年11月)

写真1,2,3は堤防裏側(沈下対策)
 鋼矢板打設位置

(※2) 地盤工学会 「熊本地震地盤災害説明会 河川堤防の被害」(2016年4月27日) 資料より引用
 (※3) 「熊本地震」減災センター被災地調査報告(第12報)(2016年5月11日) より引用
 (※4) 「熊本地震」減災センター被災地調査報告第6報(2016年4月25日) より引用

1 平成28年度技術講習会・説明会開催実績

「鋼管杭工法の信頼性・品質向上に向けた取り組み」
「鋼管杭・鋼管矢板利用のヒント」
「鋼矢板の設計、施工について」
「河川堤防の液状化・沈下対策について」
などのテーマについて幅広く各地で開催しました。

平成29年3月12日に当協会事務所のある鉄鋼会館（東京都中央区日本橋茅場町）にて開催した「**鋼管杭工法の施工管理要領説明会**」では、杭打ちに関わる関係者の皆様に多数ご参加いただく中、平成29年3月に発行した3工法施工管理要領「鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法施工管理要領〈標準版〉Edition2.0、回転杭工法施工管理要領、鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領」の解説を中心に、「施工・品質管理の厳格化」等のテーマについて講演を実施しました。



2 第21回 土木鋼構造研究シンポジウムに後援

平成29年3月14日に東京都港区のコクヨホールで開催された「第21回 土木鋼構造研究シンポジウム」（主催：日本鉄鋼連盟）に後援しました。参加者約300名の中「基礎構造物のさらなる耐震・防災技術の向上に向けた取り組み」をテーマに「臨海部産業施設の強靱化と課題」、「熊本地震を教訓とした災害多発地域の社会基盤整備のあり方」等の講演が行われました。

3 社外技術活動に参画

「道路橋示方書（部分係数版）改定への対応」
「岩を支持層とする杭基礎の設計法・施工法に関する共同研究」
「既設道路橋基礎の耐震補強方法に関する共同研究」
「港湾構造物における耐震設計手法の研究」
「建築基礎構造設計指針の改定への対応」
「波崎海洋研究施設における鋼管杭の防食法に関する長期暴露試験共同研究」
などの社外との共同研究や技術基準改定への対応等、幅広い技術活動に参画しています。

4 協会発行・新出版物のご案内

(1) JASPP Technical Library –施工–シリーズの発行

当協会では、鋼管杭工法の技術伝承・普及、信頼性確保・向上を目的に、「施工」に焦点を当てた技術整備を実施してゆくことを企画し、これまでに蓄積した技術、知見、ノウハウを取りまとめた施工要領等の技術資料を作成して、専門家・学識経験者等を委員に迎えて設置した施工専門委員会において審議いただき、その成果を「JASPP Technical Library—施工—」シリーズとして発行してゆくことを計画しております。

昨年度発行した、

- ・鋼管矢板基礎 頂版接合部 鉄筋スタッド方式施工要領（平成27年8月）
- に続き、今年度は下記の要領を発行いたしました。

- 鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）施工管理要領＜標準版＞Edition2.0（平成29年3月）
- 回転杭工法施工管理要領（平成29年3月）
- 鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領（平成29年3月）

(2) 鋼管杭・鋼管矢板の製作仕様書他の改訂

鋼管杭（JIS A 5525－2014）・鋼管矢板（JIS A 5530－2015）のJIS規格の改訂版の発行を受けて、「鋼管杭・鋼管矢板標準製作仕様書」と「鋼管杭・鋼管矢板の付属品の標準化」について見直しを行い、JIS規格最新表現と整合をとるとともに、仕様表現や解説内容の充実を図り内容を改訂いたしました。

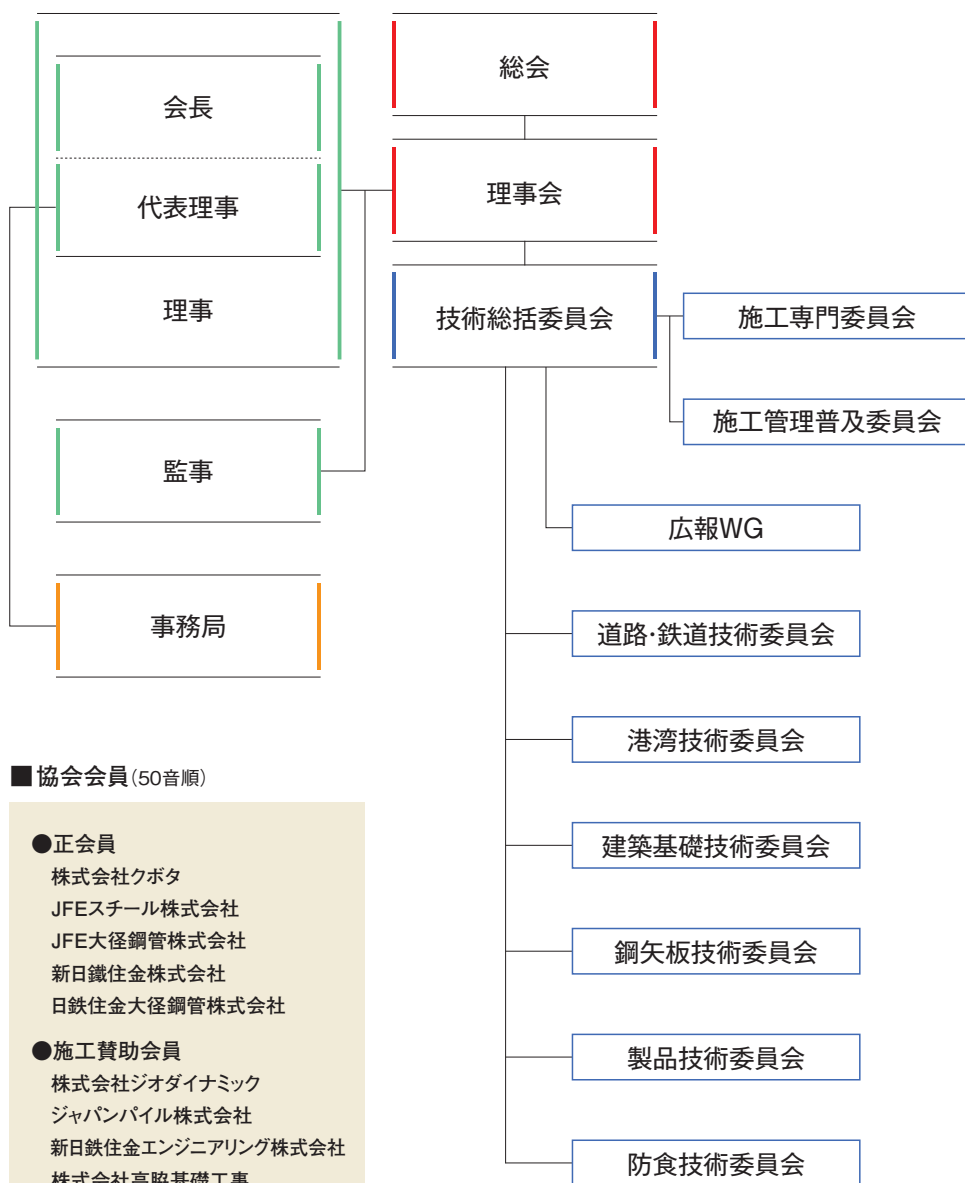
- 鋼管杭・鋼管矢板標準製作仕様書（平成28年10月）
- 鋼管杭・鋼管矢板の付属品の標準化（平成29年1月）

5 技術論文・報文の発表

- ①山路徹、与那嶺一秀、審良善和、阿部正美、原田典佳、田中隆太、角野隆、香田一哉、金杉賢、後藤宏明、松田英樹、江口宏幸、松井良典、岸慶一郎、久保田一男、永尾直也、星野雅彦、川瀬義行、小泉文人、小林裕、増田和広、吉川幸雄、中村聡志 著：長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告）；港湾空港技術研究所資料 No.1324 June 2016
- ②岡原美知夫 著：鋼管矢板基礎の開発と標準化を振り返って（小見川大橋）；橋梁と基礎 平成28年8月号、2016 vol.50
- ③昇健次 著：小見川大橋 鋼管矢板基礎の技術確立につなげた実橋水平載荷試験；橋梁と基礎 平成28年8月号、2016 vol.50
- ④廣瀬智治 著：杭種の特徴と設計・施工の留意事項－鋼管杭－；建築技術 8月号 No.799 2016 August
- ⑤森玄、木谷好伸 著：岩を支持層とする既製杭の設計・施工に関する取組み；基礎工 平成28年12月号、Vol.44, No.12
- ⑥加藤篤史 著：岩を支持層とする鋼管杭の事例－鋼管ソイルセメント杭－；基礎工 平成28年12月号、Vol.44, No.12
- ⑦鈴木友之 著：島尻層泥岩・砂岩を支持層とする打込み鋼管杭の事例；基礎工 平成28年12月号、Vol.44, No.12
- ⑧廣瀬智治、増田敏聡、市川和臣、高野公寿、木村祥裕 著：既往の実験結果に基づく鋼管杭の変形性能の統計的評価；日本建築学会大会学術講演梗概集、2016年8月

一般社団法人

鋼管杭・鋼矢板技術協会組織図 (平成29年3月)



2017年3月31日発行 禁転載

発行 | 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10 (鉄鋼会館6階) (03) 3669-2437

制作 | 株式会社トライ

〒113-0021 東京都文京区本駒込3-9-3 (03) 3824-7230