

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1296 December 2014

栈橋上部工の維持管理シナリオに関する検討

野上 周嗣
加藤 絵万
川端雄一郎
佐藤 徹

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 検討方針	5
3. 検討方法	5
3.1 検討の流れ	5
3.2 設計供用期間の設定	5
3.3 維持管理レベルの設定	5
3.4 栈橋上部工下面側の点検の省力化のための方策 およびコンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策	8
3.5 補修工法および実施時期の設定	8
3.6 栈橋上部工の点検診断	8
3.7 ライフサイクルコストの算定	10
3.8 維持管理シナリオの設定	10
4. 維持管理シナリオに応じた栈橋上部工の細部設計	11
4.1 栈橋上部工の細部設計	11
4.2 栈橋上部工の部材の性能照査	11
4.3 塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認	11
5. 維持管理シナリオに応じた栈橋上部工のLCC算定	11
5.1 工事数量の算定	11
5.2 栈橋上部工のLCC算定	13
5.3 栈橋上部工のLCC算定結果	13
6. まとめ	15
7. あとがき	16
参考文献	16
付 録	17

Life-Cycle cost analysis of maintenance scenario for concrete superstructure of open-type wharf

Shuji NOGAMI*

Ema KATO**

Yuichiro KAWABATA ***

Toru SATO****

Synopsis

Port and harbor facilities generally face severe environmental conditions compared to other infrastructure. They often tend to suffer performance degradation during their service period due to various reasons including materials deterioration and damage of structural components. Therefore, the facilities need to be maintained strategically so as to prevent them from losing their required performance during their service period.

The chloride-induced corrosion of steel bars in concrete is serious problem in concrete superstructure of open-type wharf. In order to satisfy the required performance of the structure, it is necessary to execute the strategic maintenance, though the optimized maintenance scenario is under discussion. There are broadly two types of maintenance strategy for concrete superstructures: Type I requires high levels of precaution so as not to carry out repair work during the service period; and Type II allows small-scale repair works during the service period.

This paper performed life-cycle cost (LCC) analysis for a superstructure of an open-type wharf. The various maintenance scenarios for the target structure were set based on the selected type of the maintenance strategy, and then the LCC analysis was carried out by considering the materials, and repair methods and intervals. The appropriate maintenance programs depending on the selected type of the maintenance strategy, Type I and II, were discussed by comparing the LCC of each maintenance scenarios.

Key Words: open-type wharf, chloride-induced deterioration, maintenance scenario,
life-cycle cost

* Researcher, Life Cycle Management Research Center for Coastal Infrastructures
** Principal Researcher, Life Cycle Management Research Center for Coastal Infrastructures
*** Senior Researcher, Life Cycle Management Research Center for Coastal Infrastructures
**** Research Coordinator for Advanced Port Technology, Port and Harbor Department, NILIM, MLIT
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5106 Fax : +81-46-844-0255 e-mail:nogami-s852a@pari.go.jp

栈橋上部工の維持管理シナリオに関する検討

野上 周嗣*・加藤 絵万**・川端 雄一郎***・佐藤 徹****

要 旨

港湾施設は一般的に厳しい自然環境下に置かれることが多く、材料の劣化、部材の損傷等により供用期間中の性能低下が生じやすい。そのため、必要な性能を維持できるよう、適切な維持管理を行うことが求められている。

本検討では、港湾施設の構造物・部材のうち、維持管理上の課題、特に材料劣化に伴う耐久性の低下に対する課題が多いとされている鉄筋コンクリート製の栈橋上部工を対象として、維持管理計画等に記載する項目のうち、対策の要否、対策工法およびその時期、また点検診断の内容および実施頻度を対象とした計画(維持管理シナリオ)の策定について検討を行った。栈橋上部工の維持管理レベルをレベルⅠおよびⅡとして、塩害劣化に対する事前対策を適用した場合や各種補修工法を適用した場合など、現状の技術で想定される維持管理レベルごとの維持管理シナリオ 6 ケースについて、ライフサイクルコスト(LCC)を指標とした比較を行った。

なお、検討の対象とした栈橋上部工の諸元や対策等に要する費用、また設定する維持管理シナリオは、ある一定の条件の下に設定したものである。ここで設定した各費用やシナリオは、実際の栈橋上部工のすべてに当てはまるものではなく、LCC 算定結果は本検討の条件下においてのみの結果であることに留意が必要である。

キーワード：栈橋上部工、塩害、維持管理シナリオ、ライフサイクルコスト

* ライフサイクルマネジメント支援センター研究官

** ライフサイクルマネジメント支援センター上席研究官

*** ライフサイクルマネジメント支援センター主任研究官

**** 国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾新技術研究官
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5106 Fax：046-844-0255 e-mail:nogami-s852a@pari.go.jp

1. まえがき

国民生活や社会経済活動は産業、生活、国土保全等を形成するインフラで成り立っている。インフラの多くは1960年代中盤に整備されており、港湾施設も1960年代中盤から1970年代前半に集中的に整備された。多くの港湾施設が今後20年で建設後50年以上を経過する。港湾施設において中心的役割を果たしている係留施設では、2013年には約8%が建設後50年経過し、さらに今後20年間で58%もの係留施設が建設後50年を経過する状況である(図1.1)¹⁾。港湾施設は一般的に厳しい自然環境下に置かれることが多く、材料の劣化、部材の損傷等により供用期間中に性能低下が生じやすいことから、必要な性能を維持するように適切に維持管理を行わなければならない。

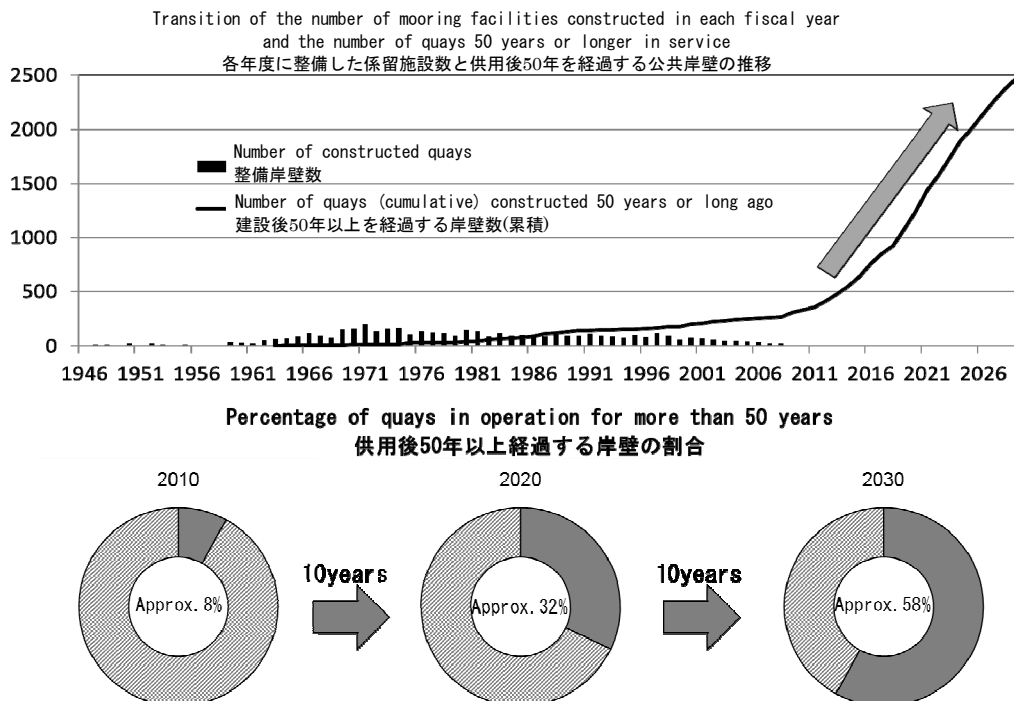
また、近年は経済の低迷による税収の落ち込みや進展する少子高齢化等により財政は急速に悪化しており²⁾、インフラ整備に充当する予算は益々厳しくなる状況である。

さらに、2013年6月に公布された改正港湾法において、技術基準対象施設の維持は定期的に点検を行うこと等が規定された。これを受け、2013年11月には「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」(以下、「基準省令」という)の改正、2014年3月には「技術基準対象施設の維持に関し必要な事項を定める告示」(以下、「維持告示」という)の改正が行われ、

点検診断の実施間隔等が定められた。

今後、急速に設計供用期間を迎える港湾施設について、厳しい財政状況等の情勢を踏まえつつも施設機能を安定的に確保するためには、個々の構造物のライフサイクルコスト(LCC)の縮減や、施設群としてのLCCの縮減および平準化を図りながら、戦略的に維持管理・更新を進めなければならない。そのためには、個別の構造物に対して、要求される機能・性能を踏まえながら、最適な維持管理計画を設定し、港湾施設群に対して立案される予防保全計画³⁾に反映すること、ならびに維持管理実施段階においては点検診断の結果を踏まえて、適宜、維持管理計画および予防保全計画を見直すことが重要である。

本検討では、港湾施設の構造物・部材のうち、維持管理上の課題、特に材料劣化に伴う耐久性の低下に対する課題が多いとされている鉄筋コンクリート製の栈橋上部工を対象として、維持管理計画等に記載する項目のうち、対策の要否、対策工法およびその時期、また点検診断の内容および実施頻度に関する計画(以降、維持管理シナリオと称する)の策定について検討を行った。塩害劣化に対する事前対策を適用した場合や各種補修工法を適用した場合など、現状の技術で想定される維持管理シナリオについて、LCCを指標とした比較を行った。



Parameter: quays, approx. 5,000 facilities (number of public quays in regional or higher ports (depth -4.5m). Investigation by the Ports and Harbors Bureau of the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism)
母数: 岸壁約 5,000施設(地方港湾以上の公共岸壁数(水深-4.5m以深)) 国土交通省港湾局調べ

図 1.1 各年度に整備した係留施設数と供用後 50 年を経過する施設数の推移¹⁾

2. 検討方針

2007年に施行された「港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示」(以下、「告示」という)第四条において「技術基準対象施設の設計にあたっては、施工及び維持を適切に行えるよう、必要な措置を講ずるものとする。」と規定された。厳しい自然環境下に建設される港湾施設については、施設の設計段階から、適切に維持管理が実施できるよう構造形式や構造細目に配慮することが有効である。

また、技術基準第4編第2章1.1.7性能の経時変化に対する検討において「構造部材の保有する性能は、設計供用期間中に生じる材料劣化等により、要求される性能を下回ってはならない。」とされている。本検討で検討対象とする栈橋上部工については、これまで塩害による鉄筋腐食により性能の低下を生じた事例が数多く報告されている。

これまでの経験から、栈橋上部工については設計当初から維持管理の省力化・合理化に配慮することが望ましいとされ、「維持管理に配慮した栈橋上部工の設計マニュアル」により配慮の方法、工夫等が提案されている⁴⁾。同マニュアルでは、維持管理の省力化・合理化に配慮した事例として、コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策、および栈橋上部工下面側の点検の省力化となる方策が挙げられている。これを参考として、本検討では、コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策、および栈橋上部工下面の点検の省力化を可能とする方策を反映した維持管理シナリオを設定することとした。

ここで、維持管理シナリオはLCCの結果に大きく影響を与えるものである。検討の対象とした栈橋上部工の諸元や対策等に要する費用、また設定する維持管理シナリオは、ある一定の条件の下に設定したものである。あくまで、本検討を実施するために設定したものであり、検討実施にあたっての前提条件のすべてが、実際の栈橋上部工の維持管理シナリオに適用できるものではないことに留意が必要である。

3. 検討方法

3.1 検討の流れ

本検討では、「港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版)第2章 直杭式横栈橋」⁵⁾(以下、「設計事例集」という)を参考に栈橋上部工の自然条件および基本断面を設定した。設定した基本断面を図3.1に示す。また、設計条件の設定や検討の流れは、図3.2の「設計フロー」⁴⁾に準じて実施している。図3.2の予備設計および基本設計にある「構造形式の抽出」や「安定性の照査」等の一部の検討は省略し、

太柱箇所のみ検討を実施した。また、図3.2の基本設計に記載されている「維持管理計画作成」については、図3.3の「維持管理計画等の策定範囲」⁶⁾に準じて実施した。設定した条件等の詳細を以降に示す。

3.2 設計供用期間の設定

栈橋は一般に50年の設計供用期間が設定されることが多い。しかし、今後は栈橋の延命化のための対策の実施等も含めた対応方針を立案する場合も想定されることから⁷⁾、本検討では設計供用期間を75年間として維持管理シナリオを設定した。

3.3 維持管理レベルの設定

厳しい自然環境下で長期間にわたって構造物の性能を確保することは容易ではない。新設構造物に対しては、構造物・部材に求められる性能をどのように維持していくかについて、構造物が置かれる諸条件(自然状況、利用状況等)、設計供用期間、構造特性、材料特性、維持管理の技術レベル等を踏まえて、設計段階で維持管理計画を策定する。維持管理計画を策定するにあたっては、個々の部材に対して、維持管理の方針となる「維持管理レベル」を設定する。3段階の維持管理レベルを表3.1⁸⁾に示す。維持管理レベルは、構造物・部材の重要度、点検診断及び維持工事等の難易度および初期建設費用から維持管理費用までを総合したLCC等を勘案し、部材毎に設定する。

本検討では、栈橋上部工に対して事後保全的な対策を実施する維持管理レベルⅢは対象とせず、予防保全的な対策を実施する維持管理レベルⅠおよびⅡを対象として、維持管理シナリオを設定した。

表 3.1 技術基準対象施設の維持管理レベル

分類	損傷劣化に対する考え方
維持管理レベルⅠ	高い水準の損傷劣化対策を行うことにより、供用期間中に要求性能が満たされなくなる状態に至らない範囲に損傷劣化を留める。
維持管理レベルⅡ	損傷劣化が軽微な段階で、小規模な対策を頻繁に行うことにより、供用期間中に要求性能が満たされなくなる状態に至らないように性能の低下を予防する。
維持管理レベルⅢ	要求性能が満たされる範囲内で、損傷劣化に起因する性能低下をある程度許容し、供用期間中に1~2回程度の大規模な対策を行うことにより、損傷劣化に事後的に対処する。

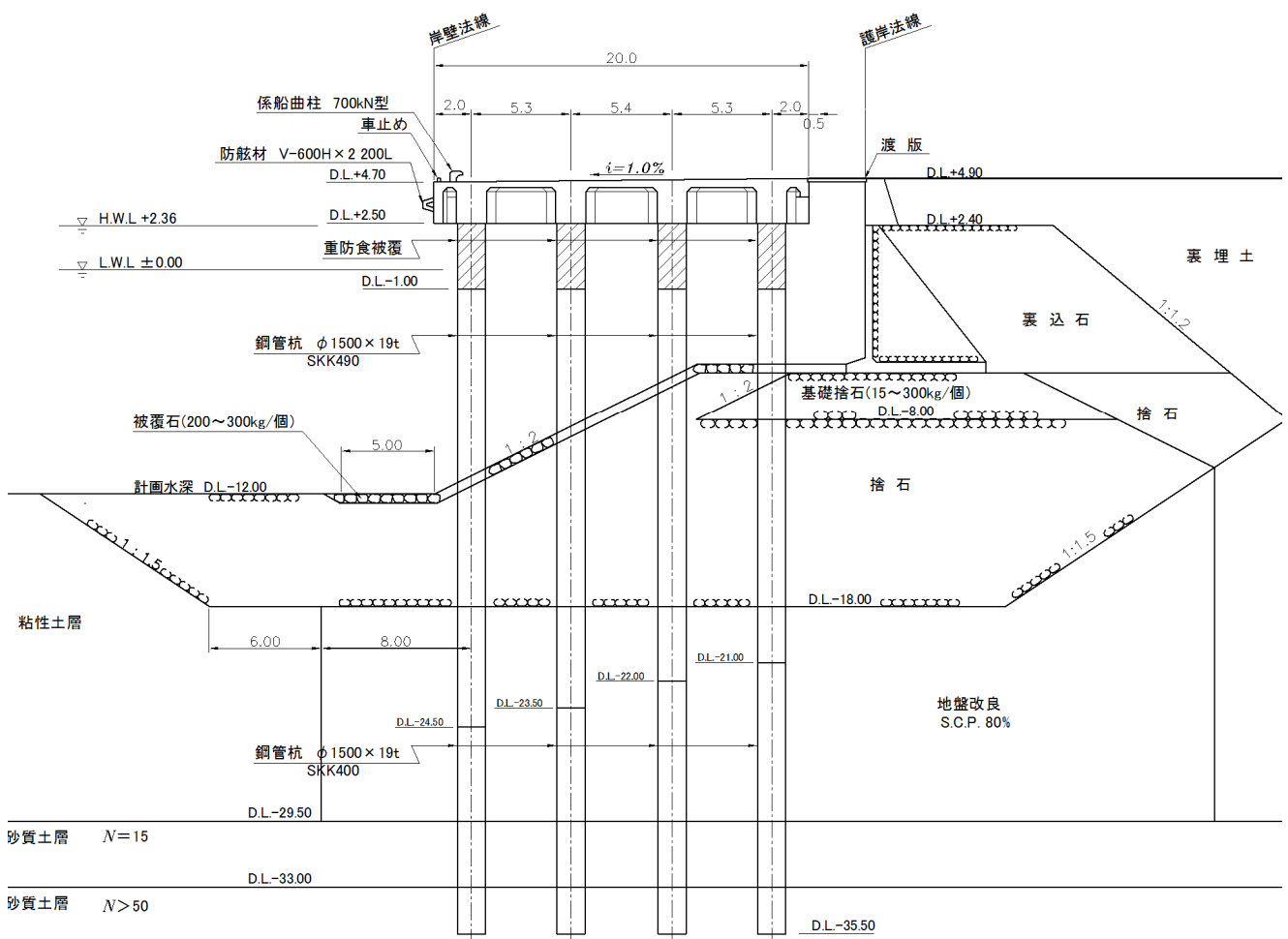
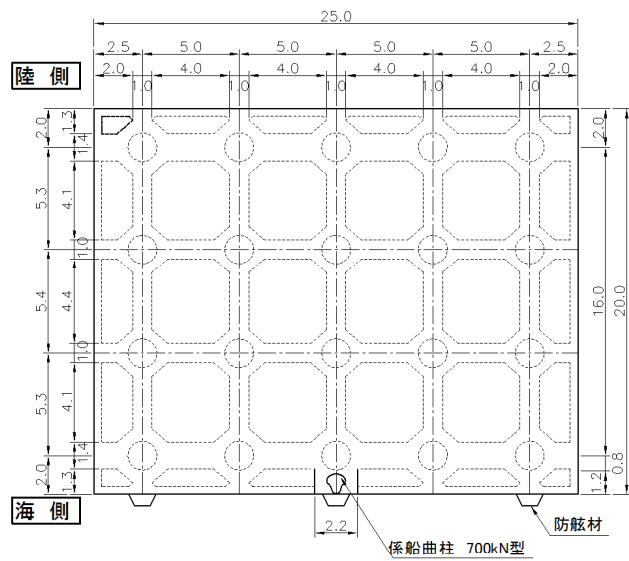


図 3.1 棧橋上部工の形状と棧橋の標準断面図

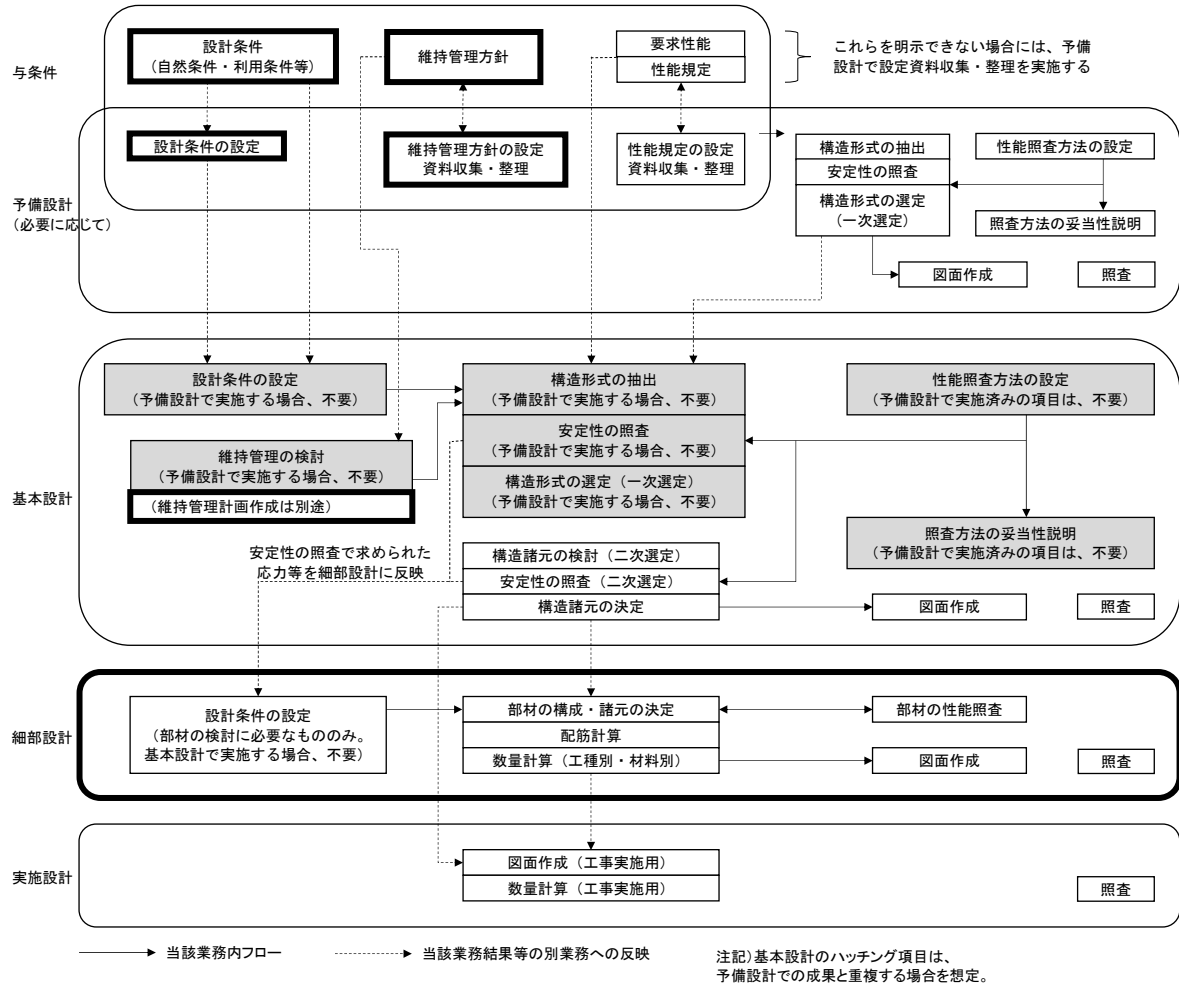


図 3.2 橋の設計フロー⁴⁾

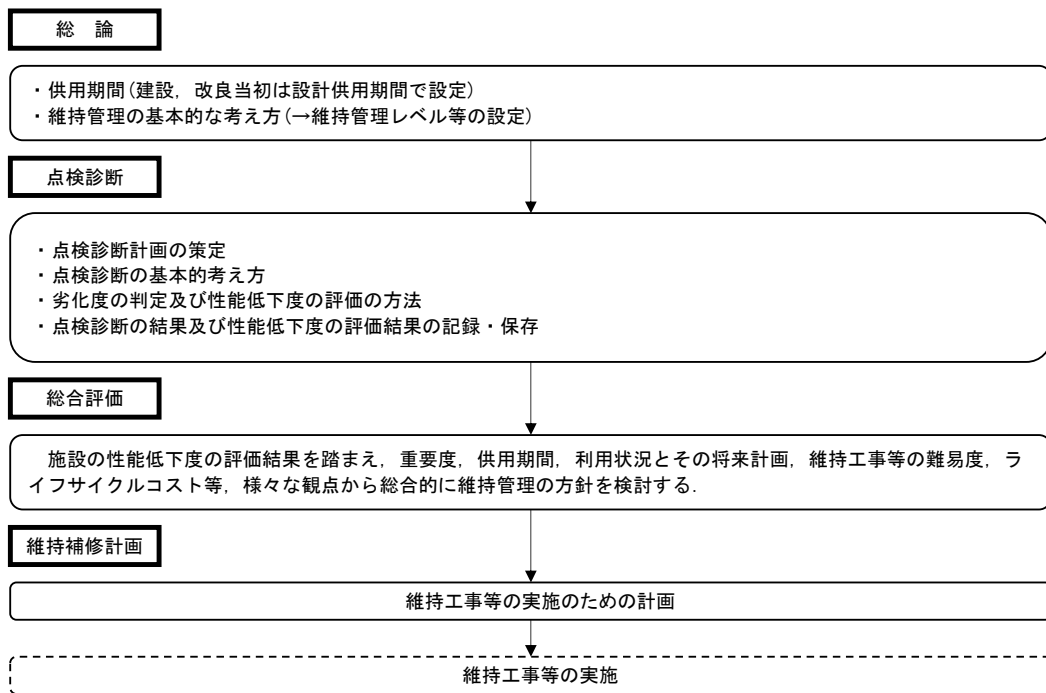


図 3.3 維持管理計画等の策定範囲⁶⁾

3.4 棧橋上部工下面側の点検の省力化のための方策およびコンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策

(1) 棧橋上部工下面側の点検の省力化のための方策

棧橋上部工下面側は海上に位置しており、点検診断のためには船外機船や潜水士による調査となるため、船舶が着岸している場合や荷役作業を実施している場合は調査の実施が困難となる。このため、予定供用期間中の点検診断が確実に実施できるよう、あらかじめ棧橋上部工下面に点検足場や歩廊などを設置している事例⁴⁾がある。本検討では、点検施設として「点検歩廊」を設置した維持管理シナリオを設定した。

(2) コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策

棧橋上部工コンクリートの設計にあたっては、コンクリート中への塩化物イオンの侵入により設計供用期間中に鉄筋(鋼材)腐食が発生しないことを確認すれば、材料劣化による部材の性能の低下は生じないと判断してよい⁴⁾。このため、本検討では、コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策として、コンクリート中の鋼材腐食を防止する工法や、鋼材自体が高い耐久性を有する補強材料について、特に港湾構造物に適するものを文献⁴⁾およびアンケート(付録5参照)等により確認し、維持管理シナリオ設定の対象とした。

鋼材に対して耐久性を向上させる方策および鋼材自体が高い耐久性を有する材料のうち、これまで港湾構造物に適用された事例としては表3.2に示すものがある。本検討では、以下の3つを用いた維持管理シナリオを設定した。

- ・エポキシ樹脂塗装鉄筋
- ・埋設型枠(超高強度繊維補強コンクリート製高耐久性薄肉埋設型枠)
- ・電気防食(外部電源方式・チタンリボンメッシュ)

なお、本検討で用いるチタンリボンメッシュ工法⁹⁾では、配線・装置等の更新が必要となる。本検討では、20年毎に電気配線類の更新が、40年に1回は設置したチタンリボンメッシュ自体の更新が発生するとしてシナリオを設定することとした。

アンケート結果では、鋼材に対して耐久性を向上させる方策としてエポキシ樹脂塗装鉄筋を導入している構造物が多く見受けられた。エポキシ樹脂塗装鉄筋は極めて高い防食性が期待されており、厳しい塩害環境下でコンクリート構造物の耐久性を大きく向上させる材料である。しかし、塗膜は鋭利な物等で傷がつきやすく、塗膜が損傷した場合、損傷箇所の鉄筋は無被覆の状態となることに留意する必要がある。

なお、本検討においては検討の対象外としたが、棧橋に

は数多くの部材・部位が存在する。例えば、渡版については、稼動しやすいように棧橋上部工に鋼製の受材が埋設される場合があるが、一般的に、メッキや塗装が施された鋼材を用いることが多い。しかし、通常は渡版で確認できない状態になっている上に、棧橋上部工下面からも点検がしづらく、劣化の発見が困難な部位である。また、一部が棧橋上部工コンクリートの中に埋め込まれているため、補修も容易に実施できない。そのため、例えばステンレスなど高耐久性材料を予め用いることで、維持管理の省力化を図ることが可能となる。このように、棧橋上部工以外の部材・部位、附帯設備等についても、高耐久材料等の導入によって維持管理の省力化を図ることができると考えられる。

なお、実際にはコンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策として、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた事例が見受けられるようになったが、埋設型枠などその他の高耐久性材料を採用した事例は現状では少ない。点検の省力化となる方策である、棧橋上部工下面部への点検歩廊や点検孔の設置についても、同様に事例は少ない状況である。

3.5 補修工法および実施時期の設定

維持管理レベルⅠと設定された棧橋上部工の部材は、設計供用期間中は対策を実施しないこと、そして維持管理レベルⅡでは損傷劣化が軽微な段階で対策を実施することが前提となる。本検討では、維持管理レベルⅡの部材の補修工法について、文献¹⁰⁾を参考に断面修復および表面塗装工法、電気防食工法、打替えを維持管理シナリオの対象とすることとした。断面修復工法および電気防食工法の実施時期については、後述する細部設計において確認される塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生時期から設定した。また、表面塗装工法は断面修復工法と合わせて実施するものとし、適用後15年毎に再補修(塗装の撤去・塗直し)が必要となるとして設定した。さらに、打替えはコンクリート中の鉄筋の体積減少率が5%となる時期¹¹⁾に実施するものと設定した。

3.6 棧橋上部工の点検診断

2013年6月の港湾法改正および2014年3月の維持告示の改正によって、施設の重要度に応じた点検診断の実施間隔が設定された。ただし、これは基本として陸上もしくは海上からの目視点検を主にした一般定期点検診断を対象としたものである。潜水士等による水中部分の点検診断、および計測装置や非破壊試験機器等を用いて定量的なデータを取得する詳細定期点検診断については、「当該施設の重要度等を勘案して、適切な時期に行うものとする。」とされており、「港湾の施設の点検診断ガイドライン」⁹⁾に詳細定

表 3.2 港湾構造物に適用されたコンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策

1.高耐久補強材の使用

方策	概要	参考となる資料
1 エポキシ樹脂塗装鉄筋	海洋構造物の飛沫帯部など外部からコンクリートに浸透する塩化物イオンの作用を激しく受ける構造物の場合でも、通常の鉄筋を使用した場合に比べてかぶりを相当に小さくすることが可能である。	1)エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版], 土木学会コンクリートライブラリーNo.112, 2003 2)土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編], 土木学会コンクリートライブラリーNo.116, 2005
2 連続繊維補強材	炭素繊維等の繊維にエポキシ樹脂等の繊維結合材を含浸させ、硬化させて成形し、コンクリートを補強する目的で使用する一方向強化材や連続繊維のみを束ねたもしくは織ったものであり、一般に耐食性に優れる。	1) 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.88, 1996 2) 緊張材に炭素繊維を用いたプレキャスト PC床板の劣化調査～北九州港 葛葉地区栈橋, プレストレストコンクリート, Vol.55, No.6, 2013
3 ステンレス鉄筋	海洋構造物の飛沫帯部など外部からコンクリートに浸透する塩化物イオンの作用を激しく受ける構造物の場合でも、通常の鉄筋を使用した場合に比べてかぶりを相当に小さくすることが可能である。また、ステンレス鉄筋およびそれを用いた鉄筋コンクリートの力学特性は、普通鉄筋の場合と同等の性能を有している。	1) 土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編], 土木学会コンクリートライブラリーNo.116, 2005 2) ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.130, 2008 3) 長期耐久性確保を目的とした鋼板セル式岸壁頂部コンクリートへのステンレス鉄筋の適用, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, VI-160, 2013

2.外部からの劣化因子を抑制する方策

方策	概要	参考となる資料
1 埋設型枠	硬化体組織が極めて緻密なプレキャスト型枠を用いることにより、コンクリート外部からの劣化因子(塩化物イオン等)の浸透を抑制する。	1) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.113, 2004 2) 土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編], 土木学会コンクリートライブラリーNo.116, 2005 3) 複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.127, 2007
2 表面被覆	コンクリート表面を各種材料で被覆することにより、コンクリート外部からの劣化因子(塩化物イオン等)の侵入を抑制する。	1) 表面保護工法設計施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.119, 2005

3.腐食反応の抑制

方策	概要	参考となる資料
1 電気防食	鋼材に継続的に電流を流すことにより、鋼材腐食を抑制する。	1) 電気化学的防食工法設計施工指針(案), 土木学会コンクリートライブラリーNo.107, 2001

期点検診断の実施時期の考え方が記載されている(表 3.3, 表 3.4)。本検討では、一般定期点検診断を3年間隔、詳細定期点検診断を15年間として維持管理シナリオを設定した。なお、点検歩廊の設置を想定した維持管理シナリオについては、点検歩廊を活用して容易に点検診断を実施することが可能であるため、一般定期点検診断に要する費用は計上せず、詳細定期点検診断の費用のみ計上することとした。

表3.3 通常点検診断施設と重点点検診断施設の設定の考え方⁶⁾

	設定の考え方
通常点検診断施設	重点点検診断施設以外の技術基準対象施設
重点点検診断施設	以下の例を参考に、老朽化の程度を勘案して総合的に決定 (重要度が高いと考えられる施設例) ①経済活動に重大な影響を及ぼす施設(幹線貨物輸送施設, 危険物取扱施設, 主要な航路に面する特定技術基準対象施設 等) ②防災上重要な施設(耐震強化岸壁, 津波防波堤 等) ③損壊が人命に重大な影響を及ぼす施設(旅客が使用する施設 等)

表3.4 定期点検診断の実施時期の考え方⁶⁾

点検診断の種類	通常点検診断施設	重点点検診断施設
一般定期点検診断	・5年以内ごとに少なくとも1回	・3年以内ごとに少なくとも1回
詳細定期点検診断	・供用期間中の適切な時期に少なくとも1回 ・供用期間延長時	・10～15年以内ごとに少なくとも1回 ・主要な航路に面する特定技術基準対象施設等は、10年以内ごとに少なくとも1回

3.7 ライフサイクルコストの算定

構造物のライフサイクルコスト(LCC)とは、構造物の計画、設計、建設、運用、維持管理、解体、撤去等のライフサイクルの各段階での費用(コスト)の総額であり、通常は次の式(1)で示される¹²⁾。

$$LCC = \text{初期費用} + \text{運用・維持管理費用} + \text{解体・撤去費用} \quad (1)$$

ここに、初期費用：施設の計画・設計・建設に要する費用、運用・維持管理費用：施設の運用および点検等の維持管理に関する費用、解体・撤去費用：施設の解体および撤去に要す

る費用

LCCの算定は、設定した栈橋上部工の初期費用、および設計供用期間中に発生する運用・維持管理費用を設定した維持管理シナリオに対して算定する。初期費用、運用・維持管理費用、解体・撤去費用については、以下の①～③のとおり設定した。

①初期費用

維持管理シナリオ毎に設定した初期建設にかかる費用のみを算定した。

②運用・維持管理費用

維持管理シナリオ毎に設定した対策工法および点検診断、電気防食などの電気代などの運用および維持管理費用を算定した。

③解体・撤去費用

本検討では費用を算定しない。

LCC算定に用いた積算基準類は表3.5のとおりである。表3.5に記載の無い項目についてはヒアリング等で対応した。

本検討では、基本的に栈橋上部工を建設および維持していくために必要な費用のみを対象としており、事前調査費用や設計費用などは対象外としている。また、維持管理シナリオや初期費用、運用・維持管理費用などは、ある一定の条件の下に設定したものである。ここで設定したシナリオ、各費用が、実際の栈橋上部工のすべてに当てはまるものではなく、LCC算定結果は本検討の条件下においてのみの結果であることを付記する。

表3.5 LCC算定に用いた積算基準類

積算項目	積算基準
積算基準	港湾請負工事積算基準(国土交通省港湾局, 2013年3月) 土木工事標準積算基準書(国土交通省, 2013年4月)
労務単価	公共工事設計労務単価(国土交通省土地・建設産業局, 2014年2月)
機械損料	船舶および機械器具等の損料算定基準(国土交通省港湾局・航空局, 2012年4月)
機械賃料, 燃料単価, 材料単価	積算資料(一般財団法人経済調査会, 2014年3月)
市場単価	土木施工単価(一般財団法人経済調査会, 2014年1月)

3.8 維持管理シナリオの設定

本検討で設定した維持管理シナリオを表3.6に示す。

表3.6 設定した維持管理シナリオ

Case	維持管理レベル	初期建設時の対策等	設計供用期間中の対策工法等	設計供用期間中の点検診断間隔
1	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	—	・一般定期点検診断 3年/回 ・詳細定期点検診断 15年/回
2		普通鉄筋+埋設型枠	—	
3		普通鉄筋+電気防食	—	
4	II	普通鉄筋	①断面修復+表面塗装 ②断面修復+電気防食	
5		普通鉄筋	打換え	
6		普通鉄筋+点検歩廊	断面修復+表面塗装	

4. 維持管理シナリオに応じた栈橋上部工の細部設計

4.1 栈橋上部工の細部設計

表3.6で設定した維持管理シナリオに対してLCCを算定するため、図4.1¹³⁾に基づき栈橋上部工の細部設計を行った。主な設計条件は表4.1のとおりであり、設計条件の詳細は付録1のとおりである。なお、設計事例集⁹⁾ではレベル2地震動およびグラブバケット式橋形クレーンが想定されているが、本検討においては設計条件から除外した。

表4.1 主な設計条件

項目	設計条件	備考
潮位	H.W.L +2.36m L.W.L ±0.00m	
設計水深	-12.0m	
栈橋平面形状	20.0 ^B m×25.0 ^L m	
照査用震度 K _{hk}	0.18	レベル1地震動
上載荷重	永続時, 接岸時, 牽引時 : 20.0kN/m ² レベル1地震時 : 10.0kN/m ²	
設計耐用年数	75年	

4.2 栈橋上部工の部材の性能照査

図3.1の基本断面に基づき、床版および梁の順で部材の性能を照査し、設計供用期間中の要求性能が満たされていることを確認した。なお、梁上にクレーンの上載が無い場合、疲労限界状態の検討は行わないこととした。

4.3 塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認

3.4において示したように、栈橋上部工ではコンクリート中への塩化物イオンの侵入により設計供用期間中に鉄筋

(鋼材)腐食が発生しないことを確認すれば、材料劣化による部材の性能の低下は生じないと判断してよい⁹⁾。したがって、維持管理シナリオに応じて、塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の発生の有無および時期の確認を行った。具体的には、床版の下側鉄筋および梁の下側鉄筋の表面における塩化物イオン濃度が、設計供用期間中の75年間に鉄筋腐食発生限界濃度に達するか否か、または到達する時期を確認した。この時、維持管理レベルIについては設計供用期間中に鉄筋腐食発生限界濃度に達しないことが条件であり、また、維持管理レベルIIについては、塩化物イオン濃度が鉄筋腐食発生限界濃度に達する時期を確認し、維持管理シナリオで設定した対策を実施する時期を決定する。本検討では、鉄筋腐食発生限界となる塩化物イオン濃度を2.0kg/m³と設定した。

塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食の発生の確認の結果を表4.2に示す。なお、詳細は付録2に示す。Case1およびCase2の床版については、同一のかぶりを有する梁の下側鉄筋の確認結果が、設計供用期間中の75年間経過しても鉄筋腐食発生限界濃度に達しなかったため省略した。また、Case3については、鉄筋位置における塩化物イオン量の多少に関わらず、鉄筋腐食は発生しないものとした。Case4~6については、梁は15年経過後、床版は44年経過後に鉄筋腐食発生限界濃度に達すると算定された。なお、Case5については、鉄筋腐食発生限界濃度に達して以降、梁下側鉄筋の体積減少率が5%となる時期は23年経過後と算定¹¹⁾された。

5. 維持管理シナリオに応じた栈橋上部工のLCC算定

5.1 工事数量の算定

4.2および4.3の結果を受け、LCC算定に必要な各ケースの工事数量を算定した。工事数量の算定項目は以下のとおりであり、工事数量の算定項目および算定した工事数量の詳細については付録3に示す。

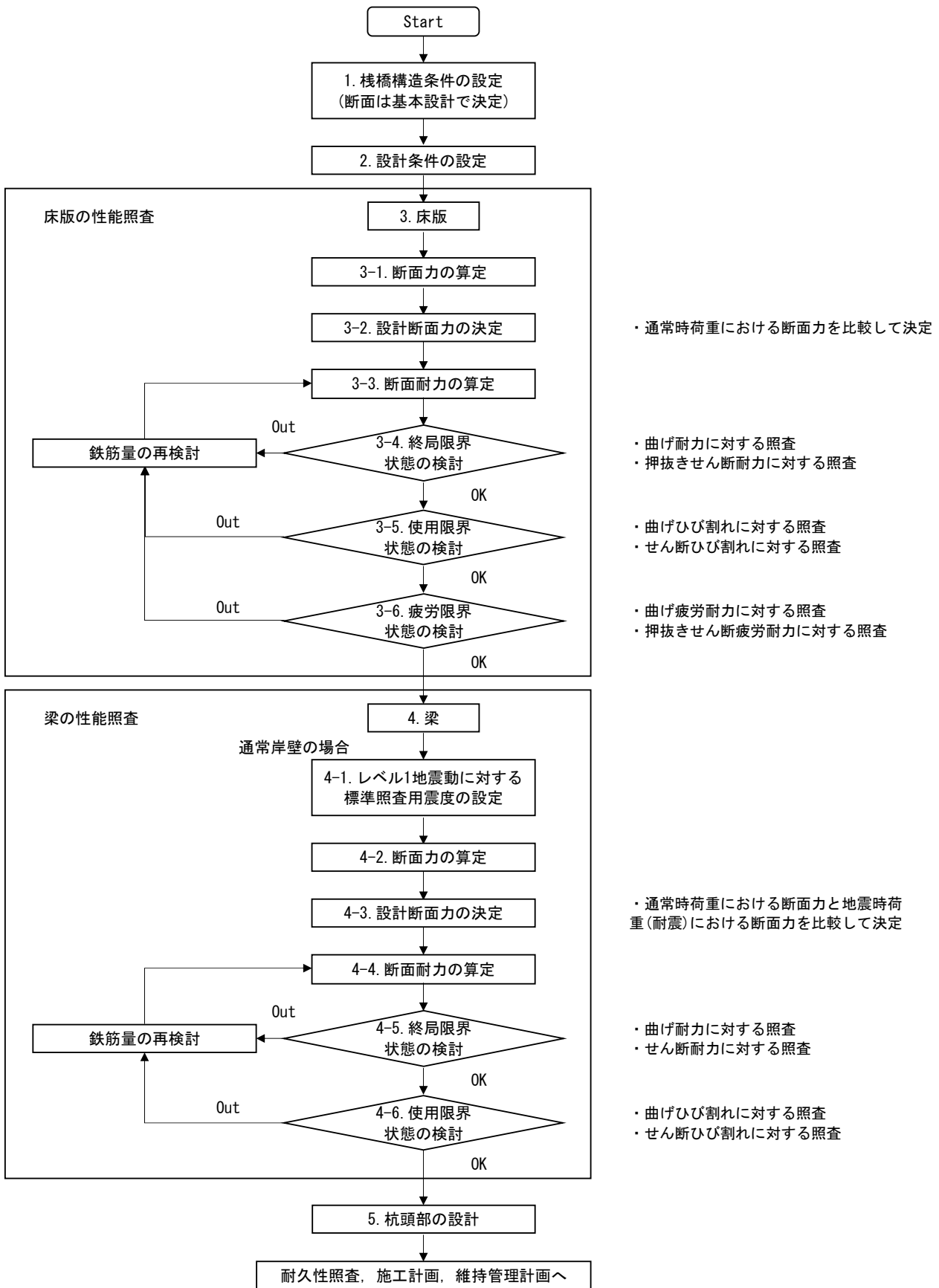


図 4.1 栈橋上部工の照査の流れ

表4.2 鉄筋位置における鉄筋腐食発生の確認結果

Case	維持管理レベル	設計供用期間中の対策等	照査結果(75年後)		設計供用期間中の対策等
			梁	床版	
1	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	$\gamma_i C_d / C_{lim} = 0.44 \leq 1.0$	省略	対策は不要
2		普通鉄筋+埋設型枠	$\gamma_i C_d / C_{lim} = 0.00 \leq 1.0$	省略	対策は不要
3		普通鉄筋+電気防食	鉄筋腐食は発生しない	鉄筋腐食は発生しない	対策は不要
4	II	普通鉄筋	$\gamma_i C_d / C_{lim} = 4.44 > 1.0$ (15年目に超過)	$\gamma_i C_d / C_{lim} = 1.29 > 1.0$ (44年目に超過)	①断面修復+表面塗装 ②断面修復+電気防食
5		普通鉄筋			打替え
6		普通鉄筋+点検歩廊			断面修復+表面塗装

①初期建設にかかる数量

- ・コンクリートおよび鉄筋等の材料数量
- ・型枠および支保工等の数量

②対策工法にかかる数量

- ・各対策工法の材料数量
- ・設計供用期間中の対策工法の実施回数

③点検診断にかかる数量

- ・設計供用期間中の点検診断回数

5.2 栈橋上部工のLCC算定

各ケースの栈橋上部工のLCCは、以下の項目を対象として、それぞれ1バース250m(1スパン25m×10スパン)について算定した。なお、LCCは直接工事費および直接業務費のほか諸経費および消費税(8%)を含んでおり、詳細は付録4に示す。また、本検討では、各工法の将来的な価格変動については考慮していない。

①初期建設にかかる費用

- ・栈橋上部工の初期建設費用

②対策工法にかかる費用

- ・設計供用期間中に実施する対策工法の費用

③点検診断にかかる費用

- ・設計供用期間中に実施する点検診断費用

④運用にかかる費用

- ・電気防食を運用するための電気代

5.3 栈橋上部工のLCC算定結果

(1) 各費目の算定結果

図5.1は75年間に必要となる総費用を示したものである。また、表5.1は75年間に必要となる各項目の費用と全体に占める割合および安価となる順位を示したものである。各費目の特徴を以下に述べる。

① 初期建設費

初期建設の段階で方策を行っているため、Case1~3および6が高額となっている。また、Case1および2は初期建設費が全体の90%を超えている。

② 対策工費

Case1および2は対策工費が発生していない。対策工を必要とするケースについては、対策工費が全体の約60~80%を占めている。

③ 点検診断費

点検診断費が占める割合は全体の1~6%程度であった。電気防食を行うCase3およびCase4-②が、他のケースより金額が高くなっている。これは、栈橋上部工の点検診断とは別に電気防食の電源装置等の保守点検を毎年実施するためである。また、Case6が最も安価となっているのは、点検歩廊を活用して容易に点検診断を実施することが可能であるため、3年に1回実施する一般定期点検診断に要する費用を計上しなかったためである。

④ 運用費

電気防食を行うCase3およびCase4-②で必要となる電気代であり、全体に占める割合は0.5%程度であった。

⑤ 総費用

今回設定した維持管理シナリオの中では、Case1が最も安価となった。また、維持管理レベルIIの中ではCase5が最も安価となった。Case4-①、6の費用差はわずかであった。

(2) 各ケースの特徴

図5.2は75年間の年数経過におけるLCCの推移を示したものである。各ケースの特徴を以下に述べる。

① Case1(維持管理レベルI, エポキシ樹脂塗装鉄筋)

最もLCCが安価となったシナリオである。対策工費および運用費が不要であり、点検診断費のみ必要である。しかし、点検診断費の全体に占める割合が8%程度であるため、

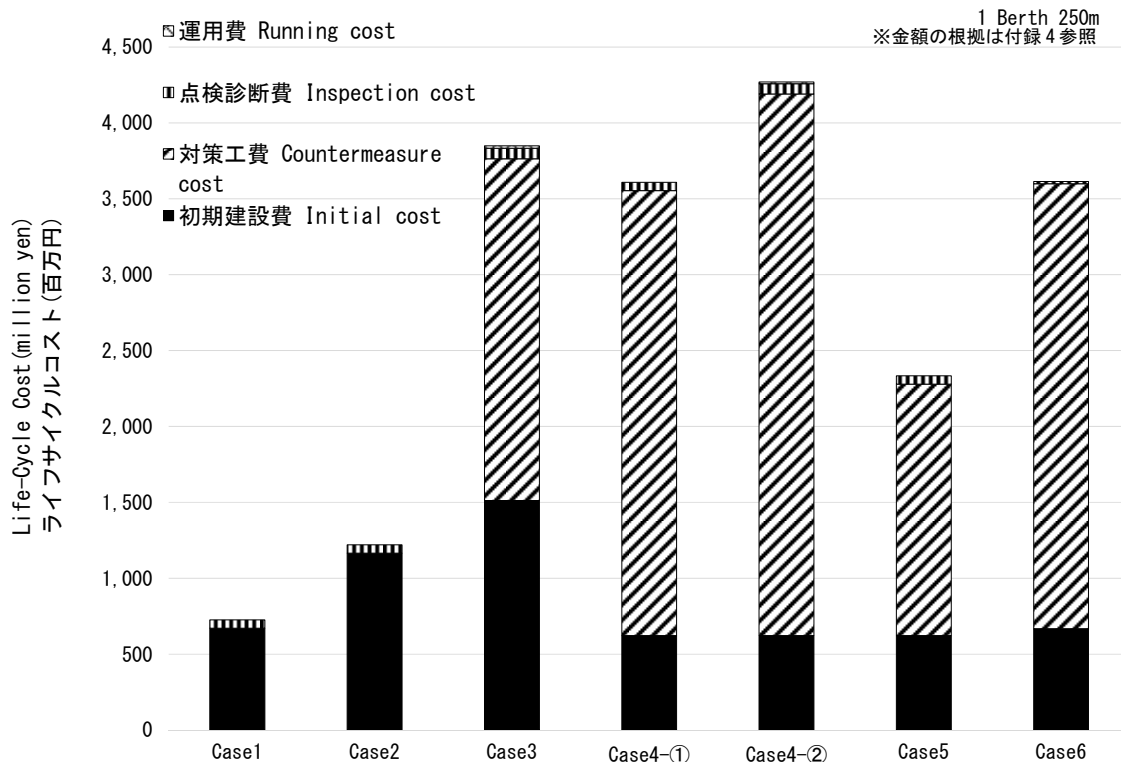


図 5.1 栈橋上部工の各ケースにおけるライフサイクルコスト

表 5.1 栈橋上部工のライフサイクルコスト算定結果一覧

	Case1 エポキシ樹脂 塗装鉄筋	Case2 埋設型枠	Case3 電気防食	Case4-① 断面修復 + 表面塗装	Case4-② 断面修復 + 電気防食	Case5 打替え	Case6 点検歩廊+ 断面修復+ 表面塗装
初期 建設費※	671 92.4% 5	1,165 95.5% 6	1,512 39.3% 7	622 17.2% 1	622 14.6% 1	622 26.6% 1	668 18.5% 4
対策工費※	0 0.0% 1	0 0.0% 1	2,252 58.5% 4	2,932 81.3% 5	3,569 83.5% 7	1,657 71.0% 3	2,932 81.1% 5
点検 診断費※	55 7.6% 2	55 4.5% 2	70 1.8% 7	55 1.5% 2	67 1.6% 6	55 2.4% 2	15 0.4% 1
運用費※	0 0.0% 1	0 0.0% 1	15 0.4% 7	0 0.0% 1	12 0.3% 6	0 0.0% 1	0 0.0% 1
合計※	726 100.0% 1	1,220 100.0% 2	3,849 100.0% 6	3,609 100.0% 4	4,270 100.0% 7	2,334 100.0% 3	3,615 100.0% 5

上段：1 バース 250m に要する金額(百万円) 中段：各費用が全体に占める割合 下段：各費用の順位
※金額の根拠は付録 4 参照

LCC の推移は他のケースと比べてほぼ横ばいとなった。

② Case2(維持管理レベル I, 普通鉄筋+埋設型枠)

Case1 と同様、対策工費および運用費が不要であり、点検診断費のみ必要である。しかし、点検診断費が全体に占める割合が 5%程度であるため、LCC の推移は他のケースと

比べてほぼ横ばいとなった。

③ Case3(維持管理レベル I, 普通鉄筋+電気防食)

建設後 20, 40, 60 年目に電気防食装置等の更新を実施するため、対策費により LCC が増加することが分かる。本検討で選定したチタンリボンメッシュ工法の場合、設計供用

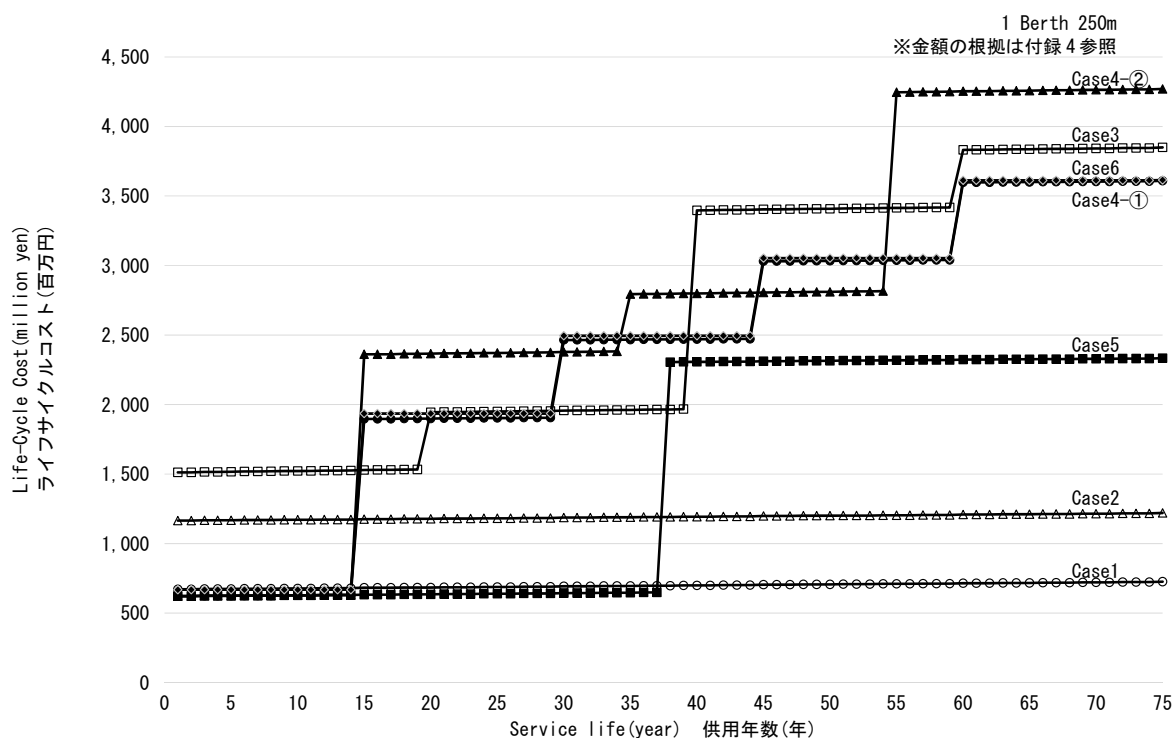


図 5.2 75 年間の年数経過における栈橋上部工のライフサイクルコストの推移

期間中 3 回は対策工を実施することとなる。1 回あたりの対策工費用は高額ではあるが、20 年に 1 回の対策工であることから、その頻度を考慮すれば、対策の実施による施設の利用への影響は、他のケースと比べて小さいと考えられる。

④ Case4-①(維持管理レベル II, 普通鉄筋, 断面修復+表面塗装)

建設後 15, 30, 45, 60 年目に対策工を実施するため LCC の増加が見られた。建設後 15 年目は、断面修復および表面塗装による対策であり、それ以降は表面塗装の再補修である。このため、建設後 15 年目の対策工費用は高額であるが、設計供用期間中 4 回に分けて対策を行うため、対策工費が分散されているといえる。

⑤ Case4-②(維持管理レベル II, 普通鉄筋, 断面修復+電気防食)

今回のシナリオ中、LCC が最も高額となった。建設後 15, 35, 55 年目に対策工を実施するため LCC の増加が見受けられた。建設後 15 年目は電気防食の適用およびそれに伴う断面修復による対策であり、それ以降の対策は Case3 と同様に電気防食装置等の更新である。Case4-①と比べて LCC の全体額は大きいですが、対策の規模と頻度を考慮すれば、対策の実施による施設の利用への影響は他のケースと比べて小さいと考えられる。

⑥ Case5(維持管理レベル II, 普通鉄筋, 打替え)

建設後 38 年目に対策工を実施するため、LCC の増加が見られた。対策工の実施回数が 1 回であるため費用が集中することとなった。しかし、対策工の回数が 1 回のみであるため、対策の実施による施設の利用への影響は小さいと考えられる。

⑦ Case6(維持管理レベル II, 普通鉄筋+点検歩廊, 断面修復+表面塗装)

Case4-①と同一時期に同一の対策工を実施するため、対策工に関する特徴は同じである。しかし、点検歩廊を活用することで早期に劣化を確認でき、早期に対策を行える可能性がある。一般に、劣化・変状がより軽微な段階で対策を施せば、高度な技術を要することなく対策費用をより安価に抑えることができるとされていることから、点検診断結果に応じたシナリオ修正により、LCC を縮減できる可能性がある。

6. まとめ

本検討では、栈橋上部工を対象として 6 ケースの維持管理シナリオを設定し、LCC の観点からの各ケースの優位性を検討した。

本検討で設定した維持管理シナリオの場合、維持管理レベル I であれば Case1 のエポキシ樹脂塗装鉄筋、維持管理レベル II であれば Case5 の打替えの LCC が最も低くなった。

しかし、本検討は、決してエポキシ樹脂塗装鉄筋や打替え以外の工法を否定するものではない。本検討では、ある一定の条件の下に維持管理シナリオや各種費用を設定しており、ここで示した LCC 算定結果は本検討で設定した条件下においてのみ成立する。例えば、施工中にエポキシ樹脂が損傷し期待される耐久性が得られなくなるリスクを避けるため、埋設型枠が採用された例もある⁴⁾。また、電気防食は、鋼材腐食の発生を確実に防止できる工法であり、その効果を長期間維持させることも可能である⁹⁾。以上のように、実際に栈橋上部工の維持管理シナリオを検討するにあたっては、各ケースで設定した工法の技術的難易度や実施に要する期間、部材の設計供用期間を越えての利用の検討が可能である等、各々の特徴を踏まえる必要がある。また、LCC の観点に加えて、想定される対策工法の特徴や施工性、施設の利用への影響、周辺環境に与える影響なども考慮しながら、下部工および附帯設備等の維持管理シナリオを踏まえつつ、構造物全体としてシナリオを設定することが重要である。

7. あとがき

平成26年6月27日に、技術基準の部分改訂がなされ、設計における維持への配慮に関する記述の充実、ならびにコンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策が追記された。これらを技術的に補完するための資料とすべく、ライフサイクルマネジメント支援センターホームページでは、「設計における施工及び維持への配慮」に関する事例、ならびに「コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策(案)」について最新の情報を提供している^{14) 15)}。本検討ならびにホームページでの最新情報が、今後の港湾施設の戦略的な維持管理の実現の一助となれば幸いである。

(2014年8月8日受付)

参考文献

- 1) 国土交通省:維持管理等に関する現状把握, 第1回「港湾施設の維持管理等に関する検討会」, 資料2-1, pp11, 2012
- 2) 国土交通省:国土交通白書2014, 2015
- 3) 国土交通省:予防保全計画について, 第4回「港湾施設の維持管理等に関する検討会」, 資料2-⑥, 2013
- 4) 岩波光保, 加藤絵万, 川端雄一郎:維持管理を考慮した栈橋の設計手法の提案, 港湾空港技術研究所資料, No.1268, 2013
- 5) 財団法人沿岸技術研究センター:港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版), 2007
- 6) 国土交通省:港湾の施設の点検診断ガイドライン, 第1部 総論, 2014
- 7) 国土交通省港湾局:今後の港湾施設の維持管理等の課題に対する対応方針, 2014
- 8) 国土交通省港湾局監修:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 2007
- 9) 社団法人土木学会:電気化学的防食工法設計施工指針(案), コンクリートライブラリーNo.107, 2001
- 10) 横田弘, 山内浩, 加藤絵万, 岩波光保:既存栈橋のライフサイクルシナリオに関する検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1114, 2005
- 11) 古玉悟, 田辺俊郎, 横田弘, 浜田秀則, 岩波光保, 日比智也:栈橋の維持補修マネジメントシステムの開発, 港湾技研資料, No.1001, 2001
- 12) 国土交通省港湾局監修:港湾の施設の維持管理技術マニュアル, 財団法人沿岸技術研究センター, 2007
- 13) 社団法人土木学会:コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[栈橋上部工編], 土木学会コンクリートライブラリーNo.116, pp10, 2005
- 14) 独立行政法人港湾空港技術研究所(2014):「設計における施工及び維持への配慮」に関する事例, <http://www.pari.go.jp/unit/lcm/sekkeijirei.html>
- 15) 独立行政法人港湾空港技術研究所(2014):コンクリート構造部材の耐久性を向上させる方策(案), <http://www.pari.go.jp/unit/lcm/concrete.html>

付録

- 付録1 栈橋上部工の細部設計
- 付録2 塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認
- 付録3 工事数量の算定
- 付録4 ライフサイクルコスト(LCC)の算定
- 付録5 維持管理に配慮した設計・施工事例に関するアンケート調査

付録1 棧橋上部工の細部設計

1. 設計条件

1.1 準拠基準

- ・「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(平成19年7月):日本港湾協会(以下、「技術基準」という)
- ・「コンクリート標準示方書 設計編」(2012年):土木学会(以下、「示方書」という)
- ・「港湾構造物設計事例集」(平成19年3月):沿岸開発技術研究センター(以下、「設計事例集」という)
- ・「土木学会コンクリート標準示方書に基づく設計計算例[棧橋上部工] 2001年制定コンクリート標準示方書[維持管理編]に基づくコンクリート構造物の維持管理事例集(案)」:土木学会(以下、「棧橋維持管理事例集」という)

1.2 自然条件

(1) 潮位

H.W.L. +2.36m

L.W.L. ±0.00m

(2) 照査用震度(レベル1地震動)

$K_{hk}=0.18$ (特性値)

1.3 材料条件

(1) コンクリート

設計基準強度 $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

設計圧縮強度 $f_{cd}=30 / 1.3 = 23.1\text{N/mm}^2$

ヤング係数 $E_c=28\text{kN/mm}^2$

(2) 鉄筋

異形棒鋼 SD345

設計引張降伏強度 $f_{yd}=345\text{N/mm}^2$

ヤング係数 $E_s=200\text{kN/mm}^2$

1.4 荷重条件

(1) 固定荷重

無筋コンクリート 22.6kN/m³

鉄筋コンクリート 24.0kN/m³

舗装コンクリート 24.0kN/m³ (床版と一体施工のため、鉄筋コンクリートと同値とする)

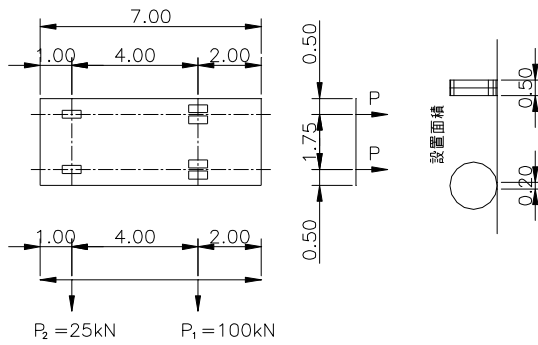
(2) 上載荷重

永続時, 接岸時, 牽引時 20.0kN/m³

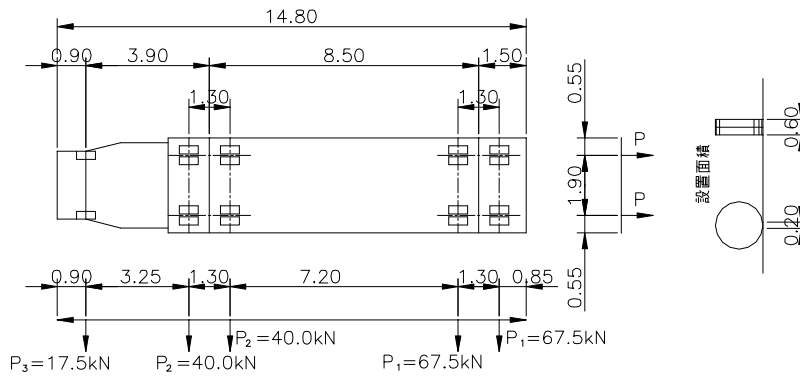
L1地震時 10.0kN/m³

(3) 移動荷重

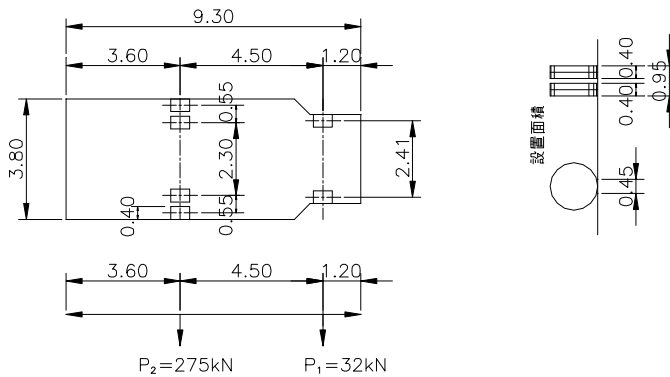
①トラック荷重(T-250)



②トレーラー荷重(465kN/台)



③フォークリフト荷重(613kN/台)



フォークリフト自重	381 kN
定格荷重	232 kN
全重量	613 kN

(4) 船舶接岸力

防舷材反力 $R = 1100\text{kN/基}$

栈橋 1 スパンあたりに 3 基設置, 栈橋 1 スパン(5 列(ラーメン))で分担することとする.

1 列(ラーメン)当り $Hk = 660.0\text{kN/列}$

(5) 船舶牽引力

係船柱に作用する牽引力 $P = 700\text{kN/基}$

栈橋 1 スパンあたりに 1 基設置, 栈橋 1 スパン(5 列(ラーメン))で分担することとする.

1 列(ラーメン)当り $Tk = 140.0\text{kN/列}$

1.5 安全係数

部材の性能照査に用いる部分係数は、「技術基準 P.490」より、以下のとおりとする。

表 1.1 部分係数一覧

部分係数		限界状態			
		終局限界	使用限界	疲労限界	
材料係数	γ_m	コンクリート	1.3	1.0	1.3
		鉄筋及び PC 鋼材	1.0	1.0	1.05
		上記以外の鋼材	1.05	1.00	1.05
荷重係数	γ_f	永続作用	1.0 ~ 1.1 (0.9 ~ 1.0)	1.0	1.0
		変動作用			
		波 力	1.2	1.0	1.0
		波力以外の作用	1.0 ~ 1.2 (0.8 ~ 1.0)	1.0	1.0
		偶発作用	1.0	---	---
		施工時の作用	1.0	---	---
構造解析係数	γ_a	1.0	1.0	1.0	
部材係数	γ_b	1.1 ~ 1.3	1.0	1.0	
構造物係数	γ_i	1.0 ~ 1.2	1.0	1.0	

注 1) 表中()内は、作用を小さく考えた方が危険となる場合に適用する。

注 2) 終局限界状態検討時の部材係数は、以下の値を用いるものとする。

- ・ 曲げ及び軸方向耐力を算定する場合：1.1
- ・ 軸圧縮耐力の上限値を算定する場合：1.3
- ・ コンクリートのせん断耐力分担分を算定する場合：1.3
- ・ せん断補強筋のせん断耐力分担分を算定する場合：1.1

注 3) 終局限界状態検討時の構造物係数は、以下の値を用いるものとする。

構造種別		永続状態	変動状態	偶発状態
栈橋上部工	スラブ	1.2	1.2	1.0
	梁	1.1	1.1	1.0

1.6 配筋

(1) 使用鉄筋長

12.0m 以下とする。

(2) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりについては、「技術基準 P.490」より以下のとおりとする。

表 1.2 かぶりの標準値

環境区分	かぶり (mm)	摘 要
特に厳しい腐食性環境	70	海水に直接接する部分 海水で洗われる部分 厳しい潮風を受ける部分
一般の環境	50	上記以外の部分

(3) 鉄筋の継手及び加工

鉄筋の継手は、重ね継手を用いるものとし、重ね合せ長は基本定着長を基本とする。原則として 3 ランク以上差がある鉄筋を継がないものとし、継手位置は一ヶ所に集中しないようにする。継ぎ位置は反曲点付近(スパンの 2 割程度)とし、鉛直方向の鉄筋については、コンクリートの打継目で継手長分以上ずらす交互配筋とする。

軸方向鉄筋に重ね継手を用いる場合には、以下の規定に従わなければならない。

(i) 配置する鉄筋量が、計算上必要な鉄筋量の 2 倍以上ある。

(ii) 同一断面での継手の割合が 1/2 以下である。

- ① 上記(i), (ii)を両方満足する場合→基本定着長を, $1.0 Ld$ 以上とする。
- ② 上記(i), (ii)を片方が満足されない場合→基本定着長を, $1.3 Ld$ 以上とする。
- ③ 上記(i), (ii)を両方が満足されない場合→基本定着長を, $1.7 Ld$ 以上とする。

「示方書 P.347」

a) 継手長

重ね合せ長は基本定着長 l_d を基本とし、「示方書 P.333」より、式(1.1)を用いて算出する。

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4 \times f_{bod}} \times \varphi \quad (1.1)$$

ここに、 φ : 主鉄筋の直径

f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度(345N/mm²)

f_{bod} : コンクリートの設計付着強度で、以下の式により算出する。

$$f_{bod} = f_{bok} / \gamma_c (=1.3)$$

ただし、 $f_{bod} \leq 3.2 \text{ N/mm}^2$

α : 1.0($kc \leq 1.0$ の場合)

0.9($1.0 < kc \leq 1.5$ の場合)

0.8($1.5 < kc \leq 2.0$ の場合)

0.7($2.0 < kc \leq 2.5$ の場合)

0.6($2.5 < kc$ の場合)

kc : $C/\varphi + 15At/S\varphi$

C : 鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうち小さい方

At : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

S : 横方向鉄筋の中心間隔

上記に従い算出した各鉄筋の定着長を、以下に示す。なお、定着長は 20φ 以上とし、基本定着長を切り上げし、5cm 単位とする。

※エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合

エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合の重ね継手長は、「コンクリートライブラリー112 エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針【改訂版】H15.11 土木学会」より、コンクリートの付着強度を無塗装鉄筋の85%として算出する。

表 1.3 継手長一覧表(無塗装鉄筋の場合)

鉄筋間隔 (mm)	鉄筋径 (mm)	鉄筋の純かぶり (cm)							備 考
		5	6	7	8	9	10	11	
200~400	D13	350	350	350	350	350	350	350	
	D16	400	400	400	400	400	400	400	
	D19	500	500	500	500	500	500	500	
	D22	650	550	550	550	550	550	550	
	D25	850	750	650	650	650	650	650	
100	D13	350	350	350	350	350	350	350	
	D16	400	400	400	400	400	400	400	
	D19	550	550	550	550	550	550	550	
	D22	750	750	750	750	750	750	750	
	D25	950	950	950	950	950	950	950	

表 1.4 継手長一覧表(エポキシ樹脂塗装鉄筋の場合)

鉄筋間隔 (mm)	鉄筋径 (mm)	鉄筋の純かぶり (cm)							備 考
		5	6	7	8	9	10	11	
200~400	D13	400	400	400	400	400	400	400	
	D16	500	500	500	500	500	500	500	
	D19	550	550	550	550	550	550	550	
	D22	750	650	650	650	650	650	650	
	D25	1,000	900	750	750	750	750	750	
100	D13	400	400	400	400	400	400	400	
	D16	500	500	500	500	500	500	500	
	D19	650	650	650	650	650	650	650	
	D22	900	900	900	900	900	900	900	
	D25	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100	

b) 鉄筋の定着

鉄筋はその強度を十分に発揮させるため、鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう、コンクリート中に確実に定着する。なお、鉄筋端部の定着は以下のいずれかの方法による。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> (i) コンクリート中に埋め込み、鉄筋とコンクリートとの付着力により定着する。 (ii) コンクリート中に埋め込み、標準フックを付けて定着する。 (iii) 定着具を取り付けて、機械的に定着する。 |
|--|

「示方書 P.330」

c) 標準フック

標準フックとして、半円形フック、直角フックあるいは鋭角フックを用いるものとし、その形状は「示方書 P.331, 332」より、以下のとおりとする。

- (i) 半円形フックは、鉄筋の端部を半円形に 180°折り曲げ、半円形の端から鉄筋直径の 4 倍以上で 60mm 以上まっすぐ延ばしたものとする。
- (ii) 鋭角フックは、鉄筋の端部を 135°折り曲げ、折り曲げてから鉄筋直径の 6 倍以上で 60mm 以上まっすぐ延ばしたものとする。
- (iii) 直角フックは、鉄筋の端部を 90°折り曲げ、折り曲げてから鉄筋直径の 12 倍以上まっすぐ延ばしたものとする。

表 1.5 フックの曲げ内半径

種 類		曲げ内半径(r)	
		軸方向鉄筋	スターラップ及び帯鉄筋
普通丸鋼	SR235	2.0 φ	1.0 φ
	SR295	2.5 φ	2.0 φ
異形棒鋼	SD295	2.5 φ	2.0 φ
	SD345	2.5 φ	2.0 φ
	SD390	3.0 φ	2.5 φ
	SD490	3.5 φ	3.0 φ

上記の規定に従い、各鉄筋の直角フックは以下のとおり設定する。

呼 径	L (mm)
D13	200
D16	240
D19	290
D22	330
D25	380

d)隅角部の曲げ形状

隅角部鉄筋の曲げ内半径は「示方書 P.367」より 10φ 以上とし、使用最大径に合わせるものとする。

2. 設計方針

2.1 照査の流れ

通常岸壁の栈橋上部工の性能照査の流れを以下の図に示す。なお、梁上にクレーンの載荷がないため、疲労限界状態の検討は行わないものとする。

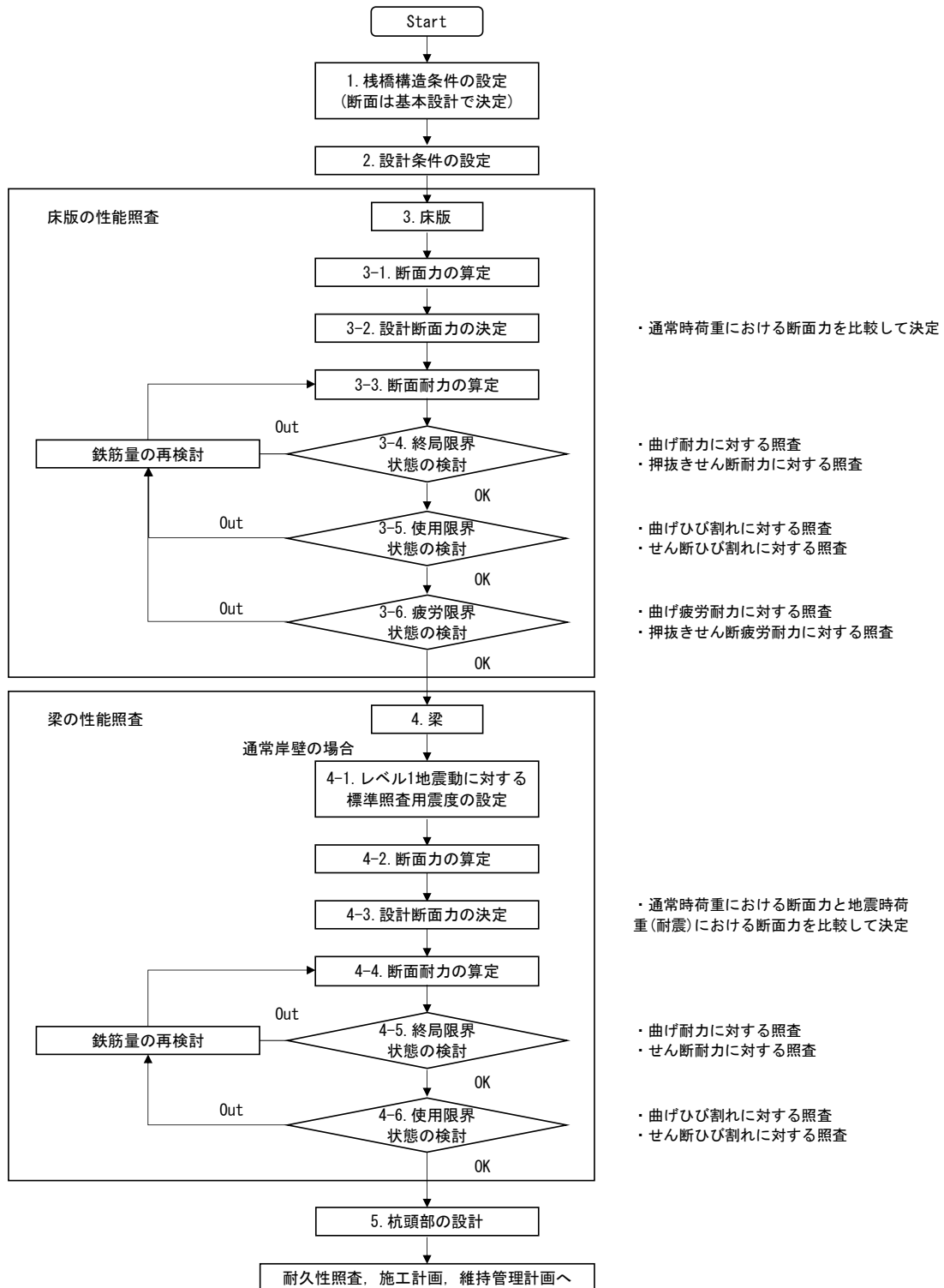


図 2.1 栈橋上部工の照査の流れ

2.2 構造概要

(1) 床版

床版については、下図に示すS1～S4について四辺固定版として断面力を算出する。なお、S1'及びS2'はそれぞれS1及びS2に準じるものとする。

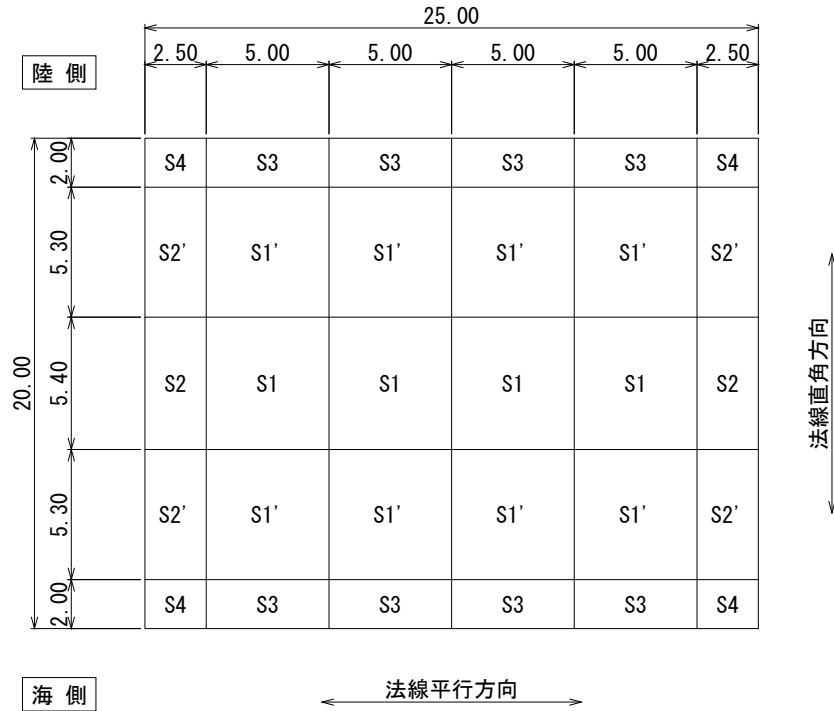


図 2.2 床版形状図

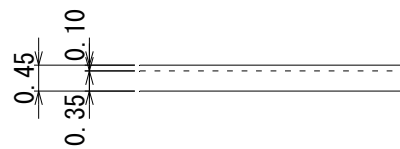


図 2.3 床版及び舗装断面図

表 2.1 各床版の寸法

床版名	lx(m)	ly(m)	厚さ(m)
S1	5.00	5.40	0.35
S2	5.00	2.00	0.35
S3	2.50	5.40	0.35
S4	2.50	2.00	0.35

(2) 梁

主梁については、杭を支点とする連続梁として断面力を算出する。また、小梁については、主梁に支持された連続梁として同様に断面力を算出する。

なお、法線平行・直角方向主梁については、中央部で断面力を算出し端部は同一配筋とする。

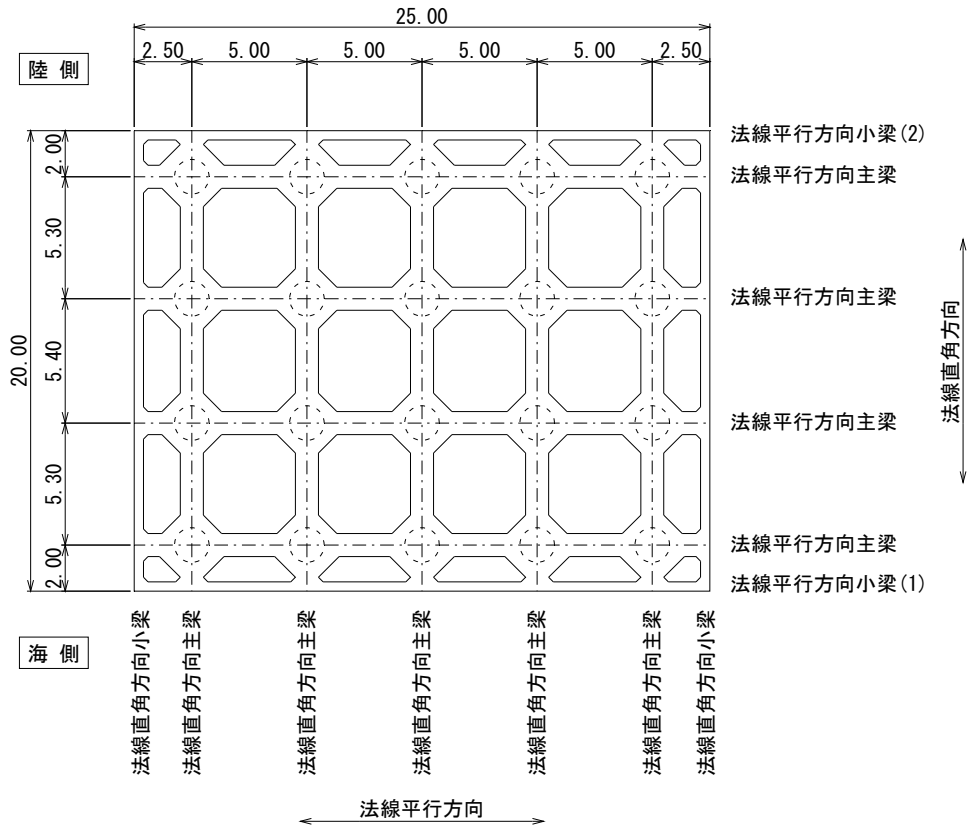


図 2.4 梁形状図

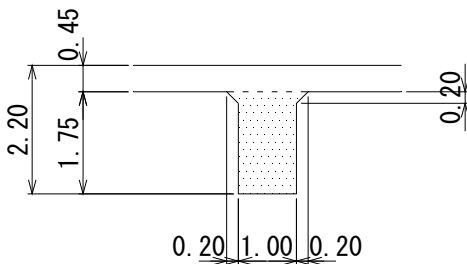


図 2.5 法線平行・直角方向主梁

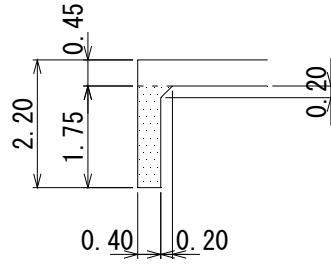


図 2.6 法線平行方向小梁(1)断面

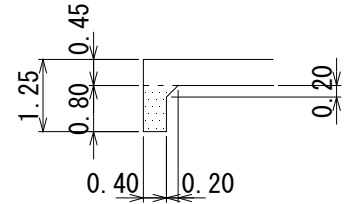


図 2.7 法線平行方向小梁(2)・
法線直角方向小梁断面図

2.3 荷重の組合せと荷重係数の標準値

表 2.2 各設計外力に対する荷重係数と外力の組合せ

部材	限界状態種別	作用の組合せ	備考
梁	終局限界	$1.1 [0.9]D + 1.2 [0.8]S$	
		$1.1 [0.9]D + 1.2 [0.8]M$	
		$1.1 [0.9]D + 1.2 [0.8]S + 1.2 [0.8]Hb$	
		$1.1 [0.9]D + 1.0S + 1.0EQ$	
		$1.1 [0.9]D + 1.0M + 1.0EQ$	
	使用限界	$1.0D + 0.5S$	
		$1.0D + 0.5M$	
		$1.0D + 0.5S + 0.5Hb$	
		$1.0D + 0.5S + 1.0EQ$	
		$1.0D + 0.5M + 1.0EQ$	
床版	終局限界	$1.1 [0.9]D + 1.2 [0.8]S$	
		$1.1 [0.9]D + 1.2 [0.8]M$	
	使用限界	$1.0D + 0.5S$	
		$1.0D + 0.5M$	

※1.表中の[] 内の数値は、その作用を小さく考えた方の影響が大きくなる場合に用いる荷重係数である。

※2. D : 自重(永続荷重) S : 上載荷重(変動荷重) M : 車両荷重(変動荷重)

Hb : 船舶接岸力, 牽引力 EQ : 地震の影響(レベル 1)

※3.使用限界状態において、変動荷重(上載荷重, 移動荷重)に乗じる 0.5 は、永久荷重によるひび割れ幅が鋼材の腐食に及ぼす影響度を考慮するための常数(k_f)である。

2.4 各部材の検討ケース

(1) 栈橋上部工に作用する荷重一覧

表 2.3 作用荷重一覧表

項 目		記 号	
固定荷重		A	
上載荷重	永続時	B	
	地震時	C	
車両荷重		D	
杭頭モーメント	地震時	固定荷重	E
		固定荷重+上載荷重	F
	船舶牽引力		G
	船舶接岸力		H

(2) 各部材の検討ケース

表 2.4 床版の検討ケース一覧

検討ケース		1	2
限界状態		終局 使用	終局 使用
固定荷重	A	○	○
上載荷重	永続時 B	○	
車両荷重	D		○

表 2.5 法線平行方向主梁の検討ケース一覧

検討ケース		1	2	3	4
限界状態		終局 使用	終局 使用	終局 使用	終局 使用
固定荷重	A	○	○	○	○
上載荷重	永続時 B	○			
	地震時 C				○
車両荷重	D		○	○	
杭頭モーメント	地震時	固定荷重 E		○	
		固定荷重+上載荷重 F			○

表 2.6 法線直角方向主梁の検討ケース一覧

検討ケース			1	2	3	4	5
限界状態			終局 使用	終局 使用	終局 使用	終局 使用	終局 使用
固定荷重			A	○	○	○	○
上載荷重	永続時		B	○			
	地震時		C				○
車両荷重			D			○	○
杭頭モーメント	地震時	固定荷重	E				○
		固定荷重+上載荷重	F				○
	船舶牽引力		G	○			
	船舶接岸力		H		○		

表 2.7 法線平行方向小梁(1), (2)・法線直角方向小梁の検討ケース一覧

検討ケース			1	2	
限界状態			終局 使用	終局 使用	
固定荷重			A	○	○
上載荷重	永続時		B	○	
車両荷重			D		○

②せん断耐力の照査

せん断力に対する検討は、せん断耐力の設計用値(V_{yd})がせん断力の設計用値(V_d)以上であることを確かめることにより行う。

$$\frac{\gamma_i V_d}{V_{yd}} \leq 1.0 \quad (2.4)$$

γ_i : 構造物係数 スラブ 1.2 (永続状態, 変動状態)

梁 1.1 (永続状態, 変動状態)

V_{yd} : 設計せん断耐力で, $V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ とする。

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{cd} は、「示方書 P.180」より式(2.5)を用いて算出する。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot bw \cdot d / \gamma_b \quad (2.5)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100 / d} \quad (\beta_d > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 P_w} \quad (\beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする})$$

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad (\beta_n > 2.0 \text{ の場合は } 2.0 \text{ とする})$$

$$= 1 + 2 M_o / M_d \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad (\beta_n < 0 \text{ の場合は } 0 \text{ とする})$$

ここに, V_{cd} : コンクリートのせん断耐力の設計用値 (kN)

N'_d : 設計軸方向圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_o : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント

bw : 腹部の幅

d : 有効高さ

P_w : 軸方向引張鉄筋断面積の腹部断面積に対する比率

$$As / (bw \times d)$$

As : 引張側鋼材の断面積

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数

コンクリートのせん断耐力分担分を算定する場合 (1.3)

腹部コンクリートのせん断に対する設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} は, 式(2.6)により算定する。

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{wcd} \leq 7.8 \text{ N/mm}^2 \quad (2.6)$$

③せん断補強筋の検討

コンクリートのせん断耐力(V_{cd})がせん断力の設計用値(V_d)を上回らない場合は、せん断補強筋の検討を行うものとし、鉄筋が受け持つせん断耐力(V_{sd})は式(2.7)により算定する。

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S \} \times Z / \gamma_b \quad (2.7)$$

ここに、 V_{sd} ：鉄筋の設計せん断耐力 (kN)

A_w ：区間 S におけるせん断補強筋の総断面積 (mm²)

f_{wyd} ：せん断補強筋の設計降伏強度 (N/mm²)

α_s ：せん断補強筋が部材軸となす角度

S ：せん断補強筋の配置間隔で、 $1/2 \times (1 + \cot \theta)$ 以下とする

Z ：全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

$$Z = d / 1.15$$

(2) 使用限界状態に対する照査

使用限界状態に対する検討は、一般の港湾施設の構造部材においては、ひび割れ幅を指標として行うものとする。

① 曲げひび割れに対する照査

曲げひび割れに対する照査は、式(2.8)により行うものとする。

$$w \leq w_{lim} \tag{2.8}$$

ここに、 w ：ひび割れ幅 (mm)

w_{lim} ：ひび割れ幅の限界値 (mm)

1) ひび割れ幅の算出

ひび割れ幅 w は、式(2.9)により算出する。

$$w = 1.1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{4C + 0.7(C\phi - \phi)\} [\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd}] \tag{2.9}$$

ここに、 w ：ひび割れ幅

k_1 ：鉄筋の付着性状を表す定数 (異形鉄筋 1.0)

k_2 ：コンクリートの品質を表す定数

$$k_2 = 0.7 + 15 / (f'_c + 20)$$

k_3 ：引張鋼材の段数を表す定数

$$k_3 = 5(n+2) / (7n+8)$$

C ：鉄筋のかぶり

$C\phi$ ：鉄筋の中心間隔

ϕ ：引張鉄筋径で最小鉄筋の公称径とする

E_s ：鉄筋のヤング係数 (200kN/mm²)

ε'_{csd} ：コンクリートの乾燥吸収及びクリープによるひび割れを考慮するための数値 (150×10⁻⁶)

σ_{se} ：鉄筋の増加引張応力度 (N/mm²)

2) ひび割れ幅の限界値

ひび割れ幅の限界値は、「技術基準 P.485」に基づいて、下表のとおりとする。

表 2.8 曲げひび割れ幅の限界値 w_s

環境区分	異形棒鋼・普通丸鋼	PC 鋼材
特に厳しい腐食性環境	0.0035C	-----
腐食性環境	0.0040C	-----
その他の環境	0.0050C	0.0040C

※ C = 100mm 以下の場合に適用

3) 鉄筋の増加引張応力度の算定

鉄筋の増加引張応力度 σ_{se} は、断面が弾性範囲にあるものとして、式(2.10)により算定する。

$$\sigma_{se} = \frac{Ms}{As \times j \times d} \quad (2.10)$$

ここに、 Ms : 使用時設計曲げモーメント (kNm)

$$j = 1 - k / 3$$

k : 中立軸比

$$k = \{2np + (np)^2\}^{0.5} - np$$

p : 鉄筋比 $p = As / (bw \cdot d)$

$$n = Es / Ec = 200 / 28 = 7.1$$

②せん断ひび割れの照査

せん断力を受ける部材で、設計せん断力 V_d がコンクリートのせん断耐力 V_{cd} の 70% より小さい場合、せん断ひび割れの検討は行わなくてもよい。ただし、この場合の部材係数 γ_b は、一般に 1.0 とする。

せん断力 V_d がコンクリートのせん断耐力 V_{cd} の 70% より大きい場合には、せん断補強鉄筋の応力度が下表に示す鉄筋応力度の増加量(σ_{sp})の制限値より小さいことを確認し、詳細な検討は省略する。

なお、スターラップの応力度は式(2.11)によって求める。

$$\sigma_{wpd} = \frac{(V_{pd} + V_{rd} - k_2 \times V_{cd}) \times S}{A_w \times Z \times (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \times \frac{V_{pd} + V_{cd}}{V_{pd} + V_{rd} + V_{cd}} \quad (2.11)$$

ここに、 σ_{wpd} : 永久荷重作用時におけるせん断補強鉄筋の応力度 (N/mm²)

V_{pd} : 永久荷重作用時における設計せん断力 (N)

V_{rd} : 設計変動せん断力 (N)

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断力 (N) この場合、 $\gamma_b = 1.0$, $\gamma_c = 1.0$

A_w : 1組のせん断補強鉄筋の断面積

S : せん断補強鉄筋の間隔

Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離($d / 1.15$)

d : 部材の有効高さ (mm)

α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

k_2 : 変動荷重の頻度の影響を考慮するための係数で、一般に 0.5 とする。

ただし、重力式岸壁などで疲労の影響を検討する必要のない部材に対しては $k_2 = 1.0$ とする。

表 2.9 鉄筋応力度増加量の制限値

鋼材の種類	鉄筋応力度増加量の制限値 (N/cm ²)		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋	120	100	80
普通丸鋼	100	80	60

付録2 塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認

2.1 耐久性照査の対象ケース

維持管理シナリオのうち、以下の4つについて塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認した。

- ・ Case1 エポキシ樹脂塗装鉄筋
- ・ Case2 埋設型枠
- ・ Case3 電気防食
- ・ Case4～6 普通鉄筋

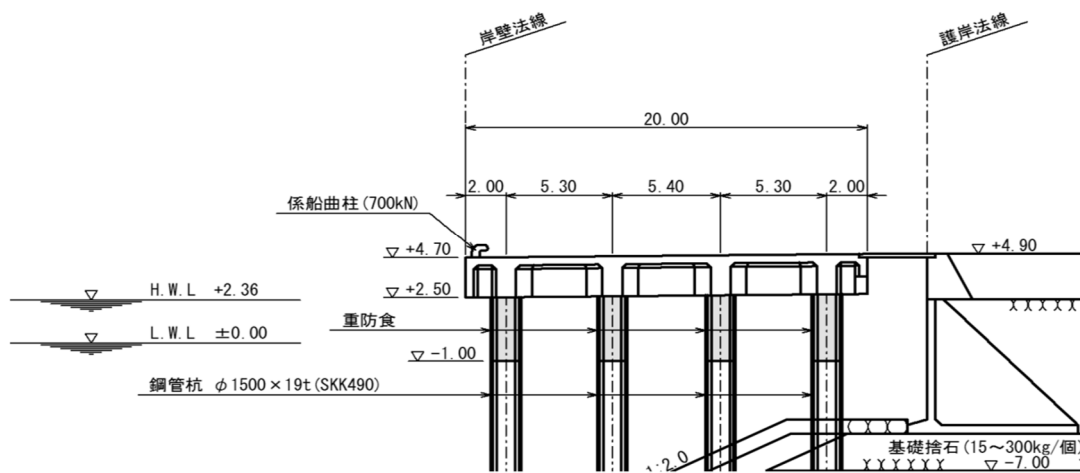


図 2.1 耐久性照査断面

2.2 エポキシ樹脂塗装鉄筋 (Case1)

(1) 概要

エポキシ樹脂塗装鉄筋は土木学会「エポキシ樹脂塗装鉄筋用塗料の品質規格(JSCE-E104-2003)」「エポキシ樹脂塗装鉄筋補修用塗料の品質規格(JSCE-E105-2003)」を満たす塗料を鉄筋に塗布することで塩害に対する耐久性を向上させた材料として用いられる。

エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合について、梁部に対して Fick の拡散方程式により下側鉄筋位置における塩化物イオン量の確認を行った。エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた場合の考え方は「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版], 土木学会コンクリートライブラリーNo.112, 2003」(以下, エポ指針)に準拠して行うものとする。

(2) 確認方法

栈橋上部工(梁)の下側鉄筋について塩化物イオンの侵入によるコンクリート中の鉄筋腐食の発生の確認を行う。エポキシ樹脂塗膜で覆われた素地鋼材表面における塩化物イオン濃度の設計値 C_d の鉄筋腐食発生限界濃度 C_{lim} に対する比に構造物係数 γ_i を乗じた値が, 1.0 以下であることを式(2.1)により確認を行うこととする。なお, 本研究では構造物係数を 1.0 とする。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} \leq 1.0 \quad (2.1)$$

鉄筋に位置による塩化物のイオン濃度の設計用値 C_d はエポ指針に示されている式(2.2)より算出する。また、表面塩化物イオン濃度 C_0 、塩化物イオンに対する拡散係数 D_d は技術基準に示されている式(2.3)および(2.4)より算出する。なお、練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン量は 0 であると仮定する。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{c}{\sqrt{D_d}} + \frac{C_{ep}}{\sqrt{D_{epd}}} \right) \right) \right) \quad (2.2)$$

ここに、

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(kg/m³)

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数。

一般に 1.3 としてよい。

C_0 : 表面塩化物イオン量(kg/m³)。栈橋のコンクリート上部工で海水面(H.W.L)と部材下面の距離が 0~2.0m 程度の場合は、式(2.3)に基づいて定めることができる。また、 C_0 は 6.0kg/m³ を下回らないものとする。

$$C_0 = -6.0x + 15.1 \quad (2.3)$$

x : 海水面(H.W.L)から部材下面までの距離(m)

erf : 誤差関数

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(設計供用年数)(年)。

一般に、式(2.2)で評価する鋼材位置における塩化物イオン濃度に対しては、耐用年数 100 年を上限とする。

c : かぶりの期待値(mm)。一般に、設計かぶりとしてよい。

D_d : 塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数(cm²/年)。式(2.4)により求めることができる。

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (2.4)$$

γ_c : コンクリートの材料係数。一般に 1.0 としてよい。

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値(cm²/y)。式(2.5)により求めることができる。

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (2.5)$$

γ_p : D_p の精度に関する安全係数で、一般に 1.0 としてよい。

α : 換算係数で、高炉セメントやシリカフェームを使用する場合は一般に 1.0 としてよい。

D_p : コンクリートの拡散係数の予測値(cm²/y)。式(2.6)により求めることができる。

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (2.6)$$

(高炉セメントやシリカフェームを使用する場合)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比。式(2.7)により求めることができる。

$$w/l = 3 \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (2.7)$$

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量(N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値.

一般の場合, 150×10^{-6} 程度としてよい.

w : ひび割れ幅(mm)

w_a : ひび割れ幅の限界値(mm)

D_o : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数.

一般に $200 \text{ cm}^2/\text{y}$ としてよい.

C_{ep} : エポキシ樹脂塗装の厚さの期待値(mm). 一般に, JSCE-E102 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」において規定する塗膜厚の中心値としてよい.

D_{epd} : エポキシ樹脂塗装内への塩化物イオンの侵入を拡散現象にみなした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値($\text{cm}^2/\text{年}$). JDCE-E102 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」を満たす範囲内でエポキシ樹脂塗装鉄筋の品質のばらつきと長期における品質安定性の不確定要因を考慮して定めるものとする. JSCE-E102 の品質規格を満足するエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用し, 設計供用期間中特に対策を講じることなく所要の耐久性を保持する構造物の設計を行う場合には, $2.0 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{年}$ としてよい.

以上の式に基づいた確認の過程を次ページに示す.

(3) 確認結果

確認結果を表 2.1 に示す. その結果, エポキシ樹脂塗装鉄筋にて製作した上部工(梁)は設計供用期間中(75 年)に鉄筋腐食発生限界濃度(=2.0kg/m³)を超過しないことが判明したため, 定期点検診断を適切に実施することで更新等の必要は無いものとする. また, 床版の鉄筋腐食の確認については, 省略している. 床版と梁の設計かぶりは同一であり, 床版より海水面に近い梁の下側鉄筋の照査結果が設計供用期間の 75 年間経過しても鉄筋腐食発生限界濃度に達しなかったためである.

【エポキシ樹脂塗装鉄筋(Case1)】

① 表面塩化物イオン量(C_o)の算定

海水面 (H. W. L) からはり下端 (D. L. +2.50m) までの距離 x は,

$$x = (2.50 - 2.36) = 0.14 \text{ m}$$

$$\therefore C_o = -6.0 \times 0.14 + 15.1 = 14.26 \text{ kg/m}^3$$

② 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d) の算定

塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d 算定における条件は以下のとおりである.

・ コンクリートの材料係数 ; $\gamma_c = 1.0$

・ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ; D_k

$$\log D_p = -3.0 \times (0.5)^2 + 5.4 \times 0.5 - 2.2 = -0.250 \quad \therefore D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

$$\therefore D_k = \gamma_p \times \alpha \times D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

・ 換算係数 ; $\alpha = 1.0$

・ D_p の精度に関する安全係数 ; $\gamma_p = 1.0$

・ 水セメント比 ; $W/C = 50\%$

・ コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 ; $D_0 = 200 \text{ cm}^2/\text{y}$

・ ひび割れ幅 ; 上部工細部設計より最も厳しい条件を採用する. $w = 0.312 \text{ mm}$

・ ひび割れ幅の制限値 ; 上部工細部設計における条件より抜粋. $w_a = 0.315 \text{ mm}$

・ 鉄筋応力度の増加量 ; 採用したひび割れ幅に対応する応力度を抜粋. $\sigma_{se} = 0.106 \text{ N/mm}^2$

・ 鉄筋のヤング係数 ; $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

・ コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 ;

$$\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$$

・ ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 ;

$$w/l = 3(\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csa}) = 3 \times \{ 0.11 / (2.0 \times 10^5) + 150 \times 10^{-6} \} \\ = 4.52 \times 10^{-4}$$

◆ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d)

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0$$

$$= 1.0 \times 0.562 + 4.52 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.312}{0.315} \right)^2 \times 200 = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$$

③ エポキシ樹脂塗装鉄筋の条件

エポキシ樹脂塗装鉄筋に関する条件は以下のとおりである.

・ エポキシ樹脂塗膜の厚さの期待値. 一般にJSCE-E102「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」において規定する塗膜厚の中心値としてよい. ; $c_{ep} = 220 \mu\text{m} = 0.22 \text{ mm}$

・ エポキシ樹脂塗装内への塩化物イオンの侵入を拡散現象と見なした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値. ; $D_{epd} = 2.0 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{y}$

④ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 (C_d)

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 C_d 算定における条件は以下のとおりである.

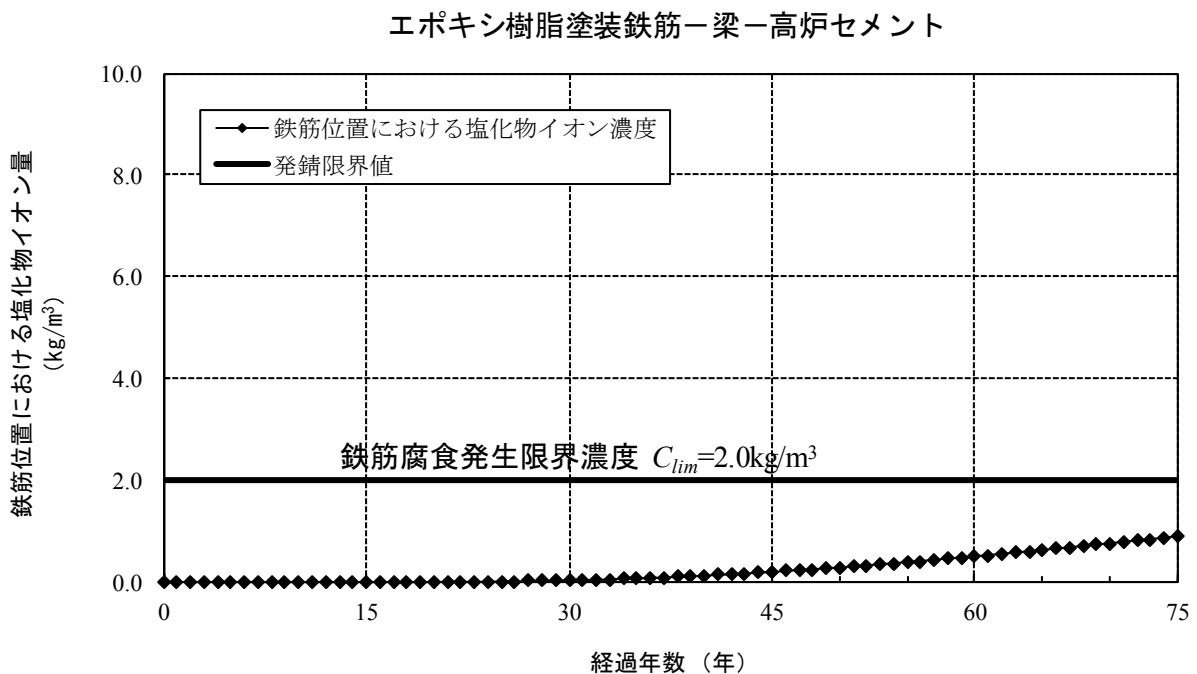
- ・ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計位置 C_d のばらつきを考慮した安全係数 ; $\gamma_{cl} = 1.3$
- ・ コンクリート表面における塩化物イオン濃度 ; $C_o = 14.26 \text{ kg/m}^3$
- ・ かぶりの期待値 ; $c = 70 \text{ mm}$
- ・ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 ; $D_d = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$

$$C_d = \gamma_{cl} C_o \left[1 - \text{erf} \left\{ \frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{c_d}{\sqrt{D_d}} + \frac{c_{ep}}{\sqrt{D_{epd}}} \right) \right\} \right]$$

$$= 1.3 \times 14.26 \left[1 - \text{erf} \left\{ \frac{0.1}{2 \times \sqrt{t}} \left(\frac{70}{\sqrt{0.651}} + \frac{0.22}{\sqrt{(2.00 \times 10^{-6})}} \right) \right\} \right]$$

上式を用いて算定した塩化物イオン濃度と経過年数との関係は、下表および下図に示すとおりである。

経過年数	15	30	45	60	75
C_d (kg/m ³)	1.79E-04	3.26E-02	1.97E-01	5.00E-01	8.87E-01



構造物係数 $\gamma_i=1.0$, 鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=2.0\text{kg/m}^3$ とすると, 設計供用期間中には鉄筋の腐食が開始される濃度を超過しないこととなる。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} = 1.0 \times 0.89 / 2.0 = 0.44 < 1.0 \quad (75\text{年後})$$

表 2.1 エポキシ樹脂塗装鉄筋 (Case1) の確認結果

Case		1
材質		エポキシ樹脂
部位		梁
設計値	セメント種類	高炉セメント
	水セメント比 W/C	0.50
	コンクリートの拡散係数の予測値 (cm^2/y) D_p	0.562
	D_p の精度に関する安全係数 γ_p	1.0
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm^2/y) D_k	0.562
	コンクリートの材料係数 γ_c	1.0
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 (cm^2/y) D_0	200
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 w/l	4.52E-04
	ひび割れ幅の限界値(mm) wa	0.315
	ひび割れ幅(mm) w	0.312
	塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数 (cm^2/y) D_d	0.651
	かぶりの期待値(mm) c	70
	表面塩化物イオン量(kg/m^3) C_0	14.26
	塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(設計供用年数)(y) t	75
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数 γ_{cl}	1.3
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(kg/m^3) C_d	8.87E-01
限界値	鉄筋腐食発生限界濃度(kg/m^3) C_{lim}	2.0
照査	γ_i	1.0
	$\gamma_i C_d / C_{lim}$	0.44
	判定	OK

2.3 埋設型枠 (Case2)

(1) 概要

埋設型枠は硬化体組織が極めて緻密なプレキャスト型枠であり、コンクリート外部からの劣化因子(塩化物イオン等)の浸透を抑制することができる。本検討では、栈橋上部工において施工実績のある「超高強度繊維補強コンクリート製高耐久性薄肉埋設型枠」を対象として検討を行う。なお、超高強度繊維補強コンクリート製高耐久性薄肉埋設型枠は現場打ちコンクリートと一体化し、鉄筋のかぶりとして考慮することができる。

埋設型枠を用いた場合について、梁部に対して Fick の拡散方程式により鉄筋位置における塩化物イオン量の確認を行った。埋設型枠を用いた場合の考え方は「技術基準」および「栈橋維持管理事例集」に準拠して行うものとする。

(2) 確認方法

栈橋上部工(梁)の下側鉄筋について検討を行う。

①塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する確認は、一般に、式(2.8)により行うことができる。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} \leq 1.0 \quad (2.8)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数、本研究では 1.0 とする

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値(kg/m³)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度(kg/m³)

鉄筋に位置による塩化物のイオン濃度の設計用値 C_d は栈橋維持管理事例集に示されている式(2.9)より算出する。また、表面塩化物イオン濃度 C_0 、塩化物イオンに対する拡散係数 D_d は技術基準に示されている式(2.10)および(2.11)より算出する。なお、練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン量は 0 であると仮定する。

$$C_d = \gamma_{cl} C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{c}{\sqrt{D_d}} + \frac{C_{ep}}{\sqrt{D_{epd}}} \right) \right) \right) \quad (2.9)$$

ここに、

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(kg/m³)

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数。

一般に 1.3 としてよい。

C_0 : 表面塩化物イオン量(kg/m³)。栈橋のコンクリート上部工で海水面(H.W.L)と部材下面の距離が 0~2.0m 程度の場合は、式(2.10)に基づいて定めることができる。また、 C_0 は 6.0kg/m³ を下回らないものとする。

$$C_0 = -6.0x + 15.1 \quad (2.10)$$

x : 海水面(H.W.L)から部材下面までの距離(m)

erf : 誤差関数

t : 塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(設計供用年数)(年)。

一般に、式(2.10)で評価する鋼材位置における塩化物イオン濃度に対しては、耐用年数 100 年を上限とする。

c : かぶりの期待値(mm). 一般に, 設計かぶりとしてよい.

D_d : 塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$). 式(2.11)により求めることができる.

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (2.11)$$

γ_c : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい.

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値(cm^2/y). 式(2.12)により求めることができる.

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (2.12)$$

γ_p : D_p の精度に関する安全係数で, 一般に 1.0 としてよい.

α : 換算係数で, 高炉セメントやシリカフェームを使用する場合は一般に 1.0 としてよい.

D_p : コンクリートの拡散係数の予測値(cm^2/y). 式(2.13)により求めることができる.

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (2.13)$$

(高炉セメントやシリカフェームを使用する場合)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比. 式(2.14)により求めることができる.

$$w/l = 3 \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (2.14)$$

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量(N/mm^2)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm^2)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値.

一般の場合, 150×10^{-6} 程度としてよい.

w : ひび割れ幅(mm)

w_a : ひび割れ幅の限界値(mm)

D_o : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数.

一般に $200 \text{ cm}^2/\text{y}$ としてよい.

C_F : 埋設型枠の厚さの期待値(mm).

D_{Fd} : 埋設型枠内への塩化物イオンの侵入を拡散現象と見なした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値($\text{cm}^2/\text{年}$). 「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」(土木学会コンクリートライブラリーNo.113, 2004)の参考資料 6 より $0.0019 \text{ cm}^2/\text{年}$ とする.

以上の式に基づいた確認の過程を次ページに示す.

(3) 確認結果

確認結果を表 2.2 に示す. その結果, 高耐久埋設型枠にて製作した上部工(梁)は設計供用期間中(75年)に鉄筋腐食発生限界濃度(=2.0 kg/m^3)を超過しないことが判明したため, 定期点検診断を適切に実施することで更新等の必要は無いもの

とする。また、床版の鉄筋腐食の照査については、省略している。床版と梁の設計かぶりは同一であり、床版より海水面に近い梁の下側鉄筋の照査結果が設計供用期間の 75 年間経過しても鉄筋腐食発生限界濃度に達しなかったためである。

【埋設型枠 (Case2)】

① 表面塩化物イオン量 (C_o) の算定

海水面 (H. W. L) からはり下端 (D. L. +2.50m) までの距離 x は,

$$x = (2.50 - 2.36) = 0.14 \text{ m}$$

$$\therefore C_o = -6.0 \times 0.14 + 15.1 = 14.26 \text{ kg/m}^3$$

② 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d) の算定

塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d 算定における条件は以下のとおりである.

・ コンクリートの材料係数 ; $\gamma_c = 1.0$

・ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ; D_k

$$\log D_p = -3.0 \times (0.5)^2 + 5.4 \times 0.5 - 2.2 = -0.250 \quad \therefore D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

$$\therefore D_k = \gamma_p \times \alpha \times D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

・ 換算係数 ; $\alpha = 1.0$

・ D_p の精度に関する安全係数 ; $\gamma_p = 1.0$

・ 水セメント比 ; $W/C = 50\%$

・ コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 ; $D_0 = 200 \text{ cm}^2/\text{y}$

・ ひび割れ幅 ; 上部工細部設計より最も厳しい条件を採用する. $w = 0.312 \text{ mm}$

・ ひび割れ幅の制限値 ; 上部工細部設計における条件より抜粋. $w_a = 0.315 \text{ mm}$

・ 鉄筋応力度の増加量 ; 採用したひび割れ幅に対応する応力度を抜粋. $\sigma_{se} = 0.106 \text{ N/mm}^2$

・ 鉄筋のヤング係数 ; $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

・ コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 ;

$$\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$$

・ ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 ;

$$w/l = 3(\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) = 3 \times \{ 0.11 / (2.0 \times 10^5) + 150 \times 10^{-6} \} \\ = 4.52 \times 10^{-4}$$

◆ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d)

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0$$

$$= 1.0 \times 0.562 + 4.52 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.312}{0.315} \right)^2 \times 200 = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$$

③ 埋設型枠 (超高強度繊維補強コンクリート) の条件

埋設型枠に関する条件は以下のとおりである.

・ 埋設型枠の厚さの期待値. ; $c_F = 25.0 \text{ mm}$

・ 埋設型枠内への塩化物イオンの侵入を拡散現象と見なした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値. ; $D_{Fd} = 0.0019 \text{ cm}^2/\text{y}$

④ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 (C_d)

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 C_d 算定における条件は以下のとおりである.

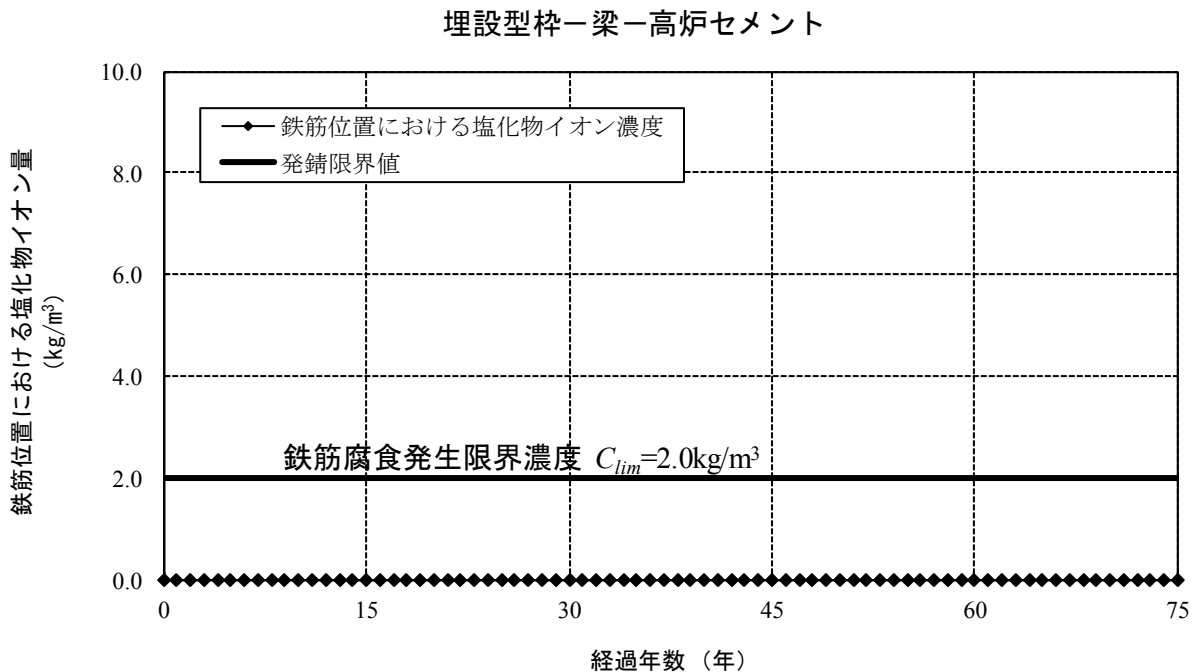
- ・ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計位置 C_d のばらつきを考慮した安全係数 ; $\gamma_{cl} = 1.3$
- ・ コンクリート表面における塩化物イオン濃度 ; $C_o = 14.26 \text{ kg/m}^3$
- ・ かぶりの期待値 ; $c = 70 \text{ mm} - c_F = 45.0 \text{ mm}$
- ・ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 ; $D_d = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$

$$C_d = \gamma_{cl} C_o \left[1 - \operatorname{erf} \left\{ \frac{0.1}{2\sqrt{t}} \left(\frac{c_d}{\sqrt{D_d}} + \frac{c_F}{\sqrt{D_{Fd}}} \right) \right\} \right]$$

$$= 1.3 \times 14.26 \left[1 - \operatorname{erf} \left\{ \frac{0.1}{2 \times \sqrt{t}} \left(\frac{45}{\sqrt{0.651}} + \frac{25}{\sqrt{0.0019}} \right) \right\} \right]$$

上式を用いて算定した塩化物イオン濃度と経過年数との関係は、下表および下図に示すとおりである.

経過年数	15	30	45	60	75
C_d (kg/m ³)	0.00E+00	8.23E-15	6.08E-10	1.71E-07	5.14E-06



構造物係数 $\gamma_i=1.0$ ，鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=2.0\text{kg/m}^3$ とすると，設計供用期間中には鉄筋の腐食が開始される濃度を超過しないこととなる.

$$\gamma_i C_d / C_{lim} = 1.0 \times 0.00 / 2.0 = 0.00 < 1.0 \quad (75\text{年後})$$

表 2.2 埋設型枠 (Case2) の確認結果

Case		2	
材質		埋設型枠	
部位		梁	
設計値	セメント種類	高炉セメント	
	水セメント比 W/C	0.50	
	コンクリートの拡散係数の予測値 (cm^2/y) D_p	0.562	
	D_p の精度に関する安全係数 γ_p	1.0	
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm^2/y) D_k	0.562	
	コンクリートの材料係数 γ_c	1.0	
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 (cm^2/y) D_0	200	
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 w/l	4.52E-04	
	ひび割れ幅の限界値(mm) wa	0.315	
	ひび割れ幅(mm) w	0.312	
	塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数(cm^2/y) D_d	0.651	
	埋設型枠の厚さの期待値(mm) c_F	25	
	埋設型枠内への塩化物イオンの侵入を拡散現象と見なした場合の塩化物イオンに対する見掛けの拡散係数の設計用値(cm^2/y) D_{Fd}	0.0019	
	かぶりの期待値(mm) c	45	
	表面塩化物イオン量(kg/m^3) C_0	14.26	
	塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(設計供用年数)(y) t	75	
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数 γ_{cl}	1.3	
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(kg/m^3) C_d	5.14E-06	
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度(kg/m^3) C_{lim}	2.0
	照査	γ_i	1.0
$\gamma_i C_d / C_{lim}$		0.00	
判定		OK	

2.4 電気防食 (Case3)

(1) 概要

鉄筋表面の不動態被膜が破壊されると、不動態被膜破壊部と健全部との間に電位差を生じ、鉄筋が腐食する。電気防食工法はコンクリートを介して防食電流を流すことで電位差を無くし、鉄筋の腐食を抑える工法である。本検討では、電気防食工法を採用した場合には鉄筋位置における塩化物イオン量の多少にかかわらず、鉄筋は腐食しないものと考えることから、確認は実施しない。

なお、電気防食工法には電気を流す方法、陽極材の材料や形状によりいくつかの工法がある。本検討では外部電源方式のチタンリボンメッシュ方式とした。

また、電気防食のシステムや配線等には寿命があり、それぞれの材料について寿命に達する時期に更新することで、鉄筋の腐食を抑えることが可能となる

- ① 設置後 40 年目：電極寿命のため全システムの更新が必要。
- ② 設置後 20 年目：電気設備(端子、照合電極、配線配管、直流電源装置)の更新が必要。

さらに、他のケースと同様に定期点検診断を適切に実施する。

2.5 普通鉄筋 (Case4~6)

(1)概要

普通鉄筋は工事において最も多く使用されている材料であるが、鉄筋表面の不動態被膜が破壊されると、不動態被膜破壊部と健全部との間に電位差を生じ、鉄筋が腐食する。

普通鉄筋を用いた場合について、梁および床版に対して Fick の拡散方程式により下側鉄筋位置における塩化物イオン量の確認を行った。

(2) 確認方法

①塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食に関する照査は、一般に、式(2.15)により行うことができる。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} \leq 1.0 \quad (2.15)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数、本研究では 1.0 とする

C_d : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値(kg/m³)

C_{lim} : 鉄筋腐食発生限界濃度(kg/m³)

②栈橋上部工の梁および床版の下側鉄筋について検討を行う。鉄筋の位置による塩化物のイオン濃度の設計用値 C_d 、表面塩化物イオン濃度 C_o 、塩化物イオンに対する拡散係数 D_d は技術基準に示されている式(2.16)より算出する。なお、練混ぜ時にコンクリート中に含まれる塩化物イオン量は 0 であると仮定する。

$$C_d = \gamma_{cl} C_o \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right) \quad (2.16)$$

ここに、

γ_{cl} : 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 C_d のばらつきを考慮した部分係数で、一般に 1.0 とすることができる。

C_o : コンクリート表面における塩化物イオン濃度(kg/m³)

c : かぶりの設計値(mm)

D_d : 塩化物イオンに対する設計拡散係数(cm²/y)

t : 設計供用期間(年)

$$\operatorname{erf} : \text{誤差関数} \left(\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta \right)$$

③栈橋のコンクリート上部工で海水面(H.W.L.)と部材下面の距離が 0~2.0m 程度の場合には、式(2.17)に基づいて定めることもできる。

$$C_o = -6.0x + 15.1 \quad (2.17)$$

ここに、

C_o : 表面塩化物イオン量(kg/m³)で 6.0 kg/m³を下回らないものとする

x : 海水面(H.W.L.)から部材下面までの距離(m)

④塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d は、式(2.18)により求めることができる。

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_o \quad (2.18)$$

ここに、

γ_c : コンクリートの材料係数. 一般に 1.0 としてよい.

D_k : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値(cm^2/y)

D_o : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数. 一般に $200 \text{ cm}^2/\text{y}$ としてよい.

w : ひび割れ幅(mm)

w_a : ひび割れ幅の限界値(mm)

w/l : ひび割れ幅とひび割れ間隔の比

$$w/l = 3 (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd})$$

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量(N/mm^2)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm^2)

ϵ'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値.

⑤コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 D_k は、式(2.19)を用いて定めることができる。

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (2.19)$$

高炉セメントやシリカフェームを使用する場合

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (2.20)$$

ここに、

α : 換算係数で、高炉セメントやシリカフェームを使用する場合は一般に 1.0 としてよい.

γ_p : D_p の精度に関する安全係数で、一般に 1.0 としてよい.

D_p : コンクリートの拡散係数の予測値(cm^2/y)

以上の式に基づいた確認の過程を次ページに示す.

(3) 確認結果

確認結果を表 2.3 に示す. その結果, 供用開始時期から 15 年後には梁部の鉄筋位置で鉄筋腐食発生限界濃度(= $2.0 \text{ kg}/\text{m}^3$) を超過する結果となった. また, 床版において鉄筋位置で塩化物イオン量が鉄筋腐食発生限界濃度を超過するのは 44 年目となる. そのため, 維持管理シナリオで設定した各ケースの対策工法を実施して対策を講じることとする.

【普通鉄筋 (Case4~6) (梁)】

① 表面塩化物イオン量 (C_o) の算定

海水面 (H. W. L) から梁下端 (D. L. +2.50m) までの距離 x は,

$$x = (2.50 - 2.36) = 0.14 \text{ m}$$

$$\therefore C_o = -6.0 \times 0.14 + 15.1 = 14.26 \text{ kg/m}^3$$

② 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d) の算定

塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d 算定における条件は以下のとおりである.

・ コンクリートの材料係数 ; $\gamma_c = 1.0$

・ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ; D_k

$$\log D_p = -3.0 \times (0.5)^2 + 5.4 \times 0.5 - 2.2 = -0.250 \quad \therefore D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

$$\therefore D_k = \gamma_p \times \alpha \times D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

・ 換算係数 ; $\alpha = 1.0$

・ D_p の精度に関する安全係数 ; $\gamma_p = 1.0$

・ 水セメント比 ; $W/C = 50\%$

・ コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 ; $D_0 = 200 \text{ cm}^2/\text{y}$

・ ひび割れ幅 ; 上部工細部設計より最も厳しい条件を採用する. $w = 0.312 \text{ mm}$

・ ひび割れ幅の制限値 ; 上部工細部設計における条件より抜粋. $w_a = 0.315 \text{ mm}$

・ 鉄筋応力度の増加量 ; 採用したひび割れ幅に対応する応力度を抜粋. $\sigma_{se} = 0.106 \text{ N/mm}^2$

・ 鉄筋のヤング係数 ; $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

・ コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 ;

$$\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$$

・ ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 ;

$$\begin{aligned} w/l &= 3(\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) = 3 \times \{ 0.11 / (2.0 \times 10^5) + 150 \times 10^{-6} \} \\ &= 4.52 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

◆ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d)

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_0$$

$$= 1.0 \times 0.562 + 4.52 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.312}{0.315} \right)^2 \times 200 = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$$

③ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 (C_d)

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 C_d 算定における条件は以下のとおりである。

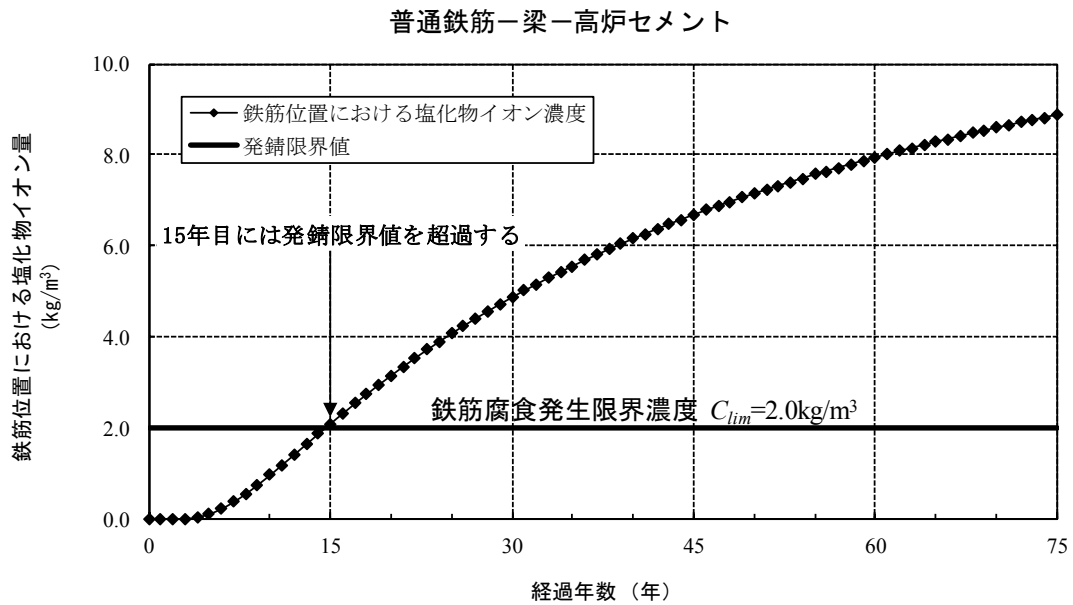
- ・ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計位置 C_d のばらつきを考慮した安全係数 ; $\gamma_{cd} = 1.3$
- ・ コンクリート表面における塩化物イオン濃度 ; $C_o = 14.26 \text{ kg/m}^3$
- ・ かぶりの期待値 ; $c = 70 \text{ mm}$
- ・ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 ; $D_d = 0.651 \text{ cm}^2/\text{y}$

$$C_d = \gamma_{cd} C_o \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right\}$$

$$= 1.3 \times 14.26 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 70}{2 \times \sqrt{0.651 \times t}} \right) \right\}$$

上式を用いて算定した塩化物イオン濃度と経過年数との関係は、下表および下図に示すとおりである。

経過年数	10	15	30	45	60	75
$C_d \text{ (kg/m}^3\text{)}$	0.97	2.10	4.87	6.68	7.94	8.87



構造物係数 $\gamma_i=1.0$ 、鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=2.0\text{kg/m}^3$ とすると、15年経過時には鉄筋の腐食が開始される濃度を超過していることとなる。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} = 1.0 \times 8.87 / 2.0 = 4.44 > 1.0 \quad (75\text{年後})$$

【普通鉄筋(Case4~6) (床版)】

① 表面塩化物イオン量 (C_o) の算定

梁下端 (D.L. +2.50m) から床版下面までの高さは1.75mより、海水面 (H.W.L) から床版下面までの距離 x は、

$$x = 1.75 + (2.50 - 2.36) = 1.89 \text{ m}$$

$$\therefore C_o = -6.0 \times 1.89 + 15.1 = 3.76 \text{ kg/m}^3$$

② 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d) の算定

塩化物イオンに対する設計拡散係数 D_d 算定における条件は以下のとおりである。

・ コンクリートの材料係数 ; $\gamma_c = 1.0$

・ コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 ; D_k

$$\log D_p = -3.0 \times (0.5)^2 + 5.4 \times 0.5 - 2.2 = -0.250 \quad \therefore D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

$$\therefore D_k = \gamma_p \times \alpha \times D_p = 0.562 \text{ cm}^2/\text{y}$$

・ 換算係数 ; $\alpha = 1.0$

・ D_p の精度に関する安全係数 ; $\gamma_p = 1.0$

・ 水セメント比 ; $W/C = 50\%$

・ コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 ; $D_o = 200 \text{ cm}^2/\text{y}$

・ ひび割れ幅 ; 上部工細部設計より最も厳しい条件を採用する。 $w = 0.227 \text{ mm}$

・ ひび割れ幅の制限値 ; 上部工細部設計における条件より抜粋。 $w_a = 0.245 \text{ mm}$

・ 鉄筋応力度の増加量 ; 採用したひび割れ幅に対応する応力度を抜粋。 $\sigma_{se} = 70.22 \text{ N/mm}^2$

・ 鉄筋のヤング係数 ; $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

・ コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 ;

$$\varepsilon'_{csd} = 150 \times 10^{-6}$$

・ ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 ;

$$\begin{aligned} w/l &= 3(\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) = 3 \times \{ 70.22 / (2.0 \times 10^5) + 150 \times 10^{-6} \} \\ &= 1.50 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

◆ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 (D_d)

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{w}{l} \right) \left(\frac{w}{w_a} \right)^2 D_o$$

$$= 1.0 \times 0.562 + 1.50 \times 10^{-3} \times \left(\frac{0.227}{0.245} \right)^2 \times 200 = 0.820 \text{ cm}^2/\text{y}$$

③ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 (C_d)

鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計用値 C_d 算定における条件は以下のとおりである。

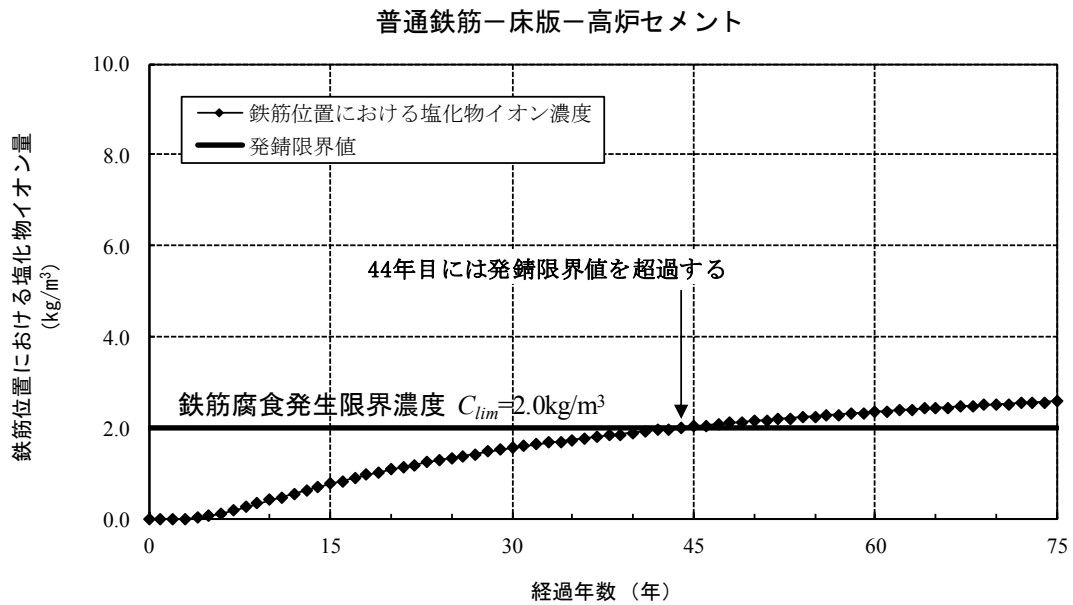
- ・ 鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計位置 C_d のばらつきを考慮した安全係数 ; $\gamma_{cl} = 1.3$
- ・ コンクリート表面における塩化物イオン濃度 ; $C_o = 3.76 \text{ kg/m}^3$
- ・ かぶりの期待値 ; $c = 70 \text{ mm}$
- ・ 塩化物イオンに対する設計拡散係数 ; $D_d = 0.820 \text{ cm}^2/\text{y}$

$$C_d = \gamma_{cl} C_o \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}} \right) \right\}$$

$$= 1.3 \times 3.76 \times \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 70}{2 \times \sqrt{0.820 \times t}} \right) \right\}$$

上式を用いて算定した塩化物イオン濃度と経過年数との関係は、下表および下図に示すとおりである。

経過年数	15	30	44	45	60	75
C_d (kg/m^3)	0.77	1.56	2.00	2.03	2.35	2.58



構造物係数 $\gamma_i=1.0$ 、鉄筋腐食発生限界濃度 $C_{lim}=2.0\text{kg/m}^3$ とすると、44年経過時には鉄筋の腐食が開始される濃度を超過していることとなる。

$$\gamma_i C_d / C_{lim} = 1.0 \times 2.58 / 2.0 = 1.29 > 1.0 \quad (75\text{年後})$$

表 2.3 普通鉄筋 (Case4~6) の確認結果

Case		4~6	
材質		普通鉄筋	
部位		梁	床版
設計値	セメント種類	高炉セメント	
	水セメント比 W/C	0.50	0.50
	コンクリートの拡散係数の予測値 (cm^2/y) D_p	0.562	0.562
	D_p の精度に関する安全係数 γ_p	1.0	1.0
	コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm^2/y) D_k	0.562	0.562
	コンクリートの材料係数 γ_c	1.0	1.0
	コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 (cm^2/y) D_0	200	200
	ひび割れ幅とひび割れ間隔の比 w/l	4.52E-04	1.50E-03
	ひび割れ幅の限界値(mm) wa	0.315	0.245
	ひび割れ幅(mm) w	0.312	0.227
	塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数(cm^2/y) D_d	0.651	0.820
	かぶりの期待値(mm) c	70	70
	表面塩化物イオン量(kg/m^3) C_0	14.26	3.76
	塩化物イオンの侵入に対する耐用年数(設計供用年数)(y) t	75	75
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値 C_d のばらつきを考慮した安全係数 γ_{cl}	1.3	1.3
	鉄筋位置における塩化物イオン濃度の設計値(kg/m^3) C_d	8.87E+00	2.58E+00
	限界値	鉄筋腐食発生限界濃度(kg/m^3) C_{lim}	2.0
照査	γ_i	1.0	1.0
	$\gamma_i C_d / C_{lim}$	4.44	1.29
	判定	NG (対策が必要)	NG (対策が必要)

2.6 対策工

維持管理シナリオで設定した各ケースの対策工法を実施して、要求性能を満たすように対策を講じることとする。

各ケースの対策工法は次のとおりである。

(1) Case4-①【断面修復+表面塗装】

- ・断面修復を行う部材は梁部のみを対象(床版部の供用15年目の塩化物イオン量は 0.8kg/m^3 程度であるため)とする。
- ・鉄筋位置に鉄筋腐食発生限界濃度を超える塩化物イオンが残留していると補修効果が得られない可能性があるため、断面修復範囲は主鉄筋の裏側+20mm程度までとする。
- ・断面修復後、外部からの劣化因子の侵入を防ぐ目的で表面塗装を施す。表面塗装材は15年で材料劣化による寿命に達するため、更新を行う。
- ・適切な補修、点検診断を行うことで1回目の補修(供用15年目)以降は鉄筋位置における塩化物イオン量は鉄筋腐食発生限界濃度に達しないものと考え、断面修復は15年目のみとする。

(2) Case4-②【断面修復+電気防食】

- ・断面修復を行う部材は梁部のみを対象(床版部の供用15年目の塩化物イオン量は 0.8kg/m^3 程度であるため)とする。
- ・内在塩分量が多く残っていても電気防食により電位が安定するため鉄筋腐食の可能性は小さいため、断面修復範囲は浮きやひび割れなどの変状が考えられる範囲のみの主鉄筋のかぶりコンクリートまでとする。
- ・断面修復とあわせて、鉄筋が腐食しないように鉄筋間の電位を安定させる目的で電気防食を施す。電気防食の更新時期は前出と同じである。
- ・適切な補修、点検診断を行うことで1回目の補修(供用15年目)以降は鉄筋位置での電位は安定するものと考え、断面修復は15年目のみとする。

(3) Case5【打替え】

供用開始時期から15年後には梁部の鉄筋位置で鉄筋腐食発生限界濃度(2.0kg/m^3)を超過する結果となった。この時点より鉄筋腐食が開始するため鉄筋の断面減少が開始するものとする。この時、劣化状態は加速期から劣化期へ推移していることとなり、その際の鉄筋は初鉄筋断面に対し5%減少すると仮定し、この時期に打替えを実施することとした。鉄筋が腐食を開始してから鉄筋断面が5%減少するまでの期間を式(2.21)により算定する。

$$t = \frac{1}{0.15} \times \log_e \left[\frac{X_{critical}}{(3.8 \times 10^{-3} / \phi)} \right] \quad (2.21)$$

ここで、 t ：鉄筋の体積減少率が $X_{critical}$ に達するまでの期間(年)

$X_{critical}$ ：体積減少率

ϕ ：鉄筋径(cm)

検討の結果、鉄筋の体積減少率が5%に達するまでの期間は19(D13)~23(D25)年後となった。鉄筋が腐食を開始するまでの期間を考慮して、体積減少率が5%に達する供用後38年目(15年+23年)に打替えを行うこととする。

打替えに当たっては、旧栈橋上部工を撤去することとなる。そのため、床版はコンクリートカッターにより切断・撤去、梁は杭頭部付近をワイヤーソーにより切断・撤去、そして杭頭部は手ばつりにて陸上部より撤去する。撤去完了後、

初期建設と同じ設計条件にて栈橋上部工を整備する。

(4) Case6 【普通鉄筋+点検歩廊】

- ・補修シナリオは Case4-①【断面修復+表面塗装】と同じとする。

付録3 工事数量の算定

3.1 初期建設にかかる数量

(1) 栈橋上部工建設にかかる数量

細部設計に基づき、栈橋上部工建設にかかる数量を算定した。算定結果を表3.1に示す。また、図面を図3.1~3.11に示す。なお、各ケースで異なる数量については、次項に示す。

表 3.1 数量算定結果(初期建設)

工 種	細 別	規 格 ・ 形 状 等	単 位	数 量		備 考	
				普通鉄筋	エポキシ 樹脂塗装		
栈橋上部工							
	コンクリート打設	$f'_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	m ³	625	625		
	型 枠		m ²	1,101	1,101		
	鉄 筋	SD345	D25	kg	2,472	2,472	
			D22	〃	6,431	6,514	
			D19	〃	12,611	12,760	
			D16	〃	11,131	11,157	
			D13	〃	13,941	14,009	
		合 計	〃	46,586	46,912		
	現場溶接	フレア溶接	m	144	144	鉄筋とプレート	
鉄筋定着用 プレート	SM490	t = 9mm	kg	3,445	3,445		
	現場溶接	隅肉溶接	m	92	92	プレートと杭	
支 保 工			m ²	500	500		

※数量は1スパン当たり

(2)Case2【埋設型枠】の数量

埋設型枠における初期建設にかかる数量は、以下の設定条件をもとに数量計算結果から算出する。

【設定条件】

- ・埋設型枠の厚さをかぶりに考慮できることより、鉄筋量は Case3~6(普通鉄筋)と同じとする。
- ・型枠は全て厚さ 25mm の埋設型枠を設置する。
- ・コンクリート量は Case3~6 で採用したコンクリート量から埋設型枠厚さ分を差し引いた量とする。

◆ 数量(1 スパン当り)

$$\text{埋設型枠面積} = 1,101(\text{m}^2)$$

$$\text{コンクリート量} = 625 \text{ m}^3 - 0.025\text{m} \times 1,101 \text{ m}^2 = 597(\text{m}^3)$$

(3)Case3【電気防食】の数量

電気防食の設置箇所は、護岸と接する側および隣接する栈橋上部工と接する側の小梁の面積等を除いた部分とする。また、電気防食のシステムや配線等には寿命があるため、それぞれの材料について寿命に達する時期に更新する。

- ① 設置後 40 年目：電極寿命のため全システムの更新が必要。(設計供用期間中に更新 1 回)
- ② 設置後 20 年目：電気設備(端子, 照合電極, 配線配管, 直流電源装置)の更新が必要。(設計供用期間中に更新 2 回)

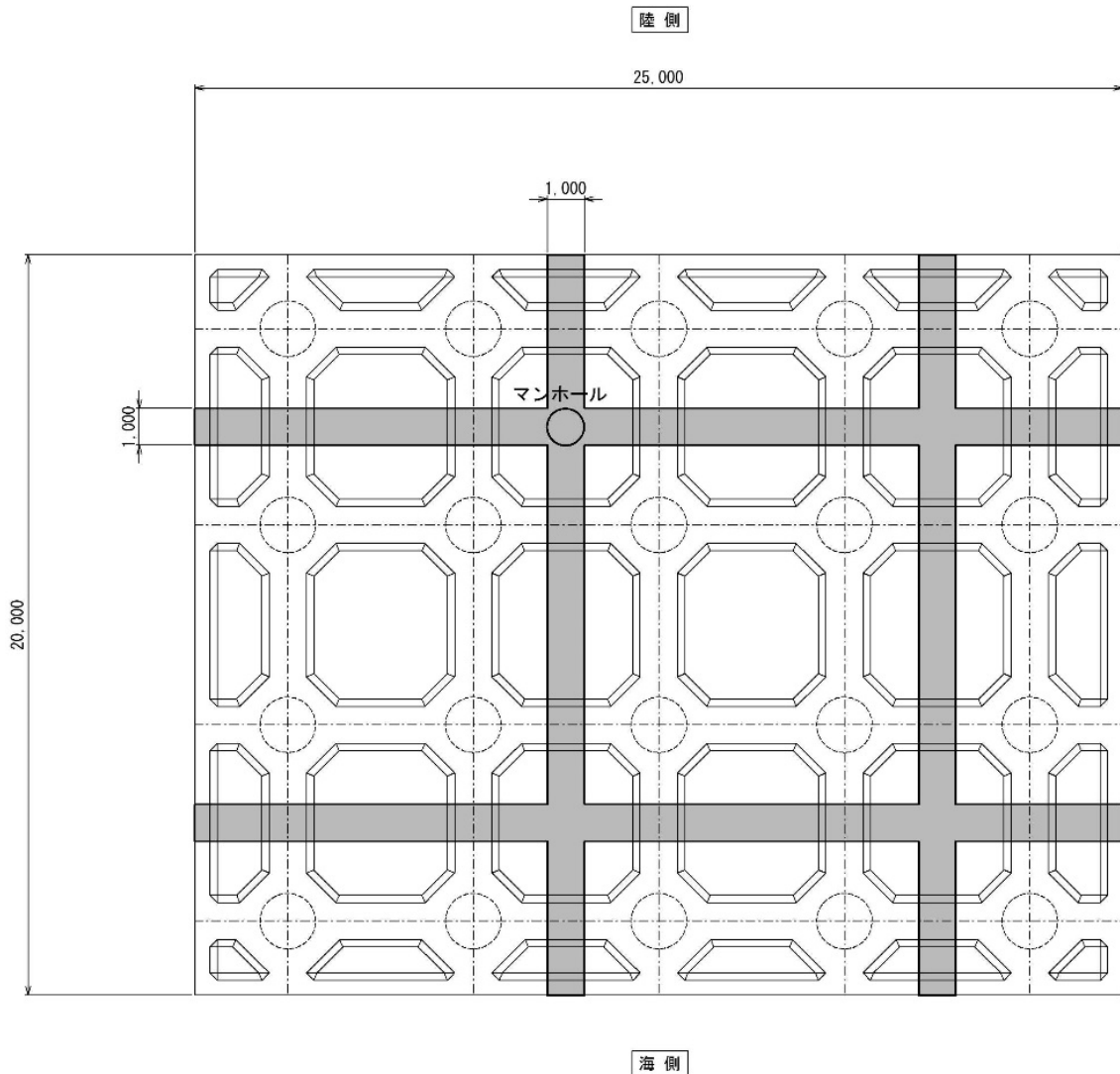
(4)Case6【普通鉄筋+点検施設】の数量

栈橋上部工の下面を点検するための施設として、点検歩廊およびマンホールを設置するものとする。

- ・点検歩廊：対象施設は H.W.L と梁下端の高さの差が少ないため、鋼材で製作した点検歩廊が剛な構造の場合には栈橋本体に負担がかかる可能性がある。よって、点検歩廊は仮設足場(全損扱い)を設置するものとする。設置範囲は日常的に点検ができるよう、下記の図のとおり 2 梁/列で法平・法直方向に設置する。
- ・マンホール：点検歩廊へおりのためのマンホールおよびタラップを 1 スパン/箇所を設置する。
なお、マンホール設置箇所の鉄筋を以下の数量分減とする。(コンクリート数量はごくわずかであったため減としない)

D13 : 13kg/スパン

D16 : 10 kg/スパン



3.2 対策工にかかる数量

耐久性照査の結果、Case4～6について設計供用期間中に要求性能を満足させるためには対策工を実施する必要がある。そのため、ライフサイクルシナリオに基づく各ケースの対策工の回数および対策工にかかる数量を算定した。各ケースの対策工の回数の一覧を表3.2で示す。また、対策工の回数および対策工にかかる数量の根拠を以下に示す。

表3.2 対策工の回数

Case	初期建設時の対策等	設計供用期間中の対策工等	設計供用期間中の対策工等の回数
4	普通鉄筋	①断面修復＋表面塗装	<ul style="list-style-type: none"> ・断面修復＋表面塗装：1回(15年目) ・表面塗装の再補修：3回(30, 45, 60年目)
		②断面修復＋電気防食	<ul style="list-style-type: none"> ・断面修復＋電気防食：1回(15年目) ・電気防食の補修：1回(35年目) ・電気防食システムの更新：1回(55年目)
5	普通鉄筋	打替え	<ul style="list-style-type: none"> ・打替え：1回(38年目)
6	普通鉄筋＋点検施設	断面修復＋表面塗装	<ul style="list-style-type: none"> ・断面修復＋表面塗装：1回(15年目) ・表面塗装の再補修：3回(30, 45, 60年目)

(1)Case4-①【断面修復+表面塗装】

断面修復+表面塗装による補修にかかる数量および補修回数は、以下の設定条件をもとに細部設計の数量算定結果から算出する。

【設定条件】

- ・断面修復は梁部材のうち、主梁についてのみ行うものとし、ハンチ下までを対象範囲とする。
- ・鉄筋位置の塩化物イオンを確実に除去するため、主鉄筋から 20mm 裏側まではつり落とし、断面修復を行うものとする。
- ・表面塗装の対象面積は、上部工底面全てを対象とする。
- ・表面塗装材の材料劣化に伴う寿命は 15 年であるものとし、15 年毎に補修を行う。(設計供用期間中、補修を 3 回実施)
- ・表面塗装による補修を行った後、鉄筋位置における塩化物イオン量は供用期間中に鉄筋腐食発生限界値に達しないものと考え、断面修復は 15 年目の 1 回のみとする。

◆ 数量(1 スパン当り)

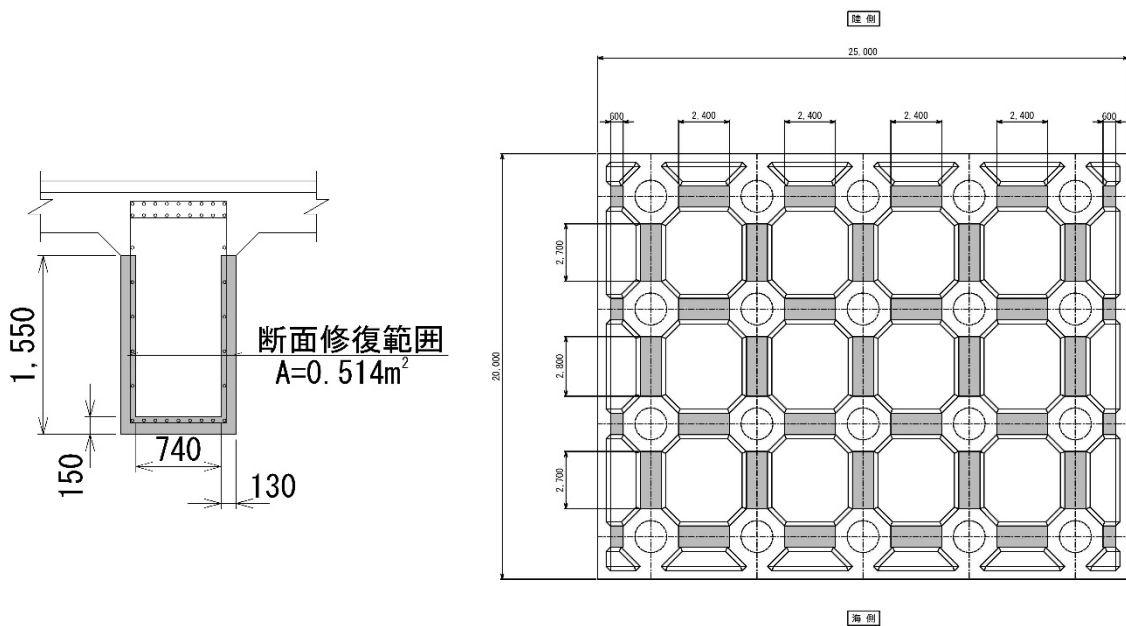
・断面修復量

下記主梁断面図および平面図の着色範囲が対象。

$$\text{法線平行方向主梁延長} = 4 \text{ 列} \times (2 \times 0.60 + 4 \times 2.40) = 43.2\text{m}$$

$$\text{法線直角方向主梁延長} = 5 \text{ 列} \times (2 \times 2.70 + 2.80) = 41.0\text{m}$$

$$\text{よって、断面修復量} = 0.514 \times (43.2 + 41.0) = 43.3 \div 43(\text{m}^3)$$



・表面塗装面積 = 1,098.8 - 55.0(法平側面海側) - 36.0(法平側面陸側) - 58.36(法直側面×2)
= 949.4 ÷ 949(m²)

(2)Case4-②【断面修復＋電気防食】

断面修復＋電気防食工法による補修にかかる数量および補修回数は、以下の設定条件をもとに細部設計の数量算定結果から算出する。

【設定条件】

- ・断面修復は梁部材のうち、主梁についてのみ行う
- ・浮きなどの変状を補修する目的で鉄筋のかぶりコンクリートまではつり落とし、断面修復を行うものとする。
- ・電気防食工法はチタンリボンメッシュ工法とし、上部工底面全てを対象とする。
- ・電気防食の材料劣化に伴う寿命はメーカーヒアリングにより 20 年、システムの更新は 40 年であった。そのため、電気防食材料の補修は供用後 35 年目に 1 回、システムの更新は供用後 55 年目に 1 回とする。
- ・電気防食を施した後、鉄筋間の電位差は生じないものと考え、断面修復は 15 年目の 1 回のみとする。

◆ 数量(1 スパン当り)

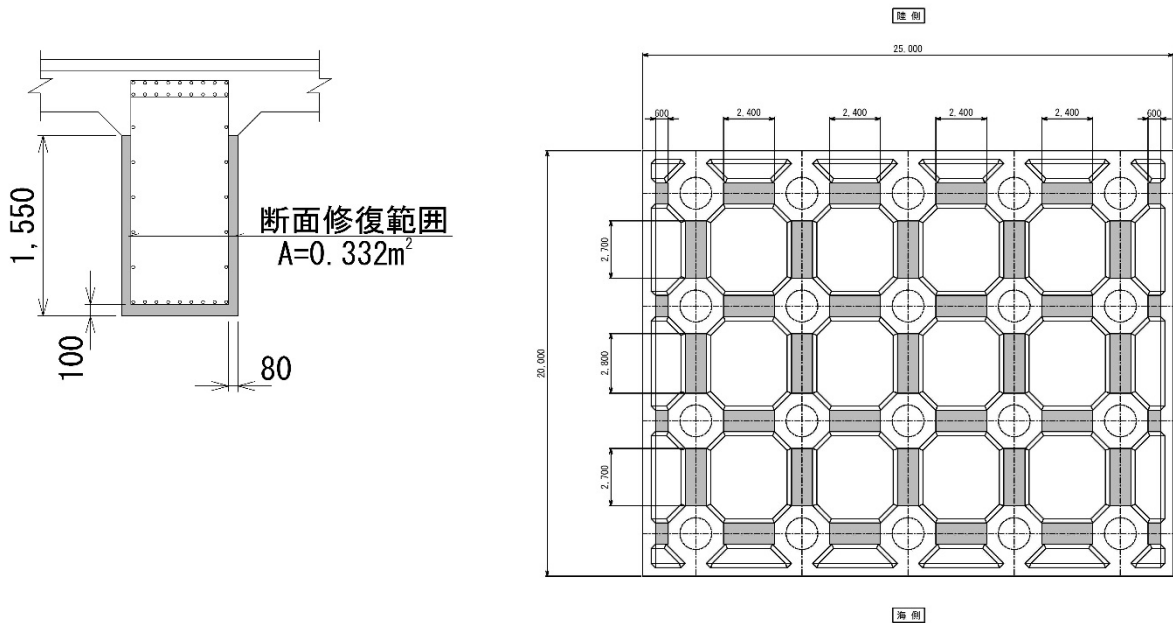
・断面修復量

下記主梁断面図および平面図の着色範囲が対象。

法線平行方向主梁延長＝4 列×(2×0.60＋4×2.40)＝43.2m

法線直角方向主梁延長＝5 列×(2×2.70＋2.80)＝41.0m

よって、断面修復量＝0.332×(43.2＋41.0)＝28.0(m³)



(3)Case5【打替え】

打替えにかかる数量および補修回数は、以下の設定条件をもとに数量算定結果から算出する。

【設定条件】

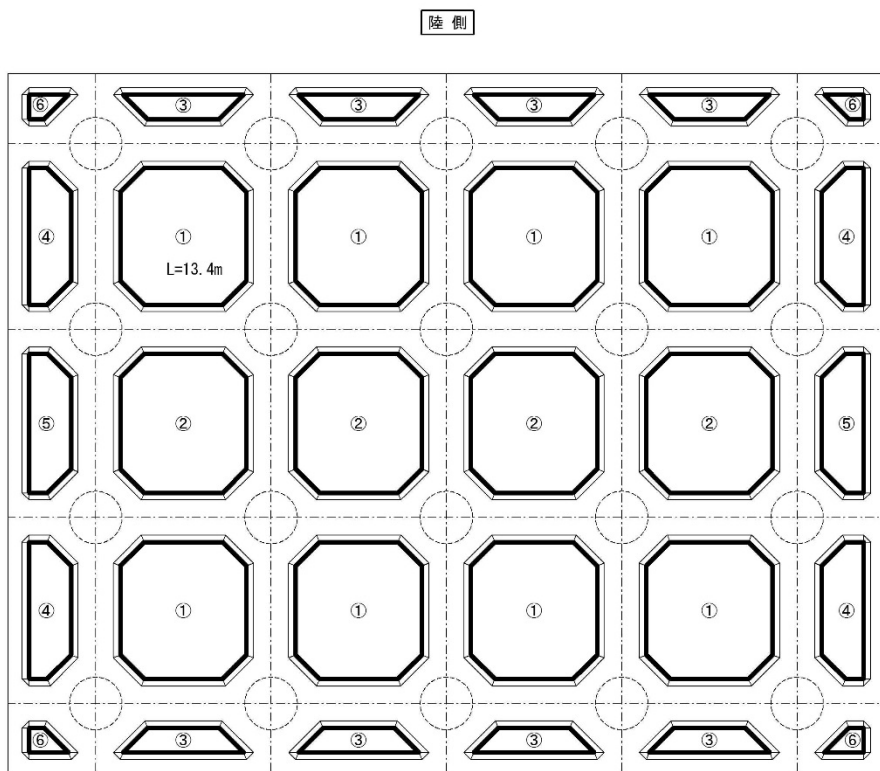
- ・床版の撤去はカッター切断によるものとする。
- ・梁の撤去はワイヤーソー切断によるものとする。
- ・床版の質量は 14t/版，梁の質量を 15t/片とし，陸上から撤去するものとする(クローラークレーン 150t 吊りにて撤去する)。
- ・切断した床版および梁を吊り上げるための吊金具やアンカーボルト等が必要であるが，規格等は施工条件によって大きく異なることから，本検討では算定しないこととする。
- ・杭頭部は「人力によるはつり」とする。

◆ 数量(1 スパン当り)

- ・カッター切断延長

下図の平面図に示す太線の範囲が対象。

$$L = 290.92\text{m} \approx 291\text{m}$$



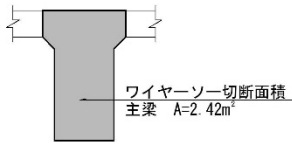
海側

・ワイヤーソー切断面積

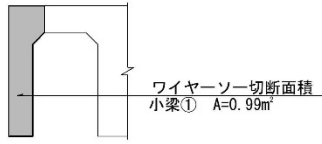
以下の断面図に各梁の断面積を、ワイヤーソーの切断位置を平面図に示す。切断位置は平面図の着色範囲が対象。

$$A=203.0(\text{m}^2)$$

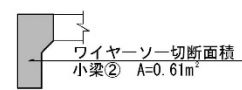
【主梁】



【小梁（法平・海側）】

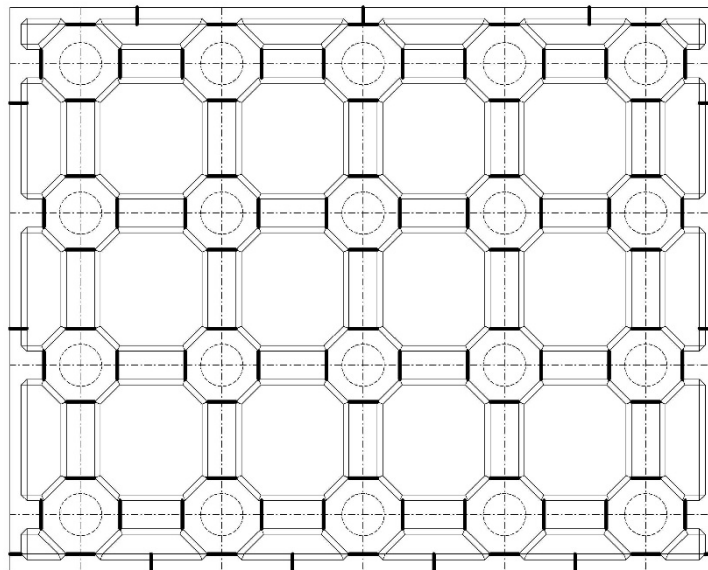


【小梁（法平・陸側、法直）】



	箇所数 (箇所)	1箇所当り切 断面積 (m ²)	切断面積 合計 (m ²)
主梁	80	2.42	193.6
小梁①	4	0.98	3.9
小梁②	9	0.61	5.5
合 計			203.0

陸側

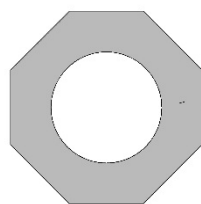


海側

・杭頭部撤去量

以下に示す杭頭部平面図のうち、着色範囲が撤去の対象範囲である。

$$V=3.71(\text{m}^2)\times 2.22(\text{m})\times 20(\text{箇所})=164.7\approx 165(\text{m}^3)$$



杭頭部手ぱつり平面積
A=3.71m²

(4)Case6【普通鉄筋+点検施設】

Case4-①と同じ対策工(断面修復+表面塗装)を実施するため、Case4-①に準拠して実施する。

3.3 点検診断にかかる数量

(1)点検診断の実施時期

維持管理レベルの相違を比較するため、2つの維持管理レベルとも同一点検診断間隔とする。なお、本施設は重点点検診断施設と想定し、「港湾の施設の点検診断ガイドライン(案)」に点検診断の実施時期は以下のとおりとし、各ケースの点検診断数量は表3.3のとおりとする。

- ・一般定期点検診断：3年/回(75年/3年/回=25回)
- ・詳細定期点検診断：15年/回(75年/15年/回=5回)

ただし、電気防食工法を適用しているケースについては定期点検診断に加え、電気防食のシステム等の維持管理点検を毎年行うものとする(メーカーヒアリングによる)。

また、Case6については点検歩廊を設置し、管理者による日常点検で上部工下面の点検診断の実施および簡易な補修ができるものと考え、委託による一般定期点検診断は行わないものとする。

表3.3 点検診断回数

Case	維持管理レベル	初期建設時の対策等	設計供用期間中の対策等	点検診断回数		
				一般定期点検	詳細定期点検	電気防食システム点検
1	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	—	25回	5回	—
2		普通鉄筋+埋設型枠	—	25回	5回	—
3		普通鉄筋+電気防食	—	25回	5回	75回
4	II	普通鉄筋	①断面修復+表面塗装	25回	5回	—
			②断面修復+電気防食	25回	5回	59回
5		普通鉄筋	打替え	25回	5回	—
6		普通鉄筋+点検施設	断面修復+表面塗装	—	5回	—

(2)点検診断項目

◆ 一般定期点検診断

目視調査を主体とした調査を実施するものとし、調査範囲は陸上、海上とする。なお、目視調査結果は変状図にまとめ、総合評価を実施する。

◆ 詳細定期点検診断

栈橋上部工よりコンクリートコアを採取し、コンクリート中の塩化物イオン濃度を測定する。コンクリート中の塩化物イオン濃度の調査方法は、硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法(JIS A 1154:2012)および実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法(案)(JSCE-G573-2013)に準拠して実施する。

なお、5スパンごとに3箇所(床版、梁下面、梁側面)でコアを採取するものとする。

栈橋上部工標準断面図

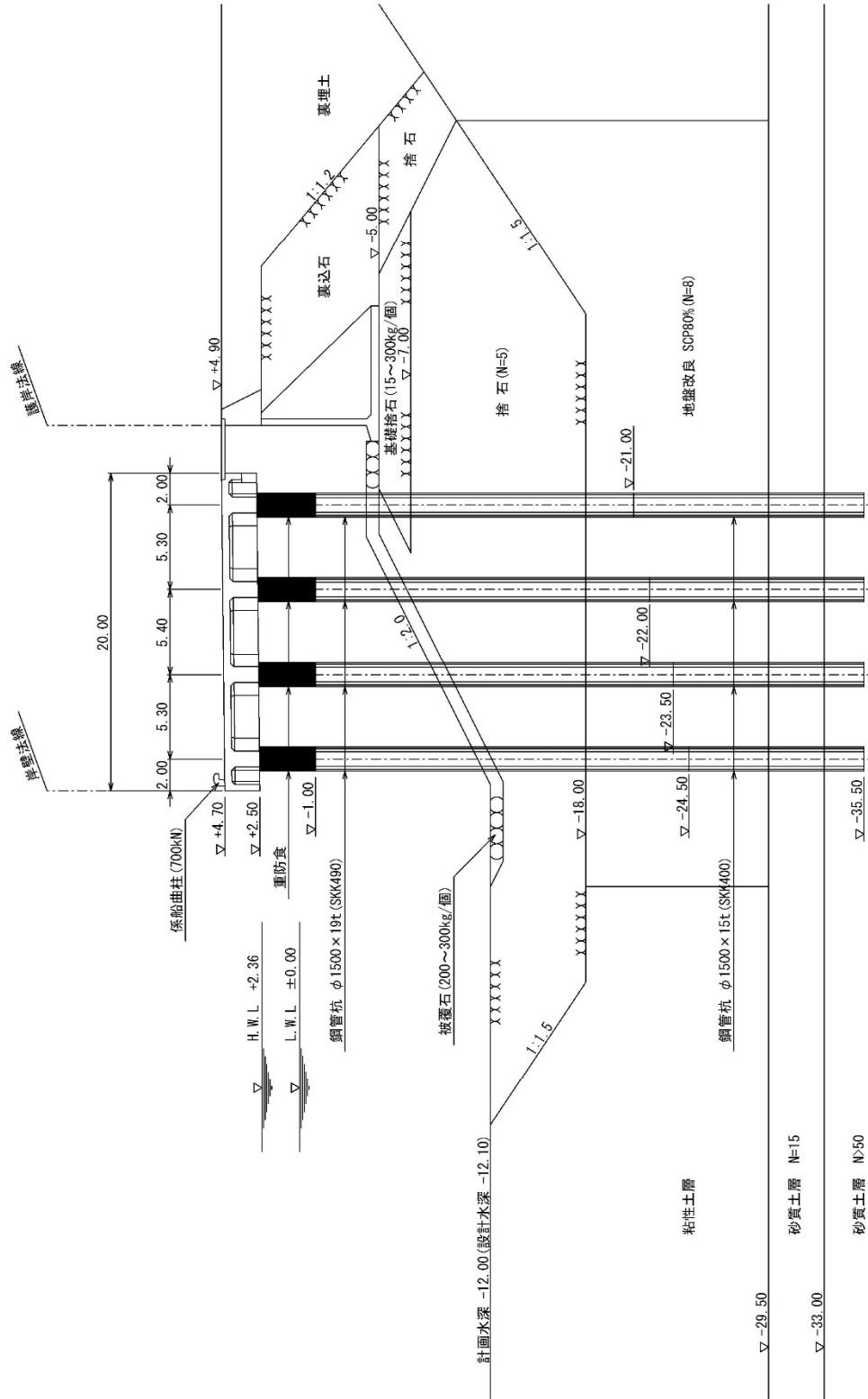


図 3.1 栈橋上部工標準断面図

栈桥上部工配筋图 (1/8)

【床版配筋图】

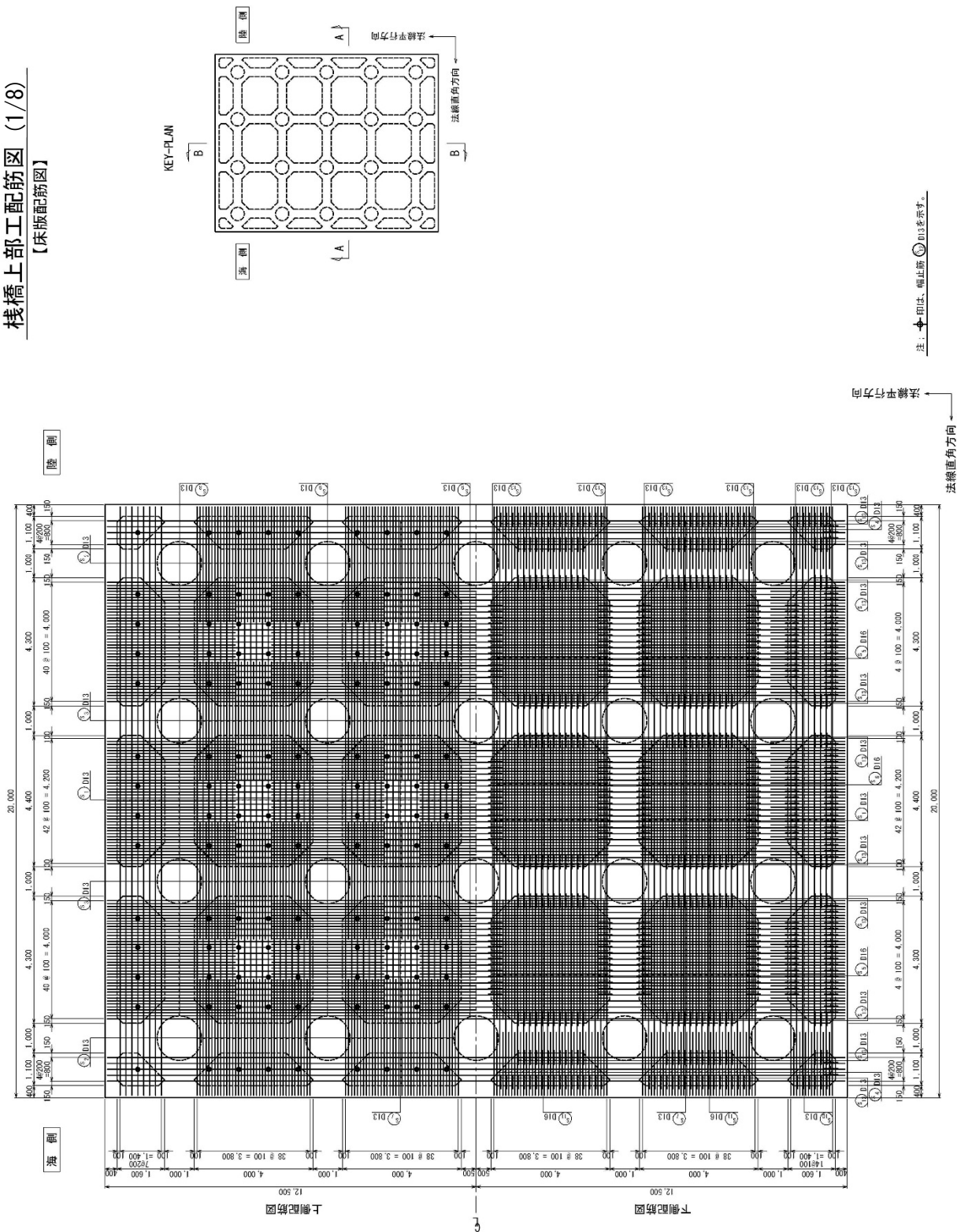


图 3.3 栈桥上部工配筋图(1/8)

栈橋上部工配筋図 (3/8)

【法線直角方向主梁】

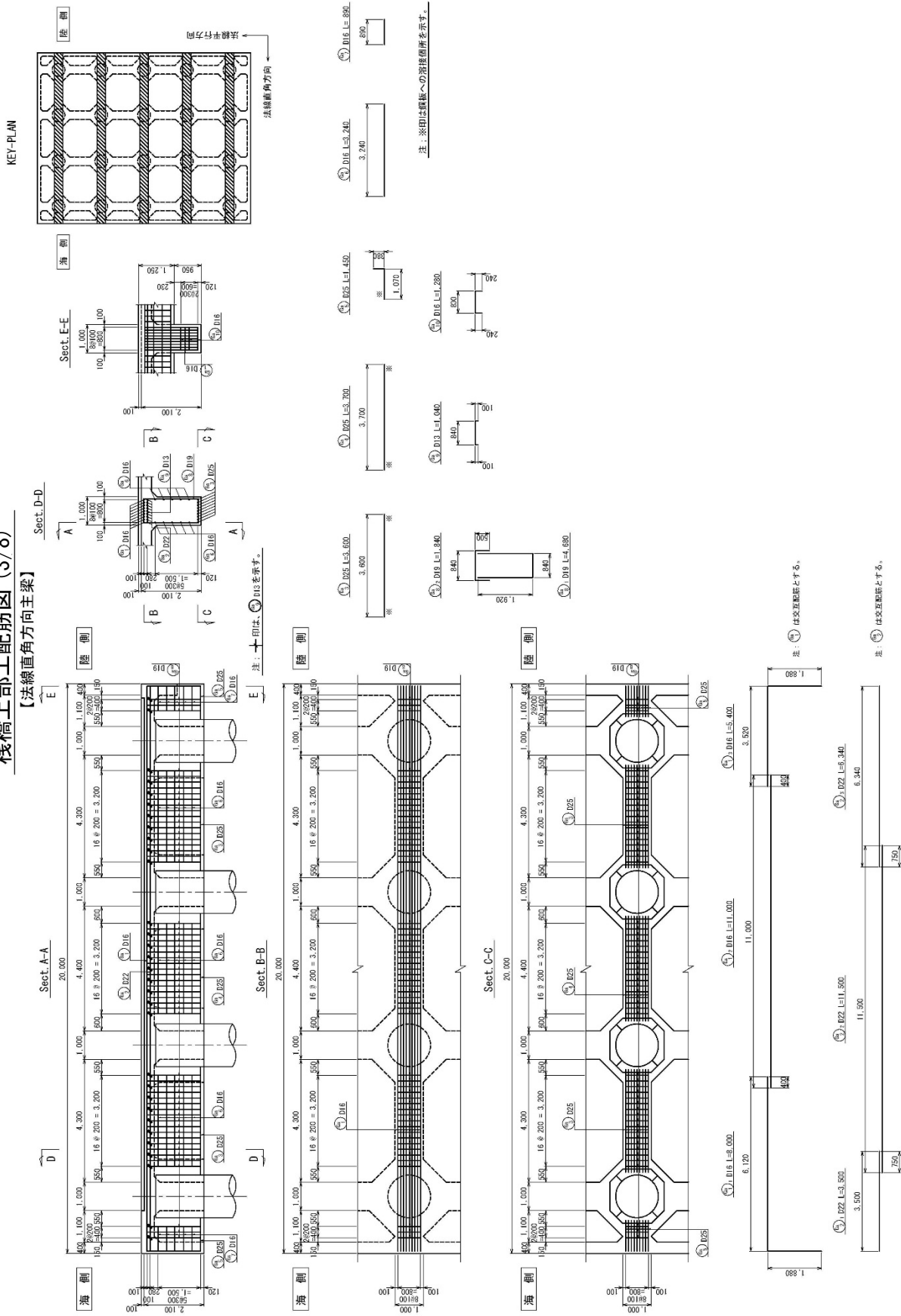


図 3.5 栈橋上部工配筋図 (3/8)

栈橋上部工配筋図 (4/8)

【法線平行方向主梁】

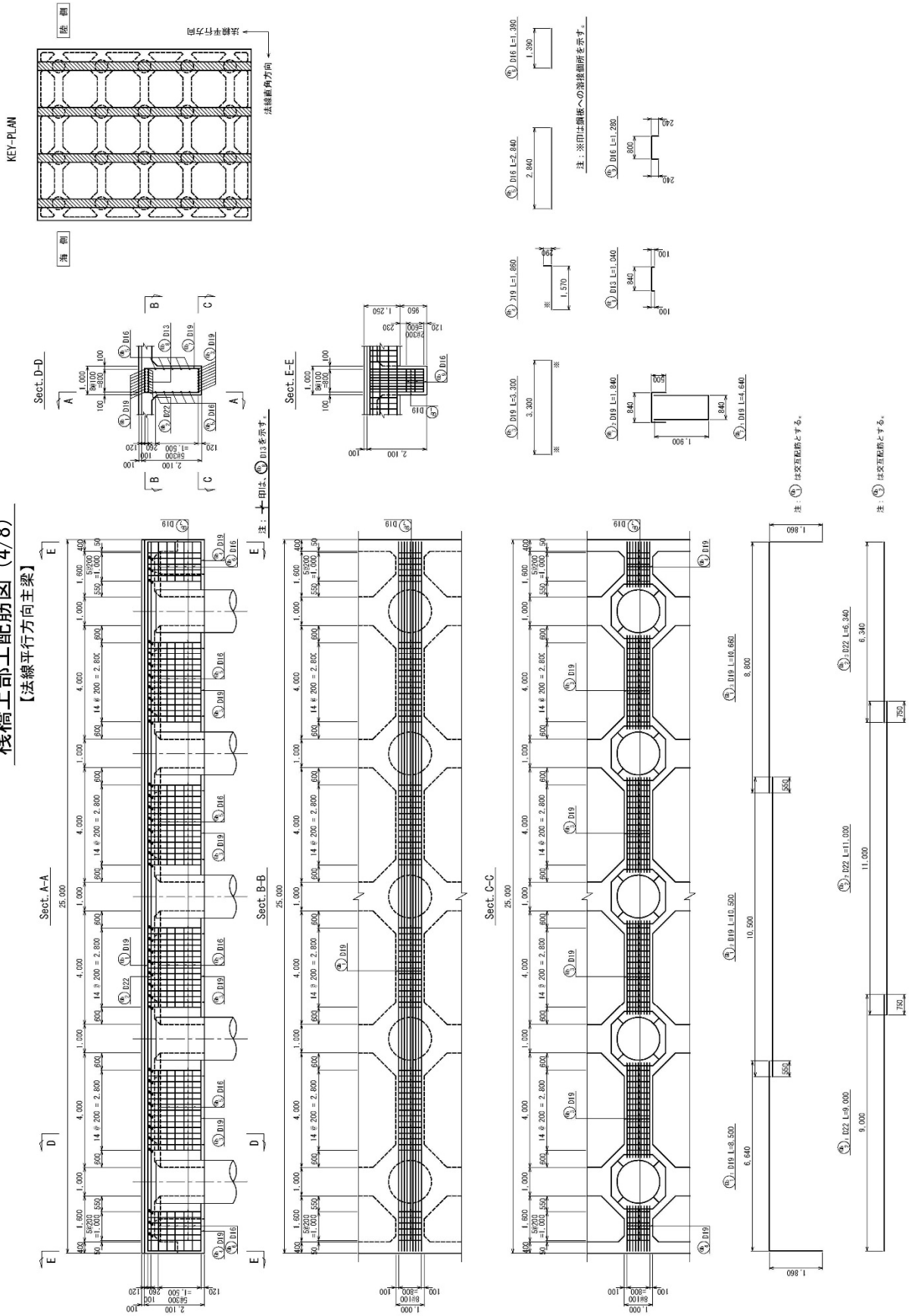


図 3.6 栈橋上部工配筋図 (4/8)

栈橋上部工配筋图 (8/8)

【杭頭鉄筋】

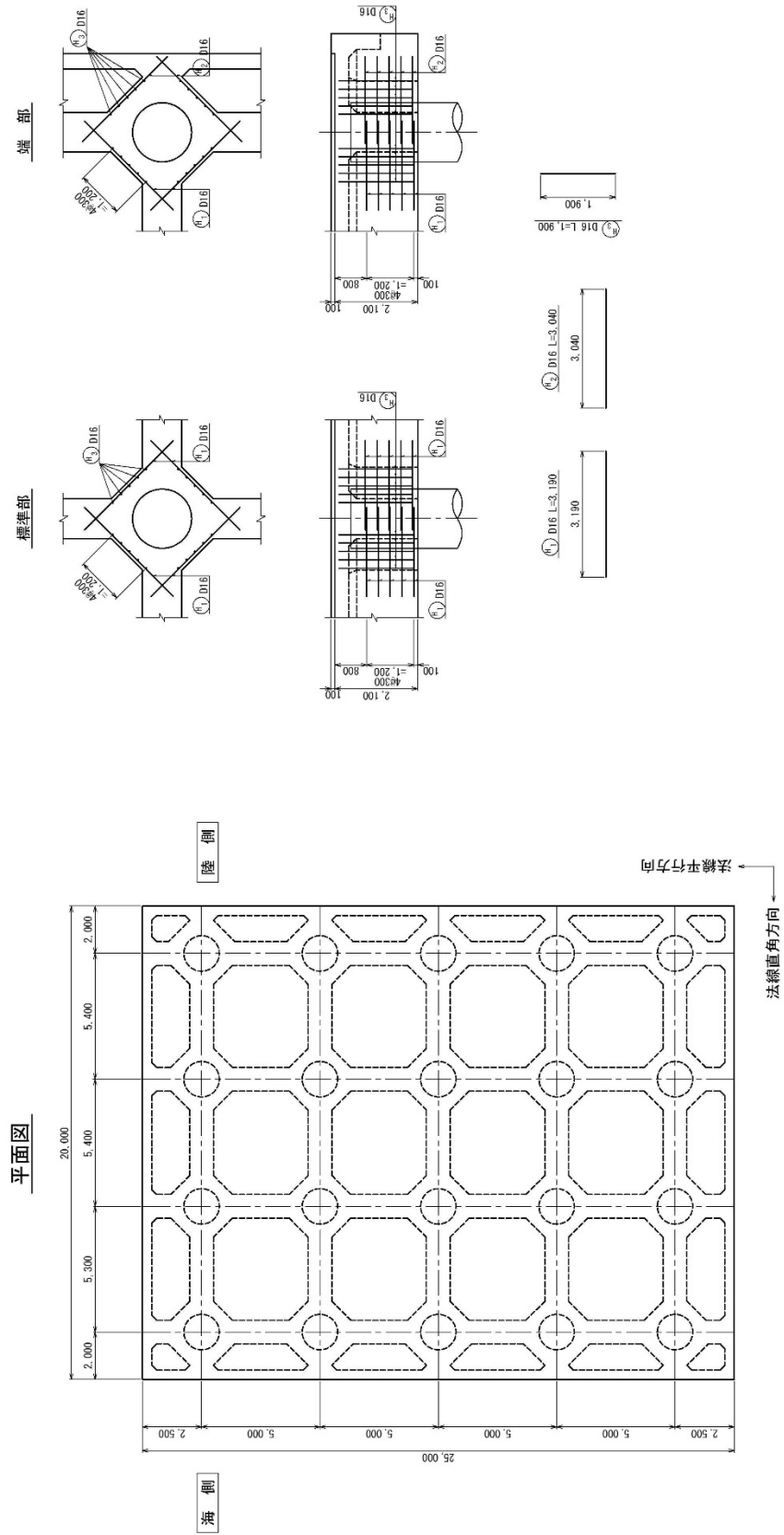
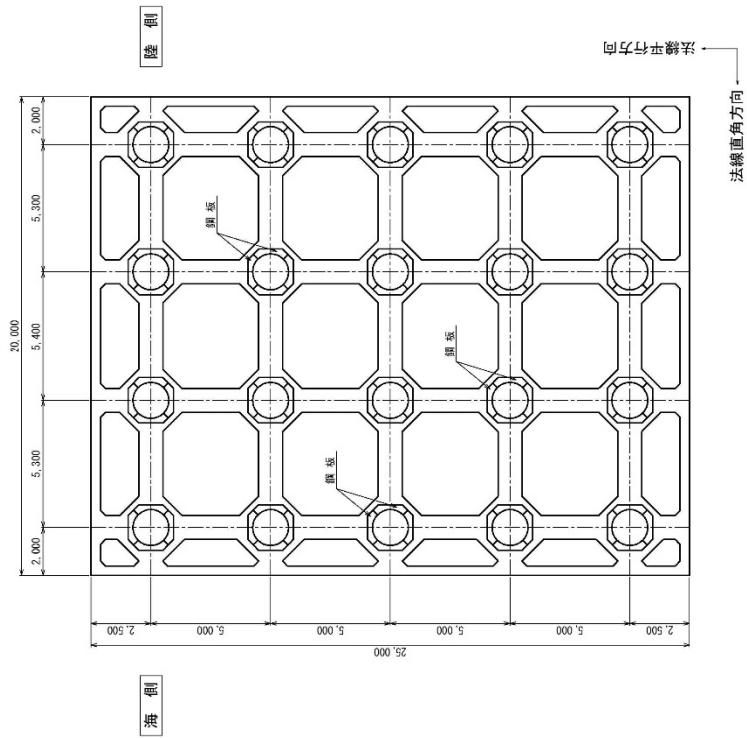


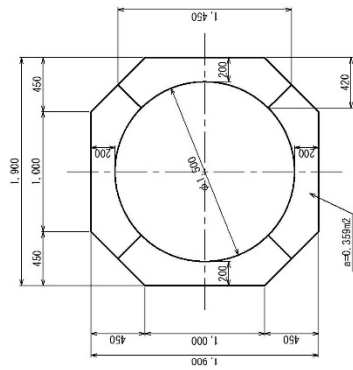
图 3.10 栈橋上部工配筋图 (8/8)

杭頭部鋼板詳細圖

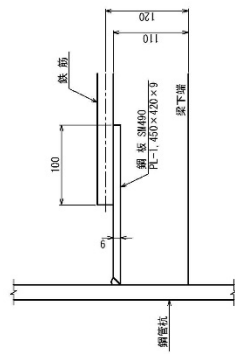
平面圖



鋼板形狀圖

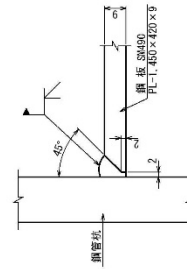


鋼板取付圖



溶接詳細圖

鋼管杭と鋼板



鋼板と鉄筋

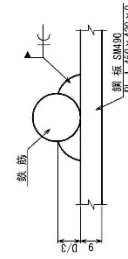


圖 3.11 杭頭部鋼板詳細圖

付録4 ライフサイクルコスト(LCC)の算定

4.1 LCCの算定条件

(1)LCC算定項目

LCC算定項目は以下のとおりである。

- ①初期費用：維持管理シナリオ毎に設定した初期建設にかかる費用のみを算定した。
- ②運用・維持管理費用：維持管理シナリオ毎に設定した対策工および点検診断、電気防食などの電気代などの運用および維持管理費用を算定した。
- ③解体・撤去費用：本検討では費用を算定しない。

本検討では、基本的に栈橋上部工を建設および維持していくために必要な費用のみを対象としており、事前調査費用や設計費用などは対象外としている。また、維持管理シナリオや初期費用、運用・維持管理費用などは、ある一定の条件の下に設定したものである。ここで設定したシナリオ、各費用が、実際の栈橋上部工のすべてに当てはまるものではなく、LCC算定結果は本検討の条件下においてのみの結果であることを付記する。

(2)LCC算定に用いた積算基準

LCCの算定に用いた積算基準類を表4.1に示す。なお、労務単価および市場単価は神奈川県、機械賃料、燃料単価、材料単価は港湾空港技術研究所の最寄りの地域とし、表4.1に記載の無い積算項目についてはヒアリング等で対応した。また、これから示すLCC算定方法および根拠は本研究で設定した維持管理シナリオに基づいた内容である。そのため、類似の設計条件、施工条件等であっても本研究の算定方法や根拠が適さない場合がある。

表4.1 LCC算定に用いた積算基準

積算項目	積算基準
積算基準	港湾請負工事積算基準(国土交通省港湾局, 2013年3月) 土木工事標準積算基準書(国土交通省, 2013年4月)
労務単価	公共工事設計労務単価(国土交通省土地・建設産業局, 2014年2月)
機械損料	船舶および機械器具等の損料算定基準(国土交通省港湾局・航空局, 2012年4月)
機械賃料, 燃料単価, 材料単価	積算資料(一般財団法人経済調査会, 2014年3月)
市場単価	土木施工単価(一般財団法人経済調査会, 2014年1月)

(3)LCC算定の範囲

LCC算定の範囲は10スパンを1バース(250m)として算定した。これは、電気防食システムのメンテナンスなど複数のスパンに関する設備の維持管理などに対応するためである。

4.2 初期費用の算定

付録 3 において算定した数量を基に、栈橋上部工の初期建設費用を算定した。算定結果を表 4.2 に示す。また、内訳は別添のとおりである。

表4.2 栈橋上部工の初期建設費用

Case	初期建設時の対策等	初期建設費用(百万円) (1バース当たり)
1	エポキシ樹脂塗装鉄筋	671
2	普通鉄筋+埋設型枠	1,165
3	普通鉄筋+電気防食	1,512
4	普通鉄筋	622
5	普通鉄筋	622
6	普通鉄筋+点検施設	668

※費用には、諸経費および消費税(8%)を含む。

4.3 運用・維持管理費用の算定

付録 3 において算定した数量を基に、維持管理シナリオ毎に設定した対策工および点検診断、電気防食などの電気代などの運用および維持管理費用を算定した。算定結果を表 4.3 および表 4.4 に示す。また、内訳は別添のとおりである。

表4.3 対策工等の費用

Case	設計供用期間中の対策工等	設計供用期間中の対策工等の回数	1回・1バースあたりの対策工等の費用(百万円)
3	電気防食 (メンテナンス)	・電気防食の補修：2回(20, 60年目)	411
		・電気防食システムの更新：1回(40年目)	1,430
4	①断面修復 +表面塗装	・断面修復+表面塗装：1回(15年目)	1,264
		・表面塗装の再補修：3回(30, 45, 60年目)	556
	②断面修復 +電気防食	・断面修復+電気防食：1回(15年目)	1,728
		・電気防食の補修：1回(35年目)	411
		・電気防食システムの更新：1回(55年目)	1,430
5	打替え	・打替え：1回(38年目)	1,657
6	断面修復 +表面塗装	・断面修復+表面塗装：1回(15年目)	1,264
		・表面塗装の再補修：3回(30, 45, 60年目)	556

※費用には、諸経費および消費税(8%)を含む。

表4.4 点検診断等の費用

Case	点検診断回数			1回・1バース当たりの点検診断等の費用 (百万円)		
	一般 定期点検	詳細 定期点検	電気防食 システム点検	一般 定期点検	詳細 定期点検	電気防食 システム点検
1	20回	5回	—	2	3	—
2	20回	5回	—			—
3	20回	5回	75回			0.2
4-①	20回	5回	—			—
4-②	20回	5回	59回			0.2
5	20回	5回	—			—
6	(20回)	5回	—	—	—	

※電気防食システム点検費用はヒアリングにて確認

※費用には、諸経費および消費税(8%)を含む。

Case3 および Case4-②については電気防食の電気代が必要となるため、電気代を計上する。

- ・ 電気代単価：30 円/年・m²
- ・ 電気防食面積：765m²/スパン×10 スパン=7,650m²
- ・ 年間電気代：30 円/年・m²×7,650m²=229,500 円/年
=0.2 百万円
- ・ 設計供用期間中の電気代
Case3 0.2 百万円/年×75 年間=15 百万円
Case4-② 0.2 百万円/年×59 年間=11.8≒12 百万円

※電気防食の電気代単価はヒアリングにて確認

【参考】LCC 算定根拠

初期建設費(Case1 エポキシ樹脂塗装鉄筋)

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
1 支保組立組外(栈橋式)		m2	5,000	11,492	57,460,000	
2 型枠	木製型枠	m2	11,010	17,479	192,443,790	
3 鉄筋荷卸		t	469	974	456,806	
4 鉄筋	SD345 D25 エポキシ塗装	kg	24,720	191	4,721,520	
5 鉄筋	SD345 D22 エポキシ塗装	kg	65,140	191	12,441,740	
6 鉄筋	SD345 D19 エポキシ塗装	kg	127,600	191	24,371,600	
7 鉄筋	SD345 D16 エポキシ塗装	kg	111,570	196	21,867,720	
8 鉄筋	SD345 D13 エポキシ塗装	kg	140,090	203	28,438,270	
9 鉄筋定着用プレート	SM490、t=9mm	kg	34,450	169	5,822,050	
10 現場溶接	鋼管杭とプレート	m	920	3,114	2,864,880	
11 現場溶接	プレートと鉄筋	m	1,440	3,114	4,484,160	
12 コンクリート打設	30N-12-25(20)	m3	6,250	14,691	91,818,750	
直接工事費 合計					447,191,286	
諸経費	直接工事費×50%とする				223,595,643	
初期建設費(Case1 エポキシ樹脂塗装鉄筋)						671 百万円

初期建設費(Case2 埋設型枠)

1 バース 250m 当り						
名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
1 支保組立組外(栈橋式)		m2	5,000	11,492	57,460,000	
2 型枠	埋設型枠	m2	11,010	50,693	558,129,930	
3 鉄筋荷卸		t	466	974	453,884	
4 鉄筋	SD345 D25	kg	24,720	127	3,139,440	
5 鉄筋	SD345 D22	kg	64,310	127	8,167,370	
6 鉄筋	SD345 D19	kg	126,110	127	16,015,970	
7 鉄筋	SD345 D16	kg	111,310	127	14,136,370	
8 鉄筋	SD345 D13	kg	139,410	129	17,983,890	
9 鉄筋定着用プレート	SM490、t=9mm	kg	34,450	169	5,822,050	
10 現場溶接	鋼管杭とプレート	m	920	3,114	2,864,880	
11 現場溶接	プレートと鉄筋	m	1,440	3,114	4,484,160	
12 コンクリート打設	30N-12-25(20)	m3	5,970	14,691	87,705,270	
直接工事費 合計					776,363,214	
諸経費	直接工事費×50%とする				388,181,607	
初期建設費(Case2 埋設型枠)					1,164,544,821	1,165 百万円

※埋設型枠の材料費はヒアリングにて確認

初期建設費(Case3 電気防食)

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
1 支保組立組外(栈橋式)		m2	5,000	11,492	57,460,000	
2 型枠	木製型枠	m2	11,010	17,479	192,443,790	
3 鉄筋荷卸		t	466	974	453,884	
4 鉄筋	SD345 D25	kg	24,720	127	3,139,440	
5 鉄筋	SD345 D22	kg	64,310	127	8,167,370	
6 鉄筋	SD345 D19	kg	126,110	127	16,015,970	
7 鉄筋	SD345 D16	kg	111,310	127	14,136,370	
8 鉄筋	SD345 D13	kg	139,410	129	17,983,890	
9 鉄筋定着用プレート	SM490、t=9mm	kg	34,450	169	5,822,050	
10 現場溶接	鋼管杭とプレート	m	920	3,114	2,864,880	
11 現場溶接	プレートと鉄筋	m	1,440	3,114	4,484,160	
12 電気防食	チタンリボンメッシュ	ハース	1	593,067,870	593,067,870	
13 コンクリート打設	30N-12-25(20)	m3	6,250	14,691	91,818,750	
直接工事費 合計					1,007,858,424	
諸経費	直接工事費×50%とする				503,929,212	
初期建設費(Case3 電気防食)					1,511,787,636	1,512 百万円

※電気防食の費用はヒアリングにて確認

初期建設費(Case4, 5 普通鉄筋)

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
1 支保組立組外(栈橋式)		m2	5,000	11,492	57,460,000	
2 型枠	木製型枠	m2	11,010	17,479	192,443,790	
3 鉄筋荷卸		t	466	974	453,884	
4 鉄筋	SD345 D25	kg	24,720	127	3,139,440	
5 鉄筋	SD345 D22	kg	64,310	127	8,167,370	
6 鉄筋	SD345 D19	kg	126,110	127	16,015,970	
7 鉄筋	SD345 D16	kg	111,310	127	14,136,370	
8 鉄筋	SD345 D13	kg	139,410	129	17,983,890	
9 鉄筋定着用プレート	SM490、t=9mm	kg	34,450	169	5,822,050	
10 現場溶接	鋼管杭とプレート	m	920	3,114	2,864,880	
11 現場溶接	プレートと鉄筋	m	1,440	3,114	4,484,160	
12 コンクリート打設	30N-12-25(20)	m3	6,250	14,691	91,818,750	
直接工事費 合計					414,790,554	
諸経費	直接工事費×50%とする				207,395,277	
初期建設費(Case4, 5 普通鉄筋)					622,185,831	622 百万円

初期建設費(Case6 普通鉄筋+点検歩廊)

1 バース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
1 支保組立組外(栈橋式)		m2	5,000	11,492	57,460,000	
2 型枠	木製型枠	m2	11,000	17,479	192,269,000	
3 鉄筋荷仰		t	466	974	453,884	
4 鉄筋	SD345 D25	kg	24,720	127	3,139,440	
5 鉄筋	SD345 D22	kg	64,310	127	8,167,370	
6 鉄筋	SD345 D19	kg	126,110	127	16,015,970	
7 鉄筋	SD345 D16	kg	111,210	127	14,123,670	
8 鉄筋	SD345 D13	kg	139,280	129	17,967,120	
9 鉄筋定着用プレート	SM490、t=9mm	kg	34,450	169	5,822,050	
10 現場溶接	鋼管杭とプレート	m	920	3,114	2,864,880	
11 現場溶接	プレートと鉄筋	m	1,440	3,114	4,484,160	
12 コンクリート打設	30N-12-25(20)	m3	6,250	14,691	91,818,750	
13 マンホール蓋設置		箇所	10	229,000	2,290,000	
14 足場設置		m2	870	28,093	24,440,910	
15 梯子取付		基	10	391,485	3,914,850	
直接工事費 合計					445,232,054	
諸経費	直接工事費×50%とする				222,616,027	
初期建設費(Case6 普通鉄筋+点検歩廊)					667,848,081	668 百万円

※足場設置の費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case4-①, 6 断面修復+表面塗装)

1 パース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
対策工						
仮設工						
足場設置・撤去工						
1 足場設置・撤去		m2	5,000	33,449	167,245,000	
対策工						
断面修復工						
2 はつり工		m2	3,450	26,536	91,549,200	
3 コンクリート殻回収		m3	430	10,887	4,681,410	
4 鉄筋防錆工(プラスチック工、防錆剤塗布工)		m2	3,090	16,591	51,266,190	
5 断面修復工(吹付工法)		m3	430	898,601	386,398,430	
表面塗装工						
6 表面塗装工		m2	9,490	14,408	136,731,920	
処分						
7 コンクリート運搬	無筋コンクリート	m3	430	1,120	481,600	
8 コンクリート処分	無筋コンクリート	式	1	4,620,000	4,620,000	
直接工事費 合計					842,973,750	
諸経費	直接工事費×50%とする				421,486,875	
対策工費(Case4-①, 6 断面修復+表面塗装)					1,264,460,625	1,264 百万円

※足場設置・撤去, はつり工, コンクリート殻回収, 鉄筋防錆工, 断面修復工, 表面塗装工の費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case4-①, 6 表面塗装再補修)

1 パース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
再補修工						
仮設工						
足場設置・撤去工						
1 足場設置・撤去		m2	5,000	33,449	167,245,000	
再補修工						
表面塗装工						
2 表面塗装剥ぎ取り工		m2	9,490	7,000	66,430,000	
3 表面塗装工		m2	9,490	14,408	136,731,920	
直接工事費 合計					370,406,920	
諸経費	直接工事費×50%とする				185,203,460	
対策工費(Case4-①, 6 表面塗装再補修)					555,610,380	556 百万円

※足場設置・撤去, 表面塗装工の費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case4-② 断面修復+電気防食)

1 バース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
対策工						
仮設工						
足場設置・撤去工						
1 足場設置・撤去		m2	5,000	33,449	167,245,000	
対策工						
断面修復工						
2 はつり工		バース	1	61,037,400	61,037,400	
3 コンクリート截回収		バース	1	3,483,840	3,483,840	
4 断面修復工		バース	1	252,844,200	252,844,200	
電気防食工						
5 電気防食		バース	1	664,074,165	664,074,165	
処分						
6 コンクリート運搬	無筋コンクリート	バース	1	358,400	358,400	
7 コンクリート処分	無筋コンクリート	式	1	3,256,000	3,256,000	
直接工事費 合計					1,152,299,005	
諸経費	直接工事費×50%とする				576,149,502	
対策工費(Case4-② 断面修復+電気防食)						1,728,448,507
						1,728 百万円

※全ての費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case3(20・60年目), 4-②(35年目) 再補修(配線等))

1 バース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
再補修工						
仮設工						
足場設置・撤去工						
8 足場設置・撤去		m2	5,000	33,449	167,245,000	
再補修工						
電気防食工						
9 電気防食(配線等補修)		バース	1	106,919,502	106,919,502	
直接工事費 合計					274,164,502	
諸経費	直接工事費×50%とする				137,082,251	
対策工費(Case3(20・60年目), 4-②(35年目) 再補修(配線等))					411,246,753	411 百万円

※全ての費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case3(40年目), 4-②(55年目) 再補修(電気防食システム交換))

1 パース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
再補修工						
仮設工						
足場設置・撤去工						
10 足場設置・撤去		m2	5,000	33,449	167,245,000	
電気防食工						
11 電気防食工【システム全交換時】		パース	1	786,384,481	786,384,481	
12 コンクリート殻回収		パース	1	1,306,440	1,306,440	
処分						
13 コンクリート運搬	無筋コンクリート	パース	1	134,400	134,400	
14 コンクリート処分	無筋コンクリート	式	1	1,232,000	1,232,000	
直接工事費 合計					953,629,481	
諸経費	直接工事費×50%とする				476,814,740	
対策工費(Case3(40年目), 4-②(55年目) 再補修(電気防食システム交換))						1,430,444,221
						1,430 百万円

※全ての費用はヒアリングにて確認

対策工費(Case5 打替え(撤去費))

1 パース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接工事費						
既設床版コンクリート撤去						
1 コンクリートカット	t=45cm	m	2,910	49,870	145,121,700	
2 既設床版撤去	14 t/版	個	300	2,944	883,200	
既設梁コンクリート撤去						
3 ワイヤソーイング		m2	2,030	169,500	344,085,000	
4 既設梁撤去	16 t/片	個	440	2,944	1,295,360	
既設コンクリート取壊し						
5 既設コンクリート取壊し	鉄筋コンクリート	m3	4,600	10,900	50,140,000	
既設杭頭コンクリート撤去						
6 既設杭頭コンクリート撤去	鉄筋コンクリート	m3	1,650	33,400	55,110,000	
処分						
7 コンクリート運搬	鉄筋コンクリート	m3	6,250	1,214	7,587,500	
8 コンクリート処分	鉄筋コンクリート	式	1	85,736,000	85,736,000	
直接工事費 合計					689,958,760	
諸経費	直接工事費×50%とする				344,979,380	
対策工費(Case5 打替え(撤去費))					1,034,938,140	1,035 百万円

※コンクリートカットおよびワイヤソーイングの費用はヒアリングにて確認

一般定期点検診断費

1 パース 250m 当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接業務費						
1 計画準備		式	1	116,554	116,554	
2 事前協議		式	1	51,500	51,500	
3 目視調査(海上)		m2	5,000	46	230,000	
4 目視調査(陸上)		m2	5,000	25	125,000	
5 報告書作成		式	1	156,247	156,247	
6 最終報告		式	1	69,100	69,100	
7 業務成果品		式	1	14,000	14,000	
直接業務費 合計					762,401	
諸経費	諸経費 = 諸経費対象額 × 諸経費率	%	83.3	762,401	635,080	
現地調査価格					1,397,481	
消費税等相当額					111,798	
現地調査費					1,509,279	2 百万円

詳細定期点検診断費

1バース250m当り

名称	規格	単位	数量	単価	金額	備考
直接業務費						
1 計画準備		式	1	116,554	116,554	
2 事前協議		式	1	51,500	51,500	
3 目視調査(海上)		m2	5,000	46	230,000	
4 目視調査(陸上)		m2	5,000	25	125,000	
5 コンクリートコア採取		箇所	6	85,810	514,860	
6 塩化物含有量試験		検体	30	13,000	390,000	
7 報告書作成		式	1	156,247	156,247	
8 最終報告		式	1	69,100	69,100	
9 業務成果品		式	1	33,000	33,000	
直接業務費 合計					1,686,261	
諸経費	諸経費＝諸経費対象額×諸経費率	%	75.3	1,686,261	1,269,754	
現地調査価格					2,956,015	
消費税等相当額					236,481	
現地調査費					3,192,496	3 百万円

※コンクリートコア採取および塩化物含有量試験の費用はヒアリングにて確認

付録5 維持管理に配慮した設計・施工事例に関するアンケート調査

5.1 アンケート調査の項目および内容

港湾施設の設計および維持管理に配慮した設計の高度化に資する事例収集のため、下記のアンケートを発注者に対して平成25年10月に実施した。アンケート調査の項目および目的を表5.1に示す。

表 5.1 アンケート調査項目および目的

アンケート調査項目	目的
高耐久対策の導入を検討した栈橋上部工の設計・LCC算定事例の収集	<p>今後、設計される栈橋上部工については、鉄筋腐食対策として、既に港湾で実績のあるエポキシ樹脂鉄筋や高耐久性埋設型枠、道路橋で実績のあるステンレス鉄筋等の対策について、点検診断や維持工事等の難易度やライフサイクルコストの観点からの比較検討を行った上で、適切な工法が選択されることが望ましい(対策無しという選択もある)。</p> <p>技術基準に上記のコンセプトを盛り込むための基礎資料として、現時点での高耐久対策の採用事例とLCC算定事例を収集した。</p>
維持管理の省力化に配慮した構造細目や工夫事例の収集	<p>港湾構造物では、供用期間中の点検診断が確実に実施できるよう、また、維持管理が容易に行えるよう、設計段階からあらかじめ構造細目を工夫しておくことが有効と考えられる。</p> <p>また、維持管理段階においても、今後の点検診断の効率的な実施を目指した工夫を施すことが望ましい。技術基準に上記のコンセプトを盛り込むための基礎資料として、現時点での点検や補修等のしやすさを考慮した構造細目や工夫事例を収集した。</p>

5.2 アンケート調査結果

アンケート調査結果は表5.2～5.4のとおりである。なお、「維持管理の省力化に配慮した構造細目や工夫事例の収集」については、設計・施工段階で取り入れた事例、および維持管理段階で取り入れた事例に分けて整理した。

これらの事例については当研究所 LCM 支援センターのホームページにおいて公開されており、今後も同様の事例を追加していく予定である (<http://www.pari.go.jp/unit/lcm/sekkeijirei.html>)。

表 5.2 高耐久対策の導入を検討した栈橋コンクリート上部工の設計・LCC 算定事例

No	栈橋上部工の維持管理レベル		検討対象	検討の理由	問題となった事項	LCC算定	
	当初	最終				有無	時期
1	I	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	PC栈橋上部工の受梁下端が H.W.L 以下となっており，将来の補修が困難なことが予想されるため。	建設コスト増が懸念されたが，建設費(断面単価)に占める割合が約0.8%と低いため，採用された。	無	—
2	II	未定	エポキシ樹脂塗装鉄筋	受梁下端が H.W.L.よりも下に位置し，耐用期間中に全面的な断面補修が必要となる可能性が高いため，維持管理レベルを I とした対応を検討。	—	有	詳細設計
3	I	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	塩化物イオンの侵入に対する鉄筋腐食に対して，設計供用期間中に発生腐食限界濃度を超える結果となったため。	初期費用が増加する事となるが，供用後の補修・打ち替え等の維持管理性を踏まえ導入を決定。(LCCは概略の検討のみで参考扱い)	有	基本設計
4	I	I	エポキシ樹脂塗装鉄筋	想定される利用状況から周辺施設では代替が困難であり，供用を長期間停止する事は避けなければならなかった。(本施設は昭和53年度に完成したが，供用後30年間経過時点で上部工の鉄筋腐食が進行し，改良せざるをえなかった)	建設コストが，通常よりも1.13倍となることが予測されたが，供用後の維持管理性を踏まえて導入することが決定された。従来工法にて供用期間途中に打換えを行うよりも，エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用して，打換えをしない方がコスト削減になると考えられたため。	有	基本設計
5	I	未定	エポキシ樹脂塗装鉄筋	供用中の岸壁において，上部工の維持補修工事を行うことは施設の利用上非常に困難であるため。	—	無	詳細設計
6	II	I	高耐久性埋設型枠	供用中の岸壁において，上部工の維持補修工事を行うことは施設の利用上非常に困難であるため。	経済比較の結果ではエポキシ鉄筋が優位であったが，栈橋上部工の梁下端が +0.3m 程度であり，潮位差の少ない HWL(+0.5m)以下での施工は困難が想定されたため，コスト増となるが施工性の観点から埋設型枠を採用した。	有	詳細設計

表5.3 維持管理に配慮した構造細目や工夫事例【設計・施工段階】

No.	対象施設名	構造形式	維持管理の省力化に配慮した構造細目
1	岸壁	横棧橋(ストラット式)	上部工に計3箇所の点検孔を設置
2	防波堤	消波ブロック被覆堤	ケーソン中詰材観測用に蓋コンクリート・上部コンクリートに点検孔を設置
3	-16m 岸壁	ジャケット式	点検歩廊の設置
4	-16m 岸壁	ジャケット式	被覆防食【金属ライニング+超厚膜形ライニング】
5	道路	橋梁部吊下げ式 自転車歩行者道(鋼製)	防食対策として金属溶射+ふっ素樹脂塗装を採用(維持管理が困難な部位のみ)
6	防波堤	消波ブロック被覆堤	上部工・ケーソンにケーソン側壁の穴あき観測孔を設置
7	道路(橋梁)	(上部工)連続合成箱桁	・上部工(鋼製)防蝕工：金属溶射(アルミ・マグネシウム合金)の採用 ・検査路構造：FRP床版の採用と防蝕工の工夫
8	防波堤	消波ブロック被覆堤	上部工・ケーソンに、ケーソン側壁の穴あき観測孔を設置
9	防波堤	消波ブロック被覆堤	上部及び蓋コンクリート施工時に観測孔を設置

表5.4 維持管理に配慮した構造細目や工夫事例【維持管理段階】

No.	対象施設名	構造形式	維持管理の省力化に 配慮した構造細目
1	防波堤	重力式	防波堤本体部への管理表スパン番号の明示
2	岸壁	突堤式方塊	法線ずれの発生を簡易に判断するため、 上部工スパン両端に補助基準点を設置
3	物揚場	平行式石積	
4	-10m 岸壁	重力式 ケーソン	
5	防波堤	重力式 スリットケーソン	
6	防波堤	重力式 スリットケーソン	

港湾空港技術研究所資料 No.1296

2014. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社ワコー

Copyright © (2014) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。