

第3章 プロジェクト実施による社会環境、自然環境への影響

3.1 住民移転・社会環境配慮関連

3.1.1 住民移転関連

(1) 工事影響範囲の確認及び PAPs の最小化に対する支援

本調査で設定された線形案に基づき、被影響住民（PAPs）の分布状況、数及び基本属性を調査した。住民移転及び生計手段の喪失は、可能な限りあらゆる方法を検討して、回避に努めなければならない。また、回避が可能でない場合は、影響を可能な限り軽減することが JICA 環境社会配慮ガイドライン（2004 年 4 月制定）で求められている。このような基本的考え方に基づき、線形案の見直しに伴う工事影響範囲の設定により、開発調査時に比して、以下のような住民移転の回避・軽減が図られた。その結果、PAPs 数(世帯数)が開発調査時の 260 から 230 に削減されるとともに、被影響家屋資産数が、開発調査時の 127 から 82 に大幅に削減された。

- 開発調査時の線形を見直すことにより、土地及びその他の資産の取得、あるいは住民移転の規模及び影響度を最小化するために、技術的に問題が生じない範囲内で、可能な限り PAPs の住民移転を回避した。その際、家屋が密集している国道 1 号線の東西両岸の取り付け部分及び、国道 11 号線との交差部分に関して、可能な限り住民移転を回避する線形案を選択した。
- また、線形案に伴うセンターラインの両側の工事影響範囲を、開発調査時には道路線形が微修正される可能性を考慮して、ROW（道路公用地：本計画のアプローチ道路及び橋梁は、国道 1 号線の道路敷となるため、センターラインの両側 30 メートルを道路公用地となる）全幅を事業影響の及ぶ可能性がある範囲として設定した。その後、本調査により道路線形が概ね確定したことから、あらためて PRW（暫定道路幅）を実際に必要な用地取得範囲として設定し、この結果、被影響世帯数が減少した。
- その結果、図 3.1-1 の通り、PAPs 分布概念図のゾーン B1 が、用地取得が必要な PRW 内の工事影響範囲となった。また、PRW に隣接する建設ヤード用地のゾーン B3（工事終了後の土地利用候補地として用地取得される B3-d を除く）及び施工ヤード用地の B4 は、建設期間中のみのリースで対応する。

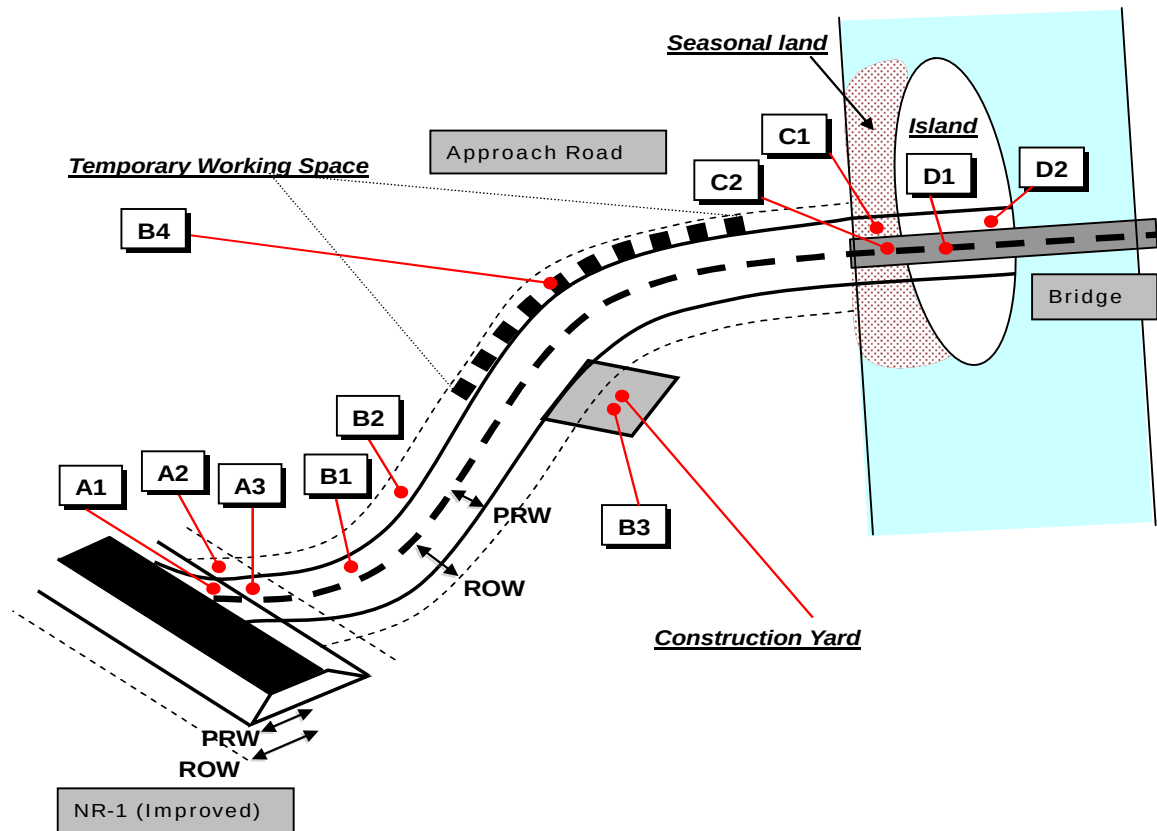


図 3.1-1 PAPs 分布概念図

表 3.1-1 各ゾーンの説明

カテゴリー	ゾーン	補償の有無		用地ステータス	本計画との関係
		土地	家屋資産など		
国道 1 号線接続部	A1	× *	● *	国有地	国道 1 号線 PRW 内
	A2			国有地	国道 1 号線 ROW 内・PRW 外
	A3				
陸上部	B1	●	●	民有地	ネアックルン橋梁 PRW 内
	B2	用地取得対象外			ネアックルン橋梁 PRW 外
	B3-a	▲	●	民有地	建設ヤード (リース・西岸)
	B3-c	▲	●	民有地	建設ヤード (リース・東岸)
	B3-d	●	●	民有地	建設ヤード (用地取得・東岸)
河川部	B4	▲	●	民有地	施工に必要な部分 (リース)
	C1	×	家屋資産は無し	国有地	ネアックルン橋梁 PRW 内
	C2	×	家屋資産は無し	国有地	
中州部	B3-b	■	家屋資産は無し	国有地	建設ヤード (リース・中州)
	D1	■	●	国有地	ネアックルン橋梁 PRW 内
	D2	■	●	国有地	

●所有権への補償

■利用権への補償

▲リース料の支払い

×補償しない

注：*過去の国道1号線改修事業において移転を経験し、本計画において再び移転することとなる PAPs (Double PAPs) に関しては、依然として既存の国道1号線の ROW にとどまっている PAPs は、二度目の移転補償は受け取ることができない。ただし、二度目の移転により土地なしとなる場合は、代替地の供与がなされる。

表 3.1-2 PAPs 世帯数及び影響物件数の比較

エリア	コミュニン	PAPs 数 (世帯)	被影響資産数	被影響資産数 (家屋及び土地 / 家屋のみ)	被影響資産数 (土地のみ)
東岸	Prek Ksay Ka	31	35	5	30
	Prek Ksay Kha	77	81	36	45
西岸	Kampong Phnom	122	132	41	91
合計		230	248	82	166
開発調査時		260	272	127	145

(2) シンプル・サーベイの結果及びカット・オフ・デートの宣言

① シンプル・サーベイの結果

本調査で設定した工事影響範囲に基づく PAPs を確定するために、カンボジア政府が 2005 年 12 月に実施したシンプル・サーベイを再度実施し、PAPs リストを更新した。また、全ての PAPs の家屋資産を 4 方向から撮影し、カット・オフ・デート時点の資産を記録した資料として整理した。

② カット・オフ・デートの宣言

カット・オフ・デートとは、本計画影響地域の占有あるいは使用に対して、その日以前からの占有あるいは使用を被影響住民として分類するデッドラインの日付のことをいう。シンプル・サーベイ調査によってカバーされない個人あるいは世帯は、補償及びその他の支援の資格を有しない。カット・オフ・デートの設定は、補償政策を利用しようとする資格を有しない非居住者の流入を防止することを目的としている。本計画におけるカンボジア政府におけるカット・オフ・デートの宣言の経緯は、以下のとおりである。

- (a) シンプル・サーベイの実施、パブリック・コンサルテーションの開催、及びカット・オフ・デート宣言の手続きに関する PAPs への通知：2009 年 7 月 7 日～8 日
- (b) シンプル・サーベイのキック・オフ：2009 年 7 月 9 日
- (c) シンプル・サーベイの実施：2009 年 7 月 9 日～7 月 25 日
- (d) シンプル・サーベイの完了日（カット・オフ・デート）：2009 年 7 月 25 日
- (e) シンプル・サーベイの取りまとめ作業：2009 年 7 月 26 日～7 月 31 日
- (f) カット・オフ・デート宣言に関するレターの IRC から PAPs への正式レターの発出：2009 年 8 月 6 日
- (g) パブリック・コンサルテーションにおけるカット・オフ・デート宣言に関する PAPs への説明：2009 年 8 月 7 日

(3) RAP（住民移転計画）初版の策定

① RAP（住民移転計画）初版策定の基本方針

カンボジア政府は、JICA 調査団の支援の下で、RAP（住民移転計画）初版（以下 RAP 初版）を策定した。RAP 初版は以下の目的で準備された。

- PAPs の生活水準や収入機会が少なくとも本計画実施前の水準までに回復されること。
- 土地及びその他の資産の取得、補償及び移転のための政策及び手続きのガイドラインが示されること。
- 本計画によって負の影響を受ける PAPs がどこに存在し、PAPs に対して、どのような補償及び影響軽減策が提供されるか、また、それらがどのように実施されるかについて、具体的に説明すること。
- 補償額の及び RAP 実施のための概略予算を算定すること

RAP は、2010 年に実施予定の詳細資産調査（DMS : Detailed Measurement Survey）及び再取得価格設定のための再取得価格調査（RCS : Replacement Cost Survey）の結果が反映される予定である。なお、RAP 初版の内容は、以下のとおり。

- 本計画の概要及び背景
- 用地収用及び住民移転に係る法的枠組み
- 線形変更による住民移転最小化のプロセス
- 用地収用による影響及び PAPs の範囲
- PAPs の社会経済プロファイルの概要
- 住民移転及び補償政策の概要
- 補償資格マトリックスの内容
- 生計回復策の概要
- 社会経済的脆弱 PAPs への影響軽減策の概要
- 住民移転実施組織
- 予算措置及び住民移転実施スケジュール
- 苦情処理手続き
- パブリック・コンサルテーション及び情報公開
- モニタリング・評価

② RAP 初版の基本方針

RAP における主な基本方針は、以下のとおりである。

- i) 可能な限り土地その他の資産の取得、あるいは住民移転の負の影響を回避するために、適切な解決策を検討すること
- ii) これらの影響が回避不能であるならば、PAPs の生活水準は少なくとも本計画実施以前に水準まで回復すること、及び

iii) 補償額は、再取得価格による。

その他の補償に係る補足事項は以下のとおり。

- **中州の土地補償について**：利用実態を勘案し「土地利用権」に対する支援（農地の場合：数年分の収穫に相当する現金、住民が土地なしになる場合：代替地の提供）を実施する。
- **河川水位の季節変化により陸化する地域について**：作物の栽培実績のある土地区画に関しては、河川と陸域の境界を DMS 時点で確定させたうえで、数年分の収穫分の額を現金で支援する。
- **河岸浸食が進行中の地域について**：河岸浸食が進行中の中州の東岸部分では、DMS 時点での河岸形状に基づいた影響範囲により補償を実施する。
- **土地なし PAPs について**：既存の国道 1 号線及び国道 11 号線の ROW 内に居住中の住民で、橋梁及びアプローチ道路建設による土地なし住民に対しては、代替地が提供される。土地なし PAPs は、各コミュニティにおいて住民移転地への集団移転を要するほどの数ではないため、個別の代替地の提供となる。
- **Double PAPs について**：過去の国道一号线改修事業において移転を経験し、本計画において再び移転することとなる PAPs (Double PAPs) に対しても、土地なし PAPs となる場合は代替地を提供する。また、ROW 内でも、PRW 外であり生活が可能であれば、その場所に居住することを許容する。
- **社会的弱者への支援について**：一号线改修事業への対応と同様、筆頭世帯主が寡婦、障害者、あるいは貧困ライン以下の生活を余儀なくされている世帯一戸当たり、「社会的弱者への補償 (Allowance to Vulnerable Household)」=22.4 ドルを、一律特別手当として支払う予定。
- **迷惑料について**：生計回復策の一つに該当する「迷惑料 (Disruption Allowance)」に関しては、一号线改修事業への対応と同様、居住を目的とした家屋を部分的に、あるいは全て取り壊す場合、家屋の再建に費やす時間に対して、PAPs の食事や収入の補てんをするために、世帯一戸当たり、「迷惑料 (Disruption Allowance)」=44.8 ドルを一律支払う予定。
- **移転料について**：生計回復策の一つに該当する「移転料 (Resettlement Allowance)」に関しては、一号线改修事業への対応と同様、移転地や ROW の他の土地への移転をする必要がある PAPs に対しては、迷惑料に加算して、世帯一戸当たり、「移転料 (Resettlement Allowance)」=44.8 ドルを一律支払う予定。
- **農地の補償について**：代替農地の購入を必要とする場合、農閑期に農地を確保することができる補償のタイミングを考慮するなどの補償スケジュール上の配慮を検討する。

(4) PAPs 対象パブリック・コンサルテーションの実施

PAPs を対象として、事業概要及び補償方針を説明する目的で、パブリック・コンサルテーションを実施した。

- 日時：2009 年 8 月 7 日（金）（午前 9:00-午前 12:00：プレイベン州の PAPs、午後 2:00-午後 5:00：カンダール州の PAPs）
- 場所：ネアックルンフェリー事務所会議室
- 参加者（PAPs）：午前 113 名、午後 115 名（数字は各世帯の代表者のみ）

パブリック・コンサルテーション開催に際して、以下の内容のブックレットをクメール語で作成して PAPs に配布した。また、非識字 PAPs に配慮し、同内容をパワーポイント化するとともに、プレゼン内容を読みあげた。

- 本計画の概要
- PAPs の範囲及び最小化のプロセス
- カット・オフ・デートの宣言
- 補償方針及び補償資格マトリックスの概要
- 苦情処理にかかる手続き
- 住民移転計画関連の用語解説

(5) 詳細資産調査（DMS）及び市場価格調査（RCS）実施の準備

① 詳細資産調査（DMS）の準備

影響資産の詳細を算定・確定するために、詳細設計段階で詳細資産調査（DMS：Detailed Measurement Survey）が実施される。DMS で収集する情報は、(i) 家屋の床面積及び構造物の数量、(ii) 土地の地目及び正確な計測、(iii) 建物の部材の詳細な記述と仕様、(iv) 各種手当の受給資格確認のための可否情報等である。DMS 実施のための手続き及び質問票案が策定された。質問票は、ROW 内の PAPs、及び新規路線の PRW 内の PAPs に分けられる。

② 再取得価格調査（RCS）の準備

再取得価格による補償のため、再取得価格調査（RCS：Replacement Cost Study）が実施される予定である。「再取得価格」は、取得された土地あるいは資産を、現在の市場価格あるいは市場価値で等価の土地あるいは資産を買い替えるために必要な費用の総額である。この場合、回収資材の利用可能部分及び減価償却部分に対するは控除せず、開発プロジェクトによる取得された土地及び財産の価値への影響は考慮しない。また、新しい土地及び財産に対する権利の移転あるいは登記に必要なコストを含む。

特に、RCS において家屋構造物の費用を推定するための方法は、それぞれの家屋構造物の費用を構成するコンポーネントの種類（各パーツごとの労賃及び材料費）及びその数量調査から構成される。本計画の RCS においては、ADB 等の他のドナーの最近のプロ

ジェクトにおける家屋構造物のカテゴリー等を参考にしつつ、14 の家屋構造物のカテゴリーが提案された。

- 4つのカテゴリーの藁葺きかつ木造の家屋
- 6つのカテゴリーの建設資材を利用した耐久性のある木造家屋
- 2つのカテゴリーの建設資材を使用した、レンガ造りの平屋家屋
- 2つのカテゴリーの建設資材を使用した、レンガ造りの複層階家屋

これらのカテゴリーを適用する際に、家屋の壁、床、屋根などが一部欠損している場合、過去の事例では、調整係数を掛けて減額する例もあったが、そのような調整係数は適用しないこととなった。以下は、再取得価格調査における家屋構造物のカテゴリーの一覧である。

表 3.1-3 再取得価格調査における家屋構造物のカテゴリー一覧

屋根	壁	床	柱	階数	タイプ	材料コスト (米ドル/平米)	労賃 (米ドル/平米)	コスト合計 (米ドル/平米)
藁葺き	藁葺き	なし、脆弱	木材	平屋	1A			
	藁葺き	硬質	木材	平屋	1B			
	25%以上の恒久的素材	25%以上の恒久的材質使用	木材	平屋	1C			
鉄板、石綿、プラスチック	藁葺き	なし、脆弱	ポール、木材	平屋	1D			
鉄板、石綿、プラスチック	鉄板、石綿	なし、脆弱	ポール、木材	平屋	2A			
	木材	なし、脆弱	ポール、木材	平屋	2B			
	木材	木材、コンクリート	木材	平屋	2C			
織物、石綿、プラスチック	レンガ	コンクリート	コンクリート	平屋	2D			
タイル	木材、レンガ	木材、コンクリート	木材	平屋				
織物、石綿、プラスチック	木材、レンガ	木材、コンクリート	コンクリート	複数階	2E			
タイル	木材、レンガ	木材、コンクリート	木材	複数階	2F			
タイル	木材、レンガ	コンクリート	コンクリート	平屋	3A			
コンクリート	レンガ	コンクリート	コンクリート	平屋	3B			
タイル	木材、レンガ	コンクリート	コンクリート	一階	4A			
				二階				
コンクリート	レンガ	コンクリート	コンクリート	一階	4B			
				二階				
				三階				

3.1.2 社会環境配慮

(1) 間接影響者に対するベースライン調査の実施

橋梁建設に伴い社会環境上の間接的影響を受ける可能性のある間接的影響者に対する軽減策立案のために、ベースライン調査を実施した。

橋梁建設に伴い影響を受ける住民には大きく分けて 2 種類ある。1 つは用地取得で影響を受ける PAPs であり、他方は橋梁の完成によって生じるフェリー事業縮小から間接的な影響を受ける可能性のある人々（売り子等）である。ベースライン調査では間接的被影響者の特性を調査し、影響の可能性を検討した。

フェリー事業の縮小によって影響を受けると考えられる間接的影響者は、メコン河兩岸のフェリーターミナル付近において経済活動を行なっている以下のステークホルダーであると考えられる。

- フェリー従業員
- 売り子
- 可動式キオスクのオーナー
- レストラン及び店舗のオーナー
- ターミナル近くにある市場の関係者



出典：JICA 調査団

図 3.1-2 間接影響者位置図

上述した間接的被影響者に対し、フェリー事業縮小による影響の度合いを推定するため、以下の聞き取り調査を実施した。なお、フェリー職員に関しては、2006 年以降全ての職員は正規職員（公務員）として雇用されていることが確認された。

ベースライン調査の目的、方法、実施日、及び結果については、以下のとおりである。

① ベースライン調査 1：売り子調査

- (a) 調査目的：東西両ターミナル付近の売り子の基本的特徴、社会・経済的特徴、及びビジネスの特徴などを把握し、橋梁建設によるフェリー事業縮小に伴う売り子の生計等に対する影響を推定することにより、影響軽減策の参考とする。
- (b) 調査方法：東西フェリーターミナルで活動している売り子サンプル 200 人（母集団：最大 545 人）に対する質問票による直接インタビュー調査（サンプリングは、オン・サイトのランダム・サンプリング）
- (c) 調査実施日：2009 年 3 月 11 日～20 日
- (d) 調査結果概要：売り子は 10 代～20 代の若年層が多く、ほとんどの売り子はターミナル付近のコミュニティに居住しており、毎日（週に 7 日間）働いている。売り子の収入が世帯収入に占める割合の 30%以下である世帯は約半数であるが、売り子の収入が主収入である世帯も 20%程度存在している。
売り子が扱っているのは、水やジュース等の飲料、果実／野菜、卵等の食料、タバコ、サンングラス等の雑貨等であり、主な顧客はフェリー利用者である。

② ベースライン調査 2：可動式キオスク調査

- (a) 調査目的：東西両ターミナル付近の可動式キオスクのオーナーの基本的特徴、社会・経済的特徴、及びビジネスの特徴などを把握し、橋梁建設によるフェリー事業縮小に伴うこれらのオーナーの生計等に対する影響を推定することにより、影響軽減策の参考とする。
- (b) 調査方法：東西フェリーターミナル付近で活動している全可動式キオスク全数（母集団：18 店舗）に対する質問票による直接インタビュー調査（全数調査：18 店舗）
- (c) 調査実施日：2009 年 3 月 14 日～15 日
- (d) 調査結果概要：可動キオスクの店主は 20 代～30 代が多く、60%以上がベトナム国籍である。店主のほとんどがターミナル付近のコミュニティに居住しており、店は毎日（週 7 日間）稼働している。ここでの収入が世帯収入の 70%以上を占めている世帯も多く、今後も長期的に商売を続けていく意向を示している。
可動式キオスクではスナックや麺類等の軽食、飲料、果物／野菜、ケーキなどのお菓子類を販売しており、軽食を提供するキオスクが比較的高い利益を上げている。
顧客の半数以上が地元住民である。

③ ベースライン調査 3：レストラン及び店舗調査

- (a) 調査目的：東西両ターミナル付近のレストラン及び店舗のオーナーの基本的特徴、社会・経済的特徴、及びビジネスの特徴などを把握し、橋梁建設によるフェリー事業縮小に伴うこれらのオーナーの生計等に対する影響を推定することにより、影響軽減策の参考とする。
- (b) 調査方法：東西フェリーターミナルから 100 メートル以内の全レストラン及び店舗

全数（母集団 81 店舗）に対する質問票による直接インタビュー調査（全数調査：81 店舗）

- (c) 調査実施日：2009 年 3 月 16 日～17 日
- (d) 調査結果概要：店主の年齢層は 20 代～40 代と幅広く、多くは女性であり、付近のコミュニンに居住している。全てのレストランがカンボジア料理を提供しており、店舗には、軽食、飲料、野菜／果物、雑貨屋、オートバイショップやガソリン販売店がある。レストラン・店舗の半数以上はここでの収入が家計の主収入となっており、多くは今後も商売を継続していく意向を示している。
顧客はフェリー利用者であり、地元住民はこれらのレストラン・店舗をほとんど利用していない。

④ ベースライン調査 4：地方市場における調査

- (a) 調査目的：東西両岸の大規模市場内の小規模店舗のオーナーの基本的特徴、社会・経済的特徴、及びビジネスの特徴などを把握し、橋梁建設によるフェリー事業縮小に伴うこれらのオーナーの生計等に対する影響を推定することにより、影響軽減策の参考とする。
- (b) 調査方法：東岸市場（Phsar Thmey）及び西岸市場（Phsar Char）内にある小規模店舗サンプル 155 店舗（母集団 750 店舗）に対する質問票による直接インタビュー調査（サンプリングは、オン・サイトのランダム・サンプリング）
- (c) 調査実施日：2009 年 3 月 18 日～20 日
- (d) 調査結果概要：市場で働く人の多くは女性であり、年齢層は 20 代～40 代と幅広い。また、従事者のほとんどが付近のコミュニンに居住している。
市場では食料品、雑貨、衣料品、貴金属等、様々な商品が売られており、主な利用者は地元住民である。フェリーターミナルから離れた所に位置しているため、フェリー利用客は全顧客の 10%以下となっている。

⑤ ベースライン調査 5：ドライバー・フェリー利用者調査

- (a) 調査目的：フェリー利用者（ドライバー・乗客等）の基本的特徴及び購買傾向を把握し、フェリーから橋梁への渡河方法の変更による、東西両岸における通行者の売り子・可動式キオスク・レストラン・店舗・市場などからの購買傾向の変化を推定することにより、影響軽減策の参考とする。
- (b) 調査方法：フェリー利用者（ドライバー・乗客等）サンプル 252 人（母集団はフェリー利用者であるため、調査日によって変動する）に対する質問票による直接インタビュー調査（サンプリングは、オン・サイトのランダム・サンプリング）
- (c) 調査実施日：2009 年 3 月 21 日～22 日
- (d) 調査結果：フェリー利用者の 80%以上が毎日フェリーを利用している。しかし、毎回売り子から商品を購入するのは、東から西へ渡河するフェリーでは利用者の 29%、西から東へ向かうフェリーでは 3%程度である。売り子から購入する商品の多くは飲料や食べ物である。また、ターミナル内のレストラン・店舗を利用するフェリー利用者は全体の半数以下となっており、半数以上がレストラン・店舗を全く利用しないと回答している。

調査範囲に確認された東西両ターミナル付近の間接的被影響者の状況は、図 3.1-3 に示すとおりである。



出典：JICA 調査団

図 3.1-3 東西フェリーターミナル 調査範囲

(2) 売り子などの間接的被影響者への軽減策の検討

① 建設ヤード跡地を利用した開発雇用促進

東岸の建設ヤード跡地を、売り子などへの販売機会の提供、及び橋梁・アプローチ道路維持管理用施設としての機能などを含む多機能な Roadside Station（道の駅）として、カンボジア政府の責任で整備することを検討している。道の駅で想定される主な機能は以下の通りである。

- 橋梁通行者の駐車スペース、休憩所、トイレ、給油所等の機能の提供
- 売り子等を含む販売場所の提供
- 観光資源（展望等）としての活用
- 地元コミュニティ用施設の提供
- 橋梁及びアプローチ道路の維持管理用施設の設置

また、道の駅の今後の検討事項としては、以下の点があげられる。

- 各施設の具体的内容
- 施設整備費用
- 予算措置及び整備体制
- 施設維持管理体制
- 施設利用許可の付与
- 立ち寄り率及び需要量の推定

② 建設期間中の建設労働者としての現地雇用促進の検討

橋梁建設中に大量に発生する建設労働者の雇用機会を、間接的被影響者にできる限り提供することを検討する。

③ 建設後の道路維持管理のために必要な作業員の現地雇用促進

橋梁建設後に発生するアプローチ道路の維持管理などに必要な作業に対する雇用機会を、間接的被影響者にできる限り提供することを検討する。

④ 建設期間中の大量の建設労働者の流入による消費ブーム活用

橋梁建設中に大量に流入する建設労働者による消費増大により、ターミナル付近で建設労働者への販売機会が増加する。このような建設期間中の建設労働者の流入による消費ブームを、間接的被影響者への経済活性化の機会として活用することを検討する。

⑤ 商品開発及びマーケティングなどの側面支援

間接的被影響者が、将来道の駅を活用する場合に、販売促進のための商品開発・マーケティングなどの面で側面支援することを検討する。

⑥ 小規模フェリーの継続の可能性

橋梁建設後のごく小規模なローカルな渡し船のニーズについて検討する。

⑦ 小型バスによるシャトル・サービスの可能性

フェリーの代替交通手段としての、兩岸のフェリーターミナル跡地間の小型バスによるシャトル・サービスの可能性を検討する。

(3) 間接的被影響者（IAPs : Indirectly Affected Persons）対象パブリック・コンサルテーションの実施

① 実施要領

東西兩岸において活動している間接的被影響者を参加者として、事業概要の説明及び今後の影響軽減策策定のためのニーズを評価する目的で、下記の要領でパブリック・コンサルテーションを実施した。尚、東西兩岸で活動する間接的被影響者が自由に出席できるように、自由な参加機会が補償されていることを事前に伝達した。

- ・ 日時：2009年8月10日（月）（午前9:30-午前11:00：東岸で活動している間接的被影響者、午後2:30-午後4:00：西岸で活動している間接的被影響者）
- ・ 場所：ネアックルンフェリー事務所会議室
- ・ 参加者（売り子をはじめとする間接的被影響者）：午前109名、午後57名

② プログラム概要及び主な質疑応答

MPWTからの挨拶の後、本計画の概要及び今後のスケジュールが説明され、質疑応答が行われた。参加者からの主な質問内容は以下のとおりである。基本的には、橋梁建設に対して歓迎する一方、橋梁建設後の売り子の販売機会の確保などの軽減策を求める声が多い。

- ・ 家計及び親族の生活がかかっているため、職を失うことを懸念する。
- ・ 橋梁建設に関しては歓迎するが、政府には工場の誘致による雇用創出をお願いしたい。
- ・ 橋梁建設には賛成するが、引き続き商売を続けられる場所の確保をお願いしたい。
- ・ 何とか別の仕事が見つかると思うので、心配はない。

3.2 環境影響評価・自然環境関連

3.2.1 EIA 承認手続きの概要

ネアックルン橋梁建設計画に関する初期環境影響評価（IEIA）の結果、カンボジア環境省（MOE）により環境影響評価（EIA）調査の実施が必要と判断された。この結果を受け、公共事業運輸省（MPWT）は、環境影響評価（EIA）報告書を作成し、2007年3月にMOEに提出した。EIA審査の後、2008年1月にMOEからEIAの承認がMPWTに通達された。ここにMOEは、以下の付帯条件でEIAを承認した。

プロジェクト実施者であるMPWTは、

1. MOEに提出されたEIA報告書の遵守と提言に従うこと
2. プロジェクトサイトの変更および新しい部分については、少なくとも建設終了1ヶ月前までにMOEに報告し許可を得ること。
3. 上記に該当しない場合は、環境保護法および自然資源管理法を遵守すること。

本準備調査では、道路線形と道路構造の変更に伴う環境影響のレビューおよび工事中・供用後の環境影響を軽減するための対策とそれを担保するためのモニタリング計画を含む環境管理計画（EMP）案の検討・作成を行った。調査は、JICA環境社会配慮ガイドラインを踏まえ実施した。

3.2.2 環境管理計画（Environmental Management Plan. EMP）

環境管理計画では、環境や社会に与える負の影響を回避、低減、または許容水準まで軽減するために本計画の実施・運営期間中に取られる一連の緩和策、モニタリング及び制度の強化を扱う。

（1）関連法規・制度等

EMPは、以下の法規・制度等に従って策定される。

- 1) Law on Environmental Protection and Natural Resources Management
- 2) Sub-Decree on Water Pollution Control
- 3) Sub-Decree on Solid Waste Management
- 4) EIA Report of the Second Mekong Bridge Construction
- 5) JICA 環境社会配慮ガイドライン

(2) 環境モニタリング

工事開始前、工事中の環境モニタリング計画を作成し実行する。

1) モニタリング項目案

以下のような事項に配慮して、表 3.2-1 に示すようなモニタリング項目案を設定する。

- ・ 本事業の現状及び特性
- ・ 他の同種事業（長大橋）で実施されているモニタリング項目
- ・ EIA 承認時に添付された環境省からの要求事項

表 3.2-1 モニタリング項目と方法（案）

項目			方法等
1	大気質	TSP CO NO ₂ SO ₂	大気質の調査は、最も影響の大きい保全対象周辺で、汚染物質が発生する高さにおいて行う
2	騒音	Leq	騒音の調査は、道路境界、工事区域内で最も近接した影響の大きい保全対象周辺で行う
3	水質* （表層水、 工事排水）	pH 濁度 DO BOD COD 伝導率 水温 SS 大腸菌群数 水位	メコン河の水質、及び工事に伴う排水の水質を検査する
4	土壌** （有害物質）	重金属 油分	残土及び廃棄物に含まれる有害物質を測定する。
5	地盤沈下	地盤沈下	盛土区間を中心として地盤沈下の発生を観測する
6	生物相の確認	生物相	プロジェクトサイト周辺の動植物を監視し、工事に伴う種数及び個体数に大きな変化が無いことを確認する。

* 水質のモニタリングは、Sub-Decree on Water Pollution Control に記載された汚染物質リストや基準値を参考にして設定する

** 廃棄物等のモニタリング項目は、Sub-Decree on Solid Waste Management に記載された汚染物質リストや基準値を参考にして設定する。

2) モニタリング地点と頻度

モニタリングの地点及び頻度の案を表 3.2-2 に示す。工事期間中は工事を行う場所及び工種に合わせて、詳細なモニタリング計画を立てて実施する。

表 3.2-2 調査地点及び頻度（案）

項目	調査地点	頻度		
		工事開始時	工事期間中 (48 ヶ月)	供用後 (2 年)
1 大気質	-Ampil Tuek Village -Kaoh Chamraeung Village -Otdam Village	1 回	1 回／3 カ月	年 1 回
2 騒音				
3 水質 (表層水)	-メコン河のネアックルン橋梁から約 1km 下流で 3 地点 -同様に、支流で 1 地点	1 回	2 回／乾季 2 回／雨季	1 回／乾季 1 回／雨季
4 水質 (工事排水)	工事現場	-	随時	-
5 土壌 (有害物質)	工事区域内の土捨て場	-	1 回／3 カ月	-
6 地盤沈下	-Phum 1 Village	-	1 回／3 カ月	年 1 回
7 生物相の確認	メコン河及びプロジェクトサイト周 辺	-	常時	-

(3) 緩和策

環境影響を緩和するための方法と、その作業計画、使用する機械、作業方法、緩和策について規定する。工事中の環境緩和策として、請負者は、工事契約に基づき以下の環境対策を実施する。

- 大気汚染

砕石・砂等の骨材置き場周辺、大型トラックや建設機械の稼動により粉じん等が発生する場所では、シートカバー、散水による防塵対策、走行速度の制限遵守、建設機材の適切なメンテナンスなどを行う。

- 水質汚濁

河川内や湿地帯での掘削工事では、掘削水の排水による水質への影響が考えられる。掘削水については、沈砂池を設置し排水処理を行う。水質がカンボジアの基準を超えている場合には、凝縮剤の投入など必要な対策を実施し排水基準を遵守する。コンクリートプラントの排水についても、必要十分な処理を実施する。

また建設現場の事務所、宿舍から発生するし尿の処理として浄化槽を設置し排水基準を遵守する。また、燃料および凝集剤等の薬剤は、洪水時等の流出防止、火災による引火に留意して保管する。

- 残土処理および建設廃棄物

建設廃棄物はリサイクルに努める。請負者は、衛生班を組織し、周辺自治体と協力

し建設作業所宿舎からの廃棄物回収と適切な処理を行う。

- 騒音・振動

工事中の掘削作業や大型トラック、建設機械の稼働による騒音、振動が発生する。建設機械及び車両は不必要な騒音、振動を防止するため適切なメンテナンスが必要である。破碎作業を伴うコンクリートプラントの作業は病院・学校などの静穏を求められる施設の位置に配慮し、日中のみの作業とする。夜間工事を実施する場合は施主を通じた事前の許可と、住民への通達が必要である。

掘削作業や振動を伴う打撃作業により家屋財産に被害を及ぼさないようにする。また、住宅地周辺では、必要に応じて工事用仮囲いや防音壁を設置し、騒音の環境基準遵守に努める。工事中は、騒音のモニタリングを実施し、環境対策の適切な運用に配慮する。

工事実施時間の厳守、交通安全、法定速度の厳守、交通安全員の配置等、工事中の環境保全に関する留意事項については工事契約書に盛り込む。請負者は工事開始前に、環境管理責任者を任命し適切な環境管理の実施に努める。環境管理計画は、以下のものを含むものとする。

- ・ 土取場、採石場、資材置き場、アスファルトプラントなどの適切な選定
- ・ 材料輸送計画（経路、時間帯）
- ・ 残土、廃棄物処理場の計画
- ・ 残土処理場における土壌流出防止策、安定化策
- ・ 汚水収集処理施設
- ・ 建設労働者宿泊施設の管理
- ・ 交通管理、交通安全管理
- ・ 架設防音壁等の騒音対策
- ・ 防塵対策
- ・ 燃料などの危険物取り扱いと貯蔵方法
- ・ し尿収集とその処理
- ・ 水路などの公共施設の修復

第4章 プロジェクトの内容

4.1 プロジェクトの概要

4.1.1 上位目標とプロジェクトの目標

カンボジア国政府は、国家貧困削減計画、国家人口計画などを包括する国家戦略開発計画（NSDP）2006-2010 を 2006 年 7 月に策定した。NSDP では、目標達成のための手段として、道路ネットワークの修復と維持管理の重要性が述べられており、この期間に 2,000 km の主要幹線及び幹線道路の整備を行い、その合計を 4,100km にすることが目標として掲げられている。

1959 年の国連アジア極東経済委員会で採択されたアジア・ハイウェイ構想は、アジアの地域開発促進と貿易・観光を支える道路交通の改善を目的としており、本計画を含む「カ」国 国道 1 号線が、アジア・ハイウェイ(AH-1)ルートの一部として、ホーチミン — プノンペン — バンコクを結ぶ国際道路の指定を受けている。

上記のように、本計画を含む国道 1 号線は、「カ」国の主要幹線道路としてばかりでなく、インドシナ半島南部地域にとっても最も重要な路線の 1 つである。

「カ」国の国道 1 号線は、メコン河を挟んだ両側、すなわち、プノンペンからネアックルンまで（西岸側）は日本の、またネアックルンからベトナム国境バベットまで（東岸側）は ADB の ODA 事業によって改良がなされており、現在、メコン河のネアックルンフェリーによる渡河が、交通のボトルネックになっている。

本協力対象事業は、このボトルネックになっているメコン河渡河部において、橋梁を建設し、安全で円滑な道路交通を確保するものである。

4.2 協力対象事業の基本設計

4.2.1 設計方針

本計画における渡河ルートは、開発調査で提案された 3 ルートのうち最も上流側を通過する A ルート（図 1.1-2 参照）を基本とする。このルートは、開発調査で孤児院、鉄塔、墓地、寺院、住宅等のコントロールポイントを考慮し立案されたもので、移転家屋が最も少なくなる案として、開発調査で推奨されている。

本計画は、メコン河の本流、及び支流を跨ぐ全長 2.2km の橋梁を含む、延長約 5.5km の新設道路建設計画である。

道路は、西岸の現行フェリーターミナル手前 1.5km と東岸のフェリーターミナルから 1.0km 位置の国道 1 号線を結び、フェリー航路の上流約 1.3km でメコン河を渡河している。西岸道路 0.84km、西岸取付け橋 0.90km で、本流部を主橋梁 0.64km で渡河し、東岸取付け橋 0.68km、東岸道路 2.4km で終点に至っている。

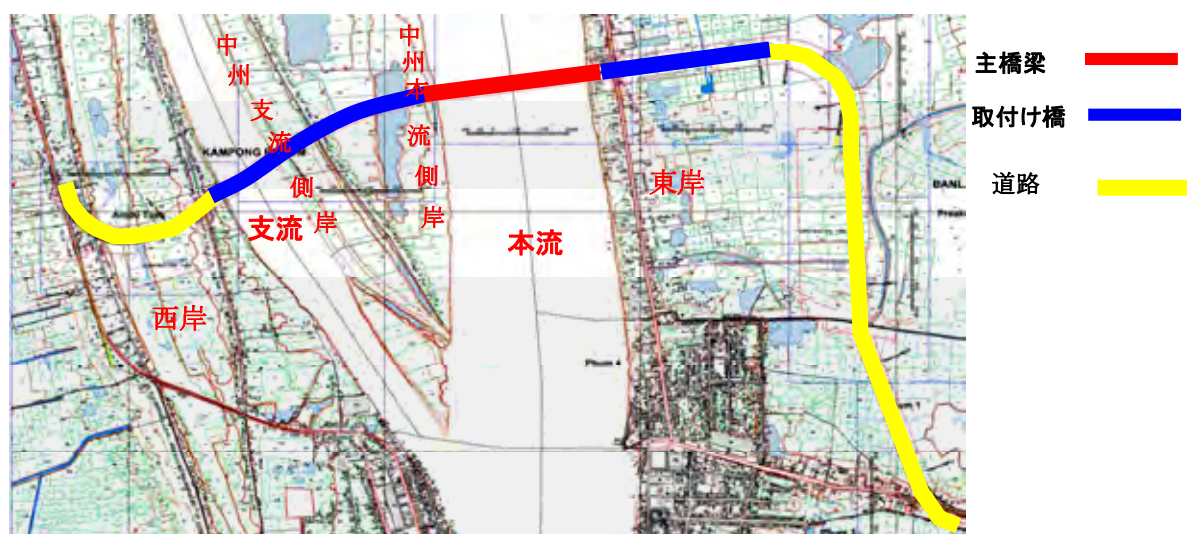


図 4.2-1 プロジェクト位置説明図

道路設計に当たっては、原則としてカンボジア基準を採用するものとし、道路線形は移転家屋が極力少なくなるよう部分的に見直す作業を行うものとした。また西岸では、地先道路を本線と立体交差させる方針とし、東岸では、洪水時の流水の出入りを確保するため、適切な位置に箱型函渠（ボックスカルバート）を設置するものとした。

橋梁設計に関しては、本流部には、プノンペン港へ出入りする大型船舶（5,000DWT）の航行が見込まれるため、河川中央部に大型船舶が航行可能な主航路を確保した。また、架橋地点は内陸水運を担う小型船舶の航行が頻繁であるため、主航路と併設して、両河岸部に副航路を設置する方針とした。これら航路条件より、主橋梁は支間 200m を超える長大橋梁となる。長大橋梁の計画に当たっては、経済性を最重要項目とし、コスト削減案を組み入れた橋梁形式の比較検討を実施する。また、橋梁形式の選定に当たっては、経済性、構造的性、施工性、走行性、景観の他、安全性の観点から橋梁形式を評価する。

取付け橋梁は、河川西側の支流部、中州部、及び東側に分けられる。西側は、乾期に流水が途絶える支流と、中州から形成される平坦な地形をなしており、橋梁計画上の特別な制約条件はない。東側は、国道 11 号と交差しており、取付け橋は、これを跨ぐ必要がある。取付け橋は、一般的な桁橋の中から経済性を重視して橋梁形式を選定する。

(1) 道路計画

1) 適用基準

適用基準の設定にあたって、ドナー各国の設計基準、アジア・ハイウェイなどの関連設計基準および隣接区間（日本国実施中の国道一号線改修計画（プノンペン～ネアックルン区間）および ADB 実施済みの国道一号線改修事業（ネアックルン～ベトナム国境間））の設計基準を比較した。

表 4.2-1 関連基準一覧

項 目	アジア・ハイウェイ		アセアン・ハイウェイ		大メコン圏コリドー		カンボジア基準		日本基準		アメリカ基準 (AASHTO)***		NR-1 (日本政府)	NR-1 (ADB)
設計区分	クラス II		クラス II		クラス II		R5		第3種 第1級	第3種 第2級	地方幹線道路		アジア・ハイウェイのクラス II に準拠	-
車線数	2		2		2		サービスレベルによる		計画交通量による		サービスレベルによる		2	2
地 形	平地	丘陵地	平地	丘陵地	平地	丘陵地	平地	丘陵地	平地、計画交通量 20,000 台/日以上	平地、計画交通量 40,000 以上 20,000 台/日未満	平地	丘陵地	平地	-
設計速度 [km/h]	80	60	80-100	60-80	80-100	60-80	100	80	80	60	120-100	100-80	80	100
用地幅 [m]	(40)		(40-60)		(40-60)		60*		-		-		-	-
車線幅員 [m]	3.5		3.5		3.5-3.75		3.5		3.5	3.25	3.6		3.5	3.75
路肩幅員 [m]	2.5		2.5		1.5-2.5		3.0		1.25	0.75	2.4		2.5+1.0	2
舗装標準横断勾配 [%]	2.0		-		-		2.5-3.0 (瀝青材)		1.5-2.0 (瀝青材)		1.5-2.0 (瀝青材)		3.0	3.0
路肩標準横断勾配 [%]	3-6		-		-		3.0-4.0 (防塵処理)		1.5-2.0 (瀝青材)		1.5-2.0 (瀝青材)		4.0	3.0 (防塵処理 6.0 (その他))
最大片勾配 [%]	10.0		10.0		10.0		10.0		6.0		12.0		4.0	5.5
舗装種類	アスファルトまたはセメント		アスファルトまたはセメント		アスファルトまたはセメント		-		-		-		アスファルト	簡易舗装
最小平面曲線半径 [m]	210	115	200	110	200	110	345	210	280	150	328	194	280	500
緩和曲線を省略できる最小平面曲線半径 [m]	900	500	-	-	-	-	-	-	900	500	592	379	900	-
最小緩和曲線長 [m]	70	50	-	-	-	-	-	-	70	50	56***	44***	70	-
最急縦断勾配 [%]	4.0	5.0	6.0	7.0	6.0	7.0	3.0**	4.0**	4.0	5.0	3.0	5.0	4.0	4.0
建築限界 [m]	4.5		4.5		4.5		-		4.5		4.9		-	-

注)

*: カンボジア政令による。

**: 最急縦断勾配は特例値を除く。

***: 設計速度が、それぞれ100km/hと80km/hの場合を表示。

****: 望ましい値を表示。

このうち、「カ」国の道路設計基準は、アジア・ハイウェイ基準などの国際道路規格を満足しており、また、現地で一般的に採用されていることから、本計画の設計基準として、基本的に採用することとした。その他、基準にないものは、日本の設計基準および AASHTO を補助的に適用する。

次に、「カ」国の道路設計基準に則り、設計速度を設定する。当該路線の機能分類は、“地方部における国道”となる。また、設計区分は“R5”を採用する。これは、本調査で実施した交通需要予測では、現在から11年後の2020年には9.5千台/日になっていることから、30年後には10千台/日を十分上まわると想定されるためである。

表 4.2-2 地方部における道路カテゴリーと交通量の関係

道路カテゴリー	日平均交通量(供用開始から30年後)					
	全交通	>10,000	10,000 ~ 3,000	3,000 ~ 1,000	1,000 ~ 150	<150
高速道路	R6	-	-	-	-	-
国 道	-	R5	R4	-	-	-
省 道	-	-	R4	R3	-	-
地区道路	-	-	-	-	R2	R1

出典: カンボジア国道路設計基準 2003 年版

同様に、道路カテゴリーから、当該路線のアクセスは、“部分出入規制”に該当する。また、当該路線には大規模な航路限界があることから比較的大きな縦断勾配を設ける必要があるため、地形分類上は“丘陵地”に位置するものとした。

表 4.2-3 地方部における道路カテゴリーと出入制限の関係

道路カテゴリー	設 計 区 分					
	R6	R5	R4	R3	R2	R1
高速道路	F	-	-	-	-	-
国 道	F	P	P	-	-	-
省 道	-	-	P	P	-	-
地区道路	-	-	-	N	N	N

注) F: 完全出入制限、P: 部分出入制限、N: 出入制限なし

出典: カンボジア国道路設計基準 2003 年版

上述より、設計速度は、該当する道路設計区分と地形から、カンボジア基準に準拠して、80km/h を採用した。

表 4.2-4 地方部における道路設計区分と地形と設計速度の関係

設計区分	設計速度 (km/h)		
	平地	丘陵地	山岳地
R6	120	100	80
R5	100	80	60
R4	90	70	60
R3	70	60	50
R2	60	50	40
R1	40	30	20

出典: カンボジア国道路設計基準 2003 年版

表 4.2-5 に本計画において採用された幾何構造設計基準を示す。このうち、最大片勾配については、モーターバイクなどの緩速車を含む現地道路利用者を考慮すると共に、同じ理由により、国道一号線改修計画（プノンペン～ネアックルン）にも用いられていることから、4.0%とした。

表 4.2-5 採用された幾何構造設計基準

項 目	本計画	備 考
設 計 区 分	R5	カンボジア基準適用
車 線 数	2	前後の整備済み区間を考慮
地 形	丘陵地	カンボジア基準適用
設計速度 [km/h]	80	カンボジア基準適用
車線幅員 [m]	3.5	カンボジア基準適用
バイクレーン車線幅員 [m]	2.5	
路肩幅員 [m]	1.0	
舗装標準横断勾配 [%]	3.0	カンボジア基準適用
路肩標準横断勾配 [%]	4.0	カンボジア基準適用
最大片勾配 [e_{max} , %]	4.0	現地道路利用者を考慮
舗装種類	アスファルト	
制動停止視距 [m]	115	カンボジア基準適用
最小平面曲線半径 [m]	280	e_{max} に対するカンボジア基準値
片勾配を打ち切る最小平面曲線半径 [m]	1,250	カンボジア基準適用
緩和曲線を省略できる最小平面曲線半径 [m]	900	
最小緩和曲線長 [m]	70	
最小平面曲線長 (m)	140	カンボジア基準適用
最急縦断勾配* [%]	4.0	カンボジア基準適用
最小縦断曲線半径 (凸部) [m]	30**	カンボジア基準適用
最小縦断曲線半径 (凹部) [m]	28**	カンボジア基準適用
建築限界 [m]	4.5	

注:

*: 最急縦断勾配は特例値を除く。

**: K値による表示。

2) 標準横断構成

車線数は、本計画区間の前後に位置する改修済み区間が、2車線であることから、2車線とした。土工区間における標準横断は、連続性とバイク走行を考慮し、日本が実施している国道一号線道路改修計画と同じ断面を採用することとした。

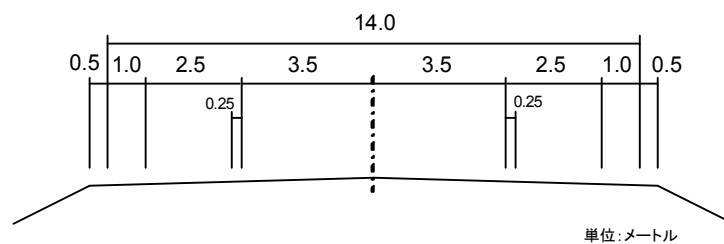


図 4.2-2 採用された標準横断面（土工部）

3) 道路中心線設定

線形決定にあたっては、求められる道路の機能性を損なうことなく、環境社会配慮、特に、影響家屋が最小となるように留意する。

最初に、用地幅に影響を与える主な設計要素について、次のように、設計条件を設定した。

a) サービス道路の検討

サービス道路の必要性について、以下のように検討を行った。

• 西岸側交通処理

地先道路 W1 の南側の交通は、既存の国道 1 号線を介して処理することが可能である。地先道路 W2 は、計画道路が部分出入規制を行うと共に、交差位置が橋梁橋詰付近にあることから、交通安全性を考慮し、立体交差として処理することとした。周辺に大型車が通行可能な迂回路がないことから、規定の建築限界（H=4.5m）を確保し、かつ、出来るだけ盛土高さを低くするため、橋台背面まで迂回路を設置した。両地先道路の規格は、設計速度を 20 km/h とし、幅員は、既存道路幅員を満足し、カンボジア基準における地先道路規格である 6.0m（設計区分“R1”）とした。

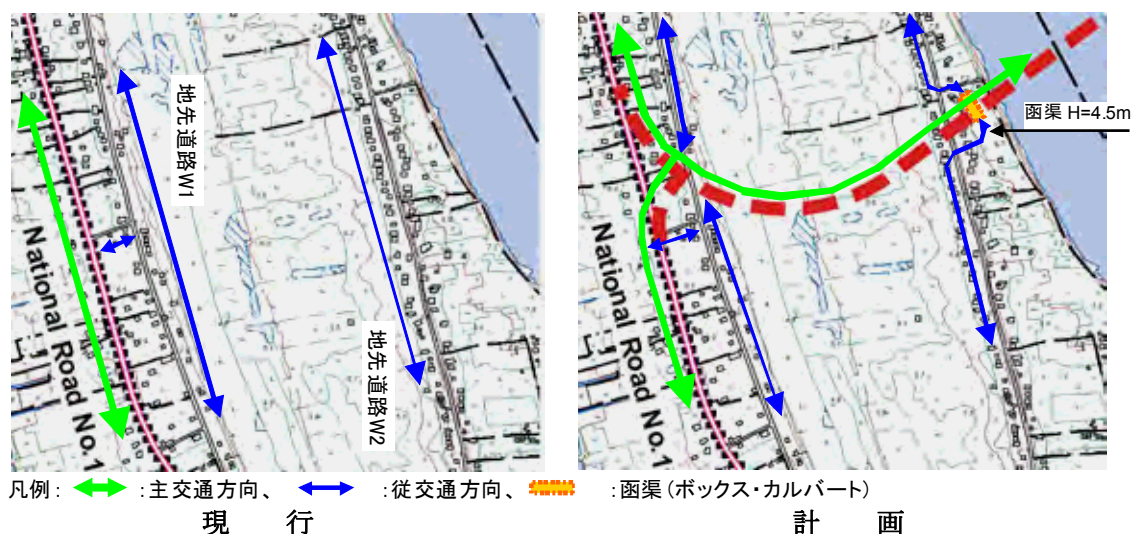


図 4.2-3 西岸側交通処理

• 東岸側交通処理

フラッド・フリー・エリアにしないことと、当面、国道 11 号線の交通が、ネアックルン市街を通過することで渋滞が発生するとまで考えられないことから、国道 11 号線バイパスは設置しないこととする。

b) 交差点の基本形状

次に、交差点の基本形状について、検討を行った。

• コンポンポン交差点（西岸側既存国道 1 号線との分岐）

当該交差点における交差点形状は、既存の国道 1 号線を利用し、下左図の通りとする。交差点におけるシフト長およびテーパー長の設計速度は、摺り付け区間に対する影響範囲を少なくするため、また、運用上は、規制速度が 60km/h となっていることから、60km/h とする。

- ネアックルン交差点（東岸側既存国道 1 号線との分岐）

当該交差点における交差点形状は、既存の国道 1 号線を利用し、下右図の通りとする。交差点におけるシフト長およびテーパー長の設計速度は、摺り付け区間に対する影響範囲を少なくするため、また、運用上は、規制速度が 60km/h となっていることから、60km/h とする。

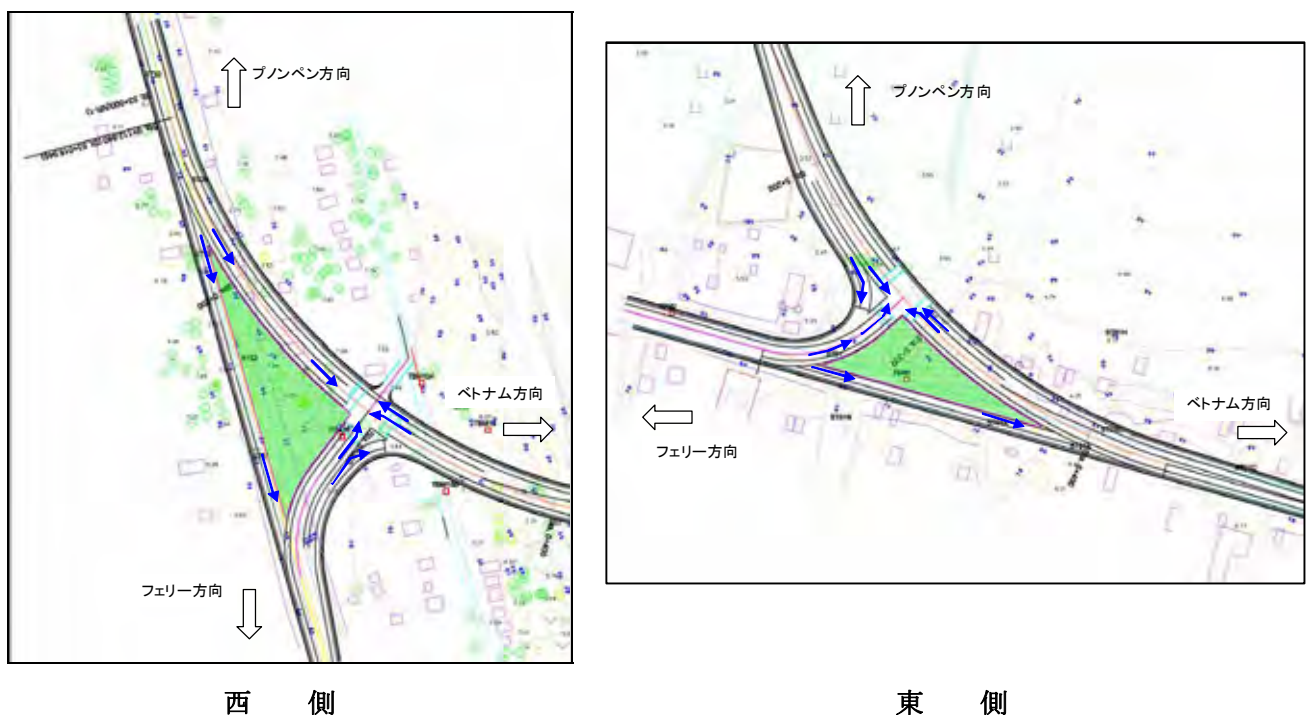


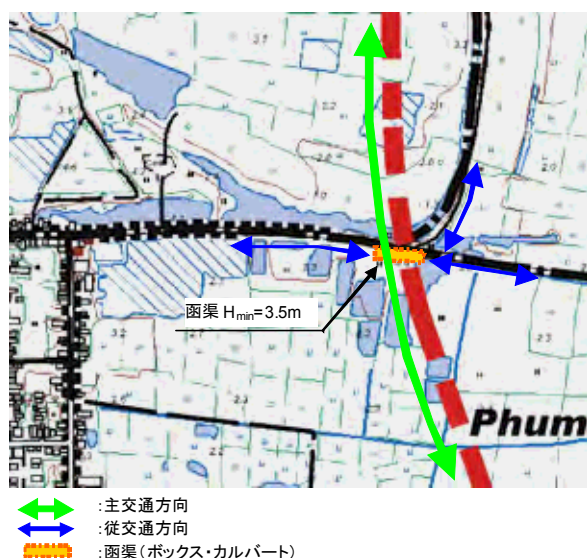
図 4.2-4 既存国道 1 号線との交差点形状

- 施工ヤード跡地との交差点

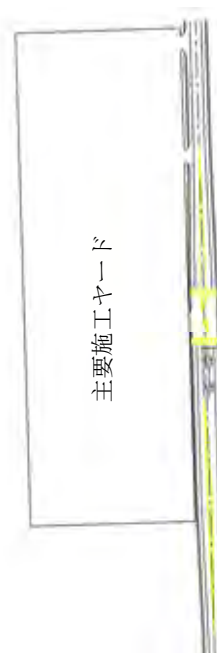
当該交差点は、主要施工ヤードの出入に伴う安全確保および同ヤード跡地利用に配慮して、左折車線を設置することとした。主要施工ヤードは、東岸橋台近くに設置するものとする。

- 東岸側地先道路との交差点

当該交差点は、洪水排出の軽減や部分出入規制の観点から、立体交差とした。建築限界は、既存道路が土道であることと、周辺道路ネットワークを考慮すると、将来的にも大型車が通行する可能性が低く、また、コストの観点から、本線の計画高さを交差部周辺と同程度に抑えることが望ましいことから、3.5m を確保することとした。幅員は、既存道路幅員を満足し、地先道路規格である 6.0m（設計区分“R1”）とし、設計速度は、20 km/h とする。



東岸側地先道路交差点



施工ヤード跡地交差点

図 4.2-5 その他東岸側交差点形状

c) 設計洪水位および設計道路高

「2.2.2 (3)気象、水理、水文」に示されている 100 年確率の洪水位を設計洪水位とする。洪水に対する設計道路高については、「カ」国における基準がないため、日本の“河川管理施設等構造例”を参考に、設計洪水位に余裕高 50cm を加えたものと、道路の冠水や越流を防止するため、舗装の劣化防止を考慮し、設計洪水位に舗装厚を加えたものの、どちらか高いほうを満足するものとした。表 4.2-6 に、設計洪水位と設計道路高の関係を示す。

表 4.2-6 設計洪水位と設計道路高の関係

区間		Sta.0+000～2+500	Sta.2+500～5+400
設計洪水位(m)		7.930	8.360
余裕高による道路高	余裕高(m)	0.500	
	最低道路高(m)	8.430	8.860
舗装厚による道路高	舗装厚(m)	0.530	
	最大片勾配(%)	4.000%	
	片勾配による比高(m)	0.280	0.280
	表面段差(m)	0.100	0.100
	最低道路高(m)	8.840	9.270
最低設計道路高(m)		8.840	9.270
区間最低道路高(m)		9.260	9.560
区間最低道路高-最低設計道路高(m)		0.420	0.290

注)摺付区間を除く。

d) その他 主要要素

その他、線形決定に影響を与える主要要素については、以下のように設定した。

• 押え盛土

開発調査において、軟弱地盤対策の一つとして、押え盛土工法が提案されていたが、軟弱地盤解析の結果、押え盛土がなくても、安定することから、押え盛土は設置しないこととした。

• 洪水用開口部

洪水調整のため東岸側に、3 箇所のボックスカルバートを設置することとした。（P2-28 参照）

• 路面排水および表面排水

当該地域が地方部に位置すること、民家が密集していないことより、路面排水および表面排水施設を基本的に適用しない。また、日本および ADB が実施した国道一号線改修事業の隣接する区間においても、設置していないことから、本計画において、適用しないことは妥当と考える。ただし「2.2.2 自然条件」で述べられているように、盛土材に分散性粘土が含まれる可能性があることから、盛土法面に遮水層を設け、路体を保護する構造とする。

• トラックスケール

第 1 次現地調査時に「カ」国側から本計画橋梁を対象としたトラックスケールの設置要請があった。しかし、過積載車両取締所設置位置については、全国国道道路網全体を見定めた効率的な設置・運用計画が必要であり、橋梁のみを取り上げて設置すべきでない。また、国道 1 号線において、バベットからプノンペンまでの迂回路は限られており、ADB の援助によってバベットに設置された過積載車両取締所により、本計画橋梁における過積載車両の通行は制限できるものと考えられる。これら理由から、本計画において、トラックスケールは、計画対象外とした。

• 交通安全施設

道路標識、路面標示、ガードレール等の交通安全施設は、カンボジアの基準に準拠するものとした。また、歩道構造は、本架橋計画の起終点における国道 1 号線に合わせ、縁石等の構造物は、設置しないものとした。

e) 線形設定

道路中心線の設定にあたっては、開発調査において設計された線形を基に、本調査実測図を用いて、上記条件と暫定道路幅（PRW）を加味し、影響家屋が最小となるように調整を行うものとする。

(2) 橋梁計画

1) 設計条件

i) 適用規準

カンボジアにはオーストラリアの規準をベースにした橋梁設計の規準がある。この規準には活荷重等基本的な規定は記載されているが、細部については規定されていない。このため、各援助機関がプロジェクトを実施する場合、各自の細部規定を適用しているのが現状である。本計画についても、カンボジア政府と協議の結果、橋梁構造物の設計には日本の規準を適用するものとした。ただし、自然条件などの架橋地点特有の条件はカンボジア基準またはカンボジア基準の基となっているオーストラリア基準を参照する。また、活荷重は、カンボジア基準と比較検討の上、日本のB活荷重を用いるものとした。

ii) 航路条件

主橋梁の計画は、河川に設置される航路によって制限を受ける。架橋位置では、5,000DWT船舶の通行を可能とする主航路（180mx37.5m）及び500DWT未満の内水運船を対象とした副航路（90mx15m）を設置している。航路条件を、表 4.2-7 及び 1) 貨物船: 1999 港湾技術基準、及び Bulk Carrier: PIANC Marcom Report W33 (2002) の値より

表 4.2-8 に示す。

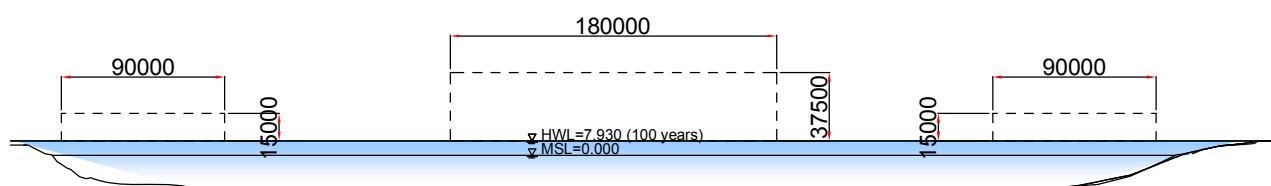


図 4.2-6 航路限界

表 4.2-7 主航路幅の算定

	単線航路	複線航路
対象船舶規模	5,000DWT (Bulk Carrier)	500DWT
船長 LoA [m]	109m ^{*1}	51m ^{*2}
主航路幅	$B=1.6 \times LoA = 175 < 180m$	$B=3.5 \times LoA = 179 < 180m$

1) 貨物船: 1999 港湾技術基準、及び Bulk Carrier: PIANC Marcom Report W33 (2002) の値より

表 4.2-8 副航路幅の算定

対象船舶規模	500DWT
船長 LoA [m]	51m ^{*2}
副航路	$B=1.6 \times LoA = 81.6 < 90m$

2) 1999 港湾技術基準「対象船舶を特定できない場合の小型貨物船の主要寸法」より

なお、主航路高は、5,000DWT 船舶に見合う値として 37.5m¹に設定されている。この値はカンボジアーベトナムの 2 国間で合意されており、メコン河委員会 (Mekong River Commette) の見解でも国際航路として 5,00DWT 船舶が通行可能な 37.5m の主航路高を本

¹マスト高 36.0m+余裕高 1.5m。運輸省港湾技術研究所技術資料 No.714 に基づき設定されている。

また、副航路の航路高は、きずな橋、Prek Tamak 橋の航路高と同一の値を採用している。

vii) 相対湿度

自然条件調査結果におけるプレイベンでの相対湿度の平均値は 82.6%である。この値を基に、設計に用いる相対湿度を設定する。

viii) 設計水位

自然条件調査結果より、HWL = 7.93m（100 年再現期待値）、LWL = 0.43m（20 年再現期待値）とする。河川構造物等の設計に用いる HWL は、構造物の重要度、周辺地域の状況等を考慮して決定されることになる。本調査では計画路線の重要度や構造物の耐用年数、また対象河川は確率年数による水位変動が少ないこと等を考慮して、我が国の一般的な主要河川と同様に 100 年再現期待値とした。LWL は、構造物の設計に対する影響が小さいことや過去の計測結果の最小値を考慮して 20 年再現期待値を用いることとした。

ix) 設計流量・流速

設計及び施工計画に使用する流量・流速は、これまでの観測結果の最大流量：33,000m³/sec（2002～2004 年観測結果）、最大流速：2.24m/sec（2008 年観測結果）とする。

x) 中州浸食対策

将来浸食される可能性がある範囲を 255m とし、その区間は浸食が発生しても問題のない構造として設計する。具体的には P15～P19 橋脚を、以下の 2 点に配慮した設計とする。

- ① 浸食された場合の河床高を -18.0m とする。
- ② 浸食された場合に小型船舶の杭への衝突を避けるため、Pile Cap 底面が水面以下となるよう底面を乾期の最も水位が低い高さ +0.43m とする。

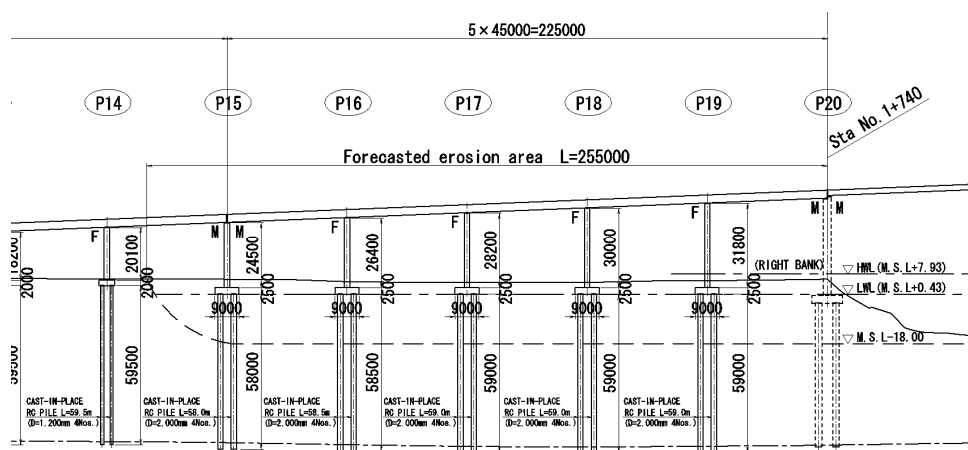


図 4.2-8 中州の浸食に対応した構造

xi) 洗掘

本調査で実施されたきずな橋の洗掘状況調査では、架橋前と比べると 5m 程度の洗掘が生じていることが確認された。よって、きずな橋と同様の対策を施してもある程度の洗掘を考慮する必要がある。しかし、洗掘防止工が設置された状態での洗掘深を推定することは難

しく、また、洗掘防止工の効果を確実に発揮させるには、砕石の下層に吸い出し防止材を敷設し、広範囲にわたって洗掘防止工を施工する必要がある。このように、洗掘防止工の確実性、施工性、工費、更には維持管理等を総合的に勘案すると、本橋梁基礎に対しては洗掘防止工を敷設せずに、基礎構造本体を洗掘された状態にも耐えうる構造にすべきであるとする。従って、本橋に対しては洗掘防止工を行わないことを基本として、洗掘深さを考慮して基礎の設計を行うこととする。洗掘深さは表 4.2-9 の通りとし、全ての荷重の組合せに対し一様に考慮する。

表 4.2-9 推定洗掘深さ

	P15～P19	P20（端橋脚）	主塔基礎（WP,EP）
侵食深さ ①	EL-18.0m	EL-18.0m	—
局所洗掘深さ ②	6.62m	8.25m	11.59m
設計洗掘深さ y_s ①+②	EL=-24.70m	EL=-26.30m	EL=-29.90m(EP) EL=-30.30 m(WP)

*Evaluating Scour At Bridge Forth Edition Federal Highway Administration 2001, FHWA NHI01-0001, Hydraulic Engineering Circular No.18

xii) 船舶衝突対策

船舶衝突対策については、図 4.2-9 に示す通り 5000DWT の船舶が衝突時に主塔や杭本体に衝突するケースはないため、船舶衝突防止工は設けないものとする。Pile Cap に作用する船舶衝突荷重を表 4.2-10 に示す。

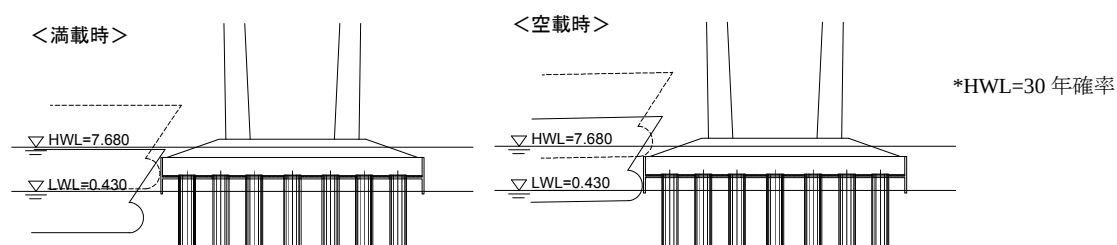


図 4.2-9 想定される対象船舶の衝突ケース

表 4.2-10 船舶衝突条件

主航路(主塔基礎)		
対象船舶規模 DWT(ton)		5,000
船長 LOA(m)		103.0
衝突速度 V(kt)		4.4
衝突荷重 Ps	橋軸方向(ton)	975
	橋軸直角(ton)	1,950

2) 橋長の決定

橋長は以下の手順で決定する。

主橋梁端橋脚位置の決定

河岸に設置する橋脚位置を定め、この橋脚を境に主橋梁と取付け橋を区分けする。橋脚は陸上部に設ける。

橋台位置の決定

地形の状況、限界盛土高、橋台高、上部工支間を考慮し、橋台位置を決定する。

橋長の決定

i) 主橋梁端橋脚位置の決定

● 河川幅の設定

備調査における地形測量および水文調査結果より、河川幅は 630m となる（乾期）。

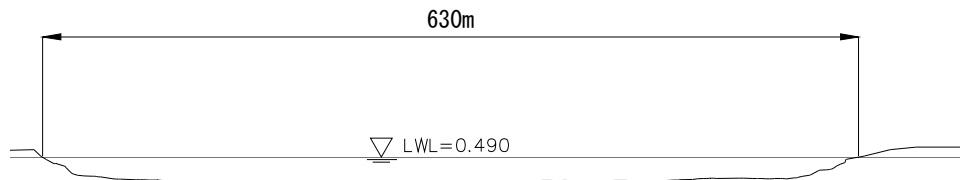


図 4.2-10 河川幅（乾期）

● 主橋梁端部橋脚位置の設定

橋脚は陸上部に設置するため、フーチング幅（8m 程度）を考慮すると、橋脚中心から河岸線までの距離は 4m 以上の余裕が必要となる。

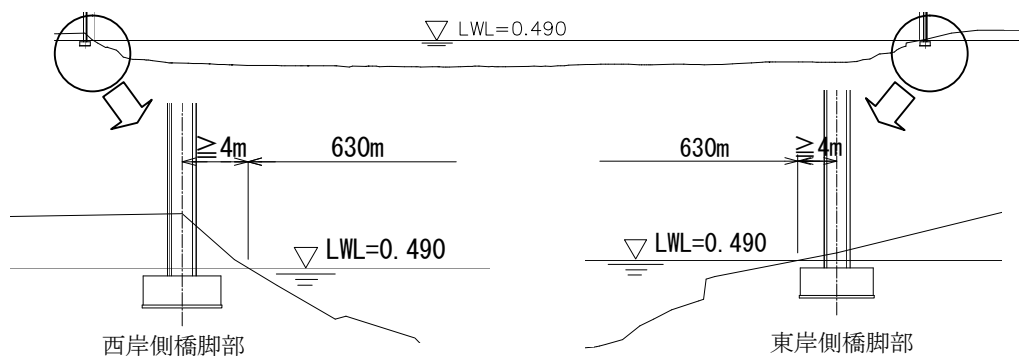


図 4.2-11 橋脚設置位置

● 河川部橋長の決定

上記で設定された河川幅、橋脚設置位置より、主橋梁の橋長は **640m** となり、橋脚の測点は、右岸側 Sta.No.1+740、左岸側 Sta.No.2+380 とする。

橋長 $L = \text{河川幅} + \text{河岸線から橋脚設置までの距離} = 630\text{m} + 4\sim 5\text{m} + 4\sim 5\text{m} \div 640\text{m}$

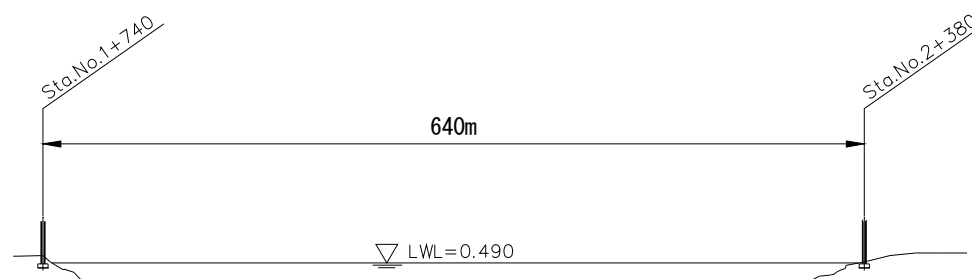


図 4.2-12 主橋梁の橋長

ii) 橋台位置の決定

A1 橋台は、地先道路の切廻し(幅員 6.0m、建築限界 4.5m)が橋台内を通るため、現況地形が平坦な箇所に設置する。また、フーチングの土被りは 500mm 以上を確保し、橋長が短くなる位置として、Sta.No.0+840 とした。

A2 橋台は、橋台高の違いによる建設費について検討を行い、経済的な橋台高となるように Sta.No.3+055 とした。

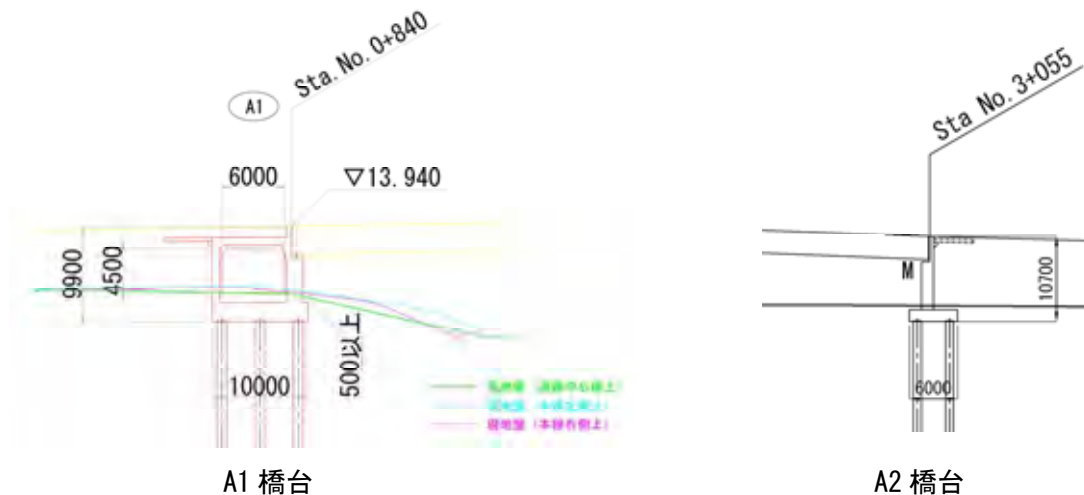


図 4.2-13 橋台位置説明図

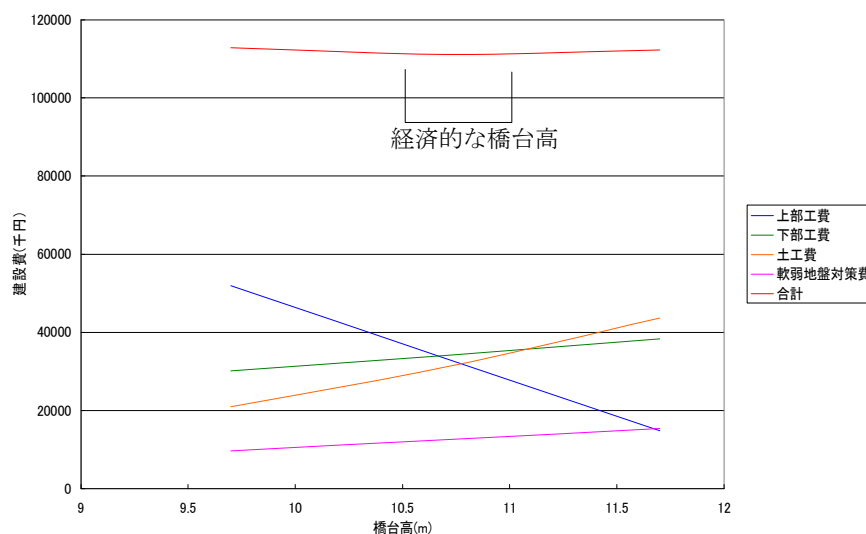


図 4.2-14 終点側 A2 橋台位置の経済比較

iii) 橋長と橋梁区間長

以上より、橋梁区間長は下表の通りとなる。

表 4.2-11 橋長一覧

	位 置		区間長(m)	橋長(m)
西側取付橋	No.0+840		900.0	2,215
主橋梁	No.1+740	No.2+380	640.0	
東側取付橋	No.3+055		675.0	

(3) 主橋梁

1) 主橋梁形式の選定手順

主橋梁形式の選定手順をフローチャートで示す。

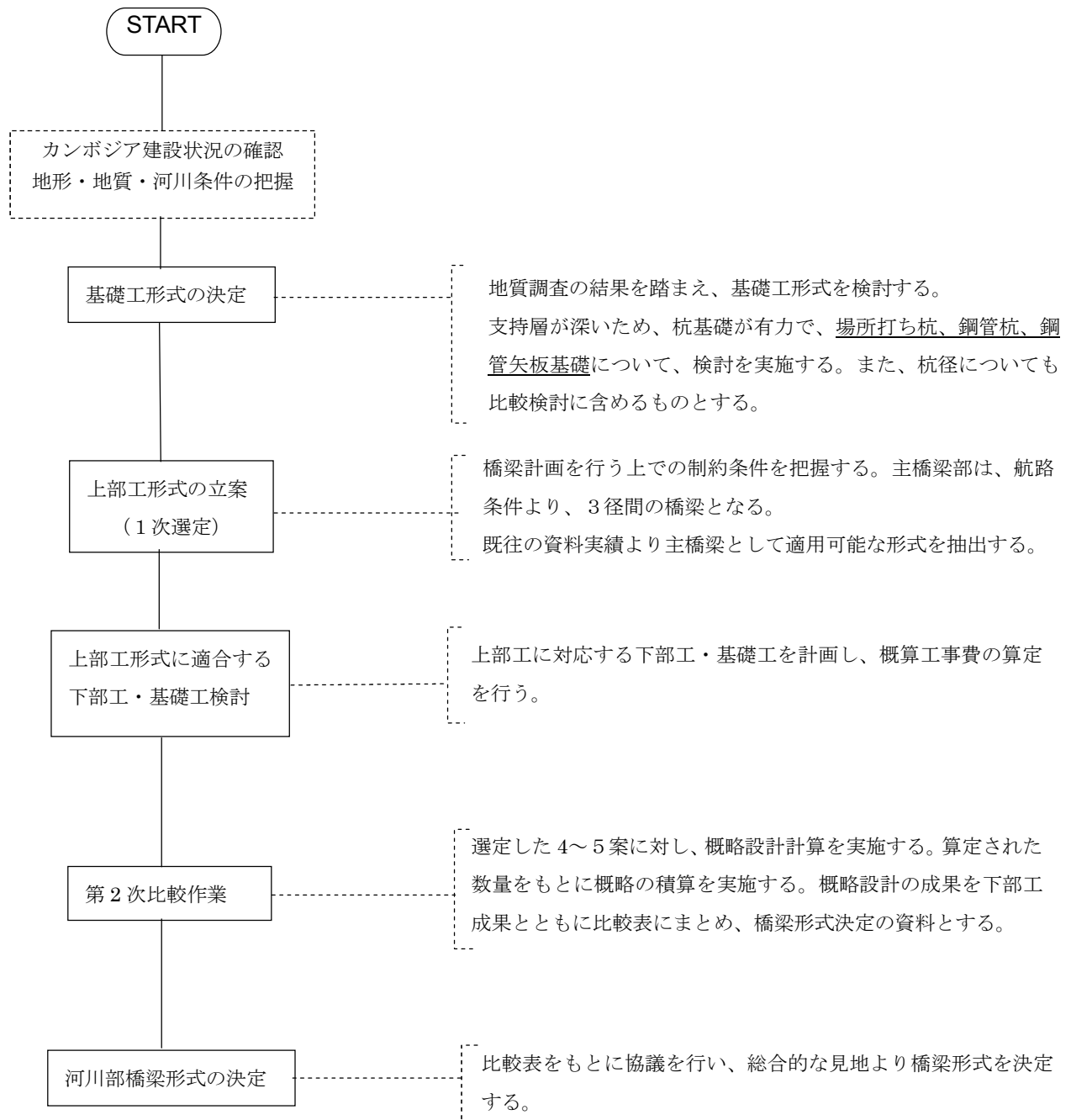


図 4.2-15 主橋梁形式選定フローチャート

2) 下部工形式の選定

本橋架橋位置は下記に挙げられる特徴がある。

- 水深は乾期で約 20m、雨期が約 27.0m となり、水深が深い
- 想定される支持層の深さが河床から 40m 程度（約 MSL.-60m）と深い
- 年間の水位変動が大きい（約 7.5m）
- 流速が早い(2.0m/sec)

このような状況に適用可能な基礎形式は、場所打ち杭基礎、鋼管杭基礎、鋼管矢板基礎、ケーソン基礎が挙げられる。場所打ち杭基礎は、支持層の深さからリバース工法が経済的となる。また、ケーソン基礎は、設置位置の水深、支持層の深さ、更に設備の特殊性を考慮してフローティング式のオープンケーソンが選択されるが、水深+αの高さを持った鋼殻（第1ロッド分）を製作する必要があることから他の基礎形式に比べて不経済となる。従って、場所打ち杭基礎（リバース工法）、鋼管杭基礎、鋼管矢板基礎を比較対象とし、これらの中から基礎形式を選定する。

表 4.2-12 基礎形式選定表

基礎形式 選定条件		直 換 基 礎	打込み杭基礎		中掘り杭基礎		鋼管杭基礎		場所打ち杭基礎		ケーソン基礎		鋼管矢板基礎	地中連続壁基礎								
			R C 杭	P H C 杭・ S C 杭	鋼管杭 打撃工法	鋼管杭 ハンマイブロー	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート式			オールケーシング	リバー	アイズドリル	深礎	ニューマチック	オープン		
地盤条件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
		中間層に極硬い層がある	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△		
		中間層にれき径 50mm以下	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△		
		中間層にれき径 50～100mm	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△		
		中間層にれき径 100～500mm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×		
		液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	支持層の状態	支持層の深さ	5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
			5～15m	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	
			15～25m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25～40m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	
			40～50m	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	△	△	△	△	
		60m以上	×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	×	×	×	×	△	△	△	
		地下水の状態	支持層が粘性土（20 ≤ N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△
			の土質が砂・砂れき（30 ≤ N）	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			傾斜が大きい（30度程度以上）	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
			支持層面の凹凸が激しい	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地下水位が地表に近い	△		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△		
構造物の特性	荷重規模	湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
		地盤より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	
		地下水流速 3m/min 以上	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	△	×	
		鉛直荷重が小さい（支間20m以下）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	
		鉛直荷重が普通（支間20m～50m）	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	支持形式	鉛直荷重が大きい（支間50m以上）	○	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	
		鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	
		水深 5m 未満	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		水深 5m 以上	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	
施工条件	作業空間が狭い	斜杭の施工	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
		有害ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	
		振動騒音対策	○	×	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
		隣接構造物に対する影響	○	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	

○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い

出典：道路橋示方書第IV下部工編 P544

a) 検討条件

上部工形式の比較検討結果より選定された PC 斜張橋の東側主塔基礎を対象として基礎形式の比較を行う。

① 荷重条件

常時（死荷重＋活荷重）及び地震時の荷重を考慮する。基礎寸法の算出はクリティカルになると予想される橋軸方向の荷重に対して行う。

- 上部工反力

	常時（死荷重＋活荷重）	地震時（死荷重＋慣性力）
V：鉛直力	196,000kN	185,000kN
H：水平力	1,500kN	9,300kN
M：曲げモーメント	120,900kNm	840,900kNm

※上表の値は比較検討用の概算値であり、最終的な設計値とは異なる。

- 設計水平震度：kh=0.05

② 地盤条件

本調査で実施された東側主塔位置でのボーリング調査結果を用いる。

表 4.2-13 ボーリング結果

Layer	Type	Depth (m)		Thickness	Ave N Value
		From	To	(m)	
1	Sand	0.0	6.0	6.0	9
2	Sand	6.0	8.0	2.0	14
3	Clay	8.0	10.0	2.0	0
4	Sand	10.0	13.0	3.0	35
5	Sand	13.0	15.0	2.0	38
6	Clay	15.0	20.0	5.0	37
7	Clay	20.0	22.0	2.0	23
8	Clay	22.0	26.0	4.0	42
9	Clay	26.0	37.0	11.0	50
10	Sand	37.0	—	—	50

③ その他の条件

比較検討では下記の条件を考慮する。

- 河床高さ：M.S.L-19.0m（開発調査時の図面より）
- 洗掘は考慮しない
- 支持層への根入れは 1.0D（D：杭径）程度

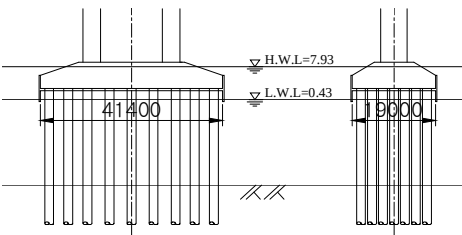
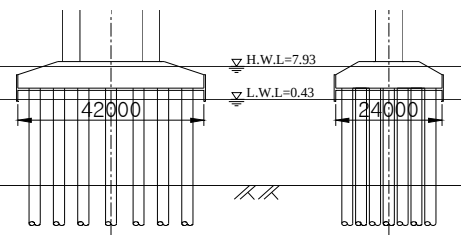
b) 場所打ち杭基礎案の検討

本橋架橋位置のように水深が深い場所では、水面から河床までの突出部にケーシングパイプを用いて杭を構築することになる。この形式を採用している橋梁は、カンボジアでは、きずな橋、Prek Tamak 橋、隣国のベトナムではカントー橋、ミトワン橋等の実績があるため、本計画で採用することは可能と考えられる。

① 杭径の選定

同形式・同規模の事例から杭径は 2.0m または 2.5m となると予想されるため、この 2 ケースについて比較を行い、最適な杭径を選定する。尚、経済性を考慮して杭本数を減らすことを考え、支持層は表 4.2-13 に示されている Layear 10 とし、この層に杭径程度根入れさせることとする。

表 4.2-14 場所打ち杭杭径比較表

	φ 2000		φ 2500	
	L=61.0m n=30 本		L=61.5m n=22 本	
一般図				
照査方向	橋軸方向		橋軸方向	
荷重状態	常 時	地震時	常 時	地震時
P _{max} (kN/本)	11,088 ≤ 13,389	19,728 ≤ 21,092	15,629 ≤ 17,927	26,125 ≤ 28,480
P _{min} (kN/本)	8,312 ≥ -8,122	-1,062 ≥ -13,353	12,307 ≥ -11,254	811 ≥ -17,946
δ _{fx} (mm)	1.23 ≤ 15.00	8.90 ≤ 15.00	1.16 ≤ 15.00	8.85 ≤ 15.00
鉄筋配置	D38 ctc 157 1 段		D35 ctc 157 1 段	
σ _c (N/mm ²)	3.41 ≤ 8.0	10.90 ≤ 12.0	3.25 ≤ 8.0	9.59 ≤ 12.0
σ _s (N/mm ²)	—	264.42 ≤ 300.0	—	290.58 ≤ 300.0
概算数量	フーチング + P.C.House : 3,900m ³ 基礎杭 : 1,830m		フーチング + P.C.House : 4,450m ³ 基礎杭 : 1,353m	
工費比率	1.01 (△)		1.00 (◎)	

※表中の一般図及び数量等は比較検討段階のものであり最終的な設計結果ではない。

上表に示すとおり、杭径 2.5m の方が若干経済的となったため、場所打ち杭基礎案は杭径 2.5m を選定する。

c) 鋼管杭基礎案の検討

本橋架橋位置のように水深が深い場所で極硬い中間層がない場所では、その施工性から鋼管杭基礎の優位性が見いだせる。ただし、長大橋梁基礎への適用例は少なく、日本国内においては 2.0m を越える大口径鋼管杭の橋梁基礎への適用例は無い。また昨今の鋼材価格の高騰から経済性も十分確認する必要がある。

本橋は支間 300m を越える長大橋梁であることから、できるだけ大口径の鋼管杭を採用することで本数が減ることを期待するが、前述の通り直径 2.0m を越える橋梁基礎の例は少ないことから、一般的に使用される最大級の径 1.5m の鋼管杭を用いることとする。施工方法には比較的容易である打撃工法によることを想定し、支持層は表 4.2-13 に示す Layer 9 とする。

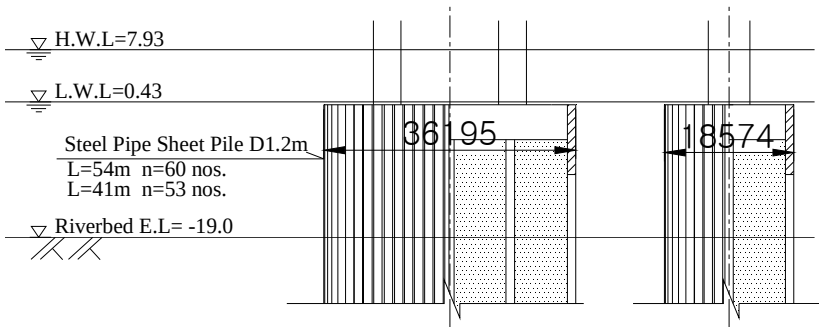
表 4.2-15 鋼管杭基礎検討結果一覧表

	$\phi 1500$	
	L=49.5m n=54 本	
一般図	▽ H.W.L.=7.93 ▽ L.W.L.=0.43 Steel Pipe Pile D1.5m L=49.5m n=54 nos. ▽ Riverbed E.L.= -19.0	
照査方向	橋軸方向	
荷重状態	常 時	地震時
$P_{max}(kN/本)$	$6,476 \leq 8,791$	$11,241 \leq 13,213$
$P_{min}(kN/本)$	$4,928 \geq -2,274$	$-257 \geq -4,160$
$\delta_{fx}(mm)$	$1.31 \leq 15.00$	$8.85 \leq 15.00$
材質、板厚	SKK400、t=25mm	
$\sigma_c(N/mm^2)$	$-72.58 \geq -140.0$	$-197.97 \geq -210.0$
$\sigma_t(N/mm^2)$	$-54.73 \leq 140.0$	$90.03 \leq 210.0$
概算数量	フーチング+P.C.House : 4,020m ³ 基礎杭 : 2,673m	

d) 鋼管矢板基礎案の検討

鋼管矢板は、鋼矢板では施工が困難となる掘削深度が深くなる仮設土留め壁や壁高の高い河川護岸等の構造物に使用されている。また、水深の深い河川や海上部に設置される橋梁基礎に対しても仮締め切りを兼用できることから施工性、経済性に有利な構造として多く利用されている。この形式はプノンペン市内に架かっている日本橋に採用されているが、日本において研究・開発されてきた形式であり、海外橋梁での実績は非常に少ない。しかしながら、本橋架橋位置のように支持層が深い位置にあり、基礎設置位置の水深が深いことから適用性の高い形式であるため、比較検討の対象とした。

表 4.2-16 鋼管矢板基礎検討結果一覧表

	$\phi 1200$	
	L=54.0m n=70 本, L=41m n=44 本	
一般図		
照査方向	橋軸方向	
荷重状態	常 時	地震時
$P_{max}(kN/本)$	$2,193 \leq 2,424$	$2,435 \leq 3,635$
$P_{min}(kN/本)$	$2,048 \geq -1,286$	$1,620 \geq -1,986$
$\delta (mm)$	$5.6 \leq 50.0$	$32.4 \leq 50.0$
材質、板厚	SKY400、t=15mm	
$\sigma_{max}(N/mm^2)$	外周矢板 $51.9 \leq 140.0$ 隔壁矢板 $50.9 \leq 140.0$	外周矢板 $122.6 \leq 210.0$ 隔壁矢板 $114.6 \leq 210.0$
概算数量	頂版コンクリート : 2,360m ³ 中詰めコンクリート : 680m ³ 中詰め土 : 5,770m ³ 鋼管矢板 : 5,413m	

e) 基礎形式の選定

以上、各案に対して検討した結果、次頁の表に示すとおり、施工性・経済性で最も優れる場所打ち杭基礎を選定する。

表 4.2-17 基礎形式比較一覧表

	第1案 場所打ち杭基礎 φ2500	第2案 鋼管杭基礎 φ1500	第3案 鋼管矢板基礎
一般図	H.W.L.=7.93 L.W.L.=0.43 CLP Pile D2.5m L=61.5m n=22 nos. Riverbed E.L.= -19.0	H.W.L.=7.93 L.W.L.=0.43 Steel Pipe Pile D1.5m L=49.5m n=34 nos. Riverbed E.L.= -19.0	H.W.L.=7.93 L.W.L.=0.43 Steel Pipe Sheet Pile D1.2m L=54m n=60 nos. L=41m n=53 nos. Riverbed E.L.= -19.0
構造特性	- 突出部のケーシングは構造物材として考慮せず、杭体はコンクリート杭として設計する。 - 杭本数が少なく、河川阻害率が小さい。(○)	- 杭体が鋼製であるため、防食を施す必要がある。 - 杭径は細いものの本数が多くなるため、左案に比べて河川阻害率が大きい。(△)	- 躯体の剛性が大きいいため、変形量が小さい。 - 躯体寸法が大きくなるため河川阻害率が最も大きい。(△)
施工性	- 水深が深く流速があるためケーシングの設置には導棒等のガイドが必要となる。 - Pile Cap の施工にプレキャスト型枠(PCH)を利用することにより、水上での型枠設置作業を省略できる。(○) - 同国や周辺国において実績が非常に多い。(○)	- 水深が深く流速があり、更に 50m 程度の長さがあるため、打ち込み時の垂直精度を確保することが難しい。 - Pile Cap の施工に PCH を利用することにより、水上での型枠設置作業を省略できる。 - 大型橋梁の基礎としての実績が少ない。(△)	- 水深が深く流速があるため外周の鋼管矢板の打設にはしっかりとした導棒が必要となる。 - 鋼管矢板が仮締め切り兼用となるため、躯体の構築は気中施工で容易に行うことができる。 - 海外での事例が非常に少ない。(△)
景観性	常に大きな構造物が河川上に露出する。(△)	常に大きな構造物が河川上に露出する。(△)	頂版を水面下に構築できるため、河川上に大きな構造物が露出しない。(○)
経済性	6,345,000USD/基 (1.00)	6,447,000USD/基 (1.02)	6,871,000USD/基 (1.08)
評価	◎	△	△

3) 上部工形式の選定

a) 制約条件

- 航路条件と橋脚設置可能範囲

航路条件と橋脚寸法を考慮すると、橋脚設置可能位置は、以下のである。

河川部橋長 $L=640\text{m}$ のうち、航路条件から、河岸よりの 123m (副航路+余裕)、および河川中央の 210m (航路幅+余裕) は、橋脚を設置することができない。橋脚が設置できるのは、主航路と副航路の間で 93m の区間である。

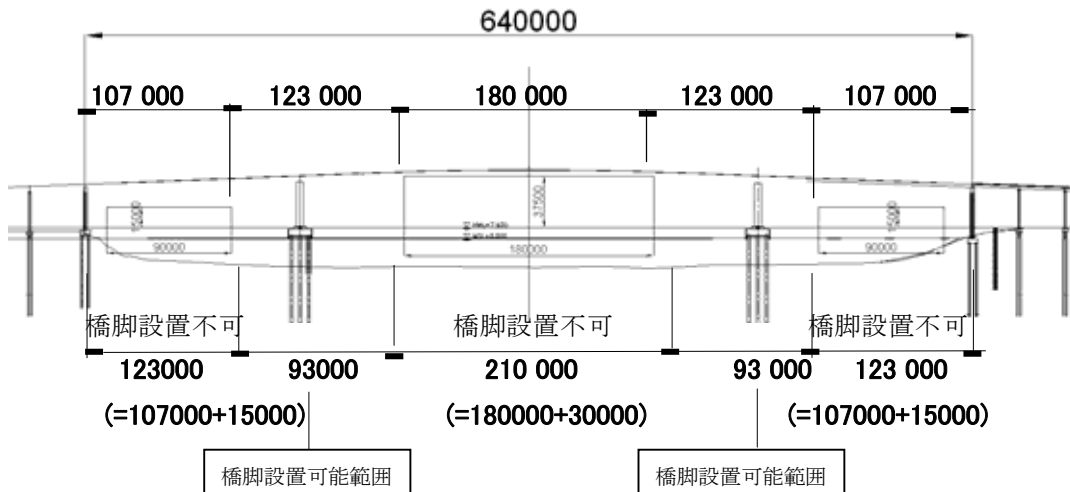


図 4.2-16 橋脚設置可能位置

上記より最小主径間長は、航路幅 180m に橋脚フーチング幅+設計上の余裕として 30m を加え、 $L_{\min}=180+30=210\text{m}$ となる。ただし、河川部橋長は 640m であり、図 4.2-16 を参照すると橋脚は 2 脚 (3 径間の橋梁) となり、等径間の橋梁とすると、支間長は、 $640\text{m} / 3 = 213.3\text{m}$ となる。また、3 径間連続形式とした場合の理想的支間比、 $1.0 : 1.3 : 1.0$ とした場合、支間割りは、 $195 + 250 + 195 = 640\text{m}$ となる。

- その他の制約条件

- セメント・鉄鋼製品など主要建設材料は、第三国及び日本から輸入する。
- 技能工や橋梁特殊工も第三国からの調達が必要である。
- 重機、特殊機械、船舶、プラント船等も日本または、第三国からの調達が必要である。
- 船舶はメコン河下流のミトワン橋、或いはカントー橋の桁下 ($h=37.5\text{m}$) を通過できるものでなければならない。このため大型の起重機船は、これを通過できない。

b) 橋梁形式の選定

河川部橋梁は、最小中央径間長 210m 以上の橋梁が必要となる。参考として、大規模橋梁に用いる代表的な橋梁形式とその実績を表 4.2-18 に示す。

表 4.2-18 橋梁形式別最大支間実績表

橋梁形式		世 界			日 本		
		Name	Span(m)	Location/Year	橋名	支間	完成年
PC 箱橋	有ヒンジ	Stolmasudet	301	Norway/1998	江島大橋	250	2004
	連続	-	-	-	平原大橋	170	1990
	ラーメン	-	-	-	長良川高架橋	156	1999
鋼床版箱桁		Ponte Costa e Silva	300	Brazil/1974	海田大橋	250	1991
トラス橋	連続	Astoria Bridge	376	USA/1966	生月大橋	400	1991
	ゲルバー	Quebec Bridge	549	Canada/1917	港大橋	510	1974
アーチ橋	鋼	上海盧浦大橋	550	China/2003	空港大橋	380	(2011)
	コンクリート	万仵長江大橋	425	China/1997	富士川橋	265	2005
エクストラ ドーズド橋	PC桁	-	-	-	徳之山八徳	220	2006
	複合	日本パラオ友好橋	247	Palao/2003	木曽川橋	275	2002
斜張橋	PC桁	Skarnsund Bridge	530	Norway/1991	矢部川橋	261	2007
	鋼桁・ 複合	蘇通長江公路大橋	1,088	China/2007	多々羅大橋	890	1999
吊橋		Great belt east	1,624	Denmark/1998	明石海峡大橋	1991	1998

実績表を参照すると、本橋に適用可能な橋梁形式は下記の通りである。

① PC 有ヒンジ箱桁橋

- PC 有ヒンジ箱桁橋は、中央径間がクリープ変形しやすく、架け替え前のパラオ KB 橋で発生した様な機能障害が起こる可能性が高い。したがって、本橋形式の対象外とする。

② 鋼床版箱桁橋

- 実績もあり、技術的に実現可能であるため、比較の対象案とする。

③ トラス橋

- 実績から見ると技術的に実現可能であるため、比較の対象案とする。
- 航路上の計画高をできるだけ低くし、取付け橋の橋長を短くするため、下路式トラス案とする。

④ アーチ橋下路式

- 実績から見て技術的に実現可能であるため、比較の対象案とする。
- 上記と同様、下路式の鋼アーチとし、比較的橋梁剛性が高く景観性に優れるニールセンタイプとする。

⑤ エクストラドーズド橋

- PCエクストラドーズド橋で3径間連続とした場合、中央径間は250mとなり既往実績が無い。また、PC桁と鋼桁を支間途中で結合させた複合形式（例、パラオ橋および木曽川橋）とすると中央径間長は、橋長の1/2（320m）以上が必要で、これより短いと死荷重バランスが取れないため構造系が成立しない。したがって、エクストラドーズド橋は本橋の比較対象として適当ではない。

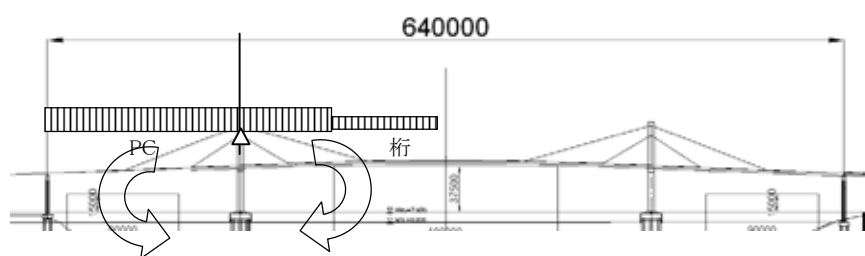


図 4.2-17 複合エクストラードーズド橋における死荷重バランス

⑥ 斜張橋

- 斜張橋形式には、主桁をPC構造としたPC斜張橋と鋼構造を用いた鋼斜張橋がある。本橋と同規模の橋梁は、ミトワン橋（PC 桁）、ビン橋（鋼桁）等、いずれも世界中で既に実績があるため、両案を比較の対象とする。
- PC斜張橋では、主桁形状が単純で工費低減が図れるエッジガーダー形式を検討する。また、鋼斜張橋では、工費低減が図れる鋼I桁を用いた形式を検討する。
- 斜張橋の構成部材には、桁以外に塔、ケーブルがある。斜張橋の塔は世界的にコンクリート塔が主流であり、従来鋼製塔を用いてきたわが国の鋼斜張橋でも、経済性を追求した結果、コンクリート塔の採用事例が増加してきている。本橋でも、経済性を重視し、コンクリート製の塔を前提とする。
- ステーケーブルを中央分離帯に配置した一面ケーブル形式と幅員の両端に配置した二面ケーブル式がある。一面ケーブル形式の場合、ケーブルを定着するための中央分離帯（2.0m）が必要になること、橋梁がねじれる事に抵抗するため桁を箱桁形式にする必要がある事等の理由により鋼I桁を使用した場合より桁に使用する鋼材重量は約3倍となり工事費が割高になる。一面吊りの斜張橋はデザイン性を必要とした計画でない限り経済性ではメリットが無い。したがって本橋では一面吊りの斜張橋は検討の対象外とする。

⑦ 吊橋

- アンカレイジを有する吊橋は、より大きな支間に適用すべき形式であり、また本計画の地域には重いアンカーを置くべき堅い支持地盤が地表付近に無い。本橋の対象として不経済となることが明白であり検討の対象外とする。
- 吊橋形式には、適用支間 300m 程度以下で、アンカレイジを不要とした自定式吊橋がある。主桁にケーブルを定着する形式であり、主桁を架設するために主ケーブルを利用できないため主桁は、全てベント（架設支柱）で施工する必要がある。このため船舶の通行が多いメコン河でこの架設工法は採用できないため自定式吊橋は、本橋の検討対象外とする。

以上より、本流部の橋梁形式の検討対象は、以下のようになる。

- 第1案 鋼床版連続箱桁
- 第2案 鋼連続トラス
- 第3案 鋼下路アーチ（3連）
- 第4案 3径間連続PC斜張橋
- 第5案 3径間連続鋼斜張橋

c) 橋梁形式比較表と各案の概要

表 4.2-19 比較対象の橋梁形式一覧表(1)

	側 面 図	断面図
第1案 鋼床版箱桁橋		
第2案 鋼トラス橋		
第3案 鋼アーチ橋		
第4案 P C 斜張橋		
第5案 鋼斜張橋		

表 4.2-20 比較対象の橋梁形式一覧表(2)

		内 容	
第1案 鋼床版箱桁	経済性 ¹	上部工：1.039 下部工：0.165 合計：1.204	△
	構造的性	鋼床版箱桁の製作は、カンボジア国では不可能だが、第三国（タイ・ベトナム）からの調達が可能である。この形式の日本の実績は豊富である。規模的にも特に問題はない。	×
	施工性	側径間は、クローラークレーン(450t)+台船を用いたベント架設とする。中央径間は台船を用いた一括リフティング工法（ブロック重量 1600t）で架設する。メコン河沿いに鋼桁組立てヤードが必要 水深の深い河川中に多くのベントを建てる必要があり、施工性が良くない。中央径間は、組み立てヤードから台船へ乗せる設備が必要でヤード設備が大掛かりになる。	△
	維持管理	長期防錆塗装（フッ素系）を採用する。塗装の場合、部分補修塗りを行えば20年から30年の塗装寿命を見込めるが、塗り替え塗装が必要である。	○
	景観性	すっきりした外観を有しているが、シンボル性、ランドマーク性は弱い。	○
第2案 鋼トラス	経済性	上部工：0.972 下部工：0.272 合計：1.244	△
	構造的性	トラス部材の製作は、カンボジア国では不可能だが、第三国（タイ・ベトナム）からの調達が可能である。この形式の日本での実績は豊富で構造的・規模的な問題はない。	○
	施工性	中間橋脚部をクローラークレーン(300t)+台船で架設する。側径間は、架設済み中間橋脚部に 120tTC を上架し、ベント併用の張出し架設を行う。側径間架設終了後、同様に中央径間を張出し架設する。部材は、台船で架設位置直下まで運搬し、橋上クレーンで吊り上げる「単材、直下吊架設」を行う。 側径間の架設にベントが必要であり、施工性が良くない。中央径間の架設は、直下吊の単材架設であり、航路を占有する機会が多く船舶衝突防止に留意する必要がある。	△
	維持管理	防錆方法は、第1案と同様、長期防錆塗装とする。 部材の数が多く複雑なため維持管理（部分補修塗り）の頻度がより高くなる。維持管理では他案より不利。	△
	景観性	斜材の組み方の工夫で橋梁景観にリズムを与え、部材の細さで透明感を演出できる。しかし、桁下制限のため主構高を上方に変化させることになり、形態的にはやや前近代的な印象を与えてしまう。	×
第3案 下路アーチ	経済性	上部工：0.958 下部工：0.245 合計：1.203	△
	構造的性	アーチ部材の製作は、カンボジア国では不可能だが、第三国（タイ・ベトナム）からの調達が可能である。類似形式の日本での実績は豊富で構造的・規模的な問題はない。	○
	施工性	台船上にアーチ橋を乗せ、橋脚横に設置した仮支柱上の吊上げ装置で所定の位置まで吊上げる。吊上げ後、横取り装置で所定の位置まで移動する。3連とも同一工法で架設する。第1案と同様、川沿いにアーチ組立てヤードが必要。 現場近くのヤードで橋体を組み立て、台船に乗せるが、設備が大掛かりになる。吊上げ用の仮支柱設備も規模が大きくなる。	△
	維持管理	長期防錆塗装（フッ素系）を採用する。塗装の場合、部分補修塗りを行えば20年から30年の塗装寿命を見込めるが、塗り替え塗装が必要である。	○
	景観性	第1案から第3案の鋼橋の中では、シンボル性・ランドマーク性が高い。	
第4案 P C 斜張橋	経済性	上部工：0.638 下部工：0.362 合計：1.000	◎
	構造的性	エッジガーダーを主桁に持つP C 斜張橋で経済性を追及した案。主桁をプレキャストとする案と場所打ちコンクリートとする案があるが、ヤードや架設設備が少なくすむ場所打ち形式を選定した。 国内のP C 斜張橋の実績を超えるが特別の問題はない。耐風安定性の検証を要する。	○
	施工性	移動型枠で塔を構築した後、塔部の主桁を施工する。塔部主桁に張出し施工用のワーゲンを乗せ、両方向にバランスをとりながら張出し架設を行う。 大掛かりな仮設備を設けず施工可能であり、施工性に優れている。	◎
	維持管理	コンクリートのため、橋面工以外はほとんど維持管理の必要はない。	◎
	景観性	斜張橋の景観の評価は高い。	◎
第5案 鋼斜張橋	経済性	上部工：0.733 下部工：0.281 合計：1.014	○
	構造的性	2主鉄桁を用いた鋼・コンクリート合成斜張橋であり、塔・床版はコンクリート製である。鋼桁は、第三国（タイ・ベトナム）で調達が可能である。ケーブルは、日本、あるいは第三国からの輸入を想定する。 2主鉄桁斜張橋は国内にほとんど実績が無い。ベトナム・ビン橋やタイのリングロード橋が同種橋梁であるが、本橋は幅員が狭いため、特に耐風安定性の確保に留意する必要がある。	○
	施工性	塔位置から、バランスド・カンチレバー工法で施工を行う。桁は、台船で吊点直下に輸送し、桁上のトラベラークレーンで架設する。床版はプレキャスト製とし、架設の進行に合わせて順次鋼桁と結合し主桁作用を受け持たせる。大掛かりな仮設備を設けず施工可能であり、施工性に優れている。	◎
	維持管理	鋼桁については、第1案に同じであるが、塗装面積は、極端に小さい。ケーブルは、ほとんど維持管理の必要はないが点検・監視は必要である。	○
	景観性	斜張橋の景観の評価は高い。	◎

¹ 経済性は、推奨案の直接工事費合計を 1.0 とした場合の比率を示す。また下部工の値は基礎工を含む。

d) 橋梁形式の評価

構造的性：各案とも豊富な実績があり、本橋への適用性に問題はない。ただし、第1案：鋼床版箱桁は、上路式で桁高が高いことから航路限界をクリアーするためには計画高を約7m高くする必要がある。終点側の取付け橋は、4%の勾配を考えると $7\text{m}/4\%=175\text{m}$ 延長が伸びることになる。

施工性：数千トンの吊能力を有する起重機船(F C)は、メコン河下流にある橋梁桁下を通過できない。第1案、第2案、第3案は、F Cを用いた一括架設工法が適しているが、この制約により別の架設工法を適用せざるを得ない。第1案：鋼床版箱桁、第2案：トラスは、連続形式であり、最初に側径間を架設する。中央径間は、航行船舶に影響を与えないよう、桁下を長期間占有しない架設工法を採用する必要がある。中央径間の張出し架設は容易であるが、側径間の架設は、仮設ベントを用いて架設する方法以外は困難である。水深の深い箇所には多くの仮設の杭を設置する必要がある、工費および工期の面で不利となる。第3案は、一括架設以外は架設困難なため、橋脚位置に吊上用架設支柱とリフティング装置を設置し吊上げの後正規の位置に横取りを行う。ヤードで組立てた橋梁を台船に乗せる施設、吊上げ横取り装置等、大規模な架設設備が必要となる。第4案、第5案：斜張橋は、多くの仮設備を要することなく、バランスを取りながら架設していくことができる形式であり、本橋の現場状況に最も適した形式である。

維持管理：鋼橋は、再塗装の問題で第4案：P C斜張橋より不利である。鋼橋には、長期防錆型のフッ素樹脂塗装を用い出来る限り塗替え間隔を長くする。鋼橋の中では、形状の複雑さ、塗装面積の観点から順位をつければ、第1案：鋼床版箱桁>第3案：アーチ>第2案：トラス>第5案：鋼斜張橋 となる。

景観性：それぞれに利点があるが、斜張橋の評価が高い。

カ国産品の利用：「カ」国内で調達できる橋梁用建設資材としては、コンクリートに用いる骨材が挙げられる。国内産品の有効利用の観点からは、コンクリート橋である第4案P C斜張橋が有利である。

経済性：第1案、第2案、第3案の鋼橋は、架設が難しく斜張橋案に比べ割高である。第4案：P C斜張橋、第5案：鋼斜張橋は、主桁以外は同一構造であり価格面でも接近しているが、現場作業の多いP C斜張橋がわずかに安価となった。

上記考察より、次のことが言える。

- 第1案、第2案、第3案の鋼橋は、第4案、第5案の斜張橋形式に比べ、施工性、工事費の点で明らかに不利である。したがって、選定対象からはずすものとする。
- 第4案、第5案の斜張橋形式については、維持管理のし易さ（桁の再塗装が不要）、わずかではあるが、経済性に優れる（工事費の差が1.4%）点よりP C斜張橋が有利と言える。

- 耐風安定性については、一般に（桁幅）／（桁高）比が大きいほど、構造減衰が大きいほど耐風安定性に優れている。この意味では、第 5 案：鋼斜張橋より第 4 案：P C 斜張橋が優れている。なお、最終選定 1 案については本業務で、風洞試験を実施し、耐風安定性の検証を行うものとする。

結論：経済性、「カ」国産品の有効利用、耐風安定性の観点から、第 4 案：P C 斜張橋が最適橋梁形式と評価できる。

(4) 取付け橋梁

1) 概 要

取付け橋は、主橋梁の西側 $L=900\text{m}$ 、東側 $L=675\text{m}$ の橋梁である。ここでは、経済性を優先した最適橋梁形式を選定するとともに、交差物件(NH11、地先道路)等を考慮した橋梁計画の概要を述べる。

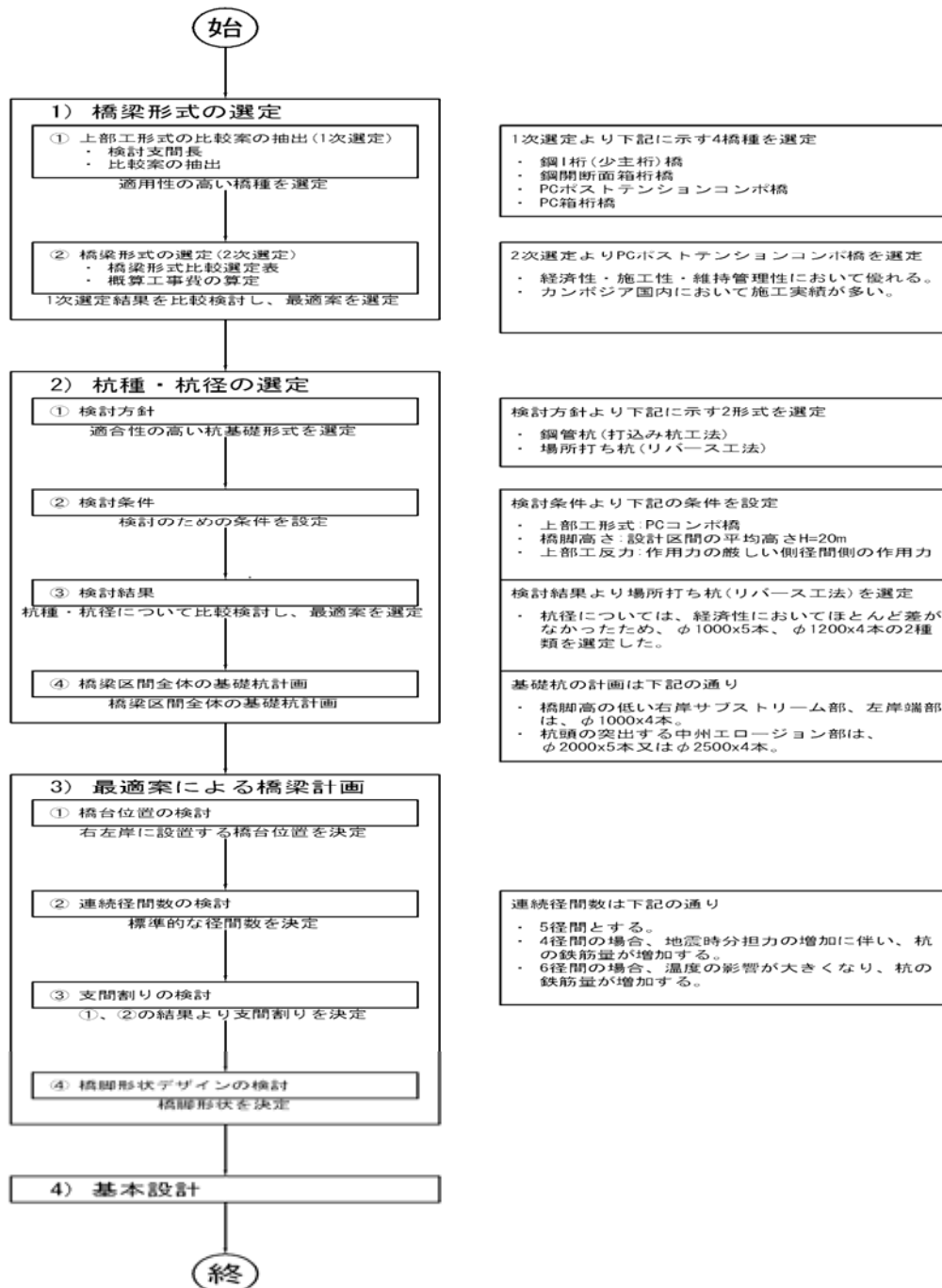


図 4.2-18 取付け橋検討作業フローチャート

2) 橋梁形式の選定

① 上部工形式の比較案の抽出(1次選定)

- 検討支間長

取付け橋梁の延長は長く、上部工形式を選定する上での制約条件が少ないため、橋脚高と基礎構造の根入れ深さから最適支間長を求める関係式(設計要領第二集(東日本高速道路株式会社 平成18年7月))を基に算定する。橋脚高 8.6~30.3m(平均橋脚高さ $L=20.0\text{m}$)、杭長 54.0~61.5m(平均的な基礎構造の根入れ深さ $D=50.0\text{m}$)より、検討支間長は最適支間長から求めると $L=35\sim55\text{m}$ となる。

$$L=(1.0\sim1.5)\times(H+1/3\times D)$$

ここに、

L :最適支間長 (m)

H :橋脚高さ (m)

D :基礎構造の根入れ深さ (m)

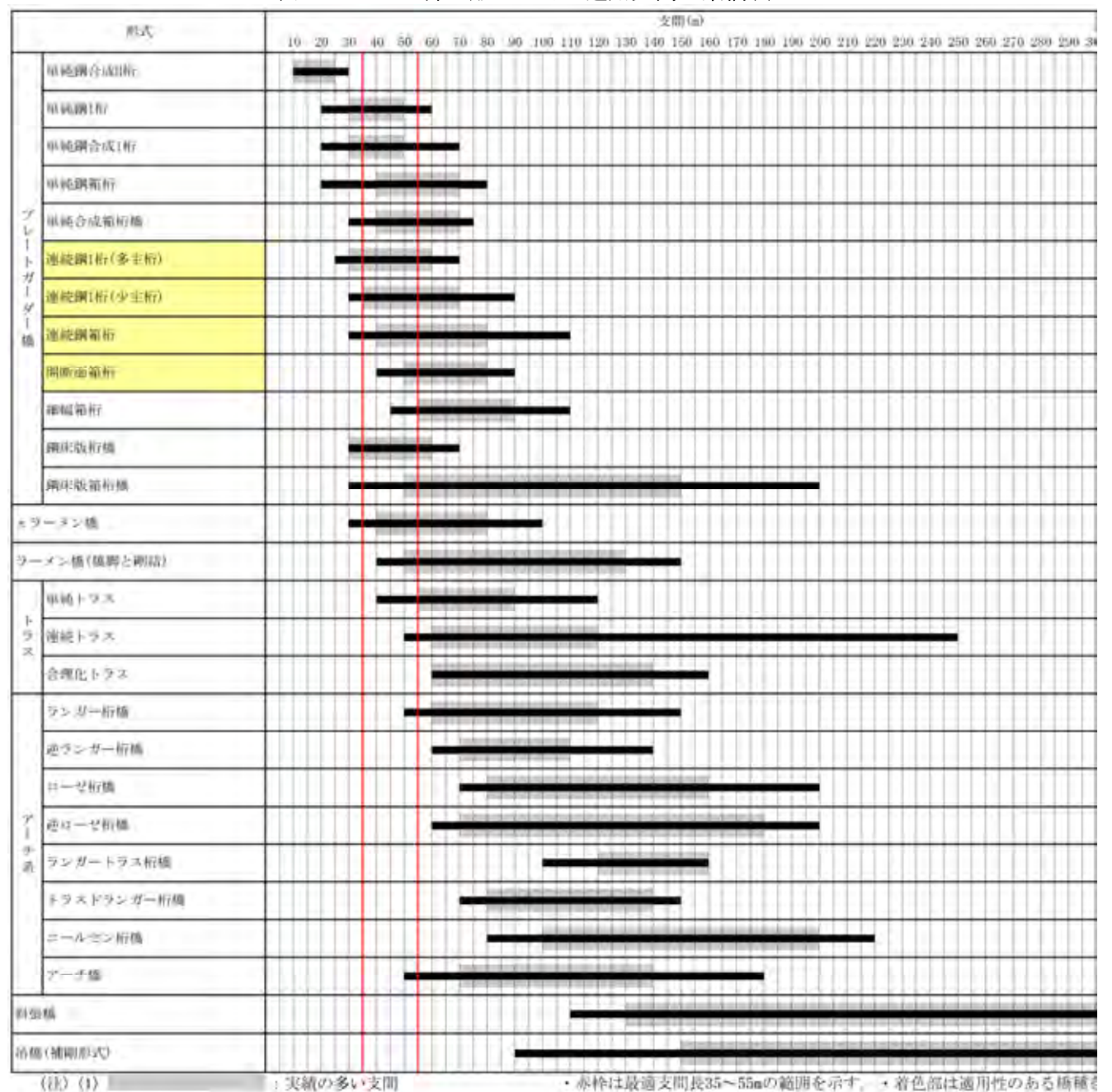
出典: 設計要領第二集(東日本高速道路株式会社 平成18年7月)

上記で算定された検討支間長を基に、鋼橋及びPC橋の橋種と適用支間の選定表(表 4.2-22 ~ 表 4.2-25 参照)から上部工形式の比較案を抽出・集約し、1次選定案として4橋種を選定した(表 4.2-21 参照)。

表 4.2-21 上部工形式の選定

橋種		評価	適用性
鋼橋	鋼I桁(多主桁)橋	△	- PC床版を採用し、床版支間を大きくとり、コスト削減、工期短縮を図った合理化構造である鋼I桁(少主桁)橋を選定する。 - 従来のRC床版に対し、耐久性の高い構造となる。
	鋼I桁(少主桁)橋	○	
	鋼箱桁橋	△	- PC床版又は合成床版を採用し、床版支間を大きくとり、コスト削減、工期短縮を図った合理化構造である鋼開断面箱桁橋を選定する。 - 従来のRC床版に対し、耐久性の高い構造となる。
	鋼開断面箱桁橋	○	
PC橋	PCポストテンション(バルブ)T桁橋	△	- 主桁の少数化、コスト削減、施工の省力化、工期短縮を図ったPCポストテンションコンボ橋を選定する。 - 床版の横締めを行う必要がなく、プレキャストPC板により、床版の品質向上・施工省力化が図れる。
	PCポストテンションコンボ橋	○	
	PC連続箱桁橋	○	- PC連続ラーメン箱桁橋は橋脚高の低い箇所において温度の影響が卓越し、下部工費が増大する。 - 地震の影響が少ないので、不静定次数の高いラーメン構造を選定するメリットが少ない。 - PC連続ラーメン箱桁橋は柱頭部の施工が煩雑である。 - 従って、経済的・合理的なPC連続箱桁橋を選定する。
	PC連続ラーメン箱桁橋	△	

表 4.2-22 上部工形式とその適用支間—鋼橋(1)—



出典: 設計施工マニュアル[橋梁編](国土交通省 平成 17 年 5 月)

表 4.2-23 上部工形式とその適用支間－鋼橋(2)－

形式		評価	適用性
プレートガーダー橋	単純鋼合成I桁	×	適用支間外である。
	単純鋼I桁	×	単純桁のため、伸縮装置の設置箇所数が多く、走行性、維持管理性が悪いので、比較案としない。
	単純鋼合成I桁	×	〃
	単純鋼箱桁	×	〃
	単純合成箱桁橋	×	〃
	連続鋼I桁(多主桁)	○	適用支間に対し、一般的(標準的)な形式であり、比較案とする。
	連続鋼I桁(少主桁)	○	従来形式(連続鋼I桁(多主桁))に対し、PC床版を用いコスト縮減を図った案であり、比較案とする。
	連続鋼箱桁	○	横方向曲げ剛性やねじり剛性が大きく、長支間の橋梁や曲線橋に適する一般的(標準的)な形式であり、比較案とする。
	開断面箱桁	○	従来形式(連続鋼箱桁)に対し、PC床版又は合成床版を用いコスト縮減を図った案であり、比較案とする。
	細幅箱桁	×	従来形式(連続鋼箱桁)に対し、鋼重の低減を図った案である。適用支間長が比較的長支間の場合に用いられる形式であり、明らかに不経済となるため、比較案としない。
ラーメン橋	鋼床版桁橋	×	桁高制限等がある場合に用いられる形式であり、明らかに不経済となるため、比較案としない。
	鋼床版箱桁橋	×	桁高制限や適用支間長が比較的長支間の場合に用いられる形式であり、明らかに不経済となるため、比較案としない。
ラーメン橋		×	鋼桁とコンクリート橋脚の結合部の施工性に課題があるため、比較案としない。
ラーメン橋(橋脚と剛結)		×	
トラス	単純トラス	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。
	連続トラス	×	〃
	合理化トラス	×	適用支間外である。
アーチ系	ランガー桁橋	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。
	逆ランガー桁橋	×	適用支間外である。
	ローゼ桁橋	×	〃
	逆ローゼ桁橋	×	〃
	ランガートラス桁橋	×	〃
	トラストランガー桁橋	×	〃
	ニールセン桁橋	×	〃
	アーチ橋	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。
斜張橋		×	適用支間外である。
吊橋(補剛形式)		×	〃

出典：設計施工マニュアル[橋梁編](国土交通省 平成 17 年 5 月)

表 4.2-24 上部工形式とその適用支間—PC 橋(1)—

分類	橋梁形式	築造工法	支間(m)																												
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250				
Ⅱ区橋	出羽川五桁	原線圧入橋	固定支保工																												
		連続圧入橋																													
		単線中空圧入橋																													
		連続中空圧入橋																													
単線桁橋	プレキャスト桁	プレテンション圧入橋	クレーン架設																												
		プレテンションT桁橋	クレーン架設																												
		ポストテンション圧入橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションI型コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																												
	出羽川五桁	中空圧入橋	固定支保工																												
		箱桁橋	固定支保工																												
桁架方式連続桁	プレキャスト桁	プレテンション圧入橋	クレーン架設																												
		プレテンションT桁橋	クレーン架設																												
		ポストテンション圧入橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																												
		ポストテンションI型コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設																												
連続桁橋	中空圧入橋	中空圧入橋	固定支保工 移動支保工																												
		箱桁橋	固定支保工																												
			移動支保工																												
			引出し架設																												
			搬出し架設																												
ワイヤン橋	シングルワイヤン	中空圧入橋	固定支保工																												
		箱桁橋	固定支保工																												
	連続ダブルワイヤン		中空圧入橋	固定支保工																											
		箱桁橋	固定支保工																												
斜張橋	斜張橋	中空圧入橋	固定支保工																												
		箱桁	搬出し架設																												
スラスト・ドーム橋	スラスト・ドーム橋	中空圧入橋	固定支保工																												
		箱桁	搬出し架設																												
アーチ橋	アーチ橋	中空圧入橋	固定支保工																												
		箱桁	搬出し架設																												
			ポストテン架設																												
			合成アーチ橋																												
両端橋梁	両端橋梁	両端鋼橋ウェブT桁	クレーン架設 架設桁架設																												
		両端鋼橋ウェブ箱桁	架設桁架設																												
			固定支保工																												
			引出し架設																												
			鋼トラスウェブ箱桁	搬出し架設																											

(注) (1) ；実績の多い支間
(2) セグメント方式については、現地状況より困難と予想されるため、行を現場製作する方法とする

・赤枠は最遠支間長35～55mの範囲を示す。
・着色部は適用性のある橋種を示す。

出典：設計施工マニュアル|橋梁編|(国土交通省 平成17年5月)

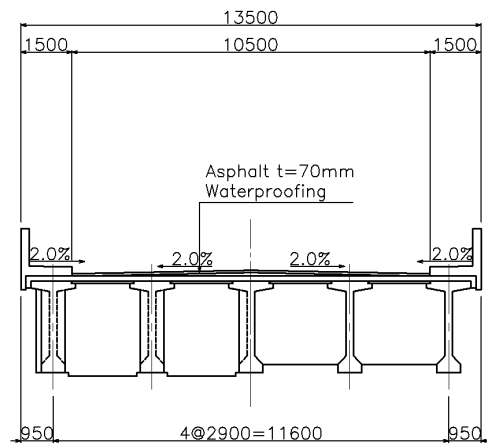
表 4.2-25 上部工形式とその適用支間—PC 橋(2)—

分類		断面形状	架設工法	評価	適用性
RC橋	場所打ち桁	単純床版橋	固定支保工	×	適用支間外である。
		連続床版橋		×	〃
		単純中空床版橋		×	〃
		連続中空床版橋		×	〃
単純桁橋	プレキャスト桁	プレテンション床版橋	クレーン架設	×	〃
		プレテンションT桁橋	クレーン架設	×	単純桁のため、伸縮装置の設置箇所数が多く、走行性、維持管理性が悪いので、比較案としない。
		ポストテンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設	×	〃
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	×	〃
		ポストテンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設	×	〃
		ポストテンションU型コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設	×	〃
	場所打ち	中空床版橋	固定支保工	×	適用支間外である。
		箱桁橋	固定支保工	×	単純桁のため、伸縮装置の設置箇所数が多く、走行性、維持管理性が悪いので、比較案としない。
桁架設方式連続桁	プレキャスト桁	プレテンション床版橋	クレーン架設	×	適用支間外である。
		プレテンションT桁橋	クレーン架設	×	〃
		ポストテンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設	×	桁高制限等がある場合に用いられる形式であり、明らかに不経済となるため、比較案としない。
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	○	従来のT桁と下フランジを球根状に拡大させたバルブT桁は型枠の転用を図った経済的な形式であり、比較案とする。
		ポストテンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設	○	床版にプレキャストPC板を使用して、PC合成床版としたPC合成桁で、省力化、コスト削減を図った形式であり、比較案とする。
		ポストテンションU型コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設	×	PCコンボ橋の更に長スパン化を図った形式であるが、工場製作を基本としており、当現場(工場製作なし)では不適であるため、比較案としない。
	連続桁橋	中空床版橋	固定支保工 移動支保工	×	適用支間外である。
		箱桁橋	固定支保工	○	横方向曲げ剛性やねじり剛性が大きいので、長支間の橋梁や曲線橋に適する一般的な形式であり、比較案とする。
移動支保工			○	〃	
引出し架設			○	〃	
桁桁橋		引出し架設	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。	
		固定支保工 移動支保工	×	適用支間外である。	
ワイヤン橋	T型梁	中空床版橋	固定支保工	×	適用支間外である。
		箱桁橋	固定支保工	×	一般的に谷部に採用される形式であり、連続高架橋には適さない形式であるため、比較案としない。
	連続ワイヤン	引出し架設	×	〃	
		中空床版橋	固定支保工	×	適用支間外である。
		箱桁橋	固定支保工	○	伸縮装置が少なく、耐震性に優れた形式であり、比較案とする。
		引出し架設	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。	
斜張橋	中空床版橋 箱桁 ユーゾガーバー	固定支保工	×	一般的に長大支間に用いられる橋種であり、連続高架橋には明らかに不経済となるため、比較案としない。	
	引出し架設	×	〃		
スリットラバー橋	箱桁	固定支保工	×	一般的に桁橋と斜張橋の間をカバーする支間長(100～200m)に適した形式であるが、今回は明らかに不経済となるため、比較案としない。	
		引出し架設	×	〃	
アーチ橋	中空床版橋 箱桁	固定支保工	×	地盤条件(軟弱なため杭基礎計画)よりアーチの優位性がなく、明らかに不経済となるため、比較案としない。	
		引出し架設	×	適用支間外である。	
		ハブリング架設	×	山岳地における架設工法であるため、適用外である。	
		合成アーチ橋	×	地盤条件(軟弱なため杭基礎計画)よりアーチの優位性がなく、明らかに不経済となるため、比較案としない。	
		複合構造	×	〃	
複合構造	波形鋼板コンクリート桁	クレーン架設 架設桁架設	×	適用支間外である。	
		架設桁架設	×	〃	
	波形鋼板コンクリート箱桁	固定支保工	×	箱桁断面のウェブ部分に波形鋼板を用いた形式で、一般的に長大スパンにおいて経済的優位性があり、適用支間内では明らかに不経済となること、また、コンクリートと鋼の複合構造であり、防錆が必要となり、本来コンクリート橋の有するフリーメンテナンスの有利性に劣るので比較案としない。	
		引出し架設	×	〃	
		引出し架設	×	〃	
	鋼コンクリート箱桁	引出し架設	×	適用支間外である。	

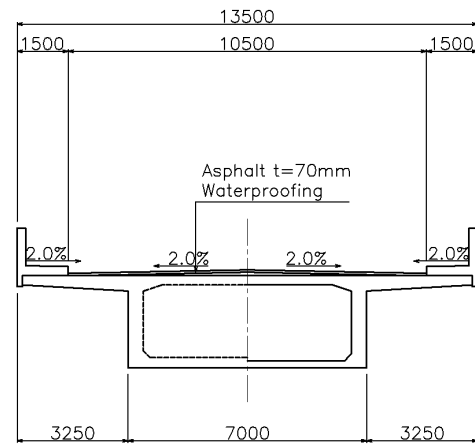
出典：設計施工マニュアル[橋梁編](国土交通省 平成 17 年 5 月)

- 1次選定案として抽出された4案の断面図を下記に示す。

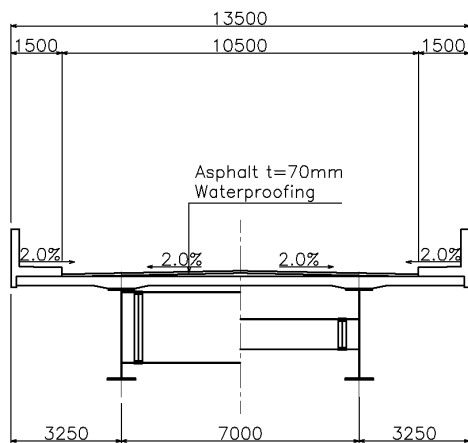
第1案 PC ポストテンションコンボ橋



第3案 PC 箱桁橋



第2案 連続鋼I桁(少主桁)



第4案 鋼開断面箱桁

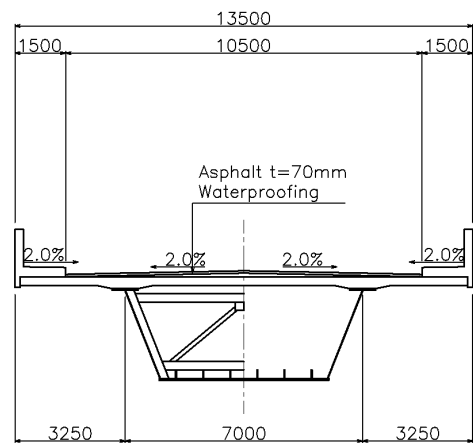


図 4.2-19 1次選定案の断面図

② 橋梁形式の選定(2次選定)

1次選定された比較4案について、既往資料などを用いて概算工事費を求め、経済性、構造型、施工性等の観点から総合的に評価を行い決定する。

- 概算工事費の算出

下部工形式は橋脚高約 8.6～30.3m の平均高さ $H=20.0\text{m}$ の壁式橋脚、杭長 54.0～61.5m の平均長 60m の場所打ち杭 $\phi 1000$ を前提とする。

1 次選定された上部工形式と前提とした下部工形式について、支間毎の概算工事費を算定し、最も経済的な橋梁形式を選定する。

図 4.2-20 に比較 4 案の概算工事費を示す。

各最適支間長の検討(経済比較)の結果、

- 第 1 案の PC ポストテンションコンボ橋については、最適支間長 $L=45\text{m}$
- 第 2 案の鋼 I 桁(少主桁)橋については、最適支間長 $L=45\text{m}$
- 第 3 案の PC 箱桁橋については、最適支間長 $L=50\text{m}$
- 第 4 案の鋼開断面箱桁橋については、最適支間長 $L=50\text{m}$ となる。

また、比較 4 案のなかでは、第 1 案の **PC ポストテンションコンボ橋** が最も経済的である。

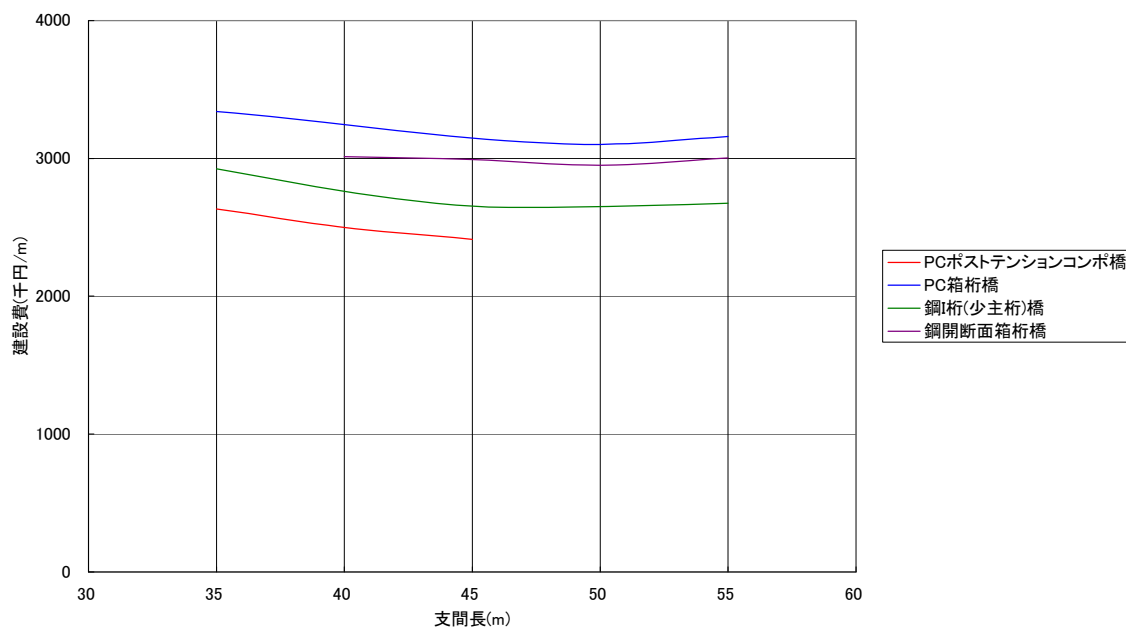


図 4.2-20 総建設費

- 橋梁形式比較選定表

1 次選定された比較 4 案について比較検討した結果を比較選定表(表 4.2-26～7)に示す。

総合評価の結果、経済性、施工性、維持管理面で優れ、「カ」国で国道 1 号、国道 6 号、きずな橋等施工実績の多い 第 1 案 **PC ポストテンションコンボ橋** を最適案として選定する。

表 4.2-26 2次選定表(1)

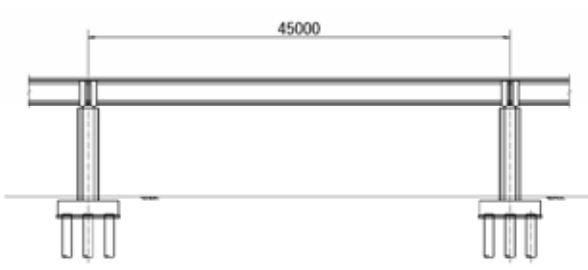
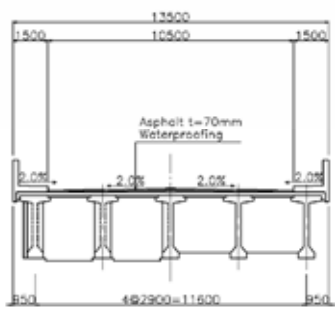
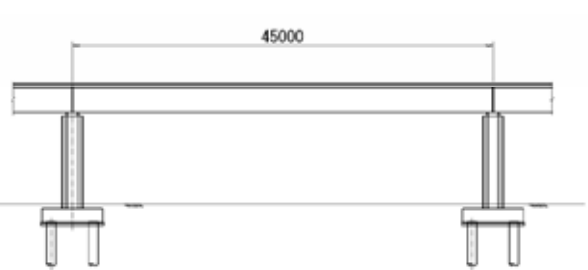
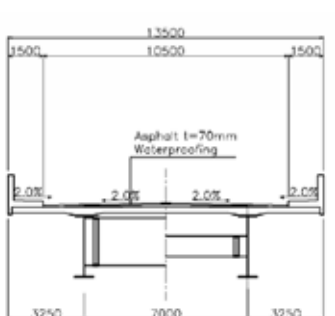
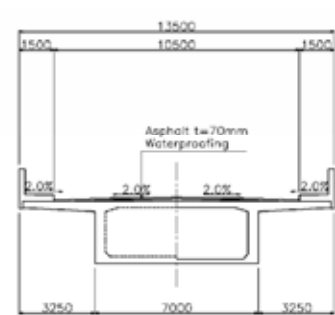
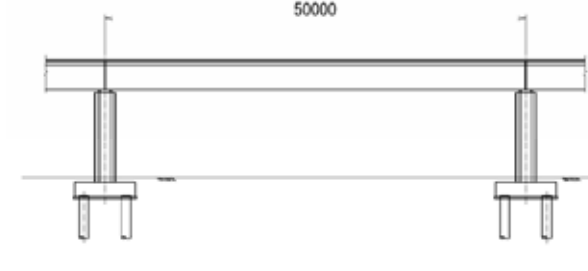
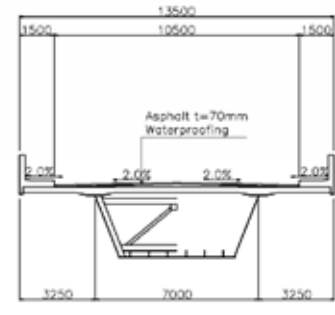
	側面図	断面図
第1案 P C ポストテンションコンボ橋		
第2案 鋼I桁（少主桁）橋		
第3案 P C 箱桁橋		
第4案 鋼開断面箱桁橋		

表 4.2-27 2次選定表(2)

		概要	
第1案 P C ポスト テン ション コン ポ 橋	建設費	・建設費は4案の中で最も安い。 (1.00)	○
	構造的性	・プレキャストPC板を使用したPC合成桁橋。 ・現場作業の軽減、施工の合理化・省力化を図り、コストの低減を目指し開発された橋梁形式。 ・桁間床版部に埋設型枠としてPC板を使用することにより、床版型枠で張り出し部以外は木製型枠による組立・解体作業がなくなる。 ・型枠廃材も大きく減らすことができる。	○
	施工性	・プレキャスト部材の利用により現場作業が、大幅に省力化できるため施工性は良い。 ・カンボジア国では、国道1号、国道6号、きずな橋等で施工実績が多い。	○
	走行性	・伸縮装置を省略した構造となり、走行性は他案とほぼ同様である。	○
	維持管理性	・維持管理の頻度は非常に少ない。	○
	景観性	・橋体表面はコンクリートの地肌となるため、周辺の自然環境になじみやすい。	○
	総合評価	・経済性・施工性・維持管理性において最も優れた案である。	○
第2案 鋼I 桁（少 主桁） 橋	建設費	・建設費は第1案に比べ高い。 (1.10)	△
	構造的性	・PC床版を採用した少主桁構造。 ・PC床版の採用により、主桁本数の減、及び対傾構を省略し、構造の簡素化を図る。	○
	施工性	・プレキャスト床版の利用により現場作業が、大幅に省力化できるため施工性はよい。	○
	走行性	・伸縮装置の設置箇所数が少なく走行性は良い。	○
	維持管理性	・塗装の塗り替え作業があり、維持管理の頻度は第1案、第3案に比べ、多い。	△
	景観性	・塗装により景観との調和を取ることが可能である。	○
	総合評価	・経済性・維持管理性において第1案に劣る。	△
第3案 P C 箱 桁 橋	建設費	・建設費は4案の中で最も高い。 (1.29)	△
	構造的性	・主桁の断面形状が箱形のプレストレストコンクリート橋。 ・曲げモーメントによる大きな圧縮力に抵抗できる。 ・補強材などが配置しやすい。 ・ねじり剛性が大きく活荷重に対する荷重配分が良好である。	○
	施工性	・現場作業が多く、重量も重くなるため、施工性が悪い。	△
	走行性	・伸縮装置の設置箇所数が少なく走行性は良い。	○
	維持管理性	・維持管理の頻度は非常に少ない。	○
	景観性	・橋体表面はコンクリートの地肌となるため、周辺の自然環境になじみやすい。	○
	総合評価	・経済性・施工性において第1案に劣る。	△
第4案 鋼開 断面 箱 桁 橋	建設費	・建設費は第1案、第2案に比べ高い。 (1.22)	△
	構造的性	・PC床版又は合成床版を採用することにより、床版支間を拡大し合理化構造とした形式。 ・縦桁、横桁、ブラケット等の床組や横構を省略できる。	○
	施工性	・型枠、床版施工用足場を省略でき、現場作業が大幅に省力化されるので、施工性は良い。	△
	走行性	・伸縮装置の設置箇所数が少なく走行性は良い。	○
	維持管理性	・塗装の塗り替え作業があり、維持管理の頻度は第1案、第3案に比べ、多い。	△
	景観性	・塗装により景観との調和を取ることが可能である。	○
	総合評価	・経済性・維持管理性において第1案に劣る。	△

① 検討方針

支持層は、地表面から 55m~60m 程度の深さの砂質土層 (Ds2 層) とする。

基礎形式選定表から当設計区間における適合性の高い基礎形式を下記に示す。

表 4.2-28 基礎形式選定表

[illegible]

○ : 適合性が高い △ : 適合性がある × : 適合性が低い
「道路橋示方書 IV下部構造編 H14.3 P544」より

当該橋の特性としては、①中間層に極軟弱層がある、②支持層の深度支持層の深度 40～60m、③支持層の土質は砂層 $N > 50$ 以上、④地下水位が地表面に近いものがある、⑤鉛直荷重が普通、⑥鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい、⑦支持形式は支持杭、等が考えられ、この特性を考慮すると次に示すように“杭基礎”が選定される。

■当該橋に適合性が高い杭基礎形式

杭 種		杭径(mm)	比較
鋼管杭	打込み杭工法	$\phi 600 \sim \phi 1000$	○
	中掘り杭工法	$\phi 600 \sim \phi 1000$	× *1
鋼管ソイルセメント杭		$\phi 1000/800 \sim \phi 1200/1000$	× *2
場所打ち杭	リバース工法	$\phi 1000 \sim \phi 1500$	○*3

- * 1 : 鋼管杭の施工は、杭長が 55m～60m と長い打込み杭工法が可能であり、中掘り杭工法より経済性に有利であることから、中掘り杭工法は対象外とする。
- * 2 : 鋼管ソイルセメント杭は、杭長が 55m～60m と長いため、支持力には余裕があり、橋脚規模から最小杭本数（4本）で決定されることが想定され、鋼管杭より単価が高い鋼管ソイル杭は経済性に劣ることから比較の対象外とする。
- * 3 : 当該基礎の杭長は 55m～60m と長いため、場所打ち杭の施工方法はリバース工法が経済性、施工性に有利である。オールケーシング工法は杭長が長いため、ケーシングの引き抜き等に問題があるため対象外とした。

② 検討条件

- 上部工形式：橋梁形式選定で最も優れる“P C コンボ橋（5 径間案）”を用いる。
- 橋脚高：当設計区間の平均的高さの $H=20m$ （一定高）を用いる。
- 上部工反力：上部工反力は、下記の示すように各支点で鉛直力、水平力が異なるが作用力の厳しい側径間側（第 2、5 支点）の作用力を用いて検討する。

上部工鉛直反力

単位：KN

		第 1 支点	第2支点	第3支点	第4支点	第5支点	第6支点	備考
死荷重	Rdo	6, 410	14, 540	14, 070	14, 070	14, 540	6, 410	70, 040
	2次反力	330	-420	90	90	-420	330	0
	計(Rd)	6, 740	14, 120	14, 160	14, 160	14, 120	6, 740	70, 040
活荷重	RL	1, 510	2, 810	2, 720	2, 720	2, 810	1, 510	14, 080
合計	Rd+RL	8, 250	16, 930	16, 880	16, 880	16, 930	8, 250	84, 120

上部工水平反力（平均脚高：H=20m）

単位：KN

		第 1 支点	第2支点	第3支点	第4支点	第5支点	第6支点	備考
支承条件		M	F	F	F	F	M	
橋軸方向	温度10℃	0	95	32	32	95	0	
	①乾燥	0	86	29	29	86	0	15℃× 0.61=9℃相当
	②温度変化	0	143	48	48	143	0	15℃
	③地震時水平力	340	876	876	876	876	340	可動 Hd=Rd*0.05
	常時①	0	86	29	29	86	0	
	常時+温 ①+②	0	229	77	77	229	0	
	地震時 ①+③	340	962	905	905	962	340	
直角方向	風荷重	460	660	565	565	660	460	
	地震時	343	685	723	723	685	343	

③ 検討結果

比較検討の結果をまとめると次のようになる。

	杭種	杭径	工費比率	結果
1	場所打ち杭 (リバーズ)	φ 1000	1.000	①
2		φ 1200	1.012	②
3		φ 1500	1.344	
4	鋼管杭 (打込み)	φ 600	1.142	
5		φ 800	1.226	
6		φ 1000	1.092	

以上より、場所打ち杭のφ 1000、1200 が最適となる。

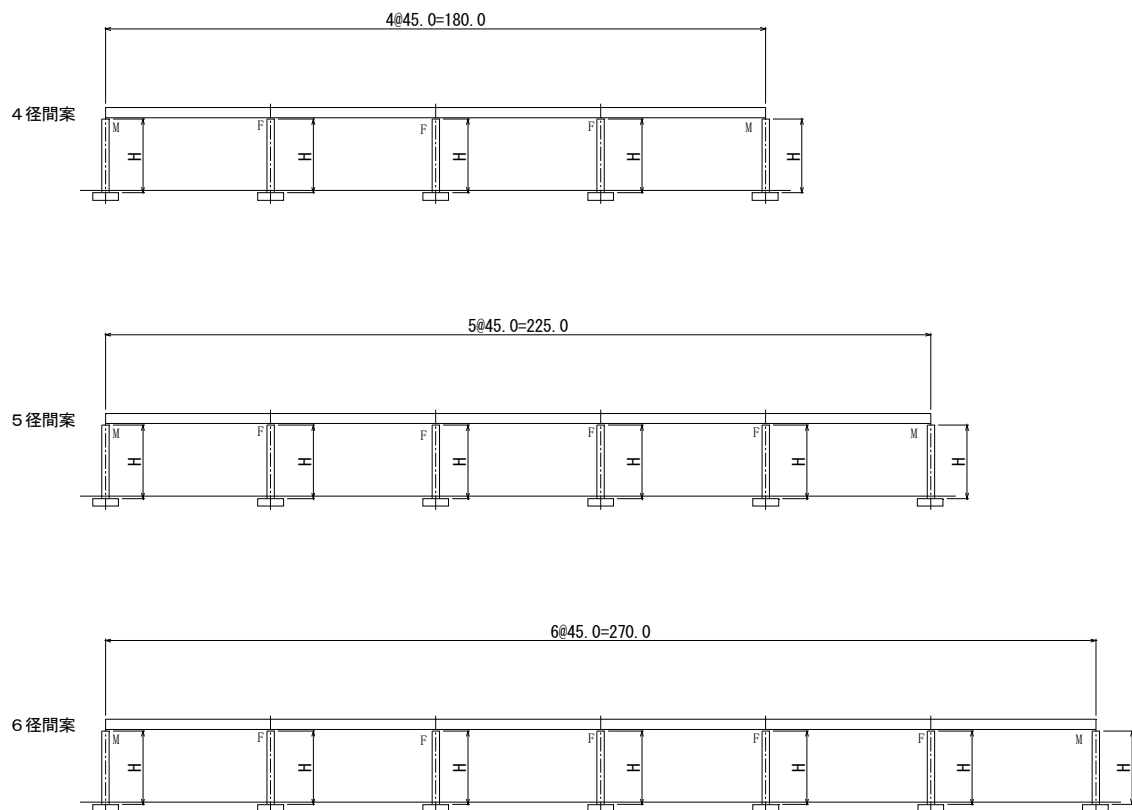
4) 連続径間数の検討

・検討方針

下記に示すモデルの3案（4 径間、5 径間、6 径間）について、温度変化・乾燥収縮・地震時作用力を算出し、基礎形状の検討を行う。

橋脚の高さは、当設計区間の標準的な高さである $H=10.0\text{m}$ 、 $H=20.0\text{m}$ の両ケースについて検討を加えるものとする。

・各案の支間割



・ 検討結果

橋脚の設置高、径間数ごとに検討した基礎杭の本数、鉄筋本数についてを下記に示す。

橋脚高	杭径		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
H=10.0m	φ 1.0m	4径間	-	4本	4本	4本	-	-	-
				D29-20	D22-20	D29-20			
		5径間	-	4本	4本	4本	4本	-	-
				D25-20	D22-20	D22-20	D25-20		
		6径間	-	4本	4本	4本	4本	4本	-
				D32-20	D25-20	D22-20	D25-20	D32-20	
H=20.0m	φ 1.2m	4径間	-	4本	4本	4本	-	-	-
				D35-24	D32-24	D35-24			
		5径間	-	4本	4本	4本	4本	-	-
				D32-24	D32-24	D32-24	D32-24		
		6径間	-	4本	4本	4本	4本	4本	-
				D35-24	D32-24	D22-24	D32-24	D35-24	

注) 上記表の凡例

	支持力：常時+温度で決定、杭体：地震時で決定
	支持力、杭体：常時+温度で決定
	支持力：常時で決定、杭体：地震時で決定

上記の検討結果より

- ・ 杭本数は、橋脚高さ・径間数が増減しても杭本数は変わらない。
- ・ 杭の鉄筋は、5径間案と比較して
 - 4径間案は固定次数が少ないため地震時の分担力が多くなり鉄筋量が多くなる。
 - 6径間案は温度の影響が大きくなり端径間側の杭鉄筋量が多くなる。

以上より最適な径間数は5径間案が有利であると判断される。

4.2.2 基本計画

(1) 道路計画

1) 線形概要

今回実施した現地調査結果より、開発調査（2006 年）で検討した線形を大幅に変更しなければならない変化は見出せなかった。このため、道路線形は開発調査で選定された線形を採用することとした。幾何構造基準および標準横断構成については、設計方針に記載した通りである。設計方針に従って検討し、設定された路線全体位置を図 4.2-21 に示す。

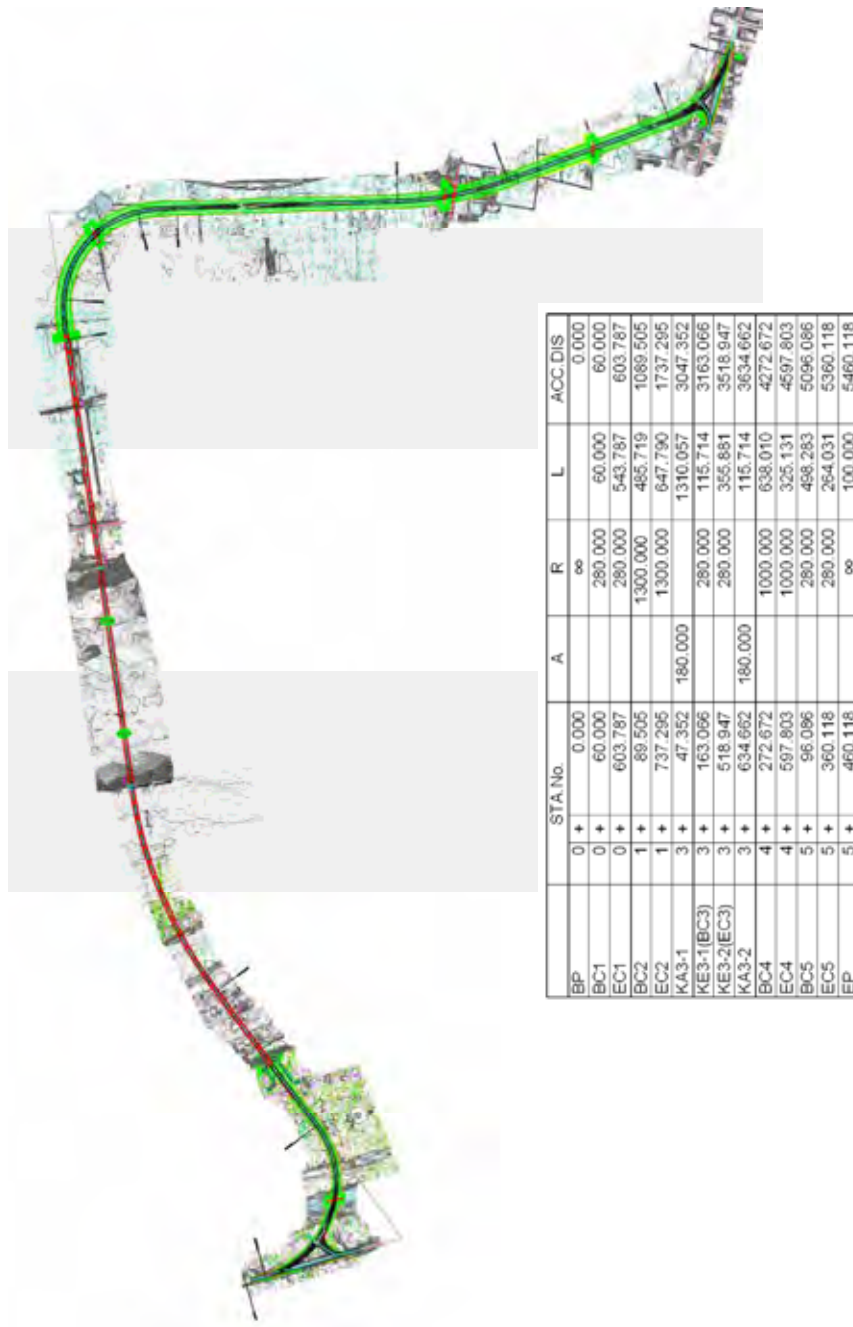


図 4.2-21 全体路線位置

2) 舗装計画

- 設計条件

舗装計画は、AASHTO に基づいて設計を行うものとする。また、計画にあたっては、次の条件にて行うものとする。

- 交通荷重は、普通車と大型車のみを考慮し、二輪車は無視する。
- 18kip 等値単軸荷重 (Equivalent Single Axle Load: ESAL) の等価換算係数は、隣接工区と整合性を図るため、国道一号線道路改修計画と同じ値を適用する。
- 供用開始から 10 年間とする。

- 路床土評価と交通荷重

本件は、新設道路であり、路床土は購入であることから、現地材料の CBR 試験結果のうち、良好な CBR 値の路床土が調達されるものとし、CBR 値を 5 と設定した。表 4.2-29 に現地発生材の CBR 試験結果を示す。

表 4.2-29 CBR 試験結果

材料採取位置	No.1	No.16	No.17	No.19
CBR 値	5.33	2.67	2.67	2.00

CBR が 3 以上の場合、必ずしも改良を必要としないものの、弱い路床で荷重を支持しようとすると厚い舗装構造が必要となり、路床改良を行って設計 CBR を上げ、舗装厚を薄くした場合よりも、全体としての工費が割高になることも考えられる。よって、本調査で最も適切な舗装構造を提案するため、路床改良を行って、設計 CBR を変化させたものと比較を行うこととした。本計画の交通荷重である 1 車線当たりの供用期間内累積 18kip ESAL (W_{18}) は、 3.052×10^6 である。

- 本線の所要構造指数

構造指数 (Structure Number : SN) の決定に使用する各係数は次のとおりである。

- 信頼性 (Reliability : R) : 80% (主要幹線道路の要求の最低水準)
- 荷重及び舗装強度の標準誤差 (S_o) : 0.45 (AC 舗装の標準値)
- 初期供用性指数 (P_o) : 4.2 (AC 舗装の標準値)
- 終局供用性指数 (P_t) : 2.5 (主要幹線道路要求の最低水準)

本計画における各設計 CBR に対する所要構造指数は、表 4.2-30 のとおりである。

表 4.2-30 各設計 CBR に対する所要構造指数

設計 CBR	CBR=5	CBR=6	CBR=7
所要構造指数 (SN)	SN=3.865	SN=3.611	SN=3.406

なお、計画道路の交通荷重に対する最小層厚は、AASHTO 規定によると、AC 層 9cm、路盤層 15cm である。

- 二輪車レーンの所要構造指数

二輪車レーンは、沿道施設への出入り、路肩への駐車等の四輪車が通過することを考慮するものとした。本線の累積 18kip ESAL (W_{18}) の 3.052×10^6 の 25% を載荷した場合、 0.763×10^6 であり、設計 CBR を 7 とすると、所要構造指数は、2.707 となる。路床改良や下層路盤の安定処理の均一性を確保するため、路盤構造は本線と同じ構造とし、アスファルト舗装厚さを変化させることで所要構造指数を満足するように計画する。

- 路床構築

本調査で最も適切な舗装構造を提案するため、路床改良を行って、設計 CBR を変化させたものと比較を行う。路床改良としては、石灰安定処理とセメント安定処理が一般的であるが、現地では、石灰の入手が困難で、セメントは調達が比較的容易であること、現地調達材は粘土混じり砂質土が標準的であり、砂質土はセメント安定処理が適していることから、セメント安定処理を採用するものとした。改良された路床土の目標 CBR を 15 と設定し、各設計 CBR を得るために必要となる安定処理の層厚は、表 4.2-31 の通りとなる。

表 4.2-31 各設計 CBR に対する安定処理施工厚

設計 CBR	CBR=5	CBR=6	CBR=7
安定処理施工厚	0cm	10cm	25cm

- 本線の舗装構造

舗装種類は、「カ」国で一般的で、かつ耐久性、維持管理の容易性などの点で優れているアスファルト・コンクリートを採用する。路盤に関しては、計画対象地域近辺に採石場がないことから、砕石は運搬費が嵩み、一般に割高となる。上層路盤を安定処理する場合でも、砕石が必要となるため、上層路盤材については、上層路盤安定処理材より経済的である粒度調整砕石路盤材を採用する。他方、下層路盤を安定処理する場合は、現地発生材や地域産材料が使用でき、砕石を必要としない。したがって、下層路盤材については、砂などのより安価な材料が利用できる下層路盤安定処理材も検討する。

各設計 CBR に対応する舗装構造を表 4.2-32 に示す。この結果、設計 CBR を 7 に路床改良し、下層路盤も安定処理したケース（舗装厚：53cm）が最も経済的であった。また、表層から下層路盤までのバランスが良く、荷重伝達に優れた構造となっており、加えて、HWL +50cm の余裕高を確保しつつ、できるだけ道路計画高を低く抑え、沿道の社会環境に与え

る影響を軽減させることができる。

表 4.2-32 各設計 CBR に対する舗装構造

項 目	設計CBR=5		設計CBR=6		設計CBR=7	
下層路盤安定処理	無	有	無	有	無	有
表層	4cm	4cm	4cm	4cm	4cm	4cm
基層	6cm	6cm	6cm	6cm	6cm	6cm
上層路盤	24cm	19cm	21cm	15cm	18cm	13cm
下層路盤	37cm	35cm	33cm	33cm	31cm	30cm
舗装厚	71cm	64cm	64cm	58cm	59cm	53cm
改良路床	0cm	0cm	10cm	10cm	25cm	25cm
路床	100cm	100cm	90cm	90cm	75cm	75cm
金額(\$/m ² 、直接工事費)	23.712	23.248	22.504	22.106	21.655	21.225

- 二輪車レーンの舗装構造

本線の舗装構造は、検討結果により、設計 CBR 7 が採用された。設計 CBR が 7 の場合の二輪車レーンの所要構造指数は、先に記載した通り 2.707 となる。本線の舗装構造から、表層を除いた場合の構造指数は、2.746 となり、二輪車レーンの所要構造指数を満足する。よって、二輪車レーンの舗装構造は、以下の通りとする。また、二輪車レーンは、本線に比べ、舗装構造が弱いため、必要以上に四輪車が二輪車レーンへ進入することを回避することが望ましい。そのため、路盤面は本線と同じ高さを保ち、アスファルト・コンクリート面で本線と 4cm の段差を確保することとした。

表層 (AC)	: 6cm
上層路盤 (粒度調整碎石)	: 13cm
下層路盤 (セメント安定処理)	: 30cm

3) 標準横断

標準横断の設定にあたっては、以下の点に考慮した。

- 浸水対策

対象アプローチ道路は、メコン河の流れに対し、横断する方向にあり、また、国道 11 号線から終点までの区間は、氾濫原を通過する計画となっていることから、洪水に強い構造が必要である。

日本の場合、築堤に使用する盛土材料は、粒度分布で管理され、細かく規定されている。しかし、本計画は、新設アプローチ道路であり、河川堤防の築堤事業ではないため、盛土材料の品質管理に過度なものを要求することは、コストの増加を招き、工程の遅れに繋がる可能性がある。また、対象路線近辺で採取される盛土材は、粘土混じり砂質土が標準的であり、堤体盛土に最適な粘土を入手することは困難である。このため、本計画では、路体への浸水を防止するため、盛土表面近傍に、セメント混合土を用い、透水性を抑えた遮水層を設置することとした。層厚は、盛土斜面に沿って、50cm 確保する。

- のり面保護

降雨による盛土法面上のガリー（掘れ溝）浸食の防止、洪水期における浸水や波浪による法崩れや法面洗掘・流出を防止するため、護岸工を設置する箇所以外では、全ての新規のり面に対して、現地で容易に採取できる野芝を用いた張芝工によるのり面保護工を設置する。しかし、張芝工は、遮水層に直接、移植しても、根付きが難しいことから、遮水層の上に、被覆土層を施す。層厚については、十分な締固めができるように、盛土斜面に沿って、20cm 確保することとした。

- サンドマットとジオテキスタイル

対象路線の表面付近の地盤状況は、沖積粘性土から成り、軟弱なため、沈下を考慮する必要がある。したがって、サンドマットとジオテキスタイルを施工することで、工事中のトラフィカビリティを上げると共に、軟弱地盤の沈下促進にも効果がある。また、盛土も安定性も向上することが期待される。

- のり面勾配と最大盛土高

のり面勾配は、地盤が軟弱であることから、1 : 2.0 を採用する。また、1 段当たりの最大盛土高は、5m とした。ただし、西岸（起点側）の地盤状況は、東岸（終点側）に比べ良好であり、現況地盤高も旧副河道を除いて高い。また、日本の基準（道路土工 のり面工・斜面安定工指針）により、盛土のり面勾配が、1 : 2.0 の場合、最大盛土高 10m としていることから、西岸側については、1 段当たりの最大盛土高を 7m まで許すこととした。

- 標準横断

舗装計画と上記を加味した標準横断を図 4.2-22 に示す。

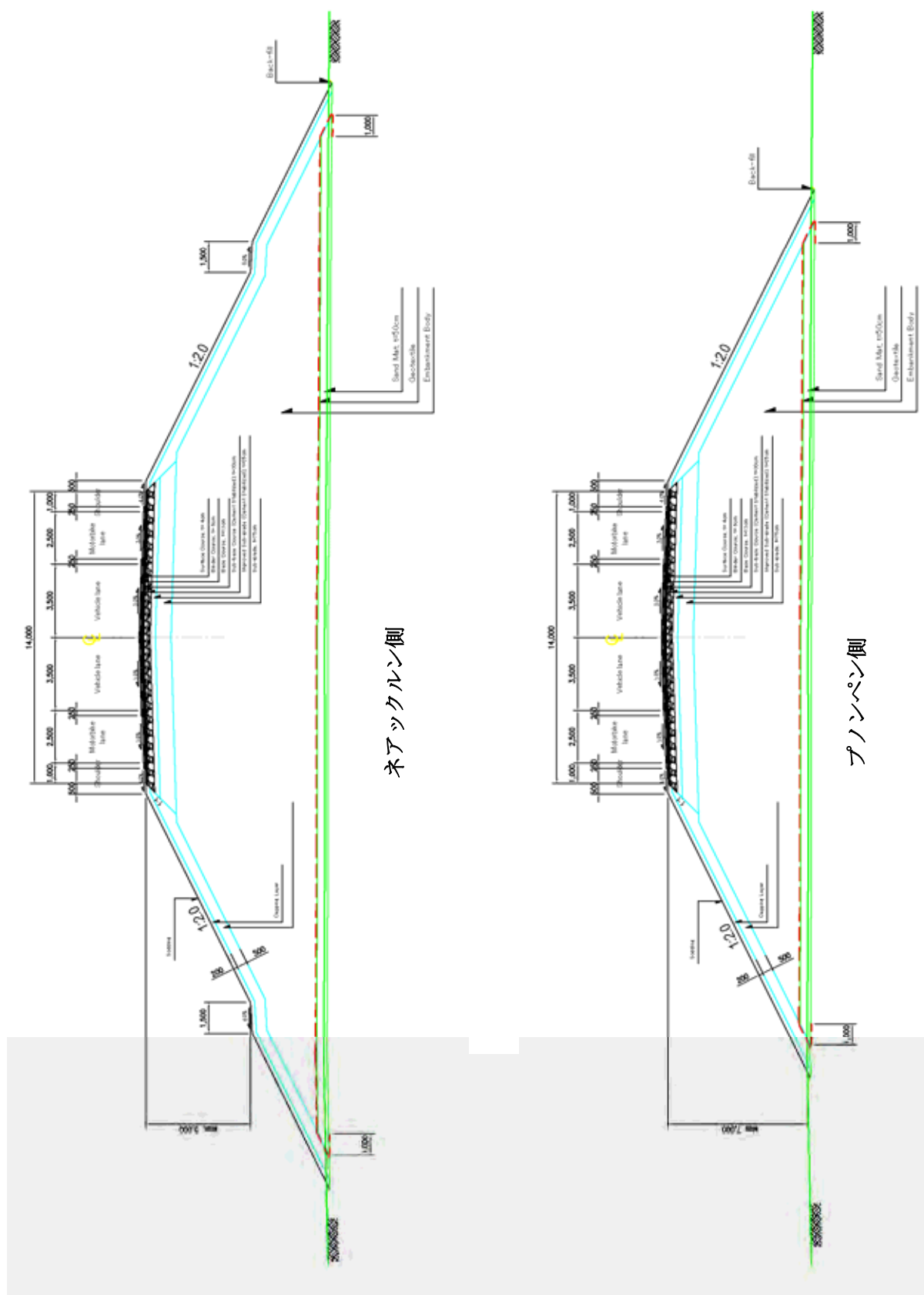


図 4.2-22 標準横断面図

4) ボックスカルバート

「2.2.2 (3)気象、水理、水文」に示されているように、洪水調整のために、3 箇所ボックスカルバートを設置することとした。また、「4.2.1 (1) 3)道路中心線設定」に示されているように、車両の本線への部分出入制限を行ったことから、ボックスカルバートを 2 箇所設置することとした。ただし、Sta.0+836.3 については、出来るだけ盛土高さを低くするため、ボックス橋台を採用した。

また、起点側の旧副河道には、流れがないものの、湛水があり、地域住民が灌漑用水に利用していることから、通水を確保するために、ボックスカルバートを設置することとした。

表 4.2-33 にボックスカルバートの諸元（設置位置、サイズ等）を示す。

表 4.2-33 ボックスカルバート諸元一覧

ボックスカルバート	測 点	用 途	内空幅 (m)	内空高さ (m)	床付高さ (m)	交差角 (度)	本線計画 高(m)	備 考
BC1	0+373.0	通水用	2.000	2.000	3.000	70.000	9.260	
A1BC	0+836.3	車道用	6.000	4.700	8.164	90.000	13.873	ボックス橋台
BC2	3+377.0	洪水調節用	6.500	6.700	2.030	75.000	10.297	
BC3	4+410.0	洪水調節用	6.500	6.700	2.000	75.000	10.232	
BC4	4+436.5	車道用	6.000	3.600	5.100	71.616	10.231	
BC5	4+861.0	洪水調節用	6.500	6.700	2.100	75.000	10.320	

- 継手と遮水壁

基礎地盤が軟弱であることから、盛土荷重の違いによる不等沈下が発生する可能性がある。この不等沈下によるボックスカルバートへの影響を緩和するため、継手を設ける。本カルバートの場合、中間に 1 箇所継手を設置することとした。また、遮水壁の厚さは、40cm とした。

- 基礎

ボックスカルバートの基礎は、直接基礎とする。ただし、基礎が軟弱土の場合、圧密沈下量が問題となる可能性があるため、良質土または砂での置換工を適用する。置換深さは、底版から 1m とする。

- 遮水矢板

ボックスカルバート支持地盤におけるパイピング防止のため、底版以下に遮水矢板を設置する。浸透路長の検討および最低根入れ長（3.0m）を考慮し、根入れ長は、最低根入れ長の 3.0m とした。

5) 護岸・護床工

「2.2.2 (3)気象、水理、水文」において、開口部の大きさを検討する際、開口部において、水位差が最大 1m 生じた場合の不等流計算を実施し、最大流速 2m/s を超えない大きさとし

た。しかしながら、橋梁橋台付近やボックスカルバートの呑口および吐口の周辺では、それ以外の区間に比べ、流速が早くなり、洗掘が生じる可能性があることから、当該周辺では、護岸・護床工を設置することとした。

- ・ 護床工

護床工の設置範囲は、カンボジアにおける過去の事例や国道一号線道路改修計画を参考に、現地の状況を考慮し、決定した。表 4.2-34 に護床工の範囲を示す。なお、A1 橋台前面は、自然堤防の形状となっているため、傾斜地末端まで布団籠を設置することとした。また、BC3 は水路上に位置し、設置箇所的前後が湾曲しているため、水衝部に布団籠を用いた擁壁を設置することとした。

表 4.2-34 護床工の適用範囲

工 種	布団籠延長(m)		捨石工延長(m)	
橋 梁	橋台前面側	橋台背面側	橋台前面側	橋台背面側
A1	15.4-32.9	10.000	-	10.500
A2	5.000	11.000	-	4.000
ボックスカルバート	左側	右側	左側	右側
BC1	5.000	5.000	2.000	2.000
BC2	10.000	10.000	5.000	5.000
BC3	29.240	10.000	-	5.000
BC5	10.000	10.000	5.000	5.000

また、車両用ボックスカルバートは、ボックスカルバート内と前後 5m 区間に表層 (t=4cm) を設置することとした。

- ・ 護岸工

護岸工の設置範囲は、護床工と同様に、カンボジアにおける過去の事例や国道一号線道路改修計画を参考に、現地の状況を考慮し、決定した。護岸工の種類は、カンボジアで一般的に使用されている練石張り護岸工を採用した。また、ボックスカルバートは、橋梁に比べ、開口幅が狭く、流速が早くなる可能性が高いため、練石張り護岸工の外側に蛇籠を設置することとした。表 4.2-35 に護岸工の範囲を示す。

表 4.2-35 護岸工の適用範囲

設置位置		練石張り護岸範囲	蛇籠設置範囲
橋 梁	A1	ボックス橋台の巻込み端部までの区間	-
	A2	橋台のたて壁前面から 15m の区間	-
ボックスカルバート	BC1	翼壁の端部より、上下流 10m	2.0m
	BC2, 3, 4, 5	の区間	3.0m

- ・ 階段

橋梁およびカルバートの維持管理や清掃・保守点検のために、管理用の階段を東西両岸に配置する。階段幅は、管理者がすれ違い可能な 1.0m とする。なお、BC3 と BC4 は近接していることから、2 箇所では 1 組の階段を設置することとした。

ボックスカルバートにおける基本的な護岸・護床・階段工の平面図を図 4.2-23 に、基礎杭付き練石積み護岸工の構造を図 4.2-24 にそれぞれ示す。



図 4.2-23 護岸・護床・階段工（ボックスカルバート）

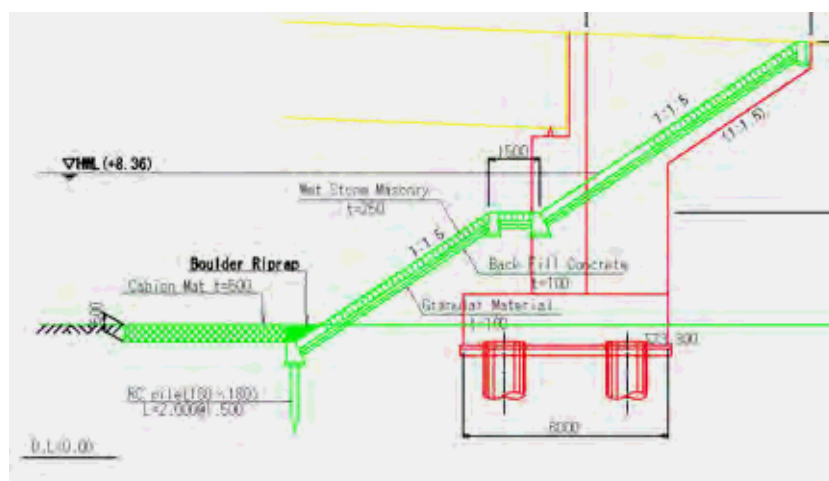


図 4.2-24 練石積み護岸工の構造（基礎杭付き）

影響家屋軒数をできるだけ減らすため、擁壁を設置することにした。擁壁の設置にあたっては、足場を組むために、施工余裕が最低 2.0m 必要となる。よって、道路端部から 2.0m 以上の家屋を対象に設置位置を検討し、その結果を表 4.2-36 に示す。また、擁壁形式は、計画対象地域における地盤状況が軟弱であることから、自重の軽い L 型擁壁を採用することとした。なお、RW1 は、高さが 3.0m 未満であり、地盤状況も左岸より良好であることから、重力式擁壁も検討を行った。しかし、安定計算の結果、置換工が必要となり、その施工余裕幅が家屋に影響することから、L 型擁壁を採用した。

L 型擁壁	測 点	位置	延長(m)	高さ(m)	杭長(m)	影響軽減 家屋軒数
RW1	0+017.338(W1)－ 0+283(Main)	右	29.0	2.467－ 2.6	-	1
RW2	0+710－0+770	左	60.0	4.730－ 5.5	13.0	2
RW3	5+270－5+313.5	左	43.5	4.6－ 4.315	13.0	2

[illegible]

計画対象地域は河川の氾濫原に位置しており、計画路線の重要性から洪水位を考慮した道路計画高とする必要がある。従って土工区間は高盛土構造となるが、これに対して「2.2.2 自然条件 (1) 地質 3) 地質調査結果」で述べられているように、計画路線上の表層には軟弱な地盤が分布しており、有害な圧密沈下等が発生する可能性がある。そこで、盛土区間には軟弱地盤対策工を計画する。

- 対策工の検討範囲

表 4.2-37 に示すように軟弱層が厚く、盛土高の高い断面 1 および 2 付近では、圧密沈下量が比較的大きく圧密度も低い結果となったため、圧密促進が必要である。その他の東岸側の設計断面は、軟弱地盤対策工を施す必要が無い程度の圧密状態であった。一方、A1 橋台付近 (Sta.0+820) では圧密層が薄く、盛土高も比較的低いため、西岸側については、特別な軟弱地盤対策工を講じないものとした。

以下、軟弱地盤に関する解析・検討は東岸側を対象に行うものとする。

表 4.2-37 軟弱層厚と盛土高の関係

設計断面	測 点	軟弱層厚 (m)	盛土高 (m)
断面 1	3+057.9 (A2 橋台)	20.9	8.60
断面 2	3+300	20.9	7.20
断面 3	3+700	20.6	5.85
断面 4	4+140	9.1	5.60
断面 5	5+120	7.5	5.98
断面 6	0+820 (A1 橋台)	5.5	6.90

- ・ 限界盛土高さ

軟弱地盤上に対する可能な瞬間盛土高さは限界盛土高さとなされ、軟弱地盤対策工の必要性に対する概略の指標として、あるいは押え盛土高さの概略設定等に利用される。

当該地区における軟弱層のうち、地表部に近く粘着力が最小となる粘性土層(Ac1)の限界盛土高さは 1.93m となり、計画盛土高さはこれ以上となることから、軟弱地盤対策工の適用が必要であると判断できる。

- ・ 無処理時の盛土安定度

無処理時の盛土安定度は、軟弱地盤対策工を適用せず、計画盛土を瞬間載荷した場合を想定しての解析である。表 4.2-38 に示す解析結果から、全ての設計断面において計画安全率を満足することになり、瞬間載荷状態での盛土安定度は確保されるものと判断した。

表 4.2-38 無処理時瞬間載荷状態での盛土安定度解析結果

設計断面	計 画 安 全 率 (Fsp) [規制事項]			解 析 安 全 率 (Fs)	
	立上り時	供用開始時	地震時	常 時	地震時
断面 1	1.10	1.25	1.00	1.656	1.481
断面 2				1.558	1.384
断面 4				1.972	1.688
断面 5				1.663	1.431

- ・ 圧密沈下量と圧密時間

圧密沈下は、図 4.2-26 に示す盛土に対する工程の考え方から、盛土立上り後から 365 日(1 年)を土工竣工時、盛土立上り後から 600 日を供用開始時として、盛土開始後から供用開始時の間に生じる沈下とする。他方、長期沈下は、図 4.2-26 において、供用開始後 2 年後及び 5 年後の間に生じる沈下とする。

以上から、各設計断面での盛土開始後の着目時間は、表 4.2-39 のとおりとなる。

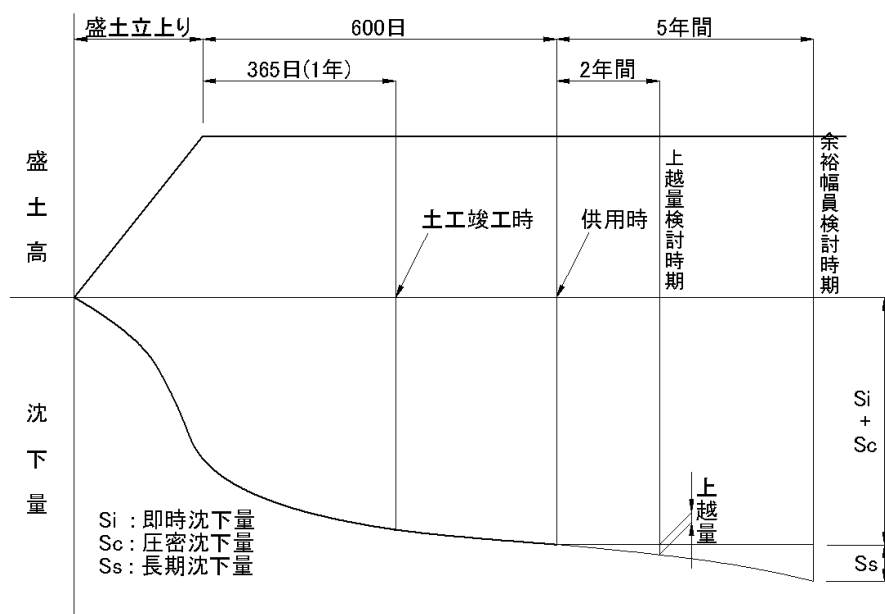


図 4.2-26 盛土における時間と沈下量の基本的な考え方

表 4.2-39 盛土開始後の着目時間(日)

設計断面	計画盛土高 HE (m)	盛土所要日数 $V_E = 5$ cm/day (日)	立上り時	盛土立上り後		供用開始後	
			沈下対策 時間基準	365 日 (竣工時)	600 日 (供用時)	2 年後	5 年後
断面 1	8.595	172 → 200	200	565	800	1,530	2,625
断面 2	7.200	144 → 160	160	525	760	1,490	2,585
断面 3	5.850	117 → 140	140	505	740	1,470	2,565
断面 4	5.600	112 → 130	130	495	730	1,460	2,555
断面 5	5.980	120 → 140	140	505	740	1,470	2,565

また、供用開始後には、盛土天端部に交通荷重が作用するものとして、10 kN/m²を上載分布荷重として載荷する。

- ・ 沈下解析結果と圧密促進工法の適用範囲

各設計断面の盛土中央部における軟弱地盤の無処理時総沈下量は、表 4.2-40 に示すとおりである。全沈下量は、各断面ともに 22～37cm 程度の範囲であり、大きいものではない。

しかし、施工計画では、A2 橋台背面の路体盛土を橋桁の製作ヤードとして利用する計画であることから、その時点である程度の圧密を促進させておくことが望ましい。従って、圧密促進工法を適用する判断基準としては、竣工時（盛土立上り後 365 日）時点で残りの沈下量（残留沈下量）が 10cm 未満となるようにする。

以上より、圧密促進工法の適用範囲は、竣工時に残留沈下量が 10cm 以上となっていること、構造物及び盛土の高さを考慮して、A2 橋台背面から STA.3+700 の区間とする。

表 4.2-40 軟弱地盤の各検討時間に対する無処理時の盛土中央部総沈下量と圧密度

設計断面	沈下量		立上り時	盛土立上り後		供用開始後		全沈下量
	種 別	単位	0日 (時間基準)	365日 (竣工時)	600日 (供用時)	2年後 (上げ越し)	5年後 (余裕幅員)	S' (U=100%)
STA.3+057.9	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
	圧密沈下量 Sc	(cm)	5.9	12.7	15.7	15.7	15.7	34.5
	長期沈下量 Ss	(cm)				1.5	7.9	
	総沈下量 S	(cm)	8.7	15.5	18.5	20.0	26.4	37.3
	圧密度 U	(cm)	17.2	36.4	45.5	49.8	68.3	100.0
STA.3+300	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
	圧密沈下量 Sc	(cm)	4.5	10.7	13.2	13.2	13.2	27.3
	長期沈下量 Ss	(cm)				1.3	6.7	
	総沈下量 S	(cm)	7.3	13.5	16.0	17.3	22.7	30.1
	圧密度 U	(cm)	16.6	39.1	48.4	53.3	73.0	100.0
STA.3+700	即時沈下量 Si	(cm)	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
	圧密沈下量 Sc	(cm)	2.2	5.4	6.7	6.7	6.7	19.9
	長期沈下量 Ss	(cm)				0.7	3.7	
	総沈下量 S	(cm)	4.4	7.6	8.9	9.6	12.6	22.1
	圧密度 U	(cm)	10.8	27.2	33.5	36.9	52.2	100.0
STA.4+140	即時沈下量 Si	(cm)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	圧密沈下量 Sc	(cm)	10.0	20.4	21.7	21.7	21.7	28.9
	長期沈下量 Ss	(cm)				0.4	2.1	
	総沈下量 S	(cm)	11.1	21.5	22.8	23.2	24.9	30.0
	圧密度 U	(cm)	34.6	70.2	75.0	76.3	82.1	100.0
STA.5+120	即時沈下量 Si	(cm)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	圧密沈下量 Sc	(cm)	12.0	21.7	22.2	22.2	22.2	22.2
	長期沈下量 Ss	(cm)				0.0	0.0	
	総沈下量 S	(cm)	12.9	22.6	23.1	23.1	23.1	23.1
	圧密度 U	(cm)	53.8	97.9	100.0	100.0	100.0	100.0

- 圧密促進工法の選定と配置間隔

軟弱層の圧密を促進する工法は一般的で安価なバーチカルドレーン工法とし、ドレーン材の調達性及び施工費を考慮し、カードボード(プラスチックボード)ドレーン工法を選定した。

カードボードドレーン配置間隔は、0.6～1.5m の範囲が一般的である。しかし、本計画における圧密促進工法が桁製作および桁架設時における施工基面の安定性確保が大きな目的の一つであることを考慮し、配置間隔は 1.0～2.0m とする。また、圧密促進工の適用区間と無処理区間との不同沈下が著しくならないことに留意し、ドレーン配置の検討ケースは表 4.2-41 に示すとおりとする。

表 4.2-41 ドレーン配置の検討ケース

設計断面	適用目的	ドレーン配置検討ケース		備 考
		Case-1	Case-2	
STA.3+057.9	橋台背面工程確保	1.0×1.0m, 正方形	1.5×1.5m, 正方形	
STA.3+300	盛土高さ緩衝区間	1.5×1.5m, 正方形	2.0×2.0m, 正方形	

カードボードドレーンを併用する場合の圧密沈下解析結果を表 4.2-42 に示す。

これによれば、いずれも残留沈下量が 10 cm未満に収まっている。ドレーン間隔の相違による圧密度は、盛土立上り時にはドレーン間隔が狭い Case-1 が大きく進行しているものの、立上り後 1 年経過時には概ね同程度であり、両ケースともに大きな違いはない。

表 4.2-42 ドレーン工法併用による圧密解析結果の概要

設計断面		沈 下 量		立上り時	盛土立上り後		供用開始後		全沈下量
		種 別	単位	0日 (時間基準)	365日 (竣工時)	600日 (供用時)	2年後 (上げ越し)	5年後 (余裕幅員)	S' (U=100%)
STA.3+057.9	Case-1 (@=1.0×1.0m)	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	30.7	32.9	32.9	32.9	32.9	34.5
		長期沈下量 Ss	(cm)				0.6	1.6	
		総 沈 下 量 S	(cm)	33.5	35.7	35.7	36.3	37.3	37.3
		圧 密 度 U	(cm)	89.0	95.5	95.5	97.3	100.0	100.0
	Case-2 (@=1.5×1.5m)	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	21.9	32.6	32.9	32.9	32.9	34.5
		長期沈下量 Ss	(cm)				0.6	1.6	
		総 沈 下 量 S	(cm)	24.7	35.4	35.7	36.3	37.3	37.3
		圧 密 度 U	(cm)	63.6	94.5	95.4	97.2	100.0	100.0
STA.3+300	Case-1 (@=1.5×1.5m)	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	15.3	25.4	25.7	25.7	25.7	27.3
		長期沈下量 Ss	(cm)				0.6	1.6	
		総 沈 下 量 S	(cm)	18.1	28.2	28.5	29.1	30.1	30.1
		圧 密 度 U	(cm)	56.1	93.4	94.1	96.4	100.0	100.0
	Case-2 (@=2.0×2.0m)	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	9.6	23.5	25.1	25.1	25.1	27.3
		長期沈下量 Ss	(cm)				0.8	2.2	
		総 沈 下 量 S	(cm)	12.4	26.3	27.9	28.7	30.1	30.1
		圧 密 度 U	(cm)	35.4	86.0	92.0	94.8	100.0	100.0

以上から、カードボードドレーンの配置は、対策工法における適用効果と工程及び工事費等を総合的に考慮し、表 4.2-43 に示すとおり設定するものとする。

表 4.2-43 カードボードドレーンの配置設定

適用区間	適用目的	配置計画	備 考
STA.3+040 ～ STA.3+120	橋台背面工程確保	1.5×1.5m, 正方形	
STA.3+120 ～ STA.3+700	盛土高さ緩衝区間	2.0×2.0m, 正方形	

- 橋台の側方移動の判定

軟弱地盤上に設ける橋台等の偏土圧を受ける構造物の基礎の設計にあたっては、側方移動の有無を検討する必要がある。側方移動の恐れがある場合には、原則としてプレロード工法や地盤改良工法等による対策を講じる必要がある。ここでは、厚い軟弱層の上に構築される A2 橋台に対して検討を行う。

ここで、軟弱地盤上における側方移動の判定は、側方移動判定値として道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠して、側方移動係数「I 値」によって行うものとする。「I 値」が 1.2 より大きい場合、対策工が必要となる。A2 橋台設置位置では、対策工を講じない場合の「I 値」は 7.84 となり、1.2 を上回るため対策工が必要である。

- A2 橋台の側方移動に対する対策工とその評価

全体工程を考慮すると、A2 橋台の施工がクリティカルとなることが考えられる。また、計算値と実際の挙動との対応を高めるため、安全側に配慮した対策工の設定が肝要であり、より早く圧密沈下率を 100%に達成させ、地盤強度を高める必要がある。よって、竣工時（盛土立上がり後 365 日）での圧密度を 100%と設定する。

対策工法は、盛土部と同じバーチカルドレーン工法にプレロード工法を併用することとした。また、バーチカルドレーンの配置間隔は通常の 1.0m とする。プレロード工法の盛土形状は、横断方向は路体盛土工に準拠するものとし、縦断方向は図 4.2-27 に示すとおり、橋台前面のフーチング位置に法肩をあわせることとする。

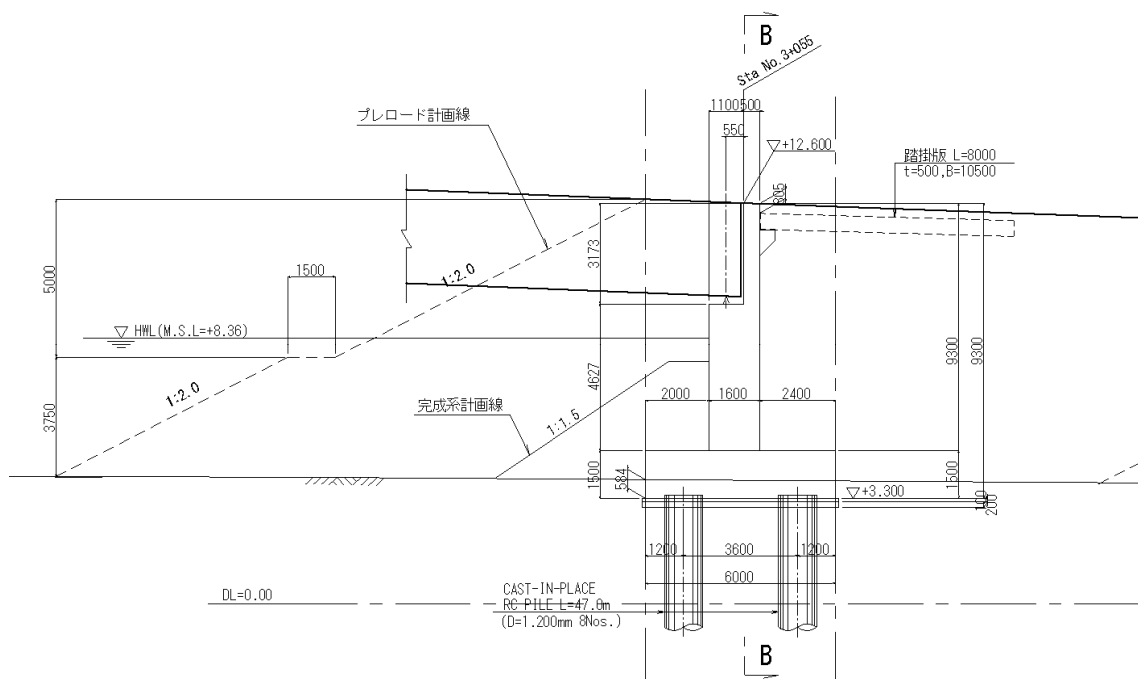


図 4.2-27 プレロード盛土の縦断計画形状

プレロード工での盛土立上り後の放置期間は、一般事例及び解析結果から、6 ヶ月程度とし、プレロードとしての盛土工及び橋台工の着手時期を表 4.2-44 のとおりとする。

表 4.2-44 A2 橋台におけるバーチカルドレーン工法併用プレロード工 計画工程

区 分	工種	経月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
											雨季休工												
プレロード工	サンドマット工		■																				
	カードボードドレーン工		■																				
	盛土工			■	■	■	■	■	■	■													5 cm/day
	法面侵食防止工							■	■	■													
	放置工										■	■	■	■	■	■	■	■					6ヶ月
	盛土撤去工																■						
A2橋台工	基礎杭工																	■	■	■			
	橋台工																			■	■	■	

A2 橋台フーチングの前踵及び後踵に着目した上記併用工法における圧密沈下解析結果を、表 4.2-45 に示す。その結果、併用工法による軟弱層の圧密度は、盛土立上り時(盛土開始後 200 日)で約 93%、プレロード終了時(6 ヶ月間放置)で約 100%に達することが予想される。

表 4.2-45 A2 橋台プレロード工による圧密解析結果の概要(ドレーン併用)

設計断面	沈下解析 着 目 点	沈 下 量		立上り時	盛土立上り後	全沈下量
		種 別	単位	0日 (時間基準)	365日 (竣工時)	S' (U=100%)
A2橋台 プレロード工	A2フーチング 前 踵	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	29.6	31.7	31.7
		総 沈 下 量 S	(cm)	32.4	34.5	34.5
		圧 密 度 U	(cm)	93.5	100.0	100.0
	A2フーチング 後 踵	即時沈下量 Si	(cm)	2.8	2.8	2.8
		圧密沈下量 Sc	(cm)	33.3	35.6	35.6
		総 沈 下 量 S	(cm)	36.1	38.4	38.4
		圧 密 度 U	(cm)	93.4	100.0	100.0

上記対策工を講じた場合の「I 値」は 0.72 となり、1.2 を下回るため、側方移動の恐れはない。

- 軟弱地盤対策工のまとめ

全線に亘り、緩速載荷工法を採用する。盛土速度は、軟弱層が粘性土を主体とすること、及び盛土範囲が極めて広範囲な規模になることを考慮し、5cm/日(普通の粘性土)とする。その他、補助工法として、サンドマット (50cm) の敷設とジオテキスタイルの設置を行うものとする。また、押え盛土は行わないものとする。

Sta.3+120 から Sta.3+700 の区間は、上記工法に加え、カードボードドレーン (2.0 x 2.0 m、正方形) とする。

Sta.3+040(A2 フーチング前面)付近から Sta.3+120 の区間は、上記の全体的に実施する工法に加え、カードボードドレーン工法 (1.0 x 1.0m、正方形) と併用プレロード工法とする。

(表 4.2-43 上段のカードボードドレーン区間と橋台側方移動対策との区間が重複するため、橋台側方移動対策を優先した。)

上記対策工を講じても、沈下が完全に収まった訳ではないものの、軟弱層の残留沈下に対しては、維持管理での対応が十分に可能な範囲にあるものと判断される。

8) 用排水計画

「4.2.1 (1) 3) 道路中心線設定」に示した通り、基本的には用排水施設は設置しないものとする。ただし、次の区間については、現地の状況から、用排水施設を計画する。

• 土側溝

Sta.4+692 において、本線が灌漑用水路を横断するため、機能保障の観点から、カルバートを設置することが考えられるものの、小さな開口部を設けることは、「2.2.2 (3) 気象、水理、水文」に示した通り、盛土洗掘の可能性が高くなる。よって、経済性および盛土構造の安定性を考慮すると盛土洪水対策用を除き、必要以上に開口部を設ける避けるべきである。したがって、Sta.4+861 の洪水対策用開口部まで、本線と並行に土側溝を設け、用水を確保することとした。その結果、土側溝の総延長は、360.2m となった。図 4.2-28 に土側溝の構造を示す。

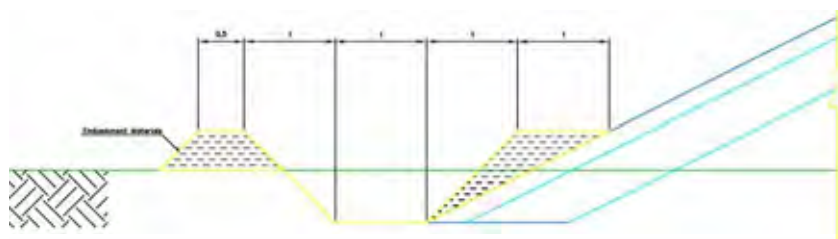


図 4.2-28 土側溝の構造

• 可変 V 字側溝

終点付近において、現況道路高さよりも、沿道造成地盤高の方が高くなっており、かつ、現況道路縦断勾配がほぼ平坦であることから、降雨が路面に集中し、湛水しやすい構造となっている。よって、当該区間において、排水施設を路側に設置する。

当該区間は、計画対象道路が現況に摺り付くまでの僅か 40m 程度 (Sta.5+360～5+400[終点]: 右側) の区間である。側溝形式は、経済性を考慮し、構造が簡易な V 字側溝を採用することとした。V 字側溝の構造は、沿道出入りの車両を考慮し、鉄筋コンクリートとした。また、道路縦断勾配が緩い区間でも、0.1%以上の排水勾配が確保できるように、可変形式とした。その結果、可変 V 字側溝・流下施設・流末施設は、それぞれ、49m、18m、2 基となった。図 4.2-29 に可変 V 字側溝の構造を示す。

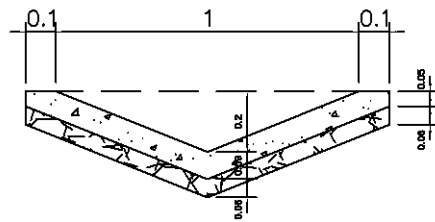


図 4.2-29 可変 V 字側溝の構造

9) 交差点計画

「4.2.1 (1) 3)道路中心線設定」に示した通り、本線との主要平面交差点は3箇所である。各交差点とも主要交通方向である本線平面線形を生かした T 字交差点となっている。各交差点の設計速度は、家屋への影響範囲を軽減と交通安全に配慮し、コンポンプノン交差点とネアックルン交差点は 60km/h、施工ヤード跡地交差点のみ単路部と同様に 80km/h を採用した。また、コンポンプノン交差点とネアックルン交差点は、現況道路を活用した形状となっているものの、従道路が主道路に合流する場合は、一時停止するものとし、主道路から従道路に合流する場合は、後方からの追突に配慮し、右折・左折専用車線を設けた。図 4.2-30 から図 4.2-32 に各交差点の平面形状を示す。

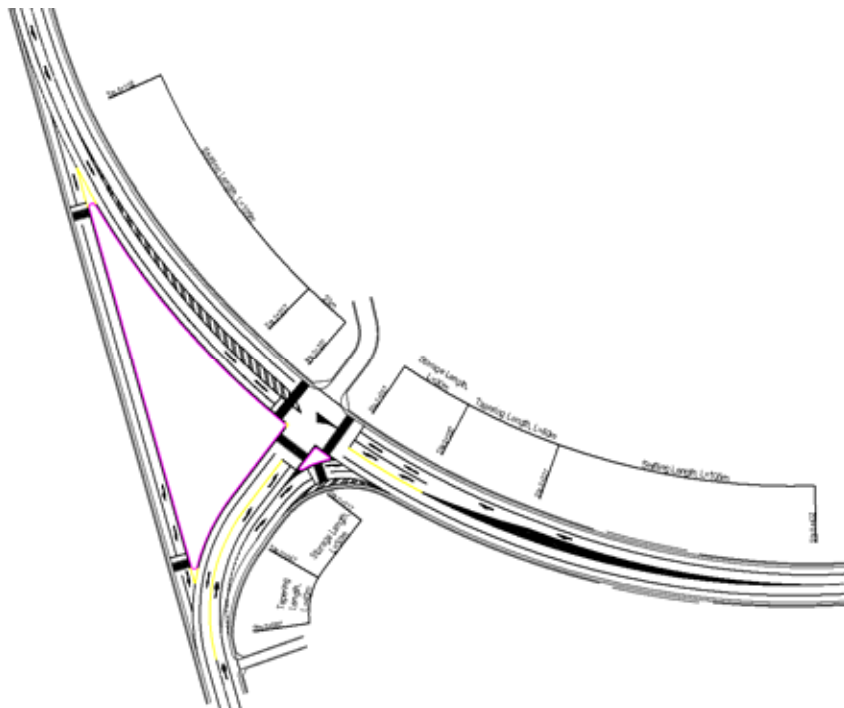


図 4.2-30 コンポンプノン交差点形状

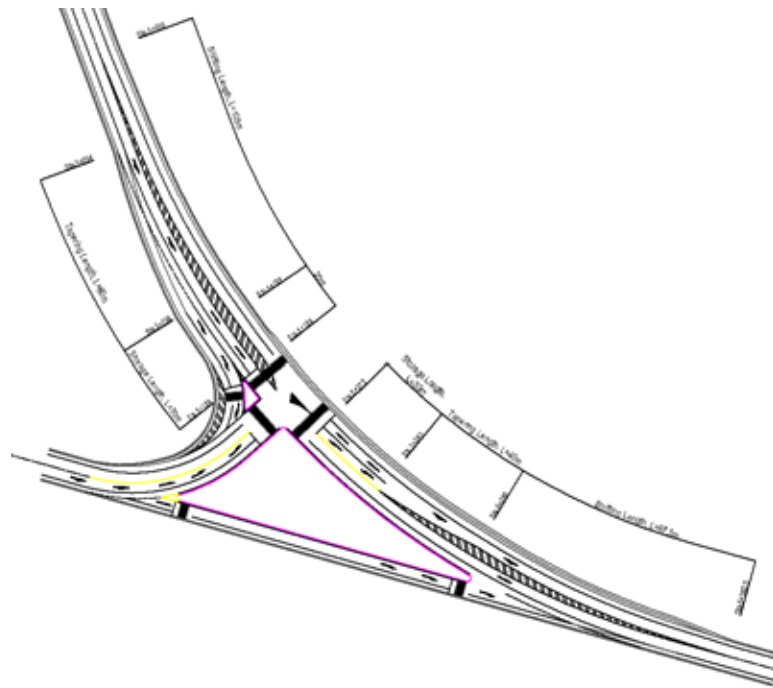


図 4.2-31 ネアックルン交差点形状

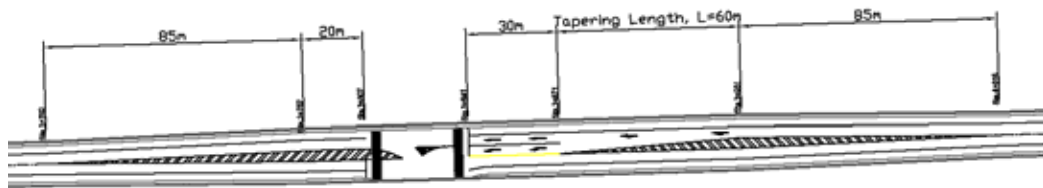


図 4.2-32 施工ヤード跡地交差点形状

10) 付帯施設計画

- 交差点局部照明

交通安全対策として、主要 2 交差点部に照明を設置する。設計にあたっては、「道路照明施設設置基準・同解説（平成 19 年 10 月）」に準拠し、平均路面輝度は、 0.5cd/m^2 とする。交差点以外の一般部については、既存の国道 1 号線を踏襲し、照明は設置しない。

- ガードレールおよびガードポスト

同じく交通安全対策として、橋梁アプローチ、カルバートおよびカルバート・アプローチ、擁壁および擁壁アプローチ、半径 500m 以下の曲線部外側および盛土高が 5m 以上で並行する道路がある区間には、ガードレールを設置する。また、上記区間を除き、盛土高が 5m 以上の区間にガイドポストを設置する。

- 路面標示および道路鋸

交通管理対策として路面標示（中央線、車線、横断歩道、矢印、他）を設ける。中央線には、反射式道路鋸（キャッツアイ）を 24m 間隔で設置することを基本とする。ただし、交差点部および平面曲線半径が 280m 以下の区間においては、交通安全性を強化するために、中央線、両車線上に、5m 間隔で設置する。

- 交通標識および距離程

同じく交通管理対策として、交通標識は、交通安全上、必要な規制標識、警戒標識および案内標識を設置する。また、土工部において、距離程を 1km 間隔で片側に設置する。

- ランブルストリップス

同じく交通管理対策として、主要 2 交差点アプローチ部にランブルストリップを設置する。主道路側は 2 組、従道路側は 1 組をそれぞれ設置する。

(2) 主橋梁

基本設計成果として、橋梁の主要構成部材について、選定の考え方や基本諸元を示す。

1) 斜材（ケーブル）配置

橋軸直角方向の吊形式は、1面吊り、または2面吊りが考えられる。本橋には中央分離帯が無い場合、1面吊りを採用する場合、ケーブル定着スペースを新たに確保しなければならない。また、路面が分離帯で分割された場合、故障車が駐車していても大型車が横をすり抜けられる幅員を必要とするため、必要幅員が広くなり、工事費の増大を招くこととなる。したがって、ケーブル配置は2面吊りを採用した。

また、本橋は2車線橋梁で幅員が比較的に狭いため、横断面方向内でケーブルを傾斜させると、ケーブルが形作る三角形の空間が通行車両および歩行者に圧迫感を与える。この圧迫感を軽減でき、施工性にも優れる平行2面吊を採用した。

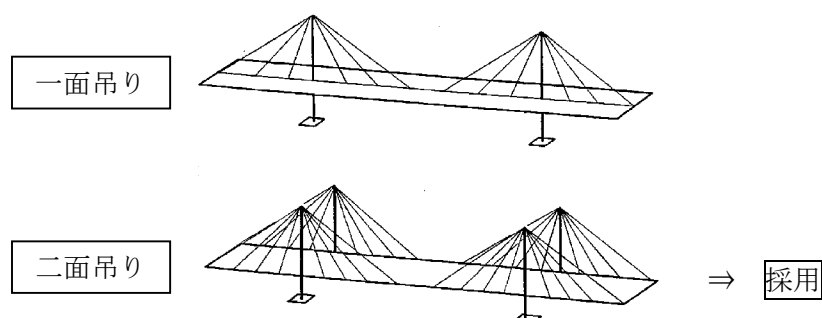


図 4.2-33 横断方向吊り形式

橋軸方向のケーブル配置としては、放射型、ファン型、ハープ型が考えられる。放射型は力学的に有利である一方、塔側定着構造が繁雑となる。ハープ型は斜めから見た場合でも両面のケーブルが視覚的に交差しないため景観的に優れるが、ケーブルの重量が増加する傾向がある。複雑な定着構造やケーブル重量増加は経済性の面で劣る。ファン型は、両者の中間的な配置で実施例が最も多い形式である。本橋では、煩雑な定着構造を避け、力学的にも有利な、ファン型を採用した。

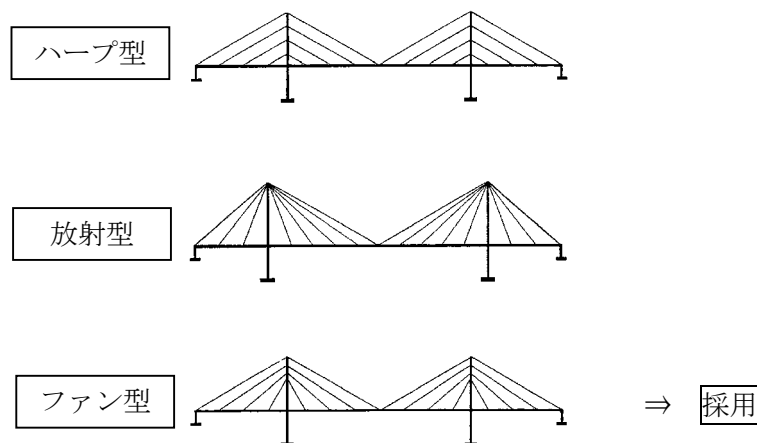


図 4.2-34 橋軸方向の斜材配置

本橋規模（幅員 13.5m）の PC 斜張橋の断面形状としては、箱桁またはエッジガーダーが考えられる。比較検討を行った結果、主橋の桁形式には、施工性に優れ、軽量化が可能なエッジガーダーを採用する。

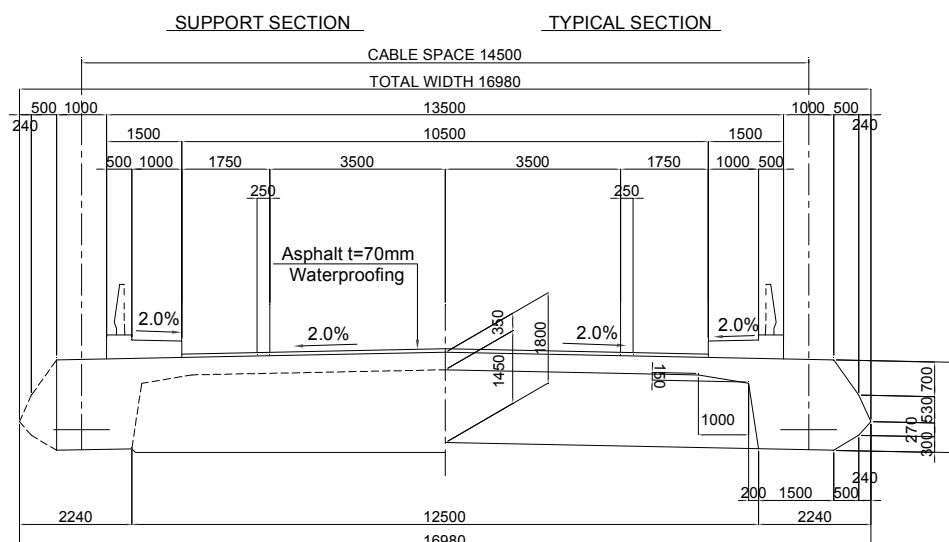


图 4.2-35 主桁断面 (主桥梁)

斜材種別は、輸送および架設が容易で、防錆に対する信頼性の高い現場制作型ロングラウトタイプを想定した。

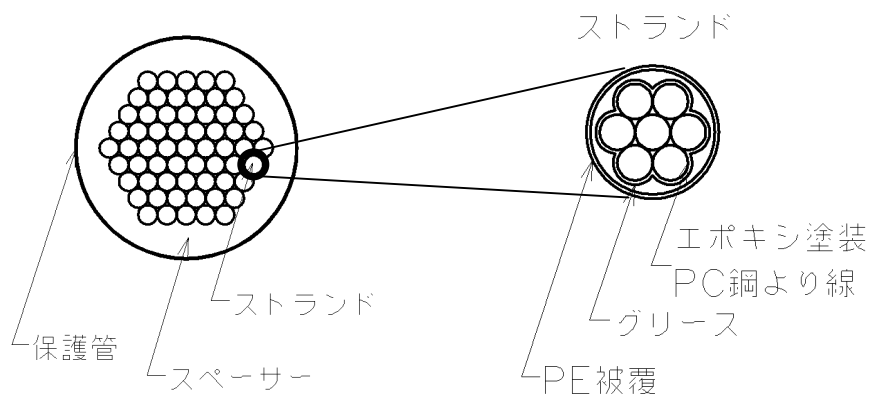


図 4.2-36 現場施工型ノングラウトタイプ

4) 主塔形式

主塔は、ケーブル配置を平行二面吊りとすることから H 型とする。また、主塔は最も目立ちやすいことから、主塔断面、塔頂部および水平材に対しては景観にも配慮した。

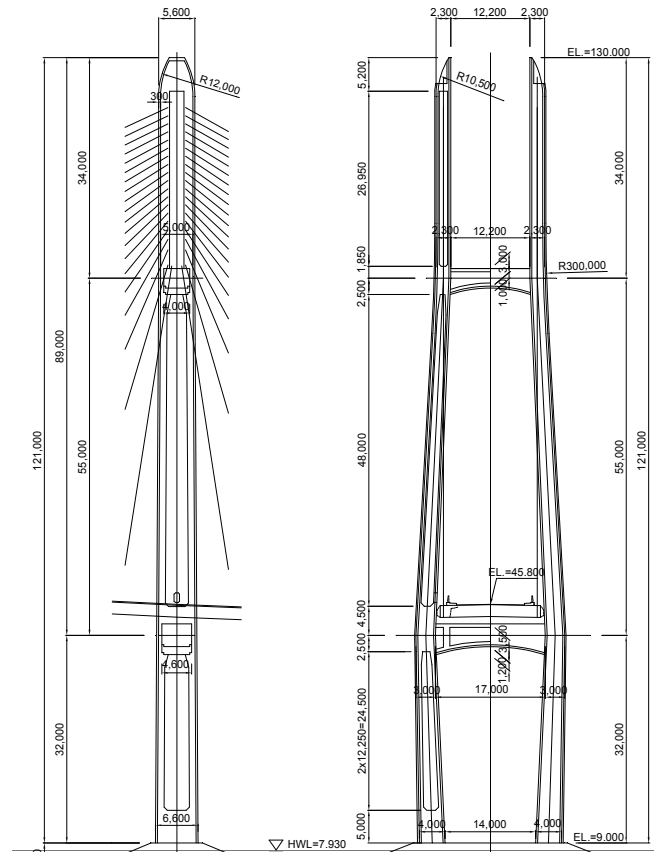


図 4.2-37 主塔側面図、正面図

5) 支承条件

支承条件は、主塔および端橋脚においてそれぞれ弾性支持、固定支持、可動支持が考えられる。適用可能な支承条件の組み合わせについて比較検討を行い、主塔部および端橋脚部の基部に生じる断面力のバランスに優れる支承条件を選定した。

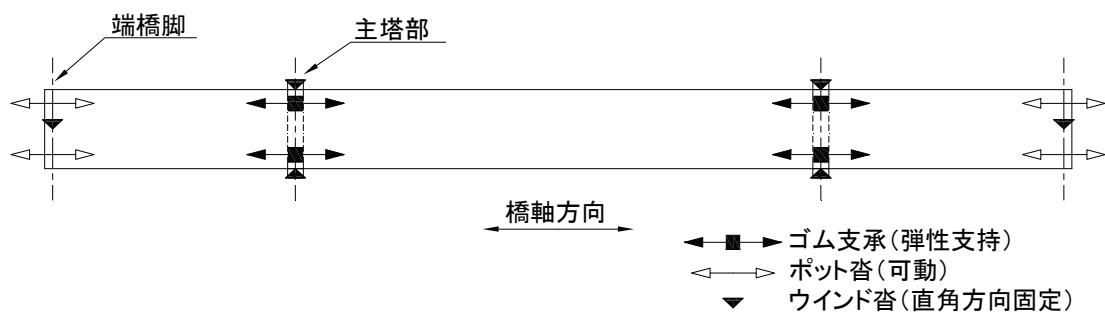


図 4.2-38 支承条件

6) 基礎構造

主塔基礎および端橋脚基礎は、前述の通り経済性や施工性を考慮して、直径 2.5m の場所打ち杭基礎を選定した。これらの杭に主塔または端橋脚からの反力を伝える役割を果たすパイルキャップは、その構造から十分な剛性を有している必要があるとともに、河川内に設置される場合は流水に支障を与えない形状とした方がよい。また、水位の変動によってパイルキャップが水面上に大きく露出し、低水位時には杭が露出することにもなるため、景観にも配慮した形状・構造が望まれる。そこで、河川内に設置される主塔基礎のパイルキャップについては、流水方向に垂直な面を出来るだけ少なくすることと施工性を考慮して平面形状を 8 角形とし、上面には傾斜を設けて軽快感を醸し出す形状とした。さらに、最低水位時に杭が露出しないように、パイルキャップ周囲にはスカートを設置した。

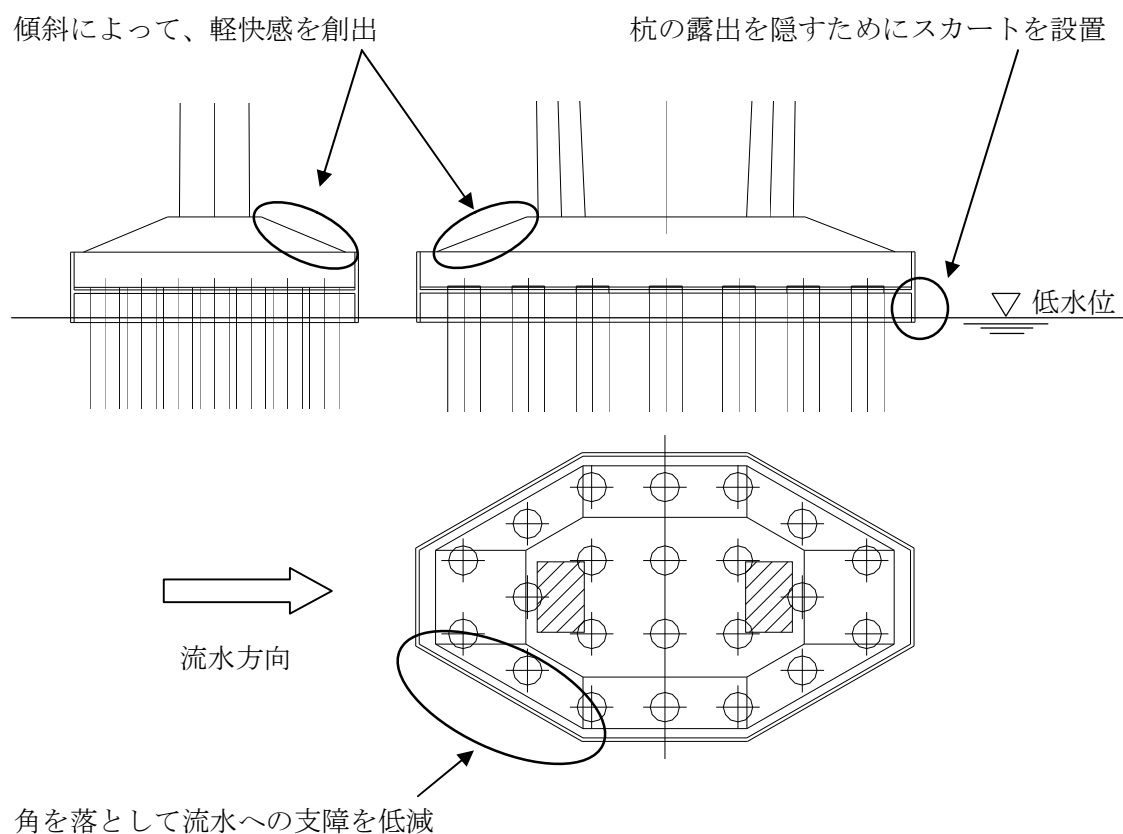


図 4.2-39 パイルキャップ形状

河川内に設置される主塔基礎や P20 端橋脚に対しては、河床の変動および基礎の設置によって生ずる局部洗掘を考慮して設計地盤面を決定する必要がある。調査結果より、架橋地点では河床の変動は少ないものの、想定される洗掘は 10~12m となった。P20 端橋脚基礎に対しては、近い将来には中州の浸食が現河床の最深部相当まで進むことを想定して設計地盤面を設定している。

表 4.2-46 基礎設計に対する自然条件

	P20	主塔基礎	P21
H.W.L	E.L 7.93 m		
L.W.L	E.L 0.43 m		
設計流速	2.24 m/sec		
設計水平震度	0.05		
現地盤面	E.L 5.75 m	E.L -18.23 m	E.L 1.32 m
浸食深さ	E.L -18.0 m	—	—
局部洗掘	10.0 m	12.0 m	—
設計地盤面	E.L -28.00 m	E.L -30.23 m	E.L 1.32 m
模式図			

中央径間には 5,000DWT 級の船舶が航行する航路が設定されていることから、主塔基礎空積時の高水位時期には船舶がパイルキャップに乗り上げる可能性がある（パイルキャップ上面の傾斜によってエネルギーが損失し、船首が塔柱に接触するまでには至らないと考えられる）。そのため、基礎の設計では船舶の衝突荷重を考慮している。なお、船舶の衝突を想定する際の最大水位は、合理性を考慮して再現期間 30 年の水位とした。また、杭が露出する低水位時には大型船舶が杭には直接衝突しない（図 4.2-41 参照）。

$$P_s = 220(DWT)^{1/2} \left[\frac{V}{27} \right]$$

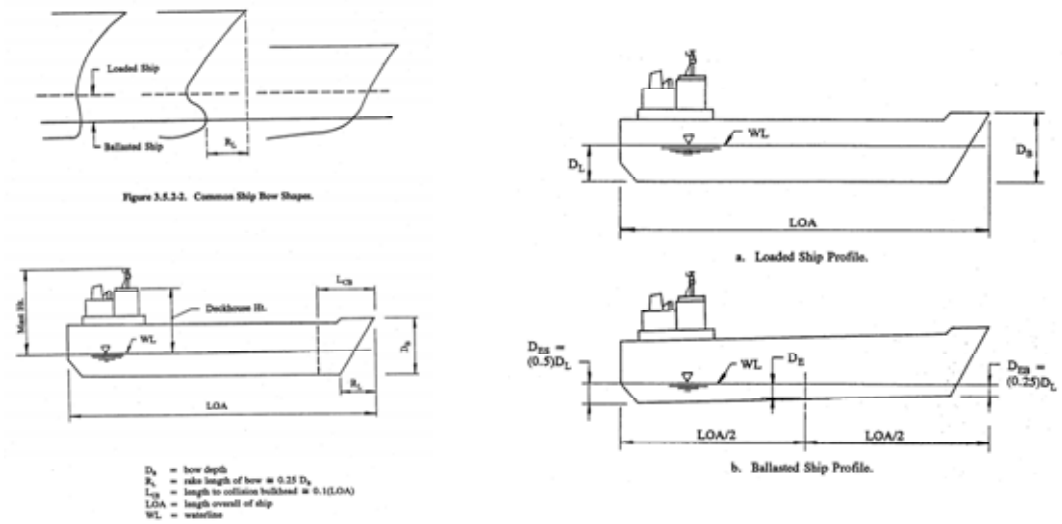
対象船舶規模 : 5,000DWT

衝突速度(V) : 4.4kt(=2.24m/sec)

衝突力 Ps : 橋軸方向 975ton、橋軸直角方向 1,950ton

*Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, AASHTO 1991

基本諸元					満載時	空積時	
DWT	LOA(m)	D _B (m)	R _L (m)	L _{CB} (m)	D _L (m)	D _{EB} (m)	D _{BS} (m)
5,000	109.0	13.7	3.5	10.9	6.8	1.7	3.4



* Guide Specification and Commentary for Vessel Collision Design of Highway Bridges, AASHTO 1991.
より

図 4.2-40 対象船舶諸元

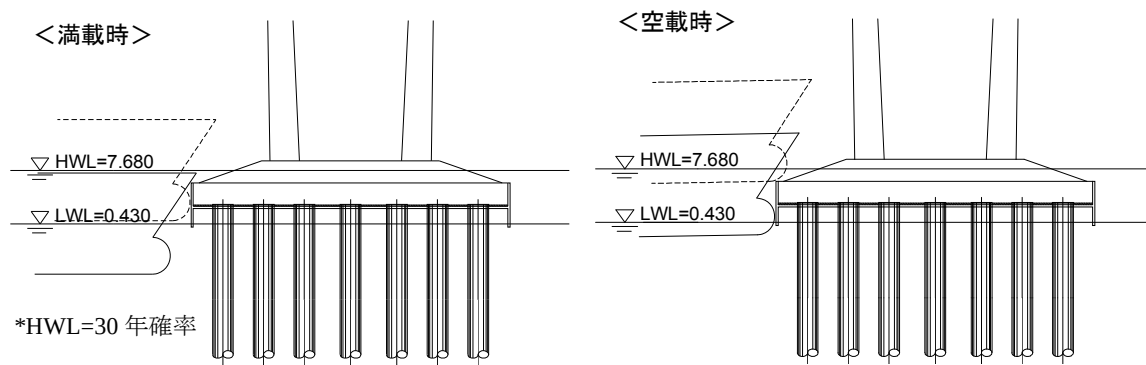


図 4.2-41 基礎への衝突状況

(3) 取付け橋梁

1) 主桁・床版構造

主桁は、I 型断面より少し上フランジ幅を大きくし、横方向の安定性を向上した T 形断面を有する PC コンポ桁（合成桁）を採用した。

床版は、工場で製作された PC 板を主桁上面に設置し、その上に場所打ちコンクリートを打設して主桁と合成する構造である。断面構成を図 4.2-42 に示す

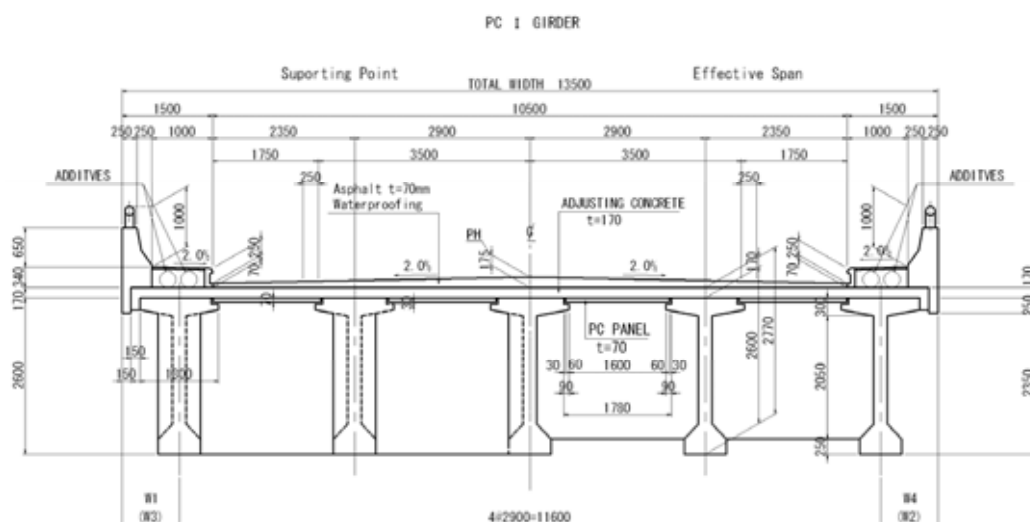


図 4.2-42 主桁断面 (取付け橋梁)

2) 連結部

伸縮継手を減らし車輛の走行性向上を図るため、鉄筋コンクリートにより桁を連結する構造（RC 連結桁）とした。

主桁を単純桁として架設し、中間支点上の負の曲げモーメントに対して RC 構造として連結することにより連続化する。中間支点部は単純桁状態で設置したゴム支承をそのまま使用するため、主桁連結後も 2 点支承となる。

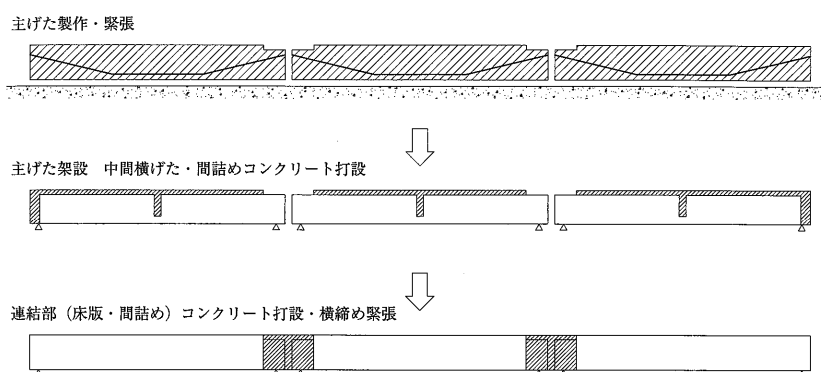


図-2.5.4 RC 連結方式 T げた橋の施工手順

出典: PC 道路橋計画マニュアル(プレストレスト・コンクリート建設業協会 平成 19 年 10 月)

図 4.2-43 連結部施工手順

3) 下部・基礎構造

A1 橋台については、地先道路の切廻しが橋台内を通る計画であるため、ラーメン式橋台とした。A2 橋台は、A1 橋台のような地先道路の制約がないため、橋台高に対する一般的な形式として逆 T 式橋台とした。

橋脚は、景観検討の結果より小判型の RC 橋脚とした。

基礎工については、杭種・杭径の比較検討を行った結果、場所打ち杭 $\phi 1.0 \sim 2.0\text{m}$ とした。

各橋台・橋脚の下部工・基礎工形式を表 4.2-47 に、また代表的な橋脚の断面図を図 4.2-44 に示す。

表 4.2-47 下部・基礎工形式一覧

下部工	A1 橋台	ラーメン式橋台(H=8.3m)
	P1～P35 橋脚	小判型 RC 橋脚(H=9.8m～34.3m)
	A2 橋台	逆 T 式橋台(H=9.3m)
基礎工	A1,A2 橋台	場所打ち杭($\phi 1.2\text{m}$)
	P1～P5,P8～P10,P31～P35 橋脚	場所打ち杭($\phi 1.0\text{m}$)
	P6,P7,P11～P14,P22～P30 橋脚	場所打ち杭($\phi 1.2\text{m}$)
	P15～P19 橋脚	場所打ち杭($\phi 2.0\text{m}$)

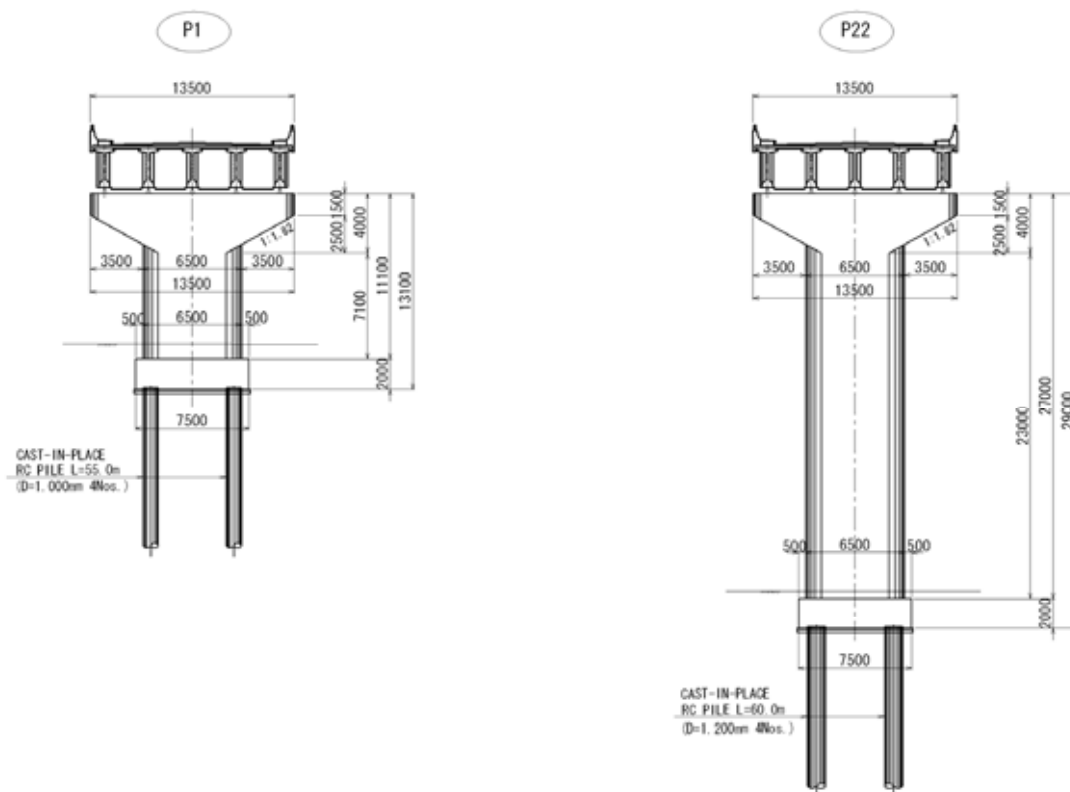


図 4.2-44 下部工・基礎工断面図

(4) 付属物の計画

1) 防護柵

下表より、設計速度が 80km/h 以上であること、また、路面は橋梁外の河川から 40m 以上の高さがあることから、転落した場合には重大な被害が発生すると考え、SB 種を適用する。

表 4.2-48 防護柵種別

道路の区分	設計速度	一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差または近接する区間
高速自動車 国道 自動車 専用道路	80 km/h 以上	A, Am	SB, SBm	SS
	60 km/h 以下		SC, SCm	SA
その他の道路	60 km/h 以上	B, Bm, Bp	A, Am, Ap	SB, SBp
	50 km/h 以下	C, Cm, Cp	B, Bm, Bp 注)	

注) 設計速度 40 km/h 以下での道路では、C, Cm, Cp を使用することができる。

出典：防護柵の設置基準・同解説（社団法人 日本道路協会 平成 20 年 1 月）

主橋梁部は、耐風性能に優れるビーム型鋼製高欄を採用する。取付け橋部は、経済性に優れる剛性防護柵を採用し、通行車両および歩行者の圧迫感を軽減する目的で手摺を設ける。

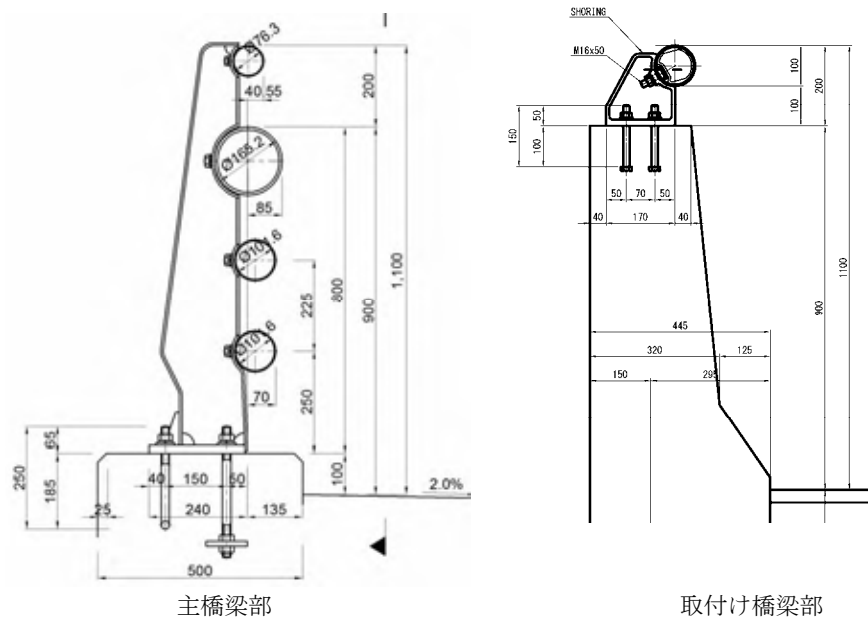


図 4.2-45 防護柵

2) 伸縮装置

本主橋梁のような長大斜張橋の伸縮装置としては、伸縮量が大きいこと、耐久性に優れることから、モジュラー型の伸縮装置の採用が一般的である。取付け橋梁についても、モジュラー型を採用することにより耐久性の向上が図れることから、主橋梁、取付け橋梁ともにモジュラー型伸縮装置を採用する。

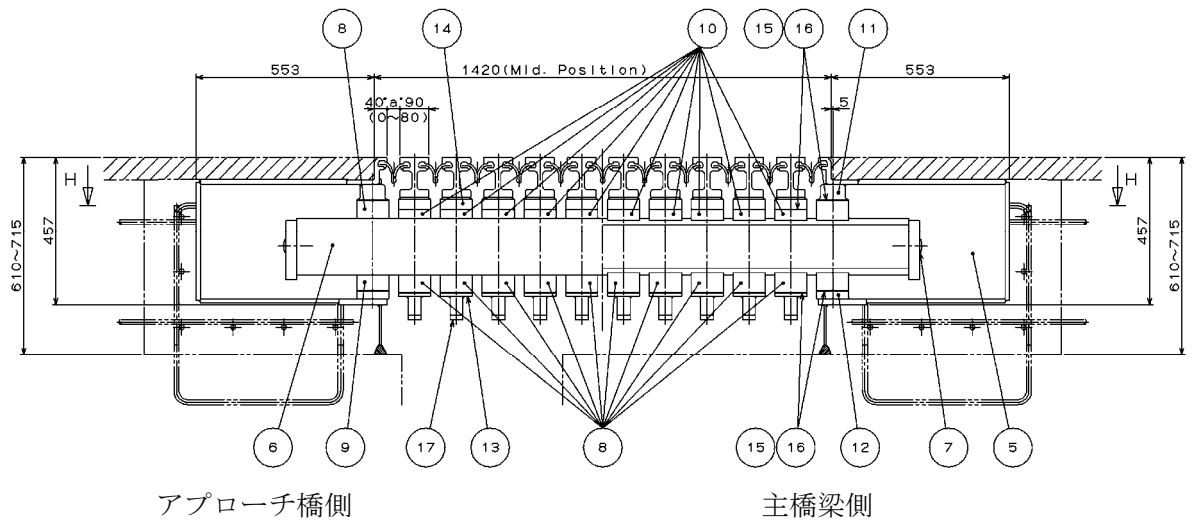


図 4.2-46 取付け橋梁 — 主橋梁間伸縮装置（モジュラー型）

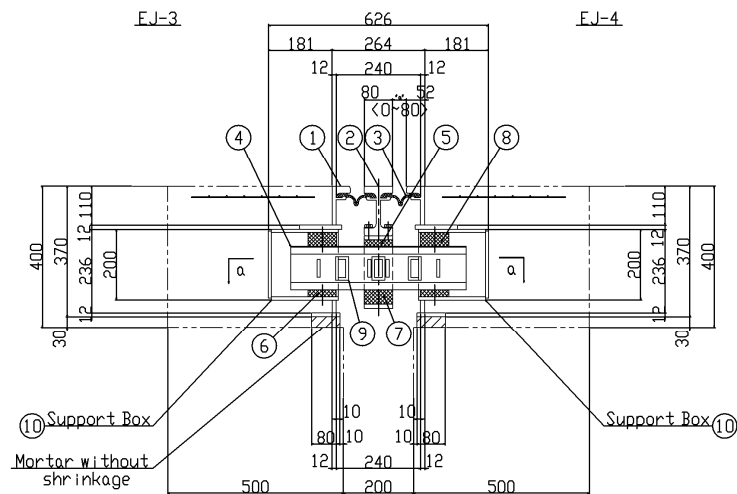


図 4.2-47 取付け橋梁間伸縮装置（モジュラー型）

3) 排水装置

主橋梁部は、河川上にかかるため、橋面排水を直接流しても支障ないと考え、河川内への直接流下を基本とする。なお、河川および河川上を航行する船舶への影響を考慮し、排水管端には散水装置(sprinkler)を設ける（図 4.2-48 参照）。

取付け橋梁部は、陸上部であることから、橋脚基部まで誘導することを基本とする。誘導方法は、取付け橋梁桁間を橋脚位置まで横引きし、橋脚内部に設けた縦引き管により橋脚基部へ誘導する（図 4.2-49 参照）。

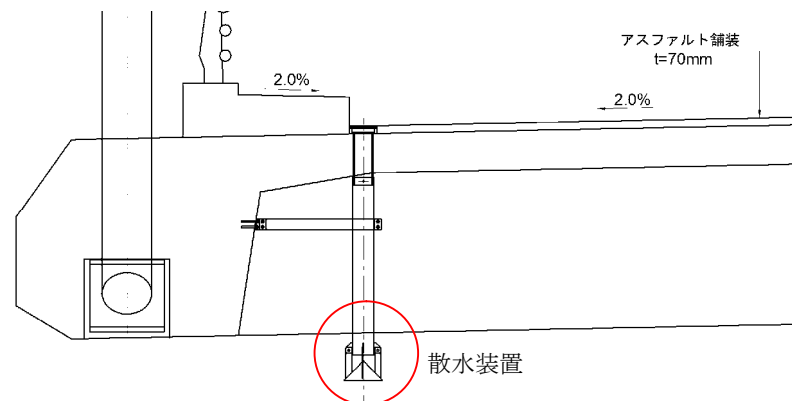


図 4.2-48 主橋梁部排水計画

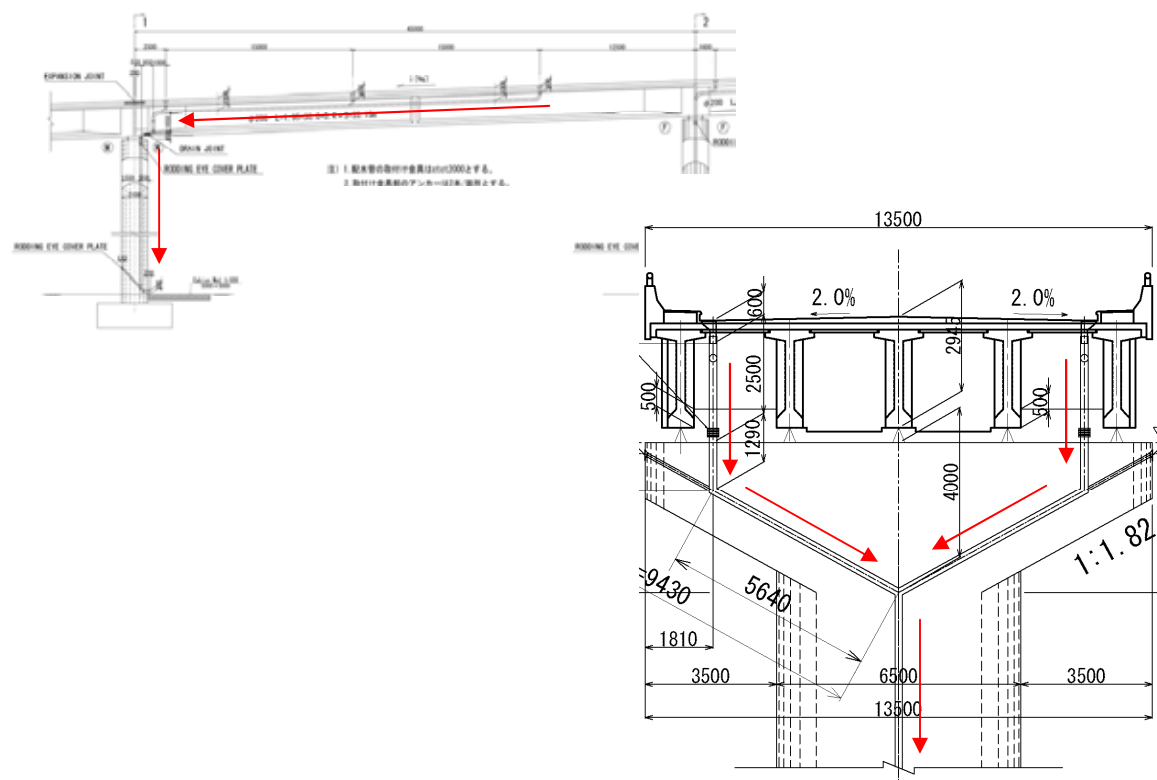


図 4.2-49 取付け橋梁部排水計画

4) 道路照明

本計画範囲には、樹木や構造物等による設置高さの制約はないことから、ポール照明方式を採用する。照度計算から、12m 高のポール照明方式とし、45m 間隔の片側配置（始点から終点に向かって左側）を基本とする。

主橋梁部は、主径間中央から対称に 14 箇所配置する(13x45m)。取付け橋梁は、支間が 45m のため橋脚位置付近に配置する。道路部においても取付け橋梁に続けて 45m ピッチで配置する。プロジェクト始点部および終点部の交差点においては別途見通し等を考慮して配置を決定する。

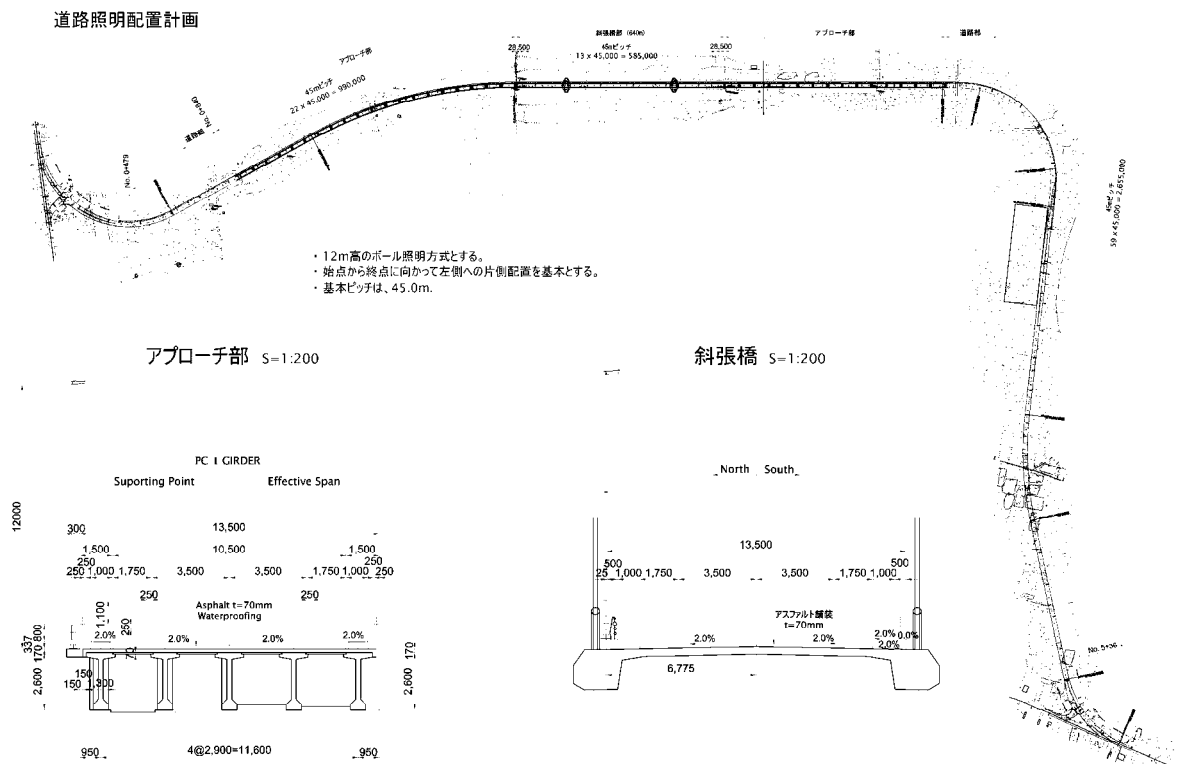


図 4.2-50 道路照明計画

5) 航空障害灯

航空障害灯の設置にあたっては、「航空障害灯／昼夜障害標識の設置等に関する解説：実施要領」を参考とし、主橋梁の主塔頂部に中高度白色航空障害灯を配置する。

6) 航路灯

航路灯は、主航路に中央灯、左右側端灯を設置する。なお、橋脚灯については、主塔への景観照明により主塔位置の確認が可能であることから、設置しない方針とする。

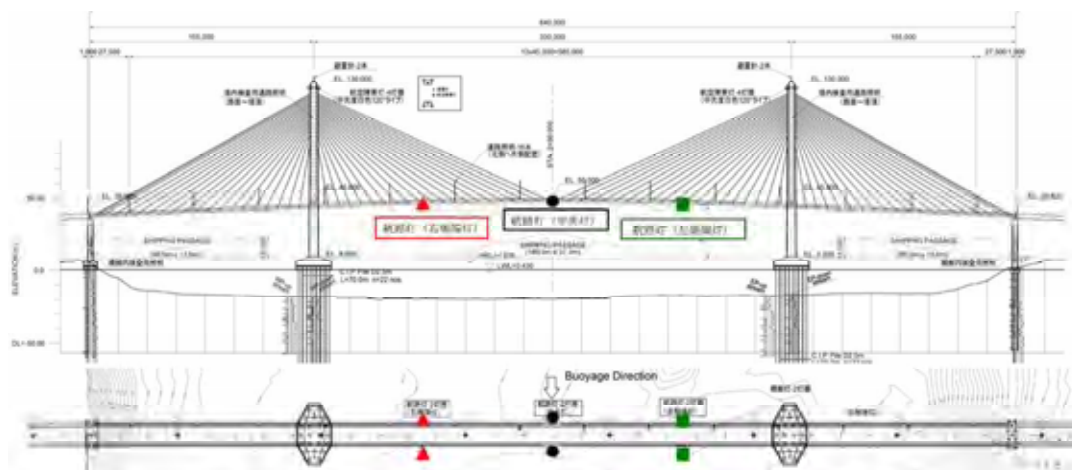


図 4.2-51 航路灯設置計画

(5) 景観検討

本橋は、メコン河を渡る大規模構造物であり、架橋地点ネアックルンのランドマーク、或いは、地域住民にとってのシンボルとなるため、景観検討が重要な項目となる。景観検討に当たっては、「経済性を悪化させずに最大限の効果を得る」ことを目標とした。

1) 主橋梁

① 主塔デザイン

スレンダーな主塔を更に細く見せるデザインや上昇感を印象付ける塔頂デザインを具現化することを目的とした。

② 掛け違い部のデザイン

桁形状の異なる斜張橋とアプローチ橋の掛け違い部において、両者の違和感を緩和するデザインを検討した。

2) 取付け橋（橋脚形状デザインの検討）

取付橋で重要なのは、数が多く連続的に高さが変化する橋脚を以下にデザインするかが主題である。橋脚形状案を比較検討した結果、主塔と調和し開放感に優れ、施工性経済性に優れる④案（小判型張出式橋脚）を採用するものとした。

(6) 風洞試験

1) 概 要

斜張橋は、風の動的作用によって振動が発生し易い構造であり、基本設計でその安全性を検証しておくのは重要なことである。今回の風洞試験は、基本設計を行う“PC 斜張橋”に対して、部分模型によるバネ支持模型試験を実施し、主桁の限定振動及び発散振動（たわみ、ねじり）に対する安定性を検証することとした。なお、風洞試験は、横浜国立大学への委託研究として実施した。

風洞試験の結果、当初想定した基本断面では、迎角 -3 、風速 45m/s 付近でフラッターが発生したが、フェアリング形状の改良により、これをクリアーできることが判明している。

2) 耐風設計の諸元

- 基本風速： 30 m/s （現地観測記録に基づき設定）
- 粗度区分： II （べき指数 0.16 ）
- 桁平均高度： 45.8 m
- 設計基準風速（渦励振照査風速）： $30 \times 1.28 = 38.3\text{ m/s}$
- ギャロッピング照査風速： $38.3 \times 1.2 = 46.0\text{ m/s}$
- フラッター照査風速： $38.3 \times 1.2 \times 1.15 = 52.9\text{ m/s}$
- 渦励振許容振幅（道路橋耐風設計便覧）
- たわみ： 0.16 m （ $= 0.04 / 0.248$ ）
- ねじれ： 0.8 度 （ $= 2.28 / 4.25 / 0.671$ ）

3) 風洞試験

a. 風洞施設

使用した風洞は、横浜国大 構造研究室所有の都市大気環境シミュレーターである。主な仕様を以下に示す。

- 最大風速： 約 35m
- 最低安定風速： 最大風速に対し、 $1/100$ （現実的にはほぼ 0m/s ）
- 縮流比： $(4\text{m} \times 4\text{m}) / (1.8\text{m} \times 1.8\text{m}) \div 5$
- ファン及びモーター： 静翼 7 枚+動翼 6 枚（ $2.5\text{m} \phi$ ） 110kW 直流モーター，FA 制御
- ： 縮流洞下流端（測定洞上流端）での平均風速偏差 0.7%
- ： 縮流洞下流端（測定洞上流端）での乱れ強さ 0.1%
- 測定部寸法： $W1.8\text{m} \times H1.8 \times L17.7\text{m}$
- ： 縮流洞下流端から部分模型試験装置まで約 10.3m

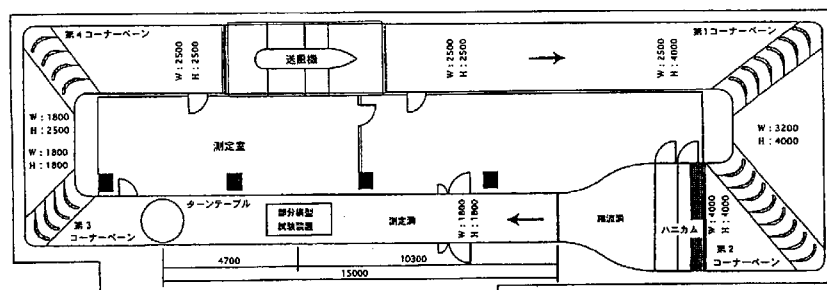
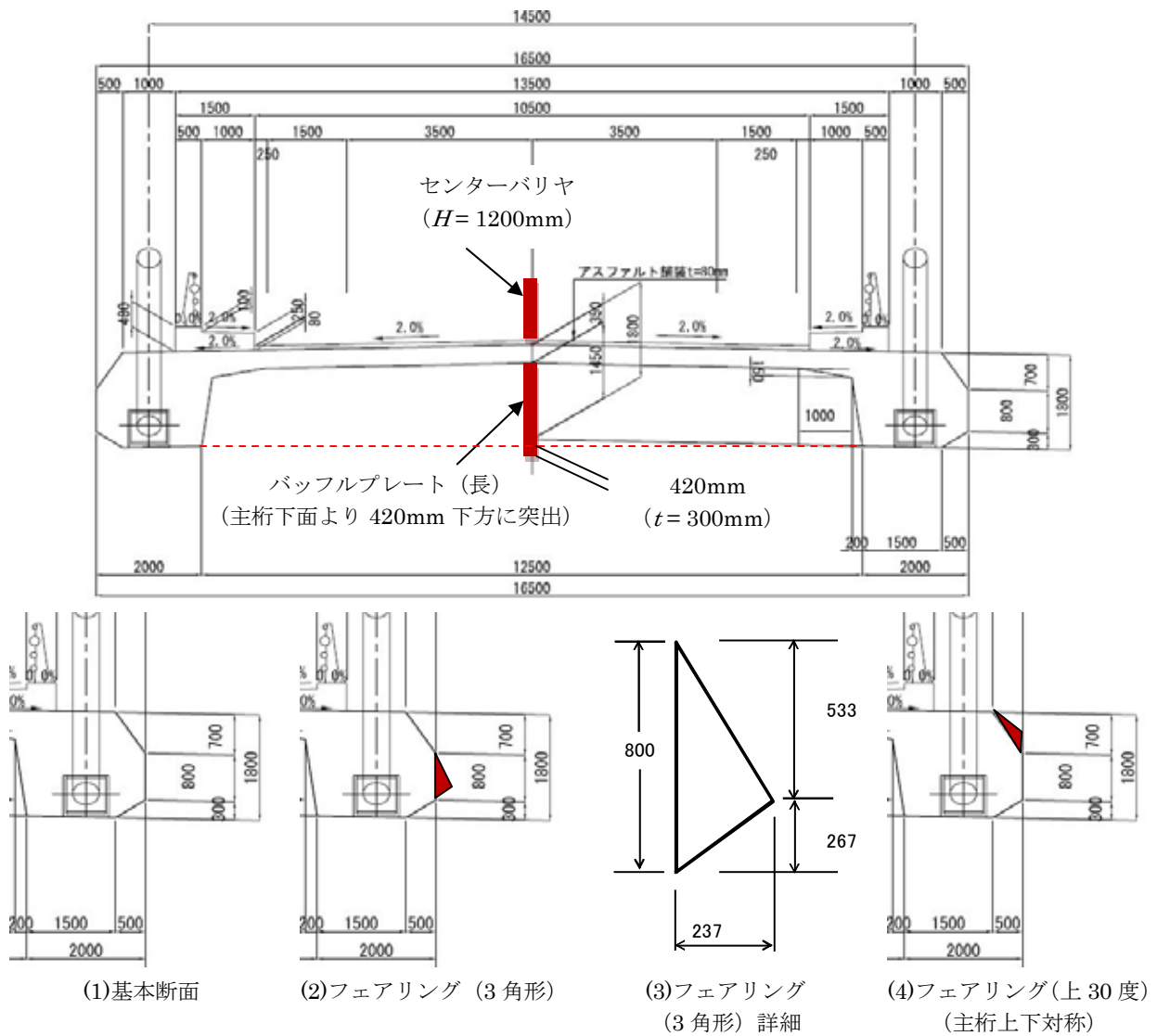


図 4.2-52 横浜国立大学回流型風洞一般図

b. 風洞試験結果

表 4.2-49 実験ケース

	断面	迎角	気流
1	基本	0 度	一様流
2	〃	+3 度	〃
3	〃	-3 度	〃
4	バッフルプレート (長)	0 度	〃
5	〃	+3 度	〃
6	〃	-3 度	〃
7	フェアリング (3 角形)	0 度	〃
8	〃	+3 度	〃
9	〃	-3 度	〃
参考 1	センターバリヤ	-3 度	〃
参考 2	フェアリング (上 30 度)	-3 度	〃



■実験条件：模型縮尺 1/60

実験の前提条件を下表に示す。

表 4.2-50 実験条件

		実橋	模型所要値	模型計測値	誤差（許容誤差）
桁幅 B (m)		16.5	0.275	0.275	0%
桁高 D (m)（主桁）		1.8	0.03	0.03	0%
質量 m (kg/m)		33.52×10^3	9.31	9.31	0% (<5%)
極慣性モーメント (kgm ² /m)		$1,087.8 \times 10^3$	0.0839	0.0839	0% (<5%)
固有振動数 (Hz)	たわみ	0.248	—	1.90	風速倍率 7.83
	ねじれ	0.671	—	5.23	風速倍率 7.70
対数減衰率	たわみ	—	0.02	0.015	+0.00 (±0.005)
	ねじれ	—	0.02	0.027	+0.007 (±0.005)

■基本断面

0、±3° の実験に対して、0°、+3° では安定したもの、-3° でたわみの限定振動およびねじれのフラッターが生じた。以下に風速—振幅図（V—A 図）を示す。

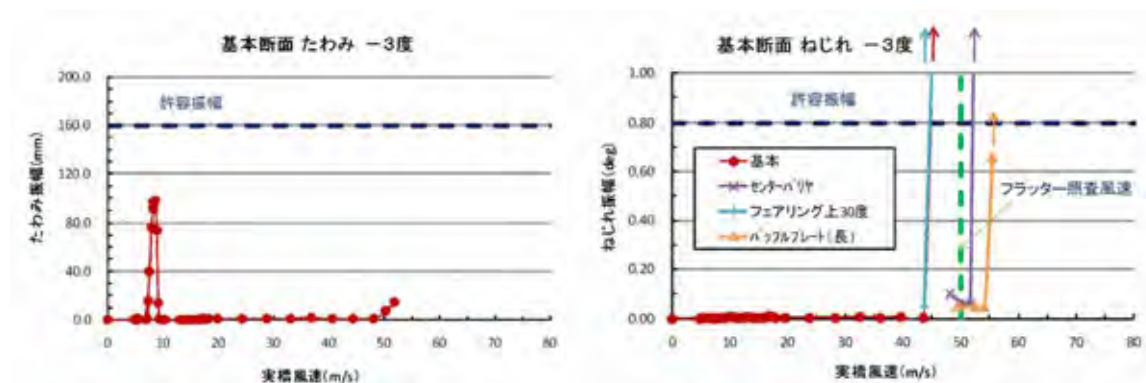


図 4.2-54 基本断面のV—A図（-3°）

■改良断面（フェアリング<3°角形>）

0、±3° の実験に対し、-3° でたわみの限定振動がわずかに見られるものの、フラッターは実橋換算風速で $V=80\text{m/s}$ でも発生していない。したがって、この断面を採用するものとした。

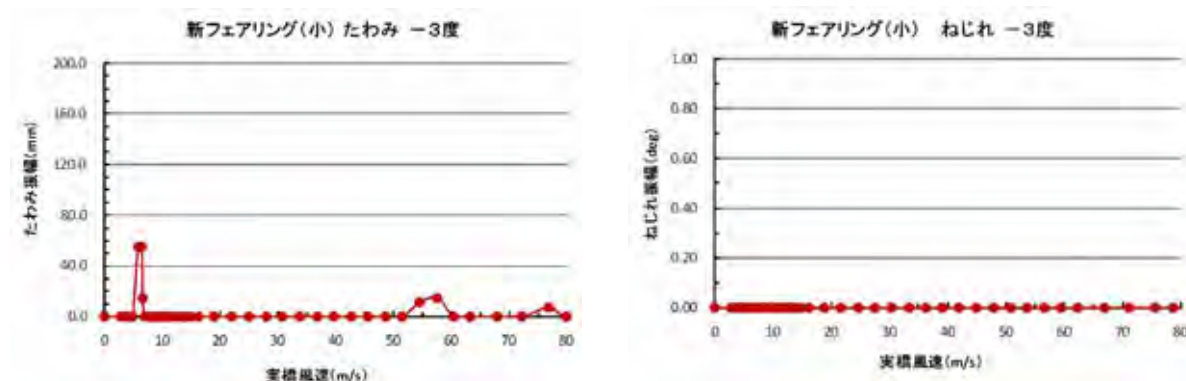


図 4.2-55 改良断面のV—A図（-3°）

4.2.3 施工計画/調達計画

(1) 施工計画

1) 施工方針

本工事は、メコン河の本流に跨る PC 斜張橋区間、取付け橋梁の PC コンポ桁橋区間および土工区間に分けられる。施工の基本方針は次の通りである。

- 架橋地点では、下図に示すように雨季に約 6.0m 水位が増し、取付け橋梁の区間の大部分が水没し、流速も 2.2m/sec と早くなることから工事が非常に難しくなる。このため、斜張橋、取付け橋梁の区間はともに季節による水位変動を考慮した施工計画を立案する。
- 1 年間水位変動により施工可能日数が約半年間に限られる。それぞれの区間の緊急性に応じ、斜張橋の基礎工、Pile cap 工については、乾季に一日当たりの作業時間を延長することにより基礎工と Pile cap 工を終了させることとする。
- 基礎工と Pile cap 工に当たっては、杭打機、クローラクレーン、台船などの大型建設機械の使用が必要となるため、合理的・効率的な調達および運用計画を策定する。
- 大水深、高流速の水中工事が予想されるため、安全および的確な施工法を採用するとともに、工事中の安全対策に十分配慮する。
- 高所作業が工事の大部分を占めるため、足場やコンクリート支保工に対する落下防止を図ることなどの適切な安全対策を策定する。
- 当該地域の環境保全に配慮し、「カ」国の環境基準に準じた適切な施工管理を行う。

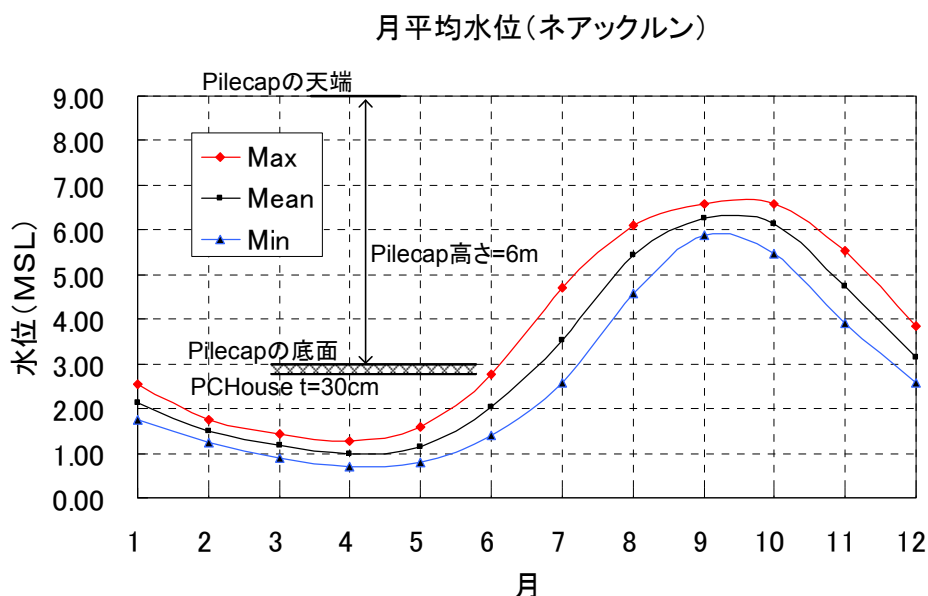


図 4.2-56 水位変動 (1988~2008 年計測結果)

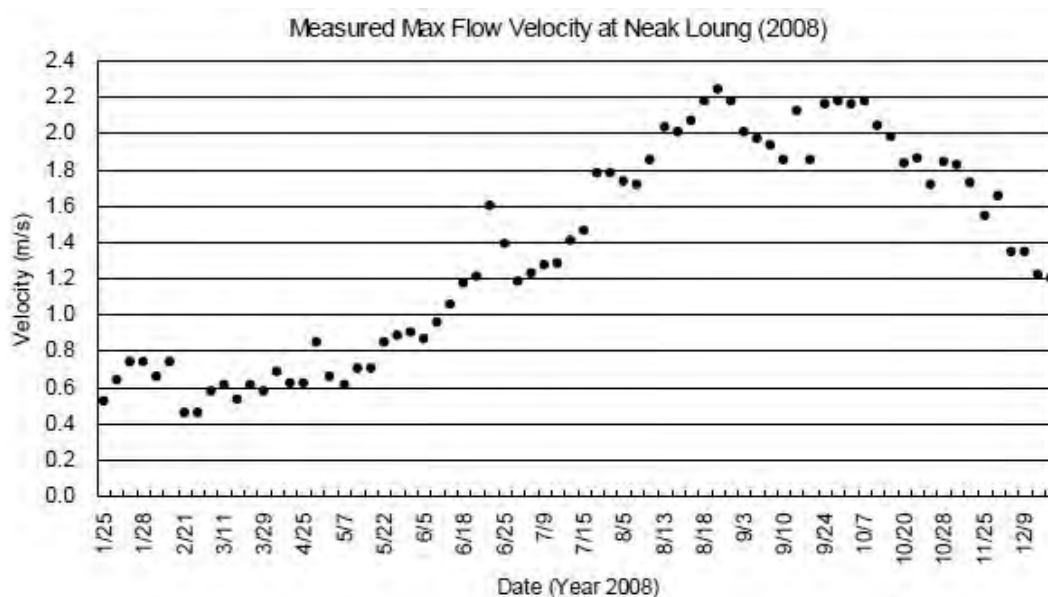


図 4.2-57 流速観測記録(2008)

2) 施工上の留意事項

水深が 20m(乾季)、26m(雨季)と深く、流速も 0.8m/sec(乾季)、2.2m/sec(雨季)と非常に早い場所で斜張橋の 2 基の塔基礎を作るため、本橋の施工は厳しい条件下にある。日本国内においても水深 20m、流速 0.8m/sec 以上の場所に工事を行う場合、大変難しく、高度の施工技術や安全管理が求められる。したがって、これまでの考察を勘案し、施工計画を慎重に立案する必要がある。

施工上の留意事項を以下に例記する。

- ・ 大型建設機械・船舶の使用における安全対策
- ・ 水位や流速の影響による杭位置の移動と軸線のずれのない安全確実な施工
- ・ スタンドパイプの打ち込み深さの不足
- ・ 杭の支持力の確保
- ・ プリキャスト型枠設置の際の止水対策
- ・ コンクリートの品質管理（打設温度上昇による品質低下）
- ・ 高所作業における支保工、足場の安全性
- ・ 塔横ばり、塔付桁のコンクリート打設における支保工の安全性
- ・ 主塔や桁架設時、暴風時に対する安定性
- ・ 良質な盛土材料の確保
- ・ 水位変動に追従する積出し仮設構造(栈橋)の安定性

3) 施工区分

本計画における日本と「カ」国の施工区分を表 4.2-51 に示す。

表 4.2-51 施工区分

日本側負担事項	「カ」国側負担事項
－基本計画に示された主橋梁と取付橋梁の建設 －現場事務所、管理事務所の仮設物の建設と撤去 －工事期間中における安全対策の立案および実施 －資機材調達計画による建設資機材の調達、輸送、調達国への再輸出 －施工監理計画に明記された実施設計、入札図書の作成および施工監理	－プロジェクトの発注および実施 －本計画の実施に必要な用地の確保 －本計画実施にともなう移転住民への補償 －銀行取り決め(B/A)、支払授權書(A/P)の発行手続き及び費用負担 －本計画に係る日本企業によって「カ」国に搬入される資機材等に関する免税措置、関税手続きの支援 －本計画に係る日本企業によって供給される業務、生産物に対して発生する関税、国内税等の免税措置 －本計画によって建設された施設の維持・管理・保全 －プロジェクトサイトにおける既存ユーティリティ（電力・水道等）の移設および撤去 －必要な交通規制および船舶航行規制の措置 －仮設ヤードの確保および片付け －本計画で発生する廃棄物を処理するための用地の確保 －環境許認可の取得（詳細設計成果を反映） －プロジェクトサイトの安全確保（不発弾や地雷の探査除去、など）

4) 施工監理計画

施工監理は、品質管理、工程管理および安全管理に対して行う。品質管理は、建設材料の品質および構造物の施工精度管理を目的とし、メーカーの材料試験証書、現場材料試験により実施する。工程管理は、工程計画に基に進捗程度を検査し、クリティカル工種を把握し、無償資金協力制度の施工年数内の完成を達成する。なお安全管理は施工者に雇用労務者への安全教育の実施を求めるとともに、工事中の事故の発生を防ぐため、必要な対策や措置を講じているかを確認する。

5) 資機材調達監理計画

「カ」国では、近年建設工事の増大により資機材の需要が急増する状況が続く。よって、セメントやアスファルトなどの工事用資材は現地調達可能である。しかし、鉄筋や鋼材に対しては、「カ」国内で購入できるものもあるが、多くはタイ、ベトナムから輸入されている。

主要資機材の調達先を下表に示す。

種別	品目	調達先	備考
資材	砂	カンボジア	
	骨材	カンボジア	
	セメント	カンボジア	
	鉄筋	タイ	タイが最も安価
	鋼材	タイ	タイで製造
	PC 鋼材	タイ	タイが最も安価
	斜材ケーブル	ベトナム	ベトナムが最も安価
	混和材	タイ	タイで製造
	アスファルト	カンボジア	
	木材	カンボジア	
	支承	ベトナム	ベトナムが最も安価
	伸縮装置	タイ	タイが最も安価
建設重機・車両	台船	シンガポール	現地にはない
	トラッククレーン	タイ	タイが安価
	タワークレーン	タイ	現地にはない
	杭打機	タイ	現地にはない
	道路重機	タイ	タイが安価
	発電機	タイ	現地にはない
	ダンプトラック	カンボジア	

実施設計と入札関連の業務が終わり、選定された施工業者は「カ」国政府と工事契約を結ぶ。工事契約後、速やかに工事着手し、各現場において仮設構造物・栈橋を先行して工事開始する。実施工程を下表に示す。

[illegible]

(2) 安全計画

1) 概要

本計画は、わが国協力事業としての橋梁の完成後の品質確保はもとより、複雑で難易度の高い施工過程においても確実な安全性の確保が求められている。橋梁建設工事における事故は、高度な技術を要する大規模橋梁や特殊橋梁のみならず、一般的な構造形式や中小規模の橋梁においても発生しうる。その原因としては、工事担当者の過誤だけではなく、適切な安全管理体制が構築されていないことに因るところが大きい。

そこで本調査では、安全計画の検討に先立って、「カ」国内の安全関連法規を調べるとともに、「カ」国内および近隣国の類似案件について現地調査を行い、そこで取られている安全対策の状況について把握した。これら調査結果を踏まえつつ、本計画で構築されるべき工事安全衛生管理計画の方向性について検討を行った。

2) カンボジア国内安全関連法規

A) 労働職業訓練省、労働安全衛生局 (Department of Occupational Safety and Health, Ministry of Labour and Vocational Training)

- 労働安全衛生局長、同次長、その他関係者に面会し、カンボジアの労働法、およびその実施規則を入手するとともに、カンボジアの工事についての労働安全衛生実施規則がどの程度整備されているか情報を収集した。
- 労働職業訓練省において、労働法 (Labour Law)、および実施規則 (Prakas、Implementing Regulations of the Labour Law)が制定されている。
- 面談の結果、局長はじめ幹部クラスは、ILO はじめ国際的な労働安全衛生法規の現況に関する見識があるように見受けられた。
- 労働法では労働安全衛生全般について、定義、事業者等の責務、見習い、労働契約、労働条件、事故、組合等について述べられており、ネアックルン橋梁工事に対して本労働法が適用を受けることになるが、日本における労働基準監督署のような組織はカンボジアでは未だ機能していないと思われる。一方、労働法には、大臣を長とする労働助言委員会 (Labour Advisory Committee) が設置され、労働問題に対する助言を行うよう規定されているがこの委員会は工事の実施を直接監督するような組織ではない。
- 具体的な工事の安全衛生の実施については、その実施規則 (Prakas) に規定されることになっているが工事中の安全衛生管理組織、設置すべき安全設備の詳細等について具体的な規則は未だ整備されていず、事故の補償、障害認定の規則に留まっている。
- 工事中の安全衛生についてはカンボジアにおいて制定されている労働法や実施規則の適応を受けることになるが、日本業者によって実施される工事であり、日本で整備された安全設備、安全衛生管理組織等を工事に反映されることが望まれる。

B) 国民社会保障基金 (National Social Security Fund : NSSF)

- NSSF の理事に面会し以下を確認した。
- 本機関は労働法 第 256 条に基づき、労働に伴う事故に備える保険機関である。
- カンボジアでは公共工事の工事事務保険は労働者を提供している雇用主によってかけられる。
- 本工事の工事事務保険の選定は本機関も含め請負者によることになる。

C) プノンペン自治港 (Phnom Penh Autonomous Port)

- プノンペン自治港は国内のメコン河の運行管理と施設の維持管理の実施を担当している。
- 航行安全についての法規は、国内メコン河委員会 (National Mekong River Commission) の管轄になる。
- メコン河委員会(Mekong River Commission : MRC) のプロジェクト"Procurement, Installation and Training on Aids to Navigation on the Mekong River between Phnom Penh Port and the Cambodia-Vietnam Border “ に沿い、メコン河のプノンペンーベトナム国境間 100km 区間に、図 4.2-に示すように、56 個のブイ、12 個のマーカー、及びビーコンが、2007 年 4 月から 1 年計画で設置された。これによって、船舶、バージの 24 時間の安全航行が可能になった。



図 4.2-58 メコン河に設置されたブイの種類

- ネアックルン橋梁の工事中の工事水域制限区域、航行安全施設計画及び橋梁完成後の航行安全援助施設についてプノンペン自治港に提示し理解を得ることができた。実施段階に入り更に詳細な協議をすることになった。

- ・ ネアックルン橋梁の斜張橋桁の架設計画では航路封鎖は行わない。従って、工事の実施段階では、一般船舶が工事水域を安全に航行するために必要な航行援助施設が、協議対象となると考えられる。類似したメコン河水域の橋梁建設現場で採用されている工事水域設定の事例があり、この実績に沿って提案した航行安全援助施設に基づいて今後の協議を行うことになる。
- ・ 前述のプノンペンー国境 100km 区間の航行安全施設設置の外に、プノンペン上流に建設されたきずな橋にも、航行安全施設として、水上にブイ 4 点、橋梁桁に航路幅、航路中心を示す航路灯が既に取り付けられている。

3) 工事安全衛生管理計画の構築

これまで実施された無償資金協力事業においては、工事の安全衛生管理計画が入札手続きにおいて評価対象とされることはなかった。しかし最近では、海外工事において事故災害の発生を予防することの重要性が認識されてきている。海外工事においては、現地あるいは近隣国の下請け業者が主体となって工事が実施されるために、手馴れた日本国内下請け業者と違い、安全に対する認識が全く異なってくる。また通常、工事に使用される安全設備、また安全衛生管理組織の構成は日本国内工事に比べ見劣りするように思われる。

この様な状況を踏まえた上で海外の工事を安全に実施するため、工事における安全衛生管理計画書を作成し、それに沿った工事の確実な実施を義務づけるために以下のような方策を取り入れることが望まれる。

- ① 入札時に入札参加者が工事安全衛生管理計画書を提出しその評価を入札評価に含める。
- ② 工事の開始に先立ち工事安全衛生管理計画書をコンサルタントに提出し、承諾を得た上で工事に着手する。

①の計画書の入札時における提出方法については、例えば従来の **Envelope A** に含める案、更に内容を照査する時間を取るために、これらとは別扱いにして照査する案、等が考えられる。いずれにせよ計画書の内容が十分に安全衛生について記述されていることを確認し **Envelope B** に進むような手続きが望ましい。

工事安全衛生管理計画書は、請負者の工事中における安全衛生確保に対する意思表示となるものであり、現地及び近隣国の橋梁建設現場、カンボジア政府の労働安全衛生組織等現状の調査結果、最近の労働安全衛生に関する世界の動向を踏まえ作成される必要がある。工事安全衛生管理計画書に記述されるべき主たる内容は、

- 1) 法規制から各企業の事業活動のリスク条件に適した自主管理による労働安全衛生マネジメントシステムへ移行する。
- 2) リスクアセスメントに基づく予防的な安全管理を実施する。

その作成の主たる目的は次の通りである。

① 組織による安全管理

請負業者が店社(作業所の指導、支援及び管理業務を行う本社、支店等の組織をいう。)と作業所が一体となって建設業労働安全衛生マネジメントシステム（以下「システム」という）を構築する。

② 予防的な安全管理

システムの中にリスクアセスメント手法を取り入れ工事開始前に各工種の実施に伴うリスクの評価を行うことにより、予防的な安全管理をおこなう。

③ 継続的な安全管理

経営者、管理者、社員、作業者が協力して、自主的に計画(Plan)、実施(Do)、評価(Check)、改善(Action)の「P・D・C・A」のサイクルを回し、継続的改善を行う。