

## 第3章 プロジェクトの内容

## 第3章 プロジェクトの内容

### 3-1 プロジェクトの概要

#### 3-1-1 上位目標とプロジェクト目標

「越」国は、1986年以來のドイモイ政策により飛躍的な経済成長を遂げたがその反面、経済の地方間格差が拡大してきた。その様な背景から「社会経済発展のための五ヵ年計画」(第6次5ヵ年計画)では、貧困削減・地域間格差の是正を主要課題の一つに掲げている。農業農村開発省は、「Government Direction on Agriculture and Rural Development (1998年12月)」の中で、農業農村開発は国家の社会経済の開発と安定のための最も重要な基幹産業と位置付け、貧困撲滅、地域間格差の低減、農村地域における生活環境の改善等を主要目標に挙げている。

この様な背景の下で、「越」国政府は我が国の技術援助を受けて、厳しい自然条件とインフラ整備の遅れで地域住民が低い生活水準を強いられているゲアン省ナムダン県を対称に、「ゲアン省ナムダン県モデル農村開発計画マスタープラン」を策定した。同マスタープランは、「同地域住民の生活水準を向上させること」を目標とするものである。本プロジェクトは、この開発計画の目標を、上位目標とし、灌漑施設の改修、地方道路の改修および農村電化により、「ナムダン県ナムナム地区の生活環境を改善すること」を目標とするものである。

#### 3-1-2 プロジェクトの概要

本プロジェクトは、上記目標を達成するために下記の投入 (Inputs) および活動 (Activities) を行うこととしている。これにより、成果 (Output) として、対象地域の灌漑施設、道路網および電化施設等の農村インフラが整備されることが期待されている。この中において、協力対象事業は、灌漑施設および地方道路を改修し、農村電化施設を建設するものである。

##### 投入・活動計画

日本側：

##### 1. 灌漑施設の改修

(1) Ho Thanh 溜池灌漑システムの改修

1) 溜池漏水対策

2) No. 2 幹線揚水路の改修 2.4 km

(2) Nam Trung ポンプ灌漑システムの改修

1) 既存ポンプ場の改修 (1,000 m<sup>3</sup>/hr /台 x 3台)

2) 既存幹線用水路の改修 4.9 km

##### 2. 地方道路の改修

(1) 国道 15A 号線の改修 15.7km (アスファルト舗装 15.7km、橋梁 4 箇所、ガリ侵食対策工 3 箇所)、及び、4.4km 区間部分改修 (盛土 4 箇所、ボックスカルバート 1 箇所)

- (2) 県道 Nam Kim—Nam Phuc—Nam Cuong 道路の改修 6.9 km (アスファルト舗装 4.3 km、コンクリート舗装 2.6 km、橋梁 1 箇所、ボックスカルバート 4 箇所)
3. 農村電化施設の建設
- (1) Ru Bui、Am Gia、Dong Trai の 3 地区への電化拡張 (変電所 3 箇所、配電網 10kvx5.1km、0.4kvx11.8km)
4. 詳細設計・施工監理

「越」国側：

1. 建設用地の確保
2. 協力対象事業に係る先方負担工事
3. 完成した施設の運営・維持管理

註) 当初、本プロジェクトで実施予定であった地域排水施設の建設は、2002 年 9 月に発生した洪水の緊急対応として、「越」国側によってその実施が開始されたため、プロジェクトのコンポーネントから除外した。

## 3-2 協力対象事業の基本設計

### 3-2-1 設計方針

#### 3-2-1-1 基本方針

##### (1) 方針の設定

本設計は下記の基本方針で行う。

- ① 予備調査時に日本の国内農業事情により除外する方向が示された新規灌漑施設については、その原則を守り除外し、灌漑システムの改修については、その事情を十分に勘案して、あくまでも既存の営農を対象に原形復帰および機能回復に留めることとする。
- ② Ho Thanh 溜池灌漑システムの改修においては、水路改修の他、漏水対策についても技術的観点と期待される効果から、協力の対象に組み入れる方向で検討する。
- ③ 国道 15A 号線は、通年交通可能な道路に改修する。
- ④ Nam Kim-Nam Phun-Nam Cuong 道路の舗装形式については、当該道路の一部は毎年洪水時に冠水することを勘案して検討する。
- ⑤ 環境保全のエロージョン対策は、「地方道路」に包含し、国道 15A 号線の防護工として取り扱う事とする。
- ⑥ 農村電化対象の 4 つの地区のうち、現地調査の結果必要性和緊急性が低いと判断された 1 つの地区を除く 3 地区は、既に新規の入植者もあり、現在の電化率が県やコミューンの平均値に比べ大幅に低く、また現在の電気料金がナムダン県の平均より非常に高い。従って、本コンポーネントを実施した場合の期待できる効果は大きく、生活環境の改善上極めて有効と判断されることから、ナムダン県が計画している内容に合致した方向で協力内容を検討する。
- ⑦ 地元住民の実際のニーズをできるだけ尊重する。
- ⑧ 「越」国側で維持管理可能な施設規模を計画する。
- ⑨ 住民や地方政府の技術者の技術レベルに合致した適正技術および地場素材の活用ならびに現地調達可能な資機材を用いて、維持管理の容易な施設を計画する。
- ⑩ 当初調査対象となっていた地域排水施設については、現地調査後の 2002 年 9 月に調査対象地域を襲った洪水の緊急対応として、「越」国側でその工事を開始したため協力対象から除外する。

なお、計画を構成する要素は、農民の貧困緩和のための農村生活環境の改善に係るものとするし、ここで生産される作物は域内消費に限るものとする。

##### (2) 協力対象サブコンポーネントの検討

前述の基本方針に基づいて検討したプロジェクトのサブコンポーネントごとの考察と協力の基本方向をまとめると下表のとおりとなる。

表 3-2-1-1.1 プロジェクトコンポーネントとその基本方向

コンポーネント/サブコンポーネント	考察と基本方向
<b>①灌漑および地域排水*</b>	
Nam Trung ポンプ灌漑システムの改修 1. ポンプ場の改修 2. 幹線水路全線 4.9km の改修	<ul style="list-style-type: none"> <li>本プロジェクトの2本柱の一つであり、「越」国側優先順位高いことから協力の方向。</li> <li>現ポンプ場（3台のポンプ）は老朽化が激しいため、全面改修。但し、規模の増強はしない。</li> <li>灌漑面積拡大は行わない。</li> <li>幹線水路末端部は、自助努力による実施可能性について要検討。</li> <li>受益面積/戸数：470ha/1,410戸</li> </ul>
Ho Thanh 溜池灌漑システムの改修 1. 溜池漏水対策 2. No.2 水路 2.4km の改修	<ul style="list-style-type: none"> <li>漏水対策は、「越」国側優先順位は高く、技術的観点、実施した場合の効果（費用対効果が大）、実施しなかった場合の負の効果および顔の見える援助の観点から協力の方向。</li> <li>No.2 水路改修は、「越」国側優先順位中程度であるが、本灌漑システムの基幹施設。</li> <li>受益面積/戸数：70ha/210戸</li> </ul>
<b>②地方道路</b>	
国道 15A 号線（南）の改修 1. 全線 20.1km の改修（幅員 6.5m、アスファルト舗装） 2. 橋 4 箇所、ボックスカルバート 1 箇所	<ul style="list-style-type: none"> <li>本プロジェクトにおける最大の柱。</li> <li>地域全住民が裨益。</li> <li>道路のクラスは国道 V 級。</li> <li>通年交通/全天候型に改良。</li> <li>ハティン省側末端部の舗装は、全体事業規模次第で、自助努力による実施検討対象。</li> <li>受益戸数：8,200戸</li> </ul>
Nam Kim-Nam Phuc-Nam Cuong 道路の改修 1. 全線 6.9km の改修（幅員 6.0m、舗装） 2. 橋 1 箇所、ボックスカルバート 4 箇所	<ul style="list-style-type: none"> <li>低平地に位置する 3 コミュニの最重要道路（県道）になる。</li> <li>洪水時の冠水は許容する道路。</li> <li>冠水区間の舗装は、洪水による損傷、毎年の維持管理の観点に加え、「越」国側優先度は最も高く、実施しなかった場合の負の効果および顔の見える援助の観点からコンクリート舗装について要望に対応する方向で要検討。</li> <li>改修による排水条件への影響を回避するため、路面の嵩上げはしない。</li> <li>受益戸数：3,470戸</li> </ul>
<b>③農村電化</b>	
電化拡張 1. 変電所 3 箇所（Am Gia、Dong Trai、Ru Bui 地区） 2. 配電網	<ul style="list-style-type: none"> <li>現地調査の結果必要性和緊急性が低いと判断された 1 つの地区を除いた 3 地区が対象となる。</li> <li>現在実施中の貧困対策のための入植計画を考慮。</li> <li>電化率向上と電気料金低減が目的で、費用対効果は大。</li> <li>受益戸数：1,700戸</li> </ul>
<b>④環境保全</b>	
1. エロージョン対策工 3 箇所	<ul style="list-style-type: none"> <li>上記②の地方道路（国道 15A 号線）に道路防護工として包含。</li> <li>15A 道路の通年交通確保に不可欠。</li> </ul>

\* 注）地域排水施設の建設は、2002 年 9 月の洪水緊急対応として、「越」国側が工事実施を開始したため、協力対象から除外。

以上から、全てのサブコンポーネントは本プロジェクトの目的達成のために必要であることが確認されたが、全体の事業規模と日本政府の予算との関係から協力対象のサブコンポーネントを決定するために、サブコンポーネント或いはその内容の代替案を作成し、それらの組合せケースを 4 ケース作成し比較検討を行った。代替案およびその組合せケースの作成に当っては、要請の背景、予備調査時および現地調査時の「越」国側との協議結果、現地調査結果、およびそれぞれの事業量等を考慮し、組合せの作成は下記基本的考えに基づいて行った。表 3-2-1.2 に代替案と組合せケースをマトリックスで示す。

### 組合せケース作成の基本的考え方

- ①農村生活環境改善というプロジェクトの目標の観点から、必要性の高いコンポーネントを複数検討する。同時にコンポーネント間及びコミューン間のバランスも配慮する（「越」国側もこれを望んでいる）。
- ②地元のニーズと「越」国側の優先度が高いコンポーネントを優先する。
- ③灌漑、地方道路、農村電化の各コンポーネントにおいて根幹をなすサブコンポーネントを優先する。
- ④自助努力に期待するサブコンポーネントあるいはその一部は、「越」国側の財政事情を配慮して、数年に分割して実施可能なものとする。

表 3-2-1-1.2 代替案と組合せケース

	代替案項目	Case1	Case 2	Case 3	Case 4
1	1-1(a) Nam Trung ポンプ場および幹線水路全線 4.9km の改修	○	○		
	1-1(b) Nam Trung ポンプ場および幹線水路上流区間 3.6km の改修			○	○
	1-2 Ho Thanh 溜池漏水対策	○	○	○	○
	1-3 Ho Thanh 既存 No.2 水路 2.4km の改修	○	○		
2	2-1(a) 国道 15A 全線 20.1km のアスファルト舗装改修	○			
	2-1(b) 国道 15A 始点から 15.7km の改修 <sup>*1</sup>		○	○	○
	2-2(a) 県道村落内アスファルト舗装、冠水区間コンクリート舗装による改修	○	○	○	
	2-2(b) 県道村落内アスファルト舗装、冠水区間砂利舗装による改修				○
3	3-1 農村電化 Am Gia 地区	○	○	○	○
	3-2 農村電化 Dong Trai 地区	○	○		
	3-3 農村電化 Ru Bui 地区	○	○		

註) \* 1 : 残区間 4.4km のうち洪水時冠水区間については嵩上げを実施し、通年交通を確保する。

### 各 Case の説明

Case 1 : 現地調査時の先方との協議で確認された調査対象サブコンポーネント全て（但し地域排水施設建設は除く）と、その内の一つ「Ho Thanh 溜池灌漑システムの改修」の中で「溜池漏水対策」を加えたものを協力対象としたケースである。

Case 2 : Case 1 から国道 15A 号線末端区間を除外し自助努力に委ねるとしたケースである。道路全区間の内、特に必要性の高い区間を中心に道路の整備を行うものであるが、通年交通を確保するため、除外した区間のうち洪水時に冠水する箇所の高上げは行うとしている。

Case1 での地方道路分野の総事業費に占める割合が約 3/4 あり、分野間のバランスの観点から、部分的に削れる区間があれば削るという代替案であり、国道 15A 号線のアスファルト舗装による改修区間を始点（ナムダン橋右岸地点）から改修対象の県道 Nam Kim-Nam Phuc-Nam Cuong 道路への分岐点に位置する Vuc Nang 橋梁建設までとし、同橋梁からハティン省境界までの区間（4.4km）は、現在雨期に冠水する区間（4箇所）の高上げ工事のみ行い、洪水

時の交通は確保するとした代替案である。

Case 3: Case2 から「Nam Trung ポンプ灌漑システム幹線水路末端 1.3km 区間の改修」および「Ho Thanh 溜池灌漑システムの既存 No. 2 水路の改修」並びに「農村電化の対象地区 2 地区」を除外したケースである。

「越」国側が自助努力で比較的实施し易いと判断される工種の小規模な水路の改修を自助努力に委ねるとした代替案である。農村電化については、実施 3 地区のうち優先度が最も高い No. 1 地区のみ協力対象にし、その他の地区は自助努力に委ねるとした代替案である。

Case 4: Case 3 における「県道冠水区間のコンクリート舗装」を「砂利舗装」に代えたケースである。

県道 Nam Kim-Nam Phuc-Nam Cuong 道路の場合は、部分実施では改修の効果が出現しないため、代替案としては冠水区間の舗装形式を代えることとし、冠水に対してはアスファルト舗装も浸透式マカダム舗装も損傷を受け易いことから、維持管理の頻度は多くなるが技術的に簡易な砂利舗装を代替案としたものである。

### 協力対象サブコンポーネント

既述のごとく上記組合せケースは、Case 1 をフルスケールとして順次事業規模を絞り込んでいったものであり、費用対効果及び、下記の理由から、本基本設計調査では Case 2 のサブコンポーネントの組合せを協力対象とする。

- ① Case2 で、Case1 から「国道 15A 号線の末端 4.4km 区間の舗装」が除外されていることに関して：
  - ▶ 国道 15A 号線の主たる受益者は、プロジェクト地区全 5 コミューンの住民であるが、上記区間の主たる受益者は Nam Kim コミューンの住民であり、他 4 つのコミューン住民に対する「除外」による影響は比較的小さい。
  - ▶ Nam Kim コミューンの住民も国道 15A 号線の通年交通は確保でき、ナムダンやビン市へのアクセスにおいても改修された区間 15km についてはその恩恵を蒙ることから、Nam Kim コミューン住民の生活環境も改善が図れる。
  - ▶ 本事業の中での分野間のバランスの観点から、地方道路分野を縮減することは妥当である。
  - ▶ サブコンポーネントに地元の優先度をつけた場合、その優先度が比較的低い。
  - ▶ 「越」国側の財政事情に合わせ、自助努力による分割実施が比較的容易である。
- ② その他のケースについて
  - ▶ Case3 の「Nam Trung 幹線水路末端 1.3km 区間の改修」と「Ho Thanh No. 2 水路全線の改修」を自助努力に委ねるとした代替案は、水路規模が小さく、「越」国側の財政事情に合わせた分割実施が可能であり、比較的自助努力に委ねることが容易な改修工事であると判断し策定されたものであるが、Nam Trung 幹線水路については、2002 年 9 月に発生した洪水により被害を受けていること、同洪水により地元の財政が疲弊しており、無償資金協力での実施を強く望んでいる。また、Ho Thanh No. 2 水路は老朽化が著しく改修の緊急性が高いこと、No. 2 水路改修は当初から要請されていた Ho Thanh 溜池灌漑システム改修の主要な工事であること、および「越」国側の優先度も比較的高い。従って、両水路とも協力対象から除外することは、適当ではないと判断される。
  - ▶ 同じく Case3 の「農村電化地区の数を 3 地区から 1 地区に削る」ことは、これにより「越」国側で実施しなければならない電化地区は現地調査時に除外された地区を含め 3 地区となり、除外さ

れた地区の電化は大幅に遅れることが推測されること、および除外される農村電化地区（優先度 3 と 2 の地区）は、いずれも Nam Kim コミューン内に位置しており、国道 15A の舗装除外区間と重なり、同コミュニティへのプロジェクトの便益が更に薄くなることなどから、上記と同様に適当ではないと判断される。

- ▶ Case4 は、地元の優先度が最も高い「県道冠水区間のコンクリート舗装」という要望に応えない協力になってしまい、協力対象から除外することは、適当ではないと判断される。

### 3-2-1-2 自然条件に対する方針

調査対象地域は、西側で山地と接し、北および東側を流れる Lam 川と、南側を流れる La 川によって挟まれた平坦な低地であり、国道 15A 号線から東側の地区は輪中堤で囲まれている。当該地域の平均年間降水量は約 1,700 mm であるが、その 60%は 8 月から 10 月までの 3 ヶ月間に集中している。加えて、Lam 川と La 川の水位が同期間にピークを迎え、堤内地標高より高くなることから、Nam Trung、Nam Phuc、Nam Cuong コミューンの約 85%がこの時期には、地区内降雨によって湛水し、ほとんどの農地と路面標高の低い道路は冠水する。また大規模な洪水時には、水位が輪中堤天端を超えることもあり、この時は居住地も浸水する。この気象・水文条件を考慮した施設設計を行う方針であるが、その設計に用いる設計水位、設計洪水量等は、10 年確率に相当する降雨・水文データを用いることとする。Nam Dan 観測所の降雨パターンは下表のとおりである。

表 3-2-1-2.1 調査対象地域の降雨量および Lam 川水位

単位：mm

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年間
降雨量*1	30	36	37	65	143	142	107	219	323	448	127	41	1,717
Lam 川水位*2	164	143	135	134	181	226	248	318	371	374	266	196	—

\*1：Source: Nam Dan 気象観測所 1982～2001（単位：mm）

\*2：Nam Dan 観測所（単位：El. cm）

調査対象地区の洪水の条件に対する方針としては、先ず道路改修計画において、国道 15A 号線の改修は洪水条件をクリアした通年交通可能な道路にすること、および雨期に湛水する低平地を横断する県道 Nam Kim-Nam Phuc-Nam Cuong 道路の改修は、現状の排水条件に影響を与えないよう現況路面高さを維持した改修とすることである。これは地元の要請でもある。

雨期には降雨による作業日数の減少、洪水による地区内交通の遮断による作業効率の低下を考慮し、施工計画において 8 月から 10 月の期間は主たる土木工事を避ける方針とする。一方乾期のラオス風の吹く 6 月～8 月は、酷暑により日中の作業効率の低下や作業時間の減少が考えられるので、施工計画ではこの自然条件も考慮する方針とする。

道路改修における橋梁およびボックスカルバートの建設時には、交通を遮断しないため仮橋／仮設迂回路を設け、河川水位以深の工事は河川締め切り／水替工を行い、ドライワークを行う方針とする。

### 3-2-1-3 社会経済条件に対する方針

プロジェクトの工事施工にあたっては、地域経済の活性化と住民のプロジェクトへの参加意識を高めるため、地元住民を工事作業員として雇用することを指導するが、住民の9割以上が農家であることから、農繁期には、その雇用が困難になると想定される。また、この地域も「越」国の他の地域と同様、テト（旧正月）は社会的に最も重要な年中行事であり、この時期は工事を休止せざるを得ない。したがって、施工計画策定においては、上記自然条件に加え、これら社会条件も考慮する。

国道15A号線は、当該地域の唯一の幹線道路であるので、その改修工事は原則として片側工事とし、工事中も交通を確保し、住民の生活に大きな影響を及ぼすことがないように配慮する。一方、県道の改修については、集落内区間以外は全面通行止めで施工する方針とする。

### 3-2-1-4 建設事情に対する方針

灌漑施設及び道路・橋梁等の設計は、「越」国基準の「Proceedings of Vietnam Construction Standards」および日本の設計基準ならびに道路構造令等を用いる方針とする。農村電化施設の設計は、既にナムダン県で作成している計画に準じた設計とする。

事業実施の許認可としては、灌漑施設の改修ならびに道路改修工事とも、プロジェクト管理委員会の承認をもってコンサルタントの監理下で実施できるが、農村電化工事については、プロジェクト管理委員会の承認に加え、「越」国で規定されている所定の認可手順を踏んで、コンサルタントの監理下で実施する。

施設の設計においては、経済性と維持管理を考慮して地場素材の活用と現地調達可能な資機材を用いる方針とする。灌漑用ポンプ設備および建設用機械についても現地調達を基本に考える。

採石場適地は地区内になく、道路の路盤材やコンクリートの骨材は、国道46号線のビンナムダン間にある既存の採石場から運搬する方針とする。

地区外から現場への建設資機材の搬入路は、ナムダンまでは現在改修中の国道46号線、ナムダンから現場へはナムダン橋経由で改修対象の国道15A号線（南）を用いる事とするが、そのナムダン橋の制限過重がH13連行過重（16.9トン1台が制限）と小さいので、この条件を考慮した施工計画を立てる。これにより、建設用重機の搬出入のためのLam川渡河は、仮設栈橋を設けてフェリーの使用を検討する。

### 3-2-1-5 実施機関の運営・維持管理能力に対する対応方針

「越」国側の実施責任機関は、中央政府の農業農村開発省（MARD）であり、本計画が実施段階に移行した場合には、プロジェクトの実施機関として、プロジェクト管理委員会（Project Management Board, PMB）が設置され、本件の業務実施に対応することになっている。PMBは、MARDの指導を受けるが、地方分権化が進んでいる中で、ゲアン省人民委員会の農業農村開発部長およびナムダン県人民委員会のChairmanがそれぞれHeadか副Headとなり、その他、ゲアン省人民委員会の企画・投資部、財政・価格部、渉外部、交通部の各次長がメンバーという構成になる。実際に現場で実施機関としての実務的役割を果たすのは、ナムダン県人民委員会であり、同委員会本部には、大卒38名（内28名が技術者）を含む65名の職員を抱えている。同委員会本部は、国内の事業についてはコンサルタント会社および施工会

社に発注して事業を進めているので、実施機関としては十分な経験と技術を有していると判断される。

プロジェクトの技術的・財務的な検討機関としては、MARD の他に、ゲアン省人民委員会の Vice Chairman が委員長を務め、ゲアン省人民委員会、MARD、投資計画省（MPI）、大蔵省、日本大使館、ナムダン県人民委員会のそれぞれの代表者で構成するステアリングコミッティーが設置される。

本件は既存施設の改修が主体であり、ゲアン省関連部局および関連管理会社、ナムダン県人民委員会関連部局、ならびに関連コミュニケーションの協同組合に運営・維持管理体制が存在しており、施設建設後の運営・維持管理は原則として現体制で行う。

### 3-2-1-6 施設のグレードの設定に係る方針

施設のグレードは、基本的には維持管理が可能な適正レベルに設定する。また、現地で現在整備されている施設のグレードと現地の計画で採用されているグレードを尊重する方針とする。ただし、基本方針で述べた「顔の見える援助」についても十分配慮する。なお、道路のグレード/クラスについては、「越」国で設定しているクラスを採用する。

### 3-2-1-7 工法、調達方式、工期に係る方針

工法の計画にあたっては、原則として特殊な工法を避けるとともに、現地技術者の能力・技術水準と、技術の向上を考慮した工法を採用する。

本プロジェクトにおける物品・役務の調達方式は、建設業者との一括契約を前提とした一般競争入札によるものとする。施工に際しての労務及び資機材の調達については、現地調査の結果、「越」国内での調達が可能であると判断されることから、現地調達を原則とする。

工期については、既述の自然条件、社会経済条件を踏まえた上で、コンサルタントの詳細設計（D/D）期間、入札期間、施工期間から判断し、3期分けの単年度案件として実施する方針とする。

表 3-2-1-7.1 工期分け

	第1期	第2期	第3期
実施設計／施工監理	○	○	○
施工・調達			
Nam Trung ポンプ灌漑システム改修		○	○
Ho Thanh 溜池灌漑システム改修	○		
国道 15A 号線の改修	○	○	○
県道 Nam Kim-Nam Phuc-Nam Cuong 道路の改修	○	○	○
農村電化施設の建設	○		

## 3-2-2 基本計画

### 3-2-2-1 灌漑施設

#### (1) Nam Trung ポンプ場灌漑システム

##### 1) 基本方針

ポンプ場：本施設は、2-2-3-1 で述べたように老朽化し、機能の低下が見られるため改修する。ただし、改修はあくまでも既存の営農を対象とした原形復旧および機能回復に留めることとする。

本システムには2つのポンプ場が存在するが、改修対象は現ポンプ場のみとし、計画灌漑面積も既存施設の支配面積である470haとする。現ポンプ場は、設備、建家とも老朽化が著しいため、全面改修を行うことで検討する。

幹線用水路：始点から1.85km区間は、ライニング水路として改修されているが、現在の水路状況は、建設後2～3年しか経過していないにも係わらず損傷が著しく、当区間の改修は壊れた箇所の部分的な修理では不十分である。そこで、ポンプ場の機能回復に合わせ、本来の流量を流せる水路に全区間改修する方針とする。

幹線用水路下流区間(1.85km地点から末端まで)は現在土水路であるが、改修において水路による搬送ロスを低減し、ポンプアップした貴重な水を有効に利用するため、ライニング水路に改修する。

水路型式：下流側の土水路区間も含め、流下能力や耐久性に富む矩形コンクリートを基本とし、施工条件を考慮した工法を採用する。この改修に合わせ、水路に沿って設置されている管理道路を水管理および農作業のための道路として整備する。また、水管理の改善を狙い、既存28カ所の全分水工地点の分水側に簡易なゲートを設け、重要な分水箇所には幹線水路側に調整ゲートを設ける方針とする。

##### 2) 基本計画および基本設計

###### (i) 用水量と計画流量

###### i) 灌漑面積

計画灌漑面積は、現況と同じNam Trung コミューン248ha、Nam Phuc コミューン151haおよびNam Cuong コミューン71haの総計470haである。

###### ii) 用水量と計画流量

計画分水量および水路の設計流量は、現況揚水系統とFS時に採用された単位用水量 $q = 1.9 \text{ L/s/ha}$ を用いて決定した。

地区全体の灌漑用水計画および水路の各区間計画流量は、図3-2-2-1.3の計画灌漑系統図に示すとおりである。

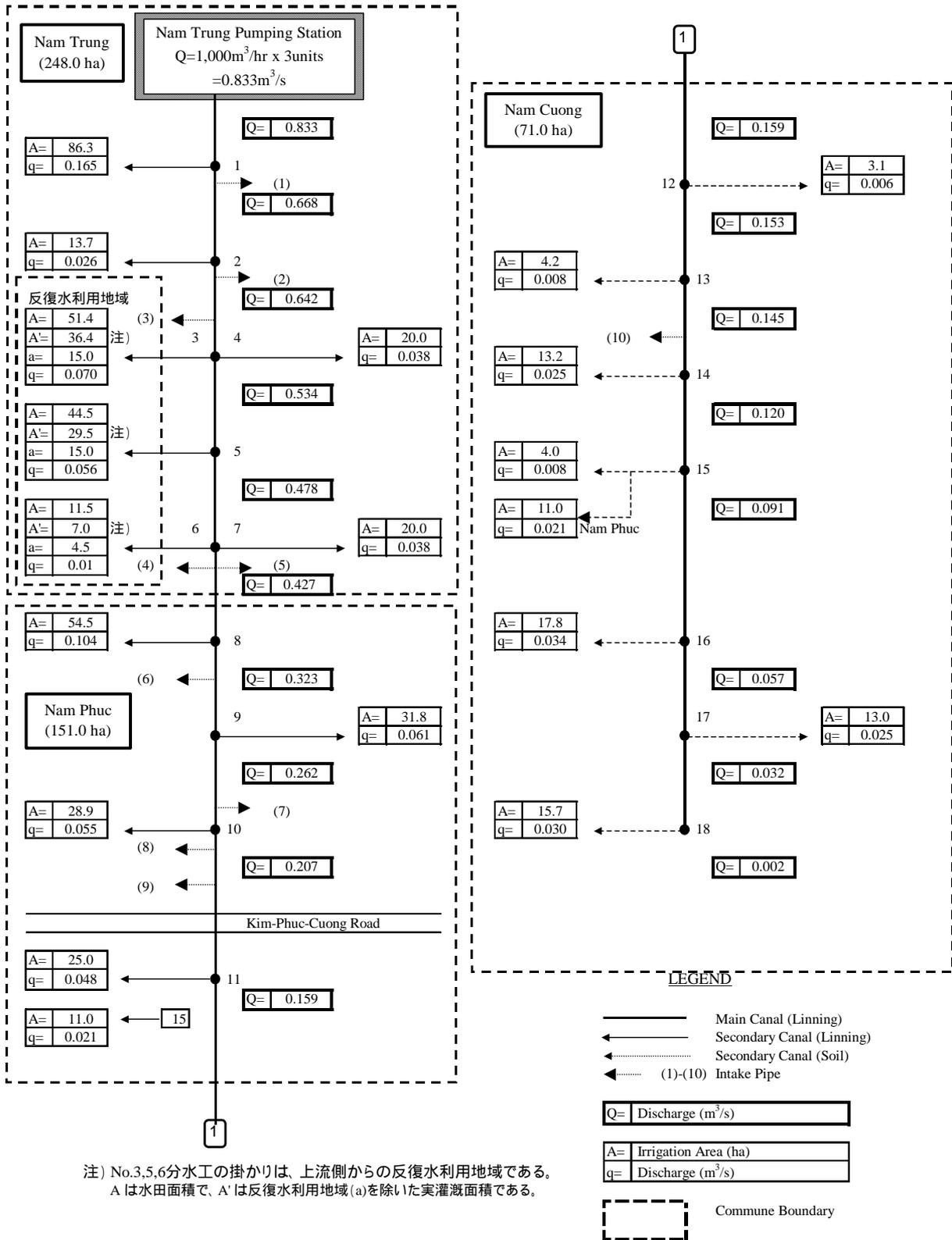


図 3-2-2-1.1 Nam Trung ポンプ場掛かり計画灌漑系統図

(ii) Nam Trung ポンプ場の改修

i) 改修計画の概要

ポンプ設備及び機場、吐出水槽の改修を検討するが、既存設備の更新による機能回復を原則として、次のような内容の設備更新を検討する。

- ・ 機場位置：取水地点としての優位性（河のミオ筋に近く、堆砂が少ない利点）及び、接続する灌漑水路の位置が変わらないことから現況地点を選定する。
- ・ ポンプ機器：ポンプは揚水量が既設と同じく  $1,000\text{m}^3/\text{hr}/\text{台}$ （ $= 16.67\text{m}^3/\text{min}/\text{台}$ ）のものを選定し、台数も同じく3台とする。
- ・ ポンプ機場：既存上屋は度々洪水により冠水し、機器に影響を与えていることから、更新機場は洪水の影響を受けず、機器の安全が確保できる構造とする。
- ・ 吸水管：吸水槽の設置も考えられるが、河川断面に流下障害物の設置することは望ましくないことや新たな堆砂の誘引となることから、現況と同じく吸水管を直接水面下まで伸ばし、直接ポンプへ導水する方式を採用する。
- ・ 吐出水槽：現況と同じく吐出水槽を設ける方針とするが、現況の過大な規模を変更し、適当な規模と構造に変更する。機場と同様に堤防側に寄せて設置する。

ii) ポンプ場の基本設計

(a) ポンプ場位置の決定

更新する灌漑ポンプの位置は、次の理由により既存ポンプ位置が適当と判断した。

現況取水地点は、河川の曲線部の外周側に位置し、ミオ筋に近い滞砂の影響が少なく、滞砂対策として河川に対し垂直方向に制水工が設置されており、建設以来30年間問題が生じていない。ポンプ以降の灌漑水路に接続しており、位置の変更は接続水路の延長工事が必要で不利となる。

(b) 計画揚水量及び取水水位

計画揚水量は既設ポンプと同様に、次の水量とする。

$$Q = 1,000\text{m}^3/\text{hr}/\text{台} \times 3\text{台} = 3,000\text{m}^3/\text{hr}$$

取水水位は、渇水期の灌漑時にも十分な用水供給が出来るよう最低吸水水位（LWL）を10年に1度の発生頻度の渇水位に設定する。

$$\text{LWL} = 0.47\text{m}$$

表 3-2-2-1.1 ポンプ場地点における Lam 川確率年別渇水位(EL. m)

Nam Trung Pumping Station	1/100	1/50	1/30	1/10	1/5
水位	0.33	0.36	0.39	0.47	0.53

(c) 吸水及び吐水形式

吸水方式は河川から吸水管により直接取水しポンプに導水する方式とする。吸水管の機場壁面への設置部には可とう管を挿入し、管の振動や機場の不等沈下に対応して管路の損傷を防ぐ。

吐出方式は、現況と同じくポンプから続く吐出管路の出口に吐出水槽を設置するが、水槽は現況より狭めた適正規模とする。吐出管の出口には、逆流防止を取付ける。

管径は、ポンプ本体への取付け部を除き、管内流速を水理的な適正範囲（小口径では1～2 m/s）とするため 450mm の管（この場合の流速は1.75m/s）を使用する。

(d) ポンプ揚程

ポンプ全揚程（H）は次式により算定される。

$$H = \text{実用程} (h) + \text{諸損失水頭} (h)$$

ここに、

- ・実揚程（h）：最高吐出水位（ $H_{WL_{out}}$ ） - 最低吸水位（ $L_{WL_{in}}$ ）
- ・ $H_{WL_{out}} = \text{灌漑水路の基点水位} + \text{堤防横断暗渠損失} = 6.10\text{m}$   
注）実揚程は後述の「(i) 堤防横断工 吐出水槽水位」参照
- ・ $L_{WL_{in}} = 0.47\text{m}$ （前出より）
- ・諸損失水頭（h）：流入、流出、管路損失水頭等の合計 = 0.955m

これより、

$$H = (6.10 - 0.47) + 0.955 = 6.585\text{m} \quad 6.6\text{m} \text{ とする。}$$

(e) ポンプ機種及び台数、口径

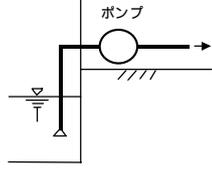
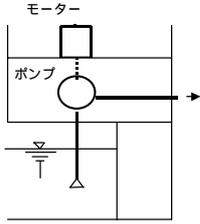
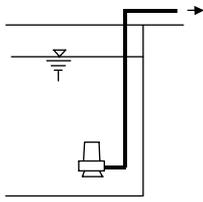
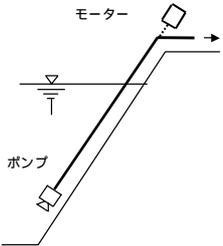
既存ポンプは 350mm の横軸渦巻ポンプが 3 台設置されているが、最適機種と台数及び口径確認のため、以下の検討を行った。

ポンプの該当機種としては、揚水量と揚程から次の4タイプが選定される。

- a) 横軸渦巻（斜流）ポンプ
- b) 立軸斜流ポンプ
- c) 水中モーターポンプ
- d) インクラインポンプ（シャフトの長い斜め置き立軸ポンプ）

この4タイプの特質を比較すると、次表の通りであるが、信頼性や維持管理の容易さ等から既存と同形式の「横軸渦巻（斜流）ポンプ」を選定する。

表 3-2-2-1.2 ポンプ形式

ポンプ形式	横軸渦巻（斜流）ポンプ	立軸斜流ポンプ	水中モーターポンプ	インクラインポンプ
形状				
構造上の特徴	ポンプ性能が良い	ポンプ平面が狭く出来る	補機が少なく運転が楽	運転は楽だが、トラブル多い
安全性、信頼性	大	大だが、据付けに精度要	やや劣る	劣る
ポンプ効率	80%程度	78%程度	75%程度	78%程度
運転操作	比較的簡単	比較的簡単	簡単	簡単
維持管理	構造が簡単で、楽	据付け精度が必要	比較的簡単	着脱が大変、トラブル多
機場スペース	面積：大、高さ：低い	面積：小、高さ：高い	面積：小、高さ：高引上げスペースが必要	面積：小、高さ：低引上げスペースが必要
ベトナム製の調達	可	可	不可（全て輸入品）	不可（全て輸入品）
ポンプ価格	1.0	1.2	1.0	1.0
総合判定	優位（採用）	価格等で不利	寿命短い。メンテナンスの対応に難あり。	水中下のトラブル多く信頼性低い。

ポンプ台数は、既設ポンプに同じく「3台」とする。現地でポンプの稼働状況を確認したところ、稲作代掻き期は3台フル稼働するが、その後の管理用水期には1～2台の稼働で対応しており、運用・維持管理上も適当と判断された。

ポンプ口径は、下記の“標準口径と吐出量”の関係から選定されるが、揚水量（ $Q = 16.67\text{m}^3/\text{min}/\text{台}$ ）から現況と同じ「350mm」を選定する。

表 3-2-2-1.3 ポンプの標準口径と吐出量

標準口径（mm）	吐出量（ $\text{m}^3/\text{min}$ ）	標準口径（mm）	吐出量（ $\text{m}^3/\text{min}$ ）
250	5～8	400	18～23
300	8～12	450	23～28
350	12～18	500	28～36

出典：農林水産省 土地改良事業計画設計基準「ポンプ場」

(f) モーター出力

モーター出力は次式により算定する。

$$P = \frac{(K \times \gamma \times Q \times H)}{n / 100} \times (1 + \text{余裕度})$$

ここに、 P：原動機出力 (kw)

K：定数 (kw の場合 K=0.163)

γ：揚液比重 (水の場合 γ=1.00)

n：ポンプ効率 (%) 350mm の渦巻ポンプの場合：74%

Q：吐出量 (m<sup>3</sup>/min) = 16.67 m<sup>3</sup>/min

H：全揚程 (m) = 6.6m

余裕度 (電動機の場合 余裕度 = 0.1)

以上より、

$$P = \frac{(0.163 \times 1.0 \times 16.67 \times 6.6 \text{m})}{1.0 \times 1.0 \times 0.74} \times (1 + 0.1) = 26.66 \text{kw}$$

33kw (定格) とする。

(g) 上屋

機場形式は、洪水時の機器冠水 (特に、モーターや電気設備への浸水、冠水は厳禁) を避けることが必要である。ポンプの据付け位置は吸込み高さ<sup>1</sup>との関係から、最低吸水位 (LWL) + 3 m 程度の位置となることから、吸込み側のポンプ中心高さ (= 吸込管中心高) は次のように設定する。

$$\begin{aligned} \cdot \text{吸込管中心高 (EL}_p\text{)} &= \text{最低吸水位 (LWL)} + \text{吸込高さ} \\ &= 0.47\text{m} + 3.0\text{m} = 3.47\text{m} \\ &\text{EL.3.50m とする。} \end{aligned}$$

モーターはポンプと直結するため同レベルに設置するが、モーターの浸水を防ぐため、機場下部工は水密性を確保した鉄筋コンクリート構造とする。

また、引込盤や動力盤等の電気設備は、モーター以上に浸水や湿気を避ける必要があるため、洪水水位 (既往最大洪水水位：EL=7.72m) より高い位置に据え付ける。また、機場が河川内に設置されることから、洪水時の波浪の影響を考慮し、電気設備の据付床高 (上段床高：EL<sub>U</sub>) は次のように設定する。

$$\begin{aligned} \cdot \text{上段床高 (EL}_U\text{)} &= \text{既往最大洪水水位} + \text{波浪高} \\ &= 7.72\text{m} + 0.4\text{m} = 8.12\text{m} \\ &\text{EL.8.15m とする。} \end{aligned}$$

従って、機場は下段 (下部) にポンプとモーターを配置し、上段 (上屋) に電気設備を配置する

<sup>1</sup> ポンプの据付高さが高くなると、ポンプに有害なキャビテーション (流れの中に局所的な真空状態が発生すること) の発生の危険性が高くなるため、安全を考慮した据付け高さとする必要がある。

「2床式」とする。上屋は下部工の上に建造するが、場内にクレーンを設置するため、クレーン稼働時の荷重に対応できる構造とする必要があり、鉄筋コンクリートの柱と梁で荷重を持たず構造とする。

機场上屋の高さ（内寸法）は、据付予定の電気設備（盤）の吊上げ・移動が可能な高さとし、機器搬入時にはトラック（2トン積み程度）が直接機場内に入り入れもできる構造とする。従って、機場の高さ（Hu）は次のように設定する。

$$\begin{aligned}\cdot \text{機場高 (Hu)} &= (\text{クレーン吊上げフック高}) + (\text{クレーン機器設置高}) + (\text{梁高}) \\ &= (\text{トラック荷台高} + \text{盤高} + \text{最小クレーン吊上げ高}) \\ &\quad + (\text{クレーン機器設置高}) + (\text{梁高}) \\ &= (1.00\text{m} + 2.20\text{m} + 0.25\text{m}) + (1.20\text{m}) + (0.40\text{m}) \\ &= 5.05\text{m}\end{aligned}$$

これより、機場天井内側標高（ELs）は次のように設定する。

$$\begin{aligned}\cdot \text{機上天井内側標高 (ELs)} &= \text{機場床高} + \text{機場高} \\ &= \text{EL}8.15\text{m} + 5.05\text{m} \\ &= \text{EL}13.20\text{m}\end{aligned}$$

#### 機場の配置寸法

これまでに決定した諸元から、機場の配置寸法（内寸法）は以下のとおり設定する。

- ・ポンプ室の梁間（水流方向の床面長さ）：A寸法

梁間はポンプ、弁及びクレーン作業等を考慮して次のように設定する。機器と壁の間は保守管理や保安上のからの間隔を1m以上（500mm以下）確保する。

$$\begin{aligned}\text{A寸法} &= (\text{吸水管部寸法}) + (\text{ポンプ+モーター寸法}) + (\text{保守・作業スペース}) \\ &= 1.20\text{m} + (1.07\text{m} + 0.88\text{m}) + 1.85\text{m} \\ &= 5.00\text{m}\end{aligned}$$

- ・ポンプ室の桁間（水流に直角方向の長さ）：B寸法

$$\begin{aligned}\text{B寸法} &= (\text{保守スペース}) + (\text{総ポンプ間隔}) + (\text{保守・作業スペース}) \\ &= 1.40\text{m} + (1.75\text{m} \times 2) + 4.1\text{m} \\ &= 9.00\text{m}\end{aligned}$$

尚、保守・作業スペースは、上段からのクレーンによる機器吊り降ろしや維持管理等の作業スペース確保と吐出管の位置を考慮して決定した。

#### (h) 付帯機器

ポンプの付帯設備として以下のものを装備する。

##### 電気設備

更新ポンプ場へは、既設ポンプ場と同様に400Vの低圧電線が引込まれるものとし、次の電気設備を設置する。

- ・引込・操作盤 × 1面 (外部からの400V電圧線引込及び電源等操作の一体盤)
- ・現場操作盤 × 3面 (ポンプ毎に設置のポンプ起動・停止操作盤)

#### 弁類

吸水管側にはポンプの直前に、維持管理時のポンプ着脱を考慮して、止水が可能なスルース弁(手動式)を設置する。また、管接続時の伸縮調整や機場の不等沈下対策のため可とう管(伸縮継手)を設置する。

吐出管先端には逆流防止と吐出し流況を安定させるため、フラップ弁を設置する。

#### 真空ポンプ

ポンプ起動時には吸水管を満水にする(プライミング)必要があるが、これには外部から管内へ注水する方法と真空ポンプにより吸水管内の水を直接吸上げる方法がある。外部からの注水のためには、あらたに小型ポンプを使った貯水タンク(7m<sup>3</sup>程度のものが必要)と注水配管が必要となるが、真空ポンプを設置した場合にはタンク等の設備は不要である。ベトナムでも近年は注水ポンプに真空ポンプを使用することが一般的になっていることから、本地区でも真空ポンプを採用する。

#### クレーン等

ポンプ機器及び電気設備搬入や着脱・移動を目的として、クレーン(手動式)を設置する。

クレーンは、上段の上屋部分に2方向移動タイプのものを設置し上段の盤移動や、開口部を使って下段のポンプ機器の移動・着脱を行う。吊り下げ能力は、ポンプやモーターの重量から、1トン能力のものを選定する。また、場内の排水用に50mmの可搬式水中ポンプを1台装備する。

#### (i) 堤防横断工

吐水槽から灌漑用水路(開渠区間)までの取付け水路として堤防下(道路部分を含む)に暗渠(1200mm鋼管、延長14.6m)が敷設されている。この暗渠も現況機場建設時(1973年)に建設されたものであり、約30年を経過し老朽化が顕著であることから、今回のポンプ改修とともに更新する。

横断工の形状と構造は検討の結果、水理面及び施工、コスト面でも有利な「ボックスカルバート形式」を採用する。ただし、維持管理を考慮し、施工断面の内空高は1.0mとする。

#### 水路底高の設定(ELi)

暗渠呑み口(吐水槽出口)の水路底高は、開水路の始点付近の水路勾配( $I = 1/15,00$ )を吐水槽まで延長し、次のように決定した。

$$\begin{aligned} ELi &= (\text{水路始点底高}) + (\text{暗渠延長} \times \text{水路勾配}) \\ &= EL5.26\text{m} + (14.6\text{m} \times 1/15,00) = EL5.27\text{m} \end{aligned}$$

#### 吐出水槽水位(計画吐水位 HWLo)

吐出水槽の設定水位はポンプの計画吐水位(HWLo)となるものであり、これは次のように決定される。

$$EL_i = (\text{暗渠呑み口側底高}) + (\text{水路水深}) + (\text{水槽から水路への水理損失})$$

注：水理損失としては、断面漸縮ロスを計上する。

$$= EL5.27m + 0.781m + 0.043m = EL6.094m \quad EL6.10m \text{ とする。}$$

これより、ポンプの計画吐水位は EL6.10m に設定する。

(j) ポンプ設備・機材仕様

以上から、ポンプ設備の更新で導入予定の機材概要をまとめると下表のとおりである。

表 3-2-2-1.4 ポンプ設備更新リスト

機材名	仕様	数量
1. ポンプ	350mm、1,000m <sup>3</sup> /hr 横軸渦巻斜流型	3 台
2. モーター	33kw 開放防滴かご型	3 台
3. 管材料	吸水、吐出配管用 伸縮継手、フラップ弁込み	一式
4. 仕切弁	350mm、手動式	3 台
5. 真空ポンプ	40mm プライミング用	2 台
6. 場内排水ポンプ	50mm 可搬式水中ポンプ	1 台
7. 天井クレーン	1 トン吊り、手動タイプ	1 台
8. 配電盤類	引込・操作盤 1 面	一式
9. 現場操作盤		3 面
10. 配線類		一式

iii) ポンプ場計画図

ポンプ場計画図（平面、横断）を示すと、図 3-2-2-1.2 の通りである。



(iii) 幹線用水路の改修

i) 水路の基本設計

(a) 水路形式

水路の構造は、「越」国における水路整備状況を勘案し、下表の3形式で比較する。

表 3-2-2-1.5 水路比較表

比較案	構造	維持管理	施工	経済性	評価
鉄筋コンクリート水路	現場打 RC 構造、部材は1番薄くなる。小断面であればプレキャスト可	容易、修繕は、鉄筋が有るため、手間	鉄筋組立が手間。プレキャストであれば並べるのみ。 施工量:4.9m/日	122US\$/m (1.01)	
無筋コンクリート水路	現場打ち、部材は薄い。プレキャスト式一部可	容易、修繕は安価	施工は容易 施工量:6.1m/日	118US\$/m (1.00)	
石積み水路	現場施工、部材は30cm以上必要。強度に不安。プレキャスト式不可。表面はモルタル仕上げ。	容易、修繕時は安価。壊れやすい	ハットムで一般的な形式であり、比較的容易。但し、時間はかかる。 施工量:1.1m/日 ×	127US\$/m (1.08)	

( )内の数字は、無筋コンクリートを1とした場合の比率を示す。

比較断面は、上流側のB1.30m×H0.80mを採用した。

: 優良、 : 可、 × : 不可

比較表から、構造的、施工性、維持管理の有利さの他、経済性にも優る、「無筋コンクリート水路」を採用する。

(b) 断面の決定

水路の縦断計画は次の方針に基づいて行った。

計画水路敷高は、現況で用水が問題なく分水できていることから、極力現況水路底高に合わせる。切土と盛土のバランスを考える。

以下に、水路縦断模式図は下図のとおりである。

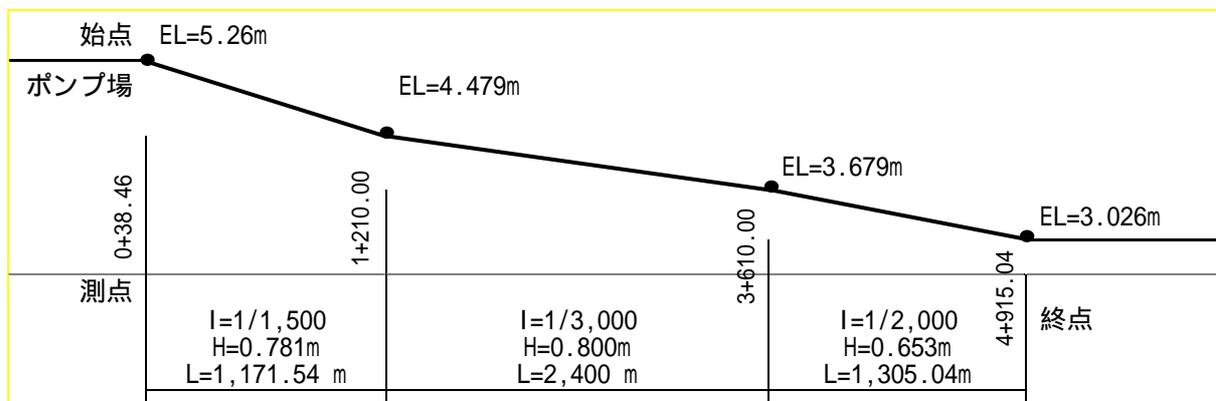


図 3-2-2-1.3 Nam Trung 水路縦断模式図

水路断面の寸法は、図 3-2-2-1.3 で示された各区間の設計流量と上記水路勾配から Manning 式を用

い区間ごとに算定した。部材緒元は、標準図面集と構造計算により決定した。水路断面図を表 3-2-2-1.6 に示す。

表 3-2-2-1.6 Nam Trung 水路 標準断面図

(m)

標準図	No	B	b1	b2	H	h1	n	h	Fb	延長
		1.40	0.17	2.04	0.85	0.25	0.2	0.70	0.15	121.3
		1.30	0.16	1.92	0.80	0.25	0.2	0.62 ~ 0.70	0.10 ~ 0.18	1712.3
		1.20	0.07	1.64	0.75	0.20	0.1	0.64	0.16	496.8
		1.10	0.07	1.54	0.70	0.20	0.1	0.57	0.13	273.0
		1.00	-	1.30	0.65	0.20	-	0.53	0.17	425.6
		0.90	-	1.20	0.60	0.20	-	0.50	0.10	542.6
		0.80	-	1.10	0.50	0.15	-	0.38	0.12	525.0
		0.70	-	1.00	0.50	0.15	-	0.37	0.13	309.0
		0.65	-	0.95	0.45	0.15	-	0.32	0.13	177.0
		0.50	-	0.80	0.40	0.15	-	0.30	0.10	294.1

構造計算緒元

荷重：群集荷重  $0.3t/m^2$  or T-10(側壁より 50cm 離れた箇所に作用)の重い方を選択

コンクリート強度：無筋コンクリート  $18N/mm^2$

(c) 水路中心線の移動

現況土水路区間の右岸管理道は、幅員が狭く、一部区間では車輛の通行に支障がある。したがって、水路改修時に土水路から矩形水路に変更する際、水路中心を左岸側の管理道約 1.0m が確保できる所まで寄せ、右岸側に車輛用管理道の幅を確保する。

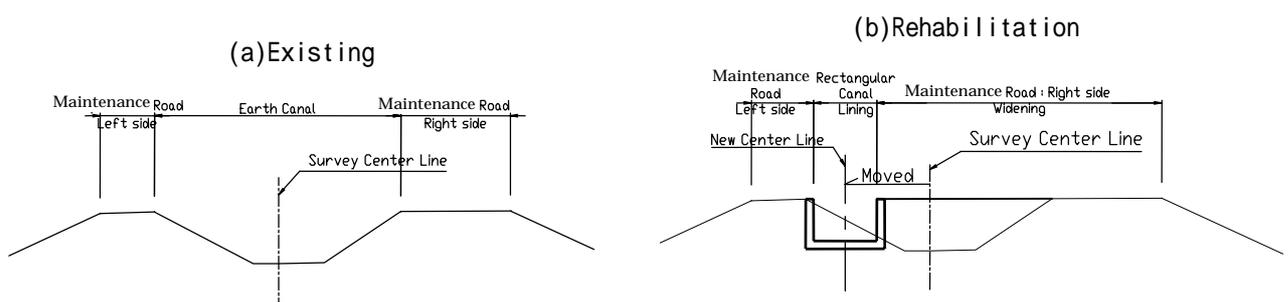


図 3-2-2-1.4 水路改修後の右岸側管理道路幅員の変化 (土水路改修区間)

ii) 付帯工の基本設計

本路線には、下表に示す現況付帯工があるため、付帯工についても水路改修時に同時に改修を行う。各付帯施設の設計方針を以下の通りとする。



水田に限定的に給水する方式とする。その構造は、上記分土工と同様とする。

(b) 道路横断工

道路横断工の形式は、水路幅が最大 1.30m であるため、パイプカルバート、ボックスカルバート、床版橋タイプが考えられる。3 形式で構造、水理、施工性及び経済性の面からの比較検討により、床版橋タイプに決定する。

表 3-2-2-1.8 横断工比較案

案	構造	水理	施工性	経済性	評価
パイプカルバート	パイプはプレキャストで RC 巻立て。前後には、ウイングを設置。土被りは 50cm 以上で、路面が高くなるため、 <u>現況道路との取付けが必要となる</u>	カルバート入口で断面が変わるため水理的に影響がある	パイプはプレキャストで、RC で巻立てる。据付けにクレーンが必要な場合も有り	468US\$/m (横断面は砂利舗装)	
ボックスカルバート	RC 構造。土被りは 50cm 以上で、路面が高くなるため、 <u>現況道路との取付けが必要となる</u>	前後水路と同断面であれば、問題なし	現場打ち RC 構造。仮設で支保工が必要	267US\$/m (横断面は砂利舗装)	
床版橋タイプ	水路側壁上に床版を載せる簡易的な構造。下側の水路は、RC 構造にする必要有り。	問題なし	現場打ち。RC 構造の水路の上に床版を据付け。クレーン必要	220US\$/m (横断面は Co 舗装)	

例外として、始点から 3.30km 地点の県道と交差する横断工 10m 区間は、県道の敷高が高く土被りが大きくなるため、ボックスカルバートとし、幅員 2.0m 以下の歩行者用横断工 (3 箇所) は、次項で説明する家屋出入口横断工と同様のコンクリート渡り板を使用する。

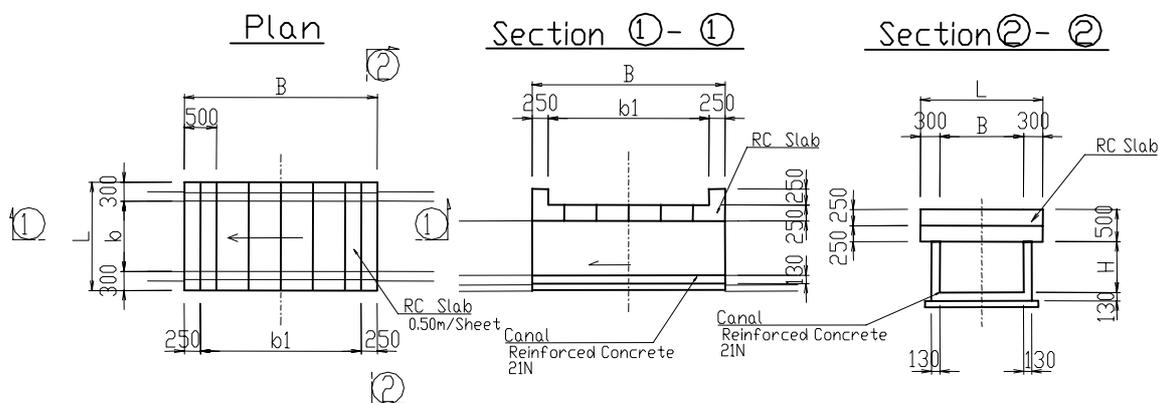


図 3-2-2-1.6 床版橋構造図

構造計算緒元

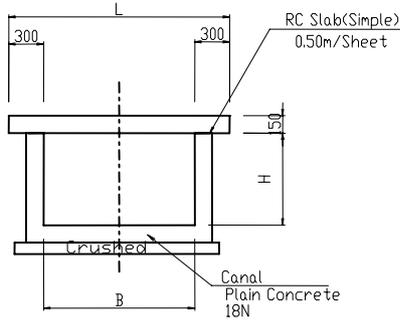
荷重：T-10 縦断方向に上載

コンクリート強度：鉄筋コンクリート 21N/mm<sup>2</sup>

(c) 家屋出入口横断工

上流側の商店、民家が林立している区間の家屋出入口には現況と同様のコンクリート床版を並べるタイプの横断工を設置する。構造は、次図のように 1 枚に付き水路縦断方向で 0.50m、幅は[水路幅 + 0.60]m とし、これを幅に応じ、数枚並べる形式とする。

Cross Section



Plan

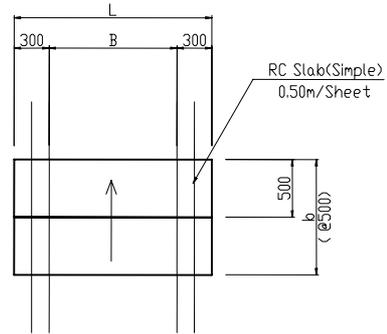


図 3-2-2-1.7 家屋出入口横断工

構造計算緒元

荷重：T-2 縦断方向に上載

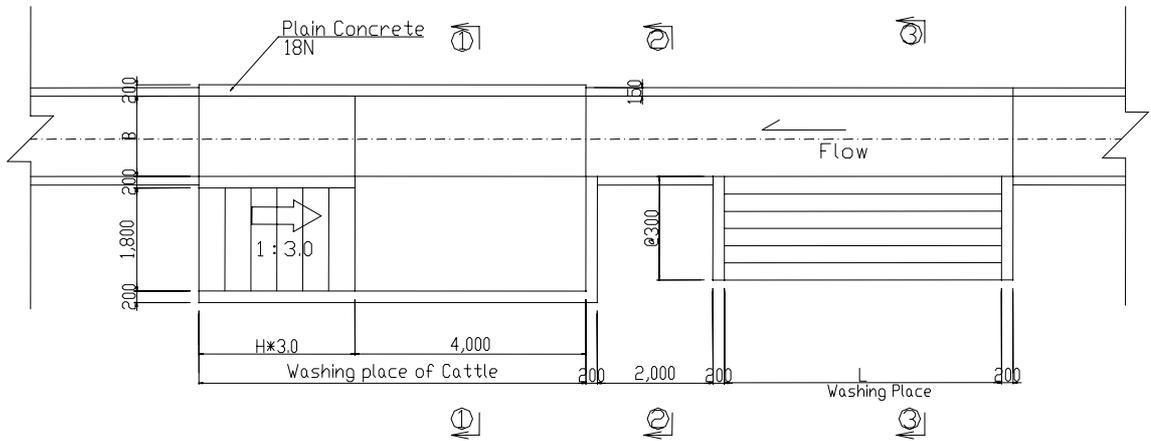
コンクリート強度：鉄筋コンクリート 21N/mm<sup>2</sup>

(d) 洗い場

本路線は、地域用水として、洗濯、牛、農機具の洗浄に使用されている。

計画では、上流部に現況と同じく6箇所、下流部の現況土水路区間には1箇所洗い場を設ける。設置位置は、現況付近、人が集まりやすいように道路横断工付近、集落の近くを基準に選定した。標準図を以下に示す。

PLAN



SECTION

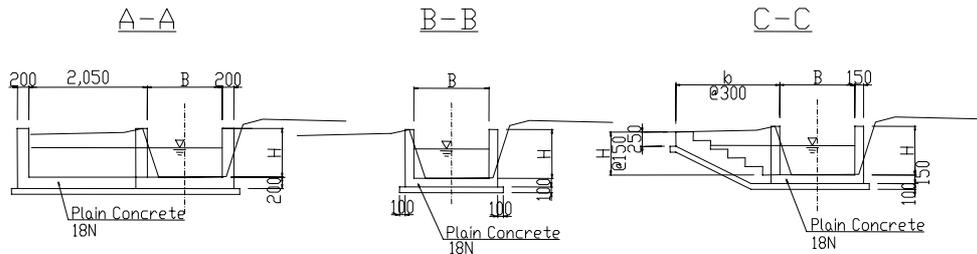


図 3-2-2-1.8 洗濯場、牛洗い場

## (2) Ho Thanh 溜池灌漑システム

### 1) 基本方針

Ho Thanh 溜池灌漑システム地区は、ため池の漏水対策と水路全線の改修を行う。

溜池漏水対策工：2 箇所の漏水箇所の 1 つは、堤体右岸下流側法尻部に見られるもので、堤体法尻部の処理を行えば、堤体の安全性は確保できると判断されるので、その対策を採用する。

もう 1 箇所の漏水は、底樋を通しての取水設備からの漏水であり、漏水量は、無視できない規模になっている。この漏水は、取水施設の老朽化が原因と判断されることから、対策としては取水施設の全面改修とする。

No.2 用水路の改修：有効貯水量の減少した中で、貯水された水資源を有効に使うため、No.2 用水路は、搬送損失が少ないライニング水路に改修する。

### 2) 基本計画および基本設計

#### (i) 溜池漏水対策工

溜池漏水対策工は、基本方針のとおり、取水施設の全面改修と堤体法尻漏水対策工を行う。

#### i) 取水施設の改修

取水施設の改修は、既存の構造物を全て撤去し、新たに既存構造物と同様の構造物を建設する。取水ゲートは鋼製のスライドゲート、ゲート操作塔は鉄筋コンクリート構造、底樋は管径 600mm のコンクリート管、底樋の出口の分水槽は無筋コンクリート構造とする。

底樋管は周囲をコンクリートで巻き立てる構造とし、浸透水防止のため中間に 3 箇所止水壁を設ける。底樋管の基礎は、既設底樋が建設後 30 年間も安定していることから、ベタ基礎構造とする。

分水槽は、No.1 および No.2 幹線用水路のそれぞれ始点であり、改修においては適切な水管理のためにそれぞれの入口部に鋼製の簡易ゲートを設置する。

取水施設の改修工法は、一般的に安価な開削・埋戻し工法を採用する。

HoThanh 溜池堤体改修の標準断面、開削断面および底樋管断面の基本的なレイアウトを以下に示す。

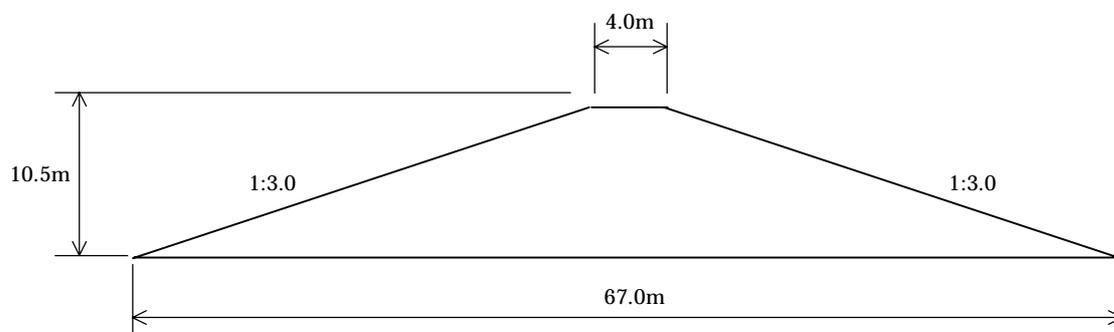


図 3-2-2-1.9 HoThanh 溜池堤体の標準断面

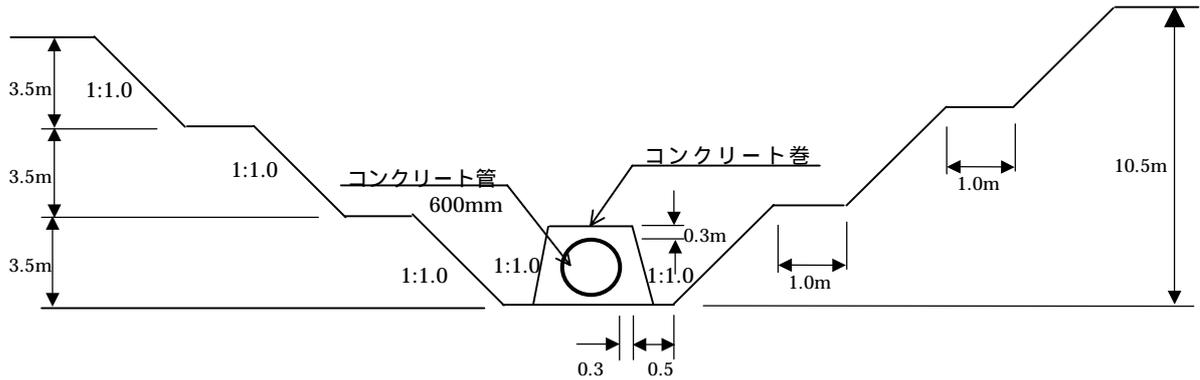


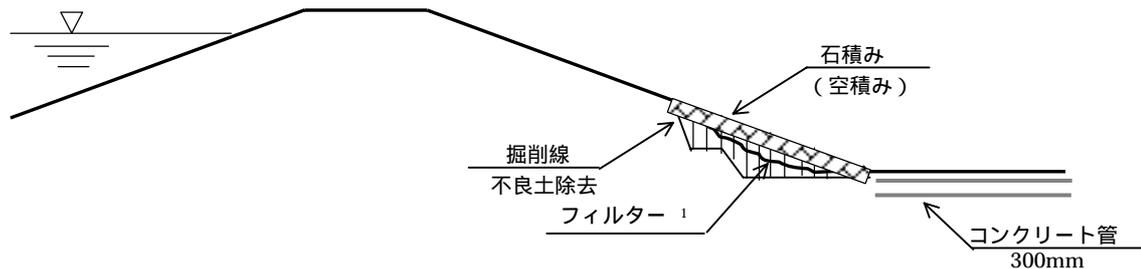
図 3-2-2-1.10 開削断面と底樋管設置断面

ii) 堤体法尻漏水処理工

漏水は、現浸出部の漏水を遮断すると、長い間安定していた堤体内の水みちが変わり、新たな水みちができることが危惧される。従って、ここでは現在の漏水を安全に集水し処理する。

漏水による堤体内の土粒子の流出を防ぎ、亀裂の拡大を阻止するため、漏水箇所の不良土を掘削・除去し、整形後、透水性の良質土で埋め戻し、十分な締め固めを行う。締め固めた後の法面には、空石積み工を施す。また、安全に処理した漏水を適切に堤体下流に水するため、300mmのコンクリート管を堤体法尻管理道路を横断する形で敷設する。

堤体法尻漏水処理工の概略図を以下に示す。



1：堤体材料に対しフィルターの条件を満足する透水性材料（砕石等）

図 3-2-2-1.11 法尻漏水処理工

Ho Thanh 溜池の漏水対策工の仕様一覧を下表に示す。

表 3-2-2-1.9 Ho Thanh 溜池改修の仕様一覧表

構造物	構造物	構成	規格	数量	備考
取水施設	取水塔	RC	-	1ヶ所	
	取水ゲート	スライドゲート	-	1ヶ所	
	底樋	コンクリート管 (コンクリート巻立)	600mm	80m <sup>1</sup>	
分水施設	分水槽	無筋コンクリート	- <sup>1</sup>	1ヶ所	
	分水工	簡易ゲート	-	2ヶ所	
堤体（漏水部）	下流側法尻付近	透水性良質土	-	220m <sup>3</sup>	(5.0 + 11.2)/2 × 13.0 × 2.0
		石積み（空積み）	-	110m <sup>2</sup>	(5.0 + 11.2)/2 × 13.0
	道路横断暗渠	コンクリート管	300mm	3.2m	

1：D/D時に測量調査を行い確認する。

(ii) No.2 幹線水路の改修

i) 用水量の算定

改修予定の No.2 幹線水路掛かり灌漑面積は、40 ha である。用水量の算定には、Nam Thung 灌漑システムの計画と同様に単位用水量  $q = 1.9 \text{ L/s/ha}$  を用いる。図 2-2-1.12 に Ho Thanh 地区計画灌漑系統図を示す。

ii) 水路の基本設計

(a) 設計流量

本路線は、溜池を水源とし、用水を受益地まで流下させる用水路であるが、途中で排水が流入・流出している一部用排水兼用の水路である。したがって、本路線の設計流量は、用水、排水の両者を考慮して決定する。Ho Thanh 地区の用水量と排水量についてまとめると図 2-2-1.12 の通りとなる。

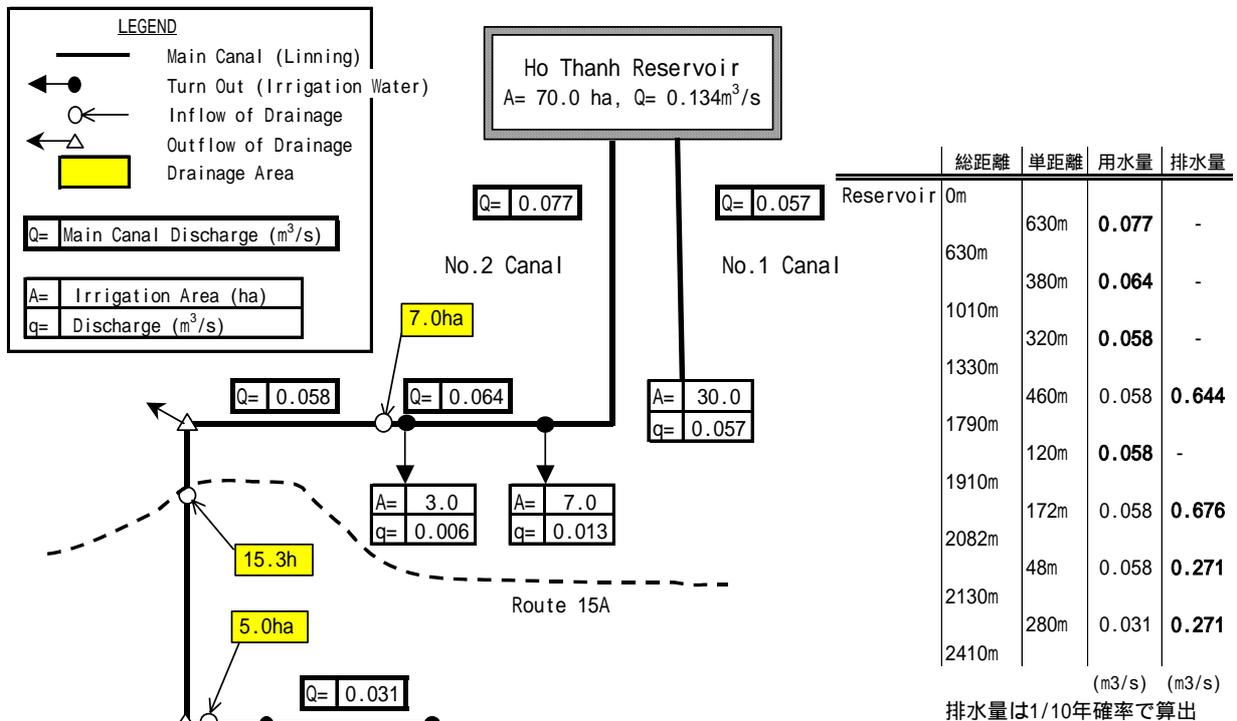


図 3-2-2-1.12 Ho Thanh 掛かり計画灌漑系統および各区間の設計流量

上記で算出した排水が発生する時期は雨期であり、その時期は用水を必要としない。よって、用水と排水が同時に流下することは考えにくいので、用排水兼用区間の設計流量は流量の大きい排水量を採用する。

(b) 水路形式

基本方針にしたがって、改修水路はライニング水路とし、その構造は Nam Trung ポンプ灌漑システムの官専用水路の改修計画に準拠し、原則として矩形の無筋コンクリート構造とする。なお、維持管理のため、原則として水路に沿って管理道路を確保する。

(c) 断面の決定

水路断面の寸法は、前項で決定した各区間の設計流量と水路勾配から算出する。

水路の縦断計画は、次の方針にしたがって行った。

計画水路敷高は、現況で用水が問題なく分水できていることから、極力現況水路底高に合わせる。  
切土と盛土のバランスを取る。

始点から 1300m 地点から 2070m の区間は現況の水路勾配が急であるため、区間終点部に落差工し、  
適正勾配に改修する。

縦断計画模式図を次に記す。

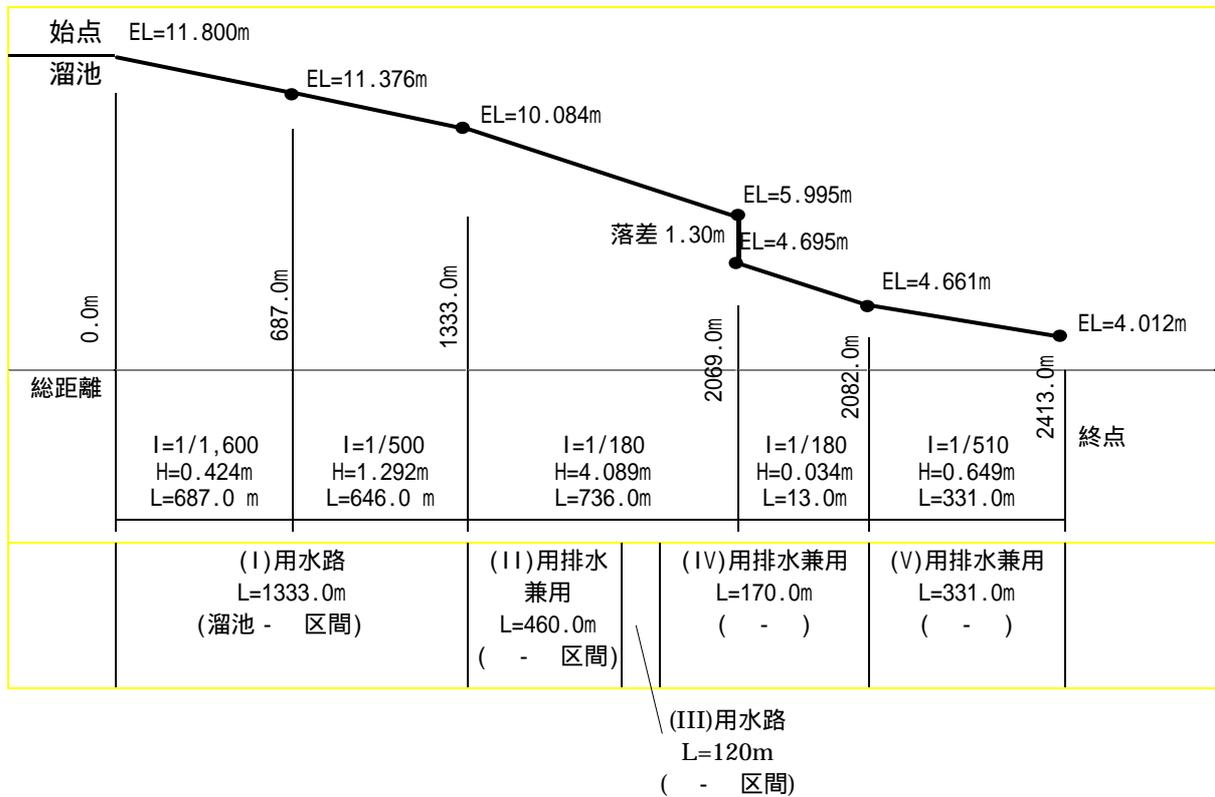


図 3-2-2-1.13 Ho Thanh 水路縦断模式図

ここで、用排水兼用区間の断面については、当該区間は排水量の方が多いため、複断面水路を採用する。下側のフリームは、常時の用水量を安全に流下できる断面とし、排水流下時は、上側も含めた複断面で流下させる。ただし、IV)の用排水兼用区間は、商店が近く、交通量も多いため、道路幅を広くとる必要がある。よって、矩形断面とする。また、水路に RC スラブを設置し、通行の妨げにならないようにする。

この縦断計画からマニングの法則による水理計算を行い、表 3-2-2-1.10 のごとく各区間の断面を算定した。

表 3-2-2-1.10 Ho Thanh 水路 標準断面図

(m)

標準図：矩形断面										
No	区間	B	b1	b2	H	h1	n	h	Fb	延長
a	0 -	0.60	-	0.90	0.40	0.15	-	0.28	0.12	687.0
b	-	0.55	-	0.85	0.40	0.15	-	0.24 ~ 0.27	0.13 ~ 0.17	646.0
d	-	0.35	-	0.65	0.35	0.15	-	0.17	0.18	114.0
e	-	0.85	0.16	1.47	0.75	0.15	0.2	0.44	0.31	170.0
標準図：複断面										
No	区間	B	H1	H2	H3	h	Fb	延長		
c	-	0.35	0.35	0.50	0.85	0.61	0.24	465.0		
f	-	0.40	0.35	0.35	0.70	0.53	0.17	47.0		
g	-	0.35	0.35	0.35	0.70	0.53	0.17	284.0		

構造計算緒元

荷重：群集荷重 0.3t / m<sup>2</sup> or T-10 (側壁より 50cm 離れた箇所に作用) の重い方を選択

(d) 水管橋

本路線は、(1) 区間内の水路始点より 200m 地点に 15m の水管橋が設置されている。この付近は、溜池の余水吐きから流出した水の流路にあたるため、堤防を作ることが出来ないことから、水管橋により橋下に流下スペースを設けている。

現況構造は、水管橋本体には鋼管を使用しており、5m 間隔で橋脚が 2 基設置されている。

改修するにあたり、水管橋と水路橋とで構造比較を行い、経済性に優れ、維持管理が比較的容易な、フルーム形式水路橋を採用した。なお、管理用のため人が歩いて渡れるようにフルーム上部にコンクリ

ート版を並べる。

比較表と水路橋概略図をそれぞれ表 3-2-2-1.11 および図 3-2-2-1.14 に示す。

表 3-2-2-1.11 水路橋比較表

構造形式	フルーム形式水路橋	水管橋
延長	15.0m	15.0m (5.0m × 3)
材質	鉄筋コンクリート	鉄管
断面形状	B600 × H400	500mm
水路付帯構造物	橋台	橋脚・橋台
比較概算工事費	\$ 1,170	\$ 2,530
維持管理の容易性	オープン水路のため、維持管理が比較的容易である。	水路のため、維持管理が比較的困難である。
採用・不採用		

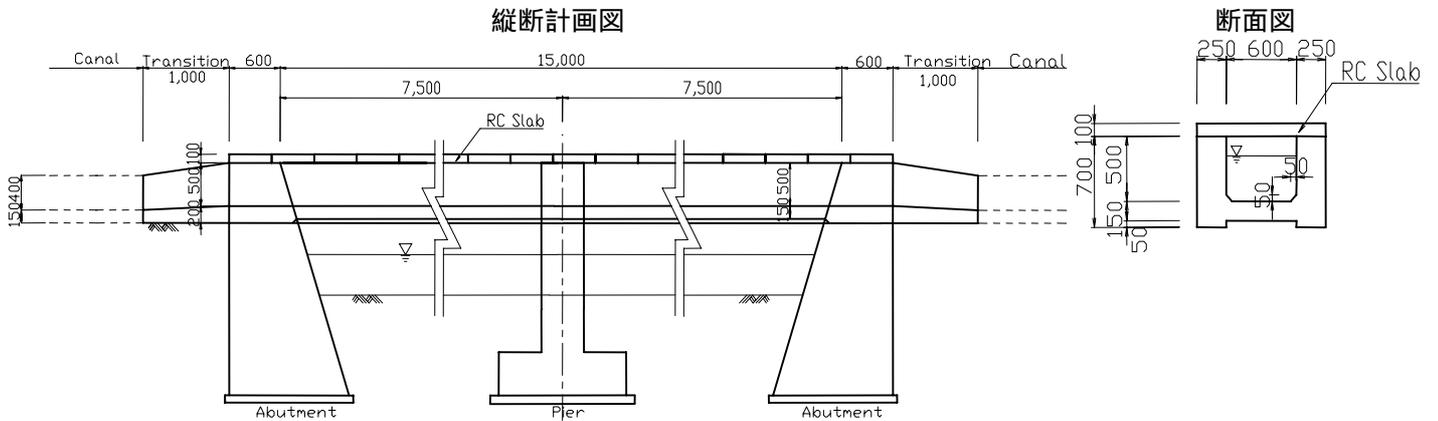


図 3-2-2-1.14 水路橋

(e) 水路中心線の移動

本路線の末端約 400m 区間の路線は、現在 MC.62 で左折し、民家 4 軒の前を通った後に道路を横断しているが、本設計では、以下のメリットがあることから、下図のように MC.62 地点で道路を横断し、そのまま路線を道路右側に位置させる。

中心線移動後は、家屋出入り口横断工が 4 箇所不要となる。

測量中心線では、MC.64 + 29.0 の横断工は、道路を斜めに横断しているため、距離が長くなる。

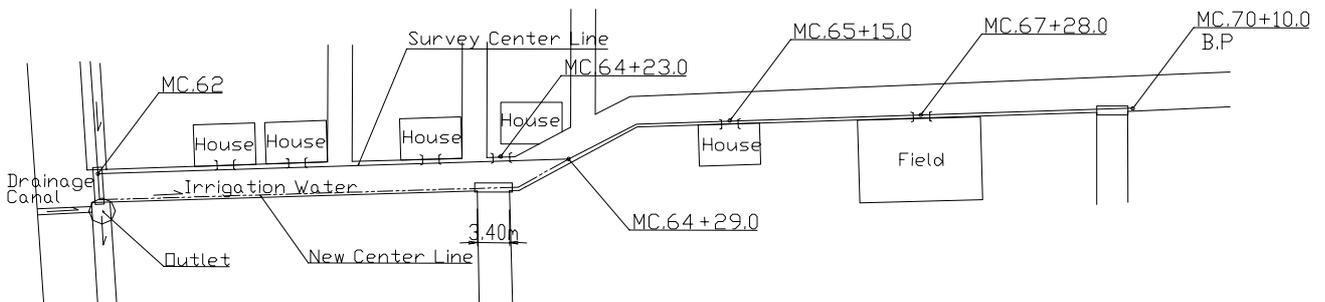


図 3-2-2-1.15 終点部測量センター移動図

iii) 付帯工の設計

本路線に存在する付帯工と、改修方針は以下の通りとする。

表 3-2-2-1.12 付帯工設計方針

施設名	数量		設計方針
	現況	計画	
1) 分水工	2	4	簡易ゲート方式とする。
2) 水管橋	1	1	水路橋と水管橋で比較決定する。
3) 道路横断工	8	10	床版橋タイプとする (Nam Thung 地区と同様)
4) 家屋出入口横断工	36	32	コンクリート渡板タイプとする (Nam Thung 地区と同様)
5) 落差工	0	1	階段式を1箇所設置する。

(a) 分水工

本路線の分水工は、計4箇所の改修・設置が必要である。分水工は、その形式から上流側2箇所と下流側2箇所での次の2タイプに分けられる。

上流側：水路から分水先の水田の間に管理用道路があるため、パイプにて配水する。

下流側：水路の横が水田であるため、直接分水する。

各タイプの概要図は、以下に示す。

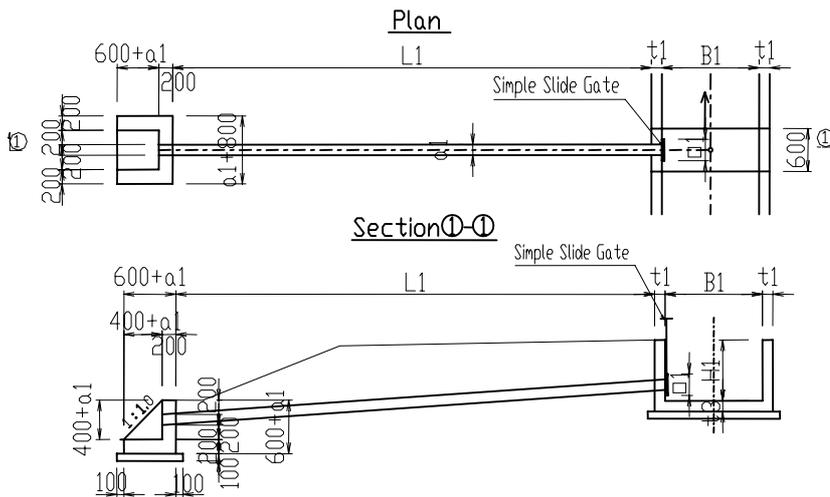
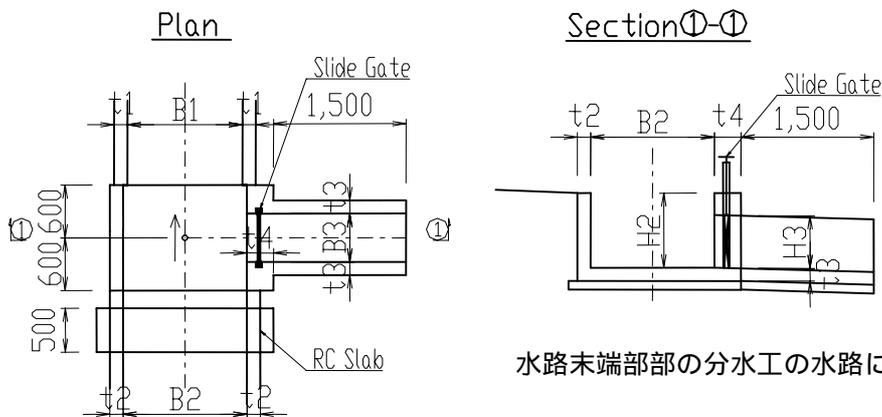


図 3-2-2-1.16 上流側分水工 (パイプ使用)



水路末端部部の分水工の水路には角落しを設置する。

図 3-2-2-1.17 下流側分水工 (直接分水)

(b) 落差工

縦断計画より、始点から 2,069m の地点で落差工を設ける。落差工地点での総落差は 1.30m である。形式は以下のように考える。落差工の形式としては、水クッション型と階段式落差工が考えられる。本設計区間では、次の利点のある階段式落差工を採用する。

施設規模は水クッション型より小さくなる。

土砂が溜まりにくい。

1 段の落差が低いため、人等が誤って落ちたとしても安全である。

階段式落差工模式図を以下に示す。

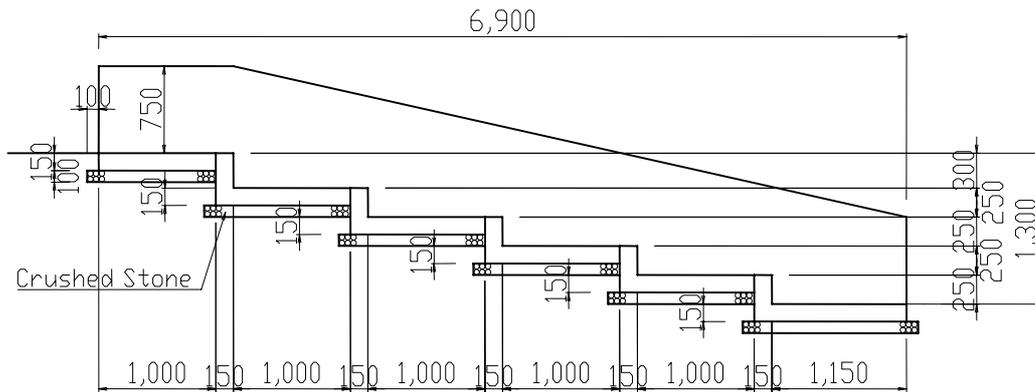


図 3-2-2-1.18 階段式落差工

(c) 道路横断工の計画

道路横断工は、Nam Trung ポンプ灌漑システムで検討したものと同様に、特別な箇所以外は床版橋を設置する。特別な箇所の 1 箇所は、幅員 2.0m 以下で車輛の通行がないため、家屋出入口横断工で用いるコンクリート渡板を用いる。もう 1 箇所の国道 15A 線横断工は、国道の計画敷高が高く、土被りが大きくなるため、ボックスカルバートを採用する。

(d) 家屋出入口横断工の計画

本路線は、水路沿いに家屋が林立しており、現況で水路路線が家屋の出入口にあたる場所が 32 箇所ある。これらの箇所には Nam Trung 水路と同様にコンクリート渡板を設置する。

### 3-2-2-2 地方道路改修

#### (1) 設計方針

##### 1) 国道 15A 号線

調査対象の国道 15A は、既述のごとく様々な問題を抱えており、通年交通が確保できない状況にある。これは、ナムナム地区住民の都市部へのアクセスを閉ざし、かつ地域内への生活物資の輸送を妨げ、生活レベルを低下させている。また、現道路は、幅員が 5-7m 程度であるものの未舗装のため、車輛の交通速度の低下を招き、経済活動を非効率にしている。これら現状を改善するためには、当路線を通年、ナムダン県中心部や周辺都市部へ円滑にアクセスできる水準で整備することが必要不可欠である。

下表に、国道 15A の各課題とそれに対する方策を示す。

表 3-2-2-2.1 国道 15A の課題と方策

No	課題	方策
1	洪水の影響を受けずに通年交通を確保。(冠水区間をなくす)	通年交通、全天候型の水準とする(設計洪水位より路面高さを上げる)。 <sup>1</sup>
2	豪雨時に、ガリ侵食部で路面上に土砂が堆積することによる交通遮断を避ける。	土砂流出対策工および下流側排水工設置を実施。
3	降雨後の路面の凹凸などによる走行性の悪化を避ける。	路面を舗装する。

1:この内、路面高さについては、図 3-2-2-2.1 に示すナムダン橋から約 4.65km 区間は、路面高さを上げると洪水時に背水が生じてその上流地域およびナムダン橋自体に影響が及ぶことから、実施機関から現状維持とする旨要望があった。よって、ナムダン橋及びその上流への影響を考慮し該当区間は現状高さを維持することを基本とする。



図 3-2-2-2.1 路面高さ現状維持区間(実施機関からの要望)

現在国道 15A において運行されているバス路線は以下の 2 路線があるが、当プロジェクトにより国道 15A が整備されれば、運輸局 (DOT) の管理の下、国営のバス路線が運行されることが確約されている。

- a) Nam Dan District - Thanh Chuong (New Economic Zone) : 国営 (DOT 管理下)
- b) Nam Dan District - Nam Kim : 個人経営

## 2) Nam Kim - Nam Phuc - Nam Cuong 道路 (県道)

県道 KPC の改修は、ナムナム地区住民の生活水準の改善にとって最も身近で重要なコンポーネントであり、国道 15A の改修と相俟って、その効果は、地域内コミュニケーションの改善、農業の投入財および生産物運搬コストの低減、新たなバスサービス、農業以外の雇用機会の増大、教育・医療サービスを受ける環境の改善、情報不足の解消などが期待できる。

下表に、県道 KPC の各課題とそれに対する方策を示す。

表 3-2-2-2.2 県道 KPC の課題と方策

No	課題	方針
1	県道 KPC 周辺の農作物の作付け時期や期間に影響を及ぼさない道路計画とする。	路面高さは現状を維持して雨期の冠水は許容する。
2	冠水後の路面の凹凸を無くし、スムーズな走行を確保する (冠水に強い路面性状とする)。	路面を舗装する。

## 3) 舗装形式

舗装形式としては、浸透式マカダム (表層処理)、およびアスファルトコンクリート舗装、コンクリート舗装がある。また、当プロジェクトでは、国道 15A や県道 KPC の住宅部のように平年で冠水しない区間と、県道 KPC の平地部のように毎年冠水する区間がある。

一般に、舗装構造は、大型車交通量の大小により設計される。これは、車輛の軸重により舗装構造が疲労を受け、ひび割れや平坦性低下などの損傷を受けるためである。一方、道路が冠水する場合は、この損傷度合いはさらに大きくなる。つまり、浸透水により路床や路盤などの支持地盤の強度が低下した状態で車輛の交通があると支持地盤が損傷しやすくなり、かつ表層が浮力を受けた状態で車輛の通行があると路面の損傷が顕著になる。

各舗装形式の概要をまとめると、次表の通りになる。初期投資工事費は、浸透式マカダム舗装を 1.00 として、表 3-2-2-2.3 中に示す。

また、維持管理性について、供用後 20 年間 (3 案中最も長いコンクリート舗装の設計期間) の維持管理費 (初期投資は日本の援助によるので省く) を表 3-2-2-2.4 の前提条件のもとに比較する。浸透式マカダム舗装の維持管理費を 1.00 とした場合、各案の維持管理費の比率は表 3-2-2-2.5 の通りとなる。

表 3-2-2-2.3 舗装形式の概要

舗装形式	浸透式マカダム舗装	アスファルト舗装	コンクリート舗装
概要	簡易舗装の一種であり、路盤材として碎石を敷並べて転圧、目潰し材を敷設後カットバックを散布、その後再度目潰し材を敷き転圧するものである。	現地盤上に下層路盤の構築・転圧、上層路盤の構築・転圧を行った後、アスファルトコンクリートを敷設する。	下層路盤・上層路盤の各層を敷設後転圧し、その上にコンクリート版を施工するもの。コンクリートの中には編み筋を設置する。
水に対する耐久性	一般的に舗装厚さが薄く、かつ転圧回数が少ないため、路体・舗装構造の支持力が弱く、道路周辺が冠水した場合、路盤材の機械的かみ合わせが崩れ、路面に不陸などの損傷が生じやすい。(耐久性小)	道路周辺が冠水する場合、アスファルト自体が可とう性構造であるため、浸透水による浮力と車輛の交通が合い重なり、路面の損傷が生じやすい。(耐久性中)	道路周辺が冠水しても、コンクリート版自体が強度を有しているため損傷を受けにくく、かつ浸透水により浮力が作用した状態でも版としてコンクリート舗装が荷重を分散し、路盤や路体へ与えるダメージが小さい。(耐久性大)
工事費	1.00	1.25	2.34

表 3-2-2-2.4 維持管理性比較のための前提条件

	浸透式マカダム舗装	アスファルト舗装	コンクリート舗装
冠水しない区間	4年に1度の維持 (碎石 15cm + プライムコート)	5年に1度の維持 (オーバーレイ)	-
	10年に1度の修繕 (全層打替え)	20年に1度の修繕 (全層打替え)	20年に1度の修繕 (全層打替え)
冠水する区間	2年に1度の維持 (碎石 15cm + プライムコート)	5年に1度の維持 (オーバーレイ)	-
	10年に1度の修繕 (全層打替え)	10年に1度の修繕 (全層打替え)	20年に1度の修繕 (全層打替え)

表 3-2-2-2.5 維持管理費の比較

	浸透式マカダム舗装	アスファルト舗装	コンクリート舗装
冠水しない区間	1.00	0.66	0.35
冠水する区間	1.00	0.75	0.22

さらに、上記より初期投資工事費と維持管理費の合計を現在価値に割り戻して比較すると、表 3-2-2-2.6 の通りとなる。

表 3-2-2-2.6 初期投資工事と維持管理費の合計による比較

	浸透式マカダム舗装	アスファルト舗装	コンクリート舗装
冠水しない区間	1.00	0.89	1.12
冠水する区間	1.00	0.89	0.81

表 3-2-2-2.6 より、工事費と維持管理費を総合的に評価して、下表の舗装形式を採用する。

表 3-2-2-2.7 計画舗装形式

	冠水 / 非冠水	舗装形式
国道 15A	冠水しない	アスファルト舗装
県道 KPC	冠水する	コンクリート舗装
	冠水しない	アスファルト舗装

#### 4) 道路計画における排水の検討

##### (i) 国道 15A

国道 15A は冠水しないことを前提に設計する。国道 15A の冠水はナムダン橋から約 9.5 km 区間の低地で生じており、冠水は主に道路に沿って流下している Lam 川の洪水に起因する。したがって、道路計画における設計水位は Lam 川の 10 年確率水位とする。国道 15A 道路の主要地点での設計水位は下表のとおりである。

表 3-2-2-2.8 国道 15A 主要地点設計水位

地点名	Nam Dan 観測所	Mung Bridge	Hao Hao Bridge	9.5 km 地点
設計水位 (EL.m)	8.33	7.54	7.38	7.22

##### (ii) 県道 KPC

当該道路を嵩上げすることによる農作物作付けへの悪影響および現状の排水状況変化を考慮して、県道の計画道路高は現況道路高と同じとし、冠水を前提とする。冠水区間の設定にあたっては、地区内降雨平年時の 3 日連続雨量を対象とする。

表 3-2-2-2.9 設計対象 3 日間雨量 (1/2 確率年)

日 時	1996 年 9 月 12 日	1996 年 9 月 13 日	1996 年 9 月 14 日
日雨量 (mm)	21mm	173 mm	68 mm

表 3-2-2-2.10 区間ごとの冠水位

道路区間	県道始点 ~ Nam Don 用水路	Nam Don 用水路 ~ Nam Trung 灌漑用水路	Nam Trung 灌漑用水路 ~ Nam Nam 堤防
冠水位 (EL.m)	冠水なし	3.30 m	3.50 m

#### 5) 橋 梁

国道 15A では、橋梁の設計水位および開口幅 (橋長) は、10 年確率の流量によって設定した。県道 KPC では、上記の理由により原則として現況の橋梁開口部と同様の面積を有することにした。しかし、Ven 橋は既存の開口部が管径 1,000 mm のパイプカルバート 1 本であり、他の構造物橋梁開口部と比較して著しく小さいため、平年時の流量をもとに設計水位および開口幅を設定した。

また、Vuc Mau 橋に関しては、既存溜池余水吐の直下流であることから、橋梁の安全性を確保するため橋梁幅は余水吐幅と同一とした。計画洪水流量は余水吐からの流量として、200 年確率で 41.36 m<sup>3</sup>/s を設定したが、流下能力の面では問題ない。

国道 15A および県道 KPC に関する設計流量および水位は下表のとおりである。

表 3-2-2-2.11 国道 15A 設計水位

橋梁名	計画洪水流量 (m <sup>3</sup> /s)	設計流速 (m <sup>3</sup> /s)	設計水位 (EL.m)	備 考
Mung	130.3	0.92	7.54	Lam 川水位
Hao Hao	52.7	1.45	7.38	Lam 川水位
Vuc Mau	41.4	(3.00 以上)	-	余水吐下流
Vuc Nang	36.5	1.15	6.50	
Cong Vinh	12.4	1.47	5.40	

表 3-2-2-2.12 県道 KPC の設計水位

橋梁名	計画洪水流量 ( $m^3/s$ )	設計流速 ( $m^3/s$ )	設計水位 (El.m)	備考
Ven	9.1	1.66	4.30	

6) 護岸工および護床工

流水の乱れ等により護岸の崩壊を防止する目的で護岸のり覆工を設ける。

また、橋脚等の影響による流水の乱れ等により河床が洗掘されるのを防止するために各橋梁に護床工を設ける。

7) 横断構造物

調査対象道路の 2 路線には、灌漑水路用および排水用としての横断構造物 (RC パイプカルバート、練レンガ積・石積構造など) が多数存在する。これらは、現状で通水断面が不足するものや道路の拡幅に伴い延伸が必要なものがある。また、構造的に損傷が激しく、改修が必要なものも存在する。

下表に横断構造物の各課題とそれに対する方策を示す。

表 3-2-2-2.13 横断構造物の各課題と方策

No	課題	方針
1	通水断面が不足。	RC 構造として新設。
2	道路の拡幅に伴い、延伸が必要。	現構造形式で延伸 (RC は RC、練レンガ積は練レンガ積、練石積は練石積として)。
3	構造の損傷が激しく、改修が必要	RC 構造として新設。

(2) 基本計画および基本設計

1) 道路

(i) 適用基準

設計を行うに当たり、以下に示す基準を採用した。

\* 「越」国基準 TCVN4054 : 1998

\* 「越」国基準 TCVN4054 : 1985

\* 道路構造令の解説と運用 (日本道路協会)

\* 舗装設計施工指針 (日本道路協会)

(ii) 幾何構造基準

幾何構造基準は、上記「越」国基準および実施機関との協議により確認した以下の道路等級と設計速度から、表 3-2-2-2.14 のように設定した。

\* 国道 15A : 道路等級 V、設計速度 20km/h

\* 県道 KPC : 道路等級 VI、設計速度 15km/h

表 3-2-2-2.14 道路幾何構造

項目	単位	「越」国基準	
		V 国道 15A	VI 県道 KPC
道路等級	-		
設計速度	km/h	20	15
<b>横断構成要素</b>			
- 車線数	lane	1	1
- 車線幅	m	3.50 <sup>*1</sup>	3.50
- 中央帯幅	m	-	-
- 路肩幅（内外共通）	m	1.50	1.25
- 安定処理路肩幅（内外共通）	m	1.00	-
- 最大片勾配	%	6	6
<b>平面線形</b>			
- 最小半径（片勾配 6%に相当）	m	15	15
- 最小半径（片勾配なし）	m	100	100
<b>縦断線形</b>			
- 最大縦断勾配 <sup>*2</sup>	%	9	9
- 最小縦断勾配			
凸	m	200	200
凹	m	100	100
- 最小停止視距（静止物）	m	20	20
- 最小停止視距（対向車）	m	40	40
- 最小追い越し視距	m	100	100
建築限界（高さ）	m	4.50	4.50

出典：「越」国基準 TCVN4054：1985，1998

(iii) 標準横断構成

標準横断構成は、「越」国基準と道路等級に基づき、以下の通りに設定した。なお、国道 15A の県道交差点以南 4.4km 区間は、現道の幅員とする。

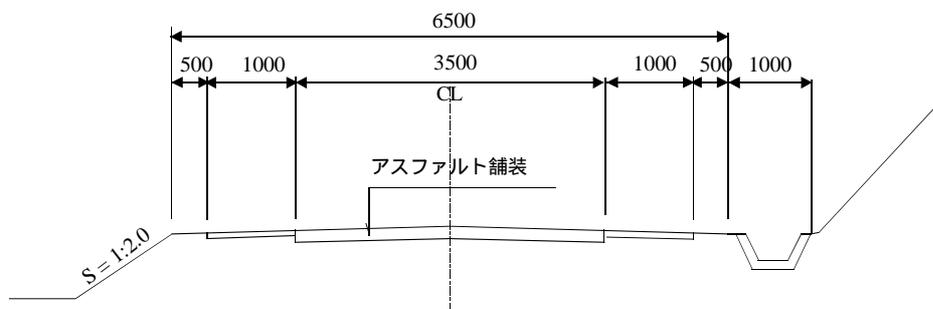


図 3-2-2-2.2 道路等級 V（国道 15A）の土工部幅員

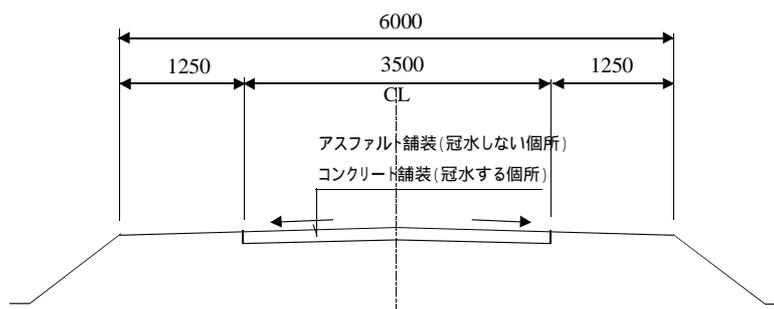


図 3-2-2-2.3 道路等級 VI（県道 KPC）の土工部幅員

(iv) 道路線形

道路の平面・縦断線形を行うにあたり、以下の点に配慮して設定した。

i) 平面線形

- \* 現道の線形を基本とする。
- \* 幾何構造基準を満足しない個所の線形の見直しは行う。
- \* 幅員の拡幅に伴う道路脇にある家屋・電柱などの移設を最小限とする。
- \* 県道 KPC の冠水区間の拡幅は、現地盤が軟弱であるが、盛土された既存道路下の現地盤の圧密は終息状況にあるので、計画道路の車道部分が既存道路上になるよう両側とする。

ii) 縦断線形

(a) 国道 15A

- \* 基本は、全天候型とすべく、「越」国基準に従い設計水位（10 年確率水位）より 50cm 以上の路面高さとする。この場合、アスファルト舗装（厚さ 45cm）への水の浸入に伴う路体・舗装中の細粒分の流出を防ぐことができ、車輛の通行による路面の凹凸も防ぐことができる。
- \* ただし、図 3-2-2-2.1 に示す区間は、ナムダン橋の計画・建設にあたり、平年では冠水しないが 10 年確率水位で冠水を許容することを条件としており、路面高さを上げるとナムダン橋とその上流地域に悪影響を与える。このため、現状高さを維持する。

(b) 県道 KPC

- \* 基本方針より雨期の冠水を許容しなければならないので、[計画路面高 = 既設路面高]とする。なお、冠水しない区間は現道を掘り下げる工期や工事費を考えると、現道の上に舗装を構築する方が最良であるので、舗装厚分程度の嵩上げを行う。

(v) 舗装構造

i) 適用基準

舗装設計の適用基準は、「舗装設計施工指針 日本道路協会」とする。

ii) 設計条件

設計 CBR

冠水個所の盛土区間や線形の変更箇所を除き、現道の上に舗装を施工する区間は現地盤が路床となる。また、その他の新規の盛土により路床を構築（構築路床）して舗装を施工する区間は、土取場から掘削した土砂が路床となる。

本計画では、「越」国における過去の CBR 試験結果と本調査の地質調査結果から推定して、現地盤路床および構築路床ともに設計 CBR は 6%とする。その他、下層路盤・上層路盤は、以下の通りとする。

- \* 路床の CBR : 6%
- \* 下層路盤の CBR : 30%
- \* 上層路盤の CBR : 80%（コンクリート舗装の路盤材）

### 設計期間

舗装の設計期間は、適用基準より、アスファルト舗装は 10 年、コンクリート舗装は 20 年とする。

### iii) 設計手法

舗装厚さは、舗装設計交通量と路床 CBR から決定される。ここで、舗装設計交通量は、設計期間の平均大型車交通量である。本プロジェクトでは、2002 年に交通量調査を実施していること、今後の詳細設計および施工期間を考慮すると供用開始時期が 2005 年と想定されることから、以下のように計算される。

#### (a) アスファルト舗装

交通量調査時から供用開始後の設計期間の半ばまでの期間は 8 年となることから、以下の式で計算される。

$$V = V_0 * (1 + i)^8$$

ここで、 V：舗装設計交通量

V<sub>0</sub>：交通量調査時の日交通量

i：交通量増加率

#### (b) コンクリート舗装：設計期間 20 年

交通量調査時から供用開始後の設計期間の半ばまでの期間は 13 年となることから、以下の式で計算される。

$$V = V_0 * (1 + i)^{13}$$

ここで、 V：舗装設計交通量

V<sub>0</sub>：交通量調査時の日交通量

i：交通量増加率

上記から計算される舗装設計交通量および路床 CBR に基づき、アスファルト舗装はアスファルト換算舗装厚 Ta が、コンクリート舗装は舗装構成が決定される。

表 3-2-2-2.15 交通量区分

舗装設計交通量 (台 / 日・方向)	交通量区分
3,000 ≤ T	D
1000 ≤ T < 3,000	C
250 ≤ T < 1,000	B
100 ≤ T < 250	A
T < 100	L

出典：舗装設計施工指針 日本道路協会

表 3-2-2-2.16 アスファルト舗装のアスファルト換算舗装厚 Ta (cm)

設計 CBR	L 交通	A 交通	B 交通	C 交通	D 交通
(2)	(17)	(21)	(29)	(39)	(51)
3	15	19	26	35	45
4	14	18	24	32	41
6	12	16	21	28	37
8	11	14	19	26	34
12	11	13	17	23	30
20	11	13	17	20	26

出典：舗装設計施工指針 日本道路協会

表 3-2-2-2.17 コンクリート舗装の版厚等（普通コンクリート舗装）

舗装計画交通量 (台/日・方向)	(普通)コンクリート版の設計			収縮目地間隔	タイバー・ダ ウエルバー
	設計基準曲げ強度	版厚	鉄網		
T < 100	4.4 MPa (3.9 MPa)	15 cm (20cm)	原則として 使用する。 3 kg/m <sup>2</sup>	8m	原則として使 用する。
100 ≤ T < 250	4.4 MPa (3.9 MPa)	20 cm (25cm)		ただし、鉄網を 使用しない場 合は 5m	
250 ≤ T < 1,000	4.4 MPa	25 cm			
1000 ≤ T < 3,000	4.4 MPa	28 cm			
3,000 ≤ T	4.4 MPa	30 cm		10m	

出典：舗装設計施工指針 日本道路協会

表 3-2-2-2.18 コンクリート舗装の路盤の厚さ（普通コンクリート舗装、連続鉄筋コンクリート舗装）

舗装計画交通量 (台/日・方向)	路床の設計 CBR	アスファルト 中間層 (cm)	粒度調整砕石 (cm)	クラッシュラン (cm)
T < 250	(2)	0	25 (20)	40 (30)
	3	0	20 (15)	25 (20)
	4	0	25 (15)	0
	6	0	20 (15)	0
	8	0	15 (15)	0
	12 以上	0	15 (15)	0

出典：舗装設計施工指針 日本道路協会

(注) 粒度調整砕石の欄( )内の値：セメント安定処理路盤の厚さ  
クラッシュランの欄( )内の値：上層路盤にセメント安定処理路盤を使用した場合の厚さ  
路床(現地盤)の設計 CBR が 2 のときは、遮断層の設置や路床の構築を検討する。  
設計 CBR 算出時の構築路床と路床(現地盤)の厚さは 1m を標準とする。

アスファルト舗装に関しては、表層、上層路盤、下層路盤の厚さを推定し、下式で求まるその断面の等値換算厚：Ta'が必要 Ta を上回ることが確認できれば良い。

$$Ta' = a1 * T1 + a2 * T2 + a3 * T3$$

ここで、 a1, a2, a3：等値換算係数（表 3-2-2-2.11 参照）

T1, T2, T3：各層の厚さ (cm)

表 3-2-2-2.19 道路材料の等値換算係数

使用位置	材料および規格	等値換算係数
表層・基層	表層・基層用加熱アスファルト混合物	1.00
上層路盤	粒度調整碎石（修正 CBR80 以上）	0.35
下層路盤	クラッシャーラン（修正 CBR30 以上）	0.25

出典：舗装設計施工指針 日本道路協会

iv) 舗装構成

上記の記述に基づき設計した結果、以下の舗装構成を採用する。詳しくは、添付資料に記述する。なお、国道 15A の県道交差点以南 4.4km 区間は、未舗装とする。

(a) 国道 15A

- 表層： 5 cm
- 上層路盤： 10cm
- 下層路盤： 30cm

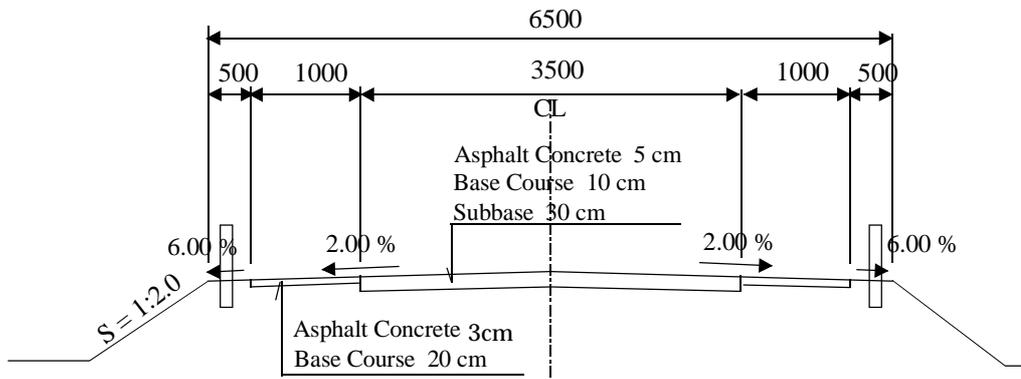


図 3-2-2-2.4 国道 15A の舗装構成

(b) 県道 KPC

- 表層： 5 cm
- 上層路盤： 10cm
- 下層路盤： 15cm

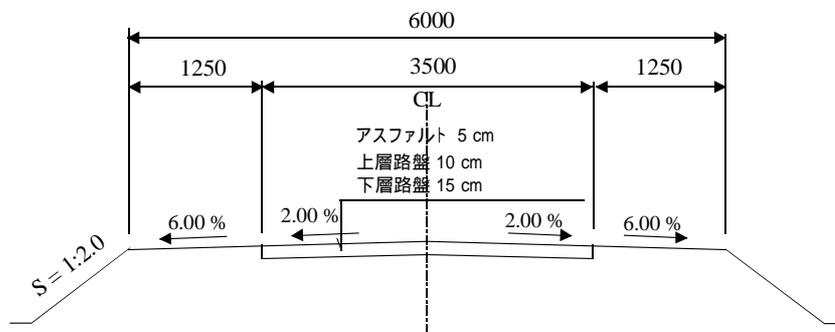


図 3-2-2-2.5 県道のアスファルト舗装（冠水しない区間）

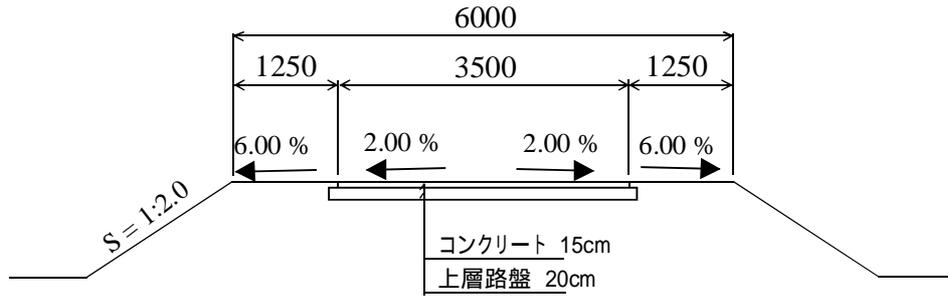


図 3-2-2-2.6 県道のコンクリート舗装（冠水する区間）

## 2) 構造物

### (i) 適用設計基準および規格

- \* 「越」国基準 No 2057QD/Kt4 : 1979
- \* 道路構造令の解説と運用（日本道路協会）
- \* 道路橋示方書・同解説（日本道路協会）
- \* 河川管理施設等構造令（日本河川協会）

### (ii) 構造物の幅員構成

構造物の幅員構成は、「越」国基準および実施機関との協議に基づき、図 3-2-2-2.7 の通りとする。  
 なお、( ) 内の値は、国道 15A 上の構造物で長さ 6m 以下の場合である。

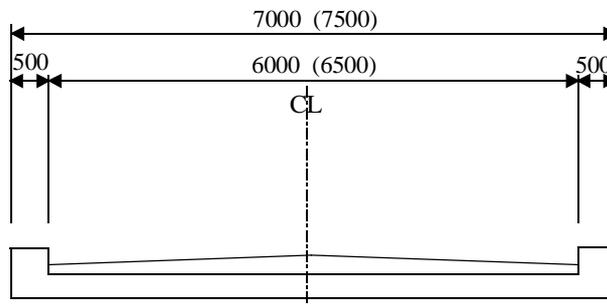


図 3-2-2-2.7 構造物の幅員構成

### (iii) 設計手法

構造部材の設計は許容応力度を採用し、これを「越」国基準による終局時耐力の照査を行う。

### (iv) 設計荷重

#### i) 死荷重

表 3-2-2-2.20 使用材料の単位体積重量

材料	単位体積重量 ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )	材料	単位体積重量 ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )
鋼	7.85	鉄筋コンクリート	2.50
鋳鉄	7.20	コンクリート	2.40
鉛	11.40	アスファルト コンクリート	2.30

アルミニウム	2.70	木材	0.80
--------	------	----	------

ii) 設計活荷重

「越」国の橋梁・カルバートの設計基準としては、“Specification for Bridge and Culvert Design to Ultimate Limit State”がある。本基準によると、国道に架かる橋梁の設計活荷重はH30, XB80、それ以外の道路についてはH13, X60が規定されている。

今回の対象橋梁は、国道（国道15A）・県道（県道KPC）上に位置するが、道路規格、交通量および実施機関との協議の結果、以下のように決定された。

表 3-2-2-2.21 設計活荷重

	設計活荷重	道路規格
国道15A	H13, X60	V
県道KP	H13, X60	VI

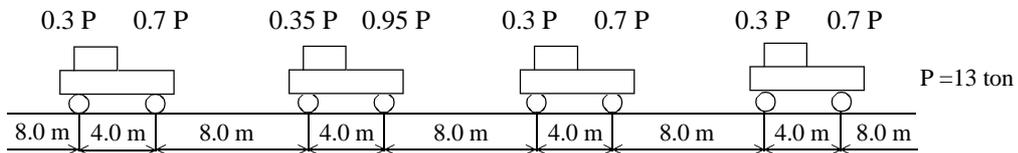


図 3-2-2-2.8 H13 活荷重（トラック荷重）

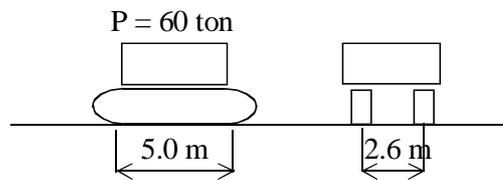


図 3-2-2-2.9 X60 活荷重（クローラ荷重）

iii) 地震

「越」国の基準に従うと、地震水平力は、以下の式で示される。また、地震強度マップから、対象地域は強度“7”に位置する。

$$S_{ik} = K_1 * K_2 * S_{mk} = K_1 * K_2 * AC * W = K * W \quad (K = K_1 * K_2 * AC)$$

ここで、

S<sub>ik</sub> : 設計地震力

K<sub>1</sub> : 重要度別係数

表 3-2-2-2.22 重要度別地震係数

等級	内容	K <sub>1</sub>
1	沈下やクラックなどの局部破壊を全く許さない。	1.00
2	少しの変形・変位・ひび割れを許容し、使用上の困難は伴うが安全上は問題ない。	0.25
3	大きな変形・変位・ひび割れを許し、使用禁止であるが第3者影響がない。	0.12

K2 : 構造物解析係数 K2 = 1.00

Smk : 基本設計地震力 Smk = W \* AC

W : 死荷重

AC : 加速度係数

表 3-2-2-2.23 地震強度と加速度係数の関係

地震強度 (SI)	6	7	8	9
加速度係数 (AC)	0.04	0.07	0.17	0.25

以上より、設計水平震度 K は、以下のようになる。

$$K = K1 * K2 * AC = 0.63 * 1.00 * 0.07 = 0.05 \text{ (小数第 2 位に繰り上げ)}$$

ここで、橋梁やカルバートの重要度は、「設計上許容される少しのひび割れは認めるが、使用上の困難は許容されない、安全性の確保は必須」という位置付けから等級 1 と 2 の間に位置する。そこで、重要度別係数を等級 1 と 2 の平均値を取ることとした。

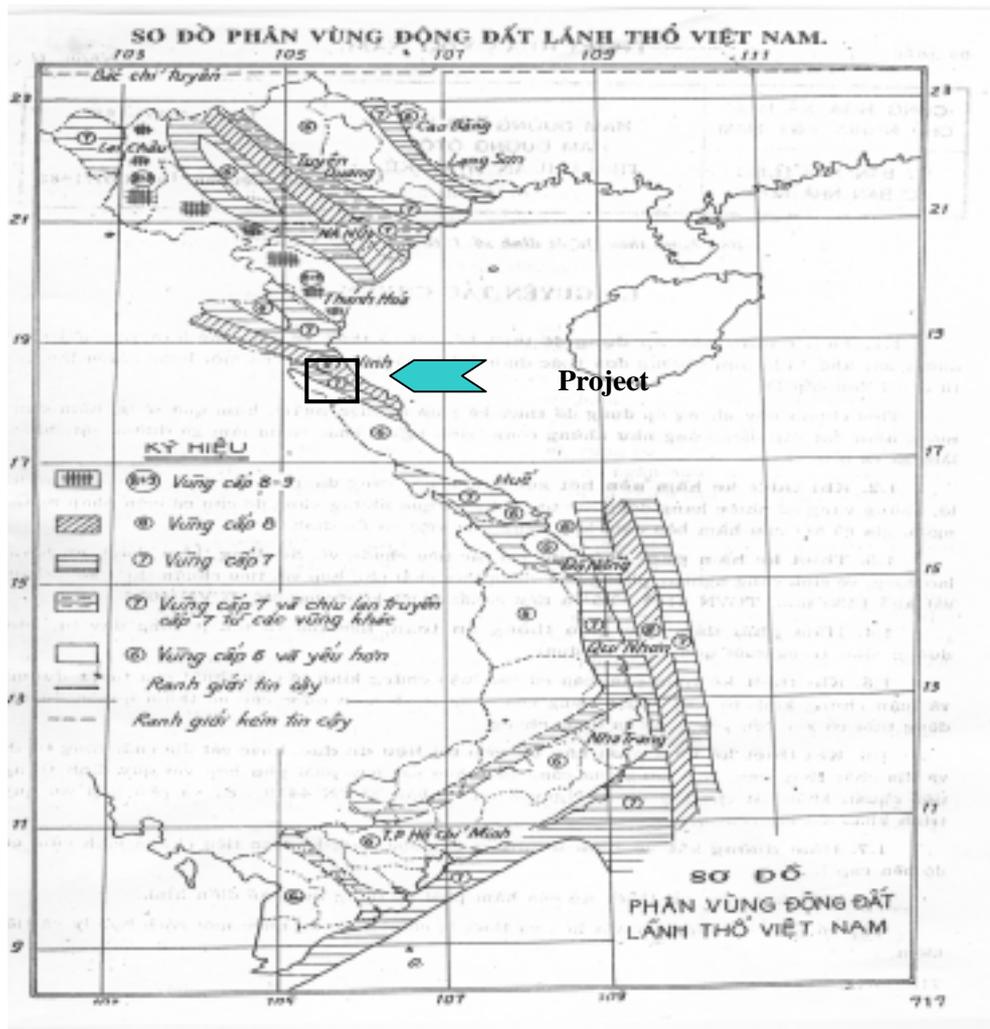


図 3-2-2-2.10 地震強度マップ

iv) その他

必要に応じて、以下の荷重を考慮する。

- \* 風荷重
- \* 土圧
- \* 沈下
- \* コンクリートのクリープ
- \* 静水圧
- \* コンクリートの乾燥収縮
- \* 浮力

(v) 材料強度

コンクリート、鉄筋設計強度は「越」国基準に、P C 鋼材の設計強度は日本の基準に従う。

表 3-2-2-2.24 コンクリートの設計基準強度

材料	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )
ポストテンション P C 桁	35
床版	30
橋台、橋脚	21
コンクリート杭	30
均しコンクリート	15

表 3-2-2-2.25 鉄筋の降伏点強度

材料	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
丸鋼(A-I)	190
異形鋼(A-II)	240
異形鋼 (A-III)	300

表 3-2-2-2.26 P C 鋼材の降伏点強度

材料	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
SWPR7B	1600

(vi) 構造物計画

i) 設計方針

対象構造物の計画にあたり、主に以下の基本事項に配慮した。

(a) 構造物の規模

本計画の対象構造物地点は、ラム川の氾濫水や周辺で降った雨の通水断面を確保するための開口部である。よって、水文解析結果および現況地形状況から、構造物の建設により本来の目的である必要通水断面を阻害しないよう配慮するとともに、以下も考慮する。

- \* 現状の開口幅（通水能力）を小さくすることは避ける。これは、長期間に亘り確立されてきた周辺の水理条件を変化させることによる悪影響を避けるためである。
- \* 河積阻害率は、6%以下とする。
- \* 設計水位からの余裕高さは、全天候型道路とする国道 15A 上の構造物は 50cm 以上確保することとする。これは、流下物により開口部が塞がれ、水位が堰き上げられることによる道路の冠水を

防ぐためである。なお、冠水を許容する県道 KPC 上の構造物は、この限りではない。

(b) 構造物の形式

構造物の形式は、水文解析から必要とされる開口幅、現地での施工技術・経験、建設用資機材等の建設事情、雨期・乾季における工事内容区分、工期短縮、経済性のみならず、「越」国における維持管理性に配慮し、総合的に判断して選定する。

また、現地で実施した地形・地質調査結果を十分把握し、適切な構造物形状、基礎形式を計画する。

(c) 経済の活性化および技術移転

現地での工事が経済の活性化と技術移転を促し、現地の技術・労働者を活用できるように工事体制・施工方法等を計画する。

構造物は、橋梁・カルバートともに、「越」国内での施工経験、材料の入手、維持管理面からコンクリート構造として検討する。基礎形式は、構造物の規模、経済性、構造安定性、地質条件（支持層深さ等）等を考慮し、総合的に判断して選定する。

ii) 水文解析から設定される構造物の開口幅

水文解析の結果、各構造物位置での開口幅は下表の通りとなる。

表 3-2-2-2.27 必要開口幅（国道 15A）

国道 15A	Mung	Hao Hao	Vuc Mau	Vuc Nang	Cong Vinh
必要開口幅 (m)	34.00	36.00	24.00	18.00	3.60
流量 (m <sup>3</sup> /s)	130.3	52.7	41.4	36.5	12.4

表 3-2-2-2.28 必要開口幅（県道 KPC）

県道	Ven	Xuan My	Nam Dong	Trao	Coi
必要開口幅 (m)	3.20	15.00	3.10	5.40	4.00
流量 (m <sup>3</sup> /s)	9.1	現通水断面を確保			

iii) 構造物形式の選定

構造物の形式は、通水断面としての開口幅の規模から、カルバート・鉄筋コンクリート桁橋、プレストレストコンクリート桁橋が考えられる。本プロジェクトでは、経済性・施工性・維持管理性から設定された「越」国における標準構造物形式に加え、下記を考慮して、表 3-2-2-2.29 を標準形式とする。

- \* カルバートおよびそのウィングウォールは、現在の積石構造では一体性に欠け、洪水時の侵食・裏込土砂吸出しやそれに伴う積石構造の崩壊の恐れがある（実際に、ウィングが崩壊している箇所あり）。よって、RC 構造とする。
- \* プレテンション( プレテン )桁は、過去にその製造工場がビン市内に多数存在していた。しかし、地形的な制約から陸上運搬が困難であること、メコンデルタのような水運が発達していないこと

などから、現場施工に切り替わっている。現在、ビン市内に工場はない。ハノイにある工場からの運搬も、国道 15A の線形を考えると困難であると判断する。

\* 橋台・橋脚は、RC 構造とする。

表 3-2-2-2.29 本プロジェクトでの支間長による標準構造物形式

支間長 (m)	構造物形式	備考
$L \leq 2.0$	パイプカルバート	本体・ウィングウォールともに RC 構造。
$2.0 < L \leq 6.0$	ボックスカルバート	本体・ウィングウォールともに RC 構造。
$6.0 < L \leq 20.0$	RC 桁橋	橋台・橋脚は RC 構造。
$20 < L$	PCポステンT桁橋	橋台・橋脚は RC 構造。

以上より、各構造物の橋梁とカルバートの区分は表 3-2-2-2.30 の通りとなる。

表 3-2-2-2.30 橋梁とカルバートの区分

	国道 15A 号線	Nam Kim - Nam Phuc - Nam Cuong 道路 (県道)
橋梁	Mung, Hao Hao, Vuc Mau, Vuc Nang	Xuan My
カルバート	Cong Vinh	Ven, Nam Don, Trao, Coi

#### iv) 橋梁形式の選定

上記で橋梁と選定された構造物について、形式の選定を行う。

##### (a) 上部構造形式

上記から、開口幅が 6m を超える場合は橋梁を計画する。橋梁形式は、洪水解析の結果必要とされる開口幅（橋長）に対して支間割案を設定し、上部構造・下部構造・基礎構造を含め、施工性・経済性を総合的に検討して決定する。

上記 5 橋の内、河積阻害率の観点から、中間橋脚の設置が明らかに可能なものは、Mung, Hao Hao の 2 橋である。

表 3-2-2-2.31 中間橋脚の設置の可能性

橋梁	橋長 (m)	橋脚設置の可能性
Mung	34.00	2@17.00= 34.00m (中間に 1 本) で阻害率が 6%以下となり可能。
Hao Hao	36.00	2@18.00= 36.00m (中間に 1 本) で阻害率が 6%以下となり可能。
Vuc Mau	24.00	2@12.00= 24.00m とすると阻害率が 10%近くとなり不可能。
Vuc Nang	18.00	不可能
Xuan My	15.00	不可能

ここでは、中間橋脚の設置が可能な 2 橋を代表し、Mung 橋について上部工形式の比較を行った。その結果は、表 3-2-2-3.32 に示すとおりである。

表3-2-2-2.32 上部工形式比較表

側面図		特性		評価
経済性	特性	1.00		
第1案 2径間RCT桁橋		<p>経済性に優れる。</p> <p>桁自重が第2案に比べ軽く、クレーンの規模が小さくて済み、施工性に優れる。ヴェイエトナム国における実績あり。</p>	○	
第2案 1径間PCT桁橋		<p>経済性に劣る。</p> <p>桁自重が第1案に比べ大きく、クレーンの規模が大きくなり、施工性に優れる。ヴェイエトナム国における実績あり。</p>	△	
	<p>工期</p> <p>第2案に比べ長い。</p>			
	<p>その他</p> <p>河積阻害率を6%以下にするため、第2案より橋長が4m長い。</p>			
	<p>経済性</p> <p>1.03</p>			
	<p>工期</p> <p>第1案に比べ短い。</p>			
	<p>その他</p> <p>桁高が第1案より高く、取付道路の路面高さが高くなる。よって、用地買収面積が多くなる。</p>			

以上より、橋梁 5 箇所の上部構造形式は、表 3-2-2-2.33 の通りとなる。

表 3-2-2-2.33 上部構造形式

橋梁	橋長 (m)	支間割 (m)	上部工形式
Mung	34.00	2@17.00	2 径間単純 RCT 桁橋
Hao Hao	36.00	2@18.00	2 径間単純 RCT 桁橋
Vuc Mau	24.00	24.00	1 径間単純 PCT 桁橋
Vuc Nang	18.00	18.00	1 径間単純 RCT 桁橋
Xuan My	15.00	15.00	1 径間単純 RCT 桁橋

(b) 下部構造形式

下部構造形式は、下記の表から、RC 逆 T 式橋台、RC 壁式橋脚を採用する。

表 3-2-2-2.34 下部構造の形式

下部構造	形式	採用根拠	採用
橋台	RC 重力式 (H < 5m)	経済性より、一般的に使用されている。	
	RC 逆 T 式 (H ≥ 5m)	経済性より、一般的に使用されている。	
	パイルベント式	流速の早い個所では、洗掘に対する抵抗性が小さく危険である。	
橋脚	RC 壁式	河積阻害を抑えることができ、洗掘に有利。	
	パイルベント式	洗掘を促進する構造であり、危険である。	

なお、フーチング（パイルキャップ）は、洗掘を促進しないよう土中に設置する。

(c) 基礎構造形式

基礎形式は、支持層の深さにより直接基礎、現地製作の RC 角杭（400\*400）、あるいは鋼管杭が選択肢となる。

RC 角杭は、1 本当り長さは「越」国での杭打ち機の使用性を考慮して 12m とするが、継手数は中間層が軟弱の粘性土であることからその信頼性より 2 本継ぎを限度とする。よって、全長 24m までを適用範囲とする。

本調査地域のうち、Mung 橋は N 値 20 程度の砂層が 15m 程度続き、それ以深の泥炭層を支持層とする。しかし、打込み杭でかつ閉端の RC 角杭の場合、杭の排土効果により周辺地盤が締めりこの砂層を打ち抜けない恐れがある。そこで、この砂層を支持層とする支持杭とし、押込み支持力について群杭効果を考慮した計画とするか、杭間隔を広げて排土効果による地盤の締めりを緩和し、良質な支持層（泥炭層）に杭を支持させる計画とする。

地質調査の結果より、各地質調査位置での支持層、深さおよび基礎形式は、表 3-2-2-2.35 の通りとなる。

表 3-2-2-2.35 各地質調査位置での支持層および基礎形式

橋梁名		支持層	深さ	基礎形式
15A 号線	Mung	泥炭層 地表付近は、N 値 5 - 6 のシルト質粘土	地表から約 27m	杭基礎
	Hao Hao	砂岩・泥炭の混合 地表付近は、N 値 20 程度のシルト質粘土と N 値 4 程度のシルト質粘土	地表から約 10 - 12m	杭基礎
	Vuc Mau	シルト質岩・泥岩の混合	地表から約 1m、一部露呈	直接基礎
	Vuc Nang	砂岩（泥岩が介在） 地表付近は、シルト質粘土	地表から約 1.5 - 5m	直接基礎
県道 KPC	Ven	シルト質粘土 地表付近は、砂質シルト	地表から約 2m	直接基礎
	Trao	れき混じり砂 地表付近は、N 値 5 - 10 の粘性土	地表から約 40m	杭基礎

上記のうち、杭基礎でかつ構造物形式が橋梁となる Mung を代表とし、杭基礎形式の比較を行った。比較案は、通常の支持形式である良質の地層（砂層・砂れき層では N 値 30 以上、粘性・シルト層では N 値 20 以上）を支持層とする RC 角杭、鋼管杭及び場所打ち杭、それと中間の N 値 20 程度の砂層を支持層とする RC 角杭の 4 案とする。その結果は、表 3-2-2-2.36 の通りである。

表 3-2-2-2.36 より、杭長が 24m 以下の場合は RC 打込み杭、24m を超える場合は鋼管打込み杭を採用する。なお、Mung の P1 橋脚の杭基礎は、経済検討の結果、杭間隔を大きくして高止まりを防止し、良質な泥炭層を支持層とする支持杭形式とする。

表3.2.2.2-36 杭基礎形式比較表

	第1案：RC杭 □400×400 L=23.5m, n=35本	第2案：RC杭 □400×400 (中間層支持：群杭効果考慮) L=16.0m, n=35本	第3案：鋼管杭 φ400 L=23.5m, n=35本	第4案：場所打ち杭 φ800 L=23.5m, n=16本
橋台及び杭形状				
経済性	◎ 1.00 経済性に優れる。	◎ 0.79 経済性に優れる。	○ 1.46	△ 2.00
施工性	○ 現場で製作したRC杭を杭打機で打設する工法であり、施工は容易。ヴィエトナム国での実績が多く信頼性に優れる。	○ 現場で製作したRC杭を杭打機で打設する工法であり、施工は容易。ヴィエトナム国での実績が多く信頼性に優れる。	○ 鋼管杭の現場への搬入が必要となる。第1案のRC杭と同様の打込杭であり、実績がある。	△ 規模の小さい橋梁に対し、泥水タンクなどの大がかりな設備を必要とし、他案に比べて施工性に劣る。
工期	△ 本数が多く、工期は長い。	△ 本数が多く、工期は長い。	△ 本数が多く、工期は長い。	○ 本数は少なく、工期は短い。
その他	ヴィエトナム国での実績が多く、杭打機も現地調達可能。	ヴィエトナム国での実績が多く、杭打機も現地調達可能。	ヴィエトナム国において鋼管杭(輸入品)が調達できるが、入手容易性に問題あり。この場合、海外からの輸入が必要となる。	現場までのアクセス道路が狭く、場所打ち杭機の現場への搬入が困難である。
採用形式	第1位 杭長が24m以下の場合に採用	第1位 Mung橋の両橋台に適用	第2位 杭長が24mを超える場合に採用	第3位

### 3) 軟弱地盤対策工

上述より、Mung や Trao 付近は軟弱な粘性地盤である。軟弱地盤の上に道路を構築する場合、盛土がサーチャージになって圧密沈下による走行性の悪化や現地盤の滑りによる道路の崩壊の恐れがある。したがって、これらを防ぐため、盛土高さによっては軟弱地盤対策工を施す必要が考えられる。

そこで、上記 2 構造物位置で、軟弱地盤上の盛土解析（圧密沈下および安定解析）を実施した。その結果は、下表の通りである（詳しくは添付資料を参照）。

表 3-2-2-2.37 自然地盤上の盛土と圧密沈下量

構造物名	盛土高 HE(m)	円弧滑りに 対する安全率 Fs	圧密沈下量 (cm)	90%沈下に要する 時間
Mung	6.00	1.304 > 1.2 (OK)	54.4	16.8 年
Trao	2.60	1.377 > 1.2 (OK)	29.4	22.8 年

解析結果から、2 構造物位置では、ともに円弧滑りの恐れはないものの圧密沈下が見込まれる。以下に、各構造物に対する考察を示す。

#### (i) 国道 15A

国道に位置する Mung は橋梁であり、杭基礎を設置して沈下を防止する構造となる。この場合、橋台付近の地盤が沈下（約 55cm）すると、その境界部で段差が生じて走行性に影響を及ぼす。また、設計水位より 50cm 上げて路面高さとしているが、沈下後は冠水する可能性がある。このため、路面の高上げやアスファルト舗装の再構築などの維持管理が必要になる。

よって、維持管理を最小限に食い止め、実施機関の財政を圧迫しないよう地盤改良を実施し、施工期間内に圧密沈下を促進し、完成後の残留沈下量を少なくことが妥当と判断する。

#### (ii) 県道 KPC

当県道に位置する Trao はカルバートである。カルバートは、その前後の盛土よりも軽量であり、基礎工は設置せず周辺盛土と一緒に沈下を許容する構造とするのが一般的である。この場合、境界部での段差が走行性に影響がない程度にわずかとなり、特別な維持管理は必要ない。よって、地盤改良の必要はないと判断する。

一般に、地盤改良工には、サンドドレーン、プラスチックボードドレーン、サンドコンパクション、既製杭工法の 4 工法が挙げられ、各案の比較を表 3-2-2-2.38 に示す。

表 3-2-2-2.38 地盤改良工法比較表

	工 法			
	サンドドレーン	プラスチック ボードドレーン	サンド コンパクション	既製杭
径 (mm)	400	65	700	400 × 400
地盤の強度増加 kg/c m <sup>2</sup>	C = 0.3 1.0	C = 0.3 0.5	C = 0.3 3.0	-
特 徴	一般的な工法	施工速度速い	砂質地盤に有効	盛土を杭で指示
施工有効深さ	30m	15m	35m	30m
最小間隔	1.2m	0.9m	1.2m	1.0m
施工能力	300m/日	2,500m/日	150m/日	120m/日
工事費の比率	1.0	0.2	2.4	11.0
その他	実績が多い	「越」国において 実績が多い		

以上より、検討の結果対策が必要な場合、建設コストが安く、15m 以下では実績も多くて信頼性が高く、強度増加も期待できるプラスチックボードドレーン工法 (PBD) を採用する。

Mung 橋では、以下を実施することで、残留沈下を 10cm 程度にでき、維持管理性を向上できる。

\* A1 橋台側： PBD @ 1.00m x 深さ 10m

\* A2 橋台側： PBD @ 1.00m x 深さ 5m

表 3-2-2-2.39 PBD を実施した場合の Mung 橋位置での地盤改良検討結果

橋梁名	盛土高 HE(m)	盛土速度 (cm/day)	PBD の間隔 (m)	工事期間 (月)	残留沈下量 (cm)	摘 要 残留沈下量は盛土完成後
Mung	6.00	5	1.00	7	10.9	30 日放置後の値
	6.00	10	1.00	6	11.5	60 日放置後の値

#### 4) 護岸・護床工

##### (i) 護岸工

構造物周辺の法面防護工は、現在の侵食状況を考えると必要不可欠と判断する。構造は、練石積構造や蛇籠構造が考えられる。練石積構造は、それ自体で背面土砂の吸出し防止効果が期待でき永久構造物となるが、蛇籠構造は鉄線の錆が進行して中の石がバラバラになると法面防護の効果が期待できなくなる。この場合、維持管理により蛇籠を再構築する必要がある。

本計画では、維持管理性と景観性(特に国道 15A)を考慮して、練石積構造を基本とする。しかし、地盤が軟弱な粘性土で将来に亘り沈下が予想される場合、練石積構造だと沈下に追従できず破損する恐れがある。よって、沈下が予想される個所では蛇籠構造とし、将来の維持管理を提言する。各構造物位置での設置範囲は、項 3-2-2-1 に示す通りである。

表 3-2-2-3.40、表 3-2-2-3.41 に、各構造物位置での護岸構造を示す。

表 3-2-2-2.40 護岸構造 (国道 15A)

国道 15A	Mung	Hao Hao	Vuc Mau	Vuc Nang	Cong Vinh
護岸構造	練石積護岸				

表 3-2-2-2.41 必要開口幅 (県道 KPC)

県道 KPC	Ven	Xuan My	Nam Dong	Trao	Coi
護岸構造	練石積護岸		-	蛇籠	

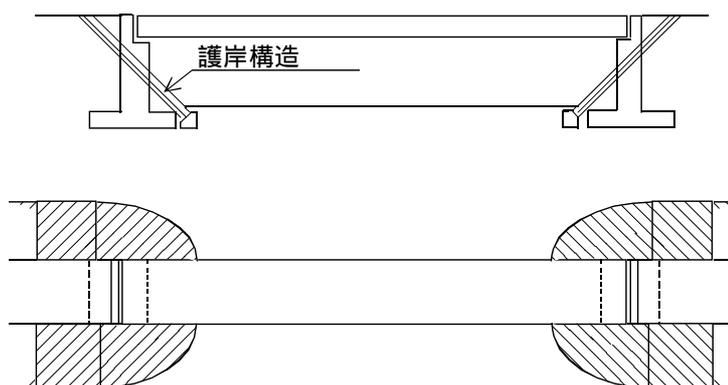


図 3-2-2-2.11 橋台周辺の法面防護工

護床工は、構造物周辺の洗掘対策および護岸構造の根固め工として、各構造物位置で布団籠を設置する。各構造物位置での設置範囲は、護岸工と同様に項 3-2-2-1 に示す通りであり、その厚さは全面にわたり 50cm とする。

(ii) 護床工

橋脚等構造物周辺の洗掘対策および護岸構造の根固め工として、護床工を設置する。

i) Mung Bridge、Hao Hao Bridge

Mung Bridge と Hao Hao Bridge は新たに橋脚を設置するため、橋脚付近で河床洗掘を生じるため、洗掘防止のため護床工を計画する。

橋脚設置による洗掘深および洗掘範囲は以下のとおり推定される。

表 3-2-2-2.42 洗掘深および洗掘範囲

橋梁名	洗掘深 (m)	洗掘範囲 (m)
Mung Bridge	2.88	4.52
Hao Hao Bridge	2.64	4.14

(注) 洗掘深は Laursen の式で算定

護床工の上下流計画長は、橋脚上下流の洗掘長の 1.5 倍 (安全率) とし、幅は計画河床幅と同一とする。したがって、護床工の長さおよび幅は以下のとおりになる。護床工は厚さ 50cm のフトン籠工とする。

表 3-2-2-2.43 護床工の規模

橋梁名	上流長さ (m)	下流長さ (m)	幅 (m)
Mung Bridge	7.00	7.00	16.00
Hao Hao Bridge	6.50	6.50	24.00

ii) Vuc Mau Bridge

Vuc Mau Bridge は既存ダムの直下流に位置しており、河床勾配は約 1/300 と大きく、流速は約 3.0 m/s で、その影響で河床に洗掘跡がみられる。したがって、河床洗掘による護岸工の崩壊を防止するため、護床工を計画する。

護床工はフトン籠工と捨て石工が想定されるが、施工の容易性および経済性から捨て石工とする。

捨て石の粒径は河川流速との関連で決定される。下表から、Vuc Mau Bridge の流速は 3.0 m/s 程度であり、捨て石の粒径を 30 cm とする。

表 3-2-2-2.44 河川流速と捨て石粒径との関係

流速 (m/s)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
粒径 (cm)	-	-	30	50	80	120

出典：現場技術者のための河川工事ポケットブック

護床工の長さは、上流側で既存 Spillway までとし、下流側は橋梁から 5.0m および幅は既存 Spillway と同一幅とする。

表 3-2-2-2.45 護床工の規模

橋梁名	上流長さ (m)	下流長さ (m)	幅 (m)
Vuc Mau Bridge	30.00	5.00	21.00

iii) その他の橋梁

下記の橋梁に関しては、以下の理由から護床工を設置しないことにする。

表 3-2-2-2.46 その他の橋梁について

橋梁区分	橋梁名	理 由
国道 15A	Vuc Nang	洪水時の流速は $V=1.15$ m/s であり、低水時では流速はさらに低下する。また現況の河床では洗掘跡はみられない。
国道 15A	Cong Vinh	洪水時の流速は $V=1.47$ m/s であり、低水時では流速はさらに低下する。また現況の河床では洗掘跡はみられない。
県 道	Ven	洪水時の流速は $V=1.66$ m/s であり、低水時では流速はさらに低下する。また現況の河床では洗掘跡はみられない。
県 道	Xuan My	計画開口部は現況通水断面と同様であり、現況河床には洗掘跡はみられない。
県 道	Nan Don	同 上
県 道	Trao	同 上
県 道	Coi	同 上

### 5) ガリ侵食対策工

対象のガリ侵食箇所は、上流側の侵食が存在するのは当然であるが、土砂流出の影響が下流側までおよび、下流においても大規模な侵食が存在している。この事実から、上流側・下流側ともに対策が必要であり、以下を実施する。

表 3-2-2-2.47 ガリ侵食対策工

箇所	対策	理由
上流側	土砂の流出を防ぐために布団籠を設置。今後の土砂流出により布団籠部に土砂が堆積し、安定化させる。	路面への土砂流出を防ぎ、交通遮断を避ける。
下流側	上流側から来る水を、ラム川へ導くために、三面張りの側溝施設を設置。	水による下流側の侵食を防ぐ。

対策として、上流側から下流側へ水を導くために、路面下に横断排水施設（パイプカルバート等）を設置する。また、下流側に設置する排水側溝は、家屋を避けてできる限り直線でラム川へ導くこととする。それに伴う下流側の用地買収（主に畑）は、カウンターパートとの共同現地踏査時にその可能性を確認済みである。

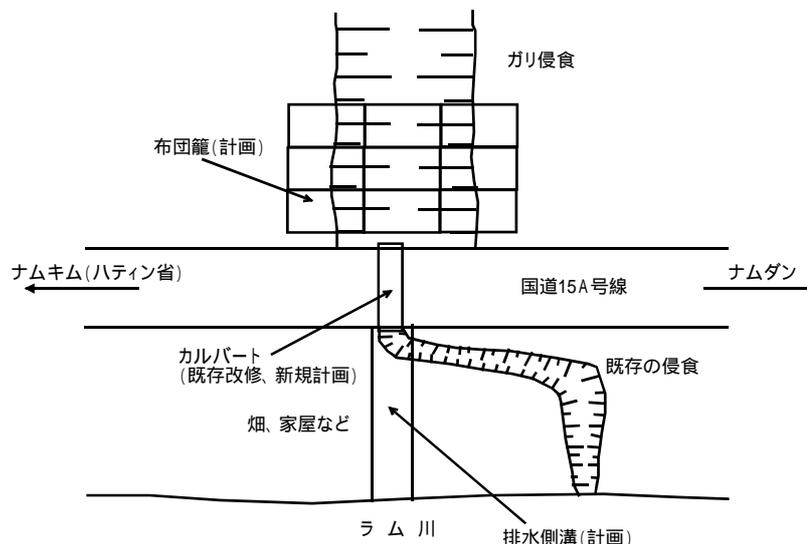


図 3-2-2-12 ガリ侵食対策工平面概念図

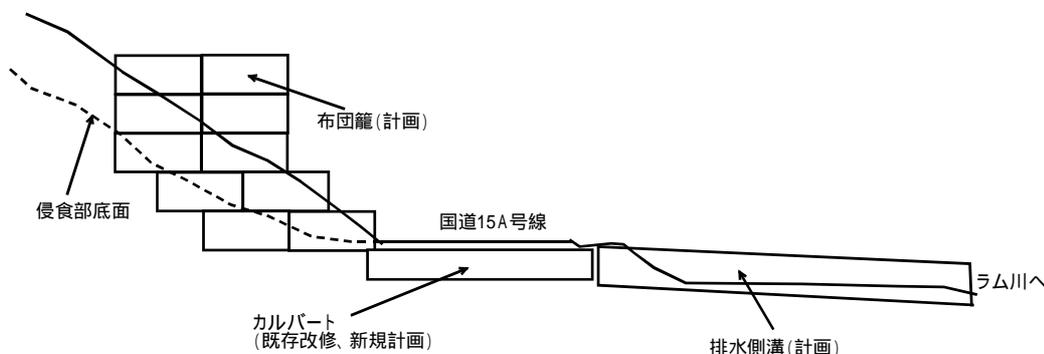


図 3-2-2-13 ガリ侵食対策工横断図