フィリピン共和国
公共事業道路省（DPWH）

フィリピン国
パッシグ・マリキナ川河川改修事業
（フェーズ IV）
詳細設計

詳細設計業務実施報告書

第 1A 巻：主報告書

2020 年 8 月

独立行政法人 国際協力機構（JICA）

株式会社 建設技研インターナショナル
独立行政法人 水資源機構
日本工営株式会社
株式会社 建設技術研究所

イ技
CR(1)
20-001

フィリピン共和国
公共事業道路省（DPWH）

フィリピン国
パッシグ・マリキナ川河川改修事業
（フェーズ IV）
詳細設計

詳細設計業務実施報告書

第 1A 巻：主報告書

2020 年 8 月

独立行政法人 国際協力機構（JICA）

株式会社 建設技研インターナショナル
独 立 行 政 法 人　水 資 源 機 構
日　本　工　営　株　式　会　社
株 式 会 社　建 設 技 術 研 究 所

詳細設計業務実施報告書の構成

第 1A 巻：主報告書（第 1 章～第 6 章）

第 1B 巻：主報告書（第 7 章/7.1～7.3）

第 1C 巻：主報告書（第 7 章/7.4～7.6）

第 1D 巻：主報告書（第 8 章～第 14 章）

第 2 巻：参考資料

第 3 巻：地質調査巻末資料

第 4A 巻：STRUCTURAL CALCULATION (CP-1)

第 4B 巻：STRUCTURAL CALCULATION (CP-2)

第 4C 巻：STRUCTURAL CALCULATION (CP-3)

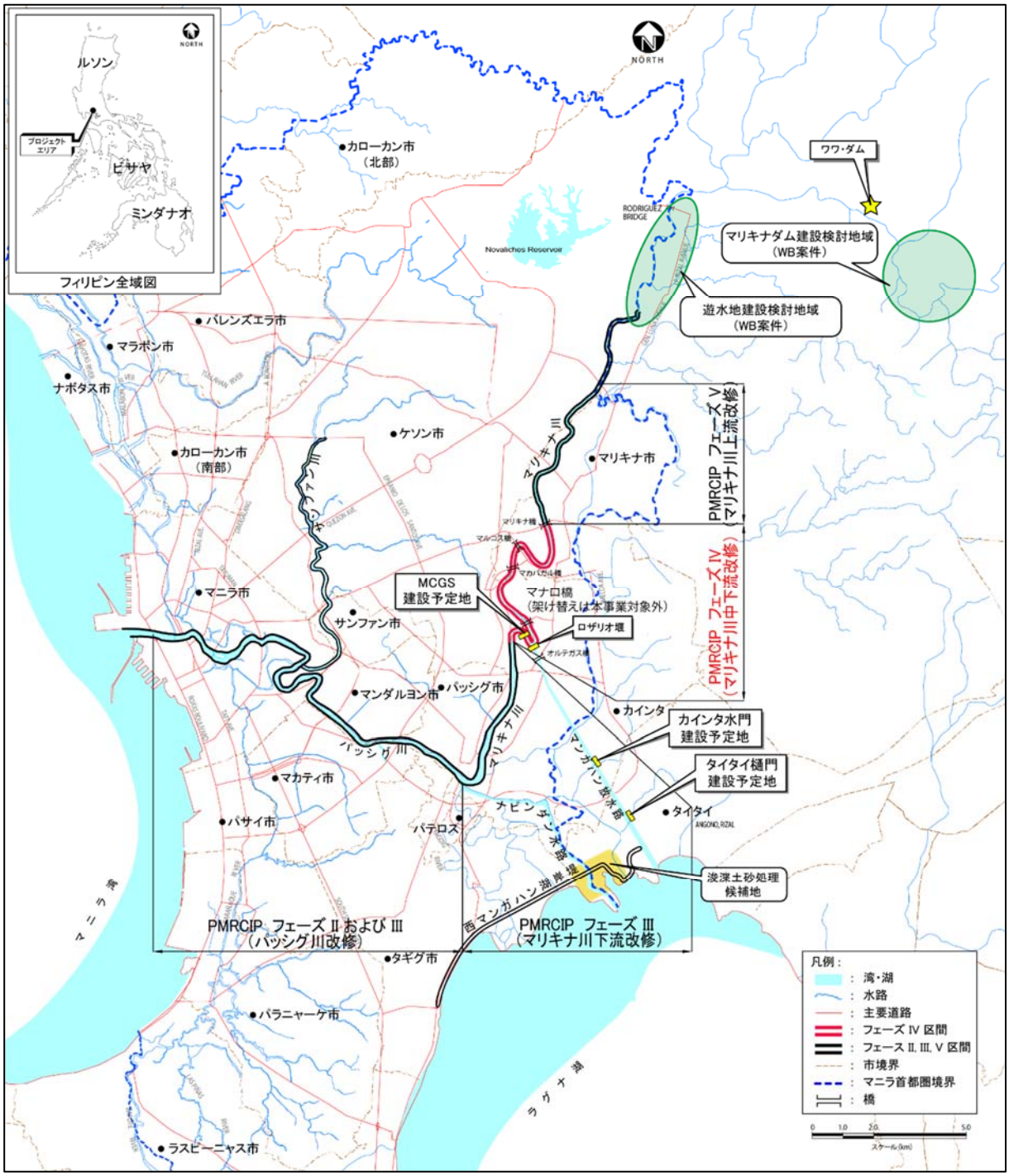
第 5A 巻：QUANTITY CALCULATION (CP-1)

第 5B 巻：QUANTITY CALCULATION (CP-2)

第 5C 巻：QUANTITY CALCULATION (CP-3)

第 6 巻：COST ESTIMATE

本報告書で使用された為替交換レート
PHP 1.00 = JPY 2.15
US$ 1.00 = JPY108.9 = PHP 50.7
(2019 年 11 月)


フィリピン全域図
ルソン
ビサヤ
ミンダナオ
プロジェクトエリア
NORTH
カローカン市（北部）
ワワ・ダム
マリキナダム建設検討地域（WB案件）
遊水地建設検討地域（WB案件）
Novaliches Reservoir
RODRIGUEZ ブリッジ
バレンズエラ市
マラボン市
ナボタス市
ケソン市
カローカン市（南部）
マリキナ市
マニラ市
サンファン市
マンダルヨン市
パッシグ市
カインタ
マカティ市
パサイ市
パテロス
タイタイ
タギグ市
パラニャーケ市
ラスピーニャス市
マニラ湾
ラグナ湖
マリキナ川
パッシグ川
マンガハン放水路
ナピンダン水路
西マンガハン湖岸堤
MCGS建設予定地
マナロ橋（架け替えは本事業対象外）
ロザリオ堰
カインタ水門建設予定地
タイタイ樋門建設予定地
浚渫土砂処理候補地
PMRCIP フェーズ II および III（パッシグ川改修）
PMRCIP フェーズ III（マリキナ川下流改修）
PMRCIP フェーズ IV（マリキナ川中下流改修）
PMRCIP フェーズ V（マリキナ川上流改修）
凡例：
：湾・湖
：水路
：主要道路
：フェーズ IV 区間
：フェース II, III, V 区間
：市境界
：マニラ首都圏境界
：橋
スケール(km)

調査対象地域位置図

フィリピン国パッシグ・マリキナ川河川改修事業
（フェーズIV）詳細設計
詳細設計業務実施報告書
（要約）

目　次

調査対象地域位置図

ページ

目　次 i
図一覧 vi
表一覧 vii

第 1 章　全体事業の概略 1
1.1　全体事業の背景 1
1.1.1　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP） 1
1.2　フェーズ IV 円借款事業の概要 2
1.2.1　フェーズ IV 事業の背景 2
1.2.2　フェーズ IV 事業の概要 2

第 2 章　本業務の概要（基本設計ステージ・詳細設計ステージ） 3
2.1　基本設計および詳細設計の実施方針 3
2.1.1　対象事業および本業務の基本的位置付け（第 3 章） 3
2.1.2　フェーズ IV 区間の河道計画の確認および検討（第 4 章） 3
2.1.3　自然条件調査の実施（第 5 章） 3
2.1.4　河川構造物の諸元確認（基本設計）（第 6 章） 3
2.1.5　河川構造物の詳細設計並びに設計基準（第 7 章・第 11 章） 3
2.1.6　水理模型実験（第 8 章） 3
2.1.7　非構造物対策および運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討（第 9 章） 3
2.1.8　環境社会配慮および住民移転計画の改訂支援（第 10 章） 3
2.1.9　施工計画（第 12 章） 3
2.1.10　工事費・事業費積算および事業評価（第 13 章および第 14 章） 4
2.2　基本設計および詳細設計実施において明確になった本事業の留意事項 4
2.2.1　パッシグ・マリキナ川の計画洪水流量配分、計画対象洪水確率年 4
2.2.2　MCGS の構造 4
2.2.3　Cainta 水門の配置および構造 4
2.2.4　Taytay 逆流防止水門の構造 4
2.2.5　入札図書案 4

第 3 章　パッシグ・マリキナ川の治水計画の確認.....5
3.1　流域の現状.....5
3.1.1　流域の概況.....5
3.1.2　マリキナ川の流況.....5
3.1.3　流域水位情報.....6
3.1.4　現況流下能力.....6
3.2　既存及び構想段階関連計画の確認.....7
3.2.1　既往治水計画.....7
3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の主要な治水関連事業及び河川構造物のまとめ.....7
3.2.3　パッシグ・マリキナ川流域の今後実施が予定され実施されている調査.....8
3.3　最終的治水計画の確認.....8
3.3.1　流域平均確率雨量.....8
3.3.2　Sto. Nino の洪水流量.....8
3.3.3　整備目標流量.....9
3.3.4　計画高水流量.....9
3.3.5　気候変動への適応.....10
第 4 章　河道設計のための前提と河道条件（基本設計ステージ）.....11
4.1　河道計画確認.....11
4.1.1　既往計画の確認.....11
4.1.2　河道沿い開発状況.....13
4.1.3　既存排水路及びその排水システム.....13
4.2　河道改修計画の基本.....13
4.2.1　河道改修の基本方針.....13
4.2.2　パッシグ・マリキナ川全体河道縦断図.....13
第 5 章　自然条件調査.....15
5.1　測量調査.....15
5.1.1　測量調査の目的、実施範囲.....15
5.1.2　調査方法.....15
5.2　地質調査.....16
第 6 章　河川構造物設計の基本的検討及び基本設計.....17
6.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計.....17
6.1.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計結果概要.....17
6.1.2　低水護岸の基本設計.....18
6.1.3　堤防（堤防護岸・特殊堤）の設計.....20
6.2　排水施設基本設計.....21
6.2.1　排水施設の基本設計結果概要.....21
6.2.2　既存排水口の測量とデータ収集.....21
6.2.3　排水施設計画.....22

6.2.4 排水施設基本設計 22
6.3 Manggahan Control Gate Structure（MCGS）基本設計 23
6.3.1 MCGS の基本設計結果の概要 23
6.3.2 MCGS の基本設計 24
6.3.3 ゲート構造および開閉機の検討 26
6.3.4 システム計画 27
6.4 逆流防止水門基本設計 28
6.4.1 逆流防止水門の基本設計結果の概要 28
6.4.2 背景と設置目的 30
6.4.3 Cainta 水門基本設計 31
6.4.4 Taytay 樋門基本設計 34
第 7 章 河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計 37
7.1 河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計 37
7.1.1 鋼矢板護岸の詳細設計 37
7.1.2 堤防護岸の詳細設計 39
7.1.3 盛土および護岸背後の埋土材の検討 39
7.1.4 築堤部及び護岸上部法面の設計 39
7.2 排水施設の詳細設計 39
7.2.1 概要 39
7.2.2 排水管の詳細設計 40
7.2.3 樋門の詳細設計 40
7.3 MCGS 詳細設計 42
7.3.1 土木施設設計 42
7.3.2 ゲート設備設計 45
7.3.3 仮設備設計 46
7.3.4 情報設備詳細設計 47
7.4 Cainta 水門詳細設計 50
7.4.1 土木施設設計 50
7.4.2 ゲート設備設計 53
7.4.3 仮設備設計 54
7.4.4 情報設備詳細設計 55
7.5 Taytay 樋門詳細設計 57
7.5.1 土木施設設計 57
7.5.2 ゲート設備設計 58
7.5.3 仮設備設計 59
7.5.4 情報設備設計 60
7.6 建築設計 61
7.6.1 建築構造設計 61

7.6.2 建築機械設備 61
7.6.3 建築電気設備 62
7.6.4 その他の細目 62

第 8 章 水理模型実験（要約） 63
8.1 実験概要 63
8.1.1 実験の目的 63
8.2 実験結果 63
8.2.1 現況河道の分流状況 63
8.2.2 実験結果より得られた MCGS 諸元 63
8.2.3 計画河道の分流状況 64
8.2.4 MCGS 施工時の仮排水路の検討 64

第 9 章 非構造物対策及び操作運用・維持管理規則 65
9.1 非構造物対策の検討 65
9.1.1 フェーズ II 及びフェーズ III で実施した非構造物対策の評価 65
9.1.2 洪水対策委員会（FMC）の事業での活用 66
9.1.3 フェーズ IV 非構造物対策実施方針 66
9.1.4 フェーズ IV 非構造物対策アクションプラン 66
9.2 堰等の運用・操作規則 67
9.2.1 既存構造物の操作運用規則 67
9.2.2 MCGS 及び逆流防止水門の操作運用規則の基本コンセプト 69
9.2.3 NHCS の操作の必要性 70
9.2.4 操作規則（案） 71
9.3 運営・維持管理計画 71
9.3.1 運営・維持管理計画の検討方針 71
9.3.2 保守管理計画（案） 72
9.3.3 運営管理体制（案） 73

第 10 章 環境社会配慮および住民移転計画 75
10.1 環境社会配慮事項の進捗 75
10.1.1 EIS、EMP および EMoP のレビュー 75
10.1.2 EIS、EMP および EMoP の改訂・更新 76
10.1.3 浚渫土土砂処分に関する環境社会配慮実施支援 76
10.1.4 樹木のインベントリー調査 77
10.1.5 環境社会配慮事項 DPWH 能力向上支援セミナー計画 78
10.2 住民移転計画 78

第 11 章 設計基準 79
11.1 設計基準の目的 79
11.2 技術コードと基準 79

11.3 基本設計手法 79
11.4 荷重 79
11.4.1 荷重の種類 79
11.4.2 荷重の組み合わせ 79
11.5 構造物の安定計算手法 80
11.6 使用する材料の構造特性 81
11.6.1 地盤係数/特性 81
11.6.2 鋼矢板 81
11.6.3 コンクリート及び鉄筋 81
11.6.4 プレストレスト・コンクリート 81
11.6.5 構造用鋼材 82
11.6.6 配筋方法 82
11.7 液状化の評価 82
11.8 液状化設計手法 82
11.8.1 土堤 82
11.8.2 樋管 82
11.8.3 水門及び堰 82
11.8.4 鋼矢板護岸 83
11.8.5 堤防（コンクリート擁壁式特殊堤） 83
11.9 耐震設計 83
11.10建築設計 83
11.10.1 本プロジェクトにおける建築構造物 83
11.10.2 建築設計に係る現地基準の体系 83
第 12 章　施工計画検討 85
12.1 施工箇所 85
12.2 施工・調達条件 85
12.3 河川工事の施工計画基本方針 85
12.4 MCGS 及び逆流防止水門 の 施工計画基本方針 86
12.5 全体工程計画 86
12.5.1 全体行程計画の基本方針 86
12.5.2 パッケージ毎の想定施工期間 86
第 13 章　工事費・事業費積算 87
13.1 想定事業費 87
13.1.1 前提条件 87
13.1.2 積算基本条件 87
13.1.3 建設費積算方法 87
13.1.4 詳細設計時点における想定事業費 88

第 14 章　事業評価.....89
14.1 事業の経済的評価.....89
14.1.1 経済的費用の算定.....89
14.1.2 事業便益の算定.....89
14.1.3 経済評価.....90
14.1.4 マリキナダムの事業評価.....91
14.1.5 事業評価結果の比較.....91
14.2 事業の技術的評価.....91
14.2.1 河道改修.....91
14.2.2 MCGS 及び 2 基の逆流防止水門・樋門.....92
14.3 事業の環境社会的評価.....92
14.3.1 事業の環境カテゴリ.....92
14.3.2 その他の評価.....92

図一覧

図 1.1.1 計画洪水流量配分図(確率洪水規模 1/100).....1
図 3.1.1 調査対象地域の概要.....5
図 3.1.2 パッシグ・マリキナ川の水位相関-2.....6
図 3.1.3 現況流下能力図（パッシグ・マリキナ川）.....7
図 3.3.1 Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ（2,900 m^3/s）.....9
図 3.3.2 整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】.....9
図 3.3.3 計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100）.....10
図 4.1.1 フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図.....11
図 4.1.2 90m 低水路部改修標準断面図.....12
図 4.1.3 80m 低水路部改修標準断面図.....12
図 4.1.4 水位算定結果(粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮).....12
図 4.2.1 パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（マニラ湾～サンマテオ）.....14
図 4.2.2 パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（ラグナ湖～サンマテオ）.....14
図 6.1.1 河道改修の区間分け位置図.....17
図 6.1.2 標準的護岸構造.....19
図 6.1.3 対象橋梁一覧.....19
図 6.1.4 護岸の標準横断面図（前面法勾配５分の場合）.....20
図 6.1.5 Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例.....21
図 6.3.1 MCGS 設置位置.....24
図 6.3.2 想定土層横断図（堰柱位置）.....26
図 6.3.3 統合運用すべき 3 つの堰・水門位置.....27
図 6.3.4 MCGS の動力設備配置概念図.....27
図 6.3.5 分散型 Web 方式.....28
図 6.4.1 計画高水流量配分.....30

図 6.4.2　地質想定横断図 33
図 6.4.3　Taytay 樋門地質想定図（樋管縦断図） 35
図 7.1.1　仮想地盤面の位置図 37
図 7.1.2　粒度分布における堤防材料選定限界線 39
図 7.2.1　新設排水管一般図 40
図 7.3.1　本体構造形式 43
図 7.3.2　検討手順 44
図 7.3.3　1 号堰柱設計水平震度算定結果 44
図 7.3.4　2 号～3 号堰柱設計水平震度算定結果 44
図 7.3.5　鋼矢板二重式仮締切の設置位置 （1 期施工） 46
図 7.3.6　鋼矢板二重式仮締切の設置位置 （2 期施工） 46
図 7.3.7　鋼矢板二重式仮締切断面図 （一期施工：右岸側施工時） 47
図 7.3.8　鋼矢板二重式仮締切断面図 （二期施工：左岸側施工時、床版上） 47
図 7.3.9　仮橋断面図 （MCGS 仮橋） 47
図 7.3.10　計装設備構成 48
図 7.3.11　警報設備構成 49
図 7.3.12　監視設備構成 49
図 7.4.1　圧密沈下図（STA.4+485） 51
図 7.4.2　液状化発生層 51
図 7.4.3　端堰柱設計水平震度算定結果 52
図 7.4.4　中間堰柱設計水平震度算定結果 52
図 7.4.5　鋼矢板二重式仮締切の設置位置 （1 期施工） 54
図 7.4.6　鋼矢板二重式仮締切の設置位置 （2 期施工） 54
図 7.4.7　鋼矢板二重式仮締切断面図 （一期施工：右岸側施工時） 54
図 7.4.8　鋼矢板二重式仮締切断面図 （二期施工：左岸側施工時、床版上） 54
図 7.4.9　迂回路計画平面図 55
図 7.4.10　仮橋断面図（Cainta 仮橋） 55
図 7.5.1　沈下分布図 57
図 7.5.2　躯体位置の地盤変形量 58
図 7.5.3　仮締切堤計画図（切り回し道路兼用） 59
図 9.1.1　フェーズ IV 非構造物対策の構成 66
図 10.1.6　土砂処分候補地（Taytay 町バランガイ San Juan にある LLDA が管理する地区） 77
図 11.10.1　建築構造物に関する技術基準の体系概要 84

表一覧

表 1.1.1　事業開始時（1998 年）のフェーズ設定 2
表 1.2.1　フェーズ IV 事業概要（借款対象） 2
表 3.2.1　既往治水計画検討調査 7
表 3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の治水対策 8

表 3.3.1 流域平均確率雨量 8
表 4.1.1 Definitive Plan（2015）の設計条件 11
表 5.1.1 測量調査の範囲 15
表 5.2.1 ボーリング調査実施数量 16
表 5.2.2 土質試験実施数量 16
表 6.1.1 各区間別の河道の基本設計 17
表 6.1.2 各区間別の低水護岸のタイプ 18
表 6.1.3 堤防および護岸に係る区間分けと概要 20
表 6.1.4 堤防および護岸設計諸元概要 20
表 6.2.1 提案される排水施設 21
表 6.2.2 既存排水管 21
表 6.2.3 排水施設設計における計画条件のまとめ 22
表 6.2.4 排水施設設計における検討方法のまとめ 22
表 6.2.5 樋門基本設計のまとめ 22
表 6.3.1 基本設計による設計諸元概要 23
表 6.3.2 径間長の比較 25
表 6.3.3 MCGS 管理橋諸元の整理 25
表 6.3.4 MCGS のゲート構造および開閉機のまとめ 26
表 6.3.5 動力設備のまとめ（MCGS） 27
表 6.3.6 施設操作におけるシステムレベル 28
表 6.4.1 Cainta 水門基本設計による設計諸元概要 29
表 6.4.2 Taytay 樋門基本設計による設計諸元概要 29
表 6.4.3 Cainta 水門平面位置の比較 31
表 6.4.4 Cainta 水門管理橋諸元の整理 32
表 6.4.5 Cainta 水門のゲート構造および開閉機のまとめ 33
表 6.4.6 Taytay 樋門のゲート構造のまとめ 36
表 6.4.7 動力設備のまとめ（Taytay 樋門） 36
表 7.1.1 鋼矢板護岸設計条件 37
表 7.1.2 護岸用鋼矢板諸元一覧（1） 38
表 7.1.3 護岸用鋼矢板諸元一覧（2） 38
表 7.1.4 堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利（20~40mm）の比率 39
表 7.2.1 各樋門の計画諸元 41
表 7.2.2 各タイプの樋門形状と代表断面 41
表 7.2.3 残留沈下量の照査 42
表 7.3.1 MCG 設計条件一覧 42
表 7.3.2 MCGS 堰 設計水位一覧 43
表 7.3.3 耐震性能 44
表 7.3.4 設計水平震度算定結果 44
表 7.3.5 仮橋諸元のまとめ 47

表 7.3.6　設計条件一覧 48
表 7.3.7　MCGS 計装設備のまとめ 48
表 7.3.8　MCGS 警報設備のまとめ 48
表 7.3.9　MCGS 監視設備（CCTV カメラ）のまとめ 49
表 7.3.10　遠隔監視制御設備のまとめ 50
表 7.3.11　MCGS 電源設備（非常用発電設備）のまとめ 50
表 7.4.1　設計水位一覧表 50
表 7.4.2　杭基礎の配置検討における照査項目 51
表 7.4.3　設計水平震度算定結果 52
表 7.4.4　仮橋諸元のまとめ 55
表 7.4.5　設計条件一覧 55
表 7.4.6　Cainta 水門各種設備のまとめ 56
表 7.4.7　Taytay 樋門 設計水位一覧 57
表 7.5.1　継手照査の結果 58
表 7.5.2　設計条件一覧 60
表 7.5.3　Taytay 樋門各種設備のまとめ 60
表 7.6.1　建築構造設計における荷重条件 61
表 7.6.2　各施設の換気・空調設備の設置方針 61
表 8.2.1　現況河道の分派特性 63
表 8.2.2　実験により設定された MCGS ゲート諸元 63
表 8.2.3　計画河道の分派特性 64
表 8.2.4　施工ステップ 64
表 9.1.1　実施した非構造物対策 65
表 9.1.2　各活動の実施スケジュール 67
表 9.2.1　Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則 68
表 9.2.2　Rosario 堰の流量によるゲート操作規則 68
表 9.2.3　MCGS 及び Rosario 堰操作規則（案）（計画洪水流量まで） 69
表 9.2.4　2 基の逆流防止水門の基本操作規則（案） 69
表 9.2.5　NHCS の基本操作規則（案） 70
表 9.2.6　Rosario 堰、MCGS、及び NHCS の操作手順の考え方 71
表 9.3.1　巡視・点検の種類 72
表 9.3.2　事業実施・管理責任者（案） 74
表 9.3.3　MMDA-FCSMO-EFCOS に新たに必要となる人員（事務職及び技術職） 74
表 11.4.1　許容応力の割増し 80
表 11.6.1　配筋要領 5 パターン 82
表 12.1.1　フェーズ IV の事業実施パッケージ 85
表 12.2.1　施工・調達条件 85
表 12.2.2　輸入材料（本邦調達） 85
表 12.3.1　施工計画立案の基本方針 85

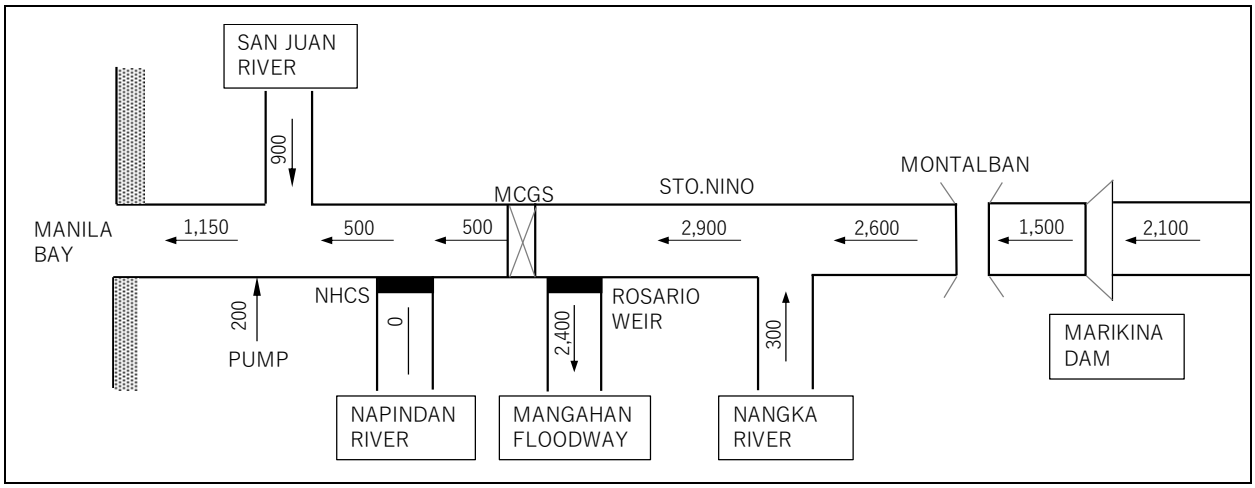
表 12.4.1　MCGS、Cainta 水門、Taytay 水門概略施工計画 86
表 12.5.1　施工計画検討結果による全体工程期間 86
表 13.1.1　本事業の積算基本条件 87
表 13.1.2　土木工事費 88
表 13.1.3　本事業の想定総事業費 88
表 13.1.4　本事業の年間事業予算額 88
表 14.1.1　経済的費用の支払いスケジュール及び維持管理費及び更新費用 89
表 14.1.2　年平均被害軽減期待額（フェーズ IV） 89
表 14.1.3　年平均被害軽減期待額（Cainta・Taytay 水門） 90
表 14.1.4　経済分析結果（フェーズ IV） 90
表 14.1.5　経済分析結果の比較 91

第1章　全体事業の概略

1.1　全体事業の背景

マニラ首都圏は 16 の市と 1 つの町からなるマニラ市首都圏は、2015 年人口が 1,200 万人を超え、フィリピンの政治、経済、文化の中心地で、パッシグ・マリキナ川は、そのマニラ首都圏を貫流しマニラ湾に注ぐ流路延長 52.2km（マニラ湾～Wawa ダム地点）、流域面積 635km^2 の河川である。

首都圏の排水計画を含むパッシグ・マリキナ川の洪水調節に関するマスタープランは 1952 年に策定され、1970 年代から主に堤防擁壁と浚渫からなる河川改修工事、排水機場およびナピンダン水路合流部にナピンダン水門の建設。さらに 1988 年にはマンガハン放水路が建設された。しかし対策実施後もマニラ首都圏における洪水被害が予想されたことから、1986 年にフィリピン国政府は日本国政府に対して洪水対策計画調査の技術協力を要請、国際協力機構（JICA）はマニラ首都圏の洪水対策と排水計画のための改訂版マスタープラン（図 1.1.1 参照）の策定（以降、JICA1990MP）およびパッシグ・マリキナ川河川改修事業の事業化調査（FS）を実施した。



出典：JICA1990MP 報告書

図 1.1.1　計画洪水流量配分図（確率洪水規模 1/100）

マニラ首都圏の洪水被害は、近年の主要なものだけでも 1998 年、2004 年、2009 年、2012 年、2014 年に発生しており、こうした洪水被害に対応するため、「マニラ洪水対策計画調査」の後も JICA の支援によるパッシグ・マリキナ川流域の洪水対策・排水計画の検討が重ねられ、並行して河川改修事業が進められてきている。

1.1.1　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP）

頻発する洪水に対応するために、DPWH は 1990 年に提案・策定された JICA1990MP およびその事業化調査（FS）（以降 JICA1990FS）に基づく「パッシグ・マリキナ川河川改修事業」に対し、FS のレビューを含む案件形成促進調査（SAPROF : 1998 年実施）を通じて精査し、河口からマリキナ市のサント・ニーニョ地区（Sto.Nino）のマリキナ橋までの約 30km の河川改修を実施することを決定した。事業は日本の ODA 資金援助により次の表 1.1.1 に示す 4 フェーズで実施することになった。

表 1.1.1　事業開始時（1998 年）のフェーズ設定

フェーズ	事業概要	完了年月
フェーズ I	全体計画の詳細設計：デルパン橋からマリキナ橋までの 29.7km 区間	2002 年 3 月
フェーズ II	建設ステージ I：パッシグ川におけるか河道改修事業：デルパン橋からナピンダン川までの 16.4km 区間	2013 年 6 月
フェーズ III	建設ステージ II：マリキナ川下流河道改修事業（マンガハン分流堰の建設を含む）：ナンピダン川合流点からマンガハン放水路分流点までの 7.2km 区間）	2018 年 3 月
フェーズ IV	建設ステージ III：マリキナ川上流河川改修事業：マンガハン放水路分流点からマリキナ橋までの 6.1km 区間）	2026 年（予定）

出典：調査団

1.2　フェーズ IV 円借款事業の概要

1.2.1　フェーズ IV 事業の背景

本業務の対象となるフェーズIVは、2015 年にフィリピン政府が作成した「Definitive Plan Report」および「Implementation Program」に基いて事業内容が設定され、JICA は、2019 年 1 月にフィリピン政府との間で、本邦技術活用条件（STEP）による LA に調印。また LA に先立ち JICA と DPWH は、2018 年 10 月の合意文書（Agreement）で、詳細設計を JICA 資金によって実施することとした。

1.2.2　フェーズ IV 事業の概要

本詳細設計の対象となる円借款事業の概要は以下の表 1.2.1 (1)~(7)に示すとおりである。

表 1.2.1　フェーズ IV 事業概要（借款対象）

No.	項目	詳細
(1)	案件名	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズIV）
(2)	LA 調印日	2019 年 1 月 21 日
(3)	借款上限金額	37,905 百万円
(4)	事業内容	以下の構造物対策およびコンサルティング・サービスを実施 構造物対策 ● マリキナ川の改修（築堤、鋼矢板打設、浚渫）：約 8.0km（フェーズⅢの上流端からマリキナ橋下流端まで） ● MCGS 建設：1 基 ● マンガハン放水路における逆流防止水門の建設：2 基（カインタ川、タイタイ川） コンサルティング･サービス ● 入札補助、施工監理、非構造物対策計画策定・実施支援、環境管理・モニタリング補助、住民移転支援・モニタリング等
(5)	対象地域	マニラ首都圏（マリキナ川、マンガハン放水路）
(6)	実施機関	公共事業道路省（Department of Public Works and Highways : DPWH）
(7)	関係官庁・機関	● マニラ首都圏開発庁（Metro Manila Development Authority: MMDA） ● 関連地方自治体（Local Government Units: LGUs） ● 情報局（The Public Information Agency: PIA） ● 環境・天然資源省（Department of Environment and Natural Resources: DENR） ● 市民防衛局（Office of Civil Defense: OCD） ● 気象天文庁（Philippine Atmospheric, Geophysical and Astronomical Services Administration: PAGASA） ● 国家住宅庁（National Housing Authority: NHA） ● 国家経済開発庁（National Economic and Development Authority: NEDA） ● 財務省（Department of Finance: DOF） ● パッシグ川再生委員会（Pasig River Rehabilitation Commission: PRRC ） なお、関係官庁・機関と受注者との調整は DPWH が行うこととなる。

出典：特記仕様書を基に調査団が作成

第2章　本業務の概要（基本設計ステージ・詳細設計ステージ）

2.1　基本設計および詳細設計の実施方針

基本設計を 2019 年 2 月～2019 年 6 月に実施し、2019 年 7 月以降は詳細設計ステージとして、基本設計で未確定事項の検討も含め、各構造物設計および入札図書案作成を2020年2月まで実施した。

2.1.1　対象事業および本業務の基本的位置付け（第 3 章）

本業務は、マンガハン放水路建設（1988 年完成）から始まったパッシグ・マリキナ川河川改修事業の総括的位置付けであるため、これまでのパッシグ･マリキナ川の治水計画並びに治水事業を整理し、最終的な治水計画の確認を行った。

2.1.2　フェーズ IV 区間の河道計画の確認および検討（第 4 章）

フェーズ IV の改修事業のための調査および設計では、過去に検討・決定されている河道計画の根拠を検証して最終的な河道計画を設定した。

2.1.3　自然条件調査の実施（第 5 章）

詳細設計の必要精度確保のため、調査対象地域の測量および各種構造物の安定計算並びに構造計算に利用する条件設定のための地質調査を、それぞれ再委託調査によって実施した。

2.1.4　河川構造物の諸元確認（基本設計）（第 6 章）

護岸・堤防、MCGS、逆流防止水門 2 基の基本諸元を洪水対策の基本方針に合わせて再検討した。

2.1.5　河川構造物の詳細設計並びに設計基準（第 7 章・第 11 章）

構造物の安定計算､構造計算並びに長期的な機能維持のための対策工の検討､数量計算を実施した。

2.1.6　水理模型実験（第 8 章）

基本諸元を基に水理模型実験にて水理現象を確認し、MCGS の最終形状に反映させた。

2.1.7　非構造物対策および運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討（第 9 章）

広報活動およびコミュニティ活動強化からなる非構造物対策に係る計画(案)等の作成、MCGS や逆流防止水門等治水構造物の運用・操作ルール（案)、運営・維持管理計画（案）を策定した。

2.1.8　環境社会配慮および住民移転計画の改訂支援（第 10 章）

環境社会配慮に関しては、既往計画のレビューを行い、現在の状況に合わせてそれぞれの計画の改訂支援を行った。フェーズ IV 工事では現河道から掘削、浚渫される土砂の残土処分があるため、汚染物質含有調査、土捨場環境調査を目的とする再委託業務を実施、ECC 取得支援を進めた。

2.1.9　施工計画（第 12 章）

第 7 章に示した詳細設計、数量計算結果を基に、施工計画案を検討した。

2.1.10 工事費・事業費積算および事業評価（第 13 章および第 14 章）

第 7 章に示した詳細設計、数量計算結果および第 12 章に示した施工計画案を基に、工事費および事業費を積算し、全体的な治水計画の修正に照らし合わせて事業評価の見直しを行った。

2.2　基本設計および詳細設計実施において明確になった本事業の留意事項

2.2.1　パッシグ・マリキナ川の計画洪水流量配分、計画対象洪水確率年

設計対象区間の対象流量 2,900 m^3/s は、現在の流域状況下では 1/20~1/30 年対応と考えられる。100 年確率洪水を対象とした計画高水流量配分図（案）における留意点は、以下の 3 点である。

1)　サンファン（San Juan）川の治水計画

サンファン川の 100 年確率洪水流量が 1,000 m^3/s 超となる可能性が再確認されたが、河道沿いの稠密な都市化により短期間での河道拡幅が困難であること、パッシグ川最下流部の流下能力を考慮して 2014 年の JICA 調査の提案を踏襲し、サンファン川計画高水流量を 800 m^3/s と提案する。

2)　パッシグ川の計画流量

DPWH の方針に則り本流域の治水安全規模を 1/100 確率に向上させると、河口～サンファン川合流点の計画流量が 1,200 m^3/s→1,400 m^3/s に修正され、現況河道では合流点の水位が最大 0.42 m 上昇する。または河口～合流点の 7 km 区間を浚渫し、現計画高水位を維持する必要がある。

3)　マリキナ川上流のダム・遊水地の計画

1/100 確率を本流域の治水安全規模とするためには、Sto. Nino 地点の 1/100 確率時の計画流量を 2,900 m^3/s 以下にする必要があり、マリキナ川上流域の治水ダムおよび遊水地による治水効果が不可欠である。よって、世銀および本事業並びに DPWH の緊密な調整が今後も必要である。

2.2.2　MCGS の構造

水理模型実験による確認を通して MCGS の径間長を変更し、28.3 m×1 門 ＋11.7 m×1 門とした。また現河床に露出する軟岩層は十分な支持力を有するため、基礎形式を直接基礎に変更した。

2.2.3　Cainta 水門の配置および構造

Cainta 水門の位置を再検討し、通常の水門と同様に堤防線形上に建設する事とした。この結果、堤内側の Cainta 川沿いの土地および建造物も工事の影響で取得と移転が必要となった。併せて、Cainta 川が放水路に流入する地点に現存する橋梁は水門一体型で架け替えを設計した。

2.2.4　Taytay 逆流防止水門の構造

TayTay 水路はボックスカルバートによって放水路の堤防を横過していることに鑑み、逆流防止構造を「水門型式」から「樋門型式」に変更して設計した。

2.2.5　入札図書案

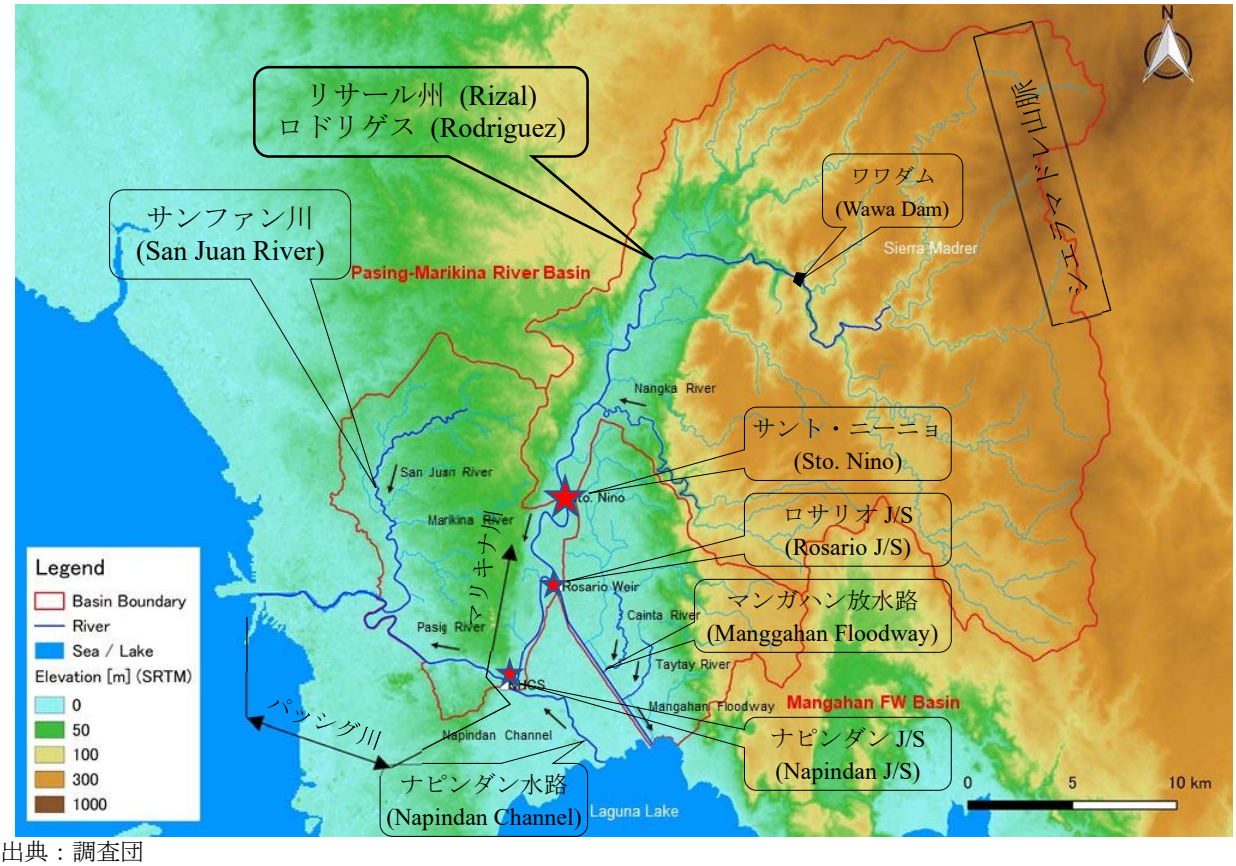
入札図書案は、2019 年 10 月に更新された「Standard Bidding Document under Japan ODA Loans」に準拠して作成した。

第3章　パッシグ・マリキナ川の治水計画の確認

3.1　流域の現状

3.1.1　流域の概況

パッシグ・マリキナ川は標高約 1400m のシエラマドレ山脈に源流を発し、マニラ首都圏を貫流しマニラ湾に注ぐ流路延長 52.2km（マニラ湾～Wawa ダム地点）、流域面積 635km^2 の河川である（調査対象地域位置図参照）。主要支川としては、河口（マニラ湾）から約 7.1km 地点で右岸から合流するサンファン川、約 17.1km 地点で左岸から流入するナピンダン水路があり、本川のナピンダン水路合流点より下流がパッシグ川、上流がマリキナ川と呼ばれている。また、河口から約 23.8km 地点にはマリキナ川の洪水をラグナ湖に分派するために 1986 年に造られたマンガハン放水路がある。ラグナ湖は湖水面積 900km^2 を有する汽水湖であり、パッシグ川とナピンダン水路を介して、海水がマニラ湾とラグナ湖を行き来する（図 3.1.1 参照）。



出典：調査団

図 3.1.1　調査対象地域の概要

3.1.2　マリキナ川の流況

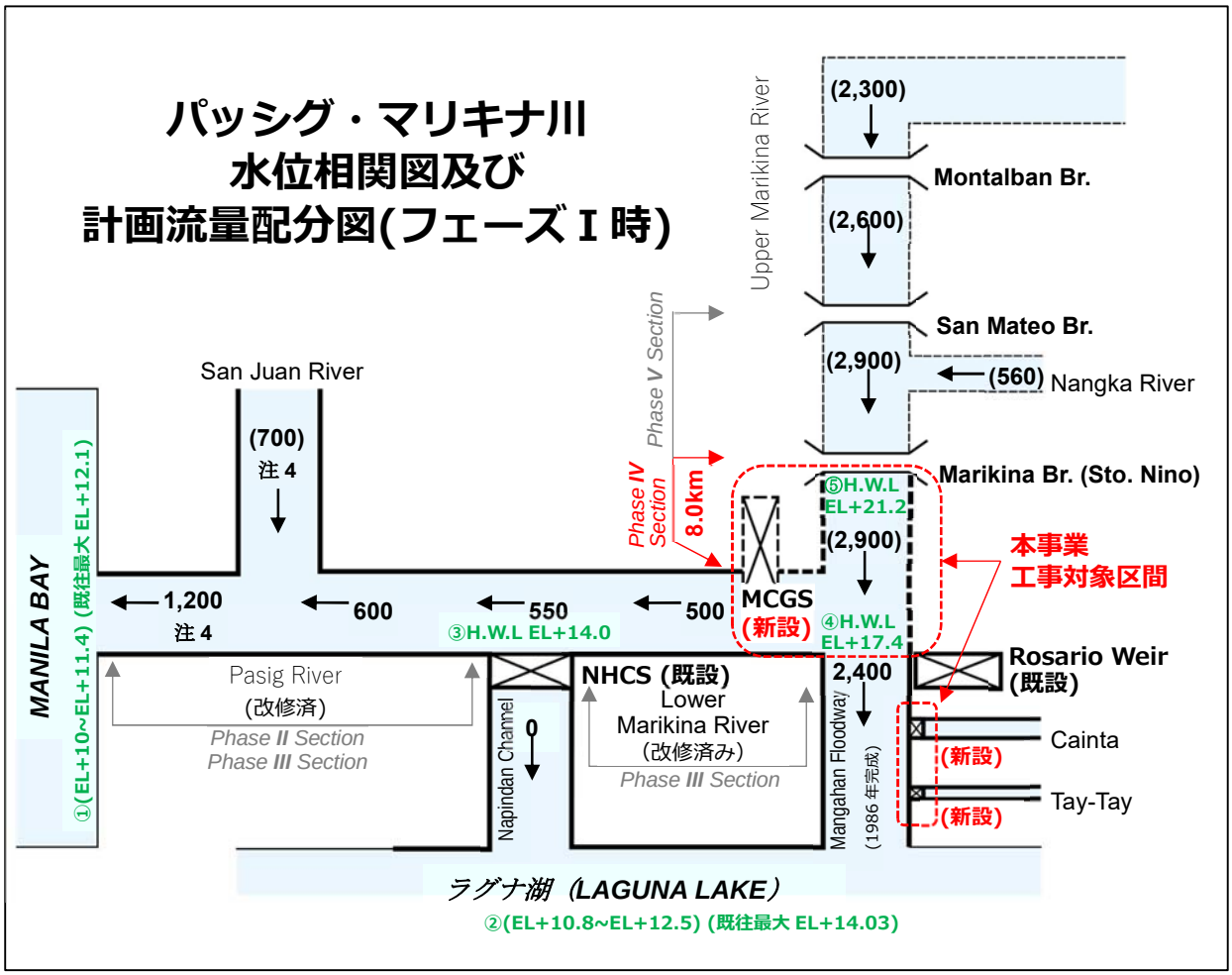
マリキナ川の基準点である Sto. Nino 観測所における最近 25 カ年（1994 年～2018 年）の平均豊水位、平水位、低水位、渇水位はそれぞれ 12.63m、12.03m、11.55m、11.27m であり、既往最高水位は台風オンドイの際に観測された 22.16m（2009 年 9 月 26 日 17:00）である。また、平均豊水流量、平水流量、低水流量及び渇水流量はそれぞれ 113.0 m^3/s、53.0 m^3/s、22.4 m^3/s、11.4 m^3/s であり、既往最大流量は前述した既往最高水位時の流量 3,480m^3/s である。

3.1.3　流域水位情報

本流域における治水構造物は、過去に設定された

- 平均低低潮位（Mean Lower Low Water Level: MLLWL）=EL+10.00 m　（以下 DPWH 標高）

を基準としている。この DPWH 標高における各地点の水位・標高情報は、図 3.1.2 の通りである。



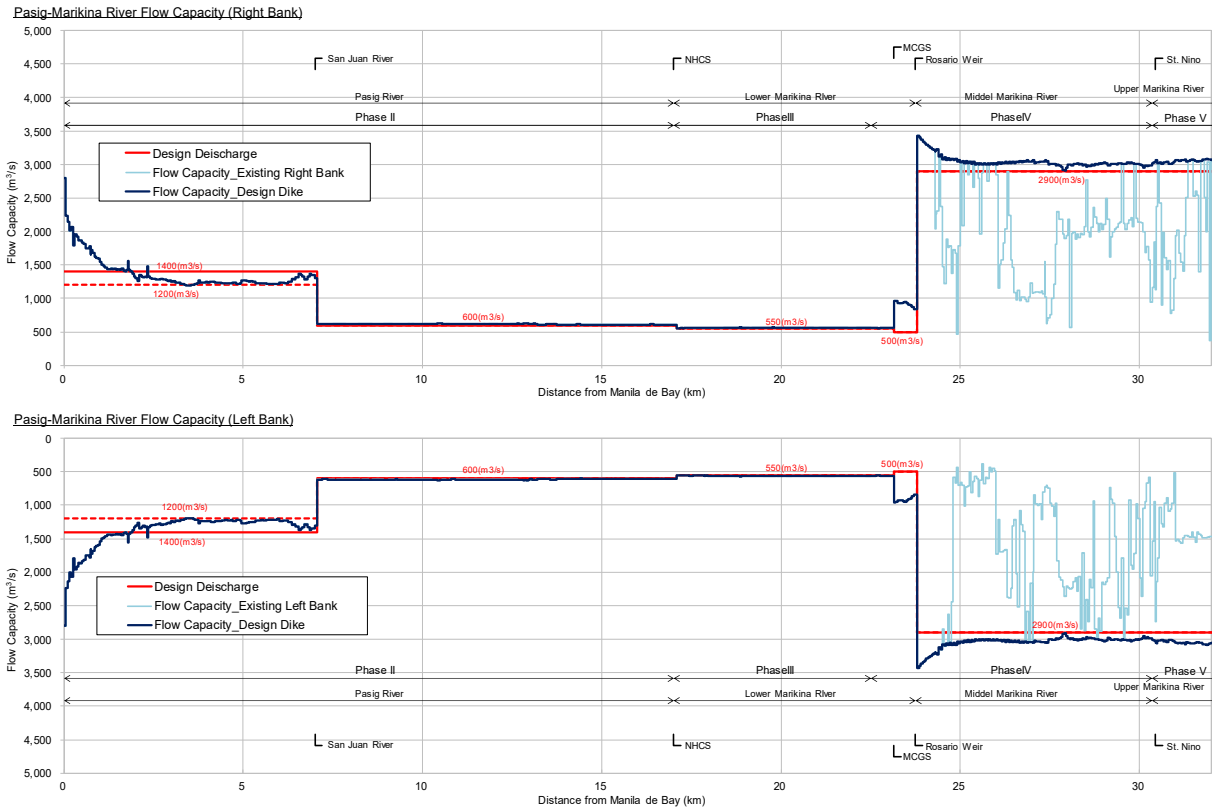
注１：　標高（EL）は DPWH 標高（平均月最大干潮位＝EL+10.00）
注２：　①の（　）内の数値はマニラ湾（河口）の通常時の水位変動
　　②の（　）内の数値はラグナ湖の通常時の水位変動
　　③の数値は治水計画における NHCS（ナピンダン水門）の本川側高水位
　　④の数値は治水計画におけるロサリオ堰の本川側高水位
注３：　河道内数値は、改修対象計画流量　（括弧付数字）は、未改修区間・河川
注４：　本業務で流量の見直し提案をしている。第３章参照。

出典：既存情報を基に調査団作成

図 3.1.2　パッシグ・マリキナ川の水位相関-2

3.1.4　現況流下能力

DPWH が 2015 年に策定した Definitive Plan を基に整理したパッシグ・マリキナ川の現況流下能力図を図 3.1.3 に示す。



出典：JICA2011 準備調査及び 2015IV&V-FS を基に調査団作成

図 3.1.3　現況流下能力図（パッシグ・マリキナ川）

3.2　既存及び構想段階関連計画の確認

3.2.1　既往治水計画

これまでに実施された治水計画の検討調査一覧を表 3.2.1 に示す。本事業で対象となる河道改修及び河川構造物はこれらの計画を踏まえ設計した。

表 3.2.1　既往治水計画検討調査

プロジェクト名	完了年	実施機関	略称
Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin	1952 年	フィリピン国政府	1952MP
FS Study and Detailed Design for Manggahan Floodway	1975 年	USAID	1975FS/DD
マニラ洪水対策計画調査	1990 年	JICA	JICA1990MP
Detailed Engineering Design of PMRCIP	2002 年	DPWH	2002DD
パッシグ・マリキナ川河川改修事業（III）準備調査	2011 年	JICA	JICA2011 準備調査
Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas	2012 年	WB	WB2012MP
マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査	2014 年	JICA	JICA2014 調査
Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V	2015 年	DPWH	2015IV&V
Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam	2018 年	WB	WB2018 UMD FS

出典：調査団

3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の主要な治水関連事業及び河川構造物のまとめ

パッシグ・マリキナ川流域では、以下の表 3.2.1 に示す河川構造物及びシステムが洪水防御・被害

軽減対策として建設または設置されている。

表 3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の治水対策

目的	施設名・システム名	完成年
河川洪水対策	ナピンダン水門	1982 年
	マンガハン放水路	1988 年
	ロサリオ堰	1988 年
	パッシグ・マリキナ川の堤防	2018 年
予警報システム	パッシグ河洪水予警報システム（第一期）	1995 年
	パッシグ河洪水予警報システム（リハビリ）	2002 年
	パッシグ河洪水予警報システム（復旧）	2016 年
内水対策	パッシグ川沿いの排水機場（12 箇所）	各種
	西マンガハン地区排水機場（5 箇所）	2007 年
	カマナバ地区排水機場（4 箇所） カマナバ地区防潮水門（1 箇所）	2007 年

出典：調査団

3.2.3　パッシグ・マリキナ川流域の今後実施が予定され実施されている調査

(1)　東マンガハン地区洪水制御調査

当該調査は、東マンガハン地区（マンガハン放水路左岸側の地区）において頻発していた内水被害を軽減することを目的として DPWH により実施されたものである。内水被害の主な要因はラグナ湖の水位上昇及びマンガハン放水路から支川への逆流であり、この調査の中で、フェーズ IV 事業に含まれる Cainta 及び Taytay の逆流防止水門の整備が優先事業として挙げられた。

(2)　世銀排水事業（MM Floodrisk）

WB2012MP において提案された内水対策全体計画を基に、WB は AIIB との協調融資により、マニラ首都圏の排水改善と環境改善事業への支援を開始している。事業実施機関は DPWH 並びにマニラ首都圏庁（MMDA）である。

(3)　マリキナダム・遊水地建設計画

マリキナ川の流量を低減する最適なダム・遊水地を決定するために、事業化調査（FS 調査）と詳細設計、入札図書の準備が WB 資金で行われている。

3.3　最終的治水計画の確認

本調査における治水計画は、基本的に既往の 2015IV&V-FS または JICA2014 調査を踏襲し、以下のように確認された。

3.3.1　流域平均確率雨量

流域平均確率雨量は 2015IV&V-FS を踏襲する（表 3.3.1 参照）。

表 3.3.1　流域平均確率雨量

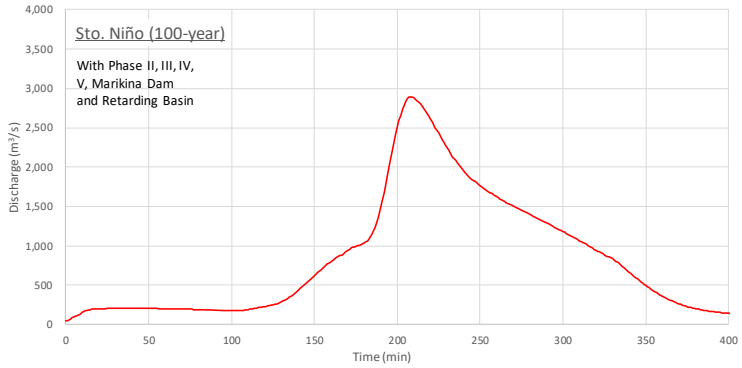
Return Period	1-Day Rainfall (mm)
2	122.9
5	172.7
10	205.7
30	**255.5**
50	278.3
100	**309.0**
200	339.6

出典：2015IV&V-FS

3.3.2　Sto. Nino の洪水流量

Sto. Nino 地点の計画ハイドログラフ（100 年確率、マリキナダム・遊水地あり）は、現在世界銀行によって実施されている遊水地調査によって最終化される。このため、本調査における治水構造物の操作ルールの検討では、2018WB UMD FS に基づいて

算定した想定の計画ハイドログラフを用いる（図 3.3.1 参照）。このハイドログラフは、既往の主要洪水の中で最も 1 時間雨量、1 日雨量及び Sto. Nino 地点のピーク流量が大きく、水位上昇も急激な台風オンドイ波形を用いて設定されている。

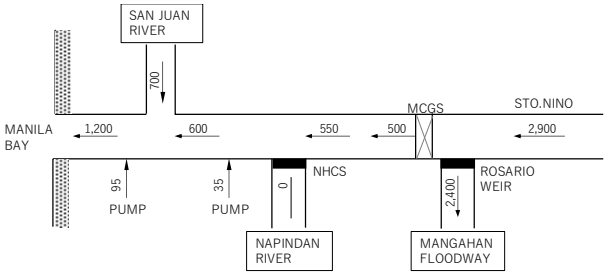


出典：2018WB UMD FS に基づいて調査団作成

図 3.3.1　Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ（2,900 m³/s）

3.3.3　整備目標流量

これまでに実施されたフェーズ III までは、図 3.3.2 に示した 2002DD で設定された当面の整備目標流量(1/30)に従って整備されている。



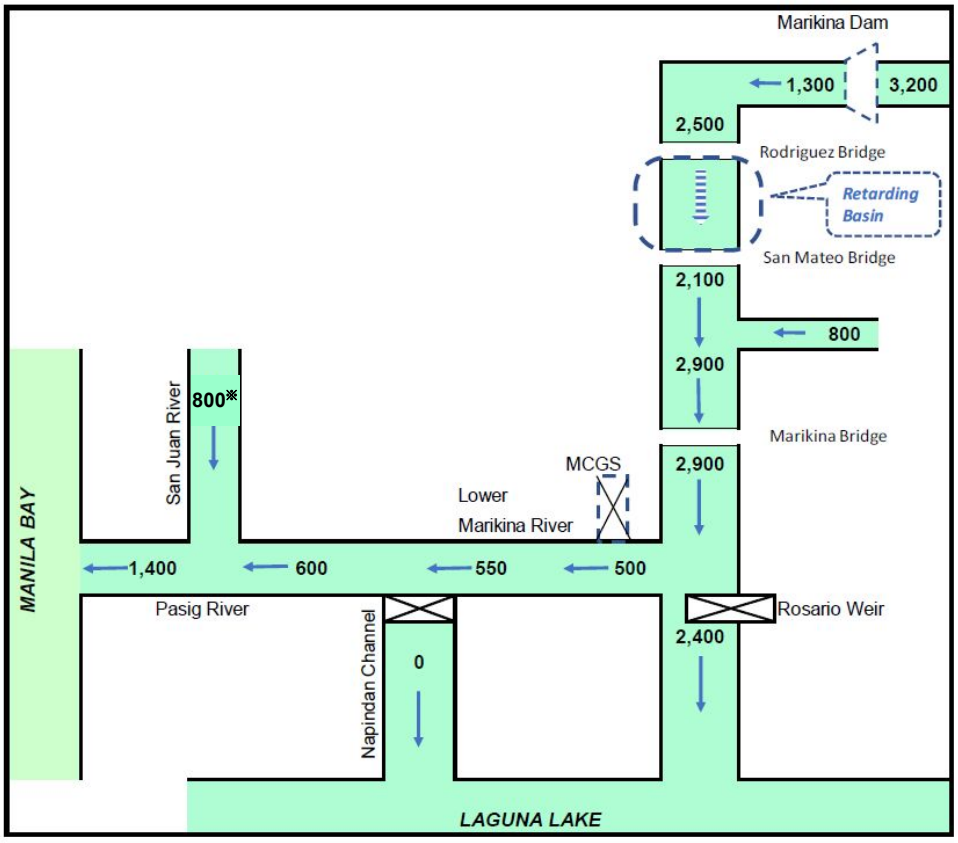
出典：2002DD

図 3.3.2　整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】

本事業においても、これまでの計画を踏襲し、Sto. Nino 地点の目標流量 2,900m³/s とする。Sto. Nino 地点の目標流量 2,900m³/s は、現在の流域状況では、確率規模別流量で約 1/20～1/30 として扱うこととする。ただし、この 2,900 m³/s は、以下の項に示すように、マリキナダムと遊水地建設によって 1/100 洪水調節後の計画流量となる。

3.3.4　計画高水流量

パッシグ・マリキナ川流域全体の計画高水流量配分（案）は以下の図 3.3.3 に示される。



※流域対策等により、200m³/s 程度流量をカットすることを前提とした流量
出典：「2015IV&V-FS」の図に調査団修追記

図 3.3.3　計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100）

Sto. Nino 地点流量 2,900m³/s で整備されたマリキナ川は、上流のマリキナダム及び遊水地による流量調節を考慮に入れた場合 100 年確率流量に相当するが、考慮に入れない場合は 20~30 年確率流量に相当する。マリキナ川整備（フェーズ IV 完成）からマリキナダム及び遊水地の完成まで、時間が空くことになり、この期間のフェーズ IV 改修区間の治水安全度は、30 年確率相当になる。

3.3.5　気候変動への適応

フィリピンの Design Guidelines Criteria and Standards Volume III には、気候変動に対して下記の対策をとるように規定されている。

- 異常降雨量の変化への対応：　設計時に 10%の降雨強度増加を考慮する。
- 海水面上昇への対応：　設計時に 0.3m の海面上昇を考慮する。

これを踏まえ、フェーズ IV の改修区間を対象とした設計においては、気候変動への対策として下記のとおり考慮した。

- 設計洪水流量の計算時に 10%の降雨強度増加を考慮し、河川流量の増加分はマリキナダム及び遊水地で調整する。
- フェーズ IV の改修区間は海水面上昇の影響を受けないため、特に考慮する必要はない。

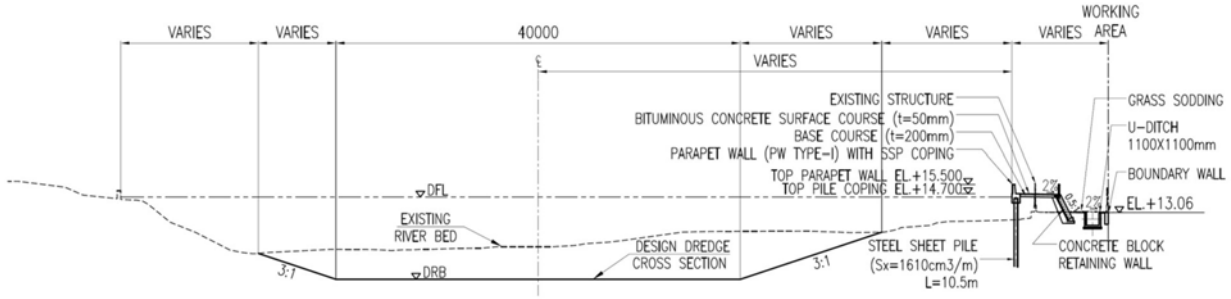
第4章　河道設計のための前提と河道条件（基本設計ステージ）

4.1　河道計画確認

4.1.1　既往計画の確認

4.1.1.1　MCGS 下流の計画断面

MCGS 下流は計画流量 550m³/s と設定され、既にフェーズ III 事業で整備が行われている。フェーズ III 事業では、計画河床幅 40m の低水路断面の浚渫（法面 3:1(H:V)）と堤内側地盤が DFL より低い箇所に堤防（洪水壁）を建設した。



出典： 2013III-DD 報告書

図 4.1.1　フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図

本業務においても MCGS 下流区間の断面は、フェーズ III 区間の計画に合わせて設定する。

4.1.1.2　MCGS 上流の計画断面

(1)　計画断面

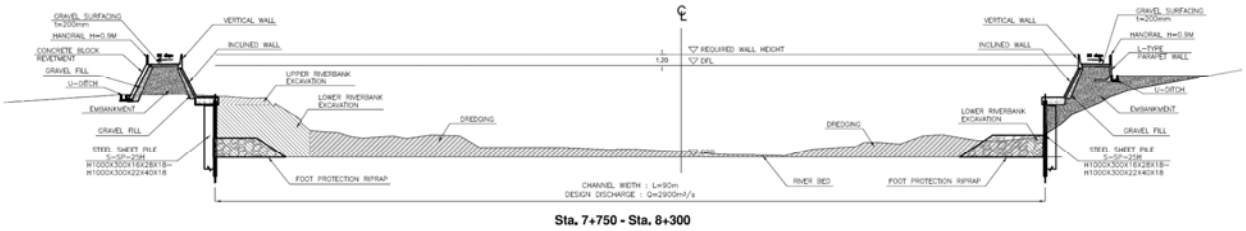
本詳細設計の検討の基本となる MCGS 上流の河道断面は、計画流量 2,900m³/s が安全に流下する、2015 年にフェーズ III 内で実施された Definitive Plan 調査によって最終的に提案され設定された標準断面である。2015IV&V での計画（Definitive Plan（2015））時の設計条件は以下の通りである。

表 4.1.1　Definitive Plan（2015）の設計条件

項目	設計方針
設計流量	2,900m³/s
余裕高	1.2m
河川線形	現況水路にあわせる
計画河床縦断勾配	1/4,000　（Rosario 堰～Marikina 橋）
低水路幅	Rosario 堰~10+500：90m 10+500~11+000：左岸側のみ 90m 幅相当に拡幅 11+000~13+350（Marikina 橋）：80m
高水敷護岸	Rosario 堰~10+500：もたれ護岸 10+500~12+000：River Wall の嵩上げ、パラペット壁 Marikina 市及び住民の要望により Marikina 橋の下流左岸側には、洪水防御のための施設は設けない。ただし、低水路の拡幅は行う。
維持管理用道路幅	3m、砕石舗装

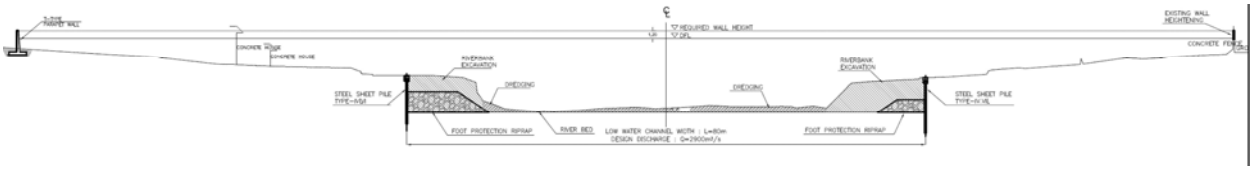
出典：2015IV&V 報告書

以下に、90m 区間標準断面図、80m 区間標準断面図を示す。



出典：Implementation Program (September 2018, DPWH)

図 4.1.2　90m 低水路部改修標準断面図

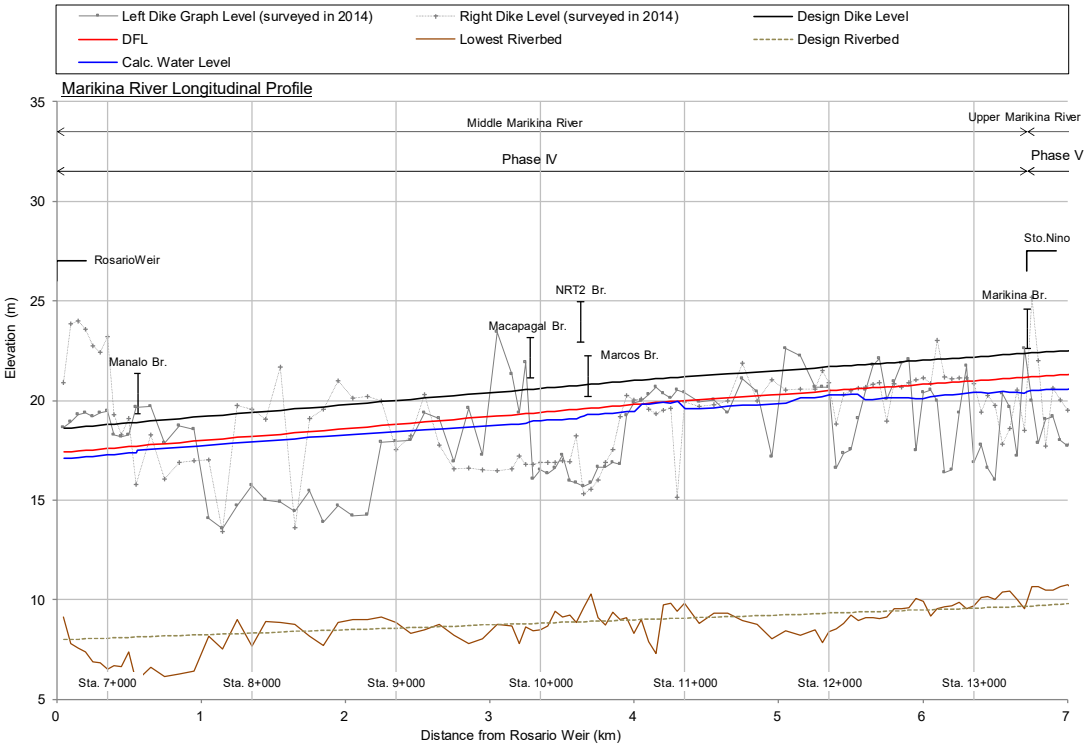


出典：Implementation Program (September 2018, DPWH)

図 4.1.3　80m 低水路部改修標準断面図

(2)　計画高水位（DFL）

本詳細設計では、2015 年の Definitive Plan 調査での DFL の設定を、日本の「河道計画検討の手引き」に基づく DFL の計算結果と比較して、安全な断面かどうかを再確認した。「河道計画検討の手引き」に基づき n=0.025 で算出した水位縦断図を図 4.1.4 に示す。結果として、「橋脚部」及び「湾曲部」における計算水位は Definitive Plan で設定した DFL 内に収まっていることが確認された。よって本調査では Definitive Plan の DFL を踏襲することとする。



出典：調査団

図 4.1.4　水位算定結果（粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮）

(株)建設技研インターナショナル　(独)水資源機構
日本工営(株)　(株)建設技術研究所

(3) 本事業工事区間から対象外とする区間：DPWH による Manalo 橋架け替え工事区間

現在、フェーズ IV 区間内 Sta.7+210 に位置する Manalo 橋の架け替え工事を DPWH が自国資金により、実施中である。DPWH は橋梁架け替え工事に必要な用地取得交渉を河岸の地権者と行っており、交渉がまとまった区間から工事を開始した。2020 年 1 月現在、工事は橋梁上流左岸部の低水路護岸としての矢板護岸の打設が開始されている。

4.1.2 河道沿い開発状況

河川の設計対象区間の両岸はほぼ全て土地が利用されている。土地利用の傾向としては、Marcos 橋（10+300 付近）より下流側では、商業施設、工場、倉庫、住宅地等の利用が多く、上流側では、河川沿いに河川公園が整備されており、その背後の多くは住宅地になっている。

4.1.3 既存排水路及びその排水システム

本業務設計対象区間内において、堤内側から流入する既存排水路は、290 箇所あり、出来得る限り既存の地形・排水システムを考慮してこれらの統廃合を行ったうえで排水口を護岸に設置する。

4.2 河道改修計画の基本

4.2.1 河道改修の基本方針

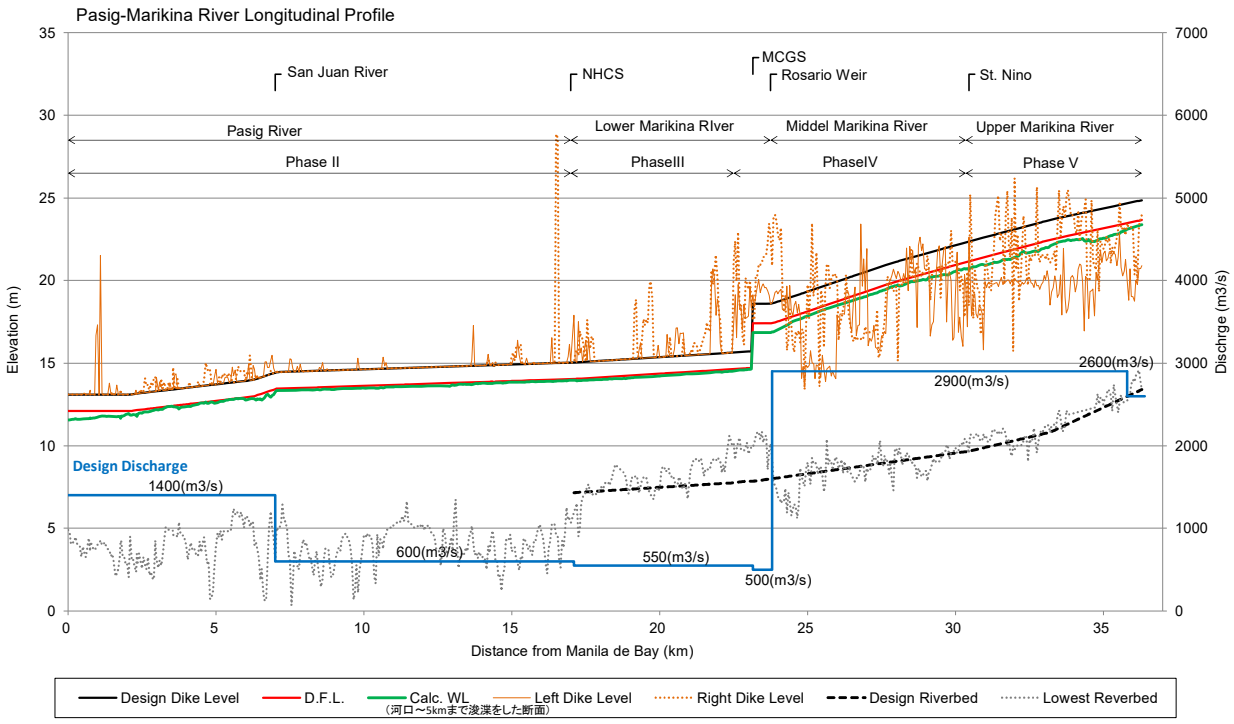
Definitive Plan 2015 における河道改修計画に沿うことを基本とし、現況の土地利用状況、用地取得状況、周辺の社会環境状況、等に応じて、見直しを行う。

DPWH によると、Local Water Code（LWC）という現行法により河川両岸に既存の河岸から 3m の用地幅を公共事業用地として確保する権利を DPWH が有している。また、Environmental Protection Area（EPA）として既存の河岸から 10m の範囲を自然環境保護地として開発を禁ずる法律の施行も検討されている。本来であれば、水路の中心線は現況水面の中心と等しくすることが望ましいが、設計対象範囲のほぼ全区間において用地取得の困難さが明らかであることから、DPWH から得た用地取得関連の情報に従って、できるだけ線形がスムーズ且つ用地取得面積及び建物補償を抑える方針により河道の線形と護岸形状を設計する。

基本的には、下流区間（Sta.10+500 より下流）では鋼矢板護岸ともたれ式のコンクリート護岸を組み合わせた横断構成とし、上流区間（Sta.10+500 より上流）では鋼矢板護岸とパラペット壁もしくは既存 River Wall の嵩上げを組み合わせた横断構成とする。

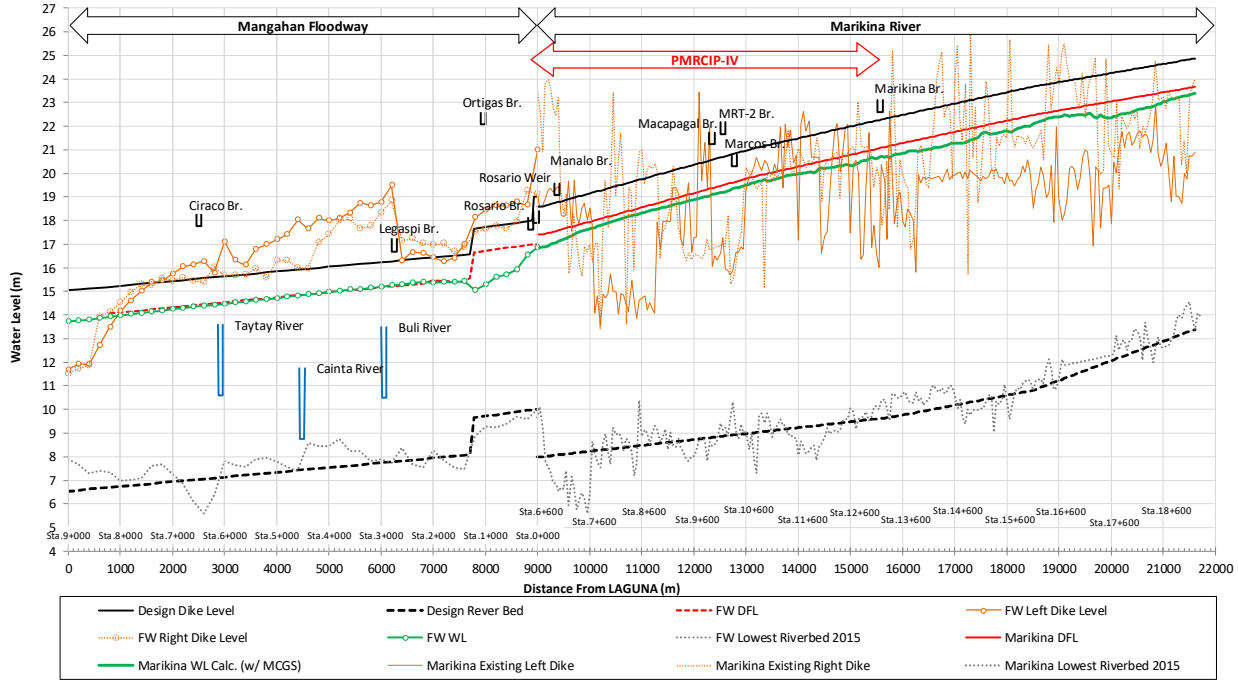
4.2.2 パッシグ・マリキナ川全体河道縦断図

以下にパッシグ・マリキナ川の計画高水流量も含めた全体縦断を、マニラ湾を基点とした縦断図及びラグナ湖を基点とした縦断図を図 4.2.1 及び図 4.2.2 として以下に示す。



出典：調査団

図 4.2.1　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（マニラ湾～サンマテオ）



出典：調査団

図 4.2.2　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（ラグナ湖～サンマテオ）

第5章　自然条件調査

5.1　測量調査

5.1.1　測量調査の目的、実施範囲

測量調査の主目的は、設計・積算に資するデジタル地形図、河川横断図の作成および現況排水工調査である。測量の対象範囲を、表 5.1.1 に示す

表 5.1.1　測量調査の範囲

項目	対象地区	数量	精度	補足事項
地形図の作成	マリキナ川本川	6km^2	1:500	Sta.5+400 – Sta.13+350
		10 has	1:200	
	マンガハン放水路	3 has	1:200	Cainta 水路合流部
		1 ha	1:200	Taytay 水路合流部
河川測量図の作成	マリキナ川本川	320 sections	20-meter interval	Sta.5+400 – Sta.13+350
	マンガハン放水路	5 sections		Cainta 水路合流部
		5 sections		Taytay 水路合流部
排水工出口調査	本川沿い排水工流出部	流出部全て		約 290 箇所を実施

5.1.2　調査方法

5.1.2.1　横断測量および深浅測量

河川横断・深浅測量は、航空測量機器及び超音波探査機器により 20m 以下の間隔で精度確認を並行して実施した。水深の浅い箇所や地上部の詳細な地形はトータルステーション又は GPS で測量し進めた。

5.1.2.2　地形測量

MCGS、Cainta 水門および Taytay 樋門の建設箇所は、1/200 の精度でトータルステーションまたは GPS を使用して、地形測量を実施した。また、以下の河岸の現況の構造物に対しても、その詳細な形状と標高を把握するための地形測量を実施した。

- 壁、フェンス、橋台、橋脚、カルバート及びその他構造物
- 舗装端部、路肩、堤防、排水溝、排水施設
- 電線、水道管および光ファイバー線
- 樹木、電柱、電話柱、街灯

5.1.2.3　その他（既存排水口測量、地質調査ボーリング箇所測量）

調査対象区間にある河岸の既存排水口は、現地で確認、番号を付与し、排水管の位置および高さをトータルステーションで確認すると共に、管径をテープで測定した。全調査区間で 290 箇所の排水口を測量した。また別途再委託業務で実施した地質調査のボーリング位置を正確に把握するため、孔口位置、標高を測量した。

5.2 地質調査

マリキナ川河川改修プロジェクトフェーズIV詳細設計を実施するために必要な地盤についてのデータを収集、取得するため、ボーリング調査および土質調査を実施した。河岸沿い、MCGS および逆流防止水門施工箇所でボーリング調査を実施し、その際に採取された土質資料を用いて物理試験、力学試験を実施した。併せて MCGS 施工箇所では、堰建設のための基礎岩盤の確認を実施した。各調査の実施方針を以下に列挙する。

- ボーリング調査は、マリキナ川左右岸の陸上若しくは河川内の台船上から 20mを目安のボーリング掘削を行い、地質状況の把握と土質試料の採取を行った。
- MCGS 地点ではマリキナ川左右岸や河川中央部でボーリング掘削を行い、地質状況を把握するとともに、堰建設のための基礎岩盤の確認を行った。
- マンガハン放水路左岸側の、Cainta 川、Taytay 水路地点では、水門建設のための基礎地盤調査として、ボーリング掘削を行い、構造物の支持層確認を行った。
- 土質試験は、ボーリング調査で採取された土質試料を用いて、土質試験室で土の性状を知るための物理試験と、力学的性状を知るための力学試験を実施した。
- 調査試験結果のとりまとめでは、ボーリング調査結果を用いて、各種構造物の詳細設計に必要な地質断面図を作成し、分布する地質に応じて土質試験結果を取りまとめ、必要な土質常数の提案を行った。

ボーリング調査実施数量、土質調査実施数量を、表 5.2.1 および表 5.2.2 に示す。

表 5.2.1　ボーリング調査実施数量

調査対象	実施箇所数	総実施延長 (m)
マリキナ川河岸	32 箇所	595.43
MCGS	7 箇所	56.00
Cainta/Taytay 水門	5 箇所	167.37
合計	44 箇所	818.80

表 5.2.2　土質試験実施数量

SPT	UDS	Classification	Specific gravity	Moisture Content	Particle Size	Particle Size	Atterberg	Soil Unconfined	Rock Strength	Consolidation
N値	試料採取	土質分類	密度試験	含水比	粒度試験		液性・塑性限界試験	一軸圧縮試験	岩圧縮試験	圧密試験
ASTM D1586	-	ASTM D2487	ASTM D854	ASTM D2216	ASTM D422	ASTM E100	ASTM D4318	ASTM D2166	ASTM D2938	ASTM D2435
724	15	366	102	369	366	9	260	5	30	8

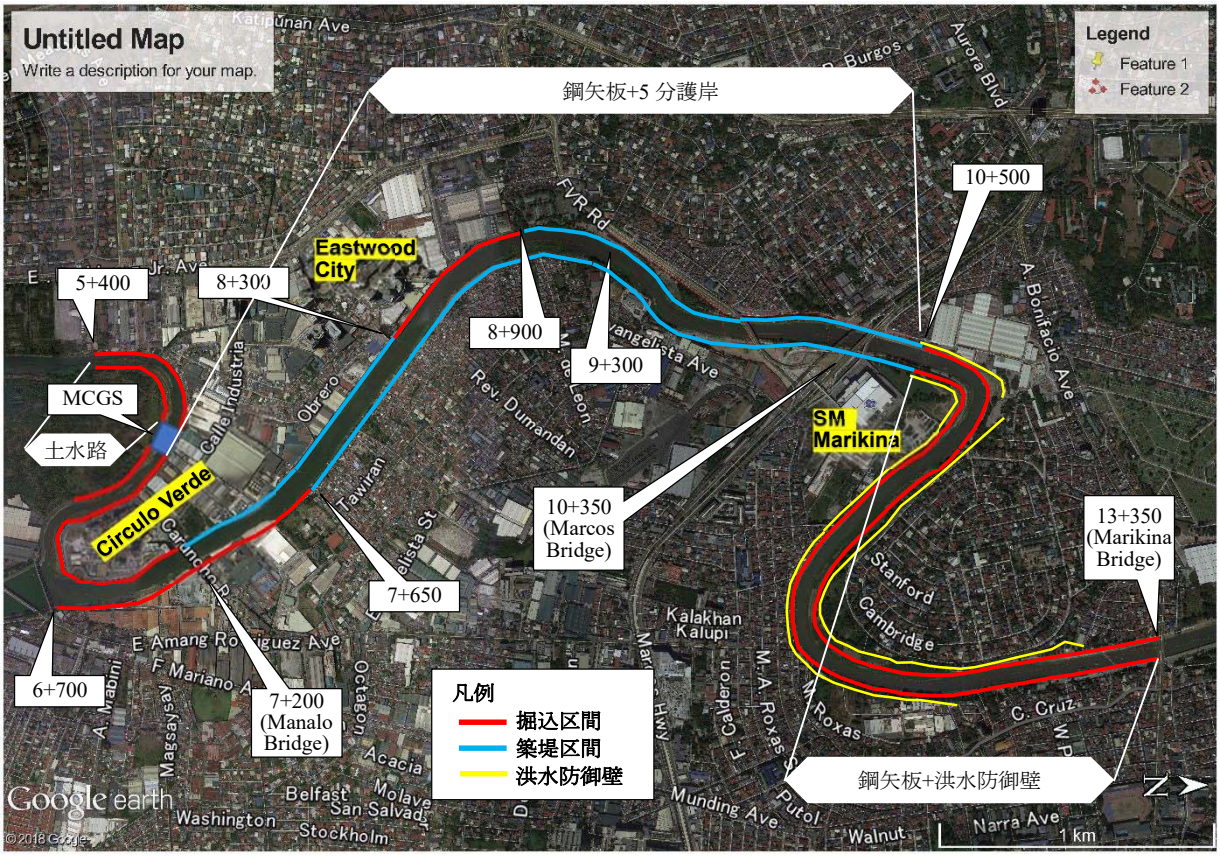
(株)建設技研インターナショナル　(独)水資源機構
日本工営(株)　(株)建設技術研究所

第6章　河川構造物設計の基本的検討及び基本設計

6.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計

6.1.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計結果概要

河道の基本設計結果の概要を表 6.1.1 及び図 6.1.1 に示す。設計対象範囲の河道を、堤防による防御が必要な築堤可能な区間と、築堤が不要な掘込河道区間に区分し、いずれの河道区間においても、鋼矢板による低水護岸とし、高水敷以上の護岸はコンクリート擁壁により構築する計画とする。



出典：Google Earth に調査団追記

図 6.1.1　河道改修の区間分け位置図

表 6.1.1　各区間別の河道の基本設計

Station	河床幅	低水護岸	堤防／護岸構成	
			左岸側	右岸側
5+400 ~6+700 下流端～Rosario 堰分派点	40m	土水路/鋼矢板護岸	5+400～6+350: 切土／コンクリート護岸	5+400～5+800: 切土
			6+350～6+600: 既存護岸	5+800～6+700: コンクリート護岸
6+700 ~ 10+500 Rosario 堰分派点～Marcos 橋上流	90m	鋼矢板護岸	6+700~7+650: コンクリート護岸	6+700~7+200: コンクリート護岸
				7+200~8+300: 築堤、コンクリート護岸
			7+650~10+500: 築堤、コンクリート護岸	8+300~8+900: コンクリート護岸
				8+900~10+500: 築堤、コンクリート護岸
10+500 ~ 13+350 Marcos 橋上流～Marikina 橋	80m	鋼矢板護岸	10+500～13+3500: 洪水防御壁（パラペット壁、既存壁嵩上げ）	10+500～13+3500: 洪水防御壁（パラペット壁、既存壁嵩上げ）

出典：調査団

6.1.2　低水護岸の基本設計

6.1.2.1　低水護岸のタイプ

河川の各区間における低水護岸のタイプを、区間別に次表に示す。

表 6.1.2　各区間別の低水護岸のタイプ

Station	位置	低水護岸
Sta.5+400～5+800　左岸 Sta.5+400～5+620　右岸	下流端～MCGS 護岸下流端 下流端～既設水路合流部	STA.5+423.5 – STA. 5+581.0 の右岸を除いて護岸なし
Sta.5+620～5+900　右岸	既設水路合流部～MCGS 護岸下流端	鋼矢板護岸
Sta.5+900～5+900	MCGS 区間	コンクリート張または堰本体工
Sta.6+035～Sta.13+350	MCGS 護岸上流端～Marikina 橋	鋼矢板護岸

出典：調査団

全区間において低水路の掘削及び拡幅が必要であり、用地境界と低水路幅の間に余裕幅がないため、低水護岸を設ける。護岸形式は、以下の要因を考慮し、鋼矢板護岸を基本とする。

- 河川形状の変化、施工時の作業スペースの制限等、あらゆる箇所への融通性が高い。
- 河積侵食を抑えることが可能。
- 施工範囲の仮締切、排水、ドライ化などが不要で、施工時間の短縮化が可能。
- 鋼矢板護岸上部にコンクリート上部工を敷設することで、必要な標高を比較的容易に確保することが可能。
- 軟弱な基礎地盤、硬質な基礎地盤、船舶の寄港を考慮した吃水の確保など、あらゆる条件に対しても鋼矢板規模および延長の見直しによる対応が可能で、工事範囲の拡大も特に発生しない。

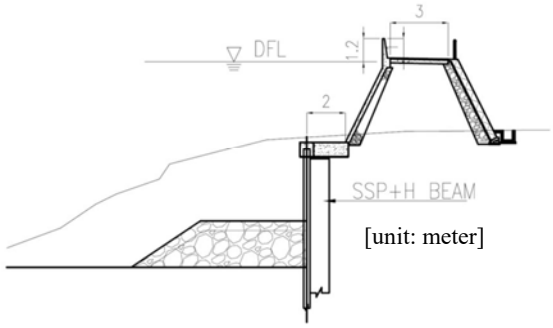
鋼矢板護岸の形式は、下記 3 案の比較検討結果に基づき、ハット型鋼矢板と H 型鋼を一体とした自立式鋼矢板護岸を採用する。なお、比較検討の詳細を主報告書表 6.1.7 に示す。

・　自立式ハット形鋼矢板+H 型鋼　→　採用
・　自立式鋼管矢板　→　経済性で劣る
・　タイロッド式鋼矢板　→　用地制約により難しい

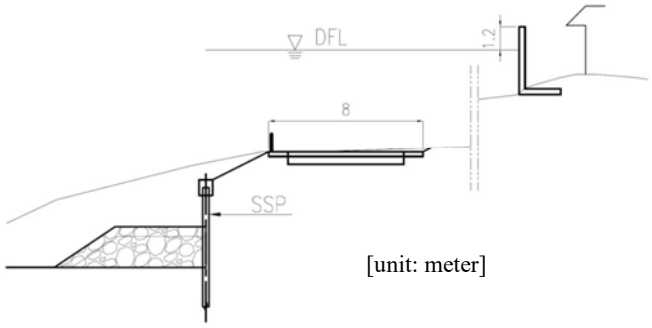
6.1.2.2　鋼矢板護岸構造の検討

本設計における護岸構造の決定に対し、最もクリティカルとなるのは用地の制限である。新規の用地取得範囲と家屋移転数が最小となるよう、Definitive Plan における計画に基づき「自立鋼矢板護岸＋根固工」による護岸構成を基本とし、下記の通り計画する。

・　Sta.5+620～Sta.6+700：鋼矢板+H 鋼の上に張芝またはコンクリート護岸
・　Sta.6+700～Sta.10+500：鋼矢板+H 鋼の上にコンクリート護岸を設置する
・　Sta.10+500 より上流の区間：低水路を鋼矢板により建設し、標高の高い部分の止水はパラペット壁等のコンクリート壁により行う。



Sta.5+620～Sta.10+500
※図は築堤範囲の場合の例



Sta.10+500～Sta.13+350

出典：調査団

図 6.1.2　標準的護岸構造

6.1.2.3　低水護岸根固め工の検討

根固工構造の検討として、下記の 4 タイプに対して比較検討を行う。なお、比較検討の詳細を主報告書表 6.1.24 に整理する。

- ケース 1：捨石工（リップラップ）ーフェーズⅡ、Ⅲで実施
- ケース 2：ふとんかご（防錆処理）
- ケース 3：袋型根固工
- ケース 4：ジオテキスタイル製ふとんかご

上記 4 タイプの比較検討の結果、経済性を含め、施工実績、生態系への配慮、地盤追従性、維持管理及び施工性の検討項目で優位性の高いケース 1：捨石工（リップラップ）を採用する。

6.1.2.4　橋梁下部工根固工の検討

(1)　対象橋梁

本業務対象区間のうち、マリキナ川を渡河する橋梁は図 6.1.3 に示す 6 橋である。このうち、根固め工設置の対象となる橋梁を、Macapagal 橋, LRT2 橋, Marcos 橋, SM Marikina 橋の全 4 橋に設定した。Manalo 橋, Marikina 橋については、下記の理由により本設計からは除外する。



出典：　Google Earth に調査団追記

図 6.1.3　対象橋梁一覧

・　Manalo 橋：　フェーズⅢ SA2 にて実施した新規架け替え橋梁の詳細設計に洗堀対策工として根固め工が含まれている。

・　Marikina 橋：　DPWH-NCR により実施予定の補強工事に洗堀対策が含まれる

(2)　工法の選定

橋脚の周りの洗掘により橋脚の安定性の低下を防ぐため、橋脚の基礎天端の高さが現況測量断面の最深河床高より 2m 以下あるいは河床より出ている場合は、その上下流に保護工を設置する。橋脚防護工の経済性比較の結果、全橋梁で捨石工を適用する。

6.1.3　堤防（堤防護岸・特殊堤）の設計

6.1.3.1　堤防および護岸の構成

表 6.1.3 に各区間とそれぞれの概要を整理する。

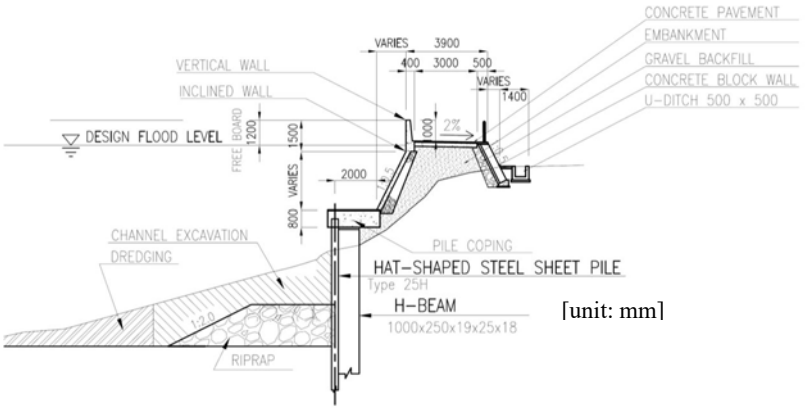
表 6.1.3　堤防および護岸に係る区間分けと概要

区間	概要
(1) 下流端（Sta.5+400）～ Rosario 堰（Sta.6+600）	MCGS 下流側では素掘りの土水路、MCGS の上下流では鋼矢板+コンクリート護岸、MCGS から Rosario 堰までは鋼矢板+コンクリート護岸の構成とする。
(2) Risario 堰（Sta.6+700）～ Marcos 橋（Sta.10+500	掘込河道となる区間においては川表側法面に護岸を設置し、築堤区間においては盛土による築堤及び盛土川表側法面に護岸並びに川裏側には法面保護工を設置する。護岸は全区間、鋼矢板+コンクリート護岸の構成を基本とする。
(3) Marcos 橋（Sta.10+500）～Marikina 橋（上流端 Sta.13+350）	全区間掘込河道なので、鋼矢板低水路+パラペットウォール洪水防御壁とする。Definitive Plan では Sta.11+000～12+550 の右岸側において、低水路を掘削するのみの計画としているが、低水路幅を将来的に確実に保持できるよう、河川横断方向の幅 80m で鋼矢板により低水路を構築する。

出典：調査団

6.1.3.2　堤防および護岸構造

MCGS 下流右岸（Sta.5+620）から Marcos 橋（Sta.10+500）までの区間における、掘込河道の法面保護工、築堤河道の護岸構造を表 6.1.4 の通り設定する。



出典：調査団

図 6.1.4　護岸の標準横断面図（前面法勾配５分の場合）

表 6.1.4　堤防および護岸設計諸元概要

項　目	諸　　元	備　　考
計画規模	100 年確率（ダム・遊水地あり）	
計画流量	・ Rosario 堰(Sta.6+600)下流側：500 m^3/s ・ Rosario 堰(Sta.6+600)上流側：2,900 m^3/s	
余裕高	・ MCGS(Sta.6+010)下流側　：1.0 m ・ MCGS(Sta.6+010)～Rosario 堰(Sta.6+600)　：1.2 m ・ Rosario 堰(Sta.6+600)上流側　：1.2 m	- Manggahan 放水路分派地点の水位の影響を受けるため、Rosario 堰上流側と同じ余裕高を考慮
堤防天端幅	最低 3.0m	- 主要な部分を鋼矢板及びコンクリートにより構成する特殊堤
管理用通路幅	3.0m 以上を基本	- 管理用通路に代わる適当な通路があり用地に余裕がない場合は 1.5m まで狭める - MCGS および EFCOS 付近では施設の維持管理等を考慮し 4.0m を確保
法勾配	2 割以下の急こう配 ただし、コンクリート等による法面保護を設置	- コンクリート等による法面保護がない場合は 2 割とする
余盛	20～45cm	- 基礎地盤および堤体の土質条件、盛土高を考慮して決定

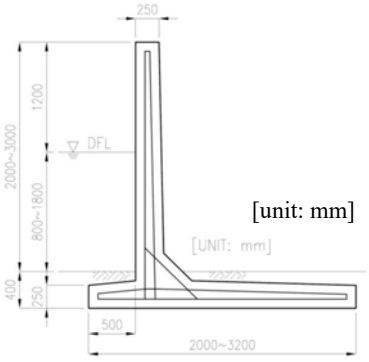
出典：調査団

(株)建設技研インターナショナル　(独)水資源機構
日本工営(株)　(株)建設技術研究所

6.1.3.3　洪水防御壁の構造

Marcos 橋より上流の区間（Sta.10+500～13+350）の区間では、現況地形を高水敷として利用し、標高の高い部分にパラペットウォール洪水防御壁を設置、もしくは既存のコンクリート壁を嵩上げして必要な築堤護岸高を確保する。

標準的な洪水防御壁の断面図例を示す。



Type-T：地盤上の高さ 2m～3m の場合に適用

出典：調査団

図 6.1.5　Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例

6.2　排水施設基本設計

6.2.1　排水施設の基本設計結果概要

排水計画の対象エリアは本プロジェクトの対象区間 Sta. 5+400 から Sta. 13+350 の両岸となる。当区間内での既存排水口数は 282 箇所である。計画に際しては、洪水時の河川から排水管・排水口への逆流の可能性を最小限に抑えることを目的に、内水側の地形特性、既存排水管網を十分に考慮した上で、排水管・排水口の数を可能な限り少なくした。新設排水施設の概要を表 6.2.1 にまとめた。

表 6.2.1　提案される排水施設

提案される排水施設	数量	サイズ
新設排水施設	合計 142 locations	
Outlet(排水管)タイプ	121 locations	Dia. 900mm – 2,000mm
Sluice（樋門）タイプ	21 locations	1,000 x 1,000 – 2,000 x 2,000mm
Collector Pipe（コレクターパイプ）	Length=105 m	Dia. 300 - 600 mm
Flap Gate	82 unites	Dia. 900mm – 2000mm (2000x2000mm)
Sta. 8+940 右岸にある大型開水路（水路幅約 11m)）		排水施設工事ではなく、護岸のみで対応。

出典：調査団

6.2.2　既存排水口の測量とデータ収集

プロジェクトの対象区間 Sta. 5+400 から Sta. 13+350 の両岸にある既存排水口 282 箇所に対して測量を実施した。表 6.2.2 に結果を示す。

表 6.2.2　既存排水管

位置	RCP (ｺﾝｸﾘｰﾄ管)	BC (ﾎﾞｯｸｽｶﾙﾊﾞｰﾄ)	SP (鉄管)	ED (開削水路)	PVC (塩化ﾋﾞﾆｰﾙ管)	計
左岸	57	17	5	1	36	116
右岸	96	16	3	0	51	166
計	153	33	8	1	87	282

出典：調査団

Definitive Plan 作成時に、対象となる Quezon（ケソン）市、Marikina（マリキナ）市、Pasig（パッシグ）市から、既存排水管網図を入手した。また、排水計画に必要となる将来の土地利用図（Land Use Map）も既存排水管網図と同様に、対象となる 3 市より入手した。

6.2.3　排水施設計画

6.2.3.1　計画条件

DPWH の都市排水計画・設計指針である「Design Guidelines, Criteria and Standards: Volume 3 – Water Engineering Projects, 2015」（以下、“排水施設設計ガイドライン”と称す）に従い条件を設定する。主な条件は表 6.2.3 の通り。

表 6.2.3　排水施設設計における計画条件のまとめ

項目	条件	備考
計画規模	計画規模 25 年	
計画規模排水管の最小管径	900 mm	但し、DPWH-BOD との協議の結果より、家屋からの雨樋や生活排水、コレクターパイプについては最小径 900mm は適用されず、既存と同等のサイズを新設部に採用する。
計画雨水流出量の設定	合理式により算定	流出係数および流達時間の算定は排水施設設計ガイドラインに基づき設定および算定

出典：排水施設設計ガイドラインより調査団整理

6.2.3.2　排水施設計画の策定

排水計画条件、基本方針を踏まえ本事業における排水施設計画を策定する。策定した排水施設計画を主報告書 6.2.3.2 (2)に整理する。

6.2.4　排水施設基本設計

6.2.4.1　排水管の基本設計

表 6.2.4 に示す検討方法による設計を行う。

表 6.2.4　排水施設設計における検討方法のまとめ

項目	検討方法	備考
排水口断面の算定	マニングの式	排水施設設計ガイドラインに基づく
管渠内の流速	・　最小 0.8 m/sec ・　1.0～1.8 m/sec の範囲に収まるように計画	・　排水施設設計ガイドラインに基づく ・　「Technical Standards and Guidelines for Planning and Design, Draft, VOLUME II: URBAN DRAINAGE, March 2002, DPWH and JICA」に基づく
計画雨水流出量の設定	合理式により算定	排水施設設計ガイドラインに基づく
管渠接合	管頂接合	同上
マンホールの配置	・　管渠の会合する箇所、維持管理のうえで必要な箇所、管渠径が変化する箇所、管渠の方向または勾配が変化する場所に設置 ・　最大間隔は 50 m	同上

出典：調査団整理

6.2.4.2　樋門の基本設計

下表に基本設計による決定事項を整理する。

表 6.2.5 樋門基本設計のまとめ

項目	型式/諸元等	設定根拠/備考
樋門構造形式	柔構造樋門	5cm を越える残留沈下量が発生するため、「柔構造樋門の手引き」（H10.11 財団法人国土技術センター）に従い柔構造形式とする

項目	型式/諸元等	設定根拠/備考
断面構造形式	現場打ちコンクリートによる矩形断面	・ 現場打ちコンクリートの場合、円形函体では施工性が困難 ・ RCPC を樋門函体として使用する場合、函体間の継ぎ目における水密性の確保や変形特性に問題がある ・ 鋼管の場合、継手部での接合で溶接が必要となる
ゲート形式	フラップゲート（ヒンジ式）	人為操作が不要であり無動力開閉が可能

出典：調査団

6.3 Manggahan Control Gate Structure (MCGS) 基本設計

6.3.1 MCGS の基本設計結果の概要

MCGS は 2002 年のフェーズ I 事業の中で一度詳細設計が実施されているものの、フェーズ I 以降に発生した用地取得に関する課題を受け、2015 年 Definitive Plan において、設置位置の見直しが行われた。本業務では、この設置位置の見直しを受けて、詳細設計を再度実施する。

基本設計により設定した諸元の一覧を、基本設計結果として示す。

表 6.3.1 基本設計による設計諸元概要

項　目	諸　　元	備　　考
構造上の分類	可動堰	- 洪水時における分流の確実性を考慮 - Manggahan 放水路を通じてのラグナ湖からの排水に配慮
位置	STA.6+010	- 用地制約や河道湾曲部を考慮したうえで、EFCOS（STA.6＋550 付近）からできるだけ近い位置
計画高水位（DFL）	上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 14.711 m	
水位条件（構造検討）	（洪水時）上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 13.425 m	- 下流側水位は水理模型実験時の下流側水位
	（低水位時）上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位は Rosario 堰マリキナ川側観測水位より算定
堤防高（計画）	本川側：EL.+18.600	- DFL + 余裕高 1.2m
門　数	2 門	- 運用の弾力性、故障時の冗長性等を考慮
径間長	31.8m + 15.2m （純径間：28.7m+11.3m）	- 最小径間長 12.5m （流下物による通水部の閉塞を回避） - 平常時の水面幅である 40m を 2 門全開で確保 - 洪水時に小径間ゲートのみを全開にし、計画洪水流下時の下流への流量を 500m^3/s に制限する
ゲート天端高	EL. 17.400 m	- DFL
堰敷高（シル高）	EL. 7.850 m	- 計画河床高
減勢工	減勢池方式 L=25.35m、EL.7.050m	- 平常時の通船や洪水流下を妨げない方式 - 上下流最大水位差の 20%程度の深さ - 日本の既往事例 [1] を参考に設定
本体(床版)長	20.5m	- 管理橋、管理用階段、門柱幅、堰柱幅より設定
水叩き延長	上流側：15m	- 日本の既往事例 [1] を参考に、下流側の 1/2 の延長
	下流側：30m	- 必要となる浸透経路長により延長を設定
護床工延長	上流側：15m	- 上流側水叩き工と同じ長さ
	下流側：44m	- 床止め構造検討の手引きに従い算定
本体工天端高	EL. 19.00 m	- 護岸の施工天端高（余盛含む）
門柱天端高	EL. 32.050 m	- ゲート高に引上げ時の余裕高 1.5m を考慮
ゲート天端高	EL. 17.400 m	- DFL に合わせる
ゲート形式	引上げ式ローラゲート	- 維持管理運用と経済性より選定
ゲート扉体構造/材質	シェル構造/省合金二相ステンレス	- （構造）流下物、堆砂への対応、コスト面での優位性 - （材料）ライフサイクルコスト、パッシグ・マリキナ川の汽水域での適用性

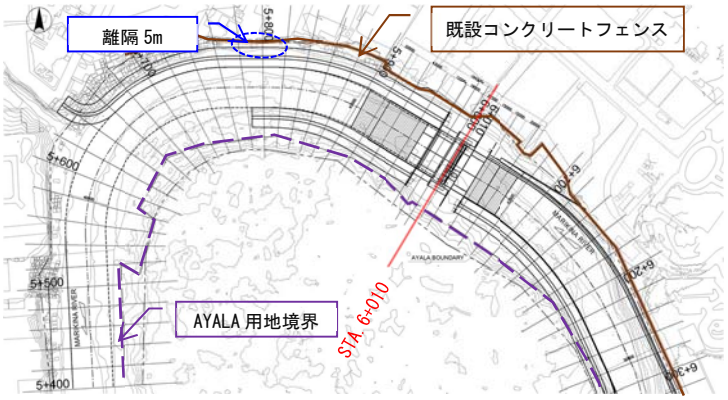
項　目	諸　元	備　考
操作方式	開閉装置：電動（商用電源） 操作；遠隔操作および機側操作	- 商用電源の使用、ただし停電時の備えとして予備動力設備 2 基を設置 - 遠隔および機側に加え、発電機室に緊急操作盤を設置
管理橋	PC 橋（有効幅員：4.0m）	- 管理用車両の通行のみを想定

1）「堰の設計」（ダム技術センター）
出典：調査団

6.3.2　MCGS の基本設計

6.3.2.1　MCGS 位置の検討

2015 年 Definitive Plan において選定された位置は STA.6+050 であったが、当該位置の場合、特に堰左岸側で用地境界との離隔が狭くなること、河道線形を右岸側に移動させた場合に、上下流水叩きが河道の湾曲部に位置することになることを考慮し、STA.6+010 の河道横断方向に堰軸を合わせる計画とする。



出典：調査団

図 6.3.1　MCGS 設置位置

6.3.2.2　基本構造諸元の検討

(1)　堰形式およびゲート形式の検討

本設計の対象である MCGS の主要な目的は流量調節である。これを踏まえ適用可能な堰形式の抽出を行う。以下に示す現場条件および制約条件を考慮して本施設として適用できる可能性があるものを抽出する。

- 流量調節機能　：　計画対象規模の洪水流下時に、マリキナ川下流へ計画流量 500m³/s を確実に調節が可能
- 平常時の通船機能　：　洪水が発生していない状況下（雨季も含む）においてフェリーの航行が可能
- アンダーフロー以外の放流方式の可否　：　アンダーフローによるゲート振動の懸念に配慮
- 現地の気候への耐性　：　日本と比較して高温多湿かつ、1 年中厳しい日射熱が作用
- 用地制約　：　両岸ともに用地に制約があり、できるだけ平面的にコンパクトな施設

上記の前提条件により、下記に示す 4 形式の比較を行う。なお、比較検討の詳細を主報告書表 6.3.20 に示す。

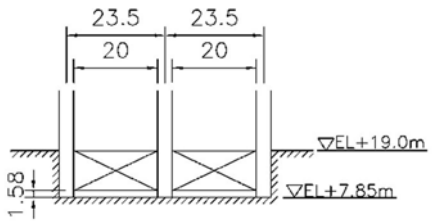
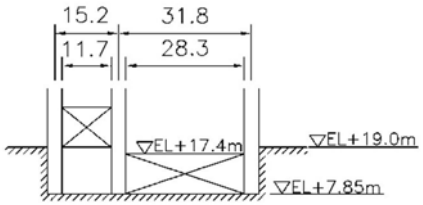
- 第 1 案：引上げ式ローラゲート　→　採用
- 第 2 案：2 段式ローラゲート　→　操作が複雑、経済性で劣る
- 第 3 案：ラジアルゲート　→　越流に対し弱点がある、自重降下不可
- 第 4 案：ライジングセクターゲート　→　維持管理面で課題あり、経済性で劣る

維持管理のしやすさ、信頼性、経済性に加え、近隣の堰および水門と同形式であり、現地の技術者にも運転や維持管理に関する知見が十分に蓄積されている点を考慮し、「第 1 案：引上げ式ゲート」を選定する。

(2) 径間長および径間割の検討

径間長および径間割の設定にあたっては、日本の河川管理施設等構造令を参考にし、表 6.3.2 に示す 2 案を抽出する。表 6.3.2 の比較検討の結果、「第 2 案：15.2m + 31.8m」を採用する。

表 6.3.2 径間長の比較

項 目	第 1 案：23.5m + 23.5m	第 2 案：15.2m + 31.8m
概要図 （洪水時）		
純径間	・ 20m + 20m	・ 28.3m + 11.7m（水理模型実験結果より径間割を決定）
概要	・ 2002 年フェーズ I での採用案 ・ 構造令で規定されている径間長を満足し、平常時のマリキナ川の水面幅 40m をトータルの純径間で確保する	・ 流量制御のために、2 門のうち片側の径間長を狭める案 ・ 日本の河川管理施設等構造令における山間狭窄部の特例を参考に、流下物による通水部の閉塞を回避するため最小径間長を 12.5m とする（15.2m > 12.5m より条件を満足する） ・ 平常時のマリキナ川の水面幅 40m をトータルの純径間で確保する
放流方式	・ ゲート扉体下端からの下方放流	・ 堰の固定部での越流
評価	・ 下方放流によるゲート振動についての定量的評価や、発生後の対応が難しい	・ 第 1 案のようなゲート振動に対する懸念がなく、平常時の運用方法についても柔軟性がある
		推 奨

出典：調査団

(3) 管理橋の検討

表 6.3.3 に管理橋の諸元を整理する。

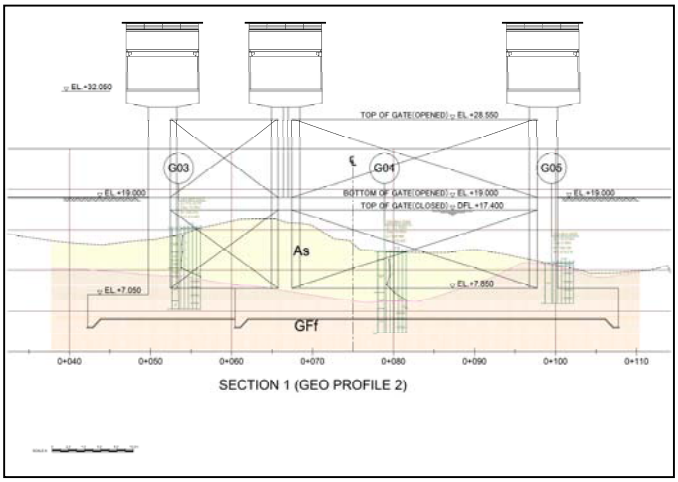
表 6.3.3 MCGS 管理橋諸元の整理

	項目		条件/諸元等
1	道路条件		・ 管理用道路 ・ 一般道路としての開放は考えない
2-1	橋梁条件	橋長	L1= 14.55m (短径間), L2= 31.15m (長径間)
2-2		幅員構成	W= 0.500m (地覆) + 4.000m (車道) + 0.500m (地覆) = 5.000m
2-3		舗装	アスファルト舗装 (ACP), t= 50mm
3	荷重条件		・ 死荷重、活荷重、疲労荷重、衝撃荷重を DGCS に従い設定 ・ 荷重については、堰本体との一貫性を重視し、最大設計風速を V=200km/h
4	上部工形式		・ PC I 桁橋（AASHTO 桁） ✓ 支間長（9.0m~42.7m） ✓ RC 床版橋、鋼 I 桁橋との経済性比較より

出典：調査団

(4)　基礎形式の検討

既往地質調査結果より MCGS 設置地点では、おおむね EL.+7.6m 以下から、N 値 30 以上の砂層または N 値 50 を超える基盤岩が分布している（図 6.3.2 参照）。床付面は支持層に達している箇所がほとんどであるため、直接基礎形式を基本とする。



出典：調査団

図 6.3.2　想定土層横断図（堰柱位置）

(5)　本体諸元（断面寸法）の決定

「河川砂防技術基準（案）設計編 I 」、「堰の設計」（ダム技術センター）を参考に、本体の断面寸法を設定する。ここでは、設定した諸元を表 6.3.1 に整理する。また、水理模型実験結果に基づき、小径間ゲート下流側にエンドシルによる減勢工を設けることとしている。各本体諸元設定の詳細を主報告書 6.3.3.7（9）に示す。

6.3.3　ゲート構造および開閉機の検討

MCGS のゲート構造および開閉機を表 6.3.4 の通り設定する。

表 6.3.4　MCGS のゲート構造および開閉機のまとめ

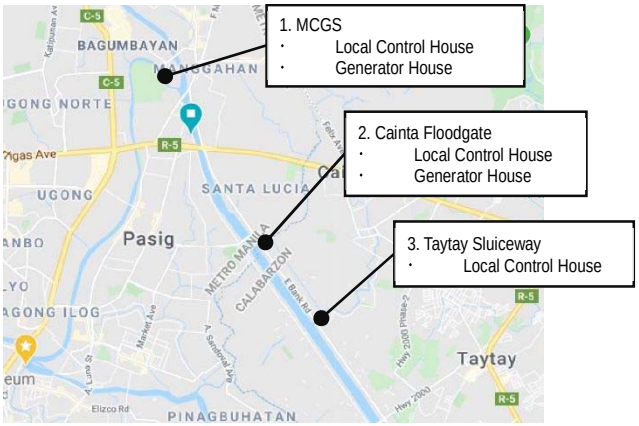
項目	小径間/大径間	諸　元	選定理由
扉体構造	小径間ゲート	プレートガーダ構造	・ 扉高と純径間の比が約 1/1.22 であることから、ダム・堰施設技術基準（案）に示されたゲート寸法・構造関係図よりガーダ構造とする。
	大径間ゲート	シェル構造	・ 扉高と純径間の比が約 1/2.96 であることから、ダム・堰施設技術基準（案）に示されたゲート寸法・構造関係図では重複領域に位置する。 ・ 経済性および堆砂や流下物の影響を受けにくいことよりシェル構造を選定
ゲート材料	両方	省合金二相ステンレス鋼（SUS323L）	・ 汽水域環境 ・ ライフサイクルコスト LCC 最小 ✓ SM400　398,870 千 PHP(1.00) ✓ SUS316　424,460 千 PHP(1.06) ✓ SUS323L　389,385 千 PHP(0.98)
開閉装置形式	両方	ワイヤーロープウインチ式	・ フィリピンでも実績が多い ・ 構造が簡単で、保守管理を行いやすい。 ・ 経済性でも優れる。 ・ 連絡橋不要
ワイヤーロープウインチ形式	小径間ゲート	２モータ２ドラム式（2M2D）	・ 径間長が 25m を超えるため
	大径間ゲート	１モータ１ドラム式（1M1D）	・ 電動軸が不要で経済性でも優位

出典：調査団

6.3.4　システム計画

6.3.4.1　MCGS 操作・運用の概念

MCGS は、既存の Rosario 堰及び Manggahan 放水路沿いに逆流防止のために建設される 2 基の水門の操作と連動して操作・運用することが必要である（図 6.3.3 参照）。ここでは、主に、MCGS の操作に必要な動力と制御システムと、他の堰・水門を含めた統合運用システムについて詳細設計を実施する上での必要な動力設備並びに制御システムに関する基本的検討を行う。



出典：調査団

図 6.3.3　統合運用すべき 3 つの堰・水門位置

6.3.4.2　設備・システムの検討

(1)　動力設備

動力設備について表 6.3.5 に整理する。また、MCGS の基本的動力設備配置概念図を図 6.3.4 に示す。

表 6.3.5　動力設備のまとめ（MCGS）

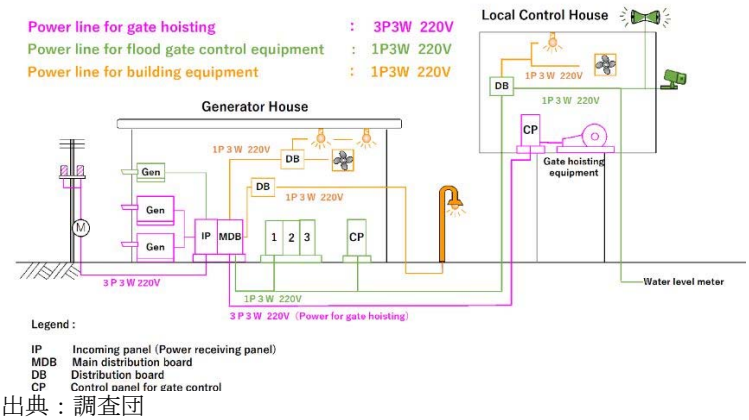
項目	諸元	備考
動力設備主動力設備	電動機	始動の確実性、開閉速度の安定性、少ない故障発生率、保守管理の容易性、遠方操作性などを考慮
予備動力設備	予備電動機を保管する	治水安全性を重視するが費用縮減も考慮
動力用電源設備		
a　主電源設備	商用電源を、操作室内ゲート機側盤で直接 3φ3W AC200V 60Hz 及び 1φ2W AC200V 60Hz を受電して動力、操作電源とする	
b　予備電源設備	予備発電装置を常設	・ 重要なゲート設備であるため、ゲート開閉の確実性を確保する ・ 付帯の水位計設備、保安設備、遠隔制御設備、建築設備等の電源を確保する

出典：調査団

(2)　制御システム

1)　機側操作盤

通常操作及び定期点検時の管理運転用として、操作台に機側操作盤を設ける。各機器の具体的な制御機能は機側操作盤に内蔵する。また、操作は機側操作盤からの押釦操作と中央管理所からの遠方操作とする。



出典：調査団

図 6.3.4　MCGS の動力設備配置概念図

2)　遠方監視制御システム

(a)　MCGS 操作システムレベル

施設の操作は、大きく分けて、「指示」「操作」「確認・監視」の個々の機能の実現手法の組み合わせからなる。その組み合わせは、実現性を考慮すると、表 6.3.6 に示すとおり、5 通りのシステムレベルに集約される。

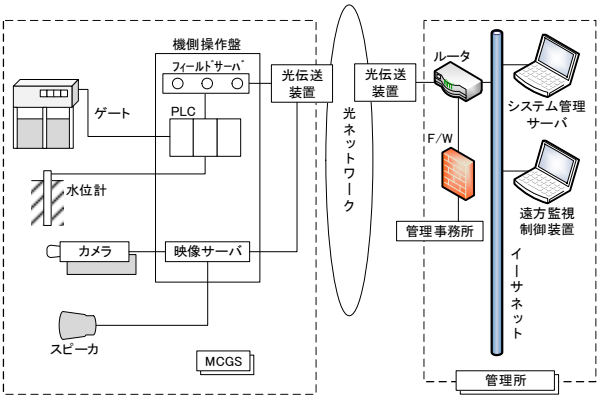
表 6.3.6　施設操作におけるシステムレベル

システムレベル	指　示	操　作	確認・監視
1	個別指示	機側操作	管理者確認・記録
2	一斉指示	機側操作	管理者確認・記録
3	一斉指示	機側操作	操作員入力・管理者確認
4	指　示	機側操作	自動監視
5		遠方操作	自動監視

出典：調査団

MCGS の管理においては、以下の理由から、システムレベル 5（遠方操作）の導入を推奨するものとする。なお、各システムレベルの比較を主報告書表 6.3.53 に示す。

- 操作の判断となる、本川水位の状況や、Manggahan 放水路に合流する Cainta 川及び Taytay クリークからの流入状況、関連する河川管理施設の運用状況等の状態監視を行いながら確実かつ迅速な操作ができる
- 洪水時における管理者にかかる負担の軽減、施設操作を管理者が自ら行うことができる



出典：調査団

図 6.3.5　分散型 Web 方式

(b)　全体システム構成

遠方監視制御システムのシステム化手法としては、汎用性と拡張性の高さから「分散型 Web 方式」を推奨し、本方式についてシステム設計を進めるものとする。なお、各システムの詳細な比較を主報告書表 6.3.54 に示す。

3)　既設 EFCOS システムの更新

本設計に先立ち実施した現地踏査によると、既設 EFCOS システムは設置から 20 年近く経過している機器が多数存在し、電気通信施設の設置環境等を考慮した寿命大きく超過している状況にある。このような電気通信設備の現状を踏まえ、機器寿命を超過した設備については MCGS 操作システムの導入に合わせ、設備更新を考える。

6.4　逆流防止水門基本設計

6.4.1　逆流防止水門の基本設計結果の概要

本業務では、Manggahan 放水路洪水時における本川からの逆流防止を目的として、上述の 2 つの水門における詳細設計を実施する。

基本設計により設定した諸元の一覧を、基本設計結果として示す。

表 6.4.1 Cainta 水門基本設計による設計諸元概要

項　目	諸　　元	備　　考
必要機能	制水機能	- 洪水時における Manggahan 放水路からの逆流を防止
位置	STA.4+525	- 既存の Cainta 川のおおよその流心部位置
計画排水量	95 m^3/s	- 2008 年 Pre-F/S にて現況河道断面より設定
計画高水位 （DFL）	本川側：EL. 14.853 m 支川側：EL. 13.340 m	
水位条件 （構造検討） （操作水位）	本川側：EL. 14.853 m 支川側：EL. 10.100 m	- 支川側水位はラグナ湖の観測最低水位に基づく
	本川側：EL. 12.940m 支川側：EL. 13.940m	- 本川側水位は支川堤防高-1.0m[1)] - 支川側水位は支川堤防高 [1)]
堤防高（計画）	本川側：EL.+15.940m 支川側：EL. 13.940m	
（現況）	本川側：EL.+18.0m 程度 支川側：EL.+13.0m 程度	- 支川は新設堤防設地点の現況地盤高（詳細測量実施後再度確認する）
門　数	2 門	- 故障時の冗長性、扉体の大型化抑制等を考慮
径間長	2 径間 x 19.00m （純径間：2 x 16.00m）	- 最小径間長 15.0m [2)] - 水門設置位置の現況河道幅約 35m より設定 （2008 年 Pre-F/S の計画河道の水面幅 34.6m と同等）
敷高	EL. 8.75 m	- 支川計画河床高
本体(床版)長	31.0m	- 管理橋、管理用階段、門柱幅、堰柱幅より設定
水叩き延長	上流側：11.5 m	- 翼壁長と同じとする
	下流側：18.0 m	- 下流側護床工延長とする
護床工延長	上流側：6m	- 支川計画水深程度 [3)]
	下流側：A…0 m B…15.0 m	- A…無し [3)] - B…下流水深の 3-5 倍程度 [3)]
本体工天端高	EL. 18.400 m	- 堤防の施工天端高（余盛含む）
門柱天端高	EL. 29.400 m	- ゲート管理時の下端高は堤防高 EL.+18.0m とする - ゲート高に引上げ時の余裕高 1.6m を考慮
ゲート天端高	EL.16.060m（ゲート巻下げ天端高）	- （ゲート）本川 DFL＋1.2m を丸めて設定
ゲート形式	引上げ式ローラゲート	- 維持管理運用と経済性より選定
ゲート扉体構造/材質	ガーダー構造/省合金二相ステンレス	- （構造）ゲート整備の経済性より選定 - （材料）ライフサイクルコストより選定
操作方式	開閉装置：電動（商用電源） 操作；遠隔操作および機側操作	- 商用電源の使用、ただし停電時の備えとして予備動力設備 1 基を設置 - 遠隔および機側に加え、発電機室に緊急操作盤を設置
管理橋	RC 橋（有効幅員：7.30m x 2）	- 一般道と兼用 - 片側 1 車線を片側 2 車線へ拡幅

1） ダム・堰施設技術基準(案)
2） 改定解説・河川管理施設等構造令
3） 床止めの構造設計手引き

出典：調査団

表 6.4.2 Taytay 樋門基本設計による設計諸元概要

項　目	諸　　元	備　　考
必要機能	制水機能	- 洪水時における Manggahan 放水路からの逆流を防止
位置	STA.6+090	- 既存の Taytay クリーク下流端ボックスカルバート工のおおよその流心部位置
計画排水量	30m^3/s	- 既設ボックスカルバートの流下能力より（2008 年 Pre-F/S と同様）
計画高水位 （DFL）	本川側：EL.+14.520 m 支川側：EL.+13.500 m	- 支川 DFL はボックスカルバート上流側の値 - ボックスカルバート天端は EL.+12.4m
水位条件 （構造検討）	本川側：EL.+14.520 m 支川側：EL.+10.100 m	- 支川側水位はラグナ湖の観測最低水位に基づく
（操作水位）	本川**側**：EL.+13.100m **支川側**：EL.+14.100m	- 本川側水位は支川堤防高-1.0m[1)] - 支川側水位は支川堤防高 [1)]

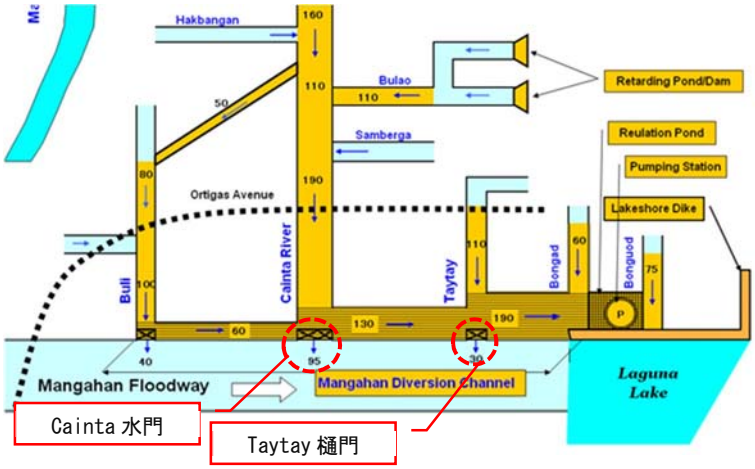
項　目	諸　元	備　考
堤防高（計画）	本川側：EL.+15.620m 支川側：EL.+14.100m	- 支川側は既設ボックスカルバート上流端の値
（現況）	本川側：EL.+15.6 程度 支川側：EL.+11.8-EL.13.5m 程度	- 支川は新設堤防設地点の現況地盤高
構造形式	継足し樋門	- 構造面、耐震面での保全性、施工面および社会環境面で優位
門　数	3 門	- 既設ボックスカルバートと同じ
函体径	B2.5m x H1.8m x 3 門	- 既設ボックスカルバートと同様 - 今後、残留沈下量を考慮の上で高さは再設定
敷高	EL. +10.300 m	- 支川計画河床高、既設ボックスカルバート敷高
函体長	8.0m	- 胸壁高 70cm、堤防法勾配 2.0:1 を考慮
胸壁	幅：1.0 m	- 堤防の土粒子の移動及び吸出し防止等の目的 2)
	高さ：0.7m	- ハンチ高 50cm+20cm
翼壁	下流側：長さ…4.6m、高さ…2.1m	- （長さ）現況堤防断面幅以上 2)
		- （高さ）現況地盤高を考慮して設定
門柱天端高	EL. 16.200 m	- ゲート高に引上げ時の余裕高 0.5m を考慮
ゲート天端高	EL.12.400	- 既設ボックスカルバート頂版下端高
ゲート形式	引上げ式ローラゲート	- 流下物やごみ等が多いことから、締切確実性を重視
ゲート扉体材質	省合金二相ステンレス	- 維持管理省力化と技術的新規性を重視しステンレスを選定 - ライフサイクルコストは同程度であるため、Cainta 水門と同じであり、高強度である鋼種を選定
操作方式	開閉装置：電動（商用電源） 操作；遠隔操作および機側操作	- 商用電源の使用、ただし停電時の備えとして予備動力設備 1 基を設置 - 遠隔および機側操作
管理橋	鋼製（通路幅：1.0m）	- 管理者や運転員のアクセス

1）　ダム・堰施設技術基準(案)
2）　柔構造樋門の手引き

出典：調査団

6.4.2　背景と設置目的

Manggahan 放水路沿いの Cainta 川合流地点と Taytay クリーク合流地点には、現況でゲートがなく、Manggahan 放水路（本川）の水位が高い場合に、本川より洪水が逆流している状況である。



出典：2008 年 Pre-F/S

図 6.4.1　計画高水流量配分

このような状況と、Manggahan 放水路左岸側堤内地の排水改善を目的として 2008 年に Study on Flood Mitigation Project in the East Manggahan Floodway Area（以下、2008 年 Pre-F/S と示す）において、10 年確率規模の洪水を対象とした洪水対策が計画された。

2008 年の既往計画において、Cainta 水門と Taytay 樋門からの排水量は、既存の河道および既設のボックスカルバートの流下能力に基づき設定されている。

一方、2015 年にフィリピンにおいて基準書の改訂が行われ、計画確率規模が 15 年に引き上げられ

ているが、当該基準に基づく計画の見直しは、背後地の流量配分の変更とこれに伴う河川改修計画、本川への合流のための施設配置計画の再検討も必要となる。

本事業における両水門の設置目的は、Manggahan 放水路から Cainta 川および Taytay クリークへの洪水の逆流を防止することであり、堤内側の排水改善を目的とはしていない。また、堤内側の排水路改修が行われていない状況であるため、本事業にて 2008 年 Pre-F/S で提案されている方針に倣い水門を設置すれば、現況に対してボトルネックとなることはなく、悪影響を与えることはない。よって、本事業では下記の方針の下で、逆流防止水門を設置する。

- ✓ 2008 年 Pre-F/S で提案されているとおり、Cainta 水門については現況河道幅、Taytay 樋門については既設ボックスカルバートの流下能力に対して必要な水門を設置する
- ✓ 10 年確率規模からの計画見直し時には、洪水初期の放水路への流量（両水門からの計画流量）は、そのまま 95m^3/s、30m^3/s として維持されると考える

6.4.3　Cainta 水門基本設計

6.4.3.1　水門位置の検討

表 6.4.3 に水門位置の比較表を示す。表 6.4.3 より、社会環境面での影響を極力抑えることができ、既設構造物等を利用しての堤防整備や水門へのアクセス確保の面で優位性があることから、第 2 案：現況堤防位置を推奨する。なお、Manggahan 放水路の河積阻害となることから、現況堤防法線より川表側は検討対象外とする。また水門の中心線位置が Cainta 川のおおよそ中心となる地点を目安とし、Manggahan 放水路 Sta.4+525 位置に水門中心線を合わせる。

表 6.4.3　Cainta 水門平面位置の比較

項目	第 1 案 現況堤防より堤内側	第 2 案 現況堤防位置
		
概要	・ Cainta 川に掛かる既設道路橋よりも堤内側に水門を設置し、併せて接続する堤防盛土を設置する。 ・ 既設道路橋は残置する。	・ 現況法線沿いに水門を新設し、既設の道路橋梁は一般道兼用の管理橋として架け替える。
評　価	・ 既設橋梁の架け替えが不要である点やコスト面では有利であるが、社会的影響が大きく事業の進捗に影響を与える可能性が高い	・ 水門へのアクセスがよい ・ 社会的影響を極力抑えることができる
		推　奨

出典：調査団

6.4.3.2　基本構造諸元の検討

(1)　ゲート形式の検討

以下に示す現場条件および制約条件を考慮して本施設として適用できる可能性があるものを抽出する。

- 制水機能　：　Manggahan 放水路からの洪水の流入を防止する
- 流下物への対応　：　水草やごみ、枝等の流下物が多く、溜まりやすい
- 現地の気候への耐性　：　日本と比較して高温多湿かつ、1 年中厳しい日射熱が作用
- 用地制約　：　両岸ともに用地に制約があり、できるだけ平面的にコンパクトな施設

下記 3 案をゲート形式の比較検討対象として抽出する。

- 第 1 案：引上げ式ローラゲート　→　採用
- 第 2 案：ラジアルゲート　→　自重降下が不可能、経済性の面で不利
- 第 3 案：ライジングセクターゲート　→　経済性の面で不利

維持管理と施工面での優位性、実績からの信頼性、経済性に加え、近隣の堰および水門と同形式であり、現地の技術者にも運転や維持管理に関する知見が十分に蓄積されている点を考慮し、「第 1 案：引上げ式ゲート」を選定する。なお、詳細な比較検討を主報告書表 6.4.14 に示す。

(2)　径間長および径間割

径間長および径間割の設定にあたっては、日本の河川管理施設等構造令を参考にし、下記 2 案を抽出する。

- 第 1 案：1 径間（38.0m）　ゲート故障による支川の排水への悪影響のリスクが残る
- 第 2 案：2 径間（19.0m + 19.0m）　採用

上記 2 案のうち、運用面での信頼性が高いことから「第 2 案 : 2 径間（19.0m + 19.0m）」を採用する。

(3)　管理橋の検討

表 6.4.4 に管理橋の管理橋の諸元を整理する。

表 6.4.4　Cainta 水門管理橋諸元の整理

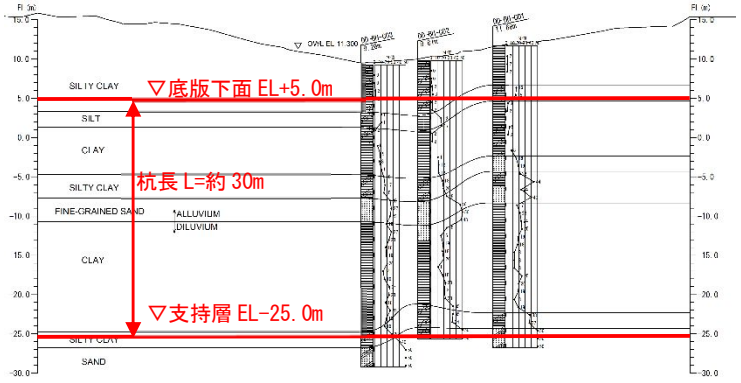
	項目		条件/諸元等
1	道路条件		・　一般道兼用（既存道路の付け替え） ・　『都市道路』、設計速度は 40km/h
2-1	橋梁条件	橋長	L= 18.50m
2-2		幅員構成	W= 1.200m (歩道) + 0.600m (路肩) + 3.350m *2(車道) + 0.600m (路肩) + 1.200m (歩道) = 17.000m
2-3		舗装	アスファルト舗装 (ACP), t= 50mm
3	荷重条件		・　死荷重、活荷重、疲労荷重、衝撃荷重を DGCS に従い設定 ・　荷重については、堰本体との一貫性を重視し、最大設計風速を V=200km/h
4	上部工形式		・　RC 床版橋 ✓　支間長（13.0m~20.0m） ✓　PC I 桁橋、鋼 I 桁橋との経済性比較より

出典：調査団

(4)　基礎形式の検討

1)　支持層

支持層の上面は、別途実施された土質調査資料より、N 値 30 以上が 5m 以上確認できる洪積層の SILTY-CLAY 層とする。SILTY-CLAY 層の上面高は各ボーリング孔で最大 4m の相違があるため、本設計では最も深い DO-BH-C03 孔の EL-25m 付近を支持層とする。本体底版の下面の標高は EL.+5.75m であるため、杭長は 30m 以上の長さとなる。



出典：調査団

図 6.4.2　地質想定横断図

2)　基礎形式

現地での実績、建設業者へのヒアリングにより、材料及び施工機械の面から現地において対応可能な杭材料及び打設工法の組み合わせについて以下の通り抽出し、比較を行った。本設計では、以下の理由から鋼管杭/打ち込み杭工法（バイブロハンマ工法）を推奨する。なお、詳細な比較検討を主報告書表 6.4.18 に示す。

- ✓ RC 杭は打設工法が打撃工法となるため周辺家屋への影響が懸念される。
- ✓ 本現場では半川締切による施工を想定するため、杭打設時には地下水位が高い状況が想定されるため場所打ち杭の適用性は低い。

(5)　水門本体諸元（断面寸法）の設定

「河川砂防技術基準（案）設計編 I 」、「堰の設計」（ダム技術センター）を参考に、本体の断面寸法を設定する。ここでは、設定した諸元を表 6.4.1 に整理する。各本体諸元設定の詳細を主報告書 6.4.3.2（11）に示す。

6.4.3.3　ゲート構造および開閉機の検討

Cainta 水門のゲート構造および開閉機について表 6.4.5 の通り設定する。

表 6.4.5　Cainta 水門のゲート構造および開閉機のまとめ

	諸　元	選定理由
扉体構造	プレートガーダ構造	・ 扉高と純径間の比が約 1/2.199 であることから、ダム・堰施設技術基準（案）に示されたゲート寸法・構造関係図よりガーダ構造領域に位置する。 ・ 経済性の面でもシェル構造と比較して優位である（詳細な比較検討を主報告書表 6.4.27 に示す）。
ゲート材料	省合金二相ステンレス鋼（SUS821L1）	・ 淡水域環境 ・ ライフサイクルコスト LCC 最小 ✓ SM400　172,560 千 PHP(1.00) ✓ SUS304　178,305 千 PHP(1.03) ✓ SUS821L1　164,080 千 PHP(0.95)

	諸　元	選定理由
開閉機形式	ワイヤーロープウインチ式	・　フィリピンでも実績が多い ・　構造が簡単で、保守管理を行いやすい。 ・　経済性でも優れる。 ・　連絡橋不要
ワイヤーロープウインチ形式	１モータ１ドラム式（1M1D）	・　電動軸が不要で据付の面で有利かつ、経済性の面でも優位

出典：調査団

6.4.3.4　システム計画

(1)　動力設備

動力設備については、MCGS と同様の方針または諸元とする（表 6.3.5 参照）。

(2)　制御システム

MCGS と同様に、機側操作および遠方監視制御を行う形式とする。制御回路や盤構成は MCGS と同様である。操作監視項目については当該施設に応じたものとし、詳細については主報告書 6.3.5.2（2）に示す。遠方監視制御におけるシステムレベルやシステム構成は MCGS と同様である。

6.4.4　Taytay 樋門基本設計

6.4.4.1　樋門位置の検討

Taytay 樋門位置は現況で堤防があり、樋門となる函渠はあるがゲートが設置されていない状況である。Cainta 水門同様に、Manggahan 放水路の洪水流下の阻害となるため、現況堤防法線位置より川表側に堤防法線を前出しして設置しない方針とし、設置位置の比較として、下記 2 案を挙げる。

案名称	内容
第 1 案： 現況堤防より堤内側	✓　イーストバンクロードが堤外水路を横断することになり、橋梁が必要となる ✓　現況のイーストバンクロードの周辺を開削しての工事が必要となるため、本来移転対象ではない家屋の移転が必要となる
第 2 案： 現況堤防位置	✓　施工時にイーストバンクロードの切り回しが必要となる

「第 1 案 : 現況堤防より堤内側」はイーストバンクロートより堤内側の移転対象家屋が発生するとともに、Taytay Creek からの接続水路をイーストバンクロードが横断するための橋梁が新たに必要となる。よって、事業の進捗に影響を与える可能性のある移転家屋が増加し、かつ工事費も膨らむため、「第 2 案：現況堤防位置」を推奨する。

また、水門の中心線位置が既設ボックスカルバートの中心位置となる地点を目安とし、Manggahan 放水路 Sta.6+090 位置に水門中心線を合わせる。

6.4.4.2　構造形式の検討

Taytay 樋門の場合、ゲート引上げ時の扉体下端高が EL.+12.4m(=敷高 EL.+10.6m+扉体高さ 1.8m)となるのに対し、現況堤防高は EL.+15.7m 程度である。堤防天端までの高さのゲート扉体を設けると、鋼材重量が大きくなり、巻上機の能力や土木構造物の部材厚が大きくなるなどの影響がある。

仮に水門形式をとしてカーテンウォールを設ける場合 3m 程度の高さとなるのに対し、扉体高さは

1.8m 程度である。またこのような場合、樋門形式としても、函体の上に十分な土被りを確保可能である。

上記のような状況であることから、ここで水門形式と樋門形式の比較検討を行う。

- 第 1 案：水門形式（既設函渠と接続）　→　構造面、保全性、施工性で劣る
- 第 2-a 案：樋門形式 (既設全改築)　→　移転家屋数が多く社会環境面で劣る
- 第 2-b 案：樋門形式（既設への継足し）　→　採用

構造面、耐震面での保全性、施工面で優位な樋門形式を推奨する。さらに、事業による移転家屋数がなく社会環境的影響を抑えることができるため、「第 2-b 案：樋門形式（既設への継足し）」を推奨する。なお、詳細な比較検討は主報告書表 6.4.48 に示す。

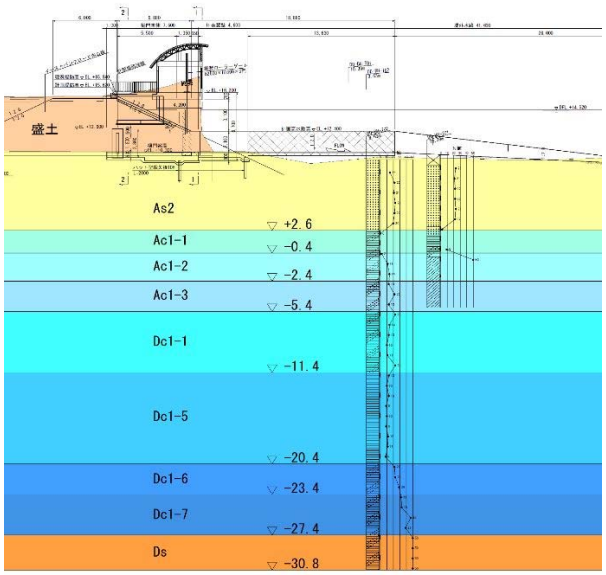
6.4.4.3　基本構造諸元の検討

(1)　函体敷高および断面

既設ボックルカルバートの測量結果より、継ぎ足し位置での既設ボックスカルバート敷高は EL+10.387m となっているため、継ぎ足し樋門の敷高は EL+10.3m とする。函体断面は既設ボックスカルバートと同じ、2.5m x1.8 m x 3 門とする。

(2)　函体構造形式

Taytay 樋門位置の基礎地盤は、厚い軟弱層、粘性土層がないこと、新規盛土荷重が生じず圧密沈下が生じないため、即時沈下量のみ考慮することから、残留沈下量が小さい。よって、本設計では柔構造形式を採用する。なお、詳細設計段階にて残留沈下量の検討を行い、鉛直方向の変位量（沈下）は 7.6cm であったことから、柔構造形式の妥当性を確認している。



出典：調査団

図 6.4.3　Taytay 樋門地質想定図（樋管縦断図）

(3)　ゲート形式

Taytay 樋門におけるゲート規模の大きさや、本川が人工の放水路であり、ゲートの不完全閉塞により Taytay クリークを通じて逆流が生じ、堤内地で浸水被害が発生した場合の社会的影響の大きさを鑑み、フラップゲートは推奨しない。ここでは、フラップゲートに比べて締切の確実性の点で優れる下記 3 形式を比較検討する。

- 引上げ式ゲート　→　採用
- 油圧駆動リンク機構式ゲート（門柱なし）　→　経済性の面で劣る
- バランスウェイト式フラップゲート（門柱なし）　→　流下物の多い箇所には適さない

現地の状況より、流下物の影響を最も受けにくく信頼性も十分である引上げ式ゲートを推奨する。なお、詳細な比較検討を主報告書表 6.4.49 に示す。

(4) 本体諸元（断面寸法）の設定

「河川砂防技術基準（案）設計編Ｉ」、「柔構造樋門設計の手引き」を参考に、本体の断面寸法を設定する。ここでは、設定した諸元を表 6.4.2 に整理する。各本体諸元設定の詳細を主報告書 6.4.4.9 に示す。

6.4.4.4 ゲート構造および開閉機の検討

Taytay 樋門のゲート構造および開閉器について表 6.4.6 の通り設定する。

表 6.4.6 Taytay 樋門のゲート構造のまとめ

	諸　元	選定理由
ゲート材料	省合金二相ステンレス鋼（SUS821L1）	・ 淡水域環境 ・ ライフサイクルコスト LCC 同列 ✓ SM400　15,372 千 PHP(1.00) ✓ SUS304　15,703 千 PHP(1.02) ✓ SUS821L1　15,703 千 PHP(1.02) ・ 溶接構造用圧延鋼（SM400）と比較して維持管理手間が少ない
開閉機形式	ラック式	・ 日本では実績が多い ・ 自重降下機能が標準装備されている形式であり、遠隔操作で自重降下が可能 ・ 機械効率が高く、スピンドル式より電動機が小容量で済む ・ 規格化されているため、保守管理が容易

出典：調査団

6.4.4.5 システム計画

(1) 動力設備

動力設備について表 6.4.7 に整理する。

表 6.4.7 動力設備のまとめ（Taytay 樋門）

項目	諸元	備考
動力設備主動力設備	電動機	MCGS と同様
予備動力設備	人力	小形ゲート（概ね扉体面積 10 ㎡未満）では、人力での開閉は充分可能
動力用電源設備		
a　主電源設備	商用電源を、操作室内ゲート機側盤で直接 3φ3W AC200Ｖ 60Hz 及び 1φ2W AC200V 60Hz を受電して動力、操作電源とする	MCGS と同様
b　予備電源設備	予備発電装置を常設	MCGS と同様

出典：調査団

(2) 制御システム

MCGS と同様に、機側操作および遠方監視制御を行う形式とする。制御回路やシステム構成は MCGS と同様である。操作監視項目については当該施設に応じたものとし、詳細については主報告書 6.3.5.2（2）に示す。遠方監視制御におけるシステムレベルやシステム構成は MCGS と同様である。

第7章　河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計

7.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計

7.1.1　鋼矢板護岸の詳細設計

7.1.1.1　設計条件

(1)　設計条件一覧

鋼矢板護岸の設計条件は、右表に示すとおりである。

表 7.1.1　鋼矢板護岸設計条件

項目			設計条件		
土質条件	地盤	-	「適用する地質条件」参照のこと		
	背面土	土質	緩い砂質土（土質試験未完了のため、埋戻土の土質を考慮）		
		単位体積重量(湿潤状態)	19 kN/m^3		
		N値	15		
		内部摩擦角φ	$\phi = 15+\sqrt{15N}=30$		
		粘着力C	C=0		
鋼矢板		鋼種	SYW295		
		許容曲げ応力度	常時：180 N/mm^2　／　地震時：270 N/mm^2		
		許容変位量	常時：50mm　／　地震時：75mm		
		断面性能の有効率	ハット型（ハットH）	断面二次モーメント	100%
				断面係数	100%
			U型	断面二次モーメント	80%
				断面係数	100%
		ヤング係数	2.0×10^5 N/mm^2		
		腐食代	前背面1mm（合計2mm）		
水位条件			[背面水位] 背面地盤標高 ≧ 上部コンクリート工天端標高 背面水位：上部コンクリート天端標高 背面地盤標高 < 上部コンクリート工天端標高 背面水位：背面地盤標高		
			[前面水位] 平常時：低水時水位 地震時：平水時水位		
設計水平震度			k=0.20（空中、水中共）		
上載荷重			自動車荷重：常時：10 kN/m^2、地震時：5 kN/m^2 歩行者荷重：常時：5 kN/m^2、地震時：0 kN/m^2		

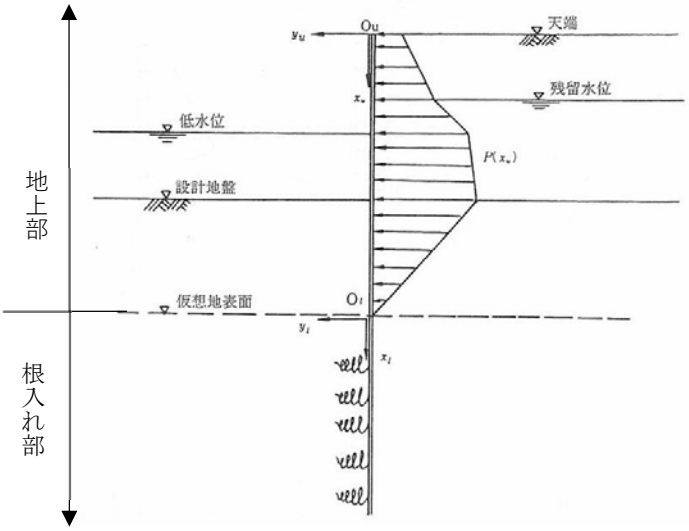
出典：調査団

(2)　設計手法

鋼矢板は、仮想河床下の地盤により支持された自立式部材として設計する。

鋼矢板護岸は、根入地盤の横支持力と壁体の曲げ剛性によって土圧等の横荷重を支えるものである。対象とする外力は水平方向の土圧，水圧といった横荷重（水平荷重）であり、鉛直荷重ではないため、根入れは、摩擦杭，支持杭という考え方ではなく、横荷重に耐えうる根入れ（＝3／β）として計算する。

また、Chang の式では、図 7.1.1 に示すように鋼矢板壁を仮想地表面（主働土圧強度と残留水圧強度の和が受働土圧強度と等しくなる位置）を境として、上側（以下「地上部」という）と下側（以下「根入れ部」という）に分けた場合、根入れ部の地盤反力状態を変位量に対して線形であると仮定している。



出典：　災害復旧工事の設計要領　第 3 編　参考資料　第 2 章　設計資料　2-8 鋼矢板護岸

図 7.1.1　仮想地盤面の位置図

7.1.1.2　計算結果

鋼矢板の構造計算を行い決定した各ブロックの鋼矢板の諸元、長さおよび捨石工の高さ等を表 7.1.2、表 7.1.3 に示す。

表 7.1.2　護岸用鋼矢板諸元一覧（1）

Bank	Block No.	Sta. From	Sta. To	Length in Longidinal direction	Specification					Length			RIPRAP (SIDE SLOPE: 1.5 :1)		
					Combined					Total	SSP	H-beam	FINISHED HEIGHT FROM DRB	FINISHED TOP WIDTH	CLASS
					No.	Name	Unit Mass	Section Modulus	Moment of Inertia						
				(m)			(kg/m2)	(cm3/m)	(cm4/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
Left Bank	L-1	6+035.3	6+080	42.80	18	10H-750x250x14x19	268	7,090	390,100	15.0	13.0	14.5	-	-	NO RIPRAP (W/ RIVERBED PROTECTION)
	L-2	6+080	6+362.8	266.29	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	15.5	13.5	15.0	1.5	3.5	A
	L-3	6+753	6+800	61.44	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	15.0	13.0	14.5	1.5	3.5	D
	L-4	6+800	7+180	409.61	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	20.5	18.5	20.0	3.5	3.5	D
	L-5	7+180	7+480	302.83	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	20.5	18.5	20.0	3.5	3.5	UP TO 7+300 : D, FROM 7+300: B
	L-6	7+480	7+820	359.77	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	22.5	20.5	22.0	3.5	3.5	B
	L-7	7+820	7+940	120.00	28	10H-1000x250x16x28	352	12,670	845,700	22.0	20.0	21.5	2.5	2.5	B
	L-8	7+940	8+120	180.00	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	22.0	20.0	21.5	2.5	2.5	B
	L-9	8+120	8+300	180.11	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	19.0	17.0	18.5	1.5	3.5	B
	L-10	8+300	8+600	293.86	21	10H-800x250x14x22	287	8,240	471,700	16.5	14.5	16.0	1.5	3.5	B
	L-11	8+600	8+835	211.24	28	10H-1000x250x16x28	352	12,670	845,700	20.0	18.0	19.5	1.5	3.5	UP TO 8+700 : B, FROM 8+700: C
	L-12	9+205	9+320	107.58	11	10H-700x200x12x19	234	5,540	299,700	15.0	13.0	14.5	2.5	2.5	C
	L-13	9+320	9+560	230.49	51	50H-1000x300x19x40	550	21,110	1,543,500	23.0	21.0	22.5	3.5	3.5	C
	L-14	9+560	9+800	267.21	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	18.0	16.0	17.5	1.5	3.5	C
	L-15	9+800	9+900	100.98	31	25H-1000x250x16x25	370	12,980	935,900	21.0	19.0	20.5	2.5	5.0	B
	L-16	9+900	10+020	120.99	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	16.0	14.0	15.5	1.5	3.5	B
	L-17	10+020	10+360	332.08	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	19.5	17.5	19.0	1.5	3.5	B
	L-18	10+360	10+520	160.22	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	18.0	16.0	17.5	1.5	3.5	B
	L-19	10+520	10+580	60.10	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	15.0	13.0	14.5	1.5	3.5	B
	L-20	10+580	10+640	60.00	14	10H-700x250x12x19	250	6,270	331,300	13.5	11.5	13.0	1.5	3.5	B
	L-21	10+640	10+760	86.91	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	17.5	15.5	17.0	1.5	3.5	B
	L-22	10+760	11+040	230.40	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	17.5	15.5	17.0	1.5	3.5	UP TO 11+000 : B, FROM 11+000: A
	L-23	11+040	11+180	140.19	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10.0	11.5	1.5	3.5	A
	L-24	11+180	11+460	282.50	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	20.5	18.5	20.0	1.5	3.5	A
	L-25	11+460	11+640	182.49	21	10H-800x250x14x22	287	8,240	471,700	20.5	18.5	20.0	1.5	3.5	A
	L-26	11+640	11+800	164.63	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.5	13.5	15.0	1.5	3.5	A
	L-27	11+800	12+040	266.26	19	10H-750x250x14x22	280	7,640	414,700	17.5	15.5	17.0	1.5	3.5	C
	L-28	12+040	12+280	260.87	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.0	13.0	14.5	1.5	3.5	UP TO 12+200 : C, FROM 12+200: A
	L-29	12+280	12+520	249.09	2	10H-400x200x9x16	182	2,700	98,700	13.0	11.0	12.5	1.5	3.5	A
	L-30	12+520	12+820	304.65	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10.0	11.5	1.5	3.5	A
	L-31	12+820	13+000	179.78	6	10H-500x200x12x16	202	3,540	149,900	14.0	12.0	13.5	1.5	3.5	A
	L-32	13+000	13+320	322.81		SP-50H	186	2,760	51,100	12.5	12.5	0.0	1.5	3.5	A
	L-33	13+320	13+360	31.22	4	10H-450x200x9x19	196	3,280	128,300	15.0	13.0	14.5	1.5	3.5	A
		Sub Total		**6,569.40**											

出典：調査団

表 7.1.3　護岸用鋼矢板諸元一覧（2）

Bank	Block No.	Sta. From	Sta. To	Length in Longidinal direction	Specification					Length			RIPRAP (SIDE SLOPE: 1.5 :1)		
					Combined					Total	SSP	H-beam	FINISHED HEIGHT FROM DRB	FINISHED TOP WIDTH	CLASS
					No.	Name	Unit Mass	Section Modulus	Moment of Inertia						
				(m)			(kg/m2)	(cm3/m)	(cm4/m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
Right Bank	R-1	5+423	5+540	120.61	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	14.5	12.5	14	-	-	NO RIPRAP
	R-2	5+540	5+581.25	49.58	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	17.0	15	16.5	-	-	NO RIPRAP
	R-3	5+624	5+720	125.58		SP-45H	163	2,450	45,000	10.0	10	0	1.5	3.5	A
	R-4	5+720	5+905.80	201.47		SP-45H	163	2,450	45,000	10.0	10	0	1.5	3.5	A
	R-5	6+035.3	6+080	44.51	26	10H-1000x250x16x22	328	11,270	766,300	17.5	15.5	17	-	-	NO RIPRAP (W/ RIVERBED PROTECTION)
	R-6	6+080	6+280	211.53	36	25H-1000x300x16x28	407	15,180	1,064,500	20.0	18	19.5	1.5	3.5	A
	R-7	6+280	6+420	140.28	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	18.0	16	17.5	1.5	3.5	A
	R-8	6+420	6+920	437.46	32	25H-1000x300x16x22	377	13,420	962,300	23.5	21.5	23	2.5	2.5	UP TO 6+650 : A, FROM 6+650: B
	R-9	6+920	7+220	295.15	30	10H-1000x250x16x32	369	13,590	896,800	23.0	21	22.5	2.5	UP TO 7+160 : 2.5, FROM 7+160 : 3.0	B
	R-10	7+220	7+620	387.86	38	25H-1000x300x16x32	426	16,330	1,129,800	23.5	21.5	23	3.5	3.5	B
	R-11	7+620	7+900	272.03	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	17.5	15.5	17	3.5	3.5	B
	R-12	7+900	8+240	340.06	30	10H-1000x250x16x32	369	13,590	896,800	22.0	20	21.5	2.5	2.5	B
	R-13	8+240	8+500	260.19	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	19.5	17.5	19	2.5	2.5	B
	R-14	8+500	8+620	124.41	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	17.5	15.5	17	1.5	3.5	B
	R-15	8+620	8+940	340.55	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	20.0	18	19.5	3.5	3.5	B
	R-16	8+940	9+000	65.45	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	15.0	13	14.5	1.5	3.5	B
	R-17	9+000	9+200	217.04	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.0	10	11.5	1.5	3.5	B
	R-18	9+200	9+380	196.62	38	25H-1000x300x16x32	426	16,330	1,129,800	21.5	19.5	21	3.5	5	B
	R-19	9+380	9+700	300.75	32	25H-1000x300x16x22	377	13,420	962,300	22.0	20	21.5	1.5	3.5	B
	R-20	9+700	9+900	182.87	11	10H-700x200x12x19	234	5,540	299,700	16.5	14.5	16	1.5	3.5	B
	R-21	9+900	10+380	493.71	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	21.5	19.5	21	1.5	3.5	B
	R-22	10+380	10+520	140.72	25	10H-950x250x16x22	321	10,570	688,700	19.5	17.5	19	1.5	3.5	B
	R-23	10+520	10+540	20.67	8	10H-600x200x12x16	212	4,270	208,200	13.5	11.5	13	1.5	3.5	B
	R-24	10+540	10+660	122.88	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	11.5	9.5	11	1.5	3.5	B
	R-25	10+660	10+760	125.77	7	10H-550x200x12x16	207	3,900	177,600	11.5	9.5	11	1.5	5.5	B
	R-26	10+760	10+820	79.86	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	13.0	11	12.5	1.5	5.5	B
	R-27	10+820	10+980	205.01	29	25H-1000x250x16x22	358	12,240	892,400	19.5	17.5	19	1.5	5.5	B
	R-28	10+980	11+200	220.61	23	10H-900x250x14x22	299	9,470	597,600	19.0	17	18.5	1.5	3.5	UP TO 11+000 : B FROM 11+000: A
	R-29	11+200	11+360	160.68	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.5	10.5	12	1.5	3.5	A
	R-30	11+360	11+700	328.31	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	14.0	12	13.5	1.5	3.5	A
	R-31	11+700	11+980	214.88	27	10H-1000x250x16x25	340	11,980	806,700	21.5	19.5	21	1.5	3.5	A
	R-32	11+980	12+000	16.30		SP-50H	186	2,760	51,100	11.0	11	0	1.5	3.5	A
	R-33	12+000	12+240	198.95	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	13.0	11	12.5	1.5	3.5	A
	R-34	12+240	12+520	265.59	1	10H-400x200x9x12	169	2,320	87,800	12.5	10.5	12	1.5	3.5	A
	R-35	12+520	12+540	18.97		SP-25H	126	1,610	24,400	9.0	9	0	1.5	3.5	A
	R-36	12+540	12+660	116.78	21	10H-800x250x14x22	287	8,240	471,700	18.5	16.5	18	1.5	3.5	A
	R-37	12+660	12+740	80.13	12	10H-700x250x12x16	238	5,740	308,300	16.0	14	15.5	1.5	3.5	A
	R-38	12+740	12+980	240.44	15	10H-700x200x12x25	254	6,370	334,800	17.0	15	16.5	1.5	3.5	A
	R-39	12+980	13+100	120.17	22	10H-850x250x14x22	293	8,840	532,300	21.5	19.5	21	1.5	3.5	A
	R-40	13+100	13+220	118.37	10	10H-700x200x12x16	224	5,130	281,600	18.0	16	17.5	1.5	3.5	A
	R-41	13+220	13+375	146.11	24	10H-900x250x14x25	311	10,120	631,400	23.0	21	22.5	2.5	5	A
		Sub Total		**7,748.9**											
		Total		**14,318.3**											

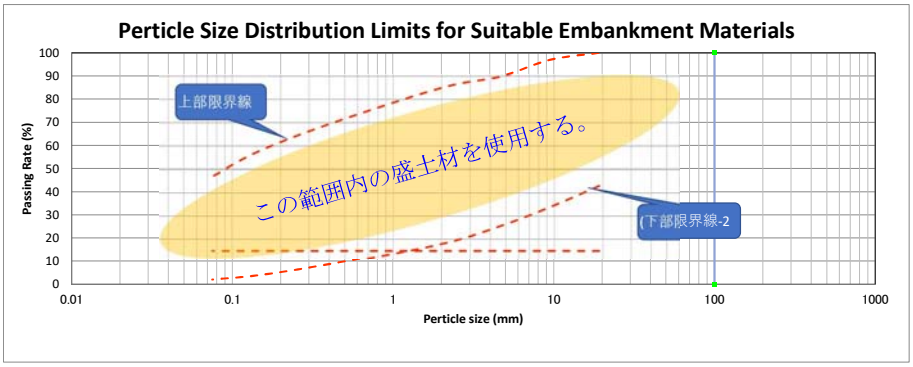
出典：調査団

7.1.2　堤防護岸の詳細設計

傾斜壁およびパラペット壁の構造計算を行い、必要な断面寸法および配筋諸元を設定する。検討の詳細を主報告書 7.1.2 に整理する。

7.1.3　盛土および護岸背後の埋土材の検討

河川土工マニュアル」によると、図 7.1.2 に示す盛土材料の粒度分布が図内の赤破線内の材料が堤防材料として適しているとされている。



出典：調査団

図 7.1.2　粒度分布における堤防材料選定限界線

一方、発生する掘削・浚渫工事によって発生する残土の粒度分布は、上部限界線を越えてしまう。よって、各パッケージで、発生土に対し表 7.1.4 に示す比率の 20~40mm の土砂（砂利）を購入し混合することで、堤防材料とし適切な材料とした上で利用する計画とする

表 7.1.4　堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利（20~40㎜）の比率

Package	購入・混合が必要な砂利材の比率
CP-1	30%
CP-2	30%
CP-3	10%

出典：調査団

7.1.4　築堤部及び護岸上部法面の設計

7.1.4.1　常時及び地震時

常時及びレベル 1 地震時における築堤部及び護岸上部法面の安定照査を行った。解析は、11 章 11.5.3 に示す修正フェレニウス法によるすべり面の安定照査を用いた。地震時の設計水平震度は 0.20 とする（11 章 11.4.2.2）。検討の結果、基準値に対し安全率が不足する場合には、対策工として法留擁壁（H=1.0m）や矢板基礎（L=2.0 m）を配置している。

7.1.4.2　洪水時（浸透によるすべり）

築堤部及び護岸上部の盛土の浸透破壊が問題となる可能性のある断面において、計画洪水時の浸透によるすべり安全性を検討した。解析は、11 章 11.5.3 に示す、修正フェレニウス法を用いた。対象断面については、いずれも安全率を満足する結果であり、対策工は不要である。

7.2　排水施設の詳細設計

7.2.1　概要

新設排水施設の構造は、基本的に護岸の構造および既存排水口の種類により「Outlet（排水管）」、「Sluice（樋門）」の 2 つにタイプ分けされる。両タイプ共に、既存排水口との接続および維持管理のためのマンホールが設置される。また既存排水口の統合のためのコレクターパイプもこのマンホールに接続される。計画洪水水位に対して川裏側の地盤が低く洪水時に河川からの逆流が発生する排水管・排水口についてはその逆流を防ぐためにフラップゲートを設置する。

7.2.2　排水管の詳細設計

7.2.2.1　新設排水管諸元

新設排水管の諸元を主報告書表 7.2.1 に整理する。排水管のサイズは、前述した基本設計条件・方針に従い設定した。

7.2.2.2　排水管施設の詳細設計

(1)　排水管（Outlet）

新設排水管渠径は、既存排水口がもつ排水区からの計画流出量を流下できるサイズとするが、最小口径はガイドラインに示されている 900mm とする。但し、家屋からの雨樋や生活排水、コレクターパイプについては最小径 900mm は適用されず、既存と同等のサイズを新設部に採用する。新設排水管（Outlet）は、Phase2、Phase3 と同様に矢板部分に開口をもつコンクリート構造物とする。

(2)　マンホール

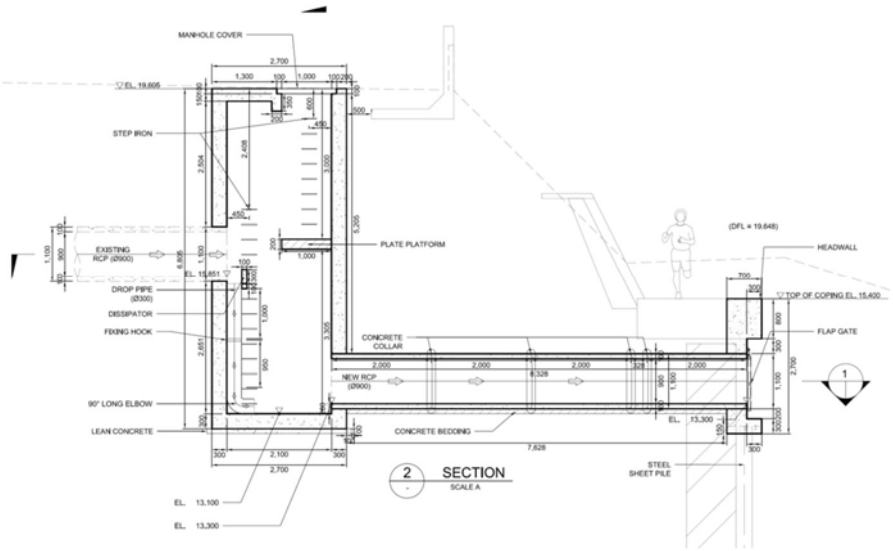
既存排水口と新設排水管との接続および施設維持管理のためマンホールを設置する。1.0m よりも深いマンホールについては、マンホール内に降りるための足掛 (Step Iron) を設置する。

マンホールが深くなる場合は、維持管理上の安全面を考慮して踊り場 (Platform) を設ける。マンホール深さが 5m 以上になる場合、3m ごとに踊り場を設ける。

上流管渠（既存管）と下流管渠（新設排水管）との段差が 1.2m 以上になる場合には副管 (Drop Pipe) を設置する。副管はマンホール内での点検や清掃作業を容易にするとともに、流水のよるマンホール底部、側壁等の摩耗を防ぐ役割をもつ。

部材の構造計算および浮き上がりと地盤支持力に対する安定計算を行い、サイズ別の部材厚を決定する。具体的な構造計算条件、手法、結果については主報告書 7.2.2.2（2）に整理する。

上述した（1）と（2）の構造をもつ新設排水管 (Outlet) の一般図を図 7.2.1 に示す。



出典：調査団

図 7.2.1　新設排水管一般図

7.2.3　樋門の詳細設計

7.2.3.1　計画諸元の整理

樋門の構造計算に際しては、地質状況が類似と見做せる近傍で内寸・函体長などの形状が同様の樋門は、計算条件が類似すると見做してタイプ分けを行なった。各タイプを代表する樋門は、安全側を

考慮して、堤防中央において現況地盤から築堤高の最も大きい（すなわち、類似の地質条件下で沈下量が大きいと想定される）箇所を選定した。各樋門の諸元と該当するタイプを下表に示す。

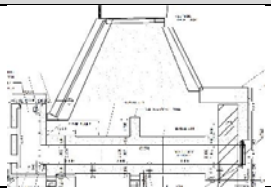
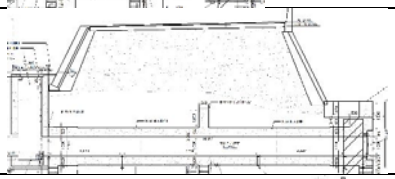
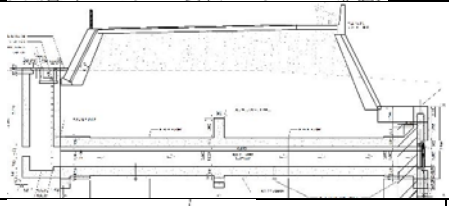
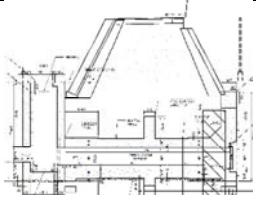
表 7.2.1　各樋門の計画諸元

LOCATION			NAME OF SLUICEWAY	Opening (mm)	Length (m)	DFL (m)	EL (m)	GL at Center (m)	DFL-GL at Center (m)	DFL-EL	DFL-Box Top	Thickness of Soil Layers			Structural Type
												As	Ac	Dc	
LEFT BANK	CP2	7+223	ML097A	1000.00	16.280	17.721	10.300	14.351	3.370	7.421	5.971			6.88	TYPE-A
		7+801	ML087A	1000.00	11.007	18.073	10.400	13.993	4.080	7.673	6.223			16.28	TYPE-B
		7+780	ML087B	1000.00	10.777	18.085	10.400	14.525	3.560	7.685	6.235	0.10		14.62	TYPE-B
		7+801	ML091.1	1200.00	10.933	18.000	10.200	13.760	4.240	7.800	6.150	0.25		11.95	TYPE-H
		7+828	ML087.2	1000.00	11.126	18.061	10.400	13.661	4.400	7.661	6.211	0.46		11.41	TYPE-B
		7+856	ML087.1	1000.00	10.146	18.109	11.600	14.819	3.290	6.509	5.059	1.60		10.90	TYPE-B
		7+880	ML087C	1000.00	9.877	18.121	11.400	14.921	3.200	6.721	5.271	1.29		10.53	TYPE-B
		7+980	ML087D	1000.00	9.560	18.182	12.000	14.462	3.720	6.182	4.732	1.11		9.25	TYPE-B
		9+220	ML068A	1000.00	20.189	18.933	10.300	15.996	2.937	8.633	7.183		4.90	1.58	TYPE-C
	CP3	9+320	ML068B	1000.00	17.697	18.659	10.300	15.254	3.405	8.359	6.909		4.99	2.41	TYPE-D
		9+420	ML068C	1000.00	17.477	19.054	10.300	16.954	2.100	8.754	7.304		6.84	0.30	TYPE-D
		9+520	ML068D	1000.00	19.513	19.115	10.400	17.000	2.115	8.715	7.265		1.59	4.77	TYPE-E
		9+527	ML068	1000.00	19.513	19.115	10.400	17.000	2.115	8.715	7.265		1.56	4.79	TYPE-E
RIGHT BANK	CP1	6+060	MR125A	1000.00	17.700	17.400	11.700	12.700	4.700	5.700	4.250			0.26	TYPE-J
	CP2	7+203	MR074	1000.00	9.741	17.709	11.800	14.598	3.111	5.909	4.459	2.04		9.34	TYPE-B
		7+357	MR073	1000.00	7.726	17.806	10.967	15.086	2.720	6.839	5.389	1.35		10.43	TYPE-F
		7+399	MR072.1	1000.00	7.472	17.830	11.363	15.590	2.240	6.467	5.017	1.62		10.88	TYPE-F
		7+509	MR072	1000.00	6.973	17.891	11.402	16.621	1.270	6.489	5.039	0.96		11.25	TYPE-F
		7+840	MR067A	1200.00	10.162	18.097	10.200	14.497	3.600	7.897	6.247			7.81	TYPE-H
	CP3	10+936	MR009A	1000.00	18.375	19.956	10.900	15.576	4.380	9.056	7.606			16.82	TYPE-G
		10+972	MR008	1200.00	19.651	19.966	10.700	14.966	5.000	9.266	7.616			16.51	TYPE-I

出典：調査団

また、各タイプの選定基準を下表に詳述し、代表する樋門の断面図を併せて示す。ここでは複数箇所で同タイプを適用している Type-B, D, E, F のみを示す。その他の Type を含めた全てについては主報告書表 7.2.12 に整理する。

表 7.2.2　各タイプの樋門形状と代表断面

Structural Type	Description	
Type B		[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸は川裏・川表とも５分勾配であり、函体長は 9.9m～10.4m と比較的短い。現況地盤が低いため、築堤の土重増加による圧密沈下量が大きいと想定される。
Type D		[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]堤防天端幅が 10m と広いため、函体長は 17.5m 前後と長い。
Type E		[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]堤防天端幅が 12m と広いため、函体長は 19.1m 前後と長い。
Type F		[函体内寸]1.0m x 1.0m [縦断形状]護岸は川裏・川表とも５分勾配であり、さらに川表の平場がないため、函体長は 7.0m～7.7m と短くなっている。

出典：調査団

7.2.3.2　基礎地盤の沈下・変位量の検討

(1)　基礎地盤の残留沈下量

残留沈下量は即時沈下量と圧密沈下量の和により求める。なお残留沈下量の許容値は 30cm とし、それを超える場合はキャンバー盛土などの対策を検討する。また、樋門の基礎形式は、残留沈下量の最大値が 5cm を超える場合は柔構造、5cm 以下であれば剛支持とする。下表に各箇所における残留沈下量の最大値を示す。

表 7.2.3　残留沈下量の照査

Structural Type of Sluiceway	Immediate Settlement (mm)	Consolidation Settlement (mm)	Camber Bedding (mm)	Residual Settlement (mm)		Allowable Settlement (mm)		Foundation Type
TYPE-A	13.0	227.9		240.9	<	300	OK	Flexible
TYPE-B	15.9	304.3	50	270.2	<	300	OK	Flexible
TYPE-C	26.8	125.6		152.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-D	42.1	208.8		250.9	<	300	OK	Flexible
TYPE-E	14.3	111.1		125.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-F	13.9	122.8		137.0	<	300	OK	Flexible
TYPE-G	14.3	83.3		97.6	<	300	OK	Flexible
TYPE-H	15.0	287.4	50	252.4	<	300	OK	Flexible
TYPE-I	18.2	118.8		137.0	<	300	OK	Flexible
TYPE-J	35.4	135.0		170.4	<	300	OK	Flexible

出典：調査団

以上の検討結果より、Type B と Type H についてはキャンバー盛土 50mm を適用し、いずれの Type においても残留沈下量は 30cm を越えない結果となった。また 5cm 以上の残留沈下量が発生するため、いずれの Type も柔構造支持とする。

7.2.3.3　構造詳細検討

構造詳細検討として、遮水工、可とう継手および可とう矢板、函体工、胸壁の構造検討を行い、必要な諸元を設定する。構造検討の詳細は主報告書 7.2.3.3 に整理する。

7.3　MCGS 詳細設計

7.3.1　土木施設設計

7.3.1.1　設計条件

主な設計条件は、表 7.3.1 に示した通りである。

表 7.3.1　MCG 設計条件一覧

項目	条件一覧		設定理由
準拠基準	・ DGCS 2015 ・ 改定 解説・河川管理施設等構造令 ・ 建設省 河川砂防技術基準（案）設計編[I] ・ 堰の設計 ・ 柔構造樋門設計の手引き ・ 道路橋示方書IV下部構造編		堰の基本的な形状は左記基準に準ずる。
材料の規格	コンクリート	クラス A	フィリピン国内の材料を使用する
	鉄筋	Grade 420	PNS：フィリピン国家規格
物理定数	ヤング係数	200,000 MPa	フィリピン国内の材料特性を適用
	ヤング係数比	n=9	〃
	線膨張係数	10.8×10-6	〃
許容応力度	コンクリート	fc=8.28 N/mm2 τa=0.36 N/mm2	〃
	鉄筋	σc=168N/mm2	〃
	割増係数	風荷重 25% 温度変化 25% 地震時 33% 施工時 50%	フィリピン国内の設定方法に準ずる 風荷重＋温度変化の場合は 40%割増
最小部材厚	最小値	0.35m	標準

項目	条件一覧		設定理由
	割増時のラウンド値	0.05m	
最小鉄筋量	函体横方向他	A の 0.2%以上	A：コンクリートの有効断面積
	函体縦方向	A の 0.3%以上	〃
配筋仕様	主筋を外、配力筋を内の基本思想で部位ごとに設定		一般的な仕様。なお、門柱などの柱部材は、配力筋を耐震性の拘束筋とするため、左記とは逆の配筋とした

出典：調査団

また、MCGS 堰の設計水位は、表 7.4.7 のとおりとする。構造検討に用いる洪水時の下流側水位は水理模型実験時の水位を用いる。

表 7.3.2　MCGS 堰 設計水位一覧

項　目	諸　元	備　考
計画高水位（DFL）	上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 14.711 m	
水位条件（構造検討）	（洪水時）上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 13.425 m	- 下流側水位は水理模型実験時の下流側水位
	（低水位時）上流側：EL. 17.400 m 下流側：EL. 11.003 m	- 下流側水位は Rosario 堰マリキナ川側観測水位より算定

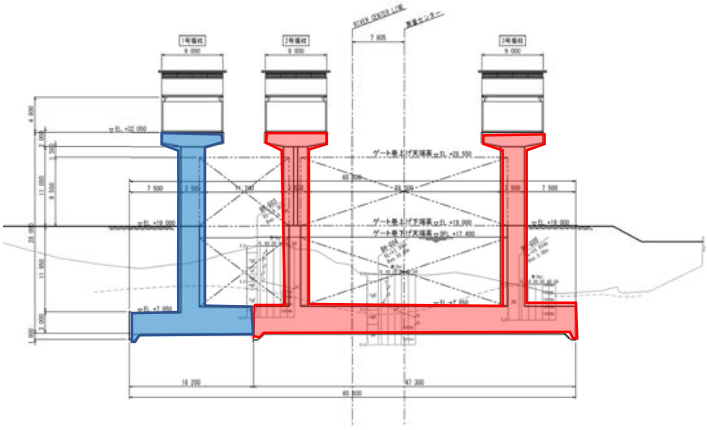
出典：調査団

7.3.1.2　本体工詳細設計

(1)　安定計算

本堰は、径間長が 11.7m と 28.3m の 2 スパンであり、端部堰柱と端部堰柱+中央堰柱の逆 T 形状と U 型形状の構造となる（図 7.3.1 参照）。

堰柱（逆 T 部、U 型部）、翼壁の各施設において「常時」「地震時」「施工時」について安定検討を行い、転倒、滑動、支持力照査において所要の安定性を満足していることを確認する。検討の詳細は主報告書 7.3.2.3（1）に整理する。



出典：調査団

図 7.3.1　本体構造形式

(2)　構造計算

堰柱（逆 T 部、U 型部）、胸壁、上下流水叩き、上下流翼壁各施設において「常時」「地震時」「施工時」について構造計算を行い、必要な断面寸法と配筋諸元を設定する。検討の詳細は主報告書 7.3.2.3（2）に整理する。

7.3.1.3　本体工（L2 耐震設計）

(1)　耐震設計条件

今回設計する MCGS は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は“耐震性能 2”とする。

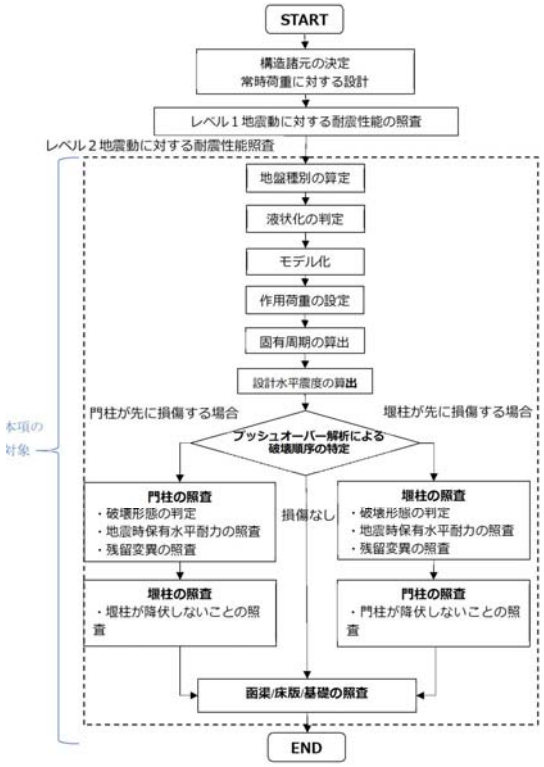
表 7.3.3　耐震性能

耐震性能	求められる性能
耐震性能 1	地震によって水門・樋門又は堰としての健全性を損なわない性能
耐震性能 2	地震後においても、水門・樋門又は堰としての機能を保持する性能
耐震性能 3	地震による損傷が限定的なものにとどまり、水門・樋門又は堰としての機能が速やかに行い得る性能

出典：耐震指針(案)・同解説 IV.水門・樋門及び堰編

(2)　検討手法

検討手順を図 7.3.2 に示す。



出典：調査団

図 7.3.2　検討手順

(3)　照査結果

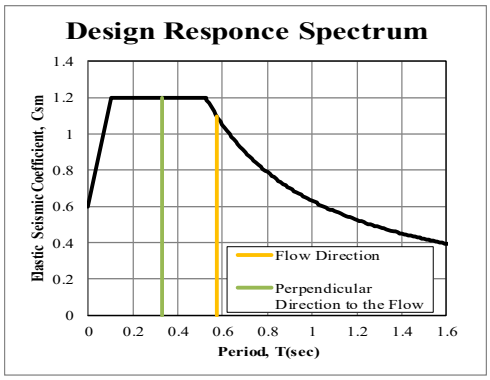
1)　設計水平震度の設定

設計水平震度の算定結果を表 7.3.4、加速度スペクトルに図示した結果を図 7.3.3 及び図 7.3.4 に示す。

表 7.3.4　設計水平震度算定結果

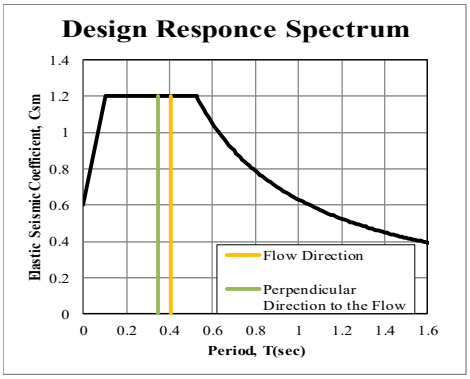
項目		固有周期 T(s)	設計水平震度 khc0
1 号堰柱	水流方向	0.574	1.10
	水流直角方向	0.332	1.20
2 号～3 号堰柱	水流方向	0.405	1.20
	水流直角方向	0.347	1.20

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.3　1 号堰柱設計水平震度算定結果



出典：調査団

図 7.3.4　2 号～3 号堰柱設計水平震度算定結果

2)　地震時保有水平耐力法による照査結果

1 号堰柱及び 2 号～3 号堰柱の 2 種類のモデルについて、水流方向及び水流直角方向を対象として、地震時保有水平耐力法による照査を行う。その結果、門柱および堰柱基部の主鉄筋と帯鉄筋の増量により、所要の耐震性能を満足できることを確認している。照査結果と配筋要領は主報告書 7.3.2.4(7)に整理する。

(株)建設技研インターナショナル　(独)水資源機構
日本工営(株)　(株)建設技術研究所

3)　基礎

床版上端側の帯鉄筋と配力筋の増量により曲げ、せん断ともに発生値に対して、耐力が上回り耐震性能を満足することを確認している。照査結果と配筋要領は主報告書 7.3.2.4(7)に整理する。

7.3.1.4　管理橋

短支間：L=14.40m、長支間：L=31.00m の主桁および床版にそれぞれについて 6 章の基本設計にて設定した荷重条件と決定した断面にて構造計算を行い、所要の耐力を満足できること確認している。なお、構造計算の結果を主報告書 7.3.2.5 に整理する。

7.3.2　ゲート設備設計

6 章の基本設計での決定事項および以下の基準に従い設計条件を設定するとともに、設計計算を実施する。設定した各条件の詳細について主報告書 7.3.3.1 に、設計計算結果を主報告書 7.3.3.2 整理する。

- 水門・樋門ゲート設計要領（案）
- ダム・堰技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）
- ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）

基本設計および設計計算結果に基づき整理したゲート設備の主要な仕様を以下に示す。

(1)　水門設備（扉体、戸当り）

ゲート No.	No.1	No.2
ゲート形式	シェル構造二相ステンレス製 ローラゲート	プレートガーダー構造 二相ステンレス製ローラゲート
純径間×有効高	純径間 28.30m × 有効高 9.55m	純径間 11.70m × 有効高 9.55m
門　数	1 門	1 門
設計水深	（川側）EL +17.400 （計画高水位） （海側）EL +10.794 （平水位）	
操作水深（開時）	（川側）EL +12.486 (分流開始水位－1m) （海側）EL +11.486 (分流開始水位)	
操作水深（閉時）	（川側）EL +11.486 (分流開始水位) （海側）EL +11.486 (分流開始水位)	
敷高	（計画）EL +7.850	
水密構造	前面 3 方ゴム水密	
操作方法	機側操作及び遠方操作	

(2)　水門設備（開閉装置）

ゲート No.	No.1	No.2
開閉装置形式	２Ｍ２Ｄワイヤロープウインチ式	１Ｍ１Ｄワイヤロープウインチ式
定格開能力	2650 KN	610 KN、
設置数	1 台	1 台
付加機能	自重降下機能 有り 休止フック 有り	
通常揚程	常 時 H1 11.150m 休止時 H2 11.450m	
開閉速度	電動機使用時 0.30 m/min 程度 自重降下時 1.00 m/min 程度	
ワイヤーロープ	JIS 6×37 G 種ﾒｯｷ	
電源	AC 200V – 50Hz	AC 220V – 60Hz

(3) 電気設備（機側操作盤）

操作盤形式	鋼板製屋内閉鎖自立型
設置数	1 面
概略外形寸法	幅：1.000m × 高さ：2.000m × 奥行き：0.500m

7.3.3 仮設備設計

7.3.3.1 締切対象水位の設定

MCGS の仮締切り水位を過去 5 年（2014~2018 年）最高水位より設定した。過去 5 年最大水位を観測した際の流量を下記の通り求めた。

1. Rosario JS の過去 5 年最高水位を抽出：EL.+15.83m（2014/9/19 12:00:00）
2. 上記時刻の Sto. Nino 観測水位 EL.+19.61m から H-Q 式で流量を算定：2,147m3/s
3. 水理模型実験によりマリキナ川下流の分派量算定：437m3/s

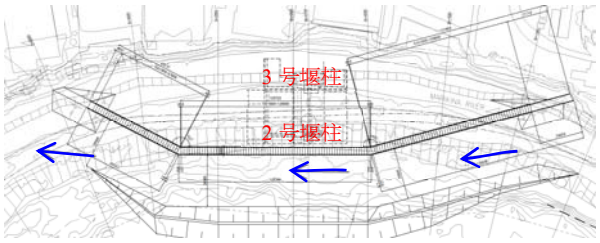
水理模型実験にて、左岸側施工時（右岸側通水時）においては Q=440m3/s 流下時に計測した水位より、締切対象水位を EL.+14.2 とする。なお、10 年確率流量 501m^3/s に対応する計算水位は EL+14.193m であり、締切対象水位は EL.+14.2 で一致するため、FIDIC における「自然災害」の定義を満足する。よって、過去 5 年最大水位に基づく仮締切対象水位の設定の妥当性を確認できた。

7.3.3.2 鋼矢板二重式仮締切

堰の施工中は、マリキナ川全川を切り回すことが難しい。よって、半川締切りにより対応することとし、その締切高が高くなることから“鋼矢板二重式仮締切”により対応することとする。

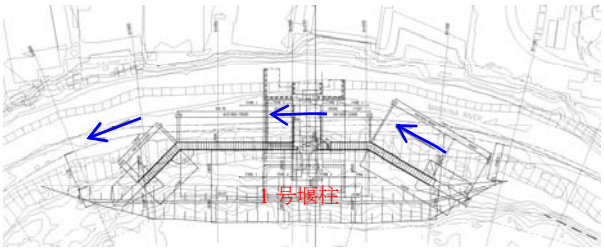
1) 配置計画

施工は、下記に示すように 2 期に分割して実施する。鋼矢板二重式仮締切は、それぞれの施工が可能となるように取り囲むように配置を行う。



出典：調査団

図 7.3.5 鋼矢板二重式仮締切の設置位置（1 期施工）



出典：調査団

図 7.3.6 鋼矢板二重式仮締切の設置位置（2 期施工）

2) 構造設計

「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」（国土技術研究センター　平成 13 年 5 月）に従い構造設計を実施する。

検討の結果、図 7.3.7 および図 7.3.8 に示す断面諸元にて所要の安定性を満足することを確認している。

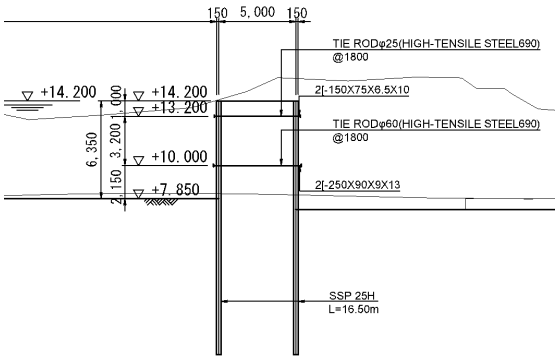


図 7.3.7　鋼矢板二重式仮締切断面図
（一期施工：右岸側施工時）

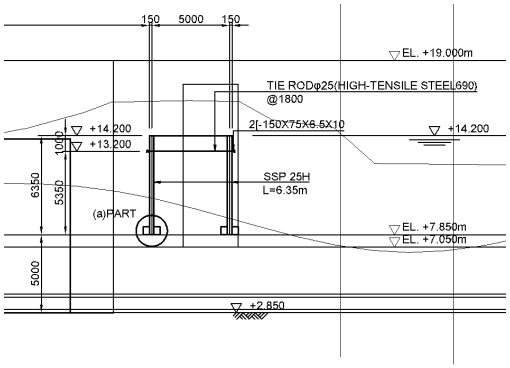


図 7.3.8　鋼矢板二重式仮締切断面図
（二期施工：左岸側施工時、床版上）

7.3.3.3　搬入路計画（MCGS）と仮設橋の設計

MCGS の建設において、建設地点にアプローチが可能な一般道からの搬入路は、以下の 3 ルートが考えられる。

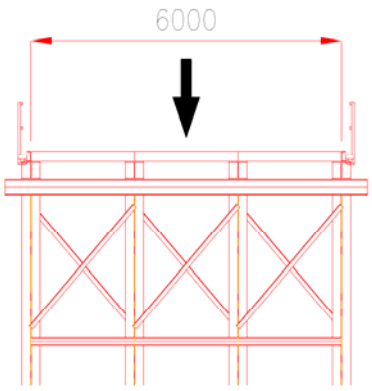
1. マリキナ川右岸側、マンガハン道路より進入
2. マリキナ川左岸側、EFCOS 事務所の管理用通路より進入
3. Ayala の開発区域より進入

どのルートにしても、建設現場の左右岸を往来する場合においては、現河道または、転流水路上に仮橋を設置し、工事車両等の移動手段を確保する必要があるため、仮橋の検討を行う。以下に想定する仮橋の諸元および断面図を示す。

表 7.3.5　仮橋諸元のまとめ

項目	諸元	備考
架設位置	STA.5+660	
幅員	6.0 m	仮設工指針等より 重機走行時の余裕を考慮
路面標高	EL+18.85m	現況の左右岸の河岸、 工事用台船の航行を考慮
支間長	6 m以上 河道中心部:30m程度	工事用台船の航行を考慮
設計荷重	・　A活荷重 ・　ラフタークレーン25t ・　クローラクレーン65t	

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.9　仮橋断面図
（MCGS 仮橋）

7.3.4　情報設備詳細設計

7.3.4.1　情報設備設計条件の整理

情報設備設計にあたり，6 章においてとりまとめた基本設計から設計条件を表 7.3.6 にまとめる。

表 7.3.6　設計条件一覧

対象施設	設備区分	設置機器	設計条件・留意事項	設置数量
MCGS	計装設備	水位計	的確なゲート操作を行うためゲート上流側及び下流側において水位を計測する 水位は，レベル計測とする	水位計 4 基 観測装置 1 基
	警報設備	サイレン スピーカー 集音マイク 回転灯	ゲート操作時の安全周知のために設置する	サイレン 1 基 スピーカー4 基 集音マイク 4 基 回転灯 2 基 制御装置 1 基
	監視設備	CCTV カメラ	ゲート上･下流及びゲート開閉状況確認のためカメラ装置を設置する 夜間監視にも対応できるよう被写体最低照度の低い製品を採用し，照明設備（投光器）は設置しない	カメラ装置 4 基
	管理設備	監視制御設備	上下流水位及び CCTV カメラ映像と合わせ監視・制御を行う 発電機棟での監視制御の他，監視・制御に必要となる情報を EFCOS に伝送する	伝送装置 ネットワーク機器

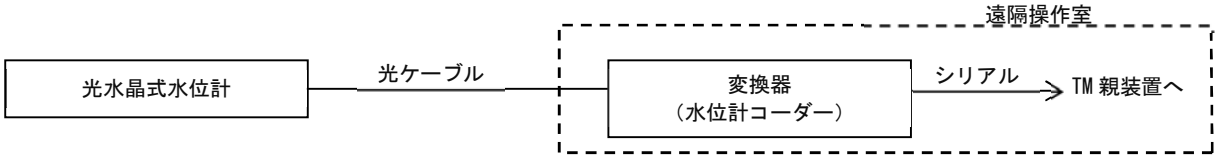
出典：調査団

7.3.4.2　計装設備（水位観測設備）設計

計装設備（水位観測設備）の水位観測方式、水位計配置、設備構成を検討し、機器の仕様を設定する。表 7.3.7 に検討内容のまとめを示す。

表 7.3.7　MCGS 計装設備のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
水位計配置	堰（水門）上下流護岸部	施工性および維持管理の容易さより設定
水位観測方式	水圧式（水晶水圧式）	護岸部に設置可能なフロート式、リードスイッチ式、水圧式（水晶水圧式）、超音波式・電波式を比較検討し、施工性および維持管理面で最も優れる方式を選定



出典：調査団

図 7.3.10　計装設備構成

7.3.4.3　警報設備設計

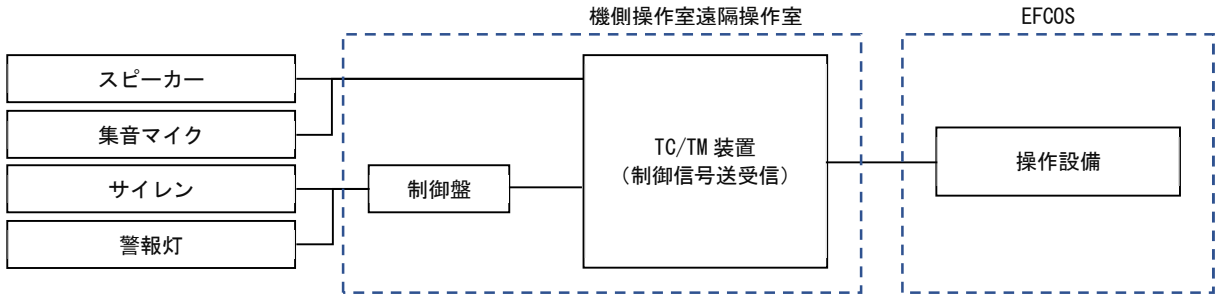
サイレン構造、スピーカーの能力、警報灯の方式等について検討し、機器の仕様を設定する。表 7.3.8 に検討内容のまとめを示す。

表 7.3.8　MCGS 警報設備のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
サイレン	インバータサイレン 出力：2.2kW	保守性に優れ，軽量である MCGS から EFCOS までの直線距離 570m を到達できる音圧レベルとする
	設置位置：操作室屋上 設置数量：1 基設置	サイレンの音達範囲は 800m であり MCGS 操作室に配置することにより半径 800m の範囲に警報音を周知することができる。
スピーカー・集音マイク	出力：50 W	スピーカー音が到達する範囲を最大で対岸までとし、到達距離 60m を到達できる音圧レベルとする
	設置位置：機側操作室上流面・下流面（左岸・右岸） 設置数量：4 箇所	スピーカー・集音マイク、警報灯は、小径間ゲート・大径間ゲートそれぞれの操作において吹鳴・点灯できるよう、左岸機側操作室と右岸機側操作室に配置する。上／下流への周知が可能となるよう、機側操作室の上流面側と下流面側に配置する。

項目	諸元等	設定根拠
警報灯	LED 方式 反射鏡回転式またはランプ点滅方式	音声による警報に加え，視覚情報を付加するため設置 長寿命・省電力型であるものを使用
	設置位置：機側操作室上流面・下流面（左岸・右岸） 設置数量：4 箇所	スピーカー・集音マイクと同様
操作設備	ディスプレイ卓方式 EFCOS のみ設置	操作卓方式と比較して，経済性及び拡張性の面で優位

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.11　警報設備構成

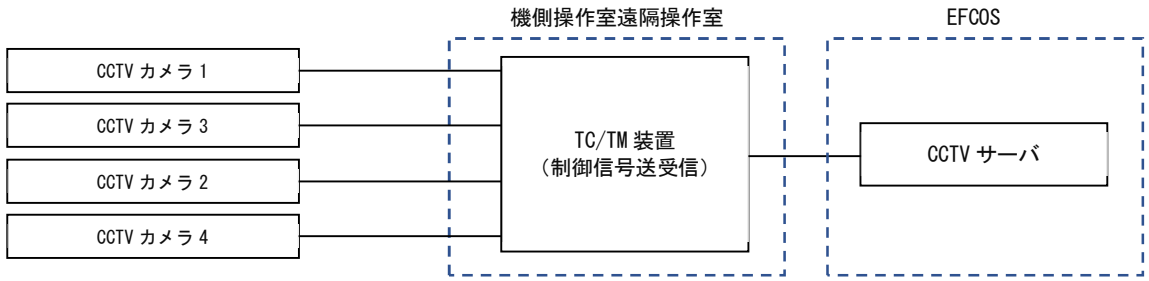
7.3.4.4　監視設備（CCTV カメラ）設計

監視方式、監視設備配置、設備構成等について検討し、機器の仕様を設定する。表 7.3.9 に検討内容のまとめを示す。

表 7.3.9　MCGS 監視設備（CCTV カメラ）のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
監視方式	HD 簡易型 IP カメラ装置	・ HDIP カメラ装置、HDIP カメラ装置（高感度）と比較して経済性で優位 ・ 外構照明がある環境下では使用可能
監視設備配置	設置位置：上下流左右岸に設置 設置数量：計 4 基設置	・ ゲートに近い位置で，護岸部に設けられた進入防止柵内に設置 ・ 旋回することで空間監視に活用

出典：調査団



出典：調査団

図 7.3.12　監視設備構成

7.3.4.5　遠隔監視制御設備

管理項目、管理機能、伝送路（ネットワーク）、システム構成等について検討し、設備の仕様を設定する。表 7.3.10 に検討内容のまとめを示す。なおここでは、Cainta 水門、Taytay 樋門を含め検討している。また、全体システム系統図を主報告書図 7.3.148 に示す。

表 7.3.10　遠隔監視制御設備のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
管理機能	システム管理、データ収集、警報判定、演算、監視用表示、データ蓄積、メンテナンス	管理項目より必要な機能を抽出
伝送路	・ 自営回線新設 ・ 光回線	・ 確実なデータ伝送を行うため ・ 伝送帯域が MCGS 向けで 120Mbps，Cainta/Taytay 向けで 270Mbps
	・ 光ケーブル諸元（配管、条数、埋設位置等）は「光ファイバーケーブル施工要領・同解説」に準じ区間ごとに設定	・ 遠隔監視制御設備は，EFCOS を起点として，MCGS 遠隔操作室と Cainta 水門遠隔操作室に設置 ・ 上記区間を橋梁や一般道等の条件により 8 区間にわけ、各区間で必要となる諸元を設定する
ネットワーク機器	・ L3-SW	ネットワークのボトルネック化を避けるため,パケット転送能力が大きく，電源部の二重化により安全性・安定性を高めることが可能
	・ 固定型タイプ C	L3-SW は基幹ネットワークを構成可能な高規格な仕様であるため、接続ポート数，データ転送容量等において相対的にスペックが低い機器を選定

出典：調査団

7.3.4.6　電源設備（非常用発電設備）

発電発動機出力の算定、原動機の選定に基づき、仕様を設定するとともに、非常用発電設備の配置等を検討している。表 7.3.11 に検討内容のまとめを示す。

表 7.3.11　MCGS 電源設備（非常用発電設備）のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
想定運転時間	ゲート設備：8 時間分	・ 停電期間中 1 日 2 回以上のゲート開閉操作が生じると想定
	制御設備：3 日間（72 時間）	・ マニラ首都圏の既往洪水対策施設における設定状況および日本国内の防災施設に関する設計基準を考慮
発電機	横型同期発電機	・ 電気通信施設設計要領・同解説（電気編）より設定
発電機容量	ゲート設備用：250kVA	・ 負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
	制御設備用：50.0kVA	・ 同上
原動機	ディーゼル機関	・ 電気通信施設設計要領・同解説（電気編）より燃料消費率の良いディーゼル機関を原則とする
原動機出力	ゲート設備用：225kW	・ 負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
	制御設備用：48.6kW	・ 同上
燃料貯油量	ゲート設備用：627 リットル →発電機内蔵のタンクより給油	・ 電気通信施設設計要領・同解説 電気編（H29）に従い算定
	制御設備用：1,353 リットル →屋外に油庫を設置する	・ 同上

出典：調査団

7.4 Cainta 水門詳細設計

7.4.1 土木施設設計

7.4.1.1　設計条件

基本となる設計条件は MCGS と同様であり、表 7.3.1 に示す通りである。また、

表 7.4.1　設計水位一覧表

No.	水位条件	設計水位	根拠等
1	本川計画高水位（DFL）	14.853	完成図より内挿により算出 2)
2	支川計画高水位（DFL）	13.340	Cainta 川計画高水位 1)
3	計画河床高	8.750	Cainta 川 STA.0+0 計画河床高 1)
4	本川平水位	11.30	マンガハン放水路平水位
5	本川低水位（LWL）	10.94	マンガハン放水路低水位
6	施工時仮締切水位	14.45	ラグナ湖の過去 5 年最高水位（2014～2018）（締切による水位上昇を加味して+5cm とする）

出典：　1) 2008 年 Pre-F/S
2) Final Report on Consulting Services for Manggahan Floodway Project

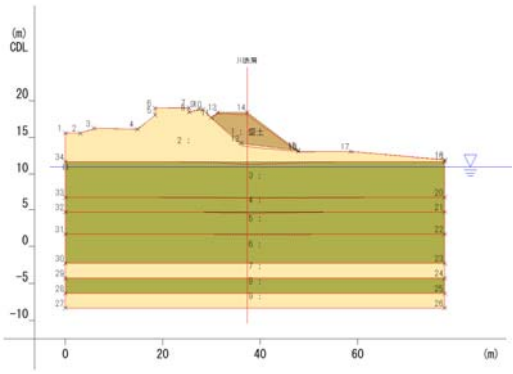
Cainta 水門の設計で用いる設計水位は、表 7.4.1 のとおりとする。

7.4.1.2 基礎工

(1) 圧密沈下の検討

図 7.4.1 に計算結果を示す。圧密沈下量は、30cm 強となった。基本設計において現況堤防高 EL+18.00m に対し 40cm の余盛を見込んでいるが、図 7.4.1 の結果より施工堤防高を EL+18.40m とすることの妥当性を確認できた。

測点：4+485　沈下量：0.34m



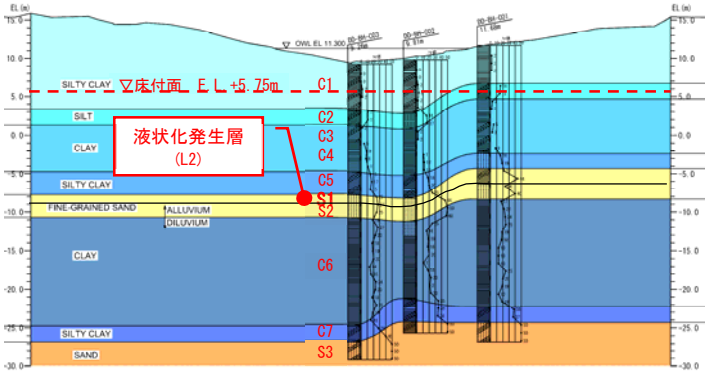
出典：調査団

図 7.4.1　圧密沈下図（STA.4+485）

(2) 液状化検討

Cainta 水門周辺で実施した 3 本のボーリングに対して、「河川構造物の耐震性能照査指針」に準じて液状化判定を行う。照査については、L1 地震動および L2 地震動の設計水平震度に対して液状化判定を実施した。

液状化判定の結果、L1 地震動に対して液状化発生層は無いと判断した。L2 地震動に対しては S1 層を液状化発生層とした（図 7.4.2 参照）。



出典：調査団

図 7.4.2　液状化発生層

(3) 基礎杭の設計

基礎杭の設計においては、作用する荷重条件に対して、表 7.4.2 に示す照査値が許容値を上回らないことを照査する。照査を満足した杭配置の中で、最も経済的となる杭配置を採用する。なお、具体的な杭配置を主報告書図 7.4.22 に示す。また照査結果を主報告書 7.4.2.1 (3) 3) – 10)に整理する。

表 7.4.2　杭基礎の配置検討における照査項目

項目	照査値	許容値	備考
軸方向押込み支持力	押込み支持力最大値 Pmax（kN）	杭の許容支持力 Ra（kN）	
軸方向引抜き力	引抜き力最大値 Pmin（kN）	許容軸方向引抜き力 Pa（kN）	
水平変位	水平変位 δx（mm）	許容水平変位 δxa（mm）＝10mm	
杭体応力	杭体応力度 σtc（N/mm²）	許容応力度 σa（N/mm²）	SKK400

出典：調査団

7.4.1.3　本体工

(1) 安定計算

本施設は杭基礎構造であるため、安定性に対する検討については、杭基礎の検討において実施している。ここでは杭の照査に用いる外力の設定を行う。堰柱（中央堰柱、端部堰柱）、戸当り床版、翼壁（上流左岸、上流右岸、下流側）、水叩き床版（上流側、下流側）各施設において「常時」「地震時」「施工時」について外力の算出を行った上で、杭の照査を行い、必要な断面諸元を設定している。

なお、検討の詳細は主報告書 7.4.2.2（1）に整理する。

(2) 構造計算

堰柱（中央堰柱、端部堰柱)、戸当り床版、翼壁（上流左岸、上流右岸、下流側)、水叩き床版（上流側、下流側）各施設において「常時」「地震時」「施工時」について構造計算を行い、必要な断面寸法と配筋諸元を設定する。検討の詳細は主報告書 7.4.2.2（2）に整理する。

7.4.1.4 本体工（L2 耐震設計）

(1) 耐震設計条件

今回設計する Cainta 水門は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は“耐震性能 2”とする。

(2) 検討手法

検討手順は MCGS と同様である。

(3) 照査結果

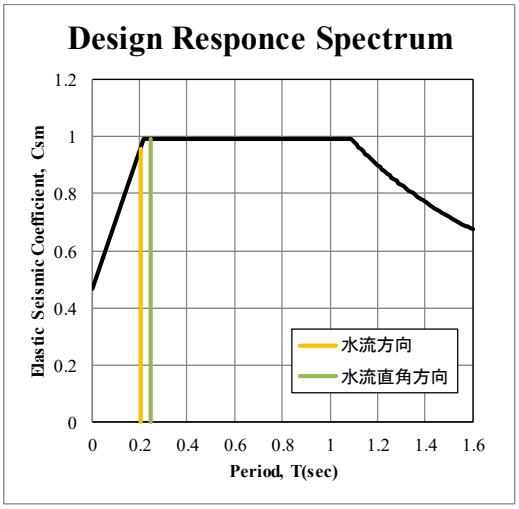
1) 設計水平震度の設定

設計水平震度の算定結果を表 7.4.3、加速度スペクトルに図示した結果を図 7.4.3 及び図 7.4.4 に示す。

表 7.4.3 設計水平震度算定結果

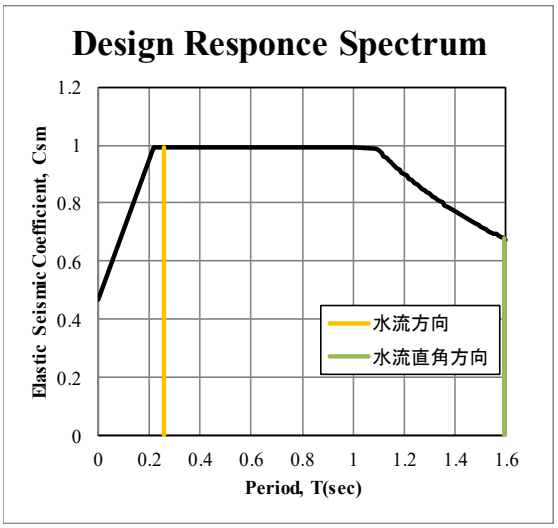
項目		固有周期 T(s)	設計水平震度 khc0
端堰柱	水流方向	0.203	0.95
	水流直角方向	0.246	0.99
中間堰柱	水流方向	0.257	0.99
	水流直角方向	1.592	0.68

出典：調査団



出典：調査団

図 7.4.3 端堰柱設計水平震度算定結果



出典：調査団

図 7.4.4 中間堰柱設計水平震度算定結果

2) 地震時保有水平耐力法による照査結果

端部堰柱及び中間堰柱の 2 種類のモデルについて、水流方向及び水流直角方向を対象として、地震時保有水平耐力法による照査を行った。門柱および堰柱基部の主鉄筋と帯鉄筋の増量により、所要の耐震性能を満足できることを確認している。照査結果と配筋要領は主報告書 7.4.2.3(4)に整理する。

3)　基礎

杭基礎を対象として、地震時保有水平耐力法により L2 地震時の照査を行う。結果として起訴が降伏していないことを確認するとともに、杭頭曲げモーメントが仮想 RC 断面の降伏曲げモーメント My を下回り、耐震性能を満足するために必要な配筋諸元を設定している。照査結果と配筋要領は主報告書 7.4.2.3(4)に整理する。

7.4.1.5　管理橋

6 章の基本設計にて設定した荷重条件と決定した断面にて構造計算を行い、所要の耐力を満足できること確認している。なお、構造計算の結果を主報告書 7.4.2.4 に整理する。

7.4.2　ゲート設備設計

6 章の基本設計での決定事項および以下の基準に従い設計条件を設定するとともに、設計計算を実施する。設定した各条件の詳細について主報告書 7.4.3.1 に、設計計算結果を主報告書 7.4.3.2 整理する。

- 水門・樋門ゲート設計要領（案）
- ダム・堰技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）
- ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）

基本設計および設計計算結果に基づき整理したゲート設備の主要な仕様を以下に示す。

(1)　水門設備（扉体、戸当り）

ゲート形式	プレートガーダー構造二相ステンレス製ローラゲート	
純径間×有効高	純径間 16.00m × 有効高 7.31m	
門　数	2 門	
設計水深	（本川側） （支川側）	EL +14.853　（計画高水位） EL +10.100　（支川平水位）
操作水深（開時）	（本川側） （支川側）	EL +12.940　(支川堤防高－1m) EL +13.940　(支川堤防高)
操作水深（閉時）	（本川側） （支川側）	EL +15.940　(本川堤防高) EL +13.940　(支川堤防高)
敷高	（計画）	EL +8.750
水密構造	後面３方ゴム水密	
操作方法	機側操作及び遠方操作	

(2)　水門設備（開閉装置）

開閉装置形式	１Ｍ１Ｄワイヤロープウインチ式	
定格開能力	680 KN、	
設置数	2 台	
付加機能	自重降下機能	有り
	休止フック	有り
通常揚程	常　時　H1	9.650m
	休止時　H2	9.950m
開閉速度	電動機使用時	0.30　m/min 程度
	自重降下時	1.00　m/min 程度
ワイヤーロープ	JIS　6×37　G 種ﾒｯｷ	
電源	AC　200V – 50Hz	

(3)　電気設備（機側操作盤）

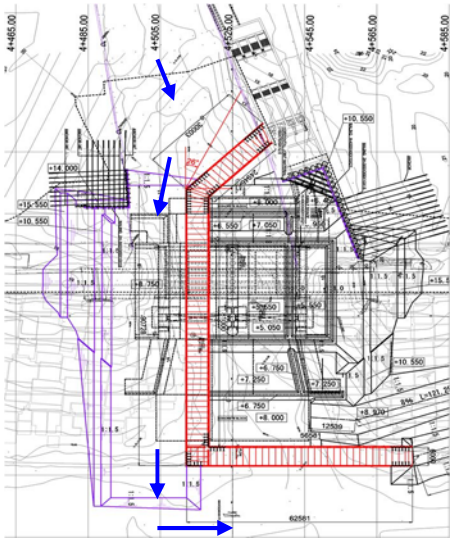
操作盤形式	鋼板製屋内閉鎖自立型
設置数	2 面
概略外形寸法	幅：1.500m × 高さ：2.000m × 奥行き：0.500m

7.4.3　仮設備設計

7.4.3.1　鋼矢板二重式仮締切

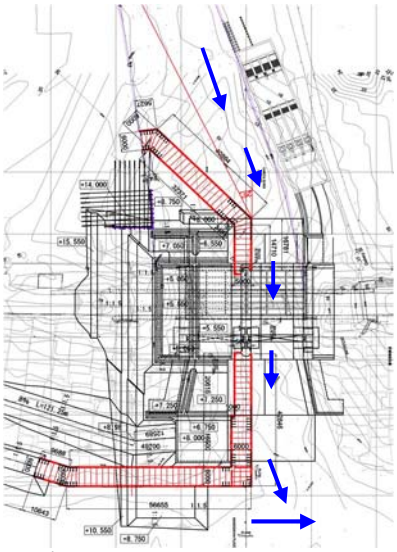
1)　配置計画

施工は、下記に示すように 2 期に分割して実施する。鋼矢板二重式仮締切は、それぞれの施工が可能となるように取り囲むように配置を行う。



出典：調査団

図 7.4.5　鋼矢板二重式仮締切の設置位置（1 期施工）



出典：調査団

図 7.4.6　鋼矢板二重式仮締切の設置位置（2 期施工）

(2)　構造計算

1)　締切対象水位の設定

仮締切計画高は、過去 5 年最大水位とこれを出発水位とした Cainta 川の不等流計算水位より、EL+14.45m とする。

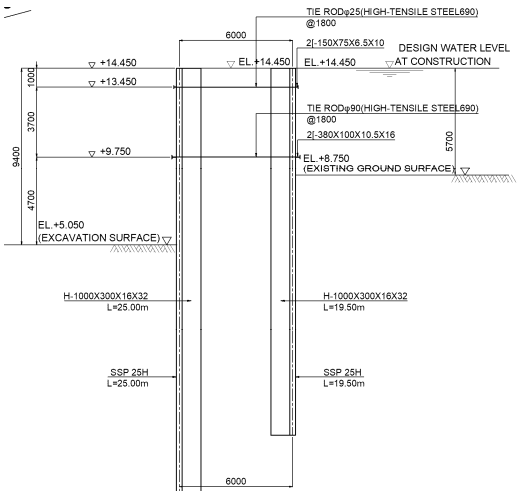


図 7.4.7　鋼矢板二重式仮締切断面図（一期施工：右岸側施工時）

2)　構造設計

「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」（国土技術研究センター　平成 13 年 5 月）に従い構造設計を実施する。検討の結果、図 7.4.7 および図 7.4.8 に示す断面諸元にて所要の安定性を満足することを確認している。

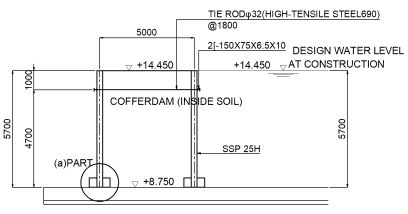
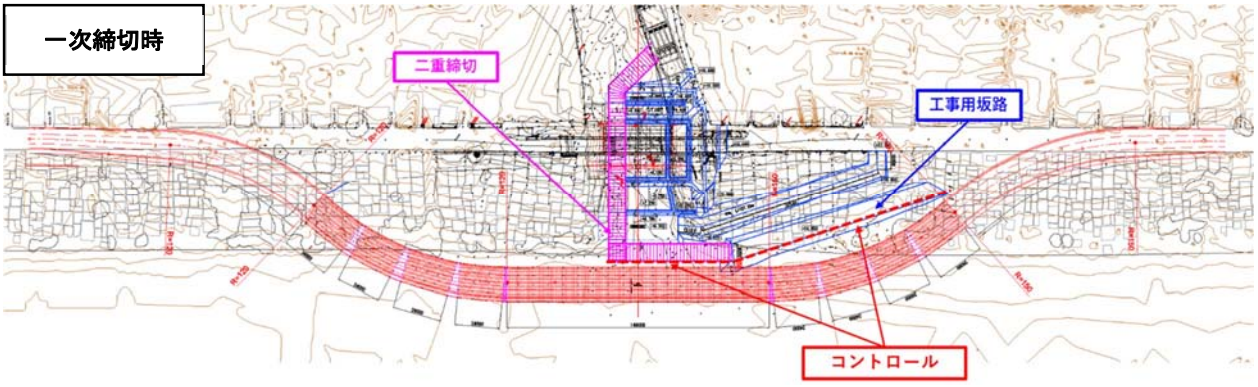


図 7.4.8　鋼矢板二重式仮締切断面図（二期施工：左岸側施工時、床版上）

7.4.3.2　仮設道路計画（Cainta 水門）

施工時の既存橋梁撤去に伴い、仮設迂回路を計画する。迂回路は、Cainta 川下流（放水路側）に設置するものとし、渡河部は Cainta 川の流路を確保するため仮橋構造、前後のアプローチは経済性を考慮して盛土構造とする。



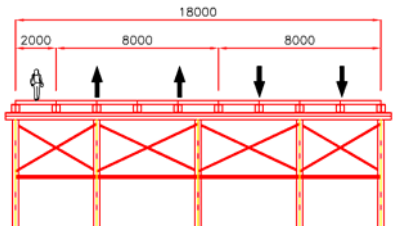
出典：調査団

図 7.4.9　迂回路計画平面図

表 7.4.4　仮橋諸元のまとめ

項目	諸元	備考
幅員	18.0 m	DGCSより設定
路面標高	EL+18.00m	現況の道路（East Bank Road）路面標高より設定
支間長	6 m以上	既往事例が6m≦ℓ≦14mであることを考慮
設計荷重	・　B活荷重	一般供用の仮設道路

出典：調査団



出典：調査団

図 7.4.10　仮橋断面図（Cainta 仮橋）

7.4.4　情報設備詳細設計

7.4.4.1　情報設備設計条件の整理

情報設備設計にあたり，6 章においてとりまとめた基本設計から設計条件を表 7.4.5 にまとめる。

表 7.4.5　設計条件一覧

対象施設	設備区分	設置機器	設計条件・留意事項	設置数量
Cainta 水門	計装設備	水位計	的確なゲート操作を行うためゲート上流側及び下流側において水位を計測する 水位は，レベル計測とする	水位計 2 基 観測装置 1 基
	警報設備	サイレン スピーカー 集音マイク 回転灯	ゲート操作時の安全周知のために設置する	サイレン 1 基 スピーカー2 基 集音マイク 2 基 回転灯 2 基 制御装置 1 基
	監視設備	CCTV カメラ	ゲート上・下流及びゲート開閉状況確認のためカメラ装置を設置する 夜間監視にも対応できるよう被写体最低照度の低い製品を採用し，照明設備（投光器）は設置しない	カメラ装置 4 基
	管理設備	監視制御設備	上下流水位及び CCTV カメラ映像と合わせ監視・制御を行う 発電機棟での監視制御の他，監視・制御に必要となる情報を EFCOS に伝送する	伝送装置 ネットワーク機器

出典：調査団

7.4.4.2　各種設備設計

MCGS 同様に計装（水位観測設備）設備、警報設備、監視設備（CCTV カメラ）電源設備（非常用発電設備）の設計を行う。検討項目、手順、設備構成は MCGS と同様である。ここでは各種設備のまとめを表 7.4.6 に示す。なお、計装（水位観測設備）設備については MCGS と同様の諸元とする。

表 7.4.6　Cainta 水門各種設備のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
設備区分	***計装（水位観測設備）設備***	
水位計配置	堰（水門）上下流護岸部	施工性および維持管理の容易さより設定
水位観測方式	水圧式（水晶水圧式）	護岸部に設置可能なフロート式、リードスイッチ式、水圧式（水晶水圧式）、超音波式・電波式を比較検討し、施工性および維持管理面で最も優れる方式を選定
設備区分	***警報設備***	
サイレン	インバータサイレン 出力：0.75 kW	・　保守性に優れ，軽量である ・　サイレンによる周知範囲も MCGS よりも狭い範囲でよい ・　音達距離約 500 m
	設置位置：操作室屋上 設置数量：1 基設置	MCGS と同様
スピーカー・集音マイク	出力：25 W	スピーカー音が到達する範囲を最大で対岸までとし、到達距離 50m を到達できる音圧レベルとする
	設置位置：機側操作室左岸・右岸 設置数量：4 箇所	スピーカー・集音マイク，警報灯は，Cainta 川両岸に吹鳴・点灯できるよう，左岸機側操作室と右岸機側操作室に配置する。
警報灯	LED 方式 反射鏡回転式またはランプ点滅方式	MCGS と同様
	設置位置：機側操作室左岸・右岸 設置数量：4 箇所	スピーカー・集音マイクと同様
操作設備	ディスプレイ卓方式	操作卓方式と比較して，経済性及び拡張性の面で優位
設備区分	***水門監視設備（CCTV カメラ）***	
監視方式 監視設備配置	HD 簡易型 IP カメラ装置	・　MCGS と同様
	設置位置：ゲート左右岸および水門上下流 設置数量：計 4 基設置	・　左岸機側操作室及び右岸機側操作室に施設監視用を 1 基ずつ設置する ・　左岸機側操作室に内水側空間監視用を 1 基設置する ・　放水路合流部，右岸護岸上に空間監視用を 1 基設置する
設備区分	***電源設備（非常用発電設備）***	
想定運転時間	ゲート設備：2 時間分	・　停電期間中 1 日 1 回のゲート開閉操作が生じると想定
	制御設備：3 日間（72 時間）	・　MCGS と同様
発電機	横型同期発電機	・　MCGS と同様
発電機容量	ゲート設備用：150kVA	・　負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
	制御設備用：50.0kVA	・　同上
原動機	ディーゼル機関	・　MCGS と同様
原動機出力	ゲート設備用：138kW	・　負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
	制御設備用：48.6kW	・　同上
燃料貯油量	ゲート設備用：107 リットル →発電機内蔵のタンクより給油	・　電気通信施設設計要領・同解説 電気編（H29）に従い算定
	制御設備用：1,353 リットル →屋外に油庫を設置する	・　同上

出典：調査団

7.5　Taytay 樋門詳細設計

7.5.1　土木施設設計

7.5.1.1　設計条件

基本となる設計条件は MCGS と同様であり、表 7.3.1 に示す通りである。また、Taytay 樋門の設計水位は、表 7.4.7 のとおりとする。翼壁等の構造計算で残留水位 RWL の設定に必要となる計画の高水敷高は現況の砂州高から+12.40m とした。

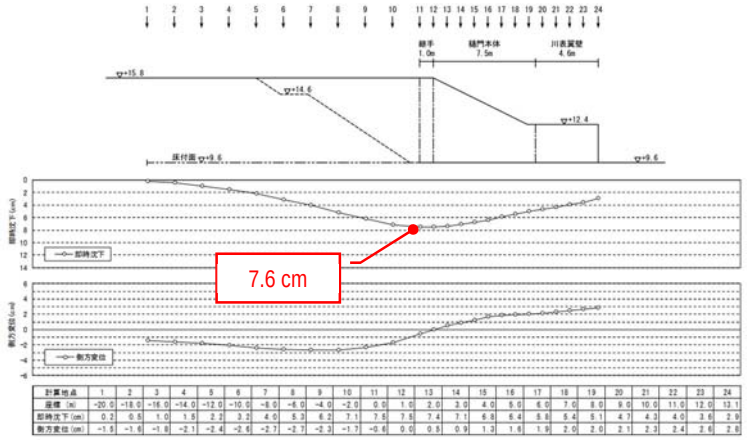
表 7.4.7　Taytay 樋門 設計水位一覧

項目	採用値	備考
計画高水位 DFL	14.52	Manggahan 放水路 DFL の完成図より内挿により算出
平水位 OWL	11.30	
低水位 LWL	10.94	
自然地下水位 GWL	10.94	
高水敷高	12.40	現況砂州高より任意で設定

出典：調査団

7.5.1.2　基礎工

残留沈下量の算定結果は 7.6cm で 10cm を下回ったため、直接基礎とし、構造は柔構造樋門とする。また、函体縦方向の構造計算結果より、函体の沈下量、開口量は 10cm 以下となるため、可とう継手は 10cm（最小規格）とする。



出典：調査団

図 7.5.1　沈下分布図

7.5.1.3　本体工

(1)　本体工安定計算

樋門本体のスパン長が短いことから、転倒・滑動・支持に対する安全性の照査を行う。なお、基礎に作用する荷重は、門柱及び胸壁の荷重を合成した荷重とする。「常時」「地震時」について各安定計算を行い、必要な断面寸法と設定している。検討の詳細は主報告書 7.5.2.4 に整理する。

(2)　構造計算

函体（横方向および縦方向）、門柱、川表側胸壁、川表側翼壁（U 型部、ウイング部）において「常時」「地震時」について構造計算を行い、必要な断面寸法と配筋諸元を設定している。検討の詳細は主報告書 7.5.2.4 に整理する。

7.5.1.4　本体工（L2 耐震設計）

(1)　耐震設計条件

1)　耐震性能

今回設計する Taytay 樋門は、治水上重要な施設と考え、保有すべき耐震性能は“耐震性能 2”とする。

2)　設計水平震度

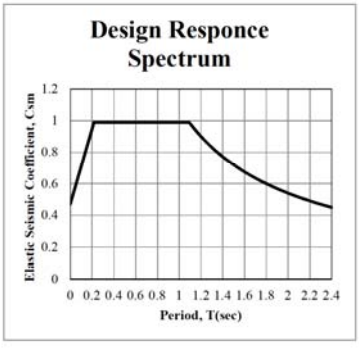
設計水平震度 khgL は、当該地がⅢ種地盤であることを踏まえ、BSDS に従い、以下の通りとする。

F_{pga}=0.78、F_a=0.82、F_v=2.4

① PGA: 0.6 (BSDS図3. 4. 1－4より)
F_{PGA}: 0.78 (Soil Type Ⅲ)
AS= 0.47

② Ss: 1.2 (BSDS図3. 4. 1－5より)
Fa 0.82 (Soil Type Ⅲ)
S_{DS}= 0.99

③ S1: 0.45 (BSDS図3. 4. 1－5より)
Fv 2.4 (Soil Type Ⅲ)
S_{D1}= 1.08



したがって、設計水平震度 khgL は以下の通りとなる。

k_{hgL} ＝F_{pga}×PGA
＝0.78×0.60＝0.468
≒**0.47（地盤面における設計水平震 Level 2）**

(2) 検討手法

1) 函体（縦方向）

液状化を考慮した静的な FEM 解析により樋門下部の変形量を算定し、樋門継手部の変形量が許容値内に収まることを確認する。

2) 門柱

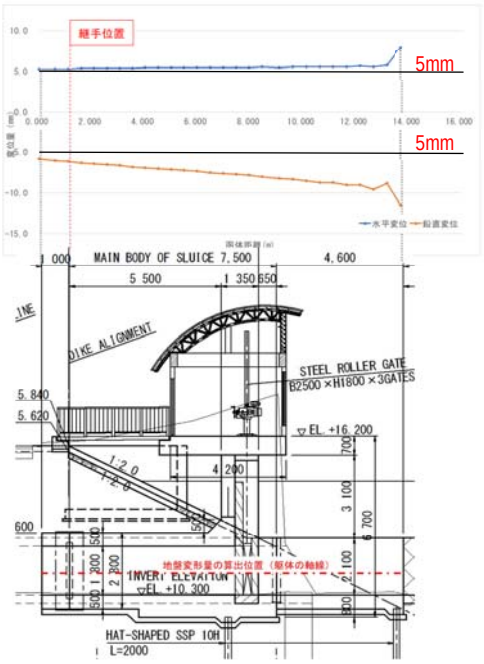
地震時保有水平耐力と残留変位を照査する（MCGS や Cainta 水門と同様）。ただし、上記のみでは、函渠の L2 地震に対する安定性に不安が残る。

そこで、門柱と堰柱函渠を一体で三次元モデル化し、L2 地震動に対する安定性を照査する。

(3) 照査結果

1) 樋門縦方向

FEM 解析の結果、Taytay 樋門の据付軸線上の地震による地盤変形量は、図 7.5.2 の通りで既設と新設の継手位置でも、水平変位、鉛直変位ともに 5mm 程度であった。



出典：調査団

図 7.5.2　躯体位置の地盤変形量

L2 地震後の継手部分の開口照査、目違い量を算出した結果を表 7.5.1 に示した。ここでの算定結果は、即時沈下と液状化による沈下の両方を考慮したものである。いずれも可とう継手の基準値を下回ったため、L2 地震が生じても継手部で損傷が生じない結果となった。

表 7.5.1　継手照査の結果

項目	算出結果	基準値	計算結果
開口量	16.5mm	100mm	基準値以下
目違い	始点 131.0mm、 終点 132.1mm 目違い量 1.1mm	200mm	基準値以下

出典：調査団

2) 門柱照査

門柱の照査結果は、中柱、端柱の 2 箇所を対象に、水流方向、水流直角方向で行う。地震時保有水平耐力、残留変位ともに、許容値を下回るとともに、破壊形態はいずれも曲げ破壊型の判定となる結果を得ている。つまり、L1 地震動に対する配筋で L2 地震動が生じても、構造物の変形が弾性域内に収まり致命的損傷を避けられる結果となったため、耐震補強は不要である。

7.5.2　ゲート設備設計

6 章の基本設計での決定事項および以下の基準に従い設計条件を設定するとともに、設計計算を実

施する。設定した各条件の詳細について主報告書 7.5.3.1 に、設計計算結果を主報告書 7.5.3.2 整理する。

- 水門・樋門ゲート設計要領（案）
- ダム・堰技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）
- ゲート用開閉装置（機械式）設計要領（案）

基本設計および設計計算結果に基づき整理したゲート設備の主要な仕様を以下に示す。

(1) ゲート設備（扉体、戸当り）

ゲート形式	プレートガーダー構造二相ステンレス製ローラゲート	
純径間×有効高	純径間 2.50m × 有効高 1.80m	
門　　数	3 門	
設計水深	（本川側） （支川側）	EL +14.520 （計画高水位） EL +10.600 （支川平水位）
操作水深（開時）	（本川側） （支川側）	EL +13.100 (支川地盤高－1m) EL +14.100 (支川地盤高)
操作水深（閉時）	（本川側） （支川側）	EL +15.620 (本川堤防高) EL +13.100 (支川地盤高)
敷高	（計画）	EL +10.300
水密構造	後面４方ゴム水密	
操作方法	機側操作及び遠方操作	

(2) ゲート設備（開閉装置）

開閉装置形式	2 連ラック式	
定格開能力	30 KN、	
設置数	3 台	
付加機能	自重降下機能	有り
通常揚程	常 時 H1	1.90m
	休止時 H2	2.20m
開閉速度	電動機使用時	0.30 m/min 程度
	自重降下時	2.00 m/min 程度
電源	AC 220V – 60Hz	

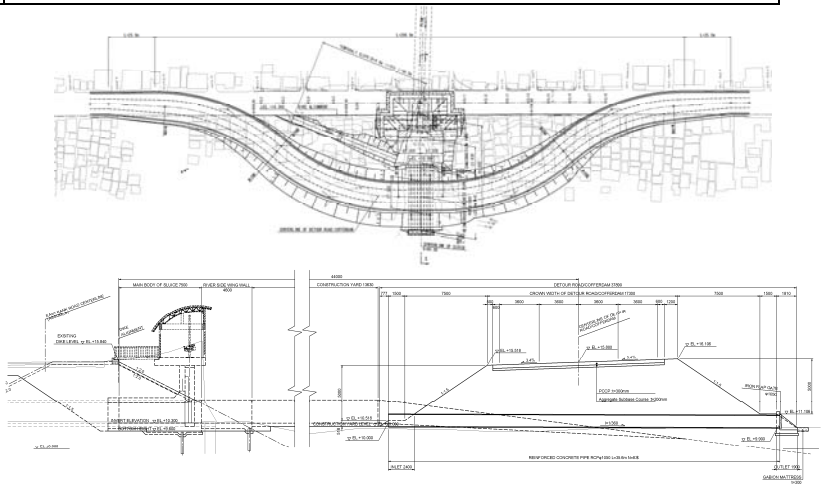
(3) 電気設備（機側操作盤）

操作盤形式	開閉機搭載型
設置数	3 面
概略外形寸法	幅：0.60m × 高さ：0.60m × 奥行き：0.35m

7.5.3 仮設備設計

7.5.3.1 仮締切堤（切り回し道路兼用）

Taytay 樋門の仮締切は、現道の切り回し道路を兼ねた構造とする。計画図は、図 7.5.3 の通りである。道路の舗装構成は、現道の資料がないため、Cainta 水門の新設橋梁への取り付け道路と同様とする。



出典：調査団

図 7.5.3 仮締切堤計画図（切り回し道路兼用）

7.5.4　情報設備設計

7.5.4.1　情報設備設計条件の整理

情報設備設計にあたり，6 章においてとりまとめた基本設計から設計条件を表 7.5.2 にまとめる。

表 7.5.2　設計条件一覧

対象施設	設備区分	設置機器	設計条件・留意事項	設置数量
Taytay 樋門	計装設備	水位計	的確なゲート操作を行うためゲート上流側及び下流側において水位を計測する 水位は，レベル計測とする	水位計 2 基 観測装置 1 基
	警報設備	スピーカー 集音マイク 回転灯	ゲート操作時の安全周知のために設置する	スピーカー1 基 集音マイク 1 基 回転灯 2 基 制御装置 1 基
	監視設備	CCTV カメラ	ゲート上・下流及びゲート開閉状況確認のためカメラ装置を設置する 夜間監視にも対応できるよう被写体最低照度の低い製品を採用し，照明設備（投光器）は設置しない	カメラ装置 4 基
	管理設備	監視制御設備	上下流水位及び CCTV カメラ映像と合わせ監視・制御を行う 操作室での監視制御の他，監視・制御に必要となる情報を EFCOS に伝送する	伝送装置 ネットワーク機器

出典：調査団

7.5.4.2　各種設備設計

MCGS 同様に計装（水位観測設備）設備、警報設備、監視設備（CCTV カメラ）電源設備（非常用発電設備）の設計を行う。検討項目、手順、設備構成は MCGS と同様である。ここでは各種設備のまとめを表 7.5.3 に示す。

表 7.5.3　Taytay 樋門各種設備のまとめ

項目	諸元等	設定根拠
設備区分	***計装（水位観測設備）設備***	
水位計配置	樋門下流側護岸部 既設ボックスカルバート呑口部護岸	施工性および維持管理の容易さより設定
水位観測方式	水圧式（水晶水圧式）	MCGS と同様
設備区分	***警報設備***	
サイレン	スピーカーの疑似音により代替	周知する範囲が狭いため
	設置位置：操作室屋上 設置数量：1 基設置	MCGS と同様
スピーカー・集音マイク	出力：25 W	スピーカー音が到達する範囲を最大で対岸までとし、到達距離 15m を到達できる音圧レベルとする
	設置位置：樋門上屋左岸 設置数量：1	スピーカー・集音マイク，警報灯は，Taytay クリーク両岸側に吹鳴・点灯できるよう，上屋左岸に設置する。警報灯に関しては，Taytay クリーク右岸方向からの視認も考慮し，上屋右岸にも設置する。
警報灯	LED 方式 反射鏡回転式またはランプ点滅方式	MCGS と同様
	設置位置：樋門上屋左右岸 設置数量：2	警報灯に関しては，Taytay クリーク右岸方向からの視認も考慮し，上屋右岸にも設置する。
設備区分	***水門監視設備（CCTV カメラ）***	
監視方式 監視設備配置	HD 簡易型 IP カメラ装置	・　MCGS と同様
	設置位置：ゲート左右岸および水門上下流 設置数量：計 4 基設置	・　Cainta 水門と同様
設備区分	***電源設備（非常用発電設備）***	
想定運転時間	ゲート設備：1 時間分	・　停電期間中 1 日 1 回のゲート開閉操作が生じると想定

項目	諸元等	設定根拠
	制御設備：考慮なし	・ 停電時は近傍のCainta水門発電機棟に待機するスタッフが機側操作を行うため、停電中の全期間に渡って遠隔操作用設備をスタンバイさせることは考慮しない。
発電機	横型同期発電機	・ MCGS と同様
発電機容量	37.5kVA	・ 負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
原動機	ディーゼル機関	・ MCGS と同様
原動機出力	37.2kW	・ 負荷の出力、種類及び始動方式、消防関連負荷の有無及び原動機の種類等を考慮し算定し、発電機規約効率表（電気通信施設設計要領・同解説（電気編））より直近上位を選定
燃料貯油量	14.5 リットル →発電機内蔵のタンクより給油	・ 電気通信施設設計要領・同解説 電気編（H29）に従い算定

出典：調査団

7.6　建築設計

7.6.1　建築構造設計

ここでは水門操作台上屋および発電機棟の構造設計を行っている。建築構造設計においては、床荷重、風荷重、地震荷重を考慮して構造計算を行い、必要な断面寸法および配筋諸元を設定している。なお、各荷重条件を表 7.6.1 のように設定している。

表 7.6.1 建築構造設計における荷重条件

項目	条件設定			設定根拠
床荷重	発電機室	Storage - Heavy	12.0 kN/m^2	NSCP2010 に示された Category より設定
	電気室	Storage - Light	6.0 kN/m^2	
	スタッフルーム	Office - Offices	2.4 kN/m^2	
	トイレ・シャワー	Restrooms	2.4 kN/m^2	
	水門上屋デッキ	Storage - Light	6.0 kN/m^2	
風荷重	簡易法による風速圧を使用 基準風速：200 kph (Zone 2)			NSCP2010 より設定
地震荷重	静的解析による地震力を使用 地震係数 Z：0.4 (Zone 4)			NSCP2010 より設定
水門操作台上屋への水平地震力	NSCP における鉛直分布式により上屋に作用させる水平力を算出			土木施設耐震設計が静的解析を適用するため、分離して検討

出典：調査団

7.6.2　建築機械設備

7.6.2.1　給排水衛生設備

給排水設備の設計は、フィリピン配管基準（National Plumbing Code）および DGCS Vol.6 - Public Buildings and Other Related Structures に従い行う。ここでは、周辺に給水管のない MCGS 発電機棟への給水設備および浄化槽による汚水処理について検討している。

7.6.2.2　換気・空調

本プロジェクト建築物における換気・空調の設置箇所および方針は表 7.6.2 の通りである。

表 7.6.2　各施設の換気・空調設備の設置方針

施設		室名	換気・空調設備の設置方針
MCGS およびCainta	水門上屋	―	既存水門と同様、換気設備は設けない。対流による自然換気を促すよう建築上の工夫をする。
	発電機棟	スタッフルーム	職員が長時間駐留するため、エアコンを設置する。

施設		室名	換気・空調設備の設置方針
水門		電気室	電気排熱があるが、過剰な高温で無ければ稼動に問題ないため、屋外と同等の室温に保つための換気設備のみとする。
		発電機室	揮発性の燃料を扱う発電機を擁するため、換気設備を設ける。 （※発電機から直接の排気・排風は別途設置される。）
Cainta 水門	水門上屋	－	電気設備を有するため、屋外と同等の室温に保つための換気設備を設ける。
	警備小屋	－	警備員が常駐するが、一般的な現地ガードハウスの状況を鑑み空調設備は設けない。

出典：調査団

ここで、電気室および発電機室に設ける換気設備の検討を National Mechanical Code of the Philippines および DGCS Vol.6 に従い行っている。また、面積が小さいスタッフルームについては家庭用の汎用空調機器の設置を前提に空調設備計算を行っている。

7.6.3　建築電気設備

避雷設備について、フィリピン国内基準においては、避雷設備の詳細に関する規定が無いため、国際的に普及している関連基準を準用して設計することが通例となっている。本項では、NF C-17-102 “Early streamer emission lightning protection systems” を参照して避雷針の検討を行っている。

照明設備については、DGCS Vol.6 に従い、照度 200～300(lux)を目標に配置する。

7.6.4　その他の細目

その他の細目として、管理用階段、燃料貯留室に求められる規定、水門操作台上屋の意匠について整理している。

第8章　水理模型実験（要約）

8.1　実験概要

8.1.1　実験の目的

本事業フェーズ IV の実施のための本詳細設計における水理模型実験の目的は、以下の箇条書きに示す通りである。

- 洪水時に適正な分流比となるような、MCGS のゲート幅・開度を確認すること；
- MCGS 上下流で渦流等の流れの乱れを起こさないような河川形状とゲート幅を確認すること;
- 計画洪水時及び超過洪水時における MCGS のゲート開度とマリキナ川下流及びマンガハン放水路の分流比の関係を把握すること；及び
- MCGS 建設時における、仮排水路断面確保の検討の実施

8.2　実験結果

8.2.1　現況河道の分流状況

マリキナ川の現況河道の分流特性は表 8.2.2 に示すとおりとなり、マリキナ川下流への分流比はほぼ 20%で一定と確認できた。現況河道では、計画流量 2,900m^3/s 時にマリキナ川下流への流量が 585m^3/s となり、計画流量 500m^3/s を超過する。

表 8.2.1　現況河道の分派特性

流入量 (m^3/s)	マリキナ川下流 (m^3/s)	マンガハン放水路 (m^3/s)	本川分流比 (%)	備考
2,147	437	1,710	20.3%	過去 5 年間の最大値
2,900	585	2,315	20.2%	計画流量
3,480	711	2,769	20.4%	台風オンドイ(JICA Study)
3,898	791	3,107	20.3%	河道満杯流量(模型上流端)

出典：調査団

8.2.2　実験結果より得られた MCGS 諸元

8.2.2.1　MCGS ゲート諸元

計画流量時において所定の分流比を確保するゲート径間長として、実験結果より表 8.2.2 のゲート諸元を設定した。ゲート高については、200 年確率規模の超過洪水流量 4,000m^3/s 時においても、全閉ゲートからの越水量が小さくマリキナ川下流への負荷が著しく増大しないゲート高として、MCGS 上流計画高水位と同じ EL.17.4m を設定した。

表 8.2.2　実験により設定された MCGS ゲート諸元

短径間ゲート		長径間ゲート	
径間長	ゲート天端高	径間長	ゲート天端高
11.7m	EL.17.4m (DFL)	28.3m	EL.17.4m (DFL)

出典：調査団

8.2.2.2　減勢工・護床工

マリキナ川の計画流量 500m^3/s 時に、MCGS 直下流で 8m/s 程度の高流速が生じることを確認した。

対策として、L 型シル（高さ 2.0m）の設置による減勢工改良により、MCGS 下流の Sta.5+950 地点の流速を 2～3m/s まで低減した。ただし本対策工の場合、小径間ゲート側の通船を制限する必要があるが、DPWH との協議等を含め、舟運利用上大きな支障とはならないと考え、流況の改善を優先する L 型シルの設置を提案した。

8.2.3　計画河道の分流状況

計画河道の分流状況は、実験の結果表 8.2.3 の通りとなる。

表 8.2.3　計画河道の分派特性

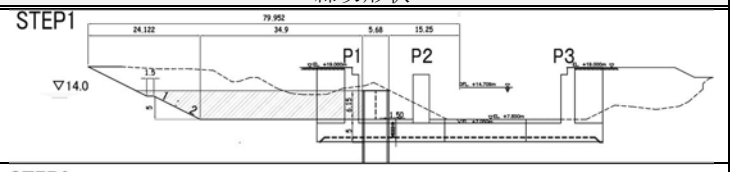
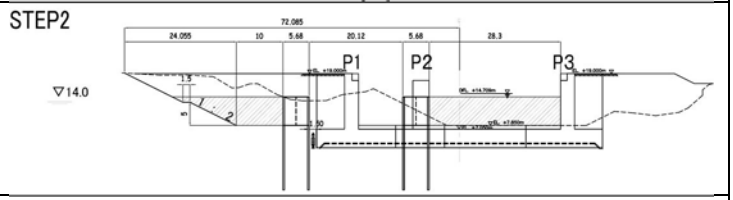
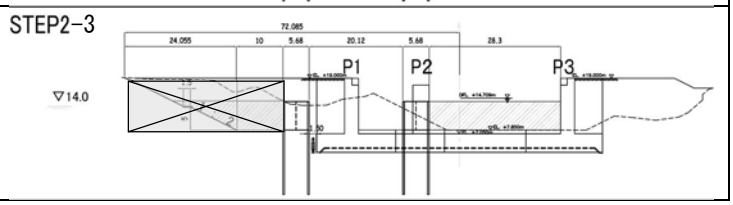
流入量 (m^3/s)		マリキナ川下流 (m^3/s)	マンガハン放水路 (m^3/s)	本川分流比 (%)	備考
2,900	計画流量	488	2,512	16.8%	長径間ゲート全閉 短径間ゲート全開時
4,000	超過洪水(200年確率規模)	595	3,405	14.9%	
4,000		1140	2860	28.5%	長径間ゲート全開 短径間ゲート全閉時
4,000		1236	2764	30.9%	全門全開時

出典：調査団

8.2.4　MCGS 施工時の仮排水路の検討

近年 5 年間における最大流量を対象とした MCGS 施工時における机上計算により求めた水位は EL.+14.0m となった。また、この設定水位 EL.+14.0m 時の流量は 440m^3/s である。この EL.+14.0m を締切対象水位に設定した、半川締切での施工による各施工ステップにおける水理現象を実験で確認した。施工ステップ図を表 8.2.4 に示す。

表 8.2.4　施工ステップ

施工ステップ	内容	締切形状
STEP1	通水：左岸仮排水路 施工：MCGS P2,P3、ゲート、締切り内の堰上下流の護床工	
STEP2	通水：左岸仮排水路及び P2-P3 間のゲート 施工：P1、締切り内の堰上下流の護床工	
STEP2-3	通水：P2-P3 間のゲート 施工：P1、締切り内の堰上下流の護床工	

出典：調査団

実験では、締切対象流量 440m^3/s 流下時において、模型実験での観測水位が、締切対象水位を超えないことを確認した。また、STEP-2 において左岸側仮排水路を使用しない場合（STEP2-3）の水位を計測したところ、局所的に締切対象水位である EL.+14.0m を 0.1m 程度超過する箇所があることを確認したが大きな水位の上昇はないことを確認した。この結果に基づき、必要な仮設計画を検討した。

第9章　非構造物対策及び操作運用・維持管理規則

9.1　非構造物対策の検討

9.1.1　フェーズ II 及びフェーズ III で実施した非構造物対策の評価

これまでにフェーズ II 及びフェーズ III において実施してきた非構造物対策を、対策に対する各関係機関の評価及び今後の活動への要望について聞き取りを行った結果とともに以下に示す。

9.1.1.1　フェーズ II 及びフェーズ III で実施した非構造物対策

表 9.1.1　実施した非構造物対策

フェーズ II 及びフェーズ III	
(a)	プロジェクトのインフォメーション・キャンペーン（IPC）計画の策定または、前フェーズにて実施した非構造物対策プログラムのレビュー
(b)	IPC 活動の必要なマテリアルの製作・作成
(c)	コミュニティ向け説明会（協議・意見聴取）の実施
(d)	住民公聴会の実施
(e)	学校、自治体、バランガイオフィス等でのキャラバンオペレーション（巡回説明）
(f)	コミュニティでのプロジェクト啓発活動（プロジェクト協力者の養成）
(g)	コミュニティにおける事業インフォメーションセンターの設立
(h)	マスメディアへの出演及び IPC 活動
(i)	行政（国、自治体）間の連携促進および自治体（LGUs）等との広報活動の協調・維持継続
フェーズ III のみ	
(j)	ウェブサイトの開設
(k)	ハザードマップの策定

出典：調査団

9.1.1.2　実施した非構造物対策に対する評価結果

(1)　アンケート調査結果

本プロジェクトの認知度は、公聴会やバランガイとの対話の機会、マスメディアを通じた広告、パンフレット等の媒体によって本事業を知っており、72%と高かった。また、各活動への評価も概ね高かったが、本プロジェクトに対する印象に関する質問では、水質改善や廃棄物対策といった環境対策をイメージすると回答した者が多く、今後は本プロジェクトの主目的である洪水対策の効果についてもしっかりアピールしていくことが必要であるとの結果になった。

(2)　調査結果を踏まえた非構造物対策の実施方針

以上の結果を踏まえ、下記の方針により今フェーズの非構造物対策を実施することとした。

(a) アンケート結果を参考に活動を改善した上で引き続き非構造物対策を実施する。

(b) 洪水被害軽減に向けた効果的かつ幅広い非構造物対策を実施する。

(c) 関係者間での合意形成を促進するため、洪水対策委員会の活動を活性化させる。

(d) 洪水被害軽減のための能力向上、ボランティア育成を目的とした人材育成活動を実施する。

9.1.2　洪水対策委員会（FMC）の事業での活用

9.1.2.1　洪水対策委員会の現状

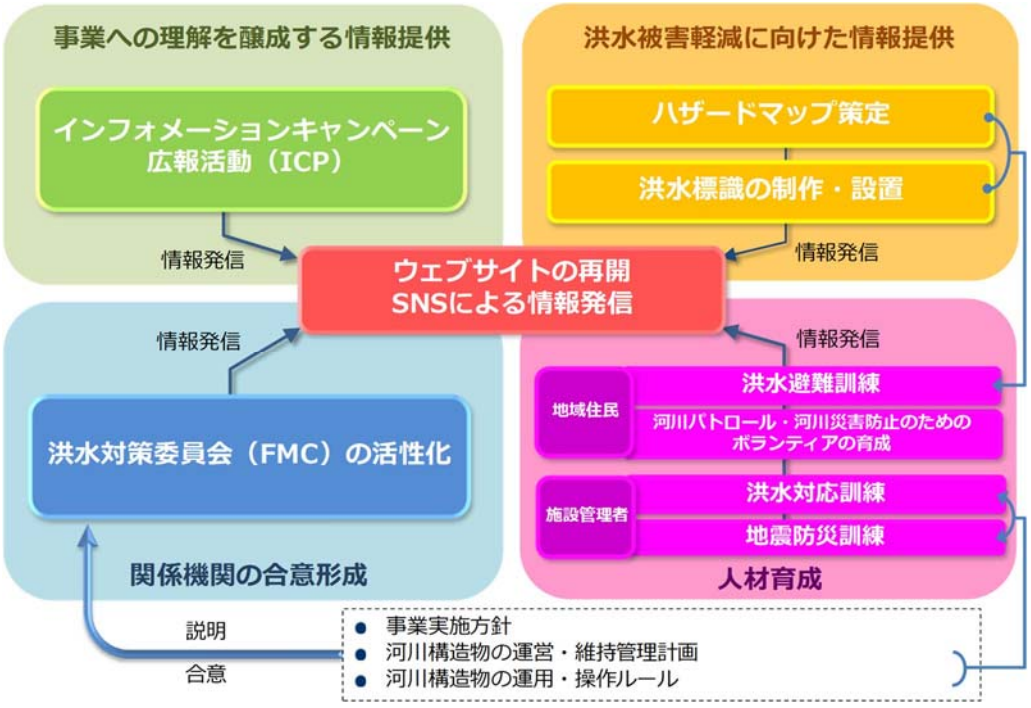
洪水対策委員会（FMC）は、河川改修事業の支援、完成した洪水対策施設の維持管理業務及び非構造物対策の導入と運営に関する促進・支援、河川沿いの用地に係る問題の調整等を目的とした調整機関である。しかしながら、2013 年に洪水対策委員会が結成され、キックオフミーティングを実施して以降、本業務実施時点まで活動実績はない状態である。今後、フェーズ IV 事業の円滑な実施のためにも本委員会の活性化対策が必要である。

9.1.2.2　洪水対策委員会（FMC）の活用及び活性化支援

本事業で支援を行う堰の運用ルール、維持管理計画等の策定については、流域関係機関での合意形成を得る必要がある。このために洪水対策委員会（FMC）の活用する必要があり、FMC の活性化の支援を事業内で実施する必要がある。

9.1.3　フェーズ IV 非構造物対策実施方針

上記を踏まえ、今フェーズで実施する非構造物活動は図 9.1.1 のとおりとする。



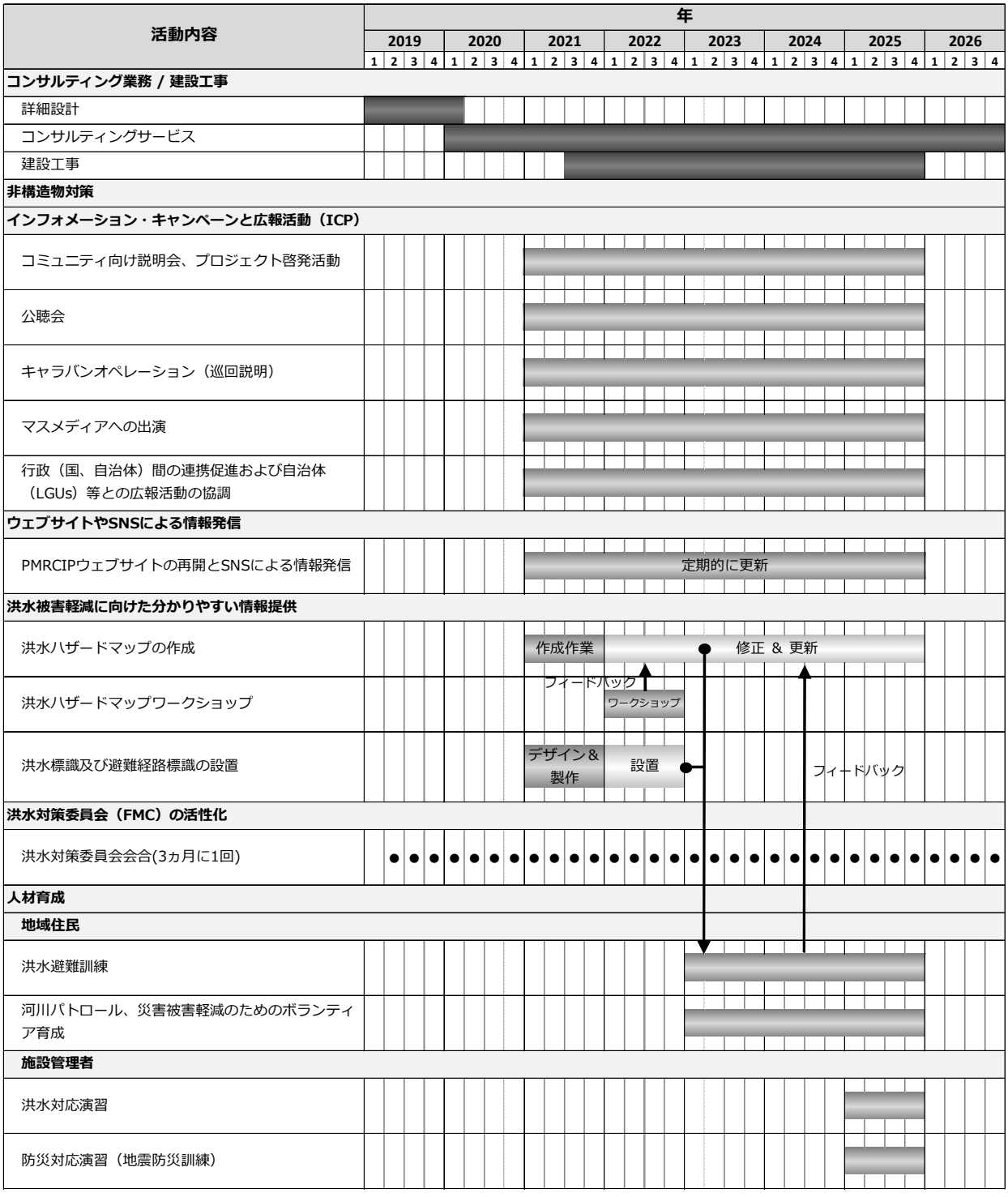
出典：調査団

図 9.1.1　フェーズ IV 非構造物対策の構成

9.1.4　フェーズ IV 非構造物対策アクションプラン

本事業の非構造物対策実施スケジュール案を表 9.1.2 に示す。

表 9.1.2　各活動の実施スケジュール



出典：調査団

9.2　堰等の運用・操作規則

9.2.1　既存構造物の操作運用規則

9.2.1.1　Rosario 堰及び NHCS（ナピンダン水門）の現行操作ルール

Rosario 堰及び NHCS の操作は以下の表 9.2.1 及び表 9.2.2 に示す通りである。

表 9.2.1　Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則

条件	Sto. Nino 水位	Rosario Weir	NHCS	
水位上昇時	EL+13.80m	Gate No.4 開	Rosario 堰のゲート開操作開始の連絡が入り次第、NHCS の主ゲートは「閉」とする。	基本的には、左記のルールに従って運用しなければならないが、NHCS に関しては厳格には従っていない、との情報がある。
	EL+13.90m	Gate No.5 開		
	EL+14.0~14.40m	Gate No.3 & 6 開		
	EL+14.50~15.10m	Gate No.2 & 7 開		
	EL+15.30m~Up	Gate No.1 & 8 開		
水位降下時	EL+15.00m	Gate No.1 & 8 閉	Rosario Weir のゲート閉操作終了連絡が入り次第、NHCS の主ゲートは「開」操作を行う。	
	EL+14.50m	Gate No.2 & 7 閉		
	EL+14.00m	Gate No.3 & 6 閉		
	EL+13.80m	Gate No.5 閉		
	EL+13.60m	Gate No.4 閉		

出典：MMDA-EFCOS 事務所からの情報に JICA 調査団が追記

表 9.2.2　Rosario 堰の流量によるゲート操作規則

条件	Sto. Nino 流量	Rosario Weir
水位上昇時	288 m^3/s	Gate No.4 開
	308 m^3/s	Gate No.5 開
	328 ~ 398 m^3/s	Gate No.3 & 6 開
	419 ~ 552 m^3/s	Gate No.2 & 7 開
	601 m^3/s	Gate No.1 & 8 開
水位降下時	529 m^3/s	Gate No.1 & 8 閉
	419 m^3/s	Gate No.2 & 7 閉
	328 m^3/s	Gate No.3 & 6 閉
	288 m^3/s	Gate No.5 閉
	251 m^3/s	Gate No.4 閉

出典：MMDA-EFCOS 事務所の情報を JICA 調査団が流量に変換

9.2.1.2　その他構造物

パッシグ川流域には MMDA が管理する排水機場が設置されており、パッシグ川の水位が高い場合においても、（機場によっては設備が水没しない限り）内水排除ができるようになっている。

各排水機場では、操作の開始時と終了時の水位がそれぞれ決められているが、パッシグ川の水位が例えば DFL 以上に上がった際に排水ポンプを止めるというような運用は行っていない。

9.2.1.3　既存の河川構造物の操作運用に関する評価

(1)　Rosario 堰

フェーズ IV 事業により MCGS が完成することから、両施設を連携させた、より効率的な操作規則の検討が必要である。

(2)　NHCS

MCGS が建設されることによりマリキナ川下流への流量が上流で制御されることによる、NHCS の操作の必要性の検討が必要である。

(3)　警告放送

ゲートの閉操作により堰の上下流に水位変動を引き起こすにもかかわらず、操作前の放送がないこと、及び超過洪水時における放送がないことといった課題があり、これらを改善するための検討を行う。

(4) 排水機場

排水ポンプを止める基準に内水位だけでなく本川水位を追加するといった運用の変更が必要である。

9.2.2 MCGS 及び逆流防止水門の操作運用規則の基本コンセプト

9.2.2.1 操作の基本的原則

MCGS 及び逆流防止水門等に適用できる基本的な操作規則を例示した、フィリピンにおけるガイドラインは無い。よって、操作の基本的原則は、以下に示す日本の基準及び類似した分流堰並びに水門の事例を参考とする。

- ダム・堰施設技術基準（案）（2016 年 3 月、国土交通省）
- 河川管理施設の操作規則の作成基準について（2012 年 3 月 9 日、国土交通省水管理・国土保全局河川環境課長通知）

9.2.2.2 操作・運用計画

(1) 計画規模洪水以下の操作（案）

1) MCGS

MCGS は Rosario 堰の操作と対応させ、以下の表 9.2.3 に示すような操作規則とすることが考えられる。

表 9.2.3 MCGS 及び Rosario 堰操作規則（案）（計画洪水流量まで）

施設	常時（非洪水時）	洪水時の Sto.Nino 流量（増加時）	
		300m³/s ～ 600m³/s	600m³/s ～ 2,900m³/s
MCGS	全門全開	全門全開	大径間ゲート全閉、小径間ゲート全開 （流出量が最大 500m³/s になるように制御）
Rosario 堰	全門全閉	ゲートを順次、開操作	全門全開

出典：調査団

2) 逆流防止水門

逆流防止水門の操作の基本は、以下の表 9.2.4 に示すようにすべきである。

表 9.2.4 2 基の逆流防止水門の基本操作規則（案）

条件	Cainta 水門	Taytay 水門
常時	全開	全開
堤内側市内河川・排水路の水位がマンガハン放水路の水位より高い場合	全開	全開
マンガハン放水路内の水位が堤内側水位より高い場合	全閉	全閉
ゲート全閉時、堤内側水位がマンガハン放水路内水位より高くなった場合	全開	全開

出典：調査団

(2) 超過洪水時の操作（案）

1) MCGS

調査団より比較検討表を示して説明した結果、DPWH は以下の操作が最も望ましいと総合的に判断したことから、超過洪水時における MCGS の操作方針は次の通りとする。

- 計画規模洪水以下の操作方法をそのまま継続する
  （長径間ゲート：全閉、短径間ゲート：全開）

2)　逆流防止水門

逆流防止水門の操作は、マンガハン放水路内水位及び堤内側の市内河川・排水路の水位によって操作が行われるため、超過洪水時においても、計画規模洪水以下の操作規則から変更はない。

9.2.2.3　警告放送

新たな放送内容を以下に提案する。現行と同様、全ての放送について、英語の後に同内容をタガログ語で放送することを推奨する。

(1)　Rosario 堰

ゲート操作中以外の放送については、現行の 4 種類のメッセージを、事前注意段階／河川流量増加時におけるゲート開操作前／非常段階／河川流量減少時におけるゲート閉操作前、の 4 種類に再編する。非常段階については、他と比較してやや強いメッセージとする。

(2)　MCGS

Rosario 堰とは異なり通常時より水の流下があるマリキナ川下流に向けた放送であるため、事前注意段階の放送は必要ない。そこで、ゲート操作中以外の放送については、河川流量増加時における大径間ゲート閉操作前／非常段階／河川流量減少時における大径間ゲート開操作前、の 3 種類とする。非常段階を他と比較してやや強いメッセージとするのは、Rosario 堰と同様である。

(3)　逆流防止水門

ゲート操作中以外の放送については、ゲート閉操作前とゲート開操作前の 2 種類とする。

9.2.3　NHCS の操作の必要性

9.2.3.1　操作の検討方針

常時（非洪水時）は、MCGS は全門全開であり、これまでと河川状況に変化はないことから、NHCS の操作を変更する必要は生じないと考えられる。

一方、MCGS が建設されることにより、洪水時にはマリキナ川下流への流量が制御されることになるため、これまで積極的に操作されていないとの情報もある、NHCS の操作の必要性及びその方法を検討した。

9.2.3.2　操作・運用計画（案）

ナピンダン水路合流点における本川水位と Laguna 湖水位の高低による場合を分けて検討した結果、洪水時における NHCS の操作は、以下の表 9.2.5 のようにすることが望ましいと考えられる。

表 9.2.5　NHCS の基本操作規則（案）

洪水時における条件		NHCS
ラグナ湖の水位が本川のナピンダン水路合流点よりも高い場合	Sto.Nino 水位が EL+15.2m 以上の場合において、Laguna 湖からパッシグ川への流入を抑えたいとき	全閉
ラグナ湖の水位が本川のナピンダン水路合流点よりも低い場合	Laguna 湖側の水位が EL+11.5m 以上になり、本川からの流入を抑えたいとき	全閉
上記以外の場合		全開

出典：調査団

9.2.4　操作規則（案）

9.2.4.1　Rosario 堰、MCGS、及び NHCS

操作手順の考え方を表 9.2.6 に示す。

表 9.2.6　Rosario 堰、MCGS、及び NHCS の操作手順の考え方

Flow Rate at Sto.Nino	Water Level at Sto.Nino	Operational Phase and Stage	when WL (L: Laguna Lake side) < WL (C: Confluence side)			Other than the Left
			Napindan HCS	Rosario Weir	Manggahan Control Gate Structure (MCGS)	Napindan HCS
Q < 180m³/s	H < EL+13.0m	Non-Flood Phase		Close all 8 gates	Open all 2 gates	
Q > 180m³/s	H > EL+13.0m	Flood Phase Precaution Stage		(for the people in the floodway, if necessary) Broadcast R1(15min)		
Q > 300m³/s	H > EL+13.8m	Caution Stage	Open all 4 gates	Siren and Warning Broadcast R2(30min) Open No.4&5 gates sequentially (Gate operation: 18 minutes +)		Open all 4 gates
Q > 350m³/s	H > EL+14.0m	Alert Stage	However, Close all 4 gates if WL(L)>EL+11.5m	Warning Broadcast R2(5 min) if any interval Open No.3&6 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)		
Q > 450m³/s	H > EL+14.5m	Alarm Stage		Warning Broadcast R2(5 min) if any interval Open No.2&7 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)		
Q > 600m³/s	H > EL+15.2m	Critical Stage		Warning Broadcast R2(5 min) if any interval Open No.1&8 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)	Siren and Warning Broadcast M1(5 min) Close Wider Gate fully (Gate operation: 38 minutes)	Close all 4 gates (32 minutes)
Q > 2,900m³/s	H > EL+21.17m	Excessive Flood Phase Emergency Stage		Warning Broadcast R3(20 min) Open all 8 gates	Warning Broadcast M2(20 min) Close Wider Gate and Open Narrower Gate	
Q < 2,900m³/s	H < EL+21.17m	Flood Phase Critical Stage				
Q < 550m³/s	H < EL+15.0m	Alarm Stage		Warning Broadcast R4(5 min) Close No.1&8 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)	Siren and Warning Broadcast M3(5 min) Open Wider gate fully (Gate operation: 38 minutes)	Open all 4 gates (32 minutes)
Q < 450m³/s	H < EL+14.5m	Alert Stage		Warning Broadcast R4(5 min) if any interval Close No.2&7 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)	Open all 2 gates	
Q < 350m³/s	H < EL+14.0m	Caution Stage		Warning Broadcast R4(5 min) if any interval Close No.3&6 gates simultaneously (Gate operation: 18 minutes)		
Q < 300m³/s	H < EL+13.8m	Post Flood Phase		Warning Broadcast R4(5 min) if any interval Close No.5&4 gates sequentially (Gate operation: 18 minutes +)		
Q < 180m³/s	H < EL+13.0m	Non-Flood Phase		Close all 8 gates		

Note : **Flood Phase** operation starts under the following conditions: if average rainfall (Sto.Nino) > 30 mm/hr, or flow rate (Montalban) > 100 m³/s
Gate operation velocity = 0.3 m/min, Gate operation time = Lifting height / Operation velocity

出典：調査団

9.3　運営・維持管理計画

9.3.1　運営・維持管理計画の検討方針

9.3.1.1　運営・維持管理計画作成の必要性

施設の機能を長期にわたり適切に発揮していくためには、本事業により建設される MCGS 及び 2 基の逆流防止水門のほか、連携して操作される既存の Rosario 堰等を含めた各施設について、以下の項目から成る保守管理計画の作成が必要である。

- 日常、操作時及び異常事象発生時における施設の状態を把握するための基本データ収集・巡視・点検方法（状態把握）；
- 施設の機能を保全するための保守・整備・修繕方法（機能保全対策）；及び
- 上記活動の記録方法（保守管理記録）

維持管理計画には、上記の**保守管理計画**だけではなく、維持管理を実施する組織の規模・予算を決める上での**運営管理体制**に関する計画も加えるものとする。

9.3.1.2　適用基準・ガイドライン等

維持管理計画は、日本の基準・ガイドライン及び類似する既存施設を参考に、鋼矢板や堰等の土木・建築構造物、ゲートなどの機械設備、及びそれらを操作・運用するのに必要な電気通信施設に分けて検討した。一つの計画へまとめる際には、複数分野における用語の統一にできるだけ配慮した。

9.3.2　保守管理計画（案）

9.3.2.1　基本事項

(1)　維持管理の基本方針

次のような**状態把握**及び**機能保全対策**を行うことにより、適切かつ総合的に行う必要がある。

- 完成した施設の内容に見合った適切な時期・頻度でデータ収集・巡視を行うとともに、その機能を維持するために障害物の除去・浚渫等の必要な措置を執る；及び
- 完成した施設の各構成要素に見合った適切な時期・頻度で点検を行うとともに、損傷・腐食等の劣化・異状を把握した場合に整備等の必要な措置を執る

各施設の管理責任者は、適切かつ効率的・効果的な保守管理を行うため、十分な体制を組むとともに、長期にわたり必要な予算を確保しなければならない。

9.3.2.2　状態把握

(1)　状態把握の種類

維持管理においては、河道及び施設の状態把握を行い、その結果に応じて対策を実施することが基本である。河川の状態把握として実施する項目は、基本データの収集、河川巡視、雨季前・出水後等の点検、及び施設の点検に分けられる。

(2)　巡視と点検の違い

巡視とは、定期的・計画的に河川を巡回し、その異常及び変化等を概括的に把握することを目的としており、**点検**とは各施設の機能について異常及び変化等を発見・観察・計測等することを目的としている。河川の状態把握に求められる内容と精度は、河川巡視と点検でそれぞれ異なるため、目的に応じて適切に実施する必要がある。

(3)　巡視・点検の種類

巡視・点検の種類を整理すると表 9.3.1 のようになる。

表 9.3.1　巡視・点検の種類

区分	巡視	定期点検		運転時点検	臨時点検
		月点検	年点検*		
土木・建築構造物	毎月	-	4 月	-	洪水・地震等の後
機械設備	-	雨季：毎月 乾季：3 ヶ月ごと	4 月	運転中	洪水・地震等の後
電気設備 通信設備	-	3 または6 ヶ月ごとの任意の時期	4 月 任意	毎日 （平日）	洪水・地震等の後

* 通信設備を除き、年点検は原則として雨季前に実施するものとする。
出典：調査団

9.3.2.3　機能保全対策

(1)　土木・建築構造物

定期的又は出水後に行う縦横断測量あるいは巡視・点検の結果を踏まえ、流下能力の変化や、施設の安全性に影響を及ぼすような河床の変化が河川管理上の支障となると判断した場合には、河床掘削や浚渫、あるいは根固め工の施工や洗掘箇所の充填などの適切な措置を講じる。

巡視･点検により施設の土木･建築構造部分の損傷､劣化等の異状があることを把握したときは、施設の効率的な維持及び修繕が図られるよう、必要な措置を講じるものとする。

(2)　機械設備

設備の機能を維持もしくは復旧し、信頼性を確保することを目的として、適正かつ合理的な整備計画の下、整備を実施する。

また、次のような場合は、設備の正常な機能の確保を目的として、当該設備・装置あるいは機器を新しいものに設置し直す。

- 設備の保守管理を適切に実施しているにもかかわらず、新設時と比較して設備の機能等が低下し、信頼性、安全性が維持できなくなったと判断された場合；または
- 設備を構成する機器等が経年劣化等により安定した機能・性能を得ることができなくなり、寿命と判断された場合

(3)　電気通信施設

点検及び設備診断の結果も活用しながら､設備ごとに予め定められた劣化部品等の取替及び調整などを計画的に実施するとともに､発生した故障又は不具合に対しては迅速かつ適切な修理を行うことで、設備機能の維持・回復を図る。

また、電気通信施設を構成する設備・機器は、土木・建築構造物や機械設備に比べて設計寿命が短いものが多く､前述した定期整備も含む保守をしっかりと行うことで延命化が可能であるものの､施設を運用していく中で頻繁に更新が必要となることに留意する。

9.3.2.4　保守管理記録

施設に関する状態把握や分析・評価、修繕・更新等の維持管理を着実に実施するためには、まず施設の基本情報である河川台帳等の調製、更新を確実に行い、合わせて点検結果、健全性の評価結果など､施設の維持管理に関する諸情報を正確に把握し記録するとともに､重要な情報を集約しデータベース化を進める必要がある。

9.3.3　運営管理体制（案）

9.3.3.1　事業実施および維持管理組織

本事業の実施機関及び各構造物の管理責任者は、以下の表 9.3.2 の通りとする。

表 9.3.2　事業実施・管理責任者（案）

対象構造物	詳細設計（2019 年）～ 工事完了(2026 年)	工事完了後 2 年間 (2028 年まで)	管理移行後 (2029 年以降)
Rosario 堰	MMDA-FCSMO		
NHCS	MMDA-FCSMO		
MCGS	DPWH-UPMO-FCMC	DPWH-UPMO-FCMC	MMDA-FCSMO
逆流防止水門	DPWH-UPMO-FCMC	DPWH-UPMO-FCMC	DPWH-Region IV-A
護岸・堤防等	DPWH-UPMO-FCMC	DPWH-UPMO-FCMC	MMDA-FCSMO

出典：調査団

9.3.3.2　運営管理体制の拡充

(1)　DPWH

本事業によって建設される 2 基の逆流防止水門施設を所有する DPWH-Region IV-A については、MMDA への管理の委託がスムーズに進むよう、手続き等に必要な体制を確保するものとする。

(2)　MMDA

1)　EFCOS 事務所

施設群を連携して適切に運用し維持管理するため、最終的な管理責任者である MMDA の EFCOS 事務所では、以下の表 9.3.3 に示すような人員体制を拡充することを提案する。

表 9.3.3　MMDA-FCSMO-EFCOS に新たに必要となる人員（事務職及び技術職）

名称	共通業務	各職種に特有の業務		現状	追加
		主に雨季に実施	主に乾季に実施		
事務担当職員	施設の操作、巡視・点検・簡易な整備（構造系）	Rosario 堰、NHCS も含めた維持管理予算の要求及び執行管理		1	2
土木技術者		水文解析及び記録、広報	維持管理工事（浚渫、構造物補修）	2	2
建築技術者		操作記録の整理、広報	維持管理工事（建物、付属設備）	1	2
機械技術者	施設の操作、点検・簡易な整備（設備系）	ゲート設備故障対応	維持管理工事（ゲート設備）	1	3
電気技術者		電気・観測設備故障対応	維持管理工事（電気・観測設備）	2	2
情報通信技術者		情報通信設備故障対応	維持管理工事（情報通信設備）	1	3

現状人員：2019 年現在の実員　　追加人員：2019 年現在の実員に対する追加人員
出典：調査団

2)　東マニラ首都圏治水運用第一部事務所

総延長約 8km に及ぶ河道、鋼矢板を含む護岸及び堤防の管理を、地元 LGUs と調整・連携して新たに実施していく必要があることから、人員として土木技術者を 3 名程度拡充することを提案する。

第10章 環境社会配慮および住民移転計画

10.1 環境社会配慮事項の進捗

10.1.1 EIS、EMP および EMoP のレビュー

1998 年にパッシグ・マリキナ川河川改修事業全体（フェーズ II～V）を網羅した環境影響評価報告書（EIS）を DPWH が作成し、環境天然資源省（DENR）に提出した。そして同年、環境適合証明書(ECC)が発行された。本フェーズ IV においては、事業地周辺の環境社会状況の変化に鑑み、DPWH は上記 EIS の更新版である Supplemental EIS（2018 年 8 月発行）を作成した。Supplemental EIS では、環境管理計画（EMP）およびモニタリング計画（EMoP）はフェーズ III の実績を踏襲しているが、これはフェーズ III では環境管理面で大きな問題は報告されていないためである。

本調査では、特に留意すべき点を含めて以下の項目のレビューを行っている。

(1) 大気質

工事由来の粉じん（TSP）、NO_2 および SO_2 濃度が懸念されるが、フェーズ III では基準値を超えることはなかった。フェーズ IV においても EMP および EMoP に沿って適切な緩和策・モニタリング計画が実施されなければならない。

(2) 水質

浚渫による濁水の影響が想定されるが、流水による影響範囲は限定的であり、下流域への影響はないと想定される。濁水が拡散しない形で浚渫が行われるよう浚渫方法が検討される。また、マンガハン放水路も生活排水による水質汚濁が確認されているが、逆流防止水門工事に伴い規模は小さいものの土砂の流出も懸念される。下流のラグナ湖を管理するラグナ湖開発公社（Laguna Lake Development Authority: LLDA）との合意形成が必要となる。

(3) 底質・土壌

フェーズ III の浚渫土サンプリング調査の結果では、マリキナ川の底質からは有害物質はほとんど検出されていない。フェーズ IV 対象区間およびその上流には有害物質を発生する工場等はないこと、工事でも有害物質は使用しないことから、有害物質による土壌汚染はないと考える。その確認のため、フェーズ IV でも、底質の有害物質検査を実施した（実施結果詳細は 10.1.3.1 項を参照）。

(4) 廃棄物

浚渫土の処分場を新たに設ける予定である。候補地が決定すれば EIA を実施し、ECC 取得を行う。処理プロセスの中で浚渫土の汚染の有無は確認されるが、上述(3)のように汚染リスクは低いと考えられる（処分場については 10.1.3.2 項を参照）。

(5) 騒音・振動

工事域周辺は住居や幹線道路があり、ベースライン騒音は既にフィ国環境基準値を超過している。工事地域から周辺の構造物との距離を確保することで影響は回避できるが、構造物が近くにある地域も想定されることから、モニタリングを通じて影響を確認し、必要に応じて追加的な対策を行う。施工では騒音振動の影響が少ない工法（ウォータージェット工法など）を援用する予定である。振

動については、Supplemental EIS ではベースライン値を確認していないため、工事前に測定し現状把握する。なお、フェーズ III では工事振動による苦情は生じていない。

(6) 保護区・生態系

事業対象地は都市化されており、EIS においても保護区、希少かつ保護が必要な陸生および水生生物は確認されていない。ただし、流域生態系を適切に保全する意味から、とりわけ水生生物については希少、非希少種を含めモニタリングを施工時にも実施することとする。樹木インベントリー調査を通じ特定された伐採対象の樹木に対し、フィ国法令に沿ってフェーズ III と同様に植樹を含む緑化策が実施される。

10.1.2 EIS、EMP および EMoP の改訂・更新

底質調査、浚渫土処分場および伐採樹木インベントリー調査結果を踏まえ、施工時に EMP および EMoP を更新する必要がある。これには、DPWH の環境社会配慮を統括する環境社会保護局（Environmental and Social Safeguard Department: ESSD）、DENR および関係自治体を含むステークホルダの意見を参考にし、適時、緩和策やモニタリング計画に必要な項目や活動を追加する。

10.1.3 浚渫土土砂処分に関する環境社会配慮実施支援

10.1.3.1 底質調査

本事業の事前モニタリング業務の一環として、本事業（フェーズ IV）で浚渫または掘削される河川底質の毒性の調査および評価のために、浚渫によって処理される予定の浚渫・掘削土の確認調査を行った。32 地点から採取された底質・土壌試料を、Elutriate 試験と毒性指標浸出法（Toxicity Characteristic Leaching Procedure: TCLP）試験の両方のリーチング試験で分析した。これらの結果は、マリキナ川中・下流部で採取された底質の測定項目の濃度は、全てフィリピン政府が制定している基準値より低かった。これは、同域の底質が有害ではなく、浚渫時に河川水中で著しい毒性レベルを発生させる可能性がないことを示している。また、分析結果によると、底質試料の TCLP 試験抽出物中の重金属類の濃度はごく微量か、または全般的に使用した分析装置では検出されていない、つまり濃度はメソッド検出限界未満である。有害廃棄物の規制値（DAO 2004-36/ RA6969）を超えるような著しい濃度レベルではなかった。有害廃棄物の規制限界値と比較すると、観測された濃度は、基準値よりずっと低く、それらの濃度では予定している土捨て場とその周辺環境に影響を与えないと想定される。水質においても、重金属とその他の有害な無機・有機物質は有害と考えられる濃度では存在していなかった。したがって、このマリキナ中・下流部の区間で採取される浚渫汚泥（底質）は、盛り土や埋め立て目的の利用に対して安全であると考えられる。

また、合わせてマリキナ川水質に関する最新の調査を 3 地点で実施した。BOD（生物学的酸素要求量）は、3 つのサンプリングの内 2 地点（最上流及び中流）で基準値（7）を超えている。DO（溶存酸素量）も 2 地点（最上流及び最下流）で基準値（5）以下である。TSS（濁度）も 2 地点（最上流及び中流）で基準値（80）を超えている。また、大腸菌数に関しては、DENR 行政命令第 34 号に基づき、総大腸菌数は 5,000 MPN / 100 ml を 3 か月の平均監視期間の平均で超えてはならないとされているが、3 地点全てでこの許容平均値を大きく超えている。総大腸菌数の結果が非常に高いことに留意する必要がある。細菌汚染の原因は、家庭の家庭廃水、さまざまな支流からの商業廃水、さらに

は産業廃水などが考えられる。

以上の考察及び本業務の設計・事業地近傍並びに上流に影響を与えそうな発生源がない事実から、フェーズ IV においても環境的に特別配慮する事項はないと判断している。

10.1.3.2 土砂処分地

本事業で想定されている、河道の拡張工事に伴う浚渫及び掘削土の処分は約 150 万 m^3 と想定されている。この大量の土砂を処分するための土地を準備する必要がある。このため DPWH は、周辺の地方自治体及び多くの遊休地を持つ LLDA に相談し、Taytay 町バランガイサンフアン地区に位置する 57 ha の遊休地の利用提案を受けている（図 10.1.1 参照）。



LINES	BEARING	DISTANCE
1-2	S 41d9' E	215.11m
2-3	S 22d12' E	158.55m
3-4	S 30d11' E	24.63m
4-5	N 70d33' E	42.55m
5-6	S 5d9' E	125.63m
6-7	S 15d55' W	448.90
7-8	N 66d5' W	820.62m
8-9	N 77d41' W	402.63
9-10	N 26d22' W	63.67
10-11	N 15d25' E	257.08
11-12	N 0d51' W	47.31
12-13	S 33d21' E	318.93
13-14	N 59d6' E	508.75
14-15	S 56d2' E	105.96
15-16	N 85d7' E	76.61
16-17	N 52d24' E	60.85
17-18	N 26d53' E	43.32
18-19	N 54d0' E	50.49
19-20	S 65d55' E	20.90
20-1	N 42d53' E	85.60

出典：LLDA の資料を基に調査団作成

図 10.1.1　土砂処分候補地（Taytay 町バランガイ San Juan にある LLDA が管理する地区）

LLDA および関係機関との話し合いにより、同遊休地の環境影響調査実施承諾が下りた。そのため、環境天然資源省（Department of Environment and Natural Resources: DENR）より本土地の事業の土砂処分地としての利用に対する環境認証を得るための再委託調査（EIA 調査）を本調査内で再委託により実施した。

今後、DPWH はこの調査結果に基づき、環境適合証明（ECC）を得るための申請を DENR に提出する必要がある。

10.1.4 樹木のインベントリー調査

関係法令に従い、本詳細設計内で樹木インベントリー調査を実施した。調査の実施は、基本設計が確定した、2019 年 12 月から 2020 年の 3 月にかけて行った。結果は以下の通りである。

(1) Marikina 川本川沿い

Marikina 川の事業実施区域内と想定される地域内には、左岸側 372 本、右岸側 1,694 本の左右岸合計で 2,066 本の樹木が確認された。

非樹木種は、事業実施区域内周辺に 50 種の作物が 8 農家によって栽培されていた。具体的には 15 本のココナツ、竹（84 箇所の大小の群生）、バナナ（50 本）等がであった。

これらの工事によって影響を受ける樹木及び非樹木は関連する法令・ガイドラインに従って適切に移植または伐採が行われる。調査の結果、736 本の樹木の移植が可能であり、その他の樹木及びココナツは、伐採する代わりに約 13 万分の苗の植樹を指定の場所で実施する必要がある。これらは改めて工事時に再調査を実施して、関係自治体・機関の環境局（市環境天然資源局 (CENRO)及び DENR-NCR）の指示に従い実施される。またココナツは、1 本の伐採につき 1,500 ペソの別途補償をフィリピンココナツ庁に支払いをする必要がある。

(2) 放水路沿い（Cainta 水門及び Taytay 樋門建設部周辺）

Cainta 水門工事部に 194 本、Taytay 樋門工事部に 121 本、計 315 本（35 種）の移植または伐採が必要な樹木が確認された。

非樹木は、Cainta 水門工事部では 18 種の作物の伐採が必要な事を確認し、Taytay 樋門工事部では Banana（147 個体）を始めとして、16 種の作物が確認できた。また、両地区合計で 12 本（Cainta 水門工事部 9 本及び Taytay 樋門工事部 3 本）のココナツの伐採補償が必要となる予想である。

工事によって影響を受ける樹木及び非樹木は関連する法令・ガイドラインに従って適切に移植または伐採が行われる。調査の結果、122 本の樹木は伐採され、その代り、11,300 苗の植樹が必要となる。また残りの 193 本については、幹径が 15cm 以下であり、移植をすることが望ましい。これらは改めて工事時に再調査を実施して、関係自治体・機関の環境局（CENRO 及び DENR-NCR）の指示に従い実施される。またココナツは、1 本の伐採につき適切な伐採料を別途フィリピンココナツ庁に支払う必要がある。

10.1.5 環境社会配慮事項 DPWH 能力向上支援セミナー計画

DPWH が EMP および EMoP に沿って本事業のモニタリング（陸生・水生生物モニタリングの方法も含める）を適切に行えるように、DPWH 職員に対する研修を、本業務の EMP および EMoP が纏められる 2020 年 7 月に DPWH の UPMO-FCMC および ESSD の職員を対象とした半日セミナー（ワークショップ）をオンライン形式で実施した。

10.2 住民移転計画

本事業では、詳細設計の承認後に改めて土地購入必要面積・移転必要建物等の確認を行う必要あるが、現時点においては、約 12.4ha の本川沿いの用地取得および 7 つの事業者等の施設用地の取得及び一部施設の移転、並びに 9,327 世帯の非正規住民の住民移転を伴う予定である。本事業の用地取得・住民移転は、フィリピン国内の手続きおよび JICA 環境ガイドラインに沿って作成された住民移転計画（Resettlement Action Plan: RAP）に基づき手続きが進められる。

2020 年 7 月現在、詳細設計と並行して上述の DPWH が策定している RAP の改訂作業支援を行っているが、現在の案としての移転実施計画とその予算部分のみの改定版を DPWH に提出した。DPWH は、今後移転開始前までに計画を最終化する必要がある。

第11章 設計基準

11.1 設計基準の目的

本章では、パッシグ・マリキナ川に沿って建設される河川構造物を対象にした詳細設計方法を提示した。設計と計算は、基本的にフィリピン国の設計基準に準じるが、設計方法に関する指針や設計基準のない場合、あるいは現場の状況に鑑み、より安全・適当であると判断した場合には、国際的に受け入れられている規格や基準を援用した。

樋管工、水門および堰については、レベル１及びレベル２地震動に対する耐震設計を実施した。

11.2 技術コードと基準

本事業は、円借款協定に基づいて実施される。また本事業は国際入札の契約方式となっているため、このプロジェクトで実施される材料や建設技術は、基本的にフィリピン国や日本及び国際的なコードと標準に適合したもので設計した。なお、仕様のコード及び標準図等は、最新版を使用した。

11.3 基本設計手法

構造物に影響を与える最大の荷重の組み合わせで発生する最大の応力により設計を行った。コンクリート及び鋼構造物は、許容応力度設計法(ASD)により設計している[1]。

11.4 荷重

11.4.1 荷重の種類

全ての構造物の設計は、下記に示す荷重から、必要な組合せを適用して実施した。

- 死荷重（構造物の自重）
- 上載荷重（活／衝撃荷重と機器からの動的荷重（ゲートの開閉荷重等）を含む）
- 土圧
- 静水圧
- 揚圧力
- 地震時慣性力
- 風荷重
- 温度荷重
- 施工時荷重

11.4.2 荷重の組み合わせ[2]

11.4.2.1 荷重の組み合わせ

全ての構造物は、いかなる時点であろうと、構造物に及ぼす最悪の組合せの結果生じる最大の応力

[1] DPWH Design Guidelines Criteria and Standards (Vol. II) 4.1Design Methodology 及び NSCP Vol. II Bridges (ASD) 8.14.1 Design Methods

[2] DPWH Design Guidelines Criteria and Standards (Vol. II) 3.1 Loads

度について、力の全ての組合せに安全に耐えるように設計した。

グループ I（常時）　　：D＋L＋I＋E＋H＋U＋F＋O (+T 温度変化を考慮する構造物の場合)
グループ II（風荷重 I）　：D＋E＋H＋U＋F＋W (+T 温度変化を考慮する構造物の場合)
グループ III（風荷重 II）：グループ I＋0.3W＋WL＋LF (+T 温度変化を考慮する構造物の場合)
グループ VII（地震時）　：D＋Ee＋H＋U＋V＋He
ここに、

D　：死荷重
L　：活荷重
I　：活荷重の衝撃／動的効果
E　：土圧
H　：静水圧
U　：揚圧力
W　：構造物への風荷重
WL　：活荷重への風荷重
LF　：活荷重からの車線方向力
V　：地震荷重
F　：流水圧
Ee　：地震による土圧
He　：地震による動水圧
T　：温度荷重
O　：ゲート開閉荷重

11.4.2.2 各組合せ時の許容応力度の割増

許容応力度における次の割増を、上記に列記した荷重の組合せに適用する。なお、地震時の割増係数について、コンクリート構造物はフィリピンの設計基準に準じるものとし、表 11.4.1 のグループIVにおける 33%を適用する。鋼矢板の計算については、設計手法と安全照査の方法は、日本の基準（道路橋示方書及び災害復旧工事の設計要領）に準じて実施する。従って、設計から照査までの一貫性を考慮して、道路橋示方書の割増係数を使用するものとし、地震時は 50%割り増しするものとする。

表 11.4.1　許容応力の割増し

DPWH Design Guidelines Criteria and Standards Vol. II[3]	グループ I（常時）	なし（25%注）
	グループ II（風荷重 I）	25%（40%注）
	グループ III（風荷重 II）	25%（40%注）
	グループ VII（地震時）	33%
道路橋示方書・同解説 IV（下部構造編）[4]	常時	なし
	地震時	50%
道路土工　仮説構造物工指針[5]	仮設時	50%

出典：DGCS および道路橋示方書・同解説より調査団作成　　注：温度変化を考慮する構造物の場合

11.5 構造物の安定計算手法

本事業で建設される構造物は、以下の事象に対し安全な構造物となるように設計した。

- 滑動
- 転倒

[3] DPWH Design Guidelines Criteria and Standards Vol. II 3.1 Loads
[4]道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 4.1 一般
[5] 道路土工 仮説構造物指針 2-6 許容応力度

- 斜面/基礎の滑り
- 浸透/パイピング
- 圧密沈下

11.6 使用する材料の構造特性

11.6.1 地盤係数/特性

設計に利用した地盤の係数及び特性は、土質試験結果及び日本の道路橋示方書・同解説並びに道路土工 擁壁工指針等を参考に決定した。

11.6.2 鋼矢板

11.6.2.1 使用材料

鋼矢板の設計においては、外力によって鋼矢板内に発生する応力および変化が許容値以下となるように、適切な規模の鋼矢板を選定、適用する。鋼矢板の種類としては、U 形鋼矢板（SP-IA～SP-VIL）およびハット形鋼矢板（SP-10H、SP-25H、SP-45H、SP-50H）がある。設計計算において、最大規模の鋼矢板（SP-VIL）を対象に算出される発生応力もしくは変位が許容値を超過する場合は、鋼矢板護岸を増強して発生応力および変位を許容値以下に抑えるため、H 形鋼付鋼矢板を適用する。

11.6.2.2 断面効率

U 字形鋼矢板の計算での剛度は 20%低減（例えば、断面二次モーメント：I×0.8）を適用する。低減は、最大荷重時の U 字形矢板のそりを防ぐものである。一方、ハット形鋼矢板の剛度は、鋼矢板間の接合構造特性により低減はない。

11.6.2.3 構造

鋼矢板護岸の強度を増加させるために H 形鋼が添付される場合は、両者を溶接にて接合する。

11.6.2.4 鋼矢板のタイプおよび材料特性

鋼矢板は、JIS A-5523 で規定されている、最小降伏強度（Fy）295 MPa 以上の強度を有する SYW295 によって製作されていること条件に設計した。

11.6.3 コンクリート及び鉄筋

本事業で使用される一般的コンクリート及び鉄筋は、DPWH Standard Specifications for Public Works and Highways 及び Philippine National Standard のフィリピンにおける基準に示される諸定数に基づいて設計した。

11.6.4 プレストレスト・コンクリート

本事業で使用されるプレストレス・コンクリートは、DPWH Standard Specifications for Public Works and Highways 及び Philippine National Standard 並びに the National Structural Code of the Philippines（NSCP）のフィリピンにおける基準に示される諸定数に基づいて設計した。

11.6.5 構造用鋼材

245/295 MPa の最小降伏強度(Fy)を持つ構造用鋼材の設計は、SHK400/SHK400M/SHK490M については JIS A-5526、SS400 については JIS G-3101 に規定されている。これらは、JIS や他の標準に提示されている許容応力度に基づいて設計した。

11.6.6 配筋方法

本事業で建設される構造物は、幅広くそれぞれに設置目的等が異なるため、構造的特徴も異なる。このため、配筋方法も以下の表に示すように、5 パターンに分類し設計した。

表 11.6.1 配筋要領 5 パターン

No.	条件	堰・水門・樋門の対象部位	備考
A	地中に接する部材	ボックスカルバート 胸壁・翼壁・取付擁壁等 （L2 対応不要な部材）	
B	地中に接する部材	堰・水門の直接基礎の床板・水叩き （L2 対応が必要な部材）	
C	地中に接する部材 ⇒L2 対応が必要なため	堰・水門の堰柱、門柱 （L2 対応が必要な部材）	主筋の外側に帯鉄筋（配力鉄筋）
D	悪天候にさらされる部材	操作室	
E	地中に接する部材	堰・水門、杭基礎の床板	

出典：調査団作成

11.7 液状化の評価

飽和砂質土層に生じる液状化は、地震時に構造物の挙動に大きな影響を与えるため、ボーリングデータの粒度試験結果、及びN値等から求められる試験データ換算値より、F_L 値を算出し、液状化判定を行った。

11.8 液状化設計手法

11.8.1 土堤

土堤における液状化発生時の安定性の検討は、地震動による過剰間隙水圧 Δu を考慮した円弧すべり法を用いて設計した。

11.8.2 樋管

樋管の基礎地盤が液状化した場合、基礎地盤の強度や支持力が低下し、構造物本体の安定性が損なわれる危険性がある。液状化判定により液状化が生じると判定された砂質土層については、土層の物性の変化を適切に考慮し、函渠の耐震性能の照査を行うものとし、必要に応じて対策工を検討した。

11.8.3 水門及び堰

水門及び堰の基礎地盤が液状化した場合、基礎地盤の強度や支持力が低下し、構造物本体の安定性が損なわれる危険性がある。液状化が生じると判定された砂質土層については、土層の物性の変化を適切に考慮し、門柱・堰柱の基礎、並びに函渠の耐震性能の照査を行った。

11.8.4 鋼矢板護岸

液状化が生じると判定された砂質土層については、土層の物性の変化を適切に考慮して設計した。また、液状化に伴う土層の物性の変化に起因する地盤の変形を考慮する場合には、矢板を含めた周辺地盤の変形を静的に算定し、矢板の変形および断面力を算定した。

11.8.5 堤防（コンクリート擁壁式特殊堤）

液状化が生じると判定された砂質土層については、土層の物性の変化を適切に考慮した。その上で、特殊堤の躯体については、躯体に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査した。

11.9 耐震設計

フィリピンでは河川構造物の地震時の最新の設計手法が未確立で、Phase-I~III での護岸設計では我が国の既往の設計手法（レベル 1 対応のみ）を採用したが、DPWH は本事業において我が国の最新の設計手法の導入を高く期待している。一方、2013 年にフィリピン国では、橋梁の耐震設計に関する基準書「DPWH LRFD Bridge Seismic Design Specifications（以下「BSDS」という）」（DPWH）が発行された。BSDS では、レベル 2 地震動への対応について記載されており、同基準書発行後に設置される新設橋梁はレベル 2 地震動を考慮した設計をすることになっている。

これに合わせて、本プロジェクトではレベル 2 地震動を考慮した設計を導入した。今回設計対象となる河川構造物のうち、堤防護岸については既往の事業でレベル 1 対応での整備が進んでいる。堤防護岸は連続的な構造物であり、区間ごとに安全度が異なることは望ましくない。従って、統一的な設計水準で整備を完了することを最優先とし、本プロジェクトにおいてもレベル 1 対応とする。一方、新設の水門や堰については、単体での設計が可能であることから、レベル 2 地震動を考慮した設計基準を導入した。

河川構造物の耐震性能照査では、地震発生後に所要の耐震性能から必要となる機能を発揮できるかが重要となる（例えば、軽微な補修でゲートの開閉やポンプの運転が行えるか等）。そのため、地震時にぜい性的な破壊を起こさないことや部材塑性化後の構造物全体系での変形を考慮した設計を行うことが重要と考える。よって、照査方法に関しては日本の「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」に従った。

11.10 建築設計

11.10.1 本プロジェクトにおける建築構造物

本プロジェクトにおいては、水門構造物（MCGS、Cainta 水門および Taytay 樋門）の上屋および発電機棟が建築構造物に該当する。建築構造物の設計は原則としてフィリピン国の設計基準に準じた。

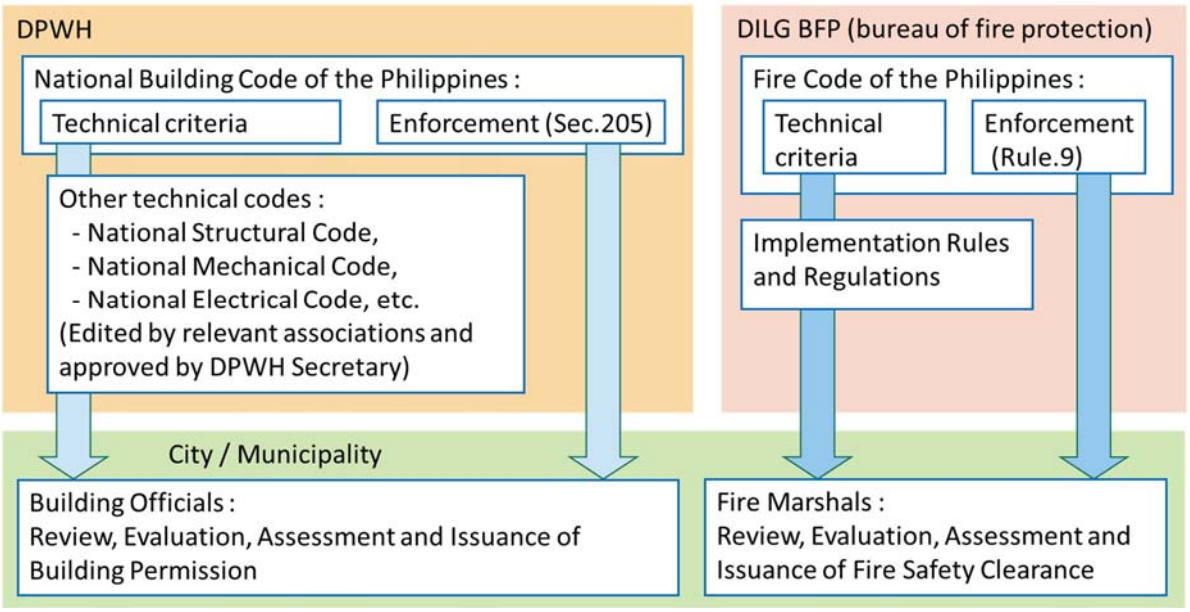
11.10.2 建築設計に係る現地基準の体系

フィリピン国における建築基準の体系概要を図 11.10.1 に示す。骨格を成しているのはフィリピン国家構造物コード（National Building Code of the Philippines, 以下 NBCP）であり、大統領令（Presidential Decree No.1096）により権限が与えられている。建築基準運用の管轄省庁は DPWH となっている。また、各専門分野の技術基準が関係団体により作成され、DPWH 長官により NBCP に対する参照基準

（Referral Codes）として定められている。主要なものは以下の通りである。

- ✓ フィリピン国家構造基準（National Structural Code of the Philippines, 以下 NSCP）
- ✓ フィリピン電気基準（Philippines Electrical Code）
- ✓ フィリピン機械技術基準（Philippine Mechanical Engineering Code）

一方、消防に係る技術基準は、フィリピン火災安全基準（Fire Code of the Philippines, 以下 FC）において規定されており、内務省消防庁（Department of Interior and Local Governance, Bureau of Fire Protection）が所轄省庁となっている。



出典：調査団

図 11.10.1　建築構造物に関する技術基準の体系概要

建築申請の受付および許可証の発行については LGUs の職掌であり、Building Officials が建築基準に係る審査を、Fire Marshals が消防に係る審査を行う。なお、本プロジェクトを含む DPWH が事業主体となる案件においては、DPWH 内の建設実施部局である Bureau of Construction,が LGUs への申請を実施する仕組みとなっている。

第12章 施工計画検討

12.1 施工箇所

フェーズ IV 事業では、マリキナ川の Sta.5+400～Sta.13+350（マリキナ橋）の河川改修、Sta.6+000 での MCGS 建設およびマンガハン放水路沿いの 2 基の逆流防止水門（Cainta 水門、Taytay 樋門）建設が実施される。工事種別や規模など考慮し、表 12.1.1 に示す 3 パッケージに分割して施工する。

表 12.1.1 フェーズ IV の事業実施パッケージ

施工区	マリキナ川の河川改修			堰、水門	浚渫 (m^3)	備考
	下流端	上流端	区間距離			
CP-1	Sta.5+400	Sta.6+700	約 1.3 km	MCGS 逆流防止水門：2 基	121,200	
CP-2	Sta.6+700	Sta.9+300	約 2.6 km	-	580,100	Manalo 橋の建設を除く
CP-3	Sta.9+300	Sta.13+350	約 4.1 km	-	870,000	

出典：調査団

12.2 施工・調達条件

表 12.2.1 に示す条件に基づき、施工計画を検討した。本邦調達となる材料を表 12.2.2 に示す。

表 12.2.1 施工・調達条件

項目	適用条件	摘要
年間労働日数	234 日	日曜日・祝日休み、日 10mm 以上の降水日休み、
一般的な工事材料、機材	マニラで調達可能	石材、セメント、型枠材、一般工具、一般施工機械等
特殊建設材料、機材	日本より搬入・輸入	表 12.2.2 参照
労務者	マニラで調達可能	作業労働者、技術者

出典：調査団

表 12.2.2 輸入材料（本邦調達）

材料	使用する場所/作業
鋼矢板、H鋼	河川護岸の基礎
省合金二相ステンレス鋼、ゲート巻上機および関連機器、ゲートシステム関連機器	MCGS および 2 基の水門ゲート扉体
可とう継手、可とう矢板	水門および樋門の遮水矢板、樋門の函体接続部
フラップゲート	排水口流出部
ジオテキスタイル袋	盛土端部構築用、浚渫土砂詰め袋、橋脚防護工用袋

出典：調査団

12.3 河川工事の施工計画基本方針

各項目の施工計画を検討・立案する基本方針を、表 12.3.1 に整理する。

表 12.3.1 施工計画立案の基本方針

項目		基本方針	摘要
浚渫・土砂運搬		水上施工、水上運搬	施工量が多量（160 万 m^3）、陸上施工は交通渋滞を誘発
土捨場		ラグナ湖脇の土捨場（57ha）を利用	フェーズ 3 継続案件で LLDA が使用許可を発行
土砂運搬経路		ナピンダン水路を活用	狭窄な水路幅に配慮して、通過待ち時間を考慮、加算
護岸工	CP-1	水上施工	右岸：建物が近接、左岸 Ayala 所有地を一時的に利用
	CP-2	水上施工、上流区間左岸で陸上施工	上流区間左岸を除き、建物が近接
	CP-3	陸上施工	洪水敷に余裕があり、陸上から河岸へのアクセスが可能

出典：調査団

12.4 MCGS 及び逆流防止水門 の 施工計画基本方針

現地状況に基づいた MCGS および逆流防止水門 2 基の施工計画条件を、表 12.4.1 に整理する。

表 12.4.1 MCGS、Cainta 水門、Taytay 水門概略施工計画

項目	締切方法	摘要	コンクリート打設量	想定工期
MCGS	半川締切	第一期 (右岸工事)：左岸を掘削して仮排水路確保、通水。仮締切二重矢板により右岸側作業スペースを確保して本体施工を実施 第二期 (左岸工事)：施工済右岸側 MCGS ゲートを開放、通水。二重矢板を切り替えて左岸側に作業スペースを確保、本体施工を実施	15,050 m^3	60 ヶ月
Cainta 水門	半川締切	第一期 (左岸工事)：既設橋梁撤去、通水断面確保のため右岸掘削、仮締切二重矢板により左岸側作業スペースを確保、本体施工を実施 第二期 (右岸工事)：仮締切二重矢板を切り替えて右岸側作業スペースを確保、本体施工を実施	10,420 m^3	51 ヶ月
Taytay 水門	全川締切	作業期間中の迂回路を確保、乾季中のみ上流締切堤による全川締切を敷設して水門建設。	200 m^3	14 ヶ月

出典：調査団

12.5 全体工程計画

12.5.1 全体行程計画の基本方針

(1) CP-1

MCGS、Cainta 水門、Taytay 水門の施工場所は離れていて相互干渉は発生しないので、別々かつ同時に施工することを想定する。護岸工、浚渫工は、MCGS 工事のクリティカル・パスに影響しないよう合間を縫って実施する事とする。

(2) CP-2

河道部分の浚渫工を先行実施して、航路を確保する。その後、護岸工と平行して河岸部の浚渫工を実施する。左岸上流の護岸建設箇所は陸上施工が可能なので浚渫工との調整は不要、それ他区間の水上施工となる護岸工は、浚渫工との施工順を考慮する。

(3) CP-3

護岸建設は、鋼矢板打設も含めて陸上建設を想定、他建設作業との調整は考慮しない。CP-2 浚渫工による航路確保後に、河道内作業での掘削・運搬による浚渫工を想定する。

12.5.2 パッケージ毎の想定施工期間

上記の想定に基づき、各パッケージで必要と算出された施工期間を、2015 年 DPWH が実施した FS（2015IV&V）の検討結果と併せて表 12.5.1 に示す。

表 12.5.1 施工計画検討結果による全体工程期間

パッケージ	2015 年 FS	本詳細設計検討結果
CP-1	53 ヶ月	60 ヶ月
CP-2	48 ヶ月	48 ヶ月
CP-3	48 ヶ月	48 ヶ月

出典：調査団

第13章 工事費・事業費積算

ここでは、詳細設計段階で想定される事業費の算出を行う。

13.1 想定事業費

13.1.1 前提条件

本案件の積算前提条件は以下の箇条書きに示す通りである。

- 円借款事業の種類：本邦技術活用条件（STEP）適用円借款事業
- 調達条件：主契約は日本タイド、下請けは一般アンタイド
- 原産地ルール：日本からの資機材及びサービスの調達比率が本体契約総額の 30%以上
- 調達方法：国際競争入札
- 業者契約方式：BOQ（Bill of Quantities）精算方式による単価契約

13.1.2 積算基本条件

積算基本条件は下表に示す通りである。

表 13.1.1 本事業の積算基本条件

項目	条件
積算基準日	2019 年 11 月を積算基準月とする。
為替交換レート	2019 年 11 月を積算基準月とし、月中平均 TTS（Telegraphic Transfer Selling）レートとする。
使用通貨	本業務の積算通貨としては国内通貨であるフィリピンペソ（PHP）を国内通貨及び外貨とも使用する。国内通貨と外貨の積算区分は以下の通り。 (1) 国内通貨 全ての労働者の賃金、現地で購入できる資機材、投入される機械リース費用とその操作費、関税及び付加価値税 (2) 外貨 日本および第三国から調達した資機材およびサービス費（本邦調達資機材含む）
積算準拠及び仕様	主報告書第 13 章を参照。

出典：調査団

13.1.3 建設費積算方法

工事単価積上げ方式にて行う。建設費は直接工事費とマークアップ（間接費）により構成される。直接工事費は、一次単価の機械費、材料費と労務費から構成され、「支払い項目」（Bill of Quantity の Pay Item）毎に整理される。

「支払い項目（BQ Item)」は、DPWH の省令及びガイドライン等により、DPWH に承認された標準支払い項目（Standard Pay Items）のみが使用可能となっている。本事業で新たな「支払い項目」を積算に含める場合には、DPWH の承認が必要となる。

マークアップは、一般管理費、予備費、一般雑費、業者の利益、税金等から構成される。

歩掛については、DPWH に承認された代価分析結果（Detailed Unit Price Analysis: DUPA)、日本の「国土交通省土木工事積算基準」及びその他標準の歩掛り等も勘案し「BQ Item」ごとに決定する。

13.1.4 詳細設計時点における想定事業費

13.1.4.1 工事費

工事費は以下の表 13.1.2 に示す通りである。

表 13.1.2 土木工事費

大項目	細別	PHP 換算			JPY 換算		
		F/C	L/C	Total	F/C	L/C	Total
土木工事	Package-1	1,623	4,025	5,649	3,484	8,639	12,123
	Package-2	2,893	1,983	4,876	6,210	4,255	10,465
	Package-3	3,359	2,832	6,191	7,209	6,077	13,286
	計	7,876	8,840	16,716	16,903	18,972	35,874
	Tax	945	1,061	2,006	2,028	2,277	4,305

単位：百万　交換レート: PHP1.0=JPY2.15
出典：調査団

13.1.4.2 総事業費

円借款契約当時の総事業予定額は、以下の表 13.1.3 に示す通りである。他の事業に比べ、土地収用・補償費の比率が大きく（物価上昇・予備費・税金を除いた合計の約 40%）、そのため総事業費も 350 億ペソを超える規模の大きな事業となっている。

表 13.1.3 本事業の想定総事業費

細別	PHP 換算			JPY 換算		
	F/C	L/C	Total	F/C	L/C	Total
土木工事	7,876	8,840	16,716	16,903	18,972	35,874
土地収用・補償費	0	11,359	11,359	0	24,422	24,422
コンサルタント	825	791	1,616	1,774	1,701	3,474
発注者監理費用	0	1,035	1,035	0	2,225	2,225
物価上昇	729	351	1,080	1,567	755	2,322
予備費	426	365	791	916	785	1,701
Tax	945	1,772	2,717	2,028	3,806	5,834
総事業費	10,801	24,513	35,314	23,188	52,665	75,852

単位：百万 交換レート: PHP1.0=JPY2.15
出典：調査団

13.1.4.3 必要年間事業予算額

上記の年間事業予算額は、以下の表 13.1.4 に示すように配分される。

表 13.1.4 本事業の年間事業予算額

Year	細目									Total
	土木工事			土地収用・補償費	コンサルタント	発注者監理費用	物価上昇	予備費	Tax	
	CP1	CP2	CP3							
2021	1,130	1,219	1,548	2,272	307	197	0	0	543	7,215
2022	1,130	1,219	1,548	2,272	307	197	0	0	543	7,215
2023	1,130	1,219	1,548	2,272	307	197	0	0	543	7,215
2024	1,130	1,219	1,548	2,272	307	197	540	396	543	8,151
2025	1,130	0	0	2,272	307	197	540	396	543	5,384
2026	0	0	0	0	81	52	0	0	0	133
Total	5,649	4,876	6,191	11,359	1,616	1,035	1,080	791	2,717	35,314

単位：百万ペソ 交換レート: PHP1.0=JPY2.15
出典：調査団

第14章 事業評価

事業実施の妥当性について、経済的、技術的及び環境社会的な面から評価を行った。

14.1 事業の経済的評価

経済的内部収益率（EIRR）、正味現在価値（NPV）及び費用対効果（B/C）を算出し、フェーズ IV 事業の経済的妥当性を再評価した。また、WB 資金で実施しているマリキナダムについても入手できる事業費の資料と本詳細設計の洪水氾濫モデルによる被害計算を組み合わせて経済評価を行った。

14.1.1 経済的費用の算定

経済評価に用いられる費用は、経済的費用であり、租税などの移転項目は除かれる。表 14.1.1 に第 13 章に示された事業の経済的費用の支払いスケジュール及び維持管理費及び資機材の交換にかかる経済的費用を示す。

表 14.1.1 経済的費用の支払いスケジュール及び維持管理費及び更新費用

Year	Annual Disbursement (M. P)	
	Financial	Economic
2021	6,627	6,802
2022	6,627	6,802
2023	6,627	6,802
2024	6,627	6,802
2025	1,668	1,712
2026	133	136
2027	0	0
Total	28,310	29,057

出典：調査団

年	Economic Cost	年	Economic Cost	年	Economic Cost
2026	3	2042	74	2058	45
2027	6	2043	29	2059	63
2028	6	2044	231	2060	21
2029	6	2045	81	2061	83
2030	7	2046	53	2062	71
2031	6	2047	24	2063	243
2032	15	2048	21	2064	106
2033	24	2049	49	2065	69
2034	21	2050	37	2066	10
2035	26	2051	49	2067	8
2036	11	2052	19	2068	18
2037	29	2053	8	2069	94
2038	50	2054	94	2070	325
2039	94	2055	36	2071	385
2040	28	2056	45	2072	414
2041	69	2057	45	2073	325

出典：9 章、13 章及び「Minutes of Technical Discussion on PMRCIP Phase IV」に基づいて調査団作成。

14.1.2 事業便益の算定

14.1.2.1 パッシグ・マリキナ川本川改修における事業便益

事業便益に関しては、まず、確率規模別の一般資産の直接被害を求め、これを用いて総被害額を算定した。事業無し・有りの確率規模別の総被害額を用いて年平均被害経験期待額を算定した結果、フェーズ IV 事業の年平均被害軽減期待額は 6,682.76 百万ペソとなった（表 14.1.2 参照）。

表 14.1.2 年平均被害軽減期待額（フェーズ IV）

Return Period	Flood Damage W/o Project	Flood Damage W/ Project	Reduction	Average (Million P)	Expectation	Benefit (Million P)
2 year	10,710.05	8,836.10	1,873.95	4,384.90	0.300	1,315.47

Return Period	Flood Damage W/o Project	Flood Damage W/ Project	Reduction	Average (Million P)	Expectation	Benefit (Million P)
5 year	22,102.87	15,207.02	6,895.85			
				19,202.44	0.100	1,920.24
10 year	50,585.96	19,076.93	31,509.03			
				45,590.56	0.050	2,279.53
20 year	81,967.81	22,295.72	59,672.09			
				70,050.91	0.017	1,167.52
30 year	105,582.70	25,152.97	80,429.73			
					Annual Benefit:	**6,682.76**

出典：調査団

14.1.2.2 Cainta 及び Taytay 水門建設による便益

Cainta 及び Taytay 水門建設による経済的便益については、DPWH が 2018 年作成し NEDA に提出した Implementation Program で整理されている。この確率規模別の総被害額を用いて年平均被害経験期待額を改めて本調査で見直した結果、Cainta 及び Taytay 水門による年平均被害軽減期待額は 360.16 百万ペソとなった（表 14.1.3 参照）。

表 14.1.3　年平均被害軽減期待額（Cainta・Taytay 水門）

Return Period	Flood Damage W/o Project	Flood Damage W/ Project	Reduction	Average (Million P)	Expectation	Benefit (Million P)
1.5 year	0.00	0.00	0.00			
				159.70	0.167	26.62
2 year	319.41	0.00	319.41			
				577.22	0.300	173.17
5 year	835.04	0.00	835.04			
				980.45	0.100	98.04
10 year	1,125.85	0.00	1,125.85			
				1,246.70	0.050	62.34
20 year	1,367.55	0.00	1,367.55			
				Annual Benefit:		**360.16**

出典：調査団

14.1.3 経済評価

Cainta 及び Taytay 水門の建設を含むフェーズ IV 事業の EIRR、正味現在価値（NPV）及び B/C を再計算した。経済分析の結果を表 14.1.4 に示す。EIRR は、16.6%となり、NEDA で定めた基準である 10%を超えており、事業実施により十分な効果が期待できる。

表 14.1.4　経済分析結果（フェーズ IV）

No.	Year	Cost	Benefit	Balance	No.	Year	Cost	Benefit	Balance
-	2021	6,802	0	-6,802	23	2048	21	7,043	7,022
-	2022	6,802	0	-6,802	24	2049	49	7,043	6,994
-	2023	6,802	0	-6,802	25	2050	37	7,043	7,006
-	2024	6,802	0	-6,802	26	2051	49	7,043	6,994
-	2025	1,712	0	-1,712	27	2052	19	7,043	7,024
1	2026	140	7,043	6,903	28	2053	8	7,043	7,035
2	2027	6	7,043	7,037	29	2054	94	7,043	6,949
3	2028	6	7,043	7,037	30	2055	36	7,043	7,007
4	2029	6	7,043	7,037	31	2056	45	7,043	6,998
5	2030	7	7,043	7,036	32	2057	45	7,043	6,998
6	2031	6	7,043	7,037	33	2058	45	7,043	6,998

No.	Year	Cost	Benefit	Balance	No.	Year	Cost	Benefit	Balance
7	2032	15	7,043	7,028	34	2059	63	7,043	6,980
8	2033	24	7,043	7,019	35	2060	21	7,043	7,022
9	2034	21	7,043	7,022	36	2061	83	7,043	6,960
10	2035	26	7,043	7,017	37	2062	71	7,043	6,972
11	2036	11	7,043	7,032	38	2063	243	7,043	6,800
12	2037	29	7,043	7,014	39	2064	106	7,043	6,937
13	2038	50	7,043	6,993	40	2065	69	7,043	6,974
14	2039	94	7,043	6,949	41	2066	10	7,043	7,033
15	2040	28	7,043	7,015	42	2067	8	7,043	7,035
16	2041	69	7,043	6,974	43	2068	18	7,043	7,025
17	2042	74	7,043	6,969	44	2069	94	7,043	6,949
18	2043	29	7,043	7,014	45	2070	325	7,043	6,718
19	2044	231	7,043	6,812	46	2071	385	7,043	6,658
20	2045	81	7,043	6,962	47	2072	414	7,043	6,629
21	2046	53	7,043	6,990	48	2073	325	7,043	6,718
22	2047	24	7,043	7,019					
EIRR = 16.58%				**NPV = 20,401**			**BCR = 1.89**		

2018 年 DPWH Implementation Program からの修正点：事業費・便益額・便益発生年（2025 年の便益を 0）
出典：調査団

14.1.4 マリキナダムの事業評価

推定したマリキナダムの年平均被害軽減期待額及びマリキナダム FS 報告書の経済分析結果を用いて、マリキナダム事業の EIRR、NPV 及び B/C を計算した。

EIRR は、11.8%となり、NEDA で定めた基準である 10%を上回る結果となった。

14.1.5 事業評価結果の比較

フェーズ IV 及びマリキナダムの経済分析結果の比較を表 14.1.5 に示す。

表 14.1.5　経済分析結果の比較

Item	PMRCIP Phase IV	Marikina Dam
Project Cost (Economic Cost)	29,057 Million Pesos	8,841 Million Pesos
Annual Average Damage Reduction	7,043 Million Pesos	1,034 Million Pesos
EIRR	16.6 %	11.8 %
NPV	20,401 Million Pesos	1,137 Million Pesos
BCR	1.89	1.18

出典：調査団

14.2 事業の技術的評価

14.2.1 河道改修

計画されている河川改修の建設は、

- 低水路の護岸は HAT-H 矢板護岸をウォータージェット付バイブロハンマ工法またはオーガ工法により強固な護岸を形成し、必要な河積幅を確保：
- 堤防は、特殊堤を建設し必要な河積高さを確保：及び
- 本川に流入する排水口には、排水口または樋管工を設置し、洪水時の逆流を防止

する工事となる。これらの工事は、既に、フェーズ II 及び III でも建設されてきたものであり施工は可能である。これまでの工事でも、今回再委託によって実施した底質調査結果でも、掘削・浚渫土は、有害な重金属が含まれておらず、残土処理に大きな環境的負荷は発生しない。

14.2.2 MCGS 及び 2 基の逆流防止水門・樋門

これまでフィリピン国においては、1980 年代には、NHCS（ナピンダン堰）及び Rosario 堰、2000 年代には KAMANAVA 地区における閘門と複数の水門と多くの類似した構造物を建設しており、施工時の課題はあるものの十分に建設が可能な構造物である。

14.3 事業の環境社会的評価

本事業に関する環境社会的評価・検討は第 10 章に詳述している。以下にその概要を示す。

14.3.1 事業の環境カテゴリ

(1) カテゴリ分類及びカテゴリ分類の根拠

本事業のカテゴリ分類は、「A」である。

本事業は「国際協力機構環境社会配慮ガイドライン」に掲げる“影響を及ぼしやすい特性”に該当するため「A」案件となっている。特に、間接的な影響を与えるマンガハン放水路内に現在生活する 1 万世帯を超える非正規居住者の移転を実施する必要があり、本詳細設計でも実施者である DPWH 及び NHA 並びに関係自治体の活動をモニタリング・支援する必要がある。

(2) 環境許認可

本事業に係る環境影響評価報告書（EIS）は、1998 年 6 月に環境天然資源省によって承認済みである（第 10 章参照）。DPWH は補足版 EIS を 2018 年 8 月に作成済みであり、本詳細設計においてもこの補足版 EIS を必要に応じ改定する。

14.3.2 その他の評価

(1) 汚染対策

工事中の大気質、騒音・振動等は、散水や粉じん対策の覆いの徹底、機材の定期的なメンテナンスや仮囲いの設置等により影響を緩和する。浚渫に伴う濁水は流水により限定的な影響と想定されるが、シルトフェンスの設置等の工法を施工業者に義務付けた工事仕様とすることを検討する。工事によって発生する残土は、底質調査により無害と判定されており、事業地以外の低地の盛土資材として再利用される予定であり、現在は LLDA 管轄の約 50has 用地の ECC 取得中である。

(2) 自然環境面

事業対象地域は国立公園等の影響を受けやすい地域またはその周辺に該当せず、自然環境への望ましくない影響は最小限であると想定されている。

(3) 影響の予測と評価及び緩和策の検討

現在実施している浚渫土処分場及び Cainta 水門に係る EIA 調査、並びに伐採樹木インベントリ調査結果を踏まえ、EMP 及び EMoP を必要に応じ更新する予定である。また、DPWH の環境社会配慮を統括する環境社会保護局 (Environmental and Social Safeguard Department: ESSD)、DENR 及び

関係自治体を含むステークホルダーの意見を参考にし、適時、緩和策やモニタリング計画に必要な項目や活動を適宜追加する。

フィリピン国パッシグ・マリキナ川河川改修事業
（フェーズIV）詳細設計
詳細設計業務実施報告書
第 1A 巻：主報告書

目　次

調査対象地域位置図

ページ

目　次 i
図一覧 xix
表一覧 xlvi
略語表 lxxvii
計量単位 lxxxiii

第 1 章　全体事業の概略 1-1
1.1　全体事業の背景 1-1
1.1.1　パッシグ・マリキナ川洪水対策マスタープラン 1-2
1.1.2　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP） 1-3
1.1.3　フェーズ I（全体事業の詳細設計） 1-3
1.1.4　フェーズ II 事業 1-4
1.1.5　フェーズ III 事業 1-4
1.2　フェーズ IV 円借款事業の概要 1-5
1.2.1　フェーズ IV 事業の背景 1-5
1.2.2　フェーズ IV 事業の概要 1-5

第 2 章　本業務の概要（基本設計ステージ・詳細設計ステージ） 2-1
2.1　業務の目的 2-1
2.2　業務の範囲 2-1
2.3　設計対象河川区域及び設計調査の範囲 2-1
2.4　予定工事内容 2-2
2.5　基本設計及び詳細設計の実施方針 2-3
2.5.1　対象事業及び本業務の基本的位置付け（第 3 章） 2-3
2.5.2　フェーズ IV 区間の河道計画の確認及び検討（第 4 章） 2-3
2.5.3　自然条件調査の実施（第 5 章） 2-3
2.5.4　河川構造物の諸元確認（基本設計）（第 6 章） 2-4
2.5.5　河川構造物の詳細設計並びに設計基準（第 7 章・第 11 章） 2-4
2.5.6　水理模型実験（第 8 章） 2-4

2.5.7　非構造物対策及び運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討（第9章）..... 2-4
2.5.8　環境社会配慮及び住民移転計画の改訂支援（第10章）..... 2-4
2.5.9　施工計画（第12章）..... 2-5
2.5.10　工事費・事業費積算及び事業評価（第13章及び第14章）..... 2-5
2.6　基本設計及び詳細設計実施において明確になった本事業の留意事項..... 2-6
2.6.1　パッシグ・マリキナ川の計画洪水流量配分..... 2-6
2.6.1.1　治水計画対象洪水確率年..... 2-6
2.6.1.2　河道改修..... 2-8
2.6.1.3　MCGSの構造..... 2-9
2.6.1.4　Cainta水門の構造..... 2-9
2.6.1.5　Taytay逆流防止水門の構造..... 2-9
2.6.2　入札図書案..... 2-9
第3章　パッシグ・マリキナ川の治水計画の確認..... 3-1
3.1　流域の現状..... 3-1
3.1.1　流域の概況..... 3-1
3.1.2　マリキナ川の流況..... 3-2
3.1.2.1　Sto. Nino観測所..... 3-2
3.1.2.2　Rosario JS(Junction Side)観測所..... 3-5
3.1.2.3　Napindan JS(Junction Side)観測所..... 3-7
3.1.3　流域水位情報..... 3-7
3.1.4　現況流下能力..... 3-9
3.1.5　主要河川構造物の現操作規則..... 3-14
3.2　既存及び構想段階関連計画の確認..... 3-14
3.2.1　既往治水計画の確認..... 3-14
3.2.1.1　Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin（1952年、フィリピン国政府）..... 3-15
3.2.1.2　FS Study and Detailed Design for Mangahan Floodway（1975FS/DD）..... 3-16
3.2.1.3　マニラ洪水対策計画調査（1990年、JICA）..... 3-17
3.2.1.4　Detailed Engineering Design of PMRCIP（2002年、DPWH）..... 3-19
3.2.1.5　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（III）準備調査（2011年、JICA）..... 3-20
3.2.1.6　Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas（WB 2012MP）3-20
3.2.1.7　マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査（2014年、JICA）..... 3-22
3.2.1.8　Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V（2015年、DPWH（2015IV&V））..... 3-23
3.2.1.9　Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam（2018年、WB）..... 3-24
3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の主要な治水関連事業及び河川構造物のまとめ..... 3-25
3.2.2.1　ナピンダン水門（NHCS）..... 3-25
3.2.2.2　マンガハン放水路建設事業..... 3-27

3.2.2.3 パッシグ河洪水予警報システム事業（EFCOS: Effective Flood Control Operations System） 3-28
3.2.2.4 内水対策 3-33
3.3 既往検討内容の比較 3-38
3.4 最終的治水計画の確認 3-49
3.4.1 流域平均確率雨量 3-49
3.4.2 Sto. Nino の洪水流量 3-49
3.4.3 整備目標流量 3-51
3.4.4 計画高水流量 3-52
3.4.4.1 Sto. Nino 地点上流 3-52
3.4.4.2 フェーズ IV 区間 3-52
3.4.4.3 MCGS～サンファン川合流点 3-52
3.4.4.4 パッシグ川最下流 3-53
3.4.4.5 サンファン川 3-53
3.4.4.6 計画高水流量配分（案） 3-54
3.4.5 気候変動への適応 3-54
第 4 章 河道設計のための前提と河道条件（基本設計ステージ） 4-1
4.1 前提（河道計画確認） 4-1
4.1.1 既往計画の確認 4-1
4.1.1.1 MCGS 下流の計画断面 4-1
4.1.1.2 MCGS 上流の計画断面 4-1
4.1.2 追加水理検討 4-7
4.1.2.1 MCGS 建設による上流河道区間の水位上昇影響検討 4-7
4.1.3 河道沿い開発状況 4-11
4.1.4 既存排水路及びその排水システム 4-13
4.2 河道改修計画の基本 4-13
4.2.1 河道改修の基本方針 4-13
4.2.2 パッシグ・マリキナ川全体河道縦断図 4-16
4.2.2.1 マニラ湾からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図 4-16
4.2.2.2 ラグナ湖からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図 4-17
第 5 章 自然条件調査 5-1
5.1 測量調査 5-1
5.1.1 測量調査の目的 5-1
5.1.2 測量実施の範囲 5-1
5.1.3 測量実施方法 5-2
5.1.3.1 実施フロー 5-2
5.1.3.2 準備作業 5-2
5.1.3.3 現場作業 5-2

5.1.3.4　データ解析作業 5-2
5.1.3.5　成果作成作業 5-3
5.1.4　調査結果 5-3
5.1.4.1　基準点構築 5-3
5.1.4.2　基準点測量 5-4
5.1.4.3　航空測量 5-6
5.1.4.4　横断測量および深浅測量 5-7
5.1.4.5　地形測量 5-7
5.1.4.6　その他 5-8
5.1.4.7　精度確認 5-9
5.2　地質調査 5-9
5.2.1　概要 5-9
5.2.1.1　地質調査の目的 5-9
5.2.1.2　地質調査の概要 5-9
5.2.2　業務実施方法 5-10
5.2.2.1　地質調査 5-10
5.2.3　調査結果 5-11
5.2.3.1　調査地域の地形・地質概要 5-11
5.2.3.2　ボーリング調査結果 5-17
5.2.3.3　Cainta・Taytay Flood Gate ボーリング調査 5-29
5.2.3.4　土質試験結果 5-35
5.2.4　地質調査別添資料 5-61

第 6 章　河川構造物設計の基本的検討及び基本設計 6-1
6.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計 6-1
6.1.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の基本設計結果概要 6-1
6.1.2　設計基本コンセプトの設定 6-2
6.1.2.1　線形の決定 6-2
6.1.2.2　標準断面の設定 6-2
6.1.2.3　計画洪水位の確認 6-5
6.1.3　低水護岸の基本設計 6-6
6.1.3.1　低水護岸のタイプ 6-6
6.1.3.2　液状化の検討 6-9
6.1.3.3　改修河道のブロック割 6-13
6.1.3.4　鋼矢板護岸の設計条件の整理 6-16
6.1.3.5　鋼矢板護岸構造の検討 6-17
6.1.3.6　低水護岸根固め工の検討 6-18
6.1.4　橋梁下部工根固工の検討 6-36
6.1.4.1　対象橋梁 6-36
6.1.4.2　工法の選定 6-36

6.1.4.3 使用材料の検討 6-37
6.1.4.4 根固工一般図 6-39
6.1.5 堤防（堤防護岸・特殊堤）の設計 6-44
6.1.5.1 設計条件の整理 6-44
6.1.5.2 堤防および護岸の構成 6-44
6.1.5.3 堤防および護岸構造 6-45
6.1.5.4 洪水防御壁の設計計算 6-59
6.1.6 その他特別な配慮をすべき区間の構造物 6-60
6.2 排水施設の設計 6-64
6.2.1 排水施設の基本設計結果概要 6-64
6.2.2 既存排水口の測量とデータ収集 6-64
6.2.2.1 既存排水口測量 6-64
6.2.2.2 その他資料の収集 6-65
6.2.3 排水施設計画 6-67
6.2.3.1 計画条件 6-67
6.2.3.2 排水施設計画の策定 6-70
6.2.4 排水施設基本設計 6-77
6.2.4.1 排水管の基本設計 6-77
6.2.4.2 堤脚排水路の基本設計 6-79
6.2.4.3 樋門の基本設計 6-83
6.3 Manggahan Control Gate Structure（MCGS）基本設計 6-85
6.3.1 MCGS の基本設計結果の概要 6-85
6.3.2 2002 年フェーズ I 及び 2015 年 Definitive Plan での設計概要 6-86
6.3.3 MCGS の基本設計 6-91
6.3.3.1 水位条件 6-91
6.3.3.2 河道条件 6-91
6.3.3.3 船舶・その他条件 6-92
6.3.3.4 既設構造物等制約条件 6-93
6.3.3.5 地質条件 6-94
6.3.3.6 MCGS 位置の検討 6-102
6.3.3.7 基本構造諸元の検討 6-103
6.3.4 ゲート構造および開閉機の検討 6-146
6.3.4.1 扉体構造の検討 6-146
6.3.4.2 開閉装置形式の検討 6-152
6.3.5 システム計画 6-163
6.3.5.1 MCGS 操作・運用の概念 6-163
6.3.5.2 設備・システムの検討 6-163
6.3.6 付帯施設 6-191
6.3.6.1 付帯施設の概要および配置計画 6-191

6.3.6.2 取付護岸 6-192
6.3.6.3 管理用通路 6-193
6.3.6.4 発電機棟 6-193
6.3.6.5 予備ゲートの必要性について 6-197
6.3.7 一般図作成 6-197
6.4 逆流防止水門基本設計 6-203
6.4.1 逆流防止水門の基本設計結果の概要 6-203
6.4.2 背景と設置目的 6-205
6.4.2.1 背景 6-205
6.4.2.2 排水計画に関する基準の更新 6-205
6.4.2.3 本事業における施設設置目的と整備方針 6-206
6.4.3 Cainta 水門基本設計 6-207
6.4.3.1 水位条件 6-207
6.4.3.2 船舶・その他条件 6-207
6.4.3.3 河道条件 6-207
6.4.3.4 既設構造物等制約条件 6-209
6.4.3.5 地質条件 6-210
6.4.3.6 水門位置の検討 6-222
6.4.3.7 基本構造諸元の検討 6-224
6.4.3.8 ゲート構造および開閉機の検討 6-254
6.4.3.9 システム計画 6-269
6.4.3.10 付帯施設 6-273
6.4.3.11 一般図作成 6-288
6.4.4 Taytay 樋門基本設計 6-293
6.4.4.1 水位条件 6-293
6.4.4.2 船舶・その他条件 6-293
6.4.4.3 河道条件 6-294
6.4.4.4 既設構造物等制約条件 6-296
6.4.4.5 地質条件 6-297
6.4.4.6 樋門位置の検討 6-302
6.4.4.7 構造形式の検討 6-304
6.4.4.8 基本構造諸元の検討 6-307
6.4.4.9 上屋及びゲート操作室の検討 6-317
6.4.4.10 ゲート構造および開閉機の検討 6-318
6.4.4.11 システム計画 6-323
6.4.4.12 付帯施設の概要・配置計画 6-326
6.4.4.13 一般図作成 6-327

第 7 章　河川構造物設計の基本的検討及び詳細設計 7-1
7.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計 7-1
7.1.1　河道（堤防・堤防護岸・低水護岸）の詳細設計結果概要 7-1
7.1.2　鋼矢板護岸の詳細設計 7-2
7.1.2.1　護岸設計区間 7-2
7.1.2.2　設計基準等 7-3
7.1.2.3　設計条件 7-3
7.1.2.4　計算結果 7-20
7.1.2.5　ハット＋H 鋼に関する留意事項 7-23
7.1.3　堤防護岸の詳細設計 7-26
7.1.3.1　傾斜壁およびパラペット壁の検討 7-26
7.1.3.2　盛土および護岸背後の埋土材の検討 7-28
7.1.3.3　築堤部及び護岸上部法面の安定検討 7-30
7.1.3.4　法覆工の設計 7-38
7.1.4　既設護岸前面根固工の設計（Sta.6+360～Sta6+600 左岸） 7-39
7.1.5　付帯施設設計 7-42
7.2　排水施設の詳細設計 7-47
7.2.1　概要 7-47
7.2.2　排水管の詳細設計 7-47
7.2.2.1　新設排水管諸元 7-47
7.2.2.2　排水管施設の詳細設計 7-49
7.2.3　樋門の詳細設計 7-58
7.2.3.1　計画諸元の整理 7-58
7.2.3.2　基礎地盤の沈下・変位量の検討 7-60
7.2.3.3　構造詳細検討 7-68
7.3　MCGS 詳細設計 7-77
7.3.1　MCGS 詳細設計概要 7-77
7.3.2　土木施設設計 7-77
7.3.2.1　設計条件 7-80
7.3.2.2　基礎工 7-85
7.3.2.3　本体工詳細設計 7-85
7.3.2.4　本体工（L2 耐震設計） 7-187
7.3.2.5　管理橋 7-242
7.3.2.6　取付擁壁工 7-292
7.3.3　ゲート設備設計 7-312
7.3.3.1　設計条件の整理 7-312
7.3.3.2　設計計算 7-321
7.3.3.3　操作室内配置 7-335
7.3.3.4　ゲート設備の仕様 7-339

7.3.4 建築施設設計 7-341
7.3.5 仮設備設計 7-341
7.3.5.1 締切対象水位の設定 7-341
7.3.5.2 搬入路計画（MCGS）と仮設橋の設計 7-359
7.3.6 情報設備詳細設計 7-365
7.3.6.1 情報設備設計条件の整理 7-365
7.3.6.2 計装設備（水位観測設備）設計 7-365
7.3.6.3 警報設備設計 7-377
7.3.6.4 監視設備（CCTV カメラ）設計 7-395
7.3.6.5 遠隔監視制御設備 7-402
7.3.6.6 電源設備（非常用発電設備） 7-447
7.4 Cainta 水門詳細設計 7-465
7.4.1 Cainta 水門詳細設計の概要 7-465
7.4.2 土木施設設計 7-465
7.4.2.1 基礎工 7-468
7.4.2.2 本体工 7-572
7.4.2.3 本体工（L2 耐震設計） 7-652
7.4.2.4 管理橋詳細設計 7-702
7.4.2.5 護岸及び土工等 7-714
7.4.2.6 付帯構造物 7-717
7.4.3 ゲート設備設計 7-725
7.4.3.1 設計条件の整理 7-725
7.4.3.2 設計計算 7-730
7.4.3.3 操作室内配置 7-735
7.4.3.4 ゲート設備の仕様 7-739
7.4.4 建築施設設計 7-740
7.4.5 仮設備設計 7-740
7.4.5.1 鋼矢板二重式仮締切 7-740
7.4.5.2 土留め壁 7-762
7.4.5.3 工事用坂路 7-774
7.4.5.4 仮設道路計画（Cainta 水門） 7-777
7.4.5.5 施工ステップの検討 7-785
7.4.6 情報設備設計 7-787
7.4.6.1 計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計 7-787
7.4.6.2 電気設備（非常用発電設備） 7-794
7.5 Taytay 樋門詳細設計 7-810
7.5.1 Taytay 樋門詳細設計結果の概要 7-810
7.5.2 土木施設設計 7-810
7.5.2.1 主要寸法 7-810

7.5.2.2　設計条件の確認 7-819
7.5.2.3　基礎工 7-828
7.5.2.4　本体工 7-835
7.5.2.5　本体工（L2 耐震設計） 7-902
7.5.3　ゲート設備設計 7-917
7.5.3.1　設計条件の整理 7-917
7.5.3.2　設計計算 7-920
7.5.3.3　操作室設備配置 7-921
7.5.3.4　ゲート設備の仕様 7-924
7.5.4　建築施設設計 7-924
7.5.5　仮設備設計 7-924
7.5.5.1　仮締切堤（切り回し道路兼用） 7-924
7.5.5.2　土工計画・工事用進入路 7-926
7.5.5.3　仮排水路 7-927
7.5.6　情報設備設計 7-930
7.5.6.1　計装設備、警報監視設備、遠隔監視視制御設備設計 7-930
7.5.6.2　電気設備（非常用発電設備） 7-938
7.6　建築設計 7-951
7.6.1　建築構造設計 7-951
7.6.1.1　荷重 7-951
7.6.1.2　水門上屋の耐震設計方針 7-957
7.6.1.3　発電機棟基礎の設計条件 7-960
7.6.1.4　構造計算結果 7-961
7.6.2　建築機械設備 7-965
7.6.2.1　給排水衛生設備 7-965
7.6.2.2　換気・空調 7-967
7.6.3　建築電気設備 7-971
7.6.3.1　避雷設備 7-971
7.6.3.2　照明設備 7-973
7.6.4　その他の細目 7-975
7.6.4.1　階段の細目規定 7-975
7.6.4.2　危険物取扱に関する規定 7-976
7.6.5　建築意匠についての考察 7-977
7.6.5.1　フィリピン国における水門構造物デザインの事例 7-977
7.6.5.2　本プロジェクトにおける意匠方針 7-978

第 8 章　水理模型実験（要約） 8-1
8.1　実験概要 8-1
8.1.1　はじめに 8-1
8.1.2　実験の目的 8-1

8.2 実験結果 8-2
8.2.1 現況河道の分流状況 8-2
8.2.2 実験結果より得られた MCGS 諸元 8-2
8.2.2.1 MCGS ゲート諸元 8-2
8.2.2.2 減勢工・護床工 8-2
8.2.3 計画河道の分流状況 8-3
8.2.4 MCGS 施工時の仮排水路の検討 8-3
第 9 章 非構造物対策及び操作運用・維持管理規則 9-1
9.1 非構造物対策の検討 9-1
9.1.1 フェーズ II 及びフェーズ III で実施した非構造物対策の評価 9-1
9.1.1.1 フェーズ II 及びフェーズ III で実施した非構造物対策 9-1
9.1.1.2 実施した非構造物対策に対する評価 9-4
9.1.2 洪水対策委員会（FMC）活用計画 9-7
9.1.2.1 洪水対策委員会の現状 9-7
9.1.2.2 洪水対策委員会活用計画 9-8
9.1.3 フェーズ IV 非構造物対策実施方針 9-8
9.1.3.1 インフォメーション・キャンペーンと広報活動（ICP） 9-9
9.1.3.2 洪水被害軽減に向けた情報提供 9-10
9.1.3.3 洪水対策委員会（FMC）の活性化 9-14
9.1.3.4 洪水被害軽減のための人材育成 9-16
9.1.3.5 ウェブサイトおよび SNS による情報発信 9-18
9.1.3.6 フェーズ IV 非構造物対策アクションプラン 9-19
9.2 堰等の運用・操作規則 9-25
9.2.1 既存構造物の操作運用規則 9-25
9.2.1.1 Rosario 堰及び NHCS（ナピンダン水門） 9-25
9.2.1.2 その他構造物 9-32
9.2.1.3 既存の河川構造物の操作運用の評価 9-32
9.2.2 MCGS 及び逆流防止水門の操作運用規則の基本コンセプト 9-33
9.2.2.1 操作の基本的原則 9-33
9.2.2.2 操作・運用計画 9-33
9.2.2.3 警告放送 9-38
9.2.3 NHCS の操作の必要性 9-40
9.2.3.1 操作の検討方針 9-40
9.2.3.2 操作・運用計画（案） 9-41
9.2.4 操作規則（案） 9-42
9.2.4.1 Rosario 堰、MCGS、及び NHCS 9-42
9.2.4.2 逆流防止水門 9-48
9.3 運営・維持管理計画 9-52
9.3.1 運営・維持管理計画の検討方針 9-52

9.3.1.1　運営・維持管理計画作成の必要性 9-52
9.3.1.2　適用基準・ガイドライン等 9-52
9.3.2　保守管理計画（案） 9-53
9.3.2.1　基本事項 9-53
9.3.2.2　状態把握 9-54
9.3.2.3　機能保全対策 9-63
9.3.2.4　保守管理記録 9-75
9.3.3　運営管理体制（案） 9-76
9.3.3.1　事業実施および維持管理組織 9-76
9.3.3.2　洪水対策組織の現状 9-76
9.3.3.3　運営管理体制の拡充 9-81
9.4　関係機関への事業説明経過報告 9-83
9.4.1　LGUs 9-83
9.4.2　関係機関 9-83
9.4.2.1　MMDA 9-83
9.4.2.2　LLDA 9-84

第 10 章　環境社会配慮および住民移転計画 10-1
10.1 環境社会配慮事項進捗報告 10-1
10.1.1　EIS、EMP および EMoP のレビュー 10-1
10.1.2　EIS、EMP および EMoP の改訂・更新 10-2
10.1.3　浚渫土土砂処分に関する環境社会配慮実施支援 10-2
10.1.3.1　底質調査 10-2
10.1.3.2　土砂処分地 10-14
10.1.4　樹木のインベントリー調査実施前確認 10-23
10.1.4.1　関係法令 10-23
10.1.4.2　樹木のインベントリー調査の方法 10-24
10.1.4.3　調査結果 10-25
10.1.5　環境社会配慮事項 DPWH 能力向上支援セミナー 10-30
10.1.6　本川工事の EIS の見直し 10-31
10.2 住民移転計画 10-31
10.2.1　住民移転計画書（RAP）のレビュー・必要作業の支援 10-31
10.2.1.1　現住民移転計画の補償方針及び現計画に基づく予算の確認 10-31
10.2.1.2　RAP for Marikina River 10-33
10.2.1.3　RAP for Manggahan Floodway 10-40
10.2.2　住民移転計画書（RAP）の改訂・更新支援 10-45
10.2.3　Parcellary Survey 実施計画準備支援 10-45
10.2.3.1　DPWH および土地管理局（LRA）間の覚書による土地所有者情報提供システム 10-45
10.2.3.2　Parcellary Survey で実施すべき内容 10-45
10.2.3.3　Parcellary Survey のための準備活動 10-46

10.2.4　DPWH/関係機関/PAFs 間定期的住民協議・説明会開催支援 10-47
10.2.5　開始された住民移転活動の支援 10-47

第 11 章　設計基準 11-1
11.1 設計基準の目的 11-1
11.2 技術コードと基準 11-1
11.3 基本設計手法 11-2
11.3.1　基本 11-2
11.3.2　堤防及び堤防護岸 11-2
11.3.2.1　一般堤防（土堤） 11-2
11.3.2.2　一般堤防（特殊堤（コンクリートパラペット壁等）） 11-6
11.3.2.3　堤防護岸（張護岸・積護岸） 11-7
11.3.3　維持管理用道路 11-8
11.3.3.1　道路幅員 11-8
11.3.3.2　横断勾配 11-8
11.3.3.3　舗装構成 11-8
11.3.4　低水護岸 11-8
11.3.4.1　鋼矢板護岸 11-8
11.3.4.2　根固め工 11-15
11.3.5　排水路・排水工・樋管 11-21
11.3.5.1　基本方針 11-21
11.3.5.2　排水工計画の概略 11-21
11.3.5.3　計画条件 11-21
11.3.5.4　排水施設設計条件 11-24
11.3.6　樋管工 11-25
11.3.6.1　構造計画 11-25
11.3.6.2　荷重 11-31
11.3.6.3　基礎地盤の検討 11-32
11.3.6.4　設計方法 11-33
11.3.7　水門（Cainta 水門、Taitai 水門） 11-37
11.3.7.1　構造計画 11-37
11.3.7.2　荷重 11-43
11.3.7.3　設計方法 11-43
11.3.8　堰（MCGS） 11-46
11.3.8.1　構造計画 11-46
11.3.8.2　荷重 11-47
11.3.8.3　設計方法 11-48
11.4 荷重 11-48
11.4.1　荷重の種類 11-48
11.4.2　死荷重 11-48

11.4.2.1 常時 11-48
11.4.2.2 地震時 11-49
11.4.3 上載荷重 11-51
11.4.3.1 土被り 4m 以上の場合 11-51
11.4.3.2 土被り 4m 以下の場合 11-51
11.4.4 土圧 11-52
11.4.4.1 可動壁に作用する常時の土圧 11-52
11.4.4.2 地震時土圧 11-53
11.4.4.3 壁面摩擦角 11-54
11.4.4.4 固定式壁面（胸壁など）に作用する土圧 11-54
11.4.5 水圧 11-55
11.4.5.1 静水圧 11-55
11.4.5.2 残留水圧 11-55
11.4.5.3 地震による動水圧 11-56
11.4.6 揚圧力 11-57
11.4.7 風荷重 11-57
11.4.8 温度荷重 11-60
11.4.9 ゲートの開閉荷重 11-60
11.4.10 荷重の組み合わせ 11-60
11.4.10.1 荷重の組み合わせ 11-60
11.4.10.2 各組合せ時の許容応力度の割増 11-61
11.5 構造物の安定計算手法 11-61
11.5.1 滑動 11-61
11.5.2 転倒 11-62
11.5.3 斜面/基礎の滑り 11-62
11.5.4 浸透/パイピング 11-62
11.5.4.1 浸透・パイピングの検討 11-62
11.5.4.2 浸透・パイピング対策 11-63
11.5.5 圧密沈下 11-64
11.5.6 直接基礎 11-64
11.5.7 杭基礎 11-66
11.5.7.1 杭の配置 11-66
11.5.7.2 許容軸方向押込み支持力度 11-67
11.5.7.3 許容軸方向引抜き力 11-69
11.5.7.4 許容横方向支持力 11-69
11.5.7.5 杭の許容変位 11-70
11.5.7.6 軸方向ばね定数 11-70
11.5.7.7 杭反力と基礎の変位 11-70

11.6 使用する材料の構造特性 11-71
11.6.1 地盤係数/特性 11-71
11.6.1.1 土の単位体積重量 11-71
11.6.1.2 粘性地盤の粘着力 11-71
11.6.1.3 粘性が低い地盤の内部摩擦角 11-71
11.6.1.4 基礎地盤の横方向反力係数 11-72
11.6.1.5 圧縮指数 11-72
11.6.1.6 透水性 11-73
11.6.2 鋼矢板 11-73
11.6.2.1 使用材料 11-73
11.6.2.2 断面効率 11-73
11.6.2.3 構造 11-74
11.6.2.4 鋼矢板のタイプおよび材料特性 11-74
11.6.3 コンクリート及び鉄筋 11-76
11.6.3.1 使用材料 11-76
11.6.3.2 物理定数 11-77
11.6.4 許容応力度 11-77
11.6.4.2 鉄筋コンクリート部材の最小厚 11-78
11.6.5 プレストレスト・コンクリート 11-79
11.6.5.1 コンクリートの強度（橋梁以外の構造物） 11-79
11.6.5.2 プレストレス用鋼材（橋梁以外の構造物） 11-79
11.6.6 構造用鋼材 11-80
11.6.7 配筋方法 11-80
11.7 液状化の評価 11-90
11.7.1 液状化の判定を行う必要のある砂質土層 11-90
11.7.2 液状化の判定 11-90
11.7.3 液状化が生じる土層の取り扱い 11-92
11.7.4 液状化の判定に用いる設計水平震度 11-93
11.8 液状化を起こす恐れのある場合の設計手法または一般的対策方法 11-94
11.8.1 一般的対策方法 11-94
11.8.2 土堤 11-98
11.8.2.1 設計手法 11-98
11.8.2.2 対策方法 11-99
11.8.3 樋管 11-99
11.8.3.1 設計手法 11-99
11.8.3.2 対策方法 11-100
11.8.4 水門及び堰 11-101
11.8.4.1 設計手法 11-101
11.8.4.2 対策方法 11-102

11.8.5　鋼矢板護岸 11-102
11.8.5.1　設計手法 11-102
11.8.5.2　対策方法 11-103
11.8.6　堤防（コンクリート擁壁式特殊堤） 11-104
11.8.6.1　設計手法 11-104
11.8.6.2　対策方法 11-104
11.9 耐震設計 11-105
11.9.1　耐震設計の考え方 11-105
11.9.1.1　適用する設計基準の選定 11-105
11.9.1.2　耐震設計条件 11-106
11.9.2　照査方法 11-114
11.9.2.1　照査方法の決定 11-114
11.9.2.2　照査手順 11-117
11.10建築設計 11-124
11.10.1　本プロジェクトにおける建築構造物 11-124
11.10.2　建築設計に係る現地基準の体系 11-124

第 12 章　施工計画検討 12-1
12.1 施工計画概要（事業内容） 12-1
12.1.1　施工計画策定の前提 12-1
12.1.2　施工箇所 12-3
12.1.3　事業の概要 12-3
12.1.3.1　河道の掘削および浚渫 12-3
12.1.3.2　堤防・護岸および付帯構造物の建設 12-3
12.1.3.3　堰・水門の建設 12-4
12.2 施工条件 12-4
12.2.1　労働可能日数 12-4
12.2.2　労働時間 12-6
12.2.3　調達資機材等 12-6
12.2.3.1　一般的条件 12-6
12.2.3.2　労務 12-6
12.2.3.3　建設資材 12-6
12.3 施工計画の基本思想 12-7
12.3.1　CP2（Sta.6+700-Sta.9+300）および CP3 (Sta.9+300-13+350) 12-7
12.3.2　CP1 (Sta.5+400-Sta.6+700、MCGS、Cainta 水門および Taytay 樋門) 12-8
12.4 土捨場 12-8
12.4.1　土砂運搬経路 12-9

12.5 搬入路 12-10
12.6 仮置場の検討 12-19
12.7 浚渫工・護岸工施工方法の基本方針 12-22
12.7.1 護岸工 12-22
12.7.2 浚渫工 12-22
12.8 浚渫工施工計画 12-27
12.8.1 浚渫工数量 12-27
12.8.1.1 発生土砂の分類 12-27
12.8.1.2 発生土砂数量 12-27
12.8.2 余掘 12-28
12.8.3 埋戻り 12-29
12.8.4 浚渫工程 12-30
12.8.4.1 船団構成 12-30
12.8.4.2 曳航速度 12-30
12.8.4.3 サイクルタイム 12-32
12.8.4.4 浚渫工程計画 12-39
12.8.5 土捨場計画 12-41
12.8.5.1 基本条件 12-41
12.8.5.2 土捨場分割 12-41
12.8.5.3 仮設桟橋 12-41
12.8.5.4 土捨場内配置 12-41
12.9 護岸工施工計画 12-44
12.9.1 鋼矢板工 12-44
12.9.1.1 鋼矢板調達・製作 12-44
12.9.1.2 鋼矢板打設工法 12-44
12.9.1.3 鋼矢板打設施工計画 12-44
12.9.1.4 （参考）バイブロハンマー＋ウォータージェット工法にて打設できない硬質地盤の施工方法 12-46
12.9.2 盛土・護岸工 12-49
12.9.2.1 堤防盛土 12-49
12.9.2.2 護岸工（高水護岸） 12-50
12.9.3 コンクリート工 12-50
12.9.4 撤去工 12-50
12.9.4.1 現存の撤去構造物 12-50
12.9.4.2 撤去方法 12-51
12.10樋管撤去・再設置工施工計画 12-52
12.10.1 樋管撤去・再設置工施工計画に係る基本方針 12-52
12.10.2 樋管撤去・再設置工施工計画 12-52
12.10.2.1 樋管撤去フロー 12-52

12.10.2.2 樋管設置フロー 12-53
12.11橋脚保護工 12-53
12.12MCGS 施工計画 12-54
12.12.1 施工方法 12-54
12.12.1.1 締切方法 12-54
12.12.1.2 施工手順 12-55
12.12.2 工程計画 12-69
12.12.2.1 仮締切・仮排水路 12-69
12.12.2.2 本体工 12-71
12.12.2.3 ゲート据付 12-78
12.12.2.4 管理橋 12-79
12.12.2.5 工程計画 12-80
12.13Cainta 水門施工計画 12-83
12.13.1 施工方法 12-83
12.13.1.1 締切方法 12-83
12.13.1.2 施工手順 12-83
12.13.2 工程計画 12-87
12.13.2.1 仮締切 12-87
12.13.2.2 本体工 12-88
12.13.2.3 ゲート据付 12-95
12.13.2.4 工程計画 12-96
12.14Taytay 樋門施工計画 12-99
12.14.1 施工方法 12-99
12.14.1.1 締切方法 12-99
12.14.1.2 施工手順 12-100
12.14.2 工程計画 12-103
12.14.2.1 仮締切 12-103
12.14.2.2 本体工 12-106
12.14.2.3 ゲート据付 12-110
12.14.2.4 工程計画 12-111
12.15全体工程計画 12-113
12.15.1 全体工程計画の基本思想 12-113
12.15.2 全体工程計画 12-113

第 13 章 工事費・事業費積算 13-1
13.1 想定事業費 13-1
13.1.1 前提条件 13-1
13.1.2 積算基本条件 13-1
13.1.2.1 積算基準日 13-1
13.1.2.2 為替交換レート 13-1

13.1.2.3　積算使用通貨 13-1
13.1.2.4　積算準拠及び仕様 13-2
13.1.3　建設費積算方法 13-3
13.1.3.1　直接工事費 13-3
13.1.3.2　DUPA(代価分析) 13-4
13.1.3.3　マークアップ（間接費） 13-4
13.1.3.4　DO-197-2016 に基づく直接工事費と間接工事費 13-6
13.1.4　詳細設計時点における想定事業費 13-6
13.1.4.1　工事費 13-6
13.1.4.2　土地収用と補償費 13-6
13.1.4.3　その他本事業に係る経費 13-7
13.1.4.4　予備費と物価上昇 13-7
13.1.4.5　総事業費 13-7
13.1.4.6　必要年間事業予算額 13-8
13.2 工事実施における留意事項 13-8
13.2.1　低水護岸の鋼矢板打設工事 13-8
13.2.1.1　変更契約の可能性 13-8
13.2.1.2　契約変更の手順 13-9
13.2.1.3　契約変更の手順フロー 13-10

第 14 章　事業評価 14-1
14.1 事業の経済的評価 14-1
14.1.1　経済的費用の算定 14-1
14.1.2　経済的便益の推定 14-2
14.1.3　マリキナダムの事業評価 14-18
14.1.4　事業評価結果の比較 14-24
14.2 事業の技術的評価 14-25
14.2.1　河道改修 14-25
14.2.2　MCGS 及び 2 基の逆流防止水門・樋門 14-25
14.3 事業の環境社会的評価 14-25
14.3.1　事業の環境カテゴリ 14-26
14.3.2　その他の評価 14-26

図一覧

図 1.1.1　計画洪水流量配分図(確率洪水規模 1/100) 1-3
図 1.1.2　パッシグ・マリキナ川河川改修事業における整備目標流量配分図(確率洪水規模 1/30) 1-4
図 2.6.1　計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100） 2-7
図 3.1.1　調査対象地域の概要 3-1
図 3.1.2　Sto. Nino 観測所流況 3-4
図 3.1.3　Sto. Nino 観測所時刻流量（1994 年～2018 年） 3-4
図 3.1.4　パッシグ・マリキナ川の水位相関-1 3-8
図 3.1.5　パッシグ・マリキナ川の水位相関-2 3-9
図 3.1.6　現況流下能力図（パッシグ・マリキナ川） 3-11
図 3.1.7　現況流下能力図（パッシグ川） 3-12
図 3.1.8　現況流下能力図（マリキナ川） 3-13
図 3.2.1　計画高水流量配分図（既往最大ベース） 3-16
図 3.2.2　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA1990MP】 3-18
図 3.2.3　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2002DD】 3-19
図 3.2.4　整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】 3-20
図 3.2.5　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2012MP】 3-21
図 3.2.6　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA2014 調査】 3-22
図 3.2.7　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2015IV&V】 3-24
図 3.2.8　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2018 UMD FS】 3-25
図 3.2.9　EFCOS システム構成図 3-30
図 3.2.10　West Manggahan 事業位置図 3-35
図 3.2.11　KAMANAVA 事業位置図 3-36
図 3.2.12　East Manggahan 調査位置 3-37
図 3.2.13　提案された事業及び計画流量配分 3-37
図 3.3.1　計画洪水流量配分図 3-47
図 3.3.2　マリキナダム地点 3-48
図 3.4.1　Sto. Nino 地点の現況及び改修河道 HQ の比較 3-50
図 3.4.2　Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ（2,900 m^3/s） 3-50
図 3.4.3　整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】 3-51
図 3.4.4　計画高水流量配分の比較（確率洪水規模 1/100） 3-52
図 3.4.5　サンファン川の流量低減策案 3-53
図 3.4.6　計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100） 3-54
図 4.1.1　フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図 4-1
図 4.1.2　JICA1990MP によるフェーズ IV 区間マリキナ川改修断面図（Sta.5+425 / Sta.13+060） 4-1
図 4.1.3　2002DD におけるフェーズ IV 区間マリキナ川改修標準断面図 4-2
図 4.1.4　90m 低水路部改修標準断面図 4-4
図 4.1.5　80m 低水路部改修標準断面図 4-4
図 4.1.6　水位算定結果(粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮) 4-6

図 4.1.7　Manalo 橋及び Marcos 橋位置図 4-7
図 4.1.8　水位縦断図（計画高水流量、2,900m^3/s） 4-10
図 4.1.9　水位縦断図（基本高水流量、3,600m^3/s） 4-11
図 4.2.1　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（マニラ湾～サンマテオ） 4-16
図 4.2.2　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（ラグナ湖～サンマテオ） 4-17
図 5.1.1　測量実施箇所 5-1
図 5.1.2　測量実施フロー 5-2
図 5.1.3　本調査で設置した基準点例 5-3
図 5.1.4　基準点設置計画とその実施結果 5-4
図 5.1.5　基準点多角測量結果 5-4
図 5.1.6　本調査で利用した無人測量機 5-6
図 5.1.7　2 つの無人飛行機器の測量実施範囲 5-7
図 5.1.8　排水工測量実施例 5-8
図 5.1.9　ボーリング実施箇所座標確認実施例 5-9
図 5.2.1　調査地域の地形図 5-12
図 5.2.2　地形分類図 5-13
図 5.2.3　（写真）マリキナ川沿いの低地 5-14
図 5.2.4　West Valley Fault System 5-14
図 5.2.5　Geological Map of Manila and Quezon City 5-15
図 5.2.6　（写真）C5 Highway 沿いにみられるグアダルーペ層（火山礫凝灰岩） 5-16
図 5.2.7　（写真）マリキナ川沿いに露出するグアダルーペ層 5-16
図 5.2.8　（写真）マリキナ川左岸に見られる砂層 5-17
図 5.2.9　（写真）マリキナ川下流域左岸に見られる粘性土層 5-17
図 5.2.10　河川改修計画区間 5-18
図 5.2.11　ボーリング調査地点位置図 5-20
図 5.2.12　Schematic Geological profile 5-22
図 5.2.13　MCGS 計画地点 5-24
図 5.2.14　MCGS 設計のためのボーリング調査位置 5-25
図 5.2.15　MCGS 近傍地質断面図（1） 5-26
図 5.2.16　MCGS 近傍地質断面図（2） 5-27
図 5.2.17　（写真）G-05 孔 0-5ｍコア状況 5-28
図 5.2.18　（写真）河床掘削状況 5-28
図 5.2.19　（写真）新鮮な凝灰岩からなる掘削土砂 5-29
図 5.2.20　Cainta 川合流地点の状況 5-29
図 5.2.21　Taytay 川合流地点の状況 5-30
図 5.2.22　調査地点位置図(Cainta Floodgate) 5-31
図 5.2.23　調査地点位置図(Taytay Sluiceway) 5-31
図 5.2.24　Cainta・Taytay 地質断面図 5-34
図 5.2.25　塑性図 5-41

図 5.2.26　塑性図による粘性土の力学的性質 5-41
図 5.2.27　岩石の一軸圧縮強度のヒストグラム 5-42
図 5.2.28　深度と N 値との関係 5-47
図 5.2.29　深度と PI との関係 5-48
図 5.2.30　一軸圧縮強さ（qu）と N 値との関係 5-48
図 5.2.31　塊状岩盤における岩盤等級と原位置試験結果との関係 5-49
図 5.2.32　塑性図（Cainta・Taytay） 5-55
図 5.2.33　qu と N 値との関係 5-59
図 6.1.1　河道改修の区間分け位置図 6-1
図 6.1.2　区間 5+400～5+800 の標準断面（Sta.5+500） 6-2
図 6.1.3　区間 6+050～6+600 の標準断面（Sta.6+300） 6-2
図 6.1.4　区間 6+700～7+200 の標準断面（Sta.7+000） 6-3
図 6.1.5　区間 7+200～7+650 の標準断面（Sta.7+450） 6-3
図 6.1.6　区間 7+650～8+300 及び 8+900～10+500 の標準断面（Sta.9+400） 6-3
図 6.1.7　区間 10+550～11+200 の標準断面（Sta.11+200）スペースが限られている場合 6-4
図 6.1.8　区間 12+000～12+500 の標準断面（Sta.12+400）スペースが十分な場合 6-4
図 6.1.9　区間 12+500～13+100 の標準断面（Sta.12+700）左岸側の壁なし 6-4
図 6.1.10　区間 13+100～13+350 の標準断面（Sta.13+300）余裕高なし 6-5
図 6.1.11　本プロジェクト区間における現在建設中の区間 6-6
図 6.1.12　液状化危険度の判定結果 6-11
図 6.1.13　低水護岸設計のブロック分割フロー 6-14
図 6.1.14　鋼矢板護岸設計検討フロー 6-16
図 6.1.15　標準的護岸構造 6-18
図 6.1.16　Sta.6+700～Sta.10+500 に適用する標準的護岸構造の例 6-18
図 6.1.17　洗掘深及び根固め工配置の概略図 6-20
図 6.1.18　Hs/H_d と H/dr の関係（τ*：0.03～0.4） 6-25
図 6.1.19　河川の最大洗掘部の水深と高さの説明図 6-26
図 6.1.20　Hmax/Hd と b/r の関係図 6-27
図 6.1.21　捨石工標準断面（高さ 1.5m） 6-33
図 6.1.22　対象橋梁一覧 6-36
図 6.1.23　橋脚周囲の洗堀範囲と形状の推定模式図 6-38
図 6.1.24　橋脚保護工一般図（Macapagal 橋） 6-40
図 6.1.25　橋脚保護工一般図（LRT-2 橋） 6-41
図 6.1.26　橋脚保護工一般図（Marcos 橋） 6-42
図 6.1.27　橋脚保護工一般図（SM Marikina 橋） 6-43
図 6.1.28　Sta.10+800 付近で建設されている River Wall 6-45
図 6.1.29　Sta.9+600 付近で行われている埋立て 6-45
図 6.1.30　圧密計算を実施する計算断面位置および土質区分 6-51
図 6.1.31　圧密計算を実施する計算断面 6-52

図 6.1.32　e-logP 曲線 6-54
図 6.1.33　Cv-logP 曲線 6-55
図 6.1.34　e-log P 曲線 （砂質土） 6-56
図 6.1.35　護岸の標準横断面図（前面法勾配５分の場合） 6-58
図 6.1.36　Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例 6-59
図 6.1.37　Sta.10+500～Sta.13+350 に適用する洪水防御壁の例 6-60
図 6.1.38　AYALA Land による開発地域 6-60
図 6.1.39　STA.5+400～STA.5+780 区間左岸標準断面 6-61
図 6.1.40　STA.6+035～STA.6+340 区間左岸標準断面 6-61
図 6.1.41　Sta.9+400～9+800 の区間における線形の代替案 6-62
図 6.1.42　河岸道路の標準断面図 6-62
図 6.1.43　Pasig 市が建設している堤防の標準横断面図 6-63
図 6.2.1　既設排水口位置図 6-65
図 6.2.2　既存排水管網図(一部のみ) 6-66
図 6.2.3　土地利用図 6-66
図 6.2.4　確率年ごとの降雨強度 6-69
図 6.2.5　管頂接合 6-78
図 6.2.6　U 型側溝の配置 6-79
図 6.2.7　堤脚排水路の集水域 6-80
図 6.2.8　マンホールと堤脚排水路の接続図 6-81
図 6.2.9　堤脚排水路諸元 6-82
図 6.2.10　集水桝諸元 6-83
図 6.2.11　杭基礎の函体底板下における空洞化現象 6-84
図 6.3.1　2002 年フェーズ I 詳細設計における MCGS の主な寸法諸元 6-87
図 6.3.2　各代替案の位置 6-89
図 6.3.3　各代替案の地質条件 6-89
図 6.3.4　MCGS 設置地点付近の河道断面 6-92
図 6.3.5　MCGS 周辺の主な既設構造物等 6-94
図 6.3.6　ボーリング位置図（MCGS 堰周辺） 6-96
図 6.3.7　想定土層横断図（堰柱位置） 6-97
図 6.3.8　想定地層横断図（上流側） 6-97
図 6.3.9　想定地層横断図（下流側） 6-98
図 6.3.10　想定地質縦断図（右岸側） 6-98
図 6.3.11　想定地質縦断図（左岸側） 6-99
図 6.3.12　MCGS 付近の土性図 6-101
図 6.3.13　MCGS 設置位置 6-103
図 6.3.14　MCGS 小径間ゲートの径間長と Marikina 川下流流量の関係 6-111
図 6.3.15　MCGS 小径間ゲートの径間長と MCGS 上流水位の関係 6-112
図 6.3.16　操作室機器類の必要離隔 6-113

図 6.3.17　MCGS 上屋の一般図 6-115
図 6.3.18　堰柱位置及び純支間長(MCGS 管理橋) 6-116
図 6.3.19　幅員構成(MCGS 管理橋) 6-117
図 6.3.20　トラック荷重 6-118
図 6.3.21　タンデム荷重 6-118
図 6.3.22　特殊車両荷重 6-119
図 6.3.23　車両分布荷重 6-119
図 6.3.24　疲労荷重 6-119
図 6.3.25　橋長の設定(MCGS 管理橋) 6-121
図 6.3.26　MCGS 本体長 6-125
図 6.3.27　堰柱床版と径間長 6-126
図 6.3.28　遮水工設置平面図 6-128
図 6.3.29　減勢工諸元 6-131
図 6.3.30　L 型エンドシル 6-132
図 6.3.31　現地土砂の粒度分布と実験で使用する粒径 6-133
図 6.3.32　護床工範囲 6-140
図 6.3.33　設計流速と根固め重量の関係 6-143
図 6.3.34　ゲート寸法・構造関係図 6-146
図 6.3.35　水質調査位置図 6-148
図 6.3.36　近年 20 年間の Rosario 堰地点（マリキナ川側）の水位データ 6-149
図 6.3.37　河床高と海面高の関係 6-149
図 6.3.38　開閉装置の形式 6-152
図 6.3.39　統合運用すべき 3 つの堰・水門位置 6-163
図 6.3.40　MCGS の動力設備配置概念図 6-164
図 6.3.41　MCGS の予備電施設小屋配置図 6-165
図 6.3.42　システムレベルの概念図 6-170
図 6.3.43　システムレベル毎の運用管理イメージ 6-171
図 6.3.44　システム機能構成 6-174
図 6.3.45　クライアント/サーバ方式　システム構成イメージ 6-175
図 6.3.46　集中型 Web 方式　システム構成イメージ 6-176
図 6.3.47　分散型 Web 方式　システム構成イメージ 6-177
図 6.3.48　MCGS 遠方監視制御システム構成（案）（Cainta 水門及び Taytay 水門　遠隔監視制御システムを含む） 6-181
図 6.3.49　2002 年フェーズ I 詳細設計における遠方監視制御設備　システム構成 6-183
図 6.3.50　システム構成図（赤枠で示した拠点内設備を更新） 6-190
図 6.3.51　MCGS 付帯施設の概要および配置計画 6-192
図 6.3.52　MCGS 下流側取付護岸 6-193
図 6.3.53　MCGS 上流側取付護岸 6-193
図 6.3.54　管理用通路標準断面図 6-193

図 6.3.55　屋内ケーブルピットの配置条件 6-194
図 6.3.56　MCGS 発電機棟の平面計画と留意点 6-196
図 6.3.57　MCGS 発電機棟の断面計画 6-197
図 6.3.58　MCGS 全体平面図 6-198
図 6.3.59　MCGS 一般図（1） 6-199
図 6.3.60　MCGS 一般図（2） 6-200
図 6.3.61　MCGS 一般図（3） 6-201
図 6.3.62　MCGS 一般図（4） 6-202
図 6.4.1　計画高水流量配分 6-207
図 6.4.2　Cainta 川合流点付近の現況幅 6-208
図 6.4.3　Cainta 川計画断面 6-208
図 6.4.4　Manggahan 放水路計画堤防断面 6-209
図 6.4.5　Cainta 水門周辺の主な既設構造物等 6-209
図 6.4.6　既往地質調査位置 6-210
図 6.4.7　既往ボーリング（No.C-2） 6-211
図 6.4.8　想定地質断面図 6-212
図 6.4.9　地質調査位置 6-212
図 6.4.10　N 値と一軸圧縮強度の関係式 6-213
図 6.4.11　圧密曲線 6-214
図 6.4.12　土性図（DD-BH-C01） 6-216
図 6.4.13　土性図（DD-BH-C02） 6-218
図 6.4.14　土性図（DD-BH-C03） 6-220
図 6.4.15　新設堤防を川表側に設置する場合のイメージ 6-222
図 6.4.16　水門縦断位置 6-223
図 6.4.17　水門の本体の形式 6-230
図 6.4.18　MCGS 上屋の一般図 6-232
図 6.4.19　堰柱位置及び純支間長(Cainta 管理橋) 6-233
図 6.4.20　幅員構成(Cainta 管理橋) 6-234
図 6.4.21　橋長の設定(Cainta 管理橋) 6-236
図 6.4.22　Cainta 川合流点付近の Manggahan 放水路の堤防高（模式図） 6-238
図 6.4.23　カーテンウォールの有無によるゲート扉体高さの違い 6-239
図 6.4.24　地質想定横断図 6-239
図 6.4.25　Cainta 水門本体長 6-241
図 6.4.26　Cainta 水門胸壁構造 6-241
図 6.4.27　水位門各部の名称 6-242
図 6.4.28　堰柱床版と径間長 6-243
図 6.4.29　遮水工設置平面図 6-244
図 6.4.30　遮水工設置範囲図 6-246
図 6.4.31　スルースゲートからの自由放流 6-249

図 6.4.32　スルースゲート流量係数 6-250
図 6.4.33　収縮係数 6-250
図 6.4.34　護床工設置区間 6-252
図 6.4.35　ブロック質量と許容流速の関係 6-254
図 6.4.36　ゲート寸法・構造関係図 6-255
図 6.4.37　水質調査位置図 6-257
図 6.4.38　近年 20 年間のラグナ湖の水位データ 6-257
図 6.4.39　河床高と海面高の関係 6-258
図 6.4.40　開閉装置の形式 6-261
図 6.4.41　堤防護岸の範囲 6-274
図 6.4.42　開削幅 6-274
図 6.4.43　条件護岸設置範囲 6-275
図 6.4.44　護岸構造 6-276
図 6.4.45　階段工計画図（1） 6-276
図 6.4.46　階段工計画図（2） 6-277
図 6.4.47　堤外水路範囲図 6-278
図 6.4.48　取付水路の護岸 6-279
図 6.4.49　Manggahan 放水路河道断面 6-279
図 6.4.50　Cainta 川護岸設置範囲 6-280
図 6.4.51　Cainta 川護岸標準断面図 6-282
図 6.4.52　取付道路標準断面図 6-283
図 6.4.53　発電機棟敷地位置 6-284
図 6.4.54　発電機棟敷地高と周辺の地盤高との関係 6-284
図 6.4.55　Cainta 水門および発電機棟の配置 6-285
図 6.4.56　Cainta 発電機棟の平面計画と留意点 6-287
図 6.4.57　Cainta 発電機棟の断面計画と留意点 6-288
図 6.4.58　Cainta 水門一般図（1） 6-289
図 6.4.59　Cainta 水門一般図（2） 6-290
図 6.4.60　Cainta 水門一般図（3） 6-291
図 6.4.61　函体内一次元不等流計算結果 6-293
図 6.4.62　Taytay クリーク計画縦断図 6-294
図 6.4.63　計画高水流量配分 6-294
図 6.4.64　河道中心位置と堤防法線 6-295
図 6.4.65　堤防法線位置 6-296
図 6.4.66　Taytay 樋門周辺の主な既設構造物等 6-297
図 6.4.67　Taytay 樋門地質調査位置図 6-297
図 6.4.68　Taytay 樋門水門の地質縦断図（Taytay 付近抜粋） 6-298
図 6.4.69　Taytay 樋門地質想定図（樋管縦断図） 6-299
図 6.4.70　N 値と一軸圧縮強度の関係式 6-300

図 6.4.71　圧密曲線 6-300
図 6.4.72　土性図 6-301
図 6.4.73　Taytay 樋門位置 6-303
図 6.4.74　継ぎ足し位置でのカルバート敷高 6-307
図 6.4.75　杭基礎の函体底版下における空洞化現象 6-308
図 6.4.76　樋門本体長 6-310
図 6.4.77　胸壁の天端高 6-311
図 6.4.78　胸壁幅 6-311
図 6.4.79　翼壁の範囲と平面形の考え方 6-312
図 6.4.80　川表翼壁 6-313
図 6.4.81　堤防開削断面と遮水工の関係 6-315
図 6.4.82　Taytay 上屋の一般図 6-318
図 6.4.83　河床高と海面高の関係 6-319
図 6.4.84　開閉装置の形式 6-322
図 6.4.85　Taytay 樋門の付帯施設配置計画 6-327
図 6.4.86　Taytay 樋門ガードハウスの平面・断面計画 6-327
図 6.4.87　Taytay 樋門（樋門）一般図(1) 6-328
図 6.4.88　Taytay 樋門（樋門）一般図(2) 6-329
図 7.1.1　仮想地盤面の位置図 7-4
図 7.1.2　矢板構造物荷重図 7-5
図 7.1.3　主働土圧 7-7
図 7.1.4　受働土圧 7-7
図 7.1.5　構造物に作用する静水圧 7-9
図 7.1.6　壁面に作用する動水圧（ウェスターガード公式） 7-10
図 7.1.7　設定水位 7-10
図 7.1.8　鋼矢板に作用する上載荷重範囲 7-11
図 7.1.9　もたれ擁壁と鋼矢板護岸コーピングの接続部 7-11
図 7.1.10　作用位置 7-12
図 7.1.11　H形鋼付きハット型鋼矢板 7-17
図 7.1.12　H 形鋼付きハット型矢板の H 鋼部上端切断 7-23
図 7.1.13　自立式鋼矢板の曲げモーメント分布図 7-23
図 7.1.14　打設時イメージ図 7-25
図 7.1.15　傾斜壁　標準断面図 7-26
図 7.1.16　パラペット壁標準断面図 7-27
図 7.1.17　粒度分布における堤防材料選定限界線 7-28
図 7.1.18　パッケージ 1（CP-1）における発生土粒度分布と 30%砂利混合時の粒度分布 7-29
図 7.1.19　パッケージ 2（CP-2）における発生土粒度分布と 30%砂利混合時の粒度分布 7-29
図 7.1.20　パッケージ 3（CP-3）における発生土粒度分布と 10%砂利混合時の粒度分布 7-30
図 7.1.21　浸透によるすべり安定照査結果（L7+820） 7-35

図 7.1.22　浸透によるすべり安定照査結果（R6+060）..... 7-36
図 7.1.23　浸透によるすべり安定照査結果（R10+960）..... 7-37
図 7.1.24　堰下流の流況（シルなし）..... 7-39
図 7.1.25　シル設置後の流況..... 7-39
図 7.1.26　鉄筋コンクリート張の標準断面..... 7-39
図 7.1.27　既設護岸の資料（抜粋）..... 7-40
図 7.1.28　既設護岸部安定計算結果..... 7-41
図 7.1.29　根固め幅の設定方法および標準断面図..... 7-42
図 7.1.30　リップラップガードレール標準図..... 7-43
図 7.1.31　Sta.6+480～Sta6+550 左岸管理用通路標準断面..... 7-44
図 7.1.32　階段工（Sta.6+120 左岸側）..... 7-45
図 7.1.33　ブロック積み擁壁標準断面図..... 7-45
図 7.2.1　新設排水管一般図..... 7-50
図 7.2.2　マンホール部材の主筋かぶり..... 7-50
図 7.2.3　側壁に対する活荷重..... 7-56
図 7.2.4　即時沈下の計算モデル..... 7-61
図 7.2.5　土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数..... 7-61
図 7.2.6　圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 1/2）..... 7-63
図 7.2.7　圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（左岸 2/2）..... 7-64
図 7.2.8　圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 1/2）..... 7-64
図 7.2.9　圧密沈下試験および各樋門の縦断位置（右岸 2/2）..... 7-65
図 7.2.10　圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（左岸）..... 7-66
図 7.2.11　圧密試験箇所における e-logP 曲線の結果（右岸）..... 7-67
図 7.2.12　一般的な樋門における浸透経路長..... 7-69
図 7.2.13　本プロジェクトの樋門における浸透経路長..... 7-70
図 7.2.14　可とう継手の設置位置..... 7-71
図 7.2.15　函体各方向の配筋諸元の決定..... 7-72
図 7.2.16　胸壁の形状について..... 7-75
図 7.2.17　川表胸壁の水位条件..... 7-75
図 7.3.1　MCGS 堰　一般図..... 7-77
図 7.3.2　MCGS 堰縦断図-1..... 7-78
図 7.3.3　MCG S 堰縦断図-2..... 7-78
図 7.3.4　MCGS 堰　断面図-1..... 7-79
図 7.3.5　MCGS 堰　断面図-2..... 7-79
図 7.3.6　MCGS 堰　断面図-3..... 7-80
図 7.3.7　本体構造形式..... 7-82
図 7.3.8　水門の本体の形式..... 7-83
図 7.3.9　地層構成図..... 7-84
図 7.3.10　基礎底面の載荷面積..... 7-89

図 7.3.11　支持力係数のグラフ 7-90
図 7.3.12　翼壁位置　平面図 7-96
図 7.3.13　下流　断面図 7-96
図 7.3.14　受動土圧高の設定（下流 L 型擁壁） 7-97
図 7.3.15　受動土圧高の設定（上流 L 型擁壁） 7-98
図 7.3.16　端部堰柱構造寸法 7-105
図 7.3.17　端部堰柱＋中間堰柱　構造寸法 7-115
図 7.3.18　胸壁位置図 7-132
図 7.3.19　胸壁構造寸法図 7-132
図 7.3.20　胸壁水位条件 7-133
図 7.3.21　水叩き　位置図 7-137
図 7.3.22　下流側翼壁構造寸法図 7-151
図 7.3.23　上流側翼壁構造寸法図 7-163
図 7.3.24　上流側翼壁構造寸法図 7-175
図 7.3.25　水流方向荷重図（上流→下流方向載荷） 7-189
図 7.3.26　水流方向荷重図（上流←下流方向載荷） 7-190
図 7.3.27　1 号、2 号堰柱部水流直角方向荷重図（2 号←1 号方向載荷） 7-190
図 7.3.28　1 号、2 号堰柱部水流直角方向荷重図（2 号→1 号方向載荷） 7-191
図 7.3.29　3 号堰柱部水流直角方向荷重図（川側→陸側方向載荷） 7-191
図 7.3.30　3 号堰柱部水流直角方向荷重図（川側←陸側方向載荷） 7-192
図 7.3.31　検討手順 7-193
図 7.3.32　地盤条件入り一般図 7-194
図 7.3.33　1 号堰柱解析モデル図（ソリッド要素） 7-196
図 7.3.34　1 号堰柱解析モデル図（骨組み表示） 7-196
図 7.3.35　2 号～3 号堰柱解析モデル図（ソリッド要素） 7-197
図 7.3.36　2 号～3 号堰柱解析モデル図（骨組み表示） 7-197
図 7.3.37　1 号堰柱部底版解析モデル図（ソリッド要素） 7-198
図 7.3.38　1 号堰柱部底版解析モデル図（骨組み表示） 7-198
図 7.3.39　2 号～3 号堰柱部底版解析モデル図（ソリッド要素） 7-199
図 7.3.40　2 号～3 号堰柱部底版解析モデル図（骨組み表示） 7-199
図 7.3.41　自重作用図 7-201
図 7.3.42　上屋重量作用図 7-202
図 7.3.43　シンダーコンクリート重量作用図 7-202
図 7.3.44　階段重量作用図 7-203
図 7.3.45　ゲート重量作用図 7-203
図 7.3.46　開閉機重量作用図 7-204
図 7.3.47　管理橋重量作用図 7-204
図 7.3.48　内水圧、内水重算定結果 7-206
図 7.3.49　静水圧（外水圧）作用図（1 号堰柱部解析モデル） 7-207

図 7.3.50　揚圧力作用図（1 号堰柱部底版解析モデル）.....7-208
図 7.3.51　上載土重作用図.....7-209
図 7.3.52　慣性力作用図（水流方向（上流→下流方向）載荷時、Kh＝1.0 相当）.....7-210
図 7.3.53　慣性力作用図（水流直角方向（左岸→右岸方向）載荷時、Kh＝1.0 相当）.....7-210
図 7.3.54　常時主働土圧作用図（3 号堰柱部解析モデル）.....7-213
図 7.3.55　地震時主働土圧増分作用図（3 号堰柱部解析モデル）.....7-214
図 7.3.56　設計応答スペクトル.....7-215
図 7.3.57　L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA（BSDS, p3-21）.....7-216
図 7.3.58　加速度応答スペクトル係数 S_s(BSDS 図 3.4.1-5).....7-217
図 7.3.59　加速度応答スペクトル係数 S_1(BSDS 図 3.4.1-5).....7-218
図 7.3.60　MCGS 加速度スペクトル.....7-220
図 7.3.61　ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法）.....7-224
図 7.3.62　許容残留変位算定根拠.....7-225
図 7.3.63　1 号堰柱設計水平震度算定結果.....7-226
図 7.3.64　2 号～3 号堰柱設計水平震度算定結果.....7-226
図 7.3.65　1 号堰柱（標準部）配筋要領図.....7-230
図 7.3.66　1 号堰柱（ゲート部）配筋要領図.....7-231
図 7.3.67　1 号堰柱（門柱部）配筋要領.....7-232
図 7.3.68　2 号～3 号堰柱（標準部）配筋要領図.....7-233
図 7.3.69　2 号～3 号堰柱（ゲート部）配筋要領図.....7-234
図 7.3.70　2 号～3 号堰柱門柱部配筋要領図.....7-235
図 7.3.71　底版（1 号）解析モデル図.....7-236
図 7.3.72　底版（2 号及び 3 号）解析モデル図.....7-236
図 7.3.73　曲げモーメント分布図（1 号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））.....7-237
図 7.3.74　せん断力分布図（1 号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））.....7-237
図 7.3.75　曲げモーメント分布図（1 号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））.....7-238
図 7.3.76　せん断力分布図（1 号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））.....7-238
図 7.3.77　曲げモーメント分布図（2 号、3 号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））.....7-238
図 7.3.78　せん断力分布図（2 号、3 号堰柱部底版（左岸→右岸方向載荷時））.....7-239
図 7.3.79　曲げモーメント分布図（2 号、3 号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））.....7-239
図 7.3.80　せん断力分布図（2 号、3 号堰柱部底版（左岸←右岸方向載荷時））.....7-239
図 7.3.81　1 号底版標準部配筋図.....7-240
図 7.3.82　1 号底版堰背面部配筋図.....7-240
図 7.3.83　2 号～3 号底版標準部配筋図.....7-241
図 7.3.84　2 号～3 号底版堰背面部配筋図.....7-241
図 7.3.85　下流側取付擁壁　平面図.....7-292
図 7.3.86　断面図（STA.5+980 断面）.....7-292
図 7.3.87　荷重モデル図（設計荷重：ケース 1）.....7-314
図 7.3.88　荷重モデル図（設計荷重：ケース 2）.....7-314

図 7.3.89　荷重モデル図（操作荷重：開時）..... 7-315
図 7.3.90　荷重モデル図（操作荷重：閉時）..... 7-315
図 7.3.91　荷重モデル図（上流側）..... 7-319
図 7.3.92　荷重モデル図（下流側）..... 7-319
図 7.3.93　No.1 ゲート断面形状..... 7-324
図 7.3.94　No.2 ゲート断面形状..... 7-326
図 7.3.95　断面形状（下段）..... 7-328
図 7.3.96　断面形状（上段）..... 7-328
図 7.3.97　断面形状..... 7-330
図 7.3.98　No.2 ゲート開閉装置概略配置..... 7-332
図 7.3.99　No.2 ゲート開閉装置概略配置..... 7-334
図 7.3.100　操作室のスペース..... 7-335
図 7.3.101　端部操作室配置図（No.1 ゲート側）..... 7-336
図 7.3.102　中央操作室配置図..... 7-337
図 7.3.103　端部操作室配置図（No.2 ゲート側）..... 7-338
図 7.3.104　鋼矢板二重式仮締切の設置位置（1 期施工）..... 7-343
図 7.3.105　鋼矢板二重式仮締切の設置位置（2 期施工）..... 7-343
図 7.3.106　モデル図（1 期施工）..... 7-346
図 7.3.107　モデル図（2 期施工）..... 7-350
図 7.3.108　MCGS 建設工事の搬入路案..... 7-359
図 7.3.109　架設位置..... 7-360
図 7.3.110　仮橋断面図（MCGS 仮橋）..... 7-360
図 7.3.111　路面標高決定のコントロール点..... 7-361
図 7.3.112　地層縦断図（MCGS 仮橋）..... 7-361
図 7.3.113　フロート式水位計イメージ図..... 7-366
図 7.3.114　フロート式水位計の機構図..... 7-366
図 7.3.115　フロート式水位計設置例（日本）..... 7-366
図 7.3.116　フロート式水位計設置例（Sto.Nino 局）..... 7-367
図 7.3.117　リードスイッチ式 水位計イメージ図..... 7-368
図 7.3.118　リードスイッチ式 水位計の機構図..... 7-368
図 7.3.119　フロート式水位計設置例（日本）..... 7-368
図 7.3.120　水圧式（水晶水圧式） 水位計イメージ図..... 7-369
図 7.3.121　水圧式（水晶水圧式） 水位計の機構図..... 7-369
図 7.3.122　水圧式（水晶水圧式）水位計設置例（日本）..... 7-369
図 7.3.123　超音波式・電波式水位計イメージ..... 7-370
図 7.3.124　超音波式・電波式水位計設置例（日本）..... 7-370
図 7.3.125　水位計設置候補位置..... 7-373
図 7.3.126　計装設備構成..... 7-376
図 7.3.127　サイレンの音達距離曲線..... 7-381

図 7.3.128　MCGS と EFCOS の位置 7-383
図 7.3.129　音の距離による減衰量 7-384
図 7.3.130　音の距離による減衰量 7-385
図 7.3.131　Rosario 堰警報設備の既設操作卓 7-386
図 7.3.132　ディスプレイ操作卓の例 7-387
図 7.3.133　監視設備構成 7-388
図 7.3.134　警報設備配置位置 7-389
図 7.3.135　カメラ設備配置位置 7-399
図 7.3.136　監視設備構成 7-399
図 7.3.137　伝送路選定フロー 7-411
図 7.3.138　ガードレールポストの変形状況 7-415
図 7.3.139　埋設管の標準断面（一般部） 7-417
図 7.3.140　道路橋で添架できる範囲図 7-419
図 7.3.141　添架形式の概要図 7-420
図 7.3.142　ハンドホール必要有効長 7-424
図 7.3.143　伝送経路 7-427
図 7.3.144　区間 3 への敷設ルート（ROSARIO 堰管理橋　橋梁添架） 7-431
図 7.3.145　区間 4 への敷設ルート（護岸添架） 7-432
図 7.3.146　区間 4 への敷設ルート（護岸添架） 7-433
図 7.3.147　区間 5　Pasig 市による護岸工事・河川公園工事の状況 7-434
図 7.3.148　区間 5 への敷設ルート（道路埋設） 7-435
図 7.3.149　区間 6 への敷設ルート（道路埋設） 7-436
図 7.3.150　区間 8 への敷設ルート（道路埋設） 7-439
図 7.3.151　全体システム系統図 7-444
図 7.3.152　単線結線図 7-453
図 7.3.153　ラジエータ冷却式 7-455
図 7.3.154　ラジエータ冷却方式の換気模式図 7-455
図 7.3.155　発電機及び油庫の配置 7-460
図 7.4.1　平面図 7-465
図 7.4.2　縦断図（中央堰柱） 7-466
図 7.4.3　縦断図（左岸堰柱） 7-466
図 7.4.4　縦断図（右岸堰柱） 7-467
図 7.4.5　正面図 7-467
図 7.4.6　解析断面 7-469
図 7.4.7　土質縦断図 7-470
図 7.4.8　圧密曲線図（C3） 7-471
図 7.4.9　圧密曲線図（C4） 7-471
図 7.4.10　計算モデル（4+565.00） 7-471
図 7.4.11　圧密沈下図（STA.4+565） 7-472

図 7.4.12　圧密沈下図（STA.4+485）..... 7-472
図 7.4.13　地質調査位置 7-472
図 7.4.14　地質想定断面図 7-473
図 7.4.15　地質想定断面図 7-474
図 7.4.16　液状化発生層 7-477
図 7.4.17　地質縦断図 7-486
図 7.4.18　基礎杭の検討部材 7-487
図 7.4.19　杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離..... 7-489
図 7.4.20　杭先端地盤の極限支持力度 qd の算定図..... 7-490
図 7.4.21　支持層への換算根入れ深さの決定法..... 7-491
図 7.4.22　杭基礎配置平面図 7-495
図 7.4.23　中央堰柱構造寸法図 7-496
図 7.4.24　中央堰柱杭配置 7-496
図 7.4.25　想定地質断面図 7-497
図 7.4.26　杭基礎設計用地盤条件 7-498
図 7.4.27　中央堰柱杭配置 7-505
図 7.4.28　杭基礎計算結果 7-505
図 7.4.29　端部堰柱構造寸法図 7-506
図 7.4.30　端部堰柱杭配置 7-506
図 7.4.31　想定地質断面図 7-507
図 7.4.32　杭基礎設計用地盤条件 7-508
図 7.4.33　端部堰柱杭配置 7-515
図 7.4.34　杭基礎計算結果 7-515
図 7.4.35　戸当り床版構造寸法図 7-516
図 7.4.36　戸当り床版杭配置 7-516
図 7.4.37　戸当り床版荷重図 7-519
図 7.4.38　戸当り床版杭配置 7-521
図 7.4.39　杭基礎計算結果 7-522
図 7.4.40　下流側翼壁構造寸法図 7-523
図 7.4.41　下流側翼壁杭配置 7-523
図 7.4.42　杭基礎設計用地盤条件 7-525
図 7.4.43　下流側翼壁縦断図 7-527
図 7.4.44　下流側翼壁平面図 7-528
図 7.4.45　下流側翼壁杭配置 7-534
図 7.4.46　杭基礎計算結果 7-534
図 7.4.47　上流側左岸翼壁構造寸法図..... 7-535
図 7.4.48　上流側左岸翼壁杭配置 7-535
図 7.4.49　杭基礎設計用地盤条件 7-536
図 7.4.50　上流側左岸翼壁縦断図 7-538

図 7.4.51　上流側左岸翼壁平面図 7-538
図 7.4.52　上流側左岸翼壁杭配置 7-543
図 7.4.53　杭基礎計算結果 7-543
図 7.4.54　上流側右岸翼壁構造寸法図 7-544
図 7.4.55　上流側右岸翼壁杭配置 7-545
図 7.4.56　杭基礎設計用地盤条件 7-546
図 7.4.57　上流側右岸翼壁水位条件 7-547
図 7.4.58　発電機棟平面寸法 7-548
図 7.4.59　上流側右岸翼壁杭配置 7-552
図 7.4.60　杭基礎計算結果 7-552
図 7.4.61　下流側水叩き構造寸法図（中央） 7-553
図 7.4.62　下流側水叩き杭配置（中央） 7-553
図 7.4.63　下流側水叩き構造寸法図（左岸） 7-554
図 7.4.64　下流側水叩き杭配置（左岸） 7-554
図 7.4.65　床版上二重締切部 7-555
図 7.4.66　下流側水叩き荷重図 7-557
図 7.4.67　下流側水叩き杭配置（中央） 7-560
図 7.4.68　下流側水叩き杭基礎計算結果（中央） 7-561
図 7.4.69　下流側水叩き杭配置（左岸） 7-561
図 7.4.70　下流側水叩き杭基礎計算結果（左岸） 7-562
図 7.4.71　上流側水叩き構造寸法図（左岸） 7-562
図 7.4.72　下流側水叩き杭配置（左岸） 7-563
図 7.4.73　上流側水叩き構造寸法図（中央） 7-563
図 7.4.74　上流側水叩き杭配置（中央） 7-564
図 7.4.75　上流側水叩き構造寸法図（右岸） 7-564
図 7.4.76　上流側水叩き杭配置（右岸） 7-565
図 7.4.77　床版上二重締切部 7-566
図 7.4.78　上流側水叩き荷重図 7-567
図 7.4.79　上流側水叩き杭配置（左岸） 7-570
図 7.4.80　上流側水叩き杭基礎計算結果（左岸） 7-570
図 7.4.81　上流側水叩き杭配置（中央） 7-571
図 7.4.82　上流側水叩き杭基礎計算結果（中央） 7-571
図 7.4.83　上流側水叩き杭配置（右岸） 7-572
図 7.4.84　上流側水叩き杭基礎計算結果（右岸） 7-572
図 7.4.85　中央堰柱構造図 7-582
図 7.4.86　中央堰柱底版の配筋要領 7-584
図 7.4.87　中央堰柱 堰柱の配筋要領 7-587
図 7.4.88　中央堰柱構造寸法図 7-587
図 7.4.89　中央堰柱 門柱検討モデル（水流直角方向） 7-589

図 7.4.90　中央堰柱 門柱検討モデル（水流方向） 7-589
図 7.4.91　中央堰柱 門柱部配筋要領（鉛直鉄筋） 7-593
図 7.4.92　中央堰柱 操作台配筋要領 7-594
図 7.4.93　端部堰柱構造図 7-595
図 7.4.94　端部堰柱底版の配筋要領 7-598
図 7.4.95　端部堰柱 堰柱の配筋要領 7-600
図 7.4.96　端部堰柱 門柱構造寸法 7-601
図 7.4.97　端部堰柱 門柱検討モデル（水流直角方向） 7-603
図 7.4.98　端部堰柱 門柱検討モデル（水流方向） 7-603
図 7.4.99　端部堰柱 門柱部配筋要領（鉛直鉄筋） 7-606
図 7.4.100　端部堰柱 操作台配筋要領 7-606
図 7.4.101　端部堰柱 胸壁構造 7-607
図 7.4.102　端部堰柱 胸壁の水位条件 7-608
図 7.4.103　端部堰柱 上流側胸壁の配筋要領図 7-612
図 7.4.104　端部堰柱 下流側胸壁の配筋要領図 7-612
図 7.4.105　戸当り床版部横断図 7-613
図 7.4.106　戸当り床版構造寸法図 7-613
図 7.4.107　戸当り床版杭配置 7-614
図 7.4.108　戸当り床版荷重図 7-615
図 7.4.109　戸当たり床版配筋要領図 7-617
図 7.4.110　下流側翼壁構造寸法図 7-618
図 7.4.111　下流側翼壁構造寸法図 7-620
図 7.4.112　下流側翼壁 配筋要領図（1） 7-627
図 7.4.113　下流側翼壁 配筋要領図（2） 7-627
図 7.4.114　上流側左岸翼壁構造寸法図 7-628
図 7.4.115　上流側左岸翼壁 水位条件図 7-629
図 7.4.116　上流側左岸翼壁 配筋要領図（逆 T 部） 7-635
図 7.4.117　上流側左岸翼壁 配筋要領図（L 型部） 7-635
図 7.4.118　上流側右岸翼壁構造寸法図 7-636
図 7.4.119　上流側右岸翼壁水位条件 7-637
図 7.4.120　発電機棟平面寸法 7-638
図 7.4.121　上流側右岸翼壁 配筋要領図（逆 T 部） 7-642
図 7.4.122　上流側右岸翼壁 配筋要領図（L 型部） 7-642
図 7.4.123　下流側水叩き 7-643
図 7.4.124　下流側水叩き荷重図 7-645
図 7.4.125　下流側中央水叩き配筋要領図 7-647
図 7.4.126　下流側左右岸水叩き配筋要領図 7-647
図 7.4.127　下流側水叩き 7-648
図 7.4.128　上流側水叩き荷重図 7-649

図 7.4.129　上流側中央水叩き配筋要領図 7-651
図 7.4.130　上流側左岸水叩き配筋要領図 7-651
図 7.4.131　上流側右岸水叩き配筋要領図 7-652
図 7.4.132　水流方向荷重図（1/2）（上流→下流方向載荷） 7-655
図 7.4.133　水流方向荷重図（2/2）（上流←下流方向載荷） 7-656
図 7.4.134　水流直角方向荷重図（1/3）（端堰柱（陸側→川側方向載荷）） 7-656
図 7.4.135　水流直角方向荷重図（2/3）（端堰柱（陸側←川側方向載荷）） 7-657
図 7.4.136　水流直角方向荷重図（3/3）（中央堰柱） 7-657
図 7.4.137　検討手順 7-658
図 7.4.138　地盤条件入り一般図 7-659
図 7.4.139　Soil profile representing BH-C01, BH-C02, BH-C03 7-660
図 7.4.140　L2 液状化判定結果 7-662
図 7.4.141　端堰柱解析モデル図（ソリッド要素） 7-663
図 7.4.142　解析モデル図（骨組み表示） 7-663
図 7.4.143　中間堰柱解析モデル図（ソリッド要素） 7-664
図 7.4.144　中間堰柱解析モデル図（骨組み表示） 7-664
図 7.4.145　自重作用図 7-665
図 7.4.146　上屋自重作用図（端堰柱） 7-666
図 7.4.147　シンダーコンクリート自重作用図（端堰柱） 7-666
図 7.4.148　管理橋自重作用図 7-667
図 7.4.149　螺旋階段自重作用図 7-667
図 7.4.150　水流方向慣性力作用図 7-668
図 7.4.151　水流直角方向慣性力作用図 7-668
図 7.4.152　端堰柱の水流直角方向載荷時における常時土圧作用図 7-670
図 7.4.153　端堰柱の水流直角方向（陸側→川側）における土圧増分の作用図 7-670
図 7.4.154　設計応答スペクトル 7-672
図 7.4.155　L2 地震動加速度応答スペクトル係数 PGA（BSDS, p3-21） 7-673
図 7.4.156　加速度応答スペクトル係数 S_s(BSDS 図 3.4.1-5) 7-674
図 7.4.157　加速度応答スペクトル係数 S_1(BSDS 図 3.4.1-5) 7-675
図 7.4.158　Cainta 水門加速度スペクトル 7-677
図 7.4.159　端堰柱固有解析結果 7-678
図 7.4.160　中間堰柱固有解析結果 7-679
図 7.4.161　堰柱配筋要領 7-680
図 7.4.162　門柱配筋要領 7-681
図 7.4.163　ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法） 7-684
図 7.4.164　許容残留変位算定根拠 7-685
図 7.4.165　端堰柱設計水平震度算定結果 7-686
図 7.4.166　中間堰柱設計水平震度算定結果 7-686
図 7.4.167　端部堰柱門柱部配筋要領図 7-688

図 7.4.168　端部堰柱配筋要領図 7-689
図 7.4.169　中間堰柱門柱部配筋要領図 7-691
図 7.4.170　中間堰柱配筋要領図 7-691
図 7.4.171　杭基礎の L2 照査フロー 7-692
図 7.4.172　杭配置図及び側面図 7-694
図 7.4.173　杭頭詳細図 7-697
図 7.4.174　底版配筋要領図 7-697
図 7.4.175　杭配置図及び側面図 7-698
図 7.4.176　杭頭詳細図 7-701
図 7.4.177　底版配筋要領図 7-701
図 7.4.178　条件護岸設置範囲 7-714
図 7.4.179　護床工敷設範囲 7-715
図 7.4.180　想定地質断面図 7-716
図 7.4.181　掘削勾配 7-716
図 7.4.182　発電機棟敷地擁壁の位置 7-717
図 7.4.183　坂路工位置図 7-720
図 7.4.184　坂路工（Cainta 川右岸側）標準断面図 7-721
図 7.4.185　坂路工（Cainta 川左岸側）標準断面図 7-721
図 7.4.186　集水域図（Cainta 水門周辺） 7-723
図 7.4.187　排水工断面図（Cainta 川　OUTLET 1） 7-724
図 7.4.188　排水工正面図（Cainta 川　OUTLET 1） 7-724
図 7.4.189　荷重モデル図（設計荷重） 7-726
図 7.4.190　荷重モデル図（操作荷重：開時） 7-727
図 7.4.191　荷重モデル図（操作荷重：閉時） 7-727
図 7.4.192　全体配置図 7-728
図 7.4.193　荷重モデル図 7-729
図 7.4.194　断面形状（本設ゲート） 7-732
図 7.4.195　断面形状（予備ゲート） 7-733
図 7.4.196　概略配置 7-735
図 7.4.197　操作室のスペース 7-736
図 7.4.198　端部操作室配置図 7-737
図 7.4.199　中央操作室配置図 7-738
図 7.4.200　二重締切モデル図（常時：BorC01） 7-743
図 7.4.201　二重締切モデル図（地震時：BorC01） 7-744
図 7.4.202　標準断面図 7-745
図 7.4.203　Cainta 川流量設定 7-754
図 7.4.204　現況河床高の設定 7-756
図 7.4.205　左岸締切時における仮締切位置図 7-757
図 7.4.206　右岸締切時における仮締切位置図 7-758

図 7.4.207　死水域の設定方法 7-758
図 7.4.208　平面図（左岸締切） 7-759
図 7.4.209　平面図（右岸締切） 7-760
図 7.4.210　不等流計算結果（左岸締切時） 7-761
図 7.4.211　不等流計算結果（右岸締切時） 7-761
図 7.4.212　土留め壁位置図 7-762
図 7.4.213　土留め壁の区分 7-765
図 7.4.214　検討モデル 7-765
図 7.4.215　検討モデル 7-767
図 7.4.216　検討モデル 7-768
図 7.4.217　検討モデル 7-770
図 7.4.218　土留め壁の区分 7-771
図 7.4.219　検討モデル 7-772
図 7.4.220　検討モデル 7-773
図 7.4.221　迂回路計画平面図 7-777
図 7.4.222　仮橋断面図（Cainta 仮橋） 7-778
図 7.4.223　地層縦断図（MCGS 仮橋） 7-779
図 7.4.224　Cainta 川横断仮橋概略図 7-781
図 7.4.225　水位算定結果（仮締切りの影響） 7-783
図 7.4.226　河道横断形状の比較 7-784
図 7.4.227　施工ステップ 7-786
図 7.4.228　水位計設置候補位置 7-788
図 7.4.229　音の距離による減衰量 7-791
図 7.4.230　警報設備配置位置 7-792
図 7.4.231　カメラ設備配置位置 7-793
図 7.4.232　単線結線図 7-799
図 7.4.233　ラジエータ冷却式 7-801
図 7.4.234　ラジエータ冷却方式の換気模式図 7-801
図 7.4.235　発電機及び油庫の配置 7-806
図 7.5.1　函渠端部の構造図 7-811
図 7.5.2　グラウトホール配置図・構造図(参考図) 7-812
図 7.5.3　堤外水路の横断形状 7-812
図 7.5.4　管理橋断面図 7-813
図 7.5.5　橋台と計画断面の関係 7-813
図 7.5.6　堤防護岸の範囲 7-814
図 7.5.7　堤防開削と護岸の範囲 7-814
図 7.5.8　護岸構造 7-815
図 7.5.9　階段工の計画図(1) 7-815
図 7.5.10　階段工の計画図(2) 7-816

図 7.5.11　既設カルバート吐き口の様子 7-816
図 7.5.12　擦り付け範囲の設定 7-817
図 7.5.13　警備小屋の位置 7-817
図 7.5.14　警備小屋の断面 7-818
図 7.5.15　既設と新設の躯体取り付け部 7-818
図 7.5.16　Taytay 一般図 7-820
図 7.5.17　堤防法線の垂線に対する既設カルバートの傾斜 7-821
図 7.5.18　擦り付け部 7-821
図 7.5.19　本体工（継足し部）の安定計算の荷重図 7-822
図 7.5.20　Taytay 水門周辺の主な既設構造物等 7-827
図 7.5.21　掘削勾配の出典 7-828
図 7.5.22　現況盛土 7-829
図 7.5.23　即時沈下量の算出式 7-830
図 7.5.24　側方変位量の算出式 7-830
図 7.5.25　即時沈下の影響範囲 7-831
図 7.5.26　沈下対象層の設定 7-831
図 7.5.27　土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数 7-832
図 7.5.28　全体モデル図 7-833
図 7.5.29　沈下分布図 7-833
図 7.5.30　継ぎ手の照査結果 7-834
図 7.5.31　本体安定 計算モデル図（常時） 7-835
図 7.5.32　本体安定 計算モデル図（地震時） 7-836
図 7.5.33　断面照査位置 7-843
図 7.5.34　設計水位 7-843
図 7.5.35　検討モデル 7-844
図 7.5.36　配筋要領図 7-848
図 7.5.37　地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル（柔構造樋管） 7-849
図 7.5.38　計算モデル図（ケース 3） 7-851
図 7.5.39　断面力図算出結果（ケース 3） 7-852
図 7.5.40　応力度照査結果 7-853
図 7.5.41　配筋要領 7-853
図 7.5.42　空洞量、めり込み量の照査の概念図等 7-854
図 7.5.43　門柱寸法図 7-856
図 7.5.44　横方向計算時の部材寸法 7-857
図 7.5.45　部材諸元（１） 7-858
図 7.5.46　部材諸元（２） 7-859
図 7.5.47　荷重図 7-863
図 7.5.48　形状寸法図 7-865
図 7.5.49　計算ケース 7-866

図 7.5.50　配筋要領図 7-875
図 7.5.51　計算モデル図 7-876
図 7.5.52　胸壁配筋要領図 7-883
図 7.5.53　計算ケース 7-886
図 7.5.54　計算モデル 7-887
図 7.5.55　荷重ケース図 7-890
図 7.5.56　断面計算の荷重ケース 7-892
図 7.5.57　常時の荷重状態 7-894
図 7.5.58　配筋要領図 7-896
図 7.5.59　警備小屋擁壁の構造寸法 7-897
図 7.5.60　警備小屋擁壁の配筋要領 7-901
図 7.5.61　水流方向モデル図 7-904
図 7.5.62　水流直角方向モデル図（1 連ﾗｰﾒﾝの場合） 7-904
図 7.5.63　ゲートに対する照査概念図 7-905
図 7.5.64　解析モデル（上段：全体、下段：継足し部拡大） 7-908
図 7.5.65　解析ステップ図 7-910
図 7.5.66　FEM 変形量 7-911
図 7.5.67　躯体位置の地盤変形量 7-912
図 7.5.68　モデル作成範囲 7-913
図 7.5.69　骨組みモデル（左）、ソリッドモデル（右） 7-914
図 7.5.70　水流方向振動モード図 7-915
図 7.5.71　水流直角方向振動モード図 7-915
図 7.5.72　荷重モデル図（①設計荷重） 7-918
図 7.5.73　荷重モデル図（②操作荷重：開時） 7-919
図 7.5.74　荷重モデル図（③操作荷重：閉時） 7-919
図 7.5.75　扉体の区画区分や荷重等 7-921
図 7.5.76　操作室のスペース 7-922
図 7.5.77　操作室配置図 7-923
図 7.5.78　仮締切堤計画図（切り回し道路兼用） 7-925
図 7.5.79　舗装構成・道路幾何 7-925
図 7.5.80　土工図（掘削） 7-926
図 7.5.81　工事用進入路 7-927
図 7.5.82　Taytay クリーク・導水路の位置 7-927
図 7.5.83　仮排水路の考え方 7-928
図 7.5.84　水位条件　模式図 7-928
図 7.5.85　仮排水計画図 7-929
図 7.5.86　既設カルバート堤内側の仮締切図 7-930
図 7.5.87　水位計設置候補位置（上流部） 7-931
図 7.5.88　水位計設置候補位置 7-932

図 7.5.89　音の距離による減衰量 7-934
図 7.5.90　警報設備配置位置 7-936
図 7.5.91　カメラ設備配置位置 7-937
図 7.5.92　単線結線図 7-942
図 7.5.93　ラジエータ冷却式 7-943
図 7.5.94　ラジエータ冷却方式の換気模式図 7-943
図 7.6.1　水門上屋に作用する水平地震力の算出モデル例 7-958
図 7.6.2　MCGS の門柱下部構造の重量概算 7-959
図 7.6.3　Cainta の門柱下部構造の重量概算 7-959
図 7.6.4　Taytay の門柱下部構造の重量概算 7-960
図 7.6.5　MCGS 水門上屋 7-961
図 7.6.6　MCGS 発電機棟 7-962
図 7.6.7　Cainta 水門上屋 7-963
図 7.6.8　Cainta 発電機棟(部材配置) 7-963
図 7.6.9　Cainta 発電機棟（断面リスト） 7-964
図 7.6.10　Taytay 樋門上屋 7-964
図 7.6.11　セプティックタンク断面図 7-966
図 7.6.12　自然換気を促す屋根形状の工夫 7-967
図 7.6.13　避雷針の防護範囲 7-971
図 7.6.14　避雷針の防護範囲（MCGS） 7-972
図 7.6.15　避雷針の防護範囲（Cainta） 7-972
図 7.6.16　避雷針の防護範囲（Taytay） 7-973
図 7.6.17　水門上屋の照明器具設置例 7-975
図 7.6.18　マニラ首都圏における大径間の既往水門事例 7-977
図 7.6.19　マニラ首都圏における既存水門の事例 7-978
図 7.6.20　国内水門デザインの事例（河川・海岸構造物の復旧における景観配慮の手引き） 7-979
図 7.6.21　フェリーターミナルの意匠例 7-979
図 7.6.22　MCGS 上屋意匠 7-980
図 8.1.1　水理模型実験実施対象箇所の航空写真 8-1
図 8.2.1　流速分布（500m^3/s） 8-2
図 9.1.1　フェーズⅢでの IPC 実施状況（左：公聴会　右：巡回説明） 9-2
図 9.1.2　開設されたウェブサイト（左：PMRCIP　右：EFCOS） 9-3
図 9.1.3　アンケート調査実施状況（バランガイオフィス） 9-4
図 9.1.4　プロジェクトについて知るきっかけとなった活動（複数回答可） 9-6
図 9.1.5　IPC 活動全般に対する評価（関連性・効果・インパクト・効率・持続性）の平均値 9-6
図 9.1.6　プロジェクトに対して抱く印象 9-6
図 9.1.7　洪水対策委員会のスキーム 9-8
図 9.1.8　フェーズ IV 非構造物対策の構成 9-9
図 9.1.9　氾濫解析結果（200 年確率降雨：フェーズ IV 区間沿い） 9-11

図 9.1.10　ベースマップ（左：2 次元マップ　右：3 次元マップ）.....9-11
図 9.1.11　ドラフト版ハザードマップ（表面）.....9-12
図 9.1.12　ドラフト版ハザードマップ（裏面）.....9-12
図 9.1.13　本事業対象地区内で一部実施されている洪水痕跡表示箇所.....9-13
図 9.1.14　洪水標識および避難誘導標識のイメージ(JIS Z9098 防災標識ガイドブックを参考に作成).....9-13
図 9.1.15　FMC 実務者級会議.....9-14
図 9.1.16　第 2 回 FMC 会議.....9-15
図 9.1.17　第 3 回 FMC 会議.....9-15
図 9.1.18　第 4 回 FMC 会議.....9-16
図 9.1.19　洪水対応演習概要.....9-17
図 9.1.20　防災対応演習（地震防災訓練）概要.....9-17
図 9.1.21　ウェブサイトリニューアルイメージ（案）.....9-18
図 9.1.22　既存の PMRCIP の Facebook ページ.....9-19
図 9.1.23　パイロット地区候補.....9-24
図 9.2.1　Rosario 堰操作規則写真.....9-29
図 9.2.2　超過洪水時における流量配分及びゲート操作のイメージ.....9-37
図 9.3.1　DPWH-UPMO-FCMC の組織図.....9-77
図 9.3.2　MMDA-FCSMO の組織図.....9-78
図 9.3.3　MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所の組織図.....9-79
図 9.3.4　MMDA-FCSMO-EFCOS 事務所が所有する機械.....9-79
図 9.3.5　MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部の組織図.....9-80
図 9.3.6　MMDA-FCSMO-東マニラ首都圏治水運用第一部が所有する機械.....9-80
図 10.1.1　底質採取地点（マリキナ川）.....10-4
図 10.1.2　底質採取地点（マンガハン放水路）.....10-5
図 10.1.3　Elutriate 試験処理フローチャート.....10-7
図 10.1.4　TCLP 試験処理フローチャート.....10-8
図 10.1.5　粒度分布試験（PSD）結果.....10-13
図 10.1.6　土砂処分候補地（Taytay 町バランガイ San Juan にある LLDA が管理する地区）.....10-15
図 10.1.7　土砂処分地の ECC 取得スケジュール.....10-16
図 10.1.8　樹木分布概要図（Marikina 本川沿い）.....10-26
図 10.1.9　非樹木作物分布概要図（Marikina 本川沿い）.....10-27
図 10.1.10　樹木分布概要図（Cainta 及び Taytay 工事部）.....10-29
図 10.1.11　非樹木作物分布概要図（Cainta 水門＋Taytay 樋門工事部）.....10-30
図 10.2.1　NHA から発出された Quezon 市マリキナ川沿いの非正規居住者の移転に関する文書.10-34
図 10.2.2　Quezon 市内 Marikina 川河道沿い ISF 居住位置確認図.....10-35
図 10.2.3　Pasig 市が実施している堤防工事の進捗状況.....10-38
図 10.2.4　本事業区間内に居住する ISFs 位置確認図.....10-40
図 10.2.5　Cainta 水門建設一般平面図.....10-43

図 10.2.6　Cainta 水門建設に必要な移転範囲 10-44
図 10.2.7　Taytay 樋門建設に必要な移転範囲..... 10-44
図 10.2.8　2019 年 11 月 28 日付け DPWH から Marikina 市への固定資産税情報依頼レター..... 10-46
図 11.3.1　法尻防護（特殊堤防の場合のイメージ） 11-4
図 11.3.2　転倒条件検討イメージ 11-7
図 11.3.3　鋼矢板に作用する上載荷重範囲..... 11-10
図 11.3.4　安定計算による壁体の選定フロー..... 11-11
図 11.3.5　仮想地盤面の位置図 11-12
図 11.3.6　矢板構造物荷重図 11-12
図 11.3.7　H形鋼付きハット型鋼矢板..... 11-15
図 11.3.8　橋脚周囲の洗堀範囲と形状の推定模式図..... 11-16
図 11.3.9　洗堀深推測図 11-17
図 11.3.10　斜面でのふとん籠設置方法（例） 11-19
図 11.3.11　多段式ふとん籠設置方法（例） 11-20
図 11.3.12　確率年ごとの降雨強度 11-23
図 11.3.13　管頂接合 11-25
図 11.3.14　函体の断面構造形式 11-26
図 11.3.15　函体の断面構造形式 11-27
図 11.3.16　函体長 11-28
図 11.3.17　引き上げ余裕高 11-28
図 11.3.18　遮水壁の設置例 11-29
図 11.3.19　翼壁の構造 11-29
図 11.3.20　翼壁の範囲 11-30
図 11.3.21　条件護岸の範囲 11-31
図 11.3.22　弾性床上の梁の設計モデル..... 11-35
図 11.3.23　地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁の設計モデル（柔構造樋管） 11-36
図 11.3.24　浮き上がりに対する検討方法..... 11-37
図 11.3.25　水門本体構造 11-38
図 11.3.26　堰柱形状 11-38
図 11.3.27　翼壁の平面形状 11-40
図 11.3.28　水叩きの継ぎ手 11-41
図 11.3.29　護床工設置区間 11-42
図 11.3.30　揚圧力の計算 11-44
図 11.4.1　フィリピン国の加速度分布図..... 11-49
図 11.4.2　マリキナ渓谷断層系（Valley Fault System） 11-50
図 11.4.3　4m 以下の土かぶりの場合の集中荷重とその分布..... 11-51
図 11.4.4　主働土圧 11-52
図 11.4.5　受働土圧 11-52
図 11.4.6　背面土の換算載荷重 11-55

図 11.4.7　残留水圧の算定における水位の考え方 11-56
図 11.4.8　壁面に作用する動水圧 11-56
図 11.4.9　揚圧力 11-57
図 11.4.10　50 年確率の風速 ハザードマップ 11-58
図 11.4.11　基準風速図 11-58
図 11.5.1　作用位置 11-61
図 11.5.2　クリープ距離 11-63
図 11.5.3　基礎底面の載荷面積 11-65
図 11.5.4　支持力係数のグラフ 11-66
図 11.5.5　杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離 11-66
図 11.5.6　杭先端地盤の極限支持力度 qd の算定図 11-68
図 11.5.7　支持層への換算根入れ深さの決定法 11-68
図 11.6.1　2 種類の鋼矢板の形状 11-76
図 11.6.2　配筋区分（例） 11-81
図 11.6.3　門柱および中間堰柱の底版付近の配筋イメージ 11-81
図 11.6.4　門柱・堰柱を除く主筋・配力鉄筋の基本レイアウト 11-82
図 11.6.5　ハンチ筋のフック形状 11-83
図 11.6.6　主鉄筋かぶり設定の根拠 11-85
図 11.6.7　主鉄筋かぶり設定の根拠 11-86
図 11.6.8　主鉄筋かぶり設定の根拠 11-87
図 11.6.9　主鉄筋かぶり設定の根拠 11-88
図 11.6.10　主鉄筋かぶり設定の根拠 11-89
図 11.7.1　液状化判定の手順 11-92
図 11.8.1　地震時安定計算による円弧すべりの形状 11-98
図 11.8.2　過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係の例 11-100
図 11.8.3　樋管周辺堤防の液状化対策の範囲の目安 11-101
図 11.8.4　自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の漸増成分 11-103
図 11.8.5　自立式矢板特殊堤に作用する土水圧の振動成分 11-103
図 11.9.1　設計応答スペクトル 11-107
図 11.9.2　設計水平震度(BSDS 図 3.4.1-1) 11-108
図 11.9.3　加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-2) 11-109
図 11.9.4　加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-3) 11-110
図 11.9.5　表面最大加速度係数(BSDS 図 3.4.1-4) 11-111
図 11.9.6　加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-5) 11-112
図 11.9.7　加速度応答スペクトル係数(BSDS 図 3.4.1-6) 11-113
図 11.9.8　1 自由度振動系へのモデル化（橋脚の例） 11-116
図 11.9.9　照査手順 11-117
図 11.9.10　ゲートの開閉を妨げない変形角（許容残留変形角）の算出方法） 11-123
図 11.10.1　建築構造物に関する技術基準の体系概要 11-124

図 12.1.1　予定されている事業実施のパッケージ 12-2
図 12.4.1　予定する土捨場位置図 12-9
図 12.5.1　MCGS 周辺航空写真および資機材搬入路 12-11
図 12.5.2　CP2 搬入路候補地右岸 No.1 (Sta.7+200) 12-12
図 12.5.3　CP2 搬入路候補地左岸 No.1 (Sta.9+200) 12-13
図 12.5.4　CP3 搬入路候補地右岸 No.1, No.1-2 および左岸 No.1 12-14
図 12.5.5　CP3 搬入路候補地左岸 No.2 および No.3 12-16
図 12.5.6　CP3 搬入路候補地右岸②および左岸④ 12-17
図 12.5.7　CP3 搬入路候補地右岸 10+560-9+300 12-18
図 12.6.1　CP1 仮置場候補地 12-19
図 12.6.2　CP2 仮置き場候補地 12-20
図 12.6.3　CP3 仮置き場候補地 12-21
図 12.7.1　仮置き場、搬入路および施工場所(1) 12-24
図 12.7.2　仮置き場、搬入路および施工場所(2) 12-25
図 12.7.3　仮置き場、搬入路および施工場所(3) 12-26
図 12.8.1　浚渫・掘削区分概念図 12-27
図 12.8.2　余掘り概念図 12-28
図 12.8.3　埋め戻り算出概念図 12-29
図 12.8.4　浚渫時概要図 12-32
図 12.8.5　揚土作業平面図 12-33
図 12.8.6　CP2 におけるシミュレーション結果 12-36
図 12.8.7　CP3 におけるシミュレーション結果 12-37
図 12.8.8　浚渫工概略工程 12-40
図 12.8.9　土捨場計画平面図 12-42
図 12.8.10　仮桟橋参考図 12-43
図 12.9.1　想定される削孔パターン（ハット形鋼矢板＋H形鋼　H25＋H1000） 12-47
図 12.9.2　堤防盛土施工フロー（川裏ブロック積有） 12-49
図 12.10.1　樋管撤去フロー 12-52
図 12.10.2　樋管設置フロー 12-53
図 12.11.1　橋脚保護施工フロー 12-53
図 12.12.1　MCGS 施工フロー 12-57
図 12.12.2　MCGS 第一期工事床版および P2･P3 堰柱リフト割図 12-74
図 12.12.3　MCGS 第一期工事右岸翼壁リフト割図 12-75
図 12.12.4　MCGS 第一期工事上流側水叩きリフト割図 12-75
図 12.12.5　MCGS 第一期工事下流側水叩きリフト割図 12-75
図 12.12.6　MCGS 第二期工事底版および P1 堰柱リフト割図 12-76
図 12.12.7　MCGS 第二期工事左岸翼壁リフト割図 12-77
図 12.12.8　MCGS 第二期工事水叩きリフト割図 12-77
図 12.12.9　MCGS サイト付近の生コンクリート工場位置図 12-78

図 12.12.10　ゲート据付状況図 12-79
図 12.13.1　Cainta 水門施工フロー 12-84
図 12.13.2　Cainta 水門施工ステップ図 (1 期施工) 12-85
図 12.13.3　Cainta 水門施工ステップ図 (2 期施工) 12-86
図 12.13.4　Cainta 水門底版、堰柱、戸当り床版リフト割図 12-94
図 12.13.5　Cainta 水門上流側翼壁・水叩きリフト割図 12-94
図 12.13.6　Cainta 水門下流側翼壁・水叩きリフト割図 12-94
図 12.13.7　Cainta 水門ゲート据付概念図 12-95
図 12.14.1　Taytay 樋門仮締切堤兼仮設道路平面図 12-99
図 12.14.2　Taytay 樋門仮締切堤兼仮設道路断面図 12-99
図 12.14.3　Taytay 樋門上流締切堤断面図 12-99
図 12.14.4　Taytay 樋門施工フロー 12-100
図 12.14.5　Taytay 樋門施工ステップ図 12-101
図 12.14.6　Taytay 樋門本体リフト割図 12-109
図 12.14.7　Taytay 樋門ゲート据付状況図 12-111
図 13.2.1　契約変更手順フロー 13-10
図 14.1.1　降雨流出モデルの構造 14-3
図 14.1.2　パッシグ・マリキナ川サブ流域図 14-3
図 14.1.3　対象降雨実績流域平均雨量 14-4
図 14.1.4　氾濫解析モデル概略図 14-7
図 14.1.5　氾濫原標高図 14-7
図 14.1.6　パッシグ・マリキナ流域土地利用図 14-8
図 14.1.7　マンガハン放水路流入（左）及び Cainta 川への逆流量ハイドログラフ（右） 14-15
図 14.1.8　オリフィス型放流口の貯水位・放流量曲線 14-19
図 14.1.9　マリキナダムからの放流量ハイドログラフ（確率規模：2 年、5 年、10 年） 14-20
図 14.1.10　マリキナダムからの放流量ハイドログラフ（確率規模：20 年、30 年、50 年） 14-21
図 14.1.11　マリキナダムからの放流量ハイドログラフ（確率規模：100 年） 14-22
図 14.1.12　マリキナダムからの放流量ハイドログラフ（確率規模：100 年） 14-22
図 14.1.13　Sto. Nino 地点の確率規模別流量ハイドログラフ（遊水地なし） 14-23

表一覧

表 1.1.1　パッシグ・マリキナ川の治水計画及び事業の流れ 1-2
表 1.1.2　事業開始時（1998 年）のフェーズ設定 1-3
表 1.1.3　事業実施計画の改訂（フェーズ再設定） 1-5
表 1.2.1　フェーズ IV 事業概要（借款対象） 1-6
表 2.2.1　本業務の範囲概略項目 2-1
表 2.3.1　本業務の設計対象範囲 2-1
表 2.4.1　フェーズ IV の概算想定工事数量 2-2
表 2.5.1　施工計画検討結果による全体工程期間 2-5
表 3.1.1　Sto. Nino 地点水位表（年間） 3-2
表 3.1.2　Sto. Nino 観測所流況表（流域面積：496km^2） 3-3
表 3.1.3　Sto. Nino 観測所水位表（雨季） 3-5
表 3.1.4　Rosario JS 観測所水位表（年間） 3-5
表 3.1.5　Rosario JS 観測所水位表（雨季） 3-6
表 3.1.6　Napindan JS 観測所水位表（年間） 3-7
表 3.1.7　Napindan JS 観測所水位表（雨季） 3-7
表 3.1.8　DPWH 標高による水位・標高情報 3-8
表 3.1.9　流域内に位置する主要な河川構造物 3-14
表 3.1.10　Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則 3-14
表 3.2.1　既往治水計画検討調査 3-15
表 3.2.2　検討・提案された主な整備メニュー（当時の既往最大洪水（1943 年）を対象） 3-15
表 3.2.3　1975FS/DD による計画洪水流量配分 3-16
表 3.2.4　マンガハン放水路及び関連設計構造物の諸元 3-17
表 3.2.5　FP における主な整備メニュー（100 年確率洪水対応） 3-17
表 3.2.6　MP における主な整備メニュー 3-18
表 3.2.7　主な整備メニュー 3-21
表 3.2.8　主な整備メニュー 3-22
表 3.2.9　PMRIP 改訂実施計画 3-23
表 3.2.10　主な整備メニュー 3-24
表 3.2.11　NHCS 構造諸元 3-26
表 3.2.12　NHCS の再建設が望ましい理由 3-26
表 3.2.13　マンガハン放水路事業の概要 3-28
表 3.2.14　EFCOS 事業の概要 3-29
表 3.2.15　EFCOS リハビリ無償事業の概要 3-31
表 3.2.16　フィリピン政府による EFCOS 事業の概要 3-32
表 3.2.17　パッシグ川沿いの既存排水機場の概要 3-33
表 3.2.18　パッシグ川沿いの主要な逆流防止水門の概要 3-34
表 3.2.19　West Manggahan 事業の概要 3-35
表 3.2.20　KAMANAVA 事業の概要 3-36

表 3.2.21　East Manggahan 調査結果（事業計画）.....3-37
表 3.2.22　提案された逆流防止水門の諸元.....3-37
表 3.3.1　既往治水計画調査の比較（1）.....3-40
表 3.3.2　既往治水計画調査の比較（2）.....3-41
表 3.3.3　既往治水計画調査の比較（3）.....3-42
表 3.3.4　詳細な治水計画検討内容の比較（1）.....3-43
表 3.3.5　詳細な治水計画検討内容の比較（2）.....3-45
表 3.3.6　計画洪水流量配分（確率洪水規模 1/100）の比較.....3-47
表 3.3.7　マリキナダム諸元の比較.....3-48
表 3.4.1　流域平均確率雨量.....3-49
表 3.4.2　Sto. Nino 地点の確率規模別流量.....3-51
表 4.1.1　河道法線の代替案の比較.....4-3
表 4.1.2　Definitive Plan（2015）の設計条件.....4-3
表 4.1.3　橋脚及びわん曲による水位上昇の算定手法の違い.....4-5
表 4.1.4　検討ケース及び河道条件.....4-8
表 4.1.5　不等流計算条件（マリキナ川）.....4-8
表 4.1.6　不等流計算条件（マンガハン放水路）.....4-9
表 4.1.7　水位算定結果（Case 1：計画高水流量）.....4-10
表 4.1.8　水位算定結果（Case 2：基本高水流量）.....4-11
表 4.1.9　河川沿いの開発状況.....4-12
表 4.2.1　各区間別の設計方針（基本設計時点）.....4-13
表 5.1.1　測量調査の範囲.....5-1
表 5.1.2　準備作業活動.....5-2
表 5.1.3　現場作業活動項目.....5-2
表 5.1.4　データ解析作業活動項目.....5-3
表 5.1.5　成果物作成活動項目.....5-3
表 5.1.6　基準点平面座標閉合精度表（多角測量結果）.....5-5
表 5.1.7　基準点座標確認結果.....5-6
表 5.1.8　測量によって確認した排水工流出部箇所数.....5-8
表 5.2.1　ボーリング調査実施数量.....5-11
表 5.2.2　土質試験実施数量.....5-11
表 5.2.3　Guadeloupe（グアダルーペ）層の一般的特徴.....5-16
表 5.2.4　ボーリング調査数量一覧.....5-19
表 5.2.5　主な地層とその特徴（マリキナ川河川改修）.....5-21
表 5.2.6　ボーリング調査数量一覧表.....5-24
表 5.2.7　ボーリング調査数量一覧（Cainta・Taytay）.....5-30
表 5.2.8　主な地層とその特徴（Cainta・Taytay）.....5-32
表 5.2.9　土質試験数量一覧表（マリキナ川河川改修調査・ＭＣＧＳ）.....5-36
表 5.2.10　土質試験結果総括表（マリキナ川河川改修調査・ＭＣＧＳ）.....5-37

表 5.2.11　標準貫入試験結果（今回調査結果）..... 5-38
表 5.2.12　標準貫入試験結果（GFw および GFf を除き、既往ボーリングデータを含む）..... 5-38
表 5.2.13　土粒子の密度および岩石の密度（自然含水比）..... 5-38
表 5.2.14　主な鉱物と土粒子の密度（日本）..... 5-39
表 5.2.15　自然含水比 5-39
表 5.2.16　含水比の測定例（日本）..... 5-39
表 5.2.17　細粒分含有率 5-40
表 5.2.18　液性限界・塑性限界 5-40
表 5.2.19　土の一軸圧縮強度（Dc 層）..... 5-42
表 5.2.20　岩石の一軸圧縮試験結果（GFf）..... 5-43
表 5.2.21　土の圧密試験結果（その１）..... 5-44
表 5.2.22　土の圧密試験結果（その２）..... 5-44
表 5.2.23　地盤定数（マリキナ川河川改修・ＭＣＧＳ）..... 5-45
表 5.2.24　土の単位重量の例（日本）..... 5-46
表 5.2.25　Phase 1 における地盤定数 5-46
表 5.2.26　換算 N 値による岩盤強度の推定 5-49
表 5.2.27　試験数量一覧表（Cainta・Taytay）..... 5-50
表 5.2.28　土質試験結果総括表（Cainta・Taytay）..... 5-51
表 5.2.29　標準貫入試験結果（Cainta・Taytay）..... 5-51
表 5.2.30　土粒子の密度 5-52
表 5.2.31　自然含水比 5-52
表 5.2.32　細粒分含有率 5-53
表 5.2.33　液性限界・塑性限界 5-54
表 5.2.34　土の一軸圧縮強度（Ac1 層）..... 5-55
表 5.2.35　土の圧密試験結果（その１）..... 5-56
表 5.2.36　土の圧密試験結果（その２）..... 5-56
表 5.2.37　地盤定数（Cainta・Taytay）..... 5-57
表 5.2.38　設計時に用いる土質定数の例..... 5-58
表 5.2.39　地盤定数（総括）..... 5-60
表 5.2.40　地質調査巻末資料リスト 5-61
表 6.1.1　各区間別の河道の基本設計 6-1
表 6.1.2　各区間別の水路標準断面 6-2
表 6.1.3　各区間別の水路標準断面 6-3
表 6.1.4　各区間別の水路標準断面 6-4
表 6.1.5　各区間の代表断面における計画洪水位と河岸標高..... 6-5
表 6.1.6　各区間別の低水護岸のタイプ..... 6-6
表 6.1.7　低水護岸における鋼矢板護岸形式の比較検討..... 6-8
表 6.1.8　液状化の判定を行う必要のある土層（左岸）..... 6-9
表 6.1.9　液状化の判定を行う必要のある土層（右岸）..... 6-10

表 6.1.10　PL 値と液状化危険度 6-10
表 6.1.11　FL 値の深さ方向の分布（左岸　BH-G-04 PL=5.40） 6-12
表 6.1.12　FL 値の深さ方向の分布（右岸 BH-R-03 PL=5.39） 6-12
表 6.1.13　低水護岸設計検討ブロック分割　（左岸） 6-14
表 6.1.14　低水護岸設計検討ブロック分割　（右岸） 6-15
表 6.1.15　鋼矢板護岸設計条件（材料条件、土質条件、水位条件等） 6-17
表 6.1.16　設計流速算定条件および算定結果（マリキナ川下流下流、右岸） 6-21
表 6.1.17　代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川下流、左岸） 6-22
表 6.1.18　代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川上流、右岸） 6-23
表 6.1.19　代表流速算定条件および算定結果（マリキナ川上流、左岸） 6-24
表 6.1.20　最大洗掘深（マリキナ川下流、右岸） 6-27
表 6.1.21　最大洗掘深（マリキナ川下流、左岸） 6-28
表 6.1.22　最大洗掘深（マリキナ川上流、右岸） 6-29
表 6.1.23　最大洗掘深（マリキナ川上流、左岸） 6-30
表 6.1.24　根固工構造の比較選定表 6-32
表 6.1.25　リップラップ材の設計径 6-34
表 6.1.26　水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s) 6-34
表 6.1.27　設計区間における根固め工のタイプ一覧表(右岸) 6-35
表 6.1.28　設計区間における根固め工のタイプ一覧表(左岸) 6-35
表 6.1.29　各橋梁におけるリップラップ材の設計径 6-37
表 6.1.30　各袋詰根固め工重量の移動限界流速 6-37
表 6.1.31　洗堀範囲一覧 6-38
表 6.1.32　概算工事費 6-38
表 6.1.33　余盛の設定（Sta. 5+400～MCGS（Sta.6+010）下流側） 6-49
表 6.1.34　余盛の設定（Sta. 5+900～Sta.6+080） 6-49
表 6.1.35　余盛の設定（Sta. 6+080～Sta.6+600） 6-49
表 6.1.36　圧密計算に適用する単位体積重量 6-53
表 6.1.37　圧密試験実施箇所 6-53
表 6.1.38　圧密計算結果 6-56
表 6.1.39　余盛高の標準表 6-57
表 6.1.40　余盛高の設定値 6-57
表 6.1.41　洪水防御壁の設計条件 6-59
表 6.1.42　Pasig 市堤防の事業段階と現状 6-63
表 6.2.1　提案される排水施設 6-64
表 6.2.2　既存排水管 6-64
表 6.2.3　測量成果表 6-65
表 6.2.4　用途別流出係数の標準値 6-67
表 6.2.5　降雨ごとの係数値 6-68
表 6.2.6　流達時間算出のための計算式 6-69

表 6.2.7　Horton の粗度値 6-69
表 6.2.8　新設排水施設のタイプ分けと適用ケース 6-71
表 6.2.9　排水施設計画表（1/5） 6-73
表 6.2.10　排水施設計画表（2/5） 6-74
表 6.2.11　排水施設計画表（3/5） 6-75
表 6.2.12　排水施設計画表（4/5） 6-76
表 6.2.13　排水施設計画表（5/5） 6-77
表 6.2.14　粗度係数 6-78
表 6.3.1　基本設計による設計諸元概要 6-85
表 6.3.2　2002 年フェーズ I 詳細設計における MCGS の設計諸元概要 6-86
表 6.3.3　MCGS 位置の比較 6-88
表 6.3.4　2015 年 Definitive Plan における MCGS の設計諸元概要 6-90
表 6.3.5　MCGS 水位条件 6-91
表 6.3.6　MCGS 設置地点河道諸元 6-91
表 6.3.7　ボートの諸元 6-92
表 6.3.8　フェリーボートの諸元 6-92
表 6.3.9　土運船の諸元 6-93
表 6.3.10　通船のための必要条件 6-93
表 6.3.11　MCGS 地点の水深 6-93
表 6.3.12　主な既設構造物等による制約条件 6-94
表 6.3.13　ボーリング調査 6-95
表 6.3.14　MCGS 設置地点付近の層序 6-95
表 6.3.15　MCGS 下流取付擁壁の設計に用いた土質定数 6-100
表 6.3.16　MCGS 本体の設計に用いた土質定数一覧 6-100
表 6.3.17　地盤の特性値 6-102
表 6.3.18　地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-G04） 6-102
表 6.3.19　水門扉の種類と設置場所および使用目的 6-103
表 6.3.20　堰形式の比較 6-104
表 6.3.21　ゲート形式比較表 6-107
表 6.3.22　径間長の比較 6-110
表 6.3.23　MCGS 上屋に設置される主な機器 6-114
表 6.3.24　単位重量 6-118
表 6.3.25　MCGS 管理橋-橋梁形式比較表 6-122
表 6.3.26　液状化検討対象層（G07） 6-124
表 6.3.27　地域別補正係数 6-124
表 6.3.28　水位条件 6-126
表 6.3.29　土砂堆積の影響検討実験実施概要 6-132
表 6.3.30　実験条件（土砂堆積の影響） 6-133
表 6.3.31　実験ケース 6-134

表 6.3.32　排砂状況（500m³/s、MCGS 上流から土砂投入）.....6-134
表 6.3.33　排砂状況（288m³/s、MCGS 上流から土砂投入）.....6-135
表 6.3.34　排砂状況（288m³/s、堰高まで堆砂）.....6-136
表 6.3.35　排砂状況（288m³/s、シル高まで堆砂）.....6-137
表 6.3.36　水位条件.....6-139
表 6.3.37　異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値.....6-143
表 6.3.38　水理模型実験により得られた移動限界流速 (m/s).....6-144
表 6.3.39　ゲート構造の比較（大径間ゲート、B28.3mxH9.55m）.....6-147
表 6.3.40　既往の水質調査における塩度.....6-148
表 6.3.41　MCGS 扉体材料比較表.....6-151
表 6.3.42　ゲート用開閉装置形式比較.....6-154
表 6.3.43　ワイヤロープウインチの形式と配置.....6-157
表 6.3.44　ワイヤロープウインチの構造概要.....6-158
表 6.3.45　ワイヤロープウインチ式開閉機一覧.....6-159
表 6.3.46　ワイヤロープウインチ式開閉機比較表.....6-161
表 6.3.47　操作項目及び制御信号.....6-166
表 6.3.48　ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号.....6-167
表 6.3.49　ゲート故障表示項目及び監視信号.....6-167
表 6.3.50　有接点リレー回路と PLC 回路の得失.....6-168
表 6.3.51　操作機能における手法の比較.....6-169
表 6.3.52　施設操作におけるシステムレベル.....6-169
表 6.3.53　システムレベルの比較.....6-173
表 6.3.54　各システム構成の特性比較.....6-178
表 6.3.55　システム拠点の設定.....6-179
表 6.3.56　計装設備、警報設備及び監視設備.....6-182
表 6.3.57　電気通信設備の設置環境等を考慮した寿命.....6-185
表 6.3.58　電気通信設備の現状（ROSARIO MASTER CONTROL STATION）.....6-186
表 6.3.59　電気通信設備の現状（ANTIPOLO RELAY STATION）.....6-187
表 6.3.60　電気通信設備の現状（PAGASA (SCIENCE GARDEN) STATION）.....6-187
表 6.3.61　電気通信設備の現状（NAPINDAN HCS MONITOR STATION）.....6-188
表 6.3.62　電気通信設備の現状（DPWH HO MONITOR STATION）.....6-188
表 6.3.63　電気通信設備の現状（MMDA MONITOR STATION）.....6-188
表 6.3.64　電気通信設備の現状（STO.NINO WATER LEVEL GAUGE STATION）.....6-188
表 6.3.65　電気通信設備の現状（SCIENCE GARDEN RAINFALL GAUGE STATION）.....6-189
表 6.3.66　MCGS 付帯施設.....6-191
表 6.3.67　MCGS 発電機棟に設置される主な機器.....6-194
表 6.3.68　発電機周りの必要離隔.....6-195
表 6.4.1　Cainta 水門基本設計による設計諸元概要.....6-203
表 6.4.2　Taytay 樋門基本設計による設計諸元概要.....6-204

表 6.4.3　排水施設計画における確率規模 6-206
表 6.4.4　Cainta 水門水位条件 6-207
表 6.4.5　河道諸元一覧 6-208
表 6.4.6　主な既設構造物等による制約条件 6-209
表 6.4.7　土質定数一覧（DD-BH-C01） 6-215
表 6.4.8　土質定数一覧（DD-BH-C02） 6-217
表 6.4.9　土質定数一覧（DD-BH-C03） 6-219
表 6.4.10　地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-C03） 6-221
表 6.4.11　Cainta 水門平面位置の比較 6-222
表 6.4.12　水門扉の種類と設置場所および使用目的 6-224
表 6.4.13　ゲート形式の比較 6-225
表 6.4.14　ゲート形式比較表 6-227
表 6.4.15　径間長の比較 6-229
表 6.4.16　Cainta 水門上屋に設置される主な機器 6-231
表 6.4.17　MCGS 管理橋-橋梁形式比較表 6-237
表 6.4.18　杭材料の比較 6-240
表 6.4.19　胸壁の構造諸元 6-241
表 6.4.20　水位条件 6-247
表 6.4.21　検討条件一覧 6-249
表 6.4.22　ゲートからの自由放流量 6-250
表 6.4.23　下流側流速 V2 の算定 6-251
表 6.4.24　露出射流長（L1）および跳水長の（L2）算出結果 6-252
表 6.4.25　異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値 6-253
表 6.4.26　護床工 B 区間ブロック重量の算定 6-254
表 6.4.27　ゲート構造の比較 6-255
表 6.4.28　既往の水質調査における塩度 6-256
表 6.4.29　Cainta 水門扉体材料比較表 6-260
表 6.4.30　ゲート用開閉装置形式比較（Cainta 水門） 6-263
表 6.4.31　ワイヤロープウインチの形式と配置 6-265
表 6.4.32　ワイヤロープウインチの構造概要 6-265
表 6.4.33　ワイヤロープウインチ式開閉機一覧 6-266
表 6.4.34　ワイヤロープウインチ式開閉機比較表 6-267
表 6.4.35　操作項目及び制御信号 6-270
表 6.4.36　ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号 6-271
表 6.4.37　ゲート故障表示項目及び監視信号 6-271
表 6.4.38　有接点リレー回路と PLC 回路の得失 6-272
表 6.4.39　計装設備、警報設備及び監視設備 6-273
表 6.4.40　流速に対する護岸構造 6-275
表 6.4.41　流速に対する RIPRAP の Class 6-279

表 6.4.42　MCGS 発電機棟に設置される主な機器 6-286
表 6.4.43　Taytay 樋門水位条件 6-293
表 6.4.44　河道諸元一覧 6-295
表 6.4.45　主な既設構造物等による制約条件 6-296
表 6.4.46　定数設定 6-301
表 6.4.47　地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-T02） 6-302
表 6.4.48　構造形式比較表 6-305
表 6.4.49　ゲート形式の比較 6-309
表 6.4.50　Taytay 樋門に設置される主な機器 6-317
表 6.4.51　Taytay 樋門扉体材料比較表 6-321
表 6.4.52　操作項目及び制御信号 6-324
表 6.4.53　ゲート状態及び運転表示項目ならびに監視信号 6-325
表 6.4.54　ゲート故障表示項目及び監視信号 6-325
表 6.4.55　機側操作盤形式の得失 6-326
表 7.1.1　マリキナ川の鋼矢板護岸最終区間 7-2
表 7.1.2　鋼矢板護岸設計に用いる設計基準 7-3
表 7.1.3　鋼矢板護岸設計条件 7-3
表 7.1.4　もたれ擁壁の安定計算結果および、鋼矢板護岸に作用させるモーメントおよび荷重 7-14
表 7.1.5　鋼矢板護岸設計における土質区分（再掲） 7-16
表 7.1.6　マリキナ川の鋼矢板護岸設計に用いる土質定数（再掲） 7-17
表 7.1.7　U 形鋼矢板およびハット型矢板の諸元 7-18
表 7.1.8　H 形鋼付きハット型矢板の組み合わせおよび諸元 7-19
表 7.1.9　H 形鋼付きハット型矢板の組み合わせの選定方法 7-19
表 7.1.10　鋼矢板断面二次モーメント及び断面係数の有効率 7-20
表 7.1.11　護岸用鋼矢板諸元一覧（1） 7-21
表 7.1.12　護岸用鋼矢板諸元一覧（2） 7-22
表 7.1.13　断面変化点における断面照査例 7-26
表 7.1.14　傾斜壁　寸法表 7-27
表 7.1.15　パラペット壁寸法表 7-27
表 7.1.16　堤防盛土のために購入・混合が必要な砂利（20~40mm）の比率 7-29
表 7.1.17　各区間の解析断面 7-31
表 7.1.18　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+400） 7-31
表 7.1.19　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L5+780） 7-32
表 7.1.20　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L6+340） 7-32
表 7.1.21　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（L7+820） 7-33
表 7.1.22　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R6+060） 7-33
表 7.1.23　常時及び地震時の円弧すべり解析結果（R10+960） 7-34
表 7.1.24　各区間の解析断面 7-34
表 7.1.25　法覆工形式の評価 7-38

表 7.1.26　管理用通路舗装諸元 7-42
表 7.1.27　階段工一覧 7-44
表 7.1.28　ブロック積み擁壁寸法表 7-45
表 7.2.1　新設排水管諸元 7-48
表 7.2.2　マンホール各部材の鉄筋かぶり 7-50
表 7.2.3　マンホール部材の最低厚さ 7-50
表 7.2.4　マンホール構造計算タイプの集約（1/2） 7-52
表 7.2.5　マンホール構造計算タイプの集約（2/2） 7-53
表 7.2.6　各部材の解析モデル方針 7-54
表 7.2.7　部材毎の解析方針 7-55
表 7.2.8　計算結果および各部材の諸元 7-56
表 7.2.9　浮き上がりに対する照査結果 7-57
表 7.2.10　地盤支持力の照査結果 7-58
表 7.2.11　各樋門の計画諸元 7-58
表 7.2.12　各タイプの樋門形状と代表断面 7-59
表 7.2.13　樋門計算に使用する土質定数 7-62
表 7.2.14　各圧密試験結果を適用する区間および地層 7-62
表 7.2.15　残留沈下量の照査 7-68
表 7.2.16　クリープ比 7-69
表 7.2.17　浸透経路長の計算結果 7-70
表 7.2.18　可とう継手の選定結果 7-71
表 7.2.19　可とう矢板の変形能力 7-71
表 7.2.20　函体の設計条件 7-72
表 7.2.21　函体縦方向の計算により決定する配筋諸元 7-73
表 7.2.22　函体横方向の計算により決定する配筋諸元 7-74
表 7.2.23　川表胸壁の配筋諸元一覧 7-76
表 7.2.24　川裏胸壁の配筋諸元一覧 7-76
表 7.3.1　MCGS 構造設計条件一覧 7-80
表 7.3.2　MCGS 堰の基本諸元 7-81
表 7.3.3　安全率 7-83
表 7.3.4　土質定数 7-84
表 7.3.5　MCGS 堰 設計水位一覧 7-84
表 7.3.6　施工条件 7-85
表 7.3.7　荷重ケース（端部堰柱（1 号）） 7-86
表 7.3.8　荷重ケース（中央堰柱（2 号）+端部堰柱（3 号）） 7-86
表 7.3.9　設計水位一覧表 7-86
表 7.3.10　端部堰柱　荷重集計一覧表 7-87
表 7.3.11　端部堰柱（流水方向）　安定計算結果 7-87
表 7.3.12　端部堰柱（流水直角方向）　安定計算結果 7-88

表 7.3.13　基礎の形状係数 7-88
表 7.3.14　橋軸方向 7-90
表 7.3.15　橋軸直角方向 7-91
表 7.3.16　安定計算結果（橋軸方向） 7-91
表 7.3.17　安定計算結果（橋軸直角方向） 7-91
表 7.3.18　安定計算結果（橋軸方向） 7-92
表 7.3.19　安定計算結果（橋軸直角方向） 7-92
表 7.3.20　中央堰柱+端部堰柱　荷重集計一覧表 7-92
表 7.3.21　中央堰柱+端部堰柱（流水方向）　安定計算結果 7-93
表 7.3.22　端部堰柱（流水直角方向）　安定計算結果 7-93
表 7.3.23　橋軸方向 7-94
表 7.3.24　橋軸直角方向 7-94
表 7.3.25　安定計算結果（橋軸方向） 7-94
表 7.3.26　安定計算結果（橋軸直角方向） 7-95
表 7.3.27　安定計算結果（橋軸方向） 7-95
表 7.3.28　安定計算結果（橋軸直角方向） 7-95
表 7.3.29　荷重ケース 7-97
表 7.3.30　設計水位一覧表 7-98
表 7.3.31　転倒　安定計算結果 7-99
表 7.3.32　偏心量　荷重条件（逆 T 擁壁） 7-100
表 7.3.33　偏心量　荷重条件（L 型擁壁） 7-100
表 7.3.34　滑動　安定計算結果 7-100
表 7.3.35　地盤反力の計算 7-101
表 7.3.36　許容支持力 7-102
表 7.3.37　最大地盤反力度に対する照査 7-103
表 7.3.38　鉛直支持率に対する照査 7-103
表 7.3.39　MCGS 構造設計条件一覧 7-104
表 7.3.40　端部堰柱、底版　荷重集計一覧表 7-106
表 7.3.41　地盤反力 7-106
表 7.3.42　底版の応力計算 7-106
表 7.3.43　1 号堰柱の応力計算（流水直角方向） 7-107
表 7.3.44　端部堰柱、底版　荷重集計一覧表 7-108
表 7.3.45　1 号門柱の応力計算（流水方向） 7-108
表 7.3.46　1 号門柱の応力計算（流直角方向） 7-109
表 7.3.47　1 号操作台の応力計算 7-109
表 7.3.48　1 号操作台張出部の応力計算 7-110
表 7.3.49　端部堰柱、底版　荷重集計一覧表 7-116
表 7.3.50　地盤反力 7-116
表 7.3.51　2 号、3 号底版の応力計算 7-116

表 7.3.52　2 号、3 号ゲート部底版の応力計算 7-117
表 7.3.53　3 号背面底版（上側引張）の応力計算 7-118
表 7.3.54　2 号、3 号堰柱の応力計算（流水直角方向） 7-119
表 7.3.55　端部堰柱、底版　荷重集計一覧表 7-120
表 7.3.56　2 号門柱の応力計算（流水方向） 7-120
表 7.3.57　3 号門柱の応力計算（流水方向） 7-121
表 7.3.58　2 号・3 号門柱の応力計算（流水直角方向） 7-121
表 7.3.59　2 号操作台の応力計算 7-122
表 7.3.60　3 号操作台の応力計算 7-122
表 7.3.61　2 号・3 号操作台張出部の応力計算 7-123
表 7.3.62　胸壁の応力計算 7-134
表 7.3.63　胸壁の応力計算 7-134
表 7.3.64　胸壁の応力計算 7-135
表 7.3.65　上流側水叩き　荷重集計一覧表 7-137
表 7.3.66　地盤反力 7-137
表 7.3.67　上流水叩きの応力計算　（流水直角方向） 7-139
表 7.3.68　上流水叩きの応力計算　（流水方向） 7-140
表 7.3.69　下流側水叩き 1　荷重集計一覧表 7-141
表 7.3.70　地盤反力 7-141
表 7.3.71　下流水叩き 1 の応力計算　（流水直角方向　L=17.0m） 7-142
表 7.3.72　下流水叩き 1 の応力計算　（流水直角方向　L=16.3m） 7-142
表 7.3.73　下流水叩き 1 の応力計算　（流水方向） 7-143
表 7.3.74　シル部の応力計算 7-147
表 7.3.75　下流側水叩き 2　荷重集計一覧表 7-149
表 7.3.76　地盤反力 7-149
表 7.3.77　下流水叩き 2 の応力計算　（流水直角方向） 7-150
表 7.3.78　下流水叩き 2 の応力計算　（流水方向） 7-150
表 7.3.79　参考図書 7-188
表 7.3.80　耐震性能 7-189
表 7.3.81　水位条件（L2 地震時） 7-189
表 7.3.82　地盤の特性値 7-194
表 7.3.83　地盤特性値 T_G の算定（DD-BH-G04） 7-195
表 7.3.84　考慮する荷重 7-200
表 7.3.85　自重一覧 7-201
表 7.3.86　静水圧算定結果 7-205
表 7.3.87　静水圧算定結果 7-207
表 7.3.88　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 7-223
表 7.3.89　等価重量算出係数 C_p 7-223

表 7.3.90　許容残留変位算定結果（1 号ゲート）..... 7-225
表 7.3.91　許容残留変位算定結果（2 号ゲート）..... 7-225
表 7.3.92　設計水平震度算定結果..... 7-226
表 7.3.93　地震時保有水平耐力法による照査結果（1 号門柱・堰柱、水流方向）..... 7-227
表 7.3.94　地震時保有水平耐力法による照査結果（1 号門柱・堰柱、水流直角方向）..... 7-227
表 7.3.95　地震時保有水平耐力法による照査結果（2 号門柱・堰柱、水流方向）..... 7-228
表 7.3.96　地震時保有水平耐力法による照査結果（2 号門柱・堰柱、水流直角方向）..... 7-228
表 7.3.97　地震時保有水平耐力法による照査結果（3 号門柱・堰柱、水流方向）..... 7-229
表 7.3.98　地震時保有水平耐力法による照査結果（3 号門柱・堰柱、水流直角方向）..... 7-229
表 7.3.99　下流側取付擁壁　検討ケース一覧..... 7-293
表 7.3.100　No.1 ゲートの計算結果(1)..... 7-322
表 7.3.101　No.1 ゲートの計算結果（2）..... 7-323
表 7.3.102　No.1 ゲート戸当りの計算結果..... 7-323
表 7.3.103　No.2 ゲートの計算結果..... 7-325
表 7.3.104　No.2 ゲート戸当りの計算結果..... 7-326
表 7.3.105　上流側予備ゲートの計算結果..... 7-327
表 7.3.106　下流側予備ゲートの計算結果..... 7-329
表 7.3.107　No.1 ゲート開閉装置の計算結果..... 7-331
表 7.3.108　No.2 ゲート開閉装置の計算結果..... 7-333
表 7.3.109　操作室内構成機器..... 7-335
表 7.3.110　MCGS の仮締切り水位算定条件..... 7-341
表 7.3.111　確率水位の算定条件..... 7-342
表 7.3.112　仮締切り流量・水位の比較..... 7-342
表 7.3.113　中詰土の単位体積重量..... 7-344
表 7.3.114　堤外区間、堤体区間の土の単位体積重量（現地盤面 G.L.7.850m）..... 7-344
表 7.3.115　堤内区間の土の単位体積重量（現地盤面 G.L.2.850m）..... 7-344
表 7.3.116　主な使用鋼材の許容応力度（軸方向引張応力度、曲げ引張応力度）（N/mm^2）..... 7-345
表 7.3.117　安定照査の安全率..... 7-345
表 7.3.118　矢板根入長の安全率..... 7-345
表 7.3.119　浸透路長の安全率..... 7-346
表 7.3.120　工事用道路の幅員、最急縦断勾配、路盤工に対する規定値（参考）..... 7-357
表 7.3.121　設計土質定数（MCGS 仮橋）..... 7-362
表 7.3.122　設計条件一覧..... 7-365
表 7.3.123　水位計機種別　特性・適用性一覧表..... 7-371
表 7.3.124　水位計設置候補地の検討（MCGS 上流）..... 7-374
表 7.3.125　水位計設置候補地の検討（MCGS 下流）..... 7-375
表 7.3.126　水位観測方式の選定..... 7-376
表 7.3.127　モータサイレンの種類..... 7-377
表 7.3.128　インバータサイレンの種類..... 7-378

表 7.3.129　サイレンの容量 7-378
表 7.3.130　モータサイレン　参考価格（千円） 7-379
表 7.3.131　インバータサイレン　参考価格（千円） 7-379
表 7.3.132　モータサイレンとインバータサイレンの比較 7-380
表 7.3.133　サイレンと音達距離（標準値） 7-382
表 7.3.134　周囲雑音レベルの目安 7-382
表 7.3.135　サイレンと音達距離 7-383
表 7.3.136　スピーカーの出力音圧レベル（1m 値） 7-384
表 7.3.137　スピーカーの出力音圧レベル（1m 値） 7-385
表 7.3.138　操作設備の比較 7-388
表 7.3.139　警報設備の配置（MCGS） 7-389
表 7.3.140　監視対象 7-395
表 7.3.141　国土交通省 CCTV カメラ設備機器仕様書（案）カメラ一覧 7-396
表 7.3.142　明るさについての目安 7-397
表 7.3.143　IP カメラ装置の比較 7-398
表 7.3.144　警監視設備の配置（MCGS） 7-398
表 7.3.145　管理項目一覧（MCGS） 7-403
表 7.3.146　管理項目一覧（Cainta） 7-404
表 7.3.147　管理項目一覧（Taytay） 7-405
表 7.3.148　操作項目及び制御信号 7-407
表 7.3.149　ゲート状態及び運転表示項目，監視信号 7-407
表 7.3.150　ゲート故障表示項目及び監視信号 7-407
表 7.3.151　管理設備において具備すべき管理機能 7-408
表 7.3.152　警報判定条件 7-409
表 7.3.153　各データのオンライン保存期間 7-410
表 7.3.154　伝送帯域の推定 7-412
表 7.3.155　管路選定基準表 7-412
表 7.3.156　硬質塩化ビニル管（PV）の標準寸法 7-414
表 7.3.157　波付硬質ポリエチレン管（FEP）の標準寸法 7-414
表 7.3.158　管路標準埋設深さ 7-416
表 7.3.159　他の埋設物との離隔距離（単位：cm） 7-417
表 7.3.160　電圧の種類 7-417
表 7.3.161　支持間隔（硬質塩化ビニル管の例） 7-421
表 7.3.162　伝送経路 7-426
表 7.3.163　管路仕様 7-429
表 7.3.164　管路仕様 7-430
表 7.3.165　管路仕様 7-431
表 7.3.166　管路仕様 7-433
表 7.3.167　管路仕様 7-435

表 7.3.168　管路仕様 7-437
表 7.3.169　管路仕様 7-438
表 7.3.170　管路仕様 7-439
表 7.3.171　L3-SW 標準仕様　比較 7-441
表 7.3.172　L2-SW 標準仕様　比較 7-442
表 7.3.173　L3-SW の機種選定 7-443
表 7.3.174　台風オンドイ来襲時における停電状況 7-448
表 7.3.175　負荷一覧表 7-449
表 7.3.176　発電機計算結果 7-450
表 7.3.177　直近上位の発電機容量および原動機出力 7-450
表 7.3.178　発電機規約効率表 7-450
表 7.3.179　発電機の基本条件 7-451
表 7.3.180　原動機の基本条件 7-451
表 7.3.181　ディーゼル機関とガスタービンの比較 7-452
表 7.3.182　ラジエータファンによる換気量 7-456
表 7.3.183　換気量計算結果 7-457
表 7.3.184　燃料消費率（単位：g/kWh） 7-458
表 7.3.185　燃料の比重 7-458
表 7.3.186　可燃性液体種別・容量と建屋との離隔 7-459
表 7.3.187　機器間の保有距離 7-461
表 7.3.188　発電機寸法および基礎寸法 7-462
表 7.3.189　表示内容及び項目 7-463
表 7.4.1　液状化判定対象層の整理 7-475
表 7.4.2　液状化判定結果一覧表（L1 地震動） 7-478
表 7.4.3　液状化判定結果（DD-BH-C01、L1 地震動） 7-479
表 7.4.4　液状化判定結果（DD-BH-C02、L1 地震動） 7-480
表 7.4.5　液状化判定結果（DD-BH-C03、L1 地震動） 7-481
表 7.4.6　液状化判定結果一覧表（L2 地震動） 7-482
表 7.4.7　液状化判定結果（DD-BH-C01、L2 地震動） 7-483
表 7.4.8　液状化判定結果（DD-BH-C02、L2 地震動） 7-484
表 7.4.9　液状化判定結果（DD-BH-C03、L2 地震動） 7-485
表 7.4.10　杭基礎の配置検討における照査項目 7-488
表 7.4.11　鋼管杭の許容応力（N/mm^2） 7-488
表 7.4.12　打撃工法に用いる鋼管杭の径と板厚の範囲 7-489
表 7.4.13　周面摩擦力度 7-490
表 7.4.14　安全率 7-490
表 7.4.15　杭の許容変位量 7-492
表 7.4.16　杭配置の経済性比較一覧表（1/2） 7-493
表 7.4.17　杭配置の経済性比較一覧表（2/2） 7-494

表 7.4.18　土質定数一覧（DD-BH-C03）..... 7-498
表 7.4.19　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）..... 7-499
表 7.4.20　中央堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）..... 7-499
表 7.4.21　中央堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）..... 7-499
表 7.4.22　中央堰柱杭基礎計算結果（水流直角方向）..... 7-501
表 7.4.23　中央堰柱杭基礎計算結果（水流方向 1/2）..... 7-502
表 7.4.24　中央堰柱杭基礎計算結果（水流方向 2/2）..... 7-503
表 7.4.25　中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流直角方向）..... 7-504
表 7.4.26　中央堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流方向）..... 7-504
表 7.4.27　土質定数一覧（DD-BH-C03）..... 7-508
表 7.4.28　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）..... 7-509
表 7.4.29　端部堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）..... 7-509
表 7.4.30　端部堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）..... 7-510
表 7.4.31　端部堰柱杭基礎計算結果（水流直角方向）..... 7-511
表 7.4.32　端部堰柱杭基礎基礎計算結果（水流方向 1/2）..... 7-512
表 7.4.33　端部堰柱杭基礎基礎計算結果（水流方向 2/2）..... 7-513
表 7.4.34　端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流直角方向）..... 7-513
表 7.4.35　端部堰柱仮想鉄筋コンクリート断面の照査（水流方向）..... 7-514
表 7.4.36　荷重ケース一覧表 7-517
表 7.4.37　戸当り床版杭基礎計算結果（水流直角方向）..... 7-520
表 7.4.38　戸当り床版杭基礎計算結果（水流方向）..... 7-521
表 7.4.39　土質定数一覧（DD-BH-C03）..... 7-525
表 7.4.40　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）..... 7-526
表 7.4.41　下流側翼壁杭基礎計算結果（杭頭水辺変位）..... 7-529
表 7.4.42　下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（安定計算）..... 7-529
表 7.4.43　下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（杭体応力）..... 7-530
表 7.4.44　下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（せん断応力）..... 7-530
表 7.4.45　下流側翼壁高最高部杭基礎計算結果（杭頭補強）..... 7-530
表 7.4.46　下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（安定計算）..... 7-531
表 7.4.47　下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（杭体応力）..... 7-531
表 7.4.48　下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（せん断応力）..... 7-531
表 7.4.49　下流側翼壁高最低部杭基礎計算結果（杭頭補強）..... 7-532
表 7.4.50　下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（安定計算）..... 7-532
表 7.4.51　下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（杭体応力）..... 7-532
表 7.4.52　下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（せん断応力）..... 7-533
表 7.4.53　下流側翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（杭頭補強）..... 7-533
表 7.4.54　土質定数一覧（DD-BH-C03）..... 7-536
表 7.4.55　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）..... 7-537
表 7.4.56 上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（安定計算）..... 7-539

表 7.4.57　上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭体応力）.....7-539
表 7.4.58　上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（せん断応力）.....7-539
表 7.4.59　上流側左岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭頭補強）.....7-540
表 7.4.60　上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（安定計算）.....7-540
表 7.4.61　上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（杭体応力）.....7-540
表 7.4.62　上流側左岸翼壁壁高最低部杭基礎計算結果（せん断応力）.....7-541
表 7.4.63　上流側左岸翼壁逆 T 部杭基礎計算結果（杭頭補強）.....7-541
表 7.4.64　上流側左岸翼壁先端 L 型部杭基礎計算結果（安定計算）.....7-541
表 7.4.65　上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（杭体応力）.....7-542
表 7.4.66　上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（せん断応力）.....7-542
表 7.4.67　上流側左岸翼壁 L 型部杭基礎計算結果（杭頭補強）.....7-542
表 7.4.68　土質定数一覧（DD-BH-C03）.....7-546
表 7.4.69　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）.....7-547
表 7.4.70　上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（安定計算）.....7-549
表 7.4.71　上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭体応力）.....7-549
表 7.4.72　上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（せん断応力）.....7-550
表 7.4.73　上流側右岸翼壁水流直角方向杭基礎計算結果（杭頭補強）.....7-550
表 7.4.74　上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（安定計算）.....7-550
表 7.4.75　上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（杭体応力）.....7-551
表 7.4.76　上流側右岸翼壁水流方向杭基礎計算結果（せん断応力）.....7-551
表 7.4.77　上流側右岸翼壁水流方向基礎計算結果（杭頭補強）.....7-551
表 7.4.78　荷重ケース一覧表.....7-555
表 7.4.79　下流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向 1/2）.....7-559
表 7.4.80　下流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向 2/2）.....7-559
表 7.4.81　下流側水叩き工左右岸杭基礎計算結果（水流直角方向）.....7-560
表 7.4.82　荷重ケース一覧表.....7-565
表 7.4.83　上流側水叩き工中央杭基礎計算結果（水流直角方向）.....7-568
表 7.4.84　上流側水叩き工左岸杭基礎計算結果（水流直角方向）.....7-569
表 7.4.85　上流側水叩き工右岸杭基礎計算結果（水流直角方向）.....7-569
表 7.4.86　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時）.....7-573
表 7.4.87　設計水位一覧表.....7-573
表 7.4.88　水位条件 A（常時）.....7-574
表 7.4.89　水位条件 B（Manggahan 放水路 DFL 時）.....7-575
表 7.4.90　水位条件 C（地震時）.....7-576
表 7.4.91　水位条件 D（左岸施工時）.....7-577
表 7.4.92　水位条件 E（右岸施工時）.....7-578
表 7.4.93　水位条件 F（Cainta 川 DFL 時）.....7-579
表 7.4.94　中央堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）.....7-580
表 7.4.95　中央堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）.....7-580

表 7.4.96　端部堰柱安定計算結果一覧表（水流直角方向）..... 7-580
表 7.4.97　端部堰柱安定計算結果一覧表（水流方向）..... 7-581
表 7.4.98　Cainta 水門 設計条件一覧..... 7-581
表 7.4.99　中央堰柱底版任意荷重..... 7-583
表 7.4.100　中央堰柱底版曲げ応力度照査結果一覧..... 7-583
表 7.4.101　中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧（左張り出し部）..... 7-583
表 7.4.102　中央堰柱底版せん断応力度照査結果一覧（右張り出し部）..... 7-584
表 7.4.103　中央堰柱構造計算結果..... 7-584
表 7.4.104　中央堰柱 堰柱基部断面力（水流直角方向）..... 7-585
表 7.4.105　中央堰柱部計算結果一覧..... 7-586
表 7.4.106　中央堰柱 門柱荷重ケース（水流直角方向）..... 7-588
表 7.4.107　中央堰柱 門柱荷重ケース（水流方向）..... 7-588
表 7.4.108　中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）..... 7-590
表 7.4.109　中央堰柱門柱せん断応力度照査結果（水流方向）..... 7-590
表 7.4.110　中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-590
表 7.4.111　中央堰柱門柱せん断応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-591
表 7.4.112　中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）..... 7-591
表 7.4.113　中央堰柱操作台せん断応力度照査結果（水流方向）..... 7-591
表 7.4.114　中央堰柱門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-592
表 7.4.115　中央堰柱操作台部せん断応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-593
表 7.4.116　端部堰柱底版任意荷重..... 7-596
表 7.4.117　端部堰柱底版かかと版照査結果一覧..... 7-597
表 7.4.118　端部堰柱底版つま先版照査結果一覧..... 7-597
表 7.4.119　端部堰柱構造計算結果..... 7-598
表 7.4.120　端部堰柱 堰柱基部断面力（水流直角方向）..... 7-599
表 7.4.121　端部堰柱部計算結果一覧..... 7-599
表 7.4.122　端部堰柱 門柱荷重ケース（水流直角方向）..... 7-602
表 7.4.123　端部堰柱 門柱荷重ケース（水流方向）..... 7-602
表 7.4.124　端部門柱曲げ応力度照査結果（水流方向）..... 7-604
表 7.4.125　端部門柱せん断応力度照査結果（水流方向）..... 7-604
表 7.4.126 端部門柱曲げ応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-604
表 7.4.127　端部門柱せん断応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-605
表 7.4.128　端部操作台曲げ応力度照査結果（水流方向）..... 7-605
表 7.4.129　端部操作台せん断応力度照査結果（水流方向）..... 7-605
表 7.4.130　端部操作台部曲げ応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-605
表 7.4.131　端部操作台部せん断応力度照査結果（水流直角方向）..... 7-605
表 7.4.132　端部胸壁部計算結果一覧..... 7-609
表 7.4.133　端部上流側胸壁部計せん断補強鉄筋必要量..... 7-610
表 7.4.134　端部上流側胸壁部せん断補強鉄筋必要範囲..... 7-610

表 7.4.135　端部下流側胸壁部計算結果一覧 7-611
表 7.4.136　荷重ケース一覧表 7-614
表 7.4.137　戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧（水流方向） 7-616
表 7.4.138　戸当たり床版曲げ応力度照査結果一覧（水流直角方向） 7-617
表 7.4.139　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時） 7-619
表 7.4.140　下流側翼壁高最高部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-621
表 7.4.141　下流側翼壁高最高部せん断照査結果（竪壁基部） 7-621
表 7.4.142　下流側翼壁高最高部曲げ照査結果（つま先版） 7-621
表 7.4.143　下流側翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置） 7-621
表 7.4.144　下流側翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版杭位置） 7-622
表 7.4.145　下流側翼壁高最高部せん断補強鉄筋 7-622
表 7.4.146　下流側翼壁高最後部曲げ照査結果（かかと版） 7-622
表 7.4.147　下流側翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-623
表 7.4.148　下流側翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置） 7-623
表 7.4.149　下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-623
表 7.4.150　下流側翼壁高最低部せん断照査結果（竪壁基部） 7-623
表 7.4.151　下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（つま先版） 7-624
表 7.4.152　下流側翼壁高最低部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置） 7-624
表 7.4.153　下流側翼壁高最低部せん断照査結果（つま先版杭位置） 7-624
表 7.4.154　下流側翼壁高最低部曲げ照査結果（かかと版） 7-624
表 7.4.155　下流側翼壁高最低部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-625
表 7.4.156　下流側翼壁高最低部せん断照査結果（かかと版杭位置） 7-625
表 7.4.157　下流側翼 L 型部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-625
表 7.4.158　下流側翼 L 型部せん断照査結果（竪壁基部） 7-625
表 7.4.159　下流側翼 L 型部曲げ照査結果（かかと版） 7-626
表 7.4.160　下流側翼 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-626
表 7.4.161　下流側翼 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置） 7-626
表 7.4.162　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時） 7-629
表 7.4.163　上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-630
表 7.4.164　上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（竪壁基部） 7-630
表 7.4.165　上流側左岸翼壁高最高部曲げ照査結果（つま先版） 7-630
表 7.4.166　上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置） 7-630
表 7.4.167　上流側左岸翼壁高最高部せん断照査結果（つま先版杭位置） 7-631
表 7.4.168　上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋（つま先版） 7-631
表 7.4.169　上流側左岸翼壁高最後部曲げ照査結果（かかと版） 7-632
表 7.4.170　上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-632
表 7.4.171　上流側左岸翼壁高最高部せん断補強鉄筋（つま先版） 7-632
表 7.4.172　上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置 1） 7-633
表 7.4.173　上流側左岸翼壁高最後部せん断照査結果（かかと版杭位置 2） 7-633

表 7.4.174　上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-633
表 7.4.175　上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（竪壁基部） 7-633
表 7.4.176　上流側左岸翼 L 型部曲げ照査結果（かかと版） 7-634
表 7.4.177　上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-634
表 7.4.178　上流側左岸翼 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置） 7-634
表 7.4.179　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時） 7-637
表 7.4.180　上流側右岸翼壁逆 T 部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-639
表 7.4.181　上流側右岸翼壁逆 T 部せん断照査結果（竪壁基部） 7-639
表 7.4.182　上流側右岸翼壁逆 T 部曲げ照査結果（つま先版） 7-639
表 7.4.183　上流側右岸翼壁逆 T 部せん断照査結果（つま先版 1/2H 位置） 7-639
表 7.4.184　上流側右岸翼壁逆 T 部部曲げ照査結果（かかと版） 7-640
表 7.4.185　上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-640
表 7.4.186　上流側右岸翼壁逆 T 部部せん断照査結果（かかと版杭位置 2） 7-640
表 7.4.187　上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果（竪壁基部） 7-640
表 7.4.188　上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（竪壁基部） 7-641
表 7.4.189　上流側右岸翼壁 L 型部曲げ照査結果（かかと版） 7-641
表 7.4.190　上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（かかと版 1/2H 位置） 7-641
表 7.4.191　上流側右岸翼壁 L 型部せん断照査結果（かかと版杭位置） 7-641
表 7.4.192　荷重ケース一覧表 7-644
表 7.4.193　下流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表 7-646
表 7.4.194　下流側左右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表 7-646
表 7.4.195　荷重ケース一覧表 7-648
表 7.4.196　上流側中央水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表 7-650
表 7.4.197　上流側左岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表 7-650
表 7.4.198　上流側右岸水叩き工曲げ応力度照査結果一覧表 7-651
表 7.4.199　参考図書 7-653
表 7.4.200　耐震性能 7-653
表 7.4.201　水位条件（L2 地震時） 7-654
表 7.4.202　荷重ケース一覧表（常時・L1 地震時・施工時） 7-655
表 7.4.203　地盤種別算定結果 7-661
表 7.4.204　地震時動水圧算定結果 7-671
表 7.4.205　端堰柱固有解析結果 7-678
表 7.4.206　中間堰柱固有値解析結果 7-679
表 7.4.207　せん断耐力算定結果 7-681
表 7.4.208　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 7-683
表 7.4.209　等価重量算出係数 C_p 7-683
表 7.4.210　許容残留変位算定結果 7-684
表 7.4.211　設計水平震度算定結果 7-686

表 7.4.212　地震時保有水平耐力法による照査結果（端堰柱部・水流方向）.....7-687
表 7.4.213　地震時保有水平耐力法による照査結果（端堰柱部・水流直角方向）.....7-688
表 7.4.214　地震時保有水平耐力法による照査結果（中央堰柱・水流方向）.....7-690
表 7.4.215　地震時保有水平耐力法による照査結果（中央堰柱・水流直角方向）.....7-690
表 7.4.216　土質定数一覧.....7-694
表 7.4.217　水流方向安定計算結果（端部堰柱）.....7-695
表 7.4.218　水流方向における部材の照査結果（端部堰柱）.....7-695
表 7.4.219　水流直角方向安定計算結果（端部堰柱）.....7-696
表 7.4.220　水流直角方向における部材の照査（端部堰柱）.....7-696
表 7.4.221　土質定数一覧.....7-699
表 7.4.222　水流方向安定計算結果（中央堰柱）.....7-699
表 7.4.223　水流方向における部材の照査結果（中央堰柱）.....7-699
表 7.4.224　水流直角方向安定計算結果.....7-700
表 7.4.225　水流直角方向における部材の照査.....7-700
表 7.4.226　発電機敷地擁壁設計条件一覧.....7-717
表 7.4.227　発電機棟建屋重量の算定.....7-718
表 7.4.228　発電機棟敷地擁壁の構造諸元.....7-719
表 7.4.229　坂路工（Cainta 川右岸側）の諸元.....7-720
表 7.4.230　坂路工（Cainta 川左岸側）の諸元.....7-721
表 7.4.231　排水施設計画条件一覧.....7-722
表 7.4.232　排水施設一覧.....7-722
表 7.4.233　流出量算定結果.....7-723
表 7.4.234　流下能力算定結果.....7-724
表 7.4.235　ゲートの計算結果.....7-731
表 7.4.236　戸当りの計算結果.....7-732
表 7.4.237　予備ゲートの計算結果.....7-733
表 7.4.238　開閉装置の計算結果.....7-734
表 7.4.239　操作室内構成機器.....7-736
表 7.4.240　土の単位体積重量.....7-741
表 7.4.241　主な使用鋼材の許容応力度（軸方向引張応力度、曲げ引張応力度）（N/mm^2）.....7-742
表 7.4.242　安定照査の安全率.....7-742
表 7.4.243　矢板根入長の安全率.....7-742
表 7.4.244　浸透路長の安全率.....7-742
表 7.4.245　Cainta 川現況流下能力.....7-753
表 7.4.246　工事用道路の幅員、最急縦断勾配、路盤工に対する規定値（参考）.....7-775
表 7.4.247　基本条件一覧.....7-777
表 7.4.248　最小道路幅員.....7-778
表 7.4.249　設計土質定数（Cainta 仮橋）.....7-779
表 7.4.250　マンガハン放水路水位算定条件.....7-782

表 7.4.251　設計条件一覧 7-787
表 7.4.252　水位計設置候補地の検討（Cainta 水門上流：内水） 7-789
表 7.4.253　水位計設置候補地の検討（Cainta 水門下流：外水） 7-789
表 7.4.254　サイレンと音達距離（標準値） 7-790
表 7.4.255　スピーカーの出力音圧レベル（1m 値） 7-791
表 7.4.256　警報設備の配置（MCGS） 7-792
表 7.4.257　監視対象 7-793
表 7.4.258　警監視設備の配置（Cainta 水門） 7-793
表 7.4.259　負荷一覧表 7-795
表 7.4.260　発電機計算結果 7-796
表 7.4.261　直近上位の発電機容量および原動機出力 7-796
表 7.4.262　発電機規約効率表 7-796
表 7.4.263　発電機の基本条件 7-797
表 7.4.264　原動機の基本条件 7-797
表 7.4.265　ディーゼル機関とガスタービンの比較 7-797
表 7.4.266　ラジエータファンによる換気量 7-802
表 7.4.267　換気量計算結果 7-803
表 7.4.268　燃料消費率（単位：g/kWh） 7-804
表 7.4.269　燃料の比重 7-804
表 7.4.270　可燃性液体種別・容量と建屋との離隔 7-805
表 7.4.271　機器間の保有距離 7-807
表 7.4.272　発電機寸法および基礎寸法 7-808
表 7.4.273　表示内容及び項目 7-809
表 7.5.1　Taytay 樋門の主要寸法 7-810
表 7.5.2　Taytay 樋門 設計条件一覧 7-819
表 7.5.3　Taytay 樋門の基本諸元 7-820
表 7.5.4　安全率 7-822
表 7.5.5　函体横方向の荷重組み合わせ 7-822
表 7.5.6　函体縦方向の荷重組み合わせ 7-823
表 7.5.7　横方向の荷重の組み合わせ 7-823
表 7.5.8　樋門建屋の荷重 7-824
表 7.5.9　操作室重量一覧 7-824
表 7.5.10　ゲート設備の荷重 7-825
表 7.5.11　警備小屋の上部重量 7-825
表 7.5.12　土質定数 7-826
表 7.5.13　Taytay 樋門 設計水位一覧 7-826
表 7.5.14　Manggahan 放水路の水位 7-826
表 7.5.15　施工条件 7-827
表 7.5.16　換算変形係数計算表 7-832

表 7.5.17　計算ケース一覧（常時、L1 地震時）..... 7-836
表 7.5.18　設計水位一覧..... 7-837
表 7.5.19　荷重集計結果..... 7-838
表 7.5.20　安定照査結果一覧..... 7-839
表 7.5.21　計算ケース..... 7-844
表 7.5.22　曲げ応力度（1）..... 7-845
表 7.5.23　曲げ応力度（2）..... 7-846
表 7.5.24　せん断応力度..... 7-847
表 7.5.25　計算ケース..... 7-849
表 7.5.26　縦方向の計算に関する水位条件..... 7-850
表 7.5.27　基礎地盤の支持力照査（ケース 3）..... 7-855
表 7.5.28　横方向の荷重の組み合わせ..... 7-857
表 7.5.29　常時換算断面力..... 7-860
表 7.5.30　常時　応力度..... 7-877
表 7.5.31　常時　せん断応力度..... 7-877
表 7.5.32　地震時　曲げ応力度..... 7-878
表 7.5.33　地震時　せん断応力度..... 7-878
表 7.5.34　常時　曲げ応力度..... 7-879
表 7.5.35　常時　せん断応力度..... 7-879
表 7.5.36　地震時　曲げ応力度..... 7-880
表 7.5.37　地震時　せん断応力度..... 7-880
表 7.5.38　常時　曲げ応力度..... 7-881
表 7.5.39　常時　せん断応力度..... 7-881
表 7.5.40　地震時　曲げ応力度..... 7-882
表 7.5.41　地震時　せん断応力度..... 7-882
表 7.5.42　翼壁寸法図..... 7-884
表 7.5.43　安定計算照査項目一覧表..... 7-885
表 7.5.44　部材断面計算ケース一覧表..... 7-886
表 7.5.45　常時：側壁下端(外側)　曲げ応力度..... 7-887
表 7.5.46　常時：側壁下端(外側)　せん断応力度..... 7-888
表 7.5.47　常時：底版端部(下面) 曲げ応力度..... 7-888
表 7.5.48　常時：底版端部(下面)　せん断応力度..... 7-888
表 7.5.49　常時：底版支間部(上面)曲げ応力度..... 7-889
表 7.5.50　常時荷重..... 7-890
表 7.5.51　地震時荷重..... 7-891
表 7.5.52　荷重集計結果..... 7-891
表 7.5.53　転倒に対する照査結果..... 7-891
表 7.5.54　滑動に対する照査結果..... 7-891
表 7.5.55　許容支持力の照査結果..... 7-891

表 7.5.56　竪壁応力度照査 7-892
表 7.5.57　底版応力度照査 7-893
表 7.5.58　荷重集計結果 7-895
表 7.5.59　安定照査結果 7-895
表 7.5.60　常時荷重 7-898
表 7.5.61　地震時荷重 7-898
表 7.5.62　荷重集計結果 7-898
表 7.5.63　転倒 計算結果 7-898
表 7.5.64　滑動 計算結果 7-899
表 7.5.65　支持 計算結果 7-899
表 7.5.66　鉛直支持力の照査 7-899
表 7.5.67　たて壁・底版　曲げ応力度の照査結果 7-900
表 7.5.68　たて壁　せん断応力度の照査結果 7-900
表 7.5.69　底版 せん断応力度の照査結果 7-900
表 7.5.70　各地震動、耐震性能と適用区分 7-902
表 7.5.71　保障すべき耐震性能と耐震照査項目 7-902
表 7.5.72　基礎地盤の変形解析 7-903
表 7.5.73　耐震性能照査の手法（通常の樋門と Taytay 樋門） 7-907
表 7.5.74　土質定数 7-909
表 7.5.75　液状化判定結果 7-909
表 7.5.76　継手照査の結果 7-913
表 7.5.77　作用荷重一覧 7-914
表 7.5.78　固有値解析結果 7-914
表 7.5.79　中央柱の照査結果 7-916
表 7.5.80　端柱の照査結果 7-916
表 7.5.81　設計水位一覧 7-918
表 7.5.82　ゲートの計算結果 7-920
表 7.5.83　戸当りの計算結果 7-920
表 7.5.84　操作室内構成機器 7-921
表 7.5.85　設計条件一覧 7-930
表 7.5.86　水位計設置候補地の検討（Taytay 樋門上流：内水） 7-932
表 7.5.87　水位計設置候補地の検討（Taytay 樋門下流：外水） 7-933
表 7.5.88　スピーカーの出力音圧レベル（1m 値） 7-934
表 7.5.89　警報設備の配置（Taytay 樋門） 7-935
表 7.5.90　監視対象 7-936
表 7.5.91　警監視設備の配置（Taytay 樋門） 7-937
表 7.5.92　負荷一覧表 7-938
表 7.5.93　発電機計算結果 7-939
表 7.5.94　直近上位の発電機容量および原動機出力 7-939

表 7.5.95　発電機規約効率表 7-939
表 7.5.96　発電機の基本条件 7-940
表 7.5.97　原動機の基本条件 7-940
表 7.5.98　ディーゼル機関とガスタービンの比較 7-940
表 7.5.99　ラジエータファンによる換気量 7-944
表 7.5.100　換気量計算結果 7-945
表 7.5.101　燃料消費率（単位：g/kWh） 7-946
表 7.5.102　燃料の比重 7-946
表 7.5.103　機器間の保有距離 7-948
表 7.5.104　発電機寸法および基礎寸法 7-949
表 7.5.105　表示内容及び項目 7-949
表 7.6.1　床荷重の設定 7-951
表 7.6.2　採用する各発電機の面積当たり重量（燃料を含む） 7-951
表 7.6.3　NSCP における設計床荷重の一覧 7-952
表 7.6.4　NSCP における設計屋根荷重の一覧 7-953
表 7.6.5　NSCP における簡易法による風圧算定マトリックス 7-954
表 7.6.6　風荷重の算出に掛かる補正係数 7-954
表 7.6.7　静的解析による地震力算定に関する係数設定（1/2） 7-956
表 7.6.8　静的解析による地震力算定に関する係数設定（2/2） 7-957
表 7.6.9　埋め戻し地盤の土質定数 7-960
表 7.6.10　給水圧の水頭換算 7-965
表 7.6.11　口径毎の直管による水頭損失 7-965
表 7.6.12　口径毎の水頭余裕算出 7-966
表 7.6.13　各施設の換気・空調設備の設置方針 7-967
表 7.6.14　MCGS 発電機棟の換気設備 7-968
表 7.6.15　MCGS 発電機棟の換気設備 7-970
表 7.6.16　用途別の必要照度 7-973
表 7.6.17　照明タイプ別の光束目安 7-974
表 7.6.18　発電機棟の照明器具個数の目安 7-974
表 8.2.1　現況河道の分派特性 8-2
表 8.2.2　実験により設定された MCGS ゲート諸元 8-2
表 8.2.3　計画河道の分派特性 8-3
表 8.2.4　施工ステップ 8-3
表 8.2.5　水位及び流況 8-4
表 9.1.1　アンケート調査実施機関（LGUs） 9-4
表 9.1.2　FMC 実施状況 9-14
表 9.1.3　ウェブサイトコンテンツの概要 9-18
表 9.1.4　各種情報提供・PR による事業への理解の醸成 9-19
表 9.1.5　洪水被害軽減に向けた情報提供 9-20

表 9.1.6　関係機関の合意形成 9-20
表 9.1.7　洪水被害軽減のための人材育成 9-20
表 9.1.8　各活動の実施スケジュール 9-21
表 9.1.9　各活動の概算費用（5 年間） 9-22
表 9.2.1　Sto. Nino 地点の H-Q（2014 年） 9-25
表 9.2.2　Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則 9-26
表 9.2.3　Rosario 堰の流量によるゲート操作規則 9-30
表 9.2.4　Sto. Nino 地点の H-Q（フェーズ IV 完了後） 9-33
表 9.2.5　MCGS 及び Rosario 堰操作規則（案）（計画洪水流量まで） 9-35
表 9.2.6　2 基の逆流防止水門の基本操作規則（案） 9-36
表 9.2.7　超過洪水時における操作方法の比較検討結果 9-37
表 9.2.8　NHCS の基本操作規則（案） 9-42
表 9.2.9　Rosari 堰、MCGS、及び NHCS の操作手順の考え方 9-43
表 9.2.10　逆流防止水門の操作手順の考え方 9-48
表 9.3.1　巡視・点検の種類 9-55
表 9.3.2　土木・建築構造物の巡視・点検 9-57
表 9.3.3　機械設備の点検項目 9-59
表 9.3.4　電気設備の点検項目 9-61
表 9.3.5　通信設備の点検項目 9-62
表 9.3.6　土木・建築構造物の大規模修繕サイクル 9-64
表 9.3.7　機械設備の取替・更新サイクル 9-65
表 9.3.8　電気通信施設の更新サイクル 9-67
表 9.3.9　中長期的な保守管理資金計画 9-70
表 9.3.10　事業実施・管理責任者（案） 9-76
表 9.3.11　MMDA-FCSMO の年間予算（2019 年度） 9-78
表 9.3.12　MMDA-FCSMO-EFCOS に新たに必要となる人員（事務職及び技術職） 9-81
表 9.4.1　LGUs への事業説明活動等 9-83
表 9.4.2　MMDA への事業説明活動等 9-83
表 9.4.3　LLDA への事業説明活動等 9-84
表 10.1.1　試料採取タイプと位置一覧表 10-3
表 10.1.2　測定項目と適用される分析方法 10-9
表 10.1.3　TCLP 試験の検査結果 10-10
表 10.1.4　Elutriate 試験の検査結果 10-11
表 10.1.5　水質試験の検査結果 10-12
表 10.1.6　DENR の水質基準 10-13
表 10.1.7　粒度分布試験（PSD）結果 10-13
表 10.1.8　環境社会ベースライン概況（土砂処分候補地） 10-17
表 10.1.9　環境社会ベースライン概況（Cainta 水門） 10-18
表 10.1.10　環境管理計画（EMP）案（土砂処分候補地および Cainta 水門） 10-18

表 10.1.11　樹木インベントリー調査結果（Marikina 本川沿い）..... 10-25
表 10.1.12　非樹木インベントリー調査結果（Marikina 本川沿い）..... 10-27
表 10.1.13　樹木インベントリー調査結果（Cainta 水門・Taytay 樋門工事部）..... 10-28
表 10.1.14　非樹木インベントリー調査結果（Cainta 水門・Taytay 樋門工事部）..... 10-29
表 10.2.1　放水路内非正規居住者の移転費用..... 10-33
表 10.2.2　Quezon 市管轄内 Marikina 川沿い ISFs の状況..... 10-34
表 10.2.3　DPWH および NHA 間のフェーズ IV 事業実施分掌（案）..... 10-40
表 10.2.4　移転事業計画のための基本条件..... 10-41
表 10.2.5　DPWH-NHA 合同ワークショップによるマンガハン放水路内非正規住民移転事業必要予算（NHA 実施事業）..... 10-41
表 10.2.6　Pasig 市によるマンガハン放水路内右岸側非正規居住者の中間選挙前までの移転計画10-42
表 10.2.7　DPWH および LRA 間覚書による土地登記データ購入費..... 10-45
表 10.2.8　Parcellary Survey で実施すべき作業・調査..... 10-45
表 11.2.1　準拠基準一覧表..... 11-1
表 11.3.1　堤体材料の評価（参考）..... 11-3
表 11.3.2　盛土高さに対する余盛..... 11-3
表 11.3.3　計画高水流量と堤防余裕高..... 11-3
表 11.3.4　粒度特性..... 11-4
表 11.3.5　ブロック積み擁壁の寸法..... 11-7
表 11.3.6　フトン籠の構造仕様..... 11-19
表 11.3.7　用途別流出係数の標準値..... 11-22
表 11.3.8　降雨ごとの係数値..... 11-23
表 11.3.9　流達時間算出のための計算式..... 11-24
表 11.3.10　Horton の粗度値..... 11-24
表 11.3.11　粗度係数..... 11-24
表 11.3.12　樋管の構造形式とその特徴..... 11-25
表 11.3.13　継手形式とその特徴..... 11-27
表 11.3.14　樋管の内のり高..... 11-27
表 11.3.15　函体の横方向の設計に考慮する荷重の種類..... 11-32
表 11.3.16　函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類..... 11-32
表 11.3.17　函体の縦方向の設計に考慮する荷重の種類..... 11-37
表 11.3.18　異型コンクリートブロックの係数aおよびβの値..... 11-42
表 11.3.19　水位条件一覧..... 11-43
表 11.3.20　水叩きの安定計算のための荷重条件..... 11-46
表 11.4.1　単位重量..... 11-49
表 11.4.2　上載荷重..... 11-51
表 11.4.3　土圧作用面の壁面摩擦角..... 11-54
表 11.4.4　胸壁・翼壁に作用する土圧の区分..... 11-54
表 11.4.5　基準風速 200 km/s における風荷重の割り増し..... 11-59

表 11.4.6　許容応力の割増し 11-61
表 11.5.1　土圧作用面の壁面摩擦角 11-63
表 11.5.2　基礎の形状係数 11-65
表 11.5.3　周面摩擦力度 11-67
表 11.5.4　安全率 11-67
表 11.5.5　場所打ち杭の極限支持力度 11-69
表 11.5.6　杭の許容変位量 11-70
表 11.6.1　土の単位重量 11-71
表 11.6.2　Eo と α 11-72
表 11.6.3　透水係数（クレーガの表） 11-73
表 11.6.4　鋼矢板擁壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率 11-74
表 11.6.5　各種鋼矢板の諸元 11-74
表 11.6.6　H形鋼付鋼矢板の材料特性 11-75
表 11.6.7　鋼矢板の強度 11-75
表 11.6.8　コンクリートの標準仕様基準 11-76
表 11.6.9　鉄筋の諸元 11-76
表 11.6.10　許容応力度(N/mm^2) 11-77
表 11.6.11　鉄筋コンクリート部材の許容応力度 11-77
表 11.6.12　鉄筋コンクリート部材、コンクリートクラス A の許容応力度 11-78
表 11.6.13　鉄筋の許容応力度（１） 11-78
表 11.6.14　鉄筋の許容応力度（２） 11-78
表 11.6.15　構造用鋼材の許容応力度 11-80
表 11.6.16　構造用鋼材の物性値一覧表 11-80
表 11.6.17　最小コンクリートかぶり 11-80
表 11.6.18　鉄筋のフック 11-83
表 11.6.19　配筋要領 5 パターン 11-84
表 11.6.20　鉄筋径と部位ごとの芯かぶり一覧 11-84
表 11.7.1　土質定数の低減係数 D_E 11-93
表 11.7.2　最大表面加速度の地域係数（F_{pga}） 11-93
表 11.7.3　構造物直下の地盤ごとの液状化判定地震動と設計水平震度の設定方法 11-94
表 11.8.1　液状化対策方法の特徴と留意点(①液状化の発生そのものを防止する対策) 11-95
表 11.8.2　液状化対策方法の特徴と留意点(②液状化の発生は許すが、施設の被害を軽減する対策)11-97
表 11.8.3　堤防天端の沈下量（上限値）と地震時安全率の関係 11-99
表 11.9.1　参考図書一覧 11-106
表 11.9.2　耐震性能 11-106
表 11.9.3　基準ごとの地震外力の比較 11-107
表 11.9.4　耐震性能と限界状態 11-114
表 11.9.5　各部材の限界状態 11-114
表 11.9.6　基準ごとの耐震性能照査方法の比較 11-115

表 11.9.7　地盤種別 11-118
表 11.9.8　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 11-122
表 11.9.9　等価重量算出係数 C_p 11-122
表 12.1.1　フェーズ IV の施工箇所 12-3
表 12.1.2　フェーズ IV 工事における堤防・護岸に関連する主要項目数量 12-4
表 12.1.3　フェーズ IV 工事における堰・水門建設における主要数量 12-4
表 12.2.1　フィリピンの祝日 12-5
表 12.2.2　フィリピンの特別非労働日 12-5
表 12.2.3　月ごとの雨量日数 12-5
表 12.2.4　輸入材料（本邦調達材料） 12-7
表 12.5.1　CP2 内搬入路候補地 12-12
表 12.5.2 CP3 内搬入路候補地 12-14
表 12.7.1　CP2,3 内の護岸工・浚渫工の基本となるアクセス方法 12-23
表 12.8.1　マリキナ川浚渫数量一覧 12-27
表 12.8.2　フェーズ 3 施工計画にて算出された余掘量 12-28
表 12.8.3　余掘り考慮後浚渫数量一覧 12-28
表 12.8.4　フェーズ III における実績埋戻り数量 12-29
表 12.8.5　フェーズ III 継続工事における台船曳航速度実績 12-31
表 12.8.6　浚渫・積込み時間 12-32
表 12.8.7　揚土時間 12-33
表 12.8.8　揚土、土砂運搬時間 12-34
表 12.8.9　CP1 の浚渫能力 12-34
表 12.8.10　シミュレーションにより算出されたサイクル時間 12-35
表 12.8.11　浚渫土運搬作業日数 12-39
表 12.8.12　土捨場内の用地分割率 12-41
表 12.9.1　バイブロハンマー＋ウォータージェット工法における日当たり施工枚数 12-45
表 12.9.2　ハット型鋼矢板＋H 形鋼、25H+H1000 の場合における施工月数 12-45
表 12.9.3　フェーズ 3 打設能力実績との比較 12-46
表 12.9.4　硬質地盤における矢板打設工法の比較 12-47
表 12.9.5　バイブロハンマー工法における日当たり施工枚数 12-48
表 12.9.6　盛土工事施工日数 12-50
表 12.9.7　現地目視等により推定・概算した撤去工数量 12-51
表 12.9.8　鋼矢板引抜日数 12-51
表 12.9.9　コンクリート撤去日数 12-51
表 12.12.1　MCGS 水理模型実験でのケースと採用手順 12-54
表 12.12.2　MCGS 水理模型実験の各ケースにおける平面図および流況（1/2） 12-54
表 12.12.3　MCGS 水理模型実験の各ケースにおける平面図および流況（2/2） 12-55
表 12.12.4　MCGS 仮締切鋼矢板打込み施工数量 12-69

表 12.12.5　MCGS 仮締切鋼矢板打込み施工数量 12-69
表 12.12.6　MCGS 仮締切鋼矢板引抜き施工数量 12-70
表 12.12.7　MCGS 仮締切鋼矢板打込み施工数量 12-70
表 12.12.8　MCGS 床掘工施工数量 12-71
表 12.12.9　MCGS 床掘施工日数 12-72
表 12.12.10　MCGS 各箇所におけるコンクリート打設量 12-73
表 12.12.11　MCGS 第一期工事コンクリート打設日数 12-74
表 12.12.12　MCGS 第二期工事コンクリート打設日数 12-76
表 12.12.13　MCGS ゲート製作・据付日数（月数） 12-79
表 12.12.14　MCGS 管理橋諸元および分割方法 12-80
表 12.12.15　MCGS 工程計画 12-81
表 12.13.1　Cainta 水門仮締切鋼矢板打込み施工数量 12-87
表 12.13.2　Cainta 水門仮締切鋼矢板打込み施工数量 12-87
表 12.13.3　Cainta 仮締切鋼矢板引抜き施工数量 12-88
表 12.13.4　Cainta 仮締切鋼矢板引抜き施工数量 12-88
表 12.13.5　Cainta 水門床掘数量 12-89
表 12.13.6　Cainta 水門床掘施工日数 12-89
表 12.13.7　Cainta 水門基礎杭施工数量 12-90
表 12.13.8　Cainta 水門基礎杭日当たり作業能力 12-90
表 12.13.9　Cainta 水門基礎杭必要日数 12-91
表 12.13.10　Cainta 水門コンクリート打設量 12-92
表 12.13.11　Cainta 水門第一期工事打設日数 12-93
表 12.13.12　Cainta 水門第二期工事打設日数 12-93
表 12.13.13　Cainta 水門ゲート製作・据付日数（月数） 12-95
表 12.13.14　Cainta 水門工程計画 12-97
表 12.14.1　Taytay 樋門仮締切堤盛土数量 12-103
表 12.14.2　Taytay 樋門仮締切堤盛土施工機械 12-103
表 12.14.3　Taytay 樋門仮締切堤盛土施工能力 12-103
表 12.14.4　Taytay 樋門仮締切盛土所要日数 12-104
表 12.14.5　Taytay 樋門仮排水管・吐口工所要日数 12-104
表 12.14.6　Taytay 樋門河川掘削数量 12-104
表 12.14.7　Taytay 樋門河川掘削日数 12-105
表 12.14.8　Taytay 樋門仮設坂路掘削日数 12-105
表 12.14.9　Taytay 樋門樋門本体部掘削数量 12-106
表 12.14.10　樋門本体部掘削日数 12-107
表 12.14.11　既設樋門撤去数量 12-107
表 12.14.12　既設樋門撤去日数 12-108
表 12.14.13　樋門本体コンクリート数量 12-108
表 12.14.14　樋門本体コンクリート打設日数 12-109

表 12.14.15　道路復旧数量 12-109
表 12.14.16　仮締切堤兼仮設道路撤去日数 12-110
表 12.14.17　製作・据付日数（月数） 12-111
表 12.14.18　Taytay 樋門工程計画 12-112
表 12.15.1　全体工程計画 12-114
表 13.1.1　JICA マニュアルにおける数量の割増率 13-4
表 13.1.2　間接費の上限経費率 13-5
表 13.1.3　「DO-197-2016」に従った直接工事費種及びその間接費率 13-6
表 13.1.4　土木工事費 13-6
表 13.1.5　土地収用と補償費 13-7
表 13.1.6　その他本事業に係る経費 13-7
表 13.1.7　予備費と物価上昇 13-7
表 13.1.8　本事業の想定総事業費 13-8
表 13.1.9　本事業の年間事業予算額 13-8
表 13.2.1　ウォータージェット併用バイブロハンマ工法の適用地盤（岩） 13-9
表 14.1.1　変換係数 14-1
表 14.1.2　変換係数（その 2） 14-1
表 14.1.3　経済的費用の支払いスケジュール 14-1
表 14.1.4　維持管理費及び更新費用 14-2
表 14.1.5　対象降雨条件 14-4
表 14.1.6　河川流モデルの条件 14-4
表 14.1.7　河道横断データ 14-5
表 14.1.8　粗度係数 14-5
表 14.1.9　河川施設 14-5
表 14.1.10　氾濫解析モデル（MIKE 21）概要 14-6
表 14.1.11　氾濫原粗度 14-8
表 14.1.12　氾濫解析ケース（フェーズ IV 事業） 14-9
表 14.1.13　確率規模別・浸水深別の浸水面積（W/o Project） 14-9
表 14.1.14　確率規模別・浸水深別の浸水面積（W/ Project） 14-9
表 14.1.15　調査対象地域における市・町ごとの家屋及び世帯数 14-9
表 14.1.16　調査対象地域における企業数(2014) 14-11
表 14.1.17　調査対象地域のユニットあたりの資産価値 14-12
表 14.1.18　浸水深別被害率 14-12
表 14.1.19　浸水深別の営業停止・停滞日数 14-13
表 14.1.20　被害額算定方法 14-13
表 14.1.21　総被害額（W/o Project） 14-13
表 14.1.22　総被害額（W/ Project） 14-14
表 14.1.23　年平均被害軽減期待額（フェーズ IV） 14-14
表 14.1.24　氾濫計算条件 14-14

表 14.1.25　浸水深別浸水面積 14-15
表 14.1.26　浸水域内資産の算定条件 14-15
表 14.1.27　浸水区域内 3 市町・13 バランガイの人口と人口密度及び世帯数 14-16
表 14.1.28　確率規模別の一般資産被害額..... 14-16
表 14.1.29　総被害額（W/o Project） 14-16
表 14.1.30　年平均被害軽減期待額（Cainta・Taytay 水門） 14-17
表 14.1.31　経済分析結果（フェーズ IV） 14-17
表 14.1.32　マリキナダム事業評価の条件..... 14-18
表 14.1.33　H-V 曲線 14-19
表 14.1.34　総被害額（W/o Project） 14-23
表 14.1.35　総被害額（W/ Project） 14-23
表 14.1.36　年平均被害軽減期待額（マリキナダム） 14-24
表 14.1.37　経済分析結果（マリキナダム） 14-24
表 14.1.38　経済分析結果の比較 14-25

略語表

1952MP	Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin	1952 年作成 最初のパッシグ・マリキナ川洪水対策計画
1975FS/DD	FS Study and Detailed Design for Manggahan Floodway	1975 年実施 マンガハン放水路フィージビリティ調査及び詳細設計
2002DD	Detailed Engineering Design of PMRCIP	パッシグ・マリキナ川河川改修事業フェーズ I で 2002 年に実施された詳細設計
2013III-DD	Detailed Design Study for the Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	フェーズ III 詳細設計報告書
2015IV&V-FS	Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V	フェーズ III 内で実施した DPWH のフェーズ IV 区間フィージビリティ調査（2015 年）
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials	米国全州道路交通運輸行政官協会
ABC	Approved Budget for the Contract	発注者予定価格
ACEL	Association of Carriers and Equipment Lessors	フィリピン建設機材賃貸協会
ACI	American Concrete Institute	米国コンクリート工学協会
ADB	Asian Development Bank	アジア開発銀行
AIIB	Asian Infrastructure Investment Bank	アジアインフラ投資銀行
ASD	AIIowable Stress Method	許容応力度設計法
ASDSS	Alloy-Saving Duplex Stainless Steel	省合金二相ステンレス鋼
ASTM	American Society for Testing and Materials	米国試験材料協会
BAC	Bids and Awards Committee	入札管理委員会
BC	Box Culvert	ボックスカルバート
B/C	Benefit-Cost Ratio	費用対効果
BDS	Bid Data Sheet	入札データシート
BM	Bench Mark	水準点
BOD	Bureau of Design	（DPWH 内）設計局
BOD	Biochemical Oxygen Demand	生物化学的酸素要求量
BOQ	Bill of Quantities	工種別数量単価表
BQ Item	Item of Bill of Quantities	支払い項目
Brgy.	Barangay	バランガイ（フィリピンの最小行政単位）
BRS	Bureau Research Standards	（DPWH 内）調査及び規格承認局
BSDS	Bridge Seismic Design Specifications	橋梁耐震指針
CAAP	Civil Aviation Authority of the Philippines	フィリピン民間航空局
CRID	Casing Ring bit Inner Drilling Down Hole Hammer	CRID 工法
CTIE	CTI Engineering Co., Ltd.	株式会社建設技術研究所
CTII	CTI Engineering International Co., Ltd.	株式会社建設技研インターナショナル
DAO	DENR Administrative Order	環境天然資源省 省令
DD	Detailed Design	詳細設計
DENR	Department of Environment and Natural Resources	フィリピン環境・天然資源省

DFL DHWL	Design Flood Level Design High Water Level	計画高水位
DFR	Draft Final Report	ドラフト・ファイナル・レポート
DGCS	Design Guidelines, Criteria & Standards Volume 3: 'Water Engineering Projects'	DPWH 設計ガイドライン及び基準
DHH	Down-the-Hole-Hammer	ダウンザホールハンマー
DND	Department of National Defense	国防省
DO	Department Order	省令
DO	Dissolved Oxygen	溶存酸素
D.O.77	Department Order 77	公共事業道路省省令 No.77
DOF	Department of Finance	フィリピン財務省
DOST-ASTI	Advanced Science and Technology Institute of the Department of Science and Technology	科学技術省先端科学技術研究所
DPWH	Department of Public Works and Highways	フィリピン公共事業道路省
DUPA	Detailed Unit Price Analysis	単価詳細分析
EAM	Equivalent Area Method	平均断面積法
ECC	Environment Compliance Certificate	環境適合証明
EDC	Estimated Direct Cost	直接工事費
EFCOS	Effective Flood Control Operating System	パッシグ川予警報システム（MMDA 内組織）
EIA	Environmental Impact Assessment	環境影響評価
EIRR	Economic Internal Rate of Return	経済的内部収益率
EIS	Environmental Impact Statement	環境影響報告書
EL.	Elevation	標高
ELRD	Environmental Laboratory and Research Division	LLDA の環境試験調査部
EMP	Environmental Management Plan	環境管理計画
EMoP	Environmental Monitoring Plan	環境モニタリング計画
EPA	Environmental Protection Area	環境保護地区
ESSD	Environmental Social Safeguards Division	（DPWH 内）環境社会セーフガード部
F/C	Foreign Currency	外貨
FCIC	Flood Control Information Center	（MMDA 内）洪水情報センター
FCMC	Flood Control Management Cluster	（DPWH-UPMO 内）治水管理部
FCSMO	Flood Control and Sewerage Management Office	（MMDA 内）治水・下水道管理室
FPM	Flood Plain Management	氾濫原管理
FMC	Flood Mitigation Committee	流域洪水対策委員会
FMB	Forest Management Bureau of DENR	（環境天然資源省）森林管理局
FP	Flamework Plan	フレームワークプラン
FRIMP-CTI	Flood Risk Management Project for. Cagayan, Tagaloan and Imus Rivers	JICA 円借款事業：洪水リスク管理事業（カガヤン川、タゴロアン川、イムス川）
FR	Final Report	詳細設計業務実施報告書
FS	Feasibility Study	事業化調査
FVR	Fidel Valdez Ramos	ラモス大統領のイニシャル（道路名）

GC	General Conditions	一般契約条件書
GIS	Geographical Information System	地理情報システム
GOP	Government of the Philippines	フィリピン政府
GPS	Global Positioning System	全地球測位システム
HCDRD	Housing, Community Development and Resettlement Department	ケソン市住宅・コミュニティ開発及び移転部
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's (CEIWR-HEC) River Analysis System	河道水位・水理検討ソフト
ICB	International Competitive Bidding	国際競争入札
ICC	Investment Coordination Committee	投資調整委員会(NEDA 内)
ICP	Infromation Campaign and Publicity	広報活動
IR	Inception Report	インセプション・レポート
IEE	Initial Environmental Evaluation	初期環境影響評価
IFB	Invitation for Bids	入札招聘状
ISF	Informal Settler Family	非正規居住世帯
ITB	Instructions to Bidders	入札説明書
JBIC	Japan Bank for International Cooperation	旧国際協力銀行
JICA	Japan International Cooperation Agency	独立行政法人国際協力機構
JICA1990MP	The Study on Flood Control and Drainage Project in Metro Manila	1990 年策定マニラ洪水対策計画調査
JICA2011 準備調査	The Preparatory Study for Pasig-Marikina River Channel Improvement Project (Phase III)	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（Ⅲ）準備調査
JICA2014 調査	Data Collection Survey on Flood Management Plan in Metro Manila	マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査
JIS	Japanese Industrial Standards	日本工業規格
JPY	Japanese Yen	日本円（通貨単位）
JS	Junction Side	本川側
JV	Joint Venture	共同企業体
JWA	Japan Water Agency	独立行政法人 水資源機構
KOIKA	Korea International Cooperation Agency	韓国国際協力事業団
LA	Loan Agreement	借款契約
LARRIPP	Land Acquisition, Resettlement, Rehabilitation and Indigenous Peoples' Policy	土地取得・住民移転・復旧と先住民に対する方針
L/C	Local Currency	内貨
LCC	Life Cycle Cost	ライフサイクルコスト
LGU	Local Government Unit	関連地方自治体
LiDAR	Laser Imaging Detection and Ranging	レーザー画像検出と測距
LLDA	Laguna Lake Development Authority	ラグナ湖開発公社
LRA	Land Registration Authority	土地管理局
LRFD	Load and Resistance Factor Design	荷重抵抗係数法
LRT	Light Rail Transit	軽量高架鉄道
MCCB	Molded Case Circuit Breaker; MCCB	配線用遮断器（ノーヒューズブレーカー）
MCGS	Manggahan Control Gate Structure	マンガハン分流堰
MCM	million cubic meters	百万立米

MDF/IDF	Main Distributing Frame / Intermediate Distribution Frame	端子盤
MHHW	Mean Higher High Water Level	平均高高潮位
MHWL	Mean High Water Level	（ラグナ湖）平均最高水位
MLIT	Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan	（日本国）国土交通省
MLLWL	Mean Lower Low Water Level	平均低低潮
MLWL	Mean Low Water Level	（ラグナ湖）平均最低水位
MMDA	Metro Manila Development Authority	マニラ首都圏開発庁
MOA	Memorandum of Agreement	覚書
MP	Master Plan	マスタープラン
MRB	Medium Rise Building	中層（移転用）住宅
MSL	Mean Sea Level	平均潮位
MSHHWL	Mean Spring Higher High Water Level	大潮平均高潮位
MSHWL	Mean Spring High Water Level	大潮平均潮位
MWCI	Manila Water Company, Inc.	マニラウォーター社
NCR	National Capital Region	（DPWH 内）マニラ首都圏局
NBCP	National Building Code of the Philippines	フィリピン国家構造物コード
NEDA	National Economic and Development Authority	フィリピン国家経済開発庁
NETIS	New Technology Information System	新技術情報提供システム
NGO	Non-Governmental Organization	非政府組織
NHA	National Housing Authority	フィリピン国家住宅庁
NHCS	Napindan Hydraulic Control Structure	ナピンダン水門
NK	Nippon Koei Co., Ltd.	日本工営株式会社
NPV	Net Present Value	正味現在価値
NSCP	National Structural Code of the Philippines	フィリピン国家構造物基準
OC	Open Channel	開水路
OCD	Office of Civil Defense	フィリピン市民防衛局
OCM	Overhead, Contingencies and Miscellanous	一般管理費（Overhead Expenses）、予備費（Contingencies）及び雑費（Miscellaneous）
ODA	Official Development Assistance	政府開発援助
OECF	Overseas Economic Cooperation Fund of Japan	海外経済協力基金
OJT	On-the-Job Training	オン・ザ・ジョブトレーニング
OPP	orthophenyl phenol	有機リン系農薬
PAF	Project Affected Family	被影響世帯
PAGASA	Philippine Atmospheric, Geophysical & Astronomical Services Administration	フィリピン気象天文庁
PAP	Project Affected Person	被影響住民
PC	Particular Conditions	特別契約条件書
PC	Personal Computer	パソコン
PC	Prestressed Concrete	プレストレスト コンクリート
PCB	Polychlorinated Biphenyl	ポリ塩化ビフェニル

PD	Presidential Decree	（マルコス大統領時代の）大統領令
PDB	Power Distribution Box	分電盤
PLC	Programmable Logic Controller	プログラマブルコントローラ
PMC	Price Monitoring Committee	物価モニタリング委員会
PR	Public Relations	宣伝広告活動
PVC	Poly Vinyl Chloride	ポリ塩化ビニル
PHIVOLCS	Philippine Institute for Volcanology and Seismology	フィリピン火山地震研究所
PHP	Philippine Peso	フィリピンペソ（通貨単位）
PIA	Public Information Agency	フィリピン情報局
PMO	Project Management Office	（DPWH 内）事業管理局
PMRCIP	Pasig-Marikina River Channel Improvement Project	パッシグ・マリキナ川河川改修事業
PNS	Philippine National Standard	フィリピン国家規格
POW	Program of Works	事業計画
PRRC	Pasig River Rehabilitation Commission	パッシグ川再生委員会
PSD	Particle Size Distributions	河川底質試料の粒度分布試験
RA	Republic Act	共和国法
RAP	Resettlement Action Plan	住民移転計画
RAM	River Area Management	河川区域管理
RCP	Reinforced Concrete Pipe	コンクリート管
RD	Record of Discussion	協議議事録
ROW	Right of Way	事業用地
SAPROF	Special Assistance for Project Formation	案件形成促進調査
SDGs	Sustainable Development Goal	持続可能な開発目標
SEA	Strategic Environmental Assessment	戦略的環境アセスメント
SNS	Social Networking Service	ソーシャル・ネットワーキング・サービス
SP	Steel Pipe	鉄管
SPSP	Steel Pipe Sheet Pile	鋼管矢板
SSP	Steel Sheet Pile	鋼矢板
STA. Sta.	Station	距離標
STEP	Special Terms for Economic Partnership	本邦技術活用条件
STP	Sewerage Treatment Plant	下水処理場
SUS	Steel Special Use Stainless	JIS ステンレス鋼材に使用される記号
SYW	Weldable hot rolled steel sheet piles	JIS A 5523 にて規定された溶接用熱間圧延鋼矢板の呼称
TCLP	Toxicity Characteristic Leaching Procedure	米国の土壌溶出分析
TDS	Total Dissolved Solids	全蒸発残留物
TSP	Total Suspended Particles	全浮遊粒子状物質
TTS	Telegraphic Transfer Selling	月中平均
TWG	Technical Working Group	技術作業分科会
UNDP	United Nations Development Programme	国際連合開発計画
UPAO	The Urban Poor Affairs Office	都市貧困対策部

UPMO	Unified Project Management Office	（DPWH 内）統合事業管理局
USACE	United States Army Corps of Engineers	アメリカ陸軍工兵隊
USAID	United States Agency for International Development	アメリカ合衆国国際開発庁
USEPA	United States Environmental Protection Agency	アメリカ合衆国環境保護庁
VAT	Value Added Tax	付加価値税
WB	World Bank	世界銀行（世銀）
WB2012MP	Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas	世銀調査：メトロマニラ及びその周辺地域洪水管理マスタープラン（2012年）
WB2018 UMD FS	Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam	世銀調査：マリキナダムフィージビリティ調査及び詳細設計
WC	Water Code	水法
WJ	Water Jet	ウォータージェット
WS	Workshop	ワークショップ

計量単位

mm	:	millimeter
cm	:	centimeter
m	:	meter
km	:	kilometer
g, gr	:	gram
kg	:	kilogram
t, ton	:	metric ton
m^2	:	square meter
ha, has	:	hectare, hectares
km^2	:	square kilometer
l, lt., ltr	:	liter
m^3	:	cubic meter
s, sec	:	second
m, min.	:	minute
h, hr	:	hour
y, yr	:	year
MW	:	megawatt
mm/hr	:	millimeter per hour
m/s	:	meter per second
km/hr	:	kilometer per hour
mg/l	:	milligram per liter
m^3/s	:	cubic meter per second
$m^3/s/km^2$	:	cubic meter per second per square kilometer
%	:	percent
ppm	:	parts per million
x x	:	symbol of multiplication (times)
≤ , ≥	:	inequality sign (e.g. A≤B means that value A is less than or equal to value B.)
< , >	:	inequality sign (e.g. A<B means that value A is less than value B.)
Y, Y, JPY	:	Japanese Yen
P, P, PHP	:	Philippine Peso
$	:	US Dollar

第1章　全体事業の概略

本詳細設計が対象とする事業全体の概略は以下の通りである。

1.1　全体事業の背景

パッシグ・マリキナ川はシエラマドレ山脈に源流を発し、複数の支川が合流しながら西流したのちにリサール州ロドリゲスで急激に流れの向きを南に変え、マニラ首都圏（行政区分は National Capital Region (NCR)）を貫流しマニラ湾に注ぐ流路延長 52.2km（マニラ湾～Wawa ダム地点）、流域面積 635km^2 の河川である（調査対象地域位置図参照）。主要支川としては、河口（マニラ湾）から約 7.1km 地点で右岸から合流するサンファン川、約 17.1km 地点で左岸から流入するナピンダン水路があり、本川のナピンダン水路合流点下流がパッシグ川、上流がマリキナ川と呼ばれている。また、河口から約 23.8km 地点にはマリキナ川の洪水をラグナ湖に分派するためのマンガハン放水路がある。

マニラ首都圏は 16 の市と 1 つの町からなるマニラ市周辺の地域を指す。2015 年には人口が 1,200 万人を超えており、フィリピンの政治、経済、文化の中心地である。

首都圏の排水計画を含むパッシグ・マリキナ川の洪水調節に関するマスタープランは現公共事業道路省（Department of Public Works and Highways: DPWH）の統合事業管理局（Unified Project Management Office: UPMO）治水管理部（Flood Control Management Cluster: FCMC）の前身である the River Control Section Bureau of Public Works によって 1952 年に策定され、この洪水調節計画に基づき 1970 年代には主に堤防擁壁と浚渫からなる河川改修工事、排水機場の建設及びナピンダン水路合流部にナピンダン水門建設が実施された。さらに 1988 年にはマリキナ川の洪水をラグナ湖へ分流し、マリキナ川下流及びパッシグ川の氾濫被害を軽減することを目的とするマンガハン放水路が完成した。

しかし、マンガハン放水路の完成後もマニラ首都圏における洪水被害が予想されたことから、1986 年にフィリピン国政府は日本国政府に対して洪水対策計画調査の技術協力を要請した。この要請に基づき、国際協力機構（JICA）は 1988 年 1 月から 1990 年 3 月にかけて「マニラ洪水対策計画調査」を実施し、マニラ首都圏の洪水対策と排水計画のための改訂版マスタープランの策定（以降、JICA1990MP という）及び特に緊急度の高い事業の一つとして「パッシグ・マリキナ川河川改修事業」の事業化調査（FS）を実施した。

マニラ首都圏の洪水被害は、近年の主要なものだけでも 1998 年、2004 年、2009 年、2012 年、2014 年に発生しており、とりわけ 2009 年 9 月の台風オンドイによる洪水はマニラ首都圏とラグナ湖周辺に甚大な被害をもたらした。この洪水による被災人口は 490 万人余りに上り、死者及び行方不明者は合計 500 人余りに達した。こうした洪水被害に対応するため、「マニラ洪水対策計画調査」の後も JICA の支援によるパッシグ・マリキナ川流域の洪水対策・排水計画の検討が重ねられ、並行して河川改修事業が進められてきた。

以下に、表 1.1.1 として上述した「マニラ洪水対策計画調査」から本詳細設計までの「パッシグ・マリキナ川河川改修事業」の流れを示す。

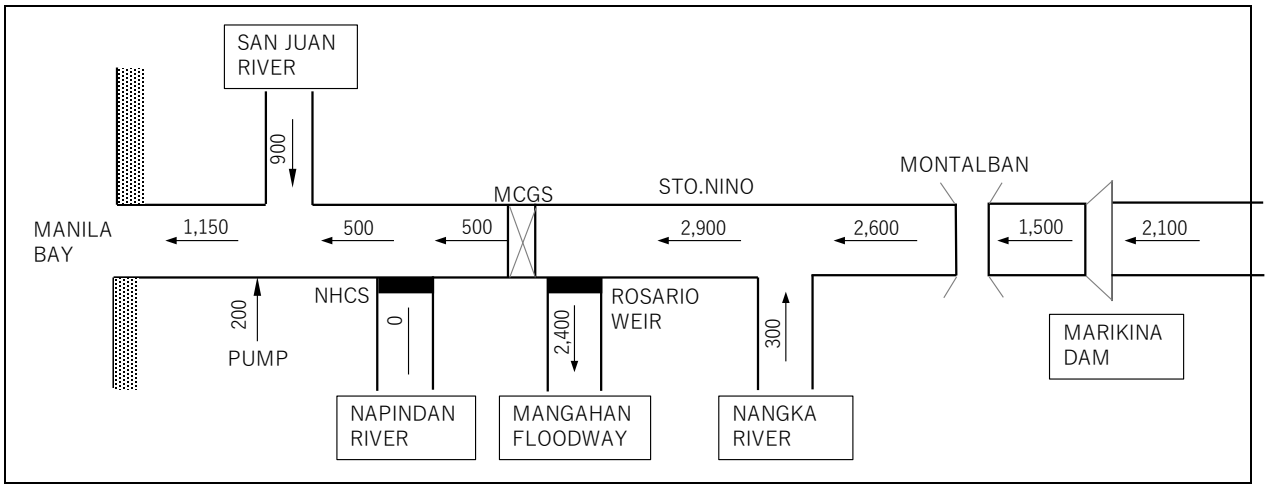
表 1.1.1　パッシグ・マリキナ川の治水計画及び事業の流れ

実施年	調査名/事業名	調査/事業の概要
1988~1990	マニラ洪水対策計画調査 （略称：JICA1990MP）	本事業（パッシグ・マリキナ川河川改修事業）を含むメトロマニラの洪水・排水対策のマスタープラン策定と優先事業のフィージビリティ調査
1998	パッシグ・マリキナ川河川改修事業案件形成促進調査(SAPROF 調査)	パッシグ・マリキナ川河川改修事業の案件形成促進調査（SAPROF（Special Assistance for Project Formation）調査）。事業を 4 フェーズで実施することを提案
2000~2002	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズ I） (略称：2002DD)	パッシグ・マリキナ川河川改修事業として河川改修を実施する区間（Delpan 橋～Marikina 橋間：29.7km）の詳細設計の実施
2007~2013	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズ II） （略称：PMRCIP Phase II ） 2007~2009：準備ステージ 2009~2013：建設ステージ	準備ステージ：フェーズ I 時の設計見直し・入札図書の更新 建設ステージ：フェーズ II 対象区間（Delpan 橋～Napindan 水門間：13.1km）のパッシグ川両岸の護岸・河川改修の実施
2010~2018	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズ II） （略称：PMRCIP Phase III） 2010~2011：協力準備調査 2013~2014：詳細設計 2014~2018：建設ステージ	協力準備調査：実施計画の確認調査（JICA で実施） 詳細設計：フェーズ I の詳細設計の更新と入札図書の作成（JICA の連携 DD で実施） 建設ステージ：以下の区間の河川改修事業の実施 River channel improvement: (1) マリキナ川下流区間（Napindan 水門~MCGS 間：5.4km） (2) パッシグ川（Delpan 橋～Napindan 水門間：9.9km（フェーズ II で改修が実施されなかった区間））
2019~	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズ IV） （略称 PMRCIP Phase IV） 2019~2020：詳細設計（本調査） 2021~：建設ステージ	詳細設計：フェーズ I の詳細設計の更新及び 2 基の水門の詳細設計並びに入札図書の作成（JICA の連携 DD で実施） 建設ステージ：以下の区間の河川改修事業の実施 (1) マリキナ川下流・中流区間（MCGS~Marikina 橋間 8.0km） (2) Manggahan 分流堰（MCGS）建設 (3) Cainta 水門及び Taytay 樋門建設

出典：調査団

1.1.1　パッシグ・マリキナ川洪水対策マスタープラン

マニラ首都圏における洪水調節・排水に関する調査に基づく洪水対策計画では、100 年確率規模の洪水に対応することを定めている。マスタープランでは、マンガハン放水路分流部直下流地点へのマンガハン分流堰（Manggahan Control Gate Structure: MCGS）の設置及びマリキナ多目的ダムの建設を含むパッシグ・マリキナ川及びサンファン川の河道改修計画を定めている。JICA1990MP における計画高水量を図 1.1.1 に示す。



出典：JICA1990MP 報告書

図 1.1.1　計画洪水流量配分図(確率洪水規模 1/100)

1.1.2　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP）

頻発する洪水に対応するために、DPWH は 1990 年に提案・策定された、前述の JICA1990MP 及びその事業化調査（FS）（以降 JICA1990FS という）に基づく「パッシグ・マリキナ川河川改修事業」に対し、FS のレビューを含む案件形成促進調査（SAPROF：1998 年実施）を通じて事業の精査を行い、河口からマリキナ市のサント・ニーニョ地区（Sto.Nino）のマリキナ橋までの約 30km の河川改修を実施することを決定した。事業は日本の ODA 資金援助により次の表 1.1.2 に示す 4 フェーズで実施することになった。

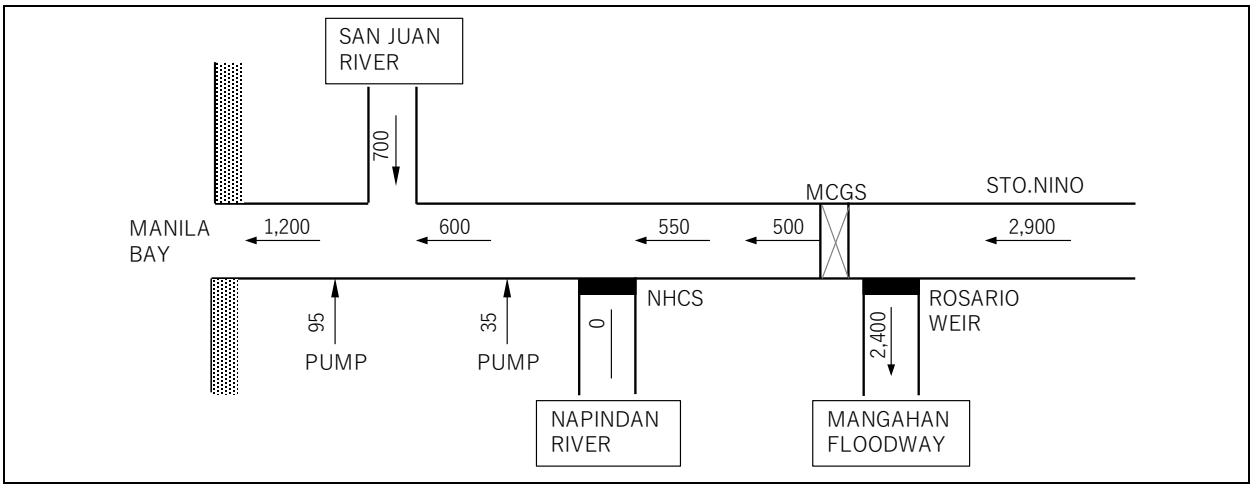
表 1.1.2　事業開始時（1998 年）のフェーズ設定

フェーズ	事業概要
フェーズ I	全体計画の詳細設計：デルパン橋からマリキナ橋までの 29.7km 区間
フェーズ II	建設ステージ I：パッシグ川におけるか河道改修事業：デルパン橋からナピンダン川までの 16.4km 区間
フェーズ III	建設ステージ II：マリキナ川下流河道改修事業（マンガハン分流堰の建設を含む）：ナンピダン川合流点からマンガハン放水路分流点までの 7.2km 区間）
フェーズ IV	建設ステージ III：マリキナ川上流河川改修事業：マンガハン放水路分流点からマリキナ橋までの 6.1km 区間）

出典：調査団

1.1.3　フェーズ I（全体事業の詳細設計）

フェーズ I は、1999 年に円借款貸付契約（Loan Agreement: LA）が日本とフィリピンの政府間で調印された後、2000 年 10 月から 2002 年 3 月にかけて実施された対象区間全体の詳細設計（DED）の実施であった。この中では当面の整備計画の検討も実施され、結果として、当面はダム建設無しの対象流量を 1/30 年確率規模に対応する河川改修事業を実施する計画となった。フェーズ I で設定された計画洪水流量を図 1.1.2 に示す。



出典：Detailed Engineering Design of PMRCIP Main Report, 2002, DPWH (2002DD)

図 1.1.2　パッシグ・マリキナ川河川改修事業における整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）

1.1.4　フェーズ II 事業

フェーズⅡ事業の実施は、26 次 JICA 円借款供与の本邦技術活用条件（Special Terms for Economic Partnership: STEP）により実施された。2007 年 2 月 27 日にフェーズⅡ事業の LA が調印された後、設計レビュー、コントラクターの事前審査、及び入札からなる建設準備段階が 2007 年 12 月より開始された。

フェーズ II では、フェーズ I により全体計画の詳細設計が完了した 2002 年 3 月以降、パッシグ川再生委員会（Pasig River Rehabilitation Commission: PRRC）、関連地方自治体（Local Government Unit: LGU）などが進めた護岸修復工事や河川公園の整備、及び排水改善対策などの関連事業により対象地域の河川の状況が変化したことを受け、フェーズⅡ事業の実施に先立ち以下の技術的事項の再調査が行われた。

- 河川公園及び現況の構造物の状況に即した護岸、排水工事計画への改定
- 本邦技術活用条件（STEP）を満たすための工種の確認と設計の改善
- マリキナ川上流の河道計画に関する調査
- フェーズⅢ及びフェーズⅣの必要性の調査と実施計画の作成

上記の再調査と設計レビューを経て、2009 年 7 月、二つの工区（1-A、1-B）からなる工事が 2012 年を完成目標とし開始された。1-A 工区は、マラカニアン宮殿の追加作業により工期を延長し、2013 年 6 月に完了した。

1.1.5　フェーズ III 事業

2009 年 9 月の台風オンドイ襲来により、マニラ首都圏は甚大な洪水被害が生じたことから、今後、更なる洪水被害を防ぐために、本事業全体が早期に完成することが喫緊の課題とされた。これに伴い、フェーズⅢを円借款対象事業とする方向で、JICA による準備調査が行われた（2010 年 9 月～2011 年 10 月）。当調査では、フェーズⅢ事業で対象となる区間に重点を置きながら、パッシグ・マリキナ川

全事業区間を対象とし、流域開発により影響を受けた河川の現況や、洪水被害の状況の更新、将来の気候変動による洪水被害の増加に関する検討が行われた。更に、それらの成果をもとに、現行事業実施計画のレビューが行われ、表 1.1.3 に示すよう改訂された。

表 1.1.3　事業実施計画の改訂（フェーズ再設定）

フェーズ	事業概要	計画改修区間（計画流量）
フェーズ II	パッシグ川河道改修事業 （デルパン橋～ナピンダン川）	両岸 13.1km 区間 （1,200／600 m^3/s）
フェーズ III	マリキナ川下流河道改修事業 （ナピンダン川～MCGS 下流）	5.4km 区間 （550 m^3/s）
	パッシグ川河道改修事業 （フェーズ II の事業対象外区間）	両岸 9.9km 区間 （1,200／600 m^3/s）
フェーズ IV	マリキナ川上流河道改修事業及びマンガハン分流堰建設 （MCGS 下流～マリキナ橋）	8.0km （550 m^3/s ／2,900 m^3/s）

出典：調査団

フェーズⅢ（建設ステージ II）は、フェーズ II の完成後直ちに実施することで提案された。この施工範囲は、パッシグ川のフェーズ II にて護岸工事を実施していない護岸延長で 9.9km の区間とマリキナ川下流のナピンダン水門からマンガハン放水路分流点手前の上流までの 5.4km 区間における河道改修事業とした。マリキナ川下流の河道浚渫も洪水流下機能の向上のため提案された。

フェーズⅢの詳細設計に関して、JICA は代表団を 2011 年 12 月 5 日から 8 日にかけて派遣して DPWH との間で一連の協議が行われ、2011 年 12 月 7 日に協議議事録（RD）がまとめられた結果、JICA 調査の一環として無償で実施された。その後、STEP 案件としてフェーズ III の LA が日本とフィリピンの政府間で 2012 年 3 月 30 日に調印され、施工は 2014 年 7 月から開始された。フェーズ III の工事は 2018 年 3 月に完了した。

1.2　フェーズ IV 円借款事業の概要

1.2.1　フェーズ IV 事業の背景

本業務の対象となるフェーズⅣは、2015 年にフィリピン政府が作成した「Definitive Plan Report」及び「Implementation Program」に基づき、マリキナ川中流部の河川改修、マンガハン分流堰（MCGS）及びマンガハン放水路沿いの逆流防止水門 2 門（Cainta 川、Taytay 川）の建設を予定している。JICA は、2019 年 1 月にフィリピン政府との間で、本邦技術活用条件（STEP）による LA に調印した。

また、LA に先立ち、JICA と DPWH は、2018 年 10 月詳細設計にかかる合意文書（Agreement）を交わし、詳細設計を JICA 資金によって実施することになった。本調査は、この合意文書に基づき、実施された。

1.2.2　フェーズ IV 事業の概要

本詳細設計の対象となる円借款事業の概要は以下の表 1.2.1 (1)~(7)に示すとおりである。

表 1.2.1　フェーズ IV 事業概要（借款対象）

No.	項目	詳細
(1)	案件名	パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズⅣ）
(2)	LA 調印日	2019 年 1 月 21 日
(3)	借款上限金額	37,905 百万円
(4)	事業内容	以下の構造物対策及びコンサルティング・サービスを実施 構造物対策 ● マリキナ川の改修（築堤、鋼矢板打設、浚渫）：約 8.0km（フェーズⅢの上流端からマリキナ橋下流端まで） ● MCGS 建設：1 基 ● マンガハン放水路における逆流防止水門の建設：2 基（Cainta 川、Taytay 川） コンサルティング･サービス ● 入札補助、施工監理、非構造物対策計画策定・実施支援、環境管理・モニタリング補助、住民移転支援・モニタリング等
(5)	対象地域	マニラ首都圏（マリキナ川、マンガハン放水路）
(6)	実施機関	公共事業道路省（Department of Public Works and Highways : DPWH）
(7)	関係官庁・機関	● マニラ首都圏開発庁（Metro Manila Development Authority: MMDA） ● 関連地方自治体（Local Government Units: LGUs） ● 情報局（The Public Information Agency: PIA） ● 環境・天然資源省（Department of Environment and Natural Resources: DENR） ● 市民防衛局（Office of Civil Defense: OCD） ● 気象天文庁（Philippine Atmospheric, Geophysical and Astronomical Services Administration: PAGASA） ● 国家住宅庁（National Housing Authority: NHA） ● 国家経済開発庁（National Economic and Development Authority: NEDA） ● 財務省（Department of Finance: DOF） ● パッシグ川再生委員会（Pasig River Rehabilitation Commission: PRRC ） なお、関係官庁・機関と受注者との調整は DPWH が行うこととなる。

出典：特記仕様書を基に調査団が作成

第2章　本業務の概要（基本設計ステージ・詳細設計ステージ）

以下に、本詳細設計調査実施項目の概要を示す。

2.1　業務の目的

本詳細設計（本業務）は、フィリピン政府の要請に基づき、JICA が支援する第 1 章に示した円借款事業「パッシグ・マリキナ川河川改修事業（フェーズIV）」（以下「本事業」または「本円借款事業」という）に活用するための詳細設計（案）及び入札図書（案）の作成を行うことを目的とする。

2.2　業務の範囲

本業務は、2018 年 10 月に JICA と DPWH の間で合意された詳細設計にかかる合意文書（Agreement）及び審査での合意事項の内容に基づき実施されるものである。本業務の範囲は以下の表 2.2.1 に示すとおりである。

表 2.2.1　本業務の範囲概略項目

No.	項目
(1)	業務に必要な基本データの収集分析
(2)	インセプション・レポートの作成・協議
(3)	自然条件調査
(4)	基本設計
(5)	基本設計報告書の作成・説明及び協議
(6)	MCGS 設計のための水理模型実験
(7)	詳細設計
(8)	入札図書（案）の作成
(9)	詳細設計の照査
(10)	環境社会配慮に係る検討
(11)	住民移転計画に係る検討
(12)	非構造物対策の支援
(13)	洪水対策委員会に対する支援
(14)	運営・維持管理計画（案）の策定
(15)	堰等の運用・操作ルールの策定

出典：調査団

2.3　設計対象河川区域及び設計調査の範囲

本業務の詳細設計範囲は、以下の表 2.3.1 に示す通りである

表 2.3.1　本業務の設計対象範囲

大別	細別	対象	数量	備考
構造物対策の詳細設計				
	河川改修	Sta.5+400~Sta.13+350	約 8km	計画流量 放水路分流点下流：500 m3/s 放水路分流点上流：2,900 m3/s
	マンガハン分流堰（Manggahan Control Gate Structure: MCGS）	マリキナ川距離標 Sta.6+000 地点	1 基	計画洪水時 500 m3/s に下流流量を調整
	Cainta 逆流防止水門（Cainta Floodgate）	マンガハン放水路 Cainta 水路合流部（Rosario 堰より 4.55km 下流）	1 基	水路計画流量：90 m3/s
	Taytay 逆流防止樋門（Taytay Sluiceway）	マンガハン放水路 Taytay 水路合流部（Rosario 堰より 6.09km 下流）	1 基	水路計画流量：28.5 m3/s 本検討により樋管タイプを提案

大別	細別	対象	数量	備考
非構造対策の実施計画立案				
	フェーズ IV 時に行う活動提案	非構造物対策、広報活動	1 式	フェーズ II、III のレビューに基づく
	操作運用規則案	MCGS 及び 2 基（Cainta 及び Taytay）の逆流防止水門	1 式	既存の Rosario 堰、NHCS 堰との統合運用案含む
環境社会配慮				
	既往各種環境管理計画の見直し	設計・提案される対策	1 式	浚渫土の底質調査・土砂処分地の環境適合証明（ECC）取得支援及び Cainta 水門環境社会配慮調査含む
	既往住民移転計画の見直し	移転が計画されている住民	1 式	Cainta 水門環境社会配慮調査含む

出典：調査団

2.4　予定工事内容

2015 年の Definitive Plan によって算定された各工種別数量は、以下の表 2.4.1 に示す通りである。なお、これらの数量は、詳細設計で更新した。

表 2.4.1　フェーズ IV の概算想定工事数量

No.	構造物	工種	概算工事数量
1	矢板護岸＋特殊堤（SSP Revetment and RC Floodwall）	a) HAT-SSP with H-beam	a) 7.1 km
		b) SSP w/o H-beam	b) 3.3 km
		c) Coping Concrete	c) 10.4 km (6,200 m^3)
		d) RC Floodwall	d) 8.4 km (11,800 m^3)
		e) Riprap	e) 10.4 km (203,800 m^3)
2	現況特殊堤（コンクリート壁）の補強 Reinforcement of Existing Floodwall	a) RC Floodwall	a) 6.1 km (13,000 m^3)
3	河道浚渫・掘削 Channel Excavation	a) 浚渫（Dredging）	a) 495,000 m^3
		b) 掘削（Excavation）	b) 1,178,500 m^3
4	堤防盛土及び堤防天端舗装工（Dike/Maintenance Road）	a) Embankment	a) 164,000 m^3
		b) Concrete Pavement	b) 8.9km (22,100 m^2)
		c) Concrete Block for Slope	c) 5.4 km
		d) Drainage Ditch	d) 5.9 km
5	排水工・樋管工（Drainage Outlet）	a) Box Culvert with Sluice Gate	a) 18 locations
		b) Drainage Outlet with Flap Gate	b) 102 locations
		c) Drainage Outlet w/o Flap Gate	c) 98 locations
6	橋梁工（Bridge Work）	a) マナロ(Manalo)橋架替（*1）	a) 3 spans (35 m x 3 = 105 m long), PC Girder
		b) MCGS 管理橋	b) 2 spans (20 m x 2 = 40 m long)
		c) Cainta 橋架替	c) 1 span (30 m x 1 = 30 m long)
7	分流堰（MCGS） Roller gate: 2 gates x 20 m (W) x 10 m (H)	a) Foundation Piles	a) 460 pieces
		b) RC Works	b) 14,500 m^3
		c) Mechanical & Electrical Works	c) 1 set
8	Cainta 逆流防止水門（Cainta Floodgate）	a) Foundation Piles	a) PC 杭(D600): 100 pieces RC 杭(D300): 100 pieces
		b) RC Works	b) 6,280 m^3

No.	構造物	工種	概算工事数量
	Roller gate: 4 gates x 7.0 m (H) x 6.0 m (W)	c) Mechanical & Electrical Works	c) 1 set
9 (*2)	Taytay 逆流防止樋門（Taytay Sluicegates）Roller gate: 3 gates x 2.0 m (H) x 2.5 m (W)	a) Foundation Piles	a) PC 杭(D600): 10 pieces RC 杭(D300): 35 pieces
		b) RC Works	b) 700 m^3
		c) Mechanical & Electrical Works	c) 1 set

*1: DPWH によって実施のため、本業務の設計には含まない。(To be implemented under GOP financing)
*2: 第 5 章における提案において、水門構造から樋管構造への提案している。
出典：Implementation Schedule (September 2018, DPWH)

2.5　基本設計及び詳細設計の実施方針

基本設計は、2019 年 2 月の調査開始から 2019 年 6 月の完成を目指して実施された。2019 年 7 月以降は、基本設計では確定できなかった検討事項の実施も含め、詳細設計ステージとして各構造物の設計及び入札図書案の作成を 2020 年 2 月まで実施した。以下に基本設計及び継続して実施した詳細設計を進める上での実施方針を示す。

2.5.1　対象事業及び本業務の基本的位置付け（第 3 章）

本事業は、1980 年代から我が国が支援し、1990 年の「マニラ洪水対策計画調査」により策定された、フィリピン首都圏を貫流するパッシグ・マリキナ川の治水計画マスタープランに基づき実施されてきた河川改修事業の最終段階と位置付けられる。

マニラの治水計画の大きな柱である 1988 年に完成したマンガハン放水路建設から始まったパッシグ・マリキナ川河川改修事業は、本事業の実施によりパッシグ・マリキナ川のマニラ首都圏中心部（河口から約 30km 上流まで、巻頭の「調査対象地域位置図」参照）区間の堤防と護岸の整備が完成することになる。従って本業務は、JICA のパッシグ・マリキナ川治水事業全体支援の総括的位置付けであるため、これまでのパッシグ・マリキナ川の治水計画並びに治水事業を整理し、最終的な治水計画の確認を行った。これらは、第 3 章に示した。

2.5.2　フェーズ IV 区間の河道計画の確認及び検討（第 4 章）

フェーズ IV の改修事業のための調査及び設計は、2002 年にフェーズ I として実施された詳細設計並びに 2015 年にフェーズ III の中で実施された FS レベルの検討に基づいて行った。ただし、基本設計においてはこれら事前に検討・決定されている河道計画の根拠を検証して最終的な河道計画を設定した。これらの検討結果は、第 4 章において示した。

2.5.3　自然条件調査の実施（第 5 章）

詳細設計の必要精度確保を目的として、平面図・縦横断面図を作成するための測量及び設計される各種構造物の安定計算並びに構造計算に利用する条件設定のための地質調査をそれぞれ再委託調査によって実施した。

これらの調査の詳細な実施内容及び結果は、第 5 章において示した。

2.5.4　河川構造物の諸元確認（基本設計）（第 6 章）

護岸・堤防及び MCGS 並びに 2 基の逆流防止水門の基本諸元を、洪水対策の基本方針に合わせて再検討した。これらの検討結果は、第 6 章において示した。

また、MCGS の水理的効果及び必要断面の確認並びに施工を通年施工とするために必要な仮排水路断面を検証するために、第 8 章において記載した水理模型実験にこれらのモデルを含めた。

2.5.5　河川構造物の詳細設計並びに設計基準（第 7 章・第 11 章）

第 6 章に示した河川構造物の基本諸元・基本計画に従い、各構造物の安定計算及び構造計算並びに長期的に構造物が設置の目的に資する機能を有するための必要な対策工の検討を行った。また、必要な材料の数量計算も実施した。これらの計算の概略とその結果を第 7 章に示した。また、詳細な安定・構造計算及び数量計算の内容は、第 4 編（Volume 4）として、本報告書とは別冊にて整理した。

本詳細設計の各種安定計算・構造計算等の手法は、第 11 章に「設計基準」として整理した。

2.5.6　水理模型実験（第 8 章）

本詳細設計では水理模型実験を行い、基本設計において決定した分流堰（MCGS）の基本諸元を基に MCGS 周辺の水理現象を確認した。また、確認した結果を基本諸元の最終化に反映させた。特に今回の水理模型実験では、MCGS の操作をできるだけ簡易化するために、最適な径間割の検討も実験項目に含め、実験結果に基づき MCGS 径間長を決定した。水理模型実験の結果概要は、第 8 章に示してある。

なお、水理模型実験の詳細な検討内容及び実験結果は、2019 年 11 月に水理模型実験最終報告書として別冊にて JICA に提出した。

2.5.7　非構造物対策及び運用操作規則・維持管理計画策定のための基本方針検討（第 9 章）

本業務では、フェーズ IV 事業で治水構造物の建設に並行し実施すべき非構造物対策に係る計画(案)等の作成を行った。主な内容は、「広報活動」及び「コミュニティ活動強化」の 2 つから構成される。

一方、フェーズ IV 事業において建設される MCGS 及び 2 基の逆流防止水門・樋門及びその他の治水構造物の運用・操作ルール（案）並びに運営・維持管理計画（案）の策定を行った。

これらは、これまで実施したフェーズ II・III 事業での活動の効果・実績を確認し、さらには、洪水対策委員会（Flood Mitigation Committee: FMC）の再活性化を通して立案している。

本活動のこれまでの進捗・基本的な考え方及び今後の活動、運用の提案は、第 9 章に示している。

2.5.8　環境社会配慮及び住民移転計画の改訂支援（第 10 章）

環境社会配慮に関しては、既往の EIS（Supplemental EIS 含む）、EMP 及び EMoP、住民移転計画に関しては、2018 年に DPWH が改訂したマリキナ川沿いとマンガハン放水路それぞれの住民移転計画（Resettlement Action Plan : RAP）のレビューを行い、現在の状況に合わせてそれぞれの計画の改訂支援を行った。

環境社会配慮面における重要事項として、フェーズ IV の工事では現河道から掘削または浚渫される大量の土砂の残土処分がある。この掘削土砂処分計画検討を進めるにあたり、

- これらの残土に環境面で問題を起こす汚染物質が含まれていないか
- 残土処分を行う土捨場が確保され、且つ環境的に問題がないか

を確認するため、それぞれ、「浚渫土砂の底質検査（TCLP 試験及び elutriate 試験）及び粒度分布調査」及び「浚渫土砂の土捨場環境調査（EIA 調査）」を再委託で実施した。この EIA 調査には、土捨場の適正な利用を担保する、環境天然資源省（Department of Environment and Natural Resources (DENR)）による環境適合証明（Environmental Clearance Certificate: ECC）の取得支援も含めた。さらに、Cainta 水門の建設に際し、当初予定されていた放水路内部の非正規住民に加え、堤内側の Cainta 水路沿いの住民の移転も必要となることが基本設計の結果判明したことから、DENR からの助言も受け、「Cainta 水門建設のための環境・社会調査及び簡易的移転計画の策定」の調査も土捨場の EIA 調査と合わせて再委託調査を実施した。なお、2 つの EIA 調査は 2020 年 8 月上旬に終了した。

環境社会配慮及び住民移転計画の改訂支援の活動は、第 10 章に詳述している。

2.5.9　施工計画（第 12 章）

第 7 章に示した詳細設計、数量計算結果及び詳細設計に関連する基本的施工アプローチを基に、施工計画の策定を実施した。結果として、各パッケージの施工期間は、2015 年に DPWH が実施した FS（2015IV&V）の結果を以下の表 2.5.1 のように修正して提案した。

表 2.5.1　施工計画検討結果による全体工程期間

パッケージ	2015 年 FS	本詳細設計検討結果
CP-1	53 ヶ月	60 ヶ月
CP-2	48 ヶ月	48 ヶ月
CP-3	48 ヶ月	48 ヶ月

出典：調査団

CP-2 及び CP-3 の施工期間は FS 時と同じ予定工期内であったが、CP-1 に関しては、

- 岩盤に打設する、MCGS 建設のための仮締切の打設に時間を要すること；及び
- Cainta 水門の施工においても、杭の打設期間が当初予定よりも長く掛かること、また、Cainta 水門建設地点上部を横過する堤防一般道路の迂回路・試験杭の実施等も当初予定よりも長く掛かること

が主たる理由で、2015 年 FS より 7 ヶ月期間を延ばし提案した。

詳細な検討及びその結果は、第 12 章に示してある。

2.5.10 工事費・事業費積算及び事業評価（第 13 章及び第 14 章）

第 7 章に示した詳細設計、数量計算結果及び第 12 章に示した施工計画案を基に、工事費及び事業費の積算を行った。この結果を第 13 章に詳述している。

また、工事費及び事業費の積算見直し並びに第 3 章に示した治水計画等を前提条件に 2015 年 FS から修正を加えたため、事業評価の見直しを行った。これらの結果を第 14 章として示している。

2.6　基本設計及び詳細設計実施において明確になった本事業の留意事項

前述の 2.5 節で述べているように、本詳細設計では、入札図書案の作成及び以下の検討及び設計を実施した。

- 基本設計（第 3 章~第 6 章）;
- 水理模型実験並びに詳細設計（第 8 章・第 7 章）
- 河川構造物の操作・維持管理案を含む非構造物対策実施案及び環境社会配慮の検討（第 9 章・第 10 章）; 及び
- 施工計画・事業費の見直し並びに事業評価の確認（第 12 章~第 14 章）

本節では、上述の詳細設計業務により明確になった、特に重要な確認点を以下に記述した。

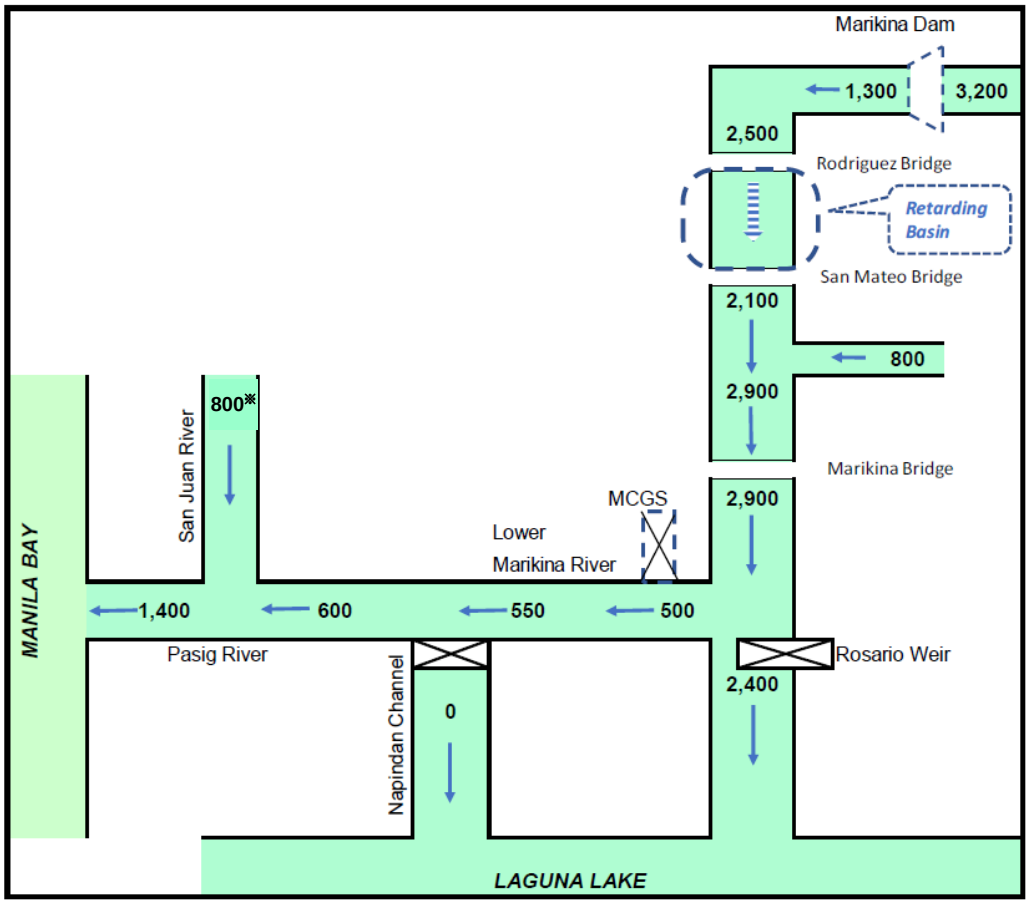
2.6.1　パッシグ・マリキナ川の計画洪水流量配分

本詳細設計の基本設計ステージでは、既往の流域洪水計画をレビューし、現在の DPWH が考えている対策を確認し、議論を重ねた。結果として、以下に示す今後のパッシグ・マリキナ川の治水計画の実施方針を提案する。

2.6.1.1　治水計画対象洪水確率年

(1)　基本

2009 年の台風オンドイ洪水以降の既往の計画を踏襲し、降雨確率で 100 年洪水対応を目指すものとする。また、フェーズ IV で実施するマリキナ川中流区間の改修流量 2,900 m^3/s は、将来のこの区間の 100 年確率洪水流量とする。一方、現段階（現在の流域の状況）では設計対象区間の改修対象流量 2,900 m^3/s は、洪水確率年では 1/20~1/30 年対応となっている。よって、将来は上流域においてダム・遊水地等の流量調節施設が必要である。また、その流量配分図は、本業務におけるレビュー・計算の検証の結果、「マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査（2014 年、JICA）」または「Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V（2015 年、DPWH）」の流量配分図を若干修正したものになる（次頁の図 2.6.1 参照）。以上の結果に至るレビュー・検証結果は、第 3 章に詳述した。



※流域対策等により、200m³/s 程度流量をカットすることを前提とした流量（流量低減策は 3.4 節参照）

出典：2015IV&V の図に調査団修追記

図 2.6.1　計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100）

(2)　留意点

上述のパッシグ・マリキナ川の 100 年確率洪水を対象とした計画高水流量配分図（案）における留意点は、以下の 3 点である。

1)　サンファン（San Juan）川の治水計画

本業務で改めて実施したサンファン川の 100 年確率洪水流量の検証では、世銀が 2012 年に実施した調査「Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas」と同様な 1,000 m³/s 以上の基本高水を持つ可能性が再確認された。一方、サンファン川の河道沿いは稠密な都市化が進み、河道を拡幅する事は短期間では困難である。既往の調査においては、最大河積を確保したとしても、700~800 m³/s の流下能力を持つ断面確保しか当分の間実施できないことが確認されている。

よって本業務においても、2014 年の JICA 調査「マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査」によって提案されている 780 m³/s をほぼ踏襲し、サンファン川の計画高水流量を 800 m³/s として提案する。ただし、サンファン川流域においては今後、流域対策で洪水流量低減を実施していくことが求められる。流量低減策の案については 3 章の 3.4 節に記述した。

2)　パッシグ川の計画流量

本事業のフェーズ II 及びフェーズ III は、パッシグ川河口からサンファン川合流点までの計画流量を 1,200 m^3/s、サンファン川合流点上流の計画流量を 600 m^3/s で計画し、建設された。これは、本事業が 1/30 確率洪水のための河道改修として建設されてきたことによる。一方 DPWH は上述したように、本流域の治水安全規模を将来 1/100 確率まで上げることを近年目指している。この結果、パッシグ川河口からサンファン川合流点までの計画流量は、1,200 m^3/s から 1,400 m^3/s にすることが今後求められる。パッシグ川の最下流の計画流量を 1,200 m^3/s から 1,400 m^3/s にした場合、サンファン川合流部で最大 0.42m 水位が上昇する。または、サンファン川合流後の最下流の河道 7km を EL+5.00m まで浚渫し、現計画高水位（DFL）を維持する必要がある。

3)　マリキナ川上流のダム・遊水地の計画

現在、世銀の調査により、マリキナ川上流において、治水ダム及び遊水地の計画が策定されている。本事業フェーズ IV の改修対象流量は 2,900 m^3/s であり、DPWH が目指す 1/100 確率を本流域の治水安全規模とするためには、Sto. Nino 地点の 1/100 確率時の計画流量をこの 2,900 m^3/s 以下にしなければならない。よって、世銀及び本事業並びに DPWH 内部の緊密な調整が今後も必要である。

2.6.1.2　河道改修

河道改修に係る基本設計結果において、2015 年に DPWH が実施した「Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V」から変更された点を以下に示す。詳細は第 6 章の 6.1 節に記述している。

(1)　線形の見直し

2015 年に設定された河道線形から以下の区間の河道線形を見直している。

1)　Sta.7+200 の Manalo 橋周辺

現在、DPWH が架替工事を開始しようとしているマリキナ川測点 Sta.7+200 に位置する Manalo 橋周辺の土地取得の進捗状況に鑑み、DPWH から 2015 年の Definitive Plan で設定した線形の変更が要請されたため、河道中心線を右岸側に数メートル移動させた。

2)　Sta.9+000~Sta.10+000 の Olandes 下水処理場周辺

2015 年の Definitive Plan の線形では、前 DPWH 長官より、この区間右岸の住宅地から排水される下水処理のために建設された Olandes 下水処理場への影響を最小限にする線形が設定されたが、左岸側の民間開発も考慮した線形が DPWH より求められ、右岸側に数メートル矢板打設線形を変更した。

(2)　低水路断面形状の変更：土羽断面から鋼矢板護岸への変更

Sta.11+500 より上流の右岸側低水路は 2015 年に実施された Definitive Plan では、3 割勾配で掘削する計画であったが、「現在の河川公園内高水敷幅をできるだけ確保する」ため、鋼矢板護岸に変更した。また、現在 DPWH の地方工事事務所はこの区間の堤防を盛土構造として天端を一般道路として供用する詳細設計を実施中である。このため本詳細設計では、そのスペースを確保するとともに、地方工事事務所が設計した構造断面を尊重した。以上より本区間の盛土構造の堤防建設は、本事業に含めないこととする。

2.6.1.3　MCGS の構造

(1)　径間長の変更

本報告書の第 6 章 6.3 節において、MCGS の基本諸元の検討を行った。結果として、操作運用面並びに MCGS 自体の安定性の確保から、その径間長を変更した。径間長の最終案は、水理模型実験によって確認し、結果として、2002 年に設計した幅 20m × 2 門から 28.3m × 1 門 +11.7m × 1 門に変更した。

(2)　基礎方式の変更

地質調査結果によって、現河床に露出している軟岩層（グアダルーペ層）は MCGS の基礎として十分な支持力を持つことが確認できた。この結果、MCGS の基礎形式を杭基礎から直接基礎に変更した。

2.6.1.4　Cainta 水門の構造

(1)　Cainta 水門の位置

Cainta 水門の位置は、当初放水路の堤防上にある一般道路より放水路側に設置し、できるだけ工事時の影響を堤内側に与えないこととしていた。本詳細設計では、Cainta 水門の位置の再検討を行い、堤防としての機能を維持し、放水路の通水阻害を軽減する目的から、通常の水門と同様に堤防線形上に建設する事とした。この結果、当初 DPWH が考慮していなかった堤内側の Cainta 川沿いの土地及び建造物も工事の影響で取得と移転が必要となった。このため、Cainta 水門建設のための環境社会配慮調査を実施している。

(2)　堤防道路の車線及び工事時の迂回道路計画

Cainta 川が放水路に流入する地点には、放水路の堤防上に 2 車線の橋梁（San Francisco 橋）が建設されている。しかし上述のように Cainta 水門はこの橋梁の線形と同じ位置に建設されるため、架け替えが必要となる。また、Cainta 水門建設時にも工事による渋滞が発生しないよう、Rizal 州知事から DPWH に強い要請があったため、線形にも配慮した工事時の迂回道路計画も検討した。

上記 2 つの詳細な検討結果は、第 7 章に詳述した。

2.6.1.5　Taytay 逆流防止水門の構造

本業務開始前に想定していた、Taytay 水路に取り付ける水門の形式を、「水門型式」から「樋門型式」に構造を変更することを提案する。これは、既存の Taytay 水路の構造がボックスカルバートで放水路の堤防を横過していることから、その連続性より樋門型式が最適であることが理由である。詳細な検討結果は、第 6 章 6.4 節に記述した。

2.6.2　入札図書案

詳細設計の実施と並行して、2019 年 10 月版の「Standard Bidding Document under Japanese ODA Loans」を規準とした、入札図書案を作成した。

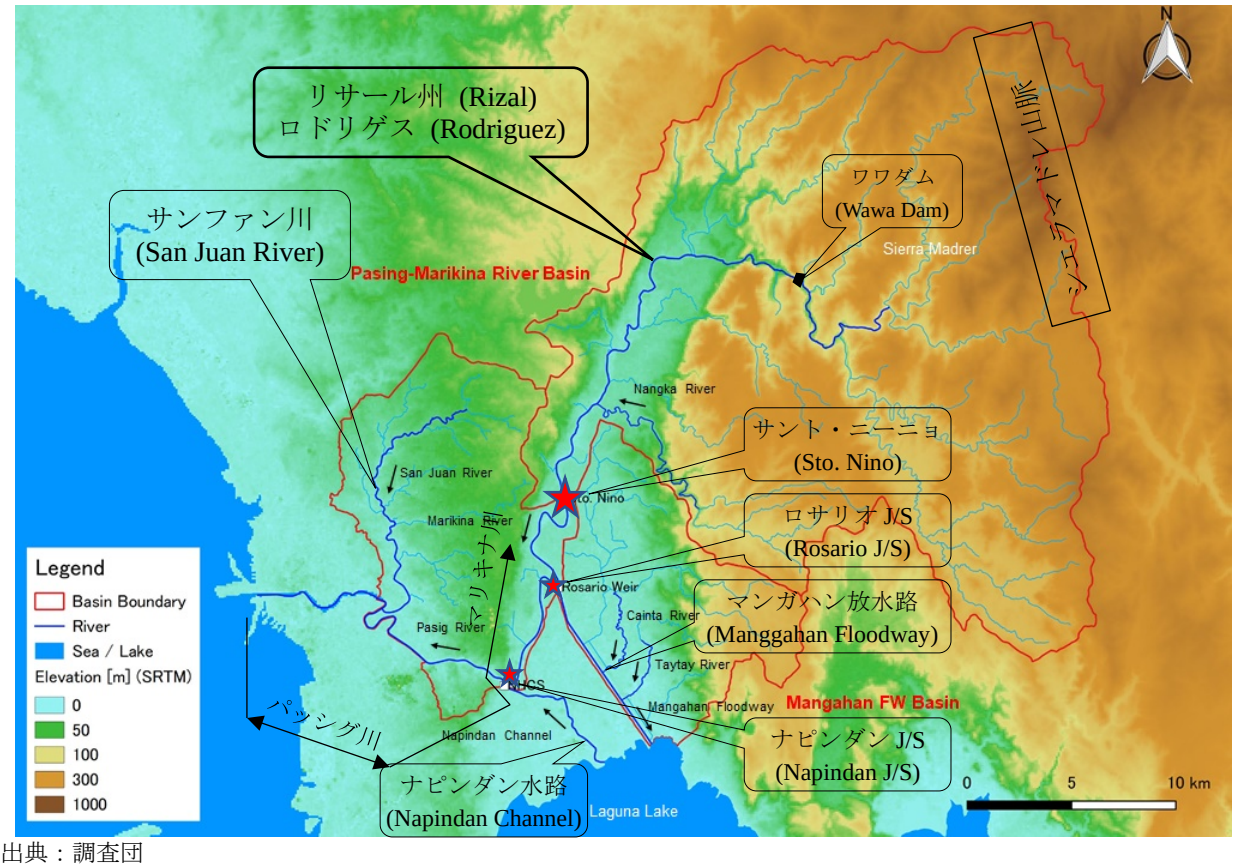
また、特記仕様書（Specifications）及び支払い単価表（Bill of Quantities (BOQs)）は、DPWH の省令による最新版の「Standard Specifications for Public Works Structures」を規準として作成した。

第3章　パッシグ・マリキナ川の治水計画の確認

3.1　流域の現状

3.1.1　流域の概況

パッシグ・マリキナ川は標高約 1400m のシエラマドレ山脈に源流を発し、複数の支川が合流しながら西流したのちにリサール州ロドリゲス（Rodriguez）で流れの向きを南に変え、マニラ首都圏を貫流しマニラ湾に注ぐ流路延長 52.2km（マニラ湾～Wawa ダム地点）、流域面積 635km^2 の河川である（調査対象地域位置図参照）。主要支川としては、河口（マニラ湾）から約 7.1km 地点で右岸から合流するサンファン川、約 17.1km 地点で左岸から流入するナピンダン水路があり、本川のナピンダン水路合流点より下流がパッシグ川、上流がマリキナ川と呼ばれている。また、河口から約 23.8km 地点にはマリキナ川の洪水をラグナ湖に分派するために 1986 年に造られたマンガハン放水路がある。ラグナ湖は湖水面積 900km^2 を有する汽水湖であり、パッシグ川とナピンダン水路を介して、海水がマニラ湾とラグナ湖を行き来する（図 3.1.1 参照）。



出典：調査団

図 3.1.1　調査対象地域の概要

流域の中心はほぼ北緯 14.5 度、東経 121 度に位置し、年平均気温 26℃で、熱帯地方に属する。気候は 5 月から 10 月までの雨季とそれ以外の乾季に大きく分けられる。パッシグ・マリキナ川の年平均雨量は 2,600 mm でその 80%が雨季に集中する。降雨はモンスーンによる地形性、熱帯低気圧性（台

風性)、前線性に加えて熱帯収束帯による対流性降雨を主な成因としている。[1]

3.1.2　マリキナ川の流況

3.1.2.1　Sto. Nino 観測所

マリキナ川 Sto. Nino 観測所における年間を通じた水位、流況は表 3.1.1 及び表 3.1.2 に示す通りである。Sto. Nino 観測所における最近 25 カ年（1994 年～2018 年）の平均豊水位、平水位、低水位、渇水位はそれぞれ 12.63m、12.03m、11.55m、11.27m であり、既往最高水位は台風オンドイの際に観測された 22.16m（2009 年 9 月 26 日 17:00）である。また、平均豊水流量、平水流量、低水流量及び渇水流量はそれぞれ 113.0 m^3/s、53.0 m^3/s、22.4 m^3/s、11.4 m^3/s であり、既往最大流量は前述した既往最高水位時の流量 3,480m^3/s である。

表 3.1.1　Sto. Nino 地点水位表（年間）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
1994	16.33	12.49	11.72	11.17	10.96	10.80	12.20
1995	18.40	13.04	11.44	11.01	10.85	10.80	12.34
1996	16.08	12.44	11.86	11.20	11.09	10.80	12.19
1997	17.16	12.41	11.55	11.15	10.89	10.80	12.07
1998	18.41	12.22	11.55	11.24	10.99	10.80	12.11
1999	18.30	12.67	12.37	11.70	11.40	11.14	12.53
2000	19.02	13.20	12.23	11.71	11.26	11.06	12.82
2001	16.31	12.65	12.03	11.58	11.23	11.09	12.37
2002	17.94	13.12	12.23	11.35	11.04	10.86	12.60
2003	17.76	11.89	11.50	11.12	10.87	10.80	11.98
2004	19.08	11.84	11.39	10.99	10.90	10.80	11.93
2005	16.03	12.31	11.87	11.33	10.95	10.80	12.11
2006	16.37	12.25	11.88	11.47	11.19	10.91	12.16
2007	16.90	12.23	11.72	11.38	11.02	10.86	12.05
2008	16.74	12.13	11.97	11.78	11.49	11.35	12.10
2009	22.16	-	-	-	-	-	-
2010	-	-	-	-	-	-	-
2011	19.13	13.10	12.54	11.47	-	11.21	-
2012	20.42	13.44	12.47	12.02	11.49	11.40	13.05
2013	18.77	13.29	12.62	12.16	11.99	11.79	12.93
2014	19.65	13.00	12.73	12.28	11.65	11.13	12.88
2015	16.73	12.85	12.37	12.04	11.96	11.10	12.61
2016	17.39	12.54	12.10	11.87	-	11.10	-
2017	16.04	12.53	12.27	11.82	11.77	10.84	12.30
2018	20.36	12.79	12.22	11.80	11.75	10.79	12.42
最大	22.16	13.44	12.73	12.28	11.99	11.79	13.05
最小	16.03	11.84	11.39	10.99	10.85	10.79	11.93
平均	17.98	12.63	12.03	11.55	11.27	11.00	12.37

2009 年、2010 年は欠測を多く含むため除外（2009 年は最大のみ考慮）
出典：パッシグ川予警報システム（Effective Flood Control Operating System: EFCOS）のデータを基に調査団作成

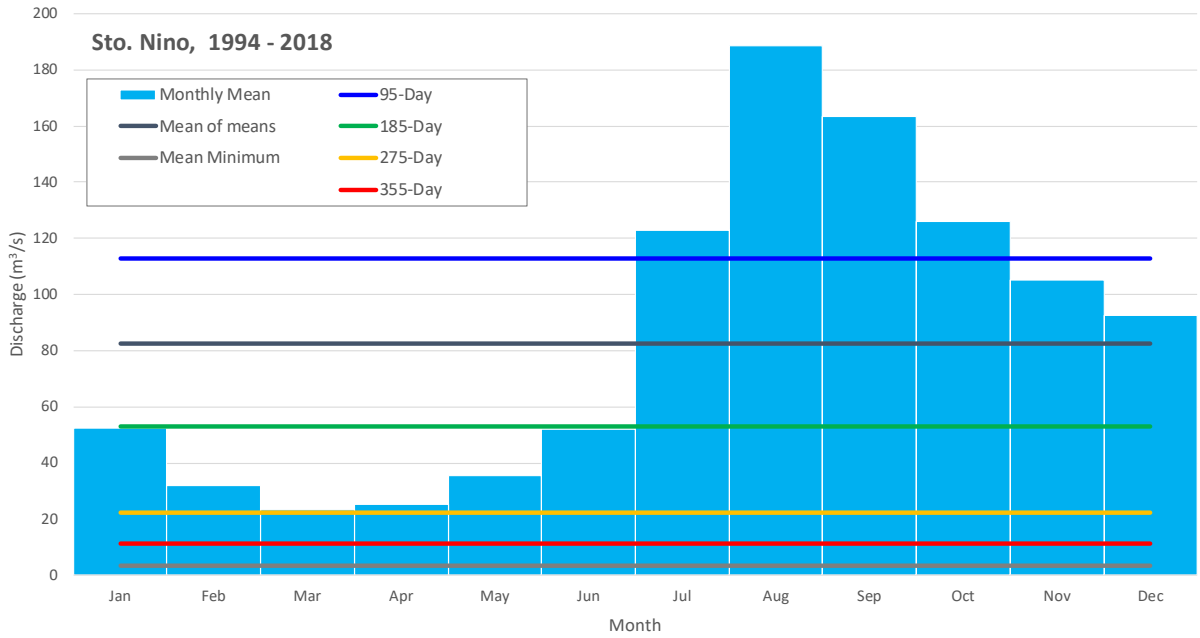
[1] フィリピン国マニラ首都圏及び周辺地域における水資源開発計画に係る基礎情報収集調査（水収支解析等）ファイナル・レポート（パッシグ-マリキナ川降雨解析)、平成 25 年 3 月、JICA

表 3.1.2　Sto. Nino 観測所流況表（流域面積：496km²）

年	流況（m^3/s）							
	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	平均	年総量 百万 m^3
1994	883.8	91.0	27.1	4.3	0.8	0.0	62.9	1,984.3
1995	1,617.1	160.6	12.9	1.4	0.1	0.0	75.8	2,390.4
1996	810.1	85.8	36.1	5.1	2.7	0.0	62.2	1,960.4
1997	1,151.4	82.8	17.9	4.0	0.2	0.0	52.0	1,638.9
1998	1,621.1	64.4	18.1	6.2	1.1	0.0	55.1	1,736.8
1999	1,576.6	111.5	78.8	26.0	11.5	3.7	96.4	3,039.0
2000	1,879.5	184.9	65.0	26.5	6.7	2.2	131.2	4,137.7
2001	877.8	109.4	48.1	19.5	6.1	2.7	79.3	2,500.1
2002	1,435.1	172.2	65.3	9.7	1.9	0.1	103.3	3,258.4
2003	1,366.9	37.8	15.5	3.3	0.2	0.0	45.0	1,418.3
2004	1,905.9	34.4	11.0	1.2	0.3	0.0	40.7	1,285.0
2005	795.8	73.3	36.5	9.0	0.7	0.0	55.3	1,743.2
2006	895.9	67.2	37.1	14.3	4.8	0.4	59.7	1,881.8
2007	1,063.8	65.1	27.0	10.8	1.6	0.1	49.7	1,568.2
2008	1,011.6	56.9	43.8	30.7	15.2	9.7	54.4	1,714.0
2009	3,480.0	-	-	-	-	-	-	-
2010	-	-	-	-	-	-	-	-
2011	1,928.1	169.3	97.0	14.6	-	5.4	-	-
2012	2,544.5	223.8	89.0	47.7	15.2	11.5	161.7	5,100.1
2013	1,771.3	198.6	106.0	59.3	45.5	31.4	144.9	4,568.2
2014	2,166.3	155.3	119.4	70.2	23.1	3.5	138.7	4,374.6
2015	1,008.4	134.7	79.2	49.1	43.0	2.9	105.4	3,322.7
2016	1,231.8	97.3	53.8	36.9	-	2.9	-	-
2017	798.6	95.9	69.3	33.3	30.1	0.1	71.6	2,259.2
2018	2,514.0	127.0	64.6	32.0	28.9	0.0	84.3	2,656.9
最大	3,480.0	223.8	119.4	70.2	45.5	31.4	161.7	
最小	795.8	34.4	11.0	1.2	0.1	0.0	40.7	
平均	1,514.0	113.0	53.0	22.4	11.4	3.3	82.4	

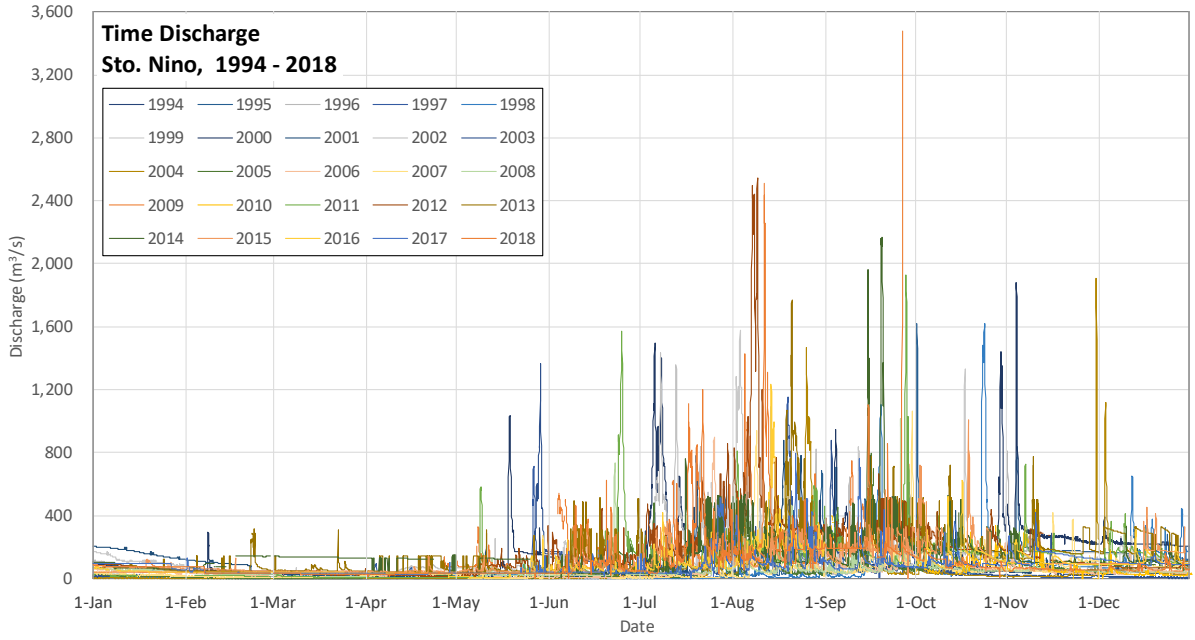
2009 年、2010 年は欠測を多く含むため除外（2009 年は最大のみ考慮）
出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

Sto. Nino 観測所における最近 25 カ年（1994 年～2018 年）の平均豊水流量、平水流量、低水流量、渇水流量と月平均流量の比較を図 3.1.2 に示す。1 月から 6 月までの平均流量は平水流量を下回っている。また、図 3.1.3 は最近 25 カ年（1994 年～2018 年）の時刻流量を示したものである。



出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

図 3.1.2　Sto. Nino 観測所流況



出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

図 3.1.3　Sto. Nino 観測所時刻流量（1994 年～2018 年）

表 3.1.3 は、護岸の設計等の参考とするため整理した雨季（5/1～11/30）の豊平低渇水位である。

表 3.1.3　Sto. Nino 観測所水位表（雨季）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
1994	16.33	13.00	12.08	11.58	10.96	10.80	12.51
1995	18.40	13.09	12.60	11.25	10.88	10.80	12.63
1996	16.08	13.03	11.99	11.21	11.09	10.80	12.42
1997	17.16	12.80	12.12	11.55	10.87	10.80	12.41
1998	18.41	12.38	11.63	11.25	10.98	10.80	12.22
1999	18.30	12.79	12.47	11.90	11.37	11.14	12.72
2000	19.02	13.40	13.03	12.05	11.31	11.06	13.12
2001	16.31	12.88	12.19	11.73	11.22	11.09	12.48
2002	17.94	13.15	13.10	12.18	11.06	10.86	12.99
2003	17.76	12.52	11.79	11.53	10.88	10.80	12.30
2004	19.08	12.11	11.56	11.35	10.93	10.80	12.13
2005	16.03	12.50	12.11	11.74	11.02	10.80	12.35
2006	16.37	12.66	12.13	11.40	11.18	10.91	12.38
2007	16.90	12.33	11.96	11.45	10.95	10.86	12.20
2008	16.74	12.26	12.04	11.75	11.36	11.35	12.21
2009	22.16	-	-	-	-	-	-
2010	-	-	-	-	-	-	-
2011	19.13	13.32	12.99	12.48	11.28	11.21	13.07
2012	20.42	13.84	13.27	12.62	11.65	11.42	13.55
2013	18.77	13.37	13.12	12.41	12.01	11.89	13.15
2014	19.65	13.38	12.79	12.44	11.81	11.13	13.06
2015	16.73	13.19	12.57	12.20	11.97	11.10	12.81
2016	17.39	12.80	12.44	11.93	-	11.10	-
2017	16.04	12.70	12.38	11.88	11.80	10.84	12.43
2018	20.36	13.19	12.51	12.09	11.78	10.79	12.72
最大	22.16	13.84	13.27	12.62	12.01	11.89	13.55
最小	16.03	12.11	11.56	11.21	10.87	10.79	12.13
平均	17.98	12.90	12.39	11.82	11.29	11.01	12.63

2009 年、2010 年は欠測を多く含むため除外（2009 年は最大のみ考慮）
出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

3.1.2.2　Rosario JS(Junction Side)観測所

マリキナ川の Rosario JS 観測所における年間を通じた水位の状況は表 3.1.4 に示す通りである。Rosario JS 観測所における最近 25 カ年（1994 年～2018 年）の平均豊水位、平水位、低水位、渇水位はそれぞれ 12.06m、11.66m、11.18m、10.89m である。また、表 3.1.5 には Sto. Nino 観測所同様、雨季の豊平低渇水位を整理した。

表 3.1.4　Rosario JS 観測所水位表（年間）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
1994	14.43	11.89	11.55	11.02	10.90	10.86	11.55
1995	15.32	12.38	11.18	10.89	10.56	10.43	11.50
1996	14.11	11.76	11.46	10.84	10.78	10.56	11.40
1997	14.32	11.38	11.06	10.81	10.66	10.48	11.13
1998	14.18	11.62	10.88	10.59	10.53	10.28	11.19
1999	14.94	12.29	11.71	11.32	-	10.90	-
2000	15.87	12.49	11.94	11.41	11.05	10.82	12.03
2001	13.97	11.99	11.71	11.37	11.04	10.70	11.73
2002	14.13	12.26	11.35	10.87	10.84	10.65	11.60
2003	13.94	11.54	11.28	10.89	10.83	10.56	11.35
2004	15.11	11.55	11.08	10.85	10.83	10.79	11.28
2005	13.56	11.99	11.42	10.92	10.83	10.69	11.51
2006	13.49	11.94	11.66	11.07	10.86	10.77	11.57

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
2007	13.71	11.84	11.29	10.93	10.80	10.76	11.43
2008	-	-	-	-	-	-	-
2009	17.92	11.44	12.83	12.36	-	11.01	-
2010	13.74	11.87	11.57	10.95	10.91	10.49	11.53
2011	15.25	12.58	12.28	11.25	10.92	10.53	12.00
2012	16.44	12.93	12.22	11.69	11.11	11.02	12.37
2013	15.18	12.61	12.11	11.81	11.70	11.16	12.26
2014	15.83	12.58	11.96	10.81	10.73	10.66	11.86
2015	15.59	12.36	11.95	11.74	11.67	10.76	12.10
2016	14.71	12.15	11.82	11.62	10.59	10.37	11.88
2017	13.41	11.98	11.64	11.06	10.74	10.44	11.56
2018	16.02	12.17	11.87	11.17	10.76	10.07	11.74
最大	17.92	12.93	12.83	12.36	11.70	11.16	12.37
最小	13.41	11.38	10.88	10.59	10.53	10.07	11.13
平均	14.80	12.06	11.66	11.18	10.89	10.66	11.66

2008 年は欠測を多く含むため除外

出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

表 3.1.5　Rosario JS 観測所水位表（雨季）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
1994	14.43	11.95	11.78	11.27	10.90	10.88	11.68
1995	15.32	12.53	11.52	10.88	10.57	10.43	11.68
1996	14.11	11.73	11.48	10.84	10.78	10.56	11.39
1997	14.32	11.48	11.20	10.98	10.65	10.49	11.27
1998	14.18	11.72	11.07	10.81	-	10.28	-
1999	14.94	12.27	12.03	11.24	-	10.90	-
2000	15.87	12.64	12.05	11.53	11.04	10.82	12.16
2001	13.97	12.07	11.80	11.37	11.00	10.70	11.79
2002	14.13	12.47	12.14	10.95	10.84	10.80	11.94
2003	13.94	11.75	11.49	11.27	10.83	10.80	11.58
2004	15.11	11.64	11.31	11.03	10.83	10.81	11.44
2005	13.56	12.08	11.84	11.21	10.84	10.81	11.73
2006	13.49	12.04	11.83	11.07	10.86	10.79	11.66
2007	13.71	11.86	11.69	10.96	10.81	10.78	11.50
2008	-	-	-	-	-	-	-
2009	17.92	13.22	12.35	11.61	-	11.29	-
2010	13.74	12.03	11.67	10.96	10.92	10.67	11.63
2011	15.25	12.73	12.47	12.23	10.92	10.53	12.36
2012	16.44	13.46	12.82	12.35	11.31	11.02	12.88
2013	15.18	12.94	12.50	12.03	11.71	11.25	12.50
2014	15.83	12.82	12.44	10.87	10.72	10.66	12.12
2015	15.59	12.59	12.20	11.81	11.69	11.46	12.25
2016	14.71	12.40	12.05	11.76	10.57	10.37	12.02
2017	13.41	12.04	11.85	11.12	10.72	10.44	11.64
2018	16.02	12.29	12.10	11.53	10.76	10.07	11.93
最大	17.92	13.46	12.82	12.35	11.71	11.46	12.88
最小	13.41	11.48	11.07	10.81	10.57	10.07	11.27
平均	14.80	12.28	11.90	11.32	10.92	10.73	11.86

2008 年は欠測を多く含むため除外

出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

3.1.2.3　Napindan JS(Junction Side)観測所

マリキナ川の Napindan JS 観測所（NHCS 地点）における年間を通じた水位の状況は表 3.1.6 に示す通りである。Rosario JS 観測所における EFCOS より収集できた最近 5 カ年（2014 年～2018 年）の平均豊水位、平水位、低水位、渇水位はそれぞれ 11.40m、11.09m、10.79m、10.64m である。また、表 3.1.7 には Sto. Nino 観測所同様、雨季の豊平低渇水位を整理した。

表 3.1.6　Napindan JS 観測所水位表（年間）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
2014	12.10	11.40	11.20	10.76	10.65	10.31	11.14
2015	11.68	11.18	10.98	10.73	10.64	10.30	10.98
2016	11.70	11.30	10.98	10.73	10.56	10.30	11.02
2017	12.06	11.57	11.13	10.82	10.68	10.42	11.17
2018	12.31	11.57	11.14	10.92	10.67	10.40	11.24
最大	12.31	11.57	11.20	10.92	10.68	10.42	11.24
最小	11.68	11.18	10.98	10.73	10.56	10.30	10.98
平均	11.97	11.40	11.09	10.79	10.64	10.35	11.11

出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

表 3.1.7　Napindan JS 観測所水位表（雨季）

年	水位（EL.m）						
	最高	豊水	平水	低水	渇水	最低	平均
2014	12.10	11.44	11.29	10.79	10.64	10.31	11.21
2015	11.68	11.16	11.00	10.71	10.64	10.30	10.98
2016	11.70	11.31	11.18	10.82	10.60	10.31	11.07
2017	12.06	11.59	11.14	10.83	10.68	10.42	11.19
2018	12.31	11.74	11.32	11.07	10.67	10.40	11.37
最大	12.31	11.74	11.32	11.07	10.68	10.42	11.37
最小	11.68	11.16	11.00	10.71	10.60	10.30	10.98
平均	11.97	11.45	11.19	10.84	10.65	10.35	11.16

出典：EFCOS のデータを基に調査団作成

3.1.3　流域水位情報

本流域における治水構造物は、過去に設定された

- 平均低低潮位（Mean Lower Low Water Level: MLLWL）=EL+10.00 m　（以下 DPWH 標高）

を基準としている。よって、本業務で実施検討する水理検討及び作成される図面等全ての標高の情報は、この DPWH 標高で表している。この DPWH 標高における各地点の水位・標高情報は、以下の表 3.1.8、図 3.1.4 及び図 3.1.5 の通りである。

表 3.1.8　DPWH 標高による水位・標高情報

地点	種別	標高値(m)	備考
海面	MLLWL	EL+10.00	
	MSL（平均潮位）	EL+10.475	公称（基準点の地盤沈下または周期的海面上昇等により現在では EL+10.6m程度とも言われている。）
	MSHWL（大潮平均潮位）	EL+11.40	フェーズ I 時に設定（JICA90MP 時は EL+11.3m）
	パッシグ川河口既往最大潮位	EL+12.10	2000 年
ラグナ湖	MLWL（平均最低水位）	EL+10.80	ラグナ湖開発公社（LLDA）による公表データより
	MHWL（平均最高水位）	EL+12.40	
	大統領令による最高水位	EL+12.50	1975 年発令（P.D.813-1975）
	既往最大	EL+14.03	1972 年(1919 年 EL+14.62m、1943 年 EL+14.35m との記録もあるが通常、これら 2 つの記録は考慮されていない。)
	台風オンドイ時	EL+13.85	2009 年
NHCS	ゲート敷高	EL+ 6.00	河口から約 17.1km 地点
	ゲート天端高	EL+15.50	
	Pasig 川 DFL	EL+14.0	フェーズ II & III
マンガハン放水路	Rosario 堰敷高	EL+10.50	1988 年完成
	Rosario 堰天端高	EL+14.00	
フェーズ IV	MCGS 計画敷高	EL+ 7.85	本業務により設定
	MCGS ゲート天端	EL+19.00	
	MCGS 下流側 DFL	EL+15.00	
	MCGS 上流側 DFL	EL+17.40	
	Sto.Nino 橋地点 DFL	EL+21.17	橋梁桁下高 EL+22.72m

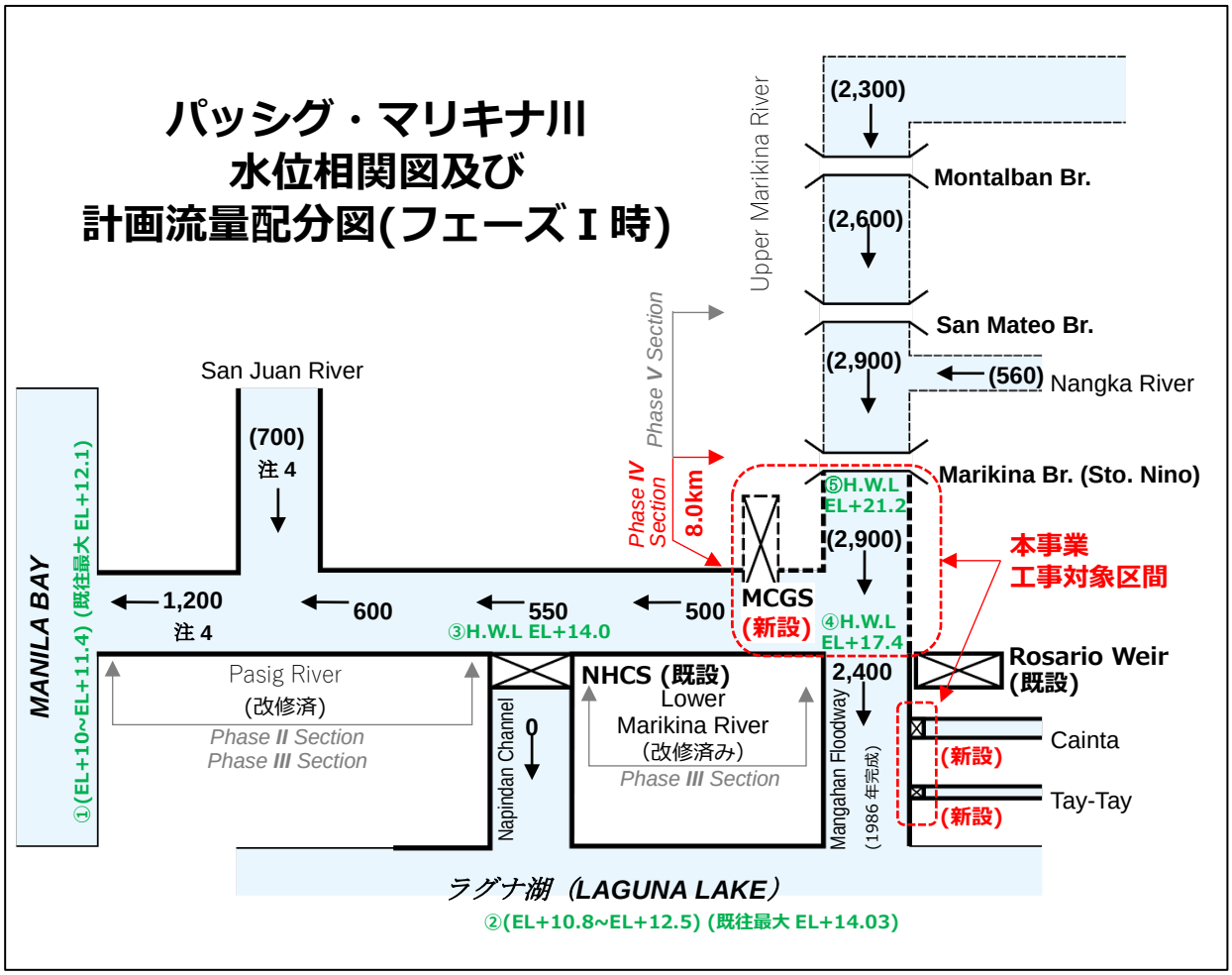
DFL: Design Flood Level (計画高水位)

出典：各種報告書より調査団が整理



出典：既存情報を基に調査団作成

図 3.1.4　パッシグ・マリキナ川の水位相関-1



注１：　標高（EL）は DPWH 標高（平均月最大干潮位＝EL+10.00）
注２：　①の（　）内の数値はマニラ湾（河口）の通常時の水位変動
　　②の（　）内の数値はラグナ湖の通常時の水位変動
　　③の数値は治水計画における NHCS（ナピンダン水門）の本川側高水位
　　④の数値は治水計画におけるロサリオ堰の本川側高水位
注３：　河道内数値は、改修対象計画流量　（括弧付数字）は、未改修区間・河川
注４：　本業務で流量の見直し提案をしている。第３章参照。

出典：既存情報を基に調査団作成

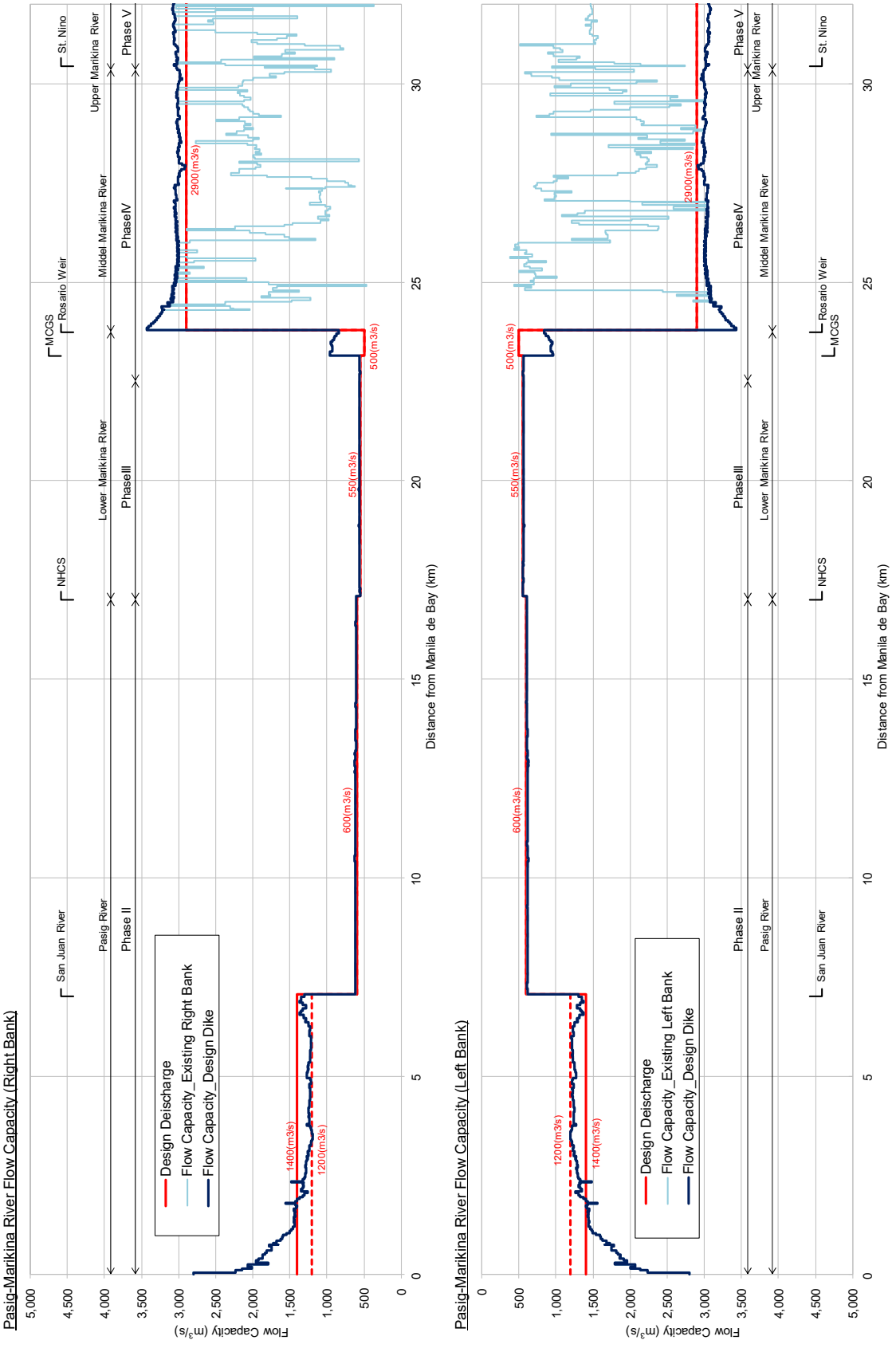
図 3.1.5　パッシグ・マリキナ川の水位相関-2

3.1.4　現況流下能力

パッシグ・マリキナ川河川改修事業（Ⅲ）準備調査（以下「JICA2011 準備調査」という）及び本事業の実施機関である DPWH が 2015 年に策定した Definitive Plan を基に整理したパッシグ・マリキナ川の現況流下能力図を図 3.1.6～図 3.1.8 に示す。

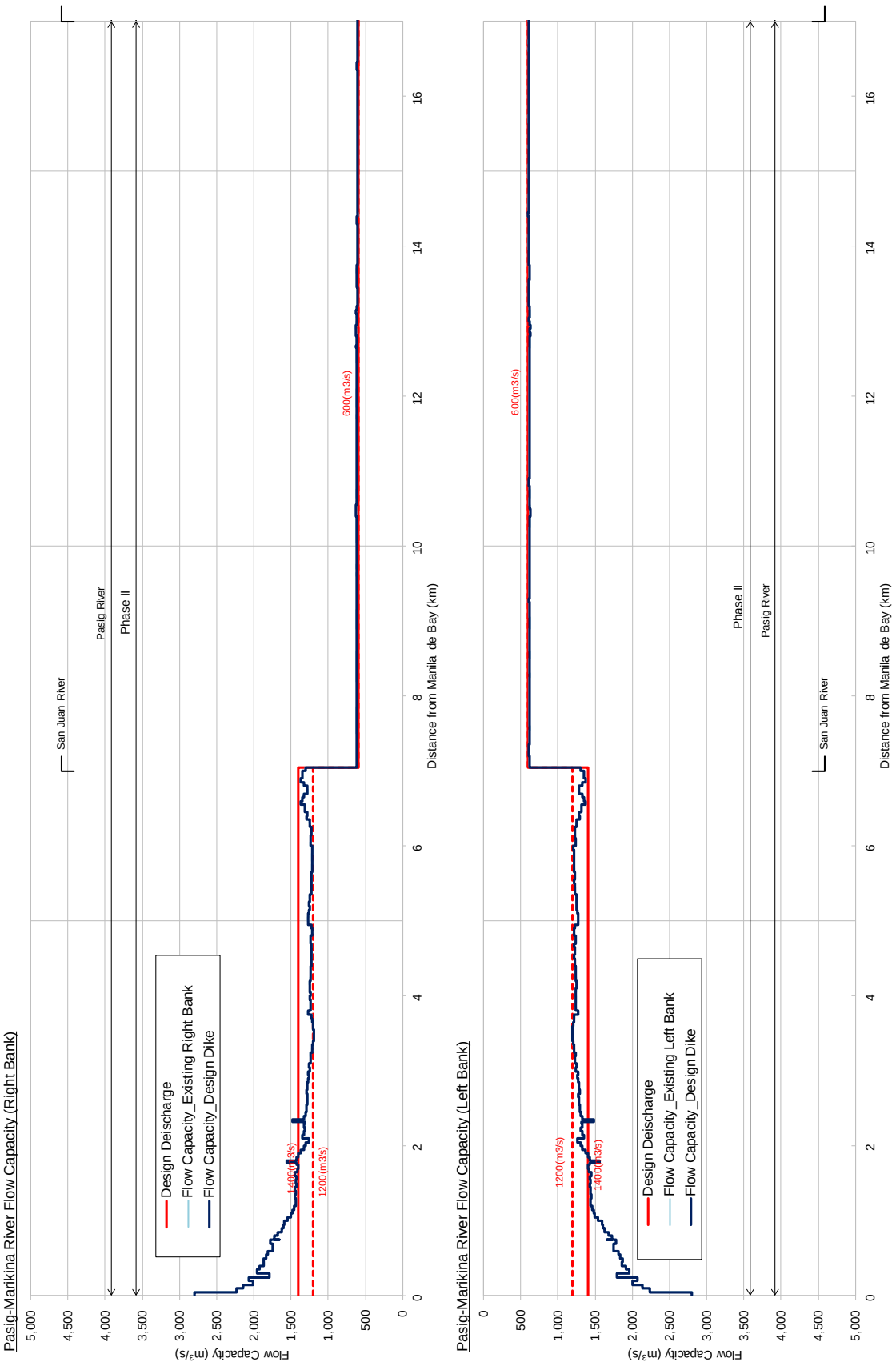
フェーズ II、III の事業が完了していることから、当該区間の流下能力はサンファン川合流地点下流の一部区間（約 1.8km~サンファン川合流地点）を除いて、計画高水流量を満足している。サンファン川合流地点下流の一部区間については、当面の整備目標流量（1,200m^3/s）は満たしているものの、計画高水流量（案）である 1,400m^3/s には不足しており、この流量を満足するためには堤防の嵩上げ、河道の浚渫等の対策が必要な状況である。

本業務の対象であるフェーズ IV 区間（MCGS 下流～Sto. Nino 地点）については、フェーズ IV の始点である MCGS 下流（マリキナ川標点 Sta.5+400（河口から約 22.5km 地点））から Rosario 堰上流の約 24km 地点までは計画高水流量を満たしているものの、それよりも上流の区間はほとんどの地点で下回っている状況である。これらの区間はフェーズ IV の河川改修（築堤、河道拡幅・掘削）によって計画高水流量（2,900m^3/s）を満足させることとなる。



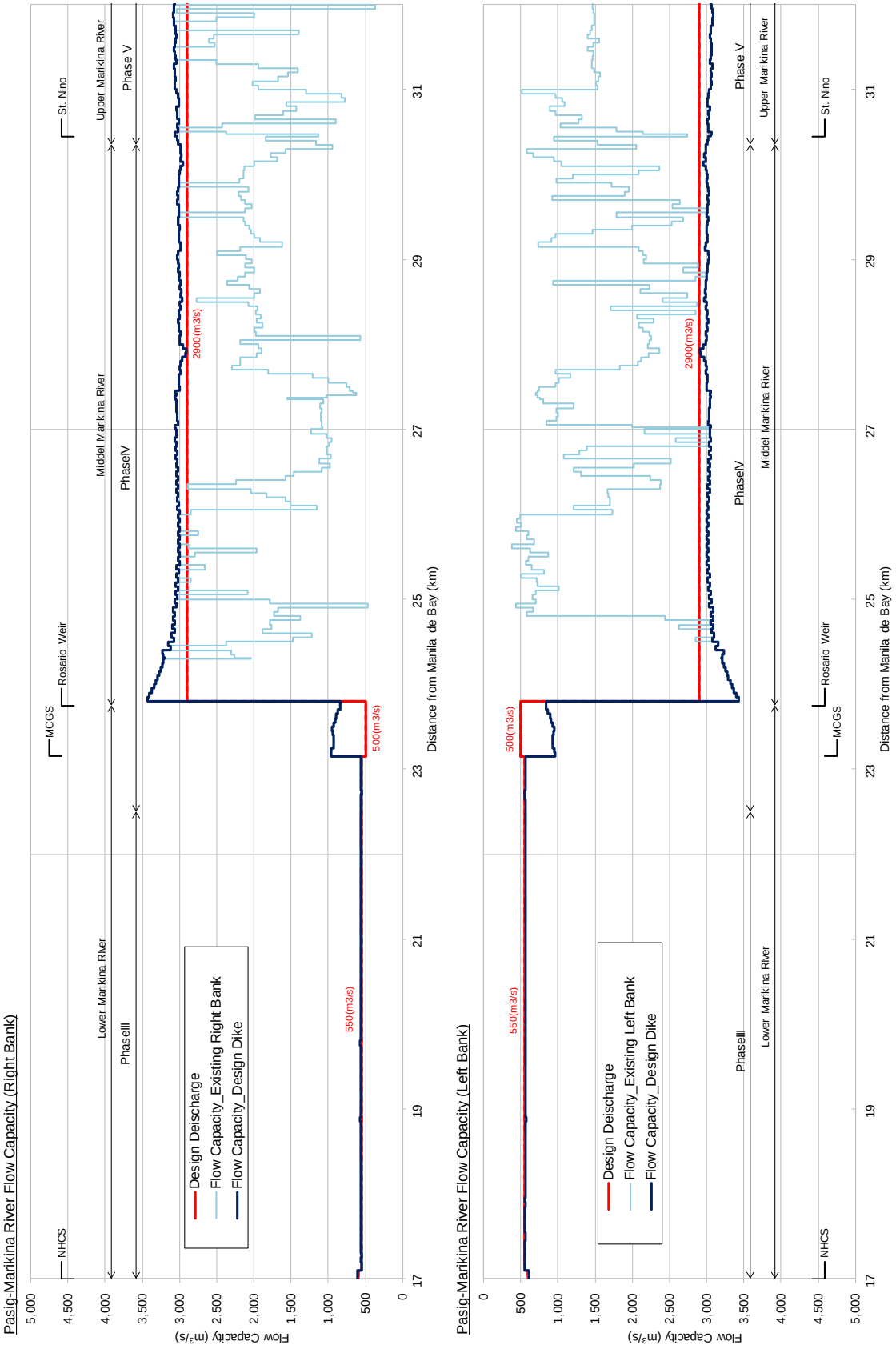
出典：JICA2011 準備調査及び 2015IV&V-FS を基に調査団作成

図 3.1.6　現況流下能力図（パッシグ・マリキナ川）



出典：JICA2011 準備調査及び 2015IV&V-FS を基に調査団作成

図 3.1.7　現況流下能力図（パッシグ川）



出典：JICA2011 準備調査及び 2015IV&V-FS を基に調査団作成

図 3.1.8　現況流下能力図（マリキナ川）

3.1.5　主要河川構造物の現操作規則

流域内には、以下の表 3.1.9 に示す 2 つの重要な河川構造物があり、現在マニラ首都圏開発庁（MMDA）にて操作・管理を行っている。

表 3.1.9　流域内に位置する主要な河川構造物

構造物	構造物名	主要諸元		位置等
水門	ナピンダン水門（Napindan Hydraulic Control Structure: NHCS）（可動堰）（1982 年完成）	主ゲート	ローラーゲート 15 m×9 m×4 門	パッシグ川・ナピンダン水路合流部（ナピンダン水路側）
		閘門	ラジアルゲート： 19 m×9.59 m×2 門 船通し延長：110m（閘門間）	
堰	Rosario Weir（可動堰）（1988 年完成）	ゲート	ローラーゲート(越流可能タイプ) 18.75 m×3.5 m×8 門	

出典：関係資料を基に調査団が作成

上記 2 つのゲートでは、Rosario 堰から約 6.5km 上流に位置する Sto. Nino 橋（Marikina 橋：フェーズ IV 改修区間の最上流点）の水位により、以下の表 3.1.10 に示す操作を行っている。

表 3.1.10　Rosario 堰及び NHCS のゲート操作規則

条件	Sto. Nino 水位	Rosario Weir	NHCS	
平時	-	全閉	Rosario Weir のゲート開操作開始の連絡が入り次第、NHCS の主ゲートは「閉」とする。	基本的には、左記のルールに従って運用しなければならないが､NHCS に関しては厳格には従っていない、との情報がある。
水位上昇時	EL+13.80m	Gate No.4 開		
	EL+13.90m	Gate No.5 開		
	EL+14.0~14.40m	Gate No.3 & 6 開		
	EL+14.50~15.10m	Gate No.2 & 7 開		
	EL+15.30m~Up	Gate No.1 & 8 開		
水位降下時	EL+15.00m	Gate No.1 & 8 閉	Rosario Weir のゲート閉操作終了連絡が入り次第、NHCS の主ゲートは「開」操作を行う。	
	EL+14.50m	Gate No.2 & 7 閉		
	EL+14.00m	Gate No.3 & 6 閉		
	EL+13.80m (*1)	Gate No.5 閉		
	EL+13.60m (*1)	Gate No.4 閉（全閉）		

出典：MMDA EFCOS 事務所からの情報に調査団が追記

3.2　既存及び構想段階関連計画の確認

これまでの本対象流域における治水計画及び治水に関連する計画を 3.2.1 節に取りまとめるとともに、3.2.2 節では流域内の治水関連構造物に関する情報を整理した。

3.2.1　既往治水計画の確認

マニラ首都圏の排水計画を含むパッシグ・マリキナ川の洪水調節に関するマスタープランは、記録では 1952 年に策定された計画が最も古い計画である。この洪水調節計画に基づき、1980 年代まで河川改修工事が実施された。しかし、パッシグ・マリキナ川流域における洪水の頻発は解消されず、1986 年にフィリピン国政府は日本政府に対して洪水対策計画調査の技術協力を要請した。この要請に基づき、JICA は「マニラ洪水対策計画調査」を実施し、1990 年にマスタープランを策定した。

その後、100 年確率に近い洪水が 2009 年に台風オンドイによって起こったことから、主に JICA と世界銀行（WB）それぞれによりパッシグ・マリキナ川流域の治水計画の検討が重ねられてきた。これまでに実施された治水計画の検討調査一覧を表 3.2.1 に、各調査の概要を以降に示す。

表 3.2.1　既往治水計画検討調査

プロジェクト名	完了年	実施機関	略称
Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin	1952 年	フィリピン国政府	1952MP
FS Study and Detailed Design for Manggahan Floodway	1975 年	USAID	1975FS/DD
マニラ洪水対策計画調査	1990 年	JICA	JICA1990MP
Detailed Engineering Design of PMRCIP	2002 年	DPWH	2002DD
パッシグ・マリキナ川河川改修事業（III）準備調査	2011 年	JICA	JICA2011 準備調査
Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas	2012 年	WB	WB2012MP
マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査	2014 年	JICA	JICA2014 調査
Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V	2015 年	DPWH	2015IV&V
Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam	2018 年	WB	WB2018 UMD FS

出典：調査団

3.2.1.1　Formulation of Flood Control Plan in Pasig-Marikina River Basin（1952 年、フィリピン国政府）

(1)　調査の背景

1943 年 11 月に発生した未曽有の大洪水によりマニラ市内は数日間浸水し、河川水位は既往最高を記録した。この洪水の直後から、フィリピン政府の 4 名の専門家で構成された委員会により洪水問題に関する調査が開始され、洪水の原因の分析、洪水対策及び将来の調査計画等をまとめた 7 ページの啓発的なレポートが提出された。その後、独立運動により後続の調査は出来なくなり、1944 年にまとめられた関連データは、1945 年の戦争ですべて失われた。

1947 年から調査は再開され、当初はパッシグ川における洪水流のコントロールを目的として実施された。しかしながら、調査を進める過程で洪水流のコントロールだけでは市内の浸水被害を完全には解消できないことが明らかになった。当時から内水問題がその被害の深刻さと緊急性の両面で複雑な問題を引き起こしていた、と言われている。この問題を解決するために、排水対策のマスタープラン調査（以下 1952MP）が実施されることとなった。

(2)　調査の目的

北部マニラ及び南部マニラの排水対策のマスタープラン策定が主な目的である。また、パッシグ・マリキナ川の洪水対策についても検討・提案されている。

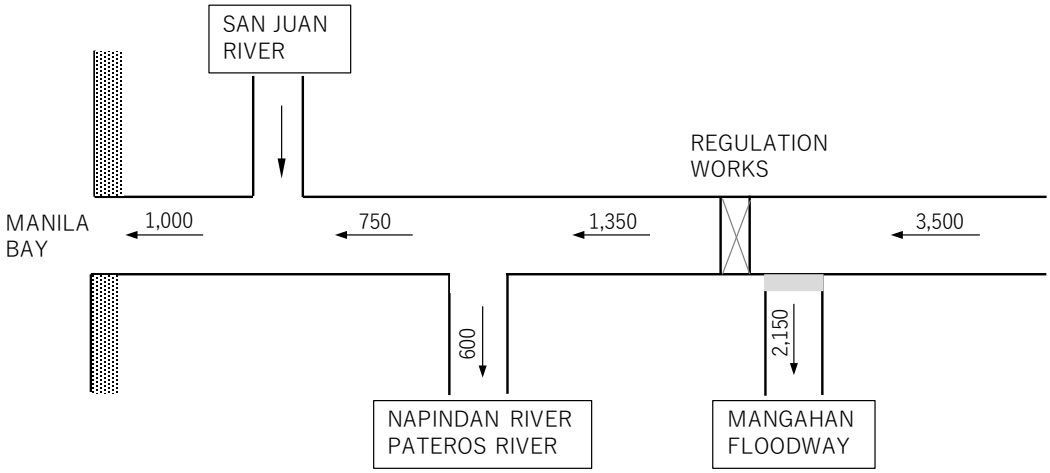
(3)　整備メニュー及び計画高水流量

1952MP で検討・提案された主な整備メニューを表 3.2.2 に、計画洪水流量配分を図 3.2.1 にそれぞれ示す。

表 3.2.2　検討・提案された主な整備メニュー（当時の既往最大洪水（1943 年）を対象）

整備メニュー	内容
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川
マリキナダム（検討のみ）	ダム高：71.6m
マンガハン放水路	幅員：250m、低水路幅：100m 放水路入口の河床高は EL+13.0m またはマリキナ川の河床高+3.0m に設定
流量調節施設 (Regulation Works)	現在の MCGS に相当する施設

出典：1952MP



出典：「1952MP」を基に調査団作成

図 3.2.1　計画高水流量配分図（既往最大ベース）

3.2.1.2　FS Study and Detailed Design for Mangahan Floodway (1975FS/DD)

(1)　調査の背景

1970 年に発生した洪水では、マニラ首都圏において、9,480 ヘクタールの地域が浸水被害を受け、その約 40%がパッシグ川からの外水被害で残りが内水被害であると算定された。また、調査開始時、過去 17 年間の内 12 回で重要なインフラに被害を受ける深刻な洪水被害が発生していた。これらの洪水による年平均被害額は、1970 年価格で 840 万ペソ、1974 年価格で 2,000 万ペソに上っていた。フィリピン政府は内水被害に対応するために排水路の改善を急ぐとともに、パッシグ川の洪水被害を軽減するためのマンガハン放水路の建設の支援を 1974 年に日本政府に依頼した。

(2)　調査の目的

1952 年 MP で提案されたマンガハン放水路の FS と DD 並びにラグナ湖の排水のために計画されたパラニャーケ放水路の FS を実施した。当該調査では、ラグナ湖沿いの環状線道路（C-6）の FS も含まれている。

なお、当該調査は US AID の支援によりアメリカのコンサルタントによって実施されている。

(3)　計画洪水流量

当該調査により提案されている計画洪水流量及びマンガハン放水路の計画流量は以下の表 3.2.3 に示す通りである。

表 3.2.3　1975FS/DD による計画洪水流量配分

確率年	Sto. Nino 流量	Manggahan Floodway	パッシグ川計画流量
100	3,300	最大計画流量 2,400m^3/s	最大　900m^3/s （当時の現況河道流下能力 600m^3/s に対し、Floodwall の建設により、流下能力を上げることを提案）
25	3,000		
18	2,900		
10	2,600		
5	2,400		

出典：1975FS/DD 報告書情報に調査団が追記

(4) 提案及び設計された構造物

当該調査により、提案され設計された関連構造物は以下の表 3.2.4 に示すとおりである。

表 3.2.4 マンガハン放水路及び関連設計構造物の諸元

構造物	諸元	その他情報
Marikina River Control Structure (現 MCGS)	全幅 68m(ゲート幅 12m x 5 連) 全長 28m 全高 13m (ゲート高 5m) 堰敷高 EL+10.0m	ゲートタイプ：ラジアルオリフィスゲート 位置：Sta+5+400 付近
Rosario Diversion Weir Structure	固定部タイプ：Ogee Crest Weir 堰頂標高:EL+14.0m 堰敷高:上流側 EL+11.5m 下流側 EL+10.0m 全幅 125m	コンクリート固定堰
	可動部タイプ:引上げ式 ゲート天端標高:EL+14.0m 堰敷高： EL+10.5m 全幅 10m x 2 連	ローラーゲート
Manggahan Floodway	三面張水路延長：1km 捨石張水路：1km 素掘水路：7km	河床幅 80m 法面 2:1(H:V) 河床幅 80~118m 河床幅 118m 法面 8:1(H:V)
その他	橋梁等	

出典：1975FS/DD 報告書情報を基に調査団が整理

上記の計画設計を基に、3.2.2.2 項に示す日本の OECF ローンによってマンガハン放水路の建設が開始された。

3.2.1.3 マニラ洪水対策計画調査（1990 年、JICA）

(1) 調査の背景

パッシグ・マリキナ川の洪水防御の全体 MP は、1952 年以降見直しが行われておらず、当時の社会経済に対応したものではなくなっていた。このような状況の中で、1986 年 11 月アキノ大統領来日時にマニラ洪水対策計画調査に対しての技術協力が正式に要請された。この要請に応え、JICA がマニラ首都圏における洪水防御と排水改善のための調査を実施するに至った。

(2) 調査の目的

マニラ首都圏その周辺における洪水防御及び内水排除対策について、将来の総合治水対策のフレームワークプラン（Flamework Plan: FP）について検討すると共に、西暦 2020 年を目標年度とした MP を策定し、併せて、優先地域に対してフィージビリティ調査（FS）を実施することが目的であった。

(3) フレームワークプラン（FP）

FP において提案された主な整備メニューを表 3.2.5 に示す。計画高水流量配分は図 3.2.2 に示した MP の計画高水流量配分と同様である。

表 3.2.5 FP における主な整備メニュー（100 年確率洪水対応）

整備メニュー	内容
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、ナピンダン川
MCGS	位置：Rosario 堰下流（マリキナ川） ゲートタイプ：ローラーゲート 堰高：15m

整備メニュー	内容
マリキナダム	位置：モンタルバン渓谷（既設ワワダム約 100m 上流） ダム型：コンクリート重力ダム ダム高：70m
パラニャーケ放水路	計画流量：500m³/s（max） 距離：9,200m
ラグナ湖岸堤	距離：10,700m 天端高：14.20m、余裕高：1.7m

出典：JICA1990MP

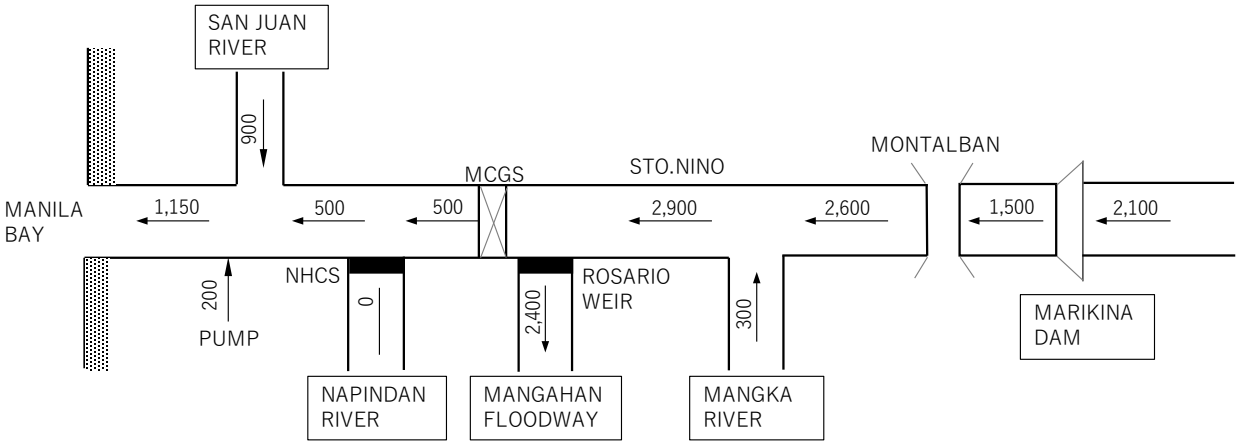
(4) マスタープラン（MP）

MP において提案された主な整備メニューを表 3.2.6 に、計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）を図 3.2.2 にそれぞれ示す。

表 3.2.6　MP における主な整備メニュー

整備メニュー	内容
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、ナピンダン川
MCGS	位置：Rosario 堰下流（Sta. 5+425）（マリキナ川） ゲートタイプ：ローラーゲート 堰高：15m
マリキナダム	位置：モンタルバン渓谷（既設ワワダム約 100m 上流） ダム型：コンクリート重力ダム ダム高：70m 洪水調節：自然調節（ゲートなし）
ラグナ湖岸堤	距離：10,700m 天端高：15.5m、余裕高：1.7m
非構造物対策	パッシグ・マリキナ川：洪水警報システム

出典：JICA1990MP



出典：JICA1990MP

図 3.2.2　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA1990MP】

(5) フィージビリティスタディ（FS）

FS を実施し、以下の優先プロジェクトが提案された。

- マンガハン東西部の排水改善
- マラボン・ナボタスの排水改善
- マンガハン放水路分派点下流部のパッシグ・マリキナ川河川改修（サンファン川を除く）

3.2.1.4　Detailed Engineering Design of PMRCIP (2002 年、DPWH)

(1)　調査の背景

頻発する洪水に対応するために、DPWH は前述した JICA1990MP 及び JICA1990FS に基づく「パッシグ・マリキナ川河川改修事業」に対し、FS のレビューを含む案件形成促進調査（SAPROF : 1998 年実施）を通じて事業の精査を行い、河川改修事業の実施が決定した。事業は日本の ODA 資金援助により次の 4 フェーズで実施することになった（事業内容は後に一部変更）。

フェーズ I	全体計画の詳細設計：Del Pan 橋から Marikina 橋までの 29.7km 区間
フェーズ II	建設ステージ I : パッシグ川における河道改修事業：デルパン橋からナピンダン川までの 16.4km 区間
フェーズ III	建設ステージ II : マリキナ川下流河道改修事業（マリキナ分流堰の建設を含む）: ナンピダン川合流点からマンガハン放水路分流点までの 7.2km 区間）
フェーズ IV	建設ステージ III : マリキナ川上流河川改修事業 : マンガハン放水路分流点からマリキナ橋までの 6.1km 区間）

(2)　調査の目的

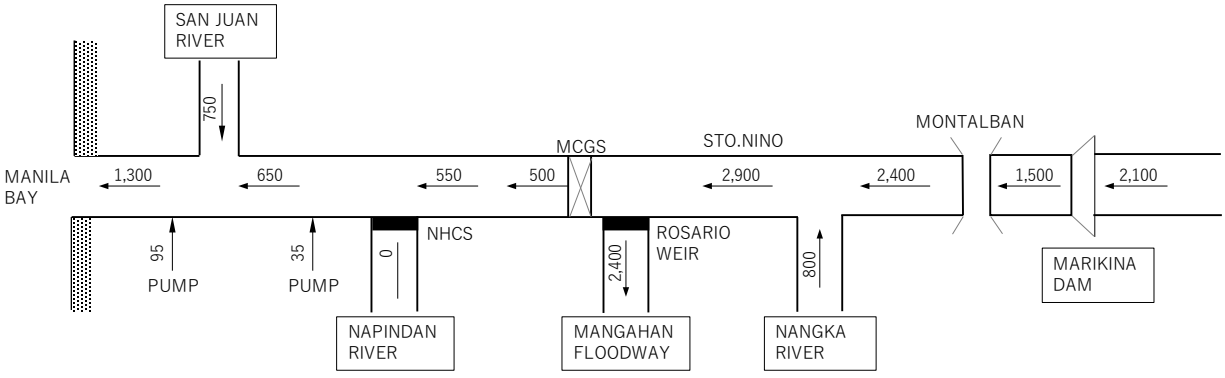
2002DD はパッシグ・マリキナ川河川改修事業（Pasig-Marikina River Channel Improvement Project: PMRCIP）のフェーズ I という位置づけであり、全体計画の詳細設計及び JICA1990MP の計画洪水流量の見直し、当面の整備のための計画洪水流量の設定が行われた。調査の目的は以下に示すとおりである。

① パッシグ・マリキナ川からの越水による洪水被害の軽減

② 河川沿いの良好な環境の創造及び景観に配慮した整備の実施

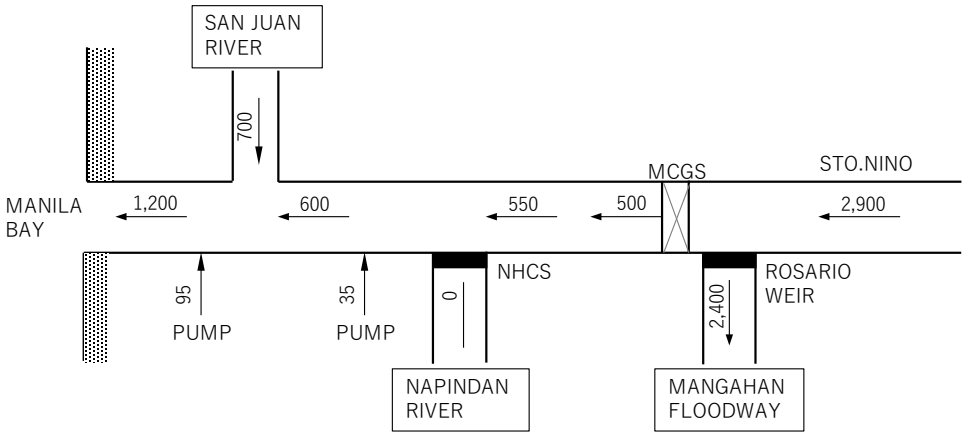
(3)　計画高水流量及び整備目標流量

JICA1990MP の計画高水流量の見直し及び当面の河川改修のための整備目標流量（確率洪水規模 1/30（ダム無し））の検討が実施された。この時設定された計画洪水流量を図 3.2.3 及び図 3.2.4 に示す。



出典：2002DD

図 3.2.3　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2002DD】



出典：2002DD

図 3.2.4　整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】

3.2.1.5　パッシグ・マリキナ川河川改修事業（Ⅲ）準備調査（2011 年、JICA）

(1)　調査の背景

2009 年 9 月の台風オンドイ襲来により、マニラ首都圏は甚大な洪水被害が生じたことから、今後、更なる洪水被害を防ぐために、PMRCIP 全体が早期に完成することが喫緊の課題とされた。これに伴い、フェーズⅢを円借款対象事業とする方向で、JICA による準備調査が行われた（2010 年 9 月～2011 年 10 月）。

(2)　調査の目的

調査の目的は以下に示すとおりである。

① パッシグ・マリキナ川流域の河口からマリキナ橋を対象にしたパッシグ・マリキナ川河川改修事業（PMRCIP）について、特にフェーズ III の対象区間を重点に、以下の内容を含む計画の見直しを行う：近年の流域開発を反映した現在の河川状況、近年の洪水被害状況、将来の気候変動に伴う洪水被害状況への影響。

② 河川改修工事、モニタリング、地元住民への広報活動（information campaign and publicity）などからなるフェーズ III の円借款事業形成支援。

(3)　整備目標流量

当面の整備目標流量（確率洪水規模 1/30）の見直しについても検討がなされたが、結果として図 3.2.4 に示した計画洪水流量配分を踏襲することとした。

3.2.1.6　Master Plan for Flood Management in Metro Manila and Surrounding Areas (WB 2012MP)

(1)　調査の背景

2009 年 9 月のオンドイ台風によるマニラ首都圏の大規模な洪水被害を受けて、マニラ首都圏及び周辺地域の持続的かつ効果的な洪水リスク管理のためのロードマップを示すために調査が実施された。

(2) 調査の目的

調査の主な目的は以下に示すとおりである。

① 洪水リスク評価調査を実施すること
② 包括的な洪水対策マスタープランを策定すること
③ 治水安全度を考慮した持続的な洪水リスク管理につながる優先事業（構造物、非構造物）を提案すること

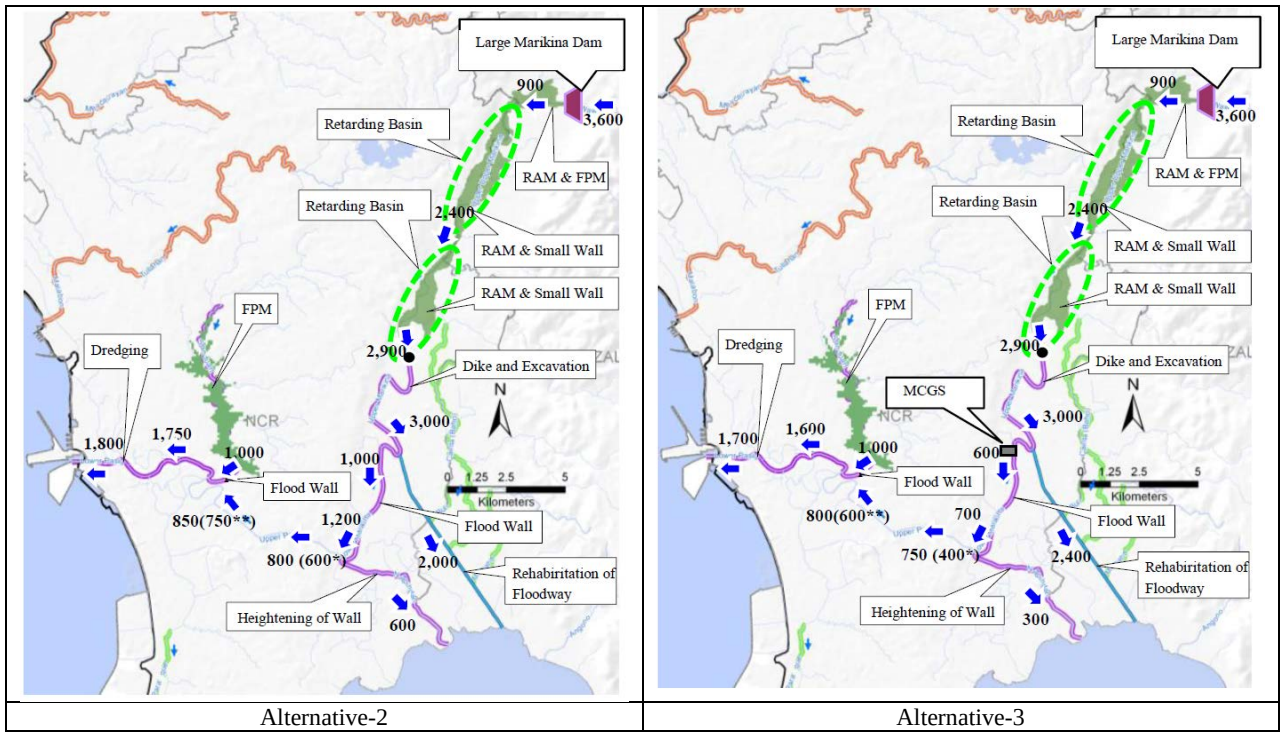
(3) 整備メニュー及び計画高水流量

WB2012MP では、MCGS を含まない案（Alternative-2）と含む案（Alternative-3）の 2 案を推奨案としている。そのうえで、MCGS の必要性については FS を実施し決定することを提案している。推奨案の主な整備メニュー及び計画高水流量配分を表 3.2.7、図 3.2.5 にそれぞれ示す。

表 3.2.7　主な整備メニュー

整備メニュー	Alternative-2	Alternative-3
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川 ナピンダン水路、マンガハン放水路 ※パッシグ川の浚渫、フェーズ II, III, IV 区間の追加事業、ナピンダン水路の嵩上げが必要。	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川 ナピンダン水路、マンガハン放水路 ※パッシグ川の浚渫、フェーズ II, III 区間の追加事業、ナピンダン水路の嵩上げが必要。
MCGS	なし	あり
マリキナダム	位置：既設ワワダム約 500m 上流 ダム高：72m 貯水容量：67.4MCM	位置：既設ワワダム約 500m 上流 ダム高：72m 貯水容量：67.4MCM
自然遊水地	980ha	980ha

出典：WB2012MP



Alternative-2　　Alternative-3

出典：WB2012MP

図 3.2.5　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2012MP】

3.2.1.7　マニラ首都圏治水計画情報収集・確認調査（2014 年、JICA）

(1)　調査の背景

既往の調査結果（特に上述の世界銀行調査（WB2012MP）における計画高水流量等）を、対象地域における気候変動を考慮に入れてレビューすることによって、より詳細な治水計画の策定に資する基礎情報を整備するために調査が実施された。

(2)　調査の目的

気候変動影響を踏まえた適切なデータに基づき再構築された洪水解析モデルを用い、WB2012MP で検討された構造物対策に係る技術的妥当性の再検討を行うことが目的である。

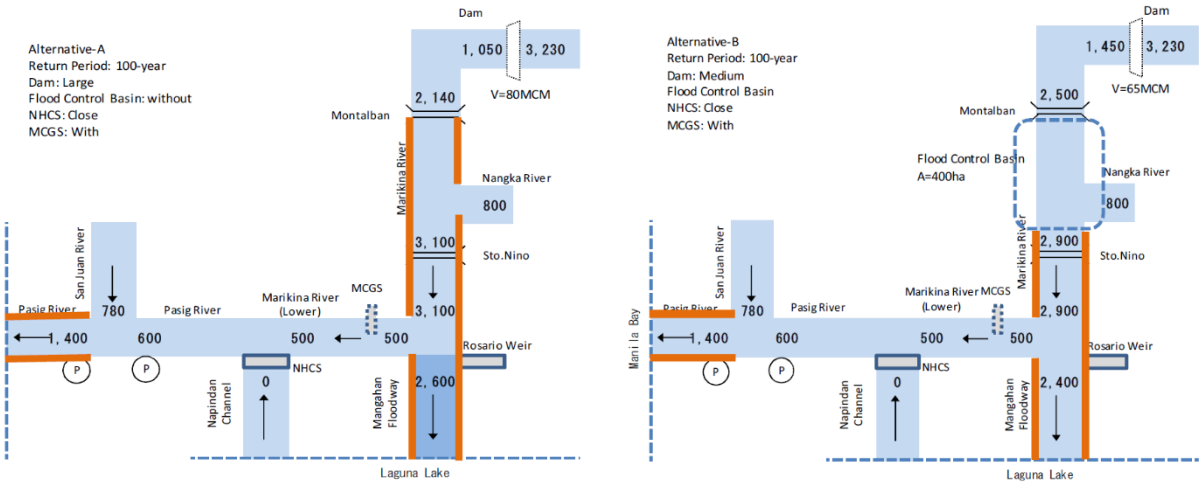
(3)　整備メニュー及び計画高水流量

JICA2014 調査では計画高水流量の検討も実施された。有力案とされた 2 案の整備メニュー及び計画高水流量配分を表 3.2.8、図 3.2.6 にそれぞれ示す。

表 3.2.8　主な整備メニュー

整備メニュー	A-2-1 案	B-3 案
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路 ※フェーズ II・IV 区間の一部嵩上げ及びマンガハン放水路の追加浚渫が必要。	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路 ※フェーズ II 区間の一部嵩上げが必要。フェーズ III・IV 区間の追加事業は必要ない
MCGS	あり	あり
マリキナダム	位置：既設ワワダム約 500m 上流 ダム高：68m 貯水容量：80MCM	位置：既設ワワダム約 500m 上流 ダム高：71m 貯水容量：65MCM
遊水地	なし	371ha (8 sites)

出典：JICA2014 調査



A-2-1 案　　B-3 案

出典：JICA2014 調査

図 3.2.6　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【JICA2014 調査】

3.2.1.8 Feasibility Study on PMRCIP for Phase IV and V (2015 年、DPWH (2015IV&V))

(1) 調査の背景

2009 年 9 月の台風オンドイによる甚大な洪水被害の発生により、それ以降、DPWH ではフェーズ IV 区間の早急な実施が必要と認識されていた。また、フェーズ IV を迅速に開始するためには、2002 年にフェーズ I として実施された詳細設計が河道沿いの開発により既に大きな修正が必要となっていること、台風オンドイによって各確率年時の流量も変化していることから事業の経済性も変化しているため FS レベルの再調査が必要とも関係機関から指摘されていた。さらには、台風オンドイ時、フェーズ IV の上流区間も激甚な被害を受けたことから、この大きな被害を受けた区間の整備及びマリキナダム、遊水地を含めた PMRCIP 全体の調査を進める必要性があった。

DPWH では JICA が支援するフェーズ IV 整備区間上流端からさらに河川改修整備区間をフェーズ V として San Mateo 橋まで延長した。

この結果、PMRCIP の実施計画は表 3.2.9 のように改訂された。

表 3.2.9 PMRIP 改訂実施計画

フェーズ	変更事業内容	計画改修区間（計画流量）
II	パッシグ川河道改修事業 （Del Pan 橋～ナピンダン川）	両岸 13.1km 区間 （1,200／600 m^3/s）
III	マリキナ川下流河道改修事業 （ナピンダン川～MCGS 下流）	5.4km 区間 （550 m^3/s）
	パッシグ川河道改修事業 （フェーズ II の事業対象外区間）	両岸 9.9km 区間 （1,200／600 m^3/s）
IV	マリキナ川上流河道改修事業及びマリキナ分流堰建設（MCGS～Marikina 橋）	8.0km 区間 （2,900 m^3/s）
V （追加）	マリキナ川上流河道改修事業 （Marikina 橋～San Mateo 橋）	5.8km 区間 （2,900 m^3/s）

出典：調査団

(2) 調査の目的

当該調査（以下「2015IV&V」という）では、フェーズ IV 区間の FS 及びフェーズ V 区間の FS 並びに DD が実施された。調査の目的は以下に示すとおりである。

① マニラ首都圏の生活環境及び衛生環境を改善する目的で、生命、家畜、財産及びインフラストラクチャーに被害を及ぼすパッシグ・マリキナ川の洪水を軽減すること。
② フィリピン国の発展を促進するための重要な戦略として、洪水のない都心を提供することによって、よりダイナミックな経済を創出すること。
③ マニラ首都圏における環境条件、保健及び衛生の悪化の進行を止める、より生態学的に安定したコンディションを提供するために、河川沿いの良好な環境の創造及び景観に配慮した改修、整備の実施を強化すること。

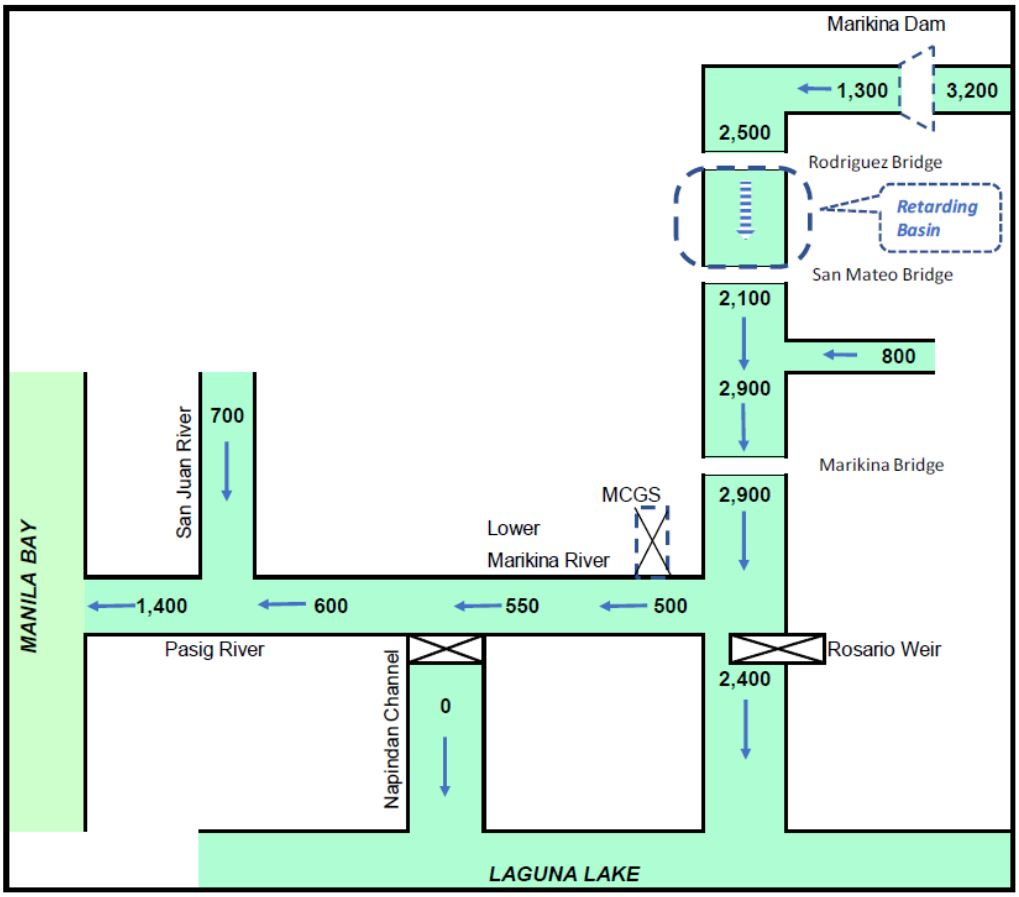
(3) 整備メニュー及び計画洪水流量

フェーズ V 区間の整備に伴う遊水地箇所の変更を踏まえた計画高水流量の見直しが行われ、図 3.2.7 のように設定された。以下、この流量配分を本章において「Definitive Plan による計画高水流量配分」と呼ぶ。

表 3.2.10　主な整備メニュー

整備メニュー	内容
河川改修	パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路
MCGS	あり
マリキナダム	位置：未検討 ダム高：64m 貯水容量：64.2MCM
遊水地	337ha (7 sites)

出典：2015IV&V



出典：2015IV&V-FS

図 3.2.7　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【2015IV&V】

3.2.1.9　Feasibility Study and Preparation of Detailed Engineering Design of the Proposed Upper Marikina Dam (2018 年、WB)

(1)　調査の背景

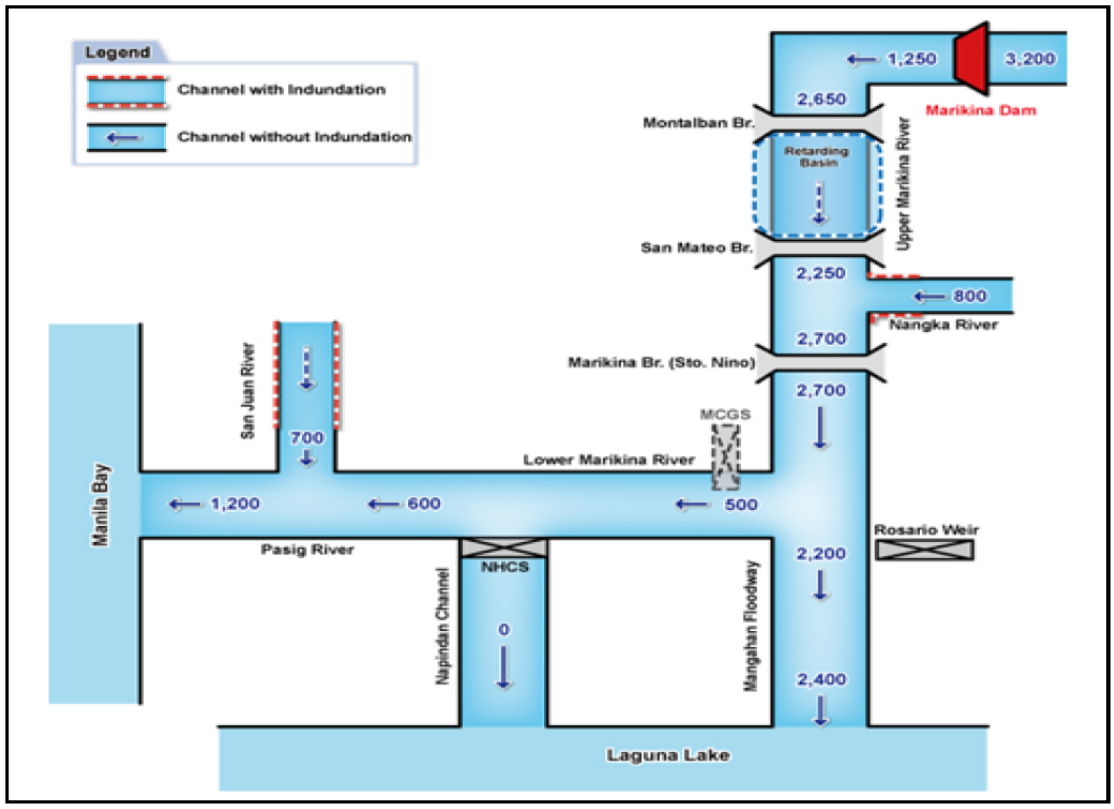
PMRCIP 全体の完成のために必要なマリキナダムの FS 及び DD を実施するものである。調査費用は、WB による無償調査資金が利用された。

(2)　調査の目的

マリキナ川の流量を低減する最適なダム・遊水地の諸元を決定するために、事業化調査（FS 調査）とそれに基づく詳細設計、入札図書の準備を行うことを目的とする。

(3) 計画高水流量

WB2012MP の水理解析モデルをベースに、マリキナダム及び遊水地を考慮したモデルにより計画高水流量配分が設定されている（図 3.2.8 参照）。結果として、Marikina 橋（Sto. Nino）地点の流量は 2,700 m^3/s となっている。



出典：WB2018 UMD FS

図 3.2.8　計画高水流量配分図（確率洪水規模 1/100）【WB2018 UMD FS】

3.2.2　パッシグ・マリキナ川流域の主要な治水関連事業及び河川構造物のまとめ

3.2.2.1　ナピンダン水門（NHCS）

(1) ナピンダン水門（NHCS）建設事業

ナピンダン水門（Napindan Hydraulic Control Structure: NHCS）は、ラグナ湖とパッシグ川を繋ぐただ 1 つの現存する自然流路（ナピンダン水路）がパッシグ川と接続する合流点のナピンダン水路側に建設された水門である（調査対象地域位置図参照）。

この NHCS は、1974 年に国際連合開発計画（UNDP）とアジア開発銀行（ADB）が共同で取りまとめた「ラグナ湖資源開発計画（Societe Grenobloise d'Études et d'Application Hydrauliques: SOGREAH 1974）」によって、以下の目的のために建設が提案された。

- ラグナ湖の水資源開発（水位制御）
- パシッグ川からラグナ湖への塩水・汚濁水の侵入防止（淡水化）
- ゲート閉時におけるマニラ湾～ラグナ湖間舟運の確保（閘門の建設）

- ラグナ湖周辺の浸水防止[2]

NHCS は 1982 年に ADB の借款事業により完成した。NHCS の諸元を以下に表 3.2.11 として示す。

表 3.2.11　NHCS 構造諸元

項目	内容
主ゲート	ローラーゲート：15 m×9 m×4 門
閘門	船通し延長：110m（閘門間） ラジアルゲート（閘門）：19 m×9.59 m×2 門
本体基礎	杭基礎構造

出典：関連資料を基に調査団が作成

(2) NHCS の現在

1) 運用操作状況

1982 年の完成以来、NHCS がラグナ湖の水資源確保及び淡水化のために主ゲートを全閉したことはない。ラグナ湖で漁業を営む漁民が、ラグナ湖の淡水化により漁獲量の低減を危惧し、ゲートの全閉に反対していることが理由である。

本事業のフェーズ I では、MCGS 完成後の NHCS の操作として、パッシグ・マリキナ川の洪水時には、ゲートを一時的に閉める運用を行う事を提案している。

また、後述した「EFCOS アドバイザー報告書(2016)」においても、NHCS の操作記録報告は、公式的には残されていないことが確認されており、今後の課題となっている。

2) NHCS の老朽化問題

2018 年 2 月、日本の経産省は本ゲートの老朽化による補修の必要性を調査した「フィリピン共和国: マニラ首都圏洪水ゲート補修事業調査（以下「ゲート補修事業調査（2018)」という)」を実施した。

本調査では、施設の老朽化とレベル 2 地震動への対応という課題を解決するために、NHCS のゲート施設交換を伴う全改築を、概略の経済性調査とともに実施した。結果として、さらなる詳細な検討を前提に、ゲートの再建設が望ましいと提案している。

以下、ゲートの再建設が必要な理由を、表 3.2.12 として示す

表 3.2.12　NHCS の再建設が望ましい理由

項目	内容
コンクリート構造物	施工時に利用した鉄筋及び補助鉄筋等がコンクリート表面の剥離のため露出しており、構造物本体内部の腐食が進行している可能性がある。
外構構造物	Pier-5 の階段の腐食が激しく点検作業が危険で実施できない。
ゲート扉体本体	扉体下部については損傷が激しく、塗装塗膜が消失しているとともに随所に貫通孔が空いている状況にあり、機能の一部に支障を来している。 （これからの再塗装・補強等により耐久性が向上する可能性は低い。）
地震等による耐力	設計荷重が作用した際に構造的安全性を保障することが難しい状況である。

[2]「パシッグ河総合開発計画調査報告書（1986 年 3 月)」国建協より抜粋。ただし、具体的にどこをどのような操作で浸水を防止するのかは、情報が入手できていない。

項目	内容
新設計基準への対応	既にフィリピンにおいても、橋梁の設計基準では採用されている「Level-2」対応設計について今後河川構造物も進めていくのであれば、本水門は補強では困難であり、再建設することが望ましい。

出典：関連資料を基に調査団が作成

(3) NHCS の治水上の機能及び計画

NHCS に関しては、ラグナ湖の水位が低い場合は、洪水時にゲート開としておく事で本川下流の流量を低減させる事が可能であるが、ラグナ湖の水位が高い場合は、所定の流量をナピンダン水路に流下させることは不可能となる。

よって、治水計画上は、ナピンダン水路の流量は「0」として計画する。

3.2.2.2 マンガハン放水路建設事業

3.2.1 節にて詳述したように、1975 年にアメリカの DMJM 社によって検討されたマンガハン放水路の FS・DD 調査結果を基に、フィリピン政府と日本政府は、1975 年 9 月に OECF 借款によるマンガハン放水路の建設の合意文書が交わされ、日本の円借款事業によるマンガハン放水路の建設が開始された。建設事業の概要を以下に示す。

(1) FS・DD 調査のレビュー及び建設開始直前の設計変更

1977 年 8 月より FS・DD 調査のレビューが開始され、マンガハン放水路の詳細設計が同年の 11 月に終了し工事の入札が開始された。しかしながら、放水路の一部計画に異議が出て、契約直前になり DD の見直しが創設された Task Force により実施された。

DD の大きな見直しは以下の項目である。

1) MCGS 建設の中止

パッシグ川からマリキナ川の舟運に大きな影響が生じることを理由に、MCGS の建設が中止された。

2) Rosario 堰の固定堰から可動堰への変更

1972 年に発生したラグナ湖既往最大洪水等、当時頻発したラグナ湖周辺洪水への対応を主たる理由として[3]、1975 年 DD での固定堰による Rosario 堰を可動堰として設計を見直すことになった。

(2) 工事概要

度重なる設計変更、土地取得の遅れから、マンガハン放水路建設工事は 1984 年 12 月 31 日に 75%の完工率を持って借款履行期限を迎え、残りの 25%はフィリピン国政府の自国予算により 1988 年に完工した。工事概要を以下に表 3.2.13 として示す。

[3] ラグナ湖の水位が高い場合、可動堰となるロサリオ堰を開放することにより、少しでも早く、ラグナ湖の水位を低下させる事が目的である。

表 3.2.13　マンガハン放水路事業の概要

項目	内容	
円借款概要	調印日：1975 年 7 月 4 日（L/A No. PH-P10） 調印額：2,704 百万円 執行額：2,073 百万円	
工事期間（残工事除く 75%完工に対し）	1980 年 5 月～1985 年 4 月	
事業内容	放水路 （総延長: 9.00km）	● コンクリート 3 面張水路：1.15km
		● 石張水路（移行区間）：1.00km
		● 土羽断面（低水路幅 118m / 法勾配 1:8）：6.85km
	Rosario 堰	ローラーゲート(越流タイプ)： 18.75 m×3.5 m×8 門
	Ortigas 橋	幅：23.614m (6 車線) 径間幅：32.10m 径間数：4 径間
	堤防道路	East Bank Road 幅（左岸天端）：13.7m（4 車線） West Bank Road 幅（右岸天端）：7.0m（2 車線）
	移転	非正規居住者約 450 世帯の移転を実施

出典：関連資料を基に調査団が作成

(3)　マンガハン放水路の治水上の機能及び計画

マンガハン放水路に関しては、従来の治水計画上の機能を維持し、計画流量 2,400m^3/s を安全にラグナ湖に流下させることを今後も治水計画の基本とする。

3.2.2.3　パッシグ河洪水予警報システム事業（EFCOS: Effective Flood Control Operations System）

(1)　EFCOS 事業の開始：円借款事業によるシステム構築

1)　事業開始の背景

本事業は前節の 3.2.1.1 項に示す 1952 年の「パシッグ河治水事業」に基づくマニラ地区の洪水制御のために建設されたマンガハン放水路に係わる事業の 1 つである。マンガハン放水路は当初、放水路の取水口である Rosario 堰の設計を固定堰とする計画であった。しかし、事業開始後、放水路の流出口であるラグナ湖周辺で大洪水被害が発生した。そこで、同湖周辺の洪水被害を軽減することを理由の 1 つとして、ラグナ湖水位が高い場合にはマンガハン放水路を通じて排水を可能とする可動堰への設計変更を行った。

同放水路の完成(1984 年 6 月)後は、MCGS も建設されなかったため、

- マリキナ川の上流の水位を低減させ、且つ、
- パッシグ川への本川流量を減らすため、

洪水時に堰を開放する操作が開始された。結果として、放水路内の流量がゲート操作により急激に変化することになり、人命財産等を保護するための警報装置及び堰の早期有効操作実現のためのテレメータリング・システムが不可欠となった。

2)　事業の目的

マンガハン放水路事業に対して洪水予警報システムを設置し、堰操作により引き起こされる放

水路内の急激な洪水流変化からの人命財産等の被害を防ぐこと、また、テレメータリング・システムにより堰操作を有効なものとすることを目的としている。

3)　事業の内容

事業は 1983 年に締結した円借款事業として以下の内容で実施された。

表 3.2.14　EFCOS 事業の概要

項目	内容
実施機関	公共事業道路省（DPWH）
円借款承諾額／実行額	1,140 百万円　／1,036 百万円
工期	1984 年 12 月 ~ 1995 年 10 月
雨量観測所	2 箇所（Mt. Oro / Boso-Boso）
水位観測所	テレメータ水位観測所 5 か所新設（Montalban / Sto. Nino / Angono / Pandacan / Fort Santiago） その他 4 箇所（Rosario Weir Upstream / Downstream / NHCS Pasig Side / Napindan Side）
Relay Station	PAGASA（フィリピン気象天文庁）、Antipolo
監視局	Rosario 局（本局）及びその他監視局:3 局（DPWH-NCR Head Office / DPWH Central Office / NHCS）
警報ポスト	1 箇所（Rosario 本局） 8 箇所（放水路沿い）

出典：関連資料を基に調査団が作成

以下に図 3.2.9 として、EFCOS 開始当初のシステム構成図を示す。



出典：JICA

図 3.2.9　EFCOS システム構成図

(2)　JICA による EFCOS リハビリ無償事業

1)　無償事業の背景

2000 年当時、円借款事業で構築されたシステムは、より精度の高い洪水予測を行うことが難しく、流域の都市化及び人口集中に伴う中小洪水に対しても十分な対応ができていなかった。さらに、通信機器の進展により、携帯電話の普及等により無線通信の混線が頻繁に発生し、電波管理

上問題を生じていた。こうした状況を踏まえ、EFCOS のシステム全体を見直すことにより精度の高い洪水予測を行う必要性が求められていた。

2) 無償事業の目的

EFCOS のシステム全体を見直し、より精度の高い洪水予測を行う同システムの改善、機能強化に必要な機材の調達を目的とした。

3) 事業の内容

本無償事業は、水文観測所を増設し、テレメータシステムのデジタル化とコンピュータのオンライン化を図り、水文データの自動収集と処理を行うシステムを構築した。さらに、洪水予測システムを導入してこれらのデータを読み込み、結果を画像に変換して表示させた。また、こうして得られた予測情報をより広く洪水対策に活用するため、パッシグ川沿いの排水機場や地方自治体等に無線通信システムを設けた。機材調達後のシステムの運用に関しては、ソフトコンポーネントを導入して技術指導を行った。

以下に事業の概要を整理して表 3.2.15 として示す。

表 3.2.15 EFCOS リハビリ無償事業の概要

項目	内容	
実施機関	DPWH-PMO（現 DPWH-UPMO-FCMC）	
事業運営・管理	DPWH-NCR EFCOS 事務所（現 MMDA EFCOS 事務所）	
事業内容	水文観測網の整備・改善	水位計２ヵ所、雨量計５ヵ所を新設
	電気通信システムの改善	アナログ方式からデジタルテレメータシステムを導入 テレメータシステム：424.750 MHz に変更 放流警報システム：424.900 MHz に変更 多重通信システム：7.5 GHz, 22 GHz に変更
	データ処理システムの改善	● 水文情報、ゲート情報をコンピュータのオンライン化で自動収集し、データベースに蓄積 ● 収集・処理したデータを画像に変換して表示する。また、これらの情報は公共事業道路省（DPWH）やマニラ首都圏局（DPWH-NCR）等監視局に送信 ● 洪水予測システムを導入し、水位予測を可能にすると共に堰のゲート操作に利用 ● バックアップシステムの導入
	緊急無線機の配備	洪水予測情報は気象天文庁（PAGASA）を中継局として以下へ伝達 ● ポンプの稼働効率を高めるため、パッシグ川沿いにある１１ヵ所の排水機場への洪水予測情報の伝達 ● 首都圏の地方自治体、DPWH-NCR、地方事務所及び関連機関等を対象に 27 ヵ所に水防対策用の無線機配備
	ソフトコンポーネント	● 技術支援：洪水予測モデルの修正・更新等に係る技術指導（モデルの誤差評価）と解説書の作成 ● 運営支援：1993 年作成 EFCOS システムのマニュアルのアップデート及びシステム全体を統括運営する指導書作成
総事業費	約 1,200 百万円（無償資金：約 1,100 百万円・実施機関資金約 100 百万円）	

出典：関連資料を基に調査団が作成

4) EFCOS 事業の移譲

上述の無償事業の実施後、EFCOS は 2002 年以降、DPWH よりその操作・運営の移譲を受けた MMDA が実施している。

(3) パッシグ河予警報システム事業復旧支援プロジェクト（EFCOS 復旧支援プロジェクト）

1) 事業実施の背景

2006 年 9 月の台風「ミレニオ」（国際名：シャンセン）、2009 年 9 月の台風「オンドイ」（国際名：ケッツァーナ）等、度重なる台風によりリハビリされた EFCOS の附帯施設（雨量計、水位計、通信システム等）は再び損傷を受け、EFCOS は 2015 年現在、その機能を十分に発揮できない状況にあった。特に台風「オンドイ」は 100 年に一度とも言われる大規模降雨を伴う大災害をもたらし、EFCOS も大きく損傷した。これを機に、フィリピン政府はそれまでの EFCOS の維持管理体制を見直す内部体制改革を実施するとともに、自己資金での改修を進めてきている。しかし、破損した機器の中にはシステムの中心にあるリピーター等、高額の機材も含まれており、自己資金によるすべての機器の回復は非常に難しい状況にあった。

マニラ首都圏においては近年台風やモンスーンによる洪水が従前に増して頻発しており、EFCOS の復旧は喫緊の課題となっている。この状況を受け、フィリピン政府は日本政府に対し、破損した関連機器（無線装置、雨量計、水位計、警報関係機材等）の改修等により EFCOS の洪水予警報機能の回復を支援する「パッシグ河予警報システム事業復旧支援プロジェクト」（以下、EFCOS プロジェクトという）への支援を要請した。

この要請を受け、JICA は、事業の一部を支援するとともに、支援後にアドバイザーを派遣し、EFCOS 事業の適切な運営と維持管理のための支援を行った。

2) 事業の概要

上述した通り、当該事業は、フィリピン政府の事業に一部、JICA が支援を行うことで実施された。事業の内容は以下の表 3.2.16 に示す通りである。

表 3.2.16　フィリピン政府による EFCOS 事業の概要

項目	内容	
JICA とフィリピン政府の事業実施基本合意日	2014 年 10 月	
工事期間	土木工事（フィリピン政府）：2014 年 10 月～2016 年 1 月 機器据付・設置工事：2015 年 6 月～2016 年 2 月	
事業内容	土木工事（MMDA 直営）	● Nangka 観測所の嵩上げ
		● 警報装置基地（Warning Post No.8）の嵩上げ
		● Napindan 水門管理棟の EFCOS Project 用の部屋改良
		● Napindan 水門用地へ送受信用鉄塔建設
		● Antipolo Relay Station 空調設備設置
	機器設置工事（日本側支援：約 129 百万円）	EFCOS 事業改善のための機器設置 ● 雨量・水位データ受信及び警報装置操作用追加機器 ● IP Radio 使用可能装置機器 ● 各モニター基地への伝送データ受信用機器

出典：関連資料を基に調査団が作成

(4) EFCOS 事業の現在の課題

その後、パッシグ・マリキナ川流域内では、韓国国際協力事業団（KOICA）による追加の雨量観測所・水位観測所が増設されている。また、フィリピンの科学技術省がフィリピン大学と協働で開発した、雨量・水位観測モニタリングシステム（プロジェクト NOAH と呼ばれる）、さらには、KOICA が PAGASA に支援する予警報システム等、パッシグ・マリキナ川流域において、各システムが輻輳して

いる状況である。

2016 年 2 月の「EFCOS 事業洪水予警報アドバイザー現地調査結果報告書（以下「EFCOS アドバイザー報告書(2016)」という）」及び本業務による現地確認・ヒアリング調査によると、現在の EFCOS 事業の課題としては、以下が挙げられている。

- PAGASA にあるモニター画面で EFCOS データが伝送されていることを確認しているが、一方、KOICA 事業で設置した大画面のモニターにも EFCOS データを取り込むつもりでいる。しかしながら、その統合は、現在上手くいっていない。
- パッシグ・マリキナ川の洪水予警報に関して、EFCOS Project あるいは PAGASA のどちらが実施するか分掌が現在も曖昧である。
- 上述したような、各ドナーが支援する、システム間に輻輳があるが、現状では、PAGASA が主導する、3 段階で表示した洪水予警報水位とリアルタイム水位を PAGASA のウェブサイトで公開している情報が、テレビ速報及び住民への周知にも主要的に使われ始めているようである。このことから判断すると、EFCOS 事業は、PAGASA が KOICA の支援で実施している予警報システム下になる方向性が高くなっている。
- 運営・維持管理上の課題
  - EFCOS 事務所では、伝送されてくる観測データの収集・整理、関係機関へその生データを伝送すること並びに Rosario 堰のゲート操作のみを責務としており、洪水予警報の業務は入っていない：
  - 従って、EFCOS 事務所から同様に MMDA 内部の組織である洪水情報センター（Flood Control Information Center: FCIC）へ伝達する洪水情報は時間雨量や時間河川水位だけであり、洪水予警報が無いため、FCIC から住民への情報発信には不十分さが残る。

3.2.2.4　内水対策

(1)　パッシグ川流域

パッシグ川沿いには、以下の表 3.2.17 に示す 12 の主要な排水機場（大規模排水機場）があり、全て MMDA によって管理されている。この内 1970~1980 年代に建設された排水機場は日本の円借款事業により建設されており、その多くは、より大容量のポンプに順次更新中[4]である。

表 3.2.17　パッシグ川沿いの既存排水機場の概要

Bank	Name	Location	Drainage（合流排水路名）	Size and Type of Pumps(*1)	Number and Capacity of Pumps (m^3/s)	Completion Year（完成年）
右岸 (North)	Binondo	Estero de Binondo の合流部	Binondo, La Reina	4x185kW SP	4x3.63=14.52	1985/07
	Escolta	Muelle del Banco Nacional, Sta. Cruz, Mla.	-	3x650mm SP	3x0.5=1.5	1983

[4] Rehabilitation / Upgrading of Twelve (12) Pumping Stations in Metro Manila http://www.mmda.gov.ph/images/Home/flood-Control/rehabilitation-of-12-PS-in-MM.pdf

Bank	Name	Location	Drainage（合流排水路名）	Size and Type of Pumps(*1)	Number and Capacity of Pumps (m^3/s)	Completion Year（完成年）
	Quiapo	Elizondo St. Quiapo, Mla.	Quiapo, San Miguel	4x185kW SP	4x3.625=14.52	1976/07
	Uli-uli	Estero de Uli-uli の合流部	Uli-uli	N/A	2x3=6.0	2012
	Aviles	Estero de Sampaloc の合流部	Aviles, Sampaloc	4x287kW SP	4x4.53=18,12	1976/07
	Valencia	Estero de Valencia の合流部	Valencia	4x231kW SP	4x3.5=14.00	1976/07
左岸 (South)	Balete	Romualdez St. Ermita, Mla.	-	3x90kW SP 1x1000mmSP	3x1.0+1x(0.8+1.0)=4.8	1989/10
	Paco	Estero de Paco の合流部	Paco, Concordia, Pandacan	3x1000mm VAF	3x2.53=7.59	1977/07
	Pandacan	Jesus St. Pandacan, Manila	Pandacan	2x160kW VAF	2x2.75=5.5	1976/06
	San Andres	Dr.M.L.Carreon St., San Andres Mla	Tripa de Gallina	4x1500mm HAF	4x4.75=19.0	1998/02
	Sta. Clara	Estero de Sta. Clara の合流部	Sta. Clara	2x1000mm VAF	2x2.65=5.3	1977/-7
	Makati	Corner Zobel Street and Osmena St.	-	2x1200mm VAF	2x3.5=7.0	1982/07

*1: VAF:縦軸ポンプ（Vertical Axial Flow Pump）　HAF:横軸ポンプ(Horizontal Axial Flow Pump) SP:水中ポンプ（Submergible Pump）

出典：2002DD 報告書を基に、MMDA ウェブサイト掲載情報 [5]を調査団が追記修正

全ての大規模排水機場には、パッシグ川の水位が低い場合に自流で排水できるゲートが建設されている。さらに上記の 12 カ所の排水機場以外に、2 箇所の排水路合流部において逆流防止水門のみが建設されている。これらの水門諸元の概要を以下に表 3.2.18 として示す。なお、Pandacan ゲートの鋼製スルースゲートタイプを除いて、他のゲートは全て鋼製ローラーゲートタイプである。

表 3.2.18　パッシグ川沿いの主要な逆流防止水門の概要

Name of Gate		Name of Pumping Station	Peak Discharge (m^3/s)	Bottom Elevation (EL+ m)	Top of Revetment (EL+ m)	Width (m)	Gate Dimension B x H x Nos.
Ancillary Floodgates	Binondo	Binondo	30.50	8.35	13.20	26.0	6.0 x 4.65 x 1
	Escolta	-		7.72	13.32	17.0	4.0 x 5.4 x 2
	Quiapo	Quiapo	33.50	7.40	13.60	21.0	4.0 x 6.3 x 2
	Uli-uli	Uli-uli	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Aviles -Sampaloc	Aviles	47.90	8.00	14.20	17.0	4.0 x 6.0 x 2
	Valencia	Valencia	38.30	8.00	14.40	10.0	4.0 x 6.2 x 2
	Balete	Balete	8.40	8.70	13.80	14.0	4.0 x 4.9 x 2
	Paco	Paco	23.60	7.20	13.90	22.0	14.0 x 6.5 x 1
	Pandacan	Pandacan	22.10	8.75	14.40	12.0	5.0 x 5.45 x 1
	San Andres	San Andres	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Sta. Clara	Sta. Clara	20.10	9.85	15.20	7.0	5.0 x 5.17 x 1
	Makati	Makati	24.10	10.10	15.40	-	5.0 x 5.1 x 1
Independent	Beata	-	8.10	9.85	14.80	7.0	4.0 x 4.75 x 1
	Santebanez	-	-	8.30	14.00	31.0	10.0 x 5.5 x 1

出典：2002DD 報告書のデータを参考に調査団が追記

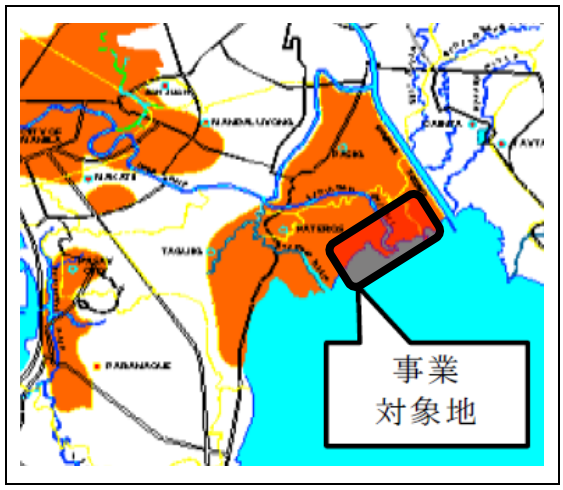
また、上記以外にも 6 カ所の小規模な排水機場がパッシグ川には設置されていることが確認され

[5] http://www.mmda.gov.ph/images/Home/flood-Control/Brief-INfo-PS.pdf

ていると共に、メトロマニラ地区内には、MMDA 管理の排水機場が、57 箇所あることが公表されている。これらの内、36 カ所については、世界銀行とアジアインフラ投資銀行（AIIB）の融資で改築が行われることになっている。この情報の詳細は、本項 3.2.2.4 項の(5)に詳述している。

(2)　メトロマニラ西マンガハン地区洪水制御事業（West Manggahan 事業）

当該事業は、3.2.1 節にて詳述した 1990 年 MP・FS 調査によって、提案された事業であり、ラグナ湖周辺の低平地をラグナ湖の洪水から防御すると共に、地域内の内水被害を軽減する事業である（右の図 3.2.10 参照）。以下に本事業の概要を示す。



出典：JICA

図 3.2.10　West Manggahan 事業位置図

1)　事業の目的

ラグナ湖北側に位置するマニラ首都圏の西マンガハン地区において、湖岸堤・排水機場・橋梁の整備を行うことにより、同地区における洪水防止を図り、もって同地域住民の生活環境の向上に寄与することを目的とした。

2)　事業の内容

事業は 4 パッケージに分けて実施され、その実施内容は以下の表 3.2.19 に示す通りである。

表 3.2.19　West Manggahan 事業の概要

項目	内容	詳述
円借款承諾額/実行額	9,411 百万円 / 8,958 百万円	
借款契約調印	1997 年 3 月	2007 年 8 月完工
パッケージ 1	湖岸堤防	延長 10.8km 天端標高 EL+15.0m (一部 EL+14.0m)
	橋梁	ナピンダン水路橋
	調整池（貯水容量（計画））	タパヤン(119 千 m^3 (141 千 m^3)) ラバサン（80 千 m^3 (80 千 m^3)) タギグ（101 千 m^3 (99 千 m^3)) ハゴノイ（58 千 m^3 (58 千 m^3))
パッケージ 2	ナピンダン水路堤防（土堤 EL+14.6m） （特殊堤（コンクリートパラペット壁）EL+14.1m）	土堤 0.12km（右岸）0.1km（左岸） 特殊堤 5.16km
	樋門	4 箇所
パッケージ 3	タパヤン排水機場 ラバサン排水機場	水中ポンプ $3m^3/sx3=9m^3/s$ 水中ポンプ $3m^3/sx3=9m^3/s$
	樋門	2 箇所
	埠頭	1 箇所(追加スコープ)
パッケージ 4	タギグ排水機場 ハゴノイ排水機場	水中ポンプ $3m^3/sx4=12m^3/s$ 水中ポンプ $3m^3/sx2=6m^3/s$
	樋門	2 箇所
	追加排水機場	サン・オーガスティン排水機場

出典：DPWH

(3)　カマナバ地区洪水制御・排水システム改良事業（KAMANAVA 事業）

当該事業も、3.2.1 節にて詳述した 1990 年 MP・FS 調査によって、提案された事業であり、2007 年 8 月に完成した West Mangghan 事業と同様に地域内の内水被害を軽減する事業である（図 3.2.11 参照）。以下に本事業の概要を示す。

1)　事業の目的

本事業の対象地域は、マニラ首都圏のマラボン（Malabon）川とトゥリャハン（Tullahan）川の流域のマラボン市、ナボタス市（Navotas）、カローカン市（Kalookan）に渡り、隣接のバレンズエラ市（Valenzuela）と合わせてカマナバ（KAMANAVA）地域と呼ばれている。この地域は海抜 0m から 1.5m の低地であり、とりわけ洪水被害を受け易いため、洪水対策を早急に実施する必要があった。



出典：JICA

図 3.2.11　KAMANAVA 事業位置図

本事業は、マニラ首都圏 KAMANAVA 地区において堤防の修復ポンプ場・水門・航行水門の整備・建設、排路改良・建設、水文気象観測機器調達を行うことにより、洪水被害の軽減を図りもって対象地域の生活・衛生環境の改善と地域経済の発展に貢献する事を目的として実施された。

2)　事業の内容

KAMANAVA 事業内容は以下の表 3.2.20 に示す通りである。

表 3.2.20　KAMANAVA 事業の概要

項目	内容	詳述
円借款承諾額/実行額	8,929 百万円 / 8,786 百万円	
借款契約調印	2000 年 4 月	2012 年 1 月完工
事業内容	輪中堤（Polder Dike）	延長 8.6km
	洪水防御壁の嵩上げ（River walls Raisings）	マラボン川：10.5km（マラボン川:6.6km、マララ川:3.9km）
	水門（ポンプ場無し）(Independent Flood gates)	6 基
	制御水門（Control Gates）	0 基
	水門併設ポンプ場（Pumping stations with ancillary flood gates）	4 基
	既存排水路改修	5.6km（フィリピン側資金で実施）
	排水路の新設	2.1km

出典：DPWH

(4)　東マンガハン地区洪水制御調査（East Manggahan 調査）

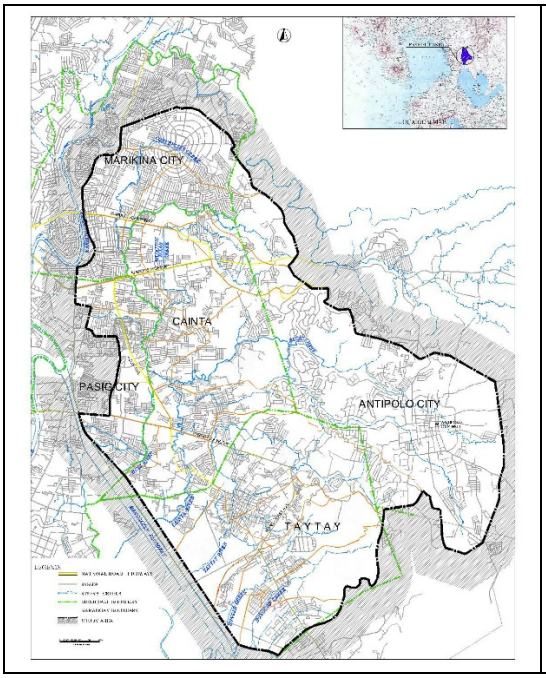
当該調査は、東マンガハン地区（マンガハン放水路左岸側の地区）において頻発していた内水被害を軽減することを目的として DPWH により実施されたものである。内水被害の主な要因はラグナ湖の水位上昇及びマンガハン放水路から支川への逆流であり、この調査の中で、フェーズ IV 事業に含まれる Cainta 及び Taytay の逆流防止水門の整備が優先事業として挙げられた。以下に調査の概要を示す。

1)　調査の目的

対象地域（図 3.2.12 参照）における長期的な対策を含む洪水防御計画の策定及び緊急事業、優先事業の提案を目的とした。

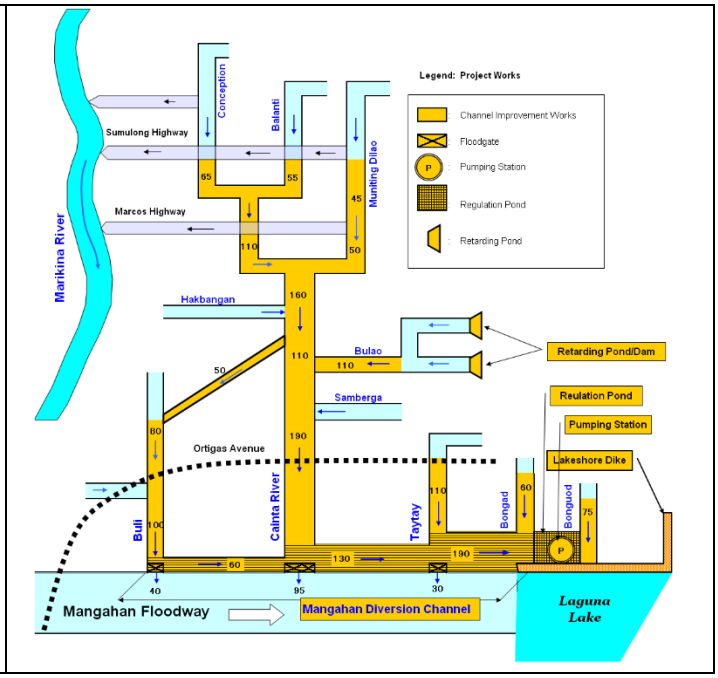
2)　調査の内容

洪水防御計画を策定し、表 3.2.21 に示したステージ 1 の事業を早急に実施すべき事業として提案した。この中で提案された Buli の逆流防止水門の整備は後に Pasig 市により既に実施され、Cainta、Taytay の逆流防止水門はフェーズ IV 事業で実施される予定である。



出典：DPWH

図 3.2.12　East Manggahan 調査位置



出典：DPWH

図 3.2.13　提案された事業及び計画流量配分

表 3.2.21　East Manggahan 調査結果（事業計画）

ステージ	1	2	3
コンポーネント	(1) ラグナ湖岸堤 (2) Taytay, Cainta, Buli 逆流防止水門（Buli は既に Pasig 市によって近年整備済） (3) Taytay 排水機場	(1) マンガハン放水路下流の改修及び橋梁架け替え (2) マンガハン排水路	(1) マンガハン放水路上流の改修及び橋梁架け替え (2) 遊水地、ダム

出典：DPWH

表 3.2.22　提案された逆流防止水門の諸元

No.	Name	Gate Size (m) (Units x H x W)	Design Condition
1	Taytay	3 x 2.0 x 2.5	Connected channel width
2	Cainta	4 x 7.3 x 6.0	Connected channel width
3	Buli	2 x 6.0 x 6.0	Connected channel width

出典：DPWH

(5)　（新規）世銀排水事業（MM Floodrisk）

上述した 3.2.1.6 項に示す、WB2012MP において提案された内水対策全体計画を基に、WB は AIIB との協調融資により、マニラ首都圏の排水改善と環境改善事業への支援を開始している。事業実施機関は DPWH 並びにマニラ首都圏庁（MMDA）であり、以下の 4 つのコンポーネントから事業が構成されている。

1)　Component 1 - Modernizing Drainage Areas (US$375.2 million)

マニラ首都圏及びその近郊にある 36 カ所の大小の排水機場の機能向上と現在排水機場が無い 20 地区に新設の排水機場を建設する事業である。DPWH が事業実施機関となり、完成後に MMDA にその維持管理を移譲する計画となっている。

2)　Component 2 – Minimizing Solid Waste in Waterways (US$48 million)

マニラ首都圏及びその近郊にある排水路が、固形廃棄物等によりその排水能力が低下していると言われている。このため、事業実施機関を MMDA とした、固形廃棄物の収集・処理機能改善事業である。ゴミを水路に捨てない等の住民教育活動も合わせて実施される。事業実施機関は MMDA である。

3)　Component 3 - Participatory Housing and Resettlement (US$55.75 million)

排水機場の改修・新設並びに排水路の改修等により、必要な非正規居住者の移転を実施する事業である。現在、約 2,500 世帯と見積もられているが、事業の中で正確な移転世帯数を確認して行く事になる。事業実施機関は DPWH である。

4)　Component 4 - Project Management and Coordination (US$20.0 million)

Component-1 から 3 を連携させ、全体の事業管理を行う監理・コンサルティング・サービス事業である。事業実施機関は DPWH 並び MMDA 両者となる。

5)　**事業進捗情報**

現在、DPWH パート（Component-1 及び 3）はコンサルティング・サービスの EOI（関心表明）の提出並び評価まで終わっているとの情報があるが、その評価結果に対し、DPWH と世銀の間で議論中との事である。

6)　**内水対策の課題及びパッシグ・マリキナ川治水計画上の排水量**

現在の全てのパッシグ川沿いに建設され、パッシグ川に排水する排水機場の操作規則では、内水側の水位によりのみ運転操作が決定されている。しかしながら、この操作だと、外水側であるパッシグ川が計画洪水位（Design Flood Level: DFL）に達した時も運転操作を続けることになり、現堤防から越水する可能性が非常に高くなる。事実、2009 年の台風オンドイ時には、パッシグ川が DFL に達した後もポンプ運転を続け、堤防からの外水の越水の危険性を高める操作を続けていた。

本治水計画では、パッシグ・マリキナ川が DFL に達した場合は、河川沿いからの排水機場の排水量を止める操作を提案し、計画流量には含めない事とする。

3.3　既往検討内容の比較

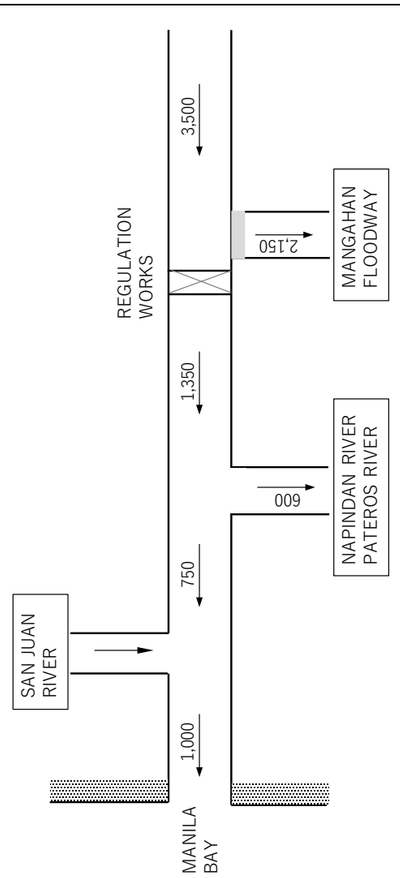
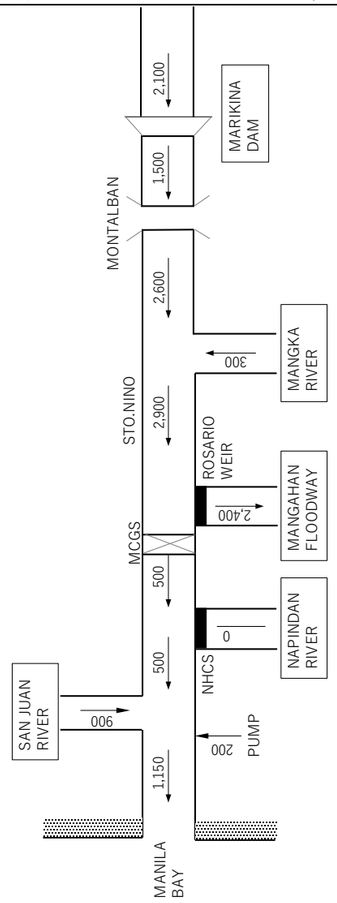
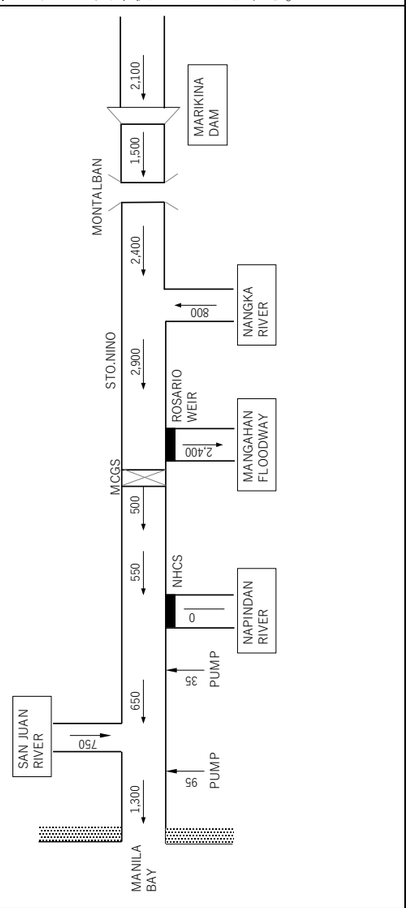
前述した既往調査における治水計画に関して、以下の項目を表 3.3.1～表 3.3.3 に、詳細な検討内容の比較を表 3.3.4 及び表 3.3.5 にそれぞれ整理した。

- 調査の背景、目的
- 計画高水流量配分設定の基本方針と変遷

- 整備目標流量の設定理由
- 河川改修の基本方針（河川構造物の提案）
- オンドイ洪水（2009 年）後の対応方針

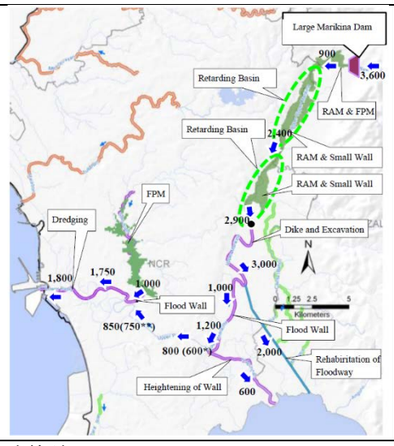
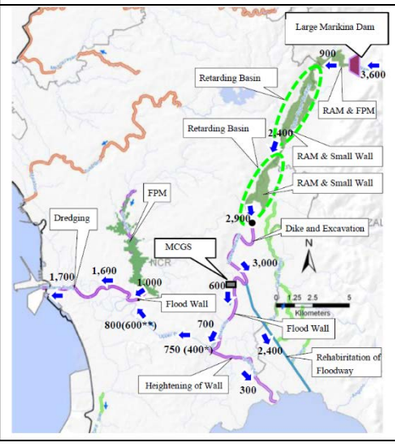
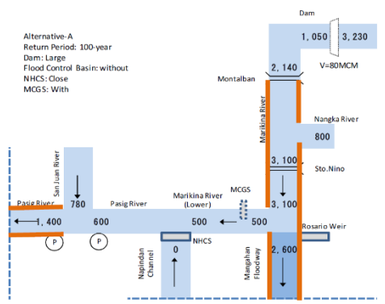
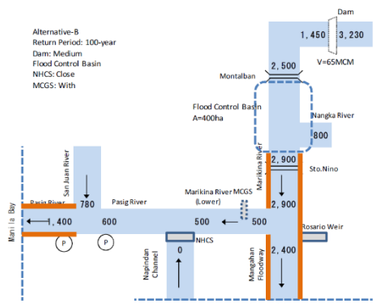
また、確率洪水規模 1/100 の計画高水流量配分及びマリキナダム諸元の比較を表 3.3.6、表 3.3.7 に示した。

表 3.3.1　既往治水計画調査の比較（1）

項目		1952MP	1975FS/DD	JICA1990MP	2002DD
調査の背景・目的		・ 1943 年 11 月に発生した未曽有の大洪水を契機として調査を実施 ・ 北部マニラ及び南部マニラの排水対策の MP 策定が主な目的 ・ パッシグ・マリキナ川の洪水対策についても検討・提案されている	・ 1970 年に発生した大洪水を契機として、1952 年 MP で提案されたマンガハン放水路の FS と DD 並びにラグナ湖の排水のために計画されたパラニャーケ放水路の FS を実施。	・ 1986 年 11 月アキノ大統領来日時にマニラ洪水対策計画調査に対しての技術協力が正式に要請され、この要請に応えて調査を実施。 ・ FP の検討、MP の策定、優先地域に対する FS を実施。	・ 頻発する洪水に対応するために、DPWH は JICA1990MP/FS に基づく PMRCIP 事業の実施を決定。 ・ 2002DD は PMRCIP のフェーズ I という位置づけであり、全体計画の詳細設計及び JICA1990MP の計画洪水流量の見直し、当面の整備のための計画洪水流量の設定を実施。
計画高水流量配分	設定の基本方針	・ 当時の既往最大洪水（1943 年）を対象として設定（ダムなし）	・ マンガハン放水路の最大計画流量：2,400m³/s ・ パッシグ川最大計画流量：900m³/s	・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダムを建設し、Sto. Nino 地点の流量は 2,900m³/s。 ・ MCGS を建設し、流量配分はマンガハン放水路 2,400m³/s、マリキナ川下流 500m³/s とする。	・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダムを建設し、Sto. Nino 地点の流量は 2,900m³/s。 ・ MCGS を建設し、流量配分はマンガハン放水路 2,400m³/s、マリキナ川下流 500m³/s とする。
	変遷		未検討		
整備目標流量の設定理由		未検討	未検討	未検討	・ 当面の河川改修のための整備目標流量（確率洪水規模 1/30（ダム無し））設定のために検討を実施
河川改修の基本方針（河川構造物の提案）		【整備メニュー】 ・ 河川改修：パッシグ川、マリキナ川、サンファン川 ・ マンガハン放水路 ・ 流量調節施設 (Regulation Works) : 現在の MCGS に相当する施設	【整備メニュー】 ・ MCGS ・ Rosario 堰 ・ マンガハン放水路	【整備メニュー（MP）】 ・ 河川改修 : パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、ナピンダン川 ・ マリキナダム ・ MCGS ・ ラグナ湖岸堤 ・ 非構造物対策 : パッシグ・マリキナ川洪水警報システム	【整備メニュー】 ・ 河川改修：パッシグ川、マリキナ川、サンファン川 ・ マリキナダム ・ MCGS

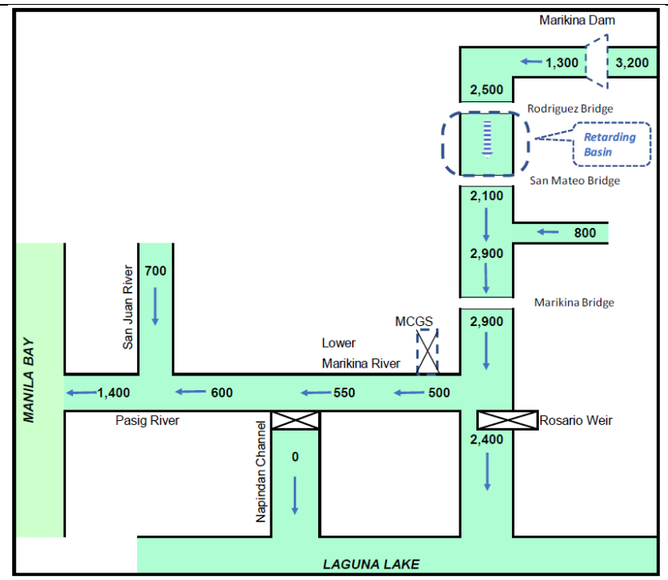
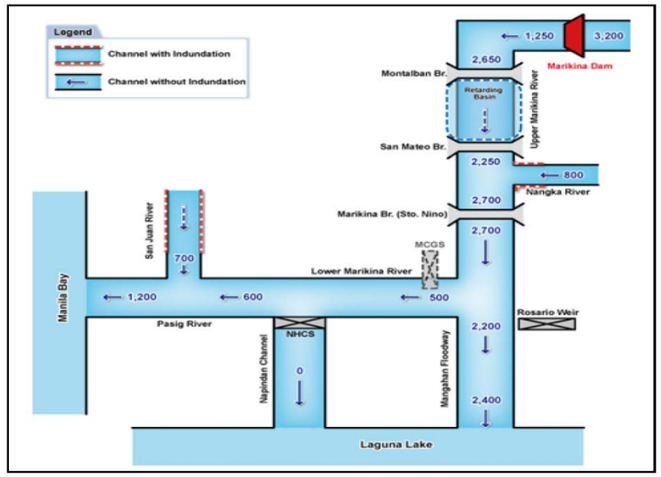
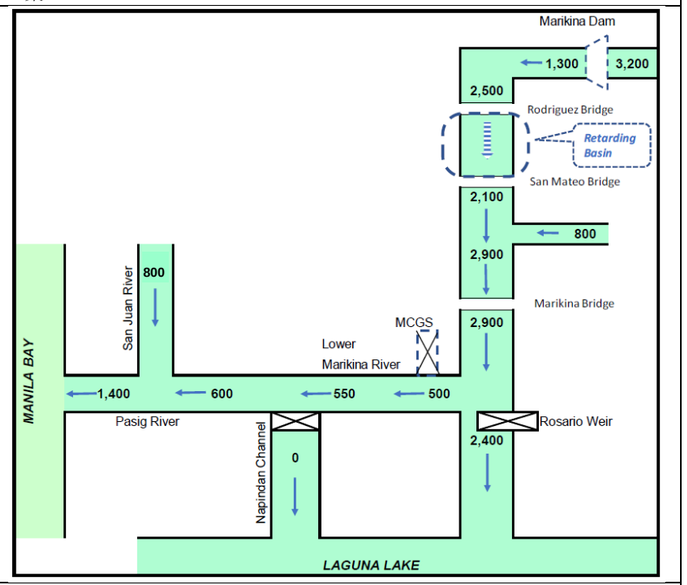
出典：調査団

表 3.3.2　既往治水計画調査の比較（2）

<table>
<tr><th colspan="2">項目</th><th>JICA2011 準備調査</th><th colspan="2">WB2012MP</th><th colspan="3">JICA2014 調査</th></tr>
<tr><td colspan="2">調査の背景・目的</td><td>・ 2009 年 9 月の台風オンドイにより甚大な被害が生じたことから、PMRCIP の早期完成が基金の課題とされた。
・ 特にフェーズ III の対象区間を重点に、以下の内容を含む計画の見直しを実施：近年の流域開発を反映した現在の河川状況、近年の洪水被害状況、将来の気候変動に伴う洪水被害状況への影響。</td><td colspan="2">・ 台風オンドイによる大規模な洪水被害を受けて、マニラ首都圏及び周辺地域の持続的かつ効果的な洪水リスク管理のためのロードマップを示すために調査を実施。
・ 包括的な洪水対策マスタープランの策定が主な目的のひとつ。</td><td colspan="3">・ 既往の調査結果（特に WB2012MP における計画高水流量等）を、対象地域における気候変動を考慮に入れてレビューすることによって、より詳細な治水計画の策定に資する基礎情報を整備するために調査を実施。
・ WB2012MP で検討された構造物対策に係る技術的妥当性の再検討を行うことが目的。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">計画高水流量配分</td><td>設定の基本方針</td><td>・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダムを建設し、Sto. Nino 地点の流量は 2,900m³/s。
・ MCGS を建設し、流量配分はマンガハン放水路 2,400m³/s、マリキナ川下流 500m³/s とする。</td><td colspan="2">・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダム及び自然遊水地により Sto. Nino 地点の流量を 2,900m³/s にカット。
・ MCGS あり・なしの 2 ケースで流量配分を設定。</td><td colspan="3">以下の 2 ケースで流量配分を設定
・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダム及び遊水地により Sto. Nino 地点の流量を 2,900m³/s にカット。
・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダムにより Sto. Nino 地点の流量を 3,100m³/s にカット。
・ どちらのケースも MCGS を建設し、マリキナ川下流を 500m³/s とする。</td></tr>
<tr><td>変遷</td><td>未検討</td><td>Alternative-2
 
</td><td>Alternative-3
 
</td><td>A-2-1 案
 
</td><td>B-3 案
 
</td></tr>
<tr><td colspan="2">整備目標流量の設定理由</td><td>・ 当面の整備目標流量（確率洪水規模 1/30）の見直しについても検討がなされたが、結果として 2002DD を踏襲</td><td colspan="2">未検討</td><td colspan="3">・ 台風オンドイを含めた最新の降雨データを用いて、30 年確率の流量配分を検討</td></tr>
<tr><td colspan="2">河川改修の基本方針（河川構造物の提案）</td><td>未検討</td><td colspan="2"><table><tr><td>整備メニュー</td><td>Alternative-2</td><td>Alternative-3</td></tr><tr><td>河川改修</td><td>パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、ナピンダン水路、マンガハン放水路
※パッシグ川の浚渫、フェーズ II, III, IV 区間の追加事業、ナピンダン水路の嵩上げが必要。</td><td>パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、ナピンダン水路、マンガハン放水路
※パッシグ川の浚渫、フェーズ II, III 区間の追加事業、ナピンダン水路の嵩上げが必要。</td></tr><tr><td>MCGS</td><td>なし</td><td>あり</td></tr><tr><td>マリキナダム</td><td>あり</td><td>あり</td></tr><tr><td>自然遊水地</td><td>あり（980ha）</td><td>あり（980ha）</td></tr></table></td><td colspan="3"><table><tr><td>整備メニュー</td><td>A-2-1 案</td><td>B-3 案</td></tr><tr><td>河川改修</td><td>パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路
※フェーズ II・IV 区間の一部嵩上げ及びマンガハン放水路の追加浚渫が必要。</td><td>パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路
※フェーズ II 区間の一部嵩上げが必要。フェーズ III・IV 区間の追加事業は必要ない</td></tr><tr><td>MCGS</td><td>あり</td><td>あり</td></tr><tr><td>マリキナダム</td><td>あり</td><td>あり</td></tr><tr><td>遊水地</td><td>なし</td><td>あり（371ha）</td></tr></table></td></tr>
<tr><td colspan="2">オンドイ洪水（2009 年）後の対応方針</td><td>・ PMRCIP 全体が早期に完成することが喫緊の課題とされたことから、フェーズⅢを円借款対象事業とする方向で、JICA による本準備調査を実施</td><td colspan="2">・ マニラ首都圏及び周辺地域の持続的かつ効果的な洪水リスク管理のためのロードマップを示すために WB による本調査を実施</td><td colspan="3">-</td></tr>
</table>

出典：調査団

表 3.3.3　既往治水計画調査の比較（3）

項目		2015IV&V	WB2018 UMD FS	本業務での最終提案（DED for PMRCIP IV）
調査の背景・目的		・ 台風オンドイによる甚大な洪水被害の発生以降、フェーズ IV 区間の早急な実施が必要と認識されており、当該調査では、フェーズ IV 区間の FS 及びフェーズ V 区間の FS 並びに DD が実施された。	・ PMRCIP 全体の完成のために必要なマリキナダムの FS 及び DD を実施したもの。 ・ マニラ首都圏に洪水が流下する前にマリキナ川の流量を低減する最適な上流部の河川構造物（ダム・遊水地）のオプションを決定するために、事業化調査とそれの基づく詳細設計、入札図書の準備を行うことが目的。	・ PMRCIP IV の詳細設計業務（詳細設計、入札図書の準備） ・ 詳細設計を実施するため、流域治水計画の最終確認を実施
計画高水流量配分	設定の基本方針	・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダム及び遊水地を建設し、Sto. Nino 地点の流量を 2,900m³/s までカット。 ・ MCGS を建設し、流量配分はマンガハン放水路 2,400m³/s、マリキナ川下流 500m³/s とする。	・ 100 年確率洪水を対象として、マリキナダム及び遊水地を建設し、ピーク流量をカット。 ・ MCGS を建設し、マリキナ川下流を 500m³/s とする。	・ 2015 年に改訂された DPWH の DGCS に従い、100 年確率洪水対応（降雨対応）とする。 ・ 2015IV&V を基本的には踏襲し、調査内で再確認/計算を実施。 ・ 2015IV&V の計画の思想が調査内再確認により治水計画上危険側の場合、台風オンドイ後の WB2012MP、JICA2014 調査の提案を考慮し最終案を提案
	変遷			
整備目標流量の設定理由		未検討	未検討	・ 100 年確率洪水規模対応の流量配分を調査内で再確認し、本川は、2015IV&V の調査結果を提案 ・ 但し、San Juan 川の計画流量は、調査内再計算では、基本高水が 1,000m3/s を超えた。 ・ よって San Juan 川流域内での流量調整を行う将来検討を行う事を前提に 2015IV&V より計画流量の大きい JICA2014 調査で提案している 800m3/s を提案。
河川改修の基本方針（河川構造物の提案）		【整備メニュー】 ・ 河川改修：パッシグ川、マリキナ川、サンファン川、マンガハン放水路 ※フェーズ II 区間の一部嵩上げが必要。フェーズ III・IV 区間の追加事業は必要ない ・ マリキナダム ・ MCGS ・ 遊水地（337ha）	未検討	【整備メニュー】 ・ 河川改修：パッシグ川、マリキナ川、サンファン川 ※既にフェーズ II 及び III によって改修済みの区間は、San Juan 川合流後の本川河道の浚渫により、現 DFL を維持できることを確認 ・ 維持管理：マンガハン放水路 ・ MCGS ・ マリキナダム（WB2018 UMD FS による提案） ・ 遊水地（WB2018 UMD FS による提案）
オンドイ洪水（2009 年）後の対応方針		-	-	・ オンドイ後の見直し降雨で計画することを確認

出典：調査団

表 3.3.4　詳細な治水計画検討内容の比較（1）

項目		JICA1990MP	2002DD	JICA2011 準備調査	WB2012MP
計画降雨波形	項目の概要	ピーク流量、貯留施設の規模（容量）に係わる重要な項目である。			
	各調査における計画降雨波形	中央集中型 ・ Port Area 観測所の継続時間別確率降雨強度に基づく降雨波形	中央集中型 ・ Port Area 観測所の継続時間別確率降雨強度に基づく降雨波形	中央集中型 ・ Port Area 観測所の継続時間別確率降雨強度に基づく降雨波形	タイプ 1：台風オンドイ型 ・ 実績時間雨量に基づく降雨波形 タイプ 2：中央集中型 ・ Port Area 観測所の継続時間別確率降雨強度に基づく降雨波形 ※台風オンドイ型を採用
流域平均雨量の算定	項目の概要	流域平均雨量は確率規模毎の雨量の大きさを算定し、ピーク流量、貯留施設の規模（容量）に係わる重要な項目である。			
	各調査における流域平均雨量算定手法	Port Area 観測所の雨量×降雨調整係数 ・ 全流域で一様として算定	Port Area 観測所の雨量×降雨調整係数 ・ 全流域で一様として算定	Port Area 観測所の雨量×降雨調整係数 ・ 全流域で一様として算定	タイプ 1：台風オンドイ型 ・ ティーセン法及び IDW 法による補正 ・ 34 分割流域についてそれぞれ算定 タイプ 2：中央集中型 IDW 法 ・ 3 支流域についてそれぞれ算定
計画降雨継続時間	項目の概要	洪水のピーク流量、貯留施設の規模（容量）に大きく影響する項目である。流域の特性（流域面積、流域の勾配、土地利用など）に影響を受けるものである。			
	各調査における計画降雨継続時間	実績の降雨継続時間をカバーするような時間を用い、2 日を採用。	実績の降雨継続時間をカバーするような時間を用い、2 日を採用。	実績の降雨継続時間をカバーするような時間を用い、2 日を採用。	実績の降雨継続時間をカバーするような時間を用い、2 日を採用。
流域平均確率雨量	項目の概要	確率規模毎の雨量であり、流出量の算定に影響する項目である。			
	各調査における流域平均確率雨量	全流域（2 日） ・ 30 年確率　：540mm ・ 100 年確率　：660mm	全流域（2 日） ・ 30 年確率　：244.5mm ・ 100 年確率　：300.7mm	全流域（2 日） ・ 30 年確率　：392.3mm ・ 100 年確率　：445.8mm	全流域（2 日） ・ 30 年確率　：367mm ・ 100 年確率　：439mm
Sto.Nino の洪水流量	項目の概要	流出モデルの精度を決定する、定数のキャリブレーションにおいて Sto.Nino の流量は重要である。 また、流量は直接観測を連続的に行うことは困難であるため、通常水位から流量へ換算する式（H-Q 式）を用いる。			
	各調査における洪水流量の推定	1958～77、1986 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ Q = 32.03 × (H-10.80)2 H < 17.0 ・ Q = 17.49 × (H-8.61)2 H > 17.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位から作成されている。	1958～77、1986、1994～2000 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ Q = 32.03 × (H-10.80)2 H < 17.0 ・ Q = 17.49 × (H-8.61)2 H > 17.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位から作成されている。	1958～77、1986、1994～2009 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ Q = 32.03 × (H-10.80)2 H < 17.0 ・ Q = 17.49 × (H-8.61)2 H > 17.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位から作成されている。 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,211m^3/sec	1958～77、1986、1994～2009 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ Q = 31.44 × (H-10.96)2 H > 13.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位と、1994～2009 の推定流量(等流計算)と実測水位作成されている。 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,950m^3/sec
洪水流出解析	項目の概要	降雨を流量に変換するための解析であり、解析モデルの精度は洪水のピーク流量、貯留施設の規模（容量）に大きく影響する項目である。			
	各調査における洪水解析手法	降雨－流出モデル ・ 貯留関数法： 山地流域 ・ 準線形貯留型：到達時間に関する定数は一般的な値を採用。	降雨－流出モデル ・ 貯留関数法： 山地流域 ・ 準線形貯留型：到達時間に関する定数は一般的な値を採用。	降雨－流出モデル ・ 貯留関数法： 山地流域 ・ 準線形貯留型：開発が著しい流域モデルパラメータの同定・検証 ・ 2004 年の 2 洪水を再現する。 ・ 観測流量と計算値（ハイドログラフ）を一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 従前モデルから貯留関数法のパラメータ（遅滞時間）を修正。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 流域：降雨－流出モデル（SCS ユニットハイドログラフ法） ・ 河道：一次元不定流モデル ・ 氾濫原：二次元不定流モデルモデルパラメータの同定・検証 ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 観測最大流量・最高水位と計算値を一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 上記と同様に 2004 年洪水、1998 年洪水を再現計算することでモデルを検証。
ラグナ湖の水位	項目の概要	ラグナ湖の水位は、マンガハン放水路の分水量、マンガハン放水路上流の河道水位に影響を与えるものである。			
	各調査におけるラグナ湖水位の設定	年最大平均水位：12.5m	放水路不等流計算に 12.0/12.5/13.0/13.5 等を利用 （年最大平均水位：12.34m） （既往最高水位：14.03m（1972 年））	既往洪水時の平均湖面水位：12.2m	台風オンドイの実績：12.78～13.85m
氾濫解析	項目の概要	事業の効果を検討するにあたって、それぞれの施設の効果を検証するために重要な解析である。			
	各調査における氾濫解析手法	（なし）	氾濫解析手法 ・ 一次元不等流計算 ・ 氾濫域：レベル湛水法	氾濫解析モデル ・ 河道：一次元不定流計算 ・ 氾濫域：二次元不定流計算 ・ 台風オンドイによる（2009 年）洪水を再現計算する。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 計算結果は洪水被害調査による浸水マップとよく一致している。

<table>
<tr><th colspan="2">項目</th><th>JICA1990MP</th><th>2002DD</th><th>JICA2011 準備調査</th><th>WB2012MP</th></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>・ 計算結果はインタビュー調査結果とよく一致している。</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">基本高水流量</td><td>溢水・氾濫なし</td><td>Sto.Nino における確率洪水流量
・ 30 年確率 2,900 m³/sec
・ 100 年確率 3,500 m³/sec
・ 河道からの溢水・氾濫はないものとして計算されている。</td><td>Sto.Nino における確率洪水流量
・ 30 年確率 2,900 m³/sec
・ 100 年確率 3,430 m³/sec
・ 河道からの溢水・氾濫はないものとして計算されている。</td><td>Sto.Nino における確率洪水流量
・ 30 年確率 2,740 m³/sec
・ 100 年確率 3,210 m³/sec
・ 河道からの溢水・氾濫はないものとして計算されている。</td><td>Sto.Nino における確率洪水流量
（溢水・氾濫なしは未検討）</td></tr>
<tr><td>溢水・氾濫考慮</td><td>（溢水・氾濫ありは未検討）</td><td>（溢水・氾濫ありは未検討）</td><td>（溢水・氾濫ありは未検討）</td><td>30 年確率 3,600 m³/sec
100 年確率 4,100 m³/sec
河道からの溢水・氾濫があるものとして計算されている。
マリキナ川の Nangka 川合流点～Rosario 堰区間において、左岸の破堤による大規模な溢水・氾濫の発生を想定している。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">整備目標流量配分及び計画高水流量配分</td><td>30 年確率</td><td>以下の条件で参考として算出している。
ケース 1：マリキナダム・MCGS なし
ケース 2：マリキナダム・MCGS あり
30 年確率流量　単位：Q(m³/s)
<table><tr><th>Section</th><th>ケース 1</th><th>ケース 2</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>1,700</td><td>1,700</td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,250</td><td>1,800</td></tr><tr><td>Before Nangka River</td><td>2,550</td><td>2,200</td></tr><tr><td>Nangka River</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td><td>2,500</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>1,850</td><td>2,200</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>1,000</td><td>100</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>850</td><td>850</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,200</td><td>800</td></tr></table></td><td>30 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS
30 年確率計画流量（MCGS あり）
<table><tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>(1,740)</td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>(2,230)</td></tr><tr><td>Before Nangka River</td><td>(2,520)</td></tr><tr><td>Nangka River</td><td>(690)</td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>600</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>700</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,200</td></tr></table></td><td>最終的に従前の計画流量配分を踏襲した。
30 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS
30 年確率計画流量（MCGS あり）　単位：Q(m³/s)
<table><tr><th>Section</th><th>本調査</th><th>踏襲案</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>1,590</td><td></td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,110</td><td></td></tr><tr><td>Before Nangka River</td><td>2,420</td><td></td></tr><tr><td>Nangka River</td><td>640</td><td></td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,740</td><td>2,900</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,230</td><td>2,400</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td><td>500</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>575</td><td>600</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>690</td><td>700</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,160</td><td>1,200</td></tr></table></td><td>（なし）</td></tr>
<tr><td>100 年確率</td><td>100 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS・マリキナダム
100 年確率計画流量（MCGS あり）
<table><tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>2,100</td></tr><tr><td>Marikina Dam</td><td>1,500</td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,600</td></tr><tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr><tr><td>Nangka River</td><td>300</td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>500</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>900</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,150</td></tr></table></td><td>JICA1990MP の流量配分を見直している。
100 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS・マリキナダム
100 年確率流量（MCGS あり）
<table><tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>2,100</td></tr><tr><td>Marikina Dam</td><td>1,500</td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,400</td></tr><tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr><tr><td>Nangka River</td><td>800</td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>650</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>750</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,300</td></tr></table></td><td>以下の条件で参考として算出している。
・ マリキナダムなし、MCGS あり
100 年確率流量（MCGS あり）
<table><tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>1,890</td></tr><tr><td>Marikina Dam（なし）</td><td></td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,500</td></tr><tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr><tr><td>Nangka River</td><td>730</td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>3,210</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,720</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>585</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>770</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,310</td></tr></table></td><td>以下を含む Alternative 2 及び 3 を推奨する。
Alt-2：河川改修、マリキナダム、遊水地、非構造物対策
Alt-3：河川改修、MCGS、マリキナダム、遊水地、非構造物対策
100 年確率計画流量　単位：Q(m³/s)
<table><tr><th>Section</th><th>Alt-2</th><th>Alt-3</th></tr><tr><td>Wawa</td><td>3,600</td><td>3,600</td></tr><tr><td>Marikina Dam</td><td>900</td><td>900</td></tr><tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,400</td><td>2,400</td></tr><tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Nangka River</td><td></td><td></td></tr><tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td><td>2,900</td></tr><tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,000</td><td>2,400</td></tr><tr><td>Lower Marikina River</td><td>1,000</td><td>600</td></tr><tr><td>Napindan Channel</td><td>600</td><td>300</td></tr><tr><td>Pasig River</td><td>850</td><td>800</td></tr><tr><td>SanJuan River</td><td>1,000</td><td>1,000</td></tr><tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,800</td><td>1,700</td></tr></table></td></tr>
</table>

出典：JICA2014 調査をベースに調査団作成

表 3.3.5　詳細な治水計画検討内容の比較（2）

項目		JICA2014 調査	2015IV&V	2018WB UMD FS	本業務での最終提案（DED for PMRCIP IV）
計画降雨波形	項目の概要	ピーク流量、貯留施設の規模（容量）に係わる重要な項目である。			
	各調査における計画降雨波形	実績降雨波形：7 波形＋中央集中型 ・ 実績時間雨量に基づく計画波形 ・ オンドイの波形を採用	実績降雨波形：10 波形 ・ 実績時間雨量に基づく計画波形 ・ オンドイの波形を採用	・ オンドイの波形を採用	<2015IV&V を踏襲・再確認> 実績降雨波形：10 波形 ・ 実績時間雨量に基づく計画波形 オンドイの波形を採用
流域平均雨量の算定	項目の概要	流域平均雨量は確率規模毎の雨量の大きさを算定し、ピーク流量、貯留施設の規模（容量）に係わる重要な項目である。			
	各調査における流域平均雨量算定手法	実績雨量を基にティーセン法、IDW 法による補正	実績雨量を基にティーセン法、IDW 法による補正	実績雨量を基にティーセン法により算定	<2015IV&V を踏襲・再確認> 実績雨量を基にティーセン法、IDW 法による補正
計画降雨継続時間	項目の概要	洪水のピーク流量、貯留施設の規模（容量）に大きく影響する項目である。流域の特性（流域面積、流域の勾配、土地利用など）に影響を受けるものである。			
	各調査における計画降雨継続時間	雨量と水位の関係を整理し、2 日雨量よりも 1 日雨量のほうが、水位との相関が良いことから、1 日を採用。	雨量と水位の関係を整理し、2 日雨量よりも 1 日雨量のほうが、水位との相関が良いことから、1 日を採用。	雨量と水位の関係を整理し、2 日雨量よりも 1 日雨量のほうが、水位との相関が良いことから、1 日を採用。	<2015IV&V を踏襲・再確認> 雨量と水位の関係を整理し、水位との相関が良いことから、1 日を採用。
流域平均確率雨量	項目の概要	確率規模毎の雨量であり、流出量の算定に影響する項目である。			
	各調査における流域平均確率雨量	全流域（1 日） ・ 30 年確率　：232.4mm ・ 100 年確率　：285.5mm	全流域（1 日） ・ 30 年確率　：255.5mm ・ 100 年確率　：309.0mm	全流域（1 日） ・ 30 年確率　：299mm ・ 100 年確率　：359mm	2015IV&V を踏襲・再確認> ・ 30 年確率　：255.5mm ・ 100 年確率　：309.0mm
Sto.Nino の洪水流量	項目の概要	流出モデルの精度を決定する、定数のキャリブレーションにおいて Sto.Nino の流量は重要である。 また、流量は直接観測を連続的に行うことは困難であるため、通常水位から流量へ換算する式（H-Q 式）を用いる。			
	各調査における洪水流量の推定	1958～77、1986、1994～2009 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ $Q = 32.03 \times (H-10.80)^2$ H < 14.0 ・ $Q = 25.65 \times (H-10.46)^2$ H > 14.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位と、1994～2009 の推定流量（等流計算）と実測水位作成されている。 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,480m^3/sec	1958～77、1986、1994～2009 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ $Q = 32.03 \times (H-10.80)^2$ H < 14.0 ・ $Q = 25.65 \times (H-10.46)^2$ H > 14.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位と、1994～2009 の推定流量（等流計算）と実測水位作成されている。 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,480m^3/sec	1958～77、1986、1994～2009 の毎年最高水位を H-Q 式で洪水流量に換算 H-Q 式： ・ $Q = 32.03 \times (H-10.80)^2$ H < 14.0 ・ $Q = 25.65 \times (H-10.46)^2$ H > 14.0 H-Q 式は 1958～77,1986 の実測流量と実測水位と、1994～2009 の推定流量（等流計算）と実測水位作成されている。 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,480m^3/sec	<2015IV&V を踏襲・再確認> H-Q 式： ・ $Q = 32.03 \times (H-10.80)^2$ H < 14.0 ・ $Q = 25.65 \times (H-10.46)^2$ H > 14.0 台風オンドイ（2009 年）による最大流量 ・ 3,480m^3/sec
洪水流出解析	項目の概要	降雨を流量に変換するための解析であり、解析モデルの精度は洪水のピーク流量、貯留施設の規模（容量）に大きく影響する項目である。			
	各調査における洪水解析手法	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 流域：降雨－流出モデル（WEB-DHM モデル） ・ 河道：　一次元不定流モデル ・ 氾濫原：二次元不定流モデル モデルパラメータの同定・検証 ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 観測最大流量・最高水位だけではなく、ハイドロ形状と計算値も一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 上記と同様に 2004 年洪水、2012 年洪水を再現計算することでモデルを検証。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 流域：降雨－流出モデル（NAM モデル） ・ 河道：　一次元不定流モデル ・ 氾濫原：二次元不定流モデル モデルパラメータの同定・検証 ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 観測最大流量・最高水位だけではなく、ハイドロ形状と計算値も一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 上記と同様に 2004 年洪水、2014 年洪水を再現計算することでモデルを検証。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 流域：降雨－流出モデル（SCS ユニットハイドログラフ法） ・ 河道：一次元不定流モデル ・ 氾濫原：二次元不定流モデルモデルパラメータの同定・検証 ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 観測最大流量・最高水位と計算値を一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 上記と同様に 2004 年洪水、2012 年洪水を再現計算することでモデルを検証。	<2015IV&V を踏襲・再確認> 流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 流域：降雨－流出モデル（NAM モデル） ・ 河道：　一次元不定流モデル ・ 氾濫原：二次元不定流モデル モデルパラメータの同定・検証 ・ 台風オンドイ（2009 年）洪水再現計算 ・ 観測最大流量・最高水位だけではなく、ハイドロ形状と計算値も一致させることでモデルパラメータを同定する。 ・ 上記と同様に 2004 年洪水、2014 年洪水を再現計算することでモデルを検証。
ラグナ湖の水位	項目の概要	ラグナ湖の水位は、マンガハン放水路の分水量、マンガハン放水路上流の河道水位に影響を与えるものである。			
	各調査におけるラグナ湖水位の設定	マンガハン放水路完成後の既往最大水位：13.90m	マンガハン放水路完成後の既往最大水位：13.90m	マンガハン放水路完成後の既往最大水位：13.90m	<2015IV&V を踏襲・再確認> マンガハン放水路完成後の既往最大水位：13.90m
氾濫解析	項目の概要	事業の効果を検討するにあたって、それぞれの施設の効果を検証するために重要な解析である。			
	各調査における氾濫解析手法	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 計算結果は洪水被害調査による浸水マップとよく一致している。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 計算結果は洪水被害調査による浸水マップとよく一致している。	流域、河道及び氾濫原を統合した解析モデル ・ 台風オンドイ（2009 年）による洪水を再現計算する。 ・ 計算結果は洪水被害調査による浸水マップとよく一致している。	<2015IV&V を踏襲・再確認> 流域、河道及び氾濫原統合解析モデル ・ 台風オンドイ（2009 年）洪水再現計算 ・ 計算結果は洪水被害調査による浸水マップとよく一致している。
基本高水流量	溢水・氾濫なし	Sto.Nino における確率洪水流量 ・ 30 年確率 3,990 m^3/sec ・ 100 年確率 4,980 m^3/sec	Sto.Nino における確率洪水流量 （溢水・氾濫なしは未検討）	Sto.Nino における確率洪水流量 （溢水・氾濫なしは未検討）	<2015IV&V を踏襲・再確認> Sto.Nino における確率洪水流量 （溢水・氾濫なしも流量確認）

<table>
<tr><th colspan="2">項目</th><th>JICA2014 調査</th><th>2015IV&V</th><th>2018WB UMD FS</th><th>本業務での最終提案（DED for PMRCIP IV）</th></tr>
<tr><td rowspan="3">整備目標流量配分及び計画高水流量配分</td><td></td><td>河道からの溢水・氾濫はないものとして計算。</td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>溢水・氾濫考慮</td><td>・ 30 年確率 3,030 m³/sec
・ 100 年確率 3,580 m³/sec
河道からの溢水・氾濫があるものとして計算。</td><td>・ 30 年確率 3,200 m³/sec
・ 100 年確率 3,600 m³sec
・ 河道からの溢水・氾濫があるものとして計算。</td><td>・ 30 年確率 2,950 m³/sec
・ 100 年確率 3,700 m³/sec
・ 河道からの溢水・氾濫があるものとして計算。
・ 遊水地あり</td><td><2015IV&V を踏襲・再確認>
【With】
・ 30 年確率 3,200 m³/sec
・ 100 年確率 3,600 m³sec
【Without】
・ 30 年確率 4,300 m³/sec
・ 100 年確率 5,200 m³sec

・ With：河道からの溢水・氾濫があるものとして計算。
・ Without:河道からの溢水・氾濫がないものとして計算。</td></tr>
<tr><td>30 年確率</td><td>以下の案を推奨している。
30 年確率洪水対策：
A 案：・河川改修・MCGS・マンガハン放水路改修
B 案：・河川改修・MCGS・遊水地
30 年確率計画流量（MCGS あり）　単位：Q(m³/s)
<table>
<tr><th>Section</th><th>A 案</th><th>B 案</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>2,720</td><td>2,720</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>3,560</td><td>3,560</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>3,100</td><td>2,900</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,600</td><td>2,400</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>600</td><td>600</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>700</td><td>700</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,300</td><td>1,300</td></tr>
</table></td><td>以下の条件で参考として算出している。
・ 現況河道
・ San Mateo 橋下流は溢水なし
・ San Juan 川からの溢水はあり
30 年確率流量（MCGS なし）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>2,600</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>3,600</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>540</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>3,200</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,100</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>1,100</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>550</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>550</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,100</td></tr>
</table></td><td>以下の条件で参考として算出している。
・ 2015IV&V ベース
・ 遊水地あり

30 年確率流量（MCGS なし）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>2,650</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>3,850</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>650</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,950</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,000</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>1,050</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>1,100</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>650</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,600</td></tr>
</table></td><td><2015IV&V を踏襲・再確認>
以下の条件で参考として算出している。
・ 現況河道
・ San Mateo 橋下流は溢水なし
・ San Juan 川からの溢水はあり
30 年確率流量（MCGS なし）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>2,600</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>3,600</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>540</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>3,200</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,100</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>1,100</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>550</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>550</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,100</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>100 年確率</td><td>代替案の A-2-1、B-3
100 年確率洪水の対策：
A-2-1 案:・河川改修 ・MCGS ・マンガハン放水路改修・マリキナダム
B-3 案:・河川改修 ・MCGS ・マリキナダム ・遊水地
100 年確率計画流量（MCGS あり）　単位：Q(m³/s)
<table>
<tr><th>Section</th><th>A-2-1 案</th><th>B-3 案</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>3,230</td><td>3,230</td></tr>
<tr><td>Marikina Dam</td><td>1,260</td><td>1,260</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,140</td><td>2,500</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>800</td><td>800</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>3,100</td><td>2,900</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td><td>2,400</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>600</td><td>600</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>780</td><td>780</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,400</td><td>1,400</td></tr>
</table></td><td>100 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS・マリキナダム・遊水地

100 年確率計画流量（MCGS あり）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>3,200</td></tr>
<tr><td>Marikina Dam</td><td>1,300</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,500</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>800</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>600</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>700</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,400</td></tr>
</table></td><td>100 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS・マリキナダム・遊水地

100 年確率計画流量（MCGS あり）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>3,200</td></tr>
<tr><td>Marikina Dam</td><td>1,250</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,650</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>800</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,700</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,200</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>600</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>700</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,200</td></tr>
</table></td><td><2015IV&V を踏襲・再確認>
100 年確率洪水の対策：
・ 河川改修・MCGS・マリキナダム・遊水地

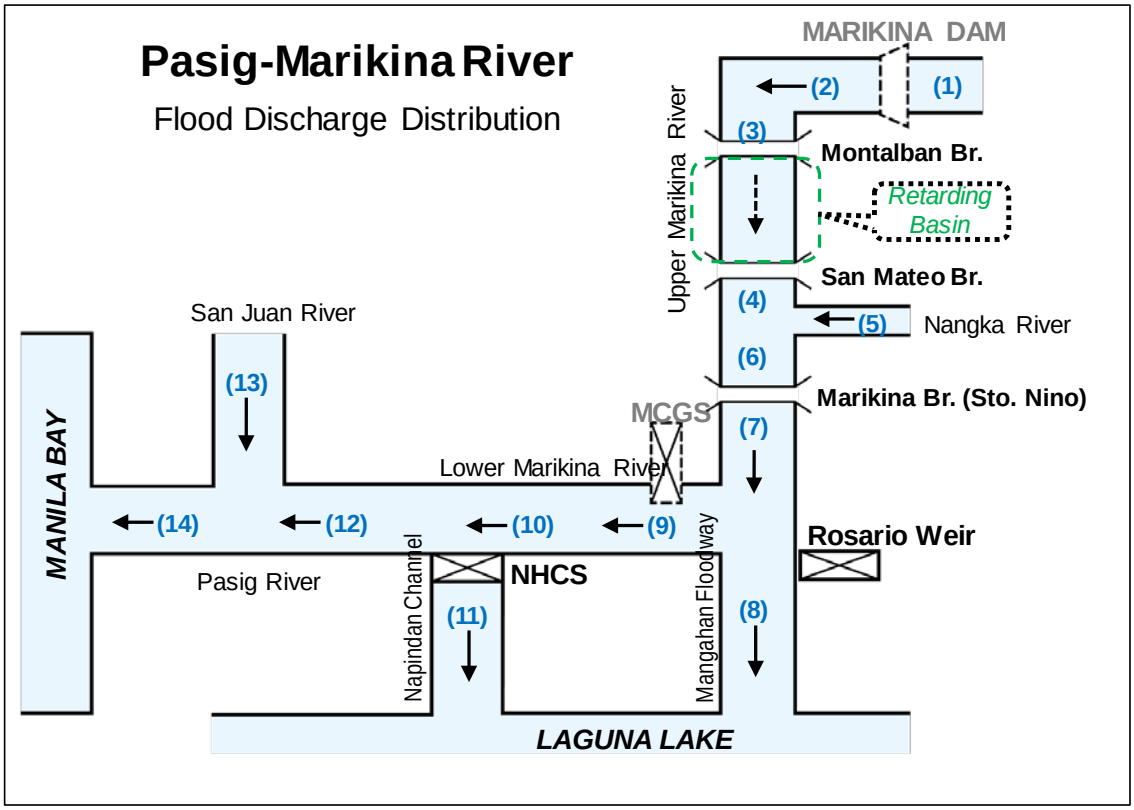
100 年確率計画流量（MCGS あり）
<table>
<tr><th>Section</th><th>Q(m³/s)</th></tr>
<tr><td>Wawa</td><td>3,200</td></tr>
<tr><td>Marikina Dam</td><td>1,300</td></tr>
<tr><td>Montalban Bridge</td><td>2,500</td></tr>
<tr><td>(Retarding Basin)</td><td></td></tr>
<tr><td>Nangka River</td><td>800</td></tr>
<tr><td>Marikina Bridge (Sto. Nino)</td><td>2,900</td></tr>
<tr><td>Manggahan Floodway</td><td>2,400</td></tr>
<tr><td>Lower Marikina River</td><td>500</td></tr>
<tr><td>Napindan Channel</td><td>0</td></tr>
<tr><td>Pasig River</td><td>600</td></tr>
<tr><td>SanJuan River</td><td>800</td></tr>
<tr><td>Pasig River - Manila Bay</td><td>1,400</td></tr>
</table></td></tr>
</table>

出典：JICA2014 調査をベースに調査団作成

表 3.3.6　計画洪水流量配分（確率洪水規模 1/100）の比較

Point No. and Name		Probable Discharge of 100year Design Flood (m^3/s)					
		JICA 1990MP	2002DD	WB 2012MP	JICA 2014MP	2015 IV&V	WB 2018FS
(1)	Wawa	2,100	2,100	3,600	3,230	3,200	3,200
(2)	Marikina Dam	1,500	1,500	900	1,450	1,300	1,250
(3)	Montalban Bridge	-	-	2,400	2,500	2,500	2,650
(4)	San Mateo Bridge	2,600	2,400	-	-	2,100	2,250
(5)	Nangka River	300	800	-	800	800	800
(6)	After Nangka River	2,900	2,900	2,900	2,900	2,900	2,700
(7)	Marikina Bridge	2,900	2,900	3,000	2,900	2,900	2,700
(8)	Manggahan Floodway	2,400	2,400	2,000	2,400	2,400	2,200
(9)	Lower Marikina I (MCGS)	500	500	1,000	500	500	500
(10)	Lower Marikina II	500	550	1,200	500	550	500
(11)	Napindan Channel	0	0	800	0	0	0
(12)	Before San Juan River	500	650	850	600	600	600
(13)	San Juan River	900	750	1,000	780	700	700
(14)	River Mouth	1,150	1,300	1,800	1,400	1,400	1,200

出典：調査団



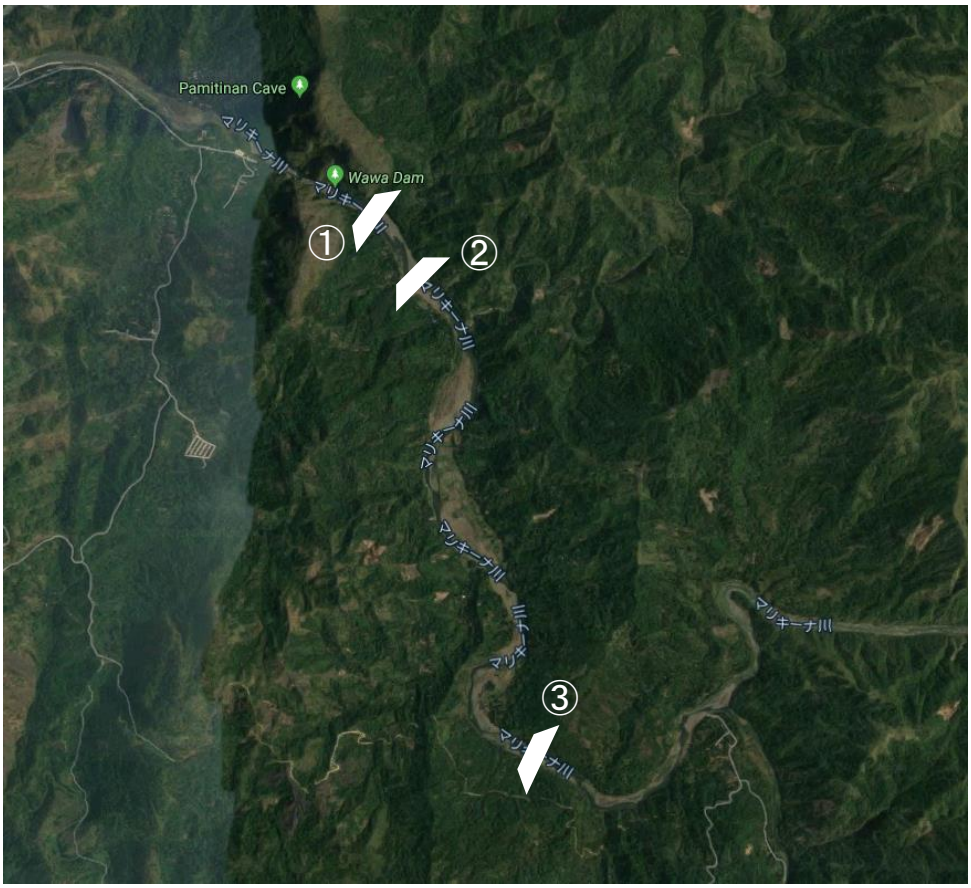
出典：調査団

図 3.3.1　計画洪水流量配分図

表 3.3.7　マリキナダム諸元の比較

項目	JICA 1990MP	2002DD	WB 2012MP	JICA 2014MP	2015 IV&V	WB 2018FS
ダム地点	①既設ワワダム約 100m 上流	①既設ワワダム約 100m 上流	②既設ワワダム約 500m 上流	②既設ワワダム約 500m 上流	未検討	③既設ワワダム約 3km 上流
高さ（m）	70	70	72	71	64	72
貯水量（MCM）	未検討	未検討	67.4	65	64.2	63.5
計画高水流量時ダム流入量（m^3/s）	2,100	2,100	3,600	3,230	3,200	3,200
計画高水流量時ダム放流量（m^3/s）	1,500	1,500	900	1,450	1,300	1,250

出典：調査団



出典：Google Map に調査団がダム地点を追記

図 3.3.2　マリキナダム地点

3.4　最終的治水計画の確認

本調査における治水計画は、基本的に既往の 2015IV&V-FS または JICA2014 調査を踏襲する。

3.4.1　流域平均確率雨量

流域平均確率雨量は 2015IV&V-FS を踏襲する（表 3.4.1 参照）。この流域平均確率雨量は、既往の主要洪水の中で流域平均 1 時間雨量、1 日雨量及び Sto. Nino 地点のピーク流量のすべてにおいて最大の台風オンドイの波形を用いて算出されている。降雨継続時間については、雨量と水位の関係を整理し、2 日雨量よりも 1 日雨量のほうが、水位との相関が良いことから、1 日が採用されている。JICA2014 調査及び 2018WB UMD FS も同様にオンドイの波形及び 1 日雨量を採用している。

表 3.4.1　流域平均確率雨量

Return Period	1-Day Rainfall (mm)
2	122.9
3	146.4
5	172.7
10	205.7
20	237.3
30	**255.5**
50	278.3
80	299.1
100	**309.0**
150	326.9
200	339.6
400	370.1

出典：2015IV&V-FS

3.4.2　Sto. Nino の洪水流量

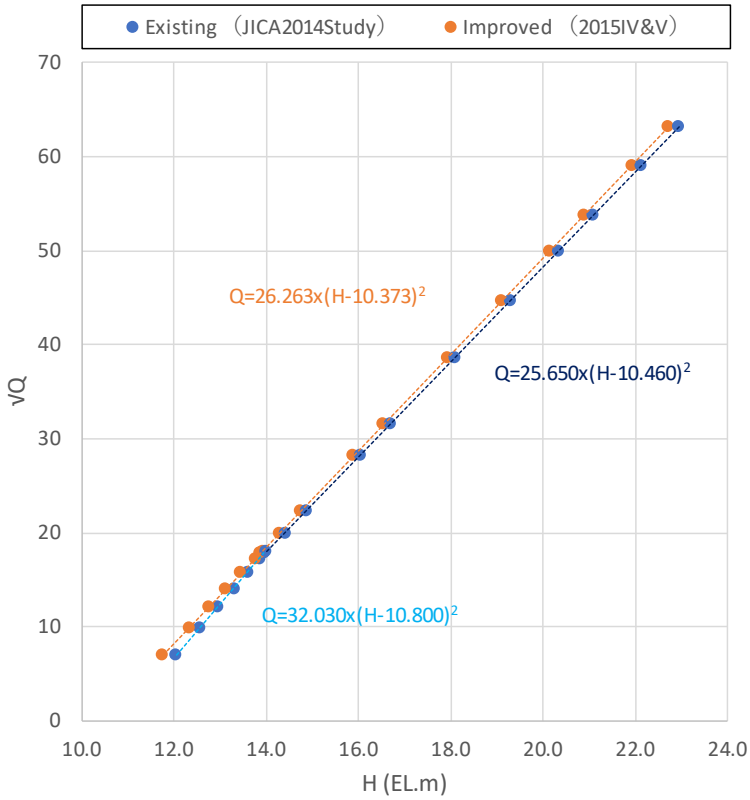
Sto. Nino 地点の現況河道の HQ 式は、JICA2014 調査の以下の式を踏襲する。HQ 式は 1958～1977 年、1986 年の実測流量・実測水位と、1994～2009 の推定流量（等流計算）と実測水位を用いて作成されている。

- $Q = 32.030 \times (H-10.800)^2$　　$H < 14.0$
- $Q = 25.650 \times (H-10.460)^2$　　$H > 14.0$

また、改修河道の HQ 式は、2015IV&V-FS の以下の式を踏襲する。

- $Q = 26.263 \times (H-10.373)^2$

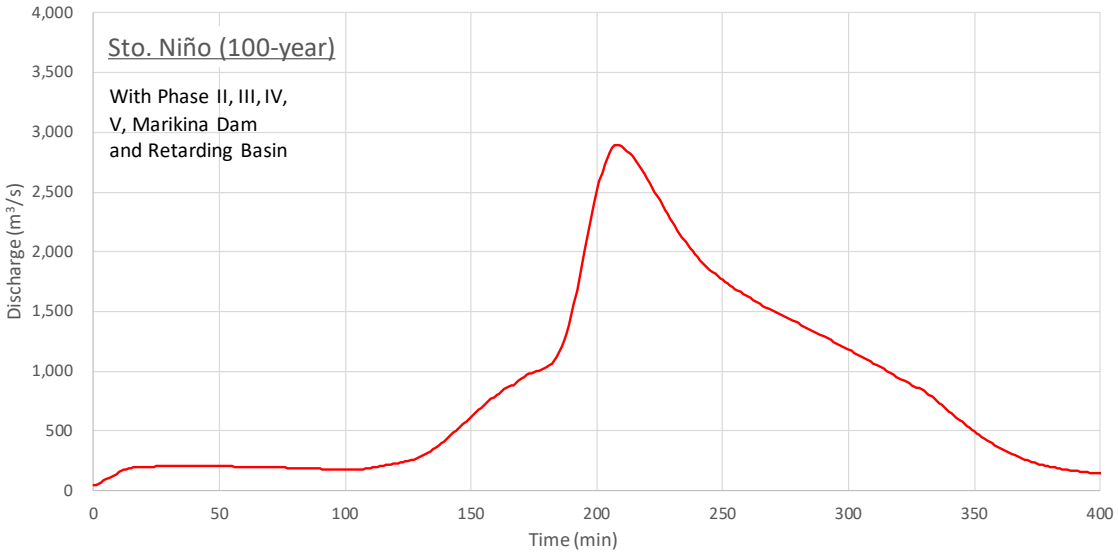
Sto. Nino 地点の現況及び改修河道の HQ の比較を図 3.4.1 に示す。河道改修により、Sto. Nino 地点の計画高水流量（2,900 m^3/s）時の水位は約 20cm 低下する。



出典：JICA2014 調査及び 2015IV&V-FS に基づき調査団作成

図 3.4.1　Sto. Nino 地点の現況及び改修河道 HQ の比較

Sto. Nino 地点の計画ハイドログラフ（100 年確率、マリキナダム・遊水地あり）は、現在世界銀行によって実施されている遊水地調査によって最終化される。このため、本調査における治水構造物の操作ルールの検討では、2018WB UMD FS に基づいて算定した想定の計画ハイドログラフを用いる（図 3.4.2 参照）。このハイドログラフは、既往の主要洪水の中で最も 1 時間雨量、1 日雨量及び Sto. Nino 地点のピーク流量が大きく、水位上昇も急激な台風オンドイ波形を用いて設定されている。

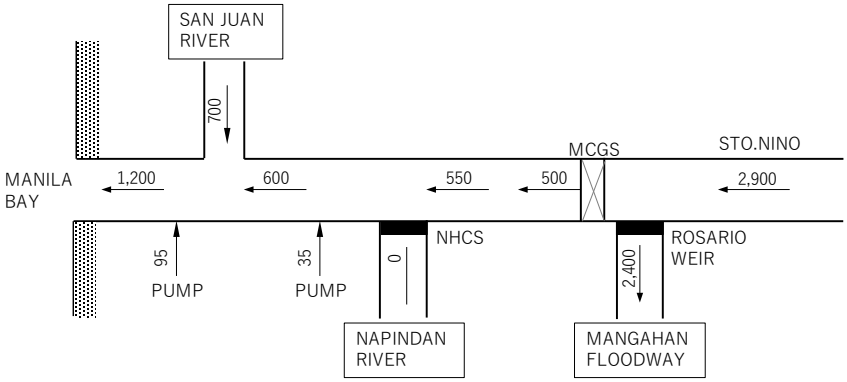


出典：2018WB UMD FS に基づいて調査団作成

図 3.4.2　Sto. Nino 地点想定計画ハイドログラフ（2,900 ㎥/s）

3.4.3　整備目標流量

これまでに実施されたフェーズ III までは、図 3.4.3 に示した 2002DD で設定された当面の整備目標流量(1/30)に従って整備されている。



出典：2002DD

図 3.4.3　整備目標流量配分図（確率洪水規模 1/30）【2002DD】

Sto. Nino 地点の目標流量である 2,900m³/s は 2002DD 当時の確率規模で 1/30 であったが、その後 WB2012MP、JICA2014 調査において確率規模の見直しが行われた。JICA2014 調査では、2009 年の台風オンドイを含む近年の洪水を踏まえた計画降雨による見直しにより、1/30 の流量は約 3,100m³/s となり、2,900m³/s よりも大きくなる結果となった。表 3.4.2 が JICA2014 調査における Sto. Nino 地点上流部の氾濫を考慮した場合の確率規模別流量であり、この結果から評価した Sto. Nino 地点の流量 2,900 m³/s は約 1/20 年を若干上回る確率年洪水となっている。

本業務においても、JICA2014 調査を踏襲し、Sto. Nino 地点の目標流量 2,900m³/s は、確率規模別流量で約 1/20～1/30 として扱うこととする。ただし、この確率規模はデータが延伸され、計画降雨等が見直されれば常に変化するものであり、Sto. Nino 地点の整備目標流量及び計画高水流量はあくまでも 2,900m³/s である。また、本来、2,900 m³/s は、マリキナダム建設による 1/100 洪水調節後の Sto. Nino 地点の流量を想定したものであり、1/30 年確率は、オンドイ洪水前の降雨実績より推定したものである。すなわち、1/30 確率で Sto. Nino 地点 2,900 m³/s というのはマリキナダム及び遊水地が完成するまでの暫定目標である。

今後の事業目的は、整備目標流量として表現することが望ましく、整備目標洪水確率年に対しては、上流に建設されるマリキナダム及び遊水地の建設計画を含め、100 年確率洪水対応の治水事業として実施を継続することを提案する。

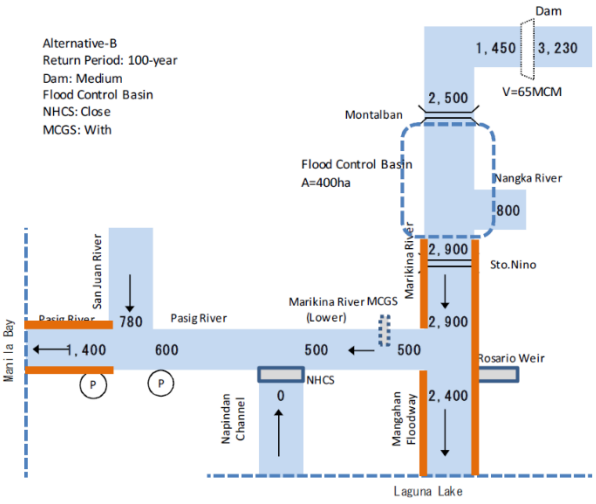
表 3.4.2　Sto. Nino 地点の確率規模別流量

Return Period [year]	Sto.Nino (With Inundation) [m³/s]
2	1,620
5	2,290
10	2,670
20	2,860
30	3,030
50	3,220
100	3,580

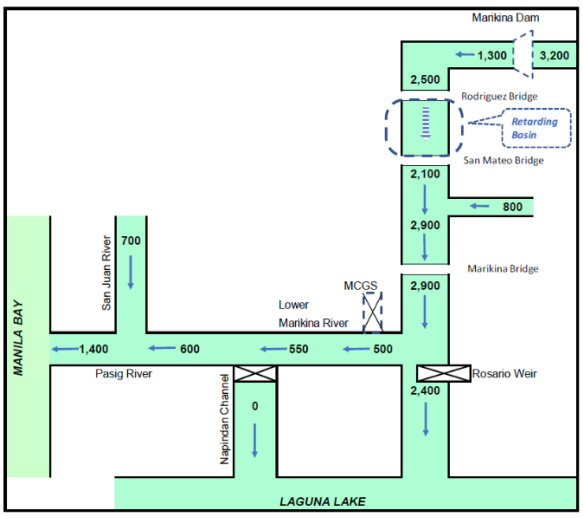
出典：JICA2014 調査

3.4.4　計画高水流量

計画高水流量については、これまで何度も検討・見直しが行われてきた。現時点の計画高水流量配分の案としては、JICA2014 調査と本事業の実施機関である DPWH が策定した Definitive Plan の流量配分が存在する（図 3.4.4 参照）。



出典：JICA2014 調査



出典：2015IV&V-FS

図 3.4.4　計画高水流量配分の比較（確率洪水規模 1/100）

3.4.4.1　Sto. Nino 地点上流

現在、WB により実施されているマリキナダム及び遊水地の調査結果を踏まえて最終化する必要がある。現時点では、世銀の調査でも参考としている、Definitive Plan の流量配分とする。なお、JICA2014 調査及び Definitive Plan のどちらも Sto. Nino 地点の計画流量は 2,900 m^3/s で同じである。

3.4.4.2　フェーズ IV 区間

JICA2014 調査及び Definitive Plan のどちらも、Sto. Nino 地点流量 2,900m^3/s が MCGS によりマリキナ川下流に 500m^3/s、マンガハン放水路に 2,400m^3/s 分派するという同じ流量配分である。また、Sto. Nino 地点流量 2,900m^3/s とすることについては、現在実施中の世銀の遊水地調査とも共通認識ができている。このため、本業務では JICA2014 調査及び Definitive Plan での流量配分を踏襲し、フェーズ IV 区間は 2,900m^3/s で整備することとする。

3.4.4.3　MCGS～サンファン川合流点

MCGS 下流～NHCS 付近の流量配分に違いがある。図 3.4.3 に示したとおり、フェーズ II 及び III の事業ではサンファン川合流点～パッシグ川最上流点 600 m^3/s 及びパッシグ川最上流点～MCGS 間 550m^3/s として整備されていることから、この区間の流量配分は Definitive Plan を採用し、それぞれ 600 m^3/s 及び 550m^3/s とする。

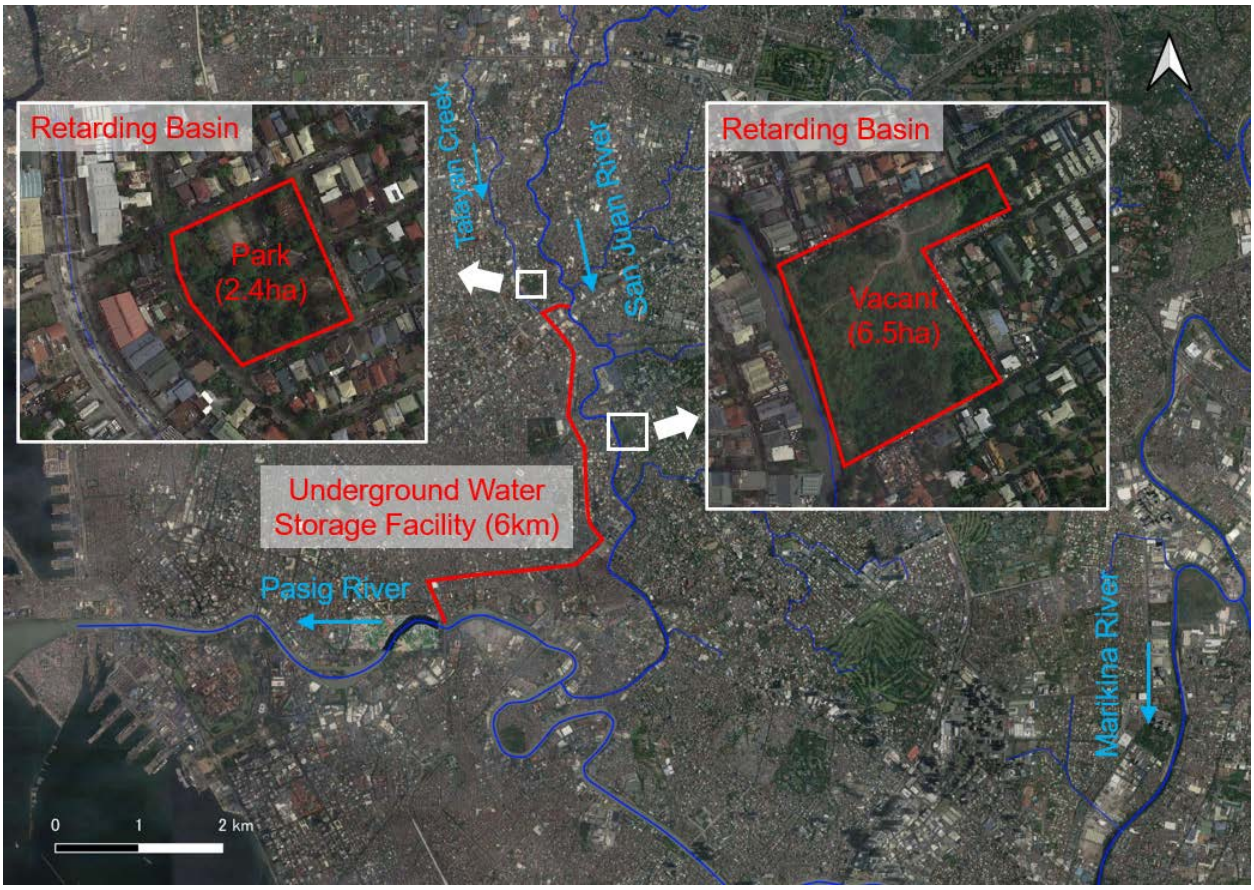
3.4.4.4　パッシグ川最下流

どちらも 1,400m³/s となっている。ただし、この区間は既に目標流量 1,200m³/s で整備されており、計画高水流量が 1,400m³/s となると増加する 200m³/s に対応するために、パラペット堤の嵩上げあるいは河道の浚渫等が必要となる。

3.4.4.5　サンファン川

Definitive Plan では当面の整備目標流量を踏襲し 700m³/s としているのに対し、JICA2014 調査では現状の DPWH による整備計画を踏まえ 780m³/s となっている。ただし、サンファン川の 100 年確率の基本高水流量(壁立て計算)は世銀の WB2012MP でも本業務の再計算においても約 1,000m³/s を超える流量となる。前述したとおりパッシグ川下流区間は既に整備が完了しており、支川からの流量が増加する場合追加の整備が必要となる。これを極力最小限にとどめるため、計画高水流量は JICA2014 調査の 780m³/s を切り上げて 800m³/s とし、差分の約 200m³/s については流域対策等で低減させることとする。流量低減策案としては、以下が考えられる。

- サンファン川左岸ケソン市ダマヤン・ラギ(Damayang Lagi)地区の空き地(6.5ha)や支川 Talayan Creek 左岸の公園（2.4ha）を遊水地化する
- サンファン川の右岸に、Araneta 通りから Magsaysay 通りを抜け Mabini 橋付近でパッシグ川と接続する地下貯留施設（約 6km）を整備する

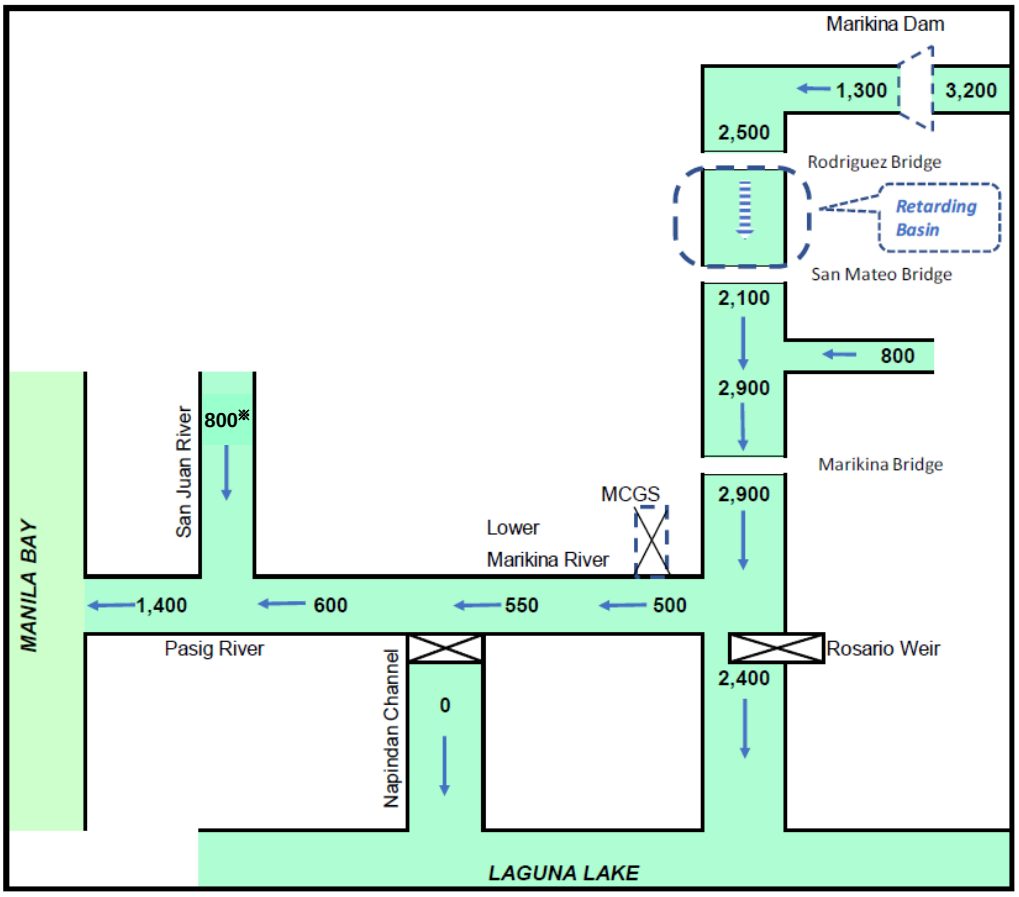


出典：調査団

図 3.4.5　サンファン川の流量低減策案

3.4.4.6　計画高水流量配分（案）

前述した各区間の流量配分を計画高水流量配分（案）として図 3.4.6 に示す。



※流域対策等により、200m³/s 程度流量をカットすることを前提とした流量
出典：「2015IV&V-FS」の図に調査団修追記

図 3.4.6　計画高水流量配分図（案）（確率洪水規模 1/100）

Sto. Nino 地点流量 2,900m³/s で整備されたマリキナ川は、上流のマリキナダム及び遊水地による流量調節を考慮に入れた場合 100 年確率流量に相当するが、考慮に入れない場合は 20~30 年確率流量に相当する。よってマリキナ川整備（フェーズ IV 完成）からマリキナダム及び遊水地の完成まで、時間が空くことになり、この期間のフェーズ IV 改修区間の治水安全度は、このダム・遊水地無し時の 20~30 年確率相当になる。

フェーズ IV の実施により対象区間の治水安全度が現状より向上すること、並びに、マリキナダムの計画は詳細設計段階まで進んでいることから、フェーズ IV 完成からマリキナダム及び遊水地の完成までの期間は暫定期間と計画する。したがって、この期間の治水安全度を上げるための恒久的な構造物対策は行わず、非構造物対策や可搬式洪水壁等の暫定的な方策により対応する。

3.4.5　気候変動への適応

フィリピンの Design Guidelines Criteria and Standards Volume III には、気候変動に対して下記の対策をとるように規定されている。

- 異常降雨量の変化への対応：　設計時に 10%の降雨強度増加を考慮する。

- 海水面上昇への対応：　設計時に 0.3m の海面上昇を考慮する。

これを踏まえ、フェーズ IV の改修区間を対象とした設計においては、気候変動への対策として下記のとおり考慮した。

- 設計洪水流量の計算時に 10%の降雨強度増加を考慮し、河川流量の増加分はマリキナダム及び遊水地で調整する。
- フェーズ IV の改修区間は海水面上昇の影響を受けないため、特に考慮する必要はない。

第4章　河道設計のための前提と河道条件（基本設計ステージ）

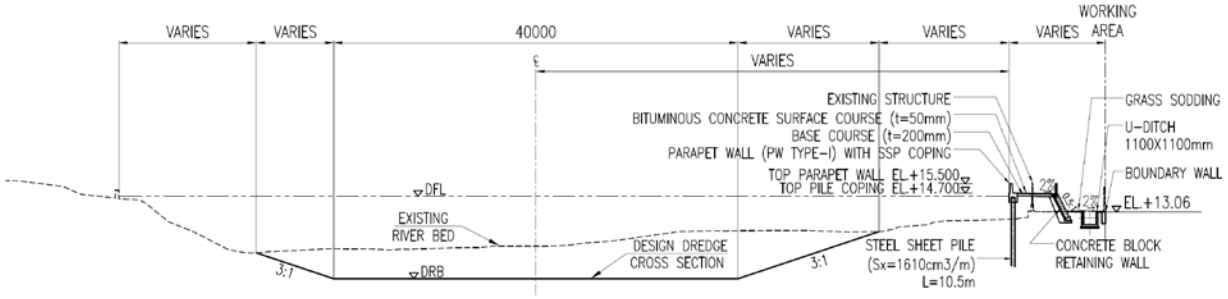
4.1　前提（河道計画確認）

4.1.1　既往計画の確認

本設計区間におけるこれまでの河道計画について以下に整理する。

4.1.1.1　MCGS 下流の計画断面

MCGS 下流は計画流量 550m³/s と設定され、既にフェーズ III 事業で整備が行われている。フェーズ III 事業では、計画河床幅 40m の低水路断面の浚渫（法面 3:1(H:V)）と堤内側地盤が DFL より低い箇所に堤防（洪水壁）を建設した。



出典：　2013III-DD 報告書

図 4.1.1　フェーズ III 事業マリキナ川下流改修標準断面図

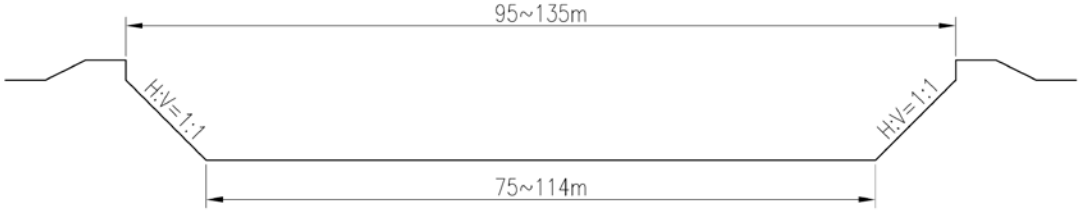
本業務においても MCGS 下流区間の断面は、フェーズ III 区間の計画に合わせて設定する。

4.1.1.2　MCGS 上流の計画断面

MCGS 上流の河道は、計画流量 2,900m³/s に設定され、2015 年にフェーズ III 内で実施された 2015IV&V（3.2.1.8 項参照）によって最終的な標準断面が設定されている。ここでは、基本設計の情報として、この 2015IV&V で設定された標準断面まで至った経緯を以下に説明する。

(1)　JICA1990MP での計画断面

1990 年に実施された、JICA のマスタープランでは、本区間に対して、以下の断面が設定・提案されている。



出典：JICA 1990MP 報告書

図 4.1.2　JICA1990MP によるフェーズ IV 区間マリキナ川改修断面図（Sta.5+425 / Sta.13+060）

なお、JICA1990MP における Rosario 堰直上流の計画高水位（DFL）は EL+16.80m であり、Sto.Nino での DFL は EL+18.90m であった。

(2) 2002DD での計画断面

2002 年に実施されたフェーズ I 時の詳細設計では、

- 1990 年からさらに開発された河岸の状況：並びに
- マンガハン放水路コンクリート三面張区間の設定粗度係数の見直し（n=0.014→0.021）

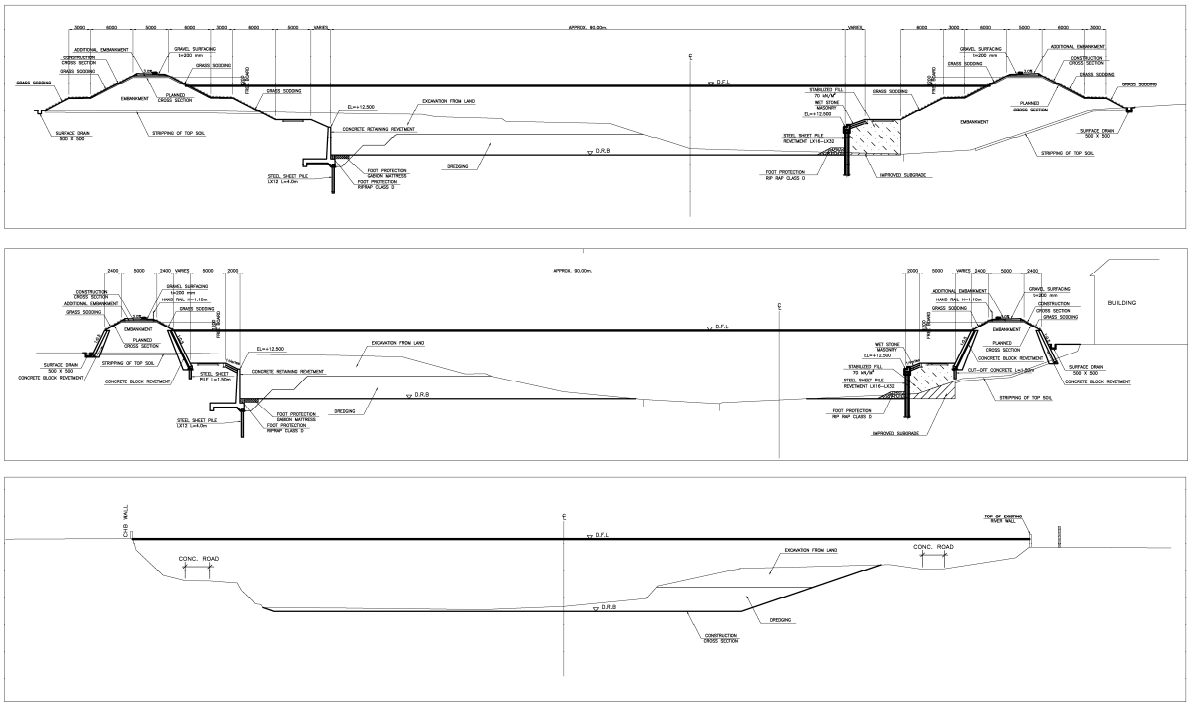
を行い、標準断面を以下のように

(a) 最下流区間：低水路/直壁護岸（鋼矢板/逆 T 護岸）＋盛土堤防区間、

(b) 中間区間：低水路掘削/直壁護岸（鋼矢板/逆 T 護岸）＋特殊堤（盛土＋法面保護）

(c) 最上流区間：低水路掘削/土羽断面＋特殊堤（パラペット堤）

の 3 区間に分けて設計した。



出典：2002DD 報告書

図 4.1.3　2002DD におけるフェーズ IV 区間マリキナ川改修標準断面図

なお、2002DD における Rosario 堰直上流の計画高水位（DFL）は EL+17.40m であり、Sto.Nino での DFL は EL+20.472m であった。

(3) 2015IV&V における河道計画

1) 2015IV&V における計画断面

2015IV&V で実施した Definitive Plan の河道法線・断面は、当時の DPWH 長官、JICA を含めた関係者間における協議の上で設定されたものである。河道法線の設定においては、当時の

DPWH 長官が推奨していた全川で河道幅 80m 案（社会的影響を極力小さくするため）（Plan 1）と 90m 案（Plan 3）、80~90m 案（部分拡幅案）（Plan 2）について水理条件、支障物件への補償、全体事業費の面から比較検討がなされた。河道法線の代替案の比較を表 4.1.1 に示す。全体の事業費は Plan 2 の部分拡幅案が最も安くなるものの、被影響用地が最も大きくなり社会的影響が大きい。また、Plan 1 の 80m 案は計画洪水時の河道内平均流速が 4m を超え、護岸の耐久性や河床洗掘等の面でも危険となる。このため、最終的には Plan 3 の 90m 案（Sta. 10+500 付近までは河道幅 90m、それより上流は 80m）が推奨案とされた。

表 4.1.1　河道法線の代替案の比較

Item		2002 D/D	Alternative Plans*			Remarks
			Plan 1: Riverbed Width With 80m	Plan 2: Riverbed Width with Partial Widening (90-115-100m)	Plan 3: Riverbed Width with 90m	
Technical Aspect	Clearance on Marcos Bridge	Maintain	Secured by Reconstruction (0.36m)	Maintain	Secured by Reconstruction (0.89m)	Design Code : more than 1.2m, ( ) shows the clearance in case of No Reconstruction.
	Average Dike Height (Difference between Ground Elevation in the Bank and Top Elevation of the Dike)	1.50m	2.02m (+0.52m)	1.59m (+0.09m)	1.65m (+0.15m)	( ) shows the Increase on average of Water Level at the section of Sta.6+700- Sta.10+500 compared with 2002 D/D.
	Maximum Mean Flow Velocity (near Rosario Weir)	3.5m/s	4.2m/s	3.7m/s	3.7m/s	4.0m/s is assumed as the Flow Velocity to increase the Scouring Risk for the River Channel Improvement Plan
Social Aspect	Circulo Verde and Olandes STP	Partial Acquisition/ Compensation	Maintain	Maintain	Maintain	Constructed after 2002.
	SM-Marikina	Maintain	Maintain	Maintain	Maintain	Constructed after 2002. Compensation of the Part of Access Road is necessary for all Plans.
	Number Establishment under Operation for Relocation and Compensation	12(7)	6(4)	13(8)	7(5)	( ) shows the Number of Acquisition and/or Compensation of Buildings.
	Flood Wall by Pasig City LGU	Removal	Maintain	Removal	Maintain	Constructed after 2002. Coordination for 1,100m Future Plan is required with Pasig City LGU in all Plans.
	Number of Affected Houses	1,200 (in 2002)	39	936	170	Including ISFs.
	Number of Affected Areas (m^2)	314,100	92,000	180,400	122,900	Areas between the Alignment of River Channel and River Bank.
Project Scale	Construction and Compensation Cost (Mil Pesos)	---	16,070	15,960	16,430	
	Breakdown of Construction Cost of River Channel Improvement for Phase IV Section (Mil. Pesos)	---	13,560	14,760	13,680	Excluding the Construction Cost of MCGS.
	Breakdown of Reconstruction of Marcos Bridge	---	1,790	---	1,790	Traffic Volume: 70,000 Vehicle/Day
	Breakdown of Land Acquisition Cost (Mil Pesos)	---	720	1,200	960	Related to Item ⑦Number of Affected Areas

Note) *: Figures in the table above do not present the finalized ones but those as of Jan. 2015.

出典：2015IV&V 報告書

上記推奨案では、Marcos 橋の桁下高が不足するため、架け替えの必要が発生する。この点については、JICA を含めた関係者間で協議の上、河川整備とともにすぐに橋梁のかけかえを行うことは非現実的なため、将来的に橋梁が老朽化して架け替え工事を実施する際に対応する計画とした。また、全体事業費には、Marcos 橋の架け替え費用を含んだ形で DPWH 長官に説明を行っている。

2015IV&V での計画（Definitive Plan（2015））時の設計条件は以下の通り。

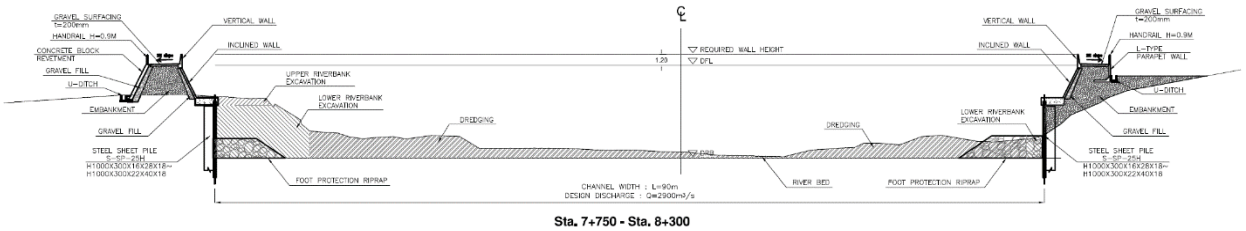
表 4.1.2　Definitive Plan（2015）の設計条件

項目	設計方針
設計流量	2,900m^3/s
余裕高	1.2m
河川線形	現況水路にあわせる
計画河床縦断勾配	1/4,000　（Rosario 堰～Marikina 橋）
低水路幅	Rosario 堰~10+500：90m 10+500~11+000：左岸側のみ 90m 幅相当に拡幅 11+000~13+350（Marikina 橋）：80m

項目	設計方針
高水敷護岸	Rosario 堰~10+500：もたれ護岸 10+500~12+000：River Wall の嵩上げ、パラペット壁 Marikina 市及び住民の要望により Marikina 橋の下流左岸側には、洪水防御のための施設は設けない。ただし、低水路の拡幅は行う。
維持管理用道路幅	3m、砕石舗装

出典：2015IV&V 報告書

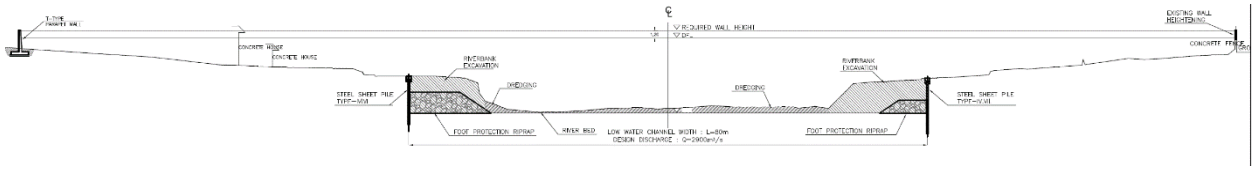
以下に、90m 区間標準断面図、80m 区間標準断面図を示す。



Sta. 7+750 - Sta. 8+300

出典：Implementation Program (September 2018, DPWH)

図 4.1.4　90m 低水路部改修標準断面図



出典：Implementation Program (September 2018, DPWH)

図 4.1.5　80m 低水路部改修標準断面図

計画高水情報：Rosario 堰 EL+17.40m　Sto.Nino EL+21.18m

2)　計画高水位（DFL）

Definitive Plan（2015）では、前述した計画断面の検討と合わせて、HEC-RAS を用いてフェーズ IV 及び V 区間の DFL を設定している。

HEC-RAS はアメリカ陸軍工兵隊（USACE）が開発し、全世界で一般的に用いられている水理解析ソフトである。フィリピンの河道計画のためのガイドライン（Design Guidelines, Criteria & Standards: DGCS）Volume 3 'Water Engineering Projects'には、使用する水理解析ソフトの 1 つとして、HEC-RAS は紹介されている。

ただし、HEC-RAS を使用した時の留意点の 1 つとして、我が国の河道計画検討との違いとして考慮すべき点の 1 つに、水位上昇の考え方の違いが挙げられる。よって、ここでこの「違い」について検証する。

Definitive Plan での DFL の設定と日本の「河道計画検討の手引き」に基づく DFL の設定では、橋脚の堰上げによる水位上昇（⊿h02）及びわん曲による水位上昇（⊿h03）の算定手法に表 4.1.3 に示した違いがある。

表 4.1.3　橋脚及びわん曲による水位上昇の算定手法の違い

水位上昇項目	Definitive Plan (HEC-RAS)	河道計画検討の手引き
橋脚の堰上げ（⊿h02）	ヤーネル式	ドビッソン公式
わん曲（⊿h03）	粗度係数に反映（n=0.028）	簡易式を用いて推定

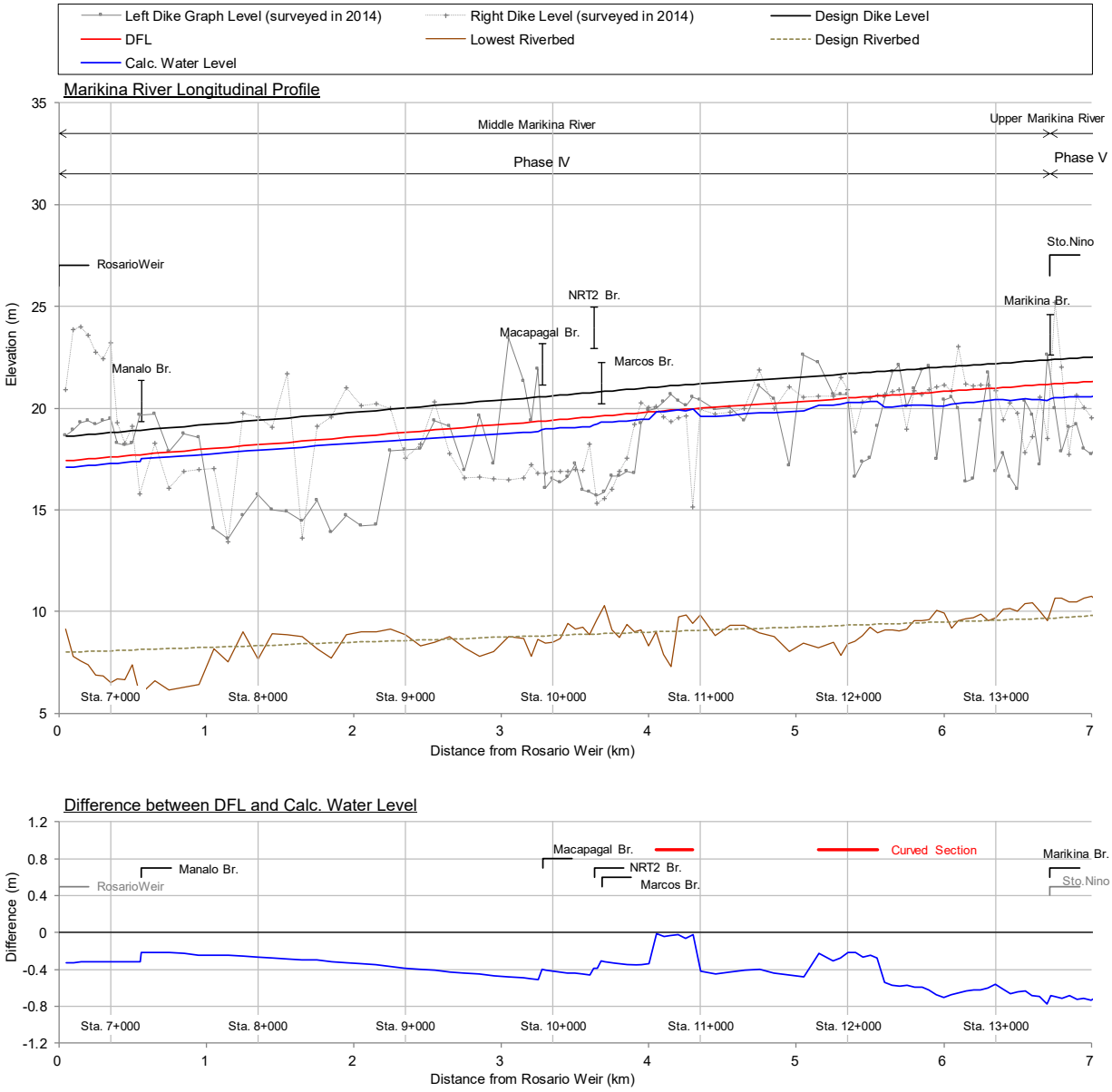
出典：調査団

橋脚による⊿h02 を算出する際、日本の河道計画ではドビッソン公式が用いられるのに対し、Definitive Plan 2015 ではヤーネルの実験式を用いている。参考として、川合・松本（1979）によれば、ドビッソン公式は「一般にその計算結果が過大（安全側）に出るといわれている。」[1] また、Definitive Plan 2015 では、⊿h03 を粗度係数に反映している。この理由は、これまでパッシグ・マリキナ川の河道計画で用いられてきた粗度係数（n=0.028）が、コルゲートスチールの側壁を伴う計画河道の粗度係数（n=0.025）[2]に、わん曲等による水位上昇を見込んだ安全側の値として設定されているためである。

よって、「河道計画検討の手引き」に基づき n=0.025 で算出した水位縦断図を図 4.1.6 に示す。結果として、「橋脚部」及び「湾曲部」における計算水位は Definitive Plan で設定した DFL 内に収まっていることが確認された。よって本調査では Definitive Plan の DFL を踏襲することとする。

[1] 橋脚によるセキ上げ背水について - d'Aubuisson 公式の批判と実用式の提案 - 、川合亨・松本良男、農業土木学会誌 47(7)、1979

[2] Open Channel Hydraulic, Ven Te Chow, 1959

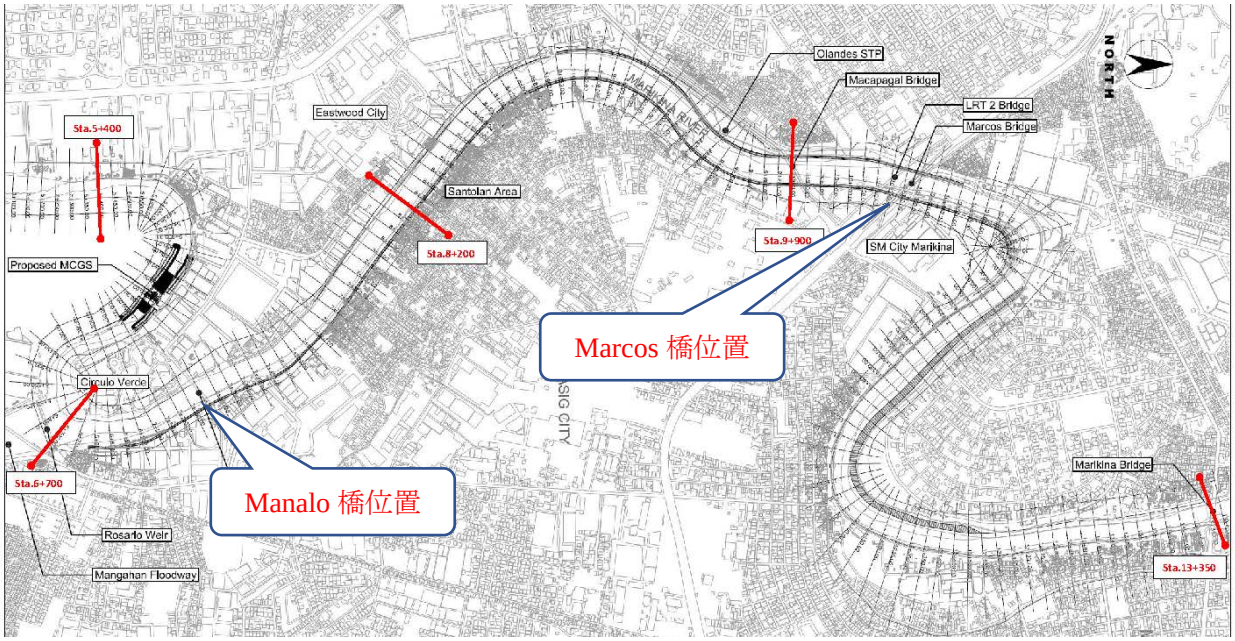


出典：調査団

図 4.1.6　水位算定結果（粗度係数 0.025 で算定し湾曲部の局所水位上昇を考慮）

(4)　DPWH による Manalo 橋架け替え工事区間

現在、フェーズ IV 区間内 Sta.7+210 に位置する Manalo 橋の架け替え工事を DPWH が自国資金により、実施中である（図 4.1.7）。DPWH は橋梁架け替え工事に必要な用地取得交渉を河岸の地権者と行っており、交渉がまとまった区間から工事を開始した。2020 年 1 月現在、工事は橋梁上流左岸部の低水路護岸としての矢板護岸の打設が開始されている。



出典：Implementation Program (September 2018, DPWH)

図 4.1.7　Manalo 橋及び Marcos 橋位置図

(5)　本設計における基本的河道計画設計の方針

4.1.1.1 項及び本項の(1)~(3)で上述したように、これまで本業務の設計対象区間においては、既に多くの必要断面検討及び水位計算検討を重ねてきている。2015IV&V においては、DPWH の前長官まで議論に加わり河道断面が検討・設定されてきた。

現在、本詳細設計対象区間は、議論を実施した 2015 年から河岸沿いに更に多くの開発行為が計画され既に低水路を埋め立てるような事業まで進んでいる。

本詳細設計では、2015IV&V において決定された基本的河道計画を「さらに計画河道幅を狭めるような河道計画の変更」は以下を理由に基本的には行わない。

- 既に現河道計画においても、Sta.10+330 に位置する Marcos 橋の桁下は余裕高を満足しておらず、将来の架け替えが必須である。このような他のインフラ構造物の計画に影響を与えるような河道計画の変更はこれ以上、すべきではない。
- 現在の DFL は、既に河岸の中でも比較的高い箇所と一致しており、これ以上 DFL を高くすると、洪水時に内水が発生する箇所が多数出てくること；
- 高い堤防は、住民から否定的な意見が多数あることが、これまでのヒアリングで確認できていること

4.1.2　追加水理検討

4.1.2.1　MCGS 建設による上流河道区間の水位上昇影響検討

一部のフィリピン国側関係者より、

- MCGS の建設が上流河道の水位上昇に大きな影響を与える；または

- 放水路の上流端計画高水位を低くすることがマリキナ川上流河道区間の治水対策に最も有効

との間違った見解及び認識があるため、ここで MCGS 建設による上流河道区間の水位影響検討を水理解析により検証する。

(1) 水理検討の方法

MCGS の建設により、マリキナ川下流への流量を最大 500m³/s にコントロールすることにより上流河道水位の堰上げが発生しそれがさらに上流河道区間まで影響することが懸念されている。この水位堰上げの影響範囲について不等流計算を用いて確認した。不等流計算モデルは Definitive Plan で用いられた HEC-RAS による計算水位を再現できるモデルを構築した。

(2) 検討ケース及び水位算定条件

現況の河道条件及び計画断面（2015IV&V 調査で仮設定）の 2 つの河道条件で MCGS のあり・なしによるマリキナ川の水位を算定し、水位の堰上げ範囲を確認した。検討ケース及び条件を表 4.1.4 に、不等流計算の条件を表 4.1.5 にそれぞれ示す。

表 4.1.4　検討ケース及び河道条件

Case	流量	No.	河道	MCGS	備考
1	計画高水流量 (2,900m³/s)	1-1	現況河道	あり	2015IV&V 現況断面、計画断面を使用
		1-2	現況河道	なし	
		1-3	計画河道	あり	
		1-4	計画河道	なし	
2	基本高水流量 (ダム･遊水地無し 100 年確率：3,600m³/s)	2-1	現況河道	あり	
		2-2	現況河道	なし	
		2-3	計画河道	あり	
		2-4	計画河道	なし	

出典：調査団

表 4.1.5　不等流計算条件（マリキナ川）

河川名	マリキナ川	
対象区間	Sta. 6+700～Sta. 19+250 （マンガハン放水路分派地点～San Mateo 橋）	
計算手法	不等流計算	
⊿h の考慮	合流による水位上昇（⊿h01）：Nangka 川 構造物の堰上げによる水位上昇（⊿h02）：Manalo 橋、Macapagal 橋、NRT2 橋、Marcos 橋、Marikina 橋、Tumana 橋、San Mateo 橋（ヤーネル式）	
計算に用いた断面	2015IV&V 現況断面、2015IV&V 計画断面	
粗度係数	Sta. 6+700～Sta. 19+250：0.028	
流量条件	① 計画高水流量（確率規模：1/100）【JICA1990MP】（ダム・遊水地有り） Sta. 6+700～Sta. 18+650：2,900m³/s Sta. 18+700～Sta. 19+250：2,600m³/s	
	② 基本高水流量（確率規模：1/100）【2015IV&V】（ダム・遊水地無し） Sta. 6+700～Sta. 18+650：3,600m³/s Sta. 18+700～Sta. 19+250：3,200m³/s	
出発水位	マンガハン放水路上流端水位（計算条件は表 4.1.6 参照）	
	① 計画高水流量時 MCGS あり：16.84m MCGS なし：16.24m	② 基本高水流量時 MCGS あり・なし：16.84m

出典：調査団

マリキナ川の出発水位（マンガハン放水路分派地点）には、マンガハン放水路の上流端水位を与えた。マンガハン放水路の水位算定条件を表 4.1.6 に示す。

表 4.1.6　不等流計算条件（マンガハン放水路）

河川名	マンガハン放水路
対象区間	Sta. 0+000～Sta. 9+000　（Rosario 堰～ラグナ湖）※上流側が Sta. 0+000
計算手法	不等流計算
計算に用いた断面	Sta. 0+000～Sta. 1+200：2016 測量現況断面 Sta. 1+400～Sta. 9+000：計画断面
粗度係数	Sta. 0+000～Sta. 1+200：0.021 Sta. 1+400～Sta. 9+000：0.030
流量条件	①　マリキナ川計画高水流量時 MCGS あり：2,400m^3/s MCGS なし：2,000m^3/s（マリキナ川の整備完了時点で Sto. Nino 地点に 2,900m^3/s が流下した場合にマンガハン水路に流入すると想定される流量）
	②　マリキナ川基本高水流量時 MCGS あり・なし：2,400m^3/s（放水路の計画高水流量を超える流量はマリキナ川本川負担と仮定）
出発水位	ラグナ湖の計画高水位：13.80m

出典：調査団

(3)　水位算定結果

前述した水位算定条件により算出した主要地点の水位を表 4.1.7 及び表 4.1.8 に示す。また、フェーズ IV 事業の効果を見るため、計画高水流量、基本高水流量それぞれについて現況と事業実施後の水位を比較したものが図 4.1.8 及び図 4.1.9 である。

■計画高水流量時

現況（MCGS なし）と事業実施後（MCGS あり）を比較すると、Rosario 堰地点では、MCGS ありの事業実施後の方が 0.6m 水位が高いものの、Manalo 橋上流で水位は逆転し、Sto. Nino 地点では約 1m 低くなった。

- Rosario 堰地点～Sta.7+500 区間：MCGS 無し時の現況断面における水位の方が低い。
- Sta.7+500 から上流区間：MCGS 有りで事業完成後断面での水位の方が低い。

■基本高水流量時

マンガハン放水路の計画高水流量（2,400m^3/s）を超える流量はマリキナ川本川負担と仮定したため、マンガハン放水路の上流端水位を与えているマリキナ川の出発水位（マンガハン放水路分派地点）は、MCGS あり・なし共に 16.84m となる。このため、同一の河道断面の場合、MCGS のあり・なしで計算水位は変わらない。

- Rosario 堰より上流の全ての区間：MCGS 有りで事業完成後断面での水位の方が低い。

■比較評価

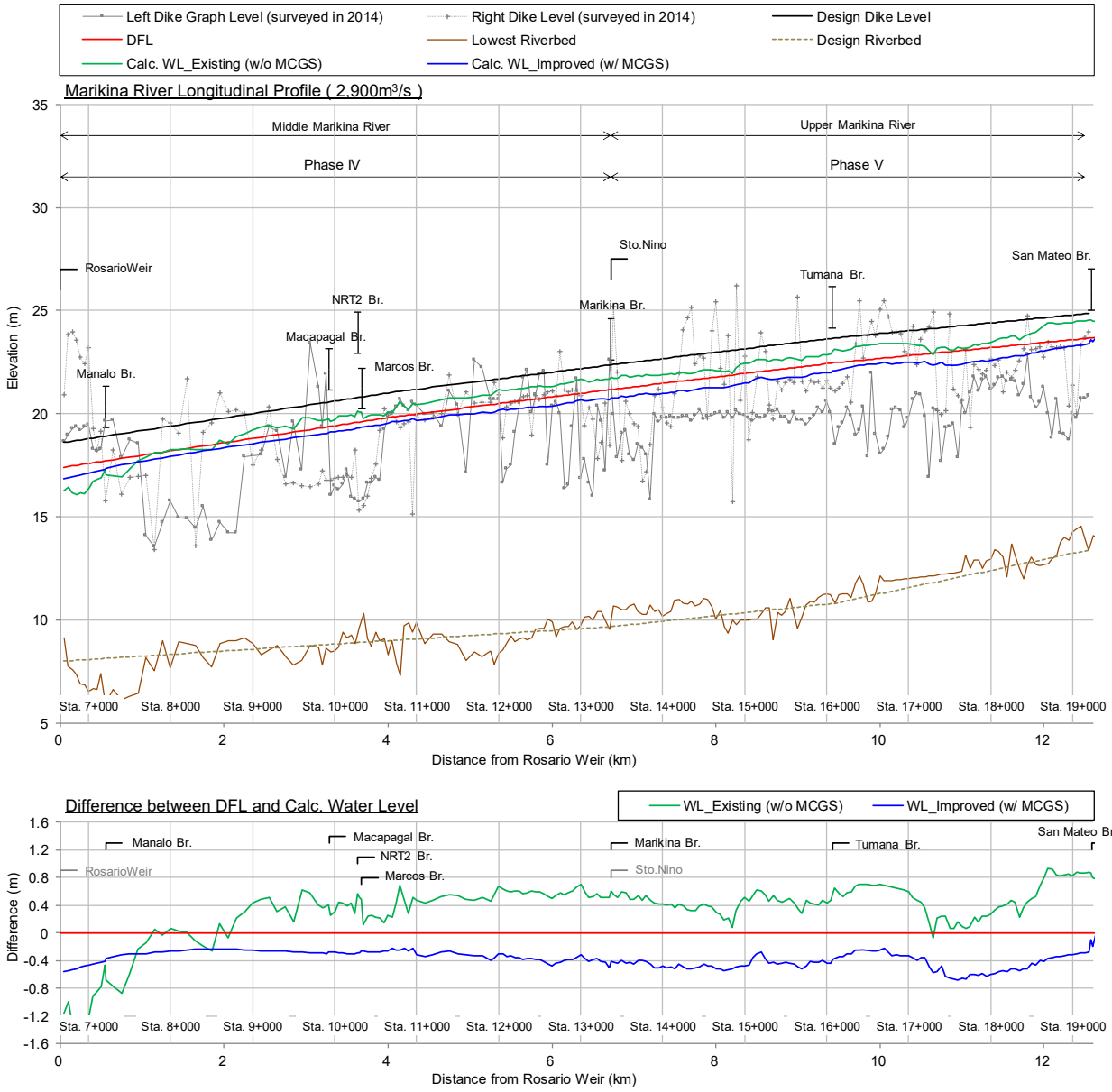
以上のように、現況（MCGS なし）と事業実施後（MCGS あり）を比較すると、Rosario 堰地点の水位は同じであり、Manalo 橋地点では事業実施後のほうが約 0.2m、Sto. Nino 地点では約 1m 低くなる結果となった。

結論として、MCGS の建設による上流河道の水位上昇は非常に限定的なものであり、それ以上に河道改修による水位低下の効果が大きいといえる。

表 4.1.7　水位算定結果（Case 1：計画高水流量）

No.	Case		Water Level (EL.m)			
			Rosario Weir	Manalo Bridge	Sto. Nino	San Mateo
1	Existing	w/o MCGS	16.24	17.03	21.78	24.53
		w/ MCGS	16.84	17.39	21.82	24.54
2	Improved	w/o MCGS	16.24	16.87	20.64	23.54
		w/ MCGS	16.84	17.34	20.76	23.57

出典：調査団



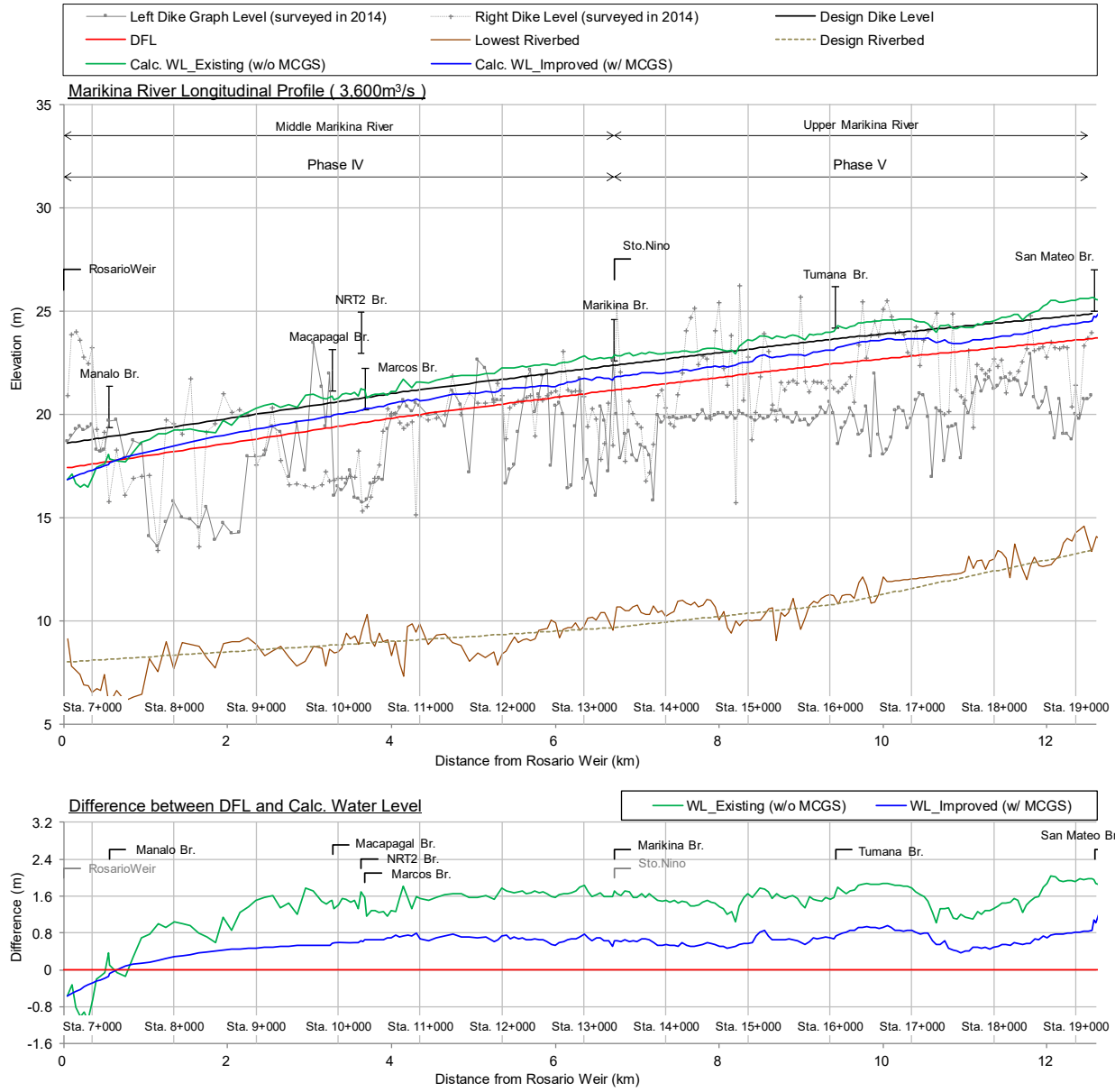
出典：調査団

図 4.1.8　水位縦断図（計画高水流量、2,900m3/s）

表 4.1.8　水位算定結果（Case 2：基本高水流量）

No.	Case		Water Level (EL.m)			
			Rosario Weir	Manalo Bridge	Sto. Nino	San Mateo
1	Existing	w/o MCGS	16.84	17.82	22.89	25.63
		w/ MCGS	16.84	17.82	22.89	25.63
2	Improved	w/o MCGS	16.84	17.64	21.80	24.74
		w/ MCGS	16.84	17.64	21.80	24.74

出典：調査団



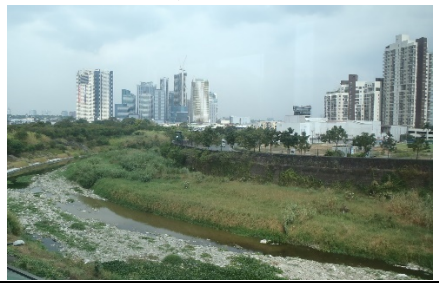
出典：調査団

図 4.1.9　水位縦断図（基本高水流量、3,600m³/s）

4.1.3　河道沿い開発状況

河川の設計対象区間の両岸はほぼ全て土地が利用されている。土地利用の傾向としては、Marcos 橋（10+300 付近）より下流側では、商業施設、工場、倉庫、住宅地等の利用が多く、上流側では、河川沿いに河川公園が整備されており、その背後の多くは住宅地になっている。

表 4.1.9　河川沿いの開発状況

Station	左岸側	右岸側
5+400 ~ 6+200 下流端～MCGS	Ayala 財閥による土地開発中	工場や倉庫が密集して建ち並んでいる 多くの ISAFs あり
6+200 ~ 6+600 MCGS～Rosario 堰	Ayala 財閥による土地開発中 6+300~6+600 既設護岸あり	Circlo Verde の敷地 
6+600 ~ 6+700	Rosario 堰	
6+700 ~ 7+200 Rosario 堰～Manalo 橋	工場や倉庫が密集して建ち並んでいる 6+700~7+050 既設護岸あり	
7+200 ~ 7+600 Manalo 橋～	工場	工場 7+350~600 既設護岸あり 
7+600 ~ 8+300	住宅地（低所得者層） 8+450～9+200 : Pasig 市による護岸・河川沿いの道路工事が進行中	Eastwood まで工場（8+300 まで）
8+300 ~ 8+600		商業エリア（Eastwood City）
8+600 ~ 8+900		工場や倉庫
8+900 ~ 9+200		工兵隊基地（Camp Atienza）8+900～9+100
9+200 ~ 9+400	闘鶏場	未開発地（私有地） 9+300 より上流が Marikina 市の範囲
9+400 ~ 9+900 Pasig/Marikina マカパガル橋	セメント工場、催し物施設 9+600 より上流が Marikina 市の範囲 9+520～9+900 で国会議員(旧マリキナ市長)による埋立てが進行中 	Olandes Sewage Treatment Plant  河岸緑地
9+900 ~ 10+300 Marcos 橋付近	商業施設による土地開発が進んでいる 10+100~10+500 は SM Marikina	河岸緑地 10+200~10+900 既設護岸あり
10+300 ~ 10+900	河川公園 10+100~10+500 は SM Marikina 10+800：Riverbanks Convention Center	商業施設（Marikina Riverbank Center） 河川公園（Riverbanks） 10+200~10+900 既設護岸あり
10+900 ~ 13+100	10+900~11+250 は河川公園 11+250~11+550 は工場 11+550~は住宅地 11+500 から Marikina 橋まで道路がある 11+400~12+050　既設護岸あり 12+080 Kalumpang 体育館 12+300~500　工場	河岸緑地、河川公園 10+550 から Marikina 橋まで道路がある 10+900~13+100 の区間 River Wall がある
13+100 ~ 13+350 Marikina 橋	河川公園 鋼矢板護岸	河川公園 鋼矢板護岸

出典：調査団現地調査結果

4.1.4　既存排水路及びその排水システム

本業務設計対象区間内において、堤内側から流入する既存排水路は、290 箇所あり、出来得る限り既存の地形・排水システムを考慮してこれらの統廃合を行ったうえで排水口を護岸に設置する。排水口については、6 章の 6.2 節において詳述した。

4.2　河道改修計画の基本

4.2.1　河道改修の基本方針

Definitive Plan 2015 における河道改修計画に沿うことを基本とし、現況の土地利用状況、用地取得状況、周辺の社会環境状況、等に応じて、見直しを行う。

DPWH によると、Local Water Code（LWC）という現行法により河川両岸に既存の河岸から 3m の用地幅を公共事業用地として確保する権利を DPWH が有している。また、Environmental Protection Area（EPA）として既存の河岸から 10m の範囲を自然環境保護地として開発を禁ずる法律の施行も検討されている。本来であれば、水路の中心線は現況水面の中心と等しくすることが望ましいが、設計対象範囲のほぼ全区間において用地取得の困難さが明らかであることから、DPWH から得た用地取得関連の情報に従って、区間毎に表 4.2.1 に示した方針により河道の線形と護岸形状を設計する。同表に示したとおり、現時点で十分な用地が確保されている区間は非常に少ない。

基本的には、下流区間（Sta.10+500 より下流）では鋼矢板護岸ともたれ式のコンクリート護岸を組み合わせた横断構成とし、上流区間（Sta.10+500 より上流）では鋼矢板護岸とパラペット壁もしくは既存 River Wall の嵩上げを組み合わせた横断構成とする。

標準断面の詳細及び各構造物の諸元の基本は、第 6 章にて詳述する。

表 4.2.1　各区間別の設計方針（基本設計時点）

Station	水路の構成	ROW	課題又は留意点
5+400～5+800 下流端～MCGS 護岸下流端	土水路（底幅 40m） 法面掘削勾配：1:2.6？ 両岸の ROW にかからないような位置に中心線を設定	左岸側：斜面の上端 右岸側：崖際にある道路、壁	右岸側に多くの ISFs あり。
5+800～6+200 MCGS 及び上下流の護岸部分	5+800～5+950：鋼矢板+コンクリート護岸 5+950～6+110：堰及び水叩き部+コンクリート護岸 6+110～6+200：鋼矢板+コンクリート護岸堰部分	左岸側：斜面の上端 右岸側：崖際にある道路、壁	右岸側に多くの ISFs あり。
6+200～6+600 MCGS 護岸上流端～Rosario 堰	左岸側：鋼矢板+2 割護岸、6+350 より上流は既設護岸 右岸側：鋼矢板+5 分護岸 右岸側の用地境界から河川線形を決定 鋼矢板間の距離：50m	左岸側：斜面の上端 右岸側：Circlo Verde の壁	
6+600～6+700 Rosario 堰	左岸側：現状のまま（低水路掘削） 右岸側：鋼矢板+5 分護岸 右岸側の用地境界から河川線形を決定	左岸側：なし 右岸側：Circlo Verde の壁	
6+700～7+200 Rosario 堰～Manalo 橋 低水路鋼矢板間隔：90m	左岸側：既存護岸を壊し、鋼矢板+5 分護岸 右岸側：鋼矢板+5 分護岸 右岸側の用地境界から河川線形を決定	左岸側：鋼矢板から 8~9m 右岸側：Circlo Verde の壁	左岸側の工場（倉庫？）の敷地の用地取得が必要。

Station	水路の構成	ROW	課題又は留意点
7+200 ~ 7+600 Manalo 橋上流 低水路鋼矢板間隔：90m	左岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段なし） 右岸側：既存護岸を壊し、鋼矢板+5 分護岸（小段なし） 左岸側の用地境界から河川線形を決定 DPWH による用地取得交渉の結果、Definitive Plan(2015)において設定した用地境界線を右岸側に最大 14.5m 移動した用地境界とするよう指示があった。	左岸側：DPWH から指定された境界線 右岸側：左岸側 ROW を右岸側へ 104m オフセット	現況河川幅が非常に狭く、7+450~550 付近では右岸側の工場敷地を現況河岸法肩から 10m 以上用地取得する必要有り。
7+600 ~ 7+750 低水路鋼矢板間隔：90m	左岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり、600~650 の間で小段の幅を擦り付ける） Definitive Plan と同じ中心線 右岸側： ①逆 T 型擁壁、既存護岸を残し、逆 T 型擁壁を立てる（鋼矢板護岸との接続部構造の検討が必要） ②鋼矢板護岸、既存護岸を壊し、鋼矢板+5 分護岸（小段あり、600~650 の間で小段の幅を擦り付ける）	ROW 必要幅 111m 左岸側：中心線から 53m 右岸側：中心線から 58m	工事費節減の観点からは逆 T 型擁壁護岸が好ましいが、上下流の鋼矢板護岸とのすり付けの検討が必要。（詳細設計時に最終決定する。）
7+750 ~ 8+150	左・右岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 低水路鋼矢板間隔：90m Definitive Plan と同じ中心線 右岸側の工場用地に影響しないように河川線形を決定	ROW 必要幅 109m 左岸側：中心線から 56m 右岸側：中心線から 53m、斜面の上端	左岸側に多くの ISFs あり、Pasig 市側との協議が必要。
8+150 ~ 8+450	左・右岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 低水路鋼矢板間隔：90m 右岸側の用地取得制限から河川線形を決定	ROW 必要幅 109m 左岸側：右岸側からの距離で決定 右岸側：斜面の上端	8+300~450 右岸の Eastwood City の敷地が河川内に張り出しており、現況河川幅は 82m。 用地取得する必要がある。
8+450 ~ 8+900	左岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり）もしくは既存護岸 右岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 低水路鋼矢板間隔：90m Definitive Plan では右岸側の構造物に影響しないよう河川線形を決定しているが、左岸側に新たな護岸が出来ている。	ROW 必要幅 109m 左岸側：既存の護岸 右岸側：斜面の上端	8+450~8+800 左右岸の既設壁間の幅が約 95m のため、用地取得する必要がある。 8+850~8+900 左右岸の既設壁間の幅が 102m のため用地取得する必要がある。
8+900 ~ 9+200	左岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり）もしくは既存護岸 右岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり）盛土が必要 低水路鋼矢板間隔：90m Definitive Plan では右岸側の構造物に影響しないよう河川線形を決定しているが、左岸側に新たな護岸が出来ている。	ROW 必要幅 112m 左岸側：既存の護岸？ 右岸側：斜面の上端	使用可能な用地幅が 110m 程度のため、用地取得する必要がある。
9+200 ~ 9+400 （右岸側の 9+300 より上流が Marikina 市の範囲）	左・右岸側：鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 盛土が必要 低水路鋼矢板間隔：90m 左岸側の構造物への影響が最小限になるよう、右岸側の道路に影響しない範囲まで掘り込む。	ROW 必要幅 112m 左岸側：未定 右岸側：道路	現況河川幅が約 70m であり、用地取得する必要がある。

Station	水路の構成	ROW	課題又は留意点
9+400 ~ 9+800 （左岸側の 9+600（STP の直上流）より上流が Marikina 市の範囲）	左・右岸側 : 鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 盛土が必要 低水路鋼矢板間隔：90m Definitive Plan では右岸側の Olandes STP に影響しないよう左岸側を掘削する計画だが、左岸側の掘削に対して反対する地元意見がある。	ROW 必要幅 112m 左岸側：未定 右岸側：未定、STP	右岸側には Olandes Sewage Treatment Plant、左岸側にはセメント工場があり、左右岸どちらかの用地取得の必要がある。
9+800 ~ 10+500	左・右岸側 : 鋼矢板+5 分護岸（小段あり） 盛土が必要 低水路鋼矢板間隔：90m Definitive Plan では左岸側を掘削して低水路を建設する計画だが、左岸側では土地開発が進んでいる。 10+100~10+500 は SM Marikina	ROW 必要幅 112m 左岸側：未定、道路？ 右岸側：既設護岸、道路	現況河川幅が狭く（10+000 における水面幅で約 50m）、左右岸どちらかの用地取得の必要がある。
10+500 ~ 10+850	左岸側：鋼矢板、パラペット壁 右岸側：鋼矢板、パラペット壁 低水路鋼矢板間隔：：**80m**（左右岸とも鋼矢板とする） Definitive Plan では右岸側の既設護岸の法肩部にパラペット壁を立て、左岸側を掘削して鋼矢板+パラペットを建設する計画だが、低水路構築のため、左右岸鋼矢板打設に変更する。左岸側では River Wall の建設（10+700~900）が進んでおり、高さが十分なのであれば、鋼矢板低水路の施工のみとする。	左岸側：未定、既設護岸の位置を確認。 右岸側：既設護岸、道路	10+550 から Marikina 橋まで右岸側に道路があり、設計上の配慮が必要。
10+900 ~ 11+100	左岸側 : 既設護岸の法尻に鋼矢板、肩部にパラペット壁。 右岸側 : 左岸側鋼矢板から 80m 幅の位置に鋼矢板。低水路掘削。現況+River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁 低水路鋼矢板間隔：：**80m**（左右岸とも鋼矢板とする）	左岸側：既設護岸 右岸側：River Wall	10+900~13+100 の範囲にある右岸側の River Wall の利用可否を詳細設計で確認する必要がある。
11+150 ~ 12+050	左岸側 : 既設護岸の法尻に鋼矢板（パラペット壁なし） 右岸側 : 左岸側鋼矢板から 80m 幅の位置に鋼矢板。低水路掘削。現況+River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁 低水路幅：80m（左右岸とも鋼矢板とする）	左岸側：既設護岸 右岸側：River Wall	11+500 から Marikina 橋まで左岸側に道路があり、設計上の配慮が必要。
12+100 ~ 12+500	左岸側 : 低水路法肩に鋼矢板、River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁 右岸側 : 左岸側鋼矢板から 80m 幅の位置に鋼矢板。低水路掘削。現況+River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁 低水路幅：80m（左右岸とも鋼矢板とする）	左岸側：River Wall 右岸側：River Wall	現況の河川幅で改修工事が可能な区間である。
12+500 ~ 12+550	すり付け区間		
12+550 ~ 13+100	左岸側：低水路は鋼矢板、River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁（河岸から 100m~200m 東にある道路の標高を確認し、十分に高い位場合は、嵩上等は不要） 右岸側：低水路は鋼矢板、River Wall 嵩上げもしくはパラペット壁 低水路鋼矢板間隔：80m 鋼矢板の天端高は現況地盤高 中心線は現河川の中心	左岸側：River Wall 右岸側：River Wall	Marikina 市長及び住民から High Dike は不要と言われている区間であり、堤防設計に配慮が必要な区間である。

Station	水路の構成	ROW	課題又は留意点
13+100 ~ 13+350	左岸側：低水路は鋼矢板、堤防無し 右岸側：低水路は鋼矢板、パラペット壁 低水路鋼矢板間隔：80m 鋼矢板の天端高は現況地盤高 左右岸の背面の土地の標高を確認し、十分に高い位場合は、嵩上げ等は不要 Marikina 橋上流側の区間の中心線が右岸側に寄っているので、中心線を右岸側に寄せる。	右岸側：河岸段丘の法肩	既往の調査で、左岸側には堤防を建設しない事が確認済み。 右岸側に関しては、今後検討が必要。

出典：調査団

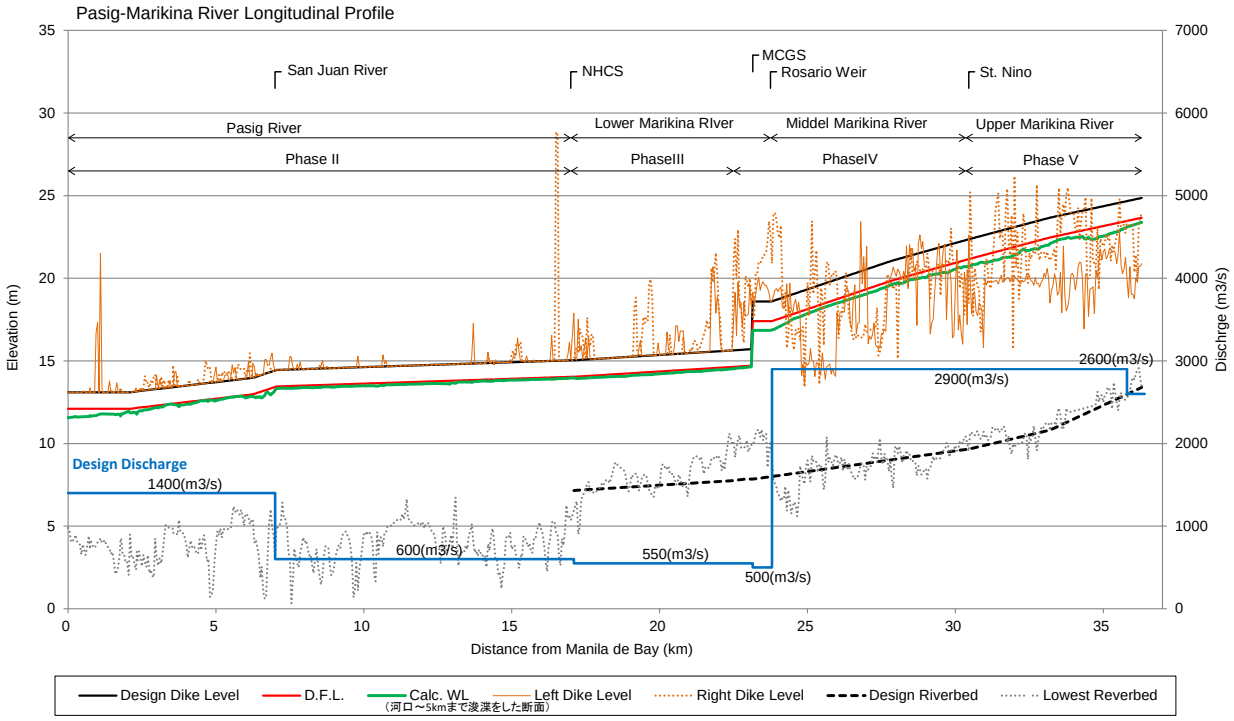
4.2.2　パッシグ・マリキナ川全体河道縦断図

以下にパッシグ・マリキナ川の計画高水流量も含めた全体縦断を、マニラ湾を基点とした縦断図及びラグナ湖を基点とした縦断図を図 4.2.1 及び図 4.2.2 として以下に示す。

4.2.2.1　マニラ湾からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図

図 4.2.1 に示すように、延長約 17km のパッシグ川（Pasig River）区間は、河岸の地形（オレンジ色）及び河床（茶色破線）は平たんであり、水面勾配によって河川水は流下する。

また、河床は（茶色破線）フェーズ III 区間であるマリキナ川下流部（Lower Marikina River）区間が堆積区間となっており、計画河床（黒色破線）を維持するために、定期的な浚渫が必要な区間である。



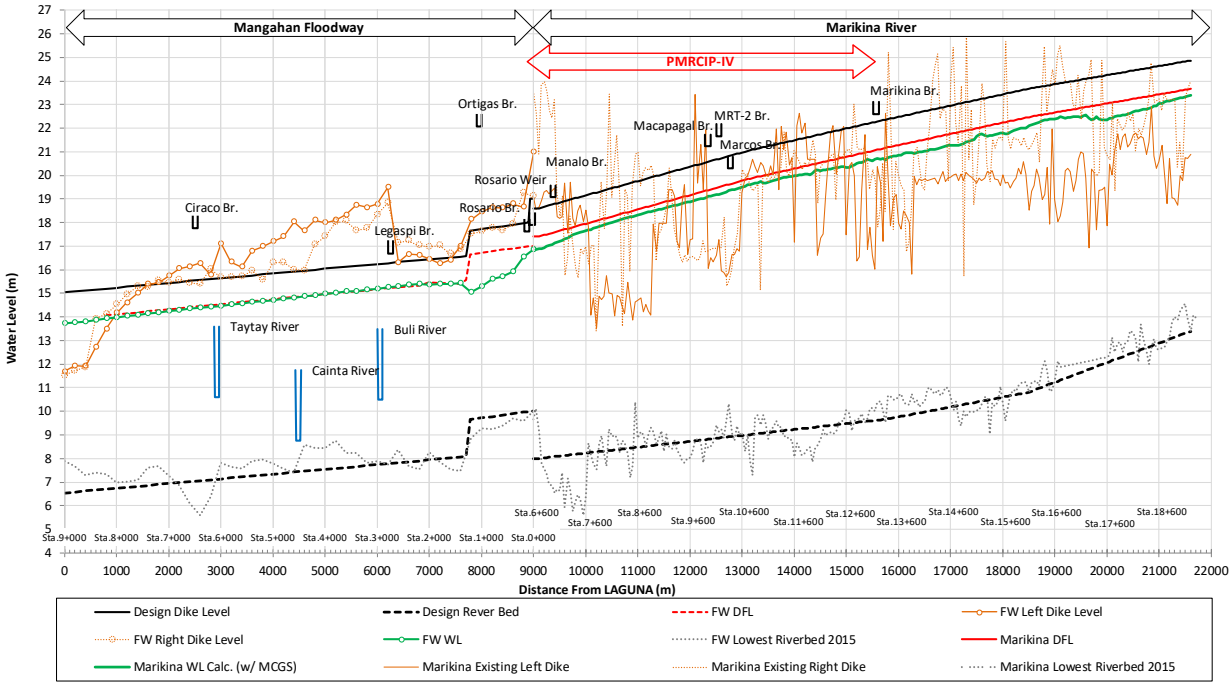
出典：調査団

図 4.2.1　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（マニラ湾～サンマテオ）

4.2.2.2　ラグナ湖からのパッシグ・マリキナ川河道縦断図

図 4.2.2 に示すように、延長約 9km の放水路（Manggahan Floodway）区間は、マリキナ川と接続する最上流部（ラグナ湖から 7800m~9000m）はコンクリートの 3 面張水路であり、ラグナ湖の湖水位が放水路の流量に影響しないように、放水路の河床高が分断されている（黒色破線）。

放水路より上流のマリキナ川（Marikina River）の河床高は、大規模は浚渫等の工事はされていないものの、1988 年測量河床高（紫色破線）、2001 年測量河床高（水色破線）及び 2015 年測量河床高（茶色破線）とも大きく変わっておらず、フェーズ IV の工事区間の河床は、平衡状態にあることが分かる。



出典：調査団

図 4.2.2　パッシグ・マリキナ川全体水位縦断図（ラグナ湖～サンマテオ）

第5章　自然条件調査

5.1　測量調査

5.1.1　測量調査の目的

測量調査の主目的は、設計・積算に資するデジタル地形図、河川横断図の作成および現況排水工調査である。

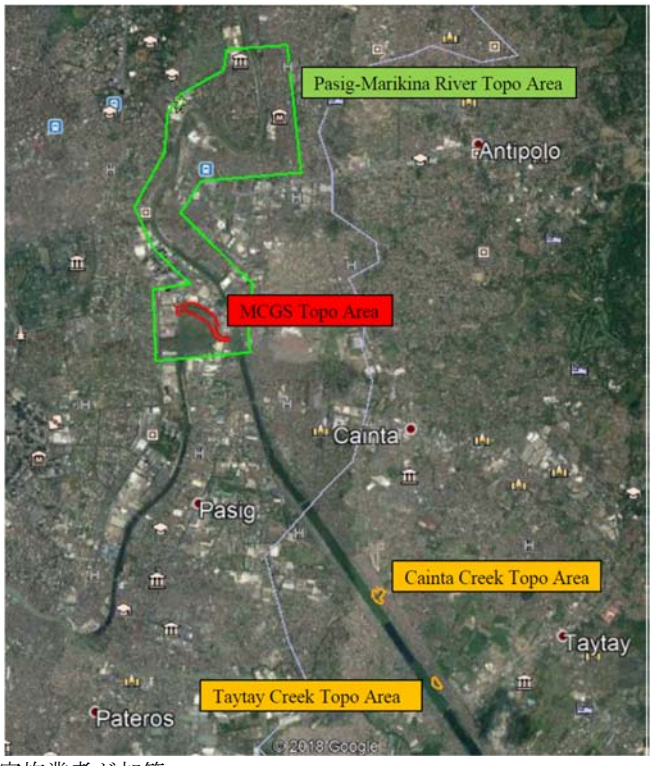
5.1.2　測量実施の範囲

前項 5.1.1 の目的のため、測量の範囲は以下の表 5.1.1 および図 5.1.1 に示範囲とした。

表 5.1.1　測量調査の範囲

項目	対象地区	数量	精度	補足事項
地形図の作成	マリキナ川本川	6km^2	1:500	Sta.5+400 – Sta.13+350
		10 has	1:200	
	マンガハン放水路	3 has	1:200	Cainta 水路合流部
		1 ha	1:200	Taytay 水路合流部
河川測量図の作成	マリキナ川本川	320 sections	20-meter interval	Sta.5+400 – Sta.13+350
	マンガハン放水路	5 sections		Cainta 水路合流部
		5 sections		Taytay 水路合流部
排水工出口調査	本川沿い排水工流出部	流出部全て		約 290 箇所を実施

出典：調査団



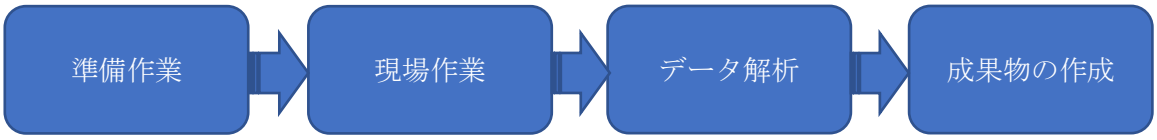
出典：Google Map に再委託実施業者が加筆

図 5.1.1　測量実施箇所

5.1.3　測量実施方法

5.1.3.1　実施フロー

測量は再委託調査によって行い、以下のフローに基づき実施した。



出典：再委託実施業者

図 5.1.2　測量実施フロー

フローに示された各工程の概要を以下に示す。

5.1.3.2　準備作業

準備作業として以下の表 5.1.2 に示す作業を実施した。

表 5.1.2　準備作業活動

英語	日本語
Kick off meetings	関係機関との会議
Flight Planning	平面図作成のための飛行計画
Securing of Permits	飛行許可申請・承認活動
Reconnaissance and GCP Marking	基準点設置計画と現場確認（図 5.1.4 参照）
NAMRIA GCP and Research Benchmark	NAMRIA 基準点の確認と既存水準点確認

出典：調査団

5.1.3.3　現場作業

現場作業として以下の表 5.1.3 に示す作業を実施した。

表 5.1.3　現場作業活動項目

英語	日本語
Horizontal and Vertical Control Survey	基準点多角測量と水準測量
Aerial Survey	航空測量（撮影）
Topographic and Hydrographic Surveys	陸上地形測量および河川横断測量
Drainage Inventory Survey	河道に接続する排水流出口の諸元測量
Borehole Survey	地質調査ボーリング地点測量実施支援

出典：調査団

5.1.3.4　データ解析作業

データ解析作業として以下の表 5.1.4 に示す作業を実施した。

表 5.1.4　データ解析作業活動項目

英語	日本語
Ground Control Point Computation	座標計算
Image Processing	画像処理
Topographic Data Computation	地形データ計算
Data Plotting and Layout	図面作成
Data Correction	照査・修正・追記

出典：調査団

5.1.3.5　成果作成作業

成果物作成作業として以下の表 5.1.5 に示す作業を実施した。

表 5.1.5　成果物作成活動項目

英語	日本語
Preparation of Ground Control Descriptions and Documentation	座標系構築および報告書作成
Production of Surfaces, Profiles, Cross Sections and other drawings	地形図・縦横断面図・その他図面作成
Production of drainage inventory	排水流出口データ表作成

出典：調査団

5.1.4　調査結果

測量調査実施における主な成果品は、現在入札図書に利用されている入札図面の基図として利用されている。ここでは、入札図書の基図として利用されている最終成果品である平面図・縦横断面図を作成するための測量調査実施による一時成果品を示す。

5.1.4.1　基準点構築

本調査の測量によって構築した基準点および基準点網は、以下に図 5.1.3 および図 5.1.4 として示す。



出典：再委託実施業者

図 5.1.3　本調査で設置した基準点例



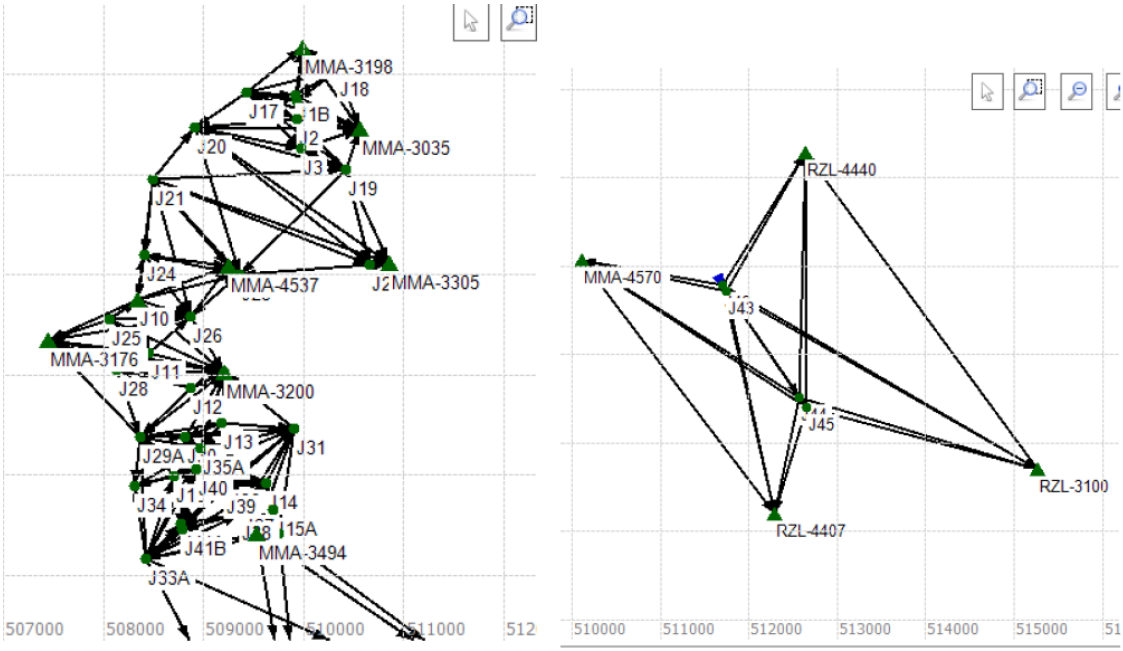
出典：再委託実施業者

図 5.1.4　基準点設置計画とその実施結果

5.1.4.2　基準点測量

(1)　基準点多角測量

基準点多角測量においては、設定したコントロールポイント（基準点）の閉合誤差の検証を行い、精度を検証した（参照図 5.1.5 表 5.1.6）。



出典：再委託実施業者

図 5.1.5　基準点多角測量結果

表 5.1.6　基準点平面座標閉合精度表（多角測量結果）

LEVEL RUN	CONTROLS	Error of Closure (mm)	Allowable EOC (mm)	Loop Length (m)
1	MM310-J11-J12-J27-J31-J15-MM103	0.943	19.251	3706.197
2	MM310-J23-J22-J19-TBM5-J1-J2-J11-MM310	-6.925	32.689	10685.496
3	J11-J10-J25-J28-J29-J30J35-TBM7	6.707	21.062	4436.236
4	J8-JM24-J7	0.671	7.965	634.383
5	MM310-J26	0.159	7.105	504.747
6	J19-J34-J33	-4.919	16.607	2757.84
7	TBM51-J36-J37	2.31	9.091	826.473
8	TBM3-J1	-2.472	4.956	245.644
9	JIA-J1B	0.243	3.282	107.741
10	TBM5-J18	-2.819	7.444	554.125
11	TBM359-J17	-2.565	13.332	1777.55
12	TBM8-J20	1.4	10.527	1108.276
13	J8-J21	3.101	8.035	645.559
14	J9-J24	-0.212	11.076	1226.68
15	J15-J14	-0.619	8.909	793.78
16	J15-J32	-0.35	7.872	619.731
17	MM103-J41A-J41B-J40	-5.852	18.417	3391.696
18	TBM35-J39	-2.362	7.235	523.497
19	J29-J29A	0.128	1.755	30.806
20	J30-J13	-2.648	13.108	1718.121
21	J15-J38	-0.048	8.842	781.758
22	J15-J15A	-0.452	4.333	187.784
23	TBM37-J16	-1.145	9.059	820.722
24	J15-J42-J43-J44-J45	-8.479	34.952	12216.28
25	J14-MT11	1	4.509	203.28

出典：調査団（再委託業者）

(2)　基準点水準測量

基準点水準測量は、往復観測で精度確認を実施し、また既知点より基準点の座標を以下のように決定した。

表 5.1.7　基準点座標確認結果

GCP	N	E	Z		GCP	N	E	Z
J1A	1618731	509934.5	5.732		J24	1617199	508404.6	6.379
J1B	1618783	509922.3	5.933		J25	1616545	508065.7	12.027
J2	1618539	509943.5	3.748		J26	1616575	508876.7	9.440
J3	1618245	509984.2	4.214		J27	1616017	509208.9	8.412
J4	1617723	510016.4	4.459		J28	1616046	508128	10.701
J5	1617350	509752.9	5.451		J29A	1615377	508369.1	7.628
J6	1617600	509336.7	5.326		J30	1615368	508817.9	9.085
J7	1618042	509074.6	3.211		J31	1615458	509905.6	8.914
J8	1617724	508702.9	3.009		J32A	1614412	509752.7	7.095
J9	1617098	508598.6	5.105		J33A	1614159	508420.2	8.001
J10	1616740	508346	5.540		J34	1614878	508313.2	12.877
J11	1616208	508450.4	5.935		J35A	1615262	508964.8	7.555
J12	1615864	508874.1	5.670		J36	1614925	509253.6	7.342
J13	1615506	509179.3	5.368		J37	1614679	509387	8.497
J14	1614916	509625.2	8.798		J38	1614597	509363.1	4.958
J15A	1614645	509693.3	8.925		J39	1614875	509203.3	4.039
J16	1614980	508702.9	3.099		J40	1615052	508928	6.018
J17	1618804	509433.2	11.237		J41A	1614503	508780	4.092
J18	1619033	510341.2	11.108		J41B	1614448	508784.2	6.738
J19	1618046	510418.6	9.793		J42	1610781	511705.4	8.000
J20	1618459	508907.7	10.178		J43	1610699	511751.2	8.868
J21	1617954	508495.2	12.201		J44	1609506	512577.6	5.527
J22A	1617091	510665.7	8.808		J45	1609385	512661.6	5.413
J23	1616992	509366.5	10.207					

出典：調査団（再委託業者）

5.1.4.3　航空測量

航空測量は、測量時間を短縮することおよび高層ビルが存在する Sta.8+000 周辺と比較的建造物の標高が低い上流側等の地域的特徴より、図 5.1.6 に示す 2 種類の無人飛行によって実施した。



Left: Sensefly eBee X, Right: Phantom 4 Pro v2)
出典：再委託実施業者

図 5.1.6　本調査で利用した無人測量機

2 つの航空測量機器の測量範囲を図 5.1.7 に示す。



出典：再委託実施業者

図 5.1.7　2 つの無人飛行機器の測量実施範囲

5.1.4.4　横断測量および深浅測量

河川の横断および深浅測量は、超音波探査で少なくとも 20m 以下の間隔で実施した。また、クロスチェックとして、ライン測量を実施してチェックした。また、超音波のカリブレーションは、作業開始前と終了時に実施してその結果を記録した。なお、浅い箇所や地上部はトータルステーション又は GPS で測量した。

5.1.4.5　地形測量

MCGS、Cainta 水門および Taytay 樋門の建設箇所は、航空測量に平面図作成とは別途、陸上にて 1/200 精度の地形測量を実施した。

地形測量は、下記の対象物、ランドマークおよび地物に対してトータルステーション又は GPS で実施した。

- 壁、フェンス、橋台、橋脚、カルバートおよびその他構造物
- 舗装端部、路肩、堤防、排水溝、排水施設
- 電線、水道管および光ファイバー
- 樹木、電柱、電話柱、街灯

5.1.4.6　その他

(1)　排水口測量

マリキナ川の両岸にある既存排水口は、現地にマークした上でナンバーリングし、排水管の位置および高さはトータルステーションで、径についてはテープで測定した。測定したデータは、毎日データベースに保存した上で処理を行った。結果として調査範囲箇所全体で 290 箇所の排水工流出部を確認した（図 5.1.8 および表 5.1.8 参照）。



Figure 29: Opening of Manholes in Cainta



出典：再委託実施業者

図 5.1.8　排水工測量実施例

表 5.1.8　測量によって確認した排水工流出部箇所数

排水工流出部地点	排水工流出部確認数
Marikina 川左岸	116
Marikina 川右岸	166
Cainta 水路部	7
Taytay 樋門部	1
計	290 箇所

出典：調査団（再委託業者）

(2)　地質調査ボーリング箇所測量

別途再委託で実施した地質調査ボーリング位置を明確にするため、測量調査で支援を実施した（図 5.1.9 参照）。



出典：再委託実施業者

図 5.1.9　ボーリング実施箇所座標確認実施例

5.1.4.7　精度確認

水平座標は、GPS 測量結果とトータルステーション多角測量結果の比較により精度を確認した。垂直座標は水準の往復観測結果により精度を確認し、さらにトータルステーション多角測量の水準結果とも比較した。また、過去のパッシグ・マリキナ川河川改修プロジェクト（フェーズ III）からの与点に取り付けて、お互いの精度も確認し良好な結果を得た。地形測量や排水口測量の精度は、基準点測量結果との比較にて確認し、再測を出来るだけ行い信頼度を確保した。なお、水準測量については、水位調査を行いそれらの記録ともチェックを実施した。

5.2　地質調査

5.2.1　概要

5.2.1.1　地質調査の目的

調査の目的は、マリキナ川河川改修プロジェクトフェーズIV詳細設計を実施するために必要な地盤についてのデータを収集、取得するものである。

5.2.1.2　地質調査の概要

今回実施した地質調査は、1）ボーリング調査、2）土質試験、3）調査試験結果のとりまとめに分けられる。これらの調査は以下のように説明される。

- ボーリング調査は、マリキナ川左右岸の陸上若しくは河川内の台船上から深度 20m を目安のボーリング掘削を実施し、地質状況の把握と土質試料を採取した。

- MCGS 地点ではマリキナ川左右岸や河川中央部でボーリング掘削を行い、地質状況を把握するとともに、堰建設のための基礎岩盤強度を確認した。
- マンガハン放水路左岸側の、Cainta 川、Taytay 水路地点では、水門建設のための基礎地盤調査として、ボーリング掘削を行い、構造物の支持層確認を実施した。
- 土質試験は、ボーリング調査で採取された土質試料を用いて、土質試験室で土の性状を知るための物理試験と、力学的性状を知るための力学試験を実施した。
- 調査試験結果のとりまとめでは、ボーリング調査結果を用いて、各種構造物の詳細設計に必要な地質断面図を作成し、分布する地質に応じて土質試験結果を取りまとめ、必要な土質常数を提案した。

5.2.2　業務実施方法

5.2.2.1　地質調査

(1)　業務実施概要

地質調査の実施は以下の 7 段階に分けられる。

1)　既往地質調査資料の確認

- Phase I で作成されたマリキナ川沿いの地質断面図を用いて、地質調査が十分ではない箇所や地質構造の不明な箇所の抽出などの実施を含む。

2)　現地踏査

- 現地で地形、地質踏査を実施するとともに、ボーリング調査のための立ち入りの可否、作業用地の有無や確保、代替地の検討を含む。

3)　ボーリング調査計画の検討作成

- 現地踏査結果をもとに、ボーリング実施調査計画を作成。

4)　土質試験計画の検討作成

- 既往ボーリング調査結果を参考に、土質試験計画を作成。

5)　ボーリング調査実施

- 土地所有者、関係機関の了解のもと、ボーリング調査を実施、なお掘削終了時には、常時業務担当者との連絡を取りながら確認を実施した。

6)　土質試験実施

- ボーリング調査で採取された土質試料は、試験室へ運び必要な土質試験に適用した。

7)　調査結果とりまとめ

- ボーリング調査結果、土質試験結果を取りまとめ、地質断面図、報告書を作成した。
- ボーリング調査実施数量は、表 5.2.1 に、また土質試験数量は表 5.2.2 に示した。

表 5.2.1　ボーリング調査実施数量

LOCATION	BORING	DEPTH (m)
MARIKINA RIVER	32 HOLES	595.43
MCGS	7 HOLES	56.00
Cainta / Taytay	5 HOLES	167.37
TOTAL	44 HOLES	818.80

出典：調査団

表 5.2.2　土質試験実施数量

SPT	UDS	Classification	Specific gravity	Moisture Content	Particle Size	Particle Size	Atterberg	Soil Unconfined	Rock Strength	Consolidation
ASTM D1586	-	ASTM D2487	ASTM D854	ASTM D2216	ASTM D422	ASTM E100	ASTM D4318	ASTM D2166	ASTM D2938	ASTM D2435
724	15	366	102	369	366	9	260	5	30	8

出典：調査団

(2)　調査方法

具体的な調査方法について、以下に列挙する。

1)　詳細設計に必要な土質常数を提案するため、マリキナ川沿い STA5+400～STA13+350 の左岸側および右岸側でボーリング調査を実施し、護岸設計のための地質断面図の作成と、採取された土質試料を用いた土質試験を実施した。

2)　地質分布や構造を明らかにし、詳細設計の基礎資料を作成するため、STA6+000 付近に計画されている MCGS 予定箇所のボーリング調査を実施した。

3)　堰・水門建設予定地およびその周辺の地質分布、構造を明らかにし、構造物詳細設計の基礎資料を作成するため、マンガハン放水路 STA4+550 左岸側の Cainta 水門、STA6+100 左岸側の Taytay 樋門予定地でボーリング調査を実施した。

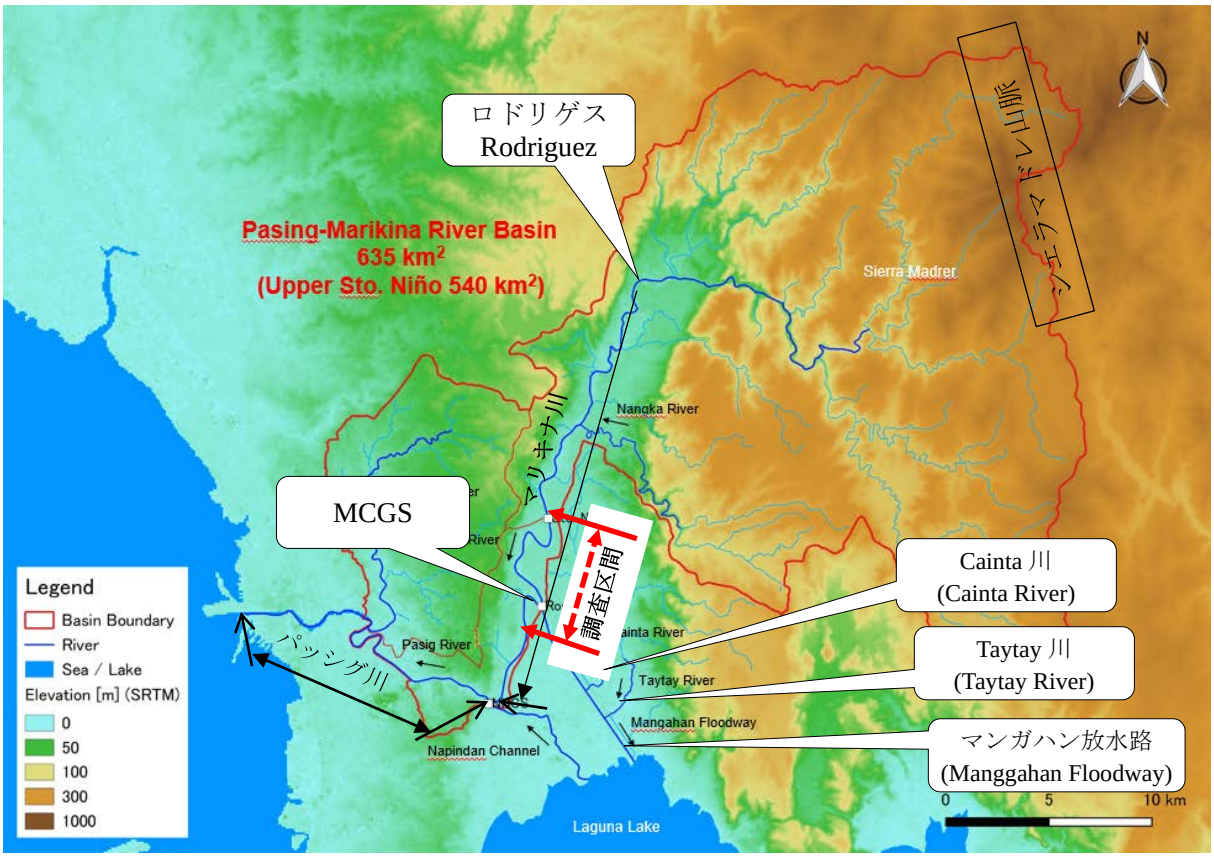
5.2.3　調査結果

5.2.3.1　調査地域の地形・地質概要

(1)　地形

調査地域の広域地形図を図 5.2.1 に示す。

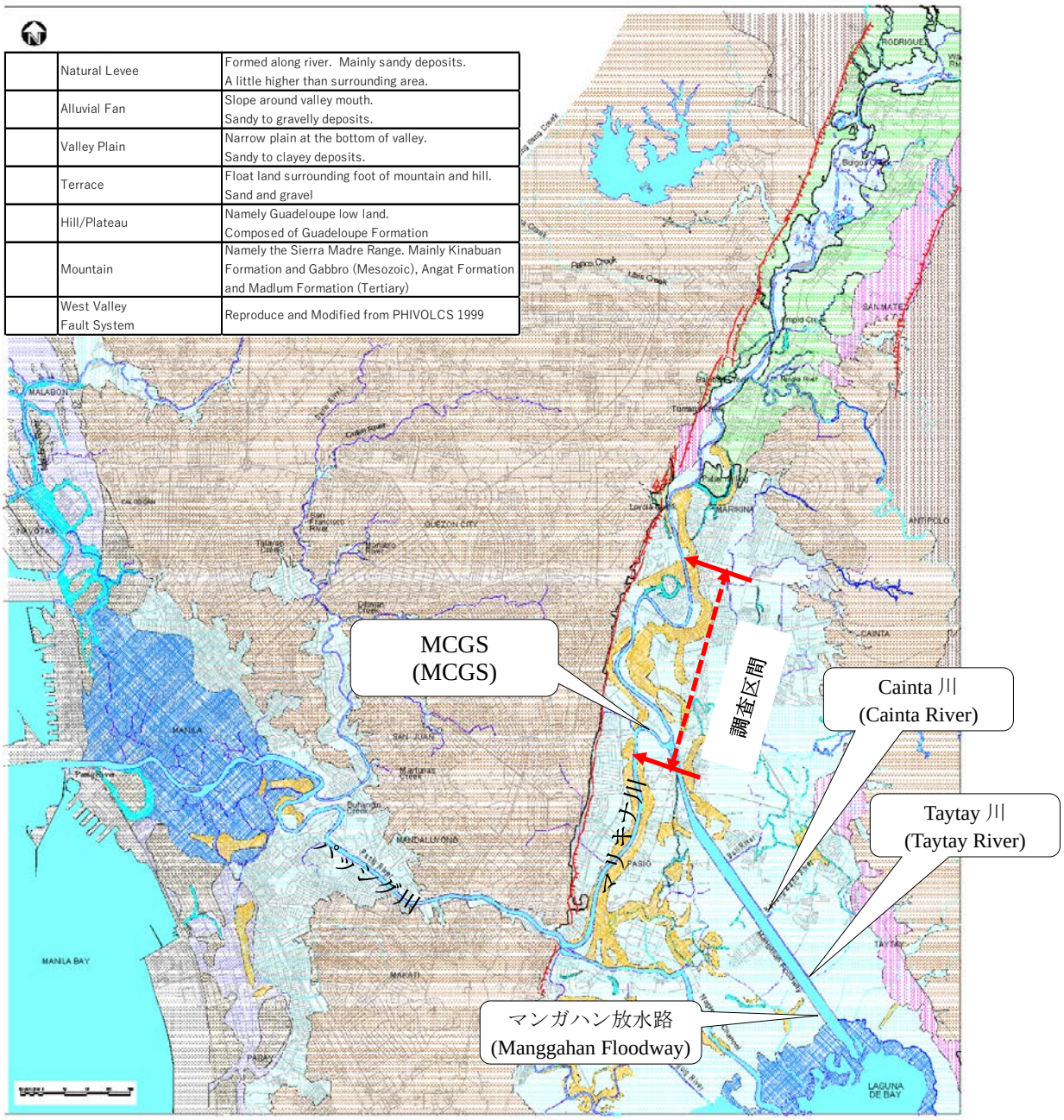
これによれば、マリキナ川は北東にある標高約 1400ｍのシェラマドレ山地に発し、多くの支川を合流しながら西流したのちに、リサール州ロドリゲス町で流れの向きを南に変え、さらにナピンダン水路合流点から名前をパッシグ川と変えて西に流れ、マニラ首都圏を貫流しマニラ湾に注ぐ流域面積 635km^2 の河川である。



出典：フィリピン国マニラ首都圏および周辺地域における水資源開発計画に係る基礎情報収集調査（水収支解析等）ファイナル・レポート（パッシグ-マリキナ川降雨解析）、平成 25 年 3 月、JICA に調査団が加筆

図 5.2.1　調査地域の地形図

調査地域の地形を概観するために図 5.2.2 に地形分類図を示した。



出典：PHIVOLCS

図 5.2.2　地形分類図

これによれば、調査地域の地形はマリキナ川西側に分布する West Valley Fault System を境として、東側のマリキナ川の流れる低地と、西側の台地に区分される。

マリキナ川は低地の西側を断層沿いに北から南に向かって流れている。

西側台地の標高は 20-50m 程度のなだらかな地形で、ところどころに基盤岩のグアダルーペ層が分布している。

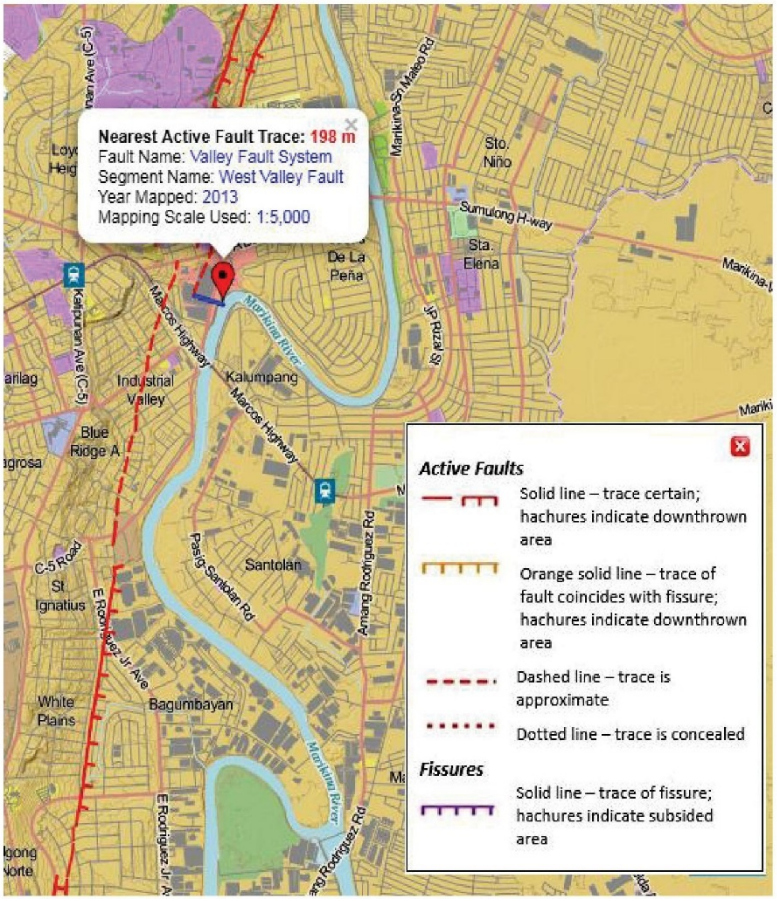
マリキナ川が流れる東側低地は、大きな起伏のない低地であるが、図 5.2.2 地形分類図によると、谷底平野とマリキナ川沿いの左右岸に自然堤防の地形がみられる。また東側山地丘陵地形の裾野では沖積扇状地などの地形も発達している（図 5.2.3 参照）。



出典：調査団

図 5.2.3　（写真）マリキナ川沿いの低地

マリキナ川の右岸沿いには、West Valley Fault と呼ばれる活断層が北から南に連続して分布している。断層の動きは、右横ずれ断層で、活動は 200-400 年に一回と言われているが、PHIVOLCS 1997 によれば正確な変位は不明である。調査範囲に近接する断層の分布図を、図 5.2.4 に示した。

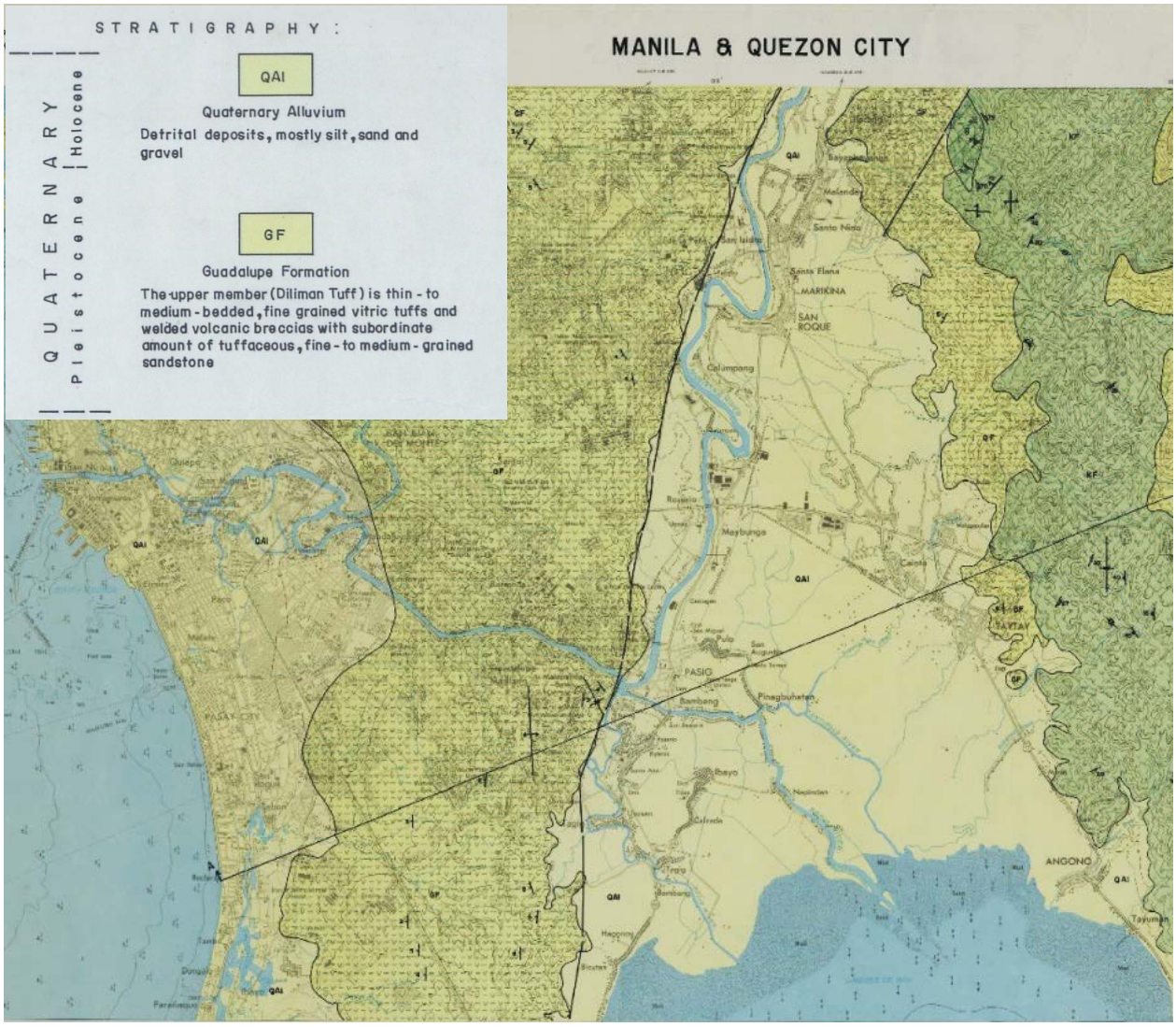


出典：PHIVOLCS Fault Finder 2018

図 5.2.4　West Valley Fault System

(2) 地質

図 5.2.5 にマニラケソン地域の地質図（部分）を示した。



出典：PHILIPPINE BUREAU OF MINES AND GEO-SCIENCES GEOLOGICAL SURVEY DIVISION

図 5.2.5 Geological Map of Manila and Quezon City

これによれば、マリキナ川流域の地質は、マリキナ川右岸沿いに連続する West Valley Fault System を境に、西側の台地地域では GF 層（Guadalupe Formation）が分布している。

断層東側のマリキナ川沿いの低地では、QAL（Quaternary Alluvium）とした未固結の沖積層が表層に分布している。

グアダルーペ層は Pleistocene の火山砕屑岩からなり、さらに Alat 礫岩、Diliman 凝灰岩、Antipolo 玄武岩などに区分されている。

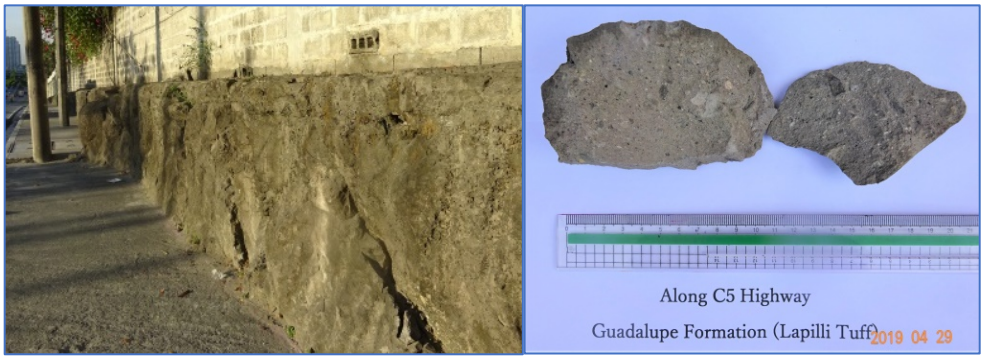
Geology and Mineral Resources of the Philippines によれば、グアダルーペ層は以下のように要約されている（表 5.2.3 参照）。

表 5.2.3　Guadeloupe（グアダルーペ）層の一般的特徴

項目	詳述
Lithology	Alat Conglomerate – conglomerate, silty mudstone, tuffaceous sandstone
	Diliman Tuff – vitric tuff, ignimbrite, volcanic breccia
Stratigraphic relations	Unconformable over Miocene rocks
Distribution	Quezon City, Pasig, Makati; southern Rizal; eastern Bulacan; southeastern Nueva Ecija
Age	Pleistocene
Thickness	1,500 – 2,000 m

出典：Geology and Mineral Resources of the Philippines

調査地域でのグアダルーペ層は、断層西側台地の道路際やマリキナ川の河床などで図 5.2.6～図 5.2.7 に示したように、殆ど水平層をなす火山礫凝灰岩が見られる。グアダルーペ層は地質図によれば、5° 程西に傾斜している。



出典：調査団

図 5.2.6　（写真）C5 Highway 沿いにみられるグアダルーペ層（火山礫凝灰岩）



出典：調査団

図 5.2.7　（写真）マリキナ川沿いに露出するグアダルーペ層

断層東側のマリキナ川沿いの低地には、粘土、シルト、砂、砂礫などからなる未固結の沖積層が分布している。

さらにボーリング調査によれば、沖積層に覆われて粘土、シルト、砂、砂礫などからなる未固結の洪積層が分布しており、その層厚は 30m に及ぶ。洪積層の下位には鮮新世のグアダルーペ層が一部の地域で確認されている。

図 5.2.8 は、マリキナ川沿いに広がる沖積の低地である。さらにマリキナ川左岸表層にみられる

砂層。また図 5.2.9 はマリキナ川左岸のごみを含む粘性土層である。



出典：調査団

図 5.2.8　（写真）マリキナ川左岸に見られる砂層



出典：調査団

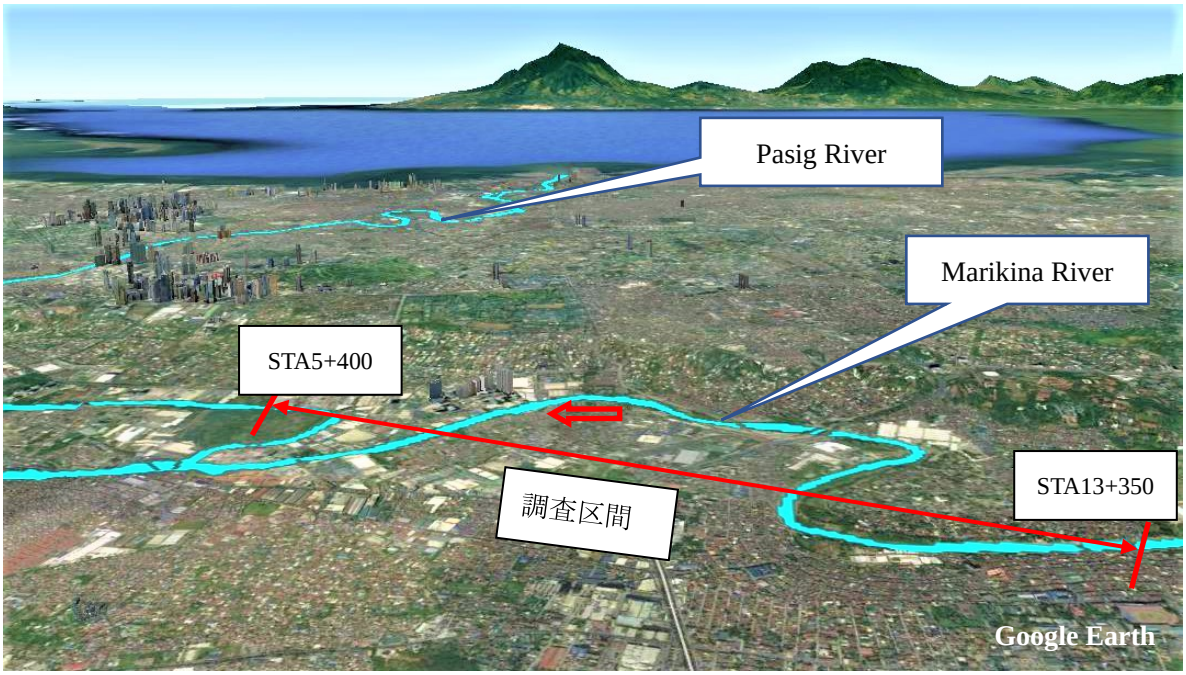
図 5.2.9　（写真）マリキナ川下流域左岸に見られる粘性土層

5.2.3.2　ボーリング調査結果

(1)　マリキナ川河川改修ボーリング調査

今回の調査範囲は、マリキナ川沿いの STA5+400～STA13+350 の約 8km の区間である。（ボーリング位置図 5.2.11 参照）

図 5.2.10 に調査範囲の状況を示す。



出典：調査団(Google Earth に加筆)

図 5.2.10　河川改修計画区間

マリキナ川河川改修ボーリング調査では、既往ボーリング調査箇所を考慮して、概ね 200m 毎に 1 本のボーリング調査が出来るように調査位置を選定した。

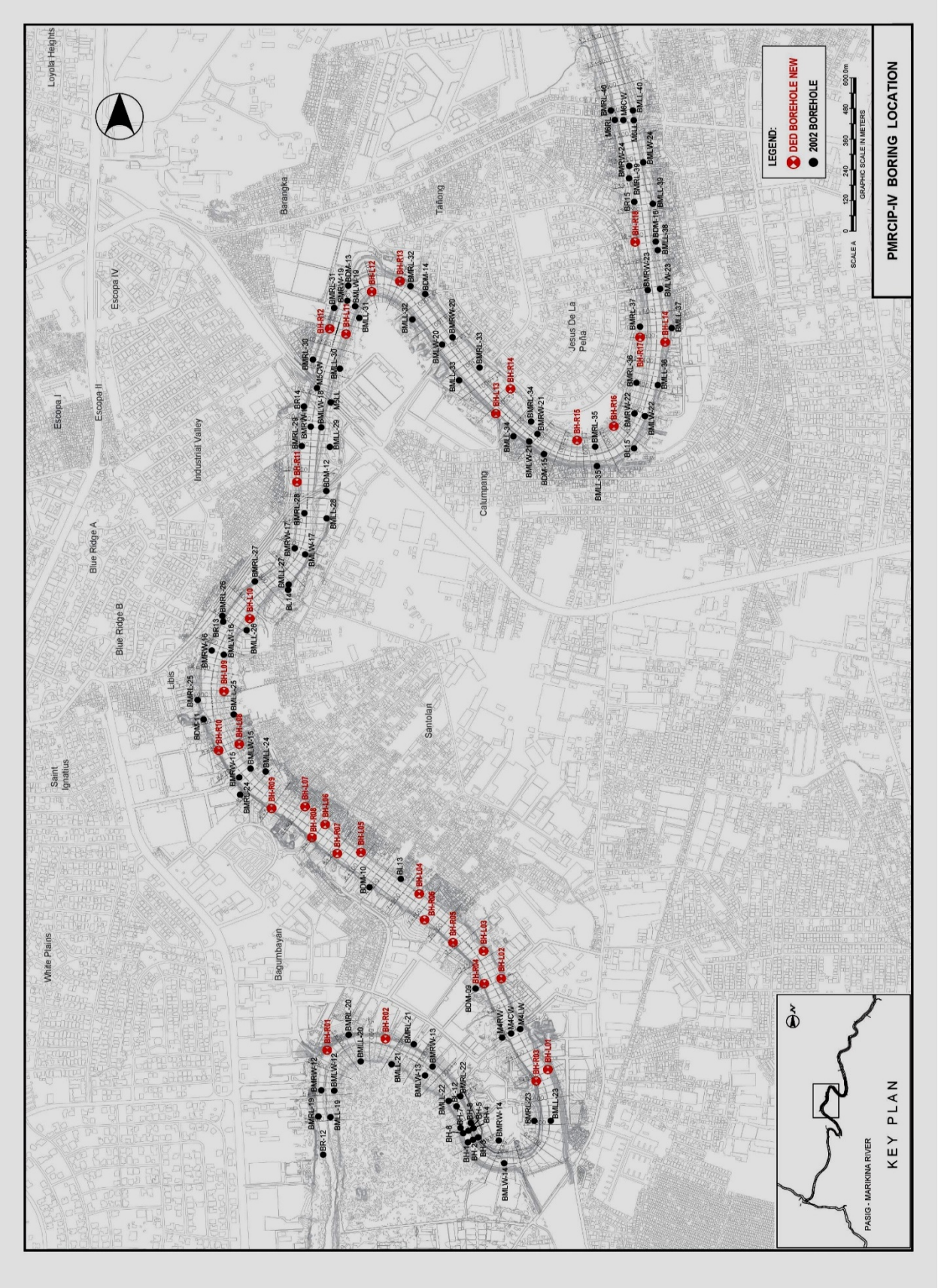
ボーリング調査は、陸上での掘削と、台船を利用した水上掘削で実施した。ボーリング調査実施数は陸上 18 本、水上 14 本、合計 32 本となった。掘削深度は 20m を基本として、最長は 30.45m、最短は 5.0m であった。

ボーリング調査数量は表 5.2.4 に示した。なおこの一覧表は、今回実施した全ボーリング数量を示している。

表 5.2.4　ボーリング調査数量一覧

River	Bank	Hole No.	Depth	Water Leve	By land	Offshore	Station	Northing	Easting	Elev_DPWH	Location
Marikina	Left	DD-BH-L01	20.25			○	STA 7+000	1,614,982	509,582	11.060	Sta. Lucia
		DD-BH-L02	30.25	6.50	○		STA 7+400	1,615,338	509,405	17.187	Sta. Lucia
		DD-BH-L03	20.45			○	STA 7+525	1,615,446	509,338	9.810	Sta. Lucia
		DD-BH-L04	30.25			○	STA 7+850	1,615,670	509,093	10.431	Sta. Lucia
		DD-BH-L05	11.00			○	STA 8+120	1,615,833	508,872	10.932	Sta. Lucia
		DD-BH-L06	10.00			○	STA 8+300	1,615,942	508,736	11.185	Sta. Lucia
		DD-BH-L07	11.00	2.70	○		STA 8+400	1,616,012	508,660	14.308	Santolan
		DD-BH-L08	20.05	3.00	○		STA 8+780	1,616,256	508,409	14.466	Santolan
		DD-BH-L09	30.45	3.50	○		STA 9+020	1,616,464	508,351	14.539	Santolan
		DD-BH-L10	20.45	5.00	○		STA 9+355	1,616,748	508,450	14.928	Santolan
		DD-BH-L11	20.00	2.00	○		STA 10+560	1,617,863	508,815	13.514	Calumpang
		DD-BH-L12	20.35	3.00	○		STA 10+800	1,618,028	508,913	14.326	Calumpang
		DD-BH-L13	20.45	4.00	○		STA 11+520	1,617,551	509,385	15.741	Calumpang
		DD-BH-L14	24.45	3.10	○		STA 12+590	1,617,831	510,028	14.649	Calumpang
	Right	DD-BH-R01	5.00			○	STA 5+660	1,615,058	508,743	12.912	
		DD-BH-R02	6.00			○	STA 5+860	1,615,103	508,965	10.858	
		DD-BH-R03	20.45			○	STA 6+980	1,614,938	509,538	10.862	Bagumbayan
		DD-BH-R04	20.13			○	STA 7+410	1,615,319	509,340	9.224	Bagumbayan
		DD-BH-R05	17.30			○	STA 7+620	1,615,479	509,221	10.551	Bagumbayan
		DD-BH-R06	20.10			○	STA 7+770	1,615,568	509,113	10.465	Bagumbayan
		DD-BH-R07	9.00			○	STA 8+190	1,615,815	508,776	10.545	Bagumbayan
		DD-BH-R08	20.10	0.00	○		STA 8+305	1,615,891	508,686	9.558	Bagumbayan
		DD-BH-R09	8.00			○	STA 8+500	1,616,005	508,533	10.075	Bagumbayan
		DD-BH-R10	15.25			○	STA 8+795	1,616,232	508,331	9.651	Santolan
		DD-BH-R11	25.40	5.00	○		STA 9+960	1,617,283	508,629	15.757	Jesus dela Peña
		DD-BH-R12	20.10	2.00	○		STA 10+560	1,617,883	508,754	13.846	Jesus dela Peña
		DD-BH-R13	20.20	3.60	○		STA 10+910	1,618,069	509,020	12.392	Jesus dela Peña
		DD-BH-R14	20.45	3.20	○		STA 11+500	1,617,648	509,440	16.404	Jesus dela Peña
		DD-BH-R15	20.45	3.60	○		STA 11+870	1,617,446	509,693	16.526	Jesus dela Peña
		DD-BH-R16	20.45	5.50	○		STA 12+080	1,617,502	509,833	16.261	Jesus dela Peña
		DD-BH-R17	20.45	4.00	○		STA 12+500	1,617,850	509,932	16.774	Jesus dela Peña
		DD-BH-R18	17.20	3.50	○		STA 12+890	1,618,223	509,914	15.290	Jesus dela Peña
Subtotal		32hole	595.43		○						
MCGS	Left	DD-BH-G01	10.00	4.20	○		STA 5+980	1,614,995	509,057	14.689	MCGS
	Right	DD-BH-G02	6.00	-		○	STA 5+978	1,615,040	509,076	10.709	MCGS
	Left	DD-BH-G03	10.00	3.50	○		STA 6+005	1,614,981	509,076	15.237	MCGS
	Center	DD-BH-G04	10.00	2.00	○		STA 6+009	1,615,002	509,090	12.308	MCGS
	Right	DD-BH-G05	5.00	-		○	STA 6+013	1,615,018	509,104	10.916	MCGS
	Right	DD-BH-G06	5.00	-		○	STA 6+042	1,614,997	509,126	12.661	MCGS
	Left	DD-BH-G07	10.00	3.50	○		STA 6+036	1,614,967	509,095	14.393	MCGS
Subtotal		7hole	56.00								
Taytay	Right	DD-BH-T01	15.00			○	STA 0+029	1,609,438	512,598	10.385	Taytay
	Left	DD-BH-T02	40.32			○	STA 0+028	1,609,434	512,599	9.631	Taytay
Cainta	Right	DD-BH-C01	38.45			○	STA 0-014	1,610,733	511,713	11.680	Cainta
	Center	DD-BH-C02	35.45			○	STA 0+011	1,610,741	511,741	9.810	Cainta
	Left	DD-BH-C03	38.15			○	STA 0-007	1,610,726	511,731	9.256	Cainta
Subtotal		5hole	167.37								
Total		44hole	818.80								

出典：調査団



出典：調査団

図 5.2.11　ボーリング調査地点位置図

ボーリング調査結果は、付属資料にボーリング柱状図として整理したほか、Geological section of Marikina River として左岸側、および右岸側の断面図を示している。

ボーリング調査によれば、マリキナ川沿いに分布する地質は大きく沖積層と洪積層に区分される。

沖積層は沖積粘土層（Ac）と沖積砂層（As）に、洪積層は洪積粘土層（Dc)と洪積砂層（Ds）に区分される。これらの堆積層に覆われて、洪積層とされる凝灰岩類からなる GF 層の風化層（GFw）と GF 層の新鮮岩（GFf）が分布している。

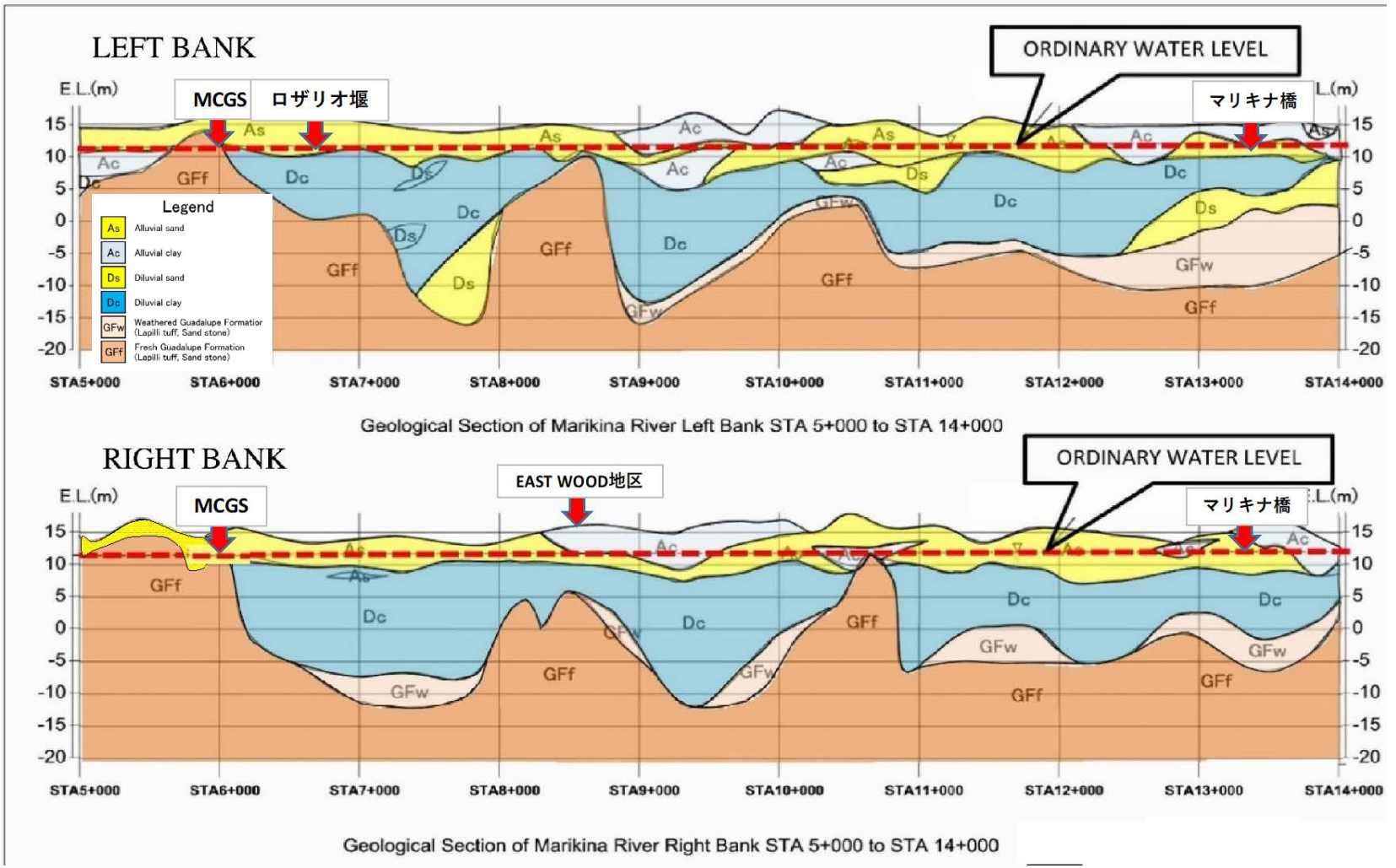
表 5.2.5 に代表的な各地層の写真と特徴を整理して示した。

表 5.2.5　主な地層とその特徴（マリキナ川河川改修）

Age		地質記号/写真	平均 N 値	厚さ（m）	特徴
Quaternary	Holocene (Alluvium)	Ac 	6	5	調査地域の中流から上流の表層に分布。灰色から暗褐色で砂分を含む粘性土。
		As 	10	5-10	調査地域下流端から上流端まで、一部 Ac 層に覆われて分布。暗褐色～茶色で細粒～粗粒の砂、下部は砂礫からなる。
	Pleistocene (Diluvium)	Dc 	19	10-20	マリキナ川の河床下に谷を埋めて広く分布。茶色や灰色、暗青灰色を示し、砂分を多く含む粘性土。表層の 10m 程はやや硬いが、以深では非常に硬く締まっている。
		Ds 	19	5-10	マリキナ川の左岸側深部に Dc に被われて分布、暗青灰色～茶色の粗粒砂からなる。締まり具合は中位-密な締まり具合である。
		GFw 	50＜	5-10	基盤岩の表層風化部。分布は局所的である。性状は礫混じり粘性土や礫質土と判定される。茶色～灰色を示す。
		GFf 	50＜	10m 確認	調査地域の基盤岩。白色～灰色の凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰質砂岩、礫岩などからなる。新鮮部は堅硬でコアとなる。

出典：調査団

さらにこれら地層の分布を模式断面図として、図 5.2.12 に示した。



出典：調査団

図 5.2.12　Schematic Geological profile

マリキナ川の左右岸に分布する地層は、基盤岩の形状や地層の分布、厚さなど、概ね似た傾向を示す。すなわち

Ac 層、As 層とした沖積層は、概ね河床標高（10m 程度）より高い左右岸に分布している。河床標高以深では、Dc 層とした洪積粘土層が最大 20m 以上と厚く分布しており、一部で Ds 層とした洪積砂層も分布する。以下に地層分布の特徴について述べる。

1)　地層分布の特徴

i. As 層はマリキナ川左右岸の河床から標高 15m 付近まで、約 5～10m の厚さで分布。N 値は 10 程度。下部では砂礫などを伴うことがある。これらは図 5.2.2 地形分類図などから、沖積世に形成された自然堤防に相当すると考えられる。

ii. Ac 層は STA9+000、STA13+000 付近で、約 5m の厚さで As 層を被って分布している。N 値は 6 程度と小さい。Ac 層はかつての三日月湖の堆積物に相当すると考えられる。

iii. Dc 層は左右岸ともに河床下に広く厚く分布している。標高では 10m からマイナス 13m、地層の厚さは 23m に及んでいる。N 値は平均で 19 であるが、上部の 5-10m 程では 20 以下、下部では 20-30 と、深部程大きくなる傾向がある。Dc 層は洪積世のマリキナ川の水位が低い時代の堆積物である。

iv. Ds 層は左岸側に見られ、STA7+700 付近での標高 0-マイナス 15m、上流側では STA12+500 から STA14+000 にかけて分布している。層厚は 5～15m 程、N 値は平均で 19 である。Ds 層は洪積世での洪水時に堆積した砂層と考えられる。

v. グアダルーペ層の分布深さは、3 か所で河床標高近くまでの高まりが見られる。河床から 10m 程の深さとなる、標高 0m で岩盤が分布すると想定される区間は、
右岸側：STA5+000～6+100、STA8+000～8+800、STA10+200～10+850、STA13+950～14+200、
左岸側：STA5+000～7+150、STA8+000～8+750、STA9+960～10+650

の区間である。これらはいずれもマリキナ川が大きく蛇行した直下流に位置している。

以上から、マリキナ川の河川形成は、更新世には現在より 20m 程低い谷を流れ、当時の河床部や右岸側ではグアダルーペ層の岩盤が露出していた。また当時マリキナ川は谷筋を粘土や砂などで埋積しながらラグナ湖に注いでいたと考えられる。またラグナ湖からは現在のナピンダン水路からパッシグ川沿いの谷を通じてマニラ湾に注いでいたと考えられる。時代は不明であるが、マリキナ川の土砂堆砂が進んで流れが阻害されると、マリキナ川は現在のシルクロベルデ地区と Rosario 堰に挟まれた付近にあった鞍部を西に越流し、その後浸食されて現在のマリキナ川となり、パッシグ川を通じてマニラ湾に注ぐようになったと考えられる。これらはシルクロベルデ付近から MCGS 予定地付近のみで、マリキナ川の河床部に基盤岩のグアダルーペ層が露出している事から想定される。

2)　ボーリング孔内水位

ボーリングの孔内水位は、陸上で掘削した 22 孔で測定した。孔内水位は表 5.2.4 のボーリング調査数量一覧に示している。

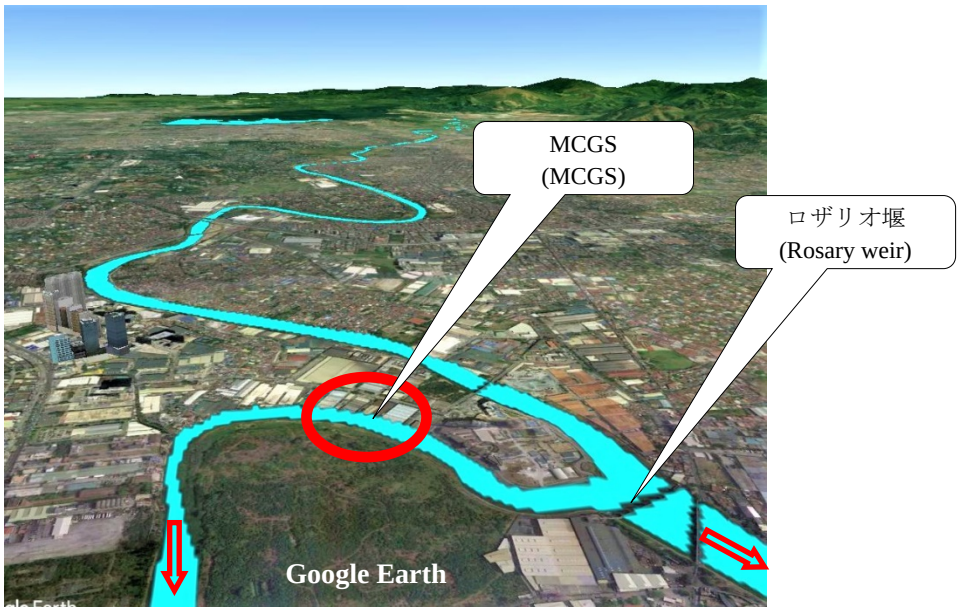
それぞれのボーリング孔内水位は、概ね隣接する河川水位に近い測定値を示している。

このことから、それぞれのボーリング掘削深度内において、明らかな湧水は確認されず、被圧地下水層の存在は確認されなかった。

(2) MCGS ボーリング調査

MCGS は調査地内の STA6+000 付近、Rosario 堰の下流約 0.5km に建設が予定されている。

図 5.2.13 に MCGS 建設予定地点を示す。



出典：調査団（Google Earth に加筆）

図 5.2.13　MCGS 計画地点

MCGS 建設予定地は、右岸側には工場が立ち並ぶが、左岸側は平坦な林地が広がっている、

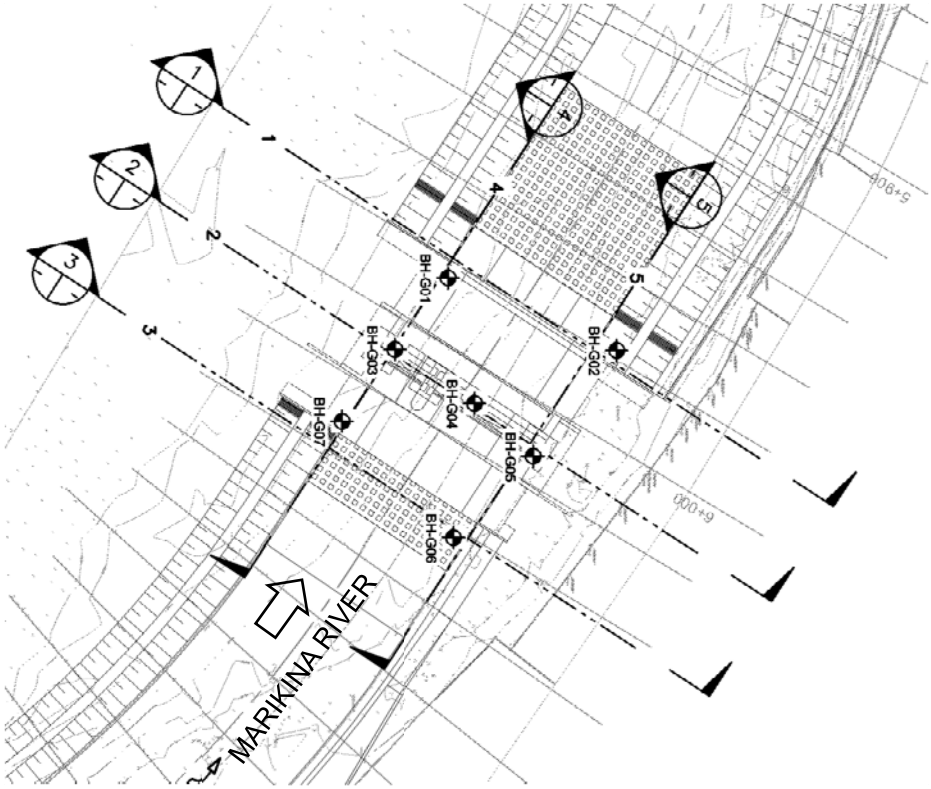
マリキナ川の水深は、この付近では浅く、河床の一部に基盤岩のグアダルーペ層が露岩している。

ボーリング調査は、MCGS 予定地点で 7 本を実施した。ボーリング調査数量一覧を表 5.2.6 に示し、図 5.2.14 にボーリング調査位置図を示す。

表 5.2.6　ボーリング調査数量一覧表

River	Bank	Hole No.	Depth	Water Leve	By land	Offshore	Station	Northing	Easting	Elev_DPWH	Location
MCGS	Left	DD-BH-G01	10.00	4.20	○		STA 5+980	1,614,995	509,057	14.689	MCGS
	Right	DD-BH-G02	6.00	-		○	STA 5+978	1,615,040	509,076	10.709	MCGS
	Left	DD-BH-G03	10.00	3.50	○		STA 6+005	1,614,981	509,076	15.237	MCGS
	Center	DD-BH-G04	10.00	2.00	○		STA 6+009	1,615,002	509,090	12.308	MCGS
	Right	DD-BH-G05	5.00	-		○	STA 6+013	1,615,018	509,104	10.916	MCGS
	Right	DD-BH-G06	5.00	-		○	STA 6+042	1,614,997	509,126	12.661	MCGS
	Left	DD-BH-G07	10.00	3.50	○		STA 6+036	1,614,967	509,095	14.393	MCGS
Subtotal		7hole	56.00								

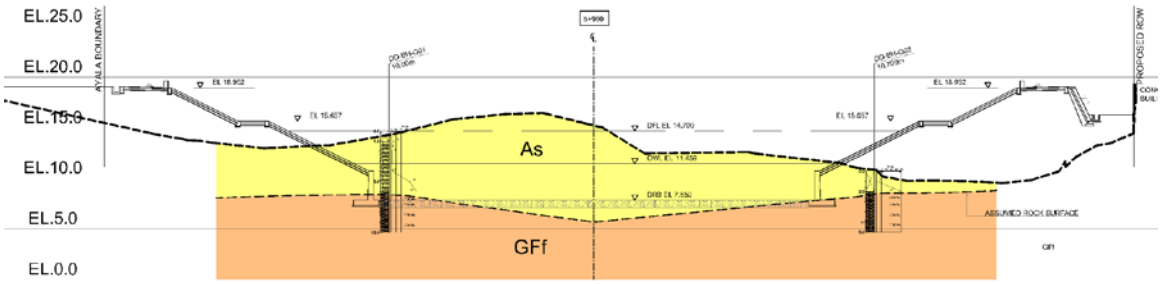
出典：調査団



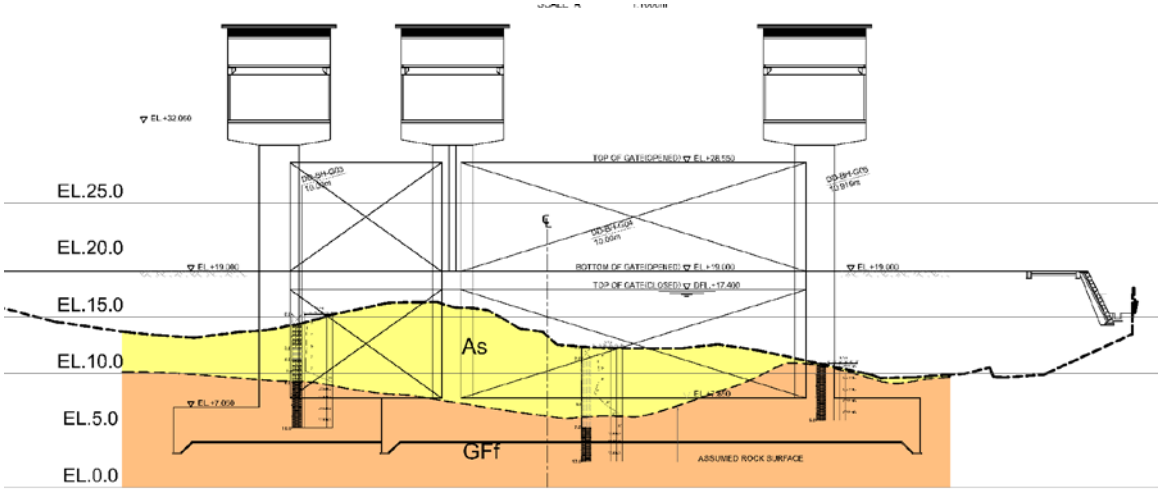
出典：調査団

図 5.2.14　MCGS 設計のためのボーリング調査位置

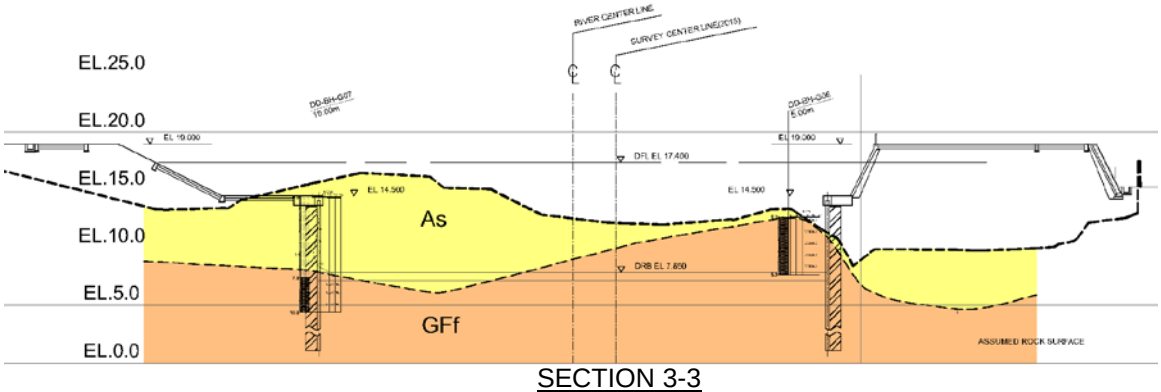
ボーリング調査結果は、付属資料にボーリング柱状図として整理して示したほか、図 5.2.15 および図 5.2.16 に地質断面図を作成して示した。



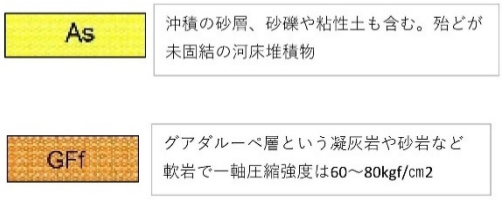
SECTION 1-1



SECTION 2-2



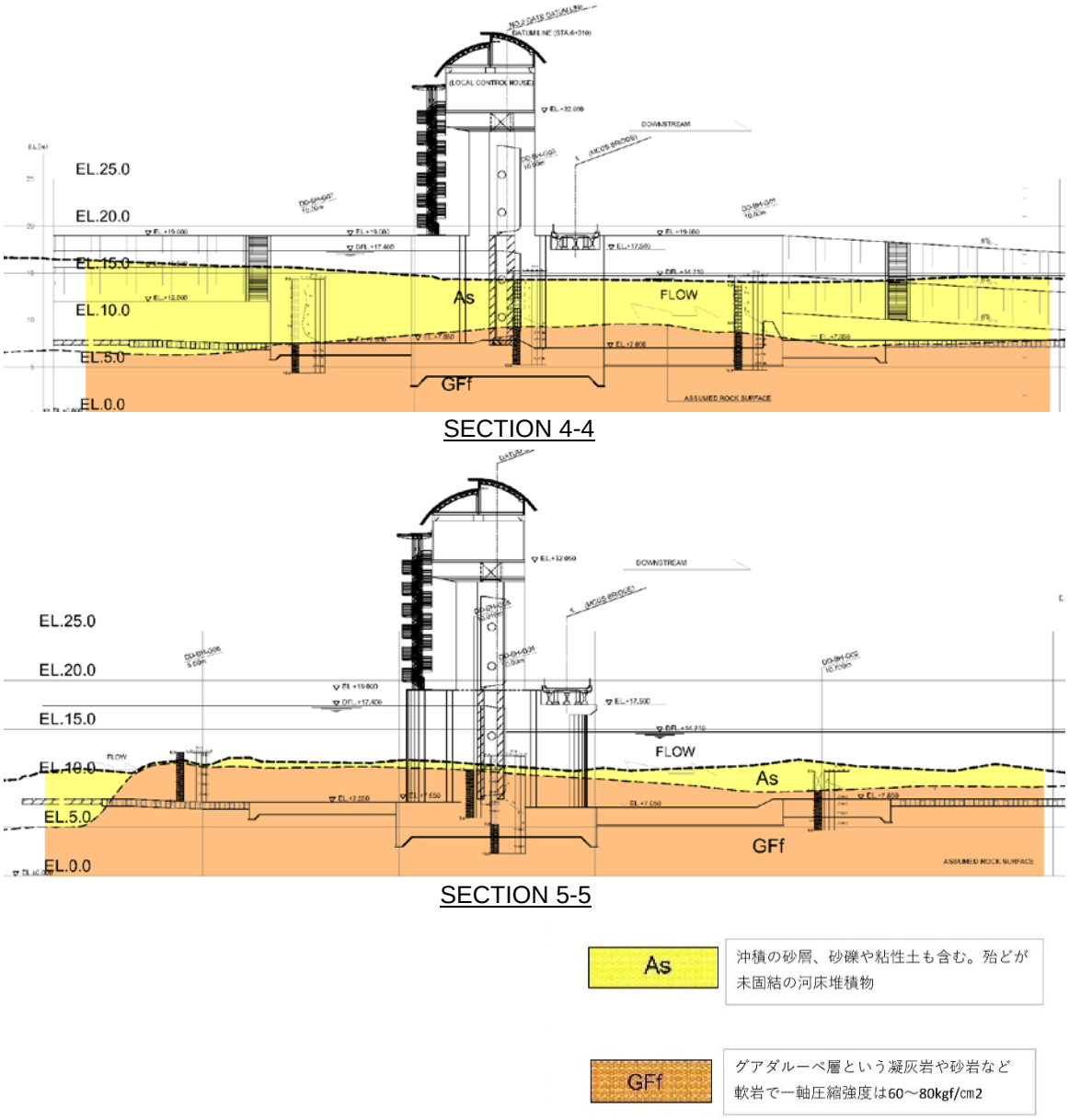
SECTION 3-3



注記：図中の断面番号は図 5.2.14 参照

出典：調査団

図 5.2.15　MCGS 近傍地質断面図（1）



注記：図中の断面番号は図 5.2.14 参照

出典：調査団

図 5.2.16　MCGS 近傍地質断面図（2）

以下に MCGS 建設予定地の地層の特徴について述べる。

i. 河床部左岸側の表層には、数 m の厚さで未固結の沖積層である砂層、砂礫層、粘性土層が分布している。

ii. 沖積層の直下､河床部の浅い深度に基盤岩のグアダルーペ層が分布､一部では露岩している。

iii. グアダルーペ層は、火山礫凝灰岩を主に、凝灰岩、凝灰質砂岩などの軟岩からなる。

iv. グアダルーペ層は、岩盤表層の風化層は殆どなく、表層から新鮮な岩盤である。

v. グアダルーペ層は殆ど水平層で、岩盤はほとんど割れ目のない塊状の岩盤である。

vi.　グアダルーペ層の分布は、MCGS 建設予定箇所の上流側では深くなる傾向がある。

図 5.2.16 に MCGS 調査地点で採取されたボーリングコア写真を示す。



出典：調査団

図 5.2.17　（写真）G-05 孔 0-5mコア状況

（赤色部が凝灰岩、灰色部は火山礫凝灰岩）

また調査実施時点では河川敷を一部掘削中であった。この時の河床状況や岩盤の写真を図 5.2.18 および図 5.2.19 に示す。



出典：調査団

図 5.2.18　（写真）河床掘削状況



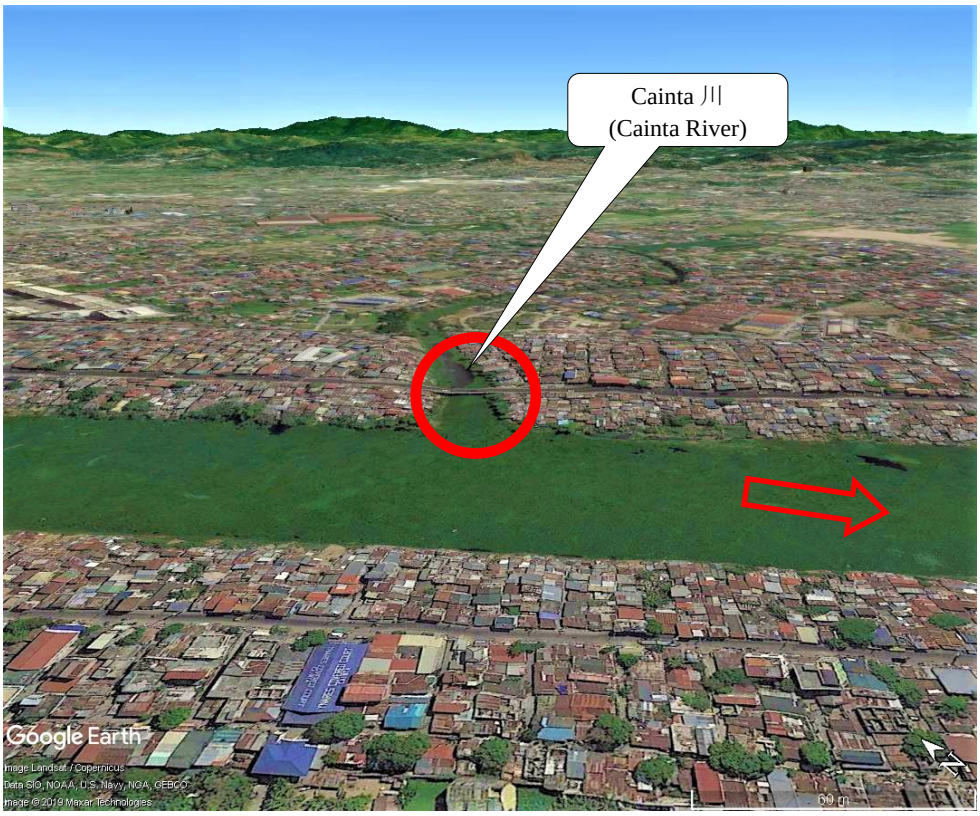
出典：調査団

図 5.2.19　（写真）新鮮な凝灰岩からなる掘削土砂

5.2.3.3　Cainta・Taytay Flood Gate ボーリング調査

マンガハン放水路の下流側、STA4+550 左岸の Cainta 川、STA6+100 左岸の Taytay 川では、逆流防止水門の設置が計画されている。

図 5.2.20 に Cainta 川合流地点、図 5.2.21 に Taytay 川合流地点の状況を示す。



出典：調査団（Google Earth に一部加筆）

図 5.2.20　Cainta 川合流地点の状況

Cainta 川は東から西に流れ、マンガハン放水路に注いでいる。

Cainta 川下流では放水路手前に橋が架けられている。放水路沿い道路周辺や放水路法面には集落が密集している。さらに Cainta 川の中流域には多くの集落が発達しているが、地盤は道路よりも数 m 低くなっている。



出典：調査団（Google Earth に一部加筆）

図 5.2.21　Taytay 川合流地点の状況

Taytay 川も東から西に流れ、マンガハン放水路に注いでいる。

Taytay 川の末端部は長さ 150m 程の暗渠となっている。ここでも、放水路沿いの道路や放水路法面には集落が密集している。Taytay 川の中流～上流域は開発中であるが、地盤は道路よりも数 m 低い。

ボーリング調査は上流側の Cainta 地点で 3 本、下流の Taytay 地点で、2 本の計 5 本を実施した。

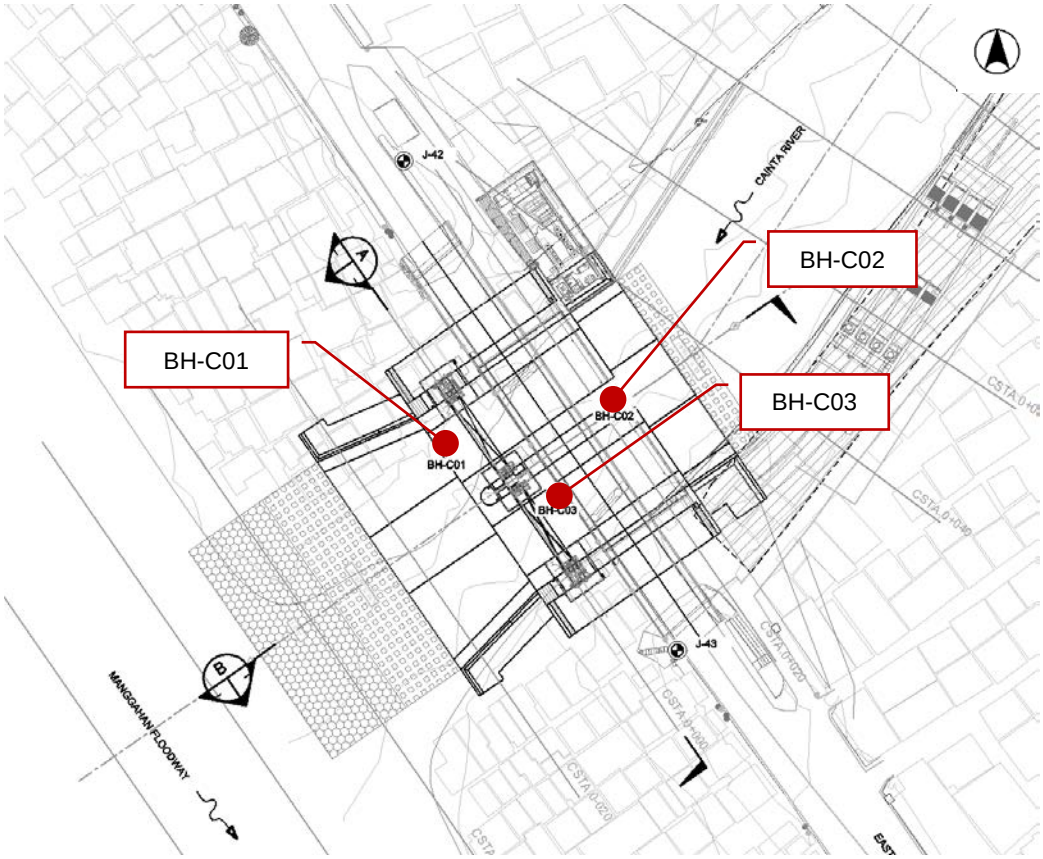
いずれも陸上部ではボーリング機械設置の空き地がなく、ボーリング機械を台船に乗せ、水上掘削を適用した。

ボーリング調査数量は表 5.2.7 に、調査箇所は図 5.2.22 および図 5.2.23 に示した。

表 5.2.7　ボーリング調査数量一覧（Cainta・Taytay）

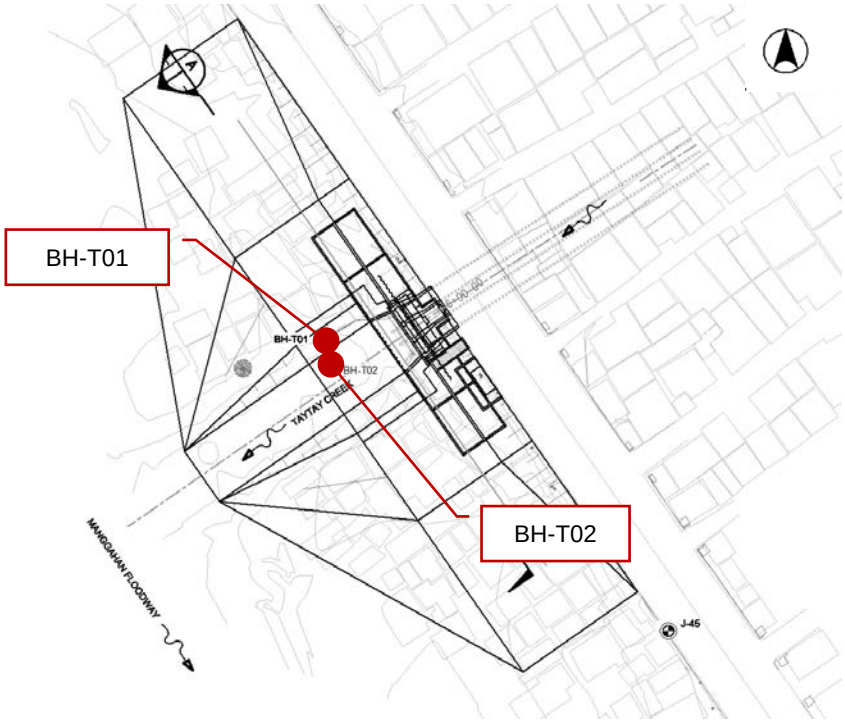
River	Bank (L / R)	Hole No.	Depth	Station	Northing	Easting	Elev_DPWH	Location
Taytay	Right	DD-BH-T01	15.00	STA 0+029	1,609,438	512,598	10.385	Taytay
	Left	DD-BH-T02	40.32	STA 0+028	1,609,434	512,599	9.631	Taytay
Cainta	Right	DD-BH-C01	38.45	STA 0-014	1,610,733	511,713	11.680	Cainta
	Center	DD-BH-C02	35.45	STA 0+011	1,610,741	511,741	9.810	Cainta
	Left	DD-BH-C03	38.15	STA 0-007	1,610,726	511,731	9.256	Cainta
Total	-	-	**167.37**	-	-	-	-	-

出典：調査団



出典：調査団

図 5.2.22　調査地点位置図(Cainta Floodgate)



出典：調査団

図 5.2.23　調査地点位置図(Taytay Sluiceway)

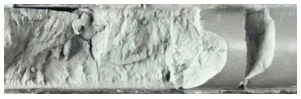
Taytay 箇所での掘削深度は、樋門施設の支持層を確認する目的で、15-40m とした。

Cainta、Taytay 箇所では、調査は堰の支持層調査である。このため地層区分は、調査地点の地質を再区分して、沖積層 4 層（As2 層、Ac2 層、Ac1 層、As1 層）と、洪積層 2 層（Dc1 層、Ds1 層）の 6 層に区分して検討した。

なお、これらの地点では調査地域の基盤岩であるグアダルーペ層は確認出来なかった。

表 5.2.8 に代表的な各地層の写真と特徴を整理して示した。

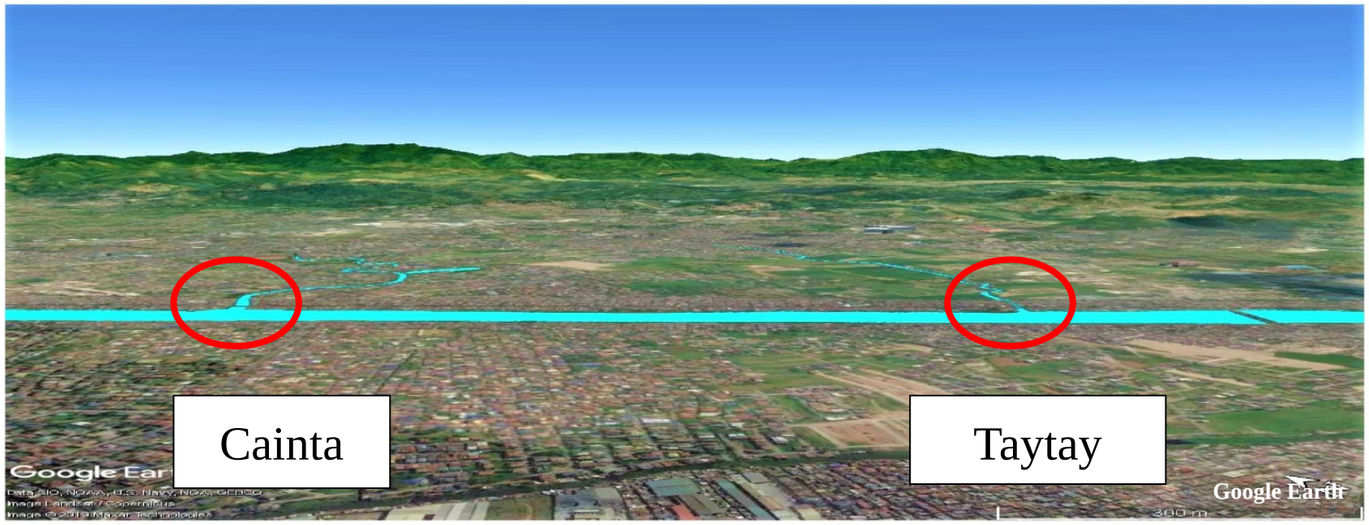
表 5.2.8　主な地層とその特徴（Cainta・Taytay）

Age		地質記号/写真	平均 N 値	厚さ (m)	特徴
Cainta					
Quaternary	Holocene (Alluvium)	**Ac2** 	6	7m	粘土層、Cainta の表層に分布する軟質な粘土である。下部では砂を交え N 値が大きくなる
		Ac1 	13	10m	粘土層、Cainta、Taytay に分布、N 値は下部で大きくなる。
		As1 	29	5m	砂層、Cainta 箇所で確認、酸化が進み茶褐色となっている。透水性の地層と判断される。
	Pleistocene (Diluvium)	**Dc1** 	22	16m	粘土層、16-20m以深に分布、N 値は 15～20 で安定しているが、下部では砂が混じり、N 値も 30 以上と大きくなる。
		Ds1 	50	3m 以上	砂層、Cainta、Taytay にて深度 36-38m 以深で確認。非常に締まった砂層である。本層の層厚は不明、薄い茶褐色を示している。
Taytay					
Quaternary	Holocene (Alluvium)	**As2** 	20	6m	砂層、Taytay の表層に分布、上流の Cainta には連続しない。 貝の破片を含みよく締まっている
		Ac1 	13	10m	粘土層、Cainta、Taytay に分布、N 値は下部で大きくなる、Taytay では 10m で N 値 50 を超え、コアリングもするが、隣接のボーリングでは確認されず、局所的な現象と判断。
	Pleistocene	**Dc1** 	22	16m	粘土層、16-20m 以深に分布、N 値は 15～20 で安定しているが、下部では砂が混じり、N 値も 30 以上と大きくなる。

Age		地質記号/写真	平均 N 値	厚さ (m)	特徴
		Ds1 	50	3m 以上	砂層、Cainta、Taytay で深度 36-38m 以深で確認。非常に締まった砂層である。本層の層厚は不明、薄い茶褐色を示している。

出典：調査団

またボーリング調査結果は、付属資料に地質柱状図として整理したほか、図 5.2.24 に Cainta、Taytay を結ぶ地質断面図を作成して示した。



出典：調査団

図 5.2.24　Cainta・Taytay 地質断面図

Cainta 川と、Taytay 川は約 1.5km 離れているが、いずれもマリキナ川からの土砂がラグナ湖の湖底に堆積した地区と考えられ、地層の連続性が良く N 値も似た傾向を示している。

以下の地層分布の特徴について述べる。

i. Cainta および Taytay 箇所の地質は、大きく上部の沖積層と下部の洪積層に区分され、それぞれの層厚は 20m 程である。

ii. 最深部には、DPWH 標高でマイナス 25m～30m 付近に分布する洪積世の砂層（Ds1）が Cainta から Taytay にまで連続して分布する。

iii. 洪積層は DPWH 標高マイナス 10m からマイナス 25m にかけて厚さ 10-20m 程の洪積粘土層（Dc1）、が分布している。

iv. 沖積層は、DPWH 標高マイナス 2m～マイナス 12m 付近に厚さ 5m 程の沖積砂層（As1）が確認できる。なお本層は Taytay 付近で消滅している。

v. さらに沖積層は上位の DPWH 標高 0m 付近に厚さ 8m 程の沖積粘土層(Ac1)が連続し、Cainta 地区では、厚さ 10m 程の沖積粘土層(Ac2)層が分布する。これらの境界は N 値の変化深度で区分している。

vi. Taytay 地区の DD-BH-T01 孔では、深度 10m で N 値 50 以上を示す固結した泥岩を確認、5m のコアリングを実施したが、距離で 4.6m 離れた隣接のボーリング孔では同深度の地層で、N 値 11～23 だったことから、確実な支持層確認のため深度 40m まで掘削を継続実施して、N 値 50 以上を確認している。

vii. Taytay 地区の表層に厚さ 8m 程の砂層（As2）が分布する。本層は上流の Cainta では見られないことから、マリキナ川から運搬されたものではなくのではなく、Taytay 川などから運搬され堆積したものと考えられる。

viii. Cainta・Taytay 地区では、各地層の N 値は深度に従い大きくなる傾向がある。さらに砂層の含む箇所で N 値が大きくなる傾向も認められる。

5.2.3.4　土質試験結果

(1)　マリキナ川河川改修調査・MCGS

1)　土質試験結果

護岸の基礎地盤の物理特性および力学特性を調べるために、下記の室内土質試験を実施した。試験に使用した試料は、標準貫入試験時に採取された攪乱試料および shelby tube により採取した不攪乱試料である。試験項目および数量を表 5.2.9 に土質試験結果総括表を表 5.2.10 に示す。

表 5.2.9　土質試験数量一覧表（マリキナ川河川改修調査・ＭＣＧＳ）

Hole No.	Depth (m)	SPT	UDS		Classification	Specific gravity	Moisture Content	Particle Size	Particle Size	Attenberg	Soil Unconfined	Rock Strength	Consolidation
		ASTM D1586			ASTM D2487	ASTM D854	ASTM D2216	ASTM D422	ASTM E100	ASTM D4318	ASTM D2166	ASTM D2938	ASTM D2435
DD-BH-L01	20.25	20	1	-	12	3	11	12	0	7	0	0	1
DD-BH-L02	30.25	30	0	-	15	3	10	15	0	6	0	0	0
DD-BH-L03	20.45	19	1	4.00-4.45	11	3	11	11	0	5	0	0	0
DD-BH-L04	30.25	30	0	-	16	3	16	16	0	8	0	0	0
DD-BH-L05	11.00	7	0	-	8	2	8	8	0	6	0	2	0
DD-BH-L06	10.00	5	0	-	6	2	6	6	0	6	0	2	0
DD-BH-L07	11.00	7	0	-	4	2	3	4	0	2	0	2	0
DD-BH-L08	20.05	20	0	-	9	3	9	9	0	7	0	0	0
DD-BH-L09	30.45	30	0	-	15	3	15	15	0	13	0	0	0
DD-BH-L10	20.45	19	1	5-5.45	10	3	10	10	0	11	0	0	1
DD-BH-L11	20.00	11	0	-	10	4	11	10	0	7	0	1	0
DD-BH-L12	20.35	19	0	-	8	3	8	8	0	6	0	0	0
DD-BH-L13	20.45	19	1	8-8.45	10	3	8	10	0	7	0	0	1
DD-BH-L14	24.45	24	0	-	12	3	12	12	0	10	0	0	0
DD-BH-R01	5.00	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-R02	6.00	2	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-R03	20.45	19	1	3-3.45	12	6	11	12	0	9	1	0	1
DD-BH-R04	20.13	20	0	-	11	3	11	11	0	9	0	0	0
DD-BH-R05	17.30	16	1	2-2.45	9	3	8	9	0	6	1	0	0
DD-BH-R06	20.10	20	0	-	11	3	11	11	0	8	0	0	0
DD-BH-R07	9.00	6	0	-	6	6	6	6	0	6	0	3	0
DD-BH-R08	20.10	20	0	-	11	3	11	11	0	4	0	0	0
DD-BH-R09	8.00	4	0	-	5	6	5	5	0	4	0	3	0
DD-BH-R10	15.25	15	0	-	9	3	19	9	0	4	0	0	0
DD-BH-R11	25.40	25	0	-	12	3	15	12	0	8	0	0	0
DD-BH-R12	20.10	20	0	-	8	3	8	8	0	3	0	0	0
DD-BH-R13	20.20	19	1	15-15.45	11	3	10	11	0	7	0	0	1
DD-BH-R14	20.45	20	0	-	10	3	10	10	0	7	0	0	0
DD-BH-R15	20.45	20	0	-	10	3	10	10	0	5	0	0	0
DD-BH-R16	20.45	20	0	-	10	3	10	10	0	6	0	0	0
DD-BH-R17	20.45	20	0	-	10	3	10	10	0	11	0	0	0
DD-BH-R18	17.20	17	0	-	8	2	8	8	0	3	0	0	0
DD-BH-G01	10.00	5	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G02	6.00	2	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G03	10.00	6	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G04	10.00	7	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G05	5.00	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G06	5.00	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	2	0
DD-BH-G07	10.00	7	0	-	0	0	0	0	0	0	0	1	0
DD-BH-T01	15.00	9	1	8-8.45	10	4	9	10	0	3	1	0	1
DD-BH-T02	40.32	39	1	8-8.45	21	0	20	21	0	10	0	0	0
DD-BH-C01	38.45	35	3	4.00-4.45 9.00-9.45 12.00-12.45	18	2	16	18	2	16	1	0	1
DD-BH-C02	35.45	34	1	11-11.45	16	0	15	16	3	13	1	0	1
DD-BH-C03	38.15	37	2	5.00-5.45 9.00-9.45	2	0	18	2	4	17	0	0	0
Total	818.8	724	15	-	366	102	379	366	9	260	5	30	8

出典：調査団

表 5.2.10　土質試験結果総括表（マリキナ川河川改修調査・ＭＣＧＳ）

Geological age		Holocene		Pleistocene			
Layer		As	Ac	Ds	Dc	GFw	GFf
N value		9.9	7.9	21.1	22.6	63.5	121.5
		0.0 - 30.0	0.0 - 44.0	3.0 - 48.0	0.0 - 75.0	12.0 - 150.0	12.0 - 300.0
Physical Properties	Specific gravity (g/cm^3)	2.63	2.63	2.68	2.59	2.63	2.48
		2.55 - 2.71	2.60 - 2.65	2.66 - 2.69	2.02 - 2.72	2.53 - 2.72	2.26 - 2.69
	NMC(%)	23.19	37.89	30.26	40.73	27.59	33.50
		5.8 - 58.5	22.0 - 66.2	18.6 - 52.7	13.3 - 94.1	9.8 - 56.6	7.0 - 59.3
	Fc(%)	24.12	73.21	39.47	81.35	-	-
		0.0 - 62.0	46.0 - 97.0	15.0 - 96.0	16.0 - 100.0	-	-
	Liquid Limit (%)	29.6	35.2	37.3	51.6	44.5	45.0
		26.0 - 44.0	27.0 - 53.0	28.0 - 52.0	29.0 - 86.0	29.0 - 69.0	32.0 - 65.0
	Plastic Limit (%)	18.9	20.3	21.3	23.1	22.5	23.3
		16.0 - 22.0	18.0 - 25.0	17.0 - 28.0	13.0 - 32.0	18.0 - 31.0	20.0 - 25.0
	Plasticity Index (%)	10.7	14.9	16.0	28.5	22.0	21.7
		8.0 - 23.0	7.0 - 28.0	11.0 - 24.0	10.0 - 60.0	10.0 - 38.0	12.0 - 41.0
	Unit weight $\gamma w\ (g/cm^3)$	-	-	-	1.54	-	-
		-	-	-	1.46 - 1.59	-	-
Mechanical Properties	qu (kN/m^2)	-	-	-	26.7	-	6,643
		-	-	-	18.8 - 34.7	-	474.7 - 19,461
	Pc (kg/cm^2)	-	-	-	100.9	-	-
		-	-	-	49.1 - 196.2	-	-
	Cc	-	-	-	0.62	-	-
		-	-	-	0.46 - 0.87	-	-

上段は代表値、下段は確認された数値の最小値と最大値
出典：調査団

以下にそれぞれの土質試験結果について述べる。

(a)　標準貫入試験（N 値測定）

標準貫入試験結果を表 5.2.11 に示す。また未固結層（Ac、As、Dc、Ds）について、既往ボーリングにおける標準貫入試験結果を含めて集計した結果を、表 5.2.12 に示す。岩盤（GFw、GFf）における試験結果のうち、N＞50 については換算 N 値を算定した。

未固結層（Ac、As、Dc、Ds）について、今回の調査結果と既往の調査結果を含めた N 値に大差はない。いずれの地層も N 値のばらつきは大きいが、平均値で見ると、Ac 層および As 層に比べて、Dc 層および Ds 層の N 値は 2 倍以上大きい。

表 5.2.11　標準貫入試験結果（今回調査結果）

Simbol / N-value	Ac	As	Dc	Ds	GFw	GFf
AVERAGE	6.4	10.1	19.1	19.3	63.5	121.5
MAX	17	26	50	48	150	300
MIN	0	0	0	3	12	12
MODE	2	16	12	24	150	150
S_DEVIATION	5.1	6.2	10.6	9.4	44.4	65.6
Data	25	59	301	36	41	71

出典：調査団

表 5.2.12　標準貫入試験結果（GFw および GFf を除き、既往ボーリングデータを含む）

Simbol / N-value	Ac	As	Dc	Ds
AVERAGE	7.9	9.9	22.6	21.1
MAX	44	30	75	48
MIN	0	0	0	3
MODE	3	2	21	24
S_DEVIATION	7.9	7.2	12.7	10.0
Data	113	220	698	62

出典：調査団

(b)　不攪乱試料採取

不攪乱試料の採取は、基本的に N 値が 4 以下程度の柔らかい地層を確認した後、その下位の地層を対象に Shelby tube を圧入して乱さない試料を採取した。採取数量は対象とする軟弱層が少なかったため、全体で 15 箇所であった。採取した試料は試験室に運び、土質試験に使用した。

(c)　土粒子の密度試験および岩石の密度試験

Ac 層および As 層の土粒子密度の平均値は同じである。Ds 層の試験数は少ないものの、Dc 層の土粒子密度に比べて大きい。Ac 層の土粒子密度は、一般的な沖積粘性土に比べて大きく、Dc 層よりも大きい（表 5.2.13、表 5.2.14）。これは、Ac 層には砂分がやや多く含まれるためと考えられる。Dc 層および Ds 層の土粒子密度は、一般的な洪積粘性土、洪積砂質土の土粒子密度を示す。

表 5.2.13　土粒子の密度および岩石の密度（自然含水比）

Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds	GFw	GFf
AVERAGE	2.63	2.63	2.59	2.68	2.63	2.48
MAX	2.65	2.71	2.72	2.69	2.72	2.69
MIN	2.60	2.55	2.02	2.66	2.53	2.26
MODE	2.65	2.67	2.55	-	-	-
S_DEVIATION	0.02	0.05	0.10	0.01	0.07	0.15
Data	7	23	50	3	6	12

出典：調査団

表 5.2.14　主な鉱物と土粒子の密度（日本）

土　質　名	密度　ρs (g/cm^3)
沖積砂質土	2.6 ～ 2.8
沖積粘性土	2.50 ～ 2.75
洪積砂質土	2.6 ～ 2.8
洪積粘性土	2.50 ～ 2.75
泥炭（ピート）	1.4 ～ 2.3
黒ぼく	2.3 ～ 2.6

出典：「社団法人地盤工学会；土質試験の方法と解説…P.58」

(d)　自然含水比

表 5.2.15 に示されるように、本設計対象地域の地盤は、砂質土層（As、Ds）に比べて、粘性土層（Ac、Dc）の含水比が高い。Dc 層の含水比は、日本の地盤では表 5.2.16 に示す「洪積粘性土」の値を示す。一方、As 層および Ds 層の含水比は、表 5.2.16 に示す「まさ土」と同程度の値を示す。本調査地域の Ac 層の含水比は、表 5.2.16 に示す沖積粘性土に比べて低い。これは、Ac 層には砂分がやや多く含まれるためと考えられる。

表 5.2.15　自然含水比

Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds	GFw	GFf
AVERAGE	37.89	23.19	40.73	30.26	27.59	33.50
MAX	66.17	58.52	94.13	52.74	56.61	59.33
MIN	22.00	5.77	13.27	18.55	9.81	7.04
MODE	-	28.13	38.85	-	-	-
S_DEVIATION	13.89	10.29	13.05	9.34	11.47	13.62
data	14	59	174	14	25	35

出典：調査団

表 5.2.16　含水比の測定例（日本）

土　質　名	地　域	含水比（%）
沖積粘土	東　京	50 ～ 80
洪積粘土	東　京	30 ～ 60
関東ローム	関　東	80 ～ 150
まさ土	中　国	6 ～ 30
しらす	南九州	15 ～ 33
黒ぼく	九　州	30 ～ 270
泥炭	石　狩	110 ～ 1300

出典：「社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説 P.66」

(e)　細粒分含有率

粒度分析結果による細粒分含有率を表 5.2.17 に示す。Dc 層の細粒分含有率は、Ac 層に比べて大きい。このため、Dc 層の土粒子密度は、Ac 層よりも小さくなる。また、Ds 層の細粒分含有率は、As 層に比べて大きい。このため、Ds 層の含水比は、As 層に比べて大きくなる。

表 5.2.17　細粒分含有率

Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds
AVERAGE	73.21	24.12	81.35	39.47
MAX	97.00	62.00	100.00	96.00
MIN	46.00	0.00	16.00	15.00
MODE	82.00	14.00	96.00	96.00
S_DEVIATION	16.40	15.59	18.71	24.32
data	14	59	171	15

出典：調査団

(f)　液性限界・塑性限界

液性限界の平均値は、土層によって異なるが、塑性限界の平均値は 20%前後である。塑性指数および塑性図によれば、Dc 層は圧縮性の高い高塑性粘土と評価される。

表 5.2.18　液性限界・塑性限界

【液性限界】

Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds
AVERAGE	35.21	29.62	51.58	37.33
MAX	53.00	44.00	86.00	52.00
MIN	27.00	26.00	29.00	28.00
MODE	32.00	27.00	43.00	-
S_DEVIATION	8.18	5.16	12.18	8.33
data	14	13	167	6

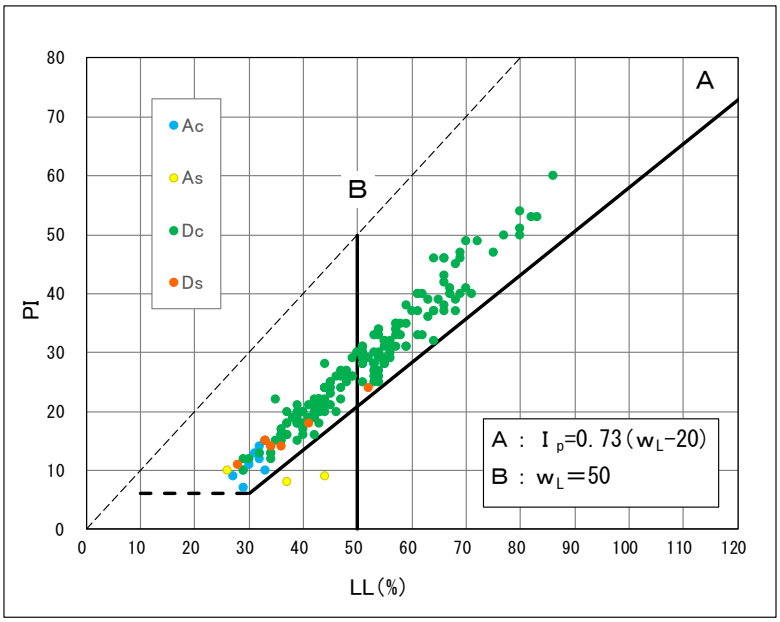
【塑性限界】

Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds
AVERAGE	20.29	18.92	23.07	21.33
MAX	25.00	22.00	32.00	28.00
MIN	18.00	16.00	13.00	17.00
MODE	20.00	18.00	23.00	-
S_DEVIATION	2.16	1.66	3.35	3.98
data	14	13	167	6

【塑性指数】

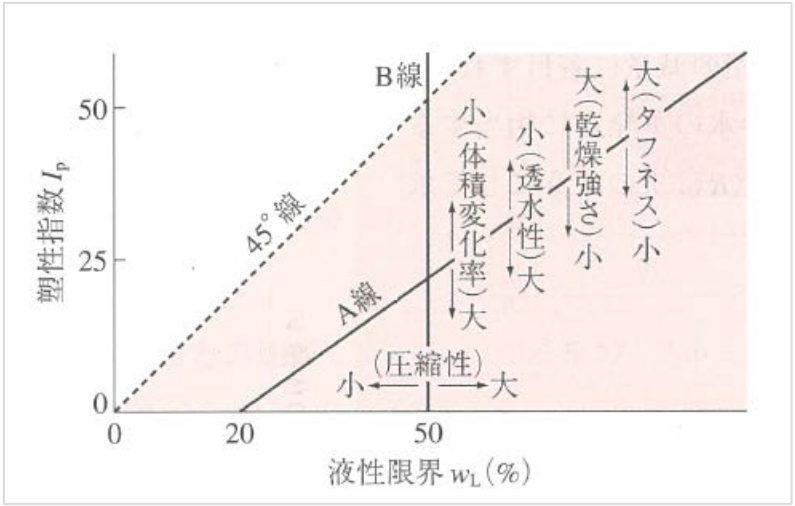
Simbol / Value type	Ac	As	Dc	Ds
AVERAGE	14.93	10.69	28.51	16.00
MAX	28.00	23.00	60.00	24.00
MIN	7.00	8.00	10.00	11.00
MODE	13.00	8.00	20.00	14.00
S_DEVIATION	6.82	4.25	10.25	4.52
data	14	13	167	6

出典：調査団



出典：調査団

図 5.2.25　塑性図



出典：「土質試験 基本と手引き P.45：地盤工学会」

図 5.2.26　塑性図による粘性土の力学的性質

(g)　土の一軸圧縮試験

Dc 層の軟質部（N≦4）を対象に、一軸圧縮試験を実施した。試験数が少ないものの、その平均値は 27 kPa であり、c=6×N (kPa)程度の値を示す。

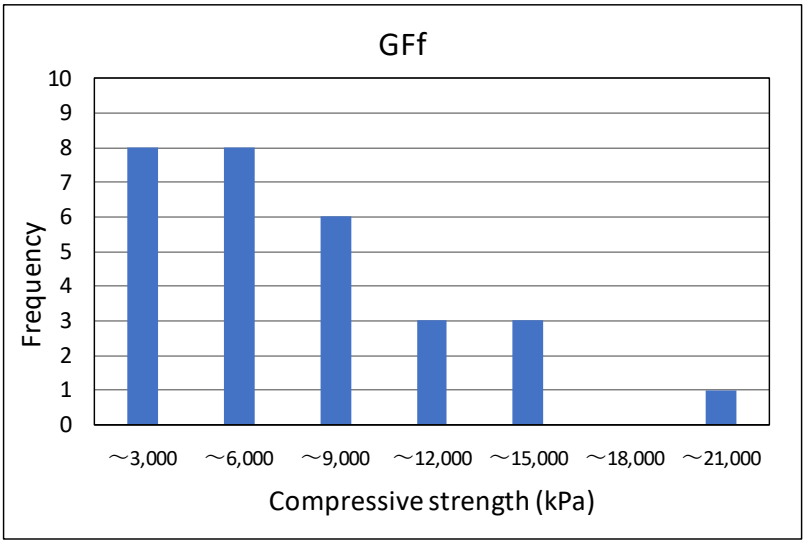
表 5.2.19　土の一軸圧縮強度（Dc 層）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)			Simbol	Wet density (g/cm^3)	Compressive strength (kPa)
BH-R03	uds-1	3.00	-	3.45	Dc	12.55	35
BH-R05	uds-1	2.00	-	2.45	Dc	14.52	19
	Average					13.54	27

出典：調査団

(h)　岩石の一軸圧縮試験

GFf を対象に、一軸圧縮試験（29 試料）を実施した。一軸圧縮強度は、平均値で 6,643 kPa であり、試験試料の湿潤密度は平均値で 17.16 kN/m^3 である（表 5.2.20、図 5.2.27）。



出典：調査団

図 5.2.27　岩石の一軸圧縮強度のヒストグラム

表 5.2.20　岩石の一軸圧縮試験結果（GFf）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Symbol	Wet Density (Kg/m3)	Compressive Strength (KPa)
BH-G01	cs-1	6.70-6.90	GFf	16,910	11,685
	cs-2	7.60-7.80	GFf	16,450	6,765
BH-G02	cs-2	3.20-3.40	GFf	18,110	5,933
	cs-4	4.30-4.31	GFf	16,200	2,982
BH-G03	cs-1	6.20-6.40	GFf	19,180	14,240
	cs-2	7.20-7.40	GFf	18,410	4,037
BH-G04	cs-1	7.00-7.20	GFf	18,730	11,807
	cs-2	8.40-8.60	GFf	19,940	12,282
BH-G05	cs-1	0.20-0.38	GFf	15,750	3,085
	cs-2	4.30-4.45	GFf	17,680	4,747
BH-G06	cs-2	2.40-2.60	GFf	16,500	2,112
	cs-5	4.10-4.30	GFf	18,950	6,882
BH-G07	cs-2	8.75-8.90	GFf	17,250	9,194
BH-L05	cs-1	7.60-7.72	GFf	16,770	3,204
	cs-2	8.20-8.34	GFf	17,600	2,017
BH-L06	cs-4	8.20-8.44	GFf	17,240	4,925
	cs-5	9.25-9.45	GFf	16,590	2,172
BH-L07	cs-2	8.27-8.50	GFf	15,300	3,790
BH-L11	cs-9	16.00-16.20	GFf	14,390	1,802
BH-R01	cs-1	0.33-0.50	GFf	17,900	7,393
	cs-5	4.00-4.15	GFf	18,340	19,461
BH-R02	cs-1	2.30-2.50	GFf	17,690	13,528
	cs-3	4.00-4.30	GFf	18,350	6,408
BH-R07	cs-1	6.27-6.40	GFf	18,300	1,246
	cs-2	7.23-7.42	GFf	16,500	475
	cs-3	8.00-8.20	GFf	15,560	8,449
BH-R09	cs-1	4.25-4.42	GFf	16,670	5,755
	cs-2	5.25-5.40	GFf	15,110	6,882
	cs-3	6.20-6.40	GFf	15,290	2,753
All	Maximum			19,940	19,461
	Minimum			14,390	475
	Average			17,160	6,643

出典：調査団

(i) 土の圧密試験

粘性土層（Ac 層、Dc 層）を対象として、圧密試験を実施した。一部の試料では、圧密降伏応力(Pc)と有効土被り圧(P_0)が $Pc/P_0 > 1$ を示し、やや過圧密状態にある。圧密指数（Cc）は、液性限界（LL）が高いほど大きくなる傾向が認められる。

表 5.2.21　土の圧密試験結果（その１）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Specific gravity (g/cm^3)	Precon Pressure Pc (kPa)	Effective overburden pressure★ P_0 (kPa)	Pc/P_0	Compression Index Cc
BH-L10	uds-1	7.00 - 7.45	Ac	41	25	16	2.63	58.86	112.69	0.52	0.50

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Specific gravity (g/cm^3)	Precon Pressure Pc (kPa)	Effective overburden pressure★ P_0 (kPa)	Pc/P_0	Compression Index Cc
BH-L01	uds-1	3.00 - 3.45	Dc	66	28	38	2.65	68.67	47.14	1.46	0.87
BH-L13	uds-1	8.00 - 8.45	Dc	54	20	34	2.67	88.29	128.29	0.69	0.46
BH-R03	uds-1	3.00 - 3.45	Dc	52	28	24	2.61	49.05	46.19	1.06	0.74
BH-R13	uds-2	15.00 - 15.45	Dc	43	21	22	2.60	196.20	237.48	0.83	0.47
Maximam				66	28	38	2.67	-	-	-	0.87
Minimam				43	20	22	2.60	-	-	-	0.46
Average				54	24	30	2.63	-	-	-	0.65

★Effective overburden pressure = (Wet unit wt) x (Sampling depth average)

出典：調査団

表 5.2.22　土の圧密試験結果（その２）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	Water content (%)		Wet unit wt (g/cm^3)		Void ratio (%)		Saturation (%)	
				Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
BH-L10	uds-1	7.00 - 7.45	Ac	53.67	26.14	1.59	1.98	1.42	0.68	99.28	101.39

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	Water content (%)		Wet unit wt (g/cm^3)		Void ratio (%)		Saturation (%)	
				Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
BH-L01	uds-1	3.00 - 3.45	Dc	73.61	30.08	1.49	1.92	1.97	0.80	99.18	100.19
BH-L13	uds-1	8.00 - 8.45	Dc	51.18	28.43	1.59	1.96	1.37	0.75	99.84	100.75
BH-R03	uds-1	3.00 - 3.45	Dc	71.81	30.76	1.46	1.91	1.89	0.79	99.12	101.98
BH-R13	uds-2	15.00 - 15.45	Dc	54.20	37.86	1.59	1.82	1.42	0.97	99.16	101.86
Maximam				73.61	37.86	1.59	1.96	1.97	0.97	99.84	101.98
Minimam				51.18	28.43	1.46	1.82	1.37	0.75	99.12	100.19
Average				62.60	32.24	1.53	1.90	1.67	0.84	99.38	101.16

出典：調査団

2)　地盤定数の提案

既往調査結果および今回の調査結果をもとに、表 5.2.23 に示す地盤定数を提案する。また、以下に、各定数の設定根拠を述べる。

表 5.2.23　地盤定数（マリキナ川河川改修・ＭＣＧＳ）

Geological Classification		Unit Weight of Wet Soil	Unit Weight of Submerged Soil	Angle of Internal Friction	Effective Cohesion	Reference
		γt	γw	ϕ	c	*Average N Value*
Name	Symbol	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(degree)	(kN/m^2)	-
Field Soil	F	18.0	8.0	30	0	15
Alluvial Sand	As	17.5	7.5	For River Structure N<9: 27 9 ≦ N: $15+\sqrt{15N}$ (Max 45) For MCGS $\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, +70)$	0	10
Diluvial Sand	Ds	19.0	9.0	N<9: 27 9 < N: $15+\sqrt{15N}$ (Max 45)	0	21
Alluvial Clay	Ac	15.5	5.5	0	N= 6 x N 4<N≦8: 25 8<N≦15: 50 15<N≦30: 100 30<N : 200	8
Diluvial Clay	Dc	18.0	8.0	0	N= 8 x N 4<N≦8: 50 8<N≦15: 100 15<N≦30: 180 30<N : 250	23
Guadalupe Formation	GFw	16.5	6.5	20	200	64
	GFf	17.0	7.0	30	For River Structure and MCGS Retaining Wall 1,000 For MCGS Main Body 3,500	122

出典：調査団

(a)　単位体積重量

今回の調査では、一軸圧縮試験および圧密試験において、Ac 層、N≦4 程度の Dc 層の単位体積重量が計測されているが、その数は少ない。このため、Phase 1 における設定値（表 5.2.25）、N 値および一般値（表 5.2.24）から未固結層の単位体積重量を設定した。一方、GFf については、29 試料の単位体積重量が計測されており、その結果をもとに設定した。

表 5.2.24　土の単位重量の例（日本）

地盤	土質	土の単位重量（tf/m³）	
		ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂および砂れき	1.8	2.0
	砂質土	1.7	1.9
	粘性土	1.4	1.8
盛土	砂および砂れき	2.0	
	砂質土	1.9	
	粘性土	1.8	

出典：（社）日本道路協会　道路橋示方書（Ⅰ共通編）・同解説〔平成 8 年〕

表 5.2.25　Phase 1 における地盤定数

Table 5-2　Properties of Soil

Geological Age		Recent	Holocene		Pleistocene			
Layer		F	Ac	As	Dc1	Dc2	GFw	GF
N-Value		0~31	0~5	0~11	5~28	15~29	30~	
Physical Properties	NMC (%)	19~73	37~75	17~38	26~82	25~77	17~55	5~37
	Liquid Limit (%)	43~71	45~72	-	46~84	44~89	45~78	-
	Plastic Limit (%)	19~25	20~26	-	21~26	21~33	21~30	-
	Plasticity Index (%)	22~49	35~50	-	22~60	20~60	17~52	-
	Gravel (%)	0~68	0~5	0~23	0~(76)	0~10	0~37	-
	Sand (%)	2~94	1~22	55~94	2~(54)	1~18	4~78	-
	Fines (%)	1~95	78~98	6~42	(5)~97	91~99	1~91	-
	Unit Weight (g/cm³)	1.80	1.49~1.82 1.55	1.75	1.76~1.9 1.80	1.80	1.65	1.65
Mechanical Properties	ϕ (degree)	25	0	25	0	0	40**	0
	qu (kgf/cm²)	0	0.53~1.60 0.9	-	1.47 1.5	2.5	7.5*	7~205 70
	Cu (kgf/cm²)	0	0.45	-	0.36~0.51 0.50	1.25	3.3*	35
	Pc (kgf/cm²)	0	1.25~1.70 1.5	-	2.14~2.50 2.0	4.2	11.0*	-
	Cc	0	0.35~0.50 0.5	-	0.26~0.52 0.5	0.5	0.4*	-

Note: *) Sandy Portion
**) Clayey Portion

出典：調査団

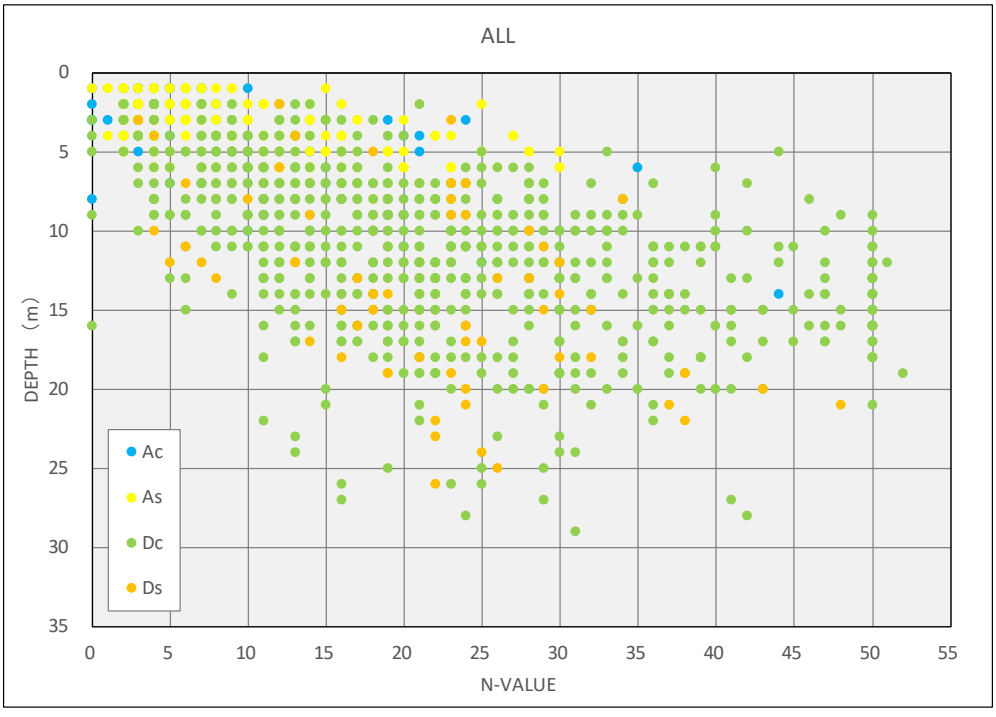
(b)　土の粘着力と内部摩擦角

砂質土はある程度細粒分を含み、粘性土はある程度砂分を含んでいるものの、基本的には砂質土の粘着力（c）はゼロ、粘性土の内部摩擦角（φ）はゼロとして地盤定数を設定した。また、下記の理由により、砂質土の内部摩擦角（φ）や粘性土の粘着力（c）については、表 5.2.23 に示すとおり、N 値をもとに設定した。

- 各土層の N 値のばらつきが大きい。
- N 値には深度に対する依存性が認められる（図 5.2.28）。
- As 層の内部摩擦角は、護岸の設計時には、マリキナ川の下流河道の設計時（フェーズ 1~3）と同じ物性値とし、MCGS 設計時は、N 値と有効上載圧を考慮して以下の式で用いることとした。

$$\phi = 4.8 \times \log N_1 + 21、\ N_1 = 170 \times N/(\sigma'_v + 70)$$ [1]

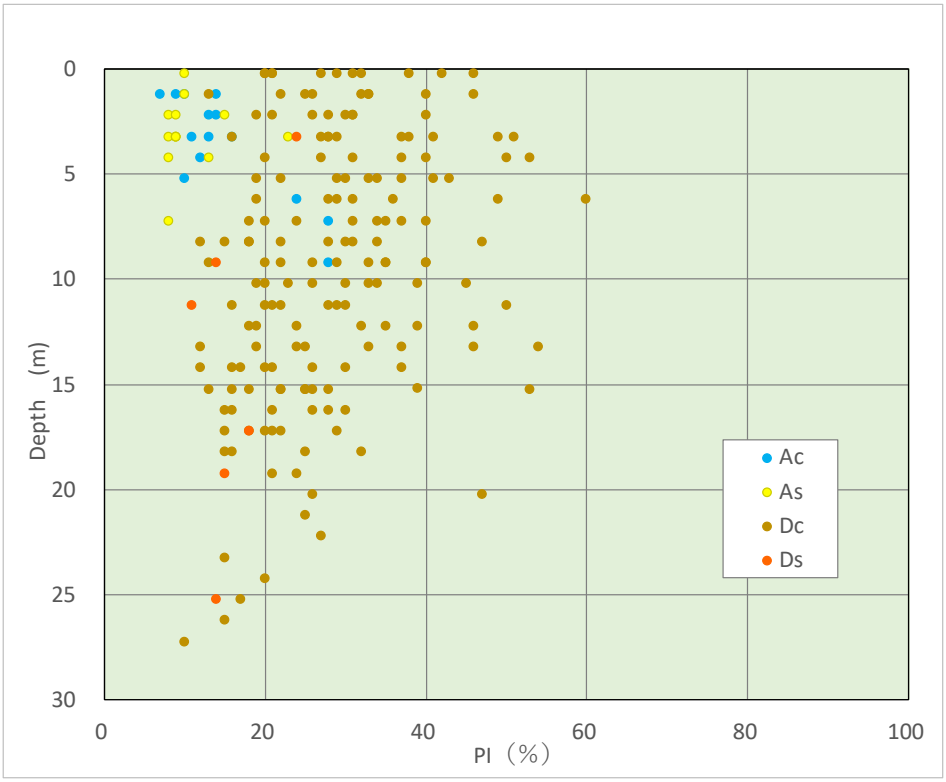
- Ac 層の粘着力は、qu＝12.5N：Terzaghi and Peck の関係式を利用する。さらに、一軸圧縮強度(qu)を実施した粘性土の粘着力(c)は、$c = {}^{q_u}/_{2}$式として、よって、c=6.25N と算定した。
- Dc 層は Ac 層に比べて平均値で 2 倍以上、塑性指数（PI）が高いため、c=8.35N（qu＝16.7N： Peck）をもとに設定した（図 5.2.29、図 5.2.30）。



出典：調査団

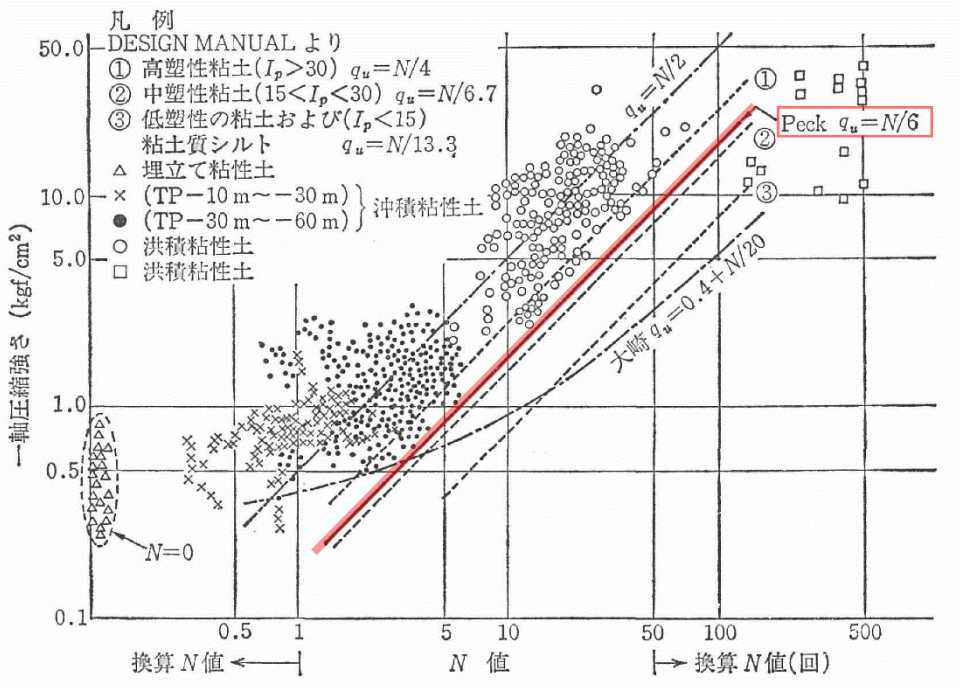
図 5.2.28　深度と N 値との関係

[1] 道路橋示方書・同解説　IV下部構造編　参考資料 2



出典：調査団

図 5.2.29　深度と PI との関係



出典：（公）土木工学会　設計における強度定数－C、φ、N 値〔1988 年〕

図 5.2.30　一軸圧縮強さ（qu）と N 値との関係

(c)　岩盤の粘着力と内部摩擦角

GFw および GFf については、表 5.2.26 に示す推定式を用いて、換算 N 値より強度（c、φ）を推定できる。ただし、GFf については、29 試料の一軸圧縮試験が実施されているため、その平均値（6,643 kPa）から、次式に示す圧縮強度（qu）とせん断強度（粘着力）との関係式を用いて、粘着力（c）を推定した。GFf の内部摩擦角（φ）については、ボーリングコアによる岩盤評価の結果をもとに、既往の一般値（図 5.2.31）から CL 級岩盤の下限値を採用した。

$Log(c)=0.9144\ log(qu)-0.6106$（kgf/cm^2）

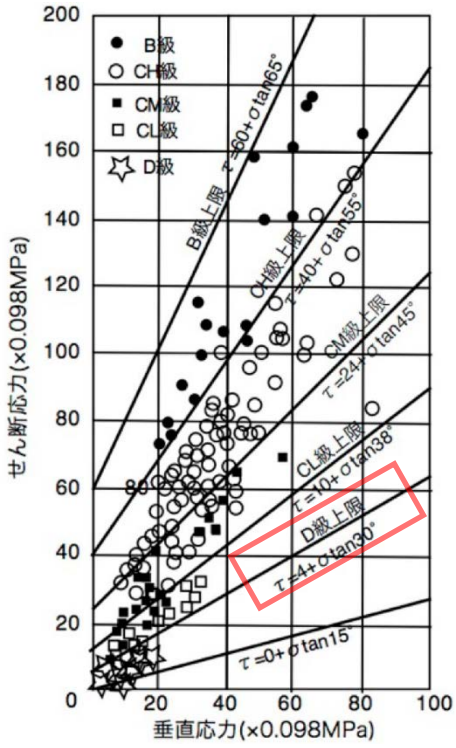
出典：圧縮強度と粘着力との相関式「岩盤分類とその適用　p50」土木工学社

なお、MCGS の本体に用いた物性値に関しては、ボーリングを集中的に実施されていることから、堰近傍のボーリングから設定された地盤定数を用いることとする。

表 5.2.26　換算 N 値による岩盤強度の推定

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備　　考
粘着力	換算N値と平均N値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
(kN/m^2)	標準偏差	0.218	0.384	0.464	Log軸上の値
せん断抵抗角	換算N値と平均N値の関係	5.10LogN＋29.3	6.82LogN＋21.5	0.888LogN＋19.3	Logの底は10
(度)	標準偏差	4.4	7.85	9.78	

出典：「東日本高速道路株式会社：設計要領、第二集、橋梁建設編P.4-11」



出典：「岩盤分類とその適用　p50」土木工学社

図 5.2.31　塊状岩盤における岩盤等級と原位置試験結果との関係

3)　岩盤への鋼矢板打設

マリキナ川沿いの岩盤の強度は、図 5.2.27 および表 5.2.20 に示すように 0.5 MPa (約 5 kgf/cm²)から 20 MPa（約 200 kgf/cm²）と同じ軟岩でありながら場所により大きく強度が変化する。さらに、図 5.2.12 に示すように、その深度は起伏に富んでいる。

本区間の設計は、限られた用地幅で出来るだけ多くの河積を確保するため、低水路は自立式鋼矢板護岸が採用されている。一般的に自立式鋼矢板の設計は、無限長の杭として Chang の式による変位と必要根入れの算出によって設計される。

この時、今回鋼矢板打設工法として採用が期待されるウォータージェット＋バイブロハンマー工法は、ある程度の硬質な地盤にも打設が可能であるが、その限界は、3~4 MPa (30~40 kgf/cm²) と言われている。よって、ボーリング結果によれば、ウォータージェット＋バイブロハンマー工法では鋼矢板護岸の打設が不可能な区間が出てくることが想定される。

一方、ウォータージェット＋バイブロハンマー工法で打設できないような基礎を持つ区間の鋼矢板護岸は、無限長の杭による設計ではなく、硬質な地盤に下端を支えられた有限長の杭として設計することが経済的である。しかしながら、上述したように岩盤の硬さおよびその深度が大きく異なることから、設計時は、Chang の式による根入れ長が長い設計長の鋼矢板をウォータージェット＋バイブロハンマーで打設することで鋼矢板数量および打設長を設定し、実際の施工時には、今回のボーリング箇所の軟岩深度が浅い区間を中心にさらに密なボーリングを行い、各区間の軟岩層の深度およびその強度を確認しつつ、必要に応じて設計変更を行っていくのが望ましい。

(2)　Cainta 水門、Taytay 樋門

1)　土質試験結果

Cainta 水門、Taytay 樋門箇所で実施したボーリングでは、下記の室内土質試験を実施した。試験に使用した試料は、標準貫入試験時に採取された攪乱試料および shelby tube により採取した不攪乱試料である。試験項目および数量を表 5.2.27 に示す。また、土質試験結果総括表を、表 5.2.28 に示す。

表 5.2.27　試験数量一覧表（Cainta・Taytay）

Hole No.	Depth (m)	SPT	UDS	Classification	Specific gravity	Moisture Content	Particle Size	Particle Size	Attenberg	Soil Unconfined	Rock Strength	Consolidation
		ASTM D1586		ASTM D2487	ASTM D854	ASTM D2216	ASTM D422	ASTM E100	ASTM D4318	ASTM D2166	ASTM D2938	ASTM D2435
DD-BH-T01	15.00	9	1	10	4	9	10	0	3	1	0	1
DD-BH-T02	40.32	39	1	21	0	20	21	0	10	0	0	0
DD-BH-C01	38.45	35	3	18	2	16	18	2	16	1	0	1
DD-BH-C02	35.45	34	1	16	0	15	16	3	13	1	0	1
DD-BH-C03	38.15	37	2	2	0	18	2	4	17	0	0	0
Total	167.37	154	8	67	6	78	67	9	59	3	0	3

出典：調査団

表 5.2.28　土質試験結果総括表（Cainta・Taytay）

Geological age		Holocene				Pleistocene	
Layer		As2	As1	Ac2	Ac1	Ds1	Dc1
N value		19.8	28.9	5.5	12.9	50.0	22.1
		0.0 - 23.0	0.0 - 50.0	0.0 - 17.0	0.0 - 50.0	0.0 - 50.0	0.0 - 50.0
Physical Properties	Specific gravity	2.64	2.68	2.61	2.60	-	2.67
	(g/cm^3)	2.60 - 2.67	2.66 - 2.70	2.58 - 2.65	2.60 - 2.60	-	2.67 - 2.67
	NMC(%)	25.2	27.0	56.9	49.3	35.3	43.1
		13.8 - 79.2	18.7 - 34.9	41.4 - 66.9	31.9 - 76.4	24.1 - 58.4	23.6 - 69.5
	Liquid Limit	59.0	42.0	40.2	59.8	52.0	58.6
	(%)	59.0 - 59.0	42.0 - 42.0	36.0 - 47.0	34.0 - 103.0	38.0 - 67.0	34.0 - 91.0
	Plastic Limit	23.0	19.0	23.0	24.7	23.0	24.5
	(%)	29.0 - 29.0	19.0 - 19.0	21.0 - 24.0	19.0 - 36.0	19.0 - 27.0	18.0 - 35.0
	Plasticity Index	30.0	23.0	17.2	35.1	29.0	34.0
	(%)	30.0 - 30.0	23.0 - 23.0	13.0 - 23.0	15.0 - 67.0	16.0 - 40.0	15.0 - 64.0
	Unit weight	-	-	-	1.59	-	-
	$\gamma w\ (g/cm^3)$	-	-	-	1.49 - 1.69	-	-
Mechanical Properties	qu	-	-	-	38.5	-	-
	(kN/m^2)	-	-	-	28.0 - 49.0	-	-
	Pc	-	-	-	94.83	-	-
	(kg/cm^2)	-	-	-	68.7 - 117.7	-	-
	Cc	-	-	-	0.80	-	-
		-	-	-	0.42 - 1.17	-	-

出典：調査団

以下にそれぞれの土質試験結果について述べる。

(a)　標準貫入試験

標準貫入試験結果を表 5.2.29 に示す。これらの未固結層について、換算 N 値は求めず、N=50 を上限値とした。Ac2 層および As2 層以外は、N 値のばらつきは大きいが、平均値で見ると、Ac1 層および Ac2 層、As1 層および As2 層に比べて、Dc1 層および Ds1 層の N 値は 2 倍程度以上大きい。

表 5.2.29　標準貫入試験結果（Cainta・Taytay）

Simbol / N-value	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	12.9	5.5	28.9	19.8	22.1	50.0
MAX	50.0	17.0	50.0	23.0	50.0	50.0
MIN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MODE	2.0	2.0	25.0	22.0	19.0	50.0
S_DEVIATION	11.4	6.4	12.7	5.7	10.5	0.0
Data	32	17	5	13	67	9

出典：調査団

(b)　不攪乱試料の採取

Cainta・Taytay サイトでは、合計 8 か所で shelby tube での不攪乱試料の採取を試みたが、1 か所で試料が脱落、また 4 か所では採取試料が少ないため物理試験のみを実施、力学試験実施は３試料のみであった。

(c)　土粒子の密度、岩石の密度試験

いずれの土層の土粒子密度も、一般的な沖積粘性土、沖積砂質土および洪積粘性土の範囲の値を示す。Dc1 層の土粒子密度が比較的大きいことから、Dc1 層にはやや砂分を含むと考えられる。

表 5.2.30　土粒子の密度

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	2.60	2.61	2.68	2.64	2.67	-
MAX	2.60	2.65	2.70	2.67	2.67	-
MIN	2.60	2.58	2.66	2.60	2.67	-
Data	1	2	2	3	1	0

出典：調査団

(d)　自然含水比

いずれの土層の自然含水比も、一般的な沖積粘性土、洪積粘性土の範囲の値を示す。

表 5.2.31　自然含水比

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	49.26	56.90	27.05	25.19	43.13	35.34
MAX	76.41	66.92	34.86	79.24	69.48	58.43
MIN	31.86	41.38	18.66	13.84	23.56	24.09
MODE	-	64.92	-	-	-	-
S_DEVIATION	12.72	11.71	7.45	17.41	11.97	14.61
data	22	6	5	12	34	5

出典：調査団

(e)　細粒分含有率

いずれの土層も、粘性土および砂質土の特徴を示すが、As2 層については細粒分含有率のばらつきが大きく、一部に粘性土を含む。一方、Ac2 層の細粒分含有率が大きく、砂分をほとんど含まない。

表 5.2.32　細粒分含有率

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	78.80	91.50	22.20	16.33	81.94	41.60
MAX	98.00	98.00	37.00	93.00	99.00	52.00
MIN	53.00	85.00	13.00	3.00	30.00	26.00
MODE	78.00	-	-	6.00	94.00	-
S_DEVIATION	12.34	4.76	9.04	25.16	17.26	10.01
data	20	6	5	12	34	5

出典：調査団

(f)　液性限界・塑性限界

液性限界の平均値は、土層によって異なるが、塑性限界の平均値は 20%前後である。塑性指数および塑性図によれば、Ac1 層および Dc1 層は圧縮性の高い高塑性粘土と評価される。

表 5.2.33　液性限界・塑性限界

【LL（%）】

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	59.78	40.17	42.00	59.00	58.56	52.00
MAX	103.00	47.00	42.00	59.00	91.00	67.00
MIN	34.00	36.00	42.00	59.00	34.00	38.00
MODE	44.00	36.00	-	-	72.00	-
S_DEVIATION	18.69	4.62	-	-	14.48	11.14
data	23	6	1	1	34	5

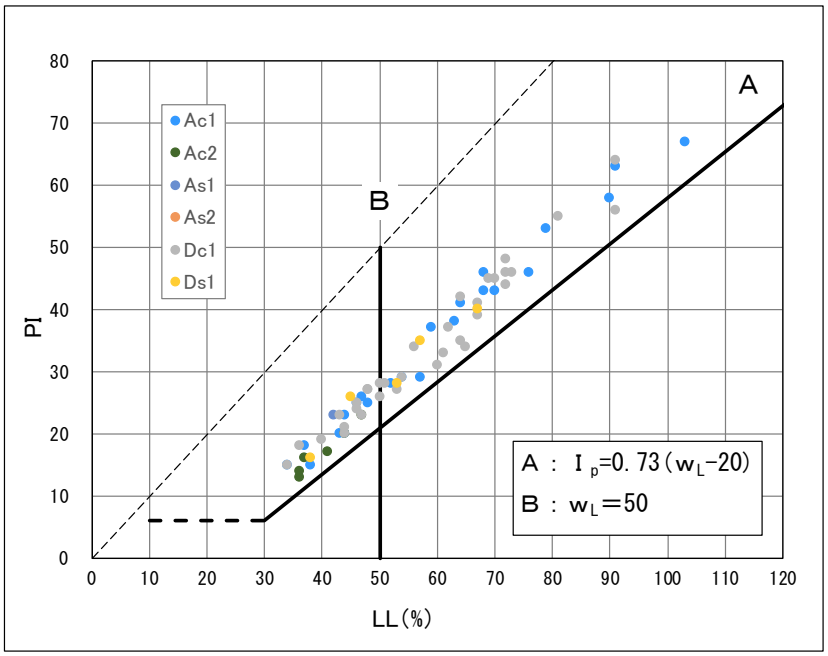
【PL（%）】

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	24.65	23.00	19.00	29.00	24.53	23.00
MAX	36.00	24.00	19.00	29.00	35.00	27.00
MIN	19.00	21.00	19.00	29.00	18.00	19.00
MODE	23.00	24.00	-	-	24.00	22.00
S_DEVIATION	4.11	1.26	-	-	3.49	3.08
data	23	6	1	1	34	5

【PI（%）】

Simbol / Value type	Ac1	Ac2	As1	As2	Dc1	Ds1
AVERAGE	35.13	17.17	23.00	30.00	33.97	29.00
MAX	67.00	23.00	23.00	30.00	64.00	40.00
MIN	15.00	13.00	23.00	30.00	15.00	16.00
MODE	29.00	-	-	-	27.00	-
S_DEVIATION	15.32	3.76	-	-	11.99	9.17
data	23	6	1	1	34	5

出典：調査団



出典：調査団

図 5.2.32　塑性図（Cainta・Taytay）

(g)　土の一軸圧縮試験

Ac1 層では、3 箇所で試料が採取され、一軸圧縮強度試験が実施されている。DD-BH-T01 孔の N＞50 となる区間から採取された試料（cs-2）では、岩盤並みの一軸圧縮強度が得られているが、当該孔より 4.6m 離れた同深度の区間では、N 値 11～23 程の粘性土層が確認されている。このため、上記の値を棄却して求めた平均値 38.50 kN/m^2 を Ac1 層の一軸圧縮強度と評価した。

表 5.2.34　土の一軸圧縮強度（Ac1 層）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)			Simbol	Wet Density (g/cm^3)	Compressive Strength (kPa)
BH-T01	cs-2	11.80	-	12.00	Ac1	17.65	5,102.50
BH-C01	uds-3	12.30	-	12.45	Ac1	16.57	48.96
BH-C02	uds-1	11.20	-	11.30	Ac1	15.77	28.05
	Average					16.66	38.50

出典：調査団

(h)　土の圧密試験

Ac1 層を対象として、圧密試験を実施した。いずれの試料も正規圧密状態を示し、圧密指数（Cc）は、液性限界（LL）が高いほど、大きくなる傾向が認められる。

表 5.2.35　土の圧密試験結果（その１）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Specific gravity (g/cm^3)	Precon Pressure Pc (kPa)	Effective overburden pressure★ P_0 (kPa)	Pc/P_0	Compression Index Cc
BH-T01	uds-1	8.00 - 8.45	Ac1	59	29	30	2.60	98.10	120.22	0.82	1.17
BH-C01	uds-3	12.0 - 12.5	Ac1	90	32	58	2.67	117.72	189.49	0.62	0.80
BH-C02	uds-1	11.0 - 11.5	Ac1	44	24	20	2.64	68.67	186.10	0.37	0.42
	Average			64	28	36	2.64	-	-	-	0.80

★Effective overburden pressure = (Wet unit wt) x (Sampling depth average)

出典：調査団

表 5.2.36　土の圧密試験結果（その２）

Borehole No.	Sample No.	Sampling Depth (m)	Simbol	Water content (%)		Wet unit wt (g/cc)		Void ratio (%)		Saturation (%)	
				Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
BH-T01	uds-1	8.00 - 8.45	Ac1	79.24	40.88	1.49	1.79	2.11	1.05	97.43	101.46
BH-C01	uds-3	12.0 - 12.5	Ac1	68.68	34.84	1.58	1.87	1.85	0.92	99.19	101.13
BH-C02	uds-1	11.0 - 11.5	Ac1	51.96	28.84	1.69	1.94	1.38	0.75	99.54	100.96
	Average			66.63	34.85	1.59	1.87	1.78	0.91	98.72	27.24

出典：調査団

2)　地盤定数の提案（Cainta・Taytay）

今回の調査結果から表 5.2.37 に示す地盤定数を提案する。Cainta 水門、Taytay 樋門については、護岸のような連続した線状構造物ではないため、各ボーリングにおける N 値から当該箇所の地盤定数を個別に設定することが適当と考えられる。地盤定数の詳細については、第 6 章に記述している。

以下に、各定数の設定根拠を述べる。

表 5.2.37　地盤定数（Cainta・Taytay）

Geological Classification		Unit Weight of Wet Soil	Unit Weight of Submerged Soil	Angle of Internal Friction	Effective Cohesion	Reference
		γt	γw	ϕ	c	*Average N Value*
Name	Symbol	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(degree)	(kN/m^2)	-
Field Soil	F	18.0	8.0	30	0	15
Alluvial Sand	As2	17.0 – 20.0	7.0 – 10.0	25 – 38 $\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, + 70)$	0	20
	As1	20.0 – 21.0	10.0 – 11.0	33 – 39 $\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, + 70)$	0	29
Diluvial Sand	Ds1	19.0 – 21.0	9.0 – 11.0	40	0	50
Alluvial Clay	Ac2	15.0 – 18.0	5.0 – 8.0	0	N =1, 2 : 14 N=3 : 24 N ≧ 4 : 130 – 200	6
	Ac1	15.0 – 18.0	5.0 – 8.0	0	N =1~2 : 14 N=3 : 24 N ≧ 4 100 – 250	13
Diluvial Clay	Dc1	18.0 - 19.0	8.0 – 9.0	0	220 – 620	22

出典：調査団

(a)　単位体積重量

今回の調査では、一軸圧縮試験および圧密試験において、Ac1 層での単位体積重量が測定されているが、他の地層での測定値はない。このため Phase 1 における設定値（表 5.2.25）、N 値および一般値（表 5.2.24）などから未固結層の単位体積重量を設定した。

表 5.2.38　設計時に用いる土質定数の例

種類		状態		湿潤密度 (kN/m3)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m2)	地盤工学会基準[注2)]
盛土	礫および礫混じり砂	締固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの		19	25	30以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの		18	15	50以下	{M}，{C}
	関東ローム	締固めたもの		14	20	10以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫混じり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30以下	{SF}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		18	25	50以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)		17	20	30以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入)		16	15	15以下	
	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		17	20	50以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)		16	15	30以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入[注1)]		14	10	15以下	
	関東ローム			14	5(φu)	30	{V}

注1)；N値の目安は次のとおりである。
固いもの（N＝8～15）、やや軟らかいもの（N＝4～8）、軟らかいもの（N＝2～4）
注2)；地盤工学会基準の記号はおおよその目安である。

出典：「道路土工　盛土工指針　H22.4」

(b)　土の粘着力と内部摩擦角

基本的には砂質土の粘着力（ｃ）はゼロ、粘性土の内部摩擦角（φ）はゼロとして、地盤定数を以下のとおり設定した。

砂質土：N 値と有効上載圧をパラメータとする次式により推定。ただし、最下部の N>50 の Ds1 層については、φ＝40° を設定。

$$\phi = 4.8 \times \ln N_1 + 21 \quad (N>5),\quad N_1 = 170 \times N / (\sigma'_v + 70),\quad \sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

ここに、

σ'_v：有効上載圧(kN/m^2)で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1　：有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が σ'_v <50 kN/m^2 である場合には、σ'_v＝50 kN/m^2 として算出。

N　：標準貫入試験から得られる N 値

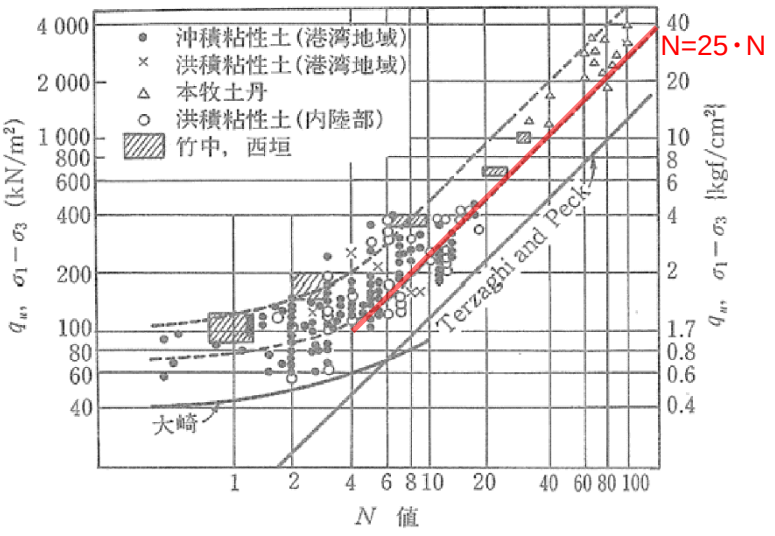
γ_{t1}：地下水面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

γ'_{t2}：地下水面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

x　：地表面からの深さ（m）

h_w　：地下水位の深さ（m）

粘性土：一軸圧縮試験結果が得られている N＝1、2 については、c=14 kN/m^2、N＝3 については c =24 kN/m^2 と設定。それ以外の N>4 については、N 軟弱地盤対策工指針に示す N 値と qu の関係より推定した。



q_uと N 値との関係（奥村[16]に加筆修正）

出典：「道路土工　軟弱地盤対策工指針　H24.8」

図 5.2.33　qu と N 値との関係

(3)　地盤定数の総括

マリキナ川河川改修調査・MCGS と、Cainta・Taytay における地盤定数は、表 5.2.39 に示すとおりである。線状構造物に対してボーリング調査の密度が限られるマリキナ川堤防護岸と、水制施設設置位置で調査を実施した MCGS、Cainta 水門、Taytay 樋門とでは、提案される土質の単位体積重量は同程度であるが、粘性土の粘着力および砂質土の内部摩擦角については、下記の通り推定方法が異なる。

粘性土の粘着力：堤防護岸については、今回および既往の調査結果を踏まえて、整備済みの区間において採用されている設定方法（Terzaghi・Peck 式に近い）を採用した。水制施設については、既往の経験式（c=25*N）により推定した（図 5.2.33 参照）。

砂質土の内部摩擦角：堤防護岸については、今回および既往の調査結果を踏まえて、整備済みの区間において使用している推定式（$\phi=\sqrt{15*N+15}$）を採用し、水制施設については、より新しい推定式を採用した。後者は N 値に対する上載荷重の影響を考慮した推定式である。

表 5.2.39　地盤定数（総括）

Structure	Geological Classification		Unit Weight of Wet Soil	Unit Weight of Submerged Soil	Angle of Internal Friction	Effective Cohesion	Reference
			γt	γw	ϕ	c	*Average N Value*
Name	Name	Symbol	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(degree)	(kN/m^2)	-
	Field Soil	F	18.0	8.0	30	0	15
River Structure	Alluvial Sand	As	17.5	7.5	N<9: 27 9 ≦ N: $15+\sqrt{15N}$ (Max 45)	0	10
	Diluvial Sand	Ds	19.0	9.0	N<9: 27 9 < N: $15+\sqrt{15N}$ (Max 45)	0	21
	Alluvial Clay	Ac	15.5	5.5	0	N= 6 x N 4<N≦8: 25 8<N≦15: 50 15<N≦30: 100 30<N : 200	8
	Diluvial Clay	Dc	18.0	8.0	0	N= 8 x N 4<N≦8: 50 8<N≦15: 100 15<N≦30: 180 30<N : 250	23
	Guadalupe Formation	GFw	16.5	6.5	20	200	64
		GFf	17.0	7.0	30	1,000	
MCGS	Alluvial Sand	As	17.5	7.5	$\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, +70)$	0	10
	Guadalupe Formation	GFf	17.0	7.0	30	For Retaining Wall 1,000 For Main Body 3,500	122
Cainta and Taytay	Field Soil	F	18.0	8.0	30	0	15
	Alluvial Sand	As2	17.0 – 20.0	7.0 – 10.0	25 – 38 $\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, +70)$	0	20
		As1	20.0 – 21.0	10.0 – 11.0	33 – 39 $\emptyset = 4.8 \times \log N_0$ $N_1 = 170\ x\ N/(\delta, +70)$	0	29
	Diluvial Sand	Ds1	19.0 – 21.0	9.0 – 11.0	40	0	50
	Alluvial Clay	Ac2	15.0 – 18.0	5.0 – 8.0	0	N =1, 2 : 14 N=3 : 24 N ≧ 4 : 130 – 200	6
		Ac1	15.0 – 18.0	5.0 – 8.0	0	N = 1~2 : 14 N= 3 : 24 N ≧ 4 100 – 250	13
	Diluvial Clay	Dc1	18.0 - 19.0	8.0 – 9.0	0	220 – 620	22

出典：調査団

5.2.4　地質調査別添資料

以下の資料を本報告書の巻末資料として示す。

表 5.2.40　地質調査巻末資料リスト

番号	資料名	備考
5-1.	ボーリング調査位置図	
5-2.	地質断面図	
5-3.	柱状図	
5-3-1.	柱状図（本詳細設計実施分）	
5-3-2.	柱状図（本詳細設計実施分コア写真入り）	
5-3-3.	柱状図（フェーズI実施分）	
5-4.	ボーリングN値表	
5-4-1.	ボーリングN値表（本詳細設計実施分）	
5-4-2.	ボーリングN値表（フェーズI実施分）	
5-5.	現場写真	

出典：調査団