3-2-2-7 ベモス浄水場下部配水池および弁室の改修計画

3-2-2-7-1 ベモス浄水場からの配水計画

(1) 配水区域

ディリ市水道の給水区域は図 3-2.9 に示すように Zone 1-10 に区分されており、ベモス浄水場の配水区域は Zone 3 である。またベモス導水管の終端はディリ中央浄水場への流入となっておりここから Zone 4 に配水される。

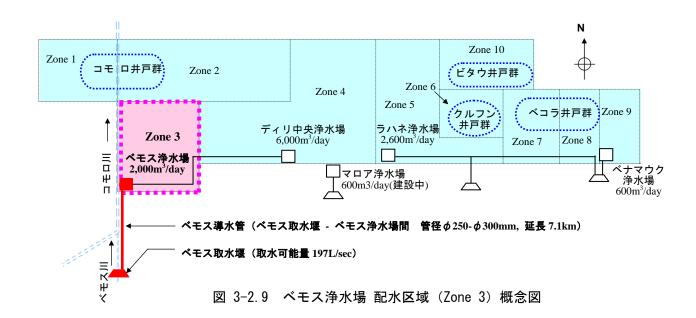
(2) 配水量

「東ティ」国では、2015年までに都市の人口 80%に対する安全で十分な水道水を供給することを目標として掲げている(The State of the Timor-Leste Economy, March 2006)。人口増加率・水道普及率・水使用原単位・その他用途水使用量・有効率・負荷率・時間係数から水需要量を算定すると以下のような値となり、これによりベモス浄水場の計画一日最大給水量を 2,000m³/day とする。

項	1	2006年	2015年
配水区域		Zone3	Zone3
配水区域内人口	1)	5,730 人(1)	8,889 人(2)
人口増加率		5.0%(3)	5.0%(3)
給水普及率	2	87% ⁽⁴⁾	90% ⁽⁵⁾
給水人口	3=1)×2	4,985 人(6)	8,000 人
水使用量原単位	4	85 lpcd ⁽⁷⁾	95 lpcd ⁽⁸⁾
家庭用水使用量	5=3×4	424 m³/day	760 m ³ /day
その他用途水使用量	6	127 m ³ /day ⁽⁹⁾	304 m ³ /day ⁽¹⁰⁾
小計	7=5+6	551 m³/day	$1,064 \text{ m}^3/\text{day}$
有効率	8	36%(11)	65% ⁽¹²⁾
日平均水需要量	9=7÷8	1,531 m ³ /day	$1,637 \text{ m}^3/\text{day}$
負荷率	10	83% ⁽¹³⁾	83% ⁽¹³⁾
日最大水需要量	(1)=9÷(1)	1,845 m ³ /day	1,972 m ³ /day
時間係数	12	1.5 ⁽¹⁴⁾	1.5 ⁽¹⁴⁾
時間最大配水量	$11\div24$ hr $\times12$	115 m ³ /h	123 m ³ /h

表 3-2.22 ベモス浄水場の計画配水量

- (1) (4): Project Preparation Technical Assistance: Dili Urban Water Supply Project, September 2007, ADB TA 4646-TIM
- (2): 人口増加率を 5.0% として計算 (3): Sector Investment Plan, 1996 (4): 非登録給水栓の給水を含む。
- (5) (12): ADB プロジェクトほかによるディリ市内の給配水管整備が進められた後の推定値
- (6)(11)(13): 東ティモール国水道局人材育成プロジェクト事前調査
- (7) (8): 2004 年の水使用量 80 lpcd (Annual Action Plan)からの推定値
- (9): 家庭用水使用水量の30%として算定 (10): 同左、40%として算定 (14): 人口規模からの推定値



(3) 給水圧・給水水質

ベモス浄水場下部配水池からの配水方式は、配水区域であるディリ市内 Zone 3 の標高差や地形を考慮して自然流下式とする。 Zone 3 では給配水管からの漏水が多く給水圧が不足気味である。 水道使用量が減少する夜間は無効水量が相対的に増えるため、現在は夜間の配水を停止しており、 給配水管が整備されるまでは現況どおり午前6時半から午後10時までの15.5時間の給水とする。

給水水質については DNSAS Technical Guideline No.4: Water Quality により WHO の飲料水水質ガイドラインが準用されることになっており、 DNSAS ディリ水道衛生部水質分析課の検査室で実際に計測されている項目(全蒸発残留物・濁度・硝酸性窒素・亜硝酸性窒素・鉄・フッ素・マンガン・大腸菌群)については WHO の基準値を満たすこととする。

表 3-2.23 ベモス浄水場からの配水の水質目標値 (WHO 飲料水水質ガイドライン値)

TDS	濁度	NO ₃	NO ₂	Fe	F	Mn	E.Coli
1,000mg/L	5NTU	50mg/L	3mg/L	0.3mg/L	1.5mg/L	0.4mg/L	不検出

3-2-2-7-2 ベモス浄水場配水池の改修範囲の検討

(1) 改修対象とする構造物

ベモス浄水場の敷地内には上部配水池と下部配水池の2基の配水池がありそれぞれ流出側には 弁室が付属している。ベモス浄水場内の配水池の状況を表 3-2.24 に示す。上部配水池および弁室 は現在使用されており、漏水が見られないことから、改修対象とはせずに継続利用する。下部配 水池および弁室は現在使用されているものの劣化が著しく、部材の変形やコンクリートの剥離が 生じており、構造物として将来にわたり安全であるとはいえない。下部配水池の壁からは漏水が みられるほか、弁室の天井は崩落の危険があることから、配水池水槽と付属する弁室建屋を更新 するものとする。水道施設更新指針に基づく下部配水池および弁室の更新に関する評価を表 3-2.25 に示す。

表 3-2.24 ベモス浄水場内の配水池の状況

	上部配水池	上部配水池弁室	下部配水池	下部配水池弁室
系統	着水井より原水流入	下部配水池へ流出	濾過池より処理水流入	ディリ市内へ配水
構造	地上式	地上上屋+地下室	掘込式 (頂版は地表)	掘込地内に地上置
容量	$1,000 \text{ m}^3$	_	500 m^3	_
築造年	1993年	1993年	1982 年	1982年
劣化	漏水補修履歴有、軽	問題となる変状は	壁の変形、亀裂	天井のコンクリー
状況	微なひび割れがある	認められない	頂版下側・柱・梁のコン	ト剥落
(目視)	が使用に支障なし		クリート剥落、鉄筋の	鉄筋の露出・折損
			露出	梁に深い亀裂
水密性	漏水なし		壁からの漏水あり	_
所見	継続利用可能	継続利用可能	更新が必要	更新が必要

表 3-2.25 ベモス浄水場下部配水池および弁室の物理的評価

	配水池壁	配水池頂版	弁室	
経年変化	築造から26年経過しており	頂版裏側のコンクリートが	コンクリートが広く剥落、	
	漏水補修跡が各所にある	剥落し鉄筋が露出・発錆し	また深い亀裂により鉄筋が	
	基準面から 4-7cm の変形・	ている箇所が配水池内に多	露出・発錆して鉄筋断面が	
	2-6mm 幅の亀裂が見られる	数みられる	欠損している箇所がある	
中性化度	中性試験の結果	中性試験の結果	中性試験の結果	
	外側は表面から 1cm 以上中	表面から 6cm 以上中性化が	表面から 6cm 以上中性化が	
	性化が進行している	進行し、鉄筋に達している	進行し、鉄筋に達している	
圧縮強度	シュミットハンマーを用いた	コンクリート圧縮強度試験の約	の結果	
	最小値は 18N/mm ² 未満であり)コンクリート構造物として耐	久性が低下している	
漏水	湛水試験の結果	天井からの雨漏りや場内排	湛水試験時に配水池と共有	
	1 時間に 2cm の水位が低下	水の染込みは観測されない	している壁から漏水あり	
構造物の 総合評価*	早急に更新の必要性がある	早急に更新の必要性がある	早急に更新の必要性がある	
AS THE IM				

注: 水道施設更新指針の土木構造物の総合物理的評価手法による評価(2-1-4-4(2)参照)。

3-2-2-7-3 下部配水池の配置・構造

(1) 下部配水池の建設位置

べモス浄水場は急傾斜地に切土整形されており、既設下部配水池は天井が露出した掘込構造である。既設弁室は下部配水池の北側に設けられて周囲は開削され、切土面の下段はコンクリート擁壁、中段および上段は練石積で土留めされている。下部配水池の東側には上部配水池が、また南側には浄水ユニットがそれぞれ近接している。新設配水池を近くに移設する場合には、周辺は傾斜地であり、整形を行うには大規模な工事を必要とするほか、濾過池および薬液注入設備との接続が困難になる。従って、浄水場の敷地内には現在の下部配水池位置以外に改修配水池の建設に適する場所はなく、老朽化した下部配水池を取り壊し現位置に下部配水池を建設する計画とする。

(2) 下部配水池の基礎地盤

山側の上部配水池沿いには片麻岩の露頭があり、岩質は硬質であるが水平に剥離しやすい。既設の下部配水池は旧地盤から掘り下げられた岩および礫質土の基礎上にあり、既設底版コンクリートからは地盤沈下の状況は見られない。現況の下部配水池の基礎地盤であれば改修配水池の基礎としても十分である。

(3) 施工条件

下部配水池の東側(山側、A-A:図 3-2.11 参照)には上部配水池から連続する法面があり、南側は浄水施設(B-B:図 3-2.11 参照)が接近しているため、既存の下部配水池の取り壊しに伴い、掘削面の土留めが必要となる。配水池の変状調査から判断すると、水平方向の荷重を支えていた天井頂版を撤去した場合、側壁のみでは荷重に対する強度は不十分であると考えられ、背面からの土圧を支える仮設備が必要となる。既設配水池の側壁を受圧版として現況のまま残し、地山にアンカーを設置して水平土圧に対抗させ、また側壁基部での支点を考慮して配水池底版も合わせて残すこととする。すなわち、新設配水池は山側および浄水装置側の既設配水池の側壁内側および既設配水池底版の上に設けるものとする。これは既設コンクリートの取壊しおよび産業廃棄物の減量の点からも有利である。

(4) 下部配水池の形状・構造・規模

① 下部配水池の形状・構造

本計画は改修事業であることから、下部配水池の有効容量は現況と同じく 500m³とする。これはベモス浄水場の計画一日最大給水量の 6 時間分に相当する。既設下部配水池が長方形であり、同位置に建設すること、また構造物の規模から円形配水池と比較して施工性が良いことから、新設配水池は鉄筋コンクリート・ボックス構造の長方形とし、既設と同様に掘込式とする。新設配水池内部は清掃や点検を容易にするために、既設と同じく中央に隔壁を設けて 2 等分し、各室の内部には偏流や滞留が生じないように迂流壁を設ける。

② 下部配水池の水位および主要部標高

下部配水池の水位および主要部標高は次のとおりとする。(基本設計では完工図書に示されていた標高に基づいたが、詳細設計で水準点測量を実施し、標高を国の基準点に合わせた結果、詳細設計での標高は基本設計 EL+1.1m となった)

・ 下部配水池の底標高 : = 既設配水池底標高+ 新設均しコンクリート厚+ 新設底版厚

= EL. 86.55m + 0.05m + 0.35m

= EL. 86.95m

下部配水池の最低水位: = 新設配水池底標高 + 余裕高 0.15m⁽¹⁾

= EL. 86.95m + 0.15m

= L.W.L. 86.00m

下部配水池の流出管 : = 新設配水池最低水位 - 流出管の管径の2倍⁽¹⁾

管中心高 = L.W.L. 86.00m - 2×0.25m

= EL. 85.50m

・ 下部配水池の天端標高: = 既設濾過池流出管中心高 - 曲管寸法 - 余裕高

= L.W.L. 91.125m - 0.5m - 0.325m

= EL. 90.30m

・ 下部配水池の最高水位: = 新設配水池天端標高 - 頂版厚 - 余裕高 0.30m⁽¹⁾

= EL. 90.30m - 0.20m - 0.30m

= H.W.L. 89.80m

(1):水道施設設計指針

③ 下部配水池の規模

既設配水池の規模(内壁を含む内寸法)は、長 約 14.3m×幅 約 13.3m×高 約 2.9m である。 浄水施設とバルブ室に囲まれた南北方向(流れの方向)の長さは、既設配水地の長さ(外寸法 13.76m ~14.06m)内に新設配水池の長さが収まるように計画する。東西方向の幅は新設下部配水池の有 効容量が 500m³を確保できるように計画する。なお、新設配水池の高さは上記の水位および主要 部標高より計画する。従って、下部配水池の規模は次のとおりとなる。

・ 下部配水池の内側長:= 既設外側長-既設外壁厚-スペース-新設外壁厚

 $= 13.76 \text{m} - 0.26 \text{m} - 0.25 \text{m} - 2 \times 0.35 \text{m}$

= 12.55 m

・ 下部配水池の有効長:= 新設配水池内側長-迂流壁

 $= 12.55 \text{m} - 3 \times 0.25 \text{m} = 11.80 \text{m}$

 $=4\times2.95$ m

・ 下部配水池の施設長: = 新設配水池の有効長+迂流壁厚+外壁厚

 $= 11.80 \text{m} + 3 \times 0.25 \text{m} + 2 \times 0.35 \text{m} = 13.25 \text{m}$

・ 下部配水池の内側高: = 新設配水池頂版下端標高 - 新設配水池底標高

= (EL. 90.30m - 0.20m) - EL. 86.95m

= 3.15m

• 下部配水池有効水深:= 新設配水池最高水位 - 新設配水池最低水位

= H.W.L. 88.70m - L.W.L. 86.00m

= 2.70m

下部配水池の施設高:=新設配水池頂版上面標高 —新設配水池底盤下面標高

= EL. 90.30m - (EL. 86.95m - 0.35m) <math>= 3.70m

下部配水池の有効幅:=(有効容量 + 迂流壁部容量)÷(内側長×有効水深)

= $(500\text{m}^3 + 5.20\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.70\text{m} \times 6$ 枚) ÷ $(12.55\text{m} \times 2.70\text{m})$

= 15.45 m = 15.60 m

 $=2\times7.80$ m

・ 下部配水池の内側幅: = 下部配水池の有効幅 + 隔壁厚

= 15.60m + 0.25m

 $= 15.85 \mathrm{m}$

・ 下部配水池の施設幅:= 下部配水池の有効幅 + 隔壁厚 + 外壁厚

 $= 15.60 \text{m} + 0.25 \text{m} + 2 \times 0.35 \text{m} = 16.55 \text{m}$

表 3-2.26 計画下部配水池の諸元

構造物の寸法 (外寸法)	配水池水位	地盤状況	インフラ整備状況
幅 16.55m	H.W.L.: +89.8m	山側は片麻岩が路頭しており、比較的良	電気・水道は整備
長 13.25m	L.W.L.: +87.1m	好な基礎上に設置されている。現況配水	されている。
高 3.70m	有効水深: 2.70m	池の基礎底版コンクリートは撤去せず	道路は一部を除き
(長方形) 有効容量: 500m³		に、計画配水池の基礎として使用する。	舗装されている。

④ 平成 21 年度案件の DD 時での変更

ベモス浄水場・下部配水池の詳細設計による施設変更については以下の通り行った。

- · 弁室床を 0.1m 低下させる
- ・ 階段位置を弁室の現況西側から東側へ移動
- ・ 擁壁構造を練り石積み擁壁から鉄筋コンクリート擁壁への変更

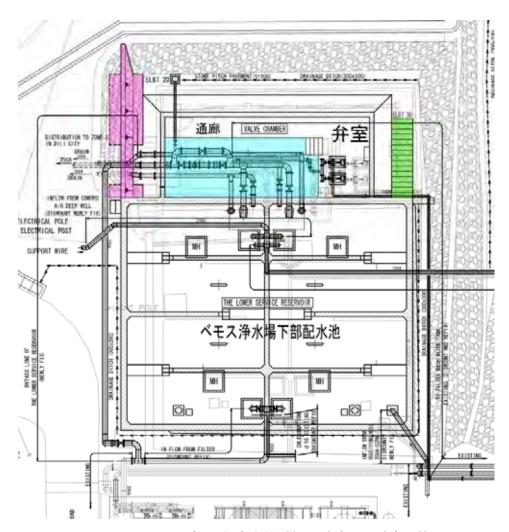
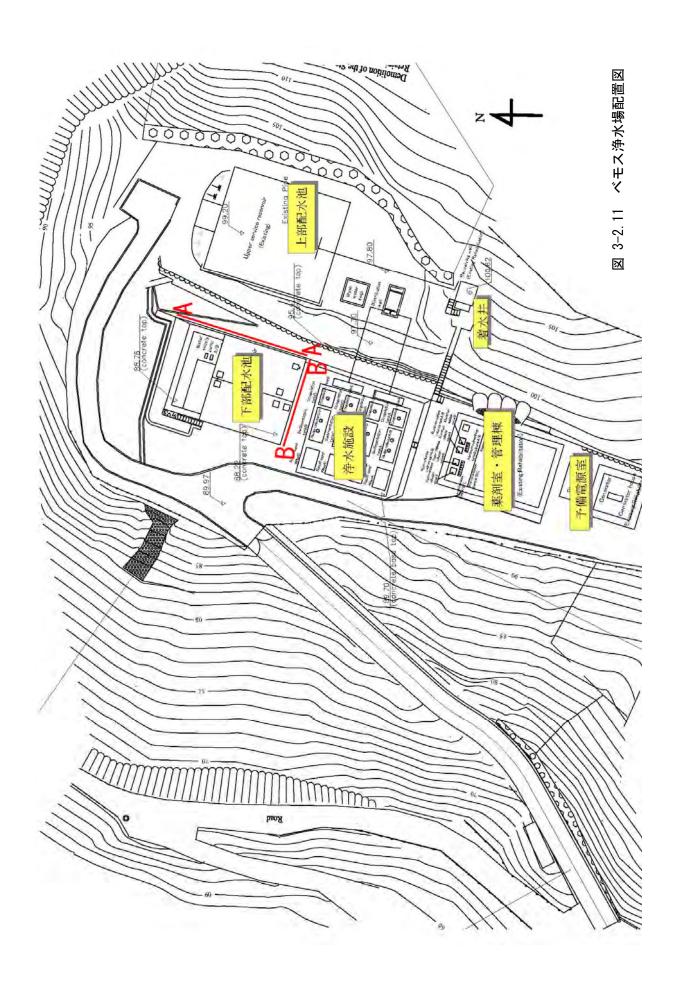
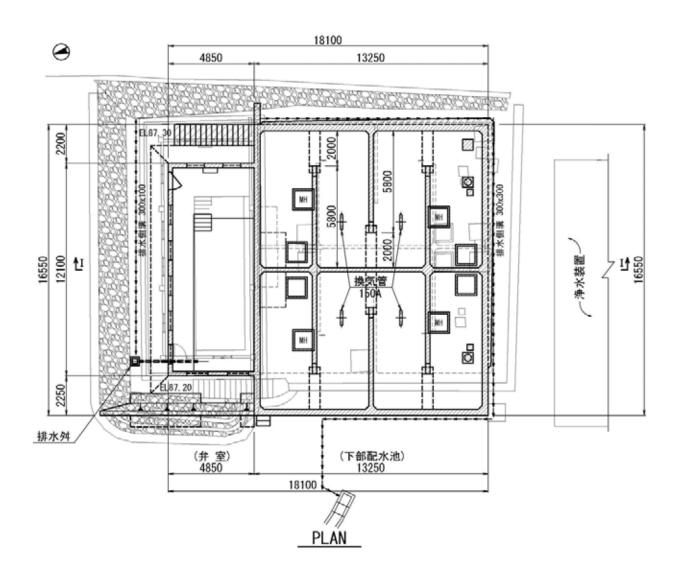
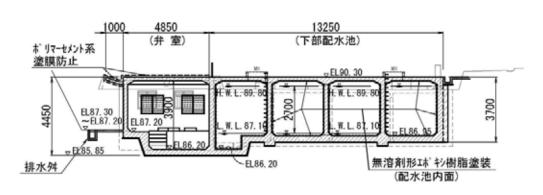


図 3-2.10 平成21年度案件詳細設計時の設計変更箇所



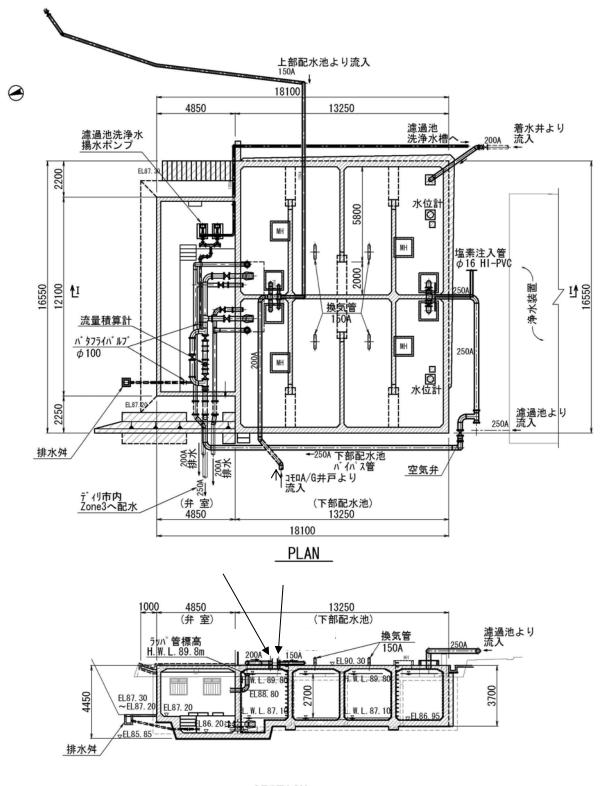




SECTION I - I

0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0n

図 3-2.12 下部配水池 基本計画図



SECTION I - I

0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0m

図 3-2.13 下部配水池 配管計画図

⑤ 材料、工法

下部配水池の材料および工法は下表のとおりとする。

表 3-2.27 下部配水池の材料および工法

工種	既設現況工法	採用予定工法	採用理由
配水池矩形水槽工事 基礎 外壁躯体 外壁仕上 内壁仕上げ 天井 天井仕上げ 配水池弁室	直接基礎 鉄筋コンクリート工法 ペイント塗装(一部) 防水モルタル 鉄筋コンクリート工法 モルタル防水	直接基礎 鉄筋コンクリート工法 コンクリート打ち放し 防水塗装(エポキシ) 鉄筋コンクリート工法 アスファルト防水	既設現況工法を採用 一般土木構造物に適用 一般土木構造物に適用 日本水道協会指針に準拠 一般土木構造物に適用 現地一般工法を採用
基礎 外壁躯体 外壁仕上げ 内壁仕上げ 天井 天井仕上げ	直接基礎 鉄筋コンクリート工法 ペイント塗装(一部) 防水モルタル 鉄筋コンクリート工法 モルタル防水	直接基礎 鉄筋コンクリート工法 コンクリート打ち放し コンクリート打ち放し 鉄筋コンクリート工法 アスファルト防水	既設現況工法を採用 一般土木構造物に適用 一般土木構造物に適用 一般土木構造物に適用 一般土木構造物に適用 可般土木構造物に適用 現地一般工法を採用

3-2-2-7-4 配管系統と運用

(1) 配管系統

下部配水池の付属設備のうち、2007年に竣工した浄水ユニットとともに設置された流入管・塩素注入管・水位計・流量積算計・濾過池洗浄水揚水ポンプおよびそれぞれの配管・配線は配水池工事中に一時撤去し、保管後再設置する。そのほかの既設管と弁類には錆や開閉障害が生じているため、更新の対象とする。改修後の弁室内には現況と同様に、流出管・越流管・排水管を配置する。また、将来の補修や事故に備えて、濾過池出口と弁室出口を繋ぐ下部配水池メンテナンス用のバイパス管を設ける。バイパス管には仕切弁と空気弁を設置する。配水池の付帯設備としては、内部の清掃や点検のために配水池の流入側と流出側の天井頂版に人孔を設け、配水池内部にステップを設置するほか、配水池の天井頂版に換気管を設置する。

表 3-2.28 下部配水池の配管系統 (△-彫の記号は図 3-.2.14 の管を示す)

系統・設備	管径	数量・形状・取扱
流入管		
濾過池からの流入管 A	GSP ϕ 250mm	1本(2室に分割、既設利用)
上部配水池からの流入管 ®	GSP ϕ 150mm	1本(2室に分割、更新)
コモロ A/G 井戸からのバックアップ ©	GSP ϕ 200mm	1本(2室に分割、更新)
浄水ユニットのバイパス管 D	GSP φ 200mm	1本(B室(東側)に流入、更新)
流出管 ®	GSP ϕ 250mm	2本(先端にスクリーン設置、更新)
越流管	GSP ϕ 200mm	2本(先端にラッパ管、更新)
排水管	GSP ϕ 200mm	2本(更新)
下部配水池のバイパス管 ⑥	GSP ϕ 250mm	1本(新設)
塩素注入管	PVC φ 16mm	2本(既設利用)
水位計 (支持柱・発信機とも)		2式(投込式、既設利用)
流量計	φ 250mm	1式(軸流式、既設利用)
濾過池洗浄水揚水ポンプ (配電盤とも)		2式(片吸込渦巻ポンプ、既設利用)
換気管	GSP φ 100m	4 箇所(更新)
人孔	1.0m×1.0m	4 箇所(更新)

ベモス導水管より分水して流入

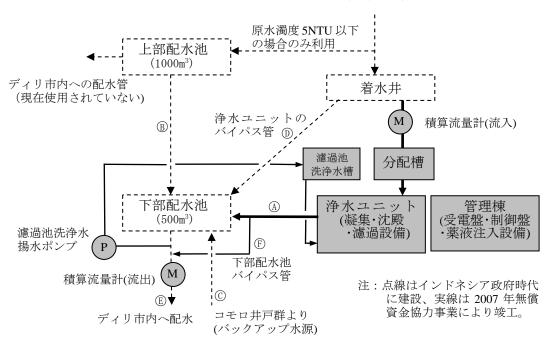


図 3-2.14 ベモス浄水場の配管系統図

(2) 下部配水池の運転操作方法

下部配水池への流入は、現況と同様に濾過池出口からの配管により下部配水池 2 室に振り分け 逆流を防ぐ落とし込み形式とする。そのほかに上部配水池からの流入、コモロ A/G 井戸からのバックアップ、着水井からの浄水ユニットバイパス管の流入配管を現況と同じように配置し、それ ぞれの用途に合わせて仕切弁を操作する。またベモス導水管から流入する原水の濁度が 5NTU 以下の場合には上部配水池を併用する。下部配水池の定期的な清掃・保守点検時には 1 室を交互に 使用し、全面的な補修の際には下部配水池バイパス管を経由して市内へ配水するものとする。

条件	下部配水池へ接続する配管系統の操作
通常時	濾過池からの流入 @
原水の濁度が 5NTU 以下の場合	上部配水池および濾過池からの流入 (A),B
高濁度時(500NTU を目安とする)	浄水場の取水停止に伴い配水池への流入停止
浄水ユニットの清掃・保守点検	上部配水池または浄水ユニットバイパス管からの流入 B/D
下部配水池1室の清掃・管理作業	濾過池から下部配水池1室への流入 ®
下部配水池2室の定期点検・補修	濾過池から下部配水池バイパス管を通じて市内へ配水 ®

表 3-2.29 下部配水池の運転操作方法 (&-®の記号は図 3-2.14 の管を示す)

場内排水については、弁室周囲を現況と同じく掘込構造とすることから、降雨により弁室内が 浸水しないように排水溝と排水枡を設ける。弁室周囲の排水は下部配水池の排水管に仕切弁を介 して接続する。この仕切弁は、弁室周囲の排水のために、常時「開」として雨水を排水する。下 部配水池の水を、排水する時のみ排水枡から溢水しないように「閉」とする。この操作は、下部 配水池の排水弁の開閉操作時に同じ弁室内において同一操作員が連動して行うものであり、現行 の維持管理レベルで可能な作業である。

3-2-2-8 ベモス浄水場アクセス道路地滑り対策工

3-2-2-8-1 地滑り対策工の方針

「地表調査」、「地質調査」、「土質調査」で得られた結果(2-2-2 自然条件調査、(2)地形・地質・地盤条件等、⑥地滑り地点の調査結果、3-2-1-4 ベモス浄水場アクセス道路滑り対策工の方針、①地滑りの素因、②地滑りの誘因を参照)を踏まえ、今後発生すると予想される地滑りの範囲を検討し、既に発生した地滑り範囲を含めて対策工の検討を行う。なお、対策工の工法や規模等については、東ティモールの自然条件を踏まえ、必要な安全率を確保できるものとする。

また、地滑りが生じた箇所は、ベモス浄水場への唯一のアクセス道路であり、長期に渡って十分安全性を確保できる対策工が求められる。ベモス浄水場へのアクセス道路を塞いだ土砂を取り除くだけでは、今後も地滑りが発生する可能性が高いため、より確実に防ぐことが可能な対策が望ましい。その対策として以下の方法が挙げられ、これらを念頭に対策案を検討する。

- ① 地滑りした土砂は、変形して強度が低下していることから撤去する。
- ② 強度が大きく、排水性の良い透水材(砂礫等)で置換える。
- ③ 杭工やアンカー工、擁壁工(練石積やコンクリート擁壁等)で抑止する。

なお、地滑り対策工の検討は、以下の手順で行う。

- ① 調査・試験結果を整理し、地滑り前後における斜面の滑り解析により、地滑り前の土質強度およびすべり土塊の土質強度を確認する。あわせて、現在の地滑り状態の安定性の確認を行う。
- ② 対策工の比較検討を行い、本計画で採用する対策工の選定を行う。
- ③ 対策工実施後の安定性の確認および対策工の基本設計を行う。

3-2-2-8-2 地滑り前の土質強度の推定

地滑り前の地滑りブロック縦断形状を測量横断図の地滑り陥没両側の地形より推定し、この縦 断形状に対する円弧滑り面法にて安定計算を行い、地滑り前の土の強度定数を推定する。

(1) 地滑り前の安全率

「河川砂防技術基準(案)/土地改良事業計画設計基準 農地地すべり防止対策」によると、 地滑り前の安全率は次のとおりであり、地滑り前の地形(豪雨時)において、Fsn = 0.98 を採 用する。

- ① 斜面に異常・変状や崩壊の兆候が見られる場合: Fsn = 0.95
- ② 直ちに崩壊に結びつくような兆候が見られない場合: Fsn = 1.00

(2) 地滑り前の土の強度定数

安定計算における強度定数は、土質試験結果と逆算法で強度定数を決定する。

- ① 土の内部摩擦角: φ'は地滑り前の安全率 Fsn = 0.98 として、逆算法で求める。
- ② すべり土塊の単位体積重量は土質試験結果により、[湿潤]18.5 kN/m³、[飽和] 20.1 kN/m³ とする。

(3) 地滑り発生前の斜面の安全性および安定計算結果

地滑り部に隣接する周辺斜面の地形より、地滑り発生前の斜面の地形を推定し、推定された縦断形に対して、粘着力: $C=0kN/m^2$ として安全率 0.98 となる内部摩擦角 ϕ を試算した結果、 $\phi=26.5$ ° となった。

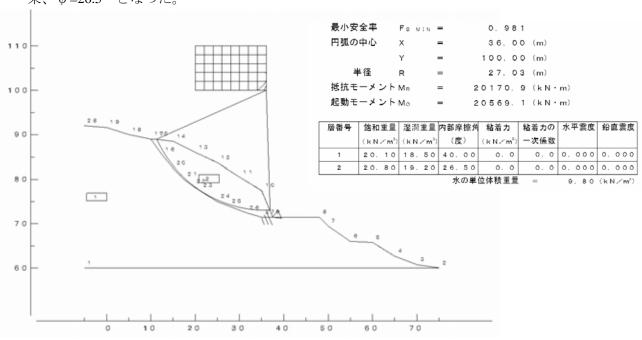


図 3-2.15 安定計算結果 < CASE 1:地滑り発生前の斜面の安全性>

3-2-2-8-3 地滑り土塊の安定性

地滑り前の逆計算法および現地で採取した土試験結果より求めた強度定数を採用し、安定計算により地滑り後の斜面の安全性を確認する。

(1) 地滑り後の土の強度定数

本調査で実施した土質試験および貫入試験により下表の結果が得ているが、地山の貫入試験結果はN値が大きく貫入試験では正確な値が求められないため、文献値を用いる。

内部摩擦角 粘着力 単位体積重量 項目 飽和 湿潤 φ 根拠 kN/m2kN/m3kN/m326.6 試験値 20.8 19.2 すべり土塊 26. 5 逆算法 地山 20. 1 18.5 40.0 文献①

土質試験結果一覧表

※文献①: NEXCO 設計要領

※土の内部摩擦角

①貫入試験結果: φ=26.6°

 ϕ : 土の内部摩擦角(度) $\phi = \sqrt{15 \times N} + 15$ ※「道路橋示方書の方法」

N 値= 9 程度: $\phi = \sqrt{15 \times 9} + 15 \Rightarrow 26.6^{\circ}$

②逆算法:26.5°

③採用:ほぼ同等な値であり妥当な結果である。計算では安全側となる $\phi=26.5^\circ$ を採用

する。

(2) 地滑り発生後の地形の安全性および安定計算結果

地滑り発生前の滑りに対する安全率=0.98 として求めた地滑り土砂の内部摩擦角 ϕ を用いて、地滑り土塊(現在の状況)の滑りに対する安全性を確認した結果、安全率は 1.437 となっている。従って、地滑り土塊が更に滑る危険性は低いと推定された。ただし、アクセス道路を塞いだ土砂を取り除くと、再び地滑りが発生する危険性が高い。

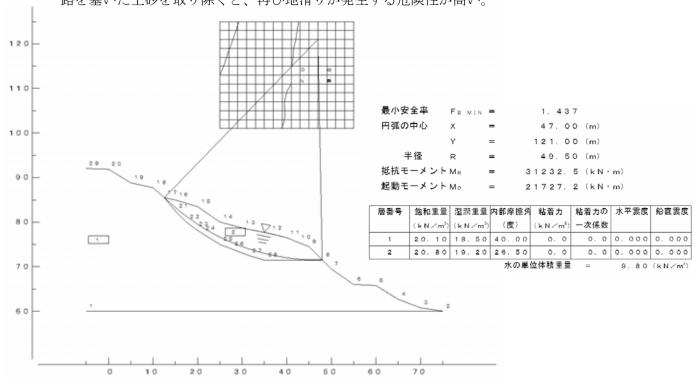


図 3-2.16 安定計算結果 < CASE 2:地滑り発生後の地形の安全性>

3-2-2-8-4 地滑り対策工の比較

(1) 地滑りの特徴

地滑り対策工の検討に際し、調査結果から本地滑りの特徴と対応方法について整理した。

① 滑り土塊は滑動により軟質化しており、雨季には土塊の湿潤化が進行し、更なる崩壊を引き起こす可能性がある。

→ 対策:滑り土塊の排除

② 土塊の排除後には降雨を速やかに排水できるよう、河床砂礫やドレーン材等の透水性材料で埋戻し、有孔管により排水することが望ましい。

→対策: 降雨等の表流水、地下水の排除

③ 滑りの末端部は地山、埋戻し盛土等の土圧に対抗できるような強固な構造物が必要と考えられる。

→ 抑止工による対応

④ 地滑り部側方・上方の滑落崖は斜面崩壊の進行を抑え、表流水・地下水等の排水が速やかにできるよう開放型の保護工の設置が望ましい。

→対策:側方斜面の保護

上記より、排土および地表水・地下水の排除ができる抑制工と、末端部には斜面を安定させるための抑止工が必要である。また、滑落崖周辺斜面に対しては法面保護工が必要である。

(2) 対策工法選定方針

地滑り防止対策工としては、抑制工、抑止工、両者を組み合わせた複合工が考えられる。

• 抑制工 地形・地下水状態等の自然条件を変化させ、地滑り活動を停止または緩和させる工法。

• 抑止工 構造物を設けて構造物のもつ抑止力を利用し、地滑り活動の一部または全部を停止させる。

地滑り対策工は必ずしも 1 種類とは限らず、対策工の選定においては発生機構とブロックの 規模、経済性を含めた施工性などを総合的に判断した上で最適工法を選択する必要がある。下 図に地滑り防止対策工の種類を示す。

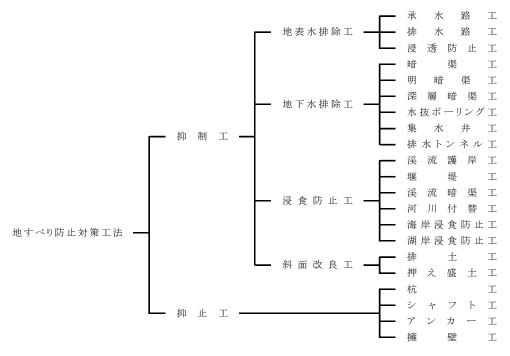


図 3-2.17 地滑り防止対策工法の種類(土地改良事業計画基準 農地地すべり防止対策)

(3) 対策工法比較検討

① 地表水·深層地下水排除工(抑制工)

地滑りの滑動を抑制するための対策である。地表水・深層地下水排除工の工法には、水路 工、浸透防止工、暗渠工、水抜きボーリング工などが挙げられる。

当該地区の地滑りは雨季の集中豪雨により滑動することから、雨水・地下水の短時間の排水が必要であること、地滑り土塊の基質が降雨により粘土化する可能性があることから有孔管を埋設しても近傍の地下水の排除しかできない可能性がある。このため、これらの工法は本地区には適していない。

ただし、地滑りの滑動には降雨や地下水が影響していることから、滑り土塊を透水材料によって置き換え、その下位に暗渠等の有孔管を設置して排水する工法が望ましい。

② 浸食防止工(抑制工)

浸食防止工は地滑り末端が渓流や河川に面している場合に有効であり、本地滑りでは適用できない。

③ 斜面改良工(抑制工)

斜面改良工としては排土工と押え盛土工がある。なお、押え盛土工は地滑り末端にアクセス道路があることから検討から除外した。

排土工は地滑り斜面上部の崩土荷重を減じることにより、滑り面に対する推進力を減殺し、 斜面の安定化を図る工法である。一般的には地滑り頭部を排土区域として、所要の安全率が 満足する範囲まで排土を行うが、上述したように短時間に降雨や地下水を排除する必要性を 考えると、滑り土塊は極力排除して透水性材料に置き換える工法が適している。

④ 抑止工

地滑り末端の崩壊を防止するための抑止工としては杭工、アンカー工、擁壁工が挙げられる。これらの工法を比較検討した結果、擁壁工が適している(表 3-2.30 参照)。

(4) 採用する対策工法

上記の検討結果から、採用する対策工は以下の工法とする。

- ・ 滑り土塊を良質な透水性材料に置換する斜面改良工(排土工)
- ・ 置換した盛土を抑えるための抑止工 (擁壁工)

表 3-2.30 抑止工の工法比較検討結果

評価	×	⊲	⊲	0
本地滑りへの適合性	・すべり土塊、内部の粘土分の 不安要素が残ることとなる。 ・地下水の流動断面を減少させることがあるため、すべり土塊 のことがあるため、すべり土塊 中の地下水排除を阻害する恐れがある。 ・工事費が高く、仮設の規模が 大きくなり不経済である。	・すべり土塊、内部の粘土分の 不安要素が残ることとなる。 ・地すべり土塊は降雨が浸透す ることによりかなり軟質化するこ とから、反力をとるための枠工 や受圧板の規模が大きくなり不 経済となる。 ・工事費が高く、仮設の規模が 大きくなり不経済である。	 ・すべり土塊、内部の粘土分の 不安要素が残ることとなる。 ・地すべり土塊は降雨が浸透することにより、擁壁規模が大きくなる。 ・構造が簡易で、施工が容易である。 ・現地にある材料で施工できる。 	・地滑りの滑動をもっとも確実に 抑えられる。 ・すべり土塊を排除するため、 内部の粘土分も排除できる。 ・透水材に置換することで水圧 を減じることができるため、擁壁 規模が縮小できる。 ・構造が簡易で、施工が容易で ある。 ・現地にある材料で施工できる。
模式図	See 1335	201 200 200 and an art 201 200 200 and are 201 200 and are 201 200	(CO) 3288 (100 (100 (100 (100 (100 (100 (100 (1	・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
短所	・深い地すべりに効果が小さい。 ・地下水の流動断面を ・地下水の流動断面を 減少させることがある。 ・掘削時の送水が地す ・切に影響を及ぼすお それがある。 ・工事費が高い。 ・工事費が高い。	・反力をとるための施設 (枠工等)が必要。 ・工事費が高い。 ・仮設が比較的大規模 になる。	・地すべり土圧・水圧が 直接かかるため、規模 が大きくなる。 ・壁高が高くなるため、 多少の威圧感がある。	・置換え材の土圧が直 接かかるため、規模が 大きくなる。 ・壁高が高くなるため、 多少の威圧感がある。
長所		 ・地すべり対策としては 一般的な工法である。 ・効果が速効的かつ直接的。 ・効果の予測算定が容易。 ・効果の予測算定が容易。 ・位の工法では施工できない急傾斜地での施工が可能。 	・地すベリブロック末端等の崩壊に有効。・法面の変形を抑えられる。・施工が容易。・地滑りの滑動を確実に抑えられる。	・地すベリブロック末端等の崩壊に有効。 ・法面の変形を抑えられる。 ・施工が容易。 ・すベリ土塊の不安材料の排除、置換え材での排除、置換え材での・地が出たのがが可能。 ・地滑りの滑動をもっとも確実に抑えられる。
適合条件	が (大き) (大き) (軟弱) (場) (場) (は) (は	・定着に必要な基盤が 浅い場合。	・地すベリブロック末端等。 ・基盤が十分な強度を持つ場合。	・地すべりブロック末端 等。 ・基盤が十分な強度を 持つ場合。
種類	技 H	アンカーエ	オーレクソート 雑壁エ	コンクリート 擁壁エ+ 排土・電換え材

3-2-2-8-5 地滑り対策工の基本設計

(1) 擁壁工の検討

コンクリート擁壁のタイプには、一般には逆 T 型擁壁、L 型擁壁、もたれ型擁壁、重力式 擁壁などがあげられる。現地の状況から擁壁の壁高が大きくなるため、高さに制限を受けな い鉄筋コンクリート式擁壁で、アクセス道路及び側溝と構造上分離できる L 型擁壁(高さ 6.0m)を施工して山留め工とする。また、地滑り面は傾斜勾配 1:2.0 に整形する。

(2) 地滑り対策後の斜面の安全性と安定計算結果

①地滑り対策工計画後の安全率

前項で採用した対策工を計画した場合の斜面の安全性を検討する。常時のケースで滑りに 対する安全率が 1.2 以上を確保できるように対策工を計画する。

②土質定数

前述した地山の土質定数に加え、置き換える河床砂礫の土質定数と併記して下表に示す。

土質定数一覧表

	内部摩擦角		粘着力	単位体	積重量
項目	φ	根拠	С	飽和	湿潤
	0	שנאוי	kN/m2	kN/m3	kN/m3
地山	40. 0	文献①	0	20. 1	18. 5
置換材(河床砂礫)	30.0	文献②	0	20. 0	18. 0

※文献①: NEXCO 設計要領

※文献②:土地改良事業計画設計基準 水路工

③地滑り対策後の斜面の安全性と安定計算結果

検討結果は、下図のとおりであり、安全率=1.274 と所要の安全率 1.20 を上回っており、安全性が確保された対策工である。

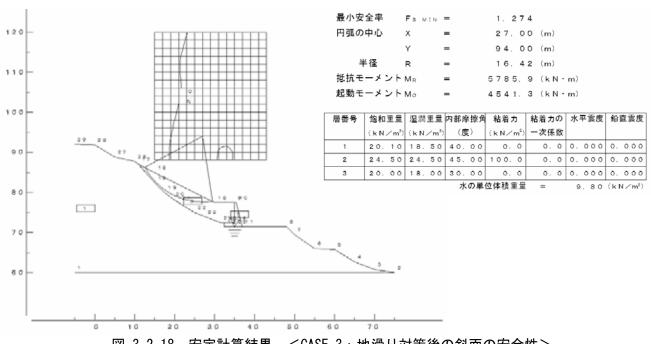


図 3-2.18 安定計算結果 <CASE 3:地滑り対策後の斜面の安全性>

④コンクリート擁壁構造の標準断面

擁壁の安定計算の結果、標準断面は下図のようにした。

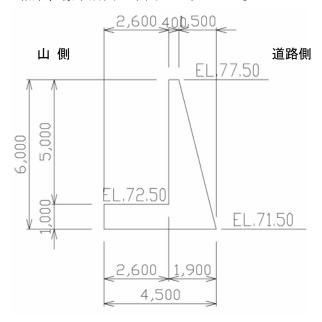


図 3-2.19 地滑り対策工の擁壁標準断面

(3) その他

- ・ 山側は透水材料で置き換え、積極的に排水する必要があることから、水抜き孔に加え、 底部にも排水工を設置(アクセス道路の側溝に連結)する。
- ・ 縦断延長が長いため、中央に継目を設ける。なお、継目には伸縮目地(エラスタイト等)、止水板、ダウエルバーを施すものとする。
- ・ 地滑り土塊を撤去しただけでは両側の勾配が急峻で自立は困難である。そこで良好な 材料で置き換え、平均勾配を緩くすることとする。
- ・ 良好な材料とは、強度があり、透水性の高い材料である。適当な材料として河床砂礫があり、コモロ川から容易に入手可能である。
- ・ 地滑り斜面上部は、周辺の斜面保 護のために斜面横断方向に安定 勾配で整形して、ふとん籠で斜面 を保護する(図 3-2.20 参照)。

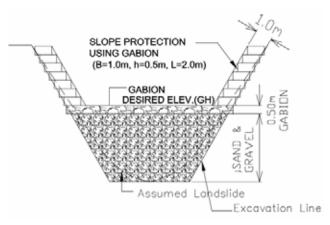


図 3-2.20 地滑り斜面上部の法面保護工標準断面