

## 6-5 既存施設構造物の強度分析

### 【既存の躯体の劣化度】

一般にコンクリート内部の鉄筋はその表面は不動態皮膜に覆われており、腐食から保護されている。しかし、コンクリート内部のアルカリ度が低下したり、有害成分が存在すると不動態皮膜が破壊され、鉄筋は腐食しやすくなる。鉄筋の腐食によるコンクリートの劣化過程を下図に示す。

1979年に建設された躯体は劣化が激しく、壁面からの漏水やコンクリート表面の剥離などが確認された。外壁はコンクリートの上からモルタルや塗装により化粧されているため、劣化具合の目視が困難であったが、躯体内側の梁や柱は、コンクリートの剥離、鉄筋露出、ひび割れなどが多く発生しており、長期的に構造物の安全性を保証することは困難である。こうした現象は主に中性化の進行による劣化を表している。

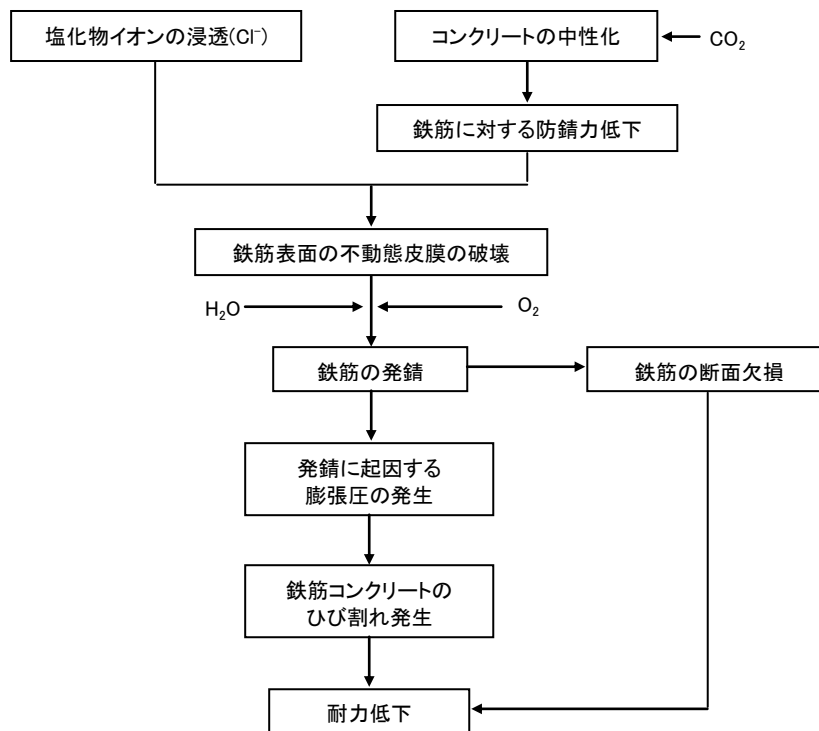


図 6.5.1 鉄筋腐食に伴うコンクリート構造物の劣化過程

健全なコンクリートの内部は強アルカリであるが、年数が経つにつれて空気中の二酸化炭素の影響でコンクリート表面からpH値が低下していく。コンクリートの中性化によってコンクリート自体が強度を失い崩壊することはないが、内部の鉄筋の腐食によって剥離やひび割れを生じることから躯体の耐力の低下につながる。

特に、水密構造物の場合、鉄筋のかぶり厚は7～10cm程度確保すべきであるが、実際の躯体では1～3cm程度のかぶり厚しかないところが見られた。また、内部の鉄筋の錆が表面へ漏出しており、その部分は赤褐色を帯びているといった箇所も見られた。

調査団が携行したシュミットハンマーによる強度試験を実施したところ、壁面では 30N/mm<sup>2</sup> 程度の強度があった一方で、柱部では 20 N/mm<sup>2</sup> 未満、局所的に 10N/mm<sup>2</sup> を下回る測定結果が得られた。ろ過池などの鉄筋コンクリート構造物の設計強度で 24N/mm<sup>2</sup> 程度が標準であるため、局所的に劣化が進んでいる箇所が存在することが推測される。しかし、外観からの劣化度の判定は限度があるが、上記の調査結果を踏まえると、既存の躯体の安全性を保証することはできない。

参考として日本の減価償却資産の評価に係る耐用年数は、上水道・水槽について 50 年(RC 構造)、機械設備で 18 年と規定している。また、(社)日本建築構造技術者協会が公表している「建築構造計算指針耐久設計(案)」に基づいて、中性化速度に基づく躯体の耐用年数(Yn)を以下のとおり推定した。

$$Y_n = Y_0 \times A \times F \times G \times H + Y_f$$

$$Y_0 = \phi \times K_1 \times C^2 / (K_2 / F_c + K_3)^2$$

φ: 実験結果に基づく低減係数 (0.5)

K1~K3: 材料や環境で決まる係数

屋外の普通コンクリートの場合、K1=6, K2=150, K3=0.5

C: 中性化限界深さ (中性化が鉄筋に達する時点 推定かぶり厚 30mm)

F<sub>c</sub>: 設計基準強度 (推定 21N/mm<sup>2</sup>)

A: コンクリートの種類による係数 (普通コンクリート 1.0)

G: 維持管理状態に係る係数 (補修していない場合 0.5)

H: 環境に係る低減係数 (一般環境 1.0)

Y<sub>f</sub>: 維持管理された仕上げ材の耐用年数 (考慮しない)

$$Y_0 = 0.5 \times 6 \times 30^2 / (150 / 21 + 0.5) = 46.2$$

$$Y_n = 46 \times 1.0 \times 0.5 \times 1.0 + 0 = 23(\text{年})$$

以上より、標準耐用年数(Y0)は 46 年と推定されるが、補修がほとんどされていない場合、中性化速度に基づく耐用年数は 23 年と半減してしまうことがわかる。ただし、これはあくまでも推定値であり、現地の躯体の外壁は過去に補修された形跡が残っている。しかし、露出していた鉄筋のかぶり厚や維持管理の状況などを見ても、現時点で耐用年数をほぼ迎えているものと考えられる。

## 6-6 ポンプ設備の検討

### (1) コンセプション市

#### 1) 取水ポンプ規模

計画取水量は、1日最大需要量に浄水場作業揚水を10%程度見込んだ値とする。

計画取水量 = 10,760m<sup>3</sup>/日 (7.5m<sup>3</sup>/分)

水理計算 : Hazen-Williams 公式  $I = 10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85}$

表 6.6.1 コンセプションの導水管の水理計算結果

項目	数値
流量	0.125 m <sup>3</sup> /秒
管内径	0.300 m
流速係数	110
導水勾配 (I)	0.0133
区間距離 (取水塔～浄水場)	150 m
摩擦損失水頭 (h1)	2.0 m
着水井水位	GL+ 79.1 m
取水塔低水位(LWL)	GL+ 65.7 m
最高実揚程 (h2)	13.4 m
吸込損失 (h3)	0.2 m
必要全揚程 (h1+h2+h3)	15.6 m
設計全揚程 (H)	16 m

#### 2) 取水ポンプのシステムカーブ

計画取水量を2台運転で取水する場合に想定されるポンプのシステムカーブは図2.5.1のとおりである。パラグアイ川は河川の水位変動が大きいため、抵抗曲線の実揚程は6m近く変化する。立軸ポンプはインペラーが水中にあるためキャビテーションの心配がなく、広範囲の揚程変化に対して安定した取水ができる。浄水場の運転管理の都合で、一時的にポンプの運転台数を1台にした場合でも、ポンプの性能曲線は抵抗曲線と交差するため、吐出側のバルブを制御することなしに取水を継続することができる。

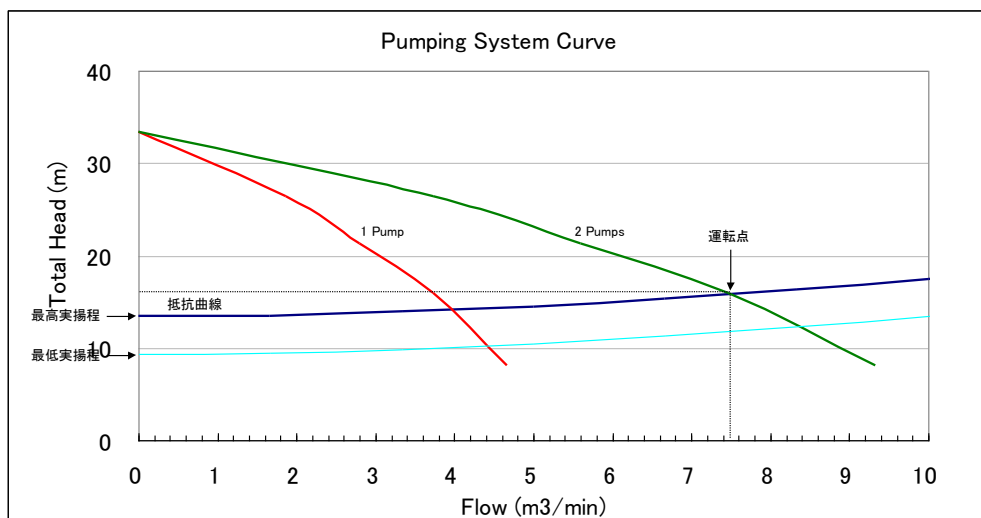


図 6.6.1 コンセプションの取水ポンプのシステムカーブ(想定)

### 3) 送水ポンプ規模

計画送水量は、1日最大需要量とする。

計画送水量 =  $8,151 \text{ m}^3/\text{日} \times 1.2 = 9,781 \text{ m}^3/\text{日}$  ( $6.8 \text{ m}^3/\text{分}$ )

水理計算 : Hazen-Williams 公式  $I = 10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85}$

表 6.6.2 コンセプションの送水管の水理計算結果

項目	数値
流量	0.113 m <sup>3</sup> /秒
管内径	0.300 m
流速係数	110
導水勾配 (I)	0.0112
区間距離 (場内ポンプ室～高架タンク)	2,630 m
摩擦損失水頭 (h1)	29.5 m
場内配水池低水位(LWL)	GL+ 71.0
高架タンク高水位(HWL)	GL+ 107.3
最高実揚程 (h2)	36.3 m
吸込損失 (h3)	0.5 m
必要全揚程 (h1+h2+h3)	66.3 m
設計全揚程 (H)	67 m

### 4) ポンプのシステムカーブ

計画送水量を2台運転で取水する場合に想定されるポンプのシステムカーブは図 2.5.2 のとおりである。浄水場の運転管理の都合で、一時的にポンプの運転台数を1台にした場合、ポンプの運転点は抵抗曲線上を外れてしまうため、吐出側のバルブを絞りを、抵抗曲線の変化させる必要がある。

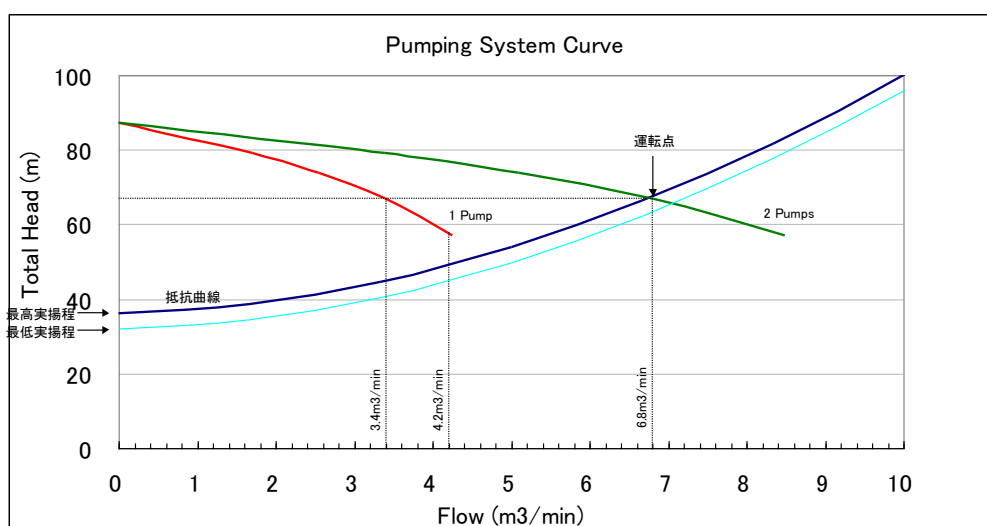


図 6.6.2 コンセプションの送水ポンプのシステムカーブ(想定)

(2) ピラール市

1) 取水ポンプ規模

計画取水量は、1日最大需要量に浄水場作業揚水を10%程度見込んだ値とする。

計画取水量 = 8,200m<sup>3</sup>/日 (5.7m<sup>3</sup>/分)

水理計算 : Hazen-Williams 公式  $I = 10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85}$

表 6.6.3 ピラールの導水管の水理計算結果

項目	数値
流量	0.095 m <sup>3</sup> /秒
管内径	0.250 m
流速係数	110
導水勾配 (I)	0.0196
区間距離 (取水塔～浄水場)	60 m
摩擦損失水頭 (h1)	1.2 m
着水井水位	GL+ 62.3 m
取水塔低水位(LWL)	GL+ 48.8 m
最高実揚程 (h2)	13.5 m
吸込損失 (h3)	0.5 m
必要全揚程 (h1+h2+h3)	15.2 m
設計全揚程 (H)	16 m

2) 取水ポンプのシステムカーブ

計画取水量を2台運転で取水する場合に想定されるポンプのシステムカーブは図 2.5.3 のとおりである。

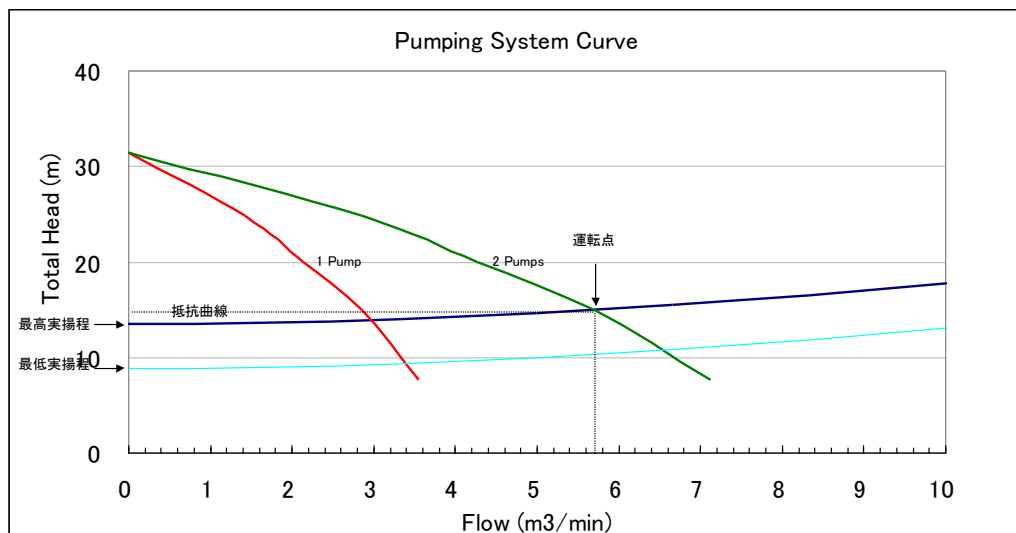


図 6.6.3 ピラールの取水ポンプのシステムカーブ(想定)

### 3) 送水ポンプ規模

計画送水量は、1日最大需要量とする。なお、目標年次の1日平均需要量6,212m<sup>3</sup>/日のうち、5,125 m<sup>3</sup>/日を市内中心～南部、1,087m<sup>3</sup>/日を北部地域に分配する。従って、日本側が計画する送水ポンプの取水量は以下のとおりとなる。

計画送水量 = 5,125m<sup>3</sup>/日 × 1.2 = 6,150 m<sup>3</sup>/日 (4.3m<sup>3</sup>/分)

水理計算 : Hazen-Williams 公式  $I = 10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85}$

表 6.6.4 ピラールの送水管の水理計算結果

項目	数値
流量	0.071 m <sup>3</sup> /秒
管内径	0.300 m
流速係数	110
導水勾配 (I)	0.0047
区間距離 (場内ポンプ室～高架タンク)	4,040 m
摩擦損失水頭 (h1)	19.0 m
場内配水池低水位(LWL)	GL+ 54.3 m
高架タンク高水位 (HWL)	GL+ 79.8 m
最高実揚程 (h2)	25.5 m
吸込損失 (h3)	0.5 m
必要全揚程 (h1+h2+h3)	45.0 m
設計全揚程 (H)	45 m

### 4) 送水ポンプのシステムカーブ

計画送水量を2台運転で取水する場合に想定されるポンプのシステムカーブは以下のとおりである。浄水場の運転管理の都合で、一時的にポンプの運転台数を1台にした場合、ポンプの運転点は抵抗曲線上を外れてしまうため、吐出側のバルブを絞りを、抵抗曲線の変化させる必要がある。

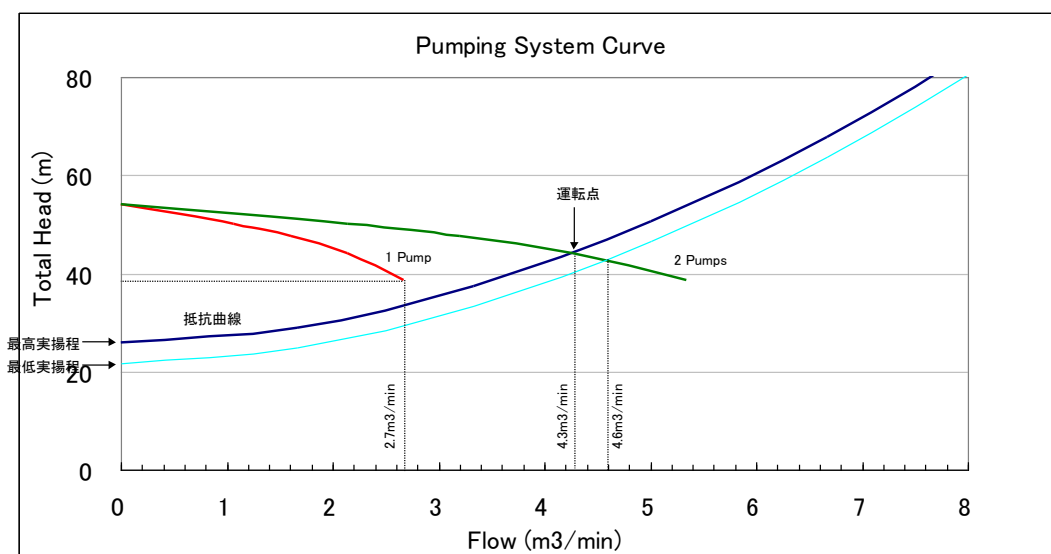


図 6.6.4 ピラールの送水ポンプのシステムカーブ(想定)

## 6-7 既存の浄水システムの評価

### 6-7-1 コンセプション浄水場

#### (1) 水量面での能力評価

浄水場における量的な生産能力を以下の2点から評価する。

- ・ 設計取水量を処理する能力
- ・ 場内損失を最小限に抑えながら、処理した浄水を配水する能力

能力評価は以下のとおり。ただし、上下向流式プラントの評価を行うため、2009年に設置されたコンパクトタイプのミニプラントの生産量を控除して分析を行った。

表 6.7.1 コンセプション浄水場の水量面での評価(上下向流式プラント)

項目	単位	内容	備考
設計処理水量 (設計取水量)	m <sup>3</sup> /日	10,800	
平均処理量の実績 (ミニプラントを除く)	m <sup>3</sup> /日	6,346	2009年5～12月の生産量7,786 m <sup>3</sup> /日からミニプラントの生産量1,440 m <sup>3</sup> /日を控除
設計処理量の達成率	%	58.8	
場内使用水量 (ミニプラントを除く)	m <sup>3</sup> /日	359	2009年5～12月の場内利用分503m <sup>3</sup> /日からミニプラント相当144 m <sup>3</sup> /日を控除
場内使用率	%	5.7	場内損失水も含む
1日平均配水量の実績 (ミニプラントを除く)	m <sup>3</sup> /日	5,987	2009年5～12月の配水量7,283m <sup>3</sup> /日からミニプラント相当1,296 m <sup>3</sup> /日を控除
実配水達成率	%	94.3	平均配水量/平均処理量

設計取水量を処理する能力は、本来全ての浄水場が有すべき基本的条件であるが、上記表に示すとおり、設計処理量の達成率が58.8%と極めて低いレベルにとどまっている。

また、平均処理量に占める配水量の割合を示す配水達成率は94.3%、場内使用水量の割合は5.7%となっている。この理由として、コンセプション浄水場の逆流洗浄作業は、直接ろ過地と急速ろ過池を同時に行うことによって、逆洗に要する時間を短縮させ、配水量の増強に割り当てるといった好ましくない運転を行っている。結果として、場内で消費する水量は少なくなるものの、本来期待される逆流洗浄の効果は得られず、ろ過水の水質悪化につながっている。

このほか、場内配管やバルブの劣化による漏水、構造物の躯体からの漏水など、未利用排水も存在していることも大きな問題である。

## (2) 水質面での能力評価

浄水場の水質面の浄水能力は、パラグアイ国飲料水基準に規定されている許容値を満たす水質を生産できているかどうかで評価する。

浄水場が備えるべき基本的要件として、原水の水質が変化しても浄水場で処理された水は 24 時間 365 日にわたって国が定めた飲料水の水質規準を満たすことが求められる。

ESSAP が管理する浄水場では、6 項目(色度、濁度、pH、残留塩素、全アルカリ度、電気伝導度)を定期的に検査し、本部へ報告を行っている。また、月に 1 回、ESSAP 本部から担当者が出張し、採水したサンプルをアスンシオンで検査している。浄水場での検査結果は電話にて本部へ連絡されているが、その連絡システムや結果の集計作業のフローが守られておらず、データが集計されていない時期がみられるなど、管理体制の不備が確認された。

ESSAP 本部で管理している浄水水質(月当りの平均値)は以下のとおりである。2 月、7～8 月、11 月については、現場から本部へ連絡されたデータが整理されておらず、また、ESSAP 本部の機器がメンテナンス中でデータ欠損があったことから、当該月の色度・濁度については浄水場での記録を直接確認した。

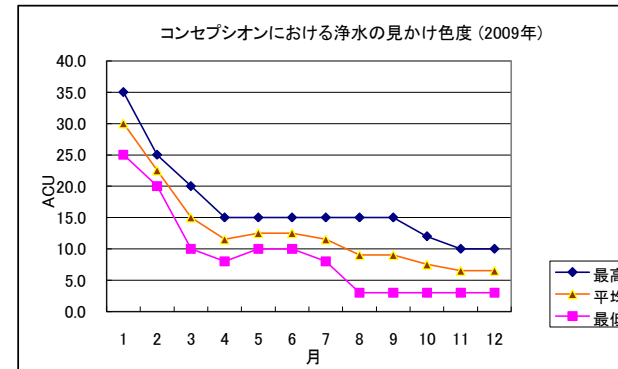
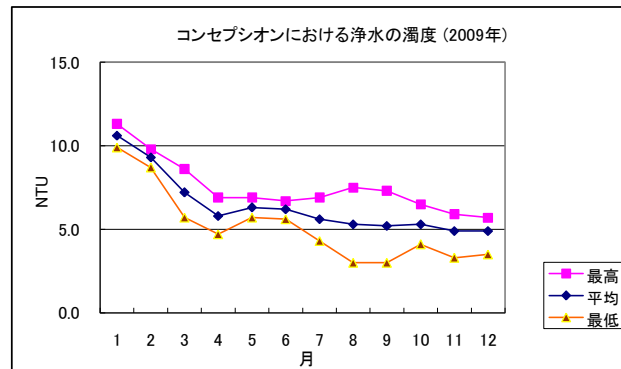


表6.7.2 コンセプション浄水場における浄水の水質(月平均値)

N°	項目	単位	2009年												パ国飲料水 基準許容値	分析場所(頻度)
			1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月		
1	色度(見かけ)	CU	30.0	22.5	15.0	11.5	12.5	12.5	11.5	9.0	9.0	7.5	6.5	6.5	-	浄水場(毎時)
2	濁度	NTU	19.6	9.3	7.2	5.8	6.3	6.2	5.6	5.3	5.2	5.3	4.9	4.9	5	浄水場(毎時)
3	pH	-	6.9	-	7.1	6.8	8.4	8.4	-	-	7.6	8.4	-	6.8	6.5-8.5	浄水場(毎時)
4	残留塩素(遊離)	mg/L	2.0	-	1.8	0.9	2.5	2.0	-	-	3.0	2.0	-	2.0	2.0 <sup>※2</sup>	浄水場(毎時)
5	全アルカリ度	mg-CaCO <sub>3</sub> /L	20	-	22	19	29	35	-	-	31	36	-	24	250	浄水場(毎時)
6	電気伝導度	μ S/cm	-	-	141.8	135.5	160.0	141.6	-	-	115.3	119.0	-	136.2	1250	浄水場(1回/日)
7	アルミニウム	mg/L	0.054	-	0.137	-	0.060	-	-	-	0.195	0.151	-	0.026	0.2	ESSAP本部(1回/月)
8	塩化物イオン	mg/L	20.5	-	8.9	-	10.0	8.5	-	-	6.5	7.0	-	8.5	250	ESSAP本部(1回/月)
9	全鉄	mg/L	-	-	0.37	-	0.89	-	-	-	0.15	0.11	-	0.26	0.3	ESSAP本部(1回/月)
10	硫酸イオン	mg/L	26.0	-	56.0	-	25.7	-	-	-	19.0	20.2	-	24.1	400	ESSAP本部(1回/月)
11	シリカ	mg/L	22.37	-	19.84	-	23.00	-	-	-	16.15	16.22	-	16.41	30	ESSAP本部(1回/月)
12	アンモニア性窒素	mg/L	0.04	-	0.04	-	0.04	-	-	-	0.01	0.01	-	0.01	0.05	ESSAP本部(1回/月)
13	亜硝酸性窒素	mg/L	0.00	-	0.01	-	0.00	-	-	-	0.00	0.00	-	0.00	0.1	ESSAP本部(1回/月)
14	硝酸性窒素	mg/L	0.04	-	0.11	-	0.67	-	-	-	3.26	3.30	-	1.73	45	ESSAP本部(1回/月)
15	全硬度	mg-CaCO <sub>3</sub> /L	48	-	57	-	76	65	-	-	64	54	-	49	400	ESSAP本部(1回/月)
16	全蒸発残留物	mg/L	165	-	66	-	83	74	-	-	72	63	-	68	1000	ESSAP本部(1回/月)
17	大腸菌群	群数/100mL	0	-	0	-	0	0	-	-	0	0	-	0	0	ESSAP本部(1回/月)
18	糞便性大腸菌群	群数/100mL	0	-	0	-	0	0	-	-	0	0	-	0	0	ESSAP本部(1回/月)

※1: 数値の空欄は本部におけるデータ整理の欠損による。

※2: 給水栓での最大値



現場で検査している色度は「見掛け色度」であり、過去の経験上、真の色度は 0.7～0.8 を乗じた値に近いことがわかっている。パ国の飲料水基準との比較結果を以下に示す。

表 6.7.3 濁度及び色度の概要

項目	単位	パ国飲料水基準		WHO 飲料水基準	コンセプションの浄水水質
		許容値	推奨値		
見かけ色度	ACU (度)	-	-	-	平均色度は 6.5～30 の範囲にあり、1 月が 30 度であるが、それ以降は次第に改善が見られている。しかし平均で 6.5 度、最高で 10 度まで上昇することがある。
真の色度(推定)	TCU	15	5	15	1 月では平均 20 度を超過していると推測される。その後改善が見られているが、色度 5 度を下回することは稀であると考えられる。
濁度	NTU	5	1	1(平均) 5(単一試料)	平均濁度は 5～11NTU の範囲にあり、1 月の平均は 10NTU を超過している。その後改善が見られているが、平均濁度はパ国許容値を上回っている月がほとんどである。

コンセプションの浄水水質は 1 月がもっとも悪いが、2～3 月にかけてろ過砂の更新作業を行ったこともあり、それ以降の浄水水質は大きく改善が見られる。しかし、4 月以降はほぼ横ばい状態が続き、12 月の平均濁度は 4.9NTU(最高 5.7NTU)を記録している。

色度(見掛け)についても同様の傾向が見られ、4 月以降はほぼ横ばい状態が続き、12 月の平均色度は 6.5ACU、最高で 10.0ACU を記録している。

「濁度」及び「色度」は、水道システムの機能を評価する指標として広く用いられ、水質に何らかの危険性があることを示す重要な項目である。上記からわかるとおり、現在のシステムではパ国基準を満たす浄水を安定的に生産することはできず、水質面での浄水能力を有していないことが明らかで、運用上の工夫でこれを改善することは困難である。また、パラグアイ川には下水が直接放流されており、耐塩素性病原微生物などに起因する水因性感染症のリスクは極めて高いことから、早急に現在の浄水システムを改善する必要がある。

この結果、現在、飲料水として供給されている水の水質はパ国基準を満たすことができず、健康上のリスクをはらんでいるものと判断される。さらに、利用者にとって水道水に対する満足度は低く、特に水質に対するクレームが多い。

WHO の飲料水質ガイドラインによれば、単一サンプルで 5NTU、平均値で 1NTU が濁度の基準値として定められ、パ国飲料水基準では、許容値 5NTU、推奨値 1NTU と規定されている。許容値とは不可抗力により一時的に許容できる値という意味であり、浄水場の水質管理は、健康上望ましい値である推奨値に基づいて行われなければならない。

膜ろ過などの高度浄水を適用できる状況にない多くの国々では、水道水質の安全性を濁度管理によって確保する必要性が認識されており、濁度の低減は、都市水道の運営管理者として取り組まなければならない課題といえる。

(3) ジャーテストの結果

水質改善のための凝集効果についての調査。

コンセプションの原水のジャーテスト結果は以下のとおりである。

表 6.7.4 ジャーテストの結果

pH	項目	硫酸アルミニウム注入率(mg/L)					
		35	40	45	50	55	60
7.6	濁度(NTU)	13.1	6.3	1.2	2.0	3.8	3.8
	色度(TCU)	50	25	5	5	5	5
8.0	濁度(NTU)	8.6	6.7	2.4	1.2	0.8	0.6
	色度(TCU)	30	15	10	10	5	5
8.6	濁度(NTU)	10.8	8.2	4.2	1.4	0.5	0.4
	色度(TCU)	50	30	25	10	10	10
原水の状態		水温=29.5℃ pH=7.6 色度(真)=130TCU 濁度=15.9NTU アルカリ度=48mg/L					

この結果によれば、pH 調整による凝集効果は若干向上しているものの、注入率が高い場合はその度合いは少なくなる。

残留濁度がもっとも低い凝集剤注入率は 60mg/L であるが、色度の除去については pH 調整の効果が確認されなかった。

原水の状態によって試験結果は変化するが、ESSAP の経験によれば凝集剤の注入率に関しては、50mg/L と 60mg/L との間でその効果にほとんど違いはないとのことである。

こうしたことから、浄水場の運転管理では、凝集剤添加時に原水の pH 調整を行っていない。

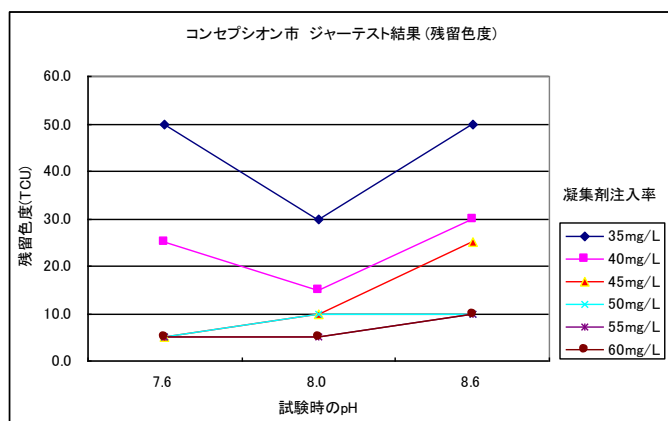
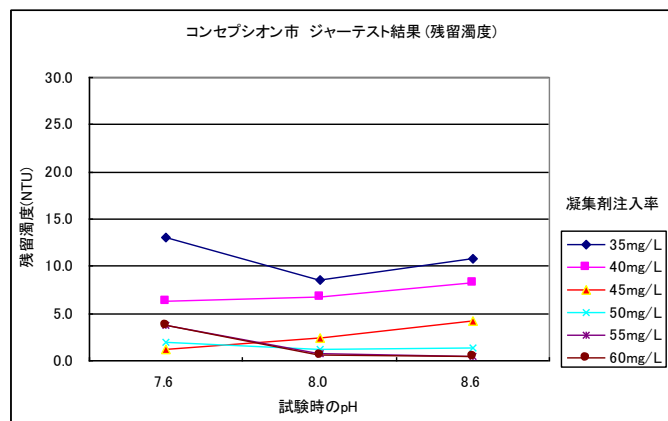


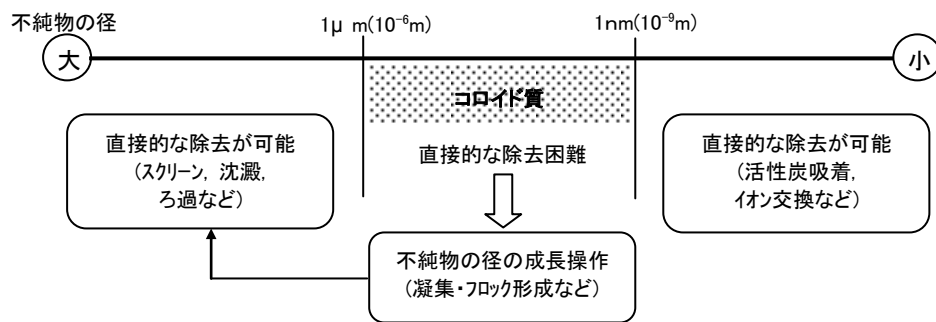
図 6.7.1 ジャーテストの結果

#### (4) 浄水処理のポイント

水中の不純物は大きく溶解性と懸濁性(不溶解性)に分けられ、一般的に孔径  $1\sim 2\mu\text{m}$  のろ紙を通過した成分を溶解性、残留した成分を懸濁性と分類する。(メンブレンフィルターでは  $0.45\mu\text{m}$  で分類)

コロイドは  $1\text{nm}\sim 1\mu\text{m}$  の粒径にある不純物であるが、溶解性物質のように水と一体で挙動せず、懸濁性に近い挙動を示す。水分子を  $1\text{nm}$  の直径とした場合、コロイド粒子は  $1\text{m}$  ほどの大きさを持つ粒子に相当するため、ろ紙による分類では溶解性に属してもその挙動は粗い懸濁質と同様に扱う必要がある。

以下に不純物の粒径とそれに対応した除去プロセスを示す。 $1\mu\text{m}$  以下、 $1\text{nm}$  以上といった領域では、直接的な分離プロセスが存在するが、その中間のコロイド質についてはそうしたプロセスがないことから、凝集・フロック形成といった作業が必要となる。



出展: 浄水の技術(技報堂出版)

図 6.7.2 不純物の径と除去プロセス

色度には濁り成分によって与えられる「見掛け色度」と濁り成分を除いても残る「真の色度」があるが、パラグアイ川の原水はフミン酸(植物等の腐植物質)が主因であり、真の色度も高い。フミン酸は酸によって沈澱する腐食画分であるため、凝集・沈澱処理によって除去することができる。

従って、色度の除去に主眼を置くと、弱酸性の範囲で浄水処理を行うことが良いと判断される。ジャーテストの予備試験(pH 調整なし)では、注入率  $45\text{mg/L}$  が最も効果的な凝集が見られ、原水のアルカリ度は  $40\text{mg/L}$  が  $20\text{mg/L}$ 、pH は  $7.6$  から  $5.8$  と低下し、形成フロックの粒径は  $0.5\sim 0.75\text{mm}$  程度となった。一方、注入率  $30\text{mg/L}$  以下では凝集効果は得られなかった。

コンセプション及びピラルール両市の浄水場では、原水にアルカリ剤を添加することなく処理を行っているが、これはフミン酸の除去を念頭においたものであり、ジャーテストの結果からもこの処理は妥当と考えられる。しかし、適切な凝集処理、沈澱処理を行う施設が欠如しているため、水質基準に見合った飲料水を供給できない。

また、上記のような原水水質の特性によって、色度の除去を行うために注入する凝集剤は、濁質の除去に必要とされる注入量よりも多くの量を必要とする。これに伴い、形成されるフロックは膨潤で脆弱なものとなる。

パラグアイ川の水に含まれる鉄分は  $2\sim 3\text{mg/L}$  にあり、鉄分の濃度は色度との相関が強い。色度の高

い水と鉄が共存している場合、鉄が水中の有機物と錯体を形成し、コロイド鉄として存在していると考えられ、こうした場合は、単純にばっ気しても酸化作用がほとんど望めない。従って、低い pH(5.5 程度)の下、硫酸アルミニウムによる凝集を通して色度成分(コロイド)と一体で除去することが効果的と考えられる。

#### (5) 現在の浄水プロセスの妥当性

既に述べたとおり、直接ろ過池は濁質捕捉の機能を十分果たすことができていない。直接ろ過池では、原水に含まれる濁質(濁度成分、色度成分、凝集剤など)を捕捉することができず、砂層全体が膨潤化し、濁質の多くが上澄み水に残されてしまっている。現地調査では、急速ろ過池へ流れ込む前の上澄み水の濁度が 30~45NTU であり、急速ろ過池にかかる負荷が極めて大きいことが確認された。

急速ろ過池に過大な負荷がかかることは、処理水の水質悪化と処理水量の減少という悪循環をもたらすこととなり、さらに頻繁な洗浄を行わなければならない。また、パラグアイ川の原水のようにフミン質による色度成分が存在する場合、原水処理では Al/T 比(濁度当たりの凝集剤量)が大きくなる。こうした条件下で形成されたフロックは強度が低く、一旦ろ過池で捕捉されても、水流の変化によるせん断力によって容易に破壊され、ろ過水の中に漏洩しやすくなる。

コンセプション市の場合、直接ろ過と急速ろ過を組み合わせた特殊なシステムとなっているため、一般的な技術指針に準じた評価は難しい。しかし、直接ろ過が採用できる原水特性でないことは明らかであり、直接ろ過が前処理としての役割を果たしているとはいえ、現在の浄水プロセスは著しく妥当性を欠くものと判断できる。

#### (6) 原水水質に適した処理フロー

原水水質に適した処理フローは、河川原水の基本的な処理方法である通常処理法である。

処理プロセスの変更のポイントは、現在の直接ろ過池を廃止し、フロック形成と沈澱のプロセスを担う施設を新たに設けることである。その結果、濁質成分を適切に沈降分離して、濁度がある程度除去された上澄み水を急速ろ過池にて処理することが可能となる。

パラグアイ川の原水処理方法として求められるフローは以下のとおり。

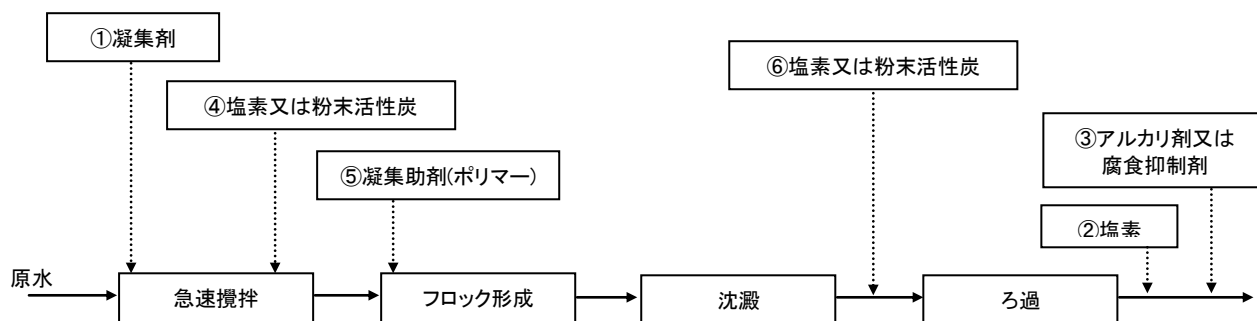


図 6.7.3 採用すべき通常処理フロー

上記のフローのうち、①②③のラインは既存の浄水場と同様の薬品注入である。

④及び⑥の注入ラインは将来の水質変化や水質規準の改定に対応できるように考慮しておく必要

がある。全鉄とマンガンは、現在の処理状況から、濁質の除去が確実にできればパ国基準値を満たすことは十分可能と考えられるが、将来的に溶解性の鉄やマンガンが問題となる場合に備え、前塩素あるいは中間塩素処理などを追加できるようにすべきである。また、色度成分を起因とするトリハロメタンなどの対策が求められる場合には、活性炭の注入を考慮する必要があるが、現時点ではその必要性は低い。ライン⑤では、フロック沈降速度を向上させるため、凝集助剤としてポリマー添加を考慮することが望ましい。

## 6-7-2 ピラール浄水場

### (1) 水量面での能力評価

浄水場における量的な生産能力は以下の2つから評価する。

- ・ 設計取水量を処理する能力
- ・ 場内損失を最小限に抑えながら、処理した浄水を配水する能力

浄水場の水量面での能力評価は以下のとおり。

表 6.7.5 ピラール浄水場の水量面での評価(上下向流式プラント)

項目	単位	内容	備考
設計処理水量 (設計取水量)	m <sup>3</sup> /日	6,912	
平均処理量の実績	m <sup>3</sup> /日	4,404	2009年1～12月の生産量
設計処理量の達成率	%	63.7	
場内使用水量	m <sup>3</sup> /日	752	2009年1～12月の場内利用分
場内使用率	%	17.1	場内損失水も含む
1日平均配水量の実績	m <sup>3</sup> /日	3,652	2009年1～12月の配水量
実配水達成率	%	82.9	平均配水量/平均処理量

設計取水量を処理する能力は、本来全ての浄水場が有すべき基本的条件であるが、上記表に示すとおり、設計処理量の達成率が63.7%と極めて低いレベルにとどまっている。

また、平均処理量に占める配水量の割合を示す配水達成率は82.9%、場内使用水量の割合は17.1%となっている。ピラール浄水場では直接ろ過池と急速ろ過池を別々に逆流洗浄しており、これは本来望ましい方法である。しかし、17%という場内使用率は極めて高い理由の一つには、場内の漏水などの損失があげられる。

ピラールの浄水場はコンセプションと比べて場内の整頓が行きとどき、ポンプ設備の不具合は少なく、運転管理状況はやや良好と言える。しかし、ろ過池下部の配管やバルブの腐食・劣化は著しく、ほとんど全てのバルブからは漏水が見られている。この結果、取水した水量を有効に使うことができず、市内への配水量が十分に確保できない状況が生まれている。

### (2) 水質面での能力評価

コンセプションと同様、浄水場での水質検査結果は電話にて本部へ連絡されているが、その連絡システムや結果の集計作業のフローが守られておらず、浄水場によってはデータが集計されていない時期がみられるなど、管理体制の不備が確認された。

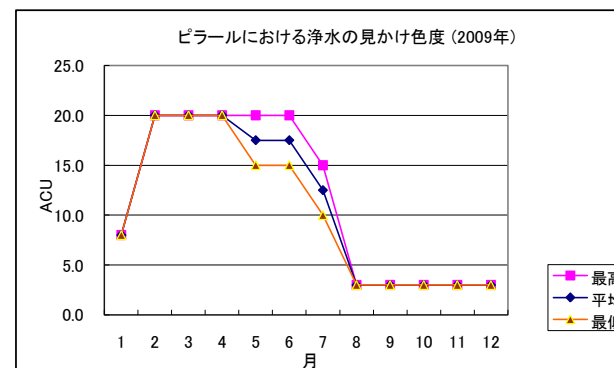
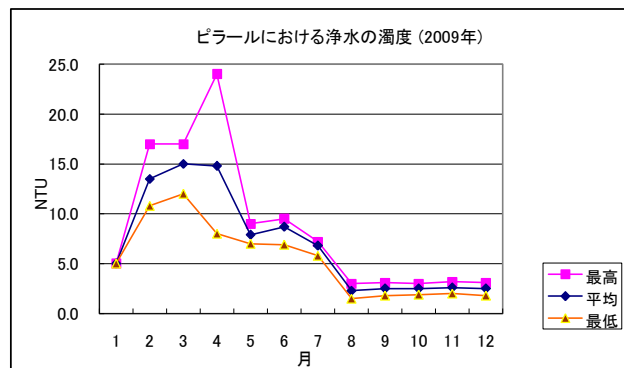
ESSAP本部で管理している浄水水質(月当りの平均値)を以下に示す。2月、7月、10～11月については、現場から本部へ連絡されたデータが整理されておらず、また、ESSAP本部の機器がメンテナンス中であったこともあり、水質データが欠損となっている。しかし、浄水場での記録を確認したところ、現場で管理している6項目については、前後の月のデータとの大きな差異はなかった。

表6.7.6 ピラール浄水場における浄水の水質(月平均値)

N°	項目	単位	2009年												パ国飲料水 基準許容値	分析場所(頻度)
			1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月		
1	色度(見かけ)	CU	8.0	20.0	20.0	20.0	17.5	17.5	12.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	-	浄水場(毎時)
2	濁度	NTU	5.0	13.5	15.0	14.8	7.9	8.7	6.8	2.3	2.5	2.5	2.6	2.5	5	浄水場(毎時)
3	pH	-	7.1	-	7.3	7.3	6.9	6.9	-	7.4	7.7	-	-	7.9	6.5-8.5	浄水場(毎時)
4	残留塩素(遊離)	mg/L	1.8	-	1.2	1.2	1.2	2.2	-	3.0	1.5	-	-	1.8	2.0 <sup>※2</sup>	浄水場(毎時)
5	全アルカリ度	mg-CaCO <sub>3</sub> /L	31	-	43	43	34	20	-	32	38	-	-	35	250	浄水場(毎時)
6	電気伝導度	μ S/cm	341.0	-	206.0	206.0	184.0	130.7	-	179.3	181.0	-	-	176.0	1250	浄水場(1回/日)
7	アルミニウム	mg/L	0.026	-	0.034	-	0.036	-	-	0.146	0.179	-	-	0.200	0.2	ESSAP本部(1回/月)
8	塩化物イオン	mg/L	52.0	-	19.0	-	17.5	11.5	-	15.5	14.0	-	-	14.5	250	ESSAP本部(1回/月)
9	全鉄	mg/L	-	-	0.03	-	0.19	-	-	0.15	0.12	-	-	0.34	0.3	ESSAP本部(1回/月)
10	硫酸イオン	mg/L	57.2	-	32.2	-	34.2	-	-	35.7	32.7	-	-	27.4	400	ESSAP本部(1回/月)
11	シリカ	mg/L	14.26	-	19.32	-	18.76	-	-	16.7	14.88	-	-	13.18	30	ESSAP本部(1回/月)
12	アンモニア性窒素	mg/L	0.04	-	0.04	-	0.04	-	-	0.02	0.02	-	-	0.02	0.05	ESSAP本部(1回/月)
13	亜硝酸性窒素	mg/L	0.00	-	0.01	-	0.00	-	-	0.05	0.00	-	-	0.00	0.1	ESSAP本部(1回/月)
14	硝酸性窒素	mg/L	3.05	-	0.31	-	0.57	-	-	8.26	3.69	-	-	2.54	45	ESSAP本部(1回/月)
15	全硬度	mg-CaCO <sub>3</sub> /L	65	-	78	-	74	60	-	59	72	-	-	65	400	ESSAP本部(1回/月)
16	全蒸発残留物	mg/L	172	-	108	-	102	75	-	89	95	-	-	88	1000	ESSAP本部(1回/月)
17	大腸菌群	群数/100mL	0	-	0	-	0	0	-	0	0	-	-	0	0	ESSAP本部(1回/月)
18	糞便性大腸菌群	群数/100mL	0	-	0	-	0	0	-	0	0	-	-	0	0	ESSAP本部(1回/月)

※1: 数値の空欄は本部におけるデータ整理の欠損による。

※2: 給水栓での最大値





現場で検査している色度は「見掛け色度」であり、過去の経験上、真の色度は 0.7～0.8 を乗じた値に近いことがわかっている。パ国の飲料水基準との比較結果を以下に示す。

表 6.7.7 濁度及び色度の概要

項目	単位	パ国飲料水基準		ピラールの浄水水質
		許容値	推奨値	
見かけ色度	ACU (度)	-	-	平均色度は3～35の範囲にあり、5月で25度、6月で10度となり、水需要量が低下する時期は3度程度まで改善している。
真の色度 (推定)	TCU	15	5	5月の平均色度は17.5度と高い。月によってばらつき画あり、安定した水質が得られていない。
濁度	NTU	5	1	平均濁度は0.6～8.0NTUの範囲にあり、月によって変動することは安定した浄水処理が行われていないことを示している。

ピラールの浄水水質は2～6月が劣悪であったが、その後ろ過砂の更新作業を行ったこともあり、8月以降の浄水水質は大きく改善が見られている。しかし、処理システムの根本的な問題は解決されておらず、時間の経過に伴って浄水の水質は悪化することが推測される。

(3) ジャーテストの結果

ピラールの原水のジャーテスト結果を以下に示す。

表 6.7.8 ジャーテストの結果

pH	項目	硫酸アルミニウム注入率(mg/L)					
		35	40	45	50	55	60
7.6	濁度(NTU)	28.8	28.8	16.4	1.0	0.7	0.8
	色度(TCU)	90	60	10	10	10	10
8.1	濁度(NTU)	22.5	8.7	1.5	1.1	2.0	2.7
	色度(TCU)	40	20	12.5	12.5	5	5
8.6	濁度(NTU)	26.4	14.1	3.6	1.0	1.7	2.1
	色度(TCU)	40	20	12.5	12.5	5	5
原水の状態		水温=29.5℃ pH=7.6 色度(真)=130TCU 濁度=31.2NTU アルカリ度=32mg/L					

この結果によれば、凝集剤注入率が低いと pH 調整による凝集効果の違いが見られているが、注入率を増加させるに従い、pH 調整の効果は見られなくなる。

残留濁度をもっとも低い凝集剤注入率は 55mg/L であるが、原水の pH を調整した効果はほとんど現れていないことがわかる。また、残留色度についても同様の傾向があり、注入率 55mg/L と 60mg/L との間で結果にほとんど差は生じない。

こうした結果は、ESSAP の本部としても認識しているとおりで、過去に実施したジャーテストにおいても同様の傾向が確認されている。このため、浄水場の運転管理では、凝集剤添加時に原水の pH 調整を行っていない。

#### (4) 浄水処理のポイント

原水はコンセプションと同様の特性を有しており、浄水処理のポイントも同様である。

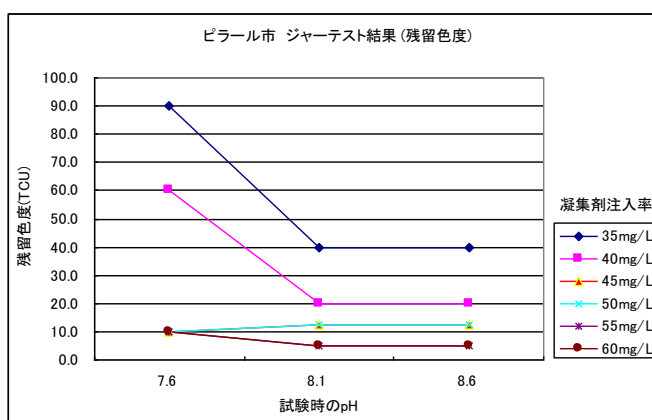
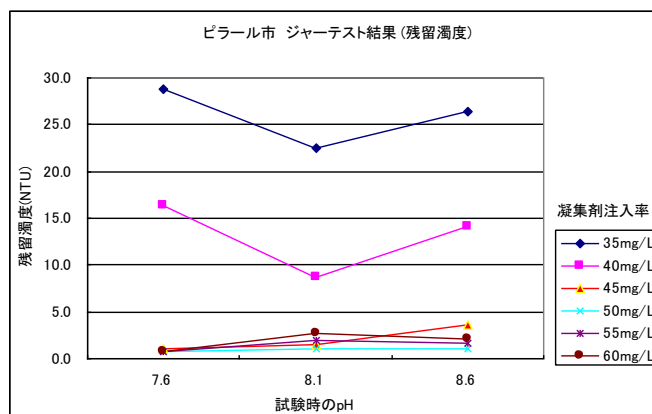


図 6.7.4 ジャーテストの結果

#### (5) 現在の浄水プロセスの妥当性

コンセプションの報告で述べたとおり、ピラールの浄水場についても直接ろ過が採用できる原水特性でないことは明らかであり、直接ろ過が前処理としての役割を果たしているとはいえ、現在の浄水プロセスは著しく妥当性を欠くものと判断できる。

#### (6) 原水水質に適した処理フロー

原水水質に適した処理フローは、河川原水の基本的な処理方法である通常処理法であり、コンセプション浄水場と同様である。

## 6-8 送配水管整備計画に係る提言

### 6-8-1 コンセプション市

#### (1) 送配水管

配水状況を見ると、北部や南部の端では水圧不足が発生しており、これは配水管の通水能力不足、効率的な管網配置になっていないことが原因と考えられる。

2010年1月にESSAPは浄水場から高架タンクまでの送水専用管を整備した。これによって、従来ポンプによって直接管網へ配水されていたシステムが、高架タンク経由で配水されるように変更され、市内の給水事情は改善された。しかし、配水管網については老朽化した石綿管とバルブへの対応並びに給水全区域内で適正給水圧と水量が確保できるように市内の給水区域をループ状に取り囲む2次配水管の整備が必要である。

検討の結果、送配水管の整備はパ国側負担事項となったが、浄水場の新設と合わせた相乗効果を得るためにも、パ国側による早急な整備が実現されることが求められる。

#### (2) 配水池

パ国の指針によれば、配水池の容量は一日最大需要量の30%とされているが、現在の施設能力は大きく不足している。

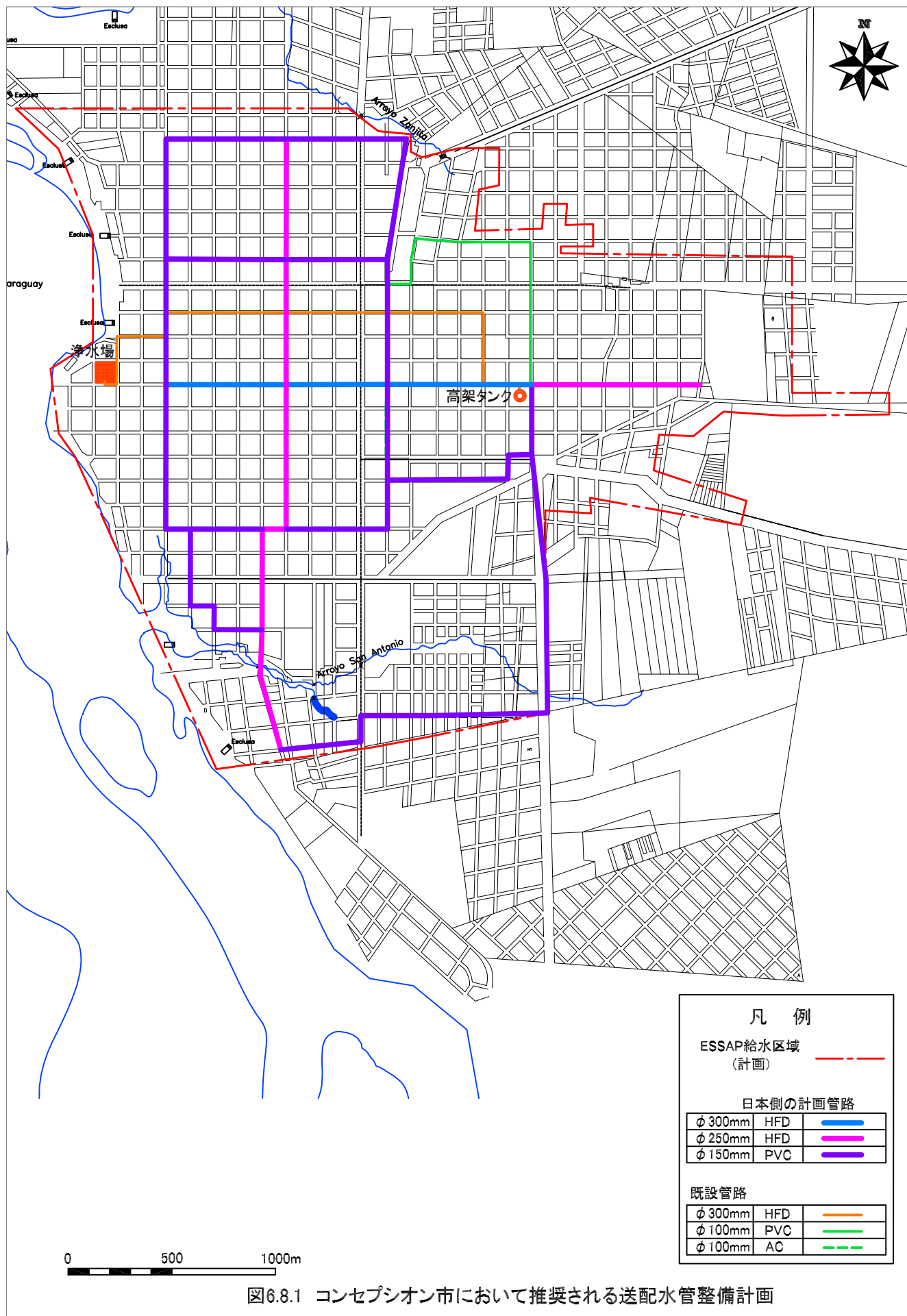
現在、浄水場の中には浄水池を兼用した配水池が存在し、その容量は1,000m<sup>3</sup>である。内部の健全度を確認したところ、過去に漏水の修理を行った形跡が数多く見られ、壁面には鉄筋の錆が露出していた。以上より、浄水場内の配水池については本計画の協力対象と、新設する。

表 6.8.1 コンセプションの配水池の容量

項目	推計値		備考
	2010年	2019年(推計)	
1日最大需要量	9,564 m <sup>3</sup> /日	9,781 m <sup>3</sup> /日	
必要な配水池容量	2,870 m <sup>3</sup>	2,934 m <sup>3</sup>	1日最大需要量の30%
既設高架タンクの容量	500 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>	ESSAPによる補修
浄水場内の配水池容量	1,000 m <sup>3</sup>	1,000 m <sup>3</sup> (更新)	
ESSAPによる新設計画	-	1,500 m <sup>3</sup>	既設高架タンクに隣接
充足率	52.3%	102.2%	
配水池容量の不足分	1,370 m <sup>3</sup>	-	

目標年次2019年の水需要量の推計に基づくと、必要な配水池容量は約3,000m<sup>3</sup>である。今後、補修を行う予定である既存の高架タンク(500 m<sup>3</sup>)と計画中の新規鋼製タンク(1,500m<sup>3</sup>)の総容量は2,000 m<sup>3</sup>である。

浄水場内の貯水施設は、少なくとも浄水池としての機能(計画浄水量の1時間分以上)が求められ、現在と同規模(1,000 m<sup>3</sup>)の配水池を確保すれば、パ国指針を満足することができる。



## 6-8-2 ピラール市

### (1) 送配水管

コンセプションと異なり、浄水場と市内の高架タンクを結ぶ送水管は、途中で配水管網との接続がある。この問題は今後 ESSAP の資金によって送水管の更新作業が実施される予定であり、日本側の協力対象としては、市内の配水池以降の配水本管及び 2 次配水管の整備とすることが望ましい。配水管網については、老朽化した石綿管に代わる配水本管に加えて、市内の給水区域をループ状に取り囲む 2 次配水管の整備が必要である。また、給水全区域内で適正給水圧を確保できるよう、バルブ類の整備も必要である。

検討の結果、送配水管の整備はパ国側負担事項となったが、浄水場の新設と合わせた相乗効果を得るためにも、パ国側による早急な整備が実現されることが求められる。

### (2) 配水池

現在の高架タンクは、その構造上、配水池としての機能を有していないが、今後、ESSAP が送水管の更新を行うことにより、給水需要に対する時間変動の調整が可能となる。

表 6.8.2 ピラールの配水池の容量

項目	年次		備考
	2010 年	2019 年(推計)	
1 日最大需要量	6,150 m <sup>3</sup> /日	7,454 m <sup>3</sup> /日	
必要な配水池容量	1,845 m <sup>3</sup>	2,236 m <sup>3</sup>	1 日最大需要量の 30%
既設高架タンクの容量	500 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>	
浄水場内の配水池容量	1,000 m <sup>3</sup>	1,000 m <sup>3</sup> (更新)	
ESSAP による新設計画	-	未定	500m <sup>3</sup> の～1,000 m <sup>3</sup>
充足率	81.3%	67.1%	
配水池容量の不足分	345 m <sup>3</sup>	736 m <sup>3</sup>	

現在の配水池容量はパ国基準の 82%を満たしているが、今後、市内の水需要量の増加に応じて充足率は低下することが予想される。しかし、北部の配水池が新たに建設されることによって、2019 年の時点でも配水池容量の充足率は大きく改善する。現時点では、新設される配水池の容量は未定であるが、ESSAP としては 500m<sup>3</sup> の～1,000 m<sup>3</sup> の規模を想定しているとのことである。

現在、浄水場内にある配水池は老朽化が進んでおり、コンセプションと同様、日本側の協力計画において全面的に新設する。今後、ESSAP が新設する配水池の容量を考慮すると、今回新設する配水池の容量は 1,000 m<sup>3</sup> 程度とすることが妥当と判断される。

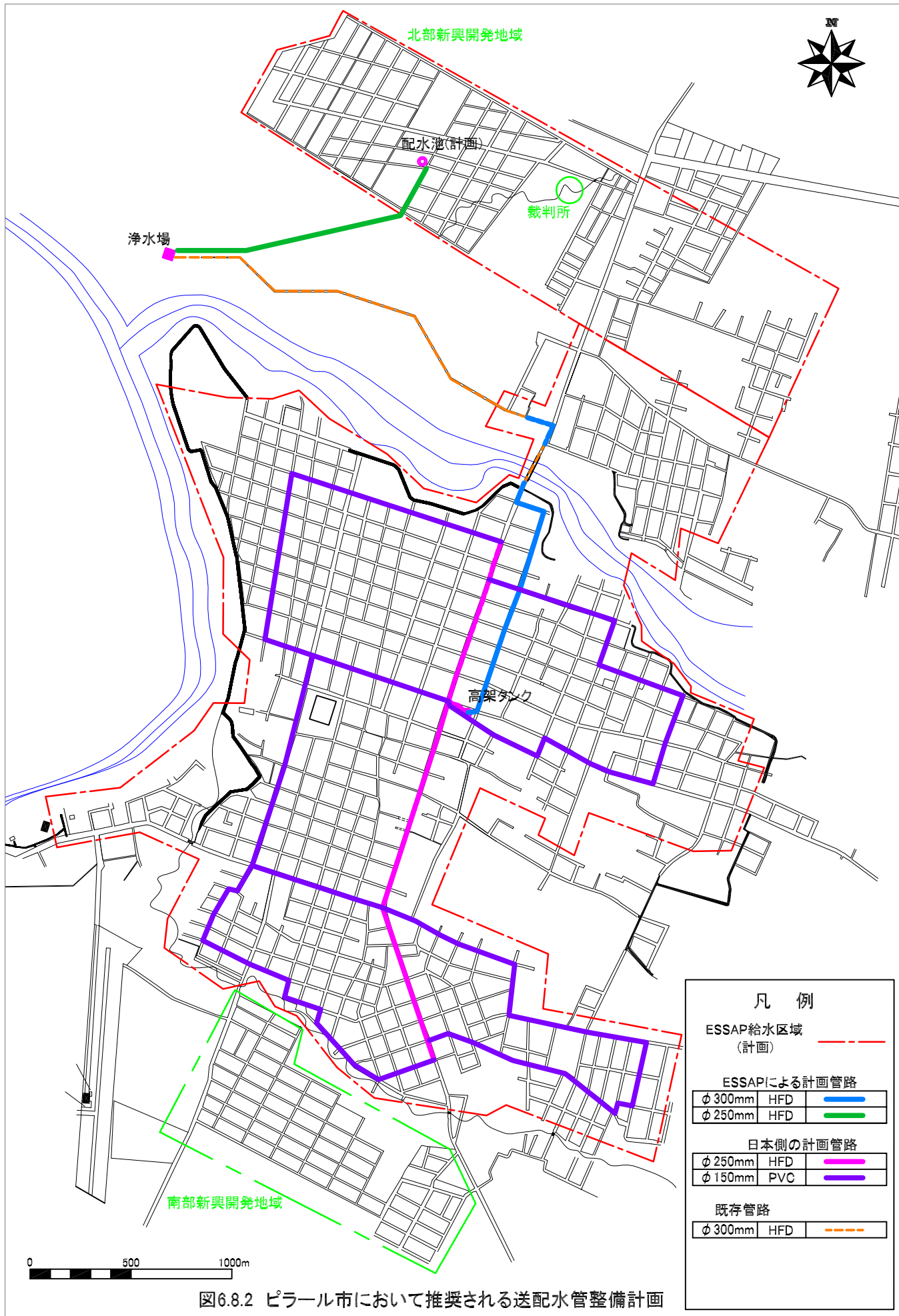


図6.8.2 ピラル市において推奨される送配水管整備計画

## 6-9 配水管網の水力計算

### 6-9-1 コンセプション

- (1) 目標年次 2019 年
- (2) 給水人口 26,565 (2010 年) → 31,245 (2019 年)
- (3) 有収率 60%(2010 年) → 69% (2019 年無収率=31%)
- (4) 水需要量

- ① 1 日平均需要量 8,151 m<sup>3</sup>/日
- ② 1 日最大需要量 9,781 m<sup>3</sup>/日 (8,151×1.2)  
=407m<sup>3</sup>/時=113L/秒
- ③ 時間最大需要量 14,671 m<sup>3</sup>/日 (9,781×1.5)  
=611 m<sup>3</sup>/時=170 L/秒

(5) 計算条件

- ① 計画流量 170 L/秒(時間最大需要量)
- ② 水力計算 EPANET2 ヘーゼン・ウィリアムス公式  
流速係数 110
- ③ 節点数 31 点
- ④ 管路数 40 点
- ⑤ 各節点に対する需要量の割り当て

ESSAP の給水区域を 44 に区分する。(図 6.9.1)

給水区域面積に対する各エリアの面積の割合(%)を算出する。

2019 年の時間最大需要量に各エリアの面積の割合をかけて、各エリアが受け持つ需要量を算出する。

各エリアの需要量を、接している節点(Nudo)に分配することで、各節点が受け持つ需要量を算出する。

⑥ 計算モデル

【コンセプション モデル A】	【コンセプション モデル B】
<ul style="list-style-type: none"> <li>・配水本管(東西線、南北線)を更新する。</li> <li>・北部及び南部に対する 2 次配水管をループ上に整備する。</li> <li>・市中心部の石綿管(φ100)は現況とする。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配水本管(東西線、南北線)を更新する。</li> <li>・北部及び南部に対する 2 次配水管をループ上に整備する。</li> <li>・市中心部の石綿管(φ100)をφ150mm に更新する。</li> </ul>

(6) 計算結果と整備計画案

上記2つのモデル毎に水理計算を行い、各節点の水圧が15m (0.15MPa)を確保するように管路口径を選定した。その結果は、図 6.9.2 及び図 6.9.3 のとおりとなり、新たに整備する必要のある管路の数量は以下のとおりである。

計算モデルにおける管路整備数量

コンセプト モデル A	コンセプト モデル B
φ 300:約 1.7km (DI)	φ 300:約 1.7km (DI)
φ 250:約 3.8km (DI)	φ 250:約 3.8km (DI)
φ 150:約 5.3km (PVC)	φ 150:約 10.4km (PVC)
φ 100:約 0.8km (PVC)	φ 100:約 0.8km (PVC)



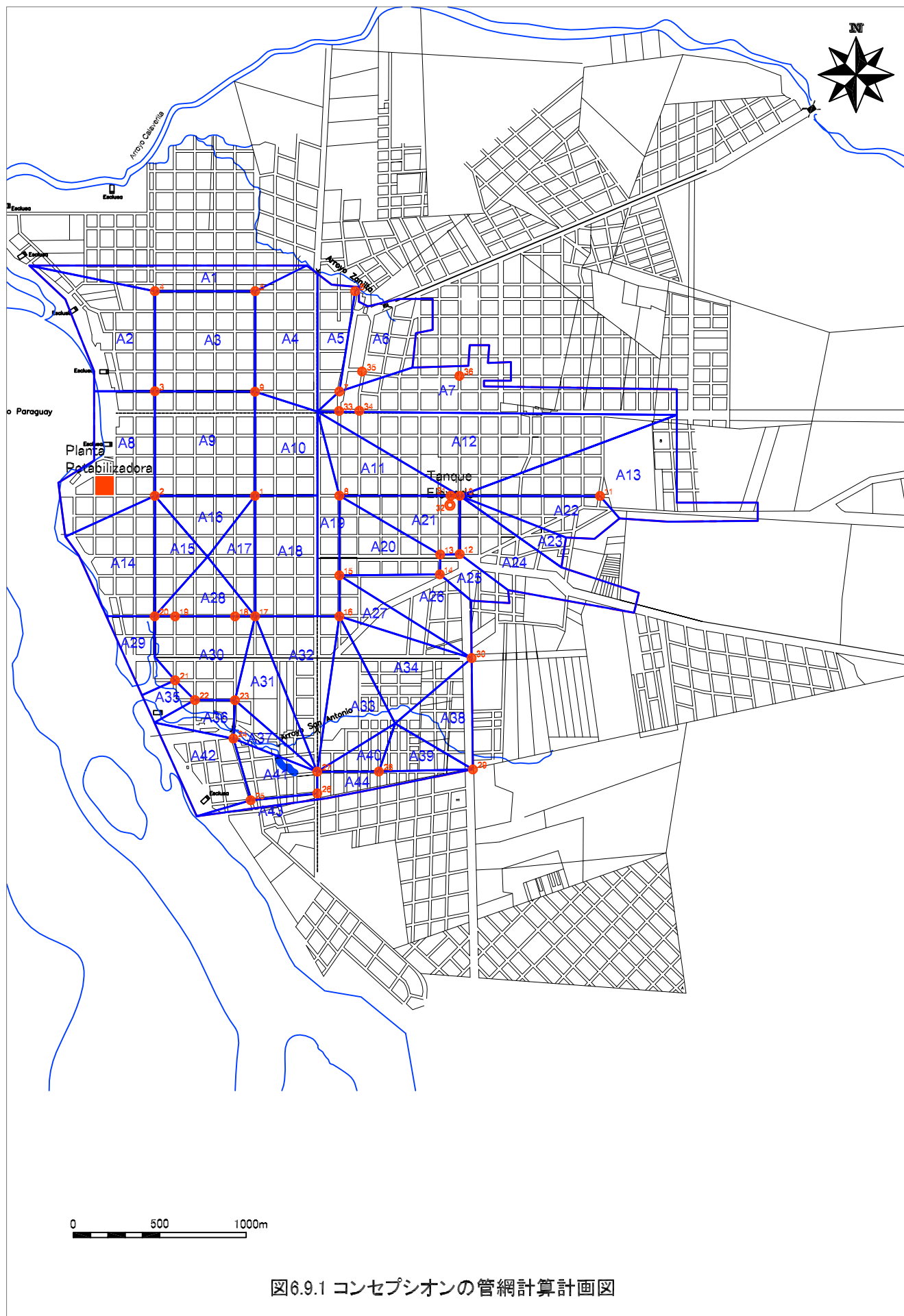


図6.9.1 コンセプションの管網計算計画図

コンセプション管網計算データ

ESSAP給水区域 7,628,015 m2  
 日平均需要量 (a) 8,151 m3/dia  
 日最大需要量 (a\*1.2) 9,781 m3/dia  
 時間最大需要量 (a\*1.2\*1.5) 169.81 L/seg

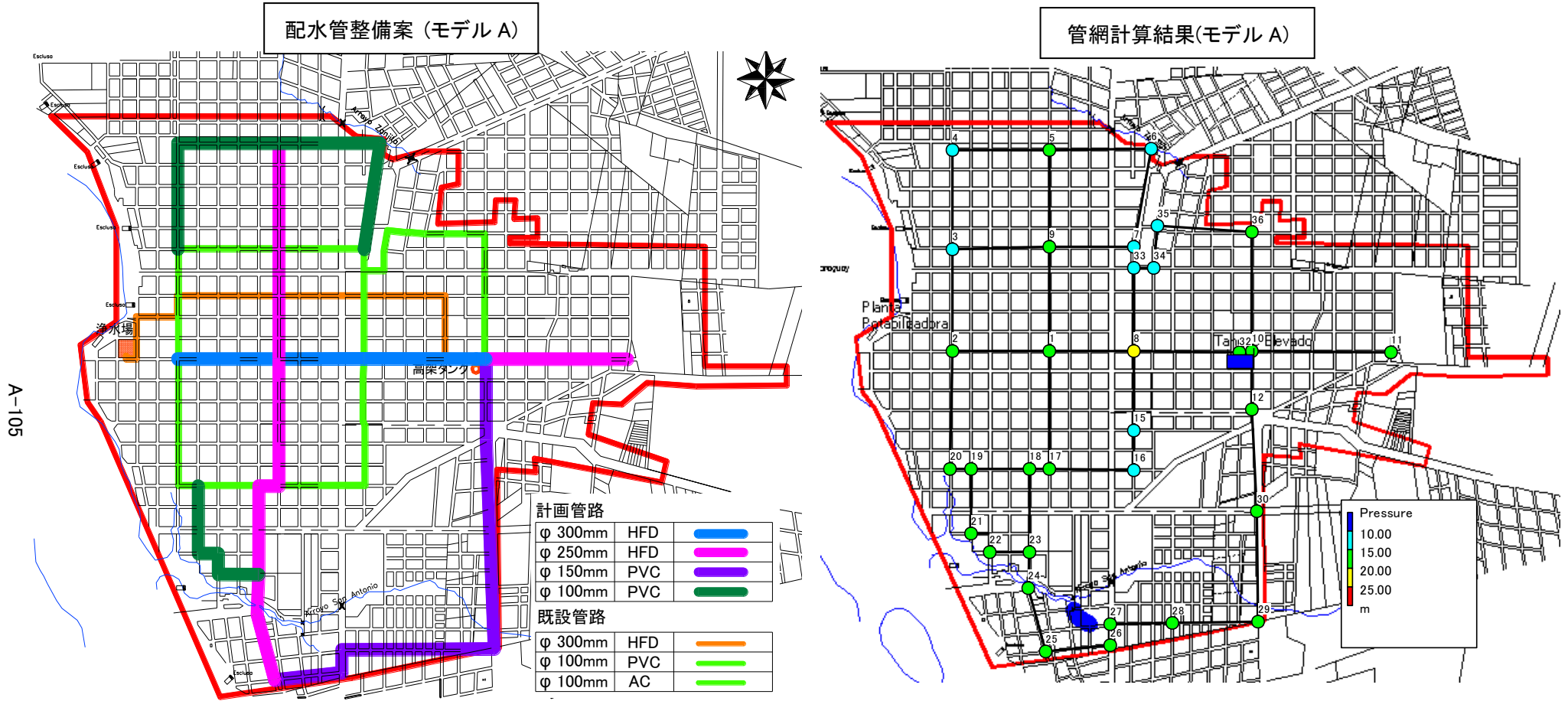
ゾーン	面積 m2	割合 %	構成節点数	配水管網の節点と需要量の配分																		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
A1	162,186	0.021	2				1.81	1.81														
A2	289,731	0.038	2			3.22	3.22															
A3	336,827	0.044	4			1.87	1.87					1.87										
A4	261,017	0.034	2					2.91				2.91										
A5	117,896	0.015	2						1.31	1.31												
A6	195,156	0.026	3						1.45	1.45												
A7	398,071	0.052	4							2.22												
A8	306,499	0.040	2		3.41	3.41																
A9	350,282	0.046	4	1.95	1.95	1.95						1.95										
A10	196,623	0.026	2	2.19								2.19										
A11	169,355	0.022	2							1.89		1.89										
A12	498,737	0.065	1									11.10										
A13	398,944	0.052	2									4.44	4.44									
A14	240,021	0.031	2		2.67																	
A15	106,645	0.014	2		1.19																	
A16	102,289	0.013	2	1.14	1.14																	
A17	95,980	0.013	2	1.07																1.07		
A18	252,657	0.033	2	2.81																2.81		
A19	119,729	0.016	3							0.89							0.89	0.89				
A20	168,231	0.022	4							0.94				0.94	0.94	0.94						
A21	137,613	0.018	4							0.77			0.77	0.77								
A22	134,681	0.018	2									1.50	1.50									
A23	56,041	0.007	1									1.25										
A24	246,683	0.032	2									2.75		2.75								
A25	64,919	0.009	3										0.48	0.48	0.48							
A26	171,092	0.022	3												1.27							
A27	90,822	0.012	3													0.67	0.67					
A28	100,330	0.013	4																	0.56	0.56	0.56
A29	90,601	0.012	2																			
A30	225,539	0.030	7																	0.72	0.72	0.72
A31	139,715	0.018	3																	1.04		
A32	219,474	0.029	3																	1.63	1.63	
A33	184,939	0.024	2																	2.06		
A34	198,283	0.026	2																	2.21		
A35	39,170	0.005	2																			
A36	66,443	0.009	3																			
A37	54,778	0.007	3																			
A38	143,971	0.019	2																			
A39	75,185	0.010	2																			
A40	49,646	0.007	2																			
A41	101,401	0.013	4																			
A42	172,969	0.023	2																			
A43	24,175	0.003	2																			
A44	72,667	0.010	4																			
合計	7,628,013	1.000	116	9.16	10.36	10.46	6.90	6.59	2.76	4.98	4.48	8.92	23.69	5.94	3.99	2.18	2.69	3.77	7.46	7.82	1.28	1.28

コンセプション管網計算データ

ゾーン	(L/seg)																	Total
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	
A1																		
A2																		
A3																		
A4																		
A5																		
A6																1.45		
A7														2.22	2.22			2.22
A8																		
A9																		
A10																		
A11																		
A12																		
A13																		
A14	2.67																	
A15	1.19																	
A16																		
A17																		
A18																		
A19																		
A20																		
A21																		
A22																		
A23																		
A24																		
A25																		
A26											1.27							
A27											0.67							
A28	0.56																	
A29	1.01	1.01																
A30	0.72	0.72	0.72	0.72														
A31				1.04					1.04									
A32									1.63									
A33									2.06									
A34											2.21							
A35		0.44	0.44															
A36			0.49	0.49	0.49													
A37				0.41	0.41				0.41									
A38										1.60	1.60							
A39									0.84	0.84								
A40									0.55	0.55								
A41					0.56	0.56	0.56	0.56										
A42					1.93	1.93												
A43						0.27	0.27											
A44								0.40	0.40	0.40								
合計	6.14	2.16	1.65	2.65	3.39	2.76	1.24	6.65	1.79	2.84	5.75	0.00	0.00	2.22	2.22	1.45	2.22	169.81

【コンセプトン モデル A】 (図 6.9.2)

配水本管(東西線・南北線)に加えて、北部・南部に対する 2 次配水管をループ上に整備することによって、地区の水圧の不均衡を是正する。

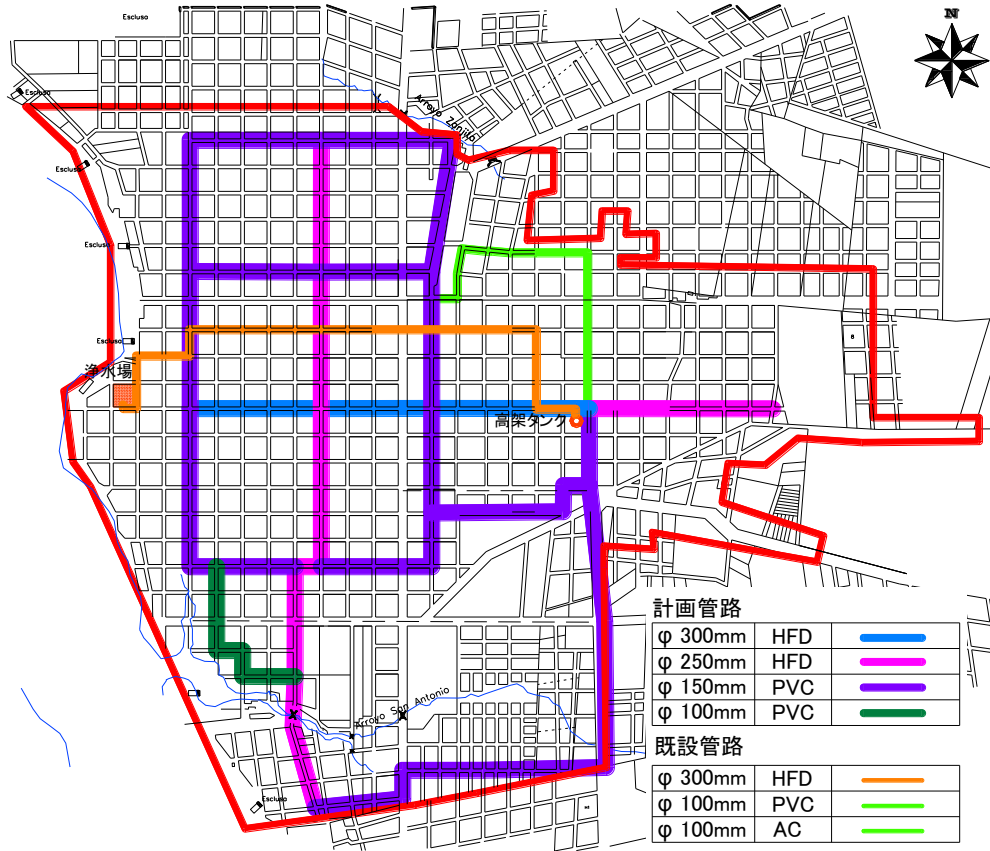


- ・市街地中心部の 2 次配水管網(黄緑)は既存の石綿管(φ 100mm)を使用することとなる。
- ・末端部の最小動水圧は基準(0.1Mpa=10m)を満たすことができるが、管網内の水圧不均衡は依然として残ってしまう。
- ・石綿管自体は老朽化が進んでいること、内部の堆積物により通水能力が低下していることから、継続使用に対するリスクは大きい。

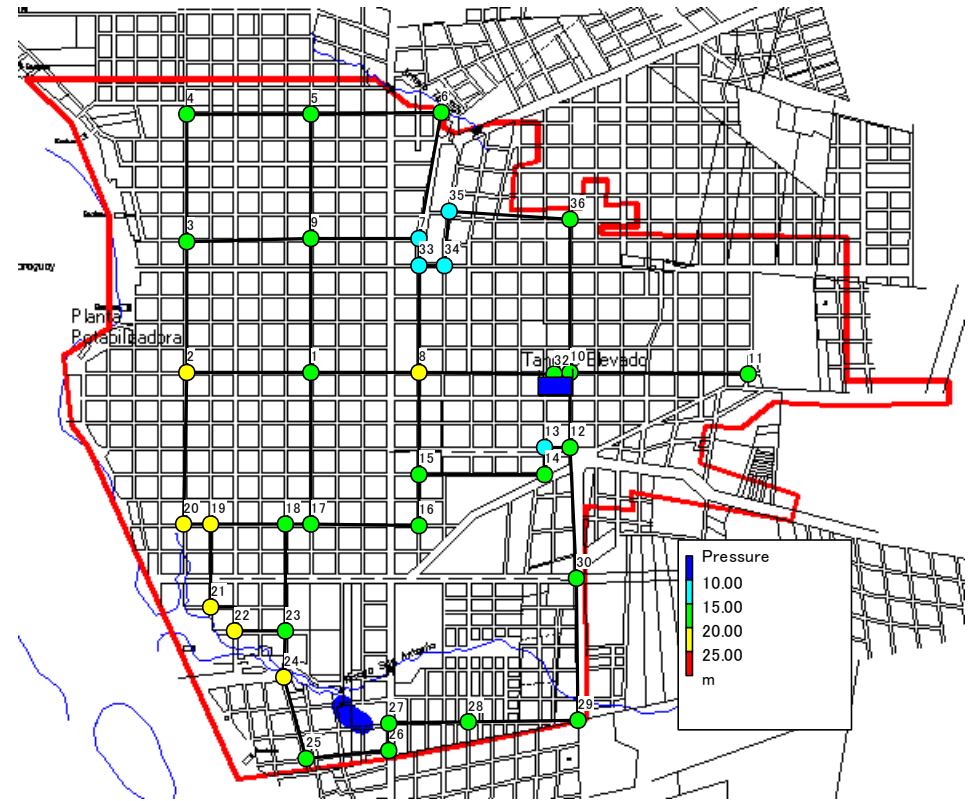
【コンセプト モデル B】 (図 6.9.3)

既存の石綿管区間の更新を含め、給水区域全体に 2 次配水管網を整備する。

配水管整備案 (モデル B)



管網計算結果(モデル B)



- ・A 案と同様、局所的に標高が高い場所は動水圧が低くなるが住民への給水に影響を与えるものではない。
- ・管網の末端部でも適正動水圧(0.1Mpa=15m)が確保できるため、給水栓レベルの水圧不足はほとんど生じない。

## 6-9-2 ピラール

- |          |                                   |
|----------|-----------------------------------|
| (1) 目標年次 | 2019 年                            |
| (2) 給水人口 | 22,492 (2010 年) → 27,262 (2019 年) |
| (3) 有収率  | 79%(2010 年) → 79% (2019 年無収率=21%) |

### (4) 水需要量

- |            |                                                                        |
|------------|------------------------------------------------------------------------|
| ① 1 日平均需要量 | 6,212 m <sup>3</sup> /日                                                |
| ② 1 日最大需要量 | 7,454 m <sup>3</sup> /日 (6,212×1.2)<br>=310 m <sup>3</sup> /時=86L/秒    |
| ③ 時間最大需要量  | 11,181 m <sup>3</sup> /日 (7,454×1.5)<br>=465 m <sup>3</sup> /時=129 L/秒 |

### ④ 1 日平均需要量の分配

- 市内中心部: 5,125 m<sup>3</sup>/日

現在の ESSAP 給水区域(市街地中心部)における需要量は大幅に増加することは考えられないため、平均需要量としては 2010 年の値(5,125 m<sup>3</sup>/日)を設定する。将来的な需要量の増加は主に北部地域において発生することを想定する。

- 北部新興開発地域: 1,087 m<sup>3</sup>/日

裁判所が存在する北部開発地域の計画世帯数は 1,600 とされており、1,087 m<sup>3</sup>/dia を世帯数で割ると、1 世帯当たり 679L/日となる。1 世帯当たり人員は約 3.8 人であるため、1 人当たりの使用量としては 180L/日が確保できる計算である。

### (5) 計算条件

水理計算は河川支流よりも南部にある現在の ESSAP 給水区域を対象に行う。従って、計算に用いる需要量は 9,225 m<sup>3</sup>/日(5,125 m<sup>3</sup>/日×1.2×1.5)を使用する。

- |                   |                                    |
|-------------------|------------------------------------|
| ① 計画流量            | 107 L/seg (Demanda Máxima Horaria) |
| ② 水理計算            | EPANET2 ヘーゼン・ウイリアムス公式              |
| ③ 節点数             | 38 点                               |
| ④ 管路数             | 42 点                               |
| ⑤ 各節点に対する需要量の割り当て |                                    |

ESSAP の給水区域を 40 に区分する。(図 6.9.4)

給水区域面積に対する各エリアの面積の割合(%)を算出する。

2019 年の時間最大需要量に各エリアの面積の割合をかけて、各エリアが受け持つ需要量を算出する。

エリア”A40”は Arroyo の北側に属し、将来的には北部に計画される高架タンクから給水することが必要であるため、A40 に配分する需要量を各 Nudo への配分から差し引くこととする。

エリア”A19”は北部地域に属するものとし、配分した需要量は計算には含めない。

各エリアの需要量を、接している節点(Nudo)に分配することで、各節点が受け持つ需要量を算出する。

#### ⑥ 計算モデル

ピラール モデル A	ピラール モデル B
<ul style="list-style-type: none"> <li>・南部に対する配水本管を更新する。</li> <li>・南部に対する2次配水管をループ上に整備する。</li> <li>・市中心部～北部の配水管は現況とする。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配水本管(南北線)を更新する。</li> <li>・北部及び南部に対する2次配水管をループ上に整備する。</li> <li>・市中心部の配水管を更新する。</li> </ul>

#### (6) 計算結果と整備計画案

上記2つのモデル毎に水理計算を行い、各節点の水圧が15m (0.15MPa)を確保するように管路口径を選定した。その結果は、図6.9.5及び図6.9.6のとおりとなり、新たに整備する必要のある管路の数量は以下のとおりである。

なお、浄水場から市内の高架タンクまでの送水管はESSAPによって新たに整備されることを前提とし、全ての配水は高架タンクを経由した自然流下によって行われることを前提とする。

計算モデルにおける管路整備数量

ピラール モデル A	ピラール モデル B
φ 250:約 1.9km (DI)	φ 250:約 2.7km (DI)
φ 150:約 5.9km (PVC)	φ 150:約 12.7km (PVC)

#### (7) 北部地域に対する送水計画

ピラールの北部には裁判所が建設されており、将来的に人口が増加する地域と考えられる。

当地域にはESSAPにより高架タンクが建設される。

浄水場から高架タンクまでの送水管はESSAPによって整備されるが、送水ポンプについても独立して整備しなければならない。この理由は、市内中心部の高架タンクへの送水システムとは流量や管路の摩擦損失などの条件が異なるため、一つのポンプで2つの地域に送水すると効率的な運転ができないためである。

日本側は新設する浄水場の設計を行うが、送水ポンプ設備は市内の高架タンクへの送水用に限る。この理由は以下のことによる。

- ・ 日本側による工事開始は早くても2012年以降となるため、それまでにESSAPによって北部地域向けの送水システムが整備されると考えられる。
- ・ 新設される高架タンクの標高、HWLの高さ、送水管の距離が確定しない段階では、北部へのポン

プ設備の規模を設定することができない。

従って、新設する浄水場には北部地域用の送水ポンプが設置できるスペースを確保し、浄水場新設後は、ESSAP が北部地域用の送水ポンプを移設することを想定する。

なお、参考までに北部送水用のポンプを計画する際、以下の規模が必要と想定される。

・裁判所付近の新規開発地域	1 日平均需要量	1,087 m <sup>3</sup> /日
・管網計算区域 ”A40” と ”A19”	1 日平均需要量	1,057 m <sup>3</sup> /日
	合計	2,144 m <sup>3</sup> /日
・想定されるポンプ送水量		2,573 m <sup>3</sup> /日(2,144 m <sup>3</sup> /日×1.2)
・送水ポンプの能力		1.80 m <sup>3</sup> /min=30L/秒
・ポンプ全揚程		30m
・導水管の想定仕様		φ 250mm, L=1,500m



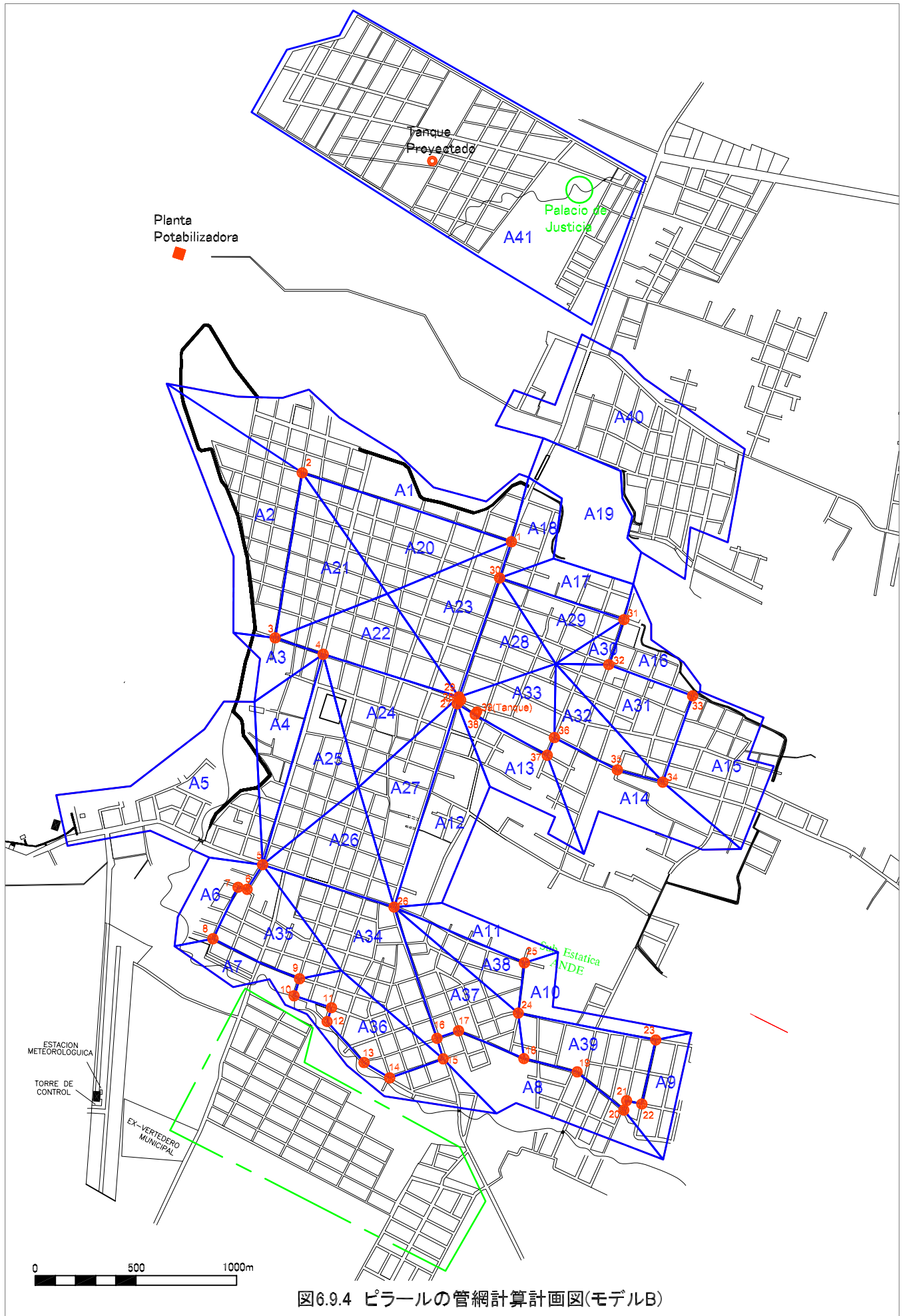


図6.9.4 ピラールの管網計算計画図(モデルB)

ピラール管網計算データ (モデルB)

ESSAP給水区域 7,449,116 m2  
 日平均需要量 (a) 6,212 m3/día (北部新興開発区域“A41ゾーン”の需要量を含む。)  
 日平均需要量 (b) 5,125 m3/día (現在のESSAP給水区域に割り当てる需要量)  
 日最大需要量 (b\*1.2) 6,150 m3/día  
 時間最大需要量 (b\*1.2\*1.5) 106.77 L/seg

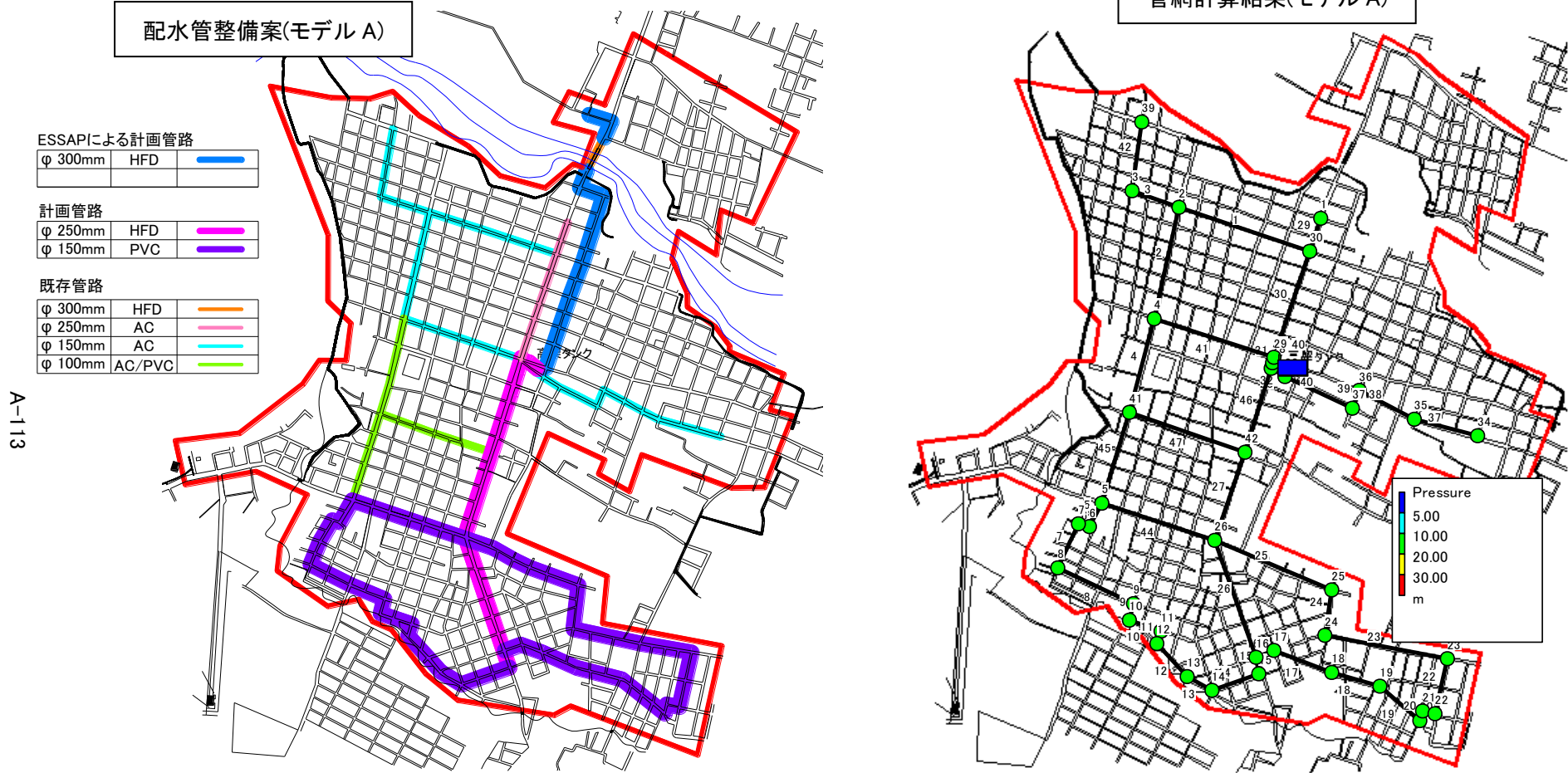
ゾーン	面積 m2	割合 %	構成節点数	配水管網の節点と需要量の配分																		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
A1	390,300	0.052	2	2.80	2.80																	
A2	365,991	0.049	2		2.62	2.62																
A3	60,271	0.008	2			0.43	0.43															
A4	142,399	0.019	2				1.02	1.02														
A5	440,740	0.059	1					6.32														
A6	95,316	0.013	4					0.34	0.34	0.34	0.34											
A7	194,448	0.026	8								0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35					
A8	237,801	0.032	6														0.57	0.57	0.57	0.57		
A9	95,025	0.013	4																			
A10	88,144	0.012	3																			
A11	75,119	0.010	2																			
A12	212,591	0.029	2																			
A13	144,262	0.019	2																			
A14	218,894	0.029	4																			
A15	249,911	0.034	2																			
A16	94,416	0.013	3																			
A17	95,160	0.013	2																			
A18	85,343	0.011	2	0.61																		
A19	226,494	0.030	1																			
A20	239,771	0.032	2	1.72	1.72																	
A21	213,523	0.029	2		1.53	1.53																
A22	183,659	0.025	3			0.88	0.88															
A23	204,605	0.027	3	0.98																		
A24	203,873	0.027	4				0.73															
A25	191,092	0.026	2				1.37	1.37														
A26	175,593	0.024	2					1.26														
A27	188,853	0.025	2																			
A28	125,300	0.017	2																			
A29	102,665	0.014	2																			
A30	29,574	0.004	2																			
A31	176,945	0.024	3																			
A32	107,785	0.014	3																			
A33	121,655	0.016	5																			
A34	267,991	0.036	4					0.96									0.96	0.96				
A35	173,880	0.023	5					0.50	0.50	0.50	0.50											
A36	164,111	0.022	7								0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34						
A37	178,783	0.024	5															0.51	0.51	0.51		
A38	84,878	0.011	3																			
A39	175,698	0.024	7																0.36	0.36		
A40	626,260	0.084	1																			
Total	7,449,115	1.000	123	6.10	8.67	5.46	4.43	11.77	0.84	0.84	1.19	1.18	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	2.21	2.04	1.08	1.44	0.93

ピラール管網計算データ (モデルB)

ゾーン	(L/seg)																			Zona Norte	Total
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38		
A1																					
A2																					
A3																					
A4																					
A5																					
A6																					
A7																					
A8	0.57																				
A9	0.34	0.34	0.34	0.34																	
A10				0.42	0.42	0.42															
A11						0.54	0.54														
A12							1.52	1.52													
A13								1.03											1.03		
A14														0.78	0.78	0.78	0.78				
A15													1.79	1.79							
A16											0.45	0.45	0.45								
A17										0.68	0.68										
A18										0.61											
A19																				3.25	
A20																					
A21																					
A22										0.88											
A23										0.98	0.98										
A24								0.73	0.73	0.73											
A25																					
A26							1.26														
A27							1.35	1.35													
A28									0.90	0.90											
A29										0.74	0.74										
A30											0.21	0.21									
A31												0.85	0.85	0.85							
A32														0.51	0.51	0.51					
A33								0.35	0.35	0.35							0.35	0.35			
A34							0.96														
A35																					
A36																					
A37					0.51		0.51														
A38					0.41	0.41	0.41														
A39	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36																
A40																				8.98	
Total	1.27	0.70	0.70	1.12	1.70	1.37	6.55	4.99	1.08	3.83	3.90	2.08	1.51	3.09	3.94	1.30	1.65	2.17	0.00	12.22	106.77

【ピラール モデル A】(図 6.9.5)

南部の給水事情の改善を図るため、南部に対する配水本管と2次配水管の整備を行う。

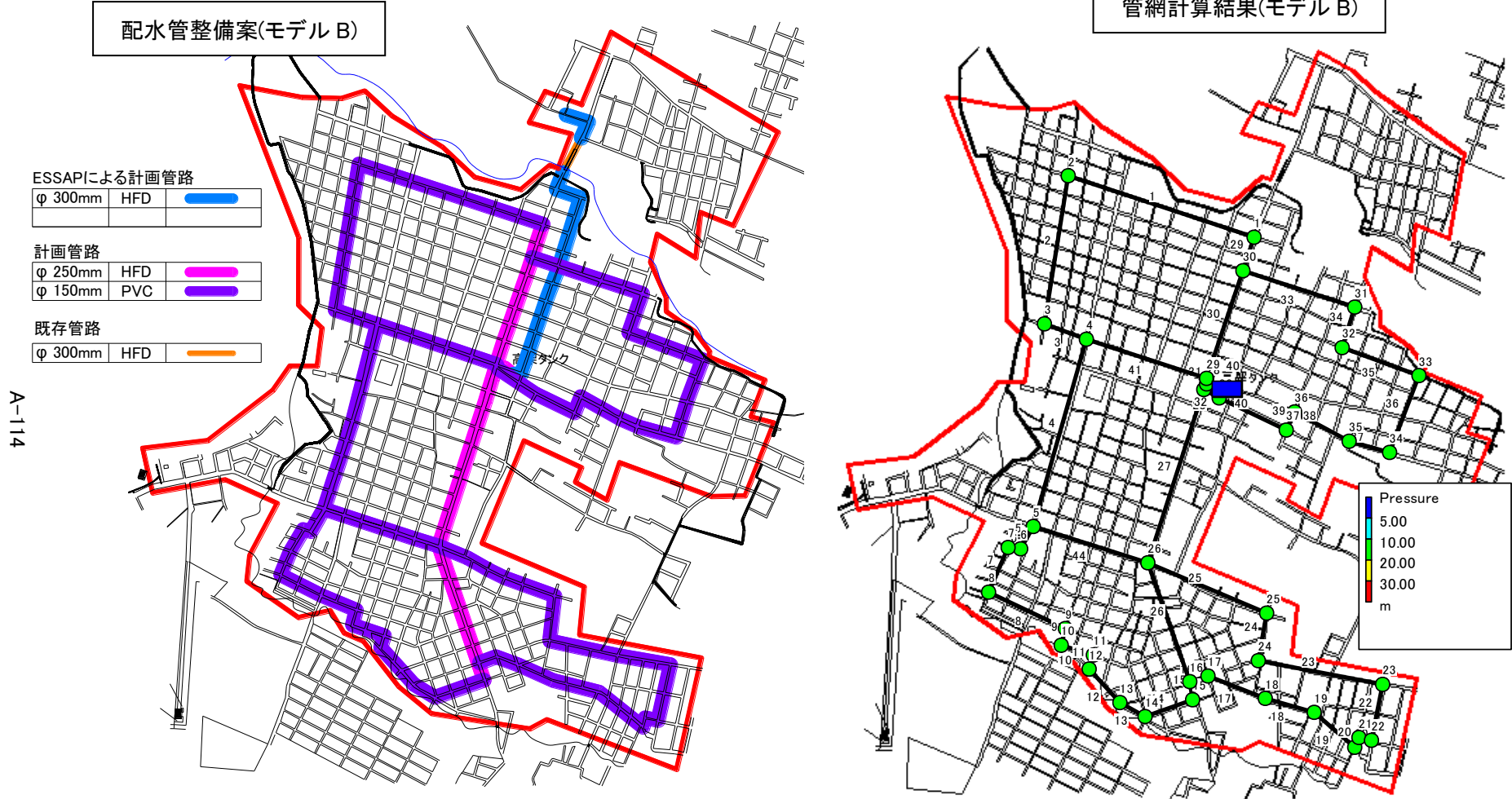


A-113

- ・特に水圧不足が顕著であった南部エリアについては、配水本管と2次配水管が整備されるため、水圧の不均衡は解消される。
- ・石綿管自体は老朽化が進んでいること、内部の堆積物により通水能力が低下していることから、継続使用に対するリスクは大きい。
- ・水道システムとしては中途半端な整備で終わってしまうため、中心部から北部にかけては目標年次の需要量に対応できない恐れがある。

【ピラール モデル B】(図 6.9.6)

既存の石綿管区間の更新を含め、給水区域全体に 2 次配水管網を整備する。



A-114

・理想的な管網整備によって、目標年次(2019 年)において給水区域の全域で規定水圧(0.1MPa 以上)が確保され、水圧不均衡が是正される。