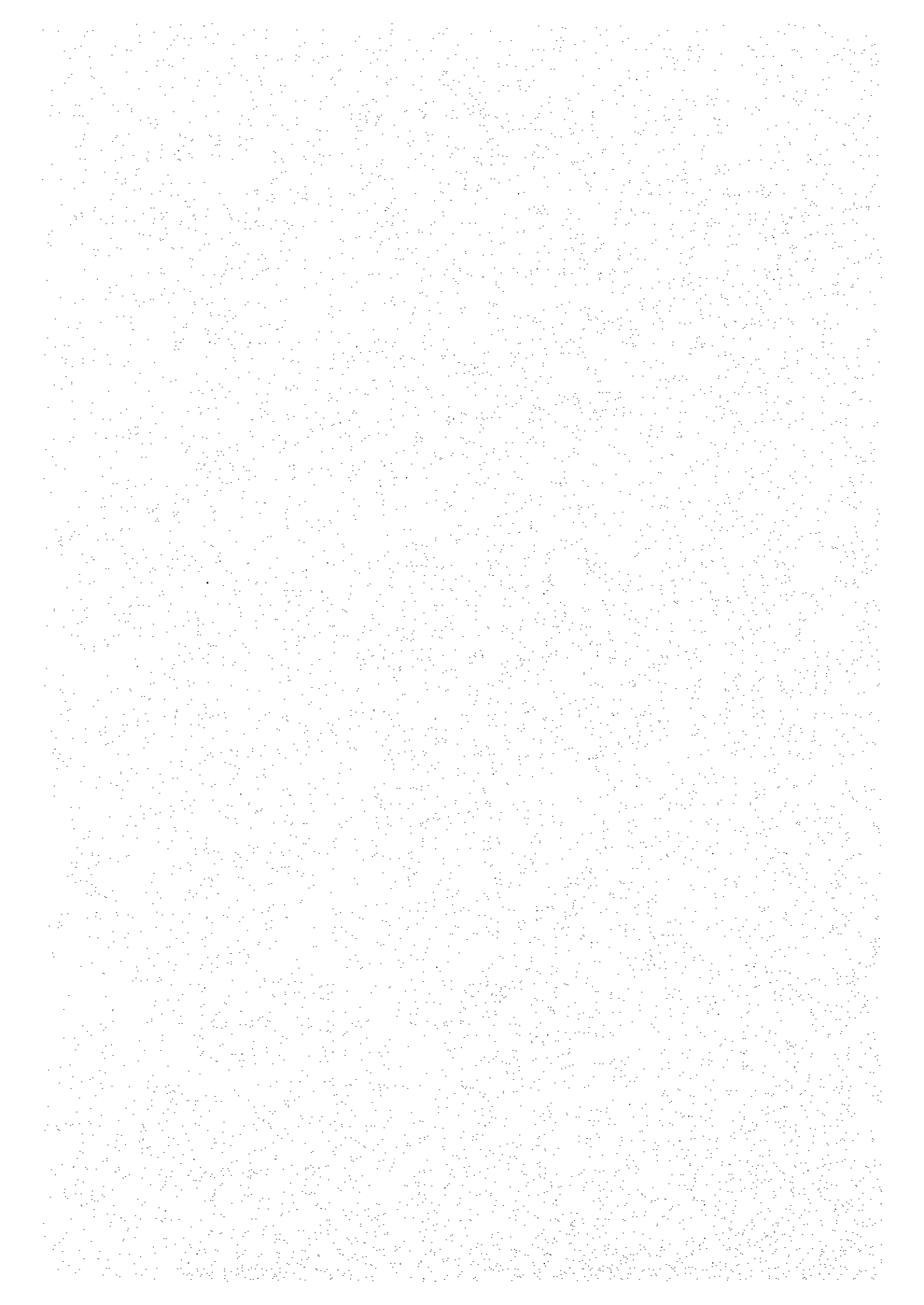


第3章 プロジェクトの内容



第3章 プロジェクトの内容

3-1 プロジェクトの目的

本計画地の所在するギザ州ギザ市は、人口約290万人を擁し（1996年）、大カイロ首都圏を構成する主要地域であるが、ナイル川対岸のカイロ市に比べ、都市生活基盤の整備が大幅に遅れている。このような状況の中で、ギザ州政府及びギザ市は第2次及び第3次5カ年計画における都市生活環境衛生の改善・整備計画を受け、我が国の3次にわたる無償資金協力を基にした上水道整備事業を進めてきた。

その一環として、ギザ州政府及びギザ市は、市の南西部にある新興住宅地で、生活基盤整備が極めて低い水準にあるピラミッド南部地区において、現在人口約29万人を対象とした、配水施設整備事業を実施し、現在同地区が直面している深刻な生活用水の不足を改善することにより、住民の生活レベルの向上、保健衛生の改善等を図ることを目的とした事業計画を策定している。本計画はその上水道整備計画において、送水幹線の布設、配水池及び配水ポンプ場を含む配水場の建設並びにギザ市が実施する配水管網整備のための配水管材の調達を行うものである。

3-2 プロジェクトの基本構想

我が国の過去3次の無償資金協力により、ギザ市南東部の西オムラニア地区及びモニブ地区において浄水場及び配水管網が整備された。これにより信頼性が高く、安全で利便性の高い飲料水の戸別給水が可能となり、生活水準及び都市生活の環境衛生向上に大きく寄与し、高い評価を受けている。一方、これらの前回協力で整備された地区に隣接するピラミッド南部、ピラミッド北部及びインババ地区はこの間に、著しい都市化・住宅建設が進んだが、上水道施設の現況は、大部分で配水管網がなく、数少ない公共水栓に頼っていたり、巡回給水車から飲料水を購入したり、配水管網があるところでも長時間の断水あるいは水質の悪化に悩まされる等、上水道整備は遅れている。

この状況に対する解決策として、上水道庁は、北部のインババ地区と南部のピラミッド地区を送水幹線で結び、二つの浄水場の水源を有効に利用するインババ・ピラミッド地区上水道総合整備計画を策定した。本計画はその段階的な整備として、同計画を南北に分割しピラミッド南部地区から整備を進めようとするものである。この場合、ピラミッド南部地区の浄水供給源である南ギザ浄水場、ピラミッド北部地区及びインババ地区の供給源であるインババ浄水場の二つの水源による有効活用は図れないものの、当面の運営には全く問題がなく、段階的整備は有効な施策と考えられる。

一方、配水の方法について、計画地を含むギザ市全域について見ると、配水管網は整備され

つつあるが、貯水機能を持つ配水池は非常に限られており、浄水場の運転に負担をかけ、ピーク消費時の配水に支障を来している。したがって、本計画における整備では配水池の併用を考慮することにより、計画地での安定した配水システムの確立のみならず、周辺地域の配水の安定化にも寄与することが可能となる。

配水区域としては、本計画地が、マリオティア排水運河という大きな運河によって二分されていることから、同運河東側のコノエサ・タルビア街区を No.1 配水区、西側のスフィンクス街区を No.2 配水区とし、それぞれの配水区の中央付近に計画一日最大給水量の 5 時間分の容量をもつ配水池を 1 基配置するものとする。

以上の基本的な考えに基づき、「エ」国の要請内容を検討した結果を表 3-2-1 に示す。

表 3-2-1 要請内容の検討結果

	要請内容	検討結果
①	送水幹線布設 ・口径 1,000mm×約 4.2km ・口径 800mm×約 2.1km	送水幹線 ・口径 1,200mm× 990m ・口径 1,000mm×3,150m ・口径 800mm×1,270m
②	配水場建設 (ポンプ加圧式地上型配水池) ・約 14,000m ³ ×1 基 ・約 11,000m ³ ×1 基	配水場建設 (ポンプ加圧式地上型配水池) (同 左)
③	水管橋建設	水管橋建設 ・口径 800mm×30m、1ヶ所 ・口径 800mm×25m、1ヶ所
④	配水管材調達 ・口径 100~600mm×約 96km	配水管材調達 ・口径 200×600mm×約 28.0km

要請内容と検討結果の相違点及びその理由は以下のとおりである。

① 送水幹線布設

要請の口径 1,000mm の送水幹線については、上位計画であるギザ市上水道 M/P をもとに設定した口径及び長さとなっている。同 M/P では配水池を設けず送水幹線を配水幹線と兼用し、直接配水するシステムが採用されているが、本計画では、安定した配水システム確立のために、浄水を送水幹線によって配水池に送水し、そこから配水管網に配水するシステムを採用している。したがって、No.1 配水区の配水池までの送水幹線の口径は No.2 配水区の配水池への十分な送水圧力の確保、適正な流速を保つことによる管路内面の損耗防止のため、1,200mm とした。

また、口径 800mm の管路は、送水幹線から配水池への分岐管であるが、配水池予定地

の位置が要請時から変更となったため、延長が短くなった。

なお、本計画送水幹線とキング・ファイサル通りの既設配水幹線との接続については、水理的には接続が望ましいが費用対効果の視点から本計画には含めず、将来接続用の制水弁設置までを本計画の範囲とした。

② 配水場建設

配水場の建設については、要請内容の変更はない。

③ 水管橋建設

送水幹線の運河横断として水管橋の建設が要請されているが、その詳細は明確ではなかった。現地調査をもとに検討した結果、マリオティア排水運河とレベニ排水運河の2ヶ所で水管橋が必要であることが判明した。

④ 配水管材調達

要請では、調達が必要とされる配水管の口径は100～600mmで、延長は約96kmとなっている。本調査において最新の現況図を入手し、2005年までに市街化が予想される地域の配水管整備を検討した結果、計画地の面整備のために必要な配水管の口径は100～600mmで延長は約147kmであることが判明した。

配水管網整備については、前回協力のモニブ地区上下水道整備計画（第1次及び第2次）の実績からすると、「エ」国側は147km分の配水管布設工事費と、配水支管（口径150mm及び100mm、延長約119km）の管材調達費用の負担は十分可能と判断されることから、日本側の調達範囲は、配水管網を構成する配水本管（口径200～600mm、延長約28km）とした。

以上の検討の結果、本計画の基本構想は、「エ」国における社会・経済の中心である大カイロ首都圏の一翼を担うギザ市における、重要な社会基盤である配水施設整備の遅れに対する施策であり、過去3次にわたる我が国の無償資金協力をベースにギザ市が展開してきた上水道整備事業の一環として、ピラミッド南部地区の2010年での将来人口約56万人を対象とする計画一人一日最大給水量210ℓ、最大日給水量約12万 m^3 の配水施設（送水幹線の布設、配水池及び配水ポンプ場を含む配水場の建設並びに配水管網整備のための配水管材調達）を整備しようとするものである。

3-3 基本設計

3-3-1 設計方針

(1) 自然条件に対する方針

1) 気候条件

計画地は砂漠性乾燥気候に属し、降雨は年間 29mm と年間を通じて極めて少なく、3月から4月にかけて西方の砂漠からのハムシーンと呼ばれる砂塵を多量に含んだ季節風がある。一方、気温は年間平均で 21.8℃、最高気温は8月の 40℃、最低気温は2月の 3℃となっている。

本計画施設においては、冬季の凍結についての対応は必要なく、送水幹線布設では他の埋設物との干渉を避けるための土かぶり（最大 2 m）を確保する。一方、ポンプ設備及び電気設備については夏期の温度上昇に対する換気及び防塵対策を考慮する。

2) 地形・地質条件

計画地は、ナイルデルタの南端に当たりほぼ水平な地形及び地層を形成している。また、送水幹線ルート上には2カ所の排水運河が存在する。

地形の面では、送水幹線は圧力管路となるため、地形の水平さは問題とならない。送水幹線ルートには運河横断箇所があるが、同横断部では水管橋を採用する必要がある。また、道路に隣接する5～10階建ての建築物が多い管路の一般施工部分は現地盤下 9m 程度までの表層がシルト質の粘土層であるため、シートパイル等の土留め工を行い、既設構造物への影響を抑える必要がある。

なお、配水場の構造物の基礎形式は、上部（表層）の粘土層への上載荷重による圧密沈下の問題があり、配水池等の重量構造物は杭基礎を考慮する必要がある。

3) 地震・風荷重

本計画の構造物の設計においては、日本の設計基準が国際的に見て体系的に整備され十分な数の実施例に適用されており、信頼性が極めて高いこと、かつ、日本国の無償資金協力による事業で、関係者が精通していることから、これらの基準を採用する。しかし、設計荷重条件には地域特性があり、地震と風荷重については「エ」国の設計基準を採用する。なお、雪・砂塵荷重については考慮する必要はない。

「エ」国では、1992年の70年ぶりといわれる地震を契機に、地震対策を構造物設計に取り入れる機運が高まって来ており、地震荷重に対する基準が整備されてきている。本計画では、「エ」国開発省の建設・建築荷重基準（省令 45 号、1993 年発行）に従っ

た風荷重を含むカイロ地域の地震強度・風圧荷重を考慮する。

(2) 社会条件に対する方針

前回協力の評価で明らかになっているように、これまでの上水道整備の対象となっている地域及び社会階層は、大都市圏の一般勤労者のための新興住宅街であり、計画対象が特定の住民に限定されることなく裨益効果は高い。また、計画実施の目的が住民への給水改善であり、公衆衛生面として生活水準の向上に寄与するとともに、それまで婦女子の仕事となっていた水汲み労働の軽減も社会的に評価されている。

したがって、本計画においても前回協力と同様に、新興住宅街で住宅密集地でありながら配水管網がほとんど未整備であり、多くの婦女子が水汲み労働に就事せざるを得ないという地域の特殊性に配慮して、本計画地の上水道整備計画を策定する。

(3) 施工事情に対する方針

1) 施工事情

計画地のある大カイロ首都圏では、建設工事が道路・橋梁等の公共工事、民間高層建築において活発に行われている。したがって、総合請負業、建設機械リース、生コン供給業、杭打ち業者、運送業、人材供給業等のあらゆる業種が豊富に存在する。

また、日本の総合建設業者も数社が進出している。ただ、現地業者の工事は一般的な構造物、施設建設であり、本計画で検討が予定されている、プレストレスト・コンクリート（PC）水槽工事といった特殊な分野での技術力はまだ持っていない。

したがって、PC水槽工事は、日本の総合建設業者がPCの専門技術者の監理のもとに実施することとし、その他の一般土木・建築工事は、現地業者との下請契約または、現地技術者の直接雇用により実施する。

2) 現地資機材

施設の根幹となる産業機器の生産には未だ信頼の置けるものは少ない。建設資材の製造業については前回協力の時点から見て、確実に進歩・拡大している。一般の建築材料はいうまでもなく、上水道材料についても、ダクタイル鋳鉄管は大口径のものを含め種々の管材料の製造が可能になっている。

したがって、計画の策定においては可能な限り現地で調達可能な資機材を採用する。しかし一方では、建設活動が活発で、供給量不足及び納期遅れの発生が予測され、本計画のように資材を比較的短期に大量に調達する事業の場合には、適切な発注・納期管理が可能な実施体制・工程を考える必要がある。

(4) 現地業者の活用に対する方針

現地の建設業者は、大きいものから小さいものまで多数存在し、かつ業務分野も多岐にわたり、また、本計画での送水幹線管路の布設工事、配水池の建設及び配水ポンプ設備機器据付は、PC 水槽工事を除いては基本的に難易度の高い工事ではないため、現地業者の活用を中心とした施工計画とする。しかし、事業全体の施工計画立案、工程管理、一部特殊作業、品質管理及び試運転調整のためには日本から技術者、技能工を派遣し、現地業者を監督・指導する必要がある。

(5) 実施機関の技術レベル・維持管理能力に対する方針

1) ギザ市

本計画の実施機関はギザ市であるが、計画完了後の施設は上水道庁に移管され、事業運営及び維持管理が実施されることになる。したがって、ギザ市の維持管理能力は問題とならないが、維持管理の基本となるのは、整備そのものの内容であり、特に、ギザ市が自己資金で実施する配水管以降の各戸給水管接続工事については、漏水事故の起こる確率も高いため、その材料仕様および工事仕様について詳細に確認を行うものとする。

また、ギザ市が負担する配水管布設工事は、日本側が負担する送水幹線布設工事とほぼ同時に実施されるため、ギザ市は日本側施工業者と協調しつつ工事を遂行する必要がある。

2) 上水道庁 (GOGCWS)

本計画完了後の送・配水及び給水施設の運営維持管理を行う上水道庁は、職員数約 13,000 人を擁し、1995 年度で大カイロ首都圏の給水人口約 15 百万人に対し、日平均で約 4 百万 m³ を配水し、組織的にその維持管理を行っており、計画地にもピラミッド配水センターという維持管理の組織が活動している。

全体の有収率は未だ 52%程度と低く、様々な維持管理上の問題を抱えているが、近年の USAID による、経営改善・人材育成計画、我が国のプロジェクト方式技術協力、あるいは、使用配水管材料のダクタイル鋳鉄管への移行による漏水率の低減努力等、ソフトとハードの両面で改善の意欲は高く、今後の改善が期待できる。

したがって、本計画完了後の運営・維持管理計画については、上水道庁が技術的に十分運営・維持管理能力を有し、若干の増員及び要員配置替えで対応可能なものとして策定する。

なお、我が国のプロジェクト方式技術協力の調査は平成 8 年 12 月より進行中であり、実際の協力は平成 9 年 6 月から約 5 年間実施される予定である。技術協力の内容は、浄水場運転・管理及び配水管網維持管理をテーマとして、我が国長期専門家による中堅技

術者の訓練・育成を実施する。施設はアミリヤ浄水場に設けられる。

(6) 施設・資機材等の範囲、グレードの設定に対する方針

上記(1)～(5)の条件を考慮し、本計画の施設建設、調達資機材の範囲及び適用すべき技術レベルは以下を基本方針とする。

1) 施設・資機材等の範囲に対する方針

コノエサ・タルビア街区及びスフィンクス街区で構成されるギザ市ピラミッド南部地域の水需要に見合った配水量とし、ピーク需要時でも安定した配水が行われるような送・配水システムの設備構成・仕様とする。

主要施設（送水幹線及び配水池）の規模設定のための目標年次はそれらの増設、布設替えが困難なことから2010年とする。ただし、ポンプ設備は段階的整備が可能であり、2005年を目標年次とする。各戸給水のための配水管網整備は2005年までに市街化が予想される地域を対象とする。

2) グレードの設定に対する方針

本計画で建設される配水場の主要設備である配水ポンプ場を構成する各機器の仕様については、施設完成後の運転・維持管理を実施する上水道庁の技術レベルを逸脱しないように留意するが、上水道庁の省エネルギーへの意欲が高いことにも配慮して、設備の選定を行うものとする。

また、配水管の材質については、上水道庁の維持管理の現状と将来の方針及び現地での管材の供給体制を考慮して選定する。

(7) 工期に対する方針

本計画は、給水状況が劣悪な都市部での上水道整備という重要性・緊急性並びに「エ」国側が実施する配水管布設工事の工程を考慮し、以下の2期に分けて実施するものとする。

第1期工事： ① 前回協力地点からコノエサ・タルビア配水場までの送水幹線布設工事

② コノエサ・タルビア配水場の建設工事

③ コノエサ・タルビア街区内の配水管網整備のための配水管材調達

第2期工事： ① コノエサ・タルビア配水場からスフィンクス配水場までの送水幹線布設工事

② 水管橋2個所の建設工事

③ スフィンクス配水場の建設工事

④ スフィンクス街区内の配水管網整備のための配水管材調達

なお、第2期工事は工事の工程的な条件から国債案件とする。

3-3-2 基本計画

3-3-2-1 全体計画

(1) 計画人口

1) 計画地の人口密度

計画地の1 ha 当りの居住地区の人口は、1994年にギザ市が実施した計画地での人口調査によれば、おおよそ表3-3-1のとおりである。

表 3-3-1 計画地の居住地区人口密度(1994年現在)

居住地域	人口密度 (人/ha)
高所得者層	500
中所得者層	1,000
低所得者層	1,300

(出所：ギザ市)

ピラミッド南部地区の構成については、ピラミッド通りに近いテルサ通り沿いの地域は高所得者層、ピラミッド通りから南下するにつれ、中・低所得者層となるが、中所得者層が支配的である。したがって、同地区の住居地域の人口密度は、高・中・低所得層の割合を1:7:2とすると平均で1,010人/haとなる。

計画地全体の人口密度は、道路、学校などの公共施設用地、工場用地等の住居地域以外の地域面積(約30%)を除くと、以下となる。

$$1,010 \times 0.7 = 707 \text{ 人/ha}$$

2) 計画地の人口(1994年)

計画地の1994年における市街化区域面積は、市街地内及び居住地区内の空地を除くと計画地面積の約50%であり、人口は以下となる。

$$707 \text{ 人/ha} \times 820 \text{ ha} \times 0.5 = 289,870 \text{ 人}$$

従って、ギザ市が設定した、現在(1994年時点)の人口290,000人を本計画においても採用する。

3) 計画人口の算定

計画地は新興住宅地であり、ギザ市では同地区の年人口増加率を2010年までの平均で4.2%と設定している。

本計画の目標年次（2010年）における人口（計画人口）は、本計画地が新興住宅地で発展的な地域であり、今後も着実に発展していくことが予想されることから、以下の年平均増加率による式から求められる。

$$Y = Y_0(1+r)^x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y : \text{推定年度の人口} \\ Y_0 : \text{基準年度の人口（本計画の場合、1994年の人口：290,000人）} \\ r : \text{年平均増加率（4.2\%）} \\ x : \text{基準年度から推定年度までの経過年数（16年）} \end{array} \right.$$

これより、

$$Y = 290,000(1+0.042)^x = 560,121 \text{ 人}$$

従って、計画人口としてギザ市が設定した560,000人を本計画において採用する。
以上の結果をまとめると、表3-3-2となる。

表 3-3-2 計画地の面積・人口

計画地面積	820ha
人 口 (1994年)	290,000人
計画人口 (2010年)	560,000人

(2) 水需要の将来予測

1) ギザ市

現在のギザ市全体の水需要は、前述のように配水実績から約86万m³/日と推計される。目標年次2010年における水需要は、過去（1986年）から現在までの実績から推定する。図3-3-1に示すように1992年から1996年までの需要量が直線的に伸びると仮定すると約139万m³/日となる。

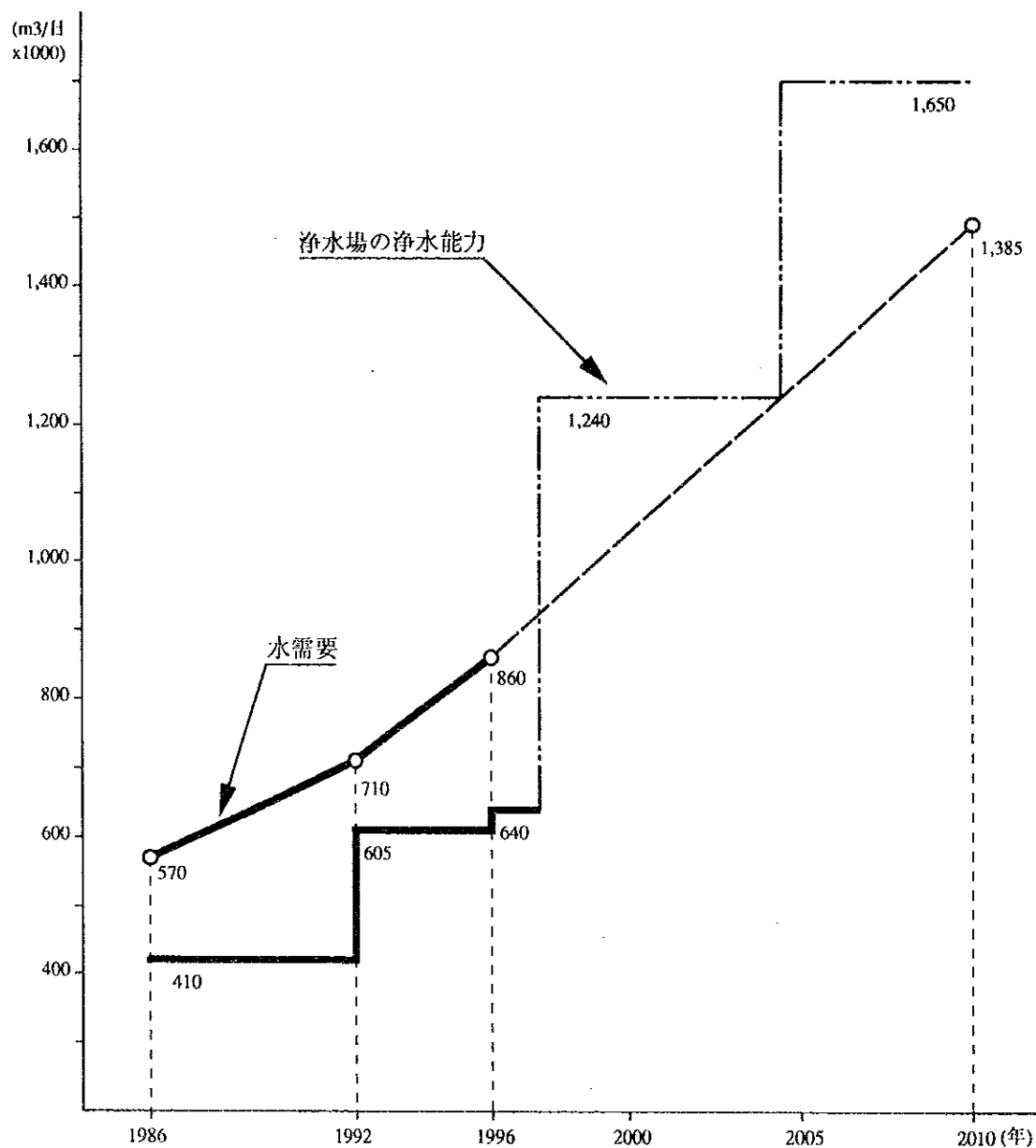


図 3-3-1 ギザ市の水需要予測と浄水場拡張計画

一方、ギザ市における浄水場の2010年までの浄水能力拡張計画は、表 3-3-3 のとおりである。

表 3-3-3 ギザ市浄水場の浄水能力拡張計画

浄水場名	1996年	1998年	2005年	2010年
インババ	300,000	700,000	700,000	900,000
ギザ	125,000	125,000	125,000	225,000
南ギザ	175,000	375,000	375,000	525,000
井戸配水場	40,000	40,000	40,000	—
合計	640,000	1,240,000	1,240,000	1,650,000

1998年においては、現在建設中のインババ浄水場（40万m³/日の拡張）と南ギザ浄水場（20万m³/日の拡張）の拡張が完了する予定で、124万m³/日となる。さらに、上水道庁では、2010年までに、ギザ市の3つの浄水場（インババ、ギザ及び南ギザ浄水場）の拡張を推進する計画であり、最終的には、165万m³/日を達成したい意向である。

これにより、2010年までには、浄水能力に約20%の余裕をもつことになり、今後は除々に老朽施設のリハビリ、配水管網の整備を重点的に実施する計画である。

2) 計画地

前述のように、本計画地における土地利用の特徴として特定の商工業地域がなく、大口需要家が少なく、いわゆる住居地域とみなされるので、上水道庁では本計画地の一人一日最大給水量を210ℓ/人・日と設定している。

水需要は、人口増加に応じて伸びるものとすれば、計画地における水需要予測は、表3-3-4となる。

表 3-3-4 計画地の水需要予測

	人口 (人)	水需要 (m ³ /日)
現 在 (1994年)	290,000	60,900
目標年次 (2010年)	560,000	118,000

(3) 送水幹線整備計画

前述 (3-2 参照) したとおり、本計画は、インババ・ピラミッド地区上水道総合整備計画の段階的な整備として、同計画を南北に分割しピラミッド南部地区から整備を行うものであり緊急に必要な配水管網を整備する。ただし、将来の幹線のループ化に向けて、本計画に北部幹線との接続を考慮する。

また、計画目標年である2010年での計画一人一日最大給水量については、生活水準の向上等を考慮し決定した上水道庁の計画目標を採用する。

$$\text{計画一人一日最大給水量} = 210 \text{ ℓ/人・日}$$

本計画地は農業排水用の運河でコノエサ・タルビア街区とスフィンクス街区に分割されており、この地形的な特徴により配水区域を分割することが望ましい。それぞれの配水区（以下、コノエサ・タルビア街区をNo.1配水区、スフィンクス街区をNo.2配水区という）での現在・将来計画給水人口及び面積、また、上記の計画給水量との積で求められる計画一日最大給水量は、それぞれ表3-3-5及び表3-3-6に示されるとおりである。送水幹線ルートは主要道路に、また配水場は、配水区の中央部付近で用地の確保の可能な場所を選定されており、基本設計図EGP-GN-01に示されるとおりである。

表 3-3-5 配水区別計画給水人口

区域名	人 口 (人)			面積 (km ²)
	1996 年	2005 年	2010 年	
No.1 配水区	178,000	251,000	315,000	4.6
No.2 配水区	138,000	195,000	245,000	3.6
計	316,000	446,000	560,000	8.2

(出所：ギザ市)

表 3-3-6 配水区別計画一日最大給水量

(m³/日)

区域名	1996 年	2005 年	2010 年
No.1 配水区	37,300	52,000	66,400
No.2 配水区	29,000	40,300	51,600
計	66,300	92,300	118,000

(4) 配水池・配水ポンプ場整備計画

本計画の配水池の容量は、No.1 及び No.2 配水区各々で上水道庁が施設整備の目標としている計画一日最大給水量の 5 時間分を確保する。

1) 地上置き水槽方式と高架水槽方式との比較検討

本計画の配水システムにおいて考えられる配水池方式として、地上置き水槽方式と高架水槽方式が考えられ、それらの方式の得失は整理すると以下ようになる。

表 3-3-7 高架水槽方式と地上置き水槽方式との比較検討

方 式	利 点	欠 点
高架水槽	<ul style="list-style-type: none"> ・システムが簡単 ・停電に対応できる ・運転が容易 	<ul style="list-style-type: none"> ・高揚程送水ポンプあるいは揚水ポンプが必要 ・建設費が高い
地上置き水槽	<ul style="list-style-type: none"> ・建設費が安い ・施設の変更が容易で、需要の変化に対応しやすい 	<ul style="list-style-type: none"> ・システムがやや複雑 ・配水ポンプが必要

特に、No.1 配水区の配水場（以下、No.1 配水場という）では、水源となる南ギザ浄水場からの距離が短く、同浄水場の送水ポンプの残存圧力は No.1 配水場地点でもかなり高い。このため上水道庁は、省エネルギーを図るため残存圧力を利用して高架水槽に貯水し、その後は自然流下で配水する揚水ポンプなしの高架水槽方式にできる可能性があるとして同方式の採用を求めている。しかしながら、送水幹線は年々拡大しており、送水幹線内の残存圧力は将来にわたり一定とは考えられず、高架水槽方式では水圧の確保

が不確実であること、並びに地上置き方式と高架水槽方式を比較した場合、前者がシステムとして有利でかつ経済的であることが確認されたことにより、配水ポンプ設備付きの地上置き水槽方式を採用する。高架水槽方式と配水ポンプ設備付き地上置き水槽方式の経済比較を添付資料--5に示す。

2) 電気設備

電気設備としては、「エ」国で一般的な 10.5kV 配電システムを主電源として、それぞれの配水場で2回線方式で受電する。その受電点を「エ」国側と本計画側との設備の調達区分点とする。一方、非常用発電設備については、近年の大カイロ首都圏の安定した電力供給状況から停電頻度も月1回程度と減少しており、本計画では考慮しないものとする。

3) 省エネルギー

上水道庁の配水施設の管理では、高架水槽に送水ポンプで上げ、その後は自然流下で配水するという比較的単純なシステムを考えてきた。しかし、本計画では、既設浄水場の送水ポンプの送水圧力が配水池で変動すること、地区の日平均配水量が計画目標年に向かって増大して行くことから、流量の制御を行う必要があるが、ポンプの台数制御とバルブの開閉だけではエネルギーの損失が大きい。そこで、回転数を制御することで流量を調整できるポンプ設備の採用を検討する。これはエジプトでは未だ例は少ないが、日本ではごく一般的に採用されている方式であり、経営改善の一環として省エネへの関心が高まっている。

また、前述〔2-4-3-(4)参照〕したように上水道庁が運用している既設配水場では、ポンプ運転システムの不備による電力エネルギーの浪費が問題となっている。したがって、本計画のシステム設計においては、省エネルギーに配慮した計画を行うものとし、以下の対策を講じるものとする。

- ① 流量調整弁による送水幹線内圧力の制御
- ② ポンプの回転数による水需要に合致した配水流量制御

4) 給水中の高残留塩素濃度

上水道庁の配水に対する考え方では、配水管網全体の信頼性の低さから、残留塩素の濃度を高めに設定しがちである。これはシステム全体の話であり、適正な濃度に下げるには相応の時間がかかるものと考えられ、本計画においては高濃度を前提として、配水池内面へのエポキシ樹脂塗装などの施設及び構造物への対策を考える。

(5) 配水管材調達計画

1) 地区別整備内容の分類

本計画地では、場所により配水管網の整備内容に以下のような差がある。

- ① 管網がある程度整備されている地区
- ② 井戸水による配水管網がある地区
- ③ 全く管網がない地区

よって本計画では、それぞれの状況に合わせた配水管網整備を検討し、本計画での調達範囲及び「エ」側で調達・整備すべき配水管を仕分けした調達計画を策定する。

2) 配水管材料

上水道庁は、近年、今後布設される配水管の材料について、ダクタイル鋳鉄管の使用を基本方針として定めている。したがって、調達する配水管材料については前回協力では、300 mm以上はダクタイル鋳鉄管（以下、DCI 管という）、300 mm未満は硬質塩化ビニル管（以下、PVC 管という）としていたが、本計画では全てDCI管とする。

(6) 設計条件

本計画設備の規模、仕様の策定に当たり、上述の諸条件を検討した結果、以下の設計条件を設定する。

1) 対象区域面積及び標高

表 3-3-8 計画地の面積と標高

区 域	面 積	標 高 (平均)
No.1 配水区	4.6 km ²	AD+19.5m
No.2 配水区	3.6 km ²	AD+18.0m

備考：・AD:アレキサンドリア港標準水位(Alexandria Datum Level)
・南ギザ浄水場：AD+20.6m

2) 計画時間最大配水量の時間係数

ギザ市上水道 M/P では 2000 年でのギザ市の配水量の時間変化率はピーク時 1.3、オフピーク時 0.7 として計画されている。

一方、本計画地の各時間の配水量データはないが、表 3-3-9 に示すように近隣地域として南ギザ浄水場の配水量記録があり、最大の時間変化率（ピーク時）は 1.24 であり、ギザ市上水道 M/P に比べやや小さい。

表 3-3-9 南ギザ浄水場の配水量時間変化率

	夏期	冬期	ラマダン時
ピーク時	1.12	1.11	1.24
オフピーク時	0.85	0.91	0.94

(出所：上水道庁)

しかしながら、時間変化率は生活レベルの向上に伴い増加することが考えられるので、本計画では、本計画地の将来の発展動向を考慮して、ギザ市上水道M/Pの時間変化率を採用することとし、以下のように規定する。

- ① 時間係数（時間最大配水量の時間平均配水量に対する比率）：1.3
- ② 配水量の時間変化率：図 3-3-2 参照

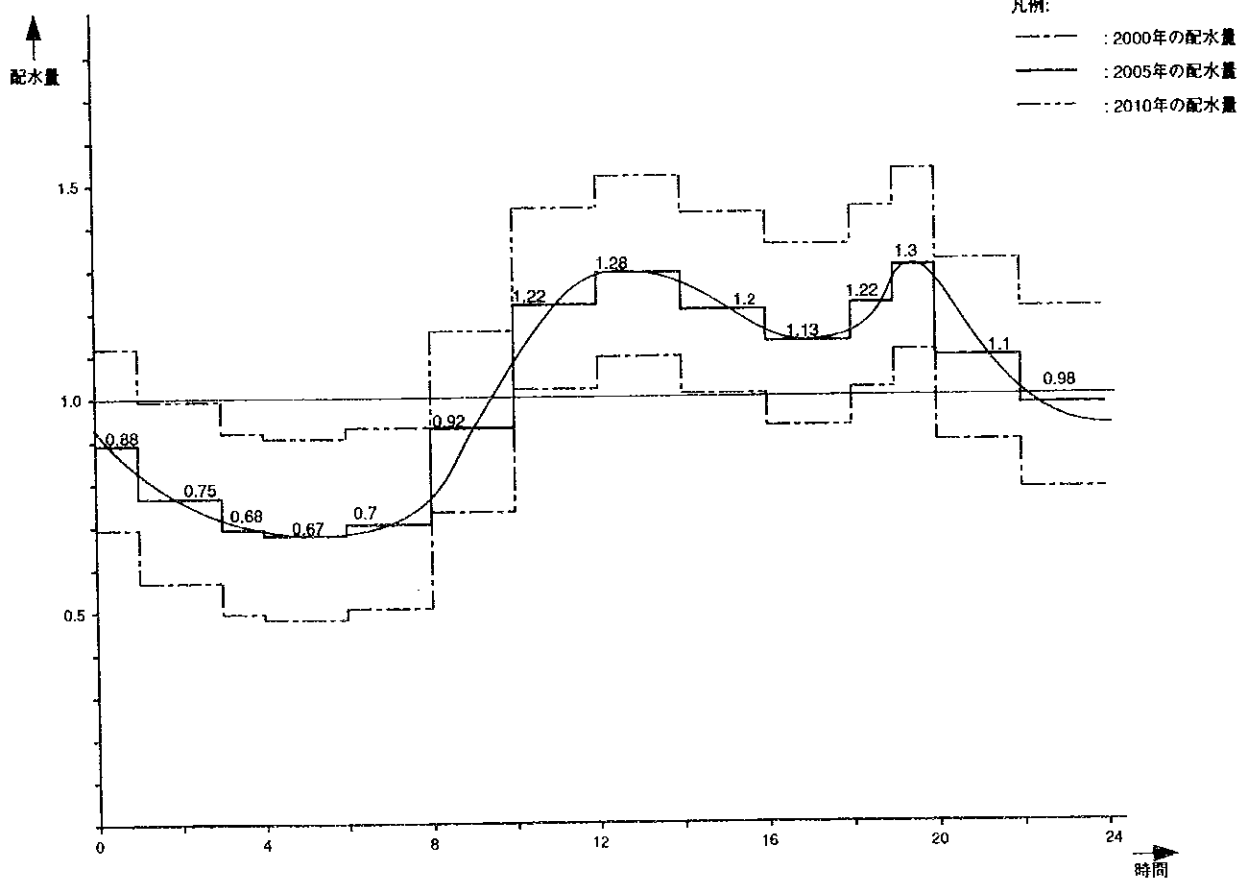


図 3-3-2 本計画地の配水量時間変化率

3) 計画目標年次

- ① 配水池及び送水幹線：2010年
- ② 配水ポンプ及び配水管：2005年

4) 計画一人一日最大給水量：210ℓ/人・日

5) 計画一日最大給水量：表 3-3-6 参照

6) 計画配水池容量

計画配水池容量は、計画一日最大給水量の5時間分とし、表 3-3-10 のとおりとする。

表 3-3-10 計画配水池容量

配水池	容 量 (m ³)
No.1 配水池	14,000
No.2 配水池	11,000

7) 気象・自然条件

- ① 平均気温 (日影) 26℃
- ② 夏期最高気温 (日影) 45℃
- ③ 夏期最低気温 (日影) 40℃
- ④ 大気圧 (平均) 785 mm/Hg
- ⑤ 最低相対湿度 40%
- ⑥ 平均湿度 (夏期) 60%
- ⑦ 平均湿度 (冬期) 65%

8) 適用規格

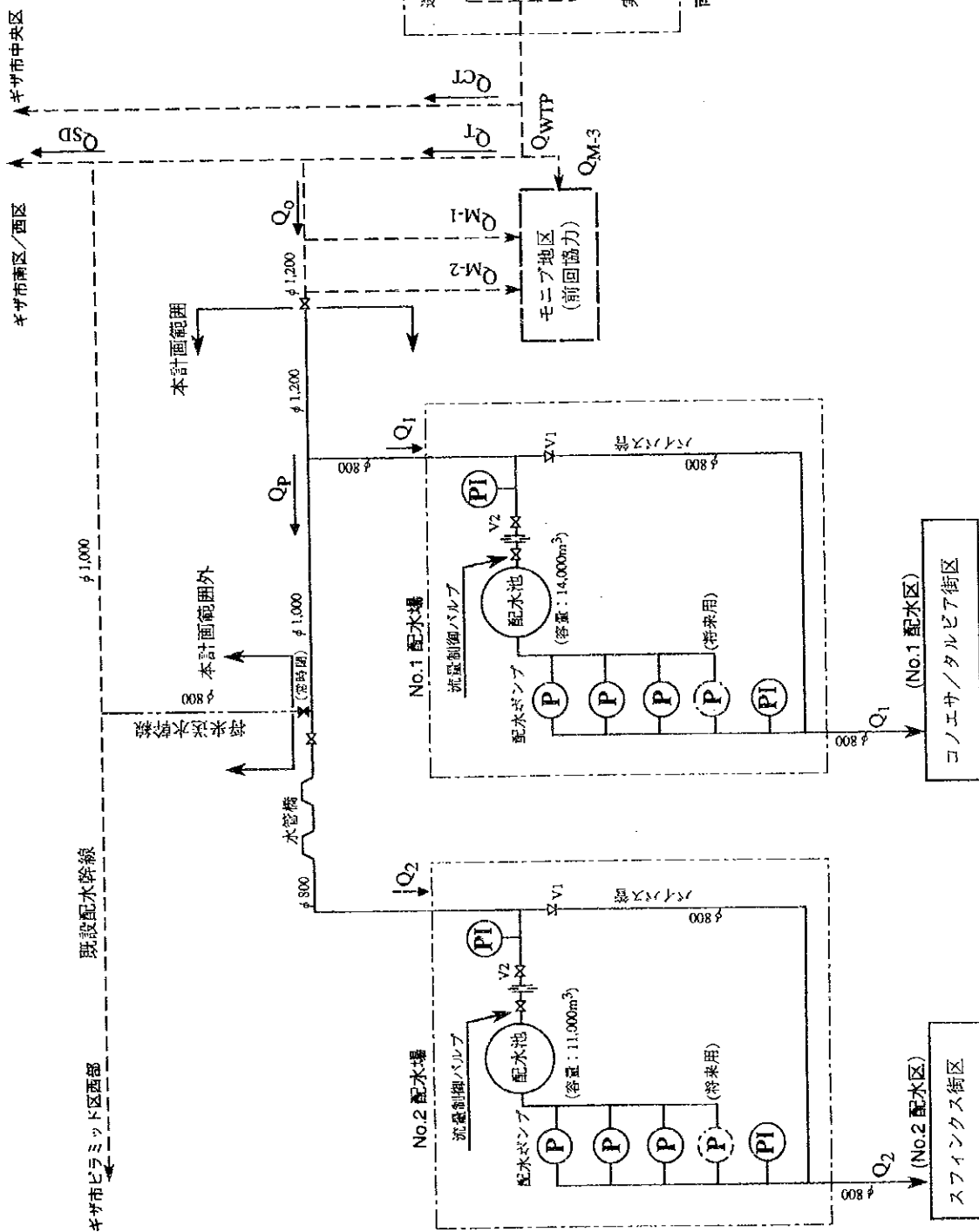
- ① 機械・電気設備：日本工業規格 (JIS) 及び関連日本規格
- ② 土木・建築設計：日本工業規格 (JIS) 及び関連日本規格
- ③ 現地資機材：「エ」国規格・規準

(7) 基本システム構成

前述の諸条件を考慮した本計画の基本システム構成は、図 3-3-3 に示すとおりである。

各配水区域への計画配水量 (m³/日)

記号	配水区域	2005年度	2010年度
QWTP	南ギザ浄水場 (計画浄水量)	375,000	525,000
QT	南ギザ主要配水管線	160,000	218,000
QSD	ギザ市南区/西区	47,700	80,000
QCT	ギザ市中央区	205,600	292,000
Qo	モニブ地区及び 本計画地	112,300	138,000
QM-1	モニブ地区 (1)	10,000	10,000
QM-2	モニブ地区 (2)	10,000	10,000
QM-3	モニブ地区 (3)	9,400	15,000
QP	本計画地全体	92,300	118,000
Q1	No.1配水区	52,000	66,400
Q2	No.2配水区	40,300	51,600



凡例

⊙ P : ポンプ

⊙ PI : 圧力計

⊗ : バルブ

⇄ : オリフェイス

図 3-3-3 本計画の基本システム構成図

3-3-2-2 送水幹線計画

送水幹線の基本計画は、前述 [3-3-2-1(3)] した設計方針に基づき、上水道庁が計画の中の上水道整備計画との整合を図るとともに、現地調査結果を考慮して策定する。

本計画における送・配水システムの概念は図 3-3-4 に示すとおりである。

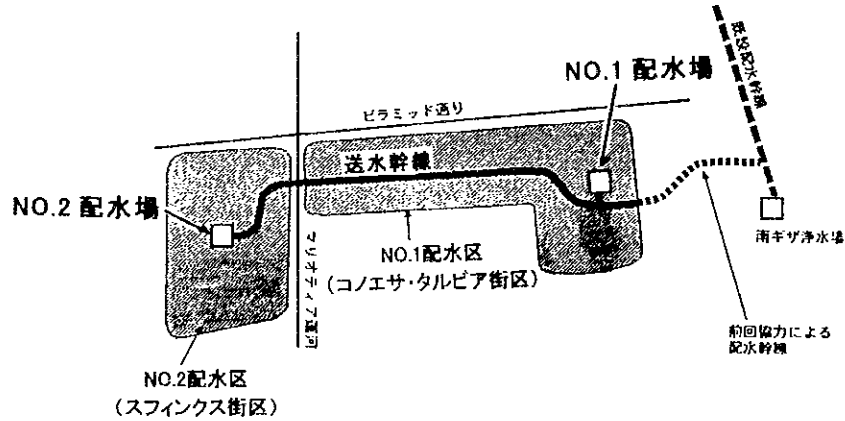


図 3-3-4 本計画における送・配水システム概念図

本計画の送水幹線の基本計画フローは下記のとおりである。

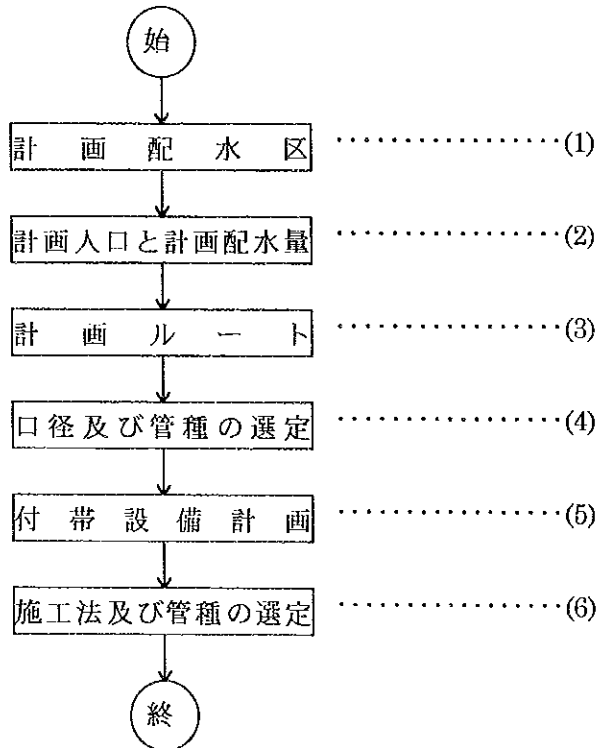


図 3-3-5 本計画送水幹線の基本計画フロー

図 3-3-5 の(1)~(6)について以下に詳述する。

(1) 計画配水区域

本計画の計画配水区域は、巻頭図に示す計画対象区域 (8.2km²) とする。同配水区域は、さらにコノエサ・タルビア配水区 (No.1 配水区) とスフィンクス配水区 (No.2 配水区) に分かれる。

(2) 計画人口と計画配水量

計画人口及び計画配水量は前述 [3-3-2-1(1)参照] したように以下のとおりとする。

— 計画人口 : 560,000 人 (2010 年)

— 計画配水量 : 計画時間最大配水量 (以下の計画一日最大給水量の 1.3 倍)

No.1 配水区	66,400m ³ /日
No.2 配水区	51,600m ³ /日
配水区域 全体	118,000m ³ /日

(3) 計画ルート

送水幹線の計画のルートは、ギザ市上水道 M/P 及び現地の状況に整合するように設定する。

送水幹線の計画ルートは、ギザ市上水道 M/P の配管ルート、道路計画、土地利用計画、施工性、工事費等を考慮して設定する。

1) 最適計画ルートの選定

送水幹線の計画ルートとしては、図 3-3-6 に示すように 3 つのルートが考えられる。本調査で検討したルートの通り名を表 3-3-11 に示す。

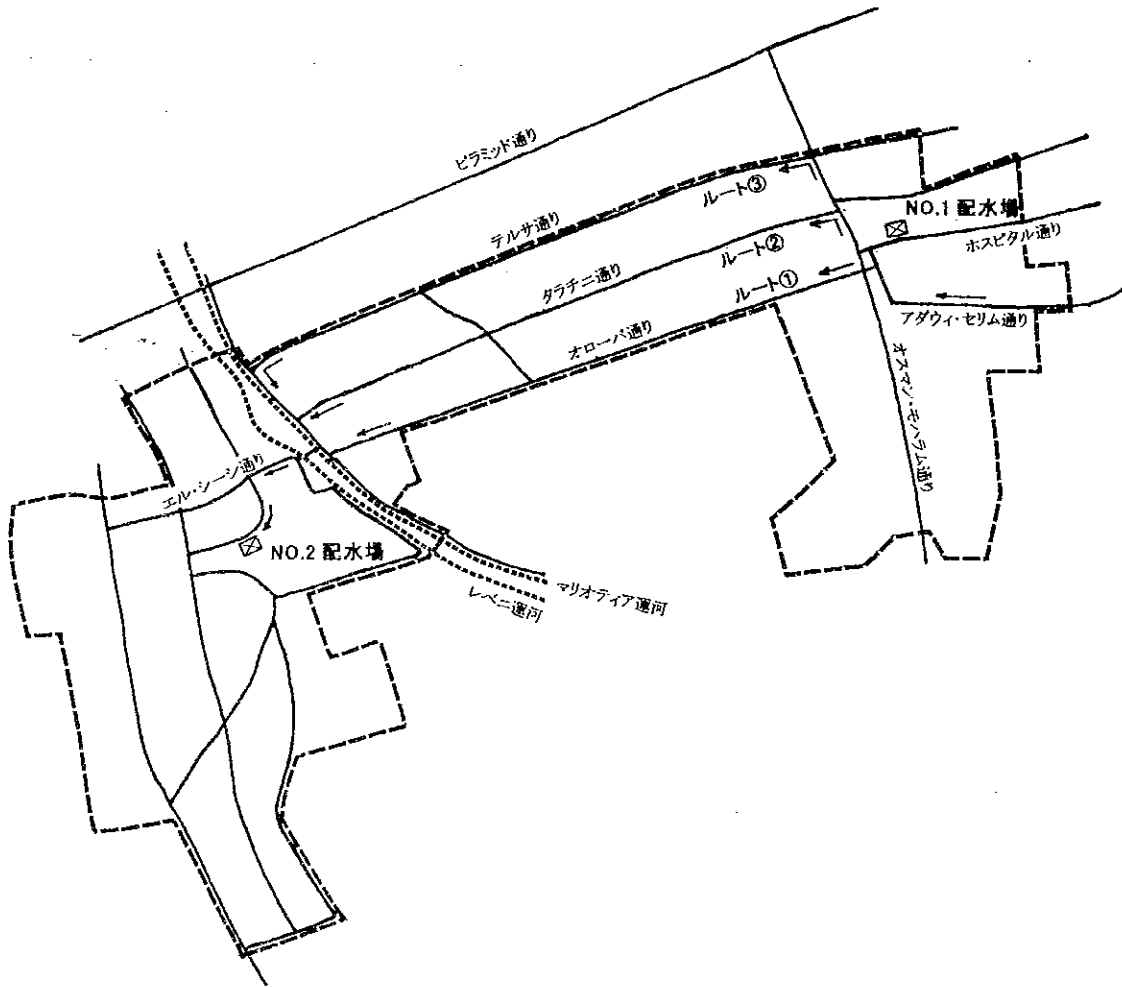


図 3-3-6 送水幹線の検討ルート

表 3-3-11 送水幹線の検討ルート上の通り名

ルート No.	ルート上の通り名
ルート①	アダウイ・セリム通り → オローパ通り → エル・シーシ通り → No.2 配水場 ↓ No.1 配水場
ルート②	アダウイ・セリム通り → タラチニ通り → エル・シーシ通り → No.2 配水場 ↓ No.1 配水場
ルート③	アダウイ・セリム通り → テルサ通り → エル・シーシ通り → No.2 配水場 ↓ No.1 配水場

現地調査において、検討対象ルートを実地踏査し詳細に調べた結果、表 3-3-12 のような特徴が判明した。

表 3-3-12 各検討ルートの特徴

ルート No.	特 徴
ルート①	検討ルートの中で延長が最短である。オローバ通りは大部分が未舗装で、沿線の住宅密集度は他の 2 ルートに比べて低い。地下埋設物としてはアブ・ノムロス下水幹線（管径 1,800 mm、深さ 7 m 程度）及び配水管が一部に布設されている。
ルート②	ルート①に比べて延長が 500 m 長い。タラチニ通りの大部分は舗装され、幅員もルート①より広い。配水管、下水管、電力、電話等種々の埋設管があり、ルート①より施工性が劣る。
ルート③	ルート①に比べて延長が 1,300 m 長い。テルサ通りはピラミッド通りのすぐ隣りを通り、完全に舗装され、交通量が検討ルートの中で最も多い。沿線は、10 階建て以上のビルが林立し、地下埋設物は他のルートより多いと想定される。

以上の結果、ルート①が延長が最短で、地下埋設物が少なく、道路復旧も未舗装のため早期に完了し、経済性、施工性、工期面等で最も有利であることから、ルート①を本計画の送水幹線ルートとして採用する。

2) 計画ルートの現況と留意事項

計画ルート（図 3-3-6 参照）の現況と計画及び施工上の留意事項は以下のとおりである。

① アダウィ・セリム通り～分岐点～No.1 配水場区間

前回協力（第 2 次モニブ）でアダウィ・セリム通りに布設された配水幹線（口径 1,200 mm）がゾモール運河から西へ 800 m 地点で終点となっている。

この地点から本計画の送水幹線が接続され、アダウィ・セリム通りをさらに約 800 m 西へ走り、オスマン・モハラム通りの手前 50 m の地点で、同通りから北へ分岐する幅約 20 m の未舗装道路を北上する。北へ約 150 m の所で送水幹線は、No.1 配水場と No.2 配水場へ向かう送水幹線の分岐点となる。

送水幹線の始点から上記分岐点までは、幅員が約 20 m と広く、交通量も少ないので開削工法が可能である。

分岐点から No.1 配水場までは、ホスピタル通りを通るが、この道路は交通量が少なく、幅が 15～20 m であるので片側通行が可能であり、開削工法による昼間工事が可能である。

② 分岐点～オスマン・モハラム通り～オローバ通り

上記の分岐点から約 60 m でオスマン・モハラム通りを直角に通過する。オスマン・モハラム通りは、ピラミッド通りから分岐する幅 20 m 以上の準幹線道路であり、交通量が非常に多い。片側通行は可能だが、交通渋滞を引き起こす可能性が高いので、工事は夜間が望ましい。

オスマン・モハラム通りを横断した後、オローバ通りに入る。この道路は、マリオティア排水運河まで約 3 km で、ピラミッド通りと平行に走っている。幅は 15～30 m で、大部分が未舗装で凹凸が激しい。またオローバ通りは、交通量が少なく、開削工法による昼間の工事が可能である。

前回協力で、「エ」国側負担として布設されたアブ・ノムロス下水幹線が、オローバ通りを通っており（口径 1,800 mm、深さ 7～8 m）、同幹線の人孔が道路面から突出している。本計画では、この人孔カバーの天端を道路基準高として送水幹線の埋設深さを計画する。

また、下水人孔は、約 100 m 間隔で設置されており、外形寸法が約 3 m×3 m と大きいので、送水幹線の線形計画では、これらの人孔に干渉しないよう配慮する。

③ オローバ通り～マリオティア運河通り～同運河横断部

オローバ通りを西に進むとマリオティア排水運河に出る。この運河を直角に横断し、サッカラ道路を横切り、No.2 配水区に入る。

運河横断部は、前回協力でも採用されている水管橋とする。サッカラ道路は、階段ピラミッドなどの観光名所や農業地帯への幹線道路であるため大型バスやトラックの交通量が多い。また、幅員が 12 m 程度と狭いので開削工法による夜間工事が妥当である。

④ サッカラ道路～レベニ運河横断部～エルジヤト通り

サッカラ道路を横切るとすぐにエルジヤト通りに入る。途中、レベニ排水運河を横断するが、マリオティア運河横断と同様に水管橋とする。

同運河横断後、アブデル・ハーディ通りを通り、コプホ通りに入る。エルジヤト通りとアブデル・ハーディ通りは、交通量が少ないものの幅員が 8～10 m とかなり狭いので、工事中は交通の確保に十分配慮する。また、エルジヤト通りは、送水幹線ルート中では最も標高が低い（AD+17.5 m）ので、泥吐き設備を設置する必要がある。

⑤ コプホ通り～No.2 配水池

コプホ通りは、数年前に灌漑用水路を埋め立てて出来たもので、まだ完全な道路となっていないが、下水管や電力線が埋設されており、公道となっている。

道路を踏査したところ、水門がところどころに残っており、これらを選けたルートを選定する必要がある。

(4) 口径及び管種の選定

1) 口径の選定

本計画の送水幹線の口径は、配水池までの十分な残存水圧をもって送水が行われるよう、配水幹線を前提に計画されているギザ市上水道 M/P で設定されている口径を本計画に適合させる必要がある。

図 3-3-7 に、本計画の送・配水システムと同 M/P の配水システムとの比較を示す。同図からもわかるように、M/P では A~B 区間でそれぞれの区域に配水する配水幹線として口径が決められている。一方、本計画では、一担配水池に送水して、ピーク時でも安定した配水が図られるようなシステムとしている。

本計画の送水幹線は、配水池への送水圧力の確保、適正な流速を保つことによる管路内面の損耗防止のため、No.1 配水場分岐点までを口径 1200 mm、No.2 分岐点までを口径 1,000 mm とした。

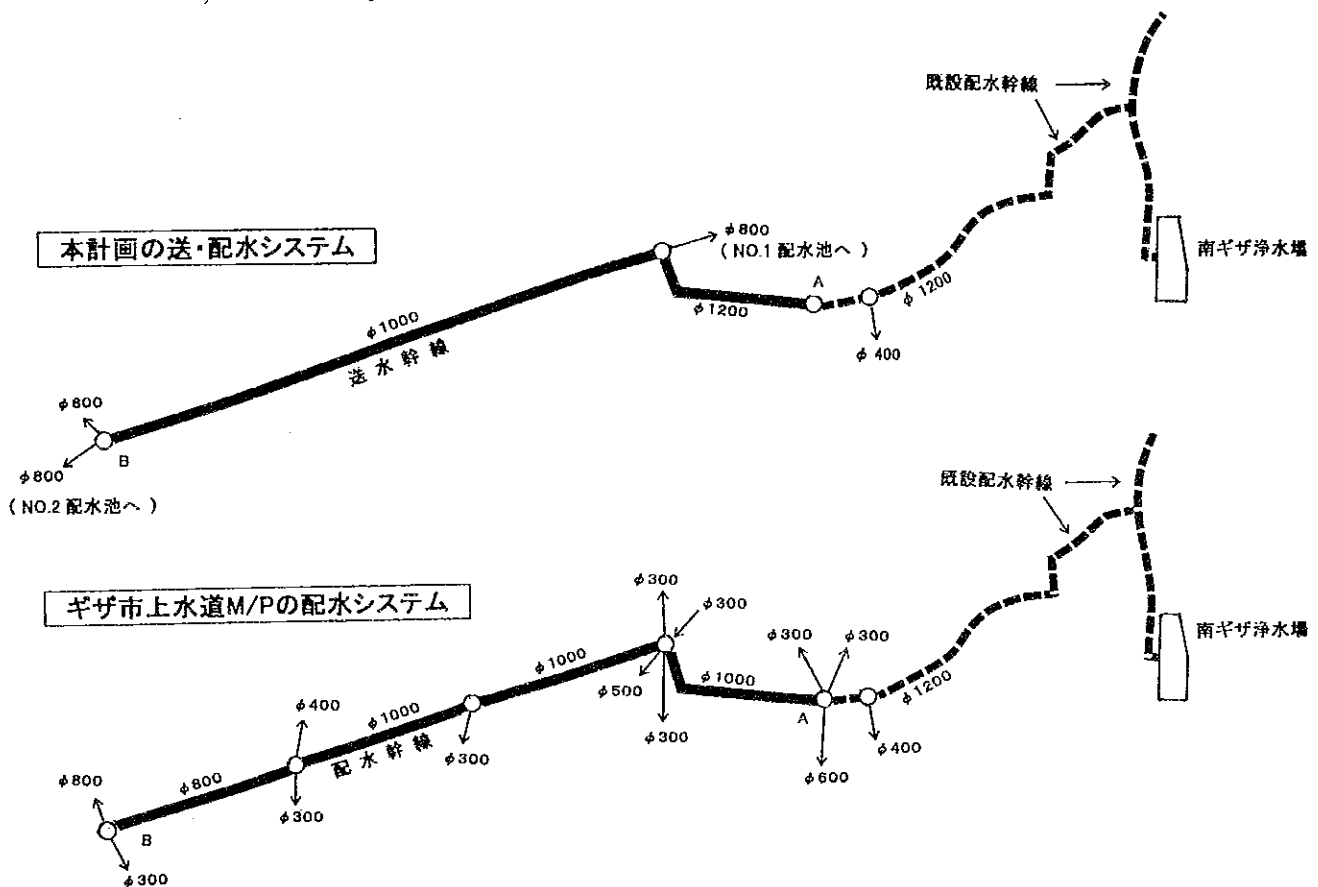
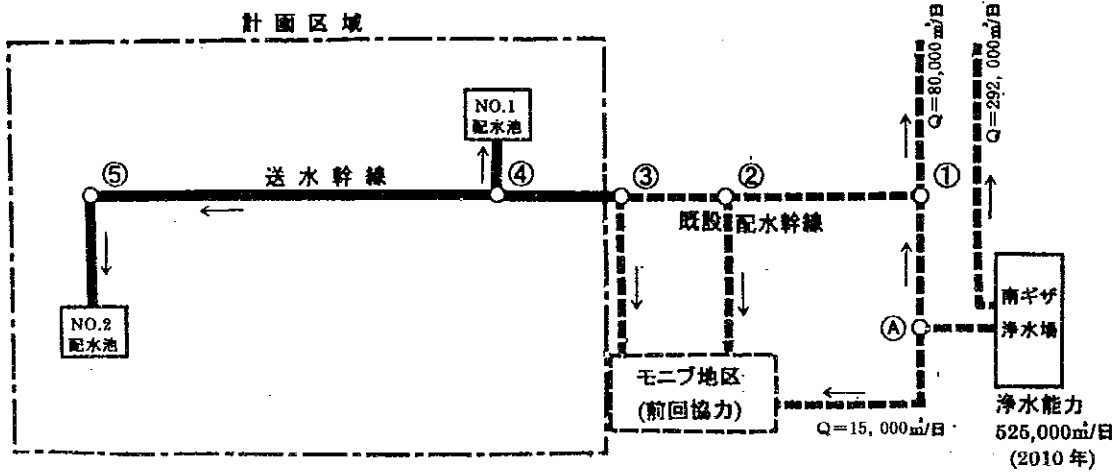


図 3-3-7 本計画の送・配水システムとギザ市上水道 M/P の配水システムとの比較

なお、送水幹線の口径は、配水池における残存水圧がピーク時及びオフピーク時に
いて所定の水頭を保つよう決定する。

送水幹線の水力計算の管路モデルを図 3-3-8 に、また計算結果を表 3-3-13 に示す。



各点・区間データ

NO.	流量 Q (m ³ /日)	管径 D (mm)	区間距離 L (m)
A	233,000		
1	218,000	1,000	1,000
2	138,000	1,200	1,500
3	128,000	1,200	800
4	118,000	1,200	990
NO.1 配水池	66,400	800	430
5	51,600	1,000	3,150
NO.2 配水池	51,600	800	840

図 3-3-8 送水幹線の水力計算モデル

表 3-3-13 送水幹線の水利計算結果

平均流量、時間係数 A=1.0							
No.	流量 Q (m ³ /s)	管径 D (m)	距離 L (m)	流速係数 C	流速 V (m/s)	損失水頭 H (m)	水頭 Ho (m)
A							42.5
1	2.523	1.000	1000	110	3.213	9.9	32.6
2	1.597	1.200	1500	110	1.412	2.6	30.0
3	1.481	1.200	800	110	1.310	1.2	28.8
4	1.366	1.000	990	110	1.739	3.1	25.6
No.1 配水池	0.769	0.800	430	110	1.529	1.4	24.2
5	0.597	1.000	3150	110	0.760	2.2	23.5
No.2 配水池	0.597	0.800	840	110	1.188	1.7	21.8
ピーク時、時間係数 A=1.3							
No.	流量 Q (m ³ /s)	管径 D (m)	距離 L (m)	流速係数 C	流速 V (m/s)	損失水頭 H (m)	水頭 Ho (m)
A							35.0
1	2.870	1.000	1000	110	3.655	12.5	22.5
2	1.667	1.200	1500	110	1.474	2.8	19.6
3	1.516	1.200	800	110	1.341	1.3	18.3
4	1.366	1.200	990	110	1.208	1.3	17.1
No.1 配水池	0.769	0.800	430	110	1.529	1.4	15.7
5	0.597	1.000	3150	110	0.760	2.2	14.9
No.2 配水池	0.597	0.800	840	110	1.188	1.7	13.2
オフピーク時、時間係数 A=0.7							
No.	流量 Q (m ³ /s)	管径 D (m)	距離 L (m)	流速係数 C	流速 V (m/s)	損失水頭 H (m)	水頭 Ho (m)
A							50.0
1	2.176	1.000	1000	110	2.770	7.5	42.5
2	1.528	1.200	1500	110	1.351	2.4	40.1
3	1.447	1.200	800	110	1.279	1.2	38.9
4	1.366	1.200	990	110	1.208	1.3	37.6
No.1 配水池	0.769	0.800	430	110	1.529	1.4	36.2
5	0.597	1.000	3150	110	0.760	2.2	35.4
No.2 配水池	0.597	0.800	840	110	1.188	1.7	33.7

注) 1. 損失水頭算定式: $H = 10.666 \cdot C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} \cdot L$

2. 各点の流量

$$Q_1 = (118000 + A \times 100000) / 24 / 3600 = 2.523 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = (118000 + A \times 20000) / 24 / 3600 = 1.597 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_3 = (118000 + A \times 10000) / 24 / 3600 = 1.481 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_4 = 118000 / 24 / 3600 = 1.366 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(\text{No.1 配水池}) = 66400 / 24 / 3600 = 0.769 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_5 = 51600 / 24 / 3600 = 0.597 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) 管種の選定

送水幹線の管種は、次の各項を考慮して選定する。

- － 内圧に対して安全であること。
- － 外圧に対して安全であること。
- － 埋設条件に適していること。
- － 工事中の自動車及び通行人への影響が少ないこと。
- － 水質に悪影響を及ぼすことのないこと。
- － 漏水が少ないこと。
- － 耐久性があること。
- － 地盤の変形に対し柔軟性があること。
- － 施工が容易であること。
- － 維持管理が容易であること。
- － 維持管理費用が少ないこと。

① 検討対象管種

検討対象管種は送水幹線の口径、「エ」国での使用実績、調達の難易、品質、経済性、施工性等を考慮し、下記の管種を対象とする。

- － ダクタイル鋳鉄管
- － 鋼管

② 採用管種

送水幹線の水管橋を除く直管及び異型管（曲管、T字管）は前述の管種の選定条件、上水道庁の方針及び以下の事項を考慮のうえ、ダクタイル鋳鉄管とする。

- － 管布設工事が容易なことから、各工事区間について、掘削、土留工、管布設、埋戻し工事等を数日間で完了させることが可能であり、工事中の自動車及び通行人への影響期間が短い。
- － 管の溶接工事、管の溶接部内外面のライニング工事並びにX線等による溶接検査が不要であり建設費が低廉である。
- － 鋼管に比べ継手工事が簡単であるため工期が短い。
- － 外圧及び内圧の所要強度が十分確保できる。
- － 鋼管より耐触性、施工性が有利である。

(5) 付帯設備計画

制水弁、空気弁等の付帯設備は、上水道庁と合意したことを基本にし、さらに日本の基準（日本水道協会「水道施設設計指針・解説」）を参考にして、以下のように計画する。

1) 制水弁は送水幹線の分岐点、交差点、水管橋及び約1 kmごとに設置する。主な仕様は以下のとおりである（基本設計図 EGP-TM-02 参照）。

- ① 型式：バタフライ弁（送水幹線 口径 800 mm～1,200 mm）
- ② 材質：ダクタイル鋳鉄
- ③ 接合方法：フランジ接合（弁室内、弁室外可とう管部）
- ④ 弁室構造：可とう管を弁室の前後に、伸縮管は弁室内に設ける。

2) 泥吐き弁

管路凹部及び水管橋に設置される泥吐き弁は、低い管路部分に計画する。
主な仕様は以下のとおりである（基本設計図 EGP-TM-02 参照）。

- ① 型式：スルース弁
- ② 口径：200 mm
- ③ 接合方法：フランジ接合
- ④ 泥吐き方法：排水ピットをバルブ室と併設し、定期的に可搬式ポンプにより排水する。

3) 空気弁

管路凹部、水管橋等に設置される空気弁等は高い管路部分に計画する。
主な仕様は以下のとおりである（基本設計図 EGP-TM-02 参照）。

- ① 型式：双口空気弁
- ② 付属品：将来の補修工事に備え、配水幹線と空気口との間に制水弁を設ける。
- ③ 接合方法：フランジ接合
- ④ その他：水管橋部の空気弁には盗難・破損防止のため鋼製カバーを設ける。

4) 異形管防護方法

異形管防護は、コンクリートブロックで行う。

コンクリートブロックの形状及び寸法は、基本設計図 EGP-TM-04 に示すとおりとする。

(6) 施工方法及び管種の選定

1) 送水幹線標準区間

送水幹線の運河横断部を除いた標準区間の管布設工事は経済性を考慮して開削工法により行う。土かぶりは、送水幹線が口径 800～1,200 mmの大口徑管路であり、他の埋設物（上下水道本管・支管、給水管、排水管、電力地中線等）との干渉を避けるため、2.0 mを標準とする。

同区間の道路幅は 8 m～10 mと狭い区間があり、かつ自動車並びに通行人の交通量が多いこと、管路が 800～1,200 mmと大口徑でさらに掘削深さが約 3 mと深いこと、周辺家屋が道路端まで立ち並んでいること等から、安全性を確保するため、剛性及び強度が大きな土留工法が必要である。従って、強度が大きく安全に施工できる鋼矢板土留工法を採用する。

標準区間の管継手方法は、工事が容易であること、資材費が低廉であること、工事費が低廉であること、所定の水密性が確保できる等の理由でT-字型（プッシュオン型）継手を採用する。また、屈曲部、伏越部等では、作業性を考慮しK-字型（メカニカル）継手を採用する。

2) 水管橋

マリオティア排水運河及びレビニ排水運河横断区間については、両排水運河の運用、施工の難易、工事費の低廉、維持管理の難易、「エ」国での実績等を勘案して前回協力と同様に水管橋を採用する。

ギザ州排水運河局及び上水道庁との協議に基づく水管橋の設置位置及び詳細は、基本設計図 EGP-TM-05 及び 06 に示すとおりである。

なお、水管橋の概要は図 3-3-9 に示すとおりである。

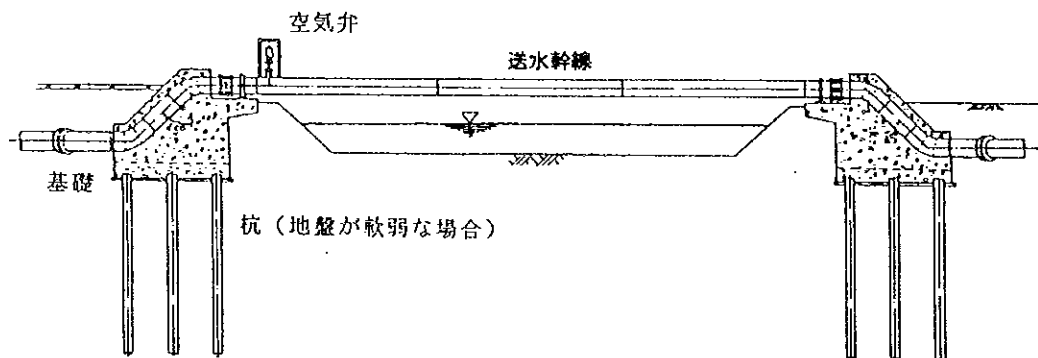


図 3-3-9 水管橋の概要

水管橋の設計に当たっては、下記の事項に留意する。

- － 塗装については、排水運河の硫化水素等のガスの発生を考慮する。
- － 水管橋の補剛部に人が乗ることが予想されるため、群集荷重を見込むとともに、容易に近づけないようなフェンス等を設置する。
- － 水管橋の口径は、No.2 配水区の計画配水量が送水可能で適切な流速を確保することを考慮し、800 mmとする。
- － 水管橋の材質は、鋼製とする。
- － 運河の計画最高水位から水管橋下端面までの余裕高さは、最低 50 cmとする。
- － 不等沈下を考慮して、可とう管を水管橋の両端埋設部に設置する。
- － 空気弁を水管橋の設置レベルの最も高い中央付近に設ける。なお、空気弁は盗難・損傷防止用鋼製カバーで覆うものとする。
- － 鋼管の温度伸縮を考慮して、伸縮管を水管橋の両端部に設ける。

(a) 水管橋の設置位置

① マリオティア排水運河（水管橋 No.1）

水管橋 No.1 の配置は、基本設計図 EGP-TM-05 に示すとおりである。ルートは、交通量が多いサッカー通りでの工事量（すなわち送水幹線の延長）が極力少ないルートを選定する。

② レビニ排水運河（水管橋 No.2）

水管橋 No.2 の配置は、基本設計図 EGP-TM-06 に示すとおりである。ルートは、距離が短く埋設物の少ない、既設水管橋の南側を横断するルートを採用する。

(b) 水管橋の形式

水管橋の基礎形式は、水管橋の反力及び管路の曲管部の反力を支持するため杭基礎とする。杭の種類は、「エ」国で一般的で前回協力で採用された場所打ち杭とする。

水管橋上部工の形式については、本計画のように支間長が 25～30 m と長い場合は、単純支持形式とすると一般的に管厚が過大となり、不経済となる。このような場合、以下の 3 形式が検討対象となる。

- ① フランジ補剛形式
- ② 一端固定または両端固定形式
- ③ 連続支持形式

②の一端固定または両端固定形式は、一般的に地盤が良好な場合に採用される形式である。本計画地の地盤は、シルト質粘土であり杭頭の水平変位が予想される。また、場所打ち杭のため、鉛直方向の変位も生じやすい。よって、一端固定または両端固定形式は不利である。

③の連続支持形式は、「エ」国の小口径の水管橋（口径 300～350 mm）で多く採用されている形式であるが、口径 800 mm の水管橋の場合、杭を地盤より 16 m 深さの支持層まで打込む必要がある。よって、連続支持形式は、フランジ補剛式に比較して経済性で大差がないが耐久性及び施工性に劣る。

①のフランジ補剛形式は、連続支持形式に比較して経済性では大差が無いが、耐久性、施工性に優れおり、排水運河の河積も影響がない。従って、本計画ではフランジ補剛形式を採用する。

3-3-2-3 配水場計画

(1) 配水ポンプ設備計画（基本設計図 EGP-WD-07～WD-09 参照）

1) ポンプ運転時間の検討

送水幹線の水圧を有効に活用し、省エネルギー対策を講じるために、ポンプの運転時間は水需要のピーク時（例えば 10:00～22:00）とする。なお、ポンプ停止時は、送水幹線を直接、配水本管と接続したバイパス配管により需要家へ配水する。その場合、配水池流入口での送水幹線の残存水圧は、夜間（オフピーク時）における配水池から需要家の給水装置までの管路損失水頭約 10 m (1.0 kg/cm^2) を考慮して 30 m (3.0 kg/cm^2) 程度あることを条件とする。この残存水圧がない場合は、ポンプを起動し、所定水圧を確保する。

2) ポンプ仕様と運転台数の検討

設置するポンプは、運転・維持管理の容易性、スペアパーツの隔通性を考慮すると同一仕様・形式とすることが最も有利である。また、維持管理時の運転休止、故障時等の緊急時への対応、並びに配水量の時間変動及び将来増を考慮すると、設置されるポンプ台数は複数とすべきである。

本計画のように大容量（No.1 配水池：約 $3,600 \text{ m}^3/\text{時}$ 、No.2 配水池： $2,800 \text{ m}^3/\text{時}$ 、2010 年）の配水場のポンプ台数は、常用 3 台程度及び予備 1 台とすることが一般的であるが、建設費、運転・維持管理の容易性、スペアパーツ費用の削減等を考慮するとポンプ台数は必要最小限とすべきであり、本計画では、ポンプ形式及び設置台数を以下のとおりとする。

- ・ 2005 年まで (本計画) : 2 台常用運転+1 台予備
(運転時間:全常用ポンプを1日10時間運転する)
- ・ 2006 年以降 2010 年まで (最終目標年) : 3 台常用運転+1 台予備
(運転時間:全常用ポンプを1日10時間運転する)
- ・ ポンプ型式 : 両吸込み渦巻きポンプ

なお、「エ」国側は、2005 年までに将来 (2010 年) の水需要を考慮して本計画で設置したポンプと同一仕様のものを 1 台追加設置することが必要である。

3) 水量調節方式による省エネルギーの検討

前述 [3-3-2-1-(4)参照] したとおり、「エ」国でも省エネルギーに対する意識は高まっております、本計画のポンプ設備での対応が求められている。

ポンプの水量調節は、一般的に吐出弁制御、ポンプの回転数制御及びポンプの台数制御などがある。このうち、吐出弁による水量調整は、システムが簡単となるが、吐出弁の絞りによりポンプ吐出揚程が消費されるためエネルギー損失は大きく、運転効率も悪い。このため前述 [2-4-3-2)参照] したとおり、上水道庁が運用する既存の配水ポンプ場でも電力エネルギーの浪費が問題となっており、本計画での採用は望ましくない。

よって本計画では、水量調整方式の内、ポンプ回転数制御方式及びポンプ台数制御方式並びに流量制御なしの場合について、以下のように比較・検討して方式を決定する。なお、台数制御方式のポンプ台数は、最終計画目標年 2010 年で常用 5 台+予備 1 台とする

(a) 各制御方式とエネルギーの有効利用度

図 3-3-10 に本計画の完了予定年である 2000 年、ポンプ設備の設計目標年度である 2005 年、及び本計画の最終目標年度である 2010 年における各方式のポンプの運転モードと計画配水量を示す。

同図に示されるように各方式の特徴は、以下のとおりである。

ケースA (ポンプ回転数制御方式) : 時間単位毎に水需要に合致したポンプ吐出流量の制御が可能であり、エネルギーの無駄がない。

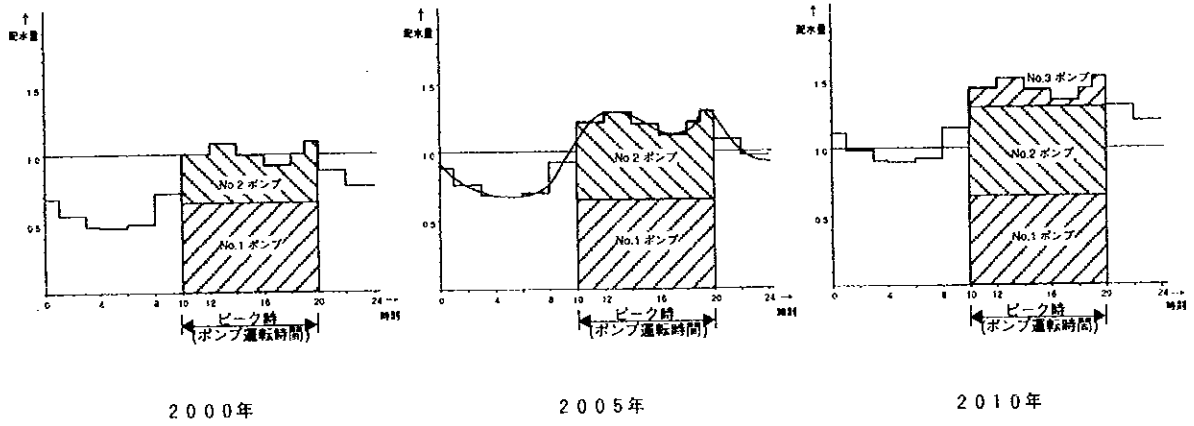
ケースB (流量制御なし) : ポンプ容量は 2005 年の水需要に対して決定されるため、供用開始当初 (2000 年を想定) の水需要の少ない時期には、ピーク時にはポンプ 2 台の同時運転が必要となるが、水需要に比べてポンプ 2 台分の吐出流量の合計容量は大きくなる。この場合ポンプ 1

台分の約 50%の水量は実際に必要な水需要に対して過大な送水量となり、エネルギーが無駄になる。また、2010 年では、3 台目のポンプが増設されるが、この場合も水需要に対してポンプの合計容量は大きく、ポンプ 1 台分の約 80%の送水量は過大であり、エネルギーが有効に使われない。

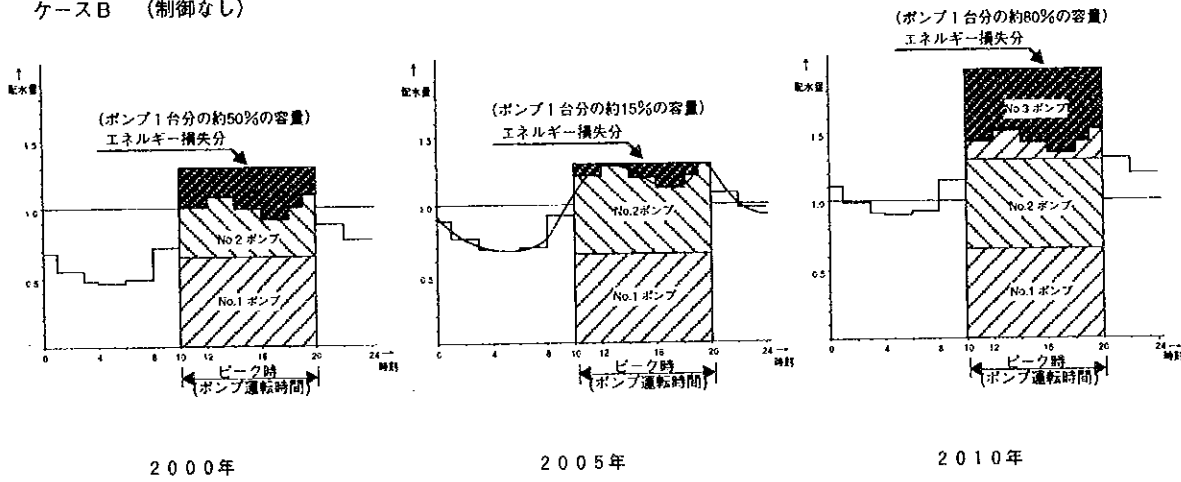
ケース C (ポンプ台数制御方式) : 2005 年までは、ケース B とほぼ同じ傾向を示しており、供用開始当初では、ポンプ 1 台分の約 90%のエネルギーは無駄になる。また、2010 年でのポンプ容量に対するエネルギーの損失量はケース C に比べて小型ポンプを採用している分、小さくなるものの、必要水需要に比べて全ポンプの吐出流量の合計は大きく、ポンプ 1 台分の約 50%の送水量は過大となる。

また、上記の運転モードを基に算定した各制御方式の想定年間電力量比較を図 3-3-11 に示す。同図に示すようにケース A (流量調整方式) は、ケース B (制御なし) 及びケース C (台数制御方式) と比べて電力消費量は、おおむね 70%程度少くなり、経済的な運転が可能である。

ケースA (回転数制御方式)



ケースB (制御なし)



ケースC (台数制御方式)

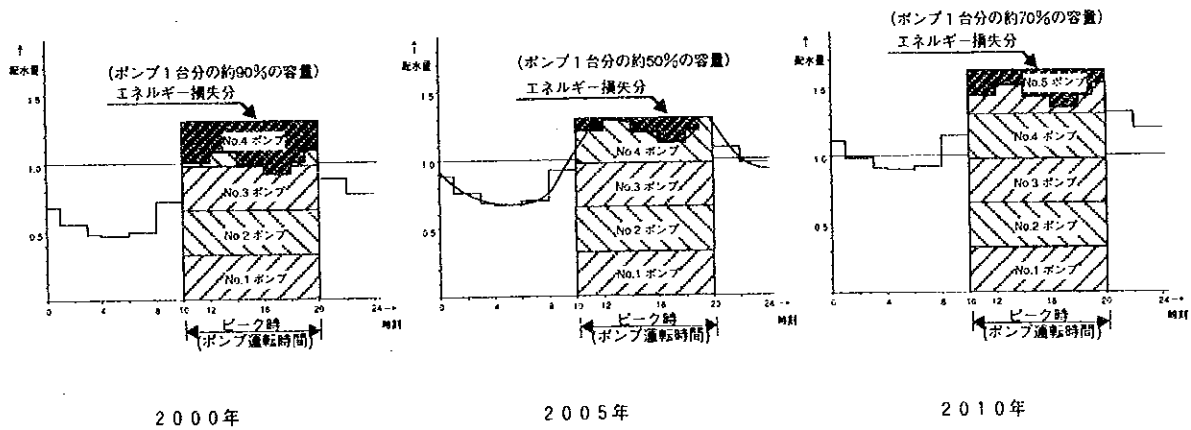


図 3-3-10 各流量制御方式の運転モードと計画配水量

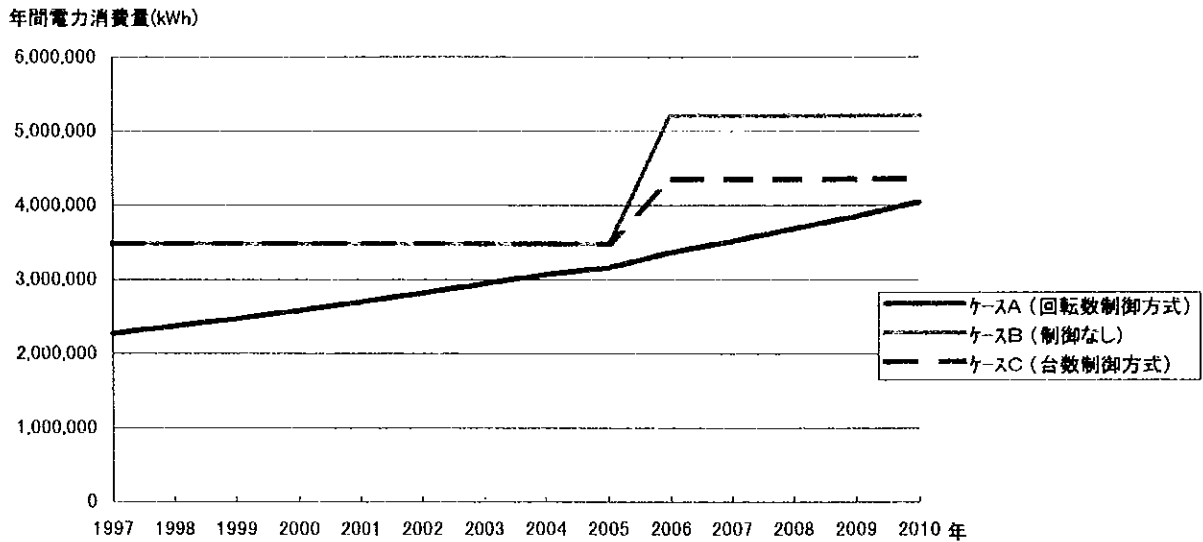


図 3-3-11 各流量制御方式と年間電力消費量

(b) 各制御方式の運転収支の比較

各流量制御方式の設備費及び運転・維持管理費を含めた経済比較及び運転収支の比較を添付資料-6に示す。同資料に示されるとおり、ケースA（回転数制御方式）は、他の2つのケースに比べて最も経済的である。

よって本計画では、回転数制御方式を採用する。

回転数制御方式の種類

回転数制御方式の代表的なものは、インバータ制御、抵抗制御、セルビウス制御、極数変換制御などがある。「エ」国では、現在のところ、回転数制御方式は導入されていない。しかしながら上記の内、インバーター制御は、他の方式に比べて保守・操作が容易であり、ポンプ運転時のモーター力率も良く、ポンプ用モーターを始め、各種回転機械の速度制御用装置として最も一般的に採用されている。よって「エ」国の現有技術力の応用で十分に運転・維持管理が実施できると判断されることから、本計画では、インバーター制御の回転数制御方式を採用する。

(c) 流量調整弁の設置

前述 [3-3-2-3-(1)-1参照] したとおり、夜間（オフピーク時）は、送水幹線から配水本管へ直接バイパス配管を経由して配水する。この場合、配水区への配水と同時にピーク時のポンプ運転に備えて配水池内へ貯水する必要がある。

この配水池へ送水は、エネルギーの有効利用から必要最小限の圧力で行うことが適切であり、流量調整弁を配水池の流入管路に設置し、適切な圧力に調整する。

4) モーター容量の計算

モーター容量の計算は、JIS規格に基づいて以下のとおりとする。

$$P \text{ (kW)} = 0.163 \cdot \gamma \cdot Q \cdot H / \eta \cdot C$$

ここで

$$\left(\begin{array}{l} P : \text{モーター出力 (kW)} \\ \gamma : \text{液の単位当りの体積算量 (kg/l)} \\ Q : \text{ポンプ1台当りの吐出し流量 (m}^3\text{/分・台)} \\ H : \text{ポンプの全揚程} \\ \eta : \text{ポンプ効率 (0.82 とする)} \\ C : \text{余裕率 (0.15 とする)} \\ 0.163 : \text{係数} \end{array} \right.$$

なお、ポンプ1台当りの吐出し量(Q)は、本計画のポンプ設備の計画目標年である2005年の計画一日最大給水量から求めるものとし、下式のとおりとする。

$$Q \text{ (m}^3\text{/分・台)} = (Q_d / 24 / 60 \times \text{時間係数} / \text{ポンプ運転台数})$$

ここで

$$\left(\begin{array}{l} Q_d : \text{2005年の計画一日最大給水量 (m}^3\text{/日)} \\ \quad \quad \quad \text{(No.1 配水場 : 52,000m}^3\text{/日、No.2 配水場 : 40,300m}^3\text{/日)} \\ \text{時間係数} : 1.3 \text{ [3-3-2-1-(6)-2参照]} \\ \text{ポンプ運転台数} : 2 \text{台とする [3-3-2-3-(1)-2参照]} \end{array} \right.$$

上式から各配水ポンプ場毎のモーター容量は、以下のとおりである。

No.1 配水ポンプ場

$$\begin{aligned} P &= 0.163 \cdot \gamma \cdot Q \cdot H / \eta \cdot C \\ &= 0.163 \times 1 \times 23.5 \times 50 / 0.82 \times 1.15 \\ &= 269 \approx 270\text{kW} \end{aligned}$$

No.2 配水ポンプ場

$$\begin{aligned} P &= 0.163 \cdot \gamma \cdot Q \cdot H / \eta \cdot C \\ &= 0.163 \times 1 \times 18.2 \times 50 / 0.82 \times 1.15 \\ &= 208 \approx 210\text{kW} \end{aligned}$$

5) ポンプ口径の検討

ポンプ口径 (D) は、下式にて決定する。

$$D(\text{mm}) = 146 \cdot \sqrt{Q/V}$$

ここで

$$\left\{ \begin{array}{l} D : \text{ポンプ口径 (mm)} \\ Q : \text{ポンプ1台当りの吐出し流量 (m}^3\text{/分} \cdot \text{台)} \\ V : \text{ポンプ吸込み口の流速 (3 m/秒とする)} \\ 146 : \text{係数} \end{array} \right.$$

上式より各配水ポンプ場のポンプ口径は、以下のとおりとなる。

No.1 配水ポンプ場

$$\begin{aligned} D &= 146 \cdot \sqrt{Q/V} \\ &= 146 \times \sqrt{23.5/3} \\ &= 408.6 \approx 400\text{mm} \end{aligned}$$

No.2 配水ポンプ場

$$\begin{aligned} D &= 146 \cdot \sqrt{Q/V} \\ &= 146 \times \sqrt{18.2/3} \\ &= 359.6 \approx 350\text{mm} \end{aligned}$$

6) 計装・制御設備

(a) 運転方式

本計画で採用する回転数制御によるポンプ運転は、運転員の維持管理並びに故障時対応の容易性を考慮して、送水圧力の目視監視によってポンプ回転数を手動で設定する半自動運転方式とする。

(b) 計装・制御設備

運転員の操作、配水系統の状態監視を容易にし、安全で適切な配水池の運用を行うために以下の計装・制御設備を設置する。

- ① 中央操作卓 : 事務室内に設置し、ポンプ運転台数と回転数の選定、ポンプの起動停止、送水幹線管路圧力及び配水本管圧力の監視、異常警報の表示などを行う。
- ② タンク水位計 : 配水池内水位の監視を行う。異常低水位及び高水位には中央操

作卓へ警報を表示する。

- ③ 圧 力 計 : ポンプの起動条件の設定、並びに配水池入口の流量制御用の流量調整弁開度制御のために、以下の2点に圧力センサーを設置し、中央操作卓へ表示する。
 - ・本配水池内の送水幹線
 - ・本配水池内の配水本管
- ④ 流 量 計 : 水需要管理のために配水池内の配水本管及びポンプ設備の吐出配管に流量センサーを設置し、中央操作卓に表示する。
- ⑤ 無 水 検 出 器 : 複数台ポンプ運転時のポンプ回転数のアンバランスによる無送水運転を防止するために、ポンプ吐出側仕切弁に無水検出器を設置する。無送水時には、ポンプを緊急停止し保護する。

7) ウォーターハンマー対策

停電時のポンプ急停止に伴い配水管内流速に急激な変化が生じ異常圧力(ウォーターハンマー)が発生する可能性があり、前述〔2-4-3-(2)参照〕したように既設配水ポンプ場でもウォーターハンマー対策が講じられている。

同対策には、自動圧力調整弁の設置、急閉逆止弁あるいは緩閉逆止弁の設置などがあるが、この内、自動圧力調整弁は、無停電電源が必要であるなど設備費が高く運転・維持管理も複雑になる。また急閉逆止弁は、比較的小口径の逆止弁に用いられており本計画のような大口径のポンプ設備は適さない。

よって本計画では、比較的大口径の逆止弁に採用例が多く、電源が不用で維持管理が容易な緩閉逆止弁をポンプ吐出側に設置し、ウォーターハンマー対策とする。

8) 電力設備計画(基本設計図 EGP-WD-10 及び WD-11 参照)

(a) 設備工事区分

本計画の各配水ポンプ場の電気室に10.5kV市内配電網2回線を受電する受変電設備、並びにポンプ動力用の低圧配電盤を設置する。

当該電力設備における「エ」国側との工事負担区分は、以下のとおりである。

「エ」国側 : 10.5kV市内配電線との接続に必要な以下の工事の実施

- ・10.5kV市内配電線(2回線)の引込み工事
- ・10.5kV系統接続盤(Ring Main Unit)の調達・据付
- ・積算電力量計の調達・据付

日本側 : 上記の「エ」国側負担設備以外の当該ポンプ場の運転に必要な電力設備一式

(b) 電気方式

電気方式は、以下のとおりとする。

高圧 : 10.5kV3 相 3 線式、50Hz

低圧 : 動力用 380 V 3 相 3 線式、50Hz

所内電源用 (照明、ヒーター等) 380-220 V 3 相 4 線式、50Hz

監視・制御用 DC100 V

計装用 DC24 V

なお、受電点での総合力率は配電会社の要求により 0.9 以上とする。

(c) 系統構成

受電回路は、10.5kV 2 回線受電方式を採用する。また、近年の市内配電網の整備による停電事故の減少から非常用発電設備は設置しない。なお、本計画では変圧器の設置台数は常用 1 台とし、以下の理由により予備用変圧器は設置しない。

予備用変圧器不要の理由

① 変圧器の信頼性が高いこと。

- ・変圧器の信頼性は、過去の実績から年間事故発生回数は 0.003 であり、数ある電力設備のなかで最も信頼性が高いことが、日本の電力関係資料で報告されている。また、最も事故率の多い電気品は高圧ケーブルで、その年間事故回数は 0.083 であり変圧器と比べて約 28 倍も事故の発生確率が高い。
- ・従って、初期投資コスト並びに運転・維持管理費を考慮した経済設計を行う場合、事故確立の最も高い設備の信頼性向上策を検討すべきである。本計画の場合は、10.5kV 受電回線が事故率が最も高い設備となるため、電気設備の信頼性向上対策として 2 回線受電方式を採用している。

② 前回協力の実績で変圧器 1 台案が合意されていること。

- ・上水道施設の中で最も重要な施設は、浄水場と考えられる。しかしながら、前回協力の南ギザ浄水場では、変圧器が 10.5/0.38-0.22kV 及び 10.5/3kV の 2 種類であったが、どちらの変圧器も信頼性が高いと判断されたため、その予備機は無い。この電力系統は、上水道庁の承認を得て計画・設計され、現在まで全く支障無く稼働している。
- ・なお、同浄水場の 10.5kV 受電回線は、1 回線となっているが、この回線数については、基本設計時並びに実施設計時に、上水道庁から 2 回線とすることを要求された。しかしながら、当該浄水場は、66/10.5kV 変電所と

隣接しており、当該浄水場へは、10.5kVの専用回線を接続することが出来るため、ケーブルの事故発生確立が低いと判断された。このため、上水道庁との協議を経て、現在の1回線受電方式が採用され、経済的で妥当な設計となっている。

- ・本計画での受電回線は、遠方の変電所からの10.5kV配電線を引き込む必要があるため、前回協力よりケーブルの事故発生確率が高いと判断されるため、2回線受電方式を採用している。しかしながら、変圧器は、前回協力と同様に、高い信頼性を得られると思われるため、予備機なしの常用1台方式とした。

③ 本計画の変圧器で変圧器の定期点検時の停電対策も可能であること。

変圧器の定期点検で最も時間を要する項目は、6ヶ月に一回程度のブッシングの点検・清掃であり、その所用時間は、2～3時間と想定される。この作業時には、作業の安全確保のため、変圧器の運転を停止する必要がある。本計画では、当該作業を夜間のオフピーク時に行う計画であり、ポンプの運転には、支障がない。

(d) 設備仕様

主な設備仕様は、以下のとおりとする。なお、スペアパーツの互換性を考慮して2つの配水ポンプ場の遮断器等の容量・仕様を極力同一のものとする。

10.5kV受電盤：屋内式自立閉鎖型配電盤

主要構成機器：

真空遮断器（VCB）、避雷器、電力量計、電流計、電圧計、力率計、無効電力計、積算電力量計（「エ」国側負担）

主変圧盤：10.5kV/380V、50Hz、Dyn11、屋外型油入変圧器

低圧配電盤：屋内式自立閉鎖型配電盤

主要構成機器：

空気遮断器（ACB）、電圧計、電流計、力率計、電力量計、ポンプ起動用回路（インバーター制御付）、付帯設備動力用回路、所内電源用変圧器、等

(2) 配水池計画（基本設計図 EGP-WD-03～WE-06 参照）

1) 容量

前述 [3-3-2-1-(6)] した設計条件のとおりである。

2) 形状・寸法

配水池の水深については、南キザ浄水場における送水ポンプの水圧を有効利用するためには高い方が望ましい。

2010年におけるNo.1配水池の水頭は、平均24.2m、ピーク時15.7mである。配水池の水頭は、流入管内の流量調整バルブ、オリフィス、曲がり、流出、摩擦等の損失約2mを考慮すると平均約22m、ピーク時で約14mである。ピーク時については、流入量が平均流量をやや下まわるので、配水池の高水位（HWL）は13m以上に設定できる。

配水池の水深については、実績で10～15m程度が多くなっており、経済的にも大差ないため、No.1配水池の寸法は、直径34.3m×有効水深15.15mとする。No.2配水池の寸法は、直径と高さの比をNo.1配水池と同一とし、直径31.7m×有効水深14.0mとする。

形状は、構造的に水平断面においてフープ・テンションのみで曲げモーメントが生じず、形状的に貯留効率の高い円筒形とする。

3) 構造形式

地上型の配水池は、一般に鉄筋コンクリート（RC）、プレストレスト・コンクリート（PC）及び鋼製の3タイプが考えられる。表3-3-14にそれぞれの特徴を示す。

表 3-3-14 配水池の構造別比較

項目	PC構造	RC構造	鋼構造	評価点	評価点	評価点
構造	<ul style="list-style-type: none"> 部材寸法が小さく、軽量化でき、大スパンの構造が可能。 RC構造よりも動水圧に対する耐震性が大きく、ひび割れが生じにくい。 	<ul style="list-style-type: none"> 大型水槽では部材寸法が大きくなって自重が重くなるために、PC構造よりも大規模な基礎が必要になる。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートより延性に富むが、剛性が小さい。 内部には、耐塩素塗装、外部には耐候性塗装を行う必要がある。 	3	2	1
水密性、耐久性	<ul style="list-style-type: none"> 高強度コンクリートを使用し緊張によって締め付けられるので、ひび割れが発生しない。 ひび割れが無いため、コンクリートや鋼材の腐食の恐れがない。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの乾燥収縮、満水時の引張力による疲労増大によるひび割れが発生しやすい。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼材は、コンクリートより水密性に富むが、腐食しやすく耐久性に劣る。 	3	1	2
施工監理	<ul style="list-style-type: none"> 施工はRC構造よりもやや複雑で、綿密な施工監理が必要。 施工監理が重要なため、より高品質の構造体ができる。 300kg/cm²以上の高強度コンクリートが必要。 止水板、伸縮継手が不要。 	<ul style="list-style-type: none"> 一般的な施工であるため、従来の施工監理で対応できる。 形状によっては止水板、伸縮継手が必要である。 一般的な強度のコンクリートを使用できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 現場組立で、接合は全て溶接継手で行われる。 有資格者が溶接作業を行い、非破壊検査により溶接部の確認を行う。 	1	3	2
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ、錆、腐食の心配がなく、維持管理がRC、鋼構造と比較すると作業量は少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れのための止水処置等の維持管理が必要で、PC構造よりも作業量が多いが、鋼構造より少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 耐塩素塗装や耐候性塗装を定期的にを行う必要があり、作業が多く費用も多額となる。 	3	2	1
経済性	<ul style="list-style-type: none"> 大型の水槽では、RC構造物と比較して工事費が安価（RC構造物よりも軽量であるため、基礎杭等の工事費も安価）。 	<ul style="list-style-type: none"> 大型の水槽では、PC構造物と比較して工事費が高価。 	<ul style="list-style-type: none"> PC造及びRC造と比較すると耐用年数が1/3以下であり、1年の減価償却費が高く、不経済である。 	3	2	1
その他	<ul style="list-style-type: none"> 壁厚が薄く、円筒形状、ドーム型屋根が一般的で、景観上も優れておりシンボリック効果がある。 「エ」国においては比較的新しい工法であるので、技術移転の効果が大きい。 	<ul style="list-style-type: none"> 矩形形状が一般的であり、景観上のメリツトは、PC造に劣る。 「エ」国においては従来からの技術であり、技術移転の効果はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 壁面のデザインはペインティング程度しかできない。 「エ」国では大容量の配水池に関しては実績がない。 	3	2	1
総合評価	○	△	×	1 6	1 2	8

注) 3 (○) : 有利 2 (△) : やや有利 1 (×) : 不利

配水池の構造は、表 3-3-14 から判断されるように水密性・耐久性、耐震性、維持管理、景観及び経済性に優れている PC 水槽を採用する。施工性については、PC 水槽工事の専門技術者を派遣することにより良好な工事が可能である。

4) 基礎形式の検討

計画地の土質条件は、土質柱状図（添付資料-7）からわかるように、No.1 配水場と No.2 配水場の双方においておおむね類似しており、地表下約 9 m までがシルト質粘土層で、N 値は 10~20 である。また、地表下約 12 m 以深からは N 値 50 以上の砂層となっている。

配水池は、本計画の配水システムの中で、配水区域の配水量の時間変動調節という役割だけでなく、非常時にもその貯留量を利用して需要者への影響をなくし、あるいは軽減するという大きな役割を持っている。従って、配水池の基礎形式は、地盤の地耐力のみならず、圧密特性をも考慮して地盤反力、沈下等に対して安全な形式を採用するものとする。以下に、配水池の基礎形式についての検討を行う。

① 地盤反力

常時における鉛直荷重は、配水池自重と配水池内の水重量の合計である。各配水池の鉛直方向の地盤反力は表 3-3-15 に示すとおりである。

表 3-3-15 配水池の地盤反力

荷 重	No.1 配水池	No.2 配水池
自 重 (t)	5,720	4,950
水 重 量 (t)	14,280	11,290
鉛直荷重合計 (t)	20,000	16,240
底 版 面 積 (m ²)	1,046	902
地 盤 反 力 (t/m ²)	19.1	18.0

② 土の一軸圧縮強度

直接基礎を採用する場合、地表下約 9.0 m までのシルト質粘土層が対象地盤となる。この層の一軸圧縮強度は、表 3-3-16 に示すとおり、採取したサンプル土の室内試験によるものが 1.05~2.4 kg/cm² であり、現場でのペネトロメーター試験によるものが 1.2~1.9 kg/cm² である。

表 3-3-16 一軸圧縮機試験結果

(単位：kg/cm²)

BHNo.	6	7	8	9
室内試験	2.4	1.84	1.92	1.05
現場試験	1.2~1.4	1.2~1.6	1.5~1.9	1.3~1.8

注) BH: ボーリング調査点 (添付資料-7 参照)

数値にはばらつきがあるため、最大値と最小値を除いた値について検討する。その結果、一軸圧縮強度 (qu) は 1.2~1.92 kg/cm² 程度であり、その平均値は 1.43 kg/cm² となる。

③ 土の粘着力

粘着力 (C) は、一般に以下の式により求められる。

$$C = \frac{qu}{2}$$

ここに、

$$\begin{cases} C & : \text{粘着力 (kg/cm}^2\text{)} \\ qu & : \text{一軸圧縮強度 (kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

よって、当該地盤の土の粘着力は 0.60~0.96 kg/cm² であり、その平均は 0.71 kg/cm² (7.1 t/m²) となる。

④ 地盤の支持力

粘土層における浅い基礎の極限支持力 (qd) は、内部摩擦角 (φ) を 0 として以下の式で求められる。

$$qd = \alpha \cdot C \cdot Nc$$

ここに、

$$\begin{cases} qd & : \text{極限支持力 (t/m}^2\text{)} \\ \alpha & : \text{形状係数 (円形=1.3)} \\ Nc & : \text{支持力係数 (}\phi=0\text{ の場合、5.3)} \end{cases}$$

これにより地盤の極限支持力 (qd) は 41.3~66.1 t/m² であり、その平均は 48.9 t

/m²となる。

したがって、許容支持力 (qa) は、安全率を3とすると

$$q_a = \frac{q_u}{3} = 13.8 \sim 22.0 \text{ t/m}^2$$

となり、その平均値 16.3 t/m²を採用する。

この結果、地盤反力と許容支持力の関係は表 3-3-17 のようになる。

表 3-3-17 配水池の地盤反力と地盤の許容支持力

許容支持力 qa (t/m ²)	地盤反力 (t/m ²)	
	No.1 配水池	No.2 配水池
16.3	19.1	18.0

No.1 及び No.2 配水池の地盤反力は、許容支持力の平均値を上まわっている。

⑤ 圧密沈下量

配水池の基礎を直接基礎とした場合、その支持地盤となる粘土層地盤の構造物建設後の圧密沈下量を確認する。圧密沈下量 (S) は以下の計算式により求める。

$$S \text{ (cm)} = mv \cdot dp \cdot H$$

ここに、

$$\left\{ \begin{array}{l} mv : \text{自然含水比から得られる平均体積圧縮係数 (0.03 cm}^2/\text{kg)} \\ dp : \text{荷重 (No.1 配水池 1.91 kg/cm}^2\text{、No.2 配水池 1.8 kg/cm}^2\text{)} \\ H : \text{圧密される圧層 (9 m=900 cm)} \end{array} \right.$$

上記の式より、各配水池の圧密沈下量は以下となる。

$$\text{No.1 配水池} : 51.6 \text{ cm}$$

$$\text{No.2 配水池} : 48.6 \text{ cm}$$

⑥ 採用基礎形式

各配水池の地盤反力は、地盤の許容支持力の平均値を上まわり、また、約 50 cm の圧密沈下量が予想され、不等沈下等により配水池躯体にクラック等が発生し重大な機能障害に陥る恐れがある。このため、配水池の基礎としては、現地盤下 12 m 程度にある砂層を支持地盤とする杭基礎を採用することとする。

5) 流入管、流出管及び側管（バイパス管）

① 流入管

流入管の出口の高さは、高水位（HWL）より低くする場合と HWL にする場合が考えられる。

流入管の出口の高さを HWL より低くした場合については、南ギザ浄水場の送水圧が不足すると、配水池内の水が流入管を逆流し、配水池より浄水場側に配水される。これによって配水区への容量が減少する。よって、本計画の流入管の出口の高さは、HWL とする。

流入管の水頭は、浄水場のポンプの揚程が水頭 35～50 m と大きく変動すること及び上流での流量変動のため、No.1 配水池では水頭が 15.7～36.2 m と大きく変動する。流入管の流量は、配水池容量をほぼ一定とするよう調節する必要がある。よって、流入管に設置するバルブは、バルブの流入側圧力の変動に対して流量を一定にするため、常にバルブの半開が可能な流量調整用バルブとする。圧力の調整が流量調整用バルブのみでは困難なため、オリフィスを設置する。また、流量調整用バルブのメンテナンスを考慮して通常のバルブを設置する。流入管の取付については、強固な支持金物で壁に取付けるものとし、その材質は腐食を避けるためにステンレスとする。

② 流出管

流出管は、低水位（LWL）以深の流出ピットより配管し、バルブを設置し、ポンプに接続する。

③ 側管

側管（バイパス管）は、夜間など送水幹線の残存水圧が高い場合、省エネルギーのため、配水ポンプを使用しないで、残存水圧で配水区域に配水するためのものである。夜間において水頭が所定の水頭（30 m）以上ある場合に用いるものとする。

6) 越流管及び泥吐管

越流管の高さは、高水位とする。

泥吐管は、低水位（LWL）以深の流出ピットより配管する。

越流管及び泥吐管の下流端は、排水のため下水人孔に接続する。

7) 通気孔、人孔、搬入口及び階段・梯子

通気孔は、配水池内の水位変動に対応して設置する。配水池内のメンテナンス時の点検等で池内に入る場合は、搬入口を利用して強制換気を行なうものとする。

人孔及び階段・梯子はメンテナンス時に利用する。内側の梯子は、高いため踊り場を設けるものとする。その材質は、残留塩素の高い水による腐食を考慮してステンレス製とする。

8) 塗装

配水池の内側の塗装は、防水性、耐久性に優れており、コンクリートのひび割れにも対応できるエポキシ樹脂塗装とする。

配水池の外側は、防水性、耐候性に優れているエマルジョン系塗装とする。

(3) 配水場土木・建築計画

1) 計画内容

本計画において、No.1 配水区（コノエサ・タルビア街区）及び No.2 配水区（スフィクス街区）の二カ所の配水場に建設される土木・建築施設は以下のとおりである。

- 配水ポンプ場建屋（1 棟）：鉄筋コンクリート造平屋建て
延床面積約 300 m²、建築設備共
- 設備基礎：配水ポンプ、変圧器等電気機器基礎
- 構内道路（一式）
- 浄化槽
- 下水排水

2) 施設配置計画

本計画の二カ所の配水ポンプ場の施設配置計画は、基本設計図 EGP-WD-01 及び EGP-WD-02 に示すとおりである。この配置計画は前述〔項 3-3-2-3-(3)参照〕で示した設備計画に基づき策定された。

3) 主要施設の内容

各施設の計画は、本計画で建設される配水ポンプ設備の機能を十分発揮させるための平面計画、立面計画、動線計画を基として策定された。また各施設の建設に必要な資機材の選定は、現地入手可能な資機材の採用、工程計画、将来の維持管理及び耐久性に留意し策定された。各施設の主要機能は以下のとおりである。

(a) 配水ポンプ場建屋（基本設計図 EGP-WD-12～WD-14 参照）

① 主要仕様

- 基礎 : 鉄筋コンクリート、杭支持基礎
- 上部構造体 (梁、柱、等) : 鉄筋コンクリート
- 配管、ケーブルピット等 : 鉄筋コンクリート
- 床 : 鉄筋コンクリート、一部縞鋼材
- 間仕切り : コンクリートブロック
- 外壁 : コンクリートブロック+モルタル吹き付け
- 建具 : アルミニウムまたは鋼製

② 主要室名、面積等

配水ポンプ場建屋の主要な室名、面積、建築設備は表 3-3-18 示すとおりである。

表 3-3-18 配水ポンプ場建屋の各室設備概要

番号	部屋名	面積(m ²)	設 備
1	配水ポンプ室	176	照明、換気、消火、天井走行クレーン
2	電気室	64	照明、換気、消火
3	制御室	20	照明、空調、
4	倉庫	30	照明、自然換気、
5	洗面室	6	衛生設備、照明、換気
	合計	296	

③ 建築設備

- 照明設備 : 照度基準は JIS 規格を適用する。器具は原則として蛍光灯または水銀灯とする。
- 換気設備 : 換気扇もしくはガラリによる自然換気とする。
- 空調設備 : パッケージ型空調機とする。
- 消火設備 : 各室にイオン式火災検知器及び ABC 消火器 (3kg タイプ) を設置する。

④ 変圧器用日除け

配水ポンプ場への電力供給のための 10.5kV 変圧器に日除けを設置する。

(b) 構内道路等外構工事

① 構内道路

基本設計図 EGP-WD-01 及び EGP-WD-02 に示すとおり、配水場の入り口から配水ポンプ場建屋を周回する形状で、配水池の流出入バルブ操作、計器点検等の運転・維持管理員用の車両走行のための構内道路を建設する。構内道路はアスファルトコンクリート舗装とし、雨水排水を考慮し横断勾配を設ける。また、運転・維持管理員用の車両のための駐車スペースを考慮する。

② 外灯設備

配水ポンプ場建屋周辺、配水池、配管操作部の夜間の保守点検用及び構内道路部に外灯を設置する。

③ 排水設備

計画地は雨量が極めて少ないため、雨水は道路の横断勾配により道路外に流下させ敷地内に自然浸透により排水させる。一方、配水池越流水、配水池底部清掃用ドレーン排水、配水ポンプグラウンド排水、事務所汚水の浄化槽処理水については、それらを構内で遮集し、配水場前面道路の公共下水管路に自然流下方式で排水する。

3-3-2-4 配水管材調達計画

本計画における配水管材調達計画は、前述〔3-3-2-1-(5)〕した方針に基づき以下のように策定する。

(1) 配水管網計画

1) 整備範囲

本計画の配水管整備範囲は、居住地区で現在、全く整備されていない地区及び 2005 年までに居住地区となることが想定される地区を対象とするが、以下の地区は除外するものとして策定する。

- － 既に整備された地区
- － 現在、整備中の地区
- － ギザ市及び上水道庁による計画があり、実施が決定されている地区

以上の地区については、前述の図 2-4-5 に示すとおりである。また、配水管ルートは、以下を条件として選定する。

- － 市街地の現状と将来の発展を考慮した配水系統とし、管路布設が可能な道路とする。
- － 安定した給水を図るために管網を形成するよう管路を配置する。
- － 同一配水区でのブロック化を図る。

なお、配水管は、以下のように分類する。

- 配水本管 : 浄水を配水支管へ輸送する役割を持ち、給水管の分岐のないもの。
- 配水支管 : 配水本管からの浄水を分配し、それから給水管を分岐するもの。

2) 管網の検討

① 設計条件

配水管の設計条件は、表 3-3-19 のとおりである。

表 3-3-19 配水管の設計条件

項 目	設 計 条 件
1. 計画一日最大給水量	<ul style="list-style-type: none"> • No.1 配水区 : 66,400m³/日 • No.2 配水区 : 51,600m³/日
2. 計画時間最大配水量	<ul style="list-style-type: none"> • 時間系数 : 1.3
3. 配水支管末端の最小動水圧	<ul style="list-style-type: none"> • 2.0 kg/cm² (水頭 20 m)
4. 管 種	<ul style="list-style-type: none"> • ダクタイル鋳鉄管
5. 最小管径	<ul style="list-style-type: none"> • 100 mm
6. 付帯設備	
(1) 制水弁	<ul style="list-style-type: none"> • バタフライ弁 : 口径 400 mm以上 • スルース弁 : 口径 400 mm末端
(2) 空気弁	<ul style="list-style-type: none"> • 双口空気弁 : 口径 400 mm以上 • 単口空気弁 : 口径 400 mm末端
(3) 消火栓	<ul style="list-style-type: none"> • 設 置 間 隔 : 100~200 m • 双口消火栓 : 口径 300 mm以上 • 単口消火栓 : 口径 150 mm以上

② 管網計算

上記の諸条件を考慮し、配水管網の検討を行ったが、その検討図(ルート及び管径)を図 3-3-12 に示す。また、管網計算書については添付資料-9 に示す。

NO.1配水区
(コノエサ・タルピア街区)

NO.2配水区
(スフィンクス街区)

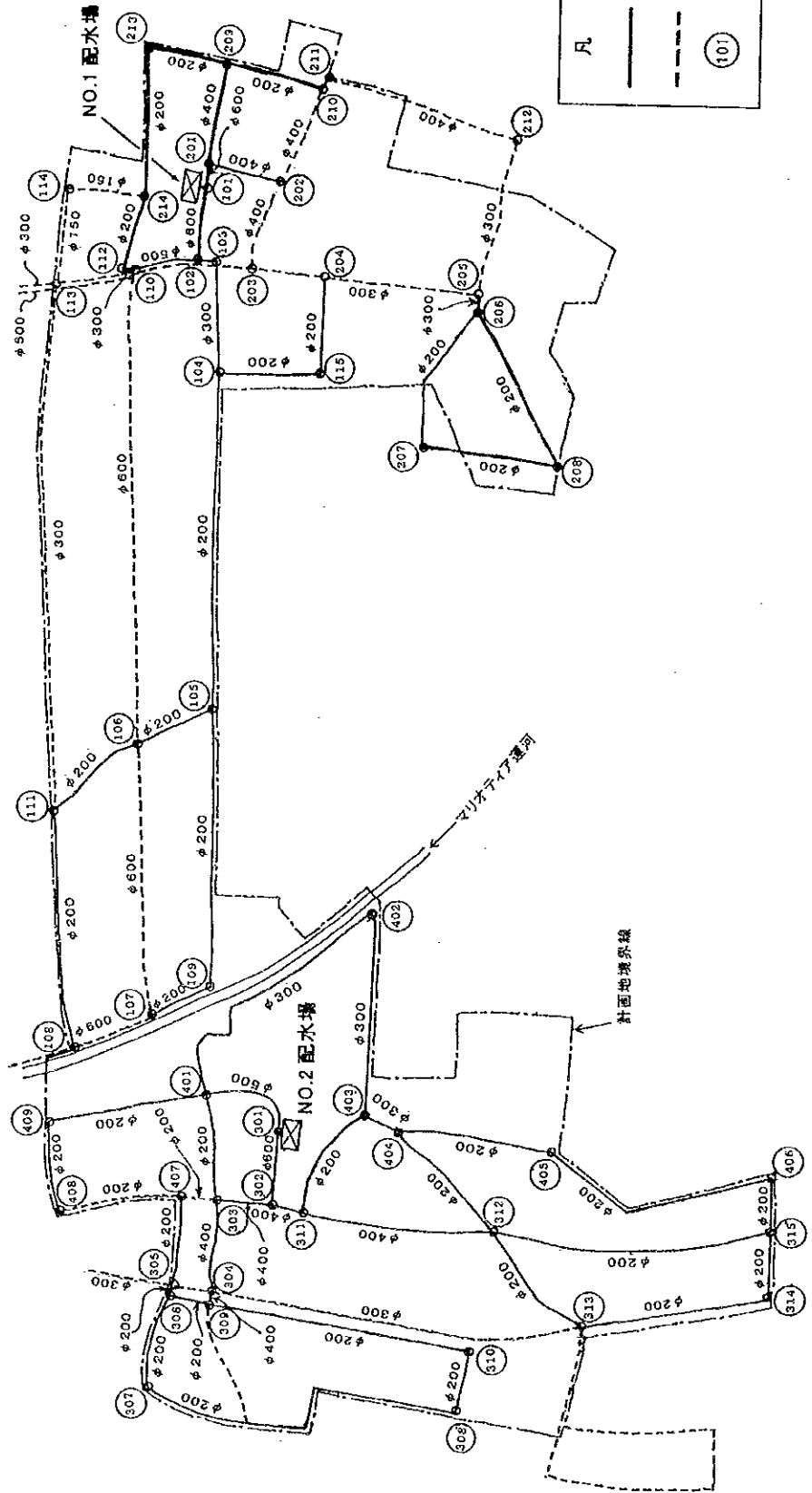


図 3-3-12 配水管網検討図

(2) 配水管延長

上述した、配水管整備範囲の方針に従った。計画地の面整備に必要な配水管延長は、表 3-3-20 のとおりである。

表 3-3-20 計画地の面整備に必要な配水管延長

	管 径 (mm)	延 長 (m)
No.1 配水区	φ 600	450
	φ 500	300
	φ 400	860
	φ 300	600
	φ 200	9,490
	φ 150	12,150
	φ 100	55,950
	小 計	79,800
No.2 配水区	φ 600	300
	φ 500	400
	φ 400	1,710
	φ 300	2,260
	φ 200	12,040
	φ 150	7,370
	φ 100	43,490
	小 計	67,570
合 計		147,370

(3) ギザ市の自己負担能力

ギザ市は、前回協力プロジェクト（モニブ第1次及び第2次）で自己資金により、日本側が調達した配水管・下水管の布設工事と調達対象外の範囲については管材の調達及び布設工事を実施している。また、他のプロジェクトにおいても同規模の配水管の管材調達と布設工事を行った実績がある。表 3-3-21 に前回協力プロジェクトでの上下水道の面整備実績の概要を示す。

表 3-3-21 前回協力プロジェクトの面整備実績

	全体整備延長	管 径 (mm)	管 種	負 担 区 分	負担延長	
					管材調達	布設工事
上水道 面整備	75 km	φ 300～φ 600	DCI 管	日本側	39 km	—
		φ 100～φ 200	PVC 管			
		φ 300～φ 500	DCI 管	ギザ市	36 km	75 km
		φ 100～φ 200	PVC 管			
下水道 面整備	67 km	φ 200～φ 600	陶管	日本側	37 km	—
		φ 200～φ 600	陶管	ギザ市	30 km	67 km
合 計						142 km

注) DCI 管 : ダクタイル鋳鉄管
PVC 管 : 硬質塩化ビニル管

ギザ市は上記の上下水道管路の布設工事を約2年6ヶ月で実施した。布設総延長は142 kmで、本計画の必要配水管延長とほぼ同じであり、47%が埋設深さが配水管に比べて2倍程度深い下水管という点を考慮すれば、工期的、財政的に十分可能と判断される。

また、前回協力では、面整備に必要な管材の46%を自己資金で調達したが、管材調達に約1,500万LE(約6億円)を確保した実績があることから、本計画においても表3-3-20で示した管材のうち、ある程度の負担は可能と考えられる(後述の表3-4-1参照)。

(4) 配水管材の調達範囲

前回協力の実績及び「エ」国側の自助努力の観点から、ギザ市は、本計画の配水支管である口径150 mm及び100 mmの管材調達を負担する必要がある。したがって、本計画では、日本側調達範囲を配水管網を構成する口径200 mm以上の配水本管とする。その管径別延長は表3-3-22に示すとおりである。

表 3-3-22 本計画の日本側調達配水管延長

管 径 (mm)	延 長 (m)
φ 600	750
φ 500	700
φ 400	2,570
φ 300	2,860
φ 200	21,530
合 計	28,410

なお、上記数量には、制水弁、空気弁、異型管等の付帯設備を含むものとする。