

資料 7 その他の資料・情報

7-1 ファイサラバードの気象条件

7-2 チェナブ川流況調査報告書報告書

7-3 地表電気探査解析結果の概要

7-4 試掘調査・帯水層試験実施概要

7-5 段階揚水試験の解析

7-6 水層係数の算定

7-7 影響圏の考察

7-8 ADB 井戸群の水位観測井構造図

7-9 WASA 標準水位観測井構造図

7-10 対象地域既存井の現場水質試験

7-11 人口推計比較

7-12 取水量と給水量

7-13 既存配水・給水施設の検討

7-14 市内配水系統改善計画の検討

7-15 第 1 次現地調査住民意識調査と調査後の経過（平成 15 年 3 月）

7-16 第 2 次現地調査住民意識調査と調査後の経過（平成 15 年 8 月）

7-17 WASA 水道料金体系

資料 7-1 ファイサラバード気象条件

表-1 パンジャブ州主要都市降雨量

都市名	1994	1995	1996	1997	1998	平均
マレー	2,220	1,703	2,192	2,307	1,973	2,078
ラワルピンディ	1,690	1,615	1,324	1,414	1,412	1,493
ジェルム	1,000	1,158	989	1,336	967	1,090
サルゴダ	360	319	447	629	411	433
ファイサラバード	191	172	346	807	332	370
シャルコット	1,191	976	1,642	1,388	1,037	1,247
ラホール	542	826	1,189	1,233	403	839
ムルタン	303	265	211	264	136	236
D.G. カーン	122	87	157	350	-	179
バハワルプール	246	203	97	304	159	202

表-2 ファイサラバード月間平均降雨量・気温・湿度（1961～1990）

月	平均温度(℃)		降雨量 (mm)	相対湿度 (%)
	最大	最小		
1	19.4	4.1	11.5	66.0
2	21.9	7.1	20.1	61.2
3	26.7	12.3	25.7	58.2
4	33.5	18.0	16.9	46.5
5	38.4	22.7	16.1	37.5
6	40.5	26.9	27.9	41.7
7	37.1	27.0	115.0	61.5
8	36.1	26.6	89.8	65.9
9	35.7	23.7	28.6	59.9
10	33.0	17.0	3.8	54.7
11	27.2	10.1	3.0	62.7
12	21.4	5.1	8.6	66.5
平均	30.9	16.7	372.3	56.8

資料 7-2 チェナブ川流域調査報告書

(1) 目的

本計画の地下水開発候補地、第 1 および第 2 サイトはいずれもチニオト橋梁近くのチェナブ河川敷のそばに位置する。このため施設を建設した場合、同河川の洪水の被害を受ける可能性がある。本調査では、これら候補地の施設に対する河川洪水による冠水や浸食の影響を評価することを目的とする。

(2) 調査期間 2002 年 12 月 15 日 ～ 2003 年 1 月 5 日

(3) 調査方法

河川調査は、次の方法で実施した。

- 1) チェナブ川を挟んで左岸と右岸に位置するチニオト市およびチェナブナガル市近辺における現場観察調査
- 2) チェナブ川周辺に在住する農民に対し、過去の洪水発生に関する聞き取り調査
- 3) チェナブ川の過去 33 年間ににおける河川水位および流量の資料収集。パンジャブ州政府灌漑・電力局所有の資料から、関連流域として、チェナブ橋梁地点、リバス橋梁地点(チェナブ橋梁の下流 67km 地点)およびカディラバード取水堰(同橋梁の上流 117km)の三カ所の資料を収集。
- 4) 上記調査結果の解析

(4) 調査結果

1) 水文資料収集

表-1 に示す水文資料は、パンジャブ州政府灌漑局が保管する記録の中で、本計画に関連する資料の状況を示す。当該調査対象地域であるチニオト橋における資料は欠落部分が多いが、利用可能な資料から作成した減衰曲線に基づき推定した。

表-1 水文資料

観測点 年度	リバス橋 (チニオト橋下流 69km)		チニオト橋		カディラバード取水堰 (チニオト橋上流 117km)	
	水位	流量	水位	流量	水位	流量
1970	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1971	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1972	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1973	○	部分的に記録欠如	○	記録なし ²⁾	○	○
1974	○	部分的に記録欠如	○	記録なし ²⁾	○	○
1975	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1976	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1977	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1978	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1979	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1980	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1981	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1982	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1983	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1984	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1985	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1986	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1987	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1988	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1989	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1990	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1991	○	○	○	記録なし ²⁾	○	○
1992	○	○	○	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1993	○	○	○	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1994	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1995	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1996	○	○	○	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1997	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
1998	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	記録なし ²⁾	○	○
1999	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
2000	○	○	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	○	○
2001	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如 ³⁾	部分的に記録欠如 ²⁾	記録なし	記録なし
2002 (Jan-Sep)	部分的に記録欠如	部分的に記録欠如	○	記録なし ²⁾	記録なし	記録なし

(1) 表中の○印は、灌漑局に記録があるもの。

(2) チニオト橋観測点における流量は、1992～1997 および 1999～2000 年における水位と流量記録から作成した減衰曲線に基づく推定値。

(3) 同様に、1994～2001 年のチニオト橋観測点における河川水位は、1992～1997 年および 1999～2000 年における水位と流量記録から作成した減衰曲線に基づく推定値。

2) 洪水資料

表-2 と図-1 は、各観測地点における各年度の最高水位と最大流量を示す。同資料によると、洪水発生年は、1973, 1976, 1988、1992, 1996 および 1997 年であり、渇水年は 1987 および 1998 年と判定される。過去 30 年間に於ける最大規模の洪水は 1973 年に発生した。各年度における年間最大流量・水位の発生時期は 7 月か 8 月であるが、時に 9 月の場合もある。3 観測地点の洪水資料を比較すると、上流カディラバード堰からチニオト橋、チニオト橋からリバス橋までの洪水発生時間差はほぼ 1 日(24 時間)程度である。

表-2 過去 30 年間のチェナブ川洪水記録

年度	リバス橋			チニオト橋			カディラバード取水堰		
	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日	最大流量 (cusec)	最高水位 (ft)	年月日
1970	123,221	518.45	03-Sep-1970	151,593	592.08	02-Sep-1970	237,572	693.82	01-Sep-1970
1971	201,878	518.80	12-Aug-1971	165,731	592.38	04-Aug-1971	305,968	694.80	03-Aug-1971
1972	87,082	517.25	14-Jul-1972	117,783	591.30	08-Aug-1972	178,203	693.70	10-Jul-1972
1973		523.00	12-Aug-1973	1,203,343	597.75	11-Aug-1973	847,249	699.45	10-Aug-1973
1974		517.30	07-Aug-1974	142,517	591.88	18-Jul-1974	198,228	693.70	25-Jul-1974
1975	148,200	517.80	13-Sep-1975	126,046	591.50	12-Sep-1975	198,210	691.20	12-Sep-1975
1976	651,000	521.50	09-Aug-1976	504,961	595.20	08-Aug-1976	577,015	696.00	07-Aug-1976
1977	225,900	518.00	07-Aug-1977	207,591	593.20	17-Jul-1977	452,532	695.60	17-Jul-1977
1978	139,575	518.90	12-Aug-1978	141,180	591.85	23-Jul-1978	293,418	695.50	10-Aug-1978
1979	142,326	518.00	06-Aug-1979	89,291	590.55	19-Jul-1979	240,785	694.10	03-Aug-1979
1980	167,117	518.00	17-Jul-1980	117,783	591.30	17-Jul-1980	97,697	694.10	10-Aug-1980
1981	275,000	520.00	29-Jul-1981	154,835	592.15	31-Jul-1981	505,638	696.90	26-Jul-1981
1982	182,000	518.30	04-Aug-1982	128,156	591.55	03-Aug-1982	225,517	694.50	02-Aug-1982
1983	182,420	518.30	05-Sep-1983	147,929	592.00	04-Sep-1983	283,229	695.95	03-Sep-1983
1984	156,800	517.80	30-Aug-1984	86,698	590.45	15-Aug-1984	90,023	694.30	15-Aug-1984
1985	226,000	519.00	10-Aug-1985	152,516	592.10	09-Aug-1985	213,460	696.40	19-Jul-1985
1986	177,000	518.20	07-Aug-1986	161,899	592.30	06-Aug-1986	244,022	695.40	06-Aug-1986
1987	115,000	516.70	29-Jul-1987	78,254	590.00	28-Jul-1987	96,996	693.10	09-May-1987
1988	550,000	521.20	29-Sep-1988	630,340	595.75	28-Sep-1988	529,664	698.70	27-Sep-1988
1989	245,000	519.30	03-Aug-1989	218,515	593.40	01-Aug-1989	295,085	697.10	01-Aug-1989
1990	250,000	519.40	24-Mar-1990	141,180	591.85	15-Jul-1990	339,191	696.00	23-Mar-1990
1991	226,000	518.80	16-Apr-1991	147,929	592.00	15-Jul-1991	249,663	694.50	15-Apr-1991
1992	475,000	520.50	13-Sep-1992	529,400	595.70	12-Sep-1992	948,530	700.30	11-Sep-1992
1993	282,000	519.80	14-Jul-1993	282,500	594.00	13-Jul-1993	434,754	697.30	12-Jul-1993
1994	274,900	519.80	23-Jul-1994	166,696	592.40	06-Aug-1994	425,567	697.00	21-Jul-1994
1995	620,000	521.60	01-Aug-1995	667,000	596.00	30-Jul-1995	640,577	698.40	29-Jul-1995
1996	785,000	522.60	27-Aug-1996	700,000	596.20	26-Aug-1996	728,432	699.90	25-Aug-1996
1997	587,000	521.80	31-Aug-1997	546,600	595.30	30-Aug-1997	600,246	699.70	29-Aug-1997
1998	126,000	517.00	07-Jul-1998	76,255	589.89	07-Jul-1998	68,983	698.80	01-Aug-1998
1999	97,000	516.30	10-Aug-1999	90,200	590.60	09-Aug-1999	111,102	691.50	08-Aug-1999
2000	186,420	518.50	25-Jul-2000	147,200	592.20	25-Jul-2000	190,640	693.50	24-Jul-2000
2001	115,000	516.70	26-Jul-2001	80,000	590.00	25-Jul-2001			
2002				147,200	592.20	16-Aug-2002			

3) 河川水位と流量の特徴

図-2 は、典型的な洪水年と渇水年におけるチェナブ川チニオト橋観測点における年間水位と流量変化を示す流況図である。渇水年の水位は海拔高度でほぼ 180m (=590ft～591ft)を越えることはなく、流量は最大でも 2,266m³/sec (80,000cusec)から 2,550m³/sec(90,000cusec)である。3 月から 9 月の雨期をはさむ期間の水位は 178～180m(583～591ft)の範囲にあり、その他の月は 177～178m にある。これに対して、洪水年の場合、7 月から 9 月までの期間において、数日間水位が 180m を越え、流量は 5,660m³/秒以上となる。

図-3 には、これら典型的な洪水・渇水年において、チニオト橋における流量の頻度分布図を示す。これらの特徴を表-3 にまとめる。

表-3 洪水・渇水年の特徴

	洪水年	渇水年
年間最大水位	181.5m 以上	180m 以下
年間最大流量	14,160m ³ /sec 以上	2,550 m ³ /sec 以下
年間総流量	190～370 億 m ³	150～200 億 m ³
平均流量 1,400m ³ /秒以上の日数	35～100 日	25～70 日
平均流量 2,800m ³ /秒以上の日数	10～ 40 日	0 日
平均流量 5,600m ³ /秒以上の日数	1～ 10 日	0 日

図-1 チェナブ河川水位の変動

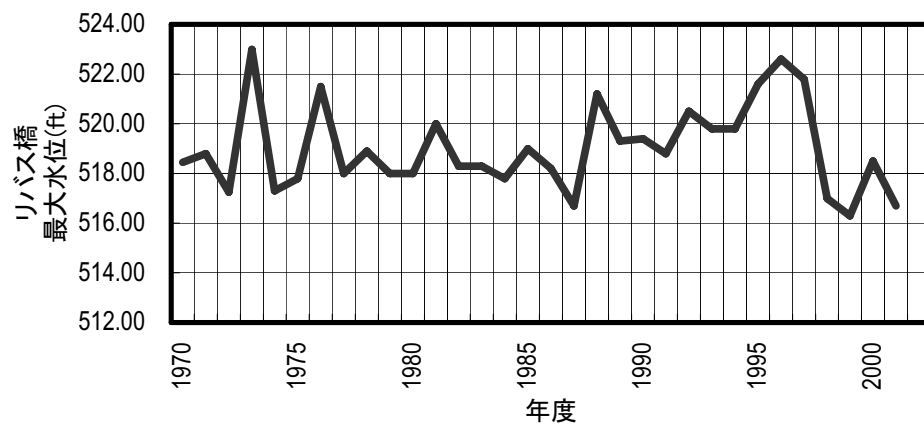
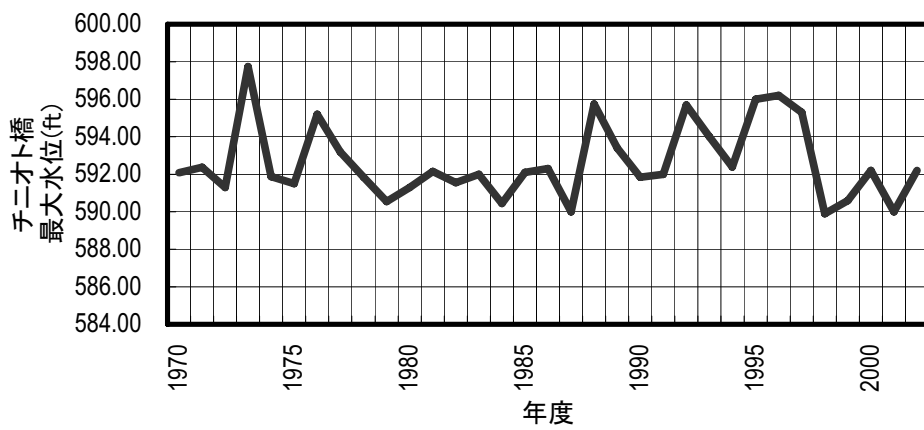
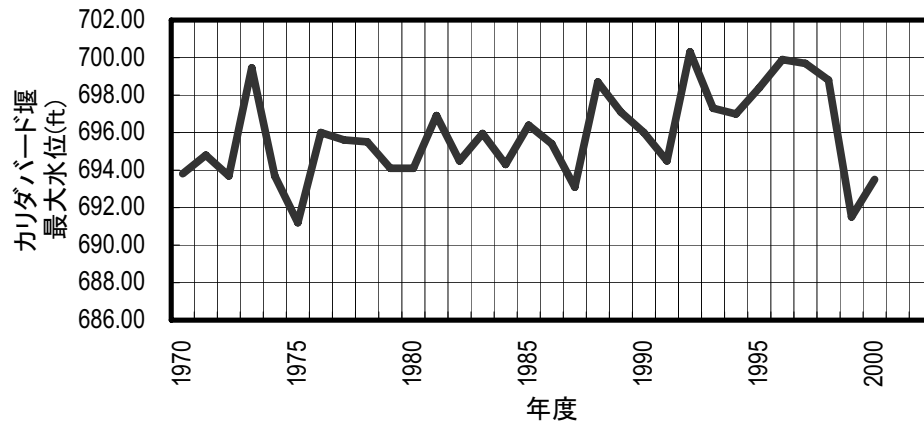


図-2 チェナブ川流況図 (チニオト橋観測点)

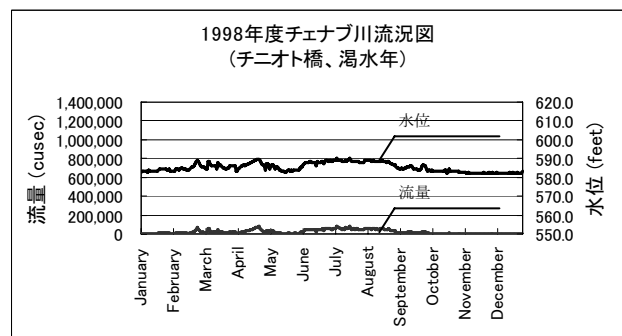
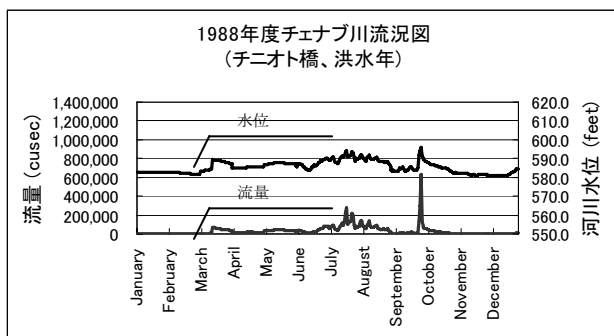
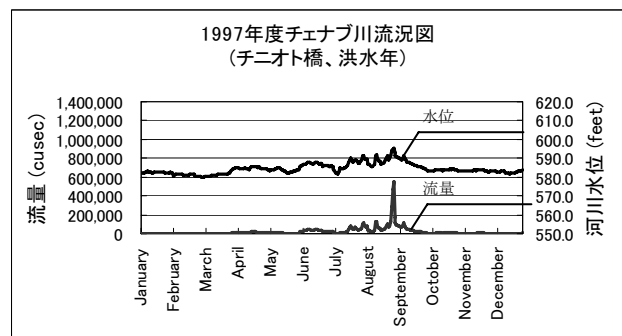
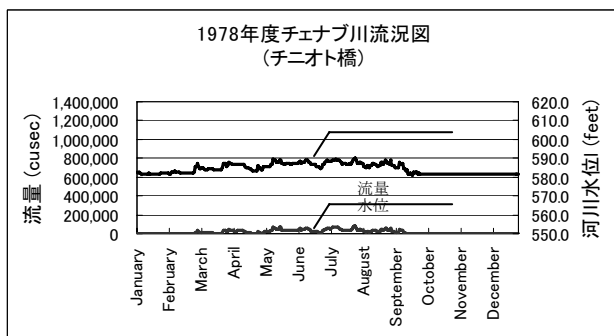
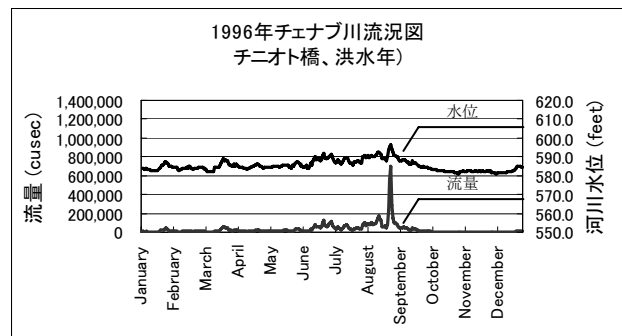
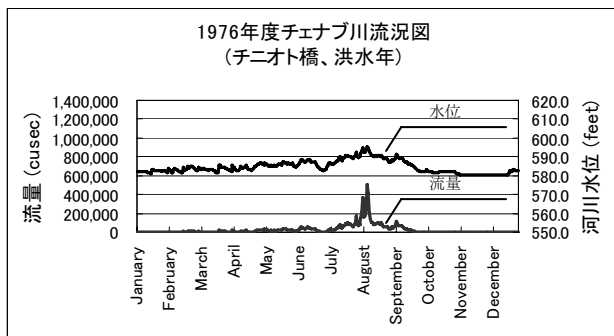
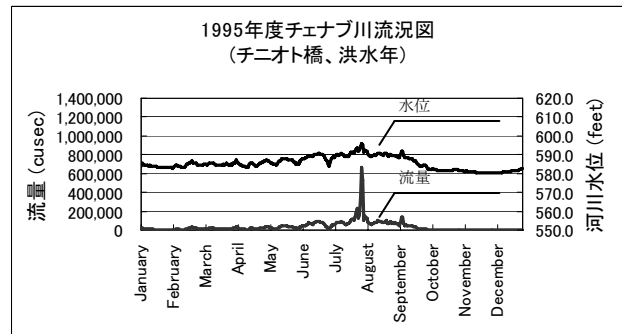
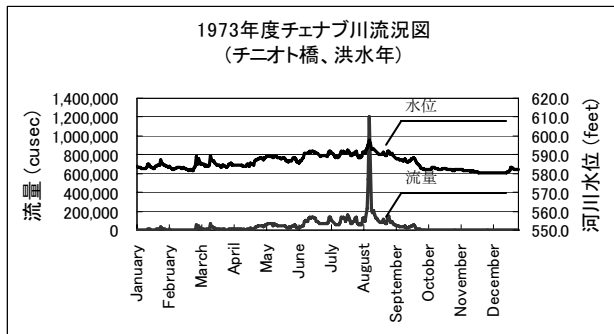


図-3 チニオト橋の流量頻度分布図

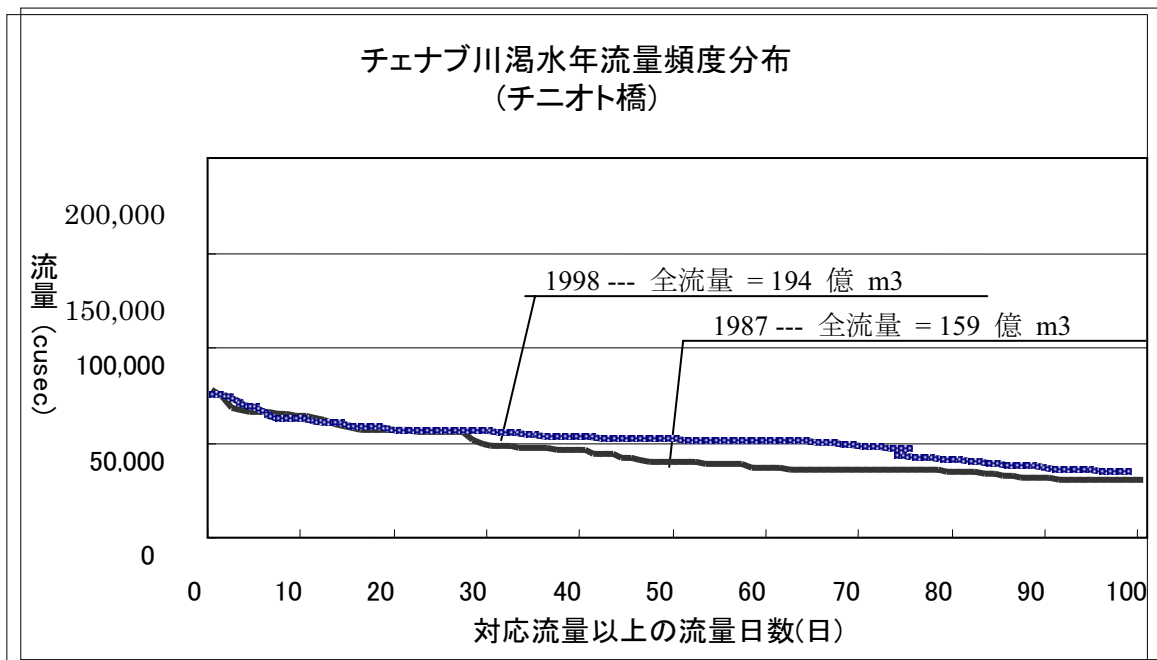
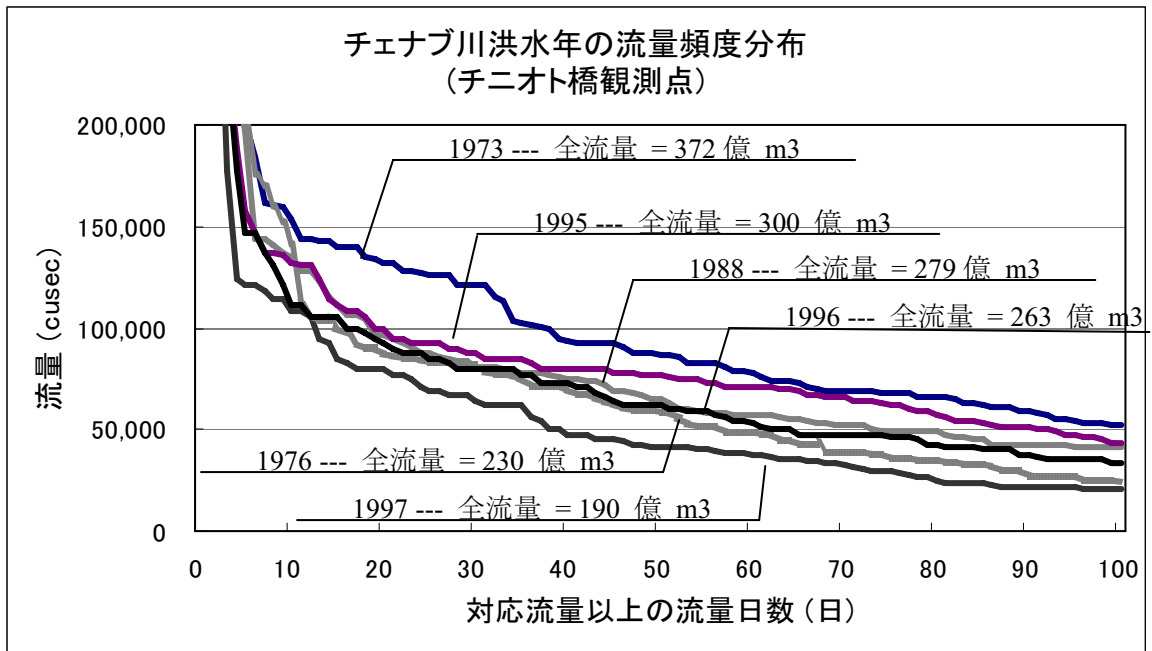


図-4 に、正対数紙に過去 33 年間の年間最大流量分布図を示す。同図に基づき各年度における最大流量が再現する周期は表-4 の通りと想定される。

表-4 年間最大流量の周期

年度	最大流量(m ³ /sec)	再現期間
1973	34,000	約 50 年
1996	20,000	15～20 年
1995	18,900	10～15 年
1988	17,850	10～15 年
1997	15,480	5～10 年
1992	15,000	5～10 年
1976	14,300	5～10 年

4) チェナブ河川敷における洪水流の特徴

図-5 は、本計画の当初の水源候補地第 1 および第 2 地区が位置するチェナブ河川敷地域において、過去の洪水発生時の状況（水深など）を、地元住民のインタビュー結果に基づき、作図したものである。先に検討した過去の河川資料と同様に、インタビュー結果でも、記憶に残る最大の洪水は 1973 年に発生したことになる。この際、河川流は河川に並行して走るジャンーチニオト道路を越えて、内陸側まで氾濫している。その他の洪水時点では内陸までの氾濫は発生していない。

チェナブ川左岸は、2m～4m 程度の高さの数段の段丘により構成され、水源候補地は、最高位の段丘に位置する。一方、右岸には段丘形成が見られず、田地から直接河川本流に落込んでおり、測量ができなかったため、正確な高度はわからないが、左岸のほうが右岸より標高が高いと推定される。右岸の方が頻繁にかつ直接洪水による侵食を受けやすい構造を呈している。

したがって、左岸に予定する候補地の場合は、再度詳細な測量調査を実施し、洪水対策を策定することが重要である。観察結果では、両候補地とも河川本流から離れた地点の最高位段丘に位置することから、被害が直接及ぶことはほとんどないと推定される。ただし、少なくとも、正確な測量調査により、50 年周期が予想される大洪水の場合の浸水対策を考慮することは必要である。

Logarithmic-normal Probability Paper

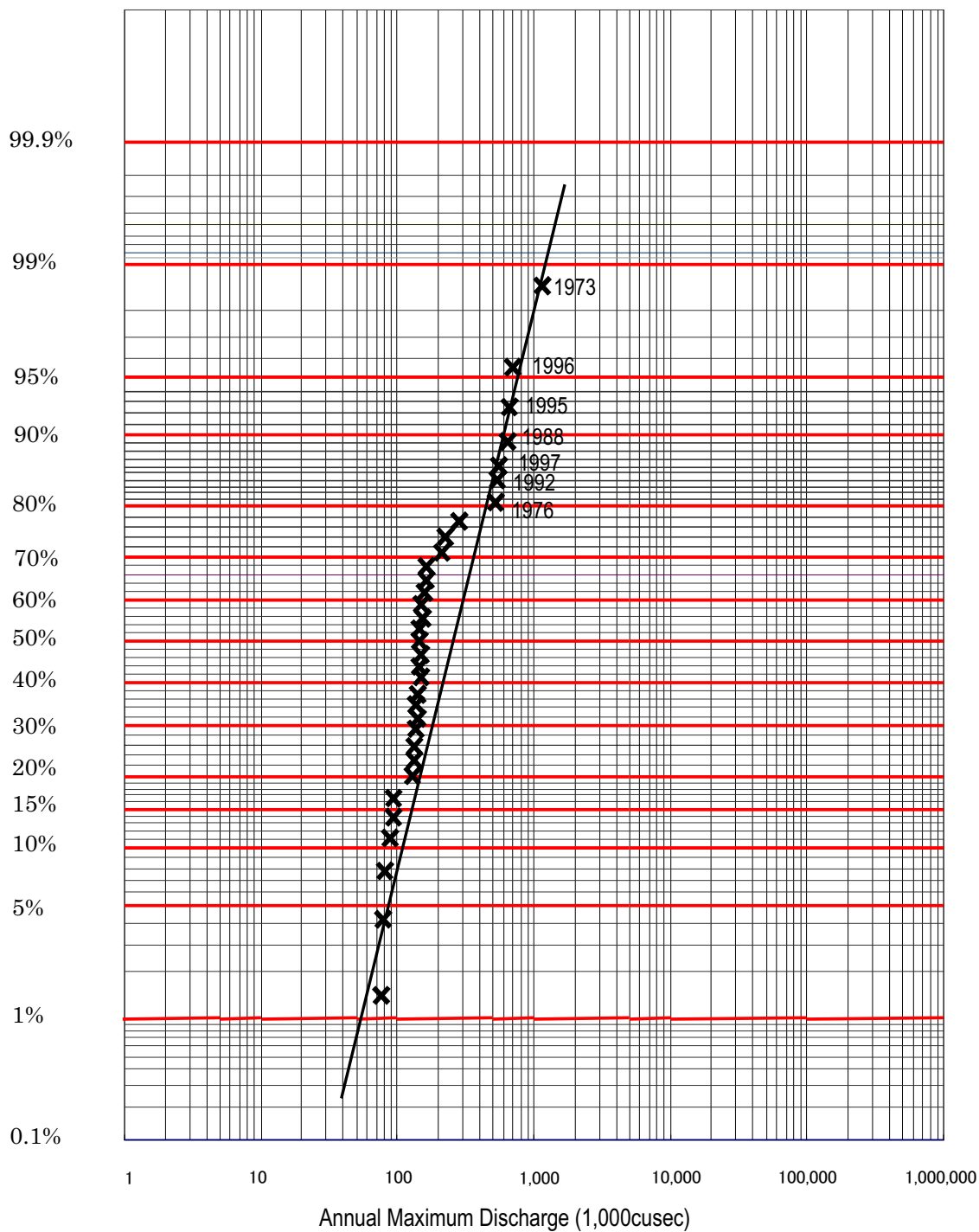


図-4 過去 33 年間の年間最大流量分布図

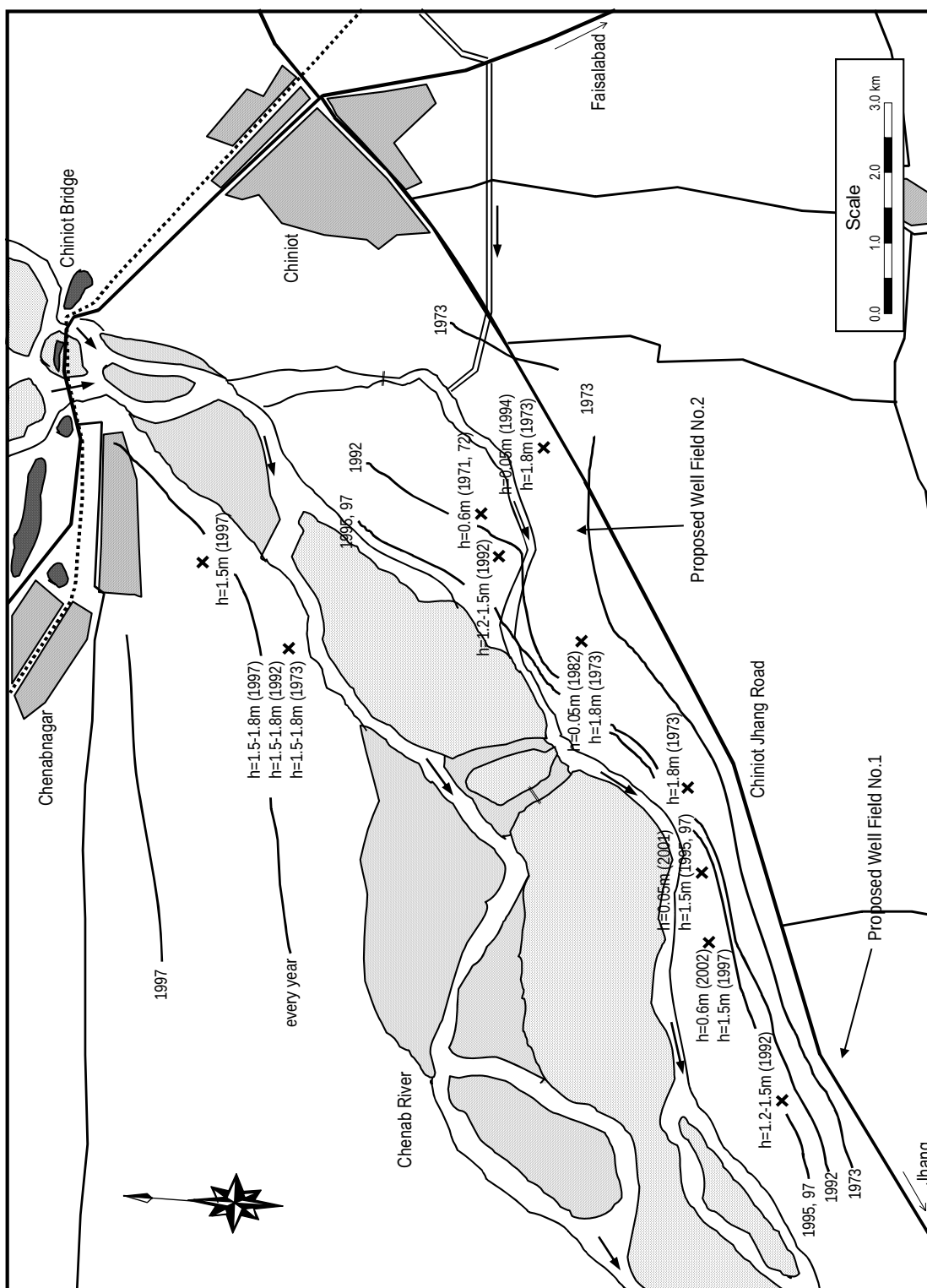


图-5 水源候補地周辺浸水分布図

資料 7-3 地表電気探査解析結果の概要

水理地質調査の一環として実施した地表電気探査解析概要を示す。

1) 調査対象地域

本調査では、実際の井戸掘さく地点となる水路左岸帯状地域から水路の南側 3km 範囲の地域において、水理地質状況、特に開発地域における帯水層の水平・垂直両方向の連続性を把握し、適切な掘さく深度の設定を目的として、地表電気探査を実施した。実施内容を表-1 に示す。

表-1 地表電気探査実施内容

No.	項目	内容
1	現地調査期間	2003 年 8 月 15 日～8 月 21 日
2.	調査測点数	24 点
3.	測定深度	200m
4	測定法	ウェンナー4 極法
5.	測点配置	第 1 測線: 井戸建設予定地である用水路側道沿線に 11 点 第 2 測線: 第 1 測線とほぼ平行に南部 1km 地点に 9 点 第 3 測線: 第 2 測線の南部 1km 地点に 4 点

測点位置は図-1 を参照。

(2)解析結果

探査結果の解析によると、ほぼ基盤に近い 200m 深度の地層は、Q1、Q2、Q3 の 3 層に大別できる。地質年代では、Q1 が完新統、Q2 と Q3 が更新統に相当する。その特徴は次の通りである。

①Q1 は地表から 20～40m 程度の深さを有する急上昇曲線姿態で示される高比抵抗層で、3～4 層の単比抵抗層に細分される。20Ω・m 以上の単層は砂層、10Ω・m 以下の層は粘土に相当する。単比抵抗層の水平方向の接続性は明瞭でない。

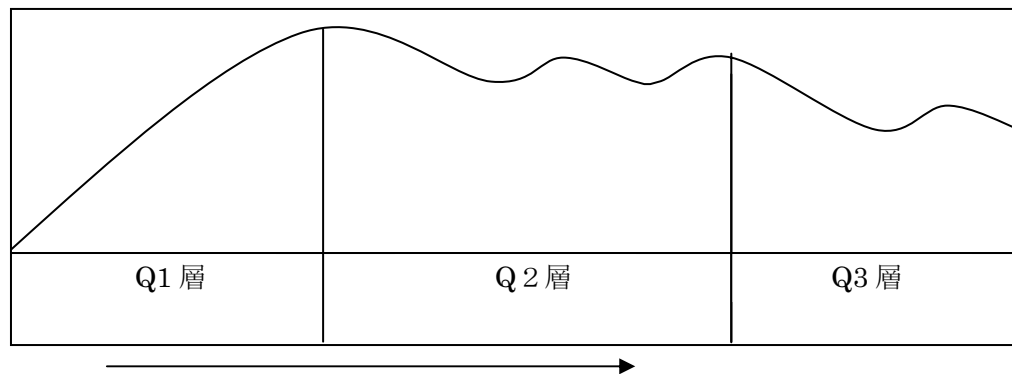
②Q2 は Q1no 下位にくる地層で、その下面は地表から 76m～140m である。本層も 3～4 層の単比抵抗層に細分され、高比抵抗層は砂層、低比抵抗層は細砂～粘土と判定される。

③Q3 は Q2 の下位となる層で、傾向は Q2 に準じる。

24 点の測定比抵抗曲線は、ほぼ同様な曲線姿態となり、調査対象地域、東西 12km x 南北 3km の範囲において、地質の分布はそれぞれの単比抵抗層の連続性は薄いものの、3 層構造は共通しているので、ほぼ同様な水理地質条件にあると推定される。

次ページに代表的な曲線傾向（図-2）を示す。（第一側線の 24 点については、各点の曲線をプロットし、本資料巻末に添付した。）

図-2 代表的な曲線傾向



(3)帯水層の解析

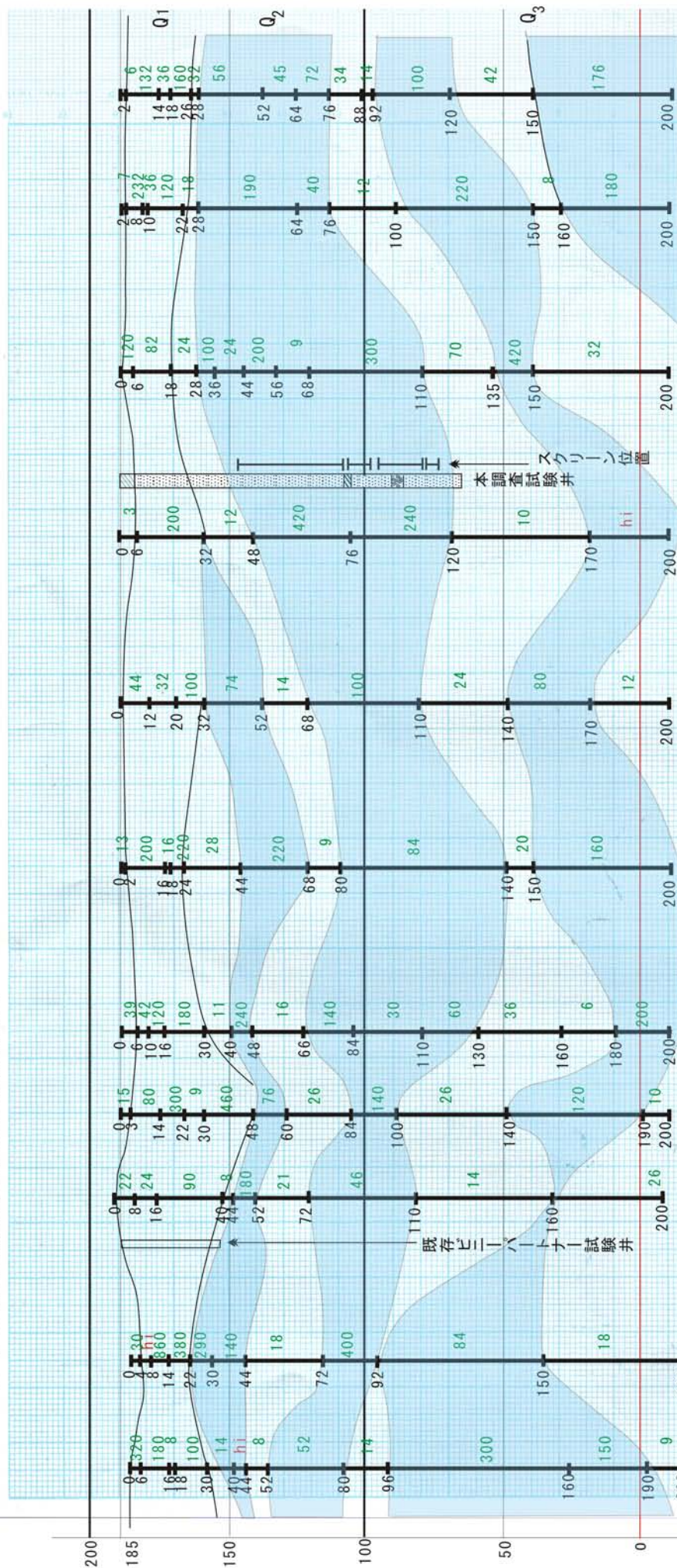
電気探査結果それ自体は、帯水層についての具体的な資料を提供することができず、既存の水理地質資料(井戸断面図、揚水試験資料等)との対比により、判定することが必要である。本計画では、側点 No. 6 において、試験井戸(掘さく深度 150m)を建設し、揚水試験を実施したので、同資料と対比して探査結果を分析すると次の通りである。

①有力な帯水層と判定されるのは、**Q2層**と**Q3層**である。図-3 に解析結果の地層対比グラフを示した(図中の濃い青色部分が帯水層)。

②開発深度は、最大で **160m** 程度である。井戸掘さく予定地点の用水路線東西 **12km** の範囲では、掘さく地点により、第 2、第 3 層の深度はそれぞれ異なると推定される。

図-3 地表電気探査結果解析に基づく
ジャン用水路沿線推定地質断面図

図表数値 黒字解析深度
緑字 地表比抵抗値

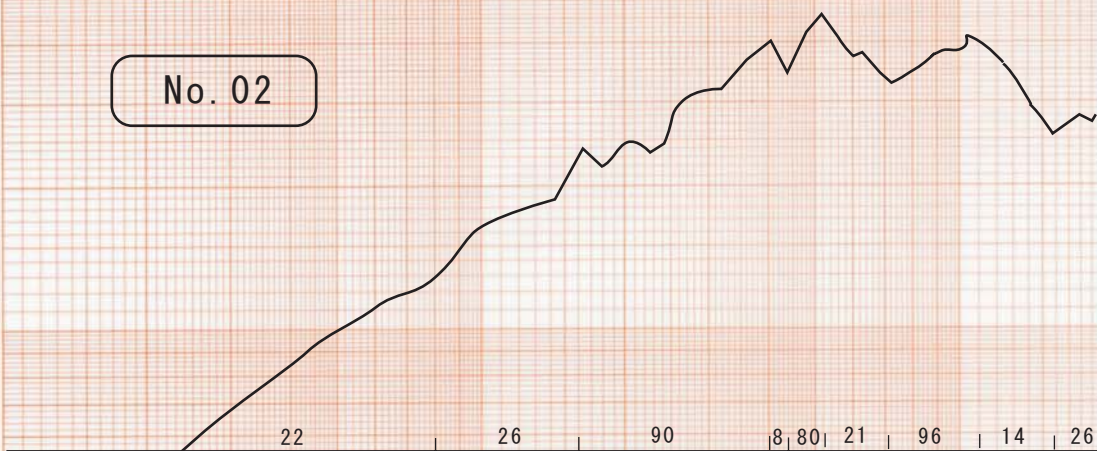


-50 測点番号

高度 (m)

距離 0 km

No. 02



2.9 Ω -m

No. 01



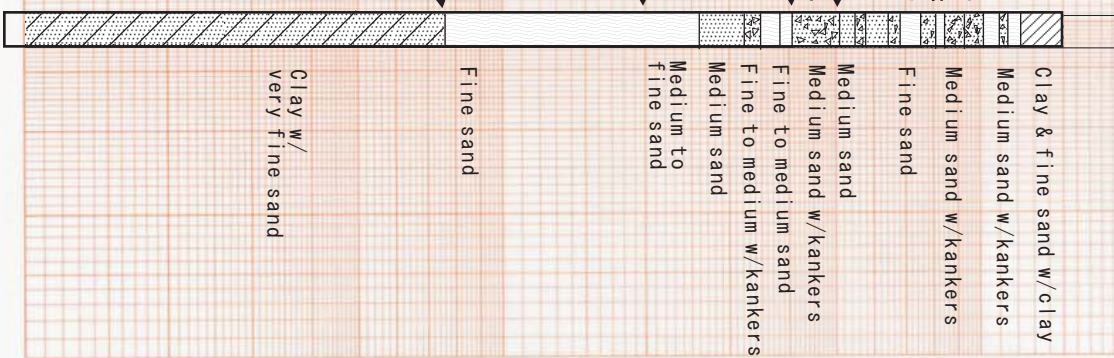
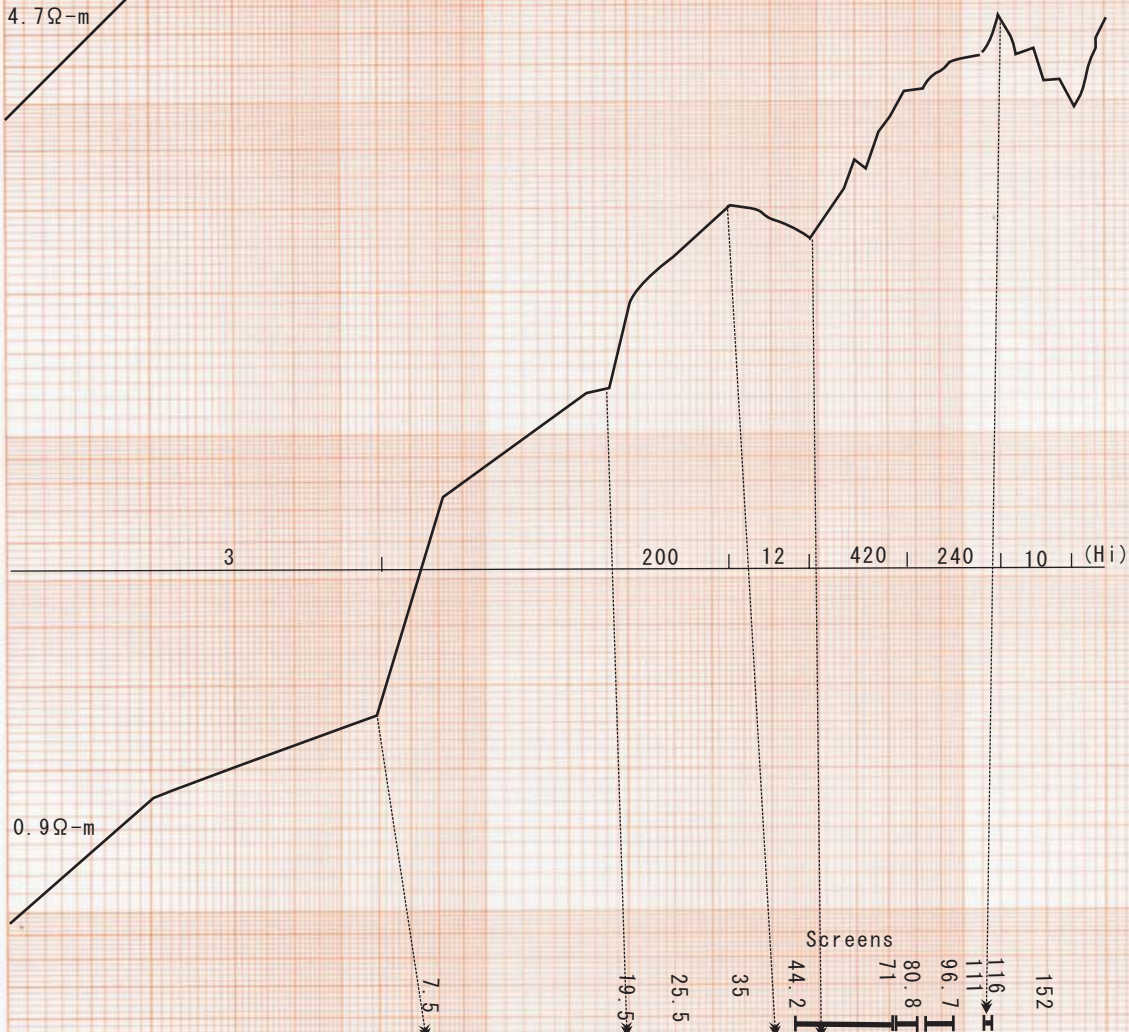
1.9 Ω -m



No. 05



No. 06

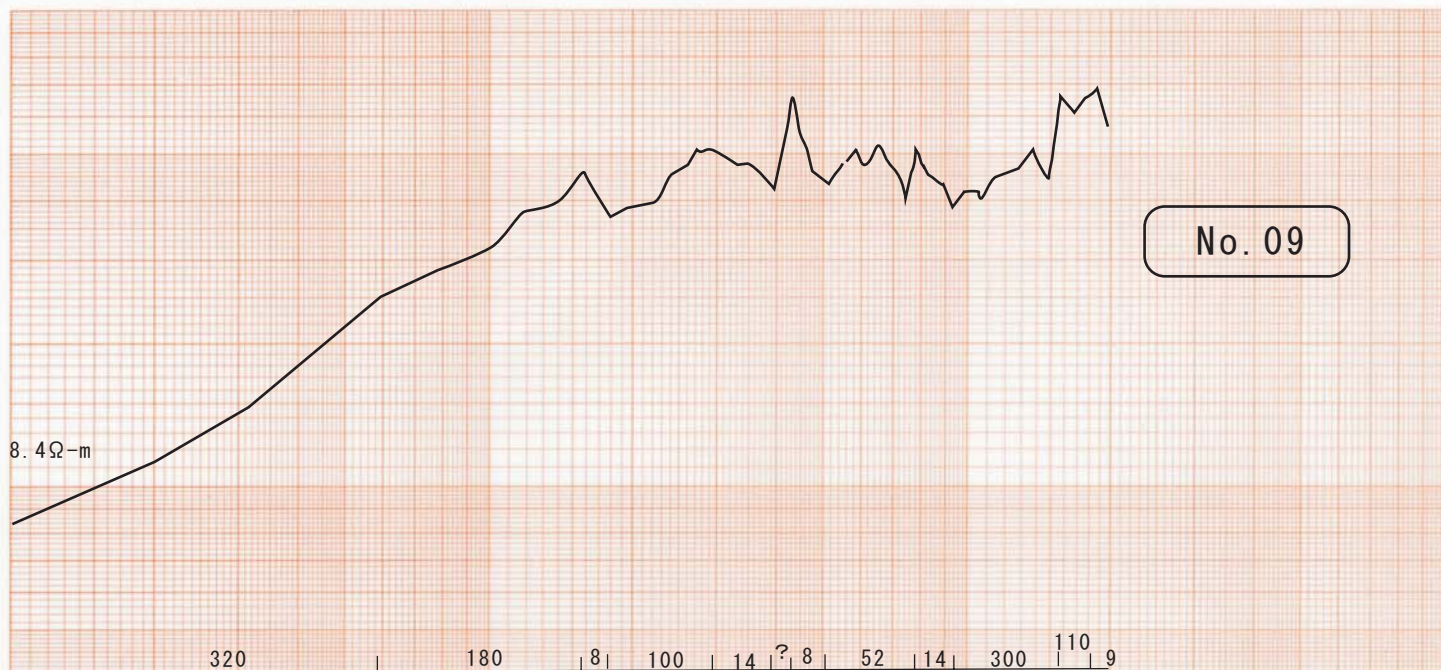




No. 07



No. 08



No. 09



No. 10

No. 11

4.7 Ω -m

6 | 132 | 36 | 160 | 32 | 56 | 45 | 72 | 34 | 14 | 100 | 42 | 176

9.7 Ω -m

No. 12

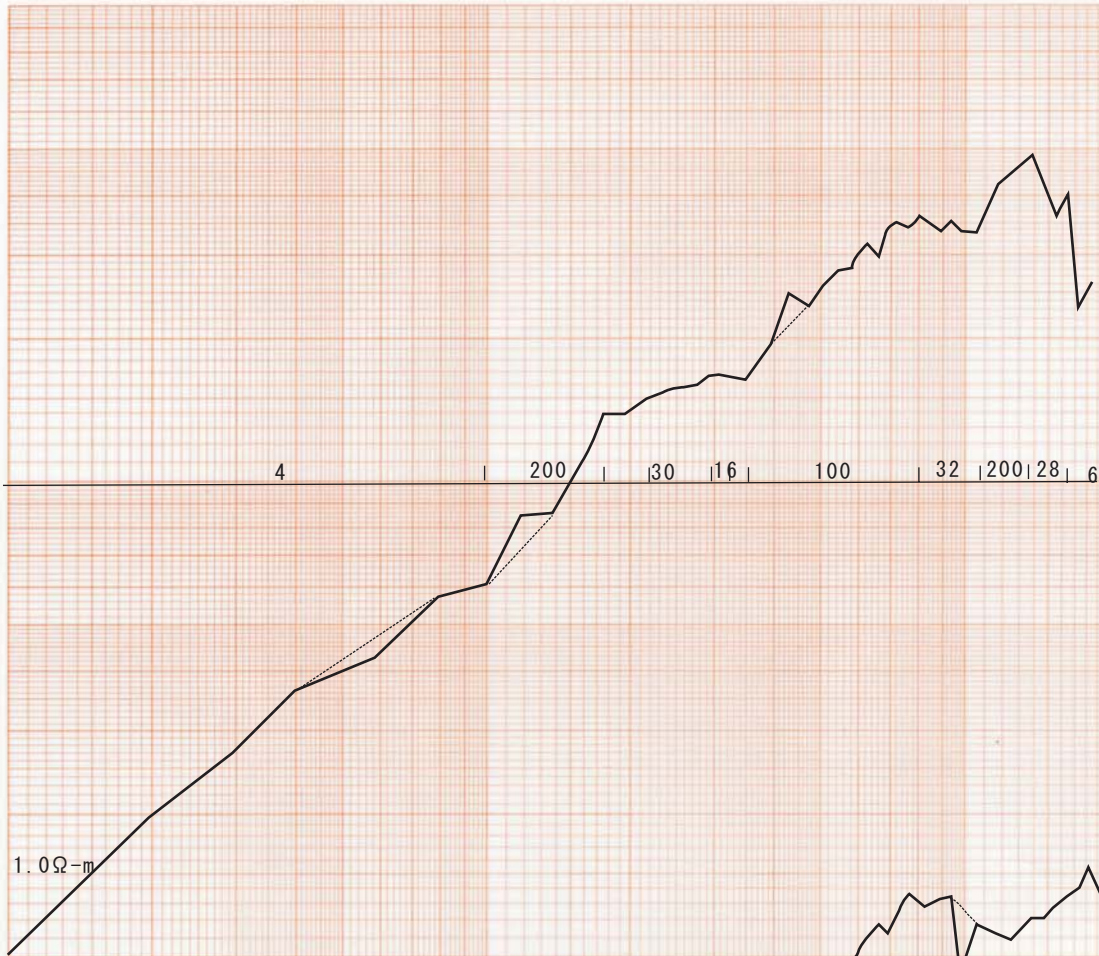
4 | 46 | 14 | 52 | 9 | 116 | 11 | 34 | 15 | 3

14.4 Ω -m

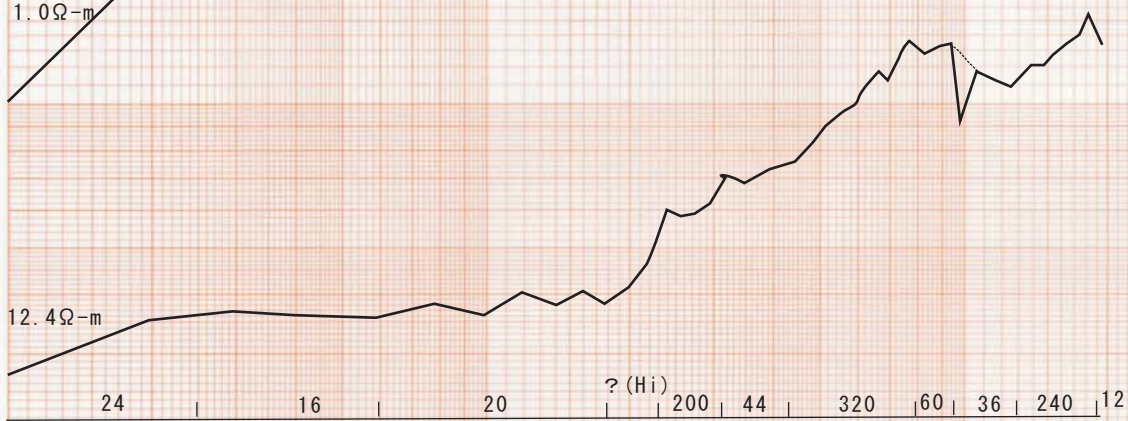
No. 13

? (Hi)

3 | 420 | 22 | 24 | 240 | 28 | 330 | 134 | 110



No. 14



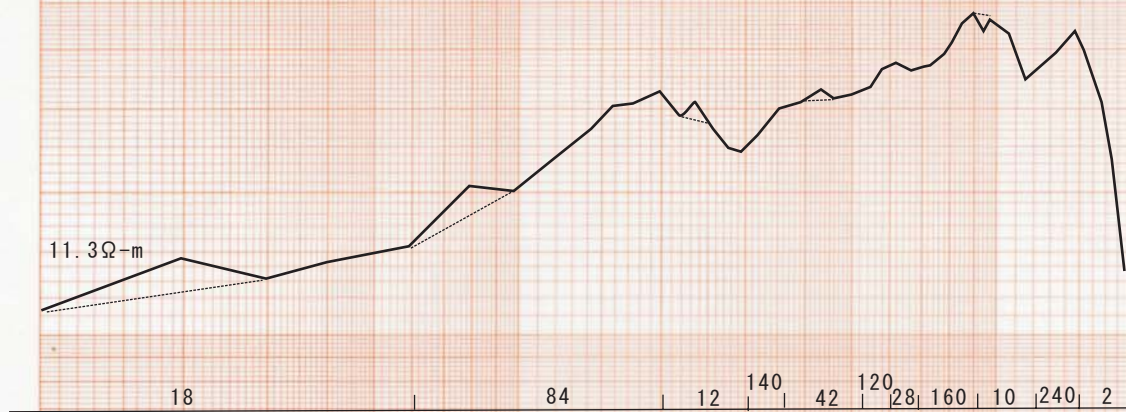
No. 15



No. 16



No. 17



No. 18

12.3 Ω -m

No. 19

52

25

82

31

16

340

8

34

320

7

11.0 Ω -m

No. 20

13

42

6

40

10

22

72

22

120

50

12

8

27



No. 21



No. 22

5.6 Ω -m

No. 23

38 | 120 | 16 | 7 | 18 | 550 | 10

11.7 Ω -m

No. 24

15 | 42 | 22 | 8 | 110 | 14 | 82 | ? (Hi) | 10

資料 7-4 試掘調査・帯水層試験実施概要

1) 試掘調査・試験の構成

第2回基本設計調査第2次調査における試掘調査の構成は表-1の通りである。

表-1 試掘調査・試験の構成

No.	井戸	数量	仕様	試験
1	試験井	1 基	深度 150m、掘さく口径 24" ケーシング: 鋼管 20"、10" スクリーン: プラス製 スロット型	①段階揚水試験 ②定量連続試験 (48 時間) ③回復試験
2	観測井	2 基	深度 120m、 ケーシング・スクリーン: PVC	④干渉試験 (定量連続、回復試験時に観測井の水位降下を同時測定)

2) 試掘調査サイト

- ①本試掘調査に先行し、WASA では対象地域に現存する既存井で独自の揚水試験を実施する計画を策定し、その一環として、サイトの下流域にある Bennie & Partner の調査井(深度 40m)に対し、観測井 3 本、さらに中流域の REC 調査井(深度 60m)に 2 本の観測井を建設していた。REC 井は保護蓋がなかったため、土砂が内部を閉塞し、試験は不可となっていたため、試験は 8 月 15 日、Binnei 井のみで、WASA により 20 時間連続揚水試験が行われた。同井は、付近の農業井戸とほぼ同等の 40m 深度であり、試験の結果、最大揚水量は農業井と同水準の 1cusec(=100m³/時)であった。
- ②以上の経過から、試験井位置は中流部が適切と判断され、REC が 1979 年に建設した試験井(現在は廃井)に近接し、WASA が先行して観測井 2 基を建設してある RD245 地点に決定した。この地点には測道脇に広い公有地が広がり、施工上の利点があった。
- ③本試掘調査では、観測井として、本試掘調査で建設する 2 本のほか、WASA が先行して建設した 2 本の観測井、および調査期間中に用水路対岸に設置した 1 本の 3 本、計 5 本を利用して干渉試験を実施した。井戸配置は本文、図 3-2 参照。

3) 試掘調査結果概要

試験井 150m および観測井 120m の掘さく結果を電気探査結果判定と照合すると、次のような水理地質状況が判明した。

- ① 試験井掘さく地点では、40m 以下の第 2 水層部分に有力と判断される中砂・細砂層が分布している。スクリーンは、この部分に集中して挿入した。
- ②また、この地点では第 3 水層として評価される 130m 以下は粘土ないしは粘土まじりの層が 150m まで続いているので、掘さくは 150m まで行い、ケーシングは 130m までの構造とした。

4) 帯水層試験結果概要

試験井および観測井設置後、帯水層試験を実施した。試験結果概要は次の通りである。(帯

水層試験解析の詳細はそれぞれ別添に示す。)

①段階揚水試験

段階揚水試験では、水量を段階的に変化させながらそれぞれの水位降下を測定し、(a)水量が安全揚水量の範囲にあるかどうか確認し、(b) 帯水層および井戸構造についての損失を算定し、井戸効率を求めた。

第一段階	1.50 cusec (225 m ³ /時)
第二段階	2.25 cusec (225 m ³ /時)
第三段階	3.09 cusec (300 m ³ /時)
第四段階	3.75 cusec (375 m ³ /時)

試験結果の解析によると、いずれの水量も安全揚水量の範囲にあり、帯水層能力は既存のチェナブ水源と比較しても遜色ないと判定される。

②定量連続試験

- a. 定量連続試験は、揚水量 3.0cusec (300m³/時) で連続 48 時間実施した。その結果、48 時間後の水位降下量は 2.5m であった。揚水水位は、試験開始後 360 分で静水位(5.3m) から 2.5m 降下し、以降 48 時間の試験終了時点まで同水位を保持した。試験井は水路左岸から 20m 程度しか離れておらず、試験中、水路から強制補給を受け、安定水位を維持したと考えられる。
- b. 試験結果により、帯水層の水理定数である「T」(透水量係数)と「S」(貯留係数)を求め、異なる揚水量の水位降下、影響圏の範囲、将来の水位降下等を予測した。得られた T と S の値は、過去の当該地域における試験結果と比較すると、同様な範囲にあり、水理計算に採用可能である。ただし、水路の強制補給による安定水位は、帯水層の特性判定に利用が困難であるため、水理計算ではその部分を除いて解析を行った。

③回復試験

3cusec(300m³/時)で 48 時間連続揚水し、ポンプ停止後の水位回復試験を実施したが、試験井、観測井ともほぼ 6 時間以内に試験開始前の静水位に回復した。この試験は実際の水位回復状況を確認するとともに、定量連続試験同様に、T と S を算定する資料となり、それらを比較して対象サイトの水層特性を判定した。

④水質試験

試験井の 48 時間連続揚水の最終段階に採水し、水質試験を実施した結果、電気伝導度は 23mS/m、TDS は 480 mg/l で、チェナブ水源系のこれまでの基準である 500 以下の範囲内にある。当該地域では用水路から遠ざかるにつれ TDS が増大する傾向にあるが、本計画では水源井を水路沿線に建設する予定であることから、WASA が基準値として設定している WHO 基準許容値 1000 mg/l までの範囲で、良好な水質を保持することが可能と判断される。

資料 7-5 段階揚水試験の解析

1. 段階揚水試験の目的

段階揚水試験は、揚水量を段階的に変化させながら水位降下を測定し、試験結果により次のような解析を行う。

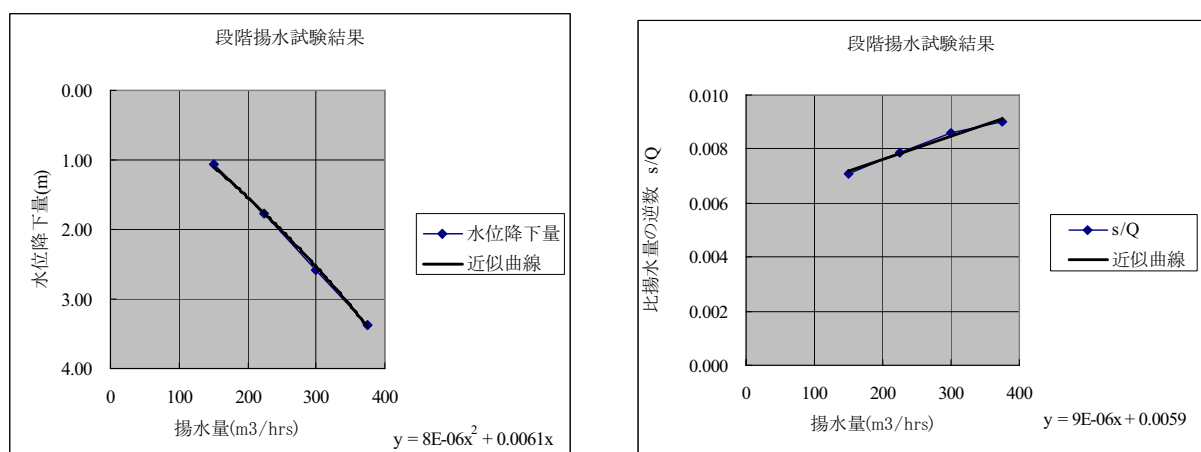
- (a)適切な揚水量(安全揚水量)の範囲を調べる。
- (b)地下水が帯水層から井戸に向かって流動するさいの損失水頭（「B」=帯水層損失)および井戸スクリーンから流入して揚水されるさいの損失水頭（「C」=井戸損失）を算定する（この帯水層損失と井戸損失をあわせたものがすなわち水位降下量となる）。
- (c)井戸効率 E を求める（ある流量での帯水層損失と井戸損失の比。ある期間で比較すれば井戸能力の低下を数値化して判定できる）。
 - ・ B が増加していれば帯水層中の損失が増大。
 - ・ B が増加していれば井戸の損失が増大。
 - ・ C/B を比較する事で、どちらの損失が大きく変動しているか確認できる。
 - ・ E を比較する事で効率がどの程度変化しているか確認できる。
 - ・ また E が大きい方が井戸効率は良いといえる。

1-1 揚水量と水位降下の関係の解析

(1) 安全揚水量の確認

本調査の段階用水試験結果、揚水量と水位降下および揚水量と比揚水量の逆数をグラフ化し、図-1 に示す。

図-1 段階揚水試験解析グラフ



- ・ 本調査では、段階揚水量の最大は 3.7cusec で実施したが、それぞれの揚水量の変化で比揚水量は大きく変化しないため、帯水層内の損失係数に変化はなく、限界の揚水量には依然余裕があるといえる(この最大量でも安全揚水量の範囲内にある)。

(2) 帯水層損失(B)と井戸損失(C)の算定

B と C には次式の関係がある。

$$s = BQ + CQ^2$$

s = 水位降下 (実測値)

Q= 揚水量 (実測値)

B= 帯水層損失係数 (BQ= 帯水層損失)

C= 井戸損失係数 (CQ²=井戸損失)

算定結果を表-1 に示す。

表-1 試験井の損失係数

係数	単位	1 次近似
B	hr/m ²	0.0059
C	hr ² /m ⁵	9.00E-06
C/B	1/m ³	1.53E-03

- ・ 算定結果で得られた B と C の値により計算すると、実質的な水位降下は主として帯水層内の損失によりもたらされる。揚水量を増大すると、ほぼ比例した水位降下が発生する。この限界は 600 m³程度であり、同水量を超えると井戸損失による降下が大きくなる。
- ・ 本計画の揚水量 200m³/hr では、帯水層損失が 1.18m、井戸損失が 0.36m と算定され、水位降下は約 1.5m となる。大水量で揚水しても水位降下が小さいのは、帯水層の能力が良好であることによる。

2. 井戸効率 E の計算

C と B の値により井戸効率を算定し、従来の既存井戸資料と比較して、本計画水源井戸の性能を判定する。

井戸効率 $E = 1 / [1 + (C/B) Q]$ の式より各揚水量での井戸効率を表-2 に示す。

表-2 試験井の井戸効率

揚水量	井戸効率 E
m ³ /hr	$E = 1 / [1 + (C/B) Q]$
0	
150	0.84
225	0.77
300	0.72
375	0.67

計画対象サイト周辺には、ABD プロジェクト水源井等、同深度、同構造の深井戸が過去に多数建設されているので、それぞれの井戸効率を次に比較する

(1) 井戸仕様比較

表-3 試験井と既存井の構造比較

係数	単位	本調査	ADB18 号井戸	ADB23 号井戸	NSC
井戸深度	m	120	128	18 と同等	95
スクリーン材質		ブラス	ジョンソン	ジョンソン	不明
スクリーン長	m	60	48.7	18 と同等	50
スクリーン開口率	%	6	15(不明)	18 と同等	12
スロットサイズ	Mm	1	1(不明)	18 と同等	1.5

(2) 損失係数の比較

表-4、表-5 に ADB 井戸 18 号井戸、NSC の調査井をとりあげて本試験井と比較する。

表-4 損失係数の比較

係数	単位	本調査	ADB18 号井戸	ADB23 号井戸	NSC
B	hr/m ²	0.0059	0.0114	0.0116	0.0095
C	hr ² /m ⁵	9.00E-06	2.00E-06	1.00E-06	4.00E-06
C/B	1/m ³	1.53E-03	1.75E-04	8.62E-05	4.21E-04

表-5 井戸効率の比較

本調査		ADB18 号井戸		ADB23 号井戸		NSC	
揚水量	本調査	揚水量	ADB11 号井戸	揚水量	ADB11 号井戸	揚水量	NSC
m ³ /hr	井戸効率 E	m ³ /hr	井戸効率 E	m ³ /hr	井戸効率 E	m ³ /hr	井戸効率 E
0		0		0		255	0.88
150	0.84	300	0.95	300	0.95	306	0.86
225	0.77	400	0.93	400	0.93	356	0.84
300	0.72	500	0.92	500	0.92	397	0.82
375	0.67	600	0.90	600	0.91	459	0.8

- ・ 本調査井戸では、帯水層の損失係数は ADB18/23 号井戸の 2 分の 1, NSC 井戸の 3 分の 2 である。
- ・ 本調査井戸では井戸損失係数は反対に ADB18/23 号井戸の 4 倍, NSC 井戸の 2 分の 1 である。

上記の比較によって次のような事が推定される。

- ・ ジャン運河付近の帯水層は ADB 井戸の建設された井戸よりも優れている。
- ・ 本調査井戸では開口率 6%程度のブラス製スクリーン、ADB 井戸では開口率 20%程度の巻線

型ステンレススクリーン、NSC では開口率 12%のスクリーンを使用している。このため、この開口率と井戸損失、効率が比例しているといえる。

- 以上の結果をふまえ、本計画の井戸スクリーンは巻線スクリーンを採用する方針とする。ただし、井戸損失係数は、開口率とともに、帯水層全長に対しての貫通比により大きく左右される。十分な長さをとると、ステンレス製巻線スクリーンは高価であり、経済的な要素を検討し最終決定することが必要である。

資料 7-6 水層係数の算定

(1) 帯水層試験

帯水層試験は、資料 7-5「段階揚水試験」のほか、帯水層係数の算出を直接の目的とする定量連続揚水試験から構成される。試験は、揚水試験井 1 基(完成深度 120m)および、観測井 2 基(120m)、さらに WASA が建設した観測井 3 基(深度 18.5m)を対象として実施した。

表-1 に試験概要をまとめる。

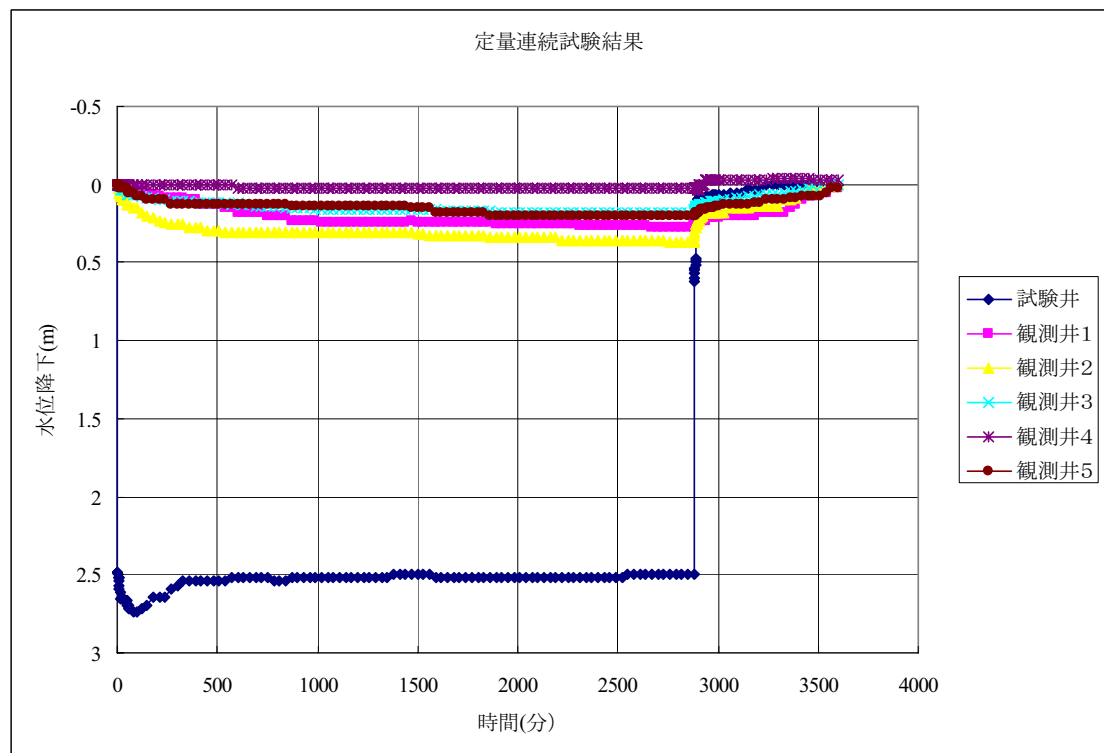
表-1 帯水層試験概要

対象井戸	定量連続揚水試験 水量 300m ³ /min で 48 時間(2,880 分) 連続揚水。	水位回復試験 定量試験でポンプ停止後、継続試験 試験時間 720 分
1. 試験井	水量、水位を連続測定	360 分で当初の静水位に回復
2. 観測井 No. 1	影響水位を連続測定	720 分で残留水位 0.0254m
3. 観測井 No. 2	影響水位を連続測定	720 分で当初の静水位に回復
4. 観測井 No. 3	影響水位を連続測定	720 分で当初の静水位に回復
5. 観測井 No. 4	影響水位を連続測定	720 分で当初の静水位に回復
6. 観測井 No. 5	影響水位を連続測定	720 分で残留水位 0.0254m

(2) 試験結果の概要

これら 5 井における試験結果、経過時間に対する水位降下をプロットすると図-1 の通りである。

図-1 定量試験グラフ



試験結果の特徴は次の通りである。

- ①試験井は、揚水開始後約 100 分で水位が安定し、以後 48 時間の連続運転終了まで水位にほとんど変化がなかった。
- ・ 静水位 5.334m
 - ・ 安定水位 7.8486m
 - ・ 水位降下量 2.50m (試験開始から約 100 分後に安定し、2880 分終了まで同水準水位を維持。
この安定水位は、試験開始後まもなく用水路からの強制的補給がはじまり、以後連続的な補給により維持されたと推定される)
- ②同じ傾向は、水路の脇に建設された観測井にも見られ、特に No. 1、No. 2 で顕著であった。
- ③この強制的補給の影響の結果、揚水による自然の水位変化が影響を受け、一般的な水理式の解法により、水層係数を決定することが困難となった。実施した試験結果のうち、解析に利用できる結果は一部に限定されることが判明した。すなわち、
- a. 各井戸における揚水試験時の時間・水位降下の関係は、強制補給の影響が顕著となる試験時間 100 分以前のデータが利用可能である。ただし、単独ではいずれも実際の結果が得られないことが判明したので、各井の距離に基づく水位変化量を対比する手法とする。
 - b. 回復試験では観測井 No. 2 および観測井 No. 3 それぞれ単独での水位回復試験結果が利用可能である。試験井自体や観測井の回復試験は実際の算定が困難であった。
- ④その他の試験結果は、試験井そのものの揚水試験、回復試験をはじめ、解析結果の誤差が大きく、实际的ではない水層係数しか出てこない。そこで、本調査の解析結果の比較基準として、同じ地域で REC により過去に実施された水層試験結果を参照する方針とした。ただし、REC の解析も揚水試験結果は水路の強制補給により解析困難であったため、水位回復試験結果に基づき算定した。

(3) 水層係数の算定

第(2)項で述べた試験結果を利用して、影響圏の算定などいろいろな水理計算に利用する透水量係数(T)および貯留係数 (S)を算定した。

透水量係数 T= ある帯水層全体の透水性を示す係数。水温 15℃、単位動水勾配(1:1)のとき、水層の単位断面積を単位時間内に通過する水量(以上が透水係数 K) に水層の厚さを乗じたもの。単位は通常 $\text{m}^2/\text{日}$ 。算定には一般的なヤコブ・クーバー法を使用する。

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta s} \quad (1)$$

Q = 揚水量 ($\text{m}^3/\text{日}$)

Δs = 時間の単位対数サイクルにおける水位降下量 (m)

貯留係数 S =帯水層の単位表面積への水頭の垂直部分の単位変化により生じる流出(流入)量

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2} \quad (2)$$

T = 透水量係数(1) 式の計算値 (m^2/day)

t_0 = 水位降下が 0 となる時間対数 (day)

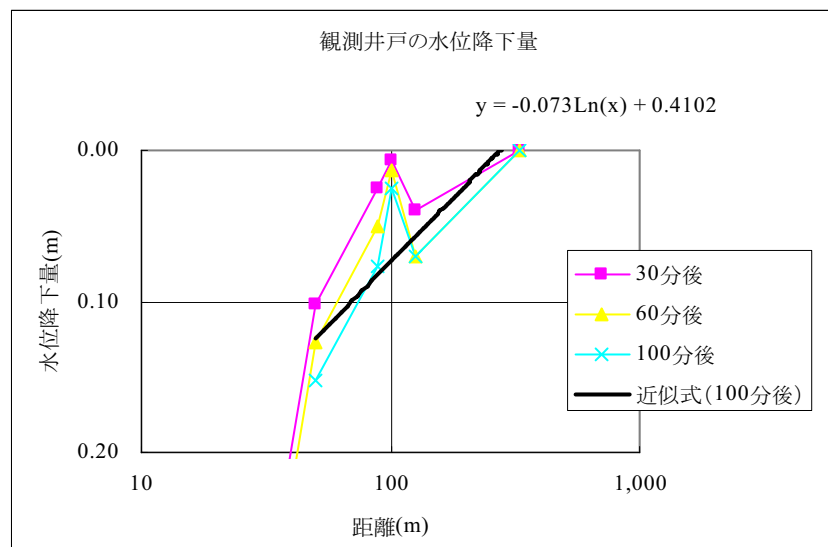
r^2 = 揚水井からの距離 (m)

1) 揚水井と観測井の揚水試験データを関連させて水理係数を計算する。

揚水井(試験井)、観測井とも、単独の揚水試験時データは水理計算に適しないため、両者を距離で関連づけ、(a) 観測井だけの場合、(b) 揚水井と観測井双方のデータを含む場合の 2 種類を算定する。

①観測井だけを距離により関連づけて水位降下を比較した場合を図-2 に示す(この場合、水位降下が水路からの強制補給の影響を顕著に受けない試験開始後 100 分までのデータを利用する)。

図-2 ある揚水時間における揚水／観測井戸の水位と距離の関係近似式



観測井相互の距離と水位降下の関係式は上図を基に、 $y = -0.073\text{Ln}(x) + 0.4102$ で近似できる。これより時間対数 1 サイクルあたりの水位降下は $\Delta s = 0.168 \text{ m}$

透水量係数 T はヤコブの(1)式を変形した次式により計算する。

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s} = \frac{0.366 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.168} = 15,686 \text{ m}^2/\text{day} = 654 \text{ m}^2/\text{hr}$$

貯留係数 S は

$$S = \frac{2.25xTx t}{r_0^2} = \frac{2.25 \times 15,686 \text{ m}^2/\text{day} \times 6.94\text{E-}02 \text{ day}}{276^2} = 3.22\text{E-}02$$

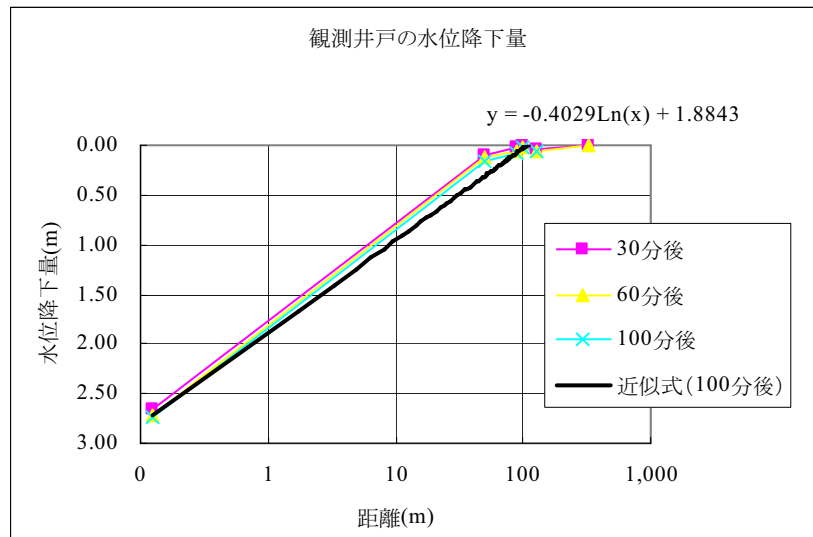
ここで近似式は $t = 100 \text{ min} = 6.94\text{E-}02 \text{ day}$

r_0 は近似直線の水位降下 0m における揚水井戸からの距離であるから

$$r_0(\text{m}) = \text{EXP}\left(\frac{-\text{切片}}{\text{傾き}}\right) = \text{EXP}\left(\frac{0.073}{0.4102}\right) = 2.76\text{E+}02 \text{ m}$$

②第①項に試験井の水位降下データを加え、同様に距離で関連づけてグラフ化する (図-3)。

図-3 揚水／観測井戸の水位と距離の関係近似式(揚水開始後 100 分まで)



揚水井を含めた値で計算する距離と水位降下の関係式は $y = -0.4029\text{Ln}(x) + 1.8843$ で近似できる。
これよりログの 1 サイクルあたりの水位降下は $\Delta s = 2.30 \times 0.4029 = 0.928 \text{ m}$

浸透量係数 T は

$$T = \frac{0.366Q}{\Delta s} = \frac{0.366 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.928} = 2,840 \text{ m}^2/\text{day} = 118 \text{ m}^2/\text{hr}$$

貯留係数 S は

$$S = \frac{2.25xTx t_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 2,840 \text{ m}^2/\text{day} \times 6.94\text{E-}02 \text{ day}}{107^2} = 3.88\text{E-}02$$

ここで近似式は $t = 100 \text{ min} = 6.94\text{E-}02 \text{ day}$

r_0 は近似直線の水位降下 0m における揚水井戸からの距離であるから

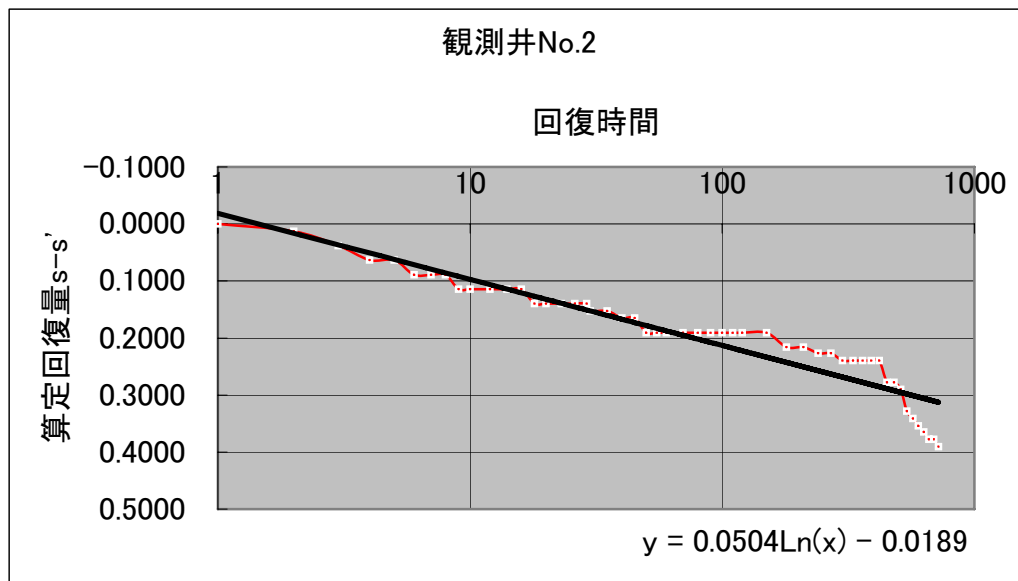
$$r_0(\text{m}) = \text{EXP}\left(\frac{-\text{切片傾き}}{1.8843}\right) = \text{EXP}\left(\frac{-0.403}{1.8843}\right) = 1.07\text{E}+02 \text{ m}$$

2) 観測井 No.2、No.3 における水位回復試験データを利用した解析

①観測井 No.2

観測井 No. 2 の回復試験結果をプロットする (図-4)。縦軸の水位($s-s'$)は、ポンプ運転停止後も運転を継続すると仮定した場合の想定水位(s)から実測の回復水位(s')を減じた算定回復量である。

図-4 観測井 No.2 水位回復試験グラフ



上図における曲線の近似式は $(s-s')=0.0504\text{Ln}(t) - 0.0189$ となる。したがって、
 時間の単位サイクルにおける水位降下量 $\Delta(s-s')=0.1008\text{m}$ 、
 時間 x 軸との交点 $t^0=1.038212\text{min}=7.2\text{E}-04$
 観測井の試験井からの距離 $r = 50\text{m}$
 試験井における揚水量 $Q=300\text{m}^3/\text{hr}=7,200\text{m}^3/\text{day}$

これにより、 T と S を計算する。

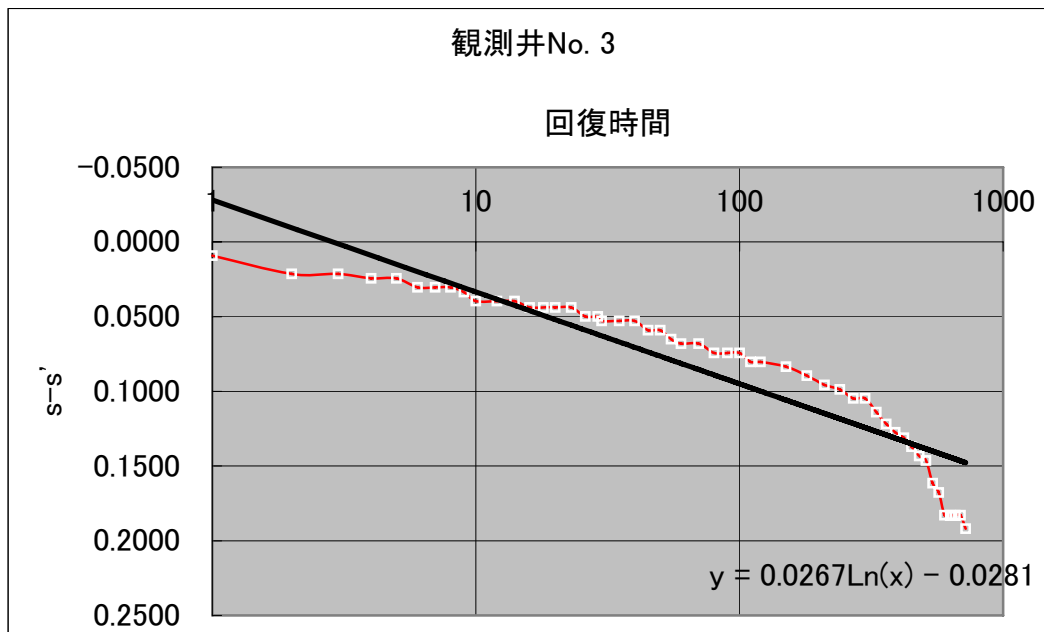
$$T = \frac{0.183Q}{\Delta(s-s')} = \frac{0.183 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.1008} = 13,071 \text{ m}^2/\text{day} = 545 \text{ m}^2/\text{hr}$$

$$S = \frac{2.25Tx t_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 13,071 \text{ m}^2/\text{day} \times 7.20\text{E}-04 \text{ day}}{50^2} = 8.47\text{E}-03$$

②観測井 No. 3

第①項と同様な方法で観測井 No. 3 の回復水位結果を算定する（図-5）。

図-5 観測井 No. 3 水位回復試験グラフ



上図における曲線の近似式は $(s-s')=0.0267\text{Ln}(t) - 0.0281$ となる。したがって、次の通りとなる。

時間の単位サイクルにおける水位降下量 $\Delta(s-s')=0.0534\text{m}$ 、

時間 x 軸との交点

$$t^0=2.865\text{min}=2.0\text{E-}03$$

観測井の試験井からの距離

$$r = 89\text{m}$$

揚水量

$$Q=300\text{m}^3/\text{hr}=7,200\text{m}^3/\text{day}$$

これにより、**T** と **S** を計算する。

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta(s-s')} = \frac{0.183 \times 7,200 \text{ m}^3/\text{day}}{0.0534} = 24,674 \text{ m}^2/\text{day} = 1,028 \text{ m}^2/\text{hr}$$

$$S = \frac{2.25Tx t_0}{r^2} = \frac{2.25 \times 24,674 \text{ m}^2/\text{day} \times 2.00\text{E-}03 \text{ day}}{89^2} = 1.40\text{E-}02$$

(4) まとめと評価

これまでの算定結果および過去における対象地区の調査結果として **REC** 調査井と **ADB** 既存井のデータをまとめて表-2 に示す。

表-2 対象地域帯水層係数一覧表

対象井戸	算定方法	透水量係数(T),m ² /day	貯留係数(S)
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02
	回復法(観測井 No. 2)	13,071	8.47E-03
	回復法(観測井 No. 3)	24,674	1.40E-02
REC 調査 RTW1 RTW2	回復法	5,312	2.50E-02
	回復法	7,080	1.27E-01
ADB18 号井 ⁽¹⁾	揚水試験	11,094	
	回復試験	9,861	

注記 (1) ADB 井は掘さく当初の完成報告書に記載されている解析値であるが、貯留係数は算定されていない。23 井の T の平均値は、12,000 m²/day と報告されている。

表-2 に示す水層係数については、次のような点に留意しなければならない。

- ①本調査における試験井、観測井はいずれも用水路の直近に設置され、試験井の揚水により水路からの直接的な強制補給があったと推定され、そのため得られた各井のデータの関連づけがきわめて困難となり、解析結果にはかなりの誤差がある。
- ②通常、貯留係数が 10 のマイナス 1～2 乗の場合、水層は自由面水層、3 乗以上の場合が被圧水層と分類されており、本調査結果では観測井 No.2 の場合を除き、貯留係数は前者の性質を示唆している。試験井自体は、深度 40m 以下の帯水層から取水し、被圧水を取水する構造となっており、その傾向が観測井 No. 2 の試験結果に反映されている可能性がある。計画対象地の帯水層は、このように一部被圧状況にあっても、全域で見ると上部の不圧水と連通していることが知られており、いわば半被圧水層というべき性質を備える。
- ③以上の当該地域固有の自然条件があるが、得られた係数は過去の試験結果と比較しても特別異常な差異がなく、精度に限界があるものの、水理計算に適用できる値と判断される。

資料 7-7 影響圏の考察

資料 7-6 に示す、水理係数を利用して、本計画での揚水による地域地下水分布への影響について次のように考察する。

(1) 影響圏を求める数式

影響圏を求める式は、貯留係数の計算式から次の通りとする。

$$S = \frac{2.25xTx t}{r_0^2}$$

上式で

S= 算定された貯留係数
T=算定された透水量係数 (m²/day)
t= 揚水時間 (day)
r0= 影響圏半径 (m)

上式を変形し、

$$r_0 = \text{SQRT} \frac{2.25xTx t}{S} \quad (3)$$

(2) 影響範囲の計算

数式(3)を使って添付資料 7-6 で算定された T と S の値を導入すると、ある揚水量での一定時間後の影響範囲が計算できる。本計画では1井あたり 200m³/hr (=7,200m³/day)で一日 20時間(=0.84日)揚水する計画であるので、それぞれの T・S に対する算定影響範囲を表-1 に示す(距離法による算定は揚水時間 100 分間の水位降下を基準としたので同じく 100 分後の影響範囲も示す)。

表-1 影響圏半径の算定(揚水量 200m³/hr、揚水時間 20hrs/day)

対象井戸	算定方法	T (m ² /day)	S	算定影響圏半径 (m)	
				100 分後	20 時間後
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02	277	954
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02	65	369
	回復法 (観測井 No. 2)	13.071	8.47E-03	299	1,697
	回復法 (観測井 No. 3)	24,674	1.40E-02	320	1,813
REC-RTW1	回復法	5,312	2.50E-02	111	630
RTW2	回復法	7,080	1.27E-01	56	323

表-1 の計算結果から次のようなことが明らかとなる。

①井戸相互の距離は 600m に配置を予定することから、互いの影響が及ばない範囲は半径 300m

であるが、表-1によると20時間後の影響半径はいずれも最小323m、最大1,813mで300mを越えており、相互の影響が避けられないことになる。

②しかしながら、表-1のT、Sはいずれも用水路の補給が顕著とならない揚水開始後100分間の水位降下を基準とし、100分後も水位降下が継続すると仮定して算定しているのに対し、現実には100分後水位が安定し、降下していないという特殊事情がある。100分以降用水路からの直接補給が揚水量を全量補給すると仮定した場合は、上表における100分後の影響圏半径の計算から判断されたとおり、相互干渉はおきないことになる。

③一方、ジャン用水路は例年冬期1カ月間水路の補修のため配水を休止するので、この期間は本調査におけるような補給が期待できず、揚水の影響が直接に周辺に拡大すると予想される。その場合、30日後に影響が及ぶ範囲を算定し、表-2に示す。

表-2 配水休止期間における影響圏範囲

対象井戸	算定方法	T (m ² /day)	S	算定影響圏半径
				30日後 (m)
本調査試験井 および観測井	距離・水位法(1)観測井のみ	15,686	3.22E-02	5,736
	距離・水位法(2)試験井含む	2,840	3.88E-02	2,437
	回復法(観測井 No. 2)	11,520	7.47E-03	4,914
	回復法(観測井 No. 3)	21,466	1.22E-02	6,708
REC-RTW1	回復法	5,312	2.50E-02	3,337
RTW2	回復法	7,080	1.27E-01	3,852

表-2の影響圏半径を平均すると、水路の配水再開までの期間に、約4.5km四方に影響圏が広がることになる。

このように拡大した影響圏の中で、揚水井からの距離と揚水継続時間により、実際におきると予想される水位降下量については、今回試験のうち距離の要素を含む、距離・水位降下法を適用する必要があるので、次項で試算を行う。

(3)用水路休止時期の水位低下予想

井戸の揚水が継続する場合、時間の経過につれて水位降下が周辺地域に広がっていく。この水位降下が及ぶ範囲を影響圏と呼ぶ。本計画において実際の計画揚水量を継続取水する場合の水位降下量と距離についての予測は、本調査の試験のうち、揚水井と観測井の水位と距離を関連づけた、資料7-6の図-3の近似式を利用する。すなわち、

$$\text{揚水井データを含む近似式} \quad s = -0.4029 \times \ln(r) + 1.8843 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{上式で} \quad s &= \text{水位降下量 (m)} \\ r &= \text{揚水井からの距離 (m)} \end{aligned}$$

ただし、上式の条件は揚水量が 300m³/hr(7,200m³/day)であったので、計画の 200m³/hr の場合に修正する。

この場合、1 日 20 時間運転で、1 日揚水量は 4,000m³/day となるから、水量比 (4,000/7,200=0.556)で(4)式の勾配(=−0.4029)を修正することになる。したがって、

$$s = -(0.4029 \times 0.556) \times \ln(r) + 1.8843 = -0.224\ln(r) + 1.8843 \quad (4)'$$

$$\text{上式を一般的に書き改めると} \quad s = A \times \ln(r) + C \quad (5)$$

いま、影響圏で水位降下が 0m の場合を s_0 、その距離を r_0 とし、水位降下が 1m の場合を s_1 、距離を r_1 とすると、(5)式から

$$s_0 = A \times \ln(r_0) + C$$

$$s_1 = A \times \ln(r_1) + C$$

したがって、

$$s_1 - s_0 = A \times \ln(r_1) - A \times \ln(r_0) = A \times \ln(r_1/r_0)$$

ゆえに、

$$r_1 = r_0 \times \exp(s_1 - s_0/A) \quad (6)$$

試算にあたり、農業井戸の運転に影響を与える限界値と想定される水位降下 $s = 1\text{m}$ までを例とし、表-3 に計算結果を示す。

表-3 用水路休止 1 カ月後の井戸 1 本あたり影響圏範囲と周辺地域水位低下予測
(揚水量 200m³/day/井、20 時間運転/day の場合)

	T・S 算定方法	T (m ² /day)	S	算定影響圏半径 (m)			
				水位降下 0m	0.25m	0.5m	1.0m
本調査	距離・水位法(1) 観測井のみ	15,686	3.22E-02	5,736	1,879	615	66
	距離・水位法(2) 試験井含む	2,840	3.88E-02	2,437	727	238	26
	回復法(観測井 No. 2)	11,520	7.47E-03	4,914	3,343	1,095	118
	回復法(観測井 No. 3)	21,466	1.22E-02	6,708	3,573	1,170	126
REC	回復法(RTW1 井)	5,312	2.50E-02	3,337	1,240	406	44
	回復法(RTW2 井)	7,080	1.27E-01	3,852	635	208	22

この計算結果から、用水路休止期間の影響圏の拡大と水位降下量については、次のようなことが予想される。

①本調査で算定された水層係数(T、S)に対して第(6)式を適用すると、透水量係数(T)が大きくなるにつれて、影響圏範囲が拡大することがわかる。そのうち、本調査で距離・水位降下を関連づ

けて解析した 2 組の係数が実際に近い値と判断されるので、この 2 組の T、S を使って判断する。この 2 組の T と S は、過去に REC の調査で決定した T と S にほぼ該当する。

- ②その場合、揚水井を含むものは影響圏が小さく、観測井だけのものは影響圏が大である。前者を最小、後者を最大とし、実際はその範囲内で水位降下量が変化すると予測される。
- ③いま、最小の影響圏が予想される場合をとりあげると、用水路休止 30 日後、0.25m の水位降下となる地点は、井戸群から約 730m の半径内にある。一方、最悪のケースでは最大影響圏は 1,900m 近い。本計画の井戸間隔は 600m であるから、最小の場合も相互干渉が発生し、各地点ではほぼ単独井戸による影響の 2 倍の水位降下となると予測される。
- ④このように周辺で低下した水位が用水路再開後、休止以前の状況に戻る可能性は、用水路の補給状態によるが、本調査では仮定として、本プロジェクト井と農業井により水路の補給量を最大限まで利用することとしているので、水位が現状復帰する可能性は低いと想定される。その場合、周辺水位は例年低下を続け、5 年以内に水源地から 1km 四周で 1m 程度水位が低下する。

(4) 結論

- ①本調査結果に基づく影響圏の予測は、調査結果が用水路の影響を強く受けて、水理係数計算に誤差があることが想定され、また水理計算は多くの仮定条件に基づくので、計算結果がそのまま発現するとは考えられない。
- ②しかしながら、係数自体が水路からの補給を受けて高い数値を取る傾向があることから考えると、用水路休止期間、計算のうち最小の影響圏として計算された結果より、大きな影響が出ることが予想される。
- ③結論は次のようにまとめられる。
 - a. 本計画で建設された水源井の揚水による影響は、用水路からの補給が続くかぎり、周辺にはほとんど作用しない。
 - b. しかしながら、冬期 1 カ月の用水路休止期間中に、周辺の地下水水位は低下を続ける傾向となり、井戸からの距離 500m～1,000m の地域では最初の 1 年間で 0.25m～0.5m の水位降下が発生する。
 - c. 用水路が再開された後、低下した水位が復旧するかどうかは、用水路補給についての詳細が不明のため確実な予測は困難であるが、本計画では、浸透試験により推定された水路からの補給水を限度まで揚水するという前提条件から井戸の取水量と間隔を設定していることから、その可能性は薄くなる。その場合は毎年の水路休止時期に地下水水位低下が継続する。計算上の低下は初年度と同水準であるから、5 年以内に井戸群から 1km 離れた地点で 1m 程度の水位低下が予想される。
- ④当該地域では、本計画の水源井戸だけでなく、先行プロジェクトで建設された ADB 井戸群からの影響が将来考えられ、二重の影響を受ける可能性がある。この影響については、資料 7-8 にて検討することとする。

資料 7-8 ADB 井戸群の水位降下についての検討

1.ADB 井戸群の概要

先行プロジェクトである ADB フェーズ I では、本計画のジャン用水路の北 5km～10km の範囲に 25 本の水源井を建設し、1992 年以降 1 井あたり 400m³/hr、1 日合計 200,000～160,000m³/day の範囲で現在まで取水を継続し、WASA の主要水源地となっている。WASA はチェナブ水源地と呼ばれる同地に、2001 年 4 本の井戸を垂下したので、現在合計 29 本の井戸となったが、そのうち 1 本はポンプ等揚水機器が整備されていないため、稼動可能な本数は 28 本である。

同井戸群は、本計画の井戸群と比較すると揚水量が 2 倍、井戸間隔は本計画の 600m に対し、400m で設計された。群井が 1992 年揚水を開始すると、周辺の地下水位低下がはじまり、次第に周辺の農業井戸に影響が及んだため、一部の井戸は揚水が困難となり、地域農業社会に大きなインパクトを与えることになった。また、揚水井自体の水位もこの 10 年間で大きく低下している。同水源地は本計画水源地から 5km 地点にその南端があり、時間の経過にともない同地域からの影響が本計画水源地に及ぶ可能性があるため、その概要を調べ、影響の予測を試みることにする。

2.ADB 井戸についての解析

2-1 水位降下推移

ADB 井戸群の操業開始 1992 年より 2002 年までの静水位の降下を時間の対数軸に対してグラフ化する(図-1)。Jacob-Copper の非平衡式にあるように、その関係はリニアな関係になり、将来的なおおよその水位降下が想定できる。

2-2 ADB 井戸群での水位降下の特徴

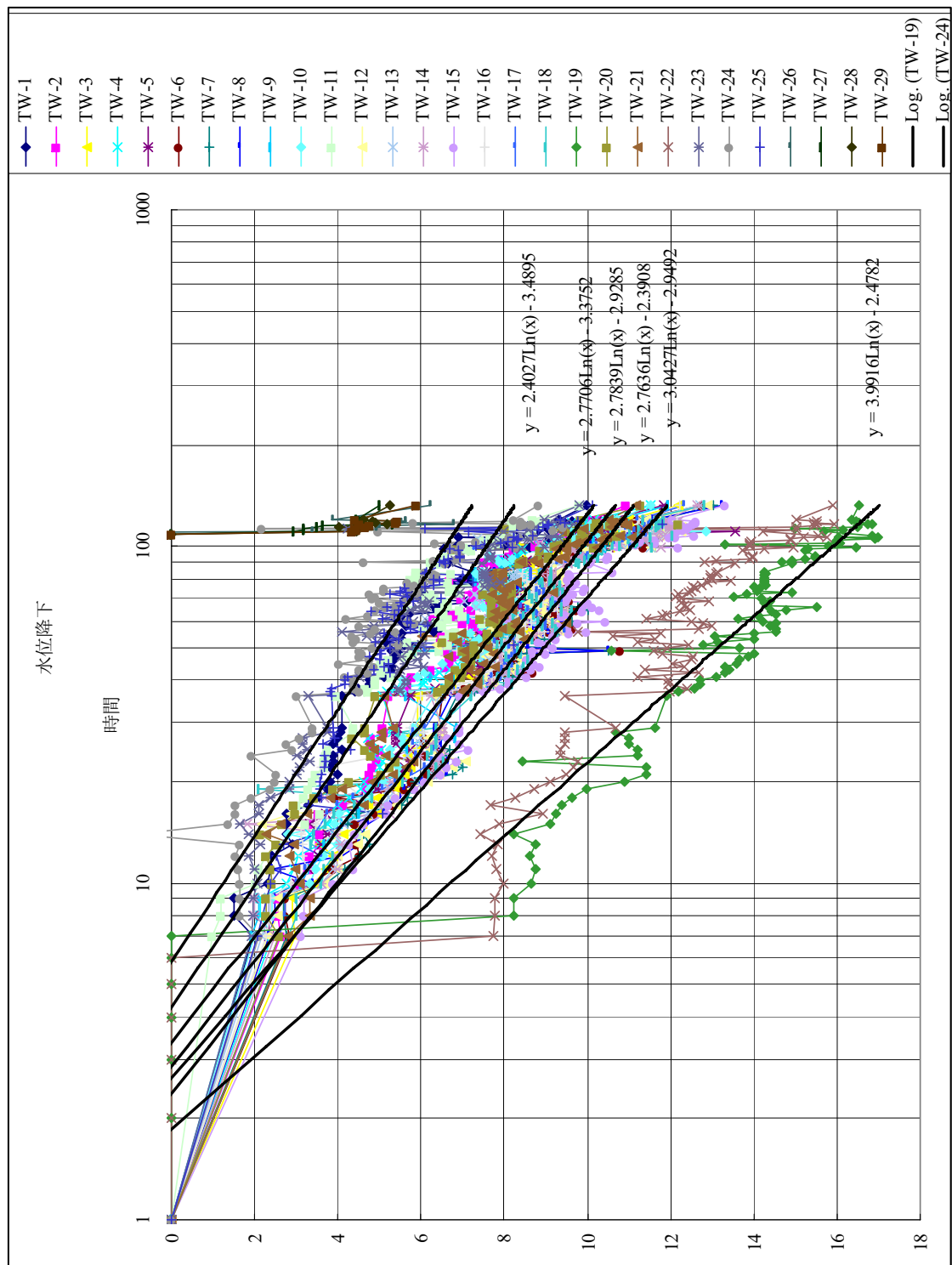
(1) 一般的な特徴 (ADB 井戸 18 号データを例にとり、考察)

- ・ 建設時静水位：19ft 9inch(6.0236m)
- ・ 動水位降下：段階試験結果の動水位 35ft 9inch より降下量は 4.88m
- ・ よって、ポンプ運転による水位降下量 4.88m に静水位 6.02m を加えた 10.90m が建設時の動水位となる。

(2) 操業後の特徴

- ・ 操業開始直後に 2m から 5m の水位降下が発生する。
- ・ 操業開始直後に 19 号と 22 号の水位降下が約 8m と大きい。しかし、この 2 本のみが、他の井戸と傾向が異なるため、検討から除外とする。
- ・ 操業直後の静水位のばらつきは 4m 以内であるが、10 年後にはそれが 6m 程度に拡大している。そして、水位の低い井戸と水位降下率の大きい井戸には相関関係がある。
- ・ 水位降下の進行に期間的な特異的な特徴がある。
 - －96 年 1 月－98 年 12 月までに水位が安定
 - －2000 年の 1 月から 12 月に低下
 - －2001 年 1 月現在、やや降下のスピードが落ちている

図-1 ADB 井戸群の水位降下推移(1992～2002)



2-3 水位降下の経年予想。

Jacob—Cooper の非平衡式から、水位降下と時間の対数が線形関係にあるとし、水位降下の近似式を得る。

- ・ 今後の水位変動を、既に 10 年間の操業を加味して、近似式(資料 7-6 図-3 参照)より予想する。
- ・ 平均的な静水位を 6.02m (18 号井戸参考) とする。
- ・ 運転時の井戸水位はこれら予想水位に揚水による動水位降下

表-2 に、各井戸の経年予想水位降下と予想水位を示す。

同表から、水位降下率の大きい順に並べると表-1 の通りである。

表-1 水位降下率の大きい井戸の順番

井戸	傾き
TW25	2.232
TW24	2.3176
TW11	2.3965
TW01	2.4027
TW10	2.5242
TW02	2.5314
TW23	2.5779
TW09	2.627
TW03	2.7029
TW04	2.7294
TW05	2.72941
TW07	2.7636
TW21	2.7706
TW13	2.7889
TW08	2.7916
TW06	2.8195
TW20	2.8219
TW12	2.9394
TW17	2.9537
TW16	2.9825
TW15	3.04271
TW18	3.0478
TW14	3.0678
TW22	3.47
TW19	3.9916

- ・ 水位降下の傾きが小さい : T 型井戸群の各端部
- ・ 水位降下の傾きが大きい : T 型井戸群の 14 号井戸・19 号井戸のある T 縦棒中心部
- ・ よって、井戸群の中心部で水位降下が大きくなる事が分かる。

表-2 ADB 井戸群の予想水位降下と予想水位

	10年後(Log e(月))				20年後(Log e(月))				30年後(Log e(月))				40年後(Log e(月))				50年後(Log e(月))				最終水位	
	水位降下量				水位降下量				水位降下量				水位降下量				水位降下量				6.02	
	傾き	月	年	Log e(月)	最終水位	6.02	月	年	Log e(月)	最終水位	6.02	月	年	Log e(月)	最終水位	6.02	月	年	Log e(月)	最終水位	6.02	m
	2.4027	120	10	11.50	17.52	19.19	240	20	13.17	19.19	360	30	14.14	20.16	480	40	14.83	20.85	600	15.37	21.39	m
	2.5314	120	10	12.12	18.14	19.89	240	20	13.87	19.89	360	30	14.90	20.92	480	40	15.63	21.65	600	16.19	22.21	
	2.7029	120	10	12.94	18.96	20.83	240	20	14.81	20.83	360	30	15.91	21.93	480	40	16.69	22.71	600	17.29	23.31	
	2.7294	120	10	13.07	19.09	20.98	240	20	14.96	20.98	360	30	16.07	22.09	480	40	16.85	22.87	600	17.46	23.48	
	2.72941	120	10	13.07	19.09	20.98	240	20	14.96	20.98	360	30	16.07	22.09	480	40	16.85	22.87	600	17.46	23.48	
	2.8195	120	10	13.50	19.52	21.47	240	20	15.45	21.47	360	30	16.60	22.62	480	40	17.41	23.43	600	18.04	24.06	
	2.7636	120	10	13.23	19.25	21.17	240	20	15.15	21.17	360	30	16.27	22.29	480	40	17.06	23.08	600	17.68	23.70	
	2.7916	120	10	13.36	19.38	21.32	240	20	15.30	21.32	360	30	16.43	22.45	480	40	17.23	23.25	600	17.86	23.88	
	2.627	120	10	12.58	18.60	20.42	240	20	14.40	20.42	360	30	15.46	21.48	480	40	16.22	22.24	600	16.80	22.82	
	2.5242	120	10	12.08	18.10	19.85	240	20	13.83	19.85	360	30	14.86	20.88	480	40	15.58	21.60	600	16.15	22.17	
	2.3965	120	10	11.47	17.49	19.15	240	20	13.13	19.15	360	30	14.11	20.13	480	40	14.80	20.82	600	15.33	21.35	
	2.9394	120	10	14.07	20.09	22.13	240	20	16.11	22.13	360	30	17.30	23.32	480	40	18.15	24.17	600	18.80	24.82	
	2.7889	120	10	13.35	19.37	21.30	240	20	15.28	21.30	360	30	16.42	22.44	480	40	17.22	23.24	600	17.84	23.86	
	3.0678	120	10	14.69	20.71	22.83	240	20	16.81	22.83	360	30	18.06	24.08	480	40	18.94	24.96	600	19.62	25.64	
	3.04271	120	10	14.57	20.59	22.70	240	20	16.68	22.70	360	30	17.91	23.93	480	40	18.79	24.81	600	19.46	25.48	
	2.9825	120	10	14.28	20.30	22.37	240	20	16.35	22.37	360	30	17.56	23.58	480	40	18.41	24.43	600	19.08	25.10	
	2.9537	120	10	14.14	20.16	22.21	240	20	16.19	22.21	360	30	17.39	23.41	480	40	18.24	24.26	600	18.89	24.91	
	3.0478	120	10	14.59	20.61	22.72	240	20	16.70	22.72	360	30	17.94	23.96	480	40	18.82	24.84	600	19.50	25.52	
	3.9916	120	10	19.11	25.13	27.90	240	20	21.88	27.90	360	30	23.49	29.51	480	40	24.64	30.66	600	23.53	31.55	
	2.8219	120	10	13.51	19.53	21.49	240	20	15.47	21.49	360	30	16.61	22.63	480	40	17.42	23.44	600	18.05	24.07	
	2.7706	120	10	13.26	19.28	21.20	240	20	15.18	21.20	360	30	16.31	22.33	480	40	17.11	23.13	600	17.72	23.74	
	3.47	120	10	16.61	22.63	25.04	240	20	19.02	25.04	360	30	20.42	26.44	480	40	21.42	27.44	600	22.20	28.22	
	2.5779	120	10	12.34	18.36	20.15	240	20	14.13	20.15	360	30	15.17	21.19	480	40	15.92	21.94	600	16.49	22.51	
	2.3176	120	10	11.10	17.12	18.72	240	20	12.70	18.72	360	30	13.64	19.66	480	40	14.31	20.33	600	14.83	20.85	
	2.232	120	10	10.69	16.71	18.25	240	20	12.23	18.25	360	30	13.14	19.16	480	40	13.78	19.80	600	14.28	20.30	
	2.80	120	10	13.41	19.43	21.37	240	20	15.35	21.37	360	30	16.49	22.51	480	40	17.29	23.31	600	17.92	23.94	
	3.99	120	10	19.11	25.13	27.90	240	20	21.88	27.90	360	30	23.49	29.51	480	40	24.64	30.66	600	25.53	31.55	
	2.23	120	10	10.69	16.71	18.25	240	20	12.23	18.25	360	30	13.14	19.16	480	40	13.78	19.80	600	14.28	20.30	

2-4 ADB 井戸の今後

現在の水位降下の状況が既存の揚水施設に与える影響を考えるため、現在と比較した場合の水位降下量を想定する。

図-1 に見られるように、水位降下速度はにぶる傾向にあり(最初の 10 年では 10m-19m だが、30 年後には 16.5m-23.5m、50 年後には 18m-25.5m となる)、降下は続くものの井戸群を放棄する事態にはならない。

今後 40 年程度でも現在と比較して水位降下は 3.5-6.5m 程度であるため、ポンプが設置できなくなる等の影響はなく、ポンプを交換して、電源強化すれば、現在と同等の揚水量を確保できる。次表に今後の予想水位変化をまとめる。

表-3 今後の水位予想 (単位：m)

井戸		2002		2012		2022		2032		2042	
	傾き	水位降下	水位	水位降下	水位	水位降下	水位	水位降下	水位	水位降下	水位
平均	2.80	13.41	19.43	15.35	1.94	16.49	3.08	17.29	3.88	17.92	4.51
最大	3.99	19.11	25.13	21.88	2.77	23.49	4.39	24.64	5.53	25.53	6.42
最小	2.23	10.69	16.71	12.23	1.55	13.14	2.45	13.78	3.09	14.28	3.59

3. 影響圏に関する考察

3-1 時間－水位降下のグラフから距離－水位降下係数の誘導

①前提条件

いま、25 号井を揚水井、そこから東に 400m 離れた位置にある 1 号井を観測井と見立てて、両者の関係から影響圏を求める。

②傾き Δs の誘導

ADB025 号井戸での時間水位降下から求めた
時間 $\Delta s = 2.23\text{m}/\text{one scale}$

よって、距離水位降下はその 2 倍であるため
距離 $\Delta s = 2 \times \text{時間 } \Delta s = 4.46 \text{ m}/\text{one scale}$

となる。

③近似式の各係数の決定、

水位降下は以下の式で表せる。

水位降下 $= -a \times \log e (\text{距離}) + b$

実際は、ある面積を持った面的エリアでの揚水による水位降下であるが、簡素化するために揚水エリアの縁にある 01 号井での揚水の結果と考える。

これより、変数 a は 2.23 であるから、既知の観測点の 25 号井戸の距離 x を 01 号井戸との距離から 400m として、未知数 b を決定する。

$$\text{変数 } b = \text{水位降下 (各年)} + a \times \log e (\text{距離})$$

観測井戸での水位降下は経年により変化するため変数 b も変化する。以下に各パラメータをまとめる。

表-4 近似式パラメータ表

	水位 0 年	水位 10 年	水位 20 年	水位 30 年	水位 40 年	水位 50 年	
025 号井戸での時間－水位降下の傾き	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	時間 Δs
025 号井戸での距離－水位降下の傾き (時間 Δs の 2 倍)	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	a
b	26.72	37.41	38.95	39.86	40.50	41.00	b
影響圏 ($y=0$ のときの x)	400	4,391	6,212	7,610	8,788	9,826	$e^{(b/a)}$

④将来の影響圏変化の予測

各数 10 年後の水位降下 0 m ($y=0$) ,つまり影響圏 x を求める。

表-5 ADB 井戸群の影響圏

1 号井戸からの距離(m)	水位 0 年	水位 10 年	水位 20 年	水位 30 年	水位 40 年	水位 50 年		
1								
10							平均	
100							最大	
400	0	10.69	12.23	13.14	13.78	14.28	最小	25 号井戸
1,000								
4,391		0						
6,212			0					
7,610				0				
8,788					0			
9,826						0		

現在、1992 年の稼動より、既に 10 年経過していつため、その理論的影響圏はおおよそ、4.4km となり、周辺井戸水位の観測結果をコンターで表した図と比較すると、影響圏はやや小さいものの、似たような傾向があることが分かる。

また、上記の仮定では、01 号井戸からの影響圏としているので、現在既に稼動を始めた更に運河方向に 1.6km ほど建設された 029 号井戸から影響圏を設定すれば 4、更に運河の近くまで達していると考えられる。

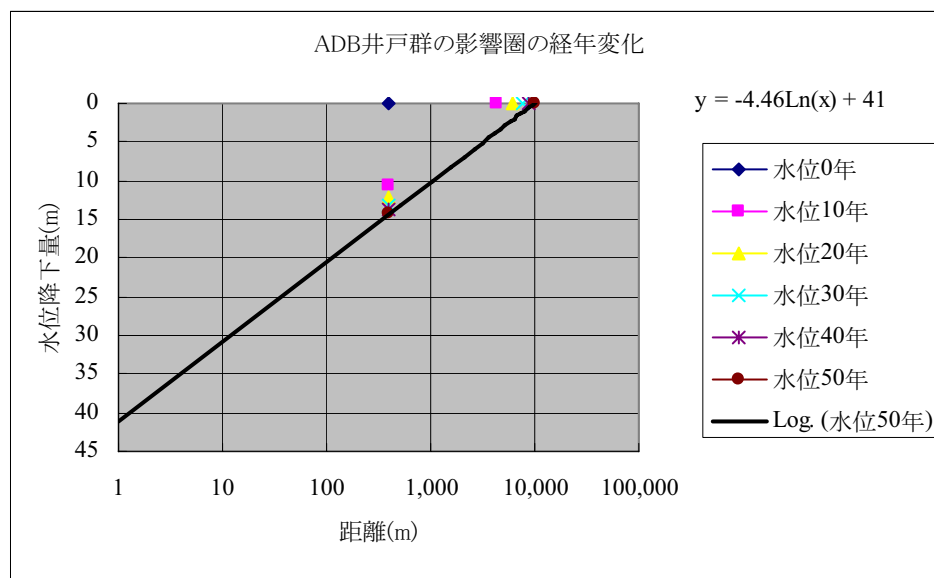
今後、ジャン用水路沿いに井戸を建設した場合、この影響圏と干渉するため、ADB 井戸群とジ

ジャン用水路に挟まれた地域での水位降下が加速する事が予想できる。

ジャン用水路沿いの井戸群に対する影響としては、特に、新設ブースター周辺への干渉が大きくなるといえる。

ジャン用水路沿いの水位降下は、ADB 井戸群の影響による水位降下 2・3m を考慮する必要がある。この場合、10 年後を基準にして、約 2m 程度、余分の水位設定をする事が適当と考えられる。

図-2 ADB 井戸群の影響圏の経年変化



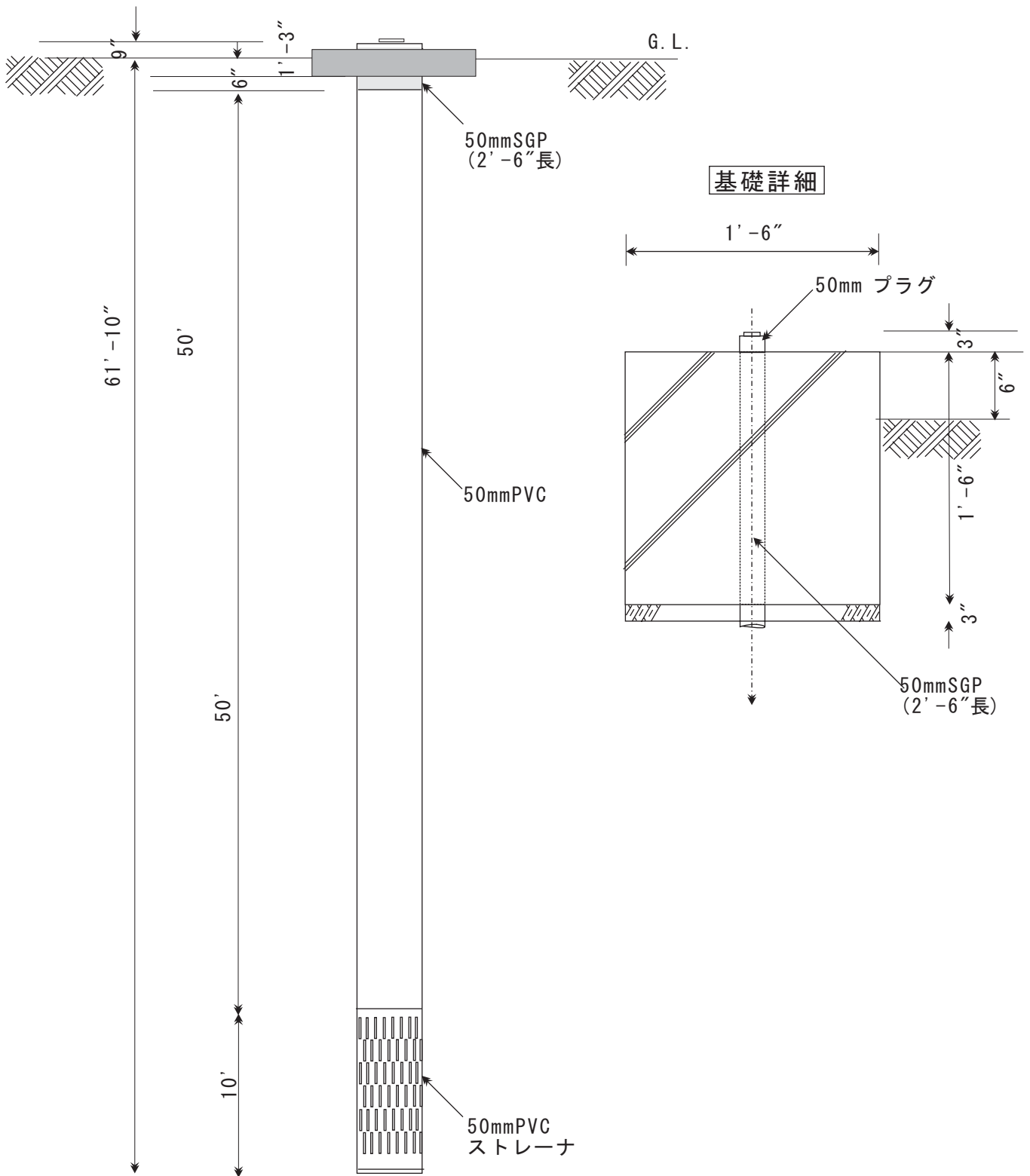
(4) 結論

以上の解析は、厳密に ADB 井を詳細に調査し、それら資料を比較検討した結論ではなく、ジャン用水路水源地に対する影響の将来予測の傾向を見るため、これまでの水位測定記録を参考として行った試算である。

しかしながら、両水源地は近接しているため、この算定結果にあらわれたリスクの可能性はきわめて高い。

試算によると、10 年後の影響圏範囲は約 4km であり、同水源地南端から 5km 南に位置する本計画井戸群には、数年のうちに 1m 程度、10 年間には 2～3m の水位低下が追加となるリスクが考えられるので、本計画において、ポンプ据付深度の決定における余裕の見方や地域の農業井に対するインパクトについて十分な配慮を払う必要がある。

資料7-9 WASA標準水位観測井構造図



資料 7-10 対象地域既存井の現場水質試験・WASA 水質試験記録

(1) 農業井戸の水質試験

- 1) 井戸番号による地点は、本文、図 3-7 を参照。
- 2) 井戸番号の N・数字はジャン用水路右岸からチェナブ左岸までの地域の既存井戸で第 2 回基本設計調査第 1 次調査(2002 年 12 月)に実施。
- 3) これに対し、101 番からの井戸番号はジャン用水路左岸の既存井戸群で、101 番が本調査で設置した試験井。この地区の調査は、第 2 回基本設計調査第 1 次、第 2 次調査それぞれの時期において実施し、水質試験はこの 2 期間分を含む。
- 4) WASA 試験所による試験結果は注記欄に○印を付す。
- 5) WASA チェナブ水源地下水質データは、本資料第(2)節に一覧表を添付する。

	井戸番号	試験時期	温度 (°C)	pH	EC (μ M/cm)	濁度 NTU	TDS mg/l	Ca mg/l	Mg mg/l	全硬度 mg/l	Cl mg/l	総窒素 mg/l	硝酸性 窒素 mg/l	アンモニア性 窒素 mg/l	総リン mg/l	注記
1	N01	02 年 12 月	22.4	7.36	1450	0	986	51	163	780	183	0	0	0	0.03	○
2	N02	02 年 12 月	23.2		1934											
3	N03	02 年 12 月	24.4		1700											
4	N04	02 年 12 月	24.1		1336											
5	N05	02 年 12 月	22.1	7.49	1047	0	695	48	77	428	94	0	0	0	0.039	○
6	N06	02 年 12 月	23.1		1041											
7	N07	02 年 12 月	22.1	7.28	1291	0	869	52	106	556	64.3	0	0	0	4.0	○
8	N08	02 年 12 月	23.3	7.60	351	0	287	26	59	300	29.7	0	0	0	0.06	○
9	N09	02 年 12 月	23.8		1945											
10	N10	02 年 12 月	24.0		941											
11	N11	02 年 12 月			750											
12	N12	02 年 12 月	24.2	7.09	896	5	613	62	52	360	41.0	0	0	2	0.01	○
13	N13	02 年 12 月	24.3		726											
14	N14	02 年 12 月	24.4		672											
15	N15	02 年 12 月	24.7		555											
16	N16	02 年 12 月	24.1	7.95	867											

	井戸番号	試験時期	温度 (°C)	pH	EC (μ M/cm)	濁度 NTU	TDS mg/l	Ca mg/l	Mg mg/l	全硬度 mg/l	Cl mg/l	総窒素 mg/l	硝酸性 窒素 mg/l	アンモニア性 窒素 mg/l	総リン mg/l	注記
17	N17	02年12月	25.2		1003											
18	N18	02年12月	25.0		1464											
19	N19	02年12月	22.1	7.07	1358	4	957	64	72	448	156	0	0	0	0.04	○
20	N20	02年12月	24.8		807											
21	N21	02年12月	25.2	7.19	940	0	641	44	94	484	50	0	0	0	0.07	○
22	N22	02年12月	24.4		1209											
23	N23	02年12月	25.9		794											
24	N24	02年12月	25.0		1228											
25	N25	02年12月	25.3	7.31	794	0	535	56	98	532	32	0	0	0	0.05	○
26	N26	02年12月	24.4		994											
27	N27	02年12月	25.6	7.24	782	0	538	60	101	556	25	0	0	0	0.06	○
28	N28	02年12月	25.0		796											
29	N29	02年12月	25.9		906											
30	N30	02年12月	25.4		806											
31	N31	02年12月	26.1	6.96	944											
32	N32	02年12月	23.8	7.47	1115	0	840	77	121	680	69.3	0	0	0	0.05	○
33	N33	02年12月	24.7		1135											
34	N34	02年12月	24.7	7.2	2960	0	1940	46	150	720	222	2	7	2	0.1	○
35	N35	02年12月	24.9		899											
36	N36	02年12月	23.2	7.68	1168	0	747	39	52	308	49.5	0	0	0	0.07	○
37	101	03年9月	24.0	7.8	230	1.5	480	24	10	100	36	0	0	0		フホー
38	102	02年12月	22.3	7.91	260	0	194	32	41	244	29.7	0	0	0	0.09	○
39	103	03年8月	24.7	8.30	232		200	54	26	240	50	0	0	0	0	○
40	104	03年8月	26.3	8.7	1410		920	53	80	456	92	0	0	0	0.08	○
41	105	02年12月	26.4	7.33	1882		1220	80	145	780	149	1	1	3	0.04	○
42	106	02年12月	26.5	7.64	1265		834	58	71	428	99	0	0	0	0.05	○
43	107	03年8月	25.3	8.7	1374		928	53	71	416	92	0	0	0	0.09	○
44	108	03年8月	24.8	8.6	1478		1030	55	98	528	95	0	0	0	0.13	○
45	109	03年8月	26.5	8.7	1277		766	42	36	244	40	0	0	0	0.10	○

	井戸番号	試験時期	温度 (°C)	pH	EC (μ M/cm)	濁度 NTU	TDS mg/l	Ca mg/l	Mg mg/l	全硬度 mg/l	Cl mg/l	総窒素 mg/l	硝酸性 窒素 mg/l	アンモニア性 窒素 mg/l	総リン mg/l	注記
46	110	03年8月	26.5	8.7	1277		766	42	35	244	40	0	0	0	0.10	○
47	111	03年8月	25.6	8.7	1215		766	44	38	260	44	0	0	0	0.05	○
48	112	03年8月	27.8	8.6	1708		1238	72	65	440	185	1	3	1	0.03	○
49	113	02年12月	23.1	7.62	1275		846	96	98	632	74.3	0	0	0	0.01	○
50	114	03年8月	26.7	8.6	1567		1104	36	30	210	176	0	0	0	0.03	○
51	115	02年12月	25.8		1136											
52	116	02年12月	26.2		993											
53	117	02年12月	25.6		1477											
54	118	02年12月	25.9		1175											
55	119	02年12月	25.0		1442											

(2) WASA チェナブ水源井 水質試験記録

水質項目	T.D.S (mg/l)				Ca (mg/l)				Cl (mg/l)			
	98Feb	00Jun	01Jul	02Jun	98Feb	00Jun	01Jul	02Jun	98Feb	00Jun	01Jul	02Jun
時期												
井戸番号												
TW-1	340	368	372	390	40	32	36	30	38	30		
TW-2	440	434	380	375	52	48	32	29	46	46		60
TW-3	620	586	562	520	55	56	54	41	92	88		60
TW-4	466	444	436	470	47	52	50	35	66	62		99
TW-5	506	450	400	490	49	54	48	36	56	44		108
TW-6	400	384	392	345	52	50	50	35	38	40		106
TW-7	370	370	400	295	54	49	50	35	38	38		74
TW-8	368	410	440	350	52	52	52	26	40	42		60
TW-9	360		386	395	50		50	35	36			45
TW-10	428	460	446	485	54	51	53	28	38	70		84
TW-11	528	482	500	445	55	54	54	51	43	70		79
TW-12	480	456	466	425	56	52	54	74	44	66		84
TW-13	470	400	410	465	56	50	49	33	42	40		99
TW-14	400	432	466	435	52	54	52	40	45	44		89
TW-15	402	398	432	460	48	48	48	50	36	38		43
TW-16	330	386	434	400	46	50	51	46	34	50		47
TW-17	324	420	400	360	42	48	49	41	25	36		40
TW-18	306	332	340	320	40	38	42	34	26	32		25
TW-19	320	348		322	36	43		32	24	30		24
TW-20	318	350	330	316	34	44	32	30	23	28		22
TW-21	322	328	312		34	40	40		21	26		
TW-22			312	300			30	29				21
TW-23		330	316	310		36	28	28		24		23
TW-24												
TW-25		582	430			52	68			86		

資料 7-11 人口推計比較

年度	実績値			増減数式 (採用)			増減率式			べき 曲線式	ロジスティック 曲線式
	入手データ	補正 実績値	間 差	計算値	間差	増加率	計算値	間差	増加率		
1991	1,583	1,583		1,607			1,583			1,583	1,598
1992		1,656	73	1,666	59	3.5%	1,636	53	3.2%	1,661	1,661
1993		1,729	73	1,725	59	3.4%	1,691	55	3.2%	1,727	1,724
1994		1,802	73	1,783	59	3.3%	1,747	57	3.2%	1,790	1,787
1995	1,875	1,875	73	1,842	59	3.2%	1,806	58	3.2%	1,851	1,848
1996		1,916	41	1,901	59	3.1%	1,866	61	3.2%	1,910	1,908
1997		1,956	41	1,960	59	3.0%	1,929	62	3.2%	1,968	1,966
1998		1,997	41	2,019	59	2.9%	1,993	65	3.2%	2,024	2,024
1999	1,997	2,065	68	2,077	59	2.8%	2,060	67	3.2%	2,080	2,079
2000		2,132	68	2,136	59	2.8%	2,129	69	3.2%	2,136	2,133
2001		2,200	68	2,195	59	2.7%	2,200	71	3.2%	2,190	2,184
2002					2,254	59	2.6%	2,274	74	3.2%	2,244
2003				2,313	59	2.5%	2,350	76	3.2%	2,298	2,282
2004				2,371	59	2.5%	2,428	79	3.2%	2,351	2,327
2005				2,430	59	2.4%	2,510	81	3.2%	2,403	2,371
2006				2,489	59	2.4%	2,594	84	3.2%	2,456	2,412
2007				2,548	59	2.3%	2,680	87	3.2%	2,508	2,452
2008				2,607	59	2.3%	2,770	90	3.2%	2,559	2,489
2009				2,666	59	2.2%	2,863	93	3.2%	2,610	2,524
2010				2,724	59	2.2%	2,958	96	3.2%	2,661	2,557
2015				3,018	59	1.9%	3,488	113	3.2%	2,912	2,696
相関係数							0.993			0.998	0.997
— 平均増減数式 y=a×x+b a=58.80606, b=1,548.16364、 得られた実績の人口データは飛び飛びのため、その間を均等配分して計算を行った。 修正指数法は省略、水道施設設計指針（推計式）参照											

資料 7-12 取水量と給水量

(1) 第 2 回基本設計調査第 1 次調査 (2002 年 12 月～2003 年 1 月)

WASA 給水の主体となっているチェナブ川流域井戸群の取水量と最終配水場からの配水量記録の比較を、冬季、夏季の例として、2001 年 12 月と 2002 年 6 月を選び、各 1 ヶ月間の取水量と給水量を次表に示す。

1)2001 年 12 月

	チェナブ井戸群				最終配水場			Remarks
2001 年 12 月	稼働 井戸数	月合計 稼働時間	井戸群 稼働時間 (hour)	井戸群 揚水量 (m ³ /day)	ポンプ稼 働時間 (hour)	自然流下に よる給水 (hour)	給水量 (m ³ /day)	
1	21	468	22.3	183,784	10	14	173,100	
2	21	464	22.1	180,385	9	15	175,300	
3	21	460	21.9	176,529	10	14	168,200	
4	21	461	22.0	172,873	10	14	171,700	
5	22	448	20.4	173,626	10	14	169,800	
6	21	418	19.9	161,818	8	16	159,800	
7	21	454	21.6	174,096	11	13	175,500	
8	21	456	21.7	179,061	11	13	178,500	Max.
9	20	441	22.1	170,481	10	14	176,700	
10	20	438	21.9	166,189	10	14	171,400	
11	22	426	19.4	159,757	10	14	168,000	
12	22	412	18.7	159,780	10	14	150,600	
13	21	406	19.3	155,912	9	15	155,800	
14	23	408	17.7	160,605	8	16	153,000	
15	20	396	19.8	154,355	8	16	154,400	
16	21	402	19.1	154,496	8	16	154,500	
17	21	408	19.4	149,762	7	17	157,600	
18	20	393	19.7	150,223	8	16	150,300	
19	20	398	19.9	153,549	8	16	156,200	
20	23	392	17.0	149,319	9	15	154,200	
21	23	420	18.3	157,987	9	15	153,400	
22	23	491	21.3	149,130	8	16	152,800	
23	22	396	18.0	154,490	9	15	149,000	
24	21	364	17.3	141,117	8	16	147,500	
25	22	387	17.6	153,933	7	17	145,700	
26	21	392	18.7	151,892	10	14	154,100	
27	22	402	18.3	157,021	9	15	150,400	
28	23	410	17.8	161,611	9	15	106,200	
29	23	313	13.6	119,998	5	19	116,700	
30	21	388	18.5	149,334	7	17	138,200	
31	21	370	17.6	144,210	5	19	145,200	
Total	664		602.9	4,927,323	270	474	4,833,800	
Daily Ave.	21.4	(In 28wells)	19.4	158,946	8.7	15.3	155,929	98.10%

2) 2002 年 6 月

	Wells				T/R			Remarks
2002 年 6 月	稼働 井戸数	月合計 稼働時間	井戸群 稼働時間 (hour)	井戸群 揚水量 (m³/day)	ポンプ稼 働時間 (hour)	自然流下に よる給水 (hour)	給水量 (m³/day)	
1	23	445	19.3	168,701	8	16	168,200	
2	23	450	19.6	169,738	8	16	160,700	
3	23	448	19.5	171,875	8	16	168,700*	
4	22	438	19.9	169,492	8	16	156,000	
5	26	457	17.6	173,296	8	16	162,100	
6	25	398	15.9	135,272	9	15	151,600	
7	23	449	19.5	173,965	8	16	161,200	
8	24	433	18.0	173,089	8	16	165,300	
9	24	443	18.5	169,198	8	16	168,900	
10	22	437	19.9	167,289	8	16	165,100	
11	25	337	13.5	130,189	6	18	126,900	
12	24	450	18.8	169,683	8	16	163,400	
13	24	406	16.9	154,120	8	16	150,200	
14	23	437	19.0	164,114	8	16	156,000	
15	24	447	18.6	168,720	8	16	162,400	
16	22	425	19.3	160,338	8	16	161,800	
17	23	441	19.2	165,646	8	16	159,300	
18	22	443	20.1	168,546	8	16	165,000	
19	23	425	18.5	159,651	8	16	160,000	
20	24	421	17.5	156,863	8	16	164,700	
21	24	395	16.5	145,995	6	18	137,800	
22	26	421	16.2	162,260	6	18	165,200	
23	26	437	16.8	170,990	8	16	163,300	
24	24	449	18.7	164,981	8	16	165,500	
25	23	427	18.6	157,057	8	16	159,200	
26					8	16	163,300	
27	24	425	17.7	164,829	8	16	160,800	
28	23	446	19.4	170,215	8	16	160,200	
29	24	416	17.3	158,252	8	16	162,000	
30	24	444	18.5	160,187	8	16	157,300	
Total	687		528.8	4,724,551	235	485	4,792,100	
Daily Ave.	23.7	(In 28wells)	18.2	162,916	7.8	16.2	159,737	98.05%

(2) 第2回基本設計調査第2次調査(2003年8月)

最終配水池給水量 (2003年6月～8月)

1. 最終配水池給水量 (最終配水池運転記録: メータ読み)					
6月		7月		8月	
日	給水量	日	給水量	日	給水量
1		1	151,200	1	162,500
2		2	149,900	2	165,000
3		3	150,800	3	163,500
4		4	153,500	4	163,500
5		5	160,500	5	163,500
6		6	150,000	6	161,500
7		7	148,000	7	161,000
8		8	149,000	8	*(159,000)
9		9	151,000	9	*(169,000)
10		10	140,000	10	
11		11	149,500	11	163,500
12		12	156,000	12	164,500
13		13	153,500	13	164,500
14		14	152,000	14	160,000
15		15	151,500	15	165,500
16		16	151,300	16	164,500
17		17	148,800	17	160,000
18		18	146,400	18	169,000
19		19	150,000	19	
20		20	147,500	20	
21	144,500	21	159,500	21	
22	144,300	22	158,000	22	
23	119,900	23	162,000	23	
24	105,100	24	164,000	24	
25	141,500	25	154,500	25	
26	146,000	26	153,500	26	
27	146,000	27	163,000	27	
28	153,000	28	163,000	28	
29	140,500	29	162,800	29	
30	152,600	30	159,500	30	
31	-	31	159,200	31	

※ 昼1時～昼1時までの給水量

2. 井戸生産 (インラインポンプ運転記録)		
8月		
日	井戸生産量	適用
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11	171,450	
12	168,660	
13	168,247	
14	174,943	
15	163,798	送水管水圧 測定時
16	173,378	
17	164,000	
18	164,038	
19		
20		
21	159,050	
22	169,409	
23	174,049	
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		

資料 7-13 既存配水・給水施設の検討

給水計画および施設計画策定のために、市内配水・給水現況に関する調査を実施した。施設計画と関連する要素について、調査結果を次に報告する。

(1) 給水区域の地形

市内の地形はほとんど平らであるが、市の東北部が高く、南西に向かって数メートルの高低差を生じている。現在の最終配水池(T/R)のある地点 (GL185m) が高所となるが、市の東部も同レベルで (GL185m-183m)、市の西部では (GL185m-181m) となっている。T/R の HWL は GL 188m、現在使用可能な最低水位は HWL より約 3m 下がった GL185m で、地盤高と同位である。

(2) T/R 配水ポンプ運転現況

WASA 給水現況の特徴のひとつは、配水ポンプ場から市内へのポンプ加圧による配水時間が 1 日 4～6 時間で、需要のピークに合わせる形で運転される時間制限給水となっていることである。その他の時間帯は T/R 配水槽の地盤高と水位に依存する自然流下によって給水されている。自然流下による時間帯はほとんど市内の水圧が確保されていないため(負圧にならない程度)、実質的な給水時間はポンプ加圧時間帯となる。WASA による 2002 年 12 月のファイサラバード市内の平均的なポンプ加圧による給水時間と自然流下による給水時間を表-1 に示す (ポンプ運転時間帯やポンプ吐出量は日によって異なる)。

表-1 T/R からの WASA 給水時間 (2002 年 12 月)

		ポンプ加圧時間帯 (2002 年 12 月)	標準ポンプ 加圧時間	時間当り 給水量 (m ³ /hr)	1 日最大給水量 (m ³ /day)
	朝	6 : 00 - 7 : 30	1.5-2 時間	14,000～17,000	
	午後	12 : 00 - 13 : 00	1.5-2 時間		
	夕方	17 : 00 - 18 : 30	1-2 時間		
ポンプ加圧給水 時間帯合計			4-6 時間		100,000
自然流下による 流出の合計		他の時間帯	16-20 時間	4,000～	80,000
流出量の合計				平均 7,500 m ³ /hr	180,000
* 既存ポンプ定格揚程 : 45m * 既存ポンプ容量 : 2,250m ³ /hr×7 台、2,070 m ³ /hr×3 台、1 台予備、 最大配水量 6 台運転 14,000m ³ /hr					

同市の給水状態は正常な 24 時間給水からは程遠い状況で、主な原因は水源の不足によるものと、配水池容量(貯水槽容量)の不足、さらにこのような需給の不均衡に起因するポンプ機能不全に起因している (T/R の配水ポンプの据付位置が高く 50%の容量しか使えない問題がある)。

(3) 配水幹線網の状況

水源の大半を占めるチェナブ系(全体の水源量の約 80%)は市域の北西 20~25km にかけて位置する水源地から、同地域の中継ポンプ場を経て T/R 配水槽に達し、T/R 配水ポンプにより配水幹線網を通じて市内に配水されている。これらの施設はすべて 1992 年に完成した ADB フェーズ I により整備されたもので、配水幹線は口径 1,600mm~500mm のダクタイル 鋳鉄管全長 50km により構成されている。配水幹線網は T/R が位置する市の西部から東部にかけて次第に管口径を漸減しながら流下する形で形成されており、流下するに従い管網内の 水圧降下が起こる (基本設計報告書・図 3-3 参照)。

① 幹線水圧分布

ファイサラバード市内の幹線給水圧は 2.5kg/cm^2 から 0.5 kg/cm^2 以下の範囲にある(T/R 配 水ポンプの吐出圧は定格 4.5kg/cm^2 で設計されたが、現在は 3kg/cm^2 前後しかない)。

—西部区域：幹線沿いの水圧は約 2.5kg/cm^2 - 1kg/cm^2

—東部区域：ラック用水路、鉄道で分断される東部区域は 1 kg/cm^2 以下で、ポンプ運転中 は

0.5 kg/cm^2 、自然流下時間帯は 0 となる。表-2 に自記録電磁圧力計により配水幹線要所 を測定した結果を示す (基本設計報告書・図 3-3 参照)。

表-2 幹線水圧調査結果 2002 年 12 月

項目		最終 配水池 (T/R)	西部区域			東部区域		
			1200mm 分岐後	中心部	管末	北地区 入口	北地区 入口	管末
節点 NO		101	3	36	31	45	57	70
最大	水圧(m)	3.2	2.5	1.2	1.5	0.5	0.5	0.5
最小	水圧(m)	0.1	0.5	0	0	0	0	0.1

配水ポンプは市内のピーク時間帯に合わせて 1 日 4~6 時間運転されており、この時間帯 には西部区域における給水条件は良好であり、東部の幹線管末でも多少の水圧が確保され ている (0.5kg/cm^2 の水圧を確保)。給水条件を改善するためにはポンプ運転の継続が必要 であるが、現在の水源量では水量不足で連続運転は困難である。本計画により水源量が増 加すれば、ポンプ稼働時間を延長できるので、結果として同時開栓率が下がるためピーク

時の使用水量は減少し、給水状態は改善に向かう可能性がある。

②給水量分布

市内の配水分布は、T/R に近い西部と遠距離にある東部では大きな相違が発生している。第2回基本設計調査第2次調査時点、東部に流入する 800mm と 600mm、2 ルートの配水幹線それぞれの要点において超音波流量計により流量測定し、この両地区に対する給水量の分布を推定した(2003 年 8 月)。

両地区の 2003 年給水人口を、WASA 作成の給水区域図 をもとに推定した結果は表-3 の通りである。

表-3 西部・東部地区給水人口

	西部地区	東部地区	合計
面積比率	65%	35%	100%
全人口・給水人口比	35.7%	19.3%	55%
推定給水人口	825,000	448,000	1,273,000

流量調査の結果によると、チェナブ水源系統 T/R からの一配水量 163,000 m³/day (測定日)に対し、東部地区への流入量は 31,000 m³/day であった。東部地区に対してはジャル・カヌアナ浄水場からの補足水量が追加給水されるが、上表の人口比から全体の給水量配分を計算した場合、西部地区 100%に対して東部は 64%程度しかないと推定され、現状の不均衡な配水状況を裏付ける結果となった。添付 a に測定資料およびその計算結果を示す。

③既存配水管延長

ファイサラバード市の配水幹線、配水管の布設延長は現在約 1,000km になっている(75mm 以下の給配水水管を除く)。その内、配水幹線には口径 1,600mm から 500mm のダクタイル管が約 5%布設されている。口径 600mm 以下の配水本管の内、88%が石綿管(ACP)で残りの 7%が PVC 管 (400mm 以下) となっている。

WASA はパンジャブ州からの補助を受け 1998 年以降、「小規模開発プラン」として既存配水管の総延長の 4%にあたる約 40km の管を独自に布設して給水の改善を図っている。

表-4 に既存配水管のリストを示す

表-4 配水幹線、配水管の延長

口径 (配水幹線、口径 80mm 以上の本管)	管種	延長 (km)	構成率
1,600mm から 500mm	DIP	50	5%
600mm 以下の配水本管	ACP	833	87%
400mm 以下の配水本管	PVC	77	8%
合 計	フェーズ I で布設	約 960km	100%
	現在 (98 年以降 + 40km)	約 1,000km	

現在の配水幹線で、東部地区に占める配管延長は 43%となっている(人口比は 35%)表-5 を参照。

表-5 配水幹線網ループの延長と平均口径（口径 1,600mm から 500mm の幹線）

地区	管長(m)	管長比率	平均口径(mm)	管容積比率
			(単純平均)	
1. 西部地区	28,000	57%	890	89%
2. 東部地区	21,000	43%	580	11%
総延長	49,000	100%		100%

④配水幹線網の検討

本計画により給水量を増加し、既存の配水幹線網により配水した場合、配水状況がどのように変化するか、3 種類の計画時間最大配水量のケースを想定して、管網計算を行った。その詳細結果は添付 b.に示すとおりであるが、予測概要を表-6 にまとめる。

表-6 管網計算結果

項目			最終 貯水槽	西部地区			東部地区		
			(T/R)	1200mm 分岐	中心部	管末	北部 入口	南部 入口	管末
ノード NO			101	102	31	34	46	49	70
現状	ケース① 時間係数 1.9	水頭(m)	30	28	17	16	8	8	4
水量 増加後	ケース① 時間係数 1.9	水頭(m)	40	33	9	8	-8	-15	-19
	ケース② 時間係数 1.5	水頭(m)	40	37	21	20	11	7	5
	ケース③ 時間係数 1.7	水頭(m)	35	30	11	9	-2	-8	-9

表-6 の結果により、既存配管網の配水状況は次のように予測される。

*プロジェクト実施後の一日最大給水量 $230,000+91,000=321,000\text{m}^3/\text{日}$

*算定対象計画時間最大配水量[ケース 1] $321,000/24 (\text{時}) \times 1.9 = 25,400 \text{ m}^3/\text{時}$

[ケース 2] $321,000/24 (\text{時}) \times 1.5 = 20,000 \text{ m}^3/\text{時}$

[ケース 3] $321,000/24 (\text{時}) \times 1.7 = 22,700 \text{ m}^3/\text{時}$

*計算結果

時間係数 1.9 および 1.7 の水量が多い場合は、東部区域幹線末端部が負圧となり給水不良・不可能となるおそれ強い。1.5 の場合のみ現状程度の給水圧分布となり、給水

は可能であるが、配水不均衡の状態は改善されない。水源量が増加されれば、給水は現状より安定すると思われるが、施設の改善がおこなわれないと、ケース③に近い状態となることが予想される。

(4)貯留能力

WASA 配水施設の一環を構成する最終配水池（T/R）と市内各所の半地下式貯水槽、高架タンクの総数は 38 カ所、容量は約 86,000m³ あるが、この内利用されているのは 13 カ所（T/R を含む）、稼働容量は約 46,000 m³ である。表-7 に既存容量と実際の稼働容量を比較する。

表-7 貯留施設の現状

項目	既存貯留施設		稼働貯留施設	
	箇所	貯留容量(m ³)	箇所	貯留容量(m ³)
1. 最終配水池（T/R）	1	48,000	1	24,000
2. 高架タンク	37	38,000	13	22,000
西部区域	23	23,000	4	9,000
東部区域	14	15,000	9	13,000
合計容量	38	86,000	14	46,000
対給水量比率		9 時間分		4.8 時間分

市内に点在するこれらの貯水施設は施設拡張前に市内の井戸と併用して使われていたものの名残であるが、配水池の容量不足と市内の配水管網の水圧不足を解消するために一部現在も使用されている。西部区域では配水幹線からの直圧で給水が何とか確保されているため、同地区の高架水槽は大部分使用されていない。しかし、配水幹線の管末で水圧が低下している東部区域では極力これらの施設が使用されている。これらの貯留施設は配水幹線から分岐した二次管網に設置されており、それぞれ受け持つ給水区に給水し、配水管の水圧不足を補う機能を担う。中には合計で 3,000m³以上の容量を持つものもあるが、多くは 1,000 m³以下の地下タンク、ブースターポンプと 230m³の高架タンクとの組み合わせで構成される小規模なものである。これらのタンクは T/R のポンプ運転時、半地下式貯水槽（あるいはブースターポンプで直接高架タンク）に流入させて、1 日 2 時間ずつ 3 回、合計 6 時間、高架タンクから給水している。また、一般家庭においてもブースターポンプとセットで屋上にタンクを置いて給水を受けている所帯も多く、ある程度のピークカットがなされている。

参考として、市内既存貯留施設一覧表を添付 c に示す。

(5) 配水システムの課題

既存施設調査の結果、配水系統はこれまで述べたような様々な問題を抱え、これら要因により市内給水は不均衡な状態が続いている。問題点改善のためには、今後の同市開発方針に沿って水道マスタープランを見直し、全体計画と整合性のとれた対策を実施する必要がある。

本計画は急務となっている給水量増強を主目的とするが、本節第 3 項④の既存配水幹線管網の試算によると、水量を増加しても既存施設のままだでは市民に公平に配水できない状態が予想されることから、WASA の協力を得て、対策について様々なアプローチを検討し、第 2 回基本設計調査第 2 次調査の終了時点、WASA からは本事業化調査報告書資料 A-34 頁の＜参考＞討議議事録・Technical Note に示す改善についての提案があった。本計画における既存施設改善計画についての方針は、プロジェクト効果を高めるため、既存配水システムにおけるリスクを軽減する対策を目標とする。その対策については、基本設計調査報告書第 3-2-2-3 節(2)-5)「配水系統改善計画」を参照のこと。

a.東部流入量計測

(1) 東部流入量計測値 口径 800mm と最終配水池給水量 :ポンプ稼働時

月日	時間	分	30 分平均 時間流量		稼働 ポンプ数	ポンプ稼働 時間	給水量	ポンプ 吐出し圧	TR 水位	水源井戸 稼働数
			(m³/hr)			(hour)	(m³/hr)	(kg/cm²)	(HWL 6m)	
14-Aug	12	0	921		1		12,200	2.0	5.3	16
昼ポンプ稼働		30	2,372		5			2.0		
	13	0	1,568		5	1.3	7,000	2.0	4.6	16
		30	394							
	14	0	436		0		3,500	0	4.4	16
		30	452							
	15	0	442		0		3,600	0	4.7	16
		30	490							
	16	0	510		0		4,000	0	5.0	16
		30	588							
	17	0	652		0		7,800	0	5.3	18
タポンプ稼働		30	1,054		1					
	18	0	2,767		6		18,000	3.0	5.5	23
		30	2,608		6			3.0		
	19	0	2,480		6		17,000	3.0	4.4	23
		30	2,486		5	2.3		2.4		
	20	0	686		0		3,200	0	3.5	23
		30	492							
	21	0	562		0		4,000	0	3.9	23
		30	594							
	22	0	640		0		4,000	0	4.6	23
		30	644							
	23	0	650		0		3,800	0	4.9	12
		30	652							
15-Aug	0	0	514		0		4,000	0	4.9	12
		30	636							
	1	0	642		0		4,000	0.0	4.9	12
		30	634							
	2	0	634		0		4,000	0	4.9	12
		30	636							
	3	0	654		0		4,000	0	4.9	12

		30	648							
	4	0	678		0		9,000	0	5.3	22
朝ポンプ稼働		30	1,246		1					
	5	0	2,786		6		17,200	3.1	5.5	22
		30	2,688		6			3.1		
	6	0	2,610		6		17,900	3.0	4.4	22
		30	2,748		6	2.3		3.0		
	7	0	462		0		2,200	0	*3.3	22
		30	-68							
	8	0	-104		0		14,000	0	3.9	22
		30	8							
	9	0	143		0		1,800	0	3.9	18
16-Aug	9	30	10							
	10	0	128		0		3,700	0	4.6	18
		30	334							
	11	0	418		0		4,400	0	5.0	18
		30	442							
1 日当り		Total	22,334	m³/day		5.9	163,000			
時間平均		T.F=3.0	931	m³/hr		T.F=2.6	6,792	定格=4.5		
			計測値		TR 運転記録					

(2) 東部流入量計測値 口径 600mm と最終配水池給水量

										ポンプ稼働時
月日	時間	分	30 分平均 時間流量 (m³/hr)		稼働 ポンプ数	ポンプ稼働 時間 (hour)	給水量 (m³/hr)	流出圧 (kg/cm²)	TR 水位 (HWL 6m)	水源井戸 稼働数
17-Aug-03	16	0	228				4,200	0	5.0	16
		30	268							
	17	0	298				7,000	0	5.3	16
タポン稼働		30	526		1					
	18	0	838		6		17,100	3.0	5.3	23
		30	830		6					
	19	0	818		6		17,700	3.0	4.1	23
		30	726		5	2.3		2.4		
	20	0	206				3,200	0	3.3	23
		30	232							
	21	0	216				3,300	0	4.4	23
		30	228							
	22	0	230				4,000	0	4.9	23
		30	252							
	23	0	276				4,000	0	4.9	12
		30	280							
17-Aug-03	0	0	276				4,000	0	4.9	12
		30	262							
	1	0	254				4,000	0	4.9	12
		30	254							
	2	0	256				4,000	0	4.9	12
		30	250							
	3	0	256				4,000	0	4.9	12
		30	236							
	4	0	238				9,200	0	5.0	16

朝ポンプ稼働		30	406		1						
17Aug03	5	0	826		6		16,900	3.2	5.2	22	
		30	616		6						
	6	0	770		6		16,500	3.0	4.3	22	
		30	798		6						
	7	0	660		6	2.5	800	3.0	*3.0	22	
		30	126								
	8	0	132				1,000	0	3.7	16	
		30	132								
	9	0	184				1,900	0	4.3	16	
		30	280								
	10	0	372				3,700	0	4.9	16	
		30	364								
	11	0	330				4,600	0	5.2	16	
		30	324								
	12	0	444		1		12,500	2.0	5.3	16	
昼ポンプ稼働		30	740		5						
	13	0	472		3	1.3	6,600	2.6	4.6	16	
		30	206								
	14	0	246				3,500	0	4.4	16	
		30	258								
	15	0	274				3,500	0	4.7	16	
		30	280								
		Total	8,987	m³/day		6.1	157,200				
時間平均			374	m³/h			11,229	定格=4.5			
			計測値		TR 運転記録						* 3.0m は最低水位

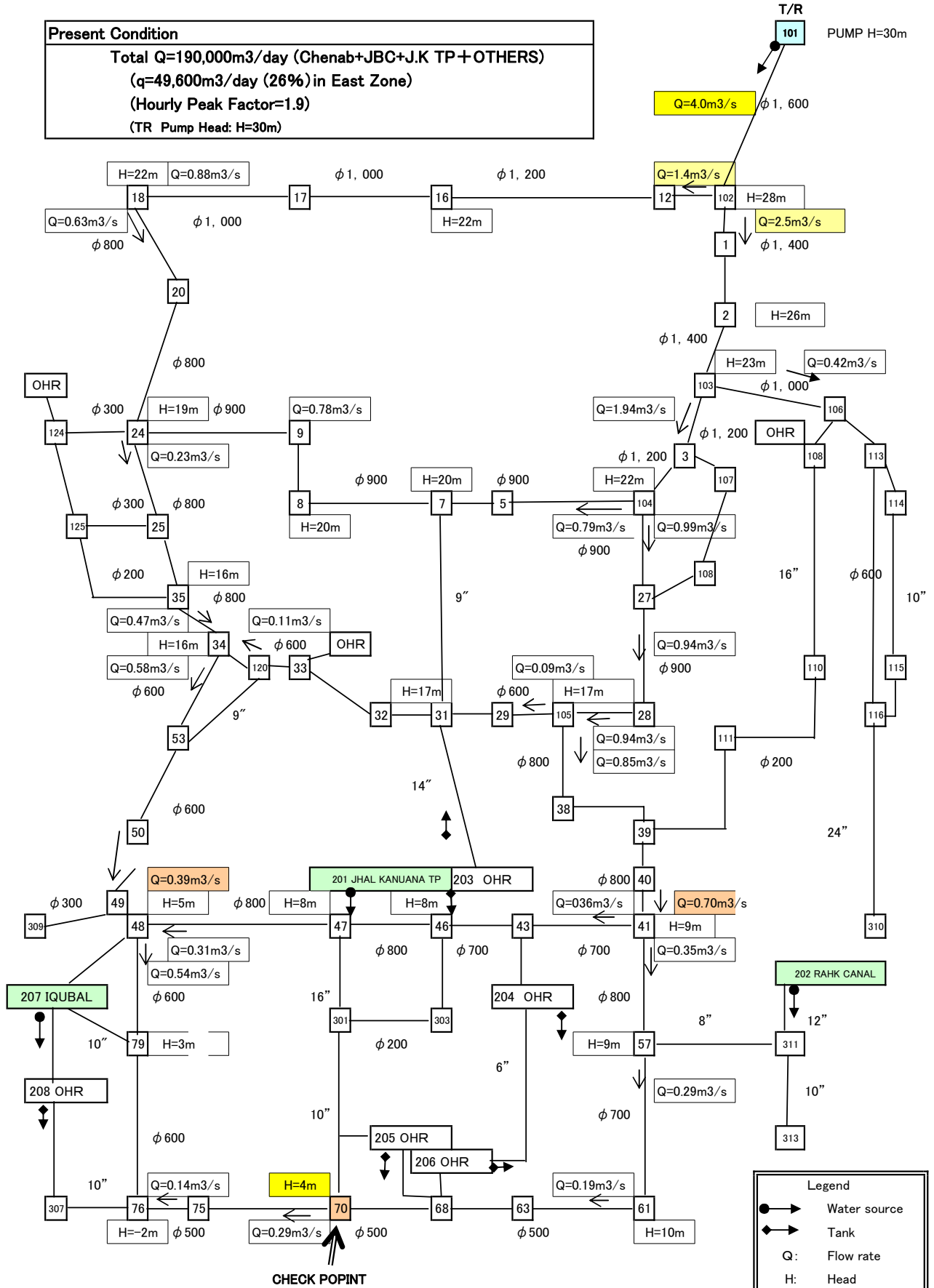
① ファイサラバード市配水幹線管網計算 計算-1

Arterial Main Network in Faisalabad City

(現状)

Present Condition

Total Q=190,000m³/day (Chenab+JBC+J.K TP+OTHERS)
 (q=49,600m³/day (26%) in East Zone)
 (Hourly Peak Factor=1.9)
 (TR Pump Head: H=30m)



②ファイサラバード市配水幹線管網計算 計算-2

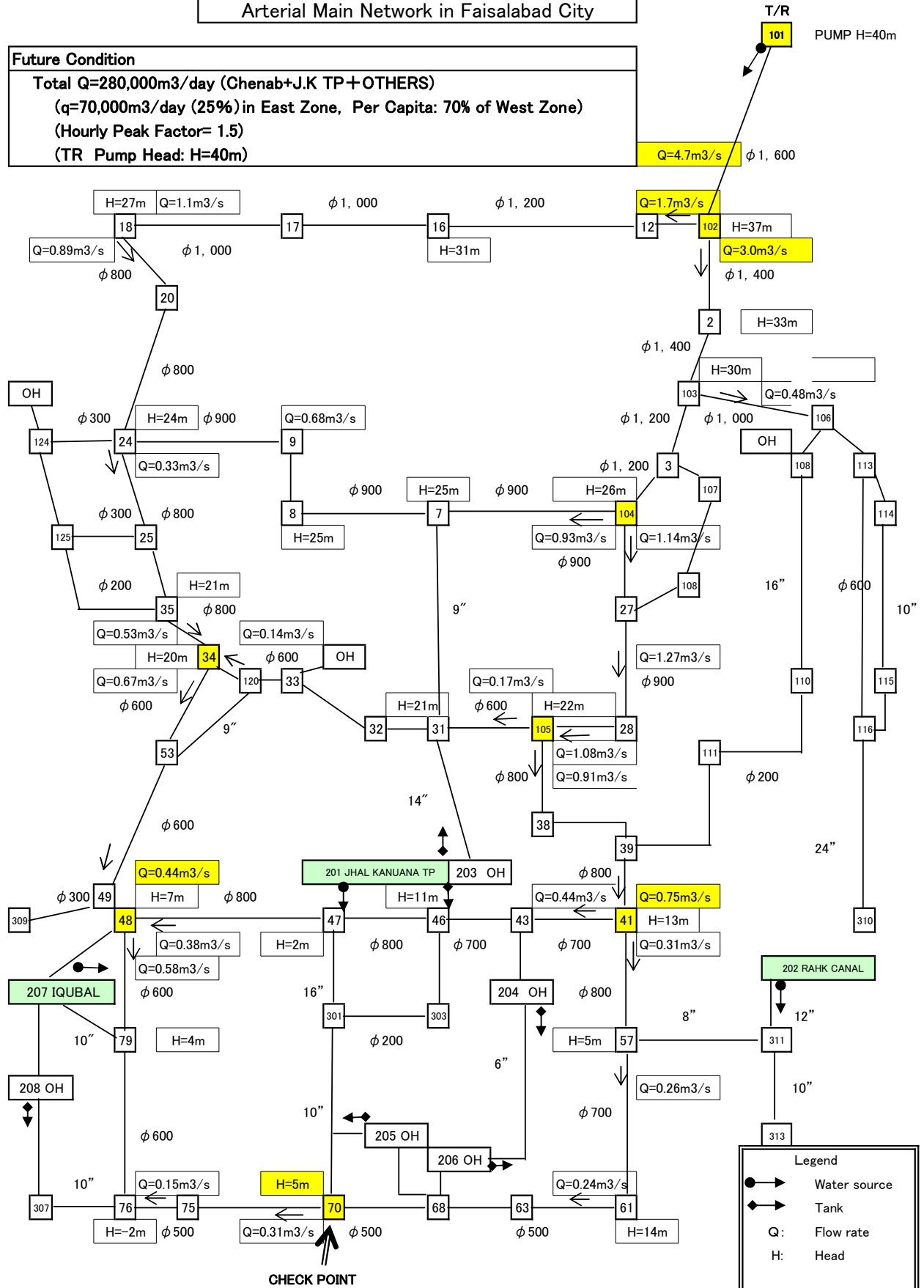
*水源増強後

*配水幹線系統は現状

Arterial Main Network in Faisalabad City

Future Condition

Total $Q=280,000\text{m}^3/\text{day}$ (Chenab+J.K TP+OTHERS)
 $(q=70,000\text{m}^3/\text{day}$ (25%) in East Zone, Per Capita: 70% of West Zone)
 (Hourly Peak Factor= 1.5)
 (TR Pump Head: $H=40\text{m}$)



***市内配水管增強後**

[illegible]

c.市内貯留施設リスト

タンク No.	場所	高架タンク	地下タンク	合計		配水幹線分岐 No.	使用の有無
西部		(MG)	(MG)	(MG)	(m³)		
W-01	Civil Line Bagh-e-Jinnah	0.05	0.1	0.15	682		×
W-02	Gujjar Basti	0.05	0.15	0.2	909	A/M NO.7	×
W-03	Dhobi Ghat	0.03	0.1	0.13	591		×
W-04	Muhammad Pura	0.1	0.1	0.2	909	A/M NO.9	×
W-05	Jinnah Colony	0.05	0.13	0.18	818	A/M NO.10	×
W-06	Karkhana Bazar	0.05	0.03	0.08	364		×
W-07	Gulberg	0.05	0.2	0.25	1,137	A/M NO.11	×
W-08	Afghan Abad	0.2	0	0.2	909	A/M NO.11	×
W-09	G.M.Abad Water Works	0	0.5	0.5	2,273	A/M NO.14,16	×
W-10	Latif Chowk/Chohar Majra	0.05	0.2	0.25	1,137	A/M NO.17	×
W-11	Admn Chowk	0.05	0	0.05	227	A/M NO.9	○
W-12	Kanak Basti	0.025	0	0.025	114	A/M NO.13	×
W-13	Islam Nagar	0.1	0	0.1	455		×
W-14	Jhang Bazar	0.05	0	0.05	227		×
W-15	212 R.B./Chamra Mandi	0.05	0.2	0.25	1,137	A/M NO.51	○
W-16	213 R.B.	0.05	0	0.05	227		×
W-17	Amin Pur Bazar	0	0.05	0.05	227		×
W-18	Gulistan Colony	0.5	1	1.5	6,819	A/M NO.2	○
W-19	Gulistan Colony- II	0.05	0.2	0.25	1,137		×
W-20	Nazim Abad	0.05	0.1	0.15	682		×
W-N1	Kaleem haheed Colony No.1	0.04	0.05	0.09	409	A/M NO.18	×
W-N2	Kaleem haheed Colony No.2	0.04	0.05	0.09	409	A/M NO.18	×
W-21	Gulfishan Colony	0.1	0.05	0.15	682		○
西部全貯水槽合計 (MG)		1.735	3.21	4.945			
西部全貯水槽合計 (m³)		7,887	114,593		22,480		
西部稼働中の貯水槽 (MG)		0.70	1.25	1.95			
(m³)		3,182	5,683		8,865		

タンク No.		場所	高架タンク	地下タンク	合計	配水幹線分岐 No.	使用の有無
東部			(MG)	(MG)	(MG)	(m³)	
E-01	Abdullah Pur	0.05	0	0.05	227	A/M NO.40	×
E-02	Peples Colony OHR-1	0.05	0.2	0.25	1,137	A/M NO.43,45	○
E-03	Peples Colony OHR-2	0.05	0	0.05	227	A/M NO.63	×
E-04	Head Water Works Jhal	0.05	1.2	1.25	5,683	A/M NO.32	△
E-05	Waris Pura	0.05	0.1	0.15	682	A/M NO.70	○
E-06	Baber Chowk / Batala Col.	0.05	0.1	0.15	682	A/M NO.70	○
E-07	Allama Iqubal Colony OHR +W.W.	0.1	0.2	0.3	1,364	Tube Well (106,106/A)	○
E-08	D-Type Colony	0.05	0	0.05	227	Tube Well (106,106/A)	○
E-09	Ahamed Nagar	0.03	0.05	0.08	364		○
E-10	Samanabad (Qadri Chowk)	0.03	0	0.03	136	A/M NO.49	×
E-11	Samanabad (OHR No II)	0.05	0	0.05	227	A/M NO.67	×
E-12	OHR 17-W	0.5	0.25	0.75	3,410	A/M NO.50	○
E-13	Madina Town-	0.1	0	0.1	455	Tube Well (1,2,3,4,5)	×
E-14	Madina Town-	0.1	0	0.1	455	Tube Well (1,2,3,4,5)	○
東部全貯水槽 (MG)		1.26	2.1	3.36	15,275		
東部稼働中の貯水槽 (MG)		0.90	2.05	2.95			
(m³)		4,091	9,319		13,411		
全市合計 (MG)		3.00	5.31	8.3			
全市合計 (m³)		13,615	24,139		37,755		
稼働部分合計						全市給水量	
全稼働中の貯水槽合計 (m³)					22,300	230,000	(m³/d)
最終配水池稼働容量 (m³)					24,000	滞留時間	
合計 (m³)					46,300	4.8	(時間)

資料 7-14 市内配水系統改善計画の検討

1) WASA 提案内容の検討

給水不良の市内東部地区に対する WASA 改善案は次の通りである。(基本設計報告書図 3-3 参照)

①東部地区の要所に新規貯水槽とポンプ場を建設し、同地区に対する配水量の増加をはかる。

東部地区の給水サービス正常化のための効果的な対策として、東部の配水拠点を強化することが考えられる。WASA は、旧来からの同地区拠点であるジャル・カヌアナ浄水場に配水槽と配水ポンプ場を新設し、配水槽の貯水をこの地区の配水幹線に加圧送水することにより、給水サービスの改善を計画する。

②既存配水幹線のループが大きい、T/R から遠距離の東部地区に達するまでに圧力が低下し、同地区の給水圧不足の原因となる。そこで、幹線に東部地区への送水を目的とするショートカット路線を補強し、管路損失を減じる対策により、東部地区の給水圧上昇をはかる。

WASA の提案する補強路線は、優先順に、次の通りである。

- | | | |
|-----------|-------------------------------|---------|
| a. 路線 (1) | ジャル・カヌアナ浄水場(節点 49) → 節点 No. 5 | 3,500 m |
| b. 路線 (2) | 節点 No. 5 → 既存 1,200mm 路線 | 4,400 m |
| c. 路線 (3) | 既存 T/R 配水池 → 口径 1,200mm 分岐点 | 2,500 m |

東部地区は全市域のうち、面積・人口比で約 1/3 ほどであり、本プロジェクトによる目標給水量は配水幹線系統全体の 1 日最大給水量 280,000 m³/day の 1/3 の 93,000 m³/day 程度と想定される。東部地区の中でも特に南部の給水不良が顕著であり、地区の給水人口に見合う（東部地区の半分程度）1 日最大給水量 40,000 m³/day 強の給水を予定する。

このような計画に対し、WASA が要請する上記①案の東部配水拠点における新規配水池と配水ポンプ場の建設は効果的である。しかしながら、その場合本計画の給水量増量分だけを対象に施設を計画することは容易であるが、WASA には将来の給水量増加対策の一つとして、この拠点配水場における老朽化した浄水場の改善計画等もあり、現時点 WASA 重要拠点において本計画対象だけの施設建設を行うことは今後の計画の視点からは得策ではない。

一方、配水幹線補強計画は、現況の改善や本計画に効果があるだけでなく、将来も有効利用が可能であると想定されるので、本プロジェクトでは第②案を詳細検討し、第①案の新規配水施設増設に替わる他路線の検討を含め、効果的な路線を設定する方針とする。

2) 検討結果

表-1 は、上記 WASA 提案 3 路線と、改善効果があると考えられる追加路線を比較検討したものである。分析によると、上記 3 路線はいずれも幹線補強の効果があり、これら 3 路線を全部補強した場合は最大の効果があがるが、路線距離は合計すると 10km を越える。一方、本計画で目標とする東部地区に特に重点を置いた場合は、路線 (1) が最も効果的であるが、末端の給水圧が不足気味となり、末端で WASA 要望の最小 1kg/cm²～1.5k/cm² の圧力を満足できない。ただし、追加路線として東部地区末端近くまで路線(1)を延長すると効果があがるので、これを路線(4)とする。

これら 4 案の比較と、管網計算を行った結果の概要を表-2 に示す。同結果に基づき、本計画における最適な改善案として、路線(1)および路線(4)、総延長 6km の幹線補強路線を布設する方針とする。

注意事項として、これら補強路線については、正確な将来の地区毎給水量は予測が困難なため、東部地区内や、市全体の幹線網のバルブ操作により、適切な給水量の配分がなされるよう、操作・維持管理上の配慮を必要とすると想定される。

表-1 管路増強案の比較

増強管路案	管網計算結果給水圧	効果
増強管路 1 案 (口径 $\phi 700\text{mm}$, L=3.5km)	東部地区入口の節点 NO47 で 1.6kgf/cm^2 、 NO70 で 0.4kgf/cm^2 。	西部地区の配水幹線から直接東部地区に流入させる増強管路。 東部地区の入口で幹線内の所定圧は確保でき、再加圧や、配水管網整備次第で給水不良は大幅に改善される。
増強管路 2 案 (口径 $\phi 700\text{mm}$ -800mm L=4.4km)	東部地区入口の節点 NO47 で 0.5kgf/cm^2 、 NO70 で 0.4kgf/cm^2 。	増強管路 1 案の補強案であるが、幹線網の全市的な補強案としての性格が強い。 東部地区への管路増強の効果は比較的低い。
増強管路 3 案 (口径 800mm,L=2.5km)	東部地区入口の節点 NO47 で 0.4kgf/cm^2 、 NO70 で 0.5kgf/cm^2 。	直接最終配水池から流出する管で、新旧の配水ポンプの給水系統を分割でき、それぞれのポンプ容量に見合った給水区域が設定可能で、将来的には、新たな西部地区の給水区域の設定が容易となる。 東部地区への管路増強の効果は比較的低い。
増強管路 1 案＋ 増強管路 2/増強管路 3 (口径 $\phi 700\text{mm}$ -800mm、 L=10.4 km)	東部地区入口の節点 NO47 で $1.6\text{--}1.8\text{kgf/cm}^2$ NO70 で $0.4\text{--}0.5\text{kgf/cm}^2$	「増強管路 1」の補強案で、増強管路 1 と増強管路 2、または増強管路 3 との組み合わせ。 東部地区の入口で幹線内の所定圧は確保でき、再加圧や、配水管網整備次第で給水不良は大幅に改善される。
*代替案 増強管路 1＋延長管路 (口径 $\phi 800\text{mm}$ － $\phi 700\text{mm}$ 、L=6km)	東部地区入口の節点 NO47 で 1.5kgf/cm^2 、 NO70 で 1.3kgf/cm^2 。	「増強管路 1」を直接東部地区幹線網の管末（節点 NO70）まで延長する。 東部地区で幹線内の所定圧は概ね確保でき、給水不良は改善される。

表-2 管路増強案の管網計算結果概要

増強路線		節点 NO と節点水頭（水頭：m）								適用
		西部地区内						東部地区内		
		NO102	NO5	NO18	NO29	NO34	NO51	NO47	NO70	
		1600mm の分岐	増強管路 1 の始点		既設管 交点		西部 管末	増強管路 1 の終点	東部 管末	
1. 現状										
	①実測値						5	5	2～5	給水 不良
	②計算値（東部地区 1 人 当り平均給水量比 0.7)	28	20	22	17	16	8	7	4	
2. 本プロジェクト後(1 人当り 給水量は全市均等)										
	①現状配管のみ	37	26	28	22	21	1	3	-6	
W A S A 提 案	②「増強管路 1」 (φ700,L=3.5km)	37	25	28	23	21	11	16	4	東部地 区内は 管路の 増強／ 再加圧 必要
	③増強管路 3、 (φ800,L=2.5km)	40	27	29	24	22	5	4	-5	
	④増強管路 1+増強管路 3 (φ700-φ800,L=5.7km)	38	26	29	26	22	12	17	4	
	⑤増強管路 1+増強管路 2 (φ700-φ800,L=7.6km)	37	28	29	26	23	14	18	5	
代 替 案	⑦「増強管路 4」 = (=「増強管路 1」 +延長管 路 (φ800-φ700, L=6km)	37	28	22	22	21	11	15	13	良好
	⑤参考：全線直送 TR からジャル・カヌアナ 浄水場付近 (φ1,000, L=11km)	39	32	32	31	28	20	29	15	良好

資料 7-15 第 1 次現地調査時住民意識調査と調査後の経過（平成 15 年 3 月）

(1) 調査の背景と目的

本計画について、1998 年に第 1 回基本設計調査が実施されたが、当時、パキスタン国の核実験実施に対する経済制裁により我が国は同国に対する支援打ち切りの措置を取ったので、同調査も中止された。この調査においては、チェナブ川流域水源開発候補地の試掘調査の段階に至り、周辺住民から開発に対する反対運動が起こり、調査を中断する事態が発生した。この問題が解決されないまま、経済制裁による調査中止が決定されたのであるが、実施機関である WASA は、その後住民対策として、この候補地から 5km 上流に位置する第 2 候補地を選定し、試掘調査のための土地購入を行っている。したがって経済制裁後に再要請を受けて実施された第 1 回基本設計調査第 2 次現地調査では、実施機関は第 2 候補地を調査対象とする意向が強かった。

第 2 回基本設計調査方針では、これら第 1、第 2 両候補地は本計画の受益対象となるファイサラバード市とは別の行政区(県)に属し、住民意識や動向が不明であるため、技術調査とは別に、両候補地の住民調査を実施し、住民合意を確認したうえで、事業実施を推進する方針を定めた。

したがって、本調査は、両候補地において、①住民意識を調査し、②事業実施について住民合意の条件を確認し、③実施機関に対して候補地における住民合意に関する可能性と必要な措置について提言を行うことを目的とした。また、日本側は、「パ」国側に対し、実施機関が住民から合意書を得て、我が国政府に対して事業実施にかかわる住民問題の支障がないことを証明することを求めており、本調査により実施機関の努力を支援することを意図した。

しかしながら、住民調査の現地作業終了時点、本体の技術調査が具体的に進展したところ、第 2 候補地周辺住民の反発が表面化し、行政側と地元住民との直接対話・交渉の段階に移行した。本報告書の第 4 節にその経過についての概要を述べるが、最終的に調査終了時点の 2003 年 1 月下旬、住民との交渉の見通しがつかないため、実施機関はチェナブ川流域の新規開発を中断し、ファイサラバード県内に候補地を移動することを決定した。その経過については、報告書本文に記述した通りである。

その結果、本住民意識調査は、直接計画対象とする候補地の住民を対象とするものでなくなったが、WASA の主要水源は依然としてチェナブ流域で操業を続けていることから、計画対象地域の広範囲な住民意識を具体的に示すものとして、今後再開を予定される調査における住民対策を考慮するうえで、参照すべき結果を提示している。

(2) 調査対象地域

第 1 回基本設計調査の対象となったチェナブ川流域左岸第 1 候補地(ブハリア地区)および同地域の 5km 上流に位置し、本調査に対して先方実施機関により提案のあった第 2 候補地(メタ地区)

にて、新規プロジェクトにおける水源深井戸建設に対する住民意識調査を実施した。

両候補地はジャン県チニオト郡に所属し、チニオト郡庁に管轄される。一方、計画対象のファイサラバード市はファイサラバード県の県庁所在地であり、行政区が異なるが、1992年に完成し、既存施設の主要水源となっている井戸群(29井)は、今回の候補地区の南部に位置し、ジャン県内に建設された。今回の調査対象村落数は、両候補地の主要村落であるブハリアとメタの他、地域内に存在する中小の村落を含め、総数18カ村となった。対象地域と主要村落位置を図-1に示す。

(3) 調査期間

① 2002年12月18日～12月24日

WASAとの協議を含む現地村落調査

② 2002年12月24～27日

報告書作成

(4) 調査担当者

調査は、対象村落住民の大多数がこの地方固有のパンジャブ語しか解さないため、パンジャブ大学社会学部長に監修を依頼し、現地調査と調査結果の解析は同氏が組織するチーム(社会開発専門家2人構成2チーム)が実施した。

監修責任者

パンジャブ大学社会学部

学部長 モハメッド・ザカリア・ザカール博士

(5) 調査方法

地域住民の意識を明確に把握するために、以下の調査手法が採用された。

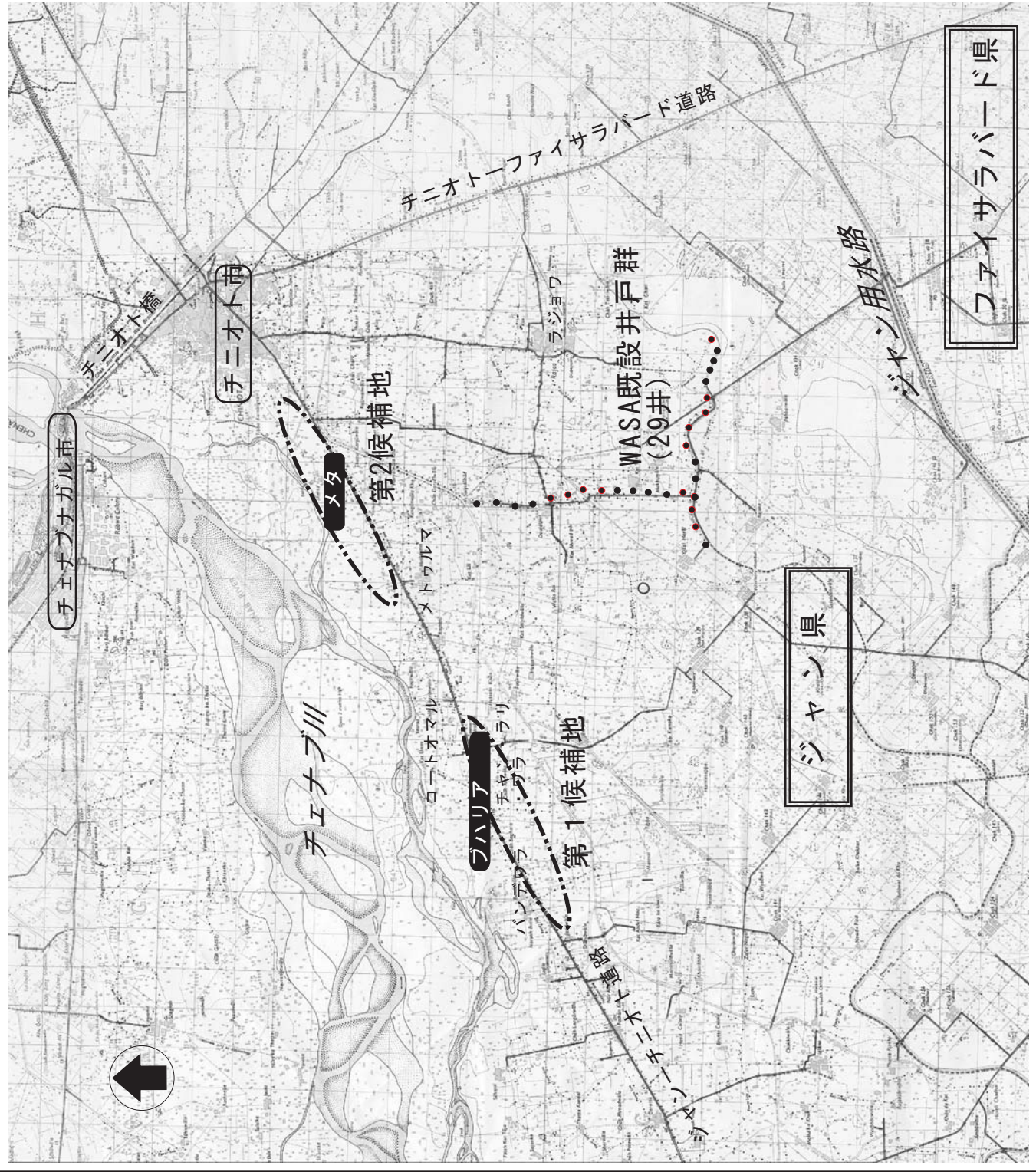
① サンプル調査

質問票を用いたインタビュー形式によるサンプル調査を対象地域の両地区総世帯数の約10%に対して実施した。両地区の人口・世帯規模、村落数ならびに調査サンプル数は表-1の通りである。

表-1 調査サンプル数

地域名	総村落数	サンプル数	世帯数	人口
第1候補地	10	100	1,121	5,670
第2候補地	8	100	904	7,400
合計	18	200	2,025	13,070

図-1
第1次住民意識調査
関連集落位置図



サンプル世帯の抽出は対象地域から無作為に行われた。なお、質問表は英語にて作成されたが、現地語(パンジャブ語)に堪能なローカル・コンサルタントを活用して、現地語にてインタビューを行った。

②各村落の社会・経済インフラ整備状況のプロファイリング

聞き取り調査およびサイト踏査により、調査対象地域における各村落の社会・経済インフラ整備状況のプロファイル化を行った。

③グループ・フォーカス・ディスカッション (GFD : Group Focus Discussion)

調査対象地域の各 18 村落にて、地域住民を対象としたグループ・フォーカス・ディスカッション (GFD) を実施した。上述①の質問票を用いたインタビュー形式の調査にて得る定量的な情報に対し、GFD では定性的な情報を得ることを目的とし、情報の相互補完を行った。

④地域住民代表、有力者、地域政治家に対するインタビュー

地域住民の民意により選出された地域政治家、農業が主な経済活動であるため、地主など地域社会に強い影響を与える有力者等、井戸群建設に係る地域住民の利害意識を代弁する代表者に対して、インタビューを実施した。インタビューは、18 村落でそれぞれ最低 2 名の有力者に対し行われた。地域代表者としては、チニオト郡庁長官や警察署長等、行政の中心人物を対象とした。

(6) 調査結果要約

住民意識調査によって得られた結果、井戸群建設に対する地域住民の意識様態に係る考察を以下に述べる。

1)社会・経済状況一般

調査対象地域における生計基盤は灌漑による農業を中心としており、サンプル調査の結果、63%の地域住民が農業に従事している。これに牧畜業に従事するものを合わせると 71%になる。続いて、商業従事者が 9.5%、労務者が 9.0%、雇用人の 6.5%となっている。地域住民の 72%は土地を所有しており、その内、52.5%は 1~12 エーカー規模の土地所有をしている。一方、回答者のうち 13.5%は、25 エーカー以上の土地を所有する地主であり、同時に地域での有力者である。また、28%の回答者は土地を所有していないが、その多く (21.8%) が農業就労者で地主等へ労働提供により生計を立てている。また、95.2%の世帯は家畜を所有している。

これらの世帯は 74%が Rs40,000 以下(約 80,000 円)の年収しかなく、一日平均では世帯あたり 200 円程度となり、チニオト郡平均の世帯あたり人数 7 人を基準にすると、一人一日 30 円程度の最貧困生活水準にある。一般にパンジャブ州農村地帯は一握りの大地主により支配され、大多数が貧困状態にあるといわれるが、本調査の結果もその実態を裏付けている。

対象地区のインフラ整備状況は、90.12%の世帯に電力が提供されている一方、95.06%の世帯はトイレ、電話を所有していない。特出すべきは、全ての世帯では水道をはじめ、下水、ガスの供

給はなされていないことである。

対象地区の生計基盤は灌漑による農業であるが、調査対象 18 村落のうち 5 村落では 10%～20% の河川・運河からの用水利用がある他は、残る 13 村落ではその 80%～100%を民間・個人所有の深井戸に依存している。生活用水および家畜用の水に関しても、80%～100%が深井戸に頼っている状況である。揚水方法は、80%～90%がハンド・ポンプもしくは動力ポンプである。

サンプル調査の結果から、多くの回答者（41.5%）ならびに回答者の配偶者（88.6%）が非識字者であり、初等教育以上の学歴者は 36.0%（回答者）、4.7%（回答者の配偶者）となっている。

2)井戸群建設に係る地域住民の意識

調査対象地区の社会形態は、4 つのカーストから構成され（Khokhar、Wainse、Ansari、Sehdhan）、各カースト内の血縁・社会的関係が強い地域である。カーストによる関係は、地域住民の意思決定ならびに合意形成に強い影響を与えるとともに、血縁・社会関係が強いため、日常生活に影響を与える事柄について、関心は直ちに共有される傾向にある。

本件で新設される予定の井戸群についても、サンプル世帯の 82.0%が既知しており、関心の高さが伺える。また、計画内容についても理解しており、83.0%のサンプル世帯が、本計画の受益者はファイサラバード市民であると回答している（受益者は政府：9.5%、分からない：7.5%）。

本件調査開始当初から、意識調査対象地域では、大きな住民反対運動が展開されたが、本意識調査によりその理由の明確化を試みた。87.5%のサンプル世帯が、井戸群新設に係り、土地提供の意思がないとした上で、73%のサンプル世帯が、地下水位の低下を理由に反対していることが改めて判明した。残る 27%の世帯は、施設建設により地域住民が地主に対して反発することを理由に反対している。

1992 年から ADB により調査対象地区周辺で建設された深井戸群の建設・操業により、対象地区における民間・個人所有の井戸地下水位の低下という経験が、住民反対の背景にある。先述したように、意識調査対象地域では、民間・個人所有の深井戸から揚水した灌漑用水を利用した農業が主な生計基盤となっており、地下水位の低下による経済活動への影響は大きい。また、水道施設が未整備である対象地区では、生活用水ならびに家畜用の水に関しても、民間・個人所有の深井戸に依存していることから、水位低下が与える生活へのインパクトは、地域住民にとって大きな不安となっている。表-2 は、深井戸群新規建設により、サンプル世帯が想定する社会・経済・環境への影響／不安を示したものである。

表-2 サンプル世帯が想定する社会・経済・環境への影響／不安

想定する影響／不安	回答者数	割合（%）
地下水枯渇による旱魃のような状態	136	68.0
農業の衰退と家畜の減少	28	14.0

強制移住	5	2.5
農業にかかるコストの増加	19	9.5
飢餓と渇水	7	3.5
エコ・システムの破壊	5	2.5
合計	200	100

68.0%の世帯が、「早魃のような状態」を心配しており、その他の 32%の世帯は、「農業の衰退と家畜の減少」(14.0%)、「強制移動」(2.5%)、「農業にかかるコストの増加」(9.5%)、「飢餓と渇水」(3.5%)、「エコ・システムの破壊」(2.5%)を不安材料としている。なお、「農業にかかるコストの増加」として、サンプル世帯が想定している不安の具体的な内容は、地下水位低下による揚水施設の新設・交換である。ADB 事業により深井戸群が建設された地域は 1992 年から地下水位が低下し、井戸の所有者は個人負担で動力ポンプの設置・交換などを行わざるを得なかった経験を有し、調査対象地域でもその経験についての情報や知識を有する。そのため、サンプル世帯の回答は、地域住民は地下水位の低下・地下水に枯渇を理由としたものが多い結果となった。また、地下水位低下という影響を想定しているサンプル世帯は 96.5%となった（影響なし：3%、分からない：0.5%）。

本調査では、地域住民の多くが、深井戸群の新規建設による生活への影響に不安を感じていることに関して、建設による影響を緩和する手段として、地域住民が満足する建設的な対応を探った。表-3 に、その結果を示す。

表-3 建設による影響を緩和する手段

緩和手段	回答者数	割合 (%)
灌漑用水路からの十分な水供給	43	21.5
ダム建設（チェナブ川河口）	39	19.5
井戸群建設の不可	45	22.5
自然の自然回復	23	11.5
雨水利用	11	5.5
手段なし	39	19.5
合 計	200	100.0

計 58%のサンプル世帯は、「灌漑用水路からの十分な水供給」(21.5%)、「ダム建設」(19.5%)、「水位の自然回復」(11.5%)、「雨水利用」(5.5%)により、減少する可能性がある水量を補うことができる、と建設的な返答していることは注目に値する。水位低下に対する十分な対応と補償が行われれば、案件実施の合意形成は可能となる可能性が十分残されていると判断される。

地域住民との合意形成を困難にしている要因は、実施機関である WASA による過去の対応の不十分

さと、WASA に対する地域住民の不信感が指摘されている。地域住民は、過去、ADB 支援により建設された井戸群にて、WASA は十分な対応と補償を行わなかったと感じており、結果として政府機関に対する不信感が高まった。表-4 は、井戸群建設に係り、政府機関への対応について、サンプル世帯のコメントをまとめたものである。

表-4 サンプル世帯のコメント

コメント	回答者数	割合 (%)
政府はその権限により、地域住民の反対を無視して、井戸群を建設する。	17	8.5
地域住民の反対を静めるために、政府は一時的な補償しかしない。	25	12.5
既存井戸群建設により影響を受けた地域住民に対し、WASA は十分な補償をしておらず、信用できない。	129	64.5
政府は、地域住民との対話を行ったことがない。	29	14.5
合計	200	100

同様の意見は、地域の有力者を対象としたインタビューでも指摘されている。

以上の調査結果によると、当該地域ではプロジェクト実施の場合の住民の不安が大きく、また政府・WASA に対する不信感が根強い。したがって、同地域で本件実施を目指すには、地域住民との十分な対話と、水位低下に対する有効な手段ならびに補償を充実させ、実施機関に対する過去の不信感を取り除き、真摯な態度と対応を見せることで事態を好転させる努力をはらう必要がある。その努力を継続することにより、実施に係る合意形成の可能性があると想定される。

(7) 調査後の経過

①本住民調査の実施により、WASA が有力な開発候補地とする第 2 候補地では、住民の反対意思が強く、早急に対策が必要であることが判明したことから、調査班からは、WASA がまず地域代表のチニオト郡庁長官等、地域有力者と協議することが提案され、調査団から WASA に口頭で申し入れた。

②これらの動きと前後して、2002 年 12 月 23 日、技術調査の準備として掘さく機材を現地に搬入したところ、パンジャブ州議会地元代表議員に先導された第 2 候補地周辺住民約 100 人が現場に現れ、機材撤収を要求した。

③この事件をきっかけとして事態が急転し、WASA と地元関連行政機関および住民との折衝が直接開始された。その経過概要を表-5 にまとめる。

表-5 住民反対運動の経過概要

年	月日	主要動向	説明
2002	12-23	住民反対運動の表面化	調査機材を現場搬入時、住民が集まり調査実施反対を表明。前記第②項参照。
	12-24	WASA の住民対話開始	チニオト市において、WASA 総裁・副総裁が郡庁副長官および住民と初の交渉を開始。
	12-31	地元住民集会	第 2 候補地に近いメトゥルマ村で、地元からチニオト郡庁、関連各村落代表者が集合。ファイサラバードからは郡庁長官、WASA からは総裁ほか代表者が参加して全体会議。
2003	1-8	ラホール会議	WASA からの報告に基づき、州政府長官が次官に指示し、ファイサラバード、ジャン両県関係者を招集し、調整会議を開催。州政府結論として、調査を継続することを決定。
	1-18	第 3 候補地視察	地元の大地主(メトゥルマ村)から、WASA に対して第 1・第 2 候補地の中間地点に土地の提供があり、WASA と調査団で視察。調査対象適地と判断される。
	1-20	第 3 候補地調査機材搬入準備中、住民による阻止行動。	機材を第 3 候補地に搬入する途中、地元住民が集合し阻止行動を展開。チニオト警察仲介により搬入中止。WASA はこれ以上の強制執行は暴力沙汰に発展することを懸念し、チェナブ流域の開発を一時中断することを決定。候補地をジャン用水路に移動することを日本側に提案。
	1-22	日本側による調査中止。	日本側は、候補地移動は本調査で対象とすることは困難であることから水源調査の中止を決定。調査団は WASA にその方針を申し入れた。
	1-22	州政府監督機関住宅・都市開発・公衆衛生省大臣・次官がチニオト市訪問。	同省首脳陣の訪問目的は、現地状況の把握と関係者からの事情聴取により、事態の打開をはかることにあった。しかしながら、22 日の地元代表、住民代表との協議は不調に終わった。
	1-24	日・パ関係者会議	現地視察後、住宅省大臣は連邦政府 EAD を通じて、日本側との公式協議を要請。同会議において、「パ」国側は水源候補地の変更を要請したが、日本側は、新規候補地における住民合意のとりつけと技術的妥当性に関する資料とともに、再要請することを求めた。したがって、今回の水源調査は中止とすることをパ側に申し入れた。

資料 7-16 第 2 次現地調査時住民意識調査(平成 15 年 8 月)

1. 背景

本計画は、ジャン用水路左岸の水源開発地から新規給水施設の建設されるファイザラバード市までを対象地域とする。水源開発予定地は面積約 36m² で 9 町村にまたがり、肥沃な農地の広がる地域である。本計画において、このジャン用水路左岸地域に井戸群が建設され、ファイザラバード市に給水される予定である。

一般的にこのような水源開発に対して地域住民は地下水位の低下と農作物への影響などに関心を示すことから、対象地域住民の井戸建設に対する認識と社会経済状況を把握するため住民意識調査を実施した。また、対象地域の水源、水需要と水供給の現状についても調査を行なった。

2. 調査方法

本調査の対象は、水源開発予定地の 9 町村とファイザラバード市の 3 地区の住民であり、調査対象地域を以下のように分類した。対象村落位置については図-1 参照。

サイト A. 水源開発地区: ジャン用水路左岸の井戸群建設予定地にある 9 町村

サイト B. ファイザラバード市: 異なる社会経済状況にある 3 地区

水源開発地区の 9 町村から 220 のサンプル世帯を無作為に抽出し、インタビューを行なった。各町村の人口・世帯規模、調査サンプル数は表-1 の通りである。

表-1 調査対象村落人口世帯数

	通称番号 / 村落名	人口	世帯数	サンプル数	比率 (%)
1	1/R.B (Rasool Pur)	3,527	490	11	5.0
2	2/R.B (Ram Dewali)	4,713	733	14	6.4
3	26/R.B (Hargobind Pura)	10,654	749	24	10.9
4	46/R.B (Dhandra)	3,936	573	13	5.9
5	47/R.B	3,441	467	20	9.1
6	49/R.B (Munda Pind)	10,892	2,133	58	26.3
7	50/R.B (Sathyala)	8,463	1,783	48	21.8
8	104/R.B (Harmoay)	5,212	740	18	8.2
9	112/R.B (Kharral Wala)	3,639	542	14	6.4
	合 計	54,477	8,210	220	100.0

ファイザラバード市の調査対象として選出された異なる社会経済状況の 3 地区においても同様に、82 のサンプル世帯を無作為に抽出してインタビュー形式の調査を実施した。3 地区の調査サンプル数を表-2 に示す。

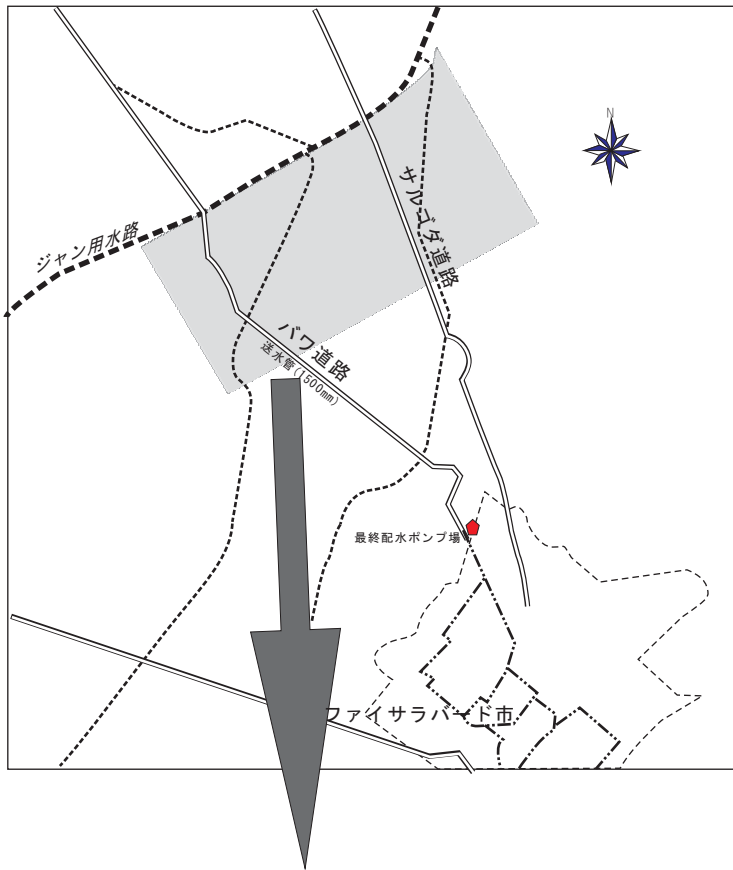


図-1
第2次住民意識調査
住民調査
対象村落位置図

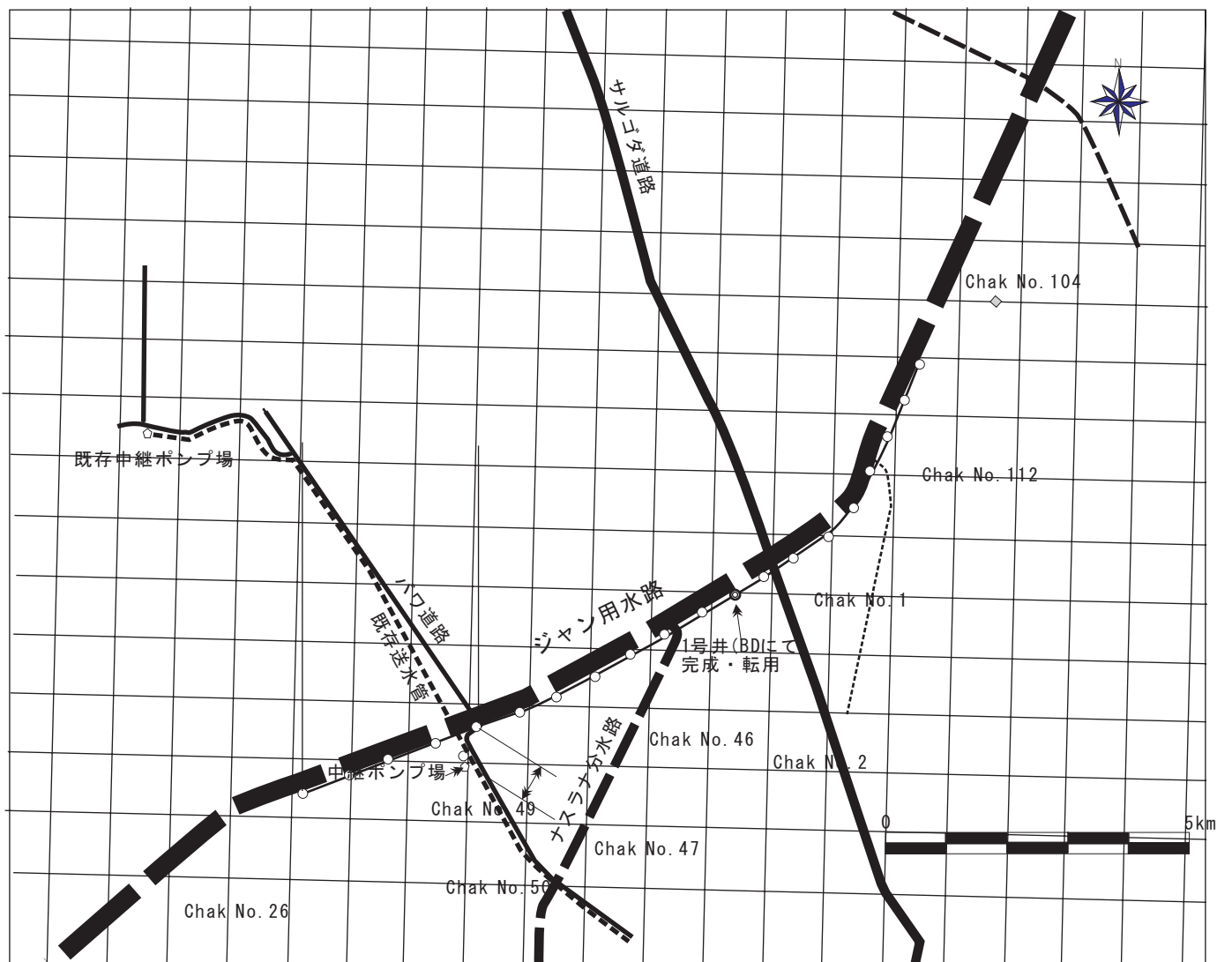


表-2 調査対象地区（ファイザラバード市）サンプル世帯数

地区名	サンプル数	比率 (%)
Gulistan Colony	34	41.5
Hajvery Town	24	29.3
People's Colony	24	29.3
合計	80	100.0

調査は以下の方法に基づき、現地語に堪能なローカル・コンサルタントを起用して実施した。

① サンプル調査

調査対象の両サイト、すなわち水源開発地区の9町村とファイザラバード市の3地区において、20人の地域住民代表・有力者を含む320人の回答者に対してサンプル調査を行なった。調査は両サイトのデータ収集を目的とするため、サイト別の質問票を用いたインタビュー形式にて行なった。また、地域住民代表と有力者等に対しては別の質問票を準備してインタビュー調査を実施した。

② 地域住民代表、有力者に対するインタビュー

地域住民により選出された地域政治家、地主など地域社会に強い影響を与える有力者等、井戸群建設に係る地域住民の利害意識を代弁する代表者に対して、インタビューを実施した。インタビューは各村落から最低2名の有力者に対して行なった。

3-1. 調査結果要約（サイト A. 水源開発地区）

(1) 回答者の年齢・職業

回答者の年齢層は83.1%が年齢21～60歳、また回答者の81.4%は世帯主であった。職業に関しては、74.1%が農業に従事し、7.7%の回答者は自営業、残り(18.2%)は私企業の雇用者か賃金労働者に分類された。

(2) 家族構成・職業

家族構成は、92.2%の世帯が4～15人の大家族であり、この対象地域では複数家族制の形態が一般的であることがわかる。60.9%の家族では企業等にて雇用者として仕事に就いておらず、また約4割の世帯では学校等の教育機関に通学する者がいない。低い就学率は、世帯の経済的理由に起因するものと考えられる。

(3) 世帯収入と支出

各世帯の家計に関しては、60.9%の世帯が月收入Rs5,000以下で生計を立てており、これに対応して64.6%の世帯が毎月Rs5,000以下の支出であった。これより、この地域は貧困が蔓延していることが窺える。回答者の81.8%が農耕を主たる生計手段と回答し、また36.4%は牧畜としている。3割弱(31.0%)は織物業などにて生計を立てている。表-3、4、5に内訳を示す。

表-3 月間世帯支出

月間支出	回答数	比率 (%)
Rs 3,000 以下	86	39.1
Rs 3,001 – 5,000	70	31.8
Rs 5,001 – 10,000	53	24.1
Rs 10,001 – 15,000	9	4.1
Rs 15,001 – 20,000	2	0.9
合計	220	100.0

表-4 月間世帯収入

月間収入	回答数	比率 (%)
Rs 3,000 以下	73	33.2
Rs 3,001 – 5,000	69	31.4
Rs 5,001 – 10,000	54	24.5
Rs 10,001 – 15,000	16	7.3
Rs 15,001 – 20,000	4	1.8
Rs 20,000 以上	4	1.8
合計	220	100.0

表-5 主要収入源

回答	回答数	比率 (%)
農耕	180	81.8
牧畜	80	36.4
農業労働	10	4.5
商業/交易	21	9.5
その他	58	26.4

(4) 農業 / 生計手段

61.8%の世帯は 5～10acres(0.02～0.04km²)程度の小規模な農地を所有している。回答者の 83.6%が農作に携わり、多くが自営農家であるが、2 割程度(18.6%)は小作農である。農地では自家消費の麦や飼料の他、主要な収入作物であるさとうきびが栽培されている。なお、さとうきびには通年で十分な水が必要である。

二番目に主要な収入源である牧畜は、74.1%の世帯が 2～3 頭の水牛や乳牛を所有しており牛乳を売って収入を得ている。また、山羊や羊を所有する世帯も多い。

(5) 家庭用および農業用水源

ハンドポンプと水中モータポンプを利用した井戸施設が生活用水の水源として利用されている一方、農業用水には用水路と井戸施設が水源として使用されている。しかしながら、75%の回答者が用水路の水量の不安定性を指摘しており、ほぼ同数の回答者(74.5%)が井戸を代替水源として捉えている。一方、67.7%の回答者が井戸は費用がかかるため農業用水への利用には不向きと考えている。また、約 4 割の回答者(39.5%)がその費用は主として井戸用機材と維持管理にかかるとしている。このため住民は農業用水の水源としては井戸より用水路を優先している。

(6) 地下水位の低下

回答者の 48.6%は地下水位低下の原因を井戸からの農業用水の過剰な汲上げと考えており、41.8%の人は前年の旱魃による少雨によると回答している(表-6 参照)。また、80.9%の回答者が雨水と用水路からの水によって水位が回復することを指摘している(表-7 参照)。

表-6 地下水位低下の理由

回答	回答数	比率 (%)
雨不足	92	41.8
井戸 (過剰揚水)	107	48.6
その他	5	2.3
合計	204	92.7

表-7 地下水位回復の原因

回答	回答数	比率 (%)
雨水	163	74.1
用水路が近くにある	15	6.8
分からない	21	9.5
その他	12	5.5
合計	211	95.9

(7) 個人による井戸建設

95.0%の回答者が、その土地の地主によって建設された個人用井戸を認識している。61.4%の回答者は当該地主が灌漑の必要のために井戸を建設していると回答している。私有地における井戸建設に異論を唱えるのは 10%であり、私有地での井戸建設について地域住民の懸念はほとんど見られない。

(8) 私設井戸の対する見解

個人の井戸建設について異議がない理由は、農地への灌漑に井戸水を購入して利用機会があること、回答者自身が井戸を建設した本人であること、「特に理由なし」という回答であった(表-8 参照)。回答者の約半数弱(46.4%)は井戸の水を実際に購入している一方、ほぼ同数(43.6%)が高額な水源と考えている。また、大多数の回答者は灌漑に必要な水量に対して用水路と井戸の水量は不足気味であると感じている。

表-8 個人の井戸建設に対する見解

回答	理由	回答数	比率 (%)
異議あり	地下水位が下がる	22	10.0
異議なし	井戸水を購入して灌漑に利用するから	85	38.6
	自分自身が井戸を建設した	48	21.8
	特に理由なし	36	16.4
	その他	5	2.3
	未回答	24	10.9
	合計	220	100.0

(9) 本計画による井戸建設とその効果

回答者の 83.6%は本計画による井戸群建設の予定について認識があり、ほぼ同数(70.9%)がファイザラバード市の水源となることを知っている。しかし 2 割の回答者(20.9%)は本計画による井戸群建設について情報を得ていない。

表-9 本計画による井戸建設の目的

回答	回答数	比率 (%)
ファイザラバードへの給水	156	70.9
周辺地域・住民への給水	10	4.5
わからない	46	20.9
回答なし	8	3.6
合計	220	100.0

本計画の井戸建設による効果としては、約 3 割の回答者(35.4%)が建設中および建設後の地域住民の労働雇用機会を挙げている。しかしながら 2 割(19.5%)の回答者は地域への給水の可能性を期待しており、41.8%は利益よりも損失が大きいのと考えている。

(10) 社会組織と階層

計画対象地域の住民は年長者や伝統社会の格式を重んじ、住民間のコンセンサスに基づいた意思決定を好む。また、住民は地域のリーダーを尊敬し、リーダーによる集団の指揮と統率を注意深く見守っている。この典型的な農耕社会の特性から、住民は社会経済的にも多くの共通点を持っており、ほぼ一様の家計収支や地域社会への依存度を示す。このため本計画の井戸建設に対しても住民は共通の疑問や見解を持っている。

(11) 井戸建設に関する地域の認識

対象地域の住民は、用水路水の不足により井戸を建設し、地下水を灌漑に使用することを強いられている。地下水への依存度が高くなるにつれ、井戸を建設する住民が増えており、最終的に地下水位低下を招いている。

また、回答者の大多数が、本計画の井戸建設によって地下水位が低下することを懸念している。しかし地下水は高価でかつ肥沃な農地の地力に悪影響を与えるとして敬遠され、彼らの関心は灌漑と農地の地力向上の二重効果をもつ用水路の水量を確保することにある。

表-10 対象村落内における問題の解決策

回答	回答数	全回答者に対する比率 (%)
灌漑のため用水路の水量を十分に確保	207	94.1
ジャン用水路への流入管の口径を拡張	198	90.0
用水路への通水時間延長	191	86.8
村落内の下水システムの整備	169	76.8
公共医療施設の整備	187	85.0
村落内道路の整備	116	71.4

(12) 井戸建設に関する地域の懸念

本計画の井戸建設に関する地域住民の懸念は、用水路の水不足の際に利用している代替水源としての地下水が使えなくなることである。このため住民は農業や牧畜への深刻な影響を心配している。

その一方で、対象地域の住民はファイザラバード市民の水の窮乏も理解しており、協力する意向がある。従って、彼らは十分な灌漑用水が用水路より供給されることを前提条件として、本計画の水源開発に同意している。

3-2. 調査結果要約（サイト B. ファイザラバード市）

(1) 給水と水利用状況

ファイザラバード市内においては公共給水事業が唯一の生活用水の供給源であるが、特に貧困層居住地区の住民は深刻な水不足を訴えている。給水時間と圧力が市民の需要を満たしていないこと、水質も良くないことが回答者より指摘された。

(2) 本計画に対する認識

市内に居住する回答者の半数(53.7%)は、本計画の水源開発に関して認識がなかったが、このインタビュー調査を通して本計画を知った回答者はそのような給水計画に理解を示した。以下の表-11に回答者の本計画への認識に関する調査結果をまとめる。

市内の水需要を満たす責任を担う WASA の給水事業に対しては不満の声が多かった。

表-11 本計画に対する認識

内容	回答	回答数	比率 (%)
井戸建設についての認識	認識あり	38	46.3
	なし	44	53.7
実施機関の名称	認識あり	6	7.3
	なし	56	68.3
井戸建設予定地の場所	認識あり	22	26.9
	なし	60	73.1
公共給水事業の水源	認識あり	43	52.5
	なし	39	47.5
公共給水事業の浄水処理方法	認識あり	21	25.6
	なし	61	74.4
公共給水事業の配水方法	認識あり	27	32.9
	なし	55	67.1

4. 結論・提言

(1) 結論

- ① 水源開発地区の住民の主な収入源は農業とファイザラバード市内での雇用/労働である。前者は水に依存し後者はファイザラバード市民と関係が強いことから、本計画への関心度は高い。
- ② 水源開発地区には用水路があり、水量不足の際に代替水源として地下水が使用されている。しかし地下水は費用負担が大きいため住民は用水路からの水利用を好んでいる。
- ③ 水源開発地区の住民はファイザラバード市民に対して共同体意識を持っている。また、井戸建設に対しては個人の井戸を私有地に設けることに何の異存もないことから、公共用地に公共の井戸を建設することは問題ないと考えられる。
- ④ 水源開発地区の住民は、本計画はファイザラバード市の給水計画という公共事業であることを認識している。しかし、本計画に対する反論をなくすには、灌漑用水の水量が十分に供給されることを保証することである。

(2) 本計画での対応策

- ① 計画対象地域の代表者らと対話を継続し、地元住民と実施側との不和を最小限にする。
- ② 計画実施中および完了後も地元住民を参加させることで、住民に利益と労働雇用の機会を提供する。
- ③ 実施機関と地元住民間での定期的で確立された情報交換が維持されるべきである。このため、プロジェクト連絡委員会(PLC/Project Liaison Committee)を組織し、本計画の運営とモニタリングを継続させる。
- ④ 実施機関と地元住民の代表者らが PLC を代表するものとし、集団議決とコンセンサスによる意思決定という慣例を尊重しながら、計画に関連する決定事項への住民の参加を促進させる。

(3) 実施機関への提言

- ① 水源開発地区の灌漑用水需要を十分に満足できる、適切な代替水源を確保すべきである。
- ② 対象村落の下水改善等の根本的な問題については、関係機関がその解決に取り組む必要がある。
- ③ 用水路の水量を増やすといった具体的な代償措置は計画対象地域の住民の協力を得る上で重要である。したがって、実施機関は本計画の主旨に反する事柄への代償措置を包括的に計画に含ませるべきである。

資料 7-17 WASA 水道料金体系

(2004 年 3 月改訂、1 月にさかのぼって適用)

1. 水道料金

	分類	メータ	口径	面積	メートル法換算	月料金	
1)	家庭用料金	無し	1/4"	2-1/2 Marla(マラ) まで	60m ²	72Rs	
				2-1/2 ~ 3-1/2 Marla	~88.5 m ²	108	
			(超 1/4"	3-1/2 ~ 5 Marla	~126.5 m ²	126	
			は料金 5	5 ~ 7 Marla	~177 m ²	210	
			適用。	7 ~ 10 Marla	~250 m ²	210	
				~ 20 Marla	~500 m ²	280	
				< 40 Marla	~1,000m ²	560	
				>=40 Marla		840	
			注	1 Marla=272 ft ² =25.3 m ²			
				1 Kanal= 20 Marla			
				1 acre = 8 Kanal			
2)	家庭用料金	有り				1,000 ガロンあたり	=4.55 m ³
				5,000 ガロン/月 まで	~22.75m ³ /月	34Rs	
				5,000~10,000/月	22.75~45.5m ³	35	
				>10,000 ガロン/月	>45.5 m ³ /月	42	
3)	業務用	無し	1/4"	< = 3 Marla	76 m ²	280Rs	
				3< <= 6 Marla	76 ~ 150 m ²	420	
				6< <=10	150~250 m ²	700	
				10Marla< <1 Kanal	250~500 m ²	1,120	
				1 Kanal <2 Kanal	500 ~ 1,000 m ²	2,100	
				>=2 Kanal	1,000 m ² 以上	2,800	
4)	業務用	有り		1,000 ガロンあたり	4.55 m ³ あたり	46.5	
				メータ不良、故障の場合は、料金 6 を適用。			
				また、メータを一時的にはずした場合は、前月 3 ヶ月料金の			
				15%を前払いすること。			

5)	業務用	無し	超 1/4"	<10 <i>Marla</i>	<250 m ²	700	
			の場合	10<= <20 <i>Marla</i>		1,120	
				20 <i>Marla</i> <=	1.000 m ² <=	1,960	
6)	業務用	無し		3/4"		2,100	Rs/月
				1"		2,800	
				1-1/2"		8,400	
				2"		16,800	
				3"		42,000	
				4"		84,000	
				6"		280,000	
				口径 6"を越える場合は、次式にて算定			
				6"月額 x d x d x 4 (d=接続口径 ft)			
7)	公認宗教・慈善団体、モスクの場合は家庭用接続料金の 70%とする。						
8)	地下水利用費						
	商工業、政府機関、半官団体、灌漑局、等所有の各井戸					11,200	Rs/cusec= 1.7m ³ /min
	繊維産業					9,100	Rs

2. 下水道料金

	分類	面積	メートル法換算	月料金	
1)	家庭用料金	2-1/2 <i>Marla</i> (マラ) まで	60m ²	42	Rs
		2-1/2 ~ 3-1/2 <i>Marla</i>	~88.5 m ²	56	
		3-1/2 ~ 5 <i>Marla</i>	~126.5 m ²	105	
		5 ~ 7 <i>Marla</i>	~177.1 m ²	175	
		~10 <i>Marla</i>	~250 m ²	210	
		~ 20 <i>Marla</i>	~500 m ²	350	
		< 40 <i>Marla</i>	~1,000m ²	490	
		>=40 <i>Marla</i>		770	
		3 階建以上の場合は各階につき 33.33%割増料金			

2)	公認宗教・慈善団体、モスクの場合は家庭用接続料金の 70%とする。			
	分類	詳細	月料金	
3)	商業用	トイレ・流しがある店舗	105Rs	
		ホテル（ベッド/風呂/水栓/流し/トイレ 1 ヶ所あたり）	70	
		レストラン（手洗/水栓/流し/トイレ 1 ヶ所あたり）	70	
		私立病院、診療所、臨床試験所 （ベッド/風呂/流し/トイレ 1 ヶ所あたり）	50	
		自動車整備場（1 区画あたり）	1,260	
		二輪車整備場等	170	
		理容室、美容室等（手洗/水栓/流し/トイレ 1 ヶ所あたり）	50	
		多目的ホール、結婚式場（面積 1000ft ² =92.9m ² あたり）	350	
		政府機関（面積 1000ft ² =92.9m ² あたり）	175	
		私立教育機関、私立学校（面積 1000ft ² =92.9m ² あたり）	252	
		その他、上記以外（面積 1000ft ² =92.9m ² あたり）	252	
		4 つ星、5 つ星ホテル（面積 1acre=4,047m ² あたり）	2,800	
			年/1 f t ² あたり	
4)	工業用	微量排水の工場（綿、紅茶、衣料、製菓工場等）	3.0Rs/年	
		少量排水の工場（鋳物、塗料、石鹼、管材工場等）	1.5	
5)	工業用	大量排水の工場（1cusec=1.7m ³ /min あたり）	40,600Rs/月	

3. 接続手数料

	分類	詳細	料金	
1)	上水道	家庭用、口径 1/4"	420Rs	
		口径 1/2" 以上	2,800	
2)	下水道	家庭用	280Rs	
		商業用	700	
		工業用	2,800	
3)	接続再開	上水道・下水道とも上記料金の半額とする。		