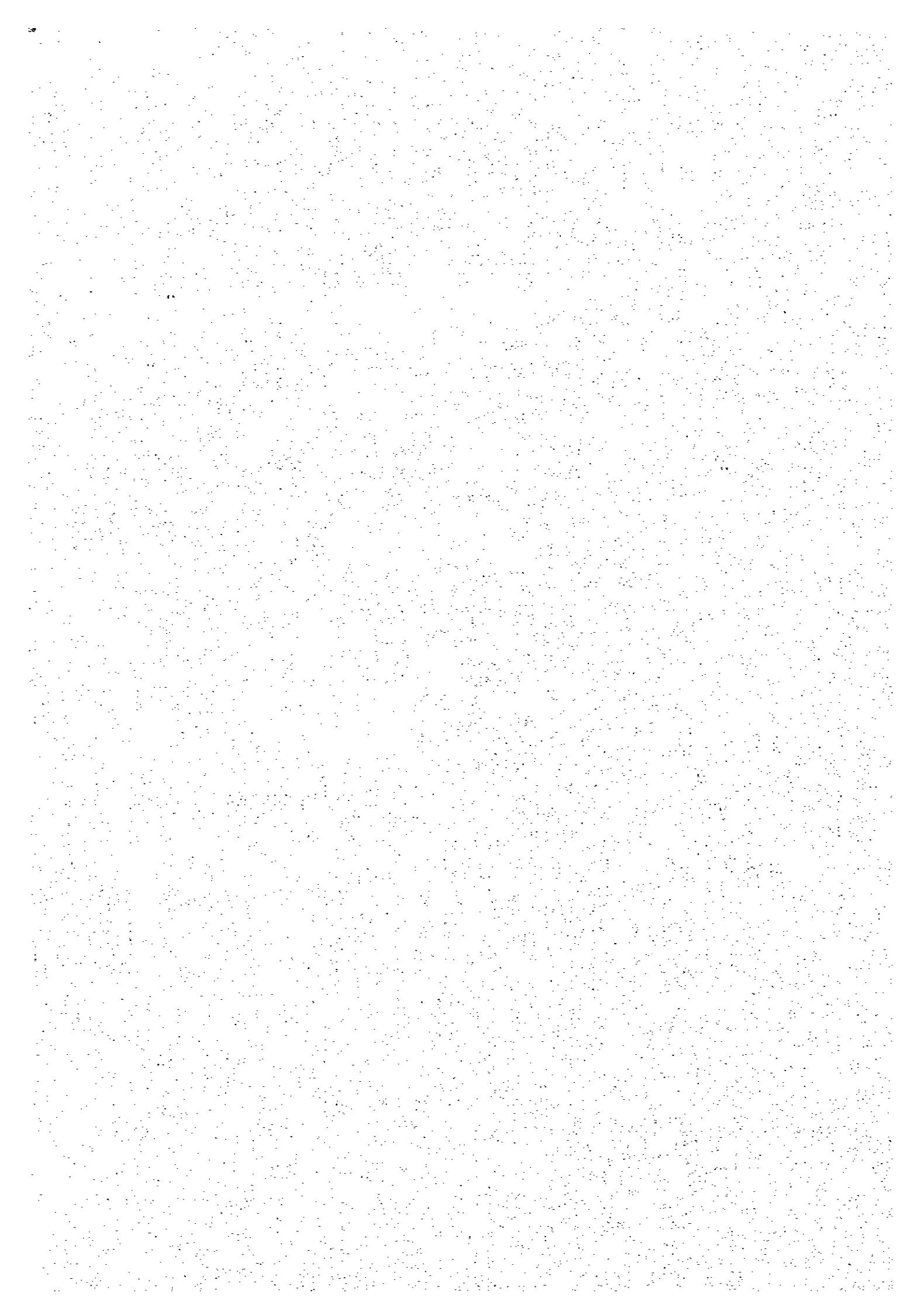


5-4 扇状地河道の河床変動



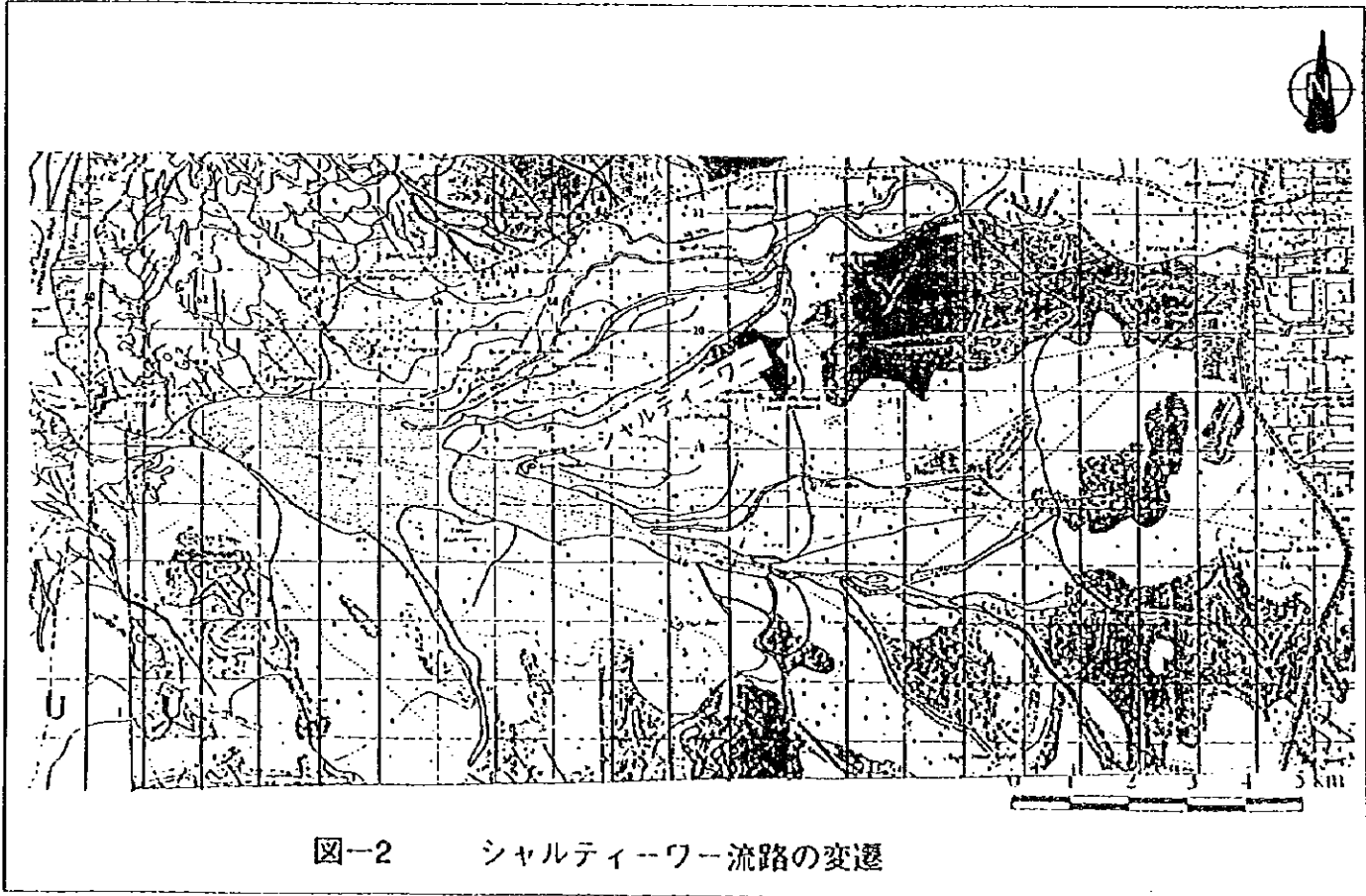
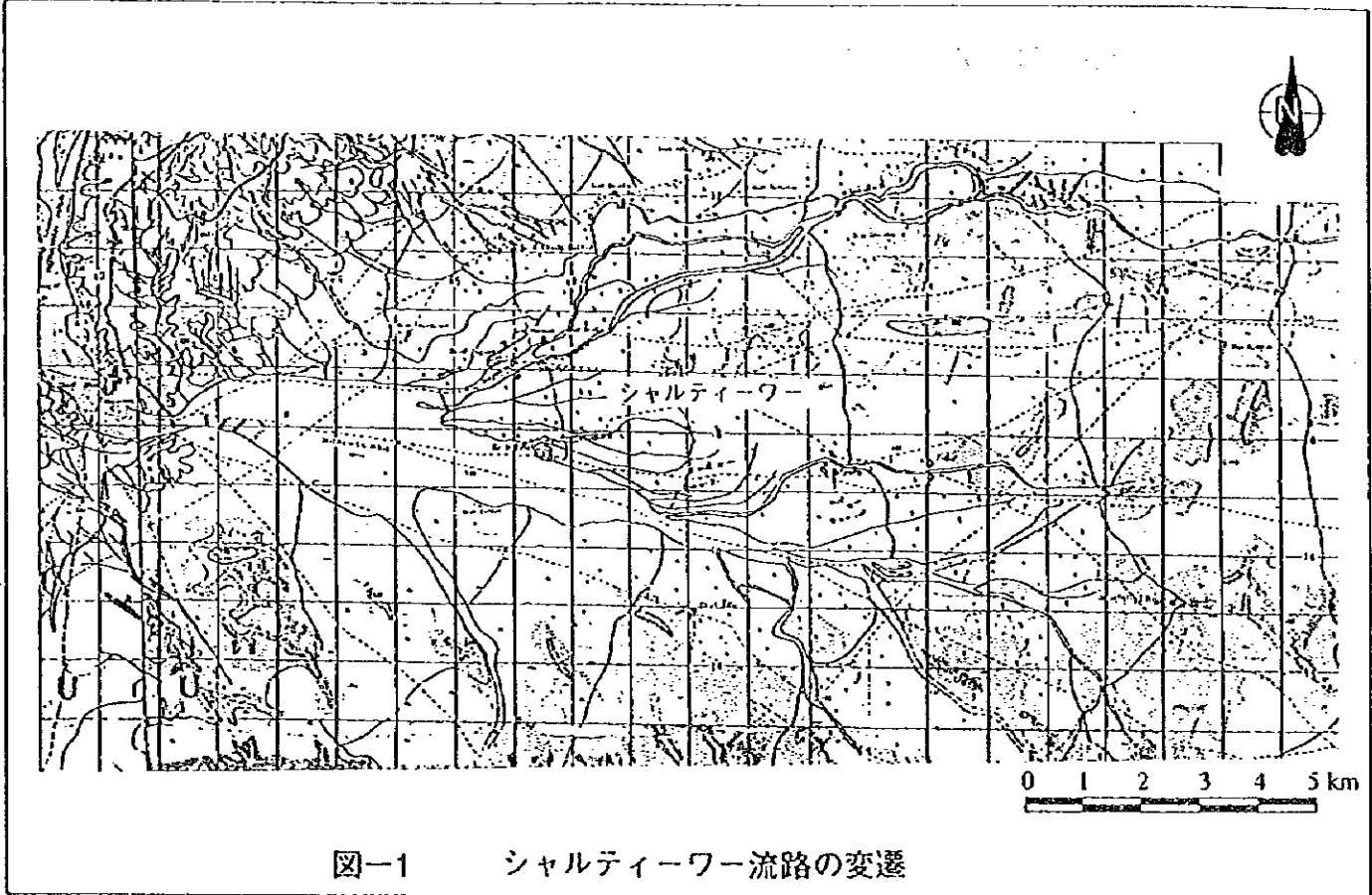
1. ミタワン扇状地河道の平面移動と河床変動

扇状地では扇頂部において首振りといわれる河道の平面移動が起こりやすい。また、シャルティワールのような河床低下も懸念されるため、これらについて検討した。

1) 扇状地河道の平面移動

シャルティワールの平面移動の変遷を、1950年代および1970年代に測量したと思われる地形図、1980年頃のミタワン調査による地形測量、1992年撮影の衛星画像により調べた。これを図-1から図-4に示す。

1950年代にはシャルティワールはまだ小さい流路に過ぎない。1970年代には上流部分は既に現在とほぼ同様の形状であったが、下流は北に向かいベフ、モルディワールに合流していた。



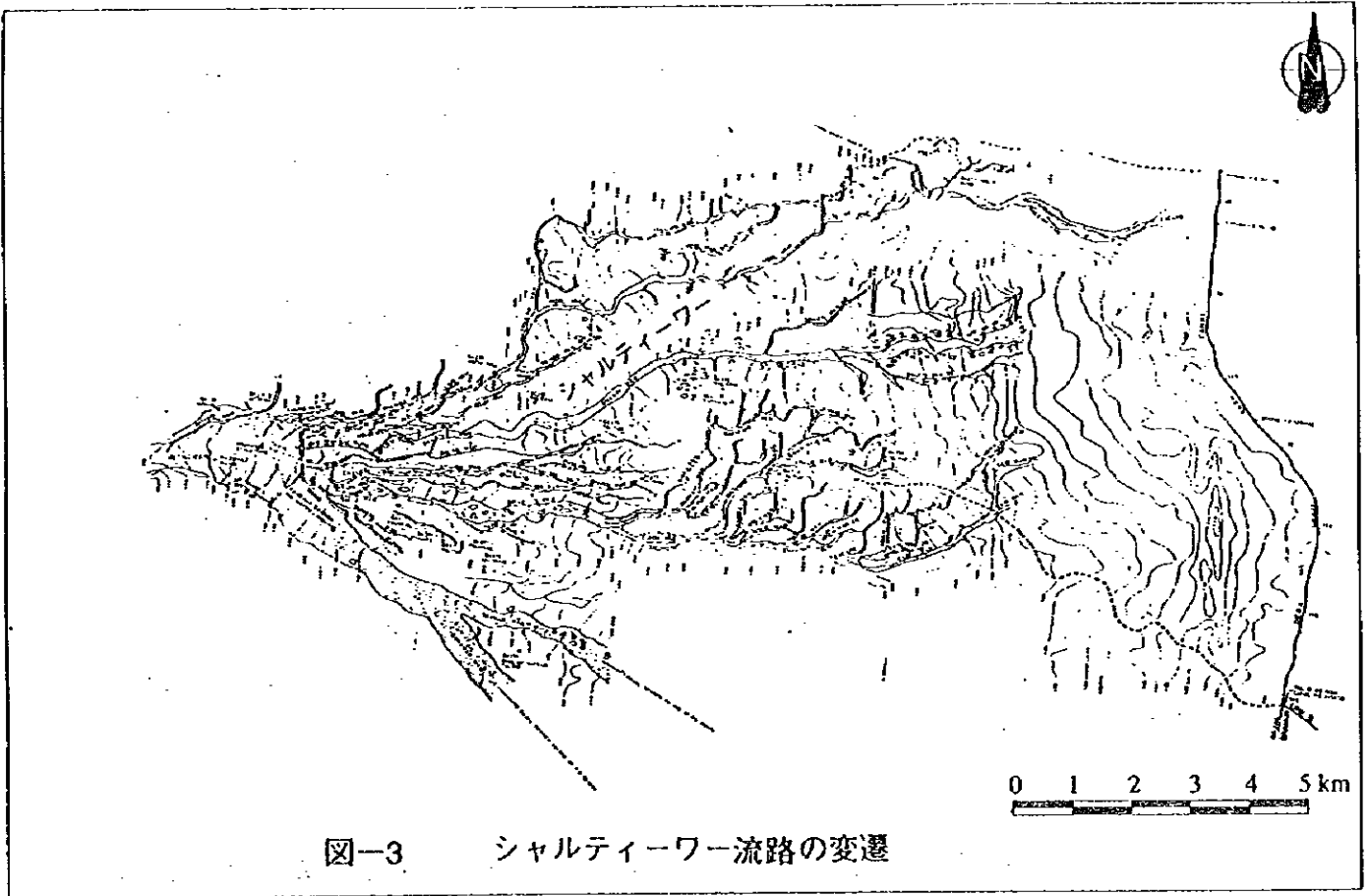
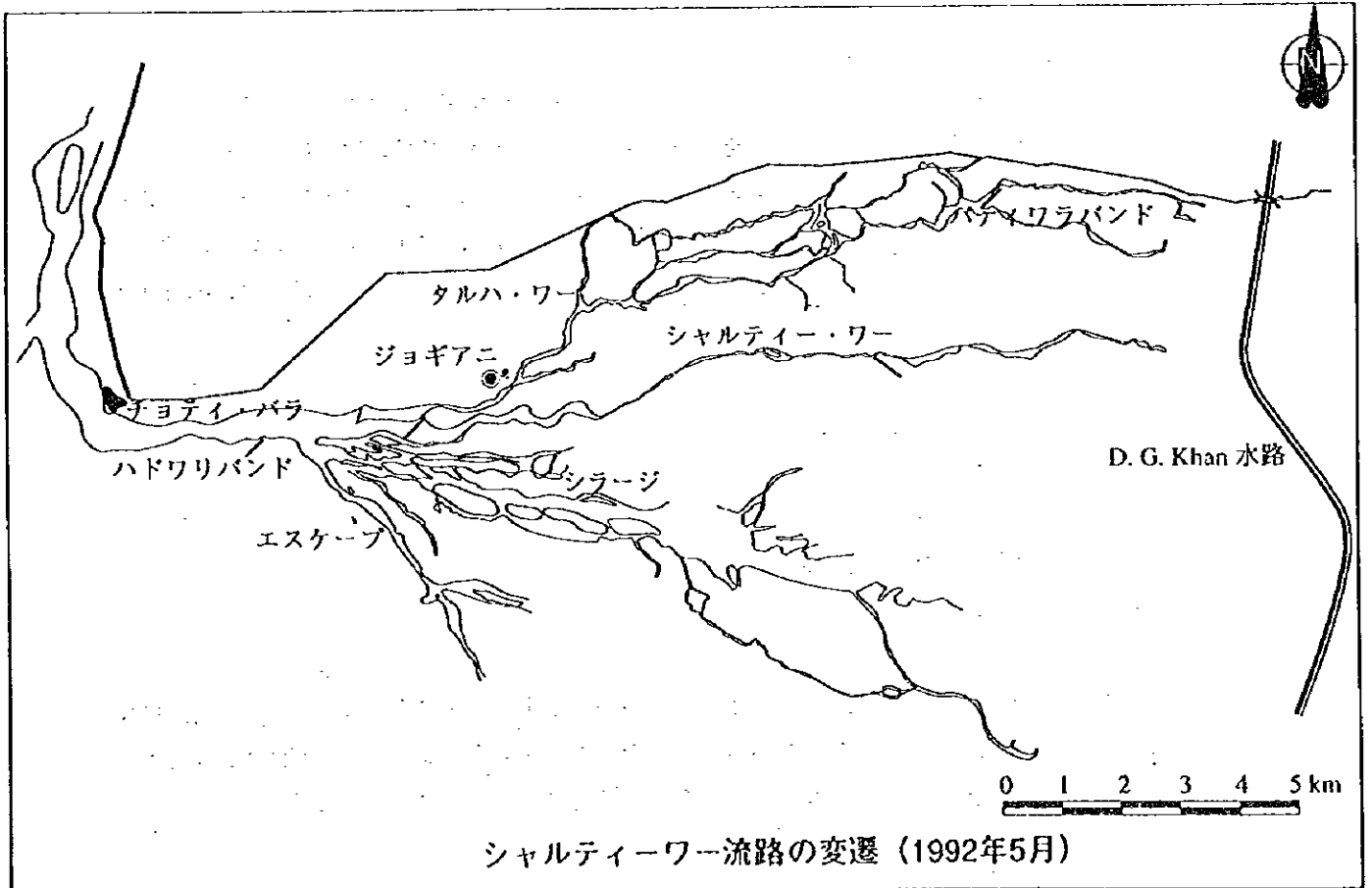


図-3 シャルティーワ流路の変遷



シャルティーワ流路の変遷 (1992年5月)

1980年頃には下流は西に向きを変え、1992年の写真では流路が更に西方に伸びD.G.カーン水路近くに達している。1979年には深掘れしていたシャルティワーを閉塞するためにチトリバンドが建設されており、これ以降の変化はシャルティワー両岸の崩落、地元民による洪水注入の影響などによると思われる。

また、1950年頃に撮影された航空写真によると、シャルティワーの中流部においては、農地を砂が覆っている様子が認められ、既にヒルトレント洪水がこのワーに集中し始めていたことが読み取れた。1976年の洪水によって、シャルティワーは4～5mの深さまで河床低下したといわれる。

2) 扇状地河道の河床変動

1995年度に実施した水理模型実験の結果は、ミタワン扇頂部の河床変動が予想をはるかに越えて激しく、今までの河床変動の知識で処理できないことを示した。このため、第2回水理模型実験で実験的に河床変動を確認した。

支配流量

実験に先立ち、均衡した河床勾配、平衡河床を形成する支配流量を検討した。通年流水のある河川では、2～3年に1回程度の規模の洪水量が支配流量になるといわれる。ミタワンにおいては、支配流量に関するデータがない。このため、支配流量として、通年流水のある河川と同じく2～3年に1回程度の規模の洪水流量⁽⁴⁾ $Q = 1,000 \text{ m}^3 / \text{sec}$ を採用した。

水理模型実験における平衡河床

現地の河床勾配が平衡状態にあるかどうかについて水理模型実験により確かめた。ミタワンでは河床材料の粒径は細かく浮遊砂分をかなり含む。このため、多量の浮遊砂の含有を前提としない既存の流砂量式では、平衡河床の形成に大きな影響を及ぼす実際の流砂量を把握しきれない。このため、流砂量推定式(ブラウン形式の式)の係数を決定する実験を行い、次式を得た。第2回水理模型実験の給砂量はこの流砂量式によって決定した。なお、給砂量は $0.000101 \text{ m}^3 / \text{sec}$ である。

$$q_s / (u_* \cdot d) = 8.37 \cdot \tau_*^{1.78}$$

ここに d ; 河床の平均粒径 (m)

u_* ; 摩擦速度 (m/sec)

q_s ; 単位幅当たりの流砂量 (m³/sec/m)

τ_* ; 無次元掃流力

第2回水理模型平衡河床再現実験の結果、北ブランチおよびエスケープでは、実験前の初期河床勾配と通水実験後の河床勾配はほぼ一致した。南ブランチでは、上流側が河床低下したことにより、通水実験後の全区間平均河床勾配は実験前の初期河床勾配よりも緩くなったが、部

分的な河床勾配は実験前の初期河床勾配に一致した。この結果から、上の流砂量式に基づいて給砂すると、河床形態は現地とほぼ一致し、また河床勾配も現地とおおむね一致し、現地の平衡状態を実験的に再現できると判断された。

次に模型における北ブランチ、南ブランチ、エスケープそれぞれの河床変動を上流の流砂量式を用いて計算し、この実験結果と対比検討した結果、計算値はおおむね実験結果と一致し、この流砂量式を用いて河床変動が予測可能と判断された。これより、表-1の条件のもとにミタワシ流域の河床変動を予測した。結果は表-2に示すように、北、南両ブランチではそれぞれ3.5 m、エスケープでは5.8 mの河床低下が予想された。

なお、河床変動実験中、分岐点上流の直線水路部に発生した砂洲の移動により、流れは北ブランチとエスケープの間を変化する扇状地特有の首振り現象が生じ、一つの水路に集中し続けることはなかった。

3) 砂洲の発生

現地の洪水分流通造物上流は川幅 $B = 275 \text{ m}$ 、流量 $Q = 400 \text{ m}^3 / \text{sec}$ 、河床平均粒径 $d_m = 0.03 \text{ cm}$ 、河床勾配 $i = 1 / 570$ である。これより、現地河床における無次元掃流力 $\tau_* = 3.75$ 、相対水深比 $H_m / d = 3,416$ 、川幅水深比 $B / H_m = 268$ となる。山本^(*)による河床波発生領域を示す図-5によると、この状態は平坦河床 (flat bed) を形成する領域に入る。一方、模型では無次元掃流力 $\tau_* = 11.8$ 、相対水深比 $H_m / d = 2,800$ 、川幅水深比 $B / H_m = 41$ であり、図からは砂洲の発生領域には入らないが、実験では交互砂洲が発生した。

山本による図は粒径 0.02 cm 以上の場合であり、本実験の細粒の砂は適用限界付近となる。一方、実験において砂洲が発生したことから、現地でも砂洲が発生する可能性は高い。ただし、交互砂洲の発生は水深が影響し、歪み模型を用いた実験では水深が実河川のそれよりも深くなっているため、実河川における砂洲の規模は小さくなると推測される。

*：山本晃一、沖積河川学、pp 452

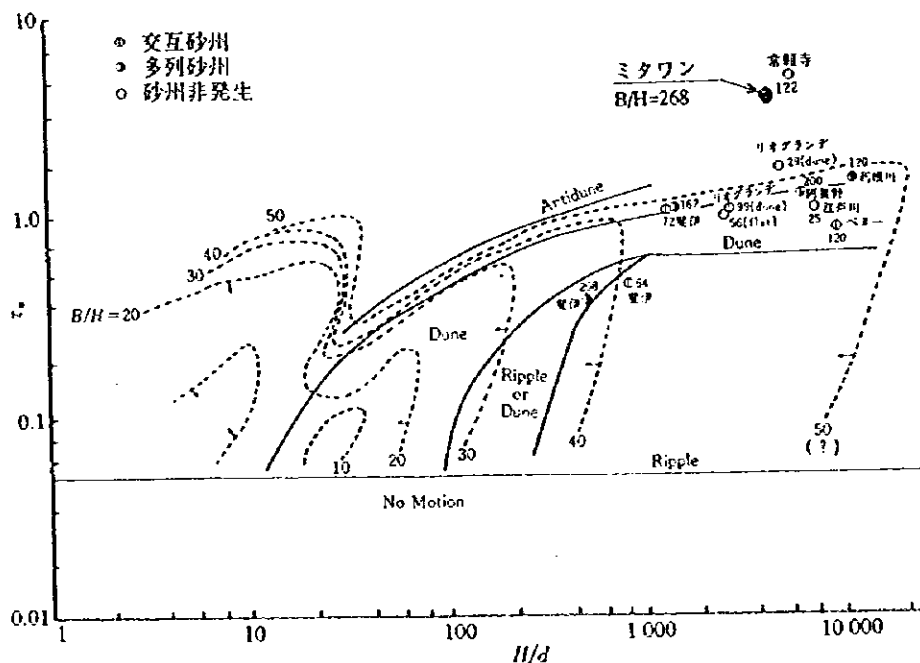


図-5 砂洲の発生領域 ($d_m > 0.02 \text{ cm}$)

点線は川幅水深比 (B/H) 一定の線であり、この B/H を持つ水路では、この一定の線の内側 (細い矢印の方向) の無次元掃流力 (τ_*)、相対水深比 (H/d) の領域で交互砂洲が発生することを示している。なお、図中の実線は、小規模河床波の領域区分の概略値を示す。

4) 流路の河床低下

洪水による流路の河床変化を、ここでは検討する。

ワ-の洗掘

扇面におけるワ-と呼ばれる河道は概ねその幅が 10 m 程度であり、流路河床は圃場面より 1.5 ~ 2 m 低く、許容流量は 40 ~ 60 m³/sec 程度である。

ワ-において流入土砂量 $Q = 0.5355 \text{ m}^3/\text{sec}$ としたときの河道幅と河床変動の関係を図-6 に示す。川幅が小さいほど、流量の変化によって大きな河床変動をする。つぎに川幅を一定として流入土砂量と河床変動の関係を示したものが図-7 ~ 10 である。川幅が広くなるほど流量、流入土砂量の変化に伴う河床変動は小さくなる。また、流入土砂量が少なくなると河床は上昇傾向から低下傾向に移ってゆく。この河床変動の絶対値は流水の密度、流路幅、深さ、河床勾配などの影響で大きく変化するが、定性的には現実にパチャドに多い幅 10 m ほどの流路は、流量変化に極めて敏感に応答することを示している。

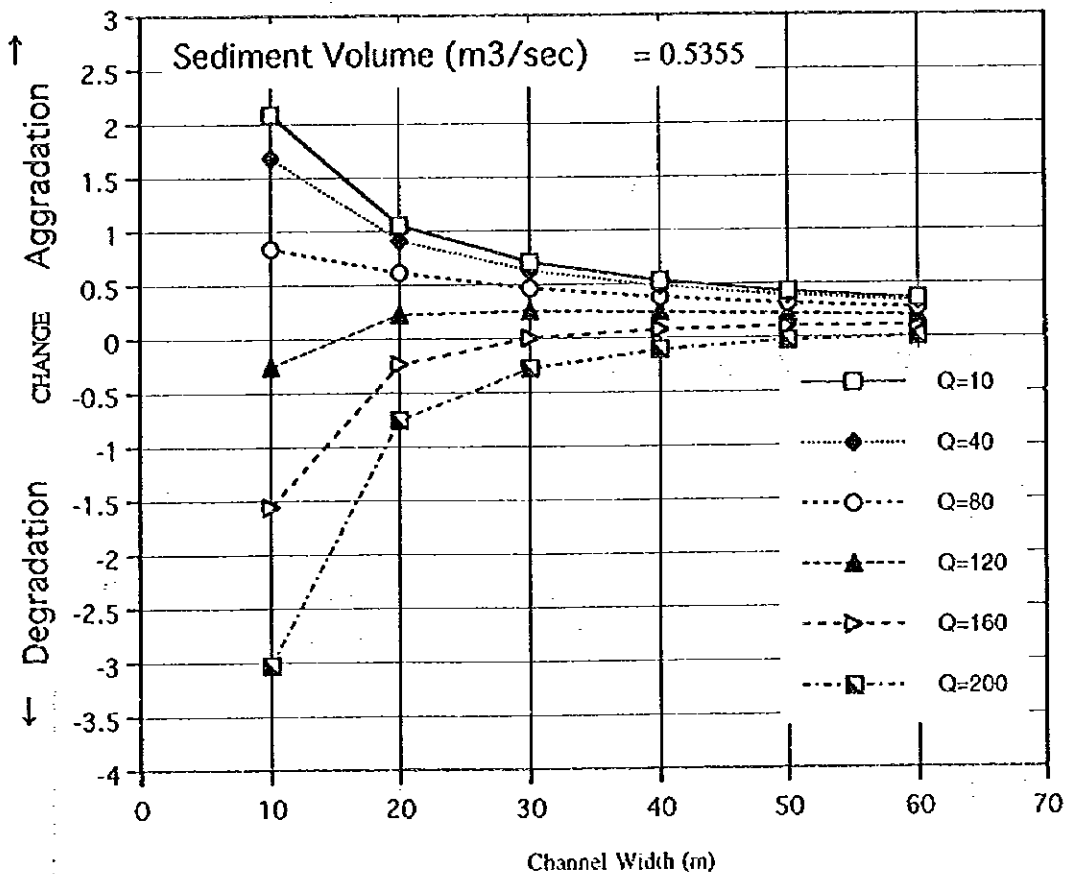


図-6 川幅と河床変動の関係 (流入土砂量は一定)

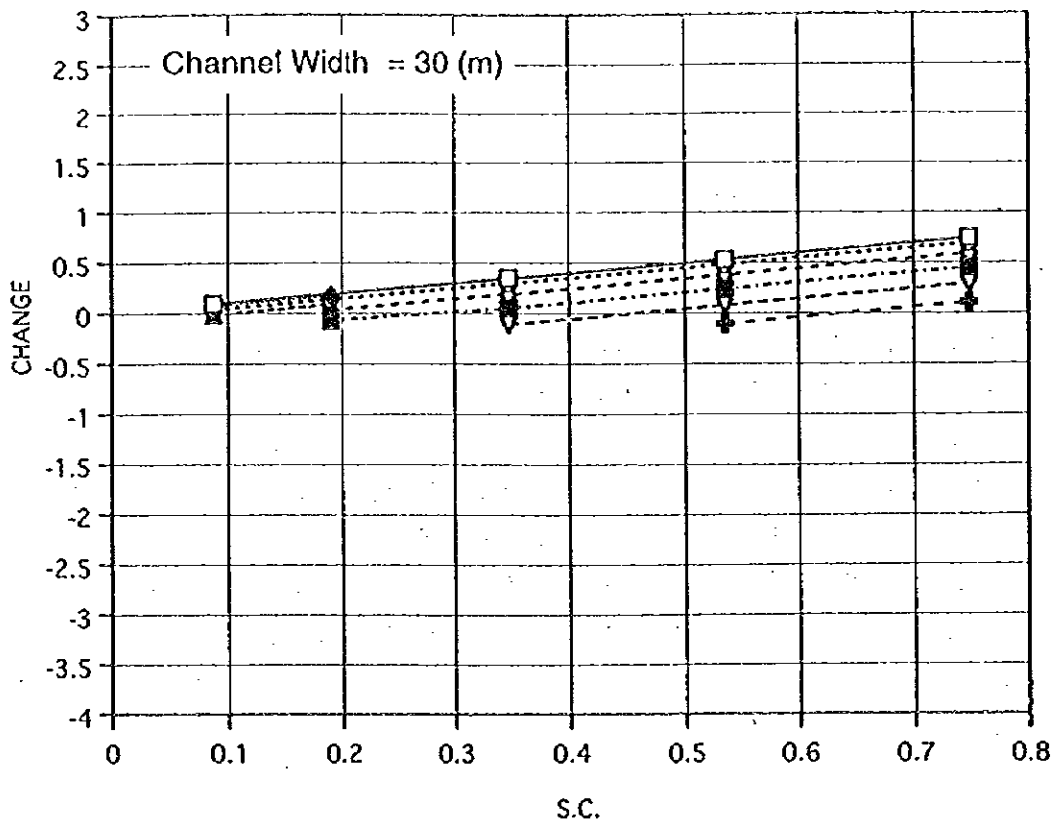


図-7 流入土砂量と河床変動の関係 (川幅は一定) - (3)

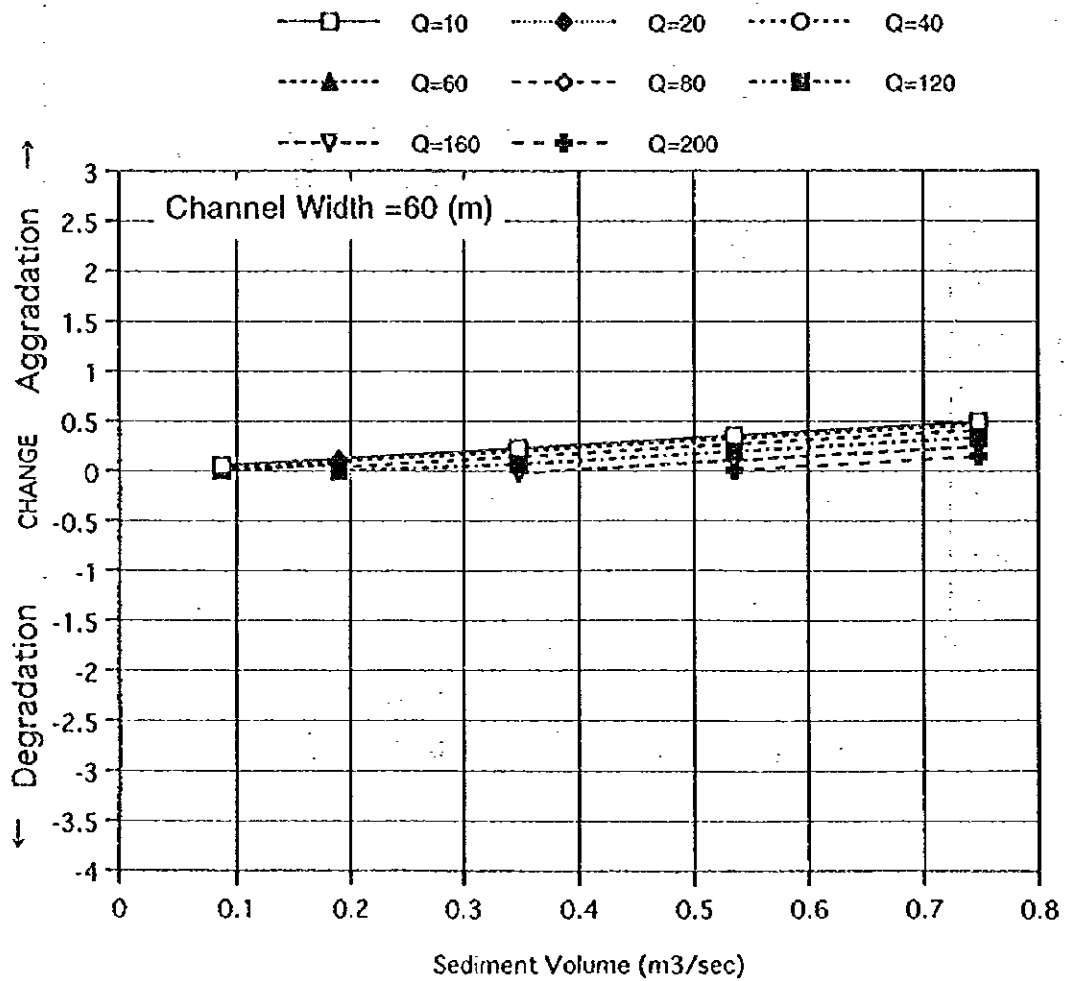


図-8 流入土砂量と河床変動の関係 (川幅は一定) - (4)

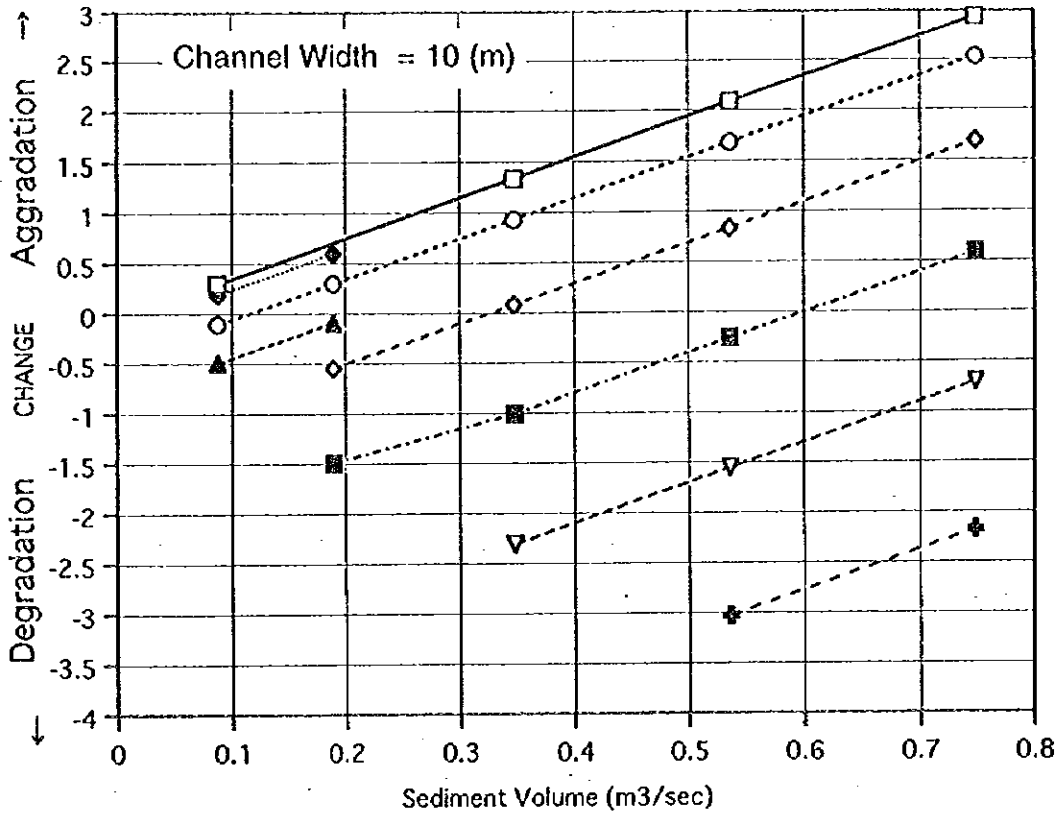


図-9 流入土砂量と河床変動の関係 (川幅は一定) - (1)

—□— Q=10 -◆- Q=20 -○- Q=40
 -▲- Q=60 -◇- Q=80 -■- Q=120
 -▽- Q=160 -✦- Q=200

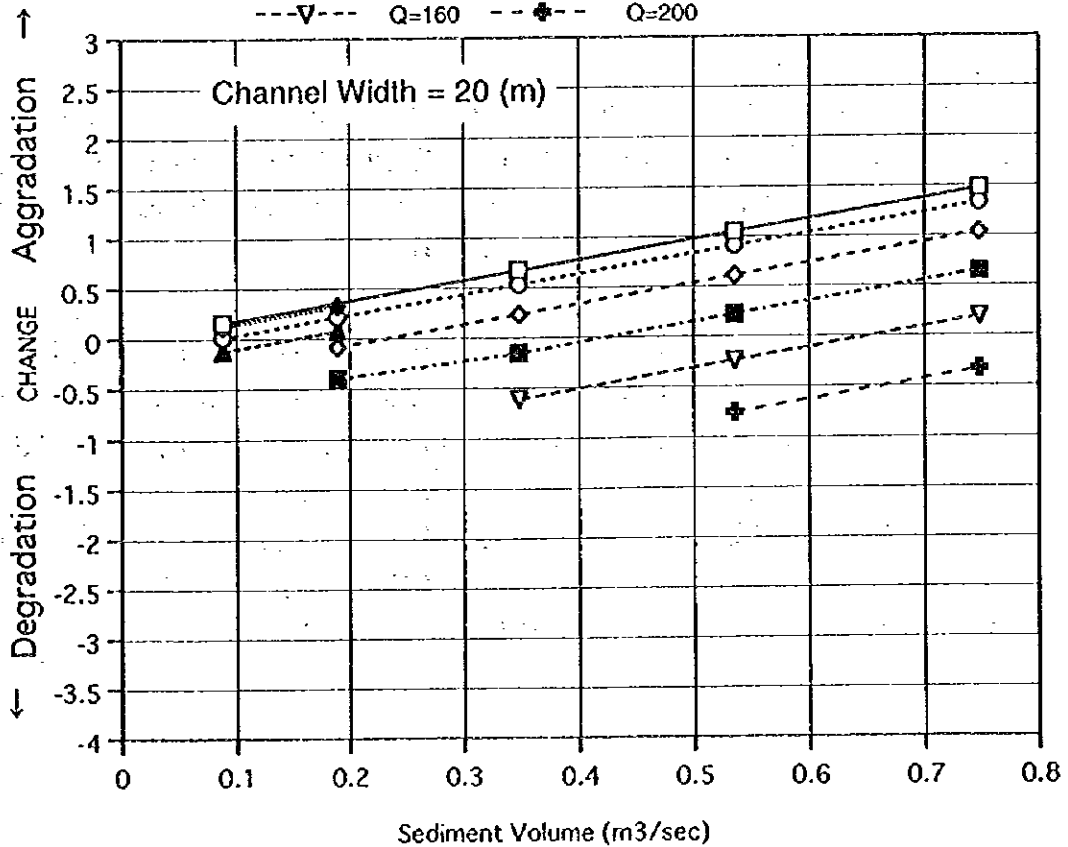


図-10 流入土砂量と河床変動の関係 (川幅は一定) - (2)

2. 取水構造物（ワクラ）の河床変動に及ぼす影響

— ワーとワクラの関係

扇状地では圃場面の高さは一般的に流路河床より高く、ワー（流路）には洪水を堰上げるため、河道を横断する取水構造物ガンダ、ワクラなどが設置されている。それらの設置間隔は圃場の大きさに関係し、扇尖部では70～250m、平均150mである。ワーは深さ1.5～2.5m、幅は5～70mと変化が大きいが平均約10mであり、平均流速公式により求められた流速は2～4m/secである。圃場の取水口は幅3～6m、高さ0.5～1mであり、洪水時の圃場への流入量は5～10m³/sec程度と推定される。

— 流況について

ここではワーの中の作られるワクラの存在が、洪水時の流れと河床材料の移動に及ぼす影響を検討する。

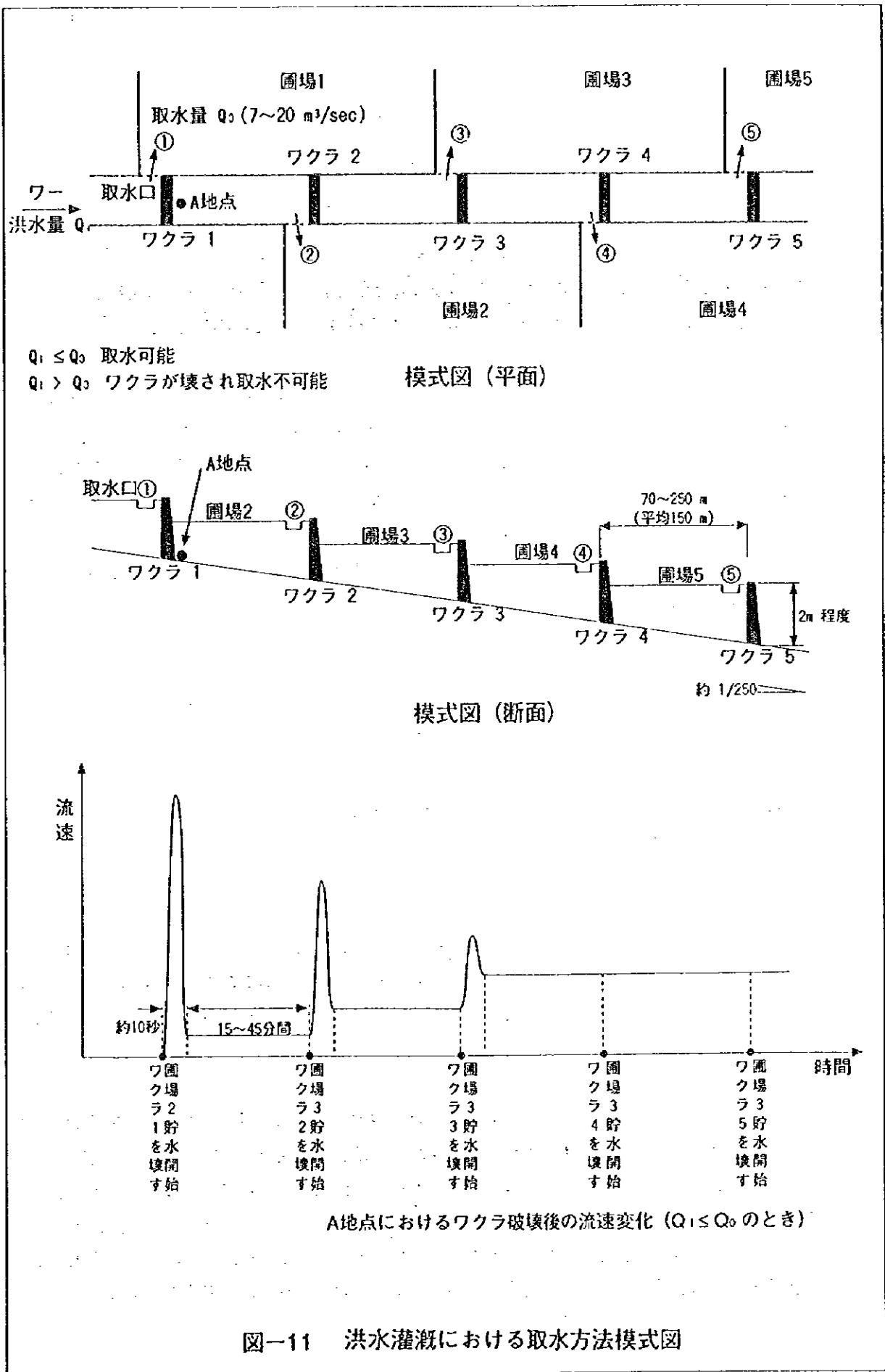
取水時

圃場への取水量が5～10m³/secのとき、幅10mのワーでは水深を2mとすると、流速は $v=0.25\sim 0.5$ m/secとなる。このとき、流水の掃流力 $r_0=0.04\sim 0.15$ kg/m²、摩擦速度 $u_* = 1.9\sim 3.8$ cm/secである。一方、ワー河床に堆積している砂は上流ミタワン扇頂部（ダラー）の河床材料に比べて幾分粒径は大きく、 $d_{50}=0.5\sim 1$ mmと仮定すると岩垣式より、限界摩擦速度 $u_{*c} = 1.7\sim 5.5$ cm/secとなる。これより、ワクラによって水を堰上げたときには、粒径の大きな砂はワー河床に沈降し、シルト、粘土は圃場に入ると推測できる。

ワクラを壊して放流する時

ある圃場への取水が終わって下流へ放流するために、ワクラを壊したときの流況の変化を模式的に図-11に示す。ワクラは平均高さ2m、平均河床勾配1/250であることから、No.1ワクラの貯水区間の延長は500mとなる。これに対して、ワクラの間隔は平均150mであるから、ワクラを壊したとき貯水区間は下流へ150m移動する。

ワクラを壊した直後には、貯水は、図においてワクラ1からワクラ2へと移動する。この過程で、ワクラを壊した直後からA点がワクラ2の貯水の水面に致するまでの間、高速で水は移動する。これを第1ステージとする。A点が水面下に入り、ワクラ2の貯水が定常状態に達するまでの数10秒間は貯水の移動の影響を受けて水は動く。これを第2ステージとする。その後、15分から40分程度の圃場への取水中は、取水量で決まる流速、 $v=0.25\sim 0.5$ m/secで移動する。これを第3ステージとする。ワクラ4を壊すまで同様のことが繰り返され、A点では流速が変化する。それ以降は、ワーの洪水量 Q_i により決まる等流速となる



図一11 洪水灌漑における取水方法模式図

第1ステージのワクラを壊したときの流速はワクラ直上流の水頭が速度水頭に変化するとして次式により計算する。

$$V = a(2gh)^{1/2}$$

ここに V: 流速 (m/sec)

h: ワクラ直上流の水位 (m)

a: 損失係数

ワクラの高さは 2m 程度であるから、ワクラを壊した直後の流速は約 6 m/sec となる。この状態では摩擦速度 $u_* = 25 \sim 45$ cm/sec となり、河床は相当洗掘されると推測できる。

第2、第3ステージの流速は水深によって変化する。流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ として、A 点の水深 $d = 0.4 \text{ m}$ のときは流速 $v = 2.5 \text{ m/sec}$ となり、掃流力は $\tau_0 = 3.5 \text{ kg/m}^2$ 、摩擦速度 $u_* = 19 \text{ cm/sec}$ である。また、A 点の水深が $d = 1.0 \text{ m}$ のときには流速 $v = 1.0 \text{ m/sec}$ となり、掃流力は $\tau_0 = 0.6 \text{ kg/m}^2$ 、摩擦速度 $u_* = 8.6 \text{ cm/sec}$ である。A 点の水深 $d = 2 \text{ m}$ のときには流速 $v = 0.5 \text{ m/sec}$ となり、掃流力 $\tau_0 = 0.15 \text{ kg/m}^2$ 、摩擦速度 $u_* = 4 \text{ cm/sec}$ である。

これより、水深が小さければ、つまり貯水区間の上流部では、ワラの河床の粒径 1 mm 程度の砂は移動すると推測される。

ワクラがないとき/破壊したとき

ワラの洪水量が圃場への取水可能流量より大きいときは、ワラの水位が上昇し越流や、浸透によりワクラは壊され、洪水流はワクラに邪魔されずに通過するだけとなる。

幅 10m のワラを水深 1.5 m 程度で洪水が流れるときには、流量は約 $40 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、流速は $v = 2.8 \text{ m/sec}$ 、摩擦速度 $u_* = 24.2 \text{ cm/sec}$ となり、侵食が進む。

一 ワクラと河道の変化

バチャドにおける平均的なワラの規模は幅 10 m、深さ 2 m 程度、流路許容流量は $40 \sim 60 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。しかし、圃場取水口流量は $5 \sim 10 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるため、流路の洪水量がこの圃場取水口流量を越えると、流路水位が上昇し、越流や浸透により流路に作られた土堤 (ワクラ) は壊される。

ワクラが壊されず、取水できているときには、ワクラは土砂の移動を遅らせる働きをしている。しかし、中小洪水時でもワクラが壊された時には、幅の狭いワラは洗掘により河床低下する。これによってワラの許容流量は大きくなるため、流入量はさらに増加し河床低下を加速する。河床低下によってワラ側岸が河床から高くなると、側岸は崩落しワラの幅が拡大する。ワラの幅が拡大すると河床低下は少なくなるが、ワラの許容流量は以前より増加し、流入量が増大すると再び河床低下、拡幅、許容流量の増加を繰り返し、ワラは幅広くなって行く。

3. 二次扇状地の形成

一 流域からの運搬される土砂

小洪水の時、流域から運搬されてくる土砂のうち、掃流砂は河床に堆積し、浮流砂とウォッシュロードは圃場に堆積する。このため、小洪水のときには二次扇状地は形成されず、流送土砂全量が扇状地面に残留する。

大洪水時には流域からの流送土砂は大部分が流路に堆積せず通過し、流路を侵食した土砂とともに流路末端を扇頂として二次扇状地面を形成する。掃流砂は扇状地に残され、浮遊砂とウォッシュロードは下流に流れ去る。

一 二次扇状地の形成時間

シャルティワーでは1976年に激しく河床が低下し、引き続き1977、1978年にも洪水が発生した。この3カ年は洪水の全量がシャルティワーに集中したといわれる。シャルティワーへの洪水の集中は、1950年頃には既に発生していたことからみると、致命的な河床低下に至る25年以上も前から河床低下の兆しがあったことになる。これからみて大規模な二次扇状地は、その形成に数10年を要すると推測される。

タルハワーには、1978年から1980年代初期にハドワリバンド、チトリバンドが建設されたのち、洪水が集中するようになったものと推測される。その後、約15年間で現状まで河床が低下してきたものとみることが出来る。

一 農地への影響

シャルティワー下流のD.G.カーン水路近傍の二次扇状地の堆積形状は、末端の急傾斜面の比高が3～5m前後、末端斜面勾配1/40～1/140、上流へ向かう平坦面は1/250～1/350の勾配である。この形状から推定すると堆積物の平均厚さは1.2mとなる。

衛星写真によるとこの地域は、現在農地としての利用はされていない。土砂の堆積に加えて、シャルティワーから取水できなくなったため、農地として利用が不可能になったことを示している。図-12に示しめすように、扇面には相当広く二次扇状地が分布しており、放牧地として利用されているのみで、洪水灌漑は不可能となっている。

二次扇状地の形成は、人為がなければ数10年かけて、徐々に進行するものと思われる。これを放置すれば流路の移動を伴い、これによって取水が困難となり、洪水灌漑面積は減少する。

したがって、適切なモニタリングとそれに対応する措置が必要であり、これによって二次扇状地の形成をコントロールすることは可能と考えられる。

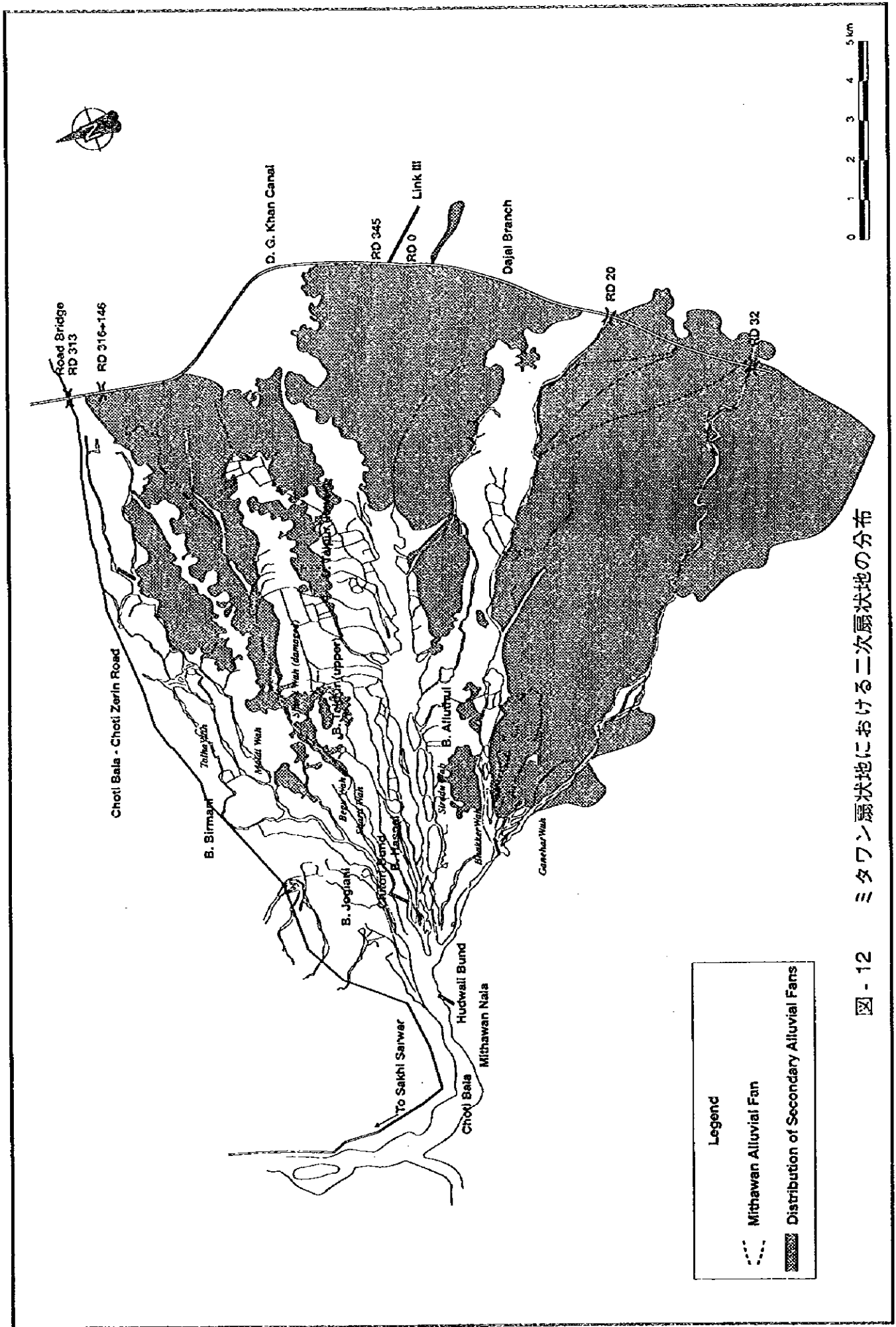
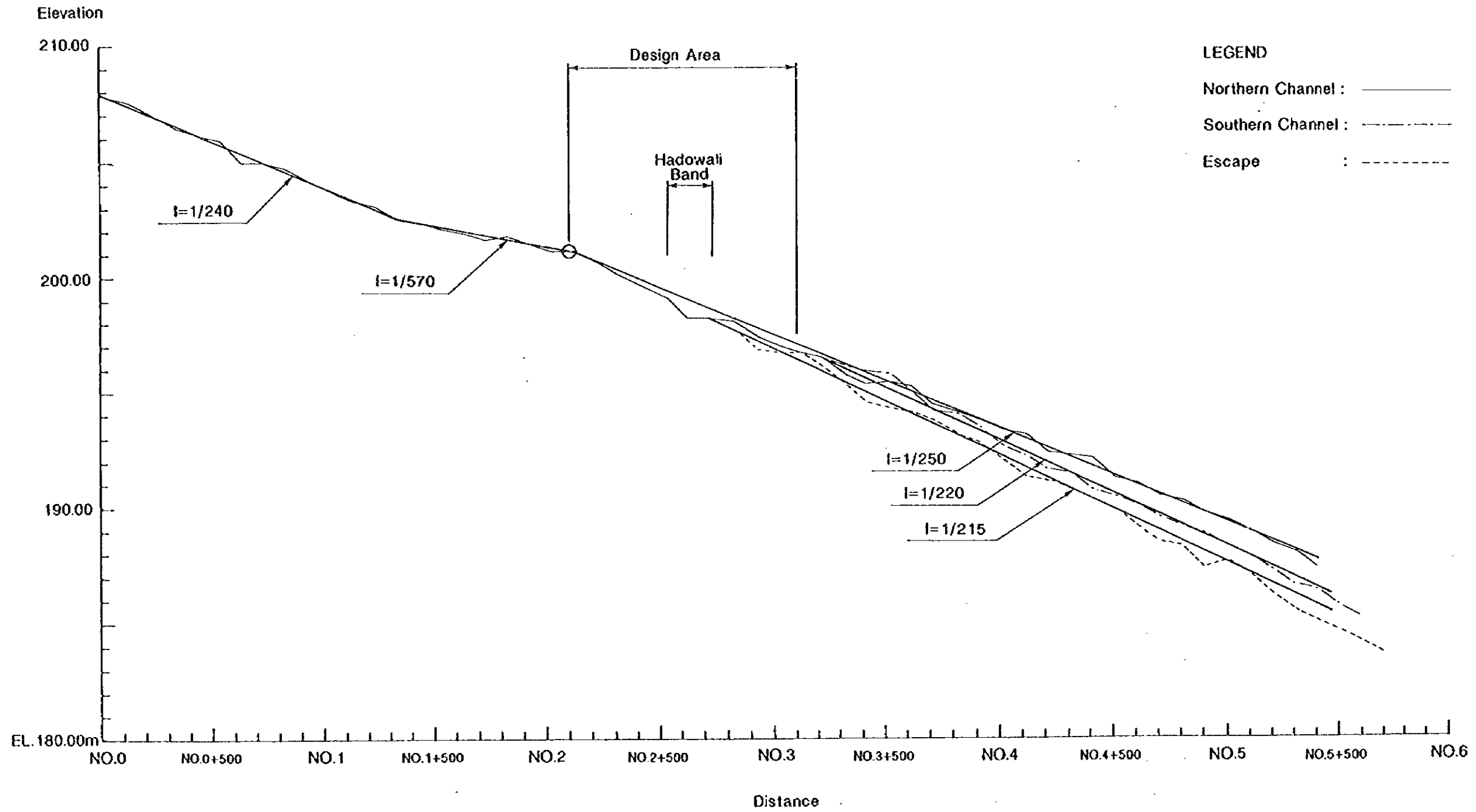


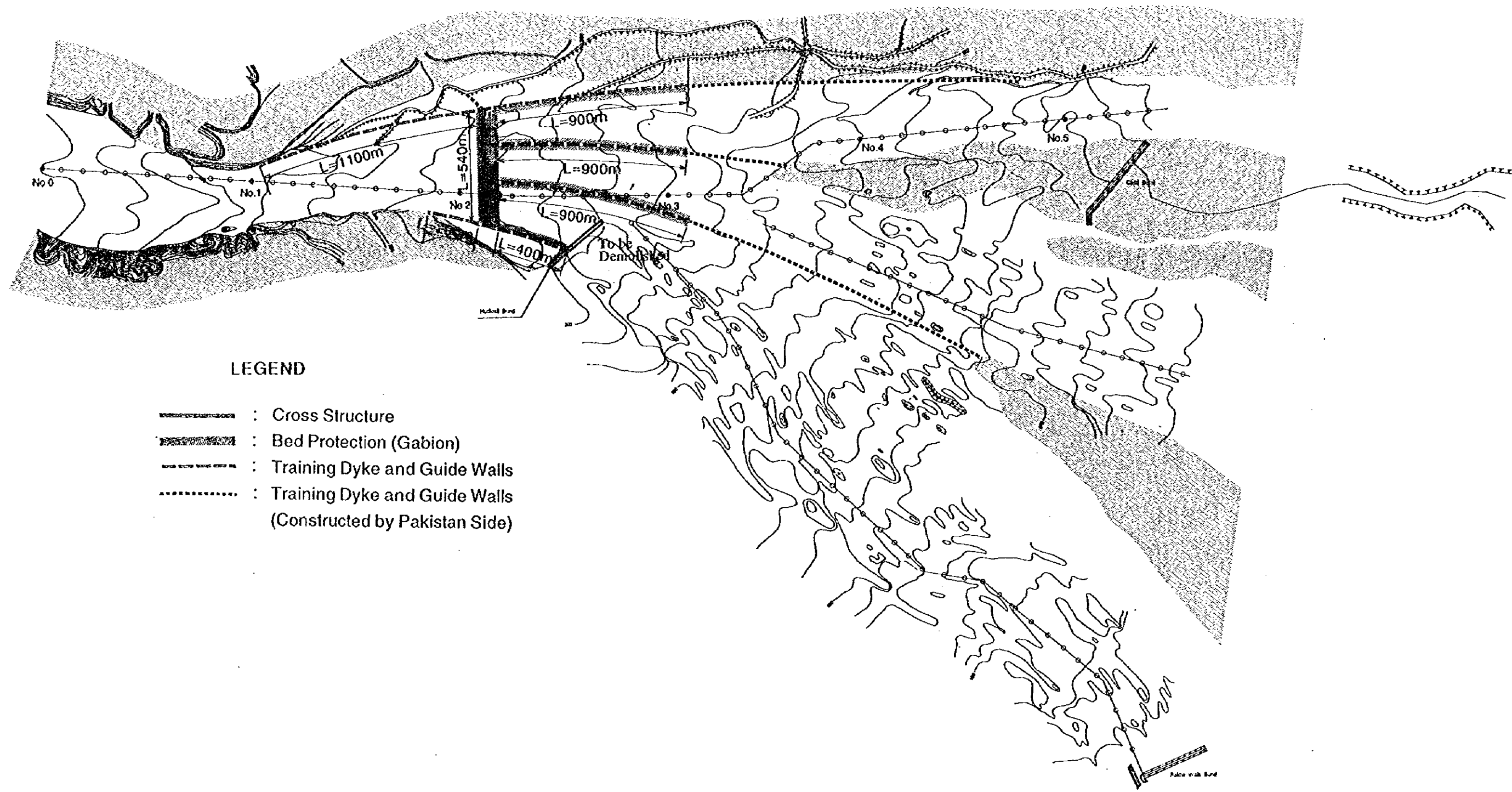
図 - 12 ミタワン扇状地における二次扇状地の分布

圖 面 集

図面リスト

図面番号	タイトル
1	現況河川縦断面図
2	分流構造物位置図
3	分流構造物縦断面図
4	分流構造物平面図
5	分流構造物正面図
6	分流構造物横断面図
7	縦断構造物横断面図

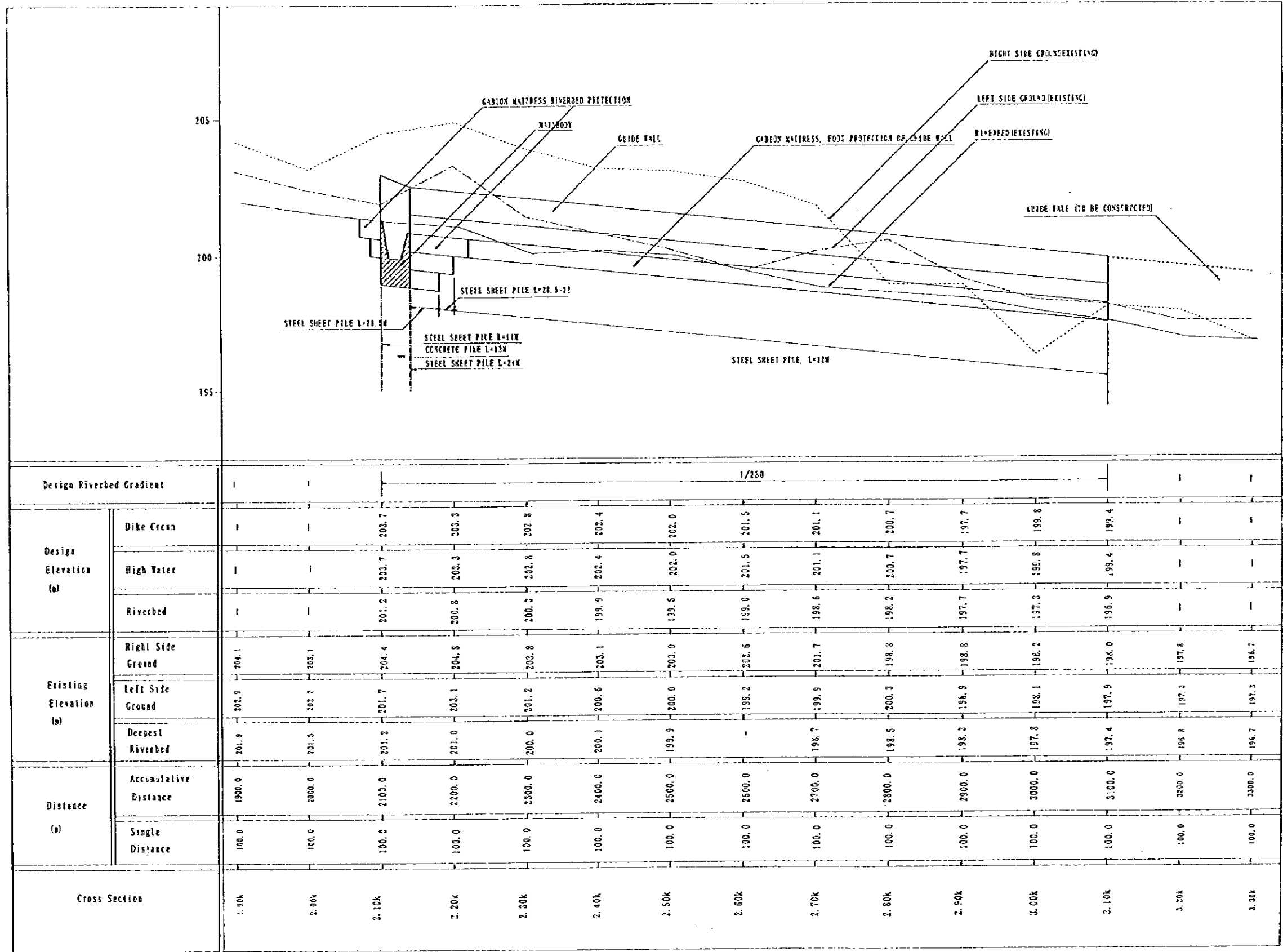




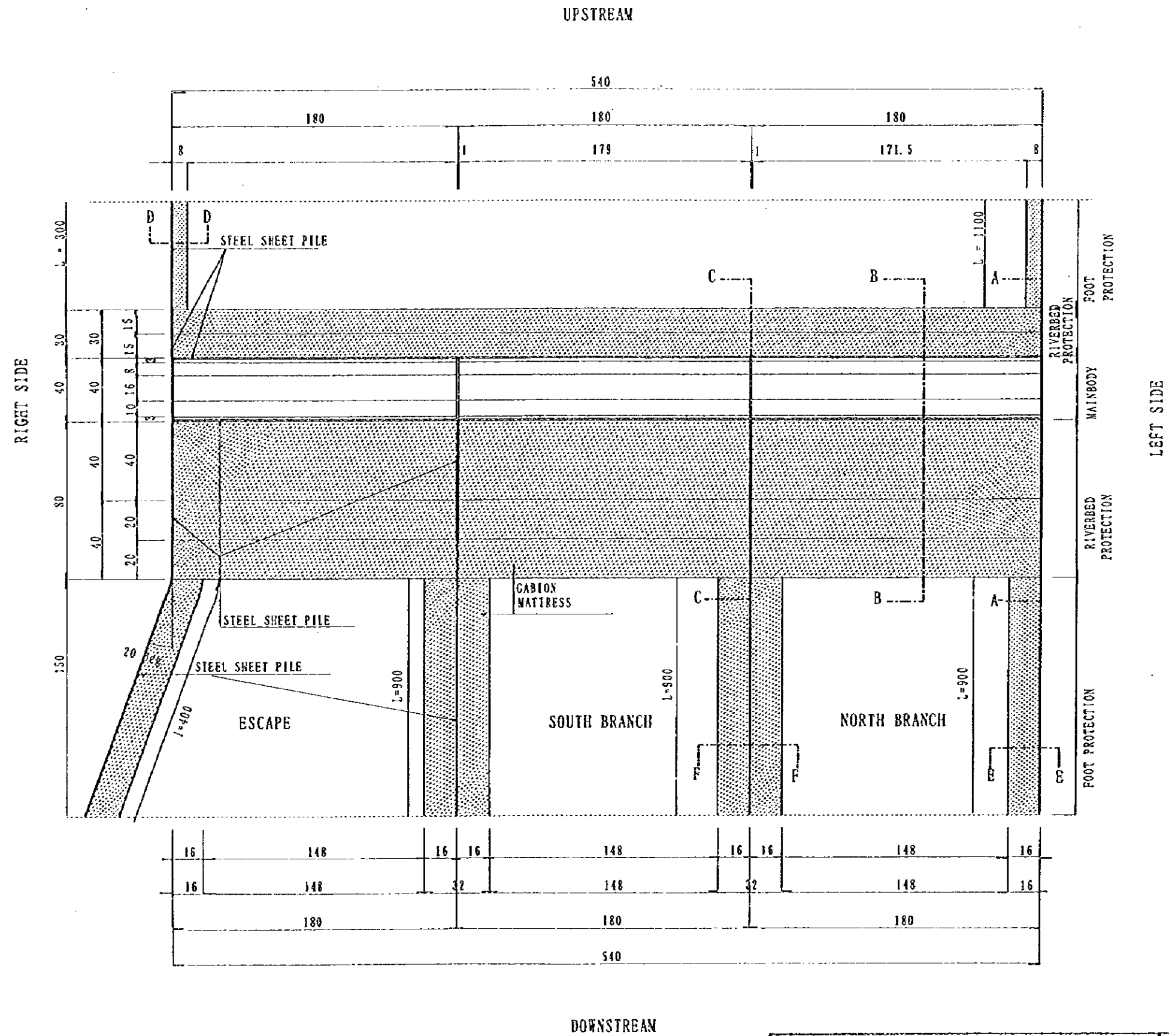
LEGEND

- : Cross Structure
- : Bed Protection (Gabion)
- : Training Dyke and Guide Walls
- : Training Dyke and Guide Walls
(Constructed by Pakistan Side)

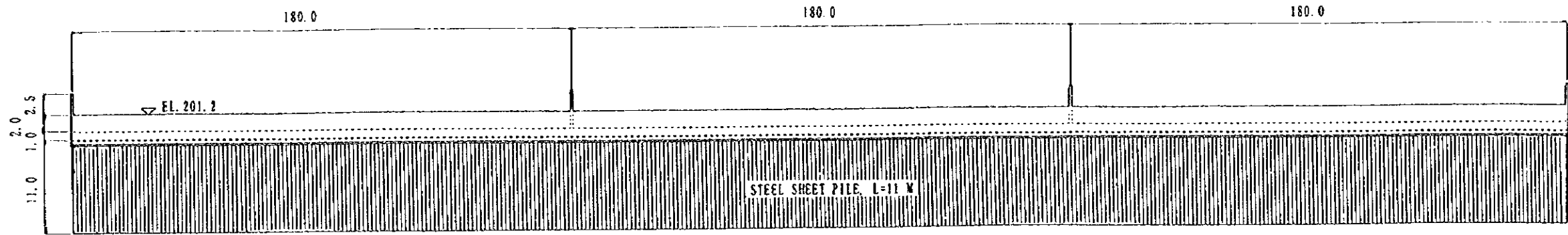
Not to Scale



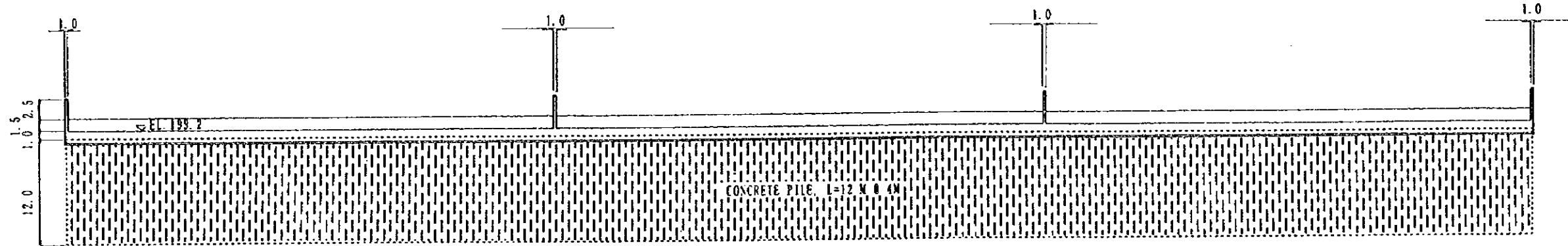
Not to Scale



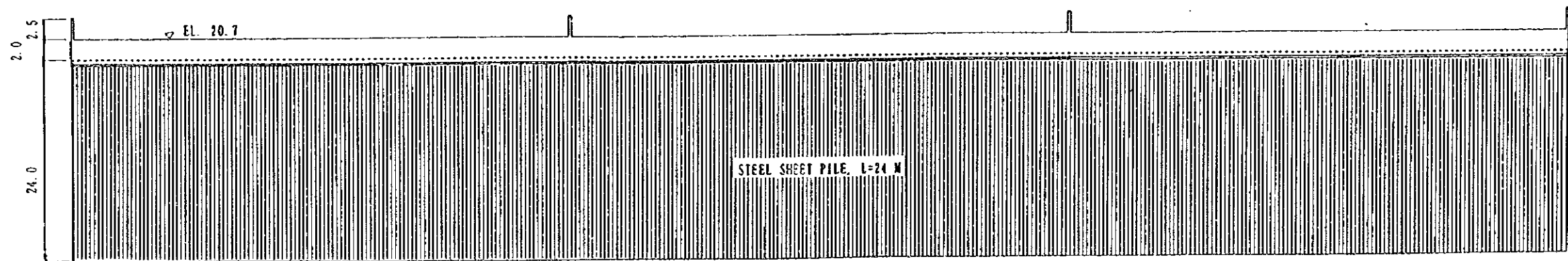
Not to Scale



SECTION 1-1

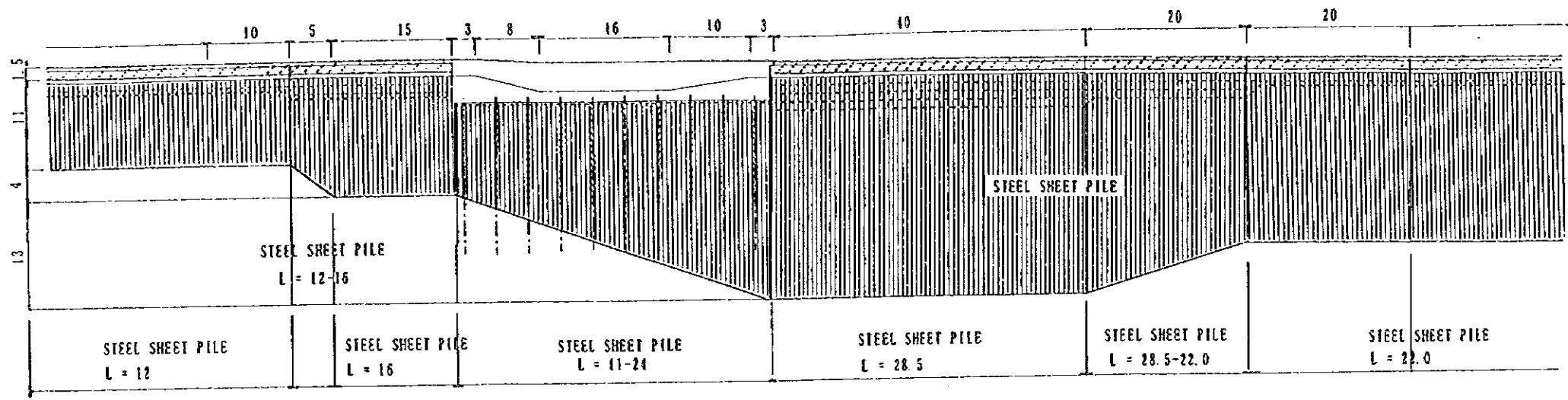


SECTION 2-2

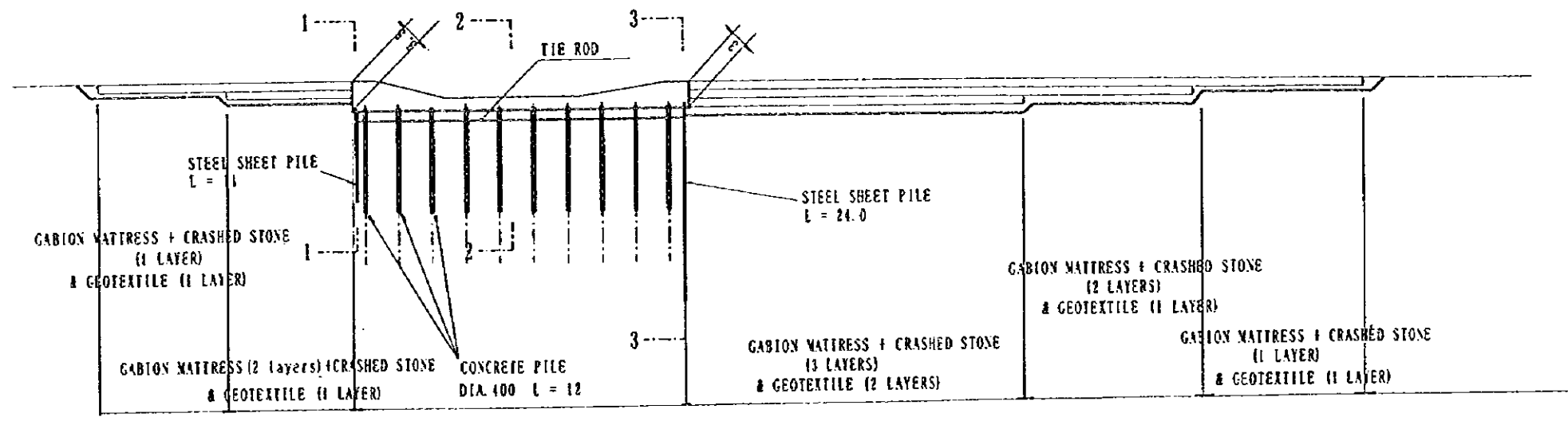


SECTION 3-3

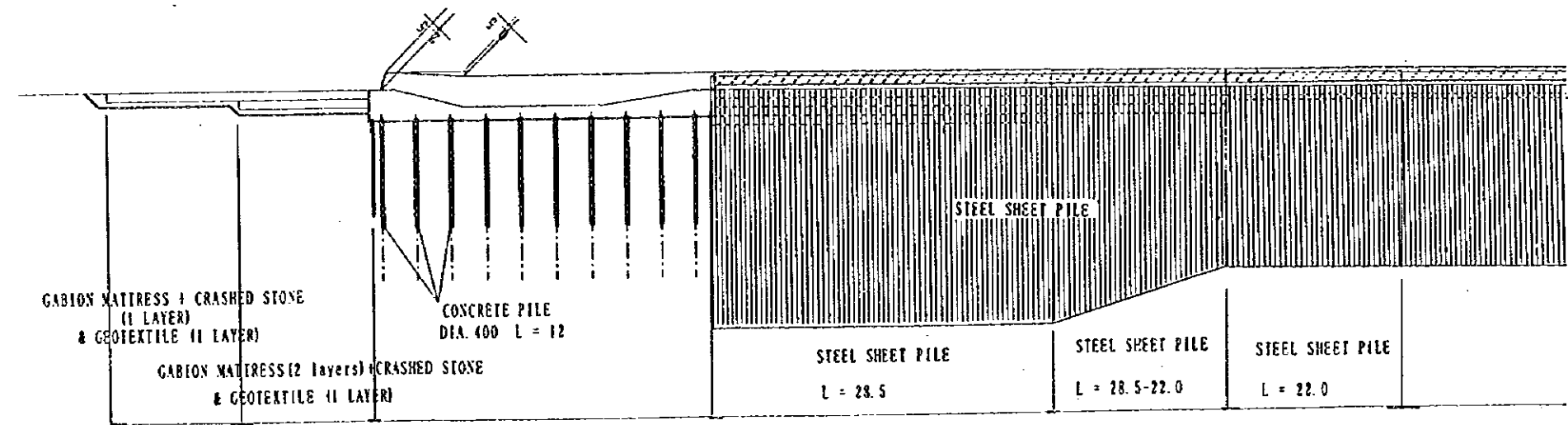
Not to Scale



SECTION A-A



SECTION B-B

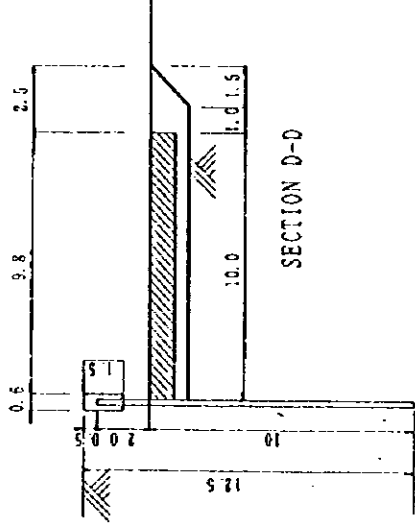


SECTION C-C

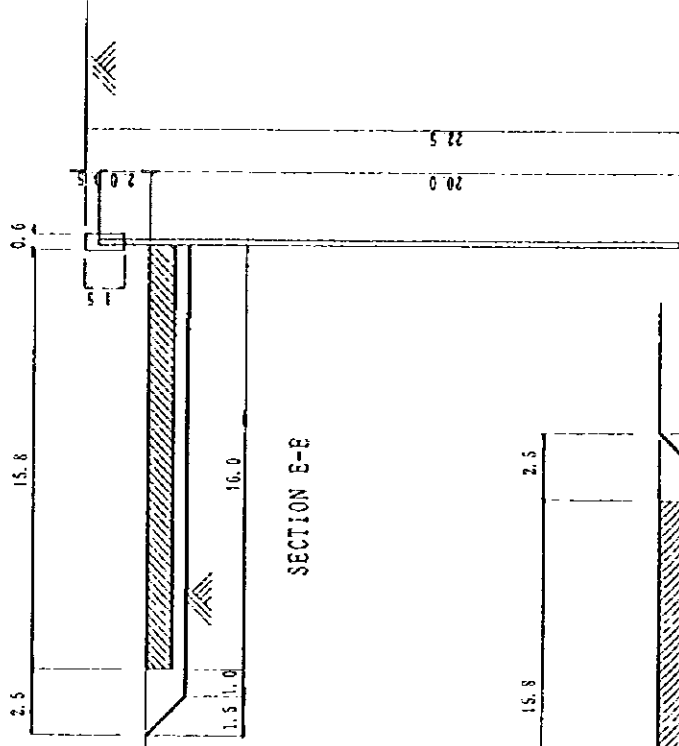
Not to Scale

パキスタン国ミタワン堰建設計画基本設計調査

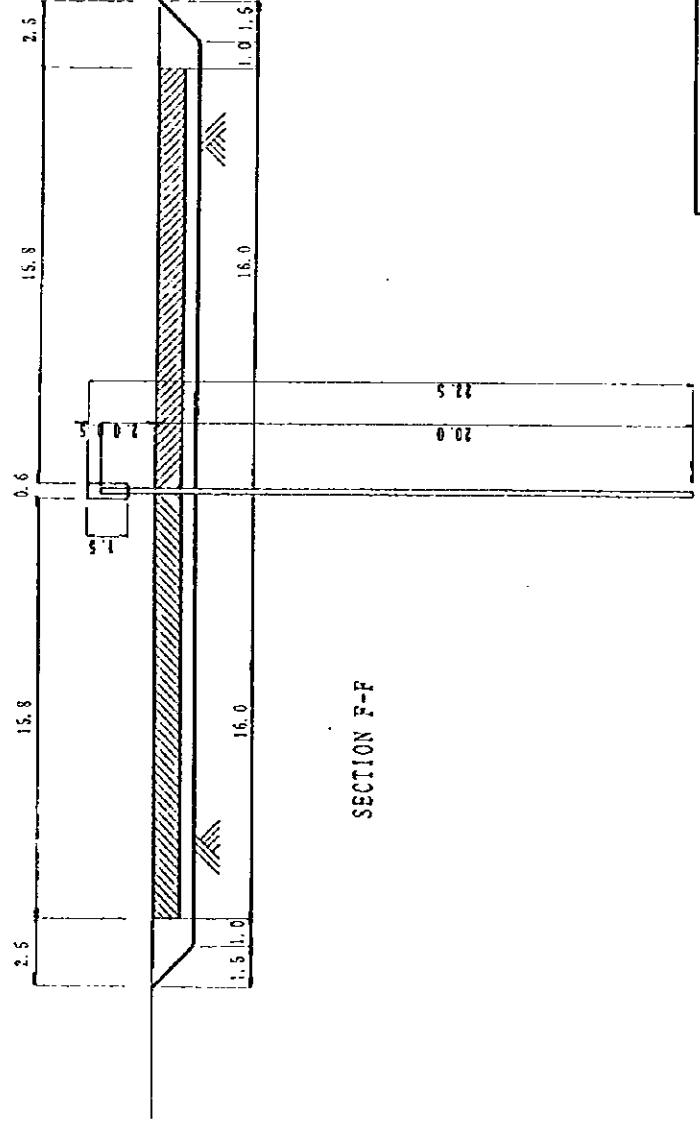
図-6 分流構造物横断図



SECTION D-D



SECTION E-E



SECTION F-F

Not to Scale

JICA