

論 說 報 告

第 23 卷 第 8 號 昭 和 11 年 8 月

常 願 寺 川 改 修 計 畫 に 就 て

會 員 工 学 士 富 永 正 義*

On the Improvement of the Zyoganzai-River

By Masayosi Tominaga, C. E., Member.

要 旨

本文は常願寺川に對し行ひたる各種河狀調査、水理調査に就て詳述し、之を基礎として計畫せる常願寺川改修工事の計畫設計に就て述べたものである。

目 次

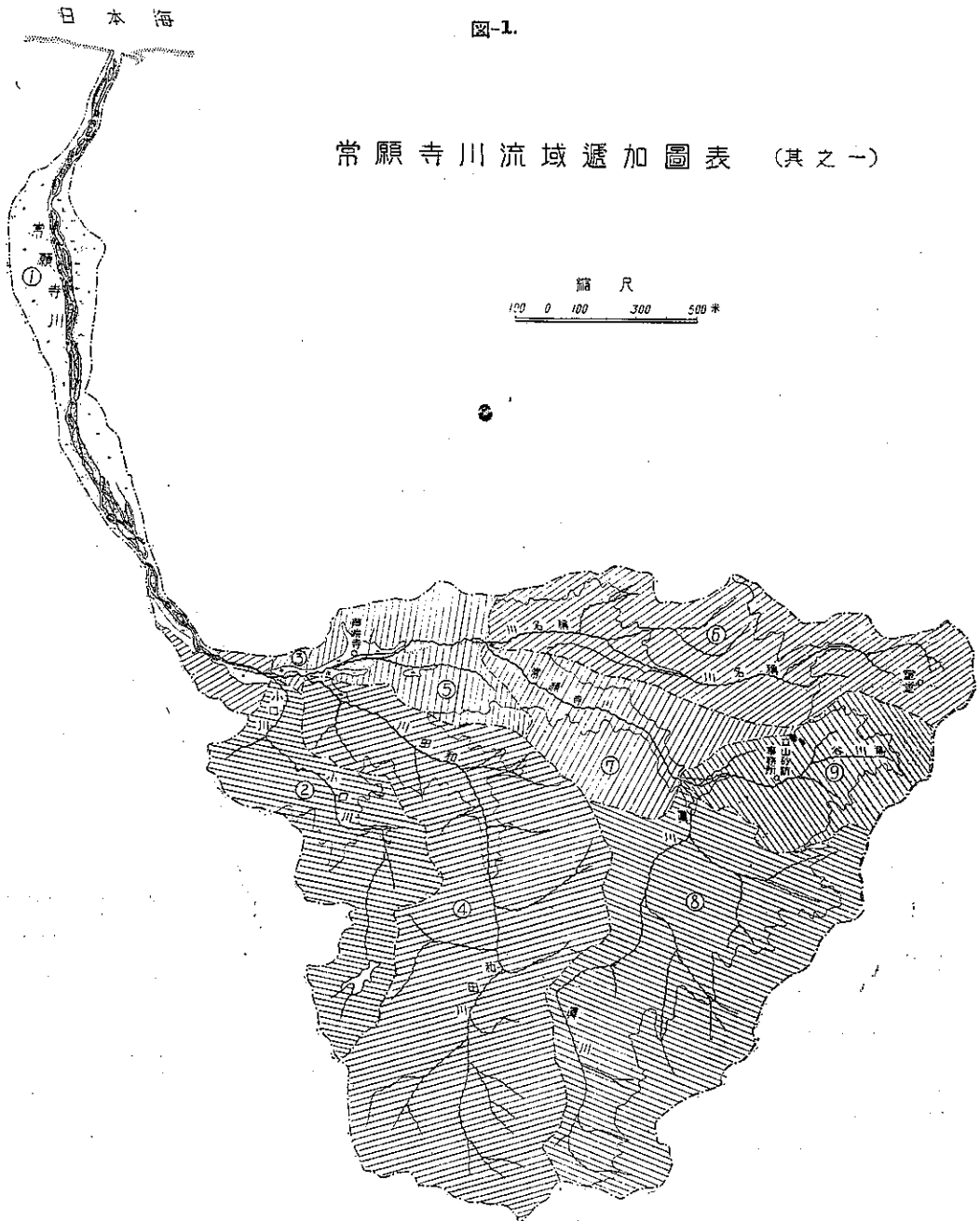
	頁
1. 流 路	1
2. 流 域	3
3. 水利, 水運	4
4. 水害と其の對策	4
5. 河狀の調査	6
(1) 土砂堆積の狀況 (2) 急流河川の特異性 (3) 河床の平衡勾配	
6. 水理調査	11
(1) 流量測定及び流量曲線 (2) 流出係數より求めたる最大流量 (3) 流域面積より求めたる常願寺川の最大流量 (4) 常願寺川の最大流量及び計畫高水流量 (5) 洪水流量の遞減に就て (6) 粗度係數 n の値 (7) 本計畫に於て各横断面の計算に用ひたる粗度係數 n の値	
7. 改修計畫	26
(1) 總論 (2) 計畫横断面 (3) 常水路の掘鑿 (4) 河道の整理と築堤工事 (5) 堰堤 (6) 護岸水制 (7) 河口工事 (8) 附帯工事	
8. 事業費豫算	32
工事費豫算	
9. 改修の效果	34

1. 流 路

常願寺川幹支川は何れも立山連峰に源を發する急流河川で、北の俣嶽の西麓に發して北流する眞川は淨土山及び鷲ヶ嶽の山腹より流出する湯川と鉄崎山の東麓に於て會し初めて常願寺川となる。之より流向を北西に転じ立山村藤橋に於て立山の西麓に發する稱名川を合せて西流し、更に同村千垣にて寺地山及び大多和峠に源を發する和田川を合流し、暫くにして小口川を合し第 3 紀層の丘陵地に入る。之より河流は尖山の南麓を繞り大なる彎曲をなして漸次北に向ひ上瀧町に至れば全く山地を離れ富山平野に出る。これより下流は河道廣濶となり水流は常願寺川の流送せる砂礫の間を亂流して居る。然れども三鄉村柴草以下に於ては整正なる河道を一路北に流れ、濱黒崎村に於て遂に日本海に注ぐ此の流程 70 km である。

* 内務技師 内務省土木局第二技術課勤務

常願寺川幹支川は急峻なる立山山系に發するを以て、河川勾配は一般に急にして、就中稱名川を最急とし眞川、和田川之に次ぐ。常願寺川本川は最も緩であるが、而も上瀧町より上流山間部の平均勾配は 1/18 を下らない。従て一朝豪雨に際會すれば、激流奔逸し殊に上流湯川沿岸の大崩壊地からは泥土、石礫を押し流し土石流は滔々として流下するを以て、上瀧町以下の平地部は之がため河床を上昇せしむることが著しい。



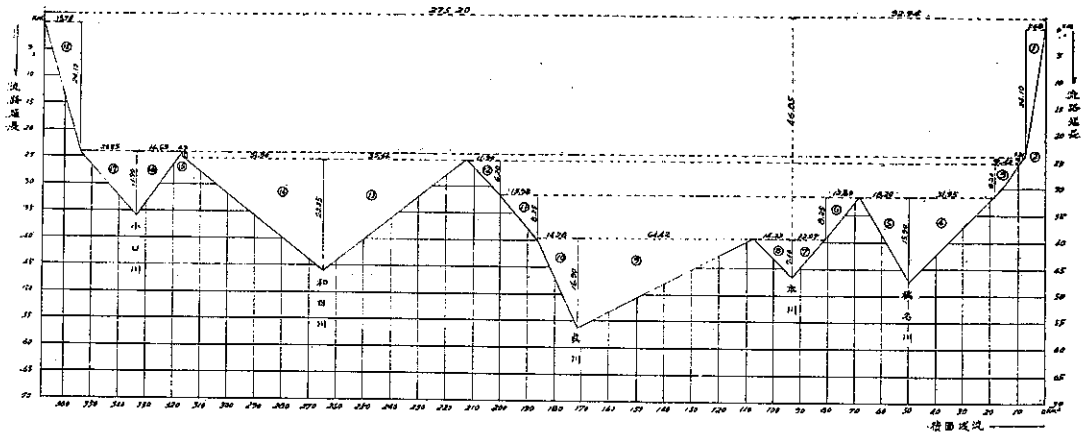
幹支川の上流山間部の河床は巨岩、大石より成り、飛瀑諸所に懸り激流急湍をなすと雖も第3紀層の丘陵地に出づれば、河川勾配の減少に伴ひ漸次転石の大きさを減じて居る。然れども本川は我國著名の平地急流河川であるから、改修起點上瀧町附近に於ても尙數百疋の転石を見る事が稀れてない。以下河床勾配の減少すると共に石礫の大きさを減じ砂礫の量を増し、常盤橋より下流に於ては河床は砂礫に急変し常願寺橋附近に至れば全く砂のみとなる。

2. 流域

常願寺川は富山縣上新川郡の一部及び中新川郡の大部に跨り、流域面積 368 km² にして、内、山地面積 384 km² 平地面積 20 km² である。図-1 及び 図-2 に流域面積及び流路延長の詳細を示す。

図-2.

常願寺川流域逕加圖表 其之二



而して本流域の南東は立山山系を以て黒部川の大峡谷と隣し、南西は北の俣嶽を起點とする一分脈によりて神通川水系と劃し、北は立山より西に連亘せる大日嶽、早乙女嶽等の分水嶺によりて早月川、上市川及び白岩川の諸川と界を接して居る。

流域内の地質は古期生成の片麻岩層、本流域大部の骨髄をなし、又西部及び南部の分水山脈は侏羅層から成る。而して立山村蘆峯寺附近より下流には第3紀層を見、尙同村横江より北方は第4紀層の富山平野となる。全流域を通じ迸發岩にて著名なるものは安山岩にて、立山西方の山腹に於ては片麻岩を貫きて盛に噴出し立山室堂、阿彌陀原、湯川、鷲山等一円を覆ふて居る。

林相は常願寺川本川及び稱名川の間は全部國有林にして下流部は針闊混生の密林をなすと雖も、上流に至るに従ひ漸次其の數を減じ、立山の中腹以上に至れば一面の原野となり熊笹其の他雜木地を蔽ひ林相は著しく低下する。又流域内の民有林は潤葉樹多く眞川及び和田川流域に於ては林相良存である。

流域内の年雨量は蘆峯寺にて 2,500~3,000 mm に

表-1. 常願寺川流域及び氾濫區域内雨量

	年 間 量 (mm)			最大月雨量 (mm)			最大日雨量 (mm)		
	常願寺川	蘆峯寺	立山	常願寺川	蘆峯寺	立山	常願寺川	蘆峯寺	立山
大正14年	1934.0	2422.3	295.8	287.6	431.6	70.0	75.0	157.5	
・ 15年	2042.0	2896.4	72.4	10.4	7.4	74.4	124.2	71.0	
昭和12年	2177.0	2629.8	399.4	394.2	1192.0	138.2	138.0	186.0	
・ 3年	1543.4	2415.3	4.4	8.4	8.4	74.2	74.2	84.2	
・ 4年	1817.4	2695.9	303.0	446.9	1360.0	94.5	73.0	226.0	
・ 5年	1869.2	3021.8	2.8	9.4	7.4	84.4	74.2	74.2	
・ 6年	1545.9	2691.6	240.5	550.5	417.9	63.3	80.4	136.1	
・ 7年	2066.0	2629.2	286.3	273.3	643.0	30.5	76.5	139.1	
・ 8年	2351.7	2488.8	4.4	9.4	8.4	94.4	74.2	84.2	
・ 9年	2555.1	3012.3	286.9	394.0	1034.9	63.5	95.0	310.6	
			12.4	12.4	7.4	64.2	64.2	74.2	
			24.4	465.8	965.7	68.1	81.3	163.3	
			12.4	7.4	7.4	104.2	74.2	74.2	
			260.3	346.9	072.8	168.5	115.0	170.0	
			8.4	8.4	7.4	64.2	114.2	74.2	
			301.5	333.0	477.9	124.5	85.5	146.4	
			12.4	10.4	7.4	74.2	74.2	74.2	
			375.3	649.5	1416.4	78.0	200.2	391.3	
			7.4	7.4	7.4	74.2	74.2	74.2	

して、日雨量は大正3年8月13日の230mmを最大となす。然し立山室堂に於ては高度大となる爲、雨量も亦大にして年雨量は觀測記録がないが、月雨量は昭和9年7月に於て1416mmを示し、又日雨量は同年同月11日391mmを記録して居る。流域内及び氾濫區域内の雨量に就きては表-1参照。

3. 水利、水運

本川は轟山の崩壊以前は河底深く舟楫の便もあつたが、其の後は流出土砂の堆積著しく河床昂上して小舟の通航も困難となるに至つた。然し本改修計畫により河口附近は相當の深さに浚渫せられ又兩岸には水深5mに達する突堤を出すから、本改修工事竣功の曉には河口附近の水運は相當見るものがあるであらう。

本川上流の湯川沿岸には大崩壊地ありて盛に土砂を流出するが、元來本川の低水流量は渺からざるを以て沿岸耕地10177ヘクタールは其の灌漑用水を本川に求めて居る。多くの用水中、常西用水は左岸側の用水を合同統一せるもので、其の灌漑面積は5000ヘクタールに達し其の區域は遠く神通川流域にも及んで居る。

又上流山間部は水力發電の良好なる地點多く、最近に於ける發電力は50195KWに達す。而して大山村有峰にて大貯水池が築造せらるゝに於ては、上記發電力は一層増加するであらう。

4. 水害と其の對策

常願寺川は古來河床深く河狀良好なる河川であつたが、安政5年3月27日の大地震により轟山附近一帯の大崩壊を來たしたる以來、河狀一変して荒廢河川となつた。上記地震の爲、崩壊した土砂は河流を堰き止めて大貯水池を造つたが、4月23日に至り崩土缺壞して貯水は放流せらるゝに及び、大洪水を生じ泥土、岩石の流出する事夥しく、濁流は沿岸148部落に氾濫し家屋、土藏の流失2500有餘に達し其の慘害名狀すべからざるものがあつた。

爾來出水毎に土砂の流出著しく1箇年の流出量は平均213000m³と推定せられるから、河床は年々嵩上し洪水の際には濁流河岸を洗掘して益々河幅を増大せしむるに至つた。又堤防は缺潰せらるゝ毎に後退に築設したりと雖も未だ洪水を防禦するを得ず、加ふるに河口は狹隘にして流水の疏通を妨げる事著しく少許の出水にても氾濫相續いて起つた。

明治24年7月19日の大洪水には破堤諸所に起り、其の延長5990mに達し、就中、中川口堤防缺潰の爲、島村全村は21日間浸水し耕地の流失600ヘクタールに及んだ。茲に於て富山縣は本川改修の必要なる事を痛感し、關人工師デレーケ氏の計畫に基き國庫より95萬円の補助を受け、之に縣費10萬円を加へ總工費105萬円を以て上蘆町以下海に至る區間の改修を施行する事とした。

此の改修計畫によりて施行せられたるものが現在の常願寺川の堤防で、下流部に於ては大放水路を開鑿して常願寺川と支川白川とを分流すると共に河口の大屈曲を匡正し、以て洪水疏通力を増加せしめ且つ常願寺川が白岩川に逆流する事を防止した。其他島村朝日から同向新庄に至る間は左岸に河幅の大擴張を行ひて河床嵩上による被害を除去する事に努め、又之から上流左岸には堤防の新設及び擴築を行ひて舊態を一新せしむるに至つた。

本工事は明治27年度竣功したが、其の結果下流部は從來蒙りたる慘害から全く免れるに至つた。然し水源山地より流下する土砂は年と共に加はり、中流部及び上流部に於ける河狀は依然として險惡にして一度大水に遭遇すれば流水堤防に撃衝して破堤溢水の起る事は珍しくない。即ち明治29年の大洪水に於ては破堤數箇所に起り其の延長3050mを算した。又翌30年の洪水に於ても900m破堤し放置し難きを以て富山縣は常願寺川治水の根本方策として水源山地の砂防工事を施行して下流に流下する土砂を扞止する事となし、國庫の補助を得、工費1,131,000円

を以て明治 39 年度より大正 11 年度に至る継続事業として工事に着手した。

然るに大正 3 年 8 月 13 日常願寺川流域は近來稀れる大出水となり破堤延長は 2080 m に達し特に島村朝日前堤防の缺潰により濁流は巨石、石礫を堤内に流し込み推積砂礫の深さ數米に及びたるのみならず、濁流は國道及び省線北陸本線を越え遠く日本海に達した。本洪水による氾濫面積は 5490 ヘクタール、其の水害損失額は 1934140 円に及んだ。

續いて大正 4 年には朝日前に於て 370 m³、又大正 8 年には西大森、半屋方面にて 360 m 破堤した。

此の間上流の砂防工事は孜々として完成に努めたが、偶々大正 11 年 7 月の豪雨に際會するや 17 年に亙り施行せる砂防工事は根柢より破壊せられ、白岩堰堤附近に於ては河床の洗掘十數米に達し工事益々至難となりしを以て大正 15 年度より工費 273.6 萬円を以て國直轄事業として砂防工事を施行する事となり目下白岩堰堤を始め其の他の工事を施工中である。

然して下流平地部に於ける改修工事は上流砂防工事の効果を俟ちて施工する豫定であつたが、該工事は國家財政の關係上工期を繰延べられたるのみならず、砂防工事施行區域の下流にも鬼ヶ城の如き大崩壊地ありて盛に土砂を流出するを以て下流の河床は年々隆起し、昭和 5 年以來屢々溢水缺壊箇所を生じ極めて危険なる状態となつた。加ふるに昭和 9 年の冬季は 62 年以來の大雪と稱せらるゝ程で、平年には 5、6 月頃迄に残雪の大部分は融けて流れ出るのが常であつたが、同年は 7 月に入つても相當の残雪を存して居つた。折しも 7 月 8 日夕刻日本海西部に發生した低氣圧のため 9 日、10 日、11 日の 3 日に亙りて北陸地方一帯は豪雨沛然として驟り常願寺川水源立山に於ては日雨量 400 mm に達したから、此の豪雨は融雪と合し常願寺川流域は大出水となつた。加ふるに湯川沿川の多枝原の大崩壊を始めとして鬼ヶ城崩壊地等は多大の土砂を流出した。此のため上瀧町以下の平地部は時々刻々危険となり矢の如き激流は兩岸に激突して護岸水制を破壊し、堤防及び護岸の缺所 10 箇所、其の延長 1030 m、水制の破損流失 29 箇所に達し水害損失額は 623400 円に及んだ。

缺所の内最も危険なりしは太田村西ノ番地先で、洪水位は始と堤防天端に達し激流は盛に天端に打ち上げたから天端幅 9 m の石堤は半以上缺壊し將に破堤せんとしたが官民必死の急防により漸く事なきを得た。若し本箇所に於て破堤せんか富山市は半以上浸水を見、且つ氾濫區域は石礫を以て蔽はれ水害損失額は 1000 萬円以上に達したであらう。

其他島村大場及び大中島地先に於ても西ノ番に劣らざる缺所を生じたる外、裏法滑落し一時は非常に危険に陥つたが水防により漸く破堤を免れた。

然して今回の洪水は最大流量 2250 m³/sec と算せられ大正 3 年 8 月の洪水の最大流量 3100 m³/sec に比すれば 70% に過ぎざるに、上記の如く幾多の危険箇所を生じたるのみならず護岸は大石激突して弛みを生じ、且つ河床は一層嵩上したるを以て今後再び大水に遭遇すれば破堤溢水の虞なしとせず。従て單なる災害復舊工事のみにては富山市を始めとし沿川 5590 ヘクタールの安全を期し得ざるを以て、富山縣は差し當り本川の根本改修工事の實現する迄の豫防工事として昭和 10 年度豫算に於て事業費 55 萬円を計上し、内務省改修計畫に基き其の一部を施行する事とし、工事の選擇及び施行等を内務省に委託した。

表-2. 最近 10 箇年に於ける水害損失額

年次	金額	摘要
大正 14 年	54 661 円	
昭和 1	109 260	
2	339 119	
3	102 008	
4	425 642	
5	117 119	
6	55 414	
7	65 717	
8	116 693	
9	623 394	最大
計	2 009 027	
年平均	200 903	

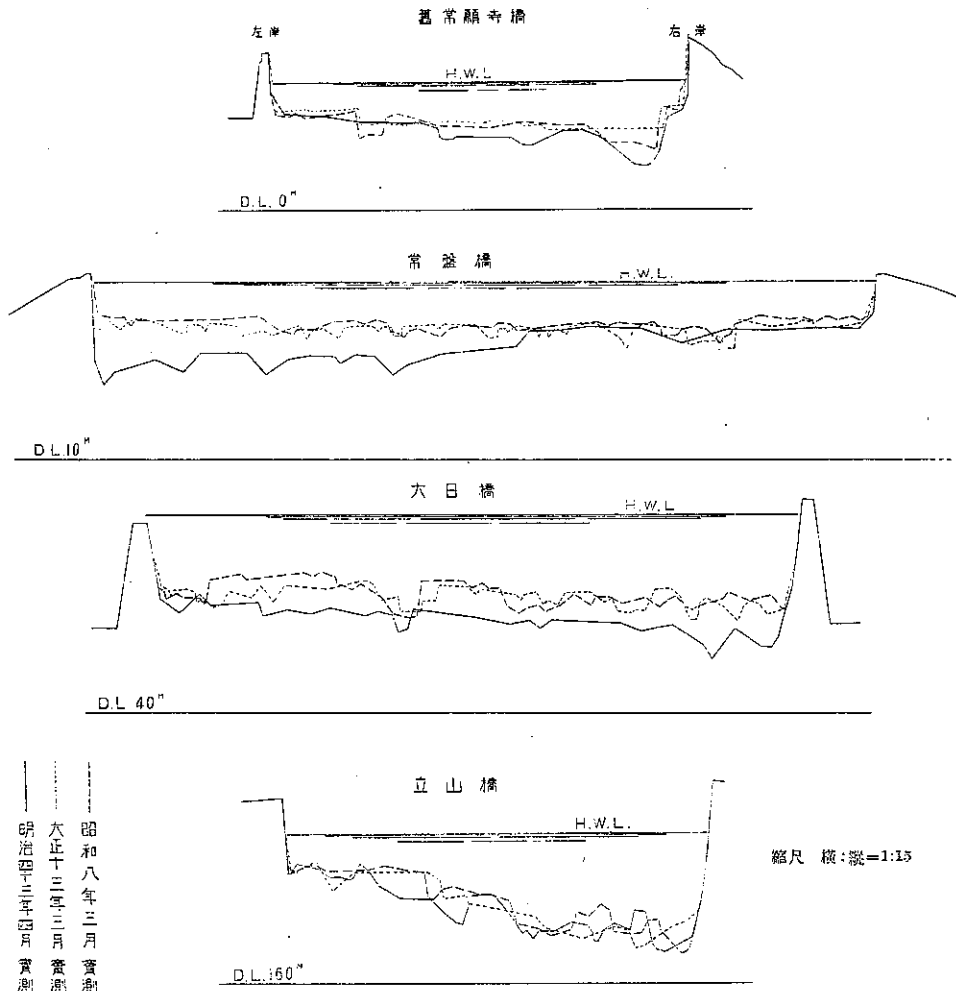
仍て内務省に於ては工費 50 萬圓を以て大山村本宮地先に高さ 16.5 m に達する砂防堰堤を設けて、流下土砂を防止すると共に富山縣をして工費 5 萬圓にて上瀧町以下の堤防の嵩置を施行せしむる事とした。

由來本川は水面勾配極めて急なるのみならず河床は兩岸耕宅地より著しく上昇せるを以て、一度破堤するに於ては濁流奔逸して田園村落に殺到し、氾濫區域又廣大にして浸水數日に互る。殊に破堤箇所附近に於ては巨石磊々美田も一朝にして濼洲と化し、容易に回復すべからざるに至る。殊に左岸に於て破堤せんか被害最も甚大なるものを以て、政府は大正 10 年の臨時治水調査會の決議により、本川を第二期直轄河川に編入し大正 13 年より其の河川調査に着手し昭和 9 年改修計畫を完了せる處、同年 7 月の大水に鑑み本川改修の一日も忽緒に附すべからざるを認め、愈々昭和 11 年度より工費 435 萬圓を以て本川の改修工事に着手する豫定である。

尙最近 10 箇年間に於ける水害損失額を示せば 表-2 の如くである。

5. 河 狀 の 調 査

圖-3.



(1) **土砂堆積の状況** 常願寺川は水源山地の崩壊が甚大であるから、土砂の流出が著しく年々河床上昇して河積を減少せしめて居る。仍て富山縣に於て

は明治 42 年以來立山橋、大日橋、常盤橋及び舊常願寺橋の 4 箇所に於て年々横断面測量を施行し以て河床上昇の大勢を検する事とした。各年に於ける河床の変化を示す事は頻にたえないから、此處に於ては明治 42 年、大正 13 年及び昭和 8 年の河状を圖-3 に示して河床上昇の状況を窺ふ事とする。

又之を表示すると表-3 の如くである。これによる時は立山橋の上昇最も小にして常盤橋の上昇最も大なるを知る。常盤橋附近は河幅最も大にして土砂の堆積が生じ易いからである。

(2) **急流河川の特異性** 緩流河川に於ても河幅の廣き所が狭き所に比して土砂堆積の大なる事は勿論であるが、大体に於て低水路と高水敷との別ありて、土砂堆積は主として高水敷に起り、低水路は流水の掃力が大なる爲、土砂堆積は僅少である。且つ河幅の大なる所は洪水流量を貯溜して下流の流量を軽減せしむる作用が甚大である。

然るに急流河川に於ては其の趣を異にして居る。河幅の廣大なる所が流量調節に著しき効果あるは緩流河川と同一であるが、急流河川に於ては殆ど高水敷、低水路の別なく洪水時には流水が一様に廣がつて流れる。従て洪水時に水流と共に流送せられたる砂礫は此處に堆積して河床を上昇せしめる。殊に上流に於て狭窄部がありて洪水時に河床の洗掘を生ずる時は、其の洗掘土砂は河幅の廣き所に至りて堆積する。即ち急流河川に於ては河幅によりて河床の変化を生ずる事が著しい。

其の他急流河川に於て河幅が廣過ぎる時は亂流を生じ水流が堤防又は河岸に平行して流れないで、之に直角に衝突してくる事がある。其の爲に局部的に水位の上昇を生じ遂に溢水破堤を生ずるに至る。

従つて急流河川に於ては適當なる河幅を興へて土砂の堆積を最小限度に止むると共に、有害なる横流を生ぜしめない様にする事が必要である。

表-3 により常願寺川河床の上昇を検するに、立山橋は改修區域の最上流に位し河幅も狭小であるから流水の掃力は最も大きい。従て洪水時に土砂は堆積すると云ふよりは寧ろ洗掘せらるゝ傾向があるから河床の上昇は極めて僅少である。然るに大日橋に至れば水面勾配が減ずるのみならず、河幅も増大するから流水の掃力の減少に伴ひ砂礫の堆積が著しくなる。昭和 8 年の河床高を明治 42 年に比すれば 1.34m 上昇して居る。更に常盤橋に至れば水面勾配は緩となり河幅も亦増大して居る。此の附近は明治 25 年の改修當時既に河床が上昇して居つたから左岸側 70 ヘクタールの民有地を買収して河道を擴張したが、其後土砂の堆積著しく左岸も右岸も河床殆ど同高となり明治 42 年から昭和 8 年に至る間の河床上昇高は 2.56m に達した。最後に舊常願寺橋附近は水面勾配は大いに緩となるけれども、河幅は 350m にて最大流量に對して適當に定めてあるから洪水時には河床を洗掘して土砂を押し流し、其の後再び土砂を堆積せしむると云ふ状態にて河床の上昇は著しくない。

(3) **河床の平衡勾配** 常願寺川の如き河床の変化著しき河川に於ては現在の河床にて果して平衡を保持するものなりや否やを検する爲に、H. Sternberg の法則に立脚せる河床の平衡勾配を算出する事とした。

砂礫が河床を流下する爲に起る重量減少に關して H. Sternberg の提出した法則は P なる重量を有する砂礫が

表-3. 河床上昇調

	河口よりの選加距離 (m)	河幅 (m)	堆積土量 (m ³)		河幅 1m に對する堆積土量 (m ³)	
			大正13年	昭和 8 年	大正13年	昭和 8 年
舊常願寺橋	2 226	344	195	139	0.57	0.40
常盤橋	6 376	362	602	928	1.66	2.56
大日橋	9 685	537	645	718	1.20	1.34
立山橋	17 448	344	97	152	0.28	0.44

備考: (1) 堆積土量は明治 42 年の河床高を基準として定めた

(2) 常盤橋の右岸寄 234 m は防水林にして堆積土量は極めて僅少なるを以て本計算には除外する事にした

dx なる距離を流下する間に dP だけ重量を減ずると云ふのである。従て $-dP$ は Pdx に比例する。即ち

$$-dP = \alpha P dx \quad \therefore \log_e P = -\alpha x + \alpha_1 \dots\dots\dots (1)$$

起點 $x=0$ に於ける砂礫の重量を P_0 とすれば

$$P = P_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (1)$$

次に H : 平均水深, I : 水面勾配, d : 砂礫の径とすれば $d \propto HI$ 且つ $P \propto d^3$ なるを以て

$$P^{\frac{1}{3}} = kHI, \quad P_0^{\frac{1}{3}} = kH_0I_0 \dots\dots\dots (2)$$

茲に H_0, I_0 は $x=0$ に於ける値とする。

洪水流量が廣大なる河幅又は霞堤のため下流に至るに従ひ減少する。即ち変化するものとすれば矩形断面に於て

$$Q = cBHH^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}, \quad Q_0 = c_0B_0H_0H_0^{\frac{3}{2}}I_0^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \frac{H^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}}{H_0^{\frac{3}{2}}I_0^{\frac{1}{2}}} = \frac{Qc_0B_0}{Q_0cB} \dots\dots\dots (3)$$

2) 及び 3) より $\frac{P}{P_0} = \left(\frac{HI}{H_0I_0}\right)^3 = \left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right)^2 \left(\frac{I}{I_0}\right)^2 \dots\dots\dots (4)$

(1) 及 4) より $\left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right)^2 \left(\frac{I}{I_0}\right)^2 = e^{-\alpha x}$

$$\therefore I = \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) I_0 e^{-\frac{\alpha}{2}x} \dots\dots\dots (2)$$

α が大体一様なる區間に對して H. Sternberg の法則を適用すれば河床の平衡勾配を推定する事が出来る。先づ平衡状態にある水面の縦断勾配を求める。

基準線 OX 上の高さを z とすれば

(2) 式より $I = -\frac{dz}{dx} = \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) I_0 e^{-\frac{\alpha}{2}x}$

之を積分して $z_0 - z = \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) I_0 \left(-\frac{2}{\alpha}\right) (e^{-\frac{\alpha}{2}x} - 1)$

即 $z = z_0 - \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) I_0 \left(\frac{2}{\alpha}\right) (1 - e^{-\frac{\alpha}{2}x}) \dots\dots\dots (3)$

次に河床の高 z' は z より水深 H を減じたるものである。

3) より $\left(\frac{I}{I_0}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right) \left(\frac{H_0}{H}\right)^{\frac{3}{2}}$

(2) より $\frac{I}{I_0} = \left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right)^2 \left(\frac{H_0}{H}\right)^3 = \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) e^{-\frac{\alpha}{2}x}$

$$\therefore \frac{H}{H_0} = \left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right) e^{\frac{\alpha}{6}x} \dots\dots\dots (5)$$

(3) 及び 5) より

$$z' = z - H = z_0 - \left(\frac{Q_0cB}{Qc_0B_0}\right) \left\{ I_0 \left(\frac{2}{\alpha}\right) (1 - e^{-\frac{\alpha}{2}x}) \right\} - H_0 e^{\frac{\alpha}{6}x} \left(\frac{Qc_0B_0}{Q_0cB}\right) \dots\dots\dots (4)$$

従て河床平衡勾配

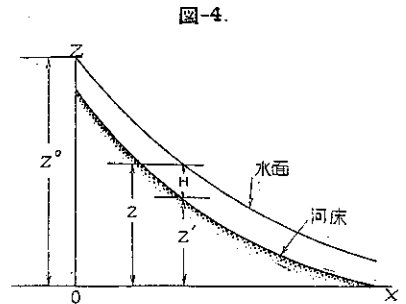


圖-4.

4/18 及びこれより上流に於ては

$$H_0 = 2.5 \text{ m}, \quad B_0 = 310 \text{ m}, \quad I_0 = \frac{1}{59}, \quad n_0 = 0.065 \text{ とすれば}$$

$$c_0 = 19.7, \quad v_0 = 19.6 \times \sqrt{\frac{2.5}{59}} = 4.05 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_0 = 2.5 \times 4.05 \times 310 = 3100 \text{ m}^3/\text{sec} = \text{計畫高水流量}$$

3/30~4/18 に於ては

$$H = 2.1 \text{ m}, \quad I = \frac{1}{59}, \quad n = 0.065 \text{ とすれば } c = 18.9$$

$$v = 18.9 \times \sqrt{\frac{2.10}{59}} = 3.57 \text{ m/sec}, \quad B = \frac{3100}{2.10 \times 3.57} = 413 \text{ m}$$

$$\frac{Q_0 c B}{Q c_0 B_0} = \frac{3100 \times 18.9 \times 413}{3100 \times 19.7 \times 310} = 1.377$$

又 3/30 に於ては $x = 2605 \text{ m}$

$$\frac{\alpha}{2} x = 0.0001485 \times 2605 = 0.38684$$

$$\log_{10} e^{-\frac{\alpha}{2} x} = -0.435 \times 0.38684 = -0.16828 = \bar{1}.83172$$

$$e^{-\frac{\alpha}{2} x} = 0.67877, \quad \frac{\alpha}{6} x = 0.0000495 \times 2605 = 0.12895$$

$$\log_{10} e^{\frac{\alpha}{6} x} = 0.435 \times 0.12895 = 0.05609, \quad e^{\frac{\alpha}{6} x} = 1.138$$

$$(4) \text{ 式より } z' = 162.42 - \left\{ \frac{1.277}{59} \times \frac{(1 - 0.67877)}{0.0001485} \right\} + \frac{(2.50 \times 1.138)}{1.277} = 162.42 - 46.79 + 2.21 = 117.84 \dots \quad 3/30 \text{ の河床高}$$

$$3/30 \sim 4/18 \text{ の平衡河床勾配 } \frac{46.79 - 2.21}{2605} = \frac{44.58}{2605} = \frac{1}{58.4}$$

$$\text{同上 現在の河床勾配 } \frac{164.50 - 121.00}{2605} = \frac{43.50}{2605} = \frac{1}{59.9}$$

z_0 は平衡河床勾配の計算には 162.42 m を用ひ現在河床勾配の計算には 164.50 m を用ひた。之後者は河床の平均高なるも前者は改修工事施行により河床の低下が豫期せらるゝにより現在河床の最低部を以て之を示した。

以下各區間に就きて上述の計算を行ひ之を表示すれば表-6 及び表-7 の如くである。而して 0/30 以下に至れば河床表面には石礫を見ざるも砂の中には多少混入して居るから平衡河床勾配は 0/30 迄で計算する事とした。

表-6.

$Q_0 = 3100 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad c_0 = 19.7, \quad B_0 = 310 \text{ m}, \quad H_0 = 2.5 \text{ m}, \quad I_0 = \frac{1}{59}, \quad \alpha = 0.000297$

距離 (m)	c	B (m)	H (m)	$\frac{Q_0 c B}{Q c_0 B_0}$	$1 - e^{-\frac{\alpha}{2} x}$	$\frac{Q_0 c B}{Q c_0 B_0} \cdot \frac{1 - e^{-\frac{\alpha}{2} x}}{\frac{\alpha}{6} x}$	z	現在河床高
4/18	3100	197	310	0			162.42	164.50
3/30	3100	18.9	413	2605	46.79	2.21	117.84	121.00
3/18	2950	18.9	415	2625	46.17	2.26	116.51	102.00
3/0	2940	19.0	424	2605	42.74	2.33	71.76	74.63
2/20	2000	19.3	440	7460	114.35	2.47	59.46	51.85
2/4	1020	22.0	440	930	35.44	2.51	39.79	30.46
1/20	2000	18.7	393	11370	151.35	2.50	113.74	113.00
1/3	2600	14.7	309	12411	126.29	2.37	9.91	12.32
0/20	2650	22.5	250	18200	163.34	2.34	2.37	2.47

表-7.

區間	平衡河床勾配	現在河床勾配
3/30~4/18	$\frac{47.69 - 2.21}{2605} = \frac{1}{58.4}$	$\frac{164.50 - 121.00}{2605} = \frac{1}{59.9}$
3/0~3/30	$\frac{117.84 - 92.51}{2605} = \frac{1}{26.3}$	$\frac{121.00 - 102.00}{2605} = \frac{1}{26.4}$
3/0~3/18	$\frac{71.76 - 51.96}{2605} = \frac{1}{50.7}$	$\frac{102.00 - 74.63}{2605} = \frac{1}{53}$
2/20~3/0	$\frac{74.63 - 59.46}{2605} = \frac{1}{73.2}$	$\frac{74.63 - 51.85}{2605} = \frac{1}{73.2}$
2/4~2/20	$\frac{59.46 - 39.79}{2605} = \frac{1}{65.5}$	$\frac{51.85 - 30.46}{2605} = \frac{1}{65.5}$
1/20~2/4	$\frac{113.74 - 93.04}{2605} = \frac{1}{27.4}$	$\frac{113.74 - 102.00}{2605} = \frac{1}{27.4}$
1/3~1/20	$\frac{12.32 - 9.91}{2605} = \frac{1}{263}$	$\frac{12.32 - 10.32}{2605} = \frac{1}{263}$
0/20~1/3	$\frac{152.00 - 126.29}{2605} = \frac{1}{20.7}$	$\frac{164.50 - 121.00}{2605} = \frac{1}{20.7}$

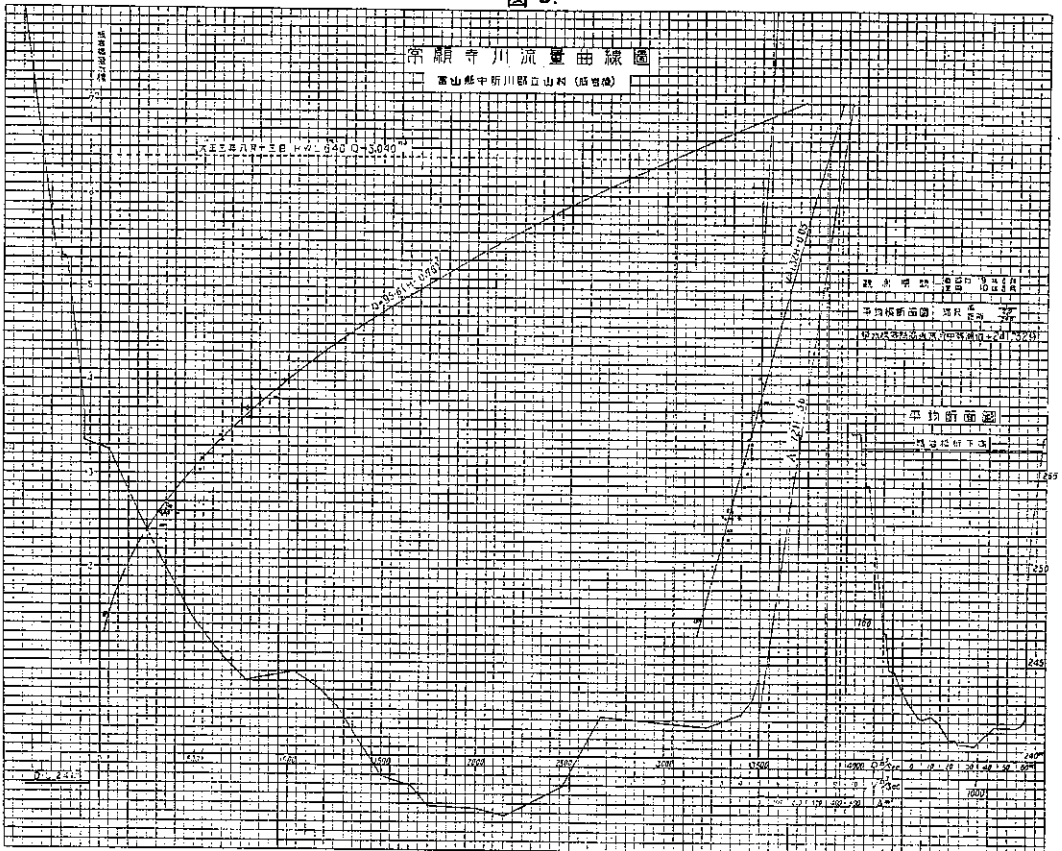
上に述べたる所により、4/18 に於て現在の河床高が $164.50 - 162.42 = 2.08\text{m}$ 低下すると假定すれば表-7 に示す如く現在の河床勾配が大體平衡勾配に接近する。従て現在河床が相當低下して始めて平衡勾配に達する事が推定せられる。即現在河床は土砂が堆積して不安定なる状態にあるのである。故に上流に堰堤を設けて土砂の流下を扞止すると共に、堆積土砂を掘鑿して河床の低下を企図する事は結局上昇せる河床を平衡状態に復歸せしむる事となる。

6. 水理調査

(1) 流量測定及び流量曲線 流量測定箇所を選定するに當り上瀧町以下には立山橋、大日橋、常盤橋、常願寺橋及び今川橋の 5 人道橋があるが、1/18 より上流部は河道廣濶なるのみならず、霞堤が多いから流量の調節は相當行はれて居る。従て今川橋及び常願寺橋は其の位置下流に失し遞減流量が大となり、最大流量を得る事は出来ない。又常盤橋、大日橋及び立山橋は河狀不良にして流量測定に適せず、且つ大日橋及び常盤橋は遞減流量も相當大きい、仍て本調査に於ては改修區域より 5km 上流にある瓶岩橋に於て流量を測定する事とした。此の箇所は兩岸岩盤吃立して居るから横断面は矩形に近く河床は大玉砂利を主とし、河幅は 50~70m 位であるから大體に於て適當なる断面である。

流量測定は昭和 9 年より昭和 10 年の 2 箇年に互りて數十回行ひ測定用浮子は瓶岩橋より投下し、流過距離は 102m と定めた。浮子は主として長い竹浮子を用ひ水深の小なる場合に限り表面浮子を用ひた。

図-5.



本箇所の河床は大玉砂利が主で小さい玉石を混入して居るが、其の上下流に見られる様な大きい玉石はなかつた。従て洪水時に相當洗掘の起る事は容易に想像せられる。其の洗掘の深さを正確に知る事は勿論出来ないが、洪水前の水深より大なる種々の長さの浮子を流して洗掘の深さを大体推定する事が出来た。即ち水深の約 1/3 が洗掘される様である。

従て實測した流速から平均流速を求めるには、先づ上記洗掘の深さを考慮に入れたる断面の更正をなし、次に全水深と浮子の長さとの關係を考慮せる更正を加ふる事とした。

表-8. 瓶岩橋流量實測成果表

中新川 群立山(1) 観音橋 昭和 9.10 年度

観測年月日	至数	量水 上機(m)	標水 位(m)	記 数	B 全数	H (m)	V (m/sec)	A (m ²)	Q (m ³ /sec)	√Q	C	n			
昭和9年8月25日	1	1.46	0.72	1.09	0.00725	1.138	33.0	0.49	0.70	16	1.63	26	5.10	27.4	0.031
"	2	1.43	0.72	1.10	0.00745	1.134	33.0	0.55	0.71	17	1.76	30	5.48	27.5	0.032
"	3	1.49	0.72	1.11	0.00755	1.133	33.0	0.52	0.72	17	1.38	32	5.66	27.0	0.031
"	4	1.49	0.72	1.11	0.00755	1.133	33.0	0.52	0.72	17	1.65	28	5.29	26.3	0.030
"	5	1.49	0.72	1.11	0.00755	1.133	33.0	0.52	0.72	17	1.71	29	5.39	27.5	0.033
"	6	2.57	1.37	1.97	0.01176	1.185	64.0	1.67	1.29	107	3.02	373	17.97	21.6	0.052
"	7	2.35	1.35	1.95	0.01176	1.185	64.0	1.64	1.28	105	3.15	379	18.14	22.5	0.050
"	8	2.64	1.34	1.99	0.01275	1.173	64.0	1.69	1.30	108	3.31	359	18.95	22.5	0.050
"	9	2.65	1.35	2.00	0.01275	1.170	64.0	1.67	1.30	108	3.31	359	18.95	22.7	0.050
"	10	2.63	1.32	1.98	0.01294	1.175	64.0	1.67	1.29	107	3.51	376	19.39	24.0	0.047
"	11	2.36	1.25	1.91	0.01294	1.170	64.0	1.59	1.26	102	3.51	360	18.97	24.6	0.045
"	12	2.36	1.25	1.91	0.01294	1.170	64.0	1.59	1.26	102	3.39	346	17.72	23.7	0.047
"	13	2.36	1.25	1.91	0.01294	1.170	64.0	1.59	1.26	102	3.40	347	17.75	23.8	0.047
"	14	2.43	1.13	1.78	0.01294	1.170	61.5	1.58	1.26	97	3.45	335	18.30	24.2	0.045
"	15	2.43	1.13	1.78	0.01294	1.170	61.5	1.58	1.26	97	3.37	322	17.94	23.3	0.045
"	16	2.35	1.03	1.68	0.01294	1.170	61.5	1.48	1.22	91	3.31	301	17.35	24.0	0.046
"	17	3.03	1.40	2.22	0.01593	1.163	65.0	1.68	1.37	122	4.33	528	22.90	25.0	0.045
"	18	2.90	1.30	2.00	0.01568	1.156	64.0	1.67	1.29	107	4.17	445	21.18	25.6	0.047
"	19	3.15	1.33	2.35	0.01588	1.163	65.0	2.00	1.41	130	4.15	540	24.02	28.9	0.051
"	20	3.35	1.73	2.55	0.01588	1.163	66.0	2.17	1.47	143	4.53	650	25.50	28.4	0.046
"	21	3.40	1.75	2.58	0.01618	1.162	66.0	2.20	1.48	145	4.39	637	25.24	27.3	0.052
"	22	3.60	1.85	2.73	0.01716	1.156	67.0	2.31	1.52	155	5.12	793	28.16	28.7	0.048
"	23	4.00	2.50	3.25	0.01471	1.168	69.0	2.75	1.66	190	5.21	940	31.66	29.9	0.048
"	24	4.00	2.50	3.25	0.01471	1.168	69.0	2.75	1.66	190	5.15	970	31.77	29.6	0.048
"	25	3.80	2.30	3.05	0.01471	1.168	69.0	2.60	1.61	177	5.31	939	30.64	27.2	0.045
"	26	3.80	2.30	3.05	0.01471	1.168	69.0	2.60	1.61	177	5.23	927	30.45	26.7	0.045
"	27	3.68	2.20	2.94	0.01451	1.169	68.0	2.49	1.58	169	4.62	781	27.95	24.3	0.051
"	28	3.70	2.15	2.93	0.01520	1.166	68.0	2.49	1.58	169	4.63	782	27.96	23.8	0.052
"	29	2.56	1.25	1.90	0.01275	1.170	63.0	1.68	1.30	106	3.40	414	23.35	26.7	0.046
"	30	3.20	1.70	2.45	0.01471	1.168	65.0	2.18	1.48	142	4.58	646	25.47	25.6	0.042
"	31	3.41	2.20	3.10	0.01588	1.163	67.0	2.46	1.57	165	4.89	607	28.41	24.7	0.049
"	32	4.06	2.45	3.25	0.01588	1.163	68.5	2.76	1.66	199	4.93	431	30.51	23.6	0.053
"	33	4.21	2.58	3.40	0.01588	1.163	71.0	2.83	1.68	204	4.89	498	31.59	23.1	0.053

流量成果表は表-8 に示す如くでこれから流量曲線、平均流速曲線及び断面曲線を求めれば次の如くである。

流量曲線 $Q = 95.6(H - 0.76)^2$ (8)

平均流速曲線 $V = 1.32 H - 0.03$ (9)

断面曲線 $A = 72 H - 36$ (10)

茲に Q: 流量 (m³/sec), V: 平均流速 (m/sec), A: 断面積 (m²), H: 瓶岩橋量水標水位 (m)

大正 3 年 8 月 13 日の洪水は最近に於ける最大洪水として H=6.4 m と記録せらるゝから (8) 式から Q=3040 m³/sec となる。

(2) 流出係数より求めたる最大流量 常願寺川の最大流量を決定するに當り流量曲線より求むる外、流出係数からも算定する事が必要である。本流域に於ては立山頂上の標高は 3000 m を超ゆるに反し、瓶岩橋附近に於ては 240 m に過ぎないから、其の差は 2760 m に達する。一方兩者の距離は 46 km であるから平均勾配は $\frac{1}{17}$ に及ぶ。従て一降雨後洪水の到達する時間は極めて速かである。仍て 1 時間の最大雨量を求むるに當り日雨量の 50% が 4 時間にて流出するものと假定した。

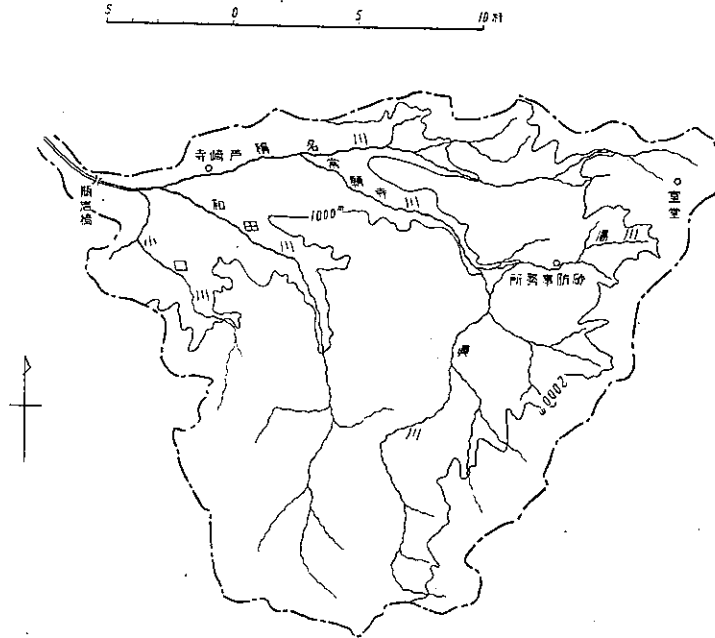
然る時は h を日雨量とすれば 4 時間の最大雨量の 1 時間の平均値は $\frac{0.5h}{4} = \frac{h}{8}$ である。又 1 時間 1 mm の雨量が 1 km² の流域に降り、其の全部が 1 時間に流出するものとすれば 0.378 m³/sec の流量となる。

表-9.

雨量計	標高 (m)	雨量計の支配する面積 (km ²)
芦崎寺	375	79
砂防事務所	1320	226
室堂	2455	51
計		356

備考: 芦崎寺雨量計の支配する面積は瓶岩橋より上流とす。又圖-6 に 1000 m 及 2000 m の標高が記入してある。

図-6.
常願寺川



常願寺川流域内に於ける雨量計は芦峯寺、立山砂防事務所及び立山室堂の3箇所にして、其の標高は芦峯寺 375 m, 砂防事務所 1320 m, 室堂 2455 m であるから、上記各雨量計の支配する面積を夫々標高 1000 m 未満, 1000 m から 2000 m 未満及び 2000 m 以上とした。之を表示すれば表-9 の如くなり、之より流量を求むれば表-10 の如くなる。

表-10.

雨量計	流域面積 (km ²)	流出係数	日雨量 (mm)	流量 (m ³ /sec)
芦峯寺	$A_a = 79$	f_a	h_a	$Q_1 = 0.278 f_a A_a \frac{h_a}{8}$
砂防事務所	$A_b = 226$	f_b	h_b	$Q_2 = 0.278 f_b A_b \frac{h_b}{8}$
室堂	$A_c = 51$	f_c	h_c	$Q_3 = 0.278 f_c A_c \frac{h_c}{8}$

Q を瓶岩橋に於ける流量とすれば

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

即ち
$$0.278 f_a A_a \frac{h_a}{8} + 0.278 f_b A_b \frac{h_b}{8} + 0.278 f_c A_c \frac{h_c}{8} = Q$$

$$f_a A_a h_a + f_b A_b h_b + f_c A_c h_c - 28.77 Q = 0 \dots\dots\dots (11)$$

(11) 式中 A_a , A_b 及び A_c は既知なるを以て各種の観測から、 h_a , h_b 及び h_c 並に Q を知る時は最小自乗法により f_a , f_b , f_c を知る事が出来る。

次に大正3年8月12日及び13日の日雨量並に昭和5年以降常願寺川流域に中水以上の洪水を生じたる日雨量を表示すれば表-11の如くである。

常願寺川に於ける最上流の量水標は改修区域の起點にある上瀧量水標で、流量測定箇所たる瓶岩橋は上瀧から上流5.0kmの所にありて、此處には常時観測して居る量水標は設けてない。仍て上瀧量水標と瓶岩橋流量測定箇所との間の水位關係を知るには相當水位曲線を利用する事とした(図-7 参照)。

H' : 瓶岩橋の水位, H : 上瀧の水位とすれば

$$H' = 0.423(H + 0.97)^2 \dots \dots \dots (12)$$

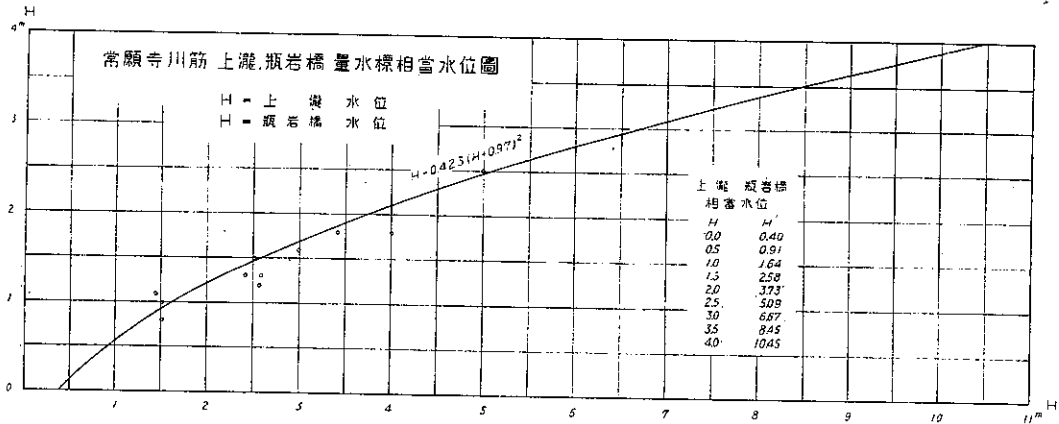
又瓶岩橋に於ける流量曲線は $Q = 95.6(H' - 0.76)^2$ である。

仍て(11)式に於て流量の實測なきものに對しては上瀧の水位から瓶岩橋の水位を求め、從て其の流量を求むる事とした。

表-11. 常願寺川流域日雨量

観測年月日	芦山寺 標高375m	立山事務所 標高1320m	立山堂堂 標高2455m
大正3年8月12日	12.0 ^{mm}		87.8 ^{mm}
" 13日	230.0		282.0
昭和5年7月9日		45.5 ^{mm}	
" 10日	95.0	252.2	370.6
昭和6年7月8日	40.0	48.2	68.0
" 9日	81.3	136.1	163.3
昭和7年7月6日	21.2	27.5	
" 7日	32.7	110.4	170.2
昭和8年7月25日	85.5	119.0	146.4
昭和9年7月9日	35.8	63.2	140.0
" 10日	200.2	302.3	340.0
" 11日	145.2	196.2	391.3
昭和9年8月29日	66.0	81.5	151.9
昭和9年9月1日	7.5	34.1	35.5
" 9月1日	10.2	81.4	70.4
昭和9年9月3日	65.0	89.1	160.0
" 10月1日	15.8	22.1	
昭和10年8月28日	8.6	8.6	34.3
" 29日	64.8	143.8	139.0

図-7.



上瀧の水位並に瓶岩橋の水位及び流量の關係を表示すれば表-12の如くである。

雨量と流量との關係を求むるに當り雨量は出水前日のものを以て流量に關係ある有效雨量と見做すと雖も、昭和6年7月9日の出水に於ては最大日雨量は7月9日に起つたから、これに關係ある雨量は8日及び9日の雨量なるべし。從て兩日の雨量の合計を以て有效雨量となした。又昭和9年9月1日の出水に於ては最大流量の時刻が1日午後6時であつた事に鑑み有效雨量としては8月31日及び9月1日の雨量をとり且つ8月31日の雨量は其の $\frac{1}{2}$ をとる事とした。

表-12.

観測年月日	上瀧量水標 水位(流量)	瓶岩橋 水位(流量)	流量(最大)
昭和5年7月11日	270 ^m	570 (観測)	2330 (推定)
" 6 7 9	230	310 ("	1800 ("
" 7 7 8	210	400 ("	1800 ("
" 8 7 26	220	423 ("	1160 ("
" 9 7 10	235	575 ("	1930 ("
" 9 7 11	245	495 ("	1680 ("
" 9 7 12	267	560 ("	2240 ("
" 9 8 30	160	305 ("	530 ("
" 9 9 1	180	360 ("	800 ("
" 9 10 1	180	400 ("	990 ("
" 10 8 29	170	450 ("	1340 ("

表-11 及び 表-12 から (11) 式によりて最大流量の観測等式を求むる時は次の如くなる。

$$\text{昭和 } 5.7.11 \quad f_0(95 \times 79) + f_1(252 \times 226) + f_2(371 \times 51) = 28.77 \times 2330$$

昭和 6.	7.	9	$f_a(121 \times 79) + f_b(184 \times 226) + f_c(223 \times 51) = 28.77 \times 1800$
	7.	8	$f_a(33 \times 79) + f_b(110 \times 226) + f_c(170 \times 51) = 28.77 \times 1000$
	8.	7. 26	$f_a(86 \times 79) + f_b(119 \times 226) + f_c(146 \times 51) = 28.77 \times 1160$
	9.	7. 10	$f_a(36 \times 79) + f_b(63 \times 226) + f_c(140 \times 51) = 28.77 \times 1930$
	9.	7. 11	$f_a(200 \times 79) + f_b(303 \times 226) + f_c(340 \times 51) = 28.77 \times 1680$
	9.	7. 12	$f_a(145 \times 79) + f_b(196 \times 226) + f_c(391 \times 51) = 28.77 \times 2240$
	9.	8. 30	$f_a(66 \times 79) + f_b(82 \times 226) + f_c(152 \times 51) = 28.77 \times 530$
	9.	9. 1	$f_a(14 \times 79) + f_b(98 \times 226) + f_c(96 \times 51) = 28.77 \times 800$
	9.	10. 1	$f_a(65 \times 79) + f_b(89 \times 226) + f_c(160 \times 51) = 28.77 \times 990$
	10.	8. 29	$f_a(73 \times 79) + f_b(152 \times 226) + f_c(173 \times 51) = 28.77 \times 1340$

上記等式中昭和 9 年 7 月 10 日及び 11 日の観測等式は雨量と流量と一致せざる憾みあり。即ち 10 日の流量を 9 日の雨量と比較する時は著しく過大にして、又 11 日の流量は之を 10 日の雨量と比較すれば過小である。之 10 日の雨量が 10 日と 11 日との兩方の最大流量に關係して居る事を示すものなるが、10 日の雨量を兩者に分割して考ふる事は困難なるを以て 10 日及び 11 日の観測等式は之を除外する事とした。

又昭和 9 年 8 月 30 日に於ては上瀧量水標は最高水位の観測を逸し、瓶岩橋流量測定箇所にては最大流量を観測しなかつたから、同日の観測等式も之を省く事とした。

仍て次ぎの 8 観測等式から流出係數 f_a, f_b 及び f_c を求むるものとす

$$\begin{aligned}
 f_a(14 \times 79) + f_b(98 \times 226) + f_c(96 \times 51) - (800 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(65 \times 79) + f_b(89 \times 226) + f_c(160 \times 51) - (990 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(33 \times 79) + f_b(110 \times 226) + f_c(170 \times 51) - (1000 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(86 \times 79) + f_b(119 \times 226) + f_c(146 \times 51) - (1160 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(73 \times 79) + f_b(152 \times 226) + f_c(173 \times 51) - (1340 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(121 \times 79) + f_b(184 \times 226) + f_c(223 \times 51) - (1800 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(145 \times 79) + f_b(196 \times 226) + f_c(391 \times 51) - (2240 \times 28.77) &= 0 \\
 f_a(95 \times 79) + f_b(252 \times 226) + f_c(371 \times 51) - (2330 \times 28.77) &= 0
 \end{aligned}$$

各式に於て第 1 項の係數にて各項を除すれば

$$\begin{aligned}
 f_a + 20.025 f_b + 4.427 f_c - 20.810 &= 0 \quad \dots\dots\dots 1) \\
 f_a + 3.917 f_b + 1.589 f_c - 5.547 &= 0 \quad \dots\dots\dots 2) \\
 f_a + 9.536 f_b + 3.326 f_c - 11.036 &= 0 \quad \dots\dots\dots 3) \\
 f_a + 3.958 f_b + 1.096 f_c - 4.912 &= 0 \quad \dots\dots\dots 4) \\
 f_a + 5.956 f_b + 1.530 f_c - 6.685 &= 0 \quad \dots\dots\dots 5) \\
 f_a + 4.350 f_b + 1.189 f_c - 5.417 &= 0 \quad \dots\dots\dots 6) \\
 f_a + 3.867 f_b + 1.741 f_c - 5.626 &= 0 \quad \dots\dots\dots 7) \\
 f_a + 7.588 f_b + 2.521 f_c - 8.933 &= 0 \quad \dots\dots\dots 8)
 \end{aligned}$$

観測等式の一般式を

$$\left. \begin{aligned}
 a_1 f_a + b_1 f_b + c_1 f_c - l_1 &= 0 \\
 a_2 f_a + b_2 f_b + c_2 f_c - l_2 &= 0 \\
 a_3 f_a + b_3 f_b + c_3 f_c - l_3 &= 0 \\
 \vdots & \\
 \dots\dots\dots & \dots\dots\dots
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 9)$$

とすれば正等式は次ぎの如くなる。

$$\left. \begin{aligned} [aa]f_a + [ab]f_b + [ac]f_c - [al] &= 0 \\ [ab]f_a + [bb]f_b + [bc]f_c - [bl] &= 0 \\ [ac]f_a + [bc]f_b + [cc]f_c - [cl] &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

茲に

$$[aa] = a_1 a_1 + a_2 a_2 + a_3 a_3 + \dots$$

又

$$\left. \begin{aligned} a_1 + b_1 + c_1 - l_1 &= s_1 \\ a_2 + b_2 + c_2 - l_2 &= s_2 \\ a_3 + b_3 + c_3 - l_3 &= s_3 \\ \vdots & \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

とすれば

$$\left. \begin{aligned} [aa] + [ab] + [ac] - [al] &= [as] \\ [ab] + [bb] + [bc] - [bl] &= [bs] \\ [ac] + [bc] + [cc] - [cl] &= [cs] \\ [al] + [bl] + [cl] - [l] &= [ls] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14)$$

となるを以て之によりて正等式の照査を行ふ事が出来る。観測等式より

$$\begin{aligned} [aa] &= 8, & [ab] &= 59.197, & [ac] &= 17.419, & [bc] &= 171.076 \\ [bb] &= 649.874, & [cc] &= 47.527, & [al] &= -68.966, & [bl] &= -716.049 \\ [cl] &= -192.014, & [as] &= 15.650, & [bs] &= 164.097, & [cs] &= 44.009 \\ [ls] &= -181.793, & [l] &= 795.229 \end{aligned}$$

なるを以て正等式は (13) 式より

$$\left. \begin{aligned} 8f_a + 59.197f_b + 17.419f_c - 68.966 &= 0 \\ 59.197f_a + 649.874f_b + 171.076f_c - 716.049 &= 0 \\ 17.419f_a + 171.076f_b + 47.527f_c - 192.014 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

照査として (14) 式より

$$\left. \begin{aligned} 8 + 59.197 + 17.419 - 68.966 &= 15.650 = [as] \\ 59.197 + 649.874 + 171.076 - 716.049 &= 164.098 = [bs] \\ 17.419 + 171.076 + 47.527 - 192.014 &= 44.008 = [cs] \\ -68.966 - 716.049 - 192.014 + 795.229 &= 181.800 = [ls] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

なるを以て正等式は充分正確なるを知る。之を解きて

$$f_a = 0.9156, \quad f_b = 0.8244, \quad f_c = 0.7370$$

従て將來の洪水に對しては

$$(0.9156 \times 79)h_a + (0.8244 \times 226)h_b + (0.7370 \times 51)h_c - 28.77 Q_{\max} = 0$$

$$\text{即ち } Q_{\max} = 2.53 h_a + 6.47 h_b + 1.31 h_c \dots\dots\dots (15)$$

茲に Q_{\max} : 瓶岩橋流量測定所に於ける最大流量 (m³/sec)

h_a : 芦峯寺に於ける日雨量 (mm)

h_b : 立山砂防事務所に於ける日雨量 (mm)

h_c : 立山室堂に於ける日雨量 (mm)

(15) 式により大正 3 年 8 月 13 日の最大流量を求めんとす。

當時立山砂防事務所にて雨量観測をなしたるものはないが、殆ど同高度の有峰に於て日雨量を観測したものがあから之を代用する事とした。

表-13.

観測年月日	h_a (mm)	h_b	h_c (mm)	有峰 (mm)
大正 3. 8. 12	12.0	—	88.0	—
13	230.0	—	282.0	319.0
14	—	—	—	107.0

又洪水は 8 月 13 日に起つたから、之に關係ある有効雨量は 8 月 12 日及び 13 日の雨量なる事は明かである。然し 12 日の雨量は大きくなかつたから之によつて 13 日の大水が起つたとは考へられない。寧ろ 8 月 13 日の雨量が大水を生じたと思ふのが當然である。但し 13 日の雨量も亦 13 日の洪水には影響があるのであるから、13 日の流量を生じた有効雨量としては 13 日の雨量の全量と 12 日雨量の $\frac{1}{2}$ との合計をとる事とした。然る時は $h_a=236$ mm, $h_b=319$ mm, $h_c=326$ mm となるから (15) 式から

$$Q_{max} = (2.53 \times 236) + (6.47 \times 319) + (1.31 \times 326) = 2950 \text{ m}^3/\text{sec}$$

而して流量曲線より求めたる最大流量は 3040 m³/sec であり其差は僅小である。

(3) 流域面積より求めたる常願寺川の最大流量 北陸地方に於ける著名なる河川は富山縣に於ける神通川、庄川、黒部川及び常願寺川、石川縣に於ける手取川並に福井縣に於ける九頭龍川なるも九頭龍川は他の 5 箇川に比すれば著しく緩流にして其の河状も亦甚だ異つて居る。其の他の 5 箇川は流域面積の大小によりて流量を異にし、又流路の長短によりて水面勾配に緩急ありと雖も、其の河状の類似せる點尠からず。仍て之等 5 箇川の最大流量は大体流域面積に比例するものと假定して最大流量を推定する公式を求めんとす。

流域面積中平地面積は河川の洪水流量に影響する事が尠いから之に影響するものとして其の $\frac{1}{3}$ をとる事とした。仍て

$$Q_{max}: \text{最大流量 (m}^3/\text{sec)}, m: \text{山地流域面積 (km}^2), p: \text{平地流域面積 (km}^2),$$

$$c, n: \text{常数}, Q_{max} = c \left(m + \frac{1}{3}p \right)^n$$

と置き最小自乗法により c 及び n を決定せんとす (表-14 参照)。

表-14.

河川	流域縣	流域面積 (km ²)			$m + \frac{1}{3}p$ (km ²)	最大流量 (m ³ /sec)	$Q_{max} = 535.5 \left(m + \frac{1}{3}p \right)^{0.8}$ より求めたる最大流量 (m ³ /sec)
		山地 (m)	平地 (p)	$m+p$			
常願寺川	富山	348	20	368	355	3040	3118
黒部川	富山	682	14	696	687	3970	3891
手取川	石川	743	66	809	765	4090	3925
庄川	富山, 岐阜	1100	51	1151	1117	4370	4397
神通川	富山, 岐阜	2330	443	2776	2481	5600	5587

備考: 最大流量は流量曲線より求めたものである。

次に $Q_{max} = c \left(m + \frac{1}{3}p \right)^n$ 1)

なるを以て

$$\log_{10} Q_{\max} = \log_{10} c + n \log_{10} \left(m + \frac{p}{3} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\log_{10} c = \frac{[\{\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)\}^2] [\log_{10} Q] - [\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)] [\log_{10} (m + \frac{1}{3}p) \log_{10} Q]}{V[\{\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)\}^2] - [\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)]^2} \dots\dots\dots (3)$$

$$n = \frac{V[\log_{10} (m + \frac{1}{3}p) \log_{10} Q] - [\log_{10} Q] [\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)]}{V[\{\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)\}^2] - [\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)]^2}$$

而して $[\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)] = 14.71353, [\log_{10} Q] = 18.07200$

$$[\{\log_{10} (m + \frac{1}{3}p)\}^2] = 43.68162, [\log_{10} Q \log_{10} (m + \frac{1}{3}p)] = 53.29616$$

なるを以て

$$\log_{10} c = \frac{(43.68162 \times 18.07200) - (14.71353 \times 53.29616)}{(5 \times 43.68162) - (14.71353)^2} = 2.72877$$

$$n = \frac{(5 \times 53.29616) - (14.71353 \times 18.07200)}{(5 \times 43.68162) - (14.71353)^2} = 0.30096 \doteq 0.3$$

$$\therefore c = 535.51 \doteq 535.5$$

従て $Q_{\max} = 535.5 \left(m + \frac{1}{3}p \right)^{0.3} \dots\dots\dots (16)$

16)式により最大流量を計算せるものを表-14に合記す。之より明かなる如く、(16)式より求めたる最大流量は流量曲線図-8より求めたるものに比し、其の差僅小なるを以てこれにより大体北陸河川の最大流量を推定する事が出来る。

(4) 常願寺川の最大流量及び計畫高水流量
常願寺川の最大流量は上記流量曲線、流出係數及び流域面積による3方法を併せ用ひて決定した(表-15参照)。

此等の平均を求むる時は

$$(3040 + 2950 + 3120) \div 3 = 3040 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となる。故に常願寺川の最大流量としては3000~3100 m³/secなるを以て計畫高水流量としては Q=3100 m³/sec とした。

図-8.

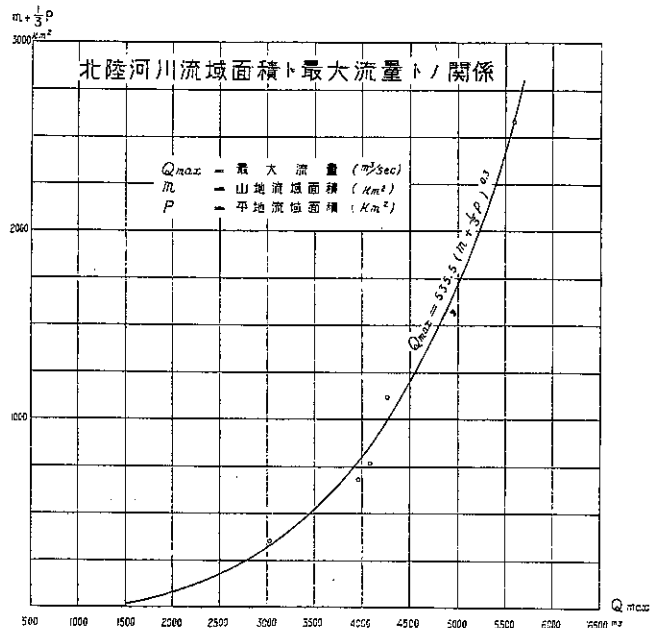


表-15.

	流量曲線	流出係数による最大流量	流域面積より求めたる最大流量
公 式	$Q=95.6(H-0.76)^2$	$Q_{max}=2.53 h_a+6.47 h_b+1.31 h_c$	$Q_{max}=585.5\left(m+\frac{1}{3}p\right)^{0.3}$
観 測 箇 所	瓶 岩 橋	瓶 岩 橋	—
大 正 3. 8. 13 洪水	$Q=3040(m^3/sec)$	$Q_{max}=2950(m^3/sec)$	—
全 流 域	—	—	$Q_{max}=3120(m^3/sec)$

(5) 洪水流量の遞減に就て 洪水波は下流に至るに従ひ扁平となるから、洪水流量は支川が流入しなければ下流になる程遞減すべきである。然るに河川は常態に於ては下流に至る程、流域面積の増加に伴ひ大小に拘らず支川が合流するから洪水流量の減少するものは尠い。

常願寺川は左支小口川合流點以下に於ては支川の流入するものはなく、而も流量を測定したる瓶岩橋は小口川合流點の直ぐ下流に位するから其の最大流量は蓋し常願寺川流域の最大流量なるべし。

Q_z : 或區間の上流端に於ける流量 (m^3/sec), Q_u : 或區間の下流端に於ける流量 (m^3/sec)

F : 其の區間の表面積 (m^2), $\frac{dh}{dt}$: 水位の上昇率 ($m/hour$) とすれば

$$Q_u = Q_z - F \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots 1)$$

而して B : 其の區間の平均の幅員 (m), L : 其の區間の延長 (m)

とすれば

$$1) \text{ 式より } Q_u = Q_z - BL \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (17)$$

(17) 式に於て $BL \frac{dh}{dt}$ は遞減する流量を示すもので、之は B , L 及び $\frac{dh}{dt}$ に比例するから、今 $L=$ 一定とすれば、遞減流量は幅員の廣き程又水位上昇率の大なる程大である。

常願寺川は瓶岩橋より改修起點上瀧町に至る間は兩岸高臺の狹窄部を流下するから流量の遞減は極めて僅少なるべし。仍て改修起點に於ける最大流量は瓶岩橋に於ける最大をとりて $3100 m^3/sec$ と定めた。

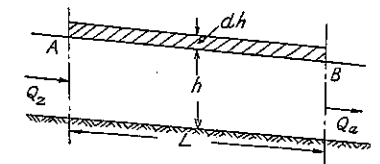
然るに改修起點以下 1/8 に至る間は河幅廣大なるのみならず、堤防の終端は之を開放して霞堤となした所が多いから、下流に至るに従ひ流量は相當遞減するものと考えられる事が出来る。之を實例に徴するに昭和 9 年 7 月 12 日の洪水に際し大日橋より上流に於ては濁流堤防天端を洗ふ大水であつたに拘らず、下流常願寺橋附近に至れば最高水位が堤防天端より約 3m 低き状態にして中水の程度に過ぎなかつた。

又常願寺川の堤防天端幅は上流に於ては 9.0m, 中流に於ては 7.3m であるに反し、下流に至れば僅か 3.6m に過ぎない。尙河幅も上流は 500~720m, 中流は 450~520m であるに反し、下流は僅か 350m である。而も破堤溢水は常に上流及び中流部に起り下流部に於ては殆ど起らない。之は水流の強弱による事は勿論であるが、一方遞減流量が相當大にして下流に至るに従ひ流量の遞減する事が又有力なる原因であらう。

昭和 9 年 7 月 12 日の大水直後、全改修區域に互り洪水痕跡を實測したから之により流過流量を計算すれば、表-16 及び表-17 の如くである。本計算に於て河口より 1/8 迄では河床が細砂又は小砂利交りの砂から成つて居り洪水時には河床が相當洗掘せらるゝ事は明かであるから水深の算出に當りては洗掘を考慮に入れる事とした。

図-9.

縦断面圖



平面圖

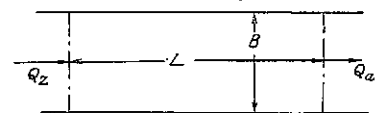


表-16. 昭和 9. 7. 12 洪水に際し各断面に於ける断面積、水面幅、平均水深

断面番号	断面積 (m ²)		水面幅 (m)		平均水深 (m)		断面積 (m ²)	水面幅 (m)	平均水深 (m)
	左	右	左	右	左	右			
0/0	140.0	140.0	34.3	33.2	1.03				
0/6	2.30	2.70	22.3	26.3	0.05				
0/12	4.00	4.20	32.2	31.5	1.02	3.27	1.00	0.90	1.90
0/18	5.60	5.60	31.8	33.5	0.95				
0/24	6.90	7.10	41.3	33.7	1.25				
0/30	8.30	8.60	46.2	32.2	1.43				
1/0	10.10	9.70	41.5	32.0	1.27	3.33	1.32	0.70	2.02
1/6	11.70	11.80	47.0	30.5	1.36				
1/12	14.10	13.80	58.4	32.0	1.83				
1/18	16.40	15.70	70.0	47.4	1.48	3.97	1.66	0.20	1.86
1/24	18.60	18.20	61.0	56.5	1.10				
1/30	23.30	23.30	61.5	59.4	1.37	5.43	1.26	0.20	1.46
2/0	26.60	26.60	63.2	47.0	1.32				
2/6	35.00	35.00	56.1	33.6	1.07				
2/12	41.10	42.10	77.9	41.2	1.09	4.23	1.62	0.10	1.72
2/18	48.00	50.10	60.6	52.2	1.16				
2/24	57.20	58.10	52.6	43.2	1.21				
2/30	67.20	67.40	51.1	34.4	1.49	3.72	1.72	0.10	1.82
3/0	75.30	76.30	60.2	34.0	1.77				
3/6	84.50	84.40	77.0	30.2	2.04				
3/12	93.30	93.30	63.0	34.0	1.85	3.40	1.85	0.10	1.95
3/18	102.30	103.20	74.0	34.9	2.24				
3/24	111.20	112.80	67.3	42.0	1.65	3.50	1.75	0.10	1.85
3/30	121.70	123.00	57.7	27.9	1.85				
4/0	134.80		70.5	48.6	1.62				
4/6	145.20	64.1	85.0	48.2	1.76	4.73	1.54	0.10	1.74
4/12	155.63	83.4	49.2	1.76					
4/18	163.80	53.0	33.5	1.69					

備考：各断面の平均水深は断面積を算出するに當り平均水面幅と断面積の比より算出するに依り、

表-17. 昭和 9. 7. 12 洪水に於ける最大流量

断面番号	断面積 (m ²)	平均水深 (m)	最大流量 (m ³ /sec)	流速 (m/sec)	流速 (ft/sec)	流速 (mph)
0/0-0/20	1,467	1.90	327	0.033	3.6	2.17
0/20-1/0	1,413	2.92	373	0.037	31.3	2.15
1/0-1/20	1,326	1.06	397	0.043	26.6	2.17
1/20-2/4	1,315	1.66	343	0.054	19.0	2.00
2/4-2/20	1,448	1.72	423	0.061	19.0	2.56
2/20-3/0	1,726	1.82	372	0.063	18.0	2.90
3/0-3/10	1,671	1.95	340	0.064	18.0	2.57
3/10-3/20	1,606	1.55	350	0.065	18.7	2.20
3/20-4/0	1,613	1.64	475	0.065	17.7	2.90

表-17 により流量遞減の大勢を知る事が出来る。

上記洪水に於ける改修起點の流量は流量曲線より見る時は 2240 m³/sec となり又 表-17 による時は 2260 m³/sec となるから最大流量は 2250 m³/sec を以て適當となすべし。

次に $Q = Q_0 - I \frac{dH}{dt}$ なる式から遞減流量を計算するに當り、 $\frac{dH}{dt}$ なる値を如何にとるかは重要な問題なるも、表-18 より明かなる如く、常願寺川筋に於ける 3 量水標の同時刻の水位増加率の判明せるものは唯 1 回あつたに過ぎないで、其の他は何れも缺測がある。昭和 9 年 7 月 12 日の洪水に於ても日置量水標の観測があるのみ。従て同年 7 月 10 日の同時水位観測をも参考として各量水標に於ける水位増加率を 30 cm/hour と假定した。斯くして 850 m (6 町) 毎に遞減流量を計算すると 表-19 の如くなる。

表-19 に記せる洪水流量を 表-17 の流量と比較する爲に之に合記する事とした。

表-18. 各量水標水位増加率

年月日	時刻	量水標 (cm/hour)		
		宮條	日置	上瀧
昭和 9. 6. 20	午後 4 時	50	20	—
	午後 5 時	—	—	—
9. 7. 10	午後 3 時	—	30	30
	午後 4 時	—	—	—
9. 7. 12	午前 5 時	—	30	—
	午後 6 時	—	—	—
9. 7. 24	午前 8 時	40	60	50
	午後 9 時	—	—	—
9. 9. 1	午後 1 時	30	10	—
	午後 2 時	—	—	—
9. 10. 1	午前 6 時	30	—	25
	午前 7 時	—	—	—

表-19. 昭和 9. 7. 洪水に於ける遞減流量及び最大流量

断面番号	水面幅 (m)	平均値 (m)	水位増加率 (cm/hour)	断面積 (m ²)	遞減流量 (m ³ /hr)	最大流量 (m ³ /hr)
4/10	334	5.15	30	633	49065	27.5
12	696	2.03	30	651	156870	43.0
6	910	0.81	30	615	156271	43.4
4/0	783	7.10	30	706	148493	41.2
3/30	636	5.02	30	624	108950	30.3
20	528	4.38	30	594	85897	24.9
18	428	4.63	30	604	84452	24.8
12	497	4.32	30	590	85314	23.7
6	466	4.52	30	620	84820	23.6
3/0	438	4.41	30	610	81711	22.7
2/10	444	4.81	30	714	103040	28.6
24	517	3.70	30	675	105300	29.5
18	522	4.67	30	682	95343	26.5
12	412	4.63	30	676	93296	26.1
6	514	4.46	30	656	91018	27.1
2/0	478	5.96	30	588	105314	29.2
1/30	711	6.77	30	675	137093	36.1
20	641	6.72	30	681	112447	31.2
18	602	5.04	30	625	94580	26.7
12	405	4.10	30	603	74184	20.3
6	415	5.72	30	615	68674	19.7
1/0	320	3.75	30	637	82103	17.5
0/30	332	3.10	30	709	70041	19.5
24	337	3.16	30	587	69136	19.2
18	334	3.79	30	617	60848	16.9
12	324	2.94	30	642	36624	15.1
6	263	2.98	30	657	58736	16.3
0/0	332					15.31

之を見る時は改修起點から 34 迄は兩者大体一致して居るが、之より下流に於ては流速公式による流量が遞減

流量の公式による流量より多少小なるを知る。之は水位の上昇率を上流から下流迄で一様に 30 cm/hour にとりたる事と、霞堤による流量の調節が加はりたる結果なるべし。兎に角表-17 により下流に至るに従ひ、洪水流量の遞減する事は明かなるを以て、本計畫に於ても上流改修起點に於ける計畫高水流量は常願寺川流域に於ける最大流量 3100 m³/sec をとると雖も、下流に至るに従ひ漸次遞減せしめる事とした。

而して此の遞減流量を定むるに當り水位上昇率は安全をとり、30 cm/hour より低下せしめて上流及び中流に於

表-20. 計畫高水位に於ける各断面毎の遞減流量及び最大流量

断面 番号	水面幅 β(m)	平均深 h(m)	水位増高率 dh/dt(%)	断面距離 L(km)	遞減流量 ΔQ(m ³ /sec)	最大流量 Q _{max} (m ³ /sec)	断面 番号	水面幅 β(m)	平均深 h(m)	水位増高率 dh/dt(%)	断面距離 L(km)	遞減流量 ΔQ(m ³ /sec)	最大流量 Q _{max} (m ³ /sec)	
4.0	314	4.51	2.5	230	262.55	3107.0	2.16	445	4.78	2.5	214	25573	7.1	2770.2
6	568	5.7	*	125	276.1	3042.5	14	460	4.39	*	215	25791	7.1	2791.4
14	820	662	*	210	347.55	3030.0	12	418	4.00	*	216	21600	6.0	2704.1
12	647	7.04	*	209	370.4	3075.1	10	382	3.56	*	224	19936	5.5	2770.2
10	721	7.70	*	182	350.55	3149.5	8	324	3.23	*	236	24987	6.9	2772.7
8	730	7.50	*	207	474.78	3035.6	6	511	4.23	*	225	20294	7.9	2765.0
6	746	7.23	*	157	285.76	3042.1	4	484	5.03	*	180	27325	6.2	2759.9
4	644	7.25	*	229	415.06	3034.4	2	460	4.70	*	217	25478	7.1	2751.7
2	750	767	*	224	434.11	3022.9	1/0	480	4.80	*	260	31200	8.7	2744.6
4/0	783	725	*	266	482.13	3010.7	1/34	480	5.03	*	212	26654	7.4	2735.9
3/34	667	639	*	218	340.27	2997.3	32	526	5.74	*	116	15196	4.2	2720.5
32	610	635	*	222	352.43	2987.6	30	521	5.18	*	208	31000	8.6	2724.1
30	554	637	*	191	303.17	2977.8	28	514	5.78	*	275	29700	8.3	2715.7
28	675	603	*	277	417.58	2969.4	26	542	5.36	*	210	28140	7.8	2707.4
26	540	581	*	156	226.59	2957.8	24	540	5.25	*	192	25344	7.0	2699.6
24	572	550	*	140	261.25	2951.5	22	520	5.24	*	203	28625	5.7	2689.1
22	527	504	*	202	294.52	2944.2	20	524	5.08	*	194	19664	5.0	2679.4
20	481	456	*	207	235.98	2937.1	18	487	4.63	*	223	19178	5.3	2674.4
18	431	421	*	217	228.89	2930.5	16	438	4.30	*	200	17364	4.8	2669.1
16	410	423	*	146	207.77	2924.2	14	421	4.15	*	214	16718	4.5	2664.3
14	436	467	*	231	264.69	2918.4	12	408	3.79	*	194	14288	4.0	2659.8
12	450	434	*	171	203.17	2910.9	10	346	3.54	*	195	13404	4.3	2655.8
10	410	416	*	221	228.84	2905.3	8	370	3.96	*	175	14140	3.9	2651.5
8	421	446	*	140	211.85	2898.9	6	412	4.04	*	224	16352	4.5	2647.6
6	470	471	*	207	244.70	2892.0	4	385	3.65	*	216	14731	4.1	2643.1
4	471	466	*	203	246.50	2886.2	2	305	3.01	*	215	12448	4.0	2639.0
2	460	451	*	210	244.70	2879.8	1/0	336	3.36	*	219	14804	4.1	2635.0
3/0	442	449	*	226	254.69	2872.9	0/34	330	3.30	*	203	13601	3.8	2630.9
2/34	455	443	*	168	207.08	2865.9	32	300	3.35	*	227	15846	4.4	2627.1
32	530	441	*	224	274.96	2852.5	30	330	3.49	*	226	16091	4.5	2622.7
30	451	427	*	242	258.34	2845.3	28	360	3.56	*	256	17613	4.9	2618.2
28	402	385	*	226	217.53	2839.5	26	344	3.44	*	252	17534	4.4	2613.3
26	367	450	*	246	276.75	2831.6	24	343	3.43	*	221	15382	4.3	2608.4
24	533	507	*	214	283.77	2821.7	22	353	3.48	*	233	24766	8.3	2606.8
22	480	527	*	216	284.58	2815.8	0/20	342	3.42	*				
20	574	551	*	235	323.71	2806.8								
18	527	511	*	233	247.66	2806.8								

ては 25 cm/hour, 下流に於ては 20 cm/hour とした。表-20 に改修起點より宮條量水標迄で 217 m (2 町) 毎に計算したる最大流量を示す。

(6) 粗度係数 n の値 常願寺川の如く改修区域内の水面勾配が 1/60 に達する急流河川の粗度係数を如何にとるべきかは困難なる問題で、之を明示した實例は殆どない。仍て計畫断面に用ふる n の指針として瓶岩橋流量測定の結果から流速係数 c を逆算し、更に c はクッター公式によるものとし、これから n を求むれば 表-8 に示す如くである。

又土砂を運搬する流路に於ては Schoklitsch が Bazin 公式の粗度係数 γ を次の如く訂正して居る。

$$\gamma = 0.265 + \{5000(HI - H_0I_0)\}^{\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (18)$$

茲に H_0, I_0 : 河床の砂礫が連続的に動き始むる時の平均流速

H, I : 洪水時の平均水深及び勾配

而して Kutter 公式の n と Bazin 公式の γ との間には

$$1 + \gamma = 87n \dots \dots \dots (19)$$

なる關係がある。これにより瓶岩橋流量測定箇所にて實例の結果より逆算せる n の値と Schoklitsch 公式より求めたる γ 即ち n の値との比較をなす事が出来る。

上記箇所にて河床の砂礫が連続的に動き始むる平均水深及び勾配を求むるに當り之に相當する流量は約 80 m^3/sec なる事を認めた。今 $Q = 80 m^3/sec$ とすれば流量曲線 $Q = 95.6(H - 0.96)^3$ から $H = 1.875 m$ を得る。又 $H = 1.875 m$ に對する平均水深を求むれば $h = 1.042 m$ となる。

昭和 9 年 8 月 25 日の出水に於て上流量水標の平均水位は 1.482 m にして、其の水面勾配は 0.00747 で、又其の翌 26 日に於ける同標の平均水位は 2.590 m にして水面勾配は 0.01255 に達した。今同標の水位が 1.482 m より 2.590 m に上る際に水面勾配が之に比例して変化するものとし同標の水位が 1.866 m に相當する水面勾配を求むれば

$$0.01255 - \frac{(0.01255 - 0.00747) \times (2.590 - 1.875)}{2.590 - 1.482} = 0.00919 = \frac{1}{108.7}$$

となる。

仍て瓶岩測定箇所にては $H_0 = 1.042, I_0 = \frac{1}{108.7}$ である。

昭和 9 年 8 月 26 日の洪水に於ては $H = 1.639 m, I = 0.01255 = \frac{1}{79.6}$ なるを以て

$$\gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{1.639}{79.6} - \frac{1.042}{108.7} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (103.0 - 48.0)^{\frac{1}{4}} = 2.990$$

$$\therefore n = \frac{1 + 2.990}{87} = 0.0458$$

昭和 9 年 8 月 30 日の洪水に於ては $H = 1.547 m, I = 0.01284 = \frac{1}{77.8}$ なるを以て

$$\gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{1.547}{77.8} - 48 \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (99.4 - 48.0)^{\frac{1}{4}} = 0.265 + 2.680 = 2.945$$

$$\therefore n = \frac{1 + 2.945}{87} = 0.0455$$

昭和 9 年 9 月 1 日の洪水に於ては $H = 2.038 m, I = 0.01648 = \frac{1}{60.6}$ なるを以て

$$\gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{2.038}{60.6} - 48.0 \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (168.0 - 48.0)^{\frac{1}{4}} = 0.265 + 3.315 = 3.580$$

$$\therefore n = \frac{1+3.58}{87} = 0.0526$$

昭和 9 年 10 月 1 日の洪水に於ては $H=2.631\text{ m}$, $I=0.01476 = \frac{1}{67.8}$ なるを以て

$$\gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{2.631}{67.8} - 48.0 \right) \right\}^{\frac{1}{2}} = 0.265 + (193.9 - 48.0)^{\frac{1}{2}} = 0.265 + 3.480 = 3.745$$

$$\therefore n = \frac{1+3.745}{87} = 0.0546$$

昭和 10 年 8 月 29 日の洪水に於ては $H=2.382\text{ m}$, $I=0.01502 = \frac{1}{66.6}$ なるを以て

$$\gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{2.382}{66.6} - 48.0 \right) \right\}^{\frac{1}{2}} = 0.265 + (130.9 - 48.0)^{\frac{1}{2}} = 0.265 + 3.383 = 3.651$$

$$\therefore n = \frac{1+3.651}{87} = 0.0535$$

さきに實測の結果より逆算せる n の値と Schoklitsch 公式により求めたる n の値とを比較すれば表-21 の如くである。本表により明かなる如く實測より逆算せる n の値と Schoklitsch 公式による n の値とは其の差僅少にして平均 7.8% に過ぎないから断面計算に用ふる n の値は Schoklitsch 公式による事とした。

表-21. 實測より求めたる n と Schoklitsch 公式より求めたる n との比較

年次	K	H (m)	I	n	
				實測逆算値 (1)	Schoklitsch公式逆算値 (2)
昭和9年10月1日	16.54	1/14.6	0.0435	0.0450	-0.036
昭和9年8月10日	15.47	1/17.8	0.0451	0.0455	-0.002
昭和9年9月1日	20.18	1/69.6	0.0477	0.0526	-0.113
昭和10年8月29日	2.31	1/67.8	0.0487	0.0505	-0.131
平均	19	1/66.6	0.0491	0.0515	-0.040

(7) 本計畫に於て各横断面の計算に用ひたる粗度係數 n の値 Bazin 公式の γ を砂礫を流送する河川に適應するに當り, Schoklitsch が更正せる公式は (18) 式即ち

$$\gamma = 0.265 + \{ 5000 \times (HI - H_0 I_0) \}^{\frac{1}{2}}$$

である。茲に於て H_0 及び I_0 を求める事は困難なるも、其の近似値として 現在河床を構成する石礫中小出水にても連続移動すると認めらるゝものゝ長径を各區間毎に平均し、次に記する實驗式により H_0, I_0 を求める事とした。

河床を構成する砂礫が流水のために生ずる運動には 2 種類ある。其の 1 は摺動にして、他は転動である。然るに砂礫が 図-10 に示すが如き楕円体なる時は転動を生ぜずして摺動を起し易き事は明かである。

- s: 流水の推力, W_1 : 摺動に對する砂礫の抵抗力
- v: 断面の平均流速, v_0 : 底速
- γ : 水の比重, γ_1 : 砂礫の比重
- V: 1 個の砂礫の容積
- k: 物体の衝突面に於ける水の圧力による係數
- k_1 : 物体の後方に於て再び合せんとする水の圧力による係數
- f: 摺動に對する砂礫の摩擦係數
- F: 流水の方向に於ける砂礫の最大断面積

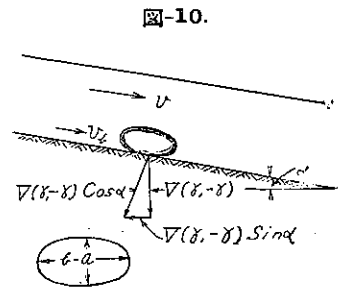


図-10.

とすれば 図-10 より砂礫が將に摺動を起さんとする限界に於ては

$$s + V(\gamma_1 - \gamma) \sin \alpha = W_1 \dots \dots \dots (1)$$

然るに $s = \gamma(k+k_1)F \frac{V_b^2}{2g}$ 2)

及び $W_1 = fV(\gamma_1 - \gamma) \cos \alpha$ 3)

1), 2) 及び 3) より

$$\gamma(k+k_1)F \frac{v_b^2}{2g} + V(\gamma_1 - \gamma) \sin \alpha = fV(\gamma_1 - \gamma) \cos \alpha$$
 4)

茲に $V = \frac{1}{6} \pi a^2 b$ 及び $F = \frac{\pi}{4} a^2$ なるを以て

4) より $v_b = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{2g}{k-k_1} (f \cos \alpha - \sin \alpha) b}$ 5)

α を微小なりとすれば $\sin \alpha \doteq 0$ 且つ $\frac{2g}{k+k_1} = \beta$ と置けば

5) より $v = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \beta \gamma \cos \alpha}$ 6)

Chezy の公式より $v = c \sqrt{k \sin \alpha}$ 7)

且つ $v = \frac{1}{m} v$ 8)

茲に m : 常數

6), 7) 及 8) より

$$c^2 R \sin \alpha = \frac{2}{3} m^2 \beta f \cos \alpha \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} b$$
 9)

$$\therefore R \tan \alpha = \frac{2}{3} \cdot \frac{m^2}{c^2} \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \beta f b$$
 10)

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{m^2}{c^2} \cdot \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} \cdot \beta f = \frac{1}{n}$$
 と置けば

$$b = n R \tan \alpha \doteq n H I$$
 (20)

茲に, H : 平均水深, I : 水面勾配

即ち砂礫の長径は平均水深と水面勾配との乗積に比例する。而して Valentini 氏は Gebirgsfluss に於て $\tan \alpha = 0.093 \frac{b}{R}$ 即ち

$$H I = 0.093 b$$
 (21)

を得た。仍つて本計畫に於ては上に述べたる所により 表-4 から b を求めて $H_0 I_0$ を推定し、此 $H_0 I_0$ を (18) 式に代入して γ を求め更に (19) 式から n を算出する事とした。

上記公式中 H は 1 洪水中の平均深をとるべきものなるも、洪水中には洗掘が起り水深は相當増大する事に鑑み、本計畫に於ては安全をとりて H は計畫水深を用ひた。

上述により各區間毎の n の値を計算する事とする。

0/22~1/8 の區間に於て

$$I = \frac{1}{399}, \quad H_1: \text{低水路に於ける水深} = 4.0 \text{ m}, \quad n_1: \text{低水路に於ける粗度係數}$$

表-4 から $b = \frac{1}{8} \times \{0.07 + 0.07 + 0.07 + 0.10 + 0.09 + 0.07 + 0.06 + 0.07\} = 0.075 \text{ m}$

$$\therefore \gamma = 0.965 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{4.0}{399} - \frac{0.093 \times 0.075}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (50.1 - 34.9)^{\frac{1}{4}} = 2.241$$

従て $n_1 = \frac{2.241+1}{87} = 0.0373$

1/10~1/20 の區間

$$b = \frac{1}{5} \times \{0.08 + 0.09 + 0.07 + 0.09 + 0.10\} = 0.086 \text{ m}$$

$$I = \frac{1}{339}, \quad H_1 = 40 \text{ m}$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{4.0}{339} - \frac{0.093 \times 0.086}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (59.0 - 40.0)^{\frac{1}{4}} = 2.30$$

従て $n_1 = \frac{2.350+1.0}{87} = 0.0385$

1/22~2/4 の區間

$$I = \frac{1}{135}, \quad H_1 = 3.9 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{5} \times \{0.10 + 0.09 + 0.11 + 0.10 + 0.09\} = 0.098 \text{ m}$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.9}{135} - \frac{0.093 \times 0.098}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (144.5 - 45.6)^{\frac{1}{4}} = 3.421$$

従て $n_1 = \frac{1+3.421}{87} = 0.0508$

2/6~2/20 の區間

$$I = \frac{1}{90}, \quad H_1 = 3.9 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{6} \times \{0.10 + 0.13 + 0.11 + 0.13 + 0.12 + 0.10\} = 0.115 \text{ m}$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.9}{90} - \frac{0.093 \times 0.115}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (216.6 - 53.5)^{\frac{1}{4}} = 3.840$$

従て $n_1 = \frac{3.840+1.0}{87} = 0.0556$

2/22~3/0 の區間

$$I = \frac{1}{75}, \quad H_1 = 3.9 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{8} \times \{0.12 + 0.12 + 0.14 + 0.09 + 0.15 + 0.11 + 0.12 + 0.10\} = 0.119 \text{ m}$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.9}{75} - \frac{0.119 \times 0.093}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (260.0 - 53.3)^{\frac{1}{4}} = 4.045$$

従て $n_1 = \frac{4.045+1.0}{87} = 0.0580$

3/2~3/18 の區間

$$I = \frac{1}{68}, \quad H_1 = 3.9 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{5} \times \{0.15 + 0.10 + 0.10 + 0.13 + 0.15\} = 0.125$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.9}{68} - \frac{0.125 \times 0.093}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (286.8 - 53.1)^{\frac{1}{4}} = 4.155$$

従て
$$n_1 = \frac{4.155 + 1.0}{87} = 0.0593$$

3/20~3/30 の區間

$$I = \frac{1}{64}, \quad H_1 = 3.7 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{6} \times (0.14 + 0.13 + 0.13 + 0.13 + 0.11 + 0.14) = 0.130 \text{ m}$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.7}{64} - \frac{0.093 \times 0.130}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (299.0 - 60.5)^{\frac{1}{4}} = 4.198$$

従て
$$n_1 = \frac{4.198 + 1.0}{87} = 0.0598$$

3/32~4/18 の區間

$$I = \frac{1}{59}, \quad H_1 = 3.7 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{10} \times \{0.18 + 0.18 + 0.11 + 0.15 + 0.16 + 0.16 + 0.18 + 0.15 + 0.16 + 0.18\} = 0.161$$

$$\therefore \gamma = 0.265 + \left\{ 5000 \times \left(\frac{3.7}{59} - \frac{0.093 \times 0.161}{1} \right) \right\}^{\frac{1}{4}} = 0.265 + (313.8 - 74.9)^{\frac{1}{4}} = 4.205$$

従て
$$n_1 = \frac{4.205 + 1.0}{87} = 0.0598$$

上記計算の結果及び計畫に用ひたる n_1 の値並に高水敷に於ける粗度係數 n_2 の値を表示すれば表-22 の如くである。而して n_2 は n_1 と河床の状態とを參酌して之を定めた。

表-22. 計畫に用ひたる n の値

n_1 = 橋水路の粗度係數
 n_2 = 高水敷の粗度係數

區 間	H_1 (m)	I	b (m)	n_1		n_2	
				計算値	採用値	計算値	採用値
0/0~0/20	3.0	1/477			0.033	0.030	
0/21~1/9	4.0	1/399	0.075	0.037	0.037	0.042	
1/10~1/20	4.0	1/399	0.086	0.035	0.030	0.043	
1/21~2/4	3.9	1/325	0.078	0.030	0.031	0.036	
2/5~2/20	3.9	1/49	0.115	0.036	0.036	0.061	
2/21~3/18	3.9	1/75	0.119	0.030	0.030	0.063	
3/12~3/18	3.9	1/60	0.123	0.033	0.034	0.064	
3/20~3/30	3.7	1/64	0.130	0.038	0.038	0.065	
3/32~4/18	3.7	1/59	0.161	0.038	0.038	0.065	

7. 改 修 計 畫

(1) 總論 本改修工事は富山縣上新川郡上瀧町以下海に至る 18km の區間に於ける水害を除去せんとするもので、計畫高水流量は上流起點に於て 3100 m³/sec とし下流に至るに従ひ漸次遞減せしめ常願寺橋附近に於て 2630 m³/sec とした。計畫高水勾配は河口附近にて $\frac{1}{477}$ 、常願寺橋にて $\frac{1}{399}$ であるが常盤橋附近に至れば急に増加して $\frac{1}{135}$ となる。大日橋にて $\frac{1}{90}$ となり改修の上流起點にて $\frac{1}{59}$ を保たしむ、表-23 に計畫高水位を、又 表-24 に計畫高水勾配を、又 図-11 に縦断面を示す。

本川は上流の大崩壊地から流出する土砂のため、河床は年々上昇して河積を減少せしめ又河幅

表-23. 改修計畫高水位一覽表

距離標	計畫高水位	距離標	計畫高水位	距離標	計畫高水位
0/0	2.50	1/20	17.20	3/4	87.00
2	3.00	22	18.70	6	88.90
4	3.37	24	20.10	8	88.70
6	3.80	26	21.70	10	92.00
8	4.30	28	23.30	12	93.60
10	4.80	30	25.10	14	90.00
12	5.15	32	26.00	16	100.90
14	5.67	34	27.60	18	104.10
16	6.10	2/0	29.40	20	107.30
18	6.40	2	31.00	22	110.40
20	6.90	4	32.50	24	113.40
22	7.40	6	35.70	26	115.90
24	8.00	8	37.00	28	120.30
26	8.70	10	40.10	30	123.10
28	9.30	12	42.80	32	126.90
30	9.90	14	45.40	34	130.60
32	10.40	16	47.80	4/0	135.00
34	11.00	18	50.40	2	138.90
1/0	11.50	20	53.10	4	147.80
2	12.00	22	56.00	6	145.40
4	12.60	24	58.90	8	149.70
6	13.00	26	62.20	10	152.00
8	13.54	28	65.20	12	156.30
10	14.10	30	68.50	14	159.70
12	14.70	32	71.40	16	162.90
14	15.30	34	73.70	18	167.00
16	16.00	3/0	76.70		
18	16.60	2	79.80		

表-24. 計畫高水勾配表

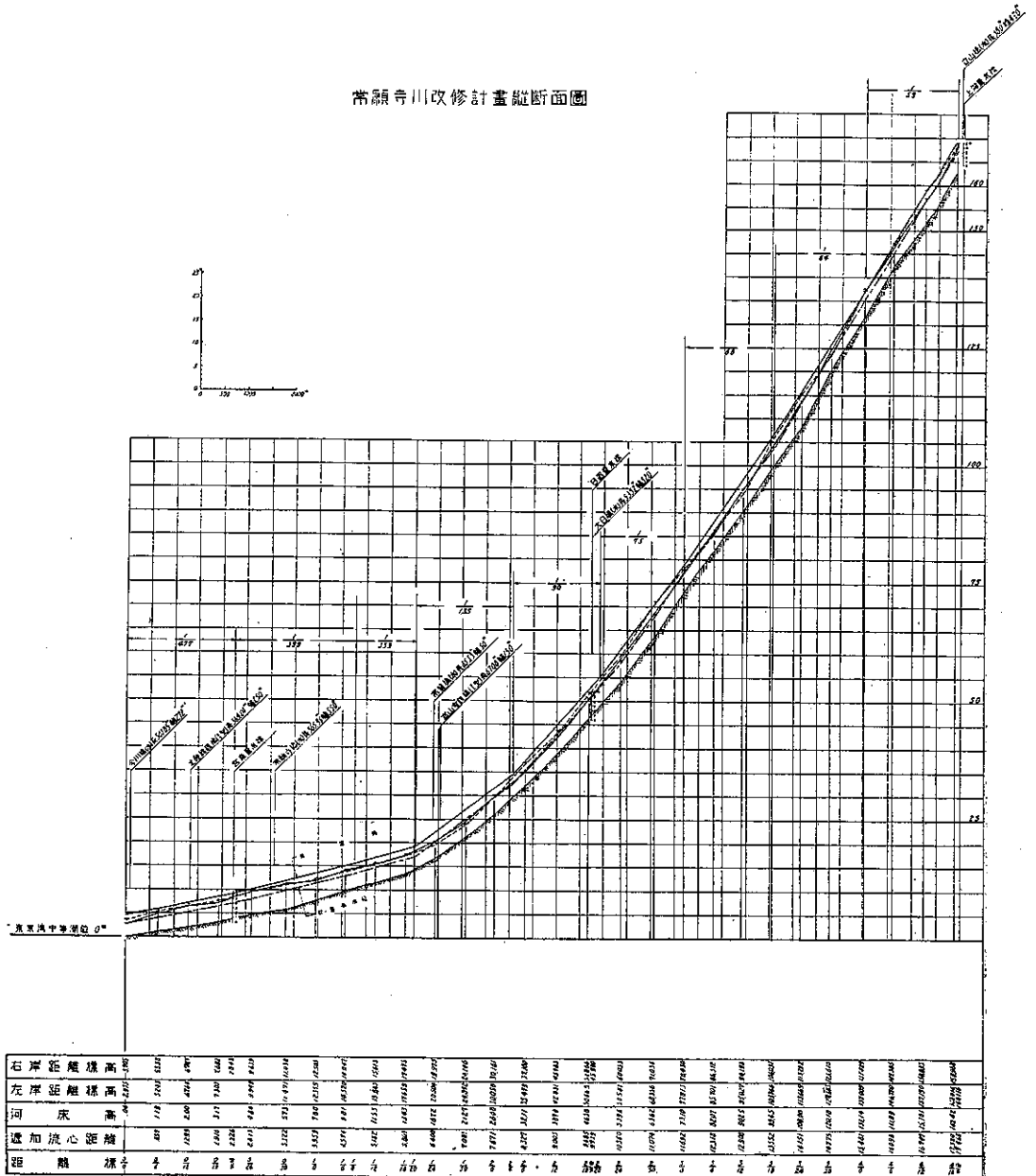
區 間	計畫勾配
0 0	$\frac{1}{477}$
0 20	$\frac{1}{399}$
0 1	$\frac{1}{399}$
20 8	$\frac{1}{399}$
1 1	$\frac{1}{399}$
8 20	$\frac{1}{135}$
1 2	$\frac{1}{135}$
20 4	$\frac{1}{90}$
2 2	$\frac{1}{90}$
4 20	$\frac{1}{59}$
2 3	$\frac{1}{59}$
20 0	$\frac{1}{59}$
3 3	$\frac{1}{64}$
0 18	$\frac{1}{64}$
3 3	$\frac{1}{64}$
8 30	$\frac{1}{59}$
3 4	$\frac{1}{59}$
30 18	$\frac{1}{59}$

は廣大に失する爲、横流を生じ極めて危険なる状態にある。河床上昇による河積の減少に對しては富山縣は専ら堤防の嵩上によりて之に備へたる結果、堤防の直高は所により 9 m 以上に達するに至つた。

仍て之以上著しく高める事は甚しく危険なるのみならず、築堤土砂は主として堤外地の砂礫を掘鑿して之に充てるものであるから、堤防の漏水を防止する爲には老大なる断面を要する事となる。

図-11.

常願寺川改修計畫縦断面圖



又水源山地の崩壊に對しては國に於て砂防堰堤を築設中であるが、未だ充分ならざるのみならず現在の砂防區域より下流に於ても鬼ヶ城の如き大崩壊地あるを以て土砂の扞止に對して更に施設を要する。

仍て本計畫に於ては河道内に 1 條の常水路を掘鑿すると共に河幅を適當に整理して亂流を防ぎ、又上流には堰

圖-12. 計畫平面圖



改修計畫横断面圖
圖-13の1.

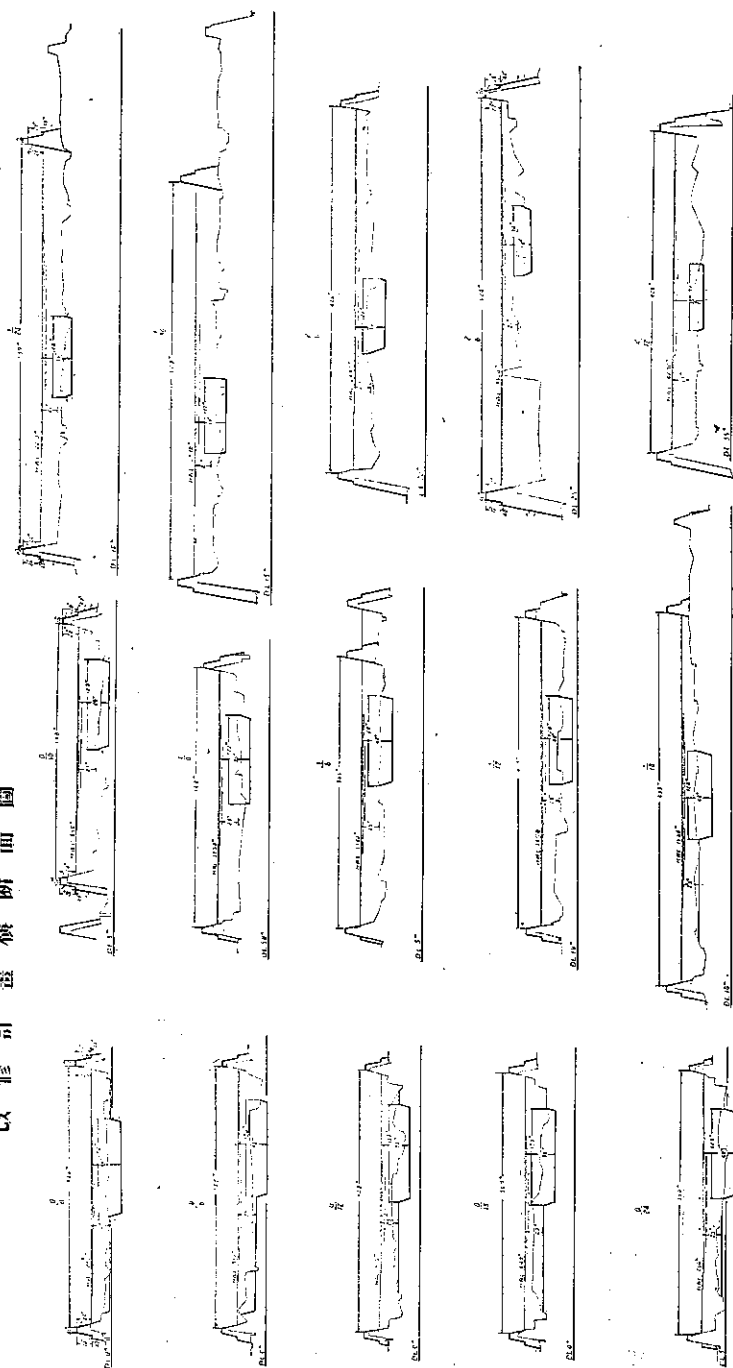
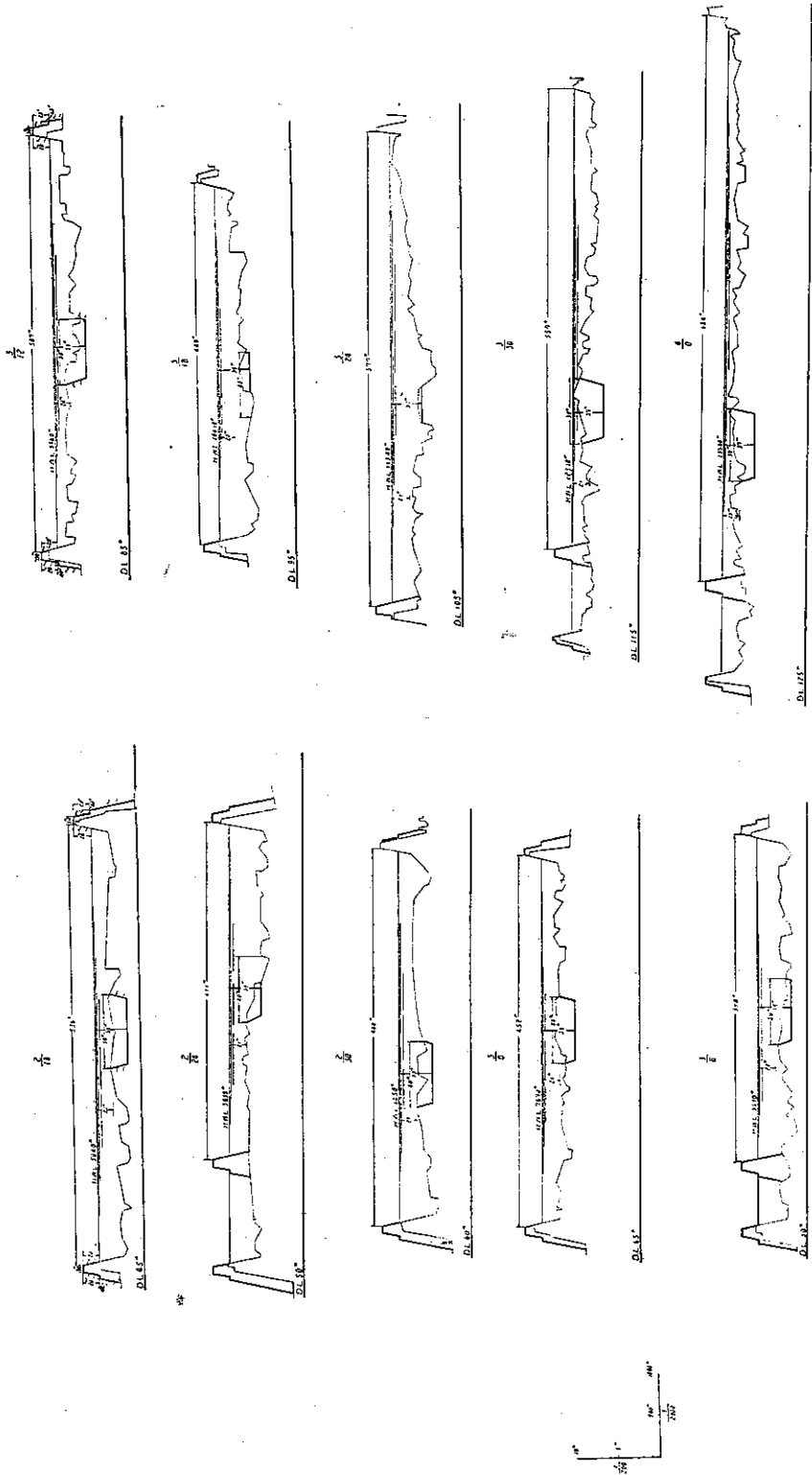


図-13 の 2.



堤を設けて土砂の流下を弁止し常水路の設定と相俟て河床の低下を図る事を根本方針とした。図-12 に計畫平面図を示す。

(2) 計畫横断面 上に決定したる n 及び計畫高水勾配を用ひて計畫高水量を流過せしむるに必要な断面を求めれば表-25 の如くである。

表-25. 常願寺川筋計畫断面計算表

之を現在河道内に設定するに當り断面の不足は河幅の擴張によらず、専ら浚渫及び掘鑿によりて之を補ひ、併せて河床の低下を図る事とした。又高水法線

区間	水勾配	幅		深		流速		流量		断面		貯留高	水深	河幅	河床		
		H_1	B_1	H_2	B_2	V_1	V_2	Q_1	Q_2	A_1	A_2						
0/0-0/20	1/477	3.0	110	0.033	30.4	3.01	1700	2.5	100	0.036	31.3	2.31	1040	2440	310	370	350
0/22-1/8	1/399	4.0	120	0.037	35.1	3.57	1640	2.5	190	0.042	29.0	2.79	1080	2760	310	370	350
1/10-1/20	1/339	4.0	120	0.030	34.1	3.70	1700	2.3	140	0.043	28.0	2.31	1010	2740	310	370	350
1/12-1/4	1/135	3.9	100	0.051	26.7	4.57	1770	2.1	200	0.056	21.6	2.70	1130	2400	260	320	310-320
2/8-1/20	1/90	3.9	90	0.056	24.0	5.16	1810	2.1	140	0.061	20.0	3.05	1220	3030	260	300	310-320
2/12-1/0	1/75	3.9	90	0.058	20.0	5.47	1710	2.1	200	0.063	18.5	3.27	1370	3000	260	300	310-320
3/12-1/0	1/60	3.9	90	0.059	22.7	5.60	1770	2.0	200	0.064	18.9	3.24	1300	3070	240	300	310-320
3/20-1/10	1/60	3.7	90	0.060	23.1	5.56	1690	2.1	200	0.065	18.9	3.02	1400	3120	260	300	310-320
3/22-4/10	1/59	3.7	90	0.060	23.1	5.70	1930	1.9	140	0.065	18.9	3.30	1490	3120	260	300	310-320

に餘裕を存する所は舊態に委ねて流量の調節をなさしめた。図-13 に計畫横断面を示す。

(3) 常水路の掘鑿 (17) 式により河幅が廣大なる時は流量調節に大なる効果のあるは勿論であるが急流河川は低水路、高水路の區別がなくなりて亂流するのが常である。故に急流河川に於ても緩流河川と同様低水路を設けて流路の匡正を図る事が必要である。従て本計畫に於ては高水法線内に幅 90~130m の常水路を掘鑿する事とした。即ち河口に於ては 130 m, 常願寺橋附近にて 120 m, 常盤橋にて 100 m, 大日橋にて 90 m とし、之より上流は 90~80 m を與ふる事とした。

常水路を掘鑿して水深を増す時は流水の掃力を増加せしむる結果、從來の平衡状態が破れ河床の洗掘が起る。従て堆積土砂が下流に流送せられる。此の事實は目下施行中の手取川の改修工事に於て常水路を掘鑿せる所、上流の堆積土砂が崩れて流下せるに徴して明かである。掘鑿、浚渫土量は合計 3 030 000 m³ となる。

(4) 河道の整理と築堤工事 常願寺川河道は廣濶であるから、洪水流量遞減に資する所は大であるが一方河幅が廣すぎる爲、土砂の堆積を誘致し又横流を生じて溢水、破堤の原因を作る。仍て利田村、大庄村地先の如く河幅廣大に失する所は新に堤防を築設して河道を整理する事とした。

堤防は大體舊堤を擴築すると雖も必要な箇所又は河幅廣大に失する箇所は新堤を築設する事とした。舊堤擴築に當り川裏に腹付をなさんとすれば多大なる築堤土量と多くの用地を要する。然し川表に腹付をなす場合には河幅が一般に廣いから河積は充分なるのみならず、用地費を要しない且つ築堤土量も少なくてすむ。但し護岸をやり直す必要ありて之に多大なる工費を要する。而も施工時期を選ばないと工事の手戻りを生ずる處がある。仍て本計畫に於ては大體川裏に腹付をなす事とした。

舊堤の天端は下流に於て 3.6 m, 中流及び上流に於て 7.3~9.0 m であるに鑑み、改修堤防の天端幅は下流に於て 7.0 m, 中流及び上流に於ては 9.0 m と定めた。又堤防の法は川裏、川表共 2 割を標準としたが、新堤は裏小段以下を 2 割 5 分となし且つ川裏は天端から 2.5 m 下りて幅 4.0 m の小段を設け天端餘裕高は 2.0 m と定めた。

築堤土量は全部掘鑿土量を以て之に充て其の數量は 2 220 000 m³ を算す。

(5) 堰堤 改修起點より上流山間部に於て砂防堰堤を設けて土砂の弁止を図る事とし、大山村本宮には高さ 22 m, 又同村岡田には高さ 13 m の堰堤を設ける事とした。而して堰堤は豫算の關係上工費の大部を富山縣の單獨負擔とし、其の計畫及び施行は同縣の委託を受け内務省之に當り、昭和 10 年度工事に着手し同 12 年度竣功の豫定である。

堰堤のコンクリート容積は本宮堰堤は 35 000 m³ 又 岡田堰堤は 15 500 m³ で、其の貯砂量は前者は 4 800 000 m³ で、後者は 800 000 m³ である。従て土砂弁止に對して甚大なる効果を有するは勿論である。

本宮堰堤は天端幅 3.0 m, 敷幅 21.0 m, 表法 1:0.65, 裏法 1:0.2, 水叩の延長 17.0 m とし之は全部厚 2.5 m のコンクリートを以て張る事とした。水叩の先端には高さ 6.0 m の第 1 副堰堤を設け、其の前面には 3×3×3 m のコンクリート塊を 2 列並べて下流の洗掘に備へ、更に 430 m 下流に高さ 4.0 m の第 2 副堰を設けて床面を兼用せしめた。

又岡田堰堤は天端幅 2.0 m, 敷幅 12 m とし、これに延長 10.0 m の水叩及び高さ 4.0 m の副堰堤を設けた。堰堤の法は本宮堰堤と同一となし水叩の厚さは 2.0 m を保たしめた。

(6) 護岸水制 本計畫に於ては河道内に 1 條の常水路を掘鑿するが、其儘に放置するに於ては再び亂流を生じて、もとの險惡なる状態に戻る虞がある。仍て兩岸堤脚から水制を出して水流を河心に集中し常水路の設定と相俟ちて亂流を防ぎ河床の低下を図る事とした。

水制工法は下流部に於ては杭打上置、合掌杵等を用ひ中流部に於ては合掌杵、聖牛等を使用し、其の部材には鉄筋コンクリート材を用ひる。而して上流部に至り水面勾配 $\frac{1}{70} \sim \frac{1}{60}$ となれば、転石は其の大き及び數量を著しく増すから聖牛、合掌杵の部材は鉄筋コンクリートにては磨損せられて破損を早める。従て更に耐久性のあるものを必要とする。又木床の上に 2×2×2 m ~ 3×3×3 m の大さのコンクリート塊を並べたる水制も研究すべき工法であらう。

本川は水面勾配極めて急なるのみならず中流部及び上流部に於ては、横流を生じて水流堤防に直角に激突するから下流部の一部分を除きては全川に護岸を施行する必要がある。但し本計畫に於ては水制を設置し掘鑿の剩餘土砂は水制間の堤防前面に捨土するから、水衝りの如何により護岸工法は多少簡易化せられる。護岸の施行方針は新堤に堅固なる護岸を施行する外高水敷にも適當なる護岸を設けて河岸の崩壊と亂流とを防止する。

其他在來護岸の薄弱なるものは之を補強し又高さの低いものは嵩上を行ふ事とした。

急流河川に於ては大石が護岸に衝突する爲、在來の石張は相當大きい張石を使用したに拘らず、張石が弛み又は脱出して護岸の破損を生じた場合が多い。而して流水の掃力は水深に比例するから本計畫に於ては計畫高水位以下 1 m 迄では練石積を用ひ、其の上部は空石積とした。又根固には木床、洗杵等を用ひその水面上に露出する部材は鉄筋コンクリート材となした。

(7) 河口工事 富山縣小矢部川の河口伏木港に於ては水深の増加及び維持の爲、常に浚渫を施行して居る。此爲在來の河床に変化を及ぼし可なり遠い距離迄上流の河床を低下せしめて居る。故に本計畫に於ても此事實により河床の低下を図る事とし常水路の掘鑿と相關聯し河口附近は現在の河床以下 2.5 m に浚渫する。且つ藍礮に達する突堤を設けて河口の閉塞を防ぐと共に流下土砂を藍礮に導く作用をなさしめた。

而して突堤の延長は左岸 200 m, 右岸 190 m とし、その先端は水深 5 m の地點に至らしめた。

(8) 附帶工事 堤防の嵩上に伴ひ本川に架設してある今川橋、常盤橋及び大日橋は架換の必要を生じ、又富山電鉄造橋は扛上の要ある。其他堤防の擴築に伴ひ在來の樋門、樋管は繼足の必要を生じ、堤脚沿ひの用排水路は移築を行ふ必要があるから之等の諸工事は附帶工事として之を計上した。

8. 事業費豫算

本事業費豫算は 4 850 000 円にして、内工事費 4 585 000 円、事務費 265 000 円である。又 4 850 000 円の中には富山縣の單獨負擔 650 000 円が加つて居る。

工事費豫算 表-26 に工事費豫算の大要を示す。

表-26.

節	種 目	名 稱	單 位	員 數	金 額 (円)
本 工 事 費	掘 鑿	掘 鑿	m ³	2 490 000	798 000
		波 漂	〃	540 000	162 000
	築 堤		m ³	2 220 000	177 600
	護 岸 水 制	護 岸	m	29 400	919 000
		水 制	〃	6 800	528 000
	堰 堤		箇 所	2	707 000 (内富山縣單獨負擔) 622 000
突 堤		m	390	195 000	
					3 486 600 (622 000)
用 地 費	土 地 買 收		m ²	251 000	101 160
	家 屋 移 転		m ²	320	2 240
					103 400
附 帶 工 事 費		道 路	m	4 050	9 100
		橋 梁	箇 所	4	185 300
		用 排 水 路	m	11 100	35 100
		樋 管 及 樋 管	箇 所	6	12 900
					242 400
船 舶 及 機 械 費	船 舶 及 機 械				270 000
	修 理				188 900
					458 900
測 量 費					18 400
營 繕 費					36 800
雜 費					220 100
共 濟 組 合 給 與 金					18 400
總 計					4 585 000 (内 622 000 円は) (富山縣單獨負擔)

9. 改修の效果

本改修により富山市を始めとし、沿川耕宅地 5590 ヘクタールの水害を除く事が出来るから、年々の災害復舊費並に耕宅地、其他諸損耗に基く水害損失を免れ、且つ農作物の生産額は著しく増加する。又新堤の築設及び護岸の整備により在來の堤外氾濫地 103 ヘクタールは良好なる耕地となるであらう。表-27 に改修による利益を示す。表-27 は改修による直接の利益であるが、間接の利益として富山市は全く洪水の脅威から免れるから土地の發展を促し、商工業の繁榮に資する所甚大である。又常水路の設定により河床の上昇するを 방지、更に之を低下する事が出来るから沿川の悪水排除が良好となる。其他交通機關の安全、各種産業の發達、衛生状態の改善等沿岸民の享ける利益は測り知るべからざるものがある。

表-27. 改修による利益調

水害損失	氾濫面積 最近10年間平均水害損失額	55906 ^{ヘクタール} 200903 ^円
改修により減少する 水害損失	面積 平均年額	55906 ^{ヘクタール} 200903 ^円
改修による増収	耕地面積 増収見込年額(次当6年)	52567 ^{ヘクタール} 315400 ^円
新に耕地となる面積 年産額		1020 ^{ヘクタール} 61200 ^円
改修による 利益年額		577303 ^円
改修工費 改修工費に對する増収率		4385000 ^円 12.5%