

路面排水に関する研究
報告書

土木研究所資料 第523号

昭和44年7月

建設省土木研究所
下水道研究室

正 誤 表

ページ	行又は図表	誤	正
9	写真-3(f)	測溝ます蓋(D型)	側溝ます蓋(D'型)
11	9行目	見方11のする仕算は	見方11のする仕算は
15	図-2.8	—	(C型)
25	12行目	(3.1.1)式 ~	(3.1.1)式 ~
28	13行目	$\frac{dH}{dx} = \sim$	$\frac{dH}{dx} = \sim$
29	17行目	無次元量 L/r	無次元量 L/r
36	1行目	配置計画の実態	配置計画法の実態
38	16行目	雨水ますをと数 ~	雨水ますを多数 ~
41	9行目	最小値でかつ最大値	最小値でかつ最小値
43	4行目	表-4.4 ~	表-4.5 ~
44	1行目	文献を調べて	文献を調べて

ま え が き

本報告書は「都市域の雨水排除に関する研究」の一貫として実施した道路の路面排水に関する研究結果をまとめたものである。

路面排水の目的は路面滞水を防ぎ、道路交通の円活な流れを維持することや、路面あるいは隣接地帯から道路各部に浸入する地表水の路床、路盤に及ぼす悪影響の防止、例えば凍上や陥没を防ぐことなど、道路の保全とともに、その機能を最大限に活用できるよう維持することにある。このため道路には側溝、雨水ます、その他の排水施設が設置されるのである。

路面に降つた雨水は側溝から雨水ますを経て市街地内では下水道の合流または雨水管きよ、市街地外では専門の排水管きよに流入し、排除される。ここで雨水ますの落下穴面積を小さくしたり、雨水ます相互の間隔を大きくすると下水管きよまたは排水管きよへの1時的な流入雨水量は減少し、その反面、路面での滞水量は増加する。それとは逆に雨水ますの落下穴面積を大きくしたり、間隔を狭めると路面での滞水量は減少するが、下水管きよまたは排水管きよへの1時的な流入雨水量は増加する。

このように雨水ますの規模と配置には相互に密接な関係があり、合理的・経済的な路面排水を行なうために必要な計画・設計の資料をうるために本研究を実施したものである。著者らは今まで下水道など市街地での雨水排除計画について研究を行なつて来たものであるが道路工学を専門とするものではないため、道路工学的な点からみた場合には多少の問題点があるかも知れない。お気付の節は是非とも御意見、御教示を当下水道研究室にお寄せいただきたく、お願い致す次第である。

本報告書の内容のあらまし

本報告書の第1章では雨水ますの種類と構造について述べ、第2章では雨水ますの落下率の実験結果を示した。ここでは更に各種の雨水ますと水理条件との組合せによつて特性曲線88組を与え、各種雨水ますの優劣についての検討をも行なつた。

第3章では雨水ますの水理学的な検討を行ない、雨水ますからの落下流量の理論式を求めた。第4章では雨水ますの従来の配置計画についての意義、妥当性およびその適用限界について考察して、その間の関係を明確にした。更に雨水ますの配置計画を計画論的な面から検討して、雨水ますの配置の方法、雨水ます間隔算定式およびノモグラフを求めた。

第5章では前章での解析結果より雨水ますの落下率は1になることが望ましいことから、落下率が1になるような雨水ます蓋の落下穴面積の近似計算法を示し、計算結果を図表化した。

第6章は路面浸水が交通流に及ぼす影響について論述し、経済性の問題をも含めて検討した。

第7章では雨水流出量の基礎になる雨水流達時間の理論的計算法を示し、更に流達時間と遅滞との関係を明確にした。第8章ではいままで述べた結果を総括した。

付録としては雨水ますに関する従来の主たる研究概要を示し、読者の参考に供するとともに、従来の路面排水の主な設計法を紹介した。

目 次

まえがき

本報告書の内容のあらまし

第1章 雨水ますの種類と構造	1
1.1 雨水ますの種類	1
1.2 雨水ますの構造	2
1.3 ます蓋の種類と構造	2
1.4 雨水ます取付管の構造	4
第2章 雨水ますの落下率	8
2.1 落下率の実験的検討	8
(1) 実験装置	8
(2) 実験条件	8
(3) 実験結果の考察	10
(4) ます蓋形式の優劣	11
2.2 側溝ます蓋の特性曲線	13
2.3 路肩ますの特性曲線	13
第3章 雨水ますの水理	25
3.1 側溝ます上の流れ	25
3.1.1 横断勾配一定の場合	25
3.1.2 横断勾配が変化する場合	26
3.2 路肩ますの水理	28
3.2.1 路肩ますの落下流量	28
3.3 側溝ます蓋の流量係数	30
3.4 雨水ますの落下流量	32
3.4.1 水面形方程式を導入した落下流量の計算式	33
3.4.2 エネルギーの特性を利用した落下流量の計算	34
第4章 従来の配置計画法の意義と現界	36
4.1 従来の配置計画法の実態	36

4.1.1	現在常用されているます蓋の落下率	36
4.1.2	雨水ます間隔の実態	36
4.2	雨水ますの密度および配置	37
4.2.1	雨水ます密度	38
4.2.2	雨水ますの最大間隔	39
4.2.3	雨水ますの配置の方法	40
	ⅰ) 路面水量を最小にするような配置	40
	ⅱ) 最長堪水巾を最小にするような配置	41
	ⅲ) 最長堪水巾を一定にするような配置	41
	ⅳ) 2連ますと単独ますの配置	42
4.3	従来の配置計画法の妥当性と限界	42
第5章	落下率が1のます蓋の大きさ	44
5.1	落下率が1になるような落下穴面積	44
5.2	実験結果との検証	58
5.3	従来のます蓋や配置計画法の問題点	58
第6章	路面浸水が交通流に与える影響	59
6.1	路面滞水と運輸の経済性	59
6.2	交通渋滞量の計算例	60
第7章	雨水流達時間について	62
7.1	流達時間の理論的検討	63
7.2	流達時間と遅滞	67
第8章	終りに	69
	参考文献	70
〔附 録〕		
1.	路面排水に関する従来の研究	75
1)	道路側溝に関する水理学的研究	75
2)	路面集水ますの水理設計	77
3)	The Design of Storm Water Inlets	79

2. 従来の排水関係設計指針と問題点	82
1) 一般街路	82
2) 高速道路	83
3) 空港排水	88

第1章 雨水ますの種類と構造

1.1 雨水ますの種類

水理学的な立場から最も有効で理想的な雨水ますは、水流を横切つて落下口を有するものである。しかし水が自由に落ちることができるような十分に大きな穴は、道路利用者を危険にさらすことになる。そこでます口は格子でおおいをするか、縁石に設置するかしなければならぬ。格子は水の落るのをさえぎり、またごみや土砂などがつまりやすい。一方、縁石に穴を設置することは、水流から穴を隔てることになつてしまう。しかし、これらの部分的な不利は、色々な方法で克服することができる。例えば

- I) 格子蓋の改良
- II) 側溝ますと路肩ますの結合
- III) 路肩ますに対して偏向装置の取付

これらの他、Johns Hopkins 大学⁽¹⁾では、側溝をますの部分だけ低下させることによつて水流をますに集中させることを考えた。これらの方法が雨水ますの能力を増加させる反面交通障害にもなりかねない。

雨水ますの形を大きく分類すると4つのグループに分けることができる。すなわち、路肩ます (Curb inlet)、側溝ます (Gutter inlet)、結合ます (Combination inlet)、及び複式ます (Multiple inlet)。これら4つの雨水ますは各々細分化することができ、図-1.1に雨水ますの分類図を示す。我が国で広く使用されている雨水ますの形は、第Iに側溝ます、次いで路肩ますの順であり、結合ます、複式ますにいたつてはあまり見かけることができない。雨水ますの4つの形について各々簡単に説明すると、

I) 路肩ます (Curb inlet)……… 路肩ますは、側溝に面する縁石を通して水流の落口を有するものである。水理学的には、横溢流堰と同様な性質のものである。

II) 側溝ます (Gutter inlet)……… 側溝ますは、側溝 (又は路肩) を直接横切つて水流の落口を有するものである。落下口は多様な種類の格子蓋でおおわれる。

III) 結合ます (Combination inlet)……… 結合ますは、路肩ますと側溝ますが1単位で働くように配置される。普通、路肩ますの前面に直接側溝ますを設置する。この配置を接触結合ます (Contiguous Combination inlet) あるいは単純結合ます (Simply Combination inlet) と呼ぶ。路肩ますと側溝ますが重複するか端と端の位置に設置された時、重複 (Overlapping) あるいは壁段 (Offset) 結合ますと呼ばれる。

IV) 複式ます (Multiple inlet)……… 複式ますは、2つの結合ますが1単位として働くように配置されたものである。そしてますの端から端は2重ます (Double inlet) と呼ばれる。

そのほか、路肩ますの特異な型である偏向ますは、水流を縁石の穴へ集中させるために、側

溝あるいは路肩の部分に偏向装置を有するものである。偏向装置の主な型には、のこぎりの刃型 (Sawtooth type), 長方形型 (Rectangular type), および逆L型 (Inverted "L" type) 等の数種類がある。詳細は、次節の構造図を参照されたい。

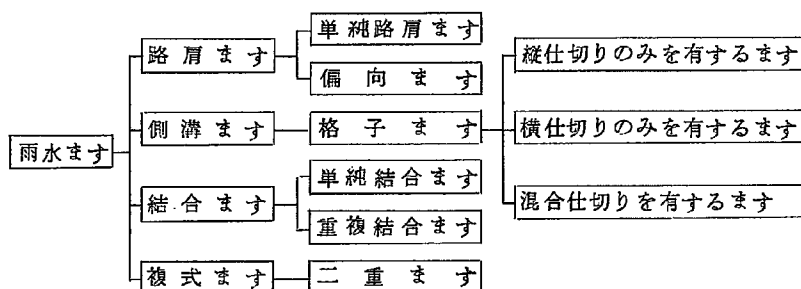


図-1.1 雨水ます分類図

1.2 雨水ますの構造

この節では、主な雨水ますの種類について、その構造や配置の方法を示した。前節で示した雨水ますの代表的な型に対して、各々その長短を簡単に説明すると、次のようになる。

i) 路肩ます………交通障害になる危険性はまったくなく、ごみや土砂などの詰る恐れもない。しかし、おおにして、ます入口の部分に土砂等が堆積する場合があります、この場合は、堆積深に相当する水は落下しないで通過してしまふ。一般に、落下能力は低く特に急勾配の道路では極度に低下し、偏向装置の設置が望ましい。

ii) 側溝ます………落下能力は全体的に大きく、ます蓋の形を加減することによつて縦断勾配の影響も防止できるが、おおにして交通障害になり易く、またます蓋にごみや土砂等が詰り易いので維持管理を怠らないように行ふ必要がある。

iii) 結合ます………第1に落下能力が大きく側溝ます蓋に土砂等が詰つた場合でも路肩ますである程度の排水を行うので、排水不能になるような事態は少ない。

iv) 複式ます………排水能力は最も大きい建設費が高つく欠点あり、両者の均合を考慮する必要がある。

図-1.2～図-1.7は、雨水ますの構造図および配置図を示す。

1.3 ます蓋の種類と構造

ます蓋の種類は、落下穴の仕切り方法や使用材料によつて区別される。落下穴の仕切り方法は、縦仕切り型 (Longitudinal bars type), 横仕切型 (Transverse bars type), 及び縦仕切りと横仕切りを組合せた混合型 (Combination type) に大別できる。また常用されている構造材料は、コンクリートあるいは鉄筋コンクリート、鋳鉄が主な材料であり、現在普及しつつある材料に鋼があげられる。

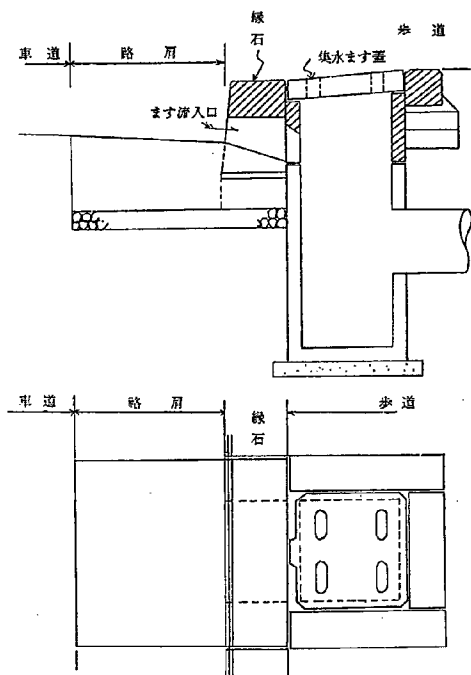


図-1.2 路肩ます詳細図

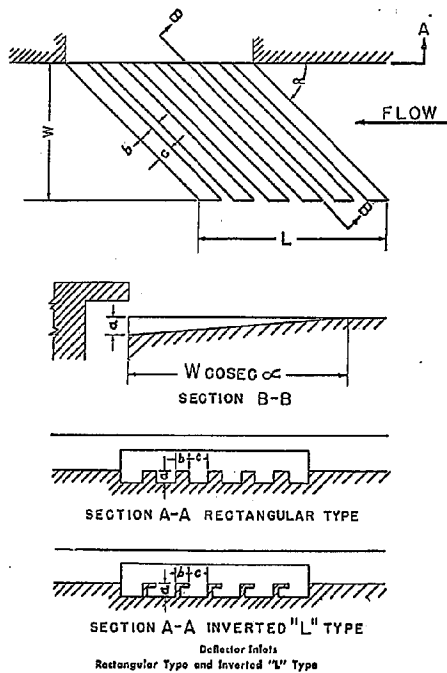


図-1.4 偏向ます及び偏向装置(2)

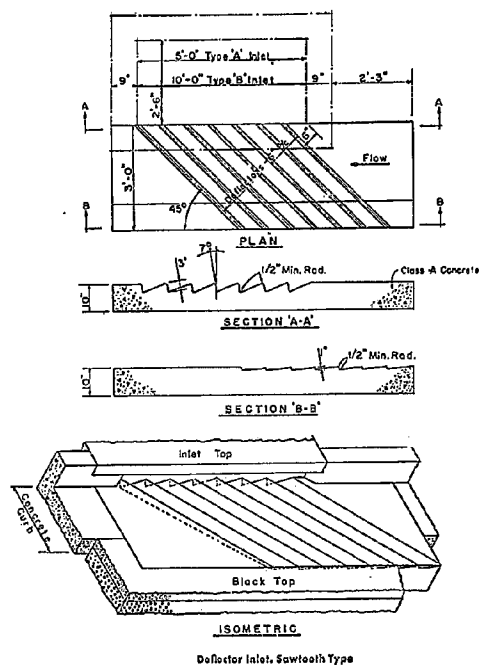


図-1.3 偏向ます及び偏向装置(1)

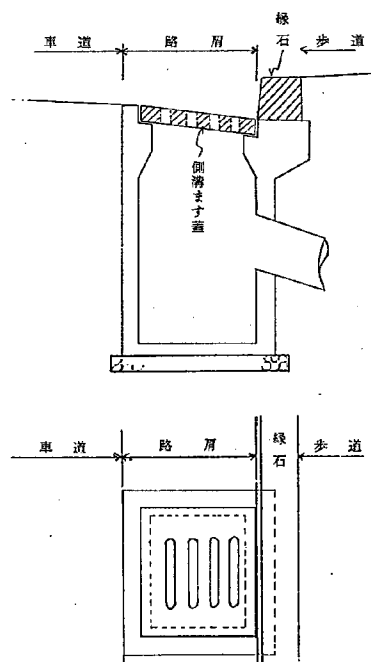


図-1.5 側溝ます詳細図

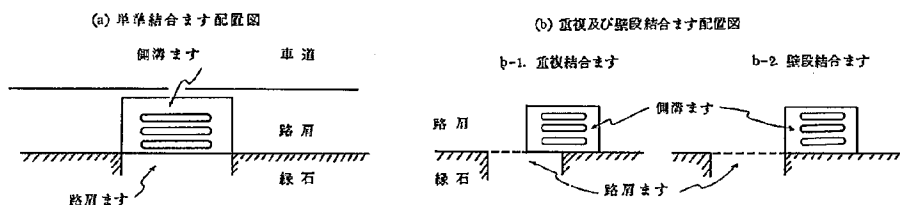


図-1.6 結合ます配置図

ます蓋の構造は、JISA 5507で規格された型があるが、現在各都市で常用されているます蓋の構造は多様な種類に昇る。ます蓋は第1に排水能力の大きなことが要望され、同時に自動車荷重等の外力に対しても相当の安全性が必要である。しかし両者の利害は相反

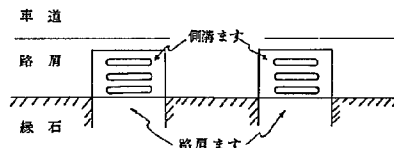


図-1.7 複式ます配置図

するため、両者を十分に満足させるためには、使用材料の選定と同時に、落下穴の仕切り方法を十分検討することが望ましい。現在各都市で常用されているます蓋を参考にして、その構造特性をます蓋全面積と総落下穴面積の比で比較してみるとます蓋の使用材料別に次のような値を見出せる。

- | | |
|----------------------|---------|
| a) コンクリート及び鉄筋コンクリート製 | 3～10 |
| b) 鋳鉄製 | 2～5 |
| c) 鋼製 | 1.2～1.3 |

コンクリート製あるいは鋳鉄製では、強度の問題と仕切り方法の多様さによつて落下穴面積比も大きくその開きも大きい値を示している。鋼製蓋の場合は、ます蓋全面積を有効に利用できるとを如実に物語っている。

図-1.8 (a～c) は、JIS タイプ (縦仕切り型) の構造図を示し、図-1.9 は横仕切り型、図-1.10 (a～c) は混合型、図-1.11 は、鋼製溝型の蓋の構造である。写真-1 (a～d) は、それぞれ、側溝ます、路肩ます、および2連ますと横断排水溝を併設した状況を示す。

1.4 雨水ます取付管の構造

雨水ますの取付管は、雨水ますと下水管渠とを接続する連絡管であり、普通内径200mm程度の陶管が多く使用される。取付管の敷設方向は、下水管渠に直角または流下方向に60°の向きで取付けられ、いずれも取付位置は、下水管渠の中心より上方に取付けられる。直角接合の場合は、下水管渠の内径が600mm以上の場合に通常採用される。(図-1.12～13)。

下水管が車道の中心にあつて道路を取付管で多く横断することが好ましくない場合、あるいは埋設後土被りが十分なく、取付管が破損の危険がある場合には、2～3ヶ所の雨水ますを取

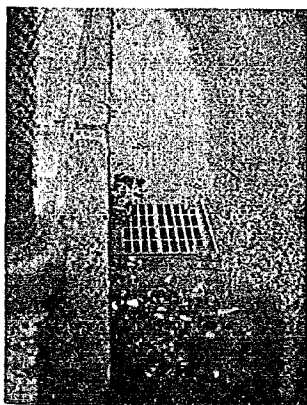


写真-1(a) 側溝ます(大阪府)

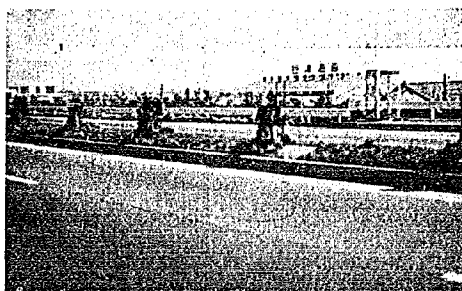


写真-1(b) 路肩ます(京葉高速道路)

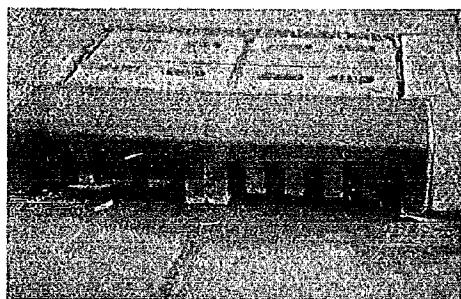


写真-1(c) 路肩ます(串付), (名古屋市)

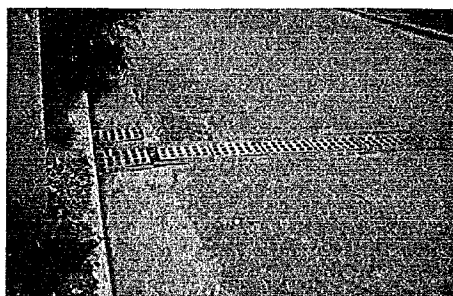


写真-1(d) 2連ますと横断排水溝の組合せ
(名古屋市)

付管で連絡合流させ十分の土被りを取つて下水管に接合する連結ます取付をすることもある。
雨水ますと取付管の位置は、土砂等の下水管への流入をさけるために雨水ますの底面から15
cm以上上部に取付けられる。

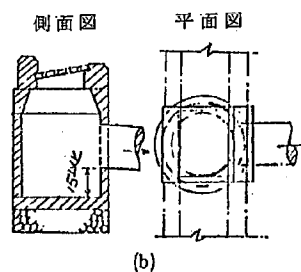
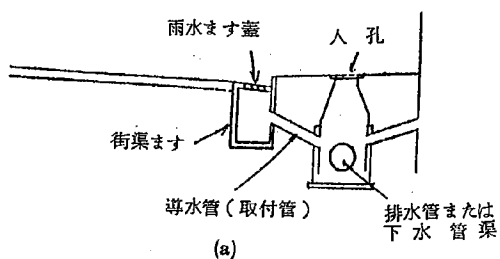


図-1.12 雨水ます取付管構造図

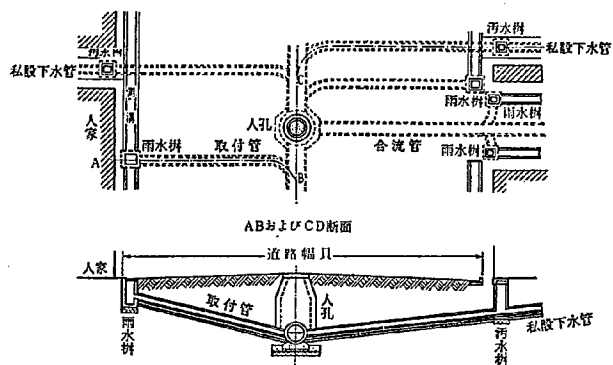


図-1.13 合流式による取付一般図

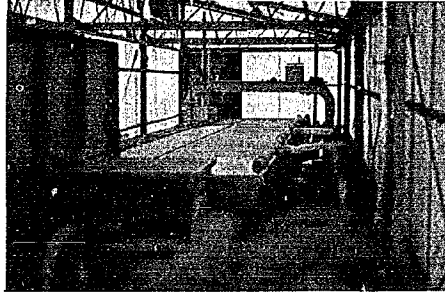
第2章 雨水ますの落下率

2.1 落下率の実験的検討

(1) 実験装置

実験は、長さ8 m、幅1.3 mの鋼製街路模型（写真-2）を用いて行つた。この模型の路面部分は、幅0.8 m、側溝部分は幅0.5 mである。

路面はモルタルで被覆し、縦横断両勾配とも最大10%まで傾斜可能である。ます模型は、上流端より6 mの位置に設置し、側溝ます蓋や路肩ますの長さは、容易に取換え可能な構造である。側溝流量およびます落下流量は、各々直角三角堰で測定する。また、側面よりの流出量はφ75 mmのベンチュリー管で測定した。



(2) 実験条件

雨水ますの落下能力を把握するため、側溝ますについては、写真-3（a～j）に示す10種類のます蓋について落下穴面積を3段階に変化させ、路肩ますについては、落下口の長さを3段階に変えて、次の条件の下に実験を行つた。

写真-2 実験装置全影

- (イ) ます蓋形式……………写真-2に示す10種類
- (ロ) 路肩ますの長さ………20, 40, 60 (cm)
- (ハ) 縦断勾配……………1, 2, 4, 6 (%)
- (ニ) 横断勾配……………1.5, 1.0 (%)
- (ホ) 側溝流量……………0.5, 1, 2, 4, 8 (ℓ/s)

雨水ます蓋の実験に供した落下穴面積は表1.1に示すとうりである。

写真-4（a～d）は側溝ますの実験状況を示す。

表-1.1 ます蓋落下穴面積

ます蓋の型式	落下穴面積 (cm ²)		
	ℓ. 1	ℓ. 2	ℓ. 3
A	447.5	268.3	178.7
B	202.4	101.2	50.6
B'	291.5	240.9	190.3
C	202.4	101.6	50.6
D	255.0	181.0	100.0
D'	255.0	181.0	100.0
E	177.5	125.0	72.5
F	177.5	125.0	72.5
G	177.5	126.5	75.0
H	726.0	469.0	220.0

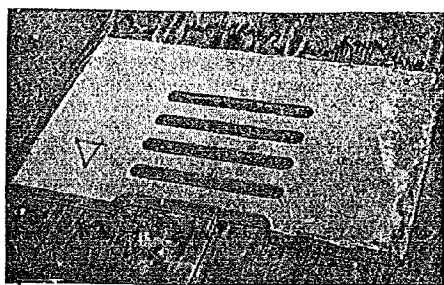


写真-3 (a) 側溝ます蓋 (A型)
(1個の穴面積 $3 \times 30 \text{ cm}^2$,
穴間隔 4 cm)

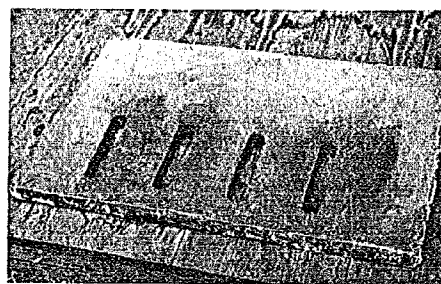


写真-3 (b) 側溝ます蓋 (B型)
(1個の穴面積 $17 \times 3 \text{ cm}^2$, 穴間隔 11 cm ,
縁石側と穴の間隔 5 cm)

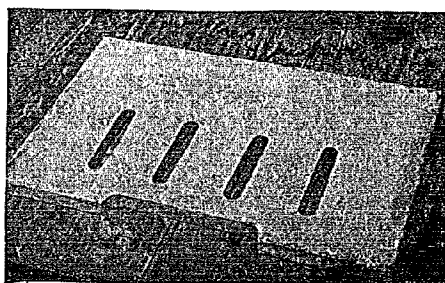


写真-3 (c) 側溝ます蓋 (B'型)
(落下穴の寸法は, 縦仕切りはA型,
横仕切りはB型と同じ)

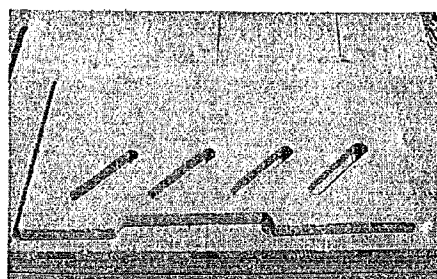


写真-3 (d) 側溝ます蓋 (C型)
(落下穴の寸法は, 縦仕切りはA型,
斜仕切りはB型と同じ)

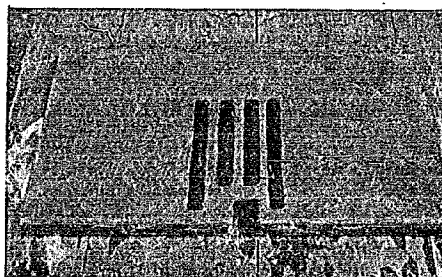


写真-3 (e) 側溝ます蓋 (D型)
(横仕切りは, $2.5 \times 26 \text{ cm}$, $2.5 \times 21 \text{ cm}$
縁石よりの穴面積は $4 \times 5 \text{ cm}^2$, 穴間隔は
 2 cm 斜 45° 落下)

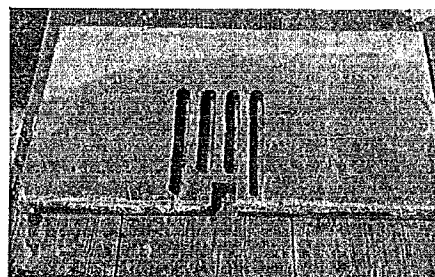


写真-3 (f) 側溝ます蓋 (D型)
(穴面積はD型と同じ, 垂直落下)

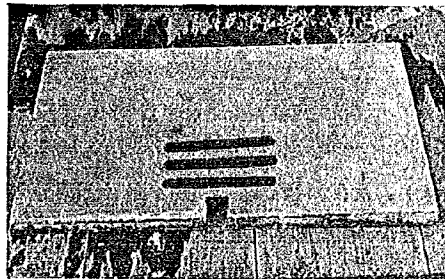


写真-3 (g) 側溝ます蓋 (E型)
(縦仕切り1個の穴面積は, $2.5 \times$
 26 cm^2 , 穴間隔 2 cm , 縁石よりの穴面積
は $4 \times 5 \text{ cm}^2$)

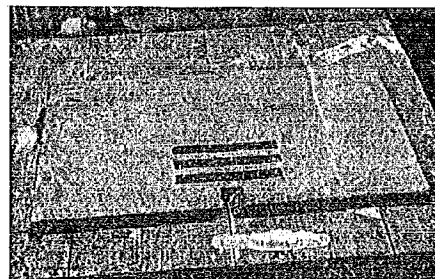


写真-3 (h) 側溝ます蓋 (F型)
(穴面積は, E型に同じ, 流下方
向に 45° 落下)

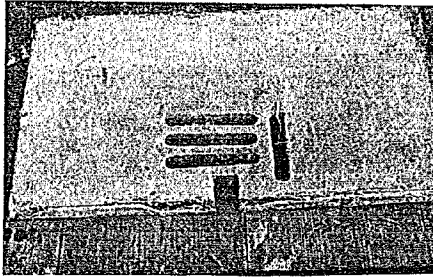


写真-3(i) 側溝ます蓋 (G型)
(縦仕切り1個の穴面積は、 $2.5 \times 16 \text{ cm}^2$ 、
横仕切りの穴面積は、 $2.5 \times 15 \text{ cm}^2$ 、縁石
よりの穴面積は、 $4 \times 5 \text{ cm}^2$ 、穴間隔は
 2 cm)

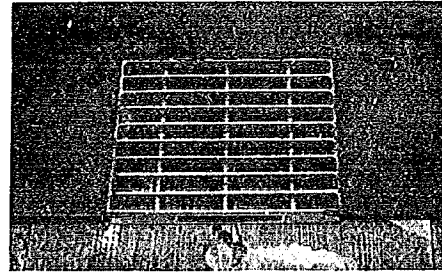


写真-3(j) 側溝ます蓋 (H型)
(全面積は、 $33 \times 26 \text{ cm}^2$ 、仕切り巾 25 mm 、
仕切り厚 5 mm)

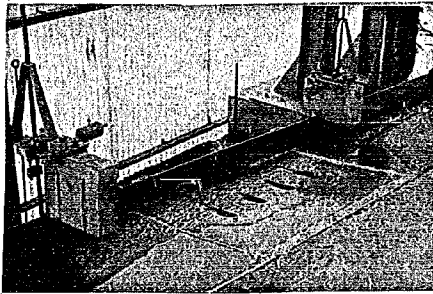


写真-4(a) 側溝ますの実験状況
(B型), $S=10\%$

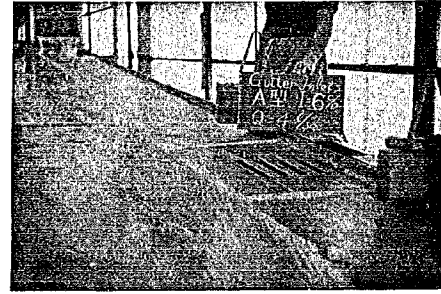


写真-4(b) 側溝ますの実験状況
($S=1.5\%$)

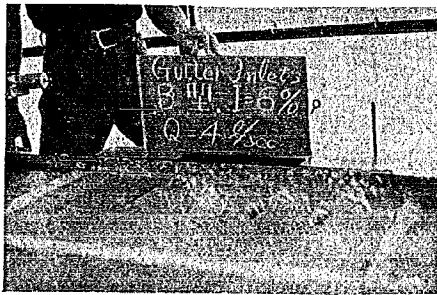


写真-4(c) 側溝ますの実験状況
($S=1.5\%$)

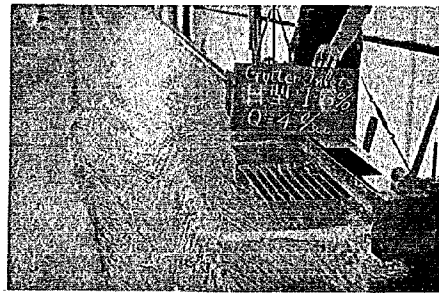


写真-4(d) 側溝ますの実験状況
($S=1.5\%$)

(3) 実験結果の考察

写真-3(a-j)に示す10種類のます蓋を大別すると、縦仕切り型(A, E, F型)、横仕切り型(B, D, D'型)、混合型(B', C, G型)、及び鋼製グレーティング型(H型)に大別できる。

これらのタイプについて全般的に考察すると、縦仕切り型の場合、縦断勾配の増加、あるいは、側溝流量の増加に対する落下率の変化率は比較的小さいが横断勾配が小さくなると落下率

は他のタイプに比較して低下率が大きいことが認められる。しかし、側溝流量の増加に対する落下率の変化率は前者同様、比較的小さいことが認められた。横仕切り型の場合は、他のタイプより全体的に落下率は小さく、しかも縦断勾配による影響は非常に顕著である。また、側溝流量の増加に対する落下率の変化率も全体的に大きい値を示している。反面、横断勾配が小さくなると、落下率は増加する傾向を示すがこれも縦断勾配の大きさによつて限られておりそんなに大きな増加は期待できない。混合型の場合は、前2者の中間の傾向を示すことは当然考えられることであり、実験結果にもそのような傾向をはつきり表わしている。鋼製グレーティング型の場合には、前3者とは蓋の形式が極短に異なるため、一概に比較できないがA型のます蓋と大差ないかより優秀な傾向が何がわれる。しかしA型と比較して特に見劣りのする性質は、側溝流量の増加に対して落下率の変化率がA型よりは大きいことである。

以上のようなことが実験結果から明らかになつたのであるが、これらの原因についてももう少し水理学的な見地から考察してみると、第1に縦断勾配の大小がます上の流れの速さを左右するため、横仕切りの蓋にその影響が大きく現られる。横断勾配の大小は、流下巾に直接作用し、横断勾配が大きい場合は、縁石よりに水流を集め流下水深もある程度大きくなるため水の表面張力の影響は無視できる。しかしながら横断勾配が小さくなると、流下巾が非常に大きくなり（写真-4参照）流下水深も極めて小さくなるため表面張力の影響がかなり大きく現われて水流に直角方向の仕切りが有効となる。

このようなことからますの落下能力を増大させるためには、できるだけ水流を縁石寄りに集中させることが第1の条件であり、路肩（あるいは側溝）の横断勾配は、交通流に支障のないかぎり大きな値を採用することが望ましい。図-2.1~4に落下率の変化を形式別に比較した。

(4) ます蓋形式の優劣

雨水ます蓋形式の優劣の判断基準としては、側溝流量や縦断勾配の変化等に対して、落下率の変化率が小さく、しかもそれらの全領域にわたる落下率が大きいものほど望ましい。

このような観点に立つてます蓋形式の優劣に影響を与えと考えられる因子別に代表的なます蓋形式の良否を実験結果に基づいて評価した試案が表2.1である。

表-2.1 マス蓋の形式による優劣

項 目	A 型	B 型	H 型
流量の増加に対する落下率の遞減率	小 (1)	大 (8)	中 (3)
縦断勾配に対する落下率の遞減率	小 (1)	大 (8)	中 (2)
落下穴面積増減の難易	難 (3)	難 (8)	易 (1)
落下穴面積増に対する強度の変化	危 (3)	危 (8)	安 (1)
落下穴面積率	大 (8)	大 (3)	小 (1)
マス蓋1枚の価格	小 (1)	小 (1)	大 (3)
総 合 評 価	良 (12)	可 (16)	優 (10)

(注) ()内の数字は点数を表わし小さい程よい。

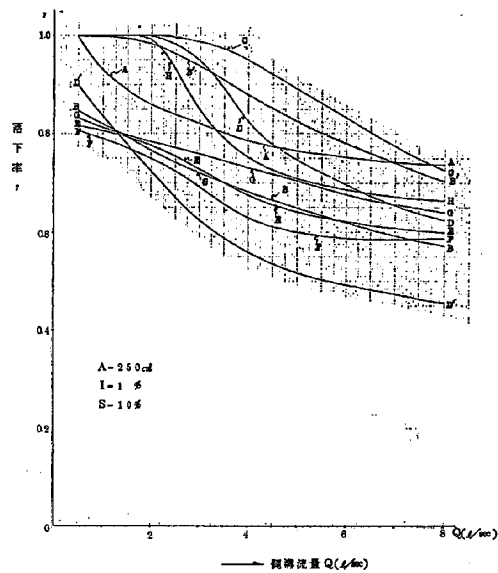


図-2.1 落下率の変化

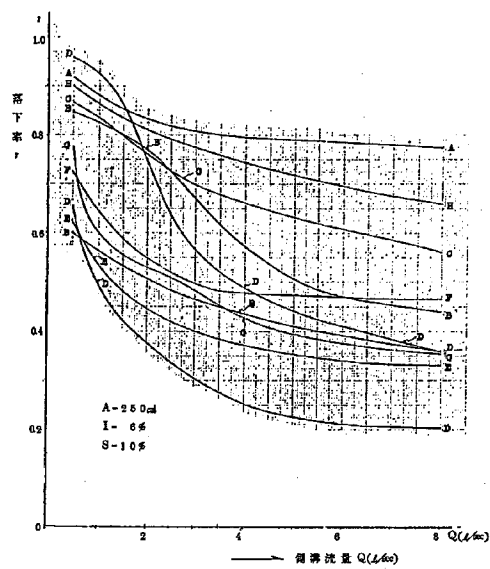


図-2.2 落下率の変化

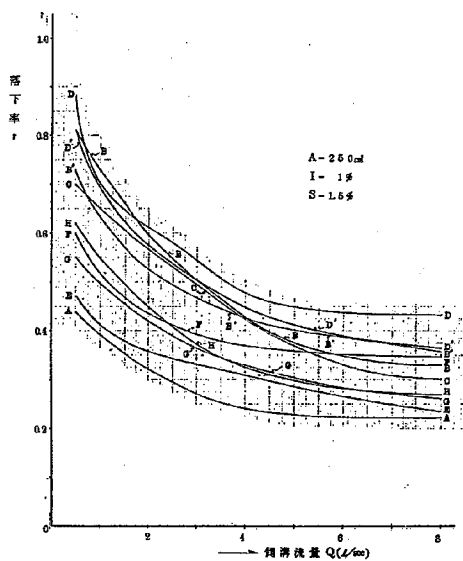


図-2.3 落下率の変化

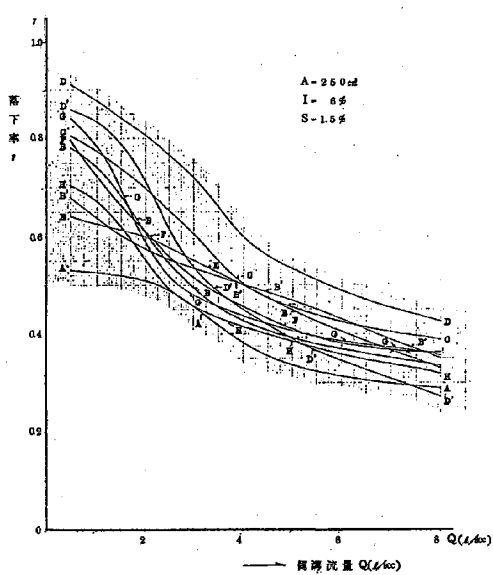


図-2.4 落下率の変化

これによるとA型（縦仕切り型）とH型（鋼製グレーティング蓋）の優劣は難かであり，しかもB型（横仕切り型）よりはるかに前2者が秀れていることがわかる。

2.2 側溝ます蓋の特性曲線

ここでは，10種類の雨水ます蓋について，各々横断勾配が1.5%，10%について，総計80組の特性曲線を与える。図中の記号は次の意味である。

Q：雨水ます上流端の側溝流量（ ℓ/s ）

Q_1 ：雨水ますの落下流量（ ℓ/s ）

r：落下率（ Q_1/Q ）

A：ます蓋の落下穴面積（ cm^2 ）

I：側溝縦断勾配（%）

S：側溝横断勾配（%）

2.3 路肩ますの特性曲線

各々横断勾配が1.5%，10%について総計8組の特性曲線を与える。図中の記号は次の意味である。

Q：雨水ます上流端の側溝流量（ ℓ/s ）

Q_1 ：落下流量（ ℓ/s ）

r：落下率（ Q_1/Q ）

ℓ ：路肩ますの長さ（ cm ）

I：側溝縦断勾配（%）

S：側溝横断勾配（%）

路肩ますの落下能力は，路肩ますの長さに左右され，極端に云えば長さと落下能力の間には，ほぼ比例関係にあると言つても過言ではない。従来使用されている路肩ますの長さ（約30cm）では落下率は非常に小さく，大体0.2～0.3ぐらいであり，側溝ますに比較してはるかに劣ることは明らかである。また縦断勾配の増加による落下率の低下も顕著である。節1.2でも述べたように，路肩ますの設置には，偏向装置の併設を条件づける必要がある。このようなことは，上記の実験結果からだけでも断言できる。

(a) I-1% S-10%

(b) I-2% S-10%

(c) I-4% S-10%

(d) I-6% S-10%

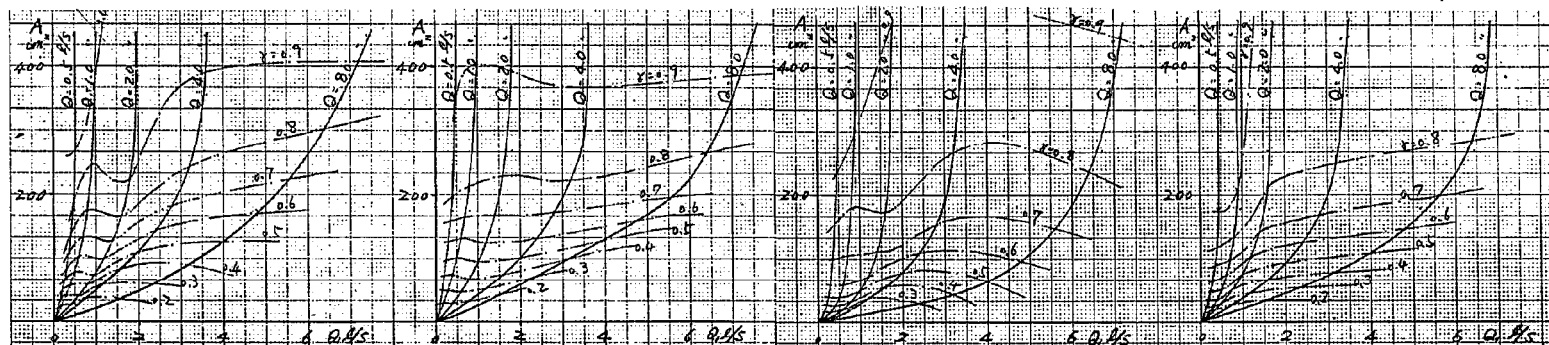


図-2.5 側溝すす蓋の特性曲線 (A 型)

(a) I-1% S-10%

(b) I-2% S-10%

(c) I-4% S-10%

(d) I-6% S-10%

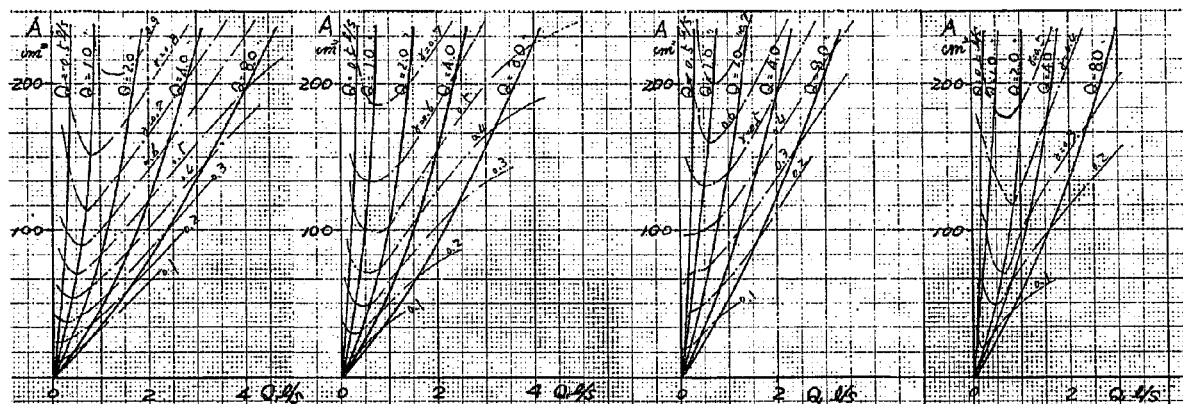


図-2.6 側溝すす蓋の特性曲線 (B 型)

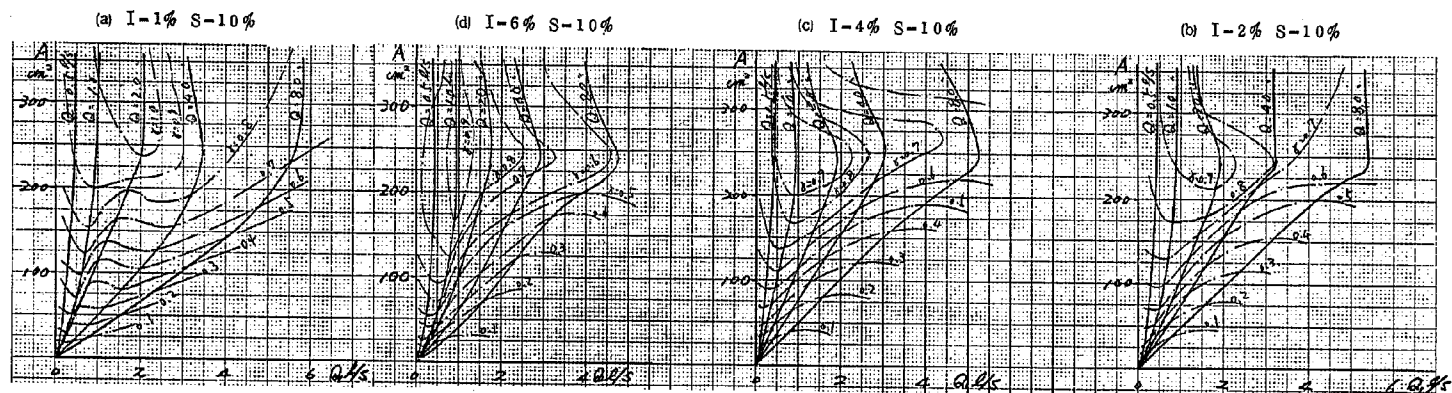


図-2.7 側溝ます蓋の特性曲線 (B'型)

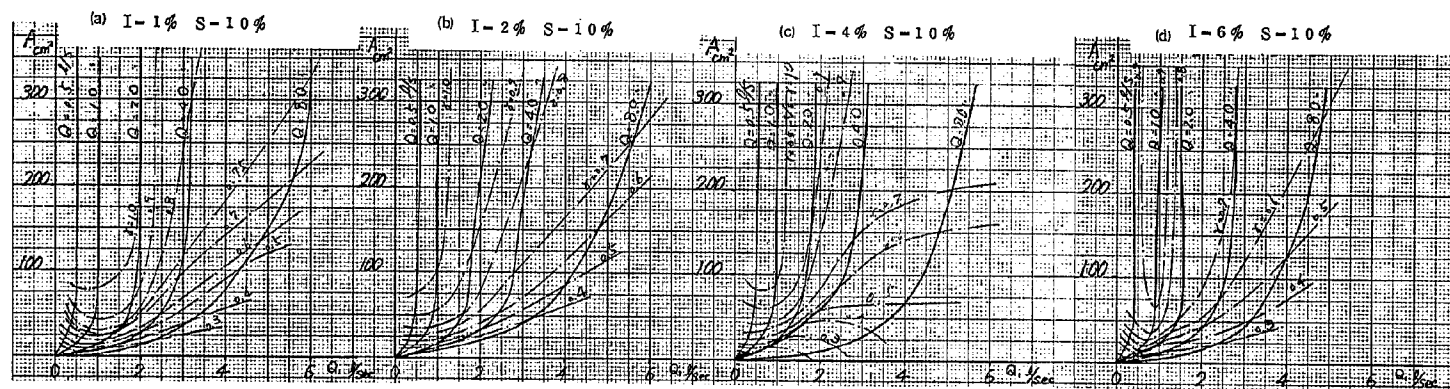


図-2.8 側溝ます蓋の特性曲線

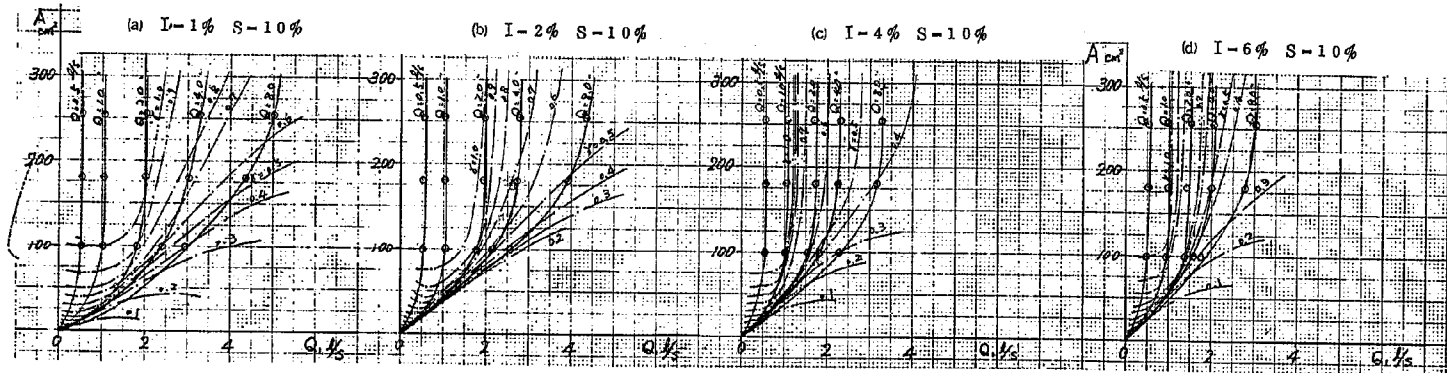


図-2.9 側溝ます蓋の特性曲線 (D 型)

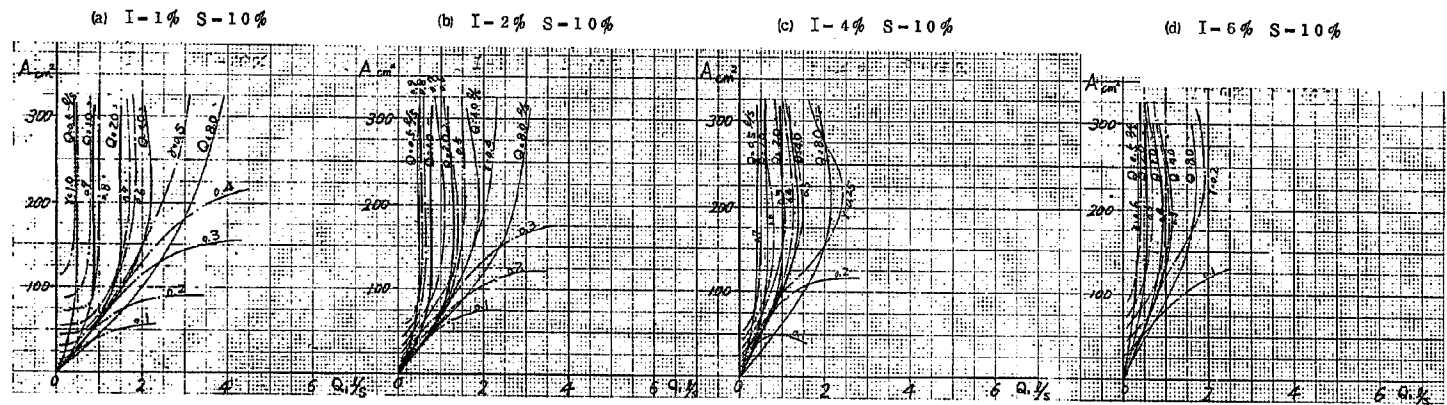


図-2.10 側溝ます蓋の特性曲線 (D' 型)

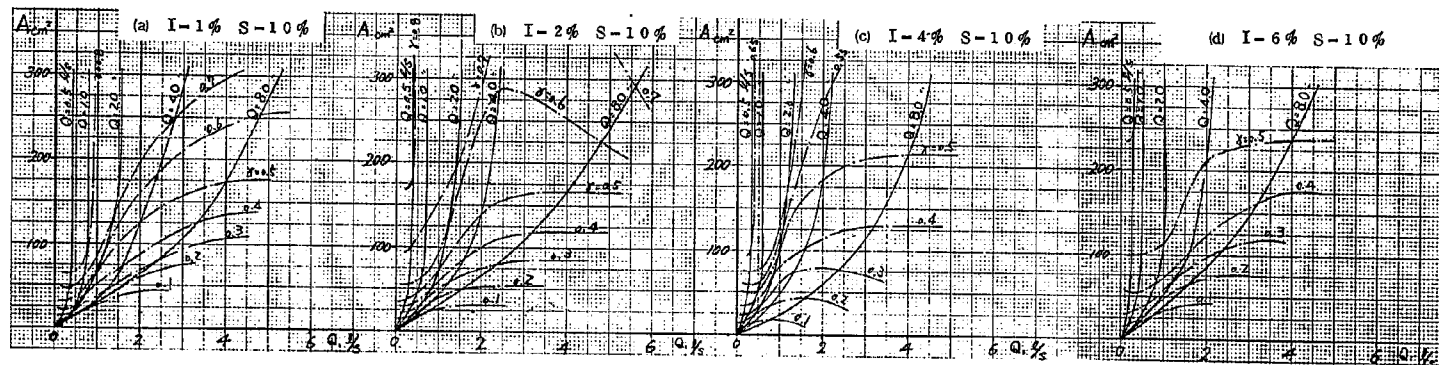


図-2.11 側溝ます蓋の特性曲線 (E 型)

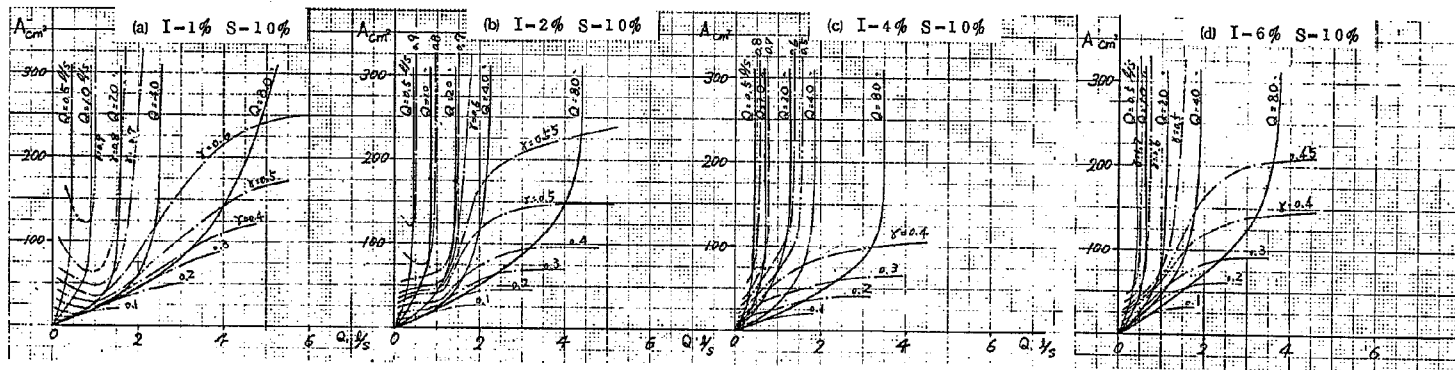


図-2.12 側溝ます蓋の特性曲線 (F 型)

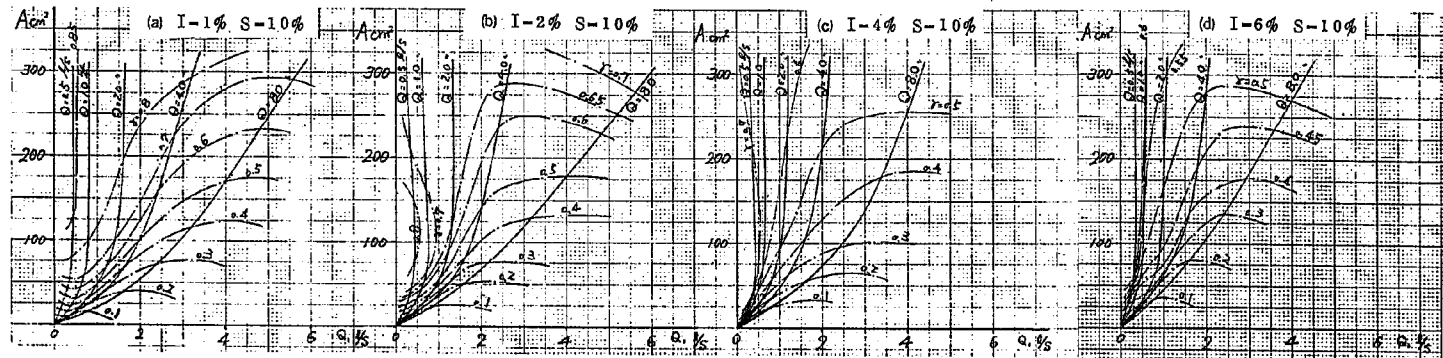


図-2.13 側溝ます蓋の特性曲線 (G型)

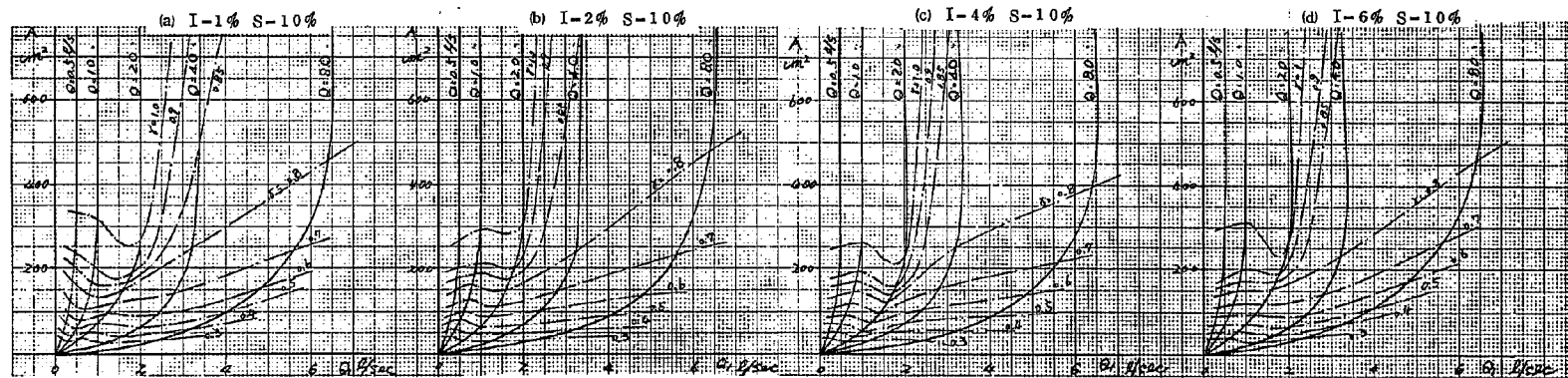


図-2.14 側溝ます蓋の特性曲線 (H型)

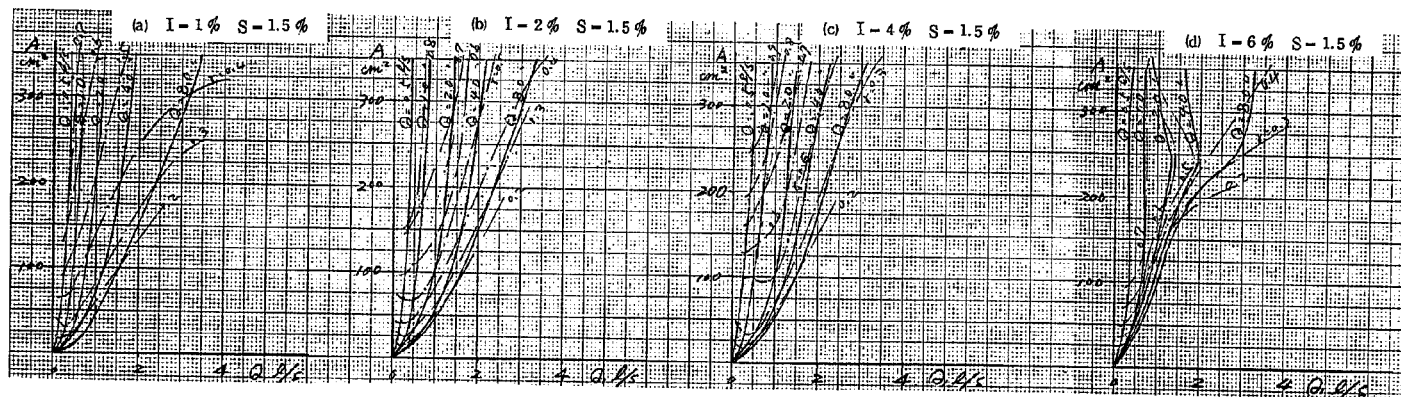


図-2.17 側溝ます蓋の特性曲線 (B' 型)

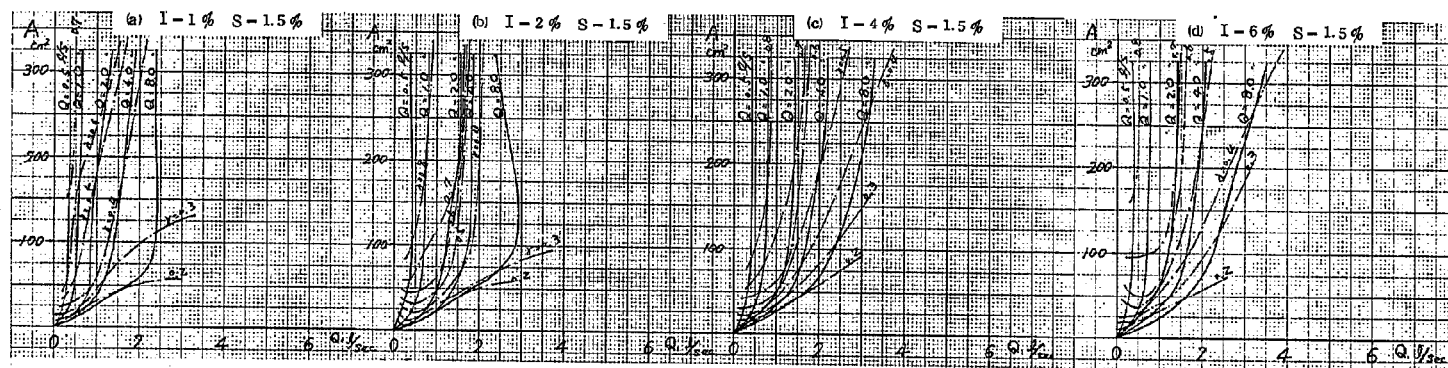


図-2.18 側溝ます蓋の特性曲線 (C 型)

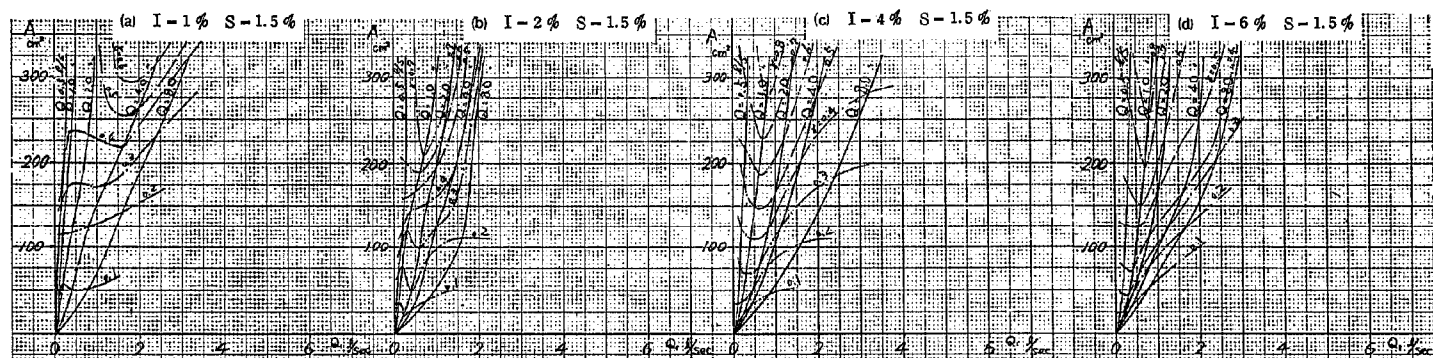


図-2.21 側溝ます蓋の特性曲線 (E型)

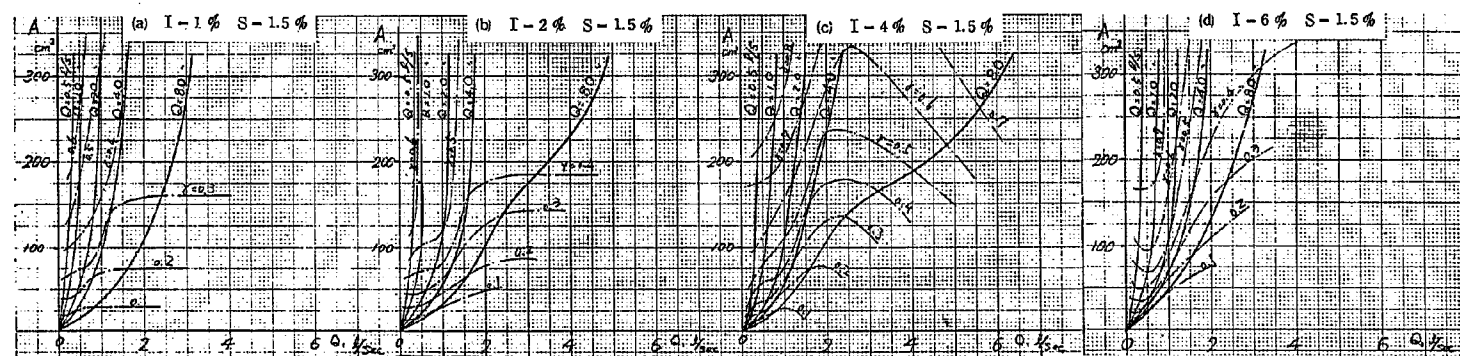


図-2.22 側溝ます蓋の特性曲線 (F型)

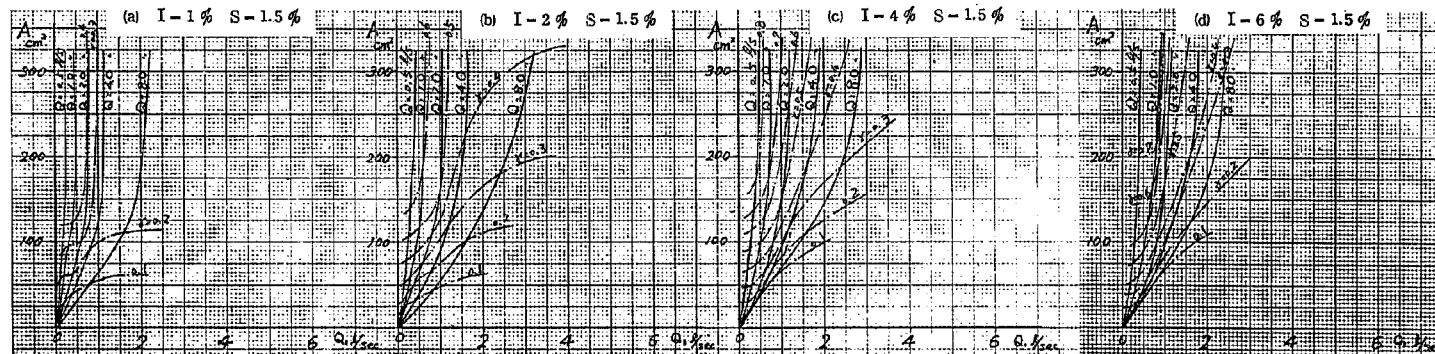


図-2.23 側溝ます蓋の特性曲線 (G型)

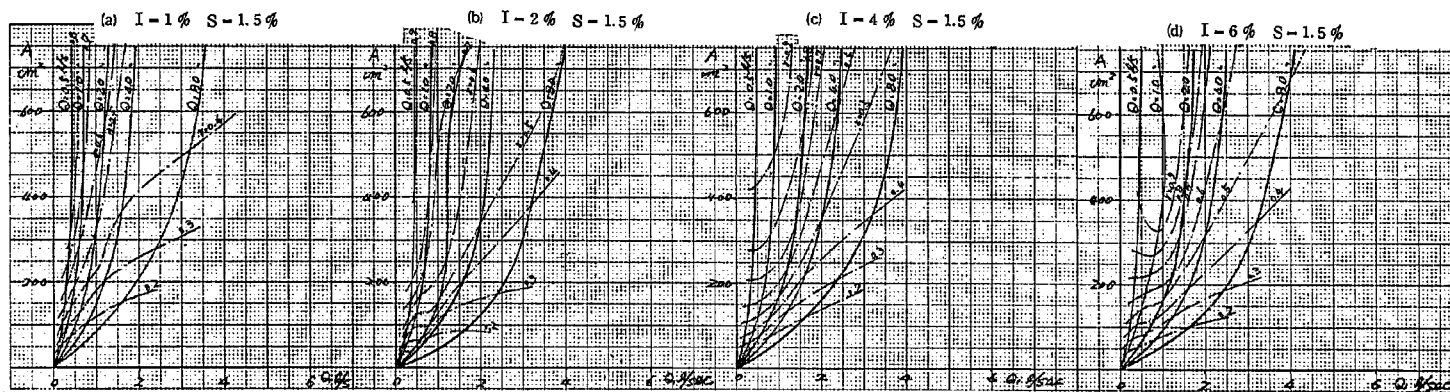


図-2.24 側溝ます蓋の特性曲線 (H型)

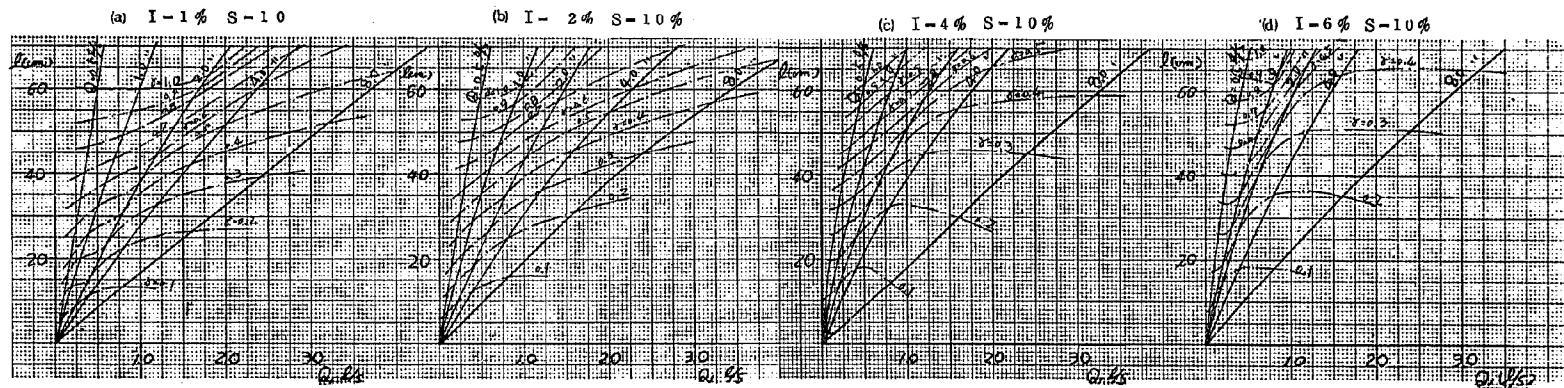


図-2.25 路肩ますの特性曲線

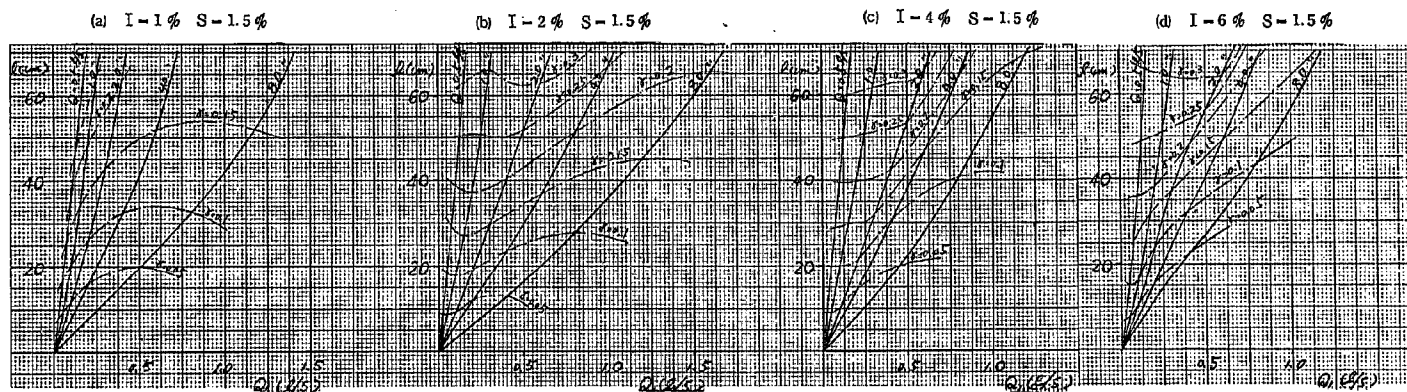


図-2.26 路肩ますの特性曲線

第3章 雨水ますの水理

3.1 側溝ます上の流れ

ます上の流れは、実際には非常に複雑で厳密解を求めることは困難である。従つて次のような仮定の下に方程式を誘導してみた。

- I) 流れは一定方向であり、流速分布は一定かつ一様である。
- II) 流れの圧力分布は、静圧的で水路勾配は比較的小さい。

上記のような仮定の下に、横断勾配が一定の場合と変化する場合のます上の流れを検討してみた。

3.1.1 横断勾配一定の場合

側溝底に雨水ますを有する側溝の任意断面における比エネルギーは、 $\alpha \approx 1$; $\phi \approx 0$ と仮定すると、

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{2Q_0^2}{gy^4 \tan^2 \theta} \quad (3.1.1)$$

(3.1.1) 式を x について微分すると

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{1}{g \tan^2 \theta} \left(\frac{4Q_0}{y^4} \frac{dQ_0}{dx} - \frac{8Q_0^2}{y^5} \frac{dy}{dx} \right) \quad (3.1.2)$$

図-3.1のように流量が場所的に減少していく流れでは、比エネルギーは、水路に沿つて一定と考えられる。注1)

従つて、 $dE/dx = 0$ 、故に(3.1.2)式は、

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4Q_0 y (-dQ_0/dx)}{gy^5 \tan^2 \theta - 8Q_0^2} \quad (3.1.3)$$

(3.1.3) 式がます上の流れの運動方式である。ここで明らかに、 $(-dQ_0/dx)$ は、ます長 dx 間で減少される流量である。微小区間 dx 間でのますの落下流量は、 dx 間の孔の総面積を S とすると

$$-\frac{dQ_0}{dx} = -q = CS \sqrt{2gy} \quad (3.1.4)$$

また、(3.1.1) 式より、側溝流量 Q_0 は、

$$Q_0 = y^2 \tan \theta \left\{ \frac{g}{2} (E - y) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.1.5)$$

注1. この仮定は, Giorgio Nosedà: "Operation and design of dottom intake racks," Proceeding of the 6th General Meeting, International Association of Hydraulic Research, The Hague 1955, vol. 3, pp. C17-1 to C17-11, 1955, Reprinted as Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche Milano, Memorie e studi 180, 1956, で実験事実と一致することがわかつている。

(3.1.4) (3.1.5) 式を (3.1.3) 式に代入して整理すると

$$\frac{dy}{dx} = \frac{4 \cos \theta y \sqrt{\frac{g}{2}(E-y)}}{g y^3 \tan \theta - 8 \sqrt{\frac{g}{2}(E-y)}} \quad (3.1.6)$$

(3.1.6) 式を積分すると

$$x = -\frac{1}{\cos \theta} \left\{ \frac{\tan \theta}{14} (E-y)^{\frac{5}{2}} + \frac{2}{g} \sqrt{2g} \{E-(E-y)^2\} \right\} + C_1 \quad (3.1.7)$$

ここで $y = y_1$ の時, $x = 0$ という条件から積分定数 C_1 は,

$$C_1 = \frac{1}{\cos \theta} \left\{ \frac{\tan \theta}{14} (E-y_1)^{\frac{5}{2}} + \frac{2}{g} \sqrt{2g} \{E-(E-y_1)^2\} \right\} \quad (3.1.8)$$

従つて, まず上の水面形方程式は, (3.1.9) 式で表わせる。

$$x = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{\tan \theta}{14} \{ (E-y_1)^{\frac{5}{2}} - (E-y)^{\frac{5}{2}} \} + \frac{2\sqrt{2g}}{g} \{ \sqrt{E-(E-y_1)^2} - \sqrt{E-(E-y)^2} \} \right] \quad (3.1.9)$$

(3.1.9) 式で $y = 0$ とおけば, 側溝流を完全に取水するのに必要なすの長さすを次式で表わすことができる。

$$Lg = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{\tan \theta}{14} \{ (E-y_1)^{\frac{5}{2}} - E^{\frac{5}{2}} \} + \frac{2\sqrt{2g}}{g} \{ \sqrt{E-(E-y_1)^2} - \sqrt{E(1-E)} \} \right] \quad (3.1.10)$$

3.1.2 横断勾配が変化する場合

側溝に沿う比エネルギーは, (3.1.1) 式と同様に,

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q_0^2}{2gA^2} \quad (3.1.11)$$

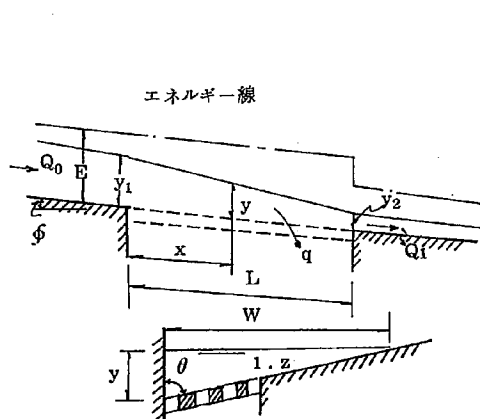


図-3.1 横断勾配一定の側溝マス上の流れ

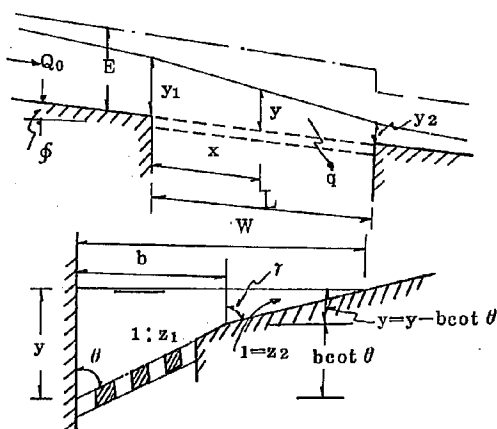


図-3.2 横断勾配が変化するマス上の流れ

ここで流積Aは，図-3.2より次のように表わすことができる。

$$A = b(1 - \cot \theta \cdot \tan \tau)(y - \frac{1}{2}b \tan \theta) + \frac{1}{2}y^2 \tan \tau \quad (3.1.12)$$

(3.1.11) 式をxについて微分して

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{1}{2g} \left(\frac{2Q_0}{A^2} \frac{dQ_0}{dx} - \frac{2Q_0^2}{A^3} \frac{dA}{dx} \right) \quad (3.1.13)$$

第3.1.1と同様に，比エネルギーは，側溝に沿って一定と考えて $dE/dx=0$ とし，また

$\frac{dA}{dx} = \frac{dA}{dy} \cdot \frac{dy}{dx}$ と表わすことができ，(3.1.12)式から dA/dx を求めると，

$$\frac{dA}{dx} = \{b(1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) + y \tan \tau\} \frac{dy}{dx} \quad (3.1.14)$$

従つて(3.1.13)式は次のように表わされる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q_0 A (-dQ_0/dx)}{g A^3 - Q_0^2 \{b(1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) + y \tan \tau\}} \quad (3.1.15)$$

(3.1.15)式がます上の流れの運動方程式を表わす。(3.1.11)式より側溝流量 Q_0 を簡単に次のように表わすと，

$$Q_0 = A \sqrt{2g(E-y)} \quad (3.1.16)$$

(3.1.4)，(3.1.16)式から(3.1.15)式は次式のように表わすことができる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2OS \sqrt{y(E-y)}}{A - 2(E-y) \{b(1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) + y \tan \tau\}} \quad (3.1.17)$$

(3.1.17)式を積分すると，

$$x = -\frac{1}{OS} \{A \sin^{-1} \sqrt{1 - \frac{y}{E}} + 2b \sqrt{E-y} (1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) \\ \times (2 + E \tan \tau - 2 \tan \tau)\} + C_1 \quad (3.1.18)$$

(3.1.18)式で $x=0$ の時， $y=y_1$ という条件から積分定数 C_1 は，次式で表わされる。

$$C_1 = \frac{1}{OS} \{A \sin^{-1} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} + 2b \sqrt{E-y_1} (1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) \\ \times (2 + E \tan \tau - 2 \tan \tau)\} \quad (3.1.19)$$

従つて，(3.1.19)式を(3.1.18)式に代入して整理すると，水面形方程式は，(3.1.20)式で表わせる。

$$x = \frac{1}{OS} \{A (\sin^{-1} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} - \sin^{-1} \sqrt{1 - \frac{y}{E}}) + 2b (1 - \cot \theta \cdot \tan \tau) \\ \times (2 + E \tan \tau - 2 \tan \tau) (\sqrt{E-y_1} - \sqrt{E-y})\} \quad (3.1.20)$$

(3.1.20)式で $y=0$ とおくと，側溝流を完全に取水するのに必要なます長を表わす次式をえる。

$$L_f = \frac{1}{OS} \left\{ A \sin^{-1} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} + 2b(1 - \cot \theta \cdot \tan \gamma) \right. \\ \left. \times (2 + E \tan \gamma - 2 \tan \gamma)(E - y_1) \right\} \dots\dots\dots (3.1.21)$$

前節および今節で導いた水面形方程式は、変形過程において2.3疑問な点もあり、また得られた方程式も非常に複雑であるため、これらの式をさらに発展させて、ますの落下流量等の式を求めることは断念した。ただ3.3節で示すように(3.1.9)式から実験結果を用いて、雨水ます蓋の流量係数(c)の値を求めることを試みた。詳細は3.3節で詳述する。また3.4節で水面形方程式を導入したます落下流量の計算方法について1つの試案を述べる。

3.2 路肩ますの水理

路肩ますは、水理学的には横溢流堰と同様な性質のものであり、横溢流堰に関しては、古来多くの研究、実験が行なわれ、それぞれ多くの理論式あるいは実験公式が発表されてきたが、現在なお不明な点が多くいくつかの問題点を残している。

理論的には、連続の式、および運動の方程式は各々次のように表わされる。

$$\frac{dQ}{dx} = -q = -\frac{2\sqrt{2g}}{3} \mu h^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

$$\frac{dH}{dx} = \frac{1 - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{m \alpha q Q}{g A^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{\partial A}{\partial H}} \dots\dots\dots (3.2.2)$$

上式は、運動量の関係あるいは、エネルギーの関係のいずれからも誘導することができるが、それぞれ誘導の仕方によつてmの値は異なり、各々m=2またはm=3/2となる。このようなmの値は、運動量あるいはエネルギーを無視した結果得られたもので現在のところmの値をいずれにとるべきかの決め手が確定していない。一樣水路の溢流堰に沿う流れの水面形状は、基本式(3.2.1)および(3.2.2)を特異点の方法⁽⁶⁾で分類すれば明らかにされる。

路肩ますの場合も、基本的には、上述の方法で解析しうるものと考えられる。しかしここでは、水面形状については論外にして、路肩ますからの落下流量について、検討を進めていきたいと思う。

3.2.1 路肩ますの落下流量

路肩ますからの落下流量は、連続の式(3.2.1)をx=0~x=Lまで積分すれば簡単に導くことができるのであるが、ここでは、路肩ますの場合も横溢流堰と同様な性質であることを確認するためにも新たに連続の式の誘導を試みた。

路肩ますの溢流部を図-3.3のように考え、dx部分を拡大して図-3.4のように考えると、dA=dx・dyであり、dx間での溢流量dQは、

$$dQ = \int_0^h C dA \sqrt{2gy} = C dx \sqrt{2g} \int_0^h y^{\frac{1}{2}} dy = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \cdot dx \cdot h^{\frac{3}{2}} \\ \therefore \frac{dQ}{dx} = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \cdot h^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.2.3)$$

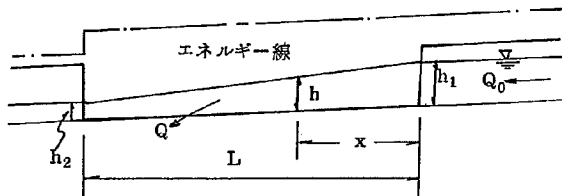


図-3.3 路肩ますの流れ

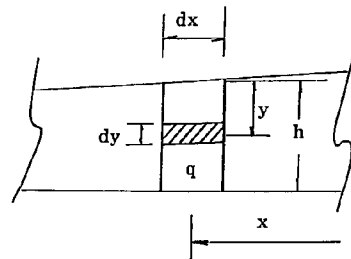


図-3.4 溢流部の拡大図

上式は明らかに(3.2.1)式と同じであり、路肩ますの場合も横溢流堰の場合と同様であることが明らかである。

落下流量 Q は、(3.2.3)式を $x = 0 \sim L$ まで積分すると、次式のようにになる。

$$Q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} \cdot C \cdot L \cdot h^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.2.4)$$

ここで h は上下流の平均水深 ($\frac{h_1+h_2}{2}$) を取り、単位を合せて整理すると次式のように表わされる。

$$Q = 0.0102 \cdot C \cdot L (h_1+h_2)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (3.2.5)$$

ただし Q : 路肩ますの落下流量 (m^3/s)

C : 溢流係数

L : 路肩ますの長さ (cm)

h_1 : 縁石よりの上流端水深 (cm)

h_2 : 縁石よりの下流端水深 (cm)

実際には、このような簡単な数式で正確な落下流量を求めることは困難であろうが、妥当な溢流係数を多数の実験値から逆算し、溢流係数の性質を把握する(例えば C と L の関係等)ことによつて、ある程度は克服できるだろう。

実験結果によると、路肩ますの溢流係数は、 $C = 0.2 \sim 0.6$ であることを見出した。図-3.5~7には無次元量 L/h_1 と溢流係数 C の関係を図示したものである。両者の間には、ほぼ比例関係があると見られるが、横断勾配10%に対して、1.5%の場合は、両者の相関がまったく逆の傾向を示している。また、横断勾配が大きな場合には、縦断勾配が小さいほど相関度は大きくなるが、横断勾配が小さくなると、縦断勾配が大きいほど相関度は大きくなっている。

このような現象に作用する直接の因子は、まず上流端水深 h_1 に左右されるものと考えられる。特に流下水深が小さい場合には、多くの物理的因子に作用され、流れは非常に複雑になり(3.2.5)式のような簡単な数式で表現することが難しいことを示すものである。

溢流係数 C と L/h_1 の関係を近似的に直線近似できるものとして、 $C = a(L/h_1) + b$ と表

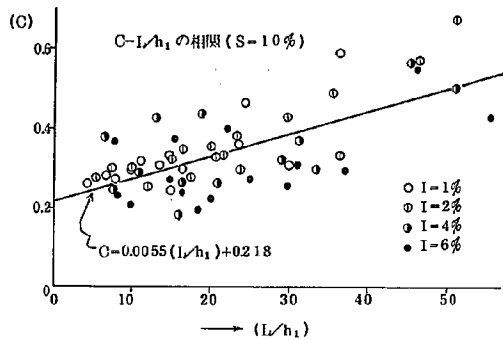


図-3.5 $C-L/h_1$ の相関図

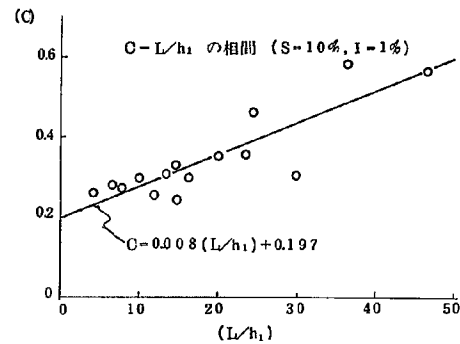


図-3.6 $C-L/h_1$ の相関図

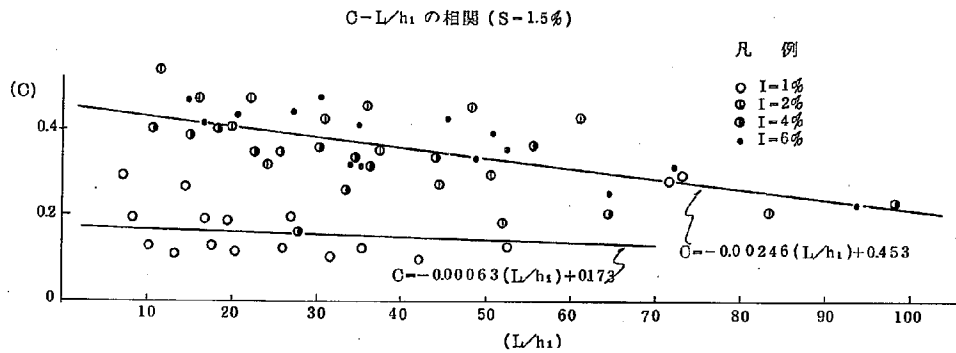


図-3.7 $C-L/h_1$ の相関図

わし、各々、係数、 a および b を求めると次のようになる。

Ⅰ) 横断勾配 $S = 10\%$ の場合

$$C = 0.008(L/h_1) + 0.197 \quad (I = 1\%)$$

$$C = 0.0055(L/h_1) + 0.218 \quad (\text{全体})$$

Ⅱ) 横断勾配 $S = 1.5\%$ の場合

$$C = -0.00063(L/h_1) + 0.173 \quad (I = 1\%)$$

$$C = -0.00246(L/h_1) + 0.453 \quad (I = 1\% \text{ を除く})$$

以上のように $C-L/h_1$ の相関度はかなり高いものであり、上記関係式から路肩ますの溢流係数 C を求め、(3.2.5)式から路肩ますの落下流量 Q のある程度妥当な値を見積ることができると考える。

3.3 側溝ます蓋の流量係数

ます蓋の流量係数は、落下穴面積、落下穴仕切り方法、ます上を流れる水深等の多様な要素に作用されるものと考えられる。ここでは、前述したファクターをできる限り正確に加味する

ために(3.1節)で求めたます上の流れの水面形方程式(3.1.9)式を基本式として流量係数を求めた。

(3.1.9)式において, $x = L$ の時, $y = y_2$ という条件から流量係数Cは次式で表わされる。

$$C = \frac{1}{L \cdot S} \left[\frac{\tan \theta}{14} \left\{ (E - y_1)^{\frac{5}{2}} - (E - y_2)^{\frac{5}{2}} \right\} + \frac{2\sqrt{2g}}{g} \left\{ \sqrt{E - (E - y_1)^2} - \sqrt{E - (E - y_2)^2} \right\} \right] \dots\dots\dots (3.3.1)$$

また

$$E - y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{2Q^2}{gy^2 \tan^2 \theta} \dots\dots\dots (3.3.2)$$

であり, また(3.3.1)式の式の特徴を考え(3.3.2)式を代入して, 簡単化すると次のようになる。

$$C = \frac{1}{L \cdot S} \left\{ 0.715(X^{25} - Y^{25}) + K_1(B_1 - B_2) \right\} \dots\dots\dots (3.3.3)$$

$$\text{ただし } X = 2Q_0^2 / gy_1^4 \tan^2 \theta$$

$$Y = 2Q_2^2 / gy_2^4 \tan^2 \theta$$

$$B_1 = (-X^2 + X + y_1)^{\frac{1}{2}}$$

$$B_2 = (-Y^2 + Y + y_2)^{\frac{1}{2}}$$

$$K_1 = 2\sqrt{2g}/g$$

$$Q_2 = Q_0 - Q_1$$

$$L = \text{ますの縦断方向の長さ (m)}$$

$$S = \text{ます蓋の落下穴の総面積 (m}^2\text{)}$$

(3.3.3)式により, 多数の実験値から流量係数Cを計算すると, オーダー的には, $C = 1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-8}$ の範囲の値を示すことを見出した。図-3.8, 図-3.9に示す如く, ます蓋の形, 縦横断勾配別にます蓋の落下穴面積Sの関数で表わすことができる。しかもこれらの相関はかなり明瞭なものであるが, 前節の路肩ますの溢流係数と同じく, 流下水深が小さい場合には, 流れの他の要素に支配される影響が大きく表われる。

このようにます上の流れを支配する最大の要素は, 流下水深であると考えられる。道路側溝のような三角形断面における流下水深あるいは流水巾は, Manning 式を使用すると次式で表わされる。

$$y = \frac{1.54 \cdot n^{3/8} (1 + \sqrt{1 + z^2})^{1/4} Q^{3/8}}{I^{3/16} \cdot z^{5/8}} \dots\dots\dots (3.3.4)$$

$$w = y \cdot z = \frac{1.54 (n \cdot z)^{3/8} (1 + \sqrt{1 + z^2})^{1/4} Q^{3/8}}{I^{3/16}} \dots\dots\dots (3.3.5)$$

ただし, $z = \tan \theta$ であり, これらの関係を縦断勾配Iをパラメータとして図化すると, 図-3.10 ~ 図-3.13 のようである。図示した場合, 流下水深あるいは流水巾の変化の様子が

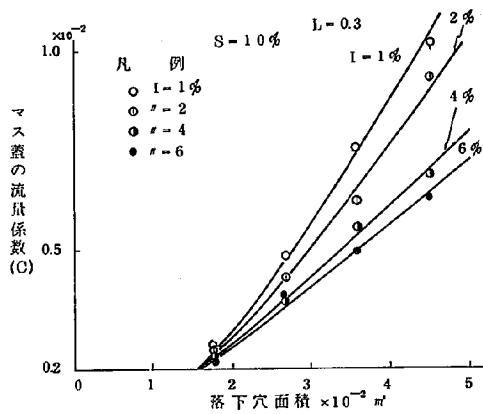


図-3.8 側溝ます蓋の流量係数
(A型の場合)

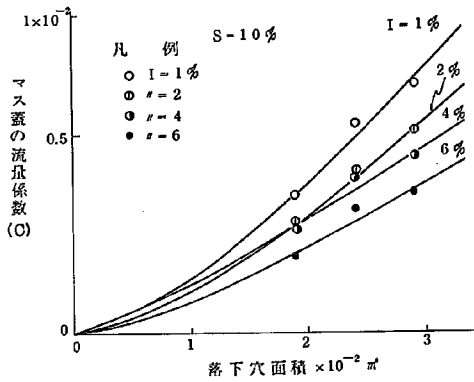


図-3.9 側溝ます蓋の流量係数
(B'型の場合)

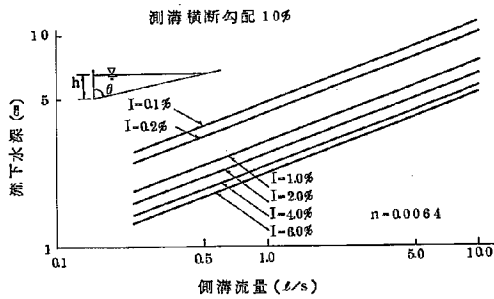


図-3.10 側溝流量と流下水深の相関図

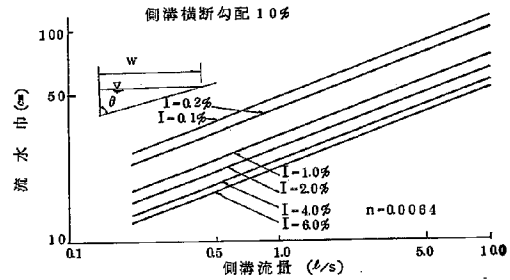


図-3.12 側溝流量と流水中(堰水巾)
の相関図

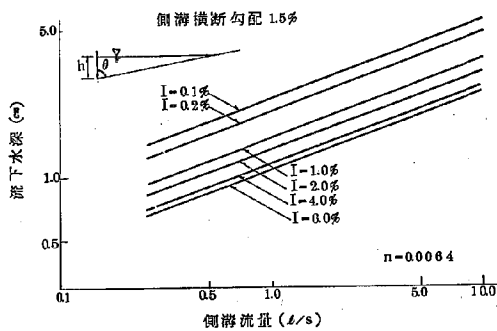


図-3.11 側溝流量と流下水深の相関図

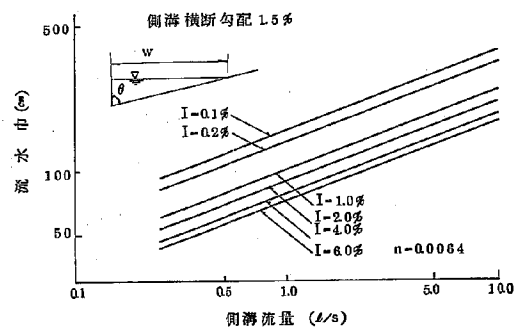


図-3.13 側溝流量と流水中(堰水巾)
の相関図

1 目瞭然である。

3.4 雨水ますの落下流量

従来、雨水ますの落下流量の計算には、経験的にオリファイスの式が適用されている。即ち

$$Q_s = C \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

ここで、 Q はますの落下流量、 C は流量係数、 S は落下穴の総面積及び h はます上の流下水深を表わす。しかし厳密には、流下水深が大きい場合にはまだしも、水深が小さくなると表面張力の影響が大きくなり正確な値を期待することは難しい。しかし現段階では、ます上の流れの複雑さから厳密解を求めるのは極めて困難である。そこで著者らは、次のような2通りの方法を試みた。特に第2番目の数式は、式形も非常に簡単である上に実験値との検証の結果適合度もかなり高く、実用的に十分使用できることを明らかにした。

3.4.1 水面形方程式を導入した落下流量の計算式

(3.4.1)式を基本式として、道路側溝のような三角形断面に適用するために、水深の横断方向の変化を加味し、節3.1で誘導した水面形方程式の導入を試みた。

三角形側溝のます上の流れを図-3.14のように考えると、微小区間 dx 間に減少する側溝流量は、次のように表わせる。

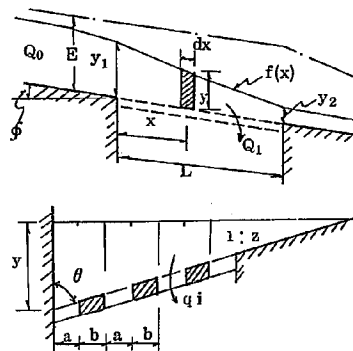


図-3.14 側溝ます上の流れ(ます蓋のモデルは縦仕切り型)

$$\begin{aligned}
 -\frac{dQ_0}{dx} &= \sum_{i=1}^n q_i = C a dx \sqrt{2g y} + C a dx \sqrt{2g \left(y - \frac{a+b}{z} \right)} + C a dx \sqrt{2g \left\{ y - \frac{2(a+b)}{z} \right\}} + \dots + C a dx \sqrt{2g \left\{ y - \frac{(n-1)(a+b)}{z} \right\}} \\
 &= C a \sqrt{2g y} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \frac{a+b}{yz}} + \sqrt{1 - \frac{2(a+b)}{yz}} + \dots + \sqrt{1 - \frac{(n-1)(a+b)}{yz}} \right\} dx \dots \dots (3.4.2) \\
 &\quad (n = 1, 2, 3 \dots \dots)
 \end{aligned}$$

ここで y は x の関数であり $y = f(x)$ とすると、

(3.4.2)式は次式で表わせる。

$$\begin{aligned}
 -\frac{dQ_0}{dx} &= C a \sqrt{2g f(x)} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \frac{a+b}{f(x)z}} + \sqrt{1 - \frac{2(a+b)}{f(x)z}} + \dots \right. \\
 &\quad \left. \dots + \sqrt{1 - \frac{(n-1)(a+b)}{f(x)z}} \right\} dx \dots \dots (3.4.3)
 \end{aligned}$$

従つて、ますの総落下流量を Q_1 とすると、 $Q_1 = \int_0^L \left(-\frac{dQ_0}{dx} \right) dx$ であるから、 Q_1 は次式で表わすことができる。

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= C a L \sqrt{2g f(x)} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \frac{a+b}{f(x)z}} + \sqrt{1 - \frac{2(a+b)}{f(x)z}} + \dots \right. \\
 &\quad \left. \dots + \sqrt{1 - \frac{(n-1)(a+b)}{f(x)z}} \right\} \dots \dots (3.4.4) \\
 &\quad (n = 1, 2, 3 \dots \dots)
 \end{aligned}$$

(3.4.4)式が三角形側溝上のますの落下流量を表わす方程式である。実際には $f(x)$ の代りに水面形方程式を代入するわけであるが式自体は非常に複雑になり実用には供し難い。尚こ

の数式は縦仕切り義をモデルにした場合である。

3.4.2 エネルギーの特性を利用した落下流量の計算

ここではまず上の流れでは $dE/dx=0$ であるということを利用して、Manning の等流公式をまず上下流に適用し、連続の式とから雨水ますの落下流量の理論式を誘導し、実験結果と検証することによつてその妥当性を示した。

まず上の流れを図-3.15のように考えると

$$\begin{aligned} v_0 &= \frac{1}{n} R_0^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \text{ および} \\ v_2 &= \frac{1}{n} R_2^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (3.4.5)$$

図-3.15 側溝ます上の流れ

(3.4.5) 式で $\frac{dE}{dx} = I = \text{一定}$ とし、また径深は、道路側溝のような三角形断面で流下水深に対して流水巾が相当広い場合は $R \approx h/2$ 、

$$\begin{aligned} A_0 &= \frac{1}{2} h_0^2 \tan \theta, \quad A_2 = \frac{1}{2} h_2^2 \tan \theta \text{ とすると} \\ Q_0 h_2^{\frac{8}{3}} &= Q_2 h_0^{\frac{8}{3}} \end{aligned} \quad (3.4.6)$$

となる。 Q_2 は連続の式から $Q_2 = Q_0 - Q_1$ であるから雨水ますの落下流量 Q_1 は次式で求めることができる。

$$Q_1 = Q_0 \left\{ 1 - (h_2/h_0)^{8/3} \right\} \quad (3.4.7)$$

ただし、 Q_1 : ます上の落下流量 (l/s)

Q_0 : ます上流端の側溝流量 (l/s)

h_0 : ます上流端の縁石よりの水深 (cm)

h_2 : ます下流端の縁石よりの水深 (cm)

(3.4.7) 式の計算を迅速に行うため、 $(h_2/h_0)^{8/3}$ の曲線を図-3.16 に与える。図-3.17 で (3.4.7) 式による計算値と実験値を比較してみると、かなり適合度の高いことを示しており十分信頼性は得られるものと思われ、式形の簡単なことと加えて実用性の高いものであるう。

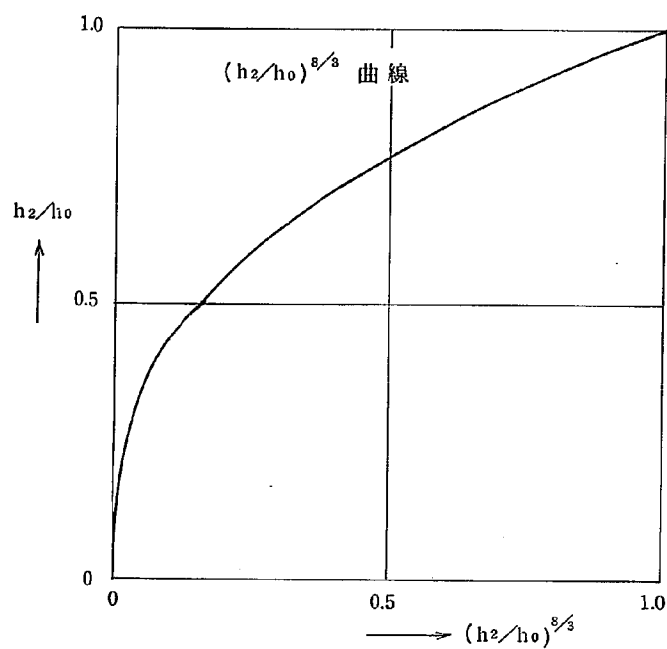


図-3.16 $(h_2/h_0)^{8/3}$ 曲線

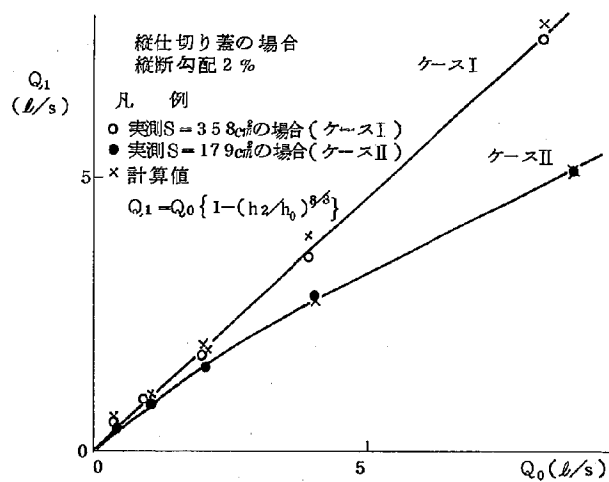


図-3.17 ます落下流量の実験値と計算値の比較

第4章 従来の配置計画法の意義と限界

4.1 従来の配置計画の実態

4.1.1 現在常用されているます蓋の落下率

現在、各都市で常用されている雨水ます蓋は、混合型か縦仕切り型が多く、その落下穴面積は、 $200 \sim 300 \text{ cm}^2$ の大きさが普通である。

そこで実験結果から落下穴面積が 200 cm^2 の場合で雨水ます上流端の側溝流量と落下率の関係を図示したものが図-4.1、図-4.2である。従来の雨水ます間隔から流出係数を1、降雨強度を 60 mm/hr とすると、側溝最大流量は、 $2.5 \sim 6.5 \text{ l/s}$ ぐらいである。この場合の落下率は、図-4.1によると、縦仕切り型の場合 $0.6 \sim 0.8$ ぐらいとなり、平均 0.7 強である。横仕切り型の場合、縦断勾配が大きくなると落下率は極短に低下する。このように従来使用されているます蓋の落下率は1以下である。落下率が1になる場合は、極短に流量が小さい場合とか、交叉点等で1次的に滞水してます蓋落下穴が完全なオリフィスの状態になった場合に限られると考えられる。

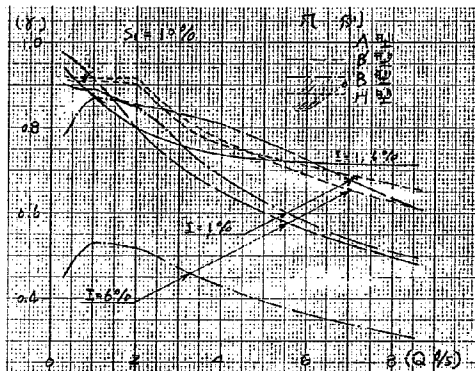


図-4.1 落下率の変化

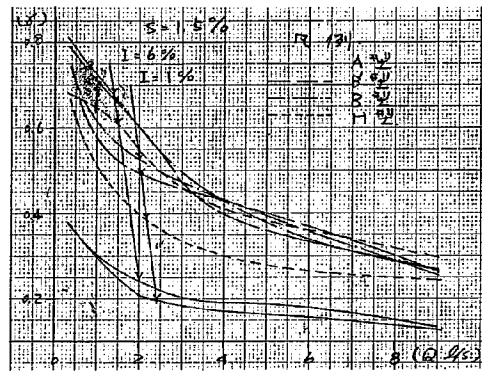


図-4.2 落下率の変化

4.1.2 雨水ます間隔の実態

雨水ます1個当りの直接集水面積の実態を把握するため、「昭和40年版公共下水道統計」⁽¹⁴⁾より、人口30万人以上の都市の排水面積、雨水ます設置総数を調べ、排水面積の10~20%が道路面積であるとして道路面積を推定し、これを雨水ます総数で割って、雨水ます1個当りの集水面積を求めた。この結果は、 $126 \sim 252 \text{ m}^2/\text{個}$ であつた。これより雨水ます間隔を計算すると表-4.1のようである。ここで対象とした雨水ますは、公設ますであり家屋からの

表-4.1 雨水ます間隔の実態

	道路巾員/2 (m)		
	1.5	1.0	5
ます間隔(m)	8~17	13~25	25~50

排水を受ける私設ますは、完備された状態でなく、これが公設ますより管渠に流入している現状であるため、実際の集水面積としては前述の値よりもはるかに大きな値となることが現実の姿であろうと考えられる。

また、代表的な都市および高速道路で設計施工されているます蓋形式およびます間隔を示すと表-4.2のようである。これらの結果を見ると、「道路土工指針」⁽¹⁵⁾、あるいは「下水道施設基準」⁽¹⁶⁾に示されたます間隔の指針25m前後あるいは30m以内という規定に沿っていることがわかる。ただし高速道路の場合は、一般街路とは道路の構造も異なり、性質も違うため一概に比較できない。

表-4.2 雨水ますの設計・計画方法の例

都市名または管理者名	設計降雨強度 (mm/時)	ますタイプ	ます間隔	設計条件と考え方
大 阪 市	—	側溝ます(grating)	15~20m	道路延長100mに両サイドで計14カ所設置。 画一的に上記の基準で設置している。 結果的に表面貯留を許している。
名 古 屋 市	—	側溝ます(grating, コンクリート蓋) 路肩ます(凹型, スクリ ーン付, 2連式)	道路幅員15m以上の場合 15m 道路幅員15m以下の場合 15~20m	急坂が緩坂または平地に変る所で2連側 溝ますと横断排水溝。特に集水量の多い地 点では側溝全部をgratingtypeの ます蓋で覆う。 地形にそくして設計し、表面貯留を許さ ない。
阪神高速道路公団	60	側溝ます(grating)	30m	路肩で4cmの堆水を許す。 こう配急な坂路では1~2カ所の横断排 水溝を設置。 表面貯留を許している。
首都高速道路公団	120~190 (予定)	側溝ます 鑄鉄製横仕切り型斜45° 落下	縦断こう配によつて集水面 積をかえる 40~80m ²	こう配急な坂路では横断排水溝を設置。 表面貯留を許さない。

(4.1.1), (4.1.2) でみてきたように、従来のます配置計画の実態を簡単に要約すると、「道路土工指針」や「下水道施設基準」の規定に沿って等間隔に配置するということになるようである。各都市で最つとも多く用いられているます蓋の場合、第2章の実験結果によると落下率は1以下である。このことはます下流への通過流量があることを意味する。ますに落下しなかつた雨水量は、一般には、交叉点部分で一時的に停滞貯留される。降雨時にこのような現象を認めた人も多いと思う。しかし、結果的には、交叉点などで滞水しても、このことによる実害がなければよいのであるから、一概にこのような現象が起つているからといって従来の配置計画を批判することはできない。

4.2 雨水ますの密度および配置

雨水ますの配置をある程度モデル化して計画論的に解析し、従来の配置計画法の意義と限界を追求した結果、従来の配置計画法は、あくまで次のような2つの大きな仮定の下に成立するものではないかという結論をえた。さらに第2章の実験結果からその適用範囲は限られたものであることがわかった。

(イ) 雨水ますの落下率は各ますとも一定である。

(ロ) 流速は、場所的に一定である。

そこで本節では、上記の仮定に立つて従来の配置計画法の理論と限界について述べることに

する。

4.2.1 雨水ます密度

雨水ます1個の落下率は、前節でも示したように、比較的小さなものである。ますが等間隔に複数個つながると下流ますほどます直前の側溝流量が多くなるから、下流ますほど落下率は低下する。(図-4.3.)等間隔にますが配置してあつて、各ますの落下率を一率に r とすると、第1ますと第 n ます(最終ます)直前の側溝流量比 ρ は、次式で与えられる。

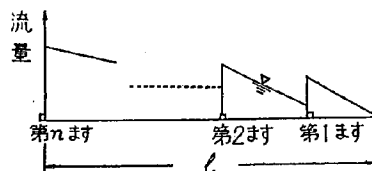


図-4.3 計算モデル

$$\rho = \frac{1 - (1-r)^n}{r} \approx \frac{1}{r} \quad \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ただし n は非常に大きな値であるとする。(4.2.1)式を基礎式として、側溝単位長当りの流量を q とし、ある区間 l に等間隔に雨水ますを n 個設置した場合、最下流ます直前の側溝流量は、次式で表わせる。

$$Q = q \left(\frac{l}{n} \right) \left\{ \frac{1 - (1-r)^n}{r} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.2.2)$$

上式は、 $n \rightarrow \infty$ とすると $Q \rightarrow 0$ となる。

したがつて、雨水ますの数が多ければ、つまり雨水ます密度が高ければ路面水量は少なくなる。雨水を開水路で排除する場合は、雨水ますをと数連続的に接続した状態と同じである。そこで設計区間 l 間の雨水ますの配置計画上の判断基準としては、交通流に影響の大きな路面水量の程度を考慮して決定することが必要であろう。路面排水の基本的な考え方には、大方2通りの考え方がある。即ち、絶対に路面を流さないというもの(全雨水流出量を雨水ますより管渠へ収容する)から、交通流に悪影響を及ぼさない程度まで路面を流下させるというものまである。

ただ路面流下をわづかでも容認した場合、流出雨水は一般的に言つて交叉点部分に流集し、この部分で一時的に停滞貯留され交通流に支障を与える結果となる。ましてや交叉点部分では、平常でも交通流のネックになる部分である。このような観点からなるべく流出雨水を路面上に流さないようにすべきである。

ではこのような観点に立つた場合の最小限度の雨水ます密度はどの程度になるか考察を進めてみよう。

雨水ますの落下率は1個ごとでは、小さいが、複数個つながつた場合、総合的な落下率は大きくなる。いま、等間隔に n 個のますを設置した場合の総括落下率 R を求めると次式のようになる。

$$R = 1 - \frac{(1-r)[1 - (1-r)^n]}{n \cdot r} \quad \dots\dots\dots (4.2.3)$$

ここで落下率 r を最つとも一般的な値と考えられる0.7とすると、ますの個数 n と総括落下率 R との関係は表-4.3のようになる。ます数が多くなるにつれて R の増分は小さくなる。

表-4.3 総括落下率 ($\tau = 0.7$ とした場合)

雨水ます個数	総括落下率
1	0.70
2	0.80
3	0.86
4	0.89
5	0.91
6	0.93
7	0.94

したがって、設置するます数を極短に多くしても多くしただけの効果はえられないことになる。

4.2.2 雨水ますの最大間隔

雨水ますは、複数個集まつてはじめて完全な機能をはたすことは以上の理由から明らかとなつた。

(4.2.2)式で $(1 - \tau)^n$ が 1 に対し

て無視できるものとする、雨水ます群の最下流ます直前の側溝流量は、

$$Q = \frac{q \cdot \ell}{n \cdot \tau} = \frac{q \cdot L_s}{\tau} \quad \dots\dots\dots (4.2.4)$$

ただし、 $q = k \cdot c \cdot i \cdot w$

c = 流出係数

i = 降雨強度 (mm/hr)

w = 道路の集水巾 (m)

k = 換算係数で $1/k = 3.6 \times 10^3$

Q = 最下流ます直前の側溝流量 (ℓ/s)

L_s = 雨水ます間隔 (m)

ℓ = 設計区間 (m)

τ = 雨水ます 1 個の落下率

n = ℓ 間の雨水ます設置個数

(4.2.4)式で最下流ます直前の許容通水量を縦断勾配規定や車両交通に与える影響等を考慮して決定し、落下率 τ は、許容通水量より雨水ますあるいはます蓋の種別に応じて、第2章の特性曲線から読みとれば、雨水ますの最大間隔を計算することができる。図-4.4、図-4.5は、上式の計算を迅速にするためにノモグラフを与えた。従来の配置計画法に適合すると思われる条件で雨水ます間隔をノモグラフより読みとると、表-4.4のようになる。この結果は従来のます間隔の範囲と非常によく適合している。

表-4.4 雨水ますの間隔 (ノモグラフより)

(m 以下は省略した値)

集水巾 m	5	6	8	10	12	15
ます間隔	33	28	21	17	14	11

(注) $i = 60 \text{ mm/hr}$ $Q = 4 \ell/\text{s}$ $\tau = 0.7$ の場合

例題
 $i = 0.01 \text{ m/hr}$
 $w = 0 \text{ m}$
 $q = 0.1 \text{ L/s}$
 計算式 = $q \cdot k \cdot i \cdot w \text{ (L/s)}$

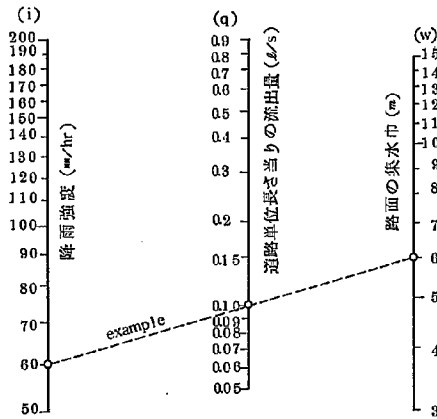


図-4.4 道路単位長当りの雨水流出量のノモグラフ

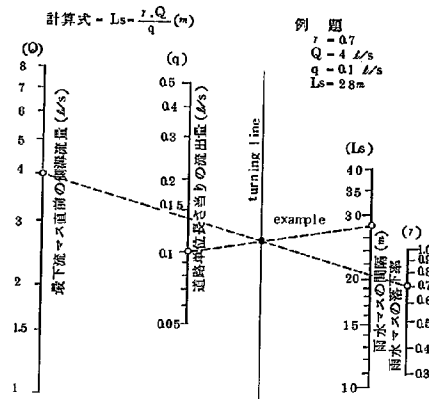


図-4.5 雨水ます間隔のノモグラフ

4.2.3 雨水ますの配置の方法

路面排水に対する着眼点の相違によつて雨水ますの配置の方法も異つたものになる。ここではいろいろな配置の方法を論述する。

1) 路面水量を最小にするような配置

(a) ある区間 ℓ に 2 個の雨水ますを設置する場合，上流端から第 1 ますまでの距離を x とすると，路面水量 V は，次式で与えられる。

$$V = \frac{q \cdot x^2}{2u} + \{q(\ell - x) + q \cdot x(1 - r)\} \frac{(\ell - x)}{2u} \quad (4.2.5)$$

上式は下に凸な放物線である。したがつて，路面水量の最小値を与える距離は， $dv/dx = 0$ を満足する。

$$\frac{dv}{dx} = \frac{q(1+r)}{u} \left(x - \frac{\ell}{2}\right) = 0$$

$$\therefore x = \frac{\ell}{2} \quad (4.2.6)$$

以上の結果から区間 ℓ の中央に第 1 雨水ます，末端に第 2 雨水ますを配置すると路面水量が最小になる。

(b) ある区間 ℓ に 3 個の雨水ますを設置する場合，第 1 雨水ます区間距離（上流端より第 1 ますまで）を x ，第 2 雨水ます区間距離（第 1 雨水ますより第 2 雨水ますまで）を y ，第 3 雨水ます区間距離（第 2 雨水ますより第 3 雨水ますまで）を $\ell - x - y$ とする。路面水量は a) と同様にして次のようになる。

$$V = \frac{q \cdot x^2}{2u} + \frac{y}{2u} [q \cdot x + 2q \cdot x(1 - r)] + \frac{1}{2u} (\ell - x - y)$$

$$[q(\ell - x - y) + 2qy(1-r) + 2qx(1-r)^2] \dots\dots\dots (4.2.7)$$

極値を与える (x, y) は, $\frac{\partial V}{\partial x} = 0, \frac{\partial V}{\partial y} = 0$ で与えられる。故に

$$\begin{aligned} 2x + y - \ell &= 0 \\ [1 - (1-r)^2]x + 2ry - r \cdot \ell &= 0 \end{aligned}$$

両式から

$$\begin{cases} x = \frac{\ell}{2+r} \\ y = \frac{r \cdot \ell}{2+r} \end{cases} \dots\dots\dots (4.2.8)$$

また、一般に通常のますでは, $\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} > 0, \frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} < 0$ であるからこの極値は、最小値でかつ最大値である。

したがって、第1雨水ます区間 $\frac{\ell}{2+r}$ 、第2雨水ます区間 $\frac{r \cdot \ell}{2+r}$ 、第3雨水ます区間 $\frac{\ell}{2+r}$ となるように配置する。落下率 r が非常に1に近い場合は、近似的に等間隔配置となる。

一般的に、ある区間に n 個の雨水ますを設置する場合、路面水量を最小にするような配置は、前述の(a)、(b)と同様に路面水量を求め、以後同様の計算手続きで $(n-1)$ 個の $(n-1)$ 元連立1次方程式を解けばよい。この場合も近似的には等間隔配置になると考えられる。

II) 最長湛水巾を最小にするような配置

ある区間 ℓ に2個の雨水ますを設置する場合、第1ます区間の最長湛水巾は、第1ます直前で生じ、この位置での路面水量は $q \cdot x$ である。第2ます区間の最長湛水巾は、第2ます直前で生じ、そこでの路面水量は $q \cdot \ell - q \cdot r \cdot x$ となる。上記2つの最長湛水巾が等しくなる時、全区間での最長湛水巾が等しくなる。即ち、両区間の最長湛水巾発生地点の流量が等しくなることである。よって

$$\begin{aligned} q \cdot x &= q \cdot \ell - q \cdot r \cdot x \\ \therefore x &= \frac{\ell}{1+r} \dots\dots\dots (4.2.9) \end{aligned}$$

落下率 r が1に近い場合は、近似的に $x \approx \ell/2$ となる。この結果、第1雨水ます区間距離 $\frac{\ell}{1+r}$ 、第2雨水ます区間距離 $\frac{r \cdot \ell}{1+r}$ となるように配置する。

III) 最長湛水巾を一定にするような配置

(a) 落下率 r が各ますとも同一の場合

第1雨水ます区間からの残流量 $q \cdot \ell(1-r)$ だけ第2雨水ます区間で流集する流量を減少させる。つまり、第2雨水ます区間以後のます間隔を残流量に見合う分だけ短かくする。したがって、第1雨水ます区間距離を ℓ とすると、第2雨水ます区間距離は、 $r \cdot \ell$ となり以後各区間距離は、 $r \cdot \ell$ に等しくなる。

(b) ます間隔を等間隔配置として落下率をかえる場合、

この場合は、第1雨水ますの落下率を γ とすると、第2雨水ます以降のます落下率は、 $\frac{1}{2-\gamma}$ となる。

IV) 2連ますと単独ますの配置

ある区間 l に2個の雨水ますを等間隔配置にした場合と、最下流端に2個連続して設置した場合、等渠内流量の大小を第2雨水ます直後で比較してみよう。

$$(i) \text{ 等間隔配置 } Q = q \cdot l \cdot \gamma + \frac{1}{2} q \cdot l \cdot \gamma (1-\gamma)$$

$$(ii) \text{ 2連ます配置 } Q' = q \cdot l \cdot \gamma + q \cdot l \cdot \gamma (1-\gamma)$$

両者を比較すると、明らかに $Q' > Q$ であり、2連ますの方が落下流量が多くなる。しかし、2連ますにすると、等間隔配置の場合より最長湛水巾が広くなるという欠点がある。i) の結果と比較すると非常に興味深い。即ち、路面水量を最小にすることは、管渠流量を最大にすることであるが、最終ます直前で計算するとi) のように等間隔配置、最終ます直後で計算すると2連ますの導入という結果となる。ます数が2個以上になつてもこの結論は正しいものと考えられる。この事実をさらに拡張すると単独ます配置より多連ます配置が有効ということになる。しかしこのような配置の欠点は、最長湛水巾が広くなることである。ただし、ますの総数を変えて単独ますの变りに等間隔で2個あるいは3個の多連ますを設置する場合は論外である。

4.3 従来の配置計画法の妥当性と限界

前述したように(i)、(ii)の2つの仮定に立つた場合に、(4.2.2)、(4.2.3)に示したような雨水ますの配置計画が立案されるのである。いずれの方法にしても落下率がかなり高い場合に等間隔配置にしてもさしつかえないようである。では、はたして、4.1節で示したような従来の配置計画法がどのような意義を持ち、また妥当な値であるだろうか。そこで(4.2.4)式により、最つとも一般的だと思われるます蓋の落下率を0.7として、許容通水量および降雨強度別に雨水ます間隔を計算すると、表-4.5のようになる。表によると従来の雨水ます間隔では、降雨強度50mm/hrの場合、4ℓ/s以下の通水量を認める結果となり、100mm/hrでは、6~8ℓ/sの通水量を容認していたことになる。「道路構造令解説」⁽¹⁷⁾による道路の構造基準は、一般街路では、側溝部分(路肩)の横断勾配は、10%、車道部分は1.5~2%(舗装道の場合)となつてゐるため、通水量があまり大きくなつて車道部分まで達する場合には、湛水巾は急激に広がる。そこで許容通水量としては、側溝内(路肩内)におさまる程度の水量に押さえるべきである。道路の縦断勾配規定⁽¹⁷⁾を考慮すると、前記の4~8ℓ/sという許容通水量の値は、なんとか妥当な値ではないかと思われる。しかし道路での雨水流速時間は、数秒ないし数分、おそらく最大時間でも5分程度であると考えられるため、降雨強度は、通常の値(下水道管渠設計では50mm/hr程度)よりは、はるかに大きくなるべきである。したがつて集中豪雨等に見舞われた場合には、路面浸水による被害をこうむることは当然考えられ、たび

たび報告される浸水被害もうなづける。

現在、主に常用されている雨水ます蓋は、混合型が主であり、雨水ますの落下率は、流量の増加に対してかなり减小することを示している（図－4.1，図－4.2 参照）。このようなことから（4.2.4）式の適用もきわめて危険なものであるため表－4.4 に示した計算結果も不安定な値である。

上述のようなことから従来の配置計画法の限界が明らかにされるのである。前述したように2つの仮定の内、(1)の場合は、ます蓋の形式によつては成立しない場合が多く、第2章の実験結果によると、その適用範囲は限られた狭いものになる。もちろんある程度の誤差を覚悟の上で適用する分には問題はなからうが、(2)の場合は、実験状態を観察するまでもなく、少々大胆な仮定であろう。

以上のように問題点が多いがこれらの仮定に立つた場合に、従来の配置計画法の妥当性が見出せるのである。現実には各ますでかなりの通過流量のあることを示しており、大きな降雨時には、交叉点等で交通渋滞を誘起している現状である。このようにますの落下率が1以外の場には、路面浸水が発生しそうな場所において、雨水ますの配置方法になんらかの工夫（例えば2連ますの設置、横断排水溝を設置する等）がないかぎり路面浸水は免れないし、また設計も非常に困難である。

雨水ます1個の集水する雨水量は、そのますで完全に排水できれば交叉点等での浸水の原因も解消され、しかも設計が非常に簡単になる。このためには、雨水ますの落下率が1になることが必要な条件となる。

表－4.5 雨水ますの設置間隔

許容通水量 (l/s)	降雨強度 (mm/hr)	(道路巾員)/2 (m)		
		13	9	5
2	50	7.8	11.2	20.3
	100	3.9	5.6	10.0
4	50	15.5	22.4	40.6
	100	7.8	11.2	20.0
6	50	23.3	33.6	60.9
	100	11.7	16.8	30.0
8	50	31.1	44.8	81.2
	100	15.6	22.4	40.0

第5章 落下率が1のます蓋の大きさ

過去の文献を調べてみても前述のような観点からます蓋の落下率が1になるような落下穴面積の計算方法を試みた例はなく、ここに一つの試案ではあるが落下率が1になるような近似計算法を与えた。

5.1 落下率が1になるような落下穴面積

雨水ますの落下流量 Q_1 は、一般にオリフィスの式を用いると $Q_1 = CS \sqrt{2gh}$ と表わされ、 h は雨水ます上下流の平均水深 $(h_0 + h_2)/2$ を取ると、次式で表わされる。(図-3.15 参照)

$$Q_1 = CS \sqrt{g(h_0 + h_2)} \quad \dots\dots\dots (5.1.1)$$

また、落下流量 Q_1 は、3.4.2節で求めた(3.4.7)式が実験値との適合度も高く、十分実用性の高いものであることが確かめられたため、この(3.4.7)式と上式(5.1.1)とが同値であると考え、しかもますの落下率 $\gamma = 1$ のときは $h_2 = 0$ と考えると前2式から次式をえる。

$$CS \sqrt{gh_0} = Q_0 \quad \dots\dots\dots (5.1.2)$$

ここで水深 h_0 は、図-5.1、図-5.2に示すように Q_0 の関数として、 $h_0 = \alpha Q_0^\beta = \alpha (Ai)^\beta$ と表わし、また流量係数 C は節3.3で示したように落下穴面積 S の関数で表わすことができる。これを $C = aS^b$ と表わすと(5.1.3)式をえる。

$$\log S = \frac{2-\beta}{2(b+1)} \log(ki \cdot A) - \frac{1}{b+1} \log k_1 \quad \dots\dots\dots (5.1.3)$$

ただし、

- S : ます蓋の落下穴面積 (m^2)
- i : 降雨強度 (mm/hr)
- A : ます1個の集水面積 (m^2)
- k : 換算係数で $1/k = 3.6 \times 10^6$
- k_1 : $a\sqrt{\alpha g}$ で g は重力の加速度(m/s^2)
- α, β : 側溝縦横断勾配等によつて変る係数
- a, b : ます蓋の形式および縦横断勾配等によつて変る係数

(5.1.3)式で落下率が近似的に1になるような雨水ます蓋の落下穴面積を求めることができる。(5.1.3)式に必要な係数は、表-5.1に係数一覧表として示した。この計算法の難点は、 a, b, α, β の4つの係数を必要とすることであり、またこの係数は実験的にしか求められ

ないため、この係数があらゆる場合について整備されるならきわめて有効な方法であろう。

(5.1.3) 式による計算例をノモグラフで示すと図-5.3 のようになる。

表-5.2~表-5.7 は、降雨強度、集水面積、縦断勾配、および横断勾配別に、縦仕切り型 (A型)、混合型 (B型) および鋼製グレーティング蓋 (H型) の3種類のます蓋について落下穴面積を計算したものである。またこれらの関係を図化したものを図-5.4~図-5.9 に示す。

表-5.1 係 数 一 覧 表

型	縦 仕 切 型				混 合 型			
係数 I (%)	1	2	4	6	1	2	4	6
a	0.227	17.379	2.816	3.206	0.297	0.400	0.825	5.785
b	1.247	2.619	1.947	1.960	1.249	1.423	1.478	1.985
a	1.156	0.800	0.287	0.221	0.882	0.861	0.301	0.502
b	1.516	1.445	1.195	1.138	1.396	1.452	1.187	1.394

型	鋼 製 格 子 蓋				横 断 勾 配
係数 I (%)	1	2	4	6	
a	0.070	0.154	0.424	0.301	(%) 1.5
b	0.754	1.057	1.308	1.154	
a	0.392	0.183	0.189	0.127	10
b	0.977	0.794	0.822	0.726	

横 断 勾 配	10%				1.5%			
係数 I (%)	1	2	4	6	1	2	4	6
α	1.794	1.637	1.476	1.369	1.359	0.852	0.811	0.656
β	0.361	0.386	0.384	0.360	0.378	0.272	0.350	0.411

表-5.2 降雨強度(i), 集水面積(A), 縦断勾配(I), の時

マスの落下率 $\tau = 1$ になるマス蓋の落下穴面積の計算表

(単位 m^2)

降雨強度 mm/hr	集水面積 縦断勾配	T Y P E A $S_1 = 1.0\%$							
		420	700	1050	1260	1400	1540	1750	2100
25	1	0.0376	0.0445	0.0507	0.0538	0.0557	0.0575	0.0599	0.0636
	2	0.0423	0.0500	0.0572	0.0607	0.0629	0.0649	0.0677	0.0719
	4	0.0480	0.0579	0.0672	0.0719	0.0747	0.0774	0.0812	0.0868
	6	0.0486	0.0591	0.0691	0.0741	0.0772	0.0800	0.0841	0.0902
50	1	0.0472	0.0557	0.0636	0.0675	0.0699	0.0721	0.0751	0.0797
	2	0.0531	0.0629	0.0719	0.0764	0.0791	0.0816	0.0851	0.0904
	4	0.0619	0.0747	0.0868	0.0928	0.0965	0.0999	0.1048	0.1121
	6	0.0634	0.0772	0.0902	0.0967	0.1007	0.1045	0.1097	0.1177
75	1	0.0538	0.0626	0.0726	0.0770	0.0797	0.0822	0.0857	0.0910
	2	0.0607	0.0719	0.0822	0.0873	0.0904	0.0933	0.0973	0.1034
	4	0.0719	0.0868	0.1008	0.1078	0.1121	0.1161	0.1217	0.1301
	6	0.0741	0.0902	0.1054	0.1130	0.1177	0.1220	0.1280	0.1375
100	1	0.0591	0.0699	0.0797	0.0846	0.0876	0.0903	0.0942	0.0999
	2	0.0668	0.0791	0.0904	0.0960	0.0994	0.1026	0.1071	0.1137
	4	0.0799	0.0965	0.1121	0.1199	0.1246	0.1290	0.1353	0.1446
	6	0.0828	0.1007	0.1177	0.1262	0.1314	0.1363	0.1431	0.1535
125	1	0.0636	0.0751	0.0857	0.0910	0.0942	0.0971	0.1013	0.1075
	2	0.0719	0.0851	0.0973	0.1034	0.1071	0.1105	0.1153	0.1224
	4	0.0868	0.1048	0.1217	0.1301	0.1353	0.1401	0.1468	0.1570
	6	0.0902	0.1097	0.1282	0.1375	0.1431	0.1485	0.1559	0.1672
150	1	0.0675	0.0797	0.0910	0.0966	0.0999	0.1031	0.1075	0.1141
	2	0.0764	0.0904	0.1034	0.1098	0.1137	0.1173	0.1224	0.1300
	4	0.0928	0.1121	0.1301	0.1391	0.1446	0.1498	0.1570	0.1679
	6	0.0967	0.1177	0.1375	0.1474	0.1535	0.1592	0.1672	0.1793
175	1	0.0710	0.0838	0.0957	0.1016	0.1051	0.1084	0.1131	0.1200
	2	0.0804	0.0951	0.1088	0.1156	0.1196	0.1235	0.1288	0.1368
	4	0.0982	0.1186	0.1377	0.1473	0.1531	0.1586	0.1662	0.1777
	6	0.1026	0.1248	0.1458	0.1564	0.1629	0.1689	0.1774	0.1903
200	1	0.0741	0.0876	0.0999	0.1061	0.1098	0.1133	0.1181	0.1253
	2	0.0840	0.0994	0.1137	0.1208	0.1250	0.1290	0.1346	0.1429
	4	0.1032	0.1246	0.1446	0.1547	0.1608	0.1665	0.1746	0.1867
	6	0.1080	0.1314	0.1535	0.1646	0.1714	0.1778	0.1867	0.2002

表- 5.3

降雨强度 mm/h r	集水面積 縱斷勾配	T Y P E B' S ₁ = 10%							
		42.0	70.0	105.0	126.0	140.0	154.0	175.0	210.0
25	1	0.0358	0.0426	0.0489	0.0521	0.0540	0.0558	0.0583	0.0620
	2	0.0414	0.0490	0.0560	0.0594	0.0615	0.0635	0.0662	0.0703
	4	0.0464	0.0561	0.0651	0.0697	0.0724	0.0750	0.0787	0.0842
	6	0.0477	0.0568	0.0653	0.0695	0.0720	0.0744	0.0778	0.0828
50	1	0.0453	0.0540	0.0620	0.0660	0.0685	0.0707	0.0739	0.0786
	2	0.0520	0.0615	0.0703	0.0747	0.0773	0.0798	0.0832	0.0883
	4	0.0600	0.0724	0.0842	0.0900	0.0936	0.0970	0.1017	0.1088
	6	0.0605	0.0720	0.0828	0.0881	0.0913	0.0944	0.0986	0.1050
75	1	0.0521	0.0620	0.0713	0.0759	0.0786	0.0812	0.0849	0.0903
	2	0.0594	0.0703	0.0804	0.0853	0.0883	0.0912	0.0951	0.1010
	4	0.0697	0.0842	0.0978	0.1046	0.1088	0.1127	0.1181	0.1264
	6	0.0695	0.0828	0.0951	0.1013	0.1050	0.1085	0.1133	0.1206
100	1	0.0575	0.0685	0.0786	0.0837	0.0868	0.0897	0.0937	0.0997
	2	0.0653	0.0773	0.0883	0.0938	0.0971	0.1003	0.1046	0.1110
	4	0.0775	0.0936	0.1088	0.1164	0.1210	0.1253	0.1314	0.1405
	6	0.0767	0.0913	0.1050	0.1118	0.1159	0.1197	0.1251	0.1331
125	1	0.0620	0.0739	0.0849	0.0903	0.0937	0.0968	0.1011	0.1076
	2	0.0703	0.0832	0.0951	0.1010	0.1046	0.1079	0.1125	0.1195
	4	0.0842	0.1017	0.1181	0.1264	0.1314	0.1361	0.1427	0.1526
	6	0.0828	0.0986	0.1133	0.1206	0.1251	0.1292	0.1350	0.1437
150	1	0.0660	0.0786	0.0903	0.0962	0.0997	0.1030	0.1076	0.1146
	2	0.0747	0.0883	0.1010	0.1073	0.1110	0.1146	0.1195	0.1269
	4	0.0900	0.1088	0.1264	0.1352	0.1405	0.1456	0.1526	0.1632
	6	0.0881	0.1050	0.1206	0.1284	0.1331	0.1376	0.1437	0.1530
175	1	0.0696	0.0829	0.0952	0.1014	0.1051	0.1086	0.1135	0.1208
	2	0.0786	0.0929	0.1063	0.1128	0.1168	0.1205	0.1257	0.1335
	4	0.0953	0.1152	0.1338	0.1431	0.1488	0.1541	0.1616	0.1728
	6	0.0929	0.1107	0.1272	0.1354	0.1404	0.1450	0.1515	0.1613
200	1	0.0729	0.0868	0.0997	0.1062	0.1100	0.1137	0.1188	0.1264
	2	0.0821	0.0971	0.1110	0.1179	0.1221	0.1260	0.1314	0.1395
	4	0.1002	0.1210	0.1405	0.1503	0.1563	0.1619	0.1697	0.1816
	6	0.0972	0.1159	0.1331	0.1417	0.1469	0.1518	0.1586	0.1688

表-5.4

降雨強度 mm / hr	集水面積 縱斷勾配	TYPE H $S_1 = 10\%$							
		4 2.0	7 0.0	10 5.0	12 6.0	14 0.0	15 4.0	17 5.0	21 0.0
25	1	0.0266	0.0329	0.0389	0.0420	0.0438	0.0456	0.0481	0.0519
	2	0.0305	0.0384	0.0461	0.0500	0.0525	0.0548	0.0580	0.0630
	4	0.0324	0.0406	0.0487	0.0528	0.0553	0.0577	0.0610	0.0662
	6	0.0325	0.0415	0.0503	0.0549	0.0577	0.0604	0.0642	0.0700
50	1	0.0355	0.0438	0.0519	0.0559	0.0584	0.0608	0.0641	0.0691
	2	0.0417	0.0525	0.0630	0.0684	0.0717	0.0748	0.0792	0.0860
	4	0.0441	0.0553	0.0662	0.0718	0.0752	0.0784	0.0830	0.0900
	6	0.0453	0.0577	0.0700	0.0763	0.0802	0.0839	0.0892	0.0973
75	1	0.0420	0.0519	0.0614	0.0662	0.0691	0.0719	0.0758	0.0818
	2	0.0500	0.0630	0.0756	0.0820	0.0860	0.0898	0.0951	0.1033
	4	0.0523	0.0662	0.0792	0.0859	0.0900	0.0939	0.0994	0.1078
	6	0.0549	0.0700	0.0848	0.0925	0.0973	0.1018	0.1082	0.1180
100	1	0.0473	0.0584	0.0691	0.0746	0.0779	0.0810	0.0855	0.0922
	2	0.0570	0.0717	0.0860	0.0934	0.0979	0.1023	0.1083	0.1176
	4	0.0599	0.0752	0.0900	0.0976	0.1023	0.1067	0.1129	0.1225
	6	0.0629	0.0802	0.0973	0.1061	0.1116	0.1167	0.1241	0.1353
125	1	0.0519	0.0641	0.0758	0.0818	0.0855	0.0889	0.0937	0.1012
	2	0.0630	0.0792	0.0951	0.1033	0.1083	0.1131	0.1197	0.1300
	4	0.0662	0.0830	0.0994	0.1078	0.1129	0.1178	0.1247	0.1352
	6	0.0700	0.0892	0.1082	0.1180	0.1241	0.1298	0.1379	0.1504
150	1	0.0559	0.0691	0.0818	0.0882	0.0922	0.0959	0.1012	0.1091
	2	0.0684	0.0860	0.1033	0.1121	0.1176	0.1227	0.1300	0.1411
	4	0.0718	0.0900	0.1078	0.1169	0.1225	0.1277	0.1352	0.1466
	6	0.0763	0.0973	0.1180	0.1287	0.1353	0.1415	0.1504	0.1640
175	1	0.0596	0.0737	0.0872	0.0941	0.0983	0.1023	0.1078	0.1163
	2	0.0733	0.0922	0.1107	0.1202	0.1260	0.1315	0.1393	0.1512
	4	0.0768	0.0964	0.1154	0.1251	0.1311	0.1368	0.1448	0.1570
	6	0.0821	0.1047	0.1270	0.1385	0.1456	0.1523	0.1618	0.1765
200	1	0.0630	0.0779	0.0922	0.0994	0.1039	0.1081	0.1140	0.1229
	2	0.0778	0.0979	0.1176	0.1276	0.1338	0.1397	0.1479	0.1606
	4	0.0815	0.1023	0.1225	0.1328	0.1391	0.1451	0.1536	0.1665
	6	0.0875	0.1116	0.1353	0.1475	0.1551	0.1623	0.1724	0.1880

表 - 5.5

降雨強度(i), 集水面積(A), 縦断勾配(I)の時, マスの落下率 $\tau=1$ になるマス落下穴面積の
計算表

降雨強度 mm / h r	集水面積 縦断勾配	TYPE A $S_1=1.5\%$							
		42.0	70.0	105.0	126.0	140.0	154.0	175.0	210.0
25	1	0.0576	0.0692	0.0801	0.0856	0.0889	0.0920	0.0964	0.1030
	2	0.0485	0.0548	0.0604	0.0630	0.0647	0.0661	0.0682	0.0712
	4	0.0507	0.0585	0.0655	0.0689	0.0710	0.0729	0.0756	0.0795
	6	0.0554	0.0635	0.0708	0.0744	0.0765	0.0785	0.0813	0.0853
50	1	0.0739	0.0889	0.1030	0.1100	0.1143	0.1183	0.1238	0.1323
	2	0.0572	0.0647	0.0712	0.0744	0.0763	0.0781	0.0805	0.0841
	4	0.0615	0.0710	0.0795	0.0837	0.0862	0.0885	0.0918	0.0966
	6	0.0667	0.0765	0.0853	0.0896	0.0922	0.0946	0.0979	0.1028
75	1	0.0856	0.1030	0.1192	0.1273	0.1323	0.1369	0.1434	0.1531
	2	0.0630	0.0712	0.0785	0.0820	0.0841	0.0860	0.0887	0.0926
	4	0.0689	0.0795	0.0891	0.0938	0.0966	0.0992	0.1028	0.1082
	6	0.0744	0.0853	0.0951	0.0999	0.1028	0.1055	0.1092	0.1147
100	1	0.0950	0.1143	0.1323	0.1413	0.1467	0.1519	0.1590	0.1699
	2	0.0675	0.0763	0.0841	0.0878	0.0900	0.0921	0.0950	0.0992
	4	0.0747	0.0862	0.0966	0.1017	0.1047	0.1075	0.1115	0.1178
	6	0.0804	0.0922	0.1028	0.1080	0.1111	0.1140	0.1179	0.1239
125	1	0.1030	0.1238	0.1434	0.1531	0.1590	0.1646	0.1724	0.1841
	2	0.0712	0.0805	0.0887	0.0926	0.0950	0.0972	0.1002	0.1047
	4	0.0795	0.0918	0.1028	0.1082	0.1115	0.1145	0.1186	0.1249
	6	0.0853	0.0979	0.1092	0.1147	0.1179	0.1210	0.1252	0.1315
150	1	0.1100	0.1323	0.1531	0.1635	0.1699	0.1758	0.1841	0.1966
	2	0.0744	0.0841	0.0926	0.0967	0.0992	0.1015	0.1047	0.1093
	4	0.0837	0.0966	0.1082	0.1139	0.1173	0.1205	0.1249	0.1314
	6	0.0896	0.1028	0.1147	0.1204	0.1239	0.1271	0.1315	0.1381
175	1	0.1163	0.1398	0.1619	0.1729	0.1796	0.1859	0.1946	0.2079
	2	0.0772	0.0872	0.0961	0.1004	0.1030	0.1053	0.1086	0.1134
	4	0.0874	0.1009	0.1130	0.1189	0.1225	0.1258	0.1304	0.1372
	6	0.0934	0.1072	0.1195	0.1255	0.1291	0.1324	0.1371	0.1439
200	1	0.1220	0.1467	0.1699	0.1814	0.1884	0.1950	0.2042	0.2181
	2	0.0797	0.0900	0.0992	0.1037	0.1063	0.1087	0.1121	0.1171
	4	0.0907	0.1047	0.1173	0.1234	0.1271	0.1306	0.1353	0.1424
	6	0.0968	0.1111	0.1239	0.1301	0.1338	0.1373	0.1421	0.1492

表-5.6

降雨強度 mm / hr	集水面積 縱斷勾配	T Y P E B'							
		S ₁ = 1.5%							
		42.0	70.0	105.0	126.0	140.0	154.0	175.0	210.0
25	1	0.0512	0.0616	0.0713	0.0761	0.0791	0.0818	0.0857	0.0915
	2	0.0517	0.0620	0.0716	0.0765	0.0794	0.0821	0.0860	0.0917
	4	0.0473	0.0561	0.0642	0.0682	0.0706	0.0729	0.0761	0.0808
	6	0.0466	0.0533	0.0594	0.0624	0.0642	0.0658	0.0681	0.0715
50	1	0.0658	0.0791	0.0915	0.0977	0.1016	0.1051	0.1101	0.1176
	2	0.0662	0.0794	0.0917	0.0979	0.1017	0.1052	0.1101	0.1175
	4	0.0596	0.0706	0.0808	0.0859	0.0890	0.0918	0.0958	0.1019
	6	0.0560	0.0642	0.0715	0.0750	0.0772	0.0791	0.0819	0.0860
75	1	0.0761	0.0915	0.1060	0.1132	0.1176	0.1217	0.1274	0.1361
	2	0.0765	0.0917	0.1061	0.1132	0.1175	0.1216	0.1272	0.1358
	4	0.0682	0.0808	0.0925	0.0983	0.1019	0.1052	0.1097	0.1166
	6	0.0624	0.0715	0.0796	0.0836	0.0860	0.0882	0.0912	0.0958
100	1	0.0844	0.1016	0.1176	0.1256	0.1304	0.1350	0.1414	0.1510
	2	0.0847	0.1017	0.1175	0.1254	0.1302	0.1347	0.1410	0.1505
	4	0.0750	0.0890	0.1019	0.1083	0.1121	0.1157	0.1208	0.1283
	6	0.0673	0.0772	0.0860	0.0902	0.0928	0.0952	0.0985	0.1034
125	1	0.0915	0.1101	0.1274	0.1361	0.1414	0.1463	0.1532	0.1636
	2	0.0917	0.1101	0.1272	0.1358	0.1410	0.1459	0.1527	0.1629
	4	0.0808	0.0958	0.1097	0.1166	0.1208	0.1247	0.1301	0.1382
	6	0.0715	0.0819	0.0912	0.0958	0.0985	0.1011	0.1046	0.1098
150	1	0.0977	0.1176	0.1361	0.1453	0.1510	0.1562	0.1636	0.1747
	2	0.0979	0.1175	0.1358	0.1449	0.1505	0.1557	0.1629	0.1739
	4	0.0859	0.1019	0.1166	0.1239	0.1283	0.1325	0.1382	0.1469
	6	0.0750	0.0860	0.0958	0.1006	0.1034	0.1061	0.1098	0.1152
175	1	0.1034	0.1243	0.1439	0.1536	0.1596	0.1652	0.1730	0.1847
	2	0.1035	0.1242	0.1435	0.1531	0.1590	0.1645	0.1721	0.1837
	4	0.0904	0.1072	0.1227	0.1304	0.1351	0.1394	0.1455	0.1546
	6	0.0782	0.0896	0.0998	0.1048	0.1078	0.1105	0.1144	0.1200
200	1	0.1085	0.1304	0.1510	0.1612	0.1675	0.1733	0.1815	0.1938
	2	0.1085	0.1302	0.1505	0.1606	0.1667	0.1725	0.1805	0.1927
	4	0.0945	0.1121	0.1283	0.1364	0.1412	0.1458	0.1521	0.1616
	6	0.0810	0.0928	0.1034	0.1086	0.1117	0.1145	0.1185	0.1244

表-5.7

降雨強度 mm / hr	集水面積 縱斷勾配	TYPE H $S_1=1.5\%$							
		42.0	70.0	105.0	126.0	140.0	154.0	175.0	210.0
25	1	0.0505	0.0689	0.0771	0.0839	0.0881	0.0921	0.0977	0.1068
	2	0.0485	0.0601	0.0713	0.0770	0.0804	0.0837	0.0884	0.0954
	4	0.0504	0.0605	0.0699	0.0747	0.0775	0.0802	0.0840	0.0896
	6	0.0563	0.0679	0.0789	0.0844	0.0877	0.0909	0.0953	0.1020
50	1	0.0696	0.0881	0.1063	0.1157	0.1214	0.1269	0.1346	0.1465
	2	0.0649	0.0804	0.0954	0.1030	0.1077	0.1121	0.1183	0.1277
	4	0.0646	0.0775	0.0896	0.0957	0.0993	0.1028	0.1076	0.1149
	6	0.0727	0.0877	0.1020	0.1090	0.1134	0.1174	0.1231	0.1317
75	1	0.0839	0.1063	0.1282	0.1395	0.1465	0.1531	0.1624	0.1767
	2	0.0770	0.0954	0.1132	0.1222	0.1277	0.1329	0.1402	0.1514
	4	0.0747	0.0896	0.1037	0.1106	0.1149	0.1189	0.1244	0.1328
	6	0.0844	0.1020	0.1184	0.1266	0.1317	0.1364	0.1430	0.1529
100	1	0.0958	0.1214	0.1465	0.1594	0.1673	0.1749	0.1855	0.2018
	2	0.0869	0.1077	0.1277	0.1379	0.1441	0.1500	0.1583	0.1708
	4	0.0828	0.0993	0.1149	0.1226	0.1273	0.1317	0.1379	0.1472
	6	0.0939	0.1134	0.1317	0.1408	0.1464	0.1516	0.1590	0.1700
125	1	0.1063	0.1346	0.1624	0.1767	0.1855	0.1939	0.2057	0.2238
	2	0.0954	0.1183	0.1402	0.1514	0.1583	0.1647	0.1738	0.1876
	4	0.0896	0.1076	0.1244	0.1328	0.1379	0.1427	0.1494	0.1594
	6	0.1020	0.1231	0.1430	0.1529	0.1590	0.1646	0.1726	0.1846
150	1	0.1157	0.1465	0.1767	0.1922	0.2018	0.2109	0.2238	0.2434
	2	0.1030	0.1277	0.1514	0.1634	0.1708	0.1778	0.1876	0.2026
	4	0.0957	0.1149	0.1328	0.1417	0.1472	0.1523	0.1594	0.1701
	6	0.1090	0.1317	0.1529	0.1635	0.1700	0.1761	0.1846	0.1974
175	1	0.1242	0.1573	0.1897	0.2064	0.2167	0.2265	0.2403	0.2614
	2	0.1099	0.1362	0.1615	0.1744	0.1823	0.1897	0.2002	0.2161
	4	0.1011	0.1214	0.1403	0.1498	0.1555	0.1609	0.1684	0.1798
	6	0.1154	0.1394	0.1618	0.1731	0.1800	0.1864	0.1954	0.2090
200	1	0.1321	0.1673	0.2018	0.2196	0.2305	0.2409	0.2556	0.2781
	2	0.1163	0.1441	0.1708	0.1844	0.1928	0.2007	0.2117	0.2286
	4	0.1061	0.1273	0.1472	0.1571	0.1631	0.1688	0.1767	0.1886
	6	0.1213	0.1464	0.1700	0.1818	0.1890	0.1958	0.2053	0.2195

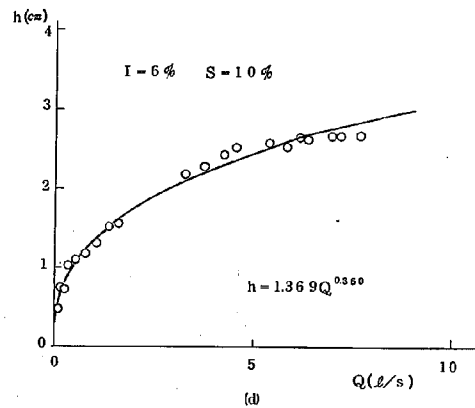
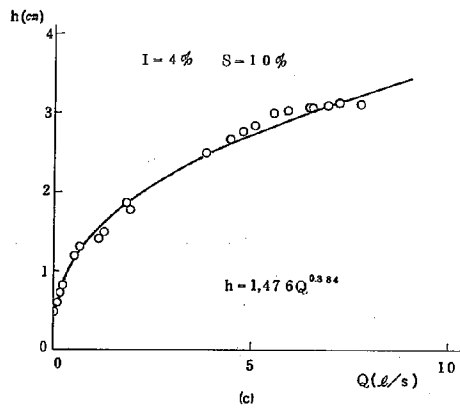
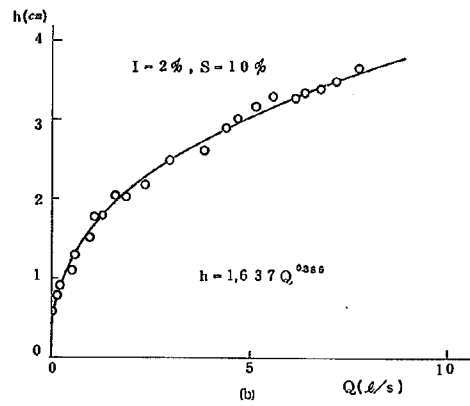
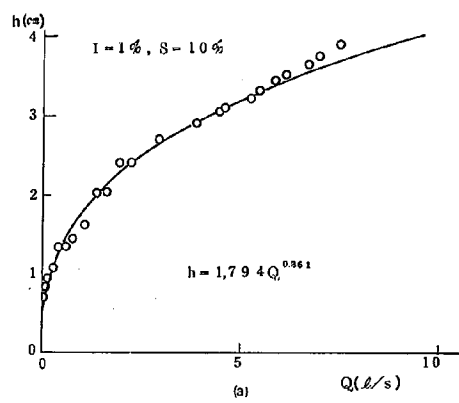


図-5.1 側溝流量と流下水深の関関

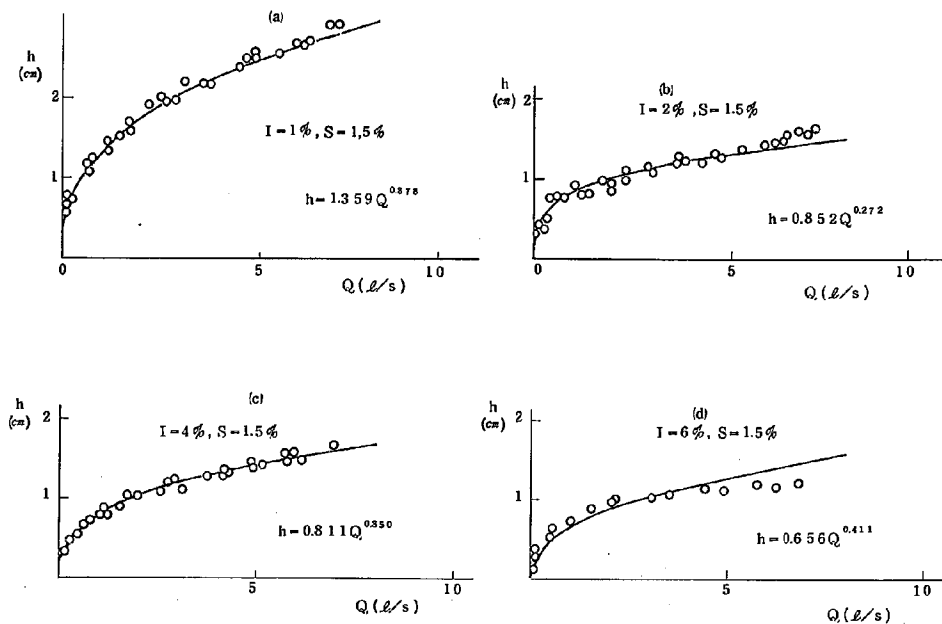


図-5.2 側溝流量と流下水深の相関

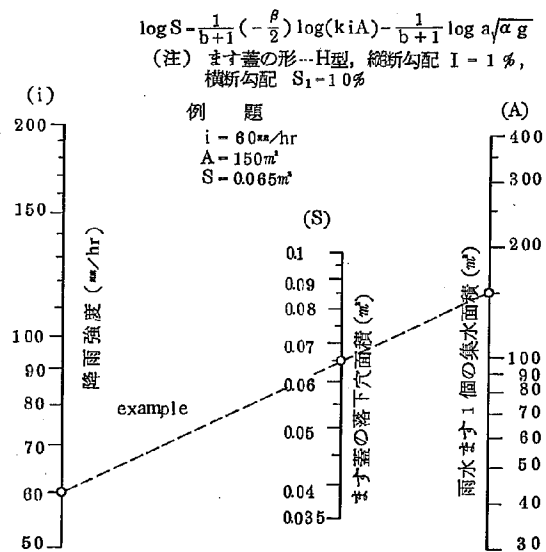


図-5.3 ます蓋落下穴面積の計算例(落下率が1になる場合)

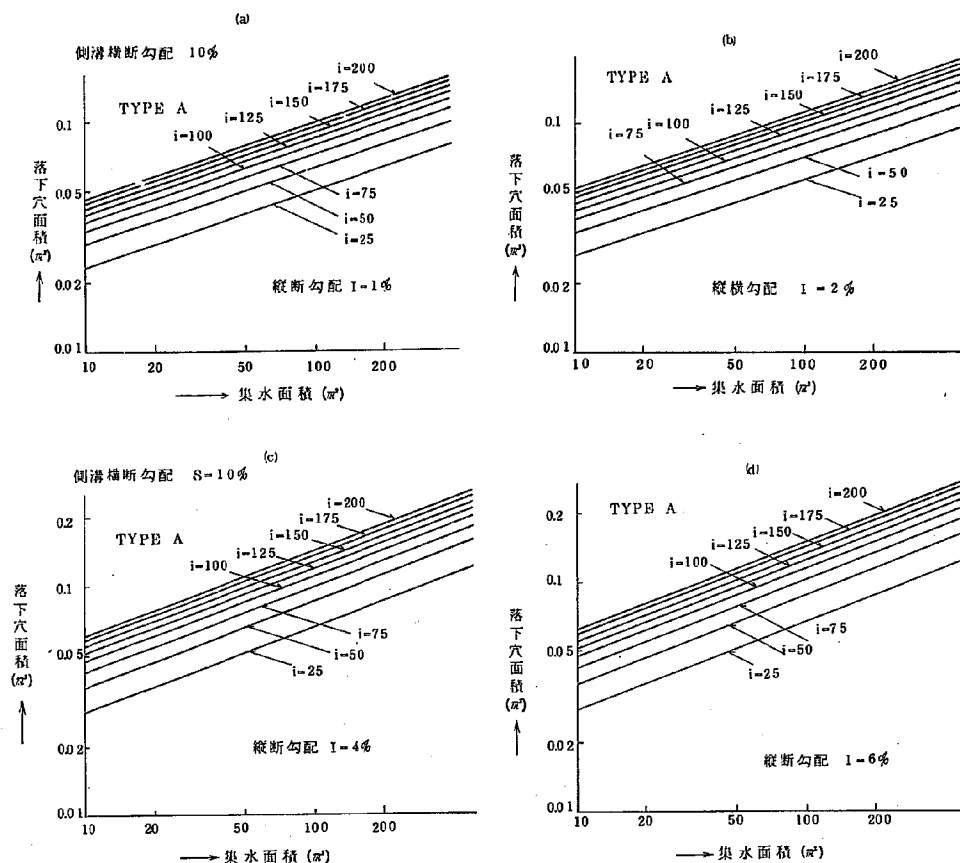


図- 5.4 落下穴面積計算図 ($r = 1$)

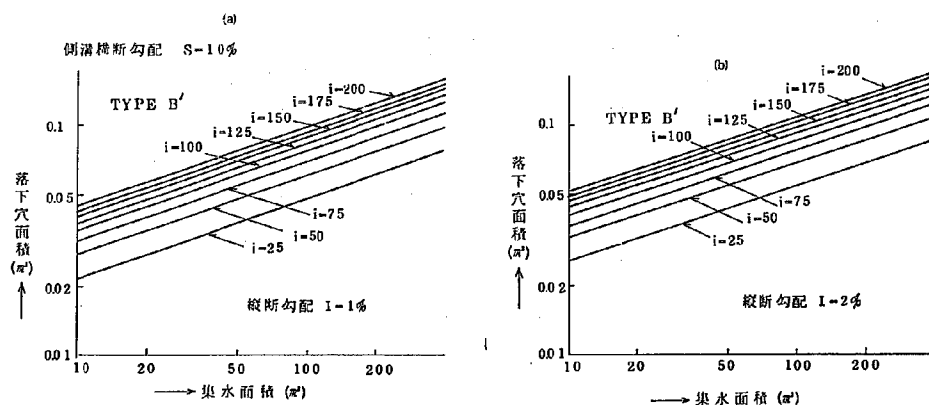


図- 5.5 落下穴面積計算図 ($r = 1$)

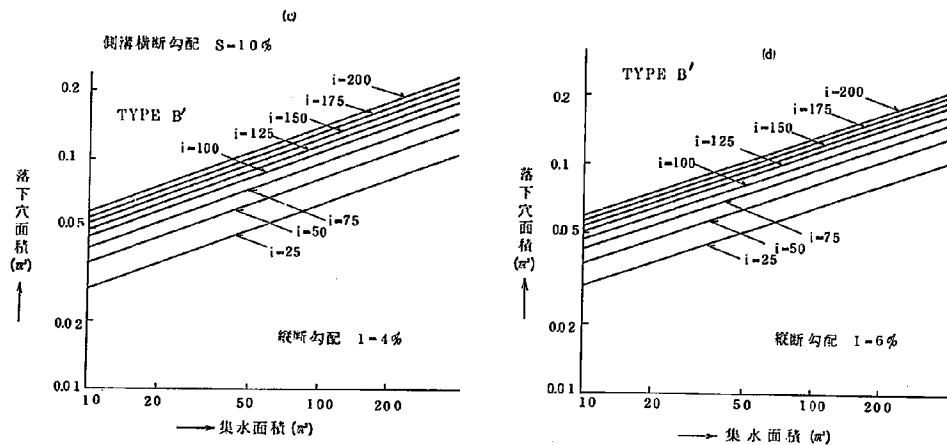


図-5.5 落下穴面積計算図 ($r=1$)

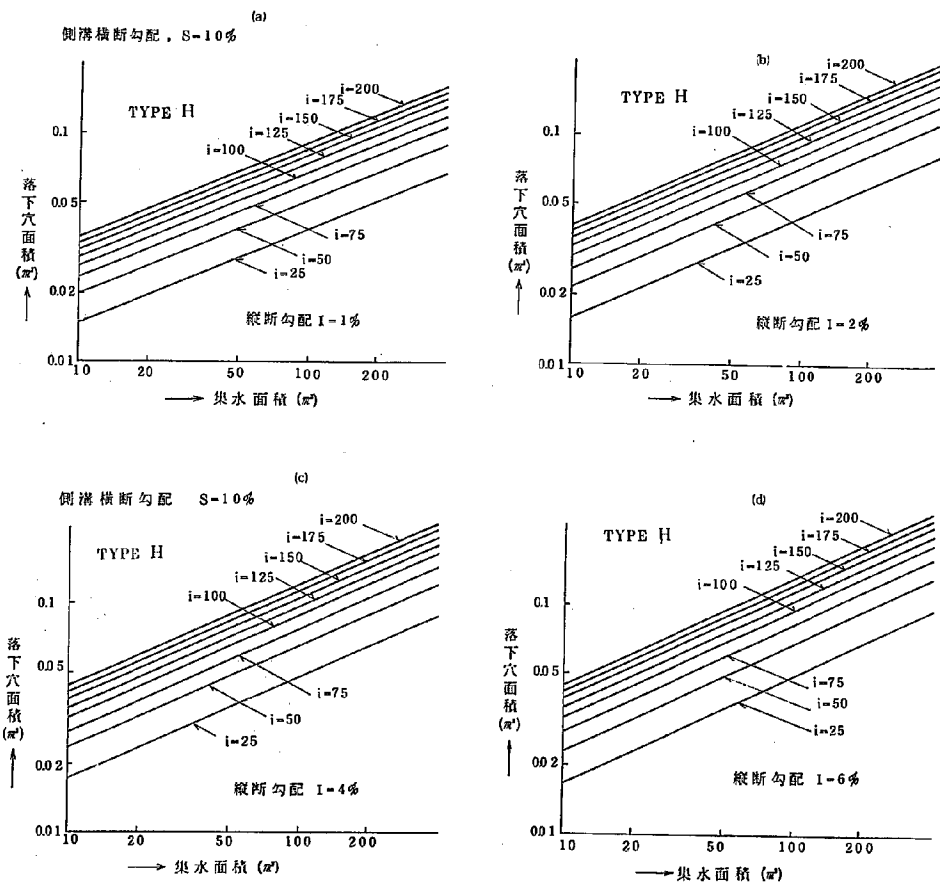


図-5.6 落下穴面積計算図 ($r=1$)

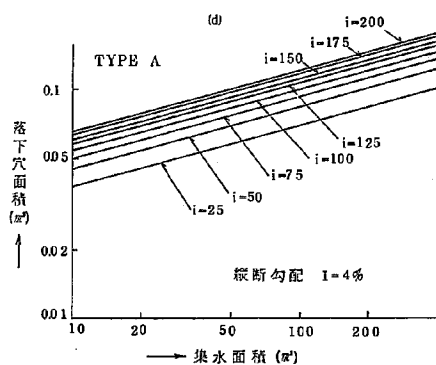
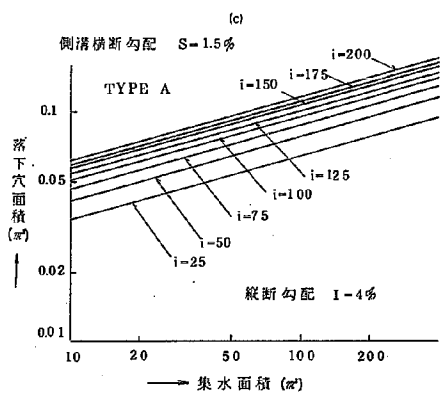
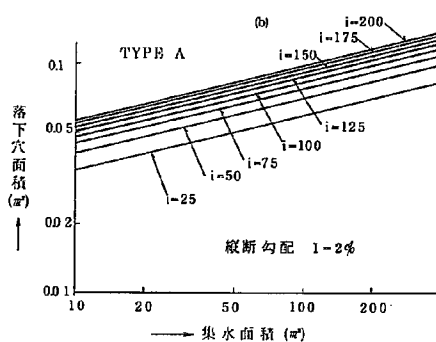
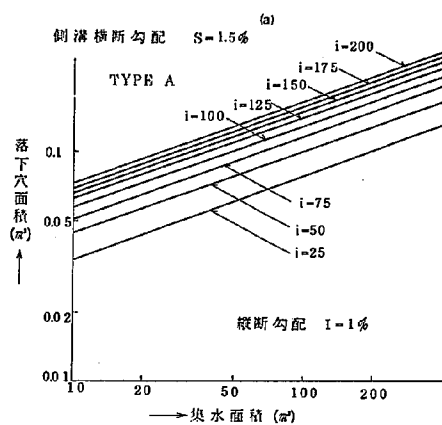


図- 5.7 落下穴面積計算図 ($r=1$)

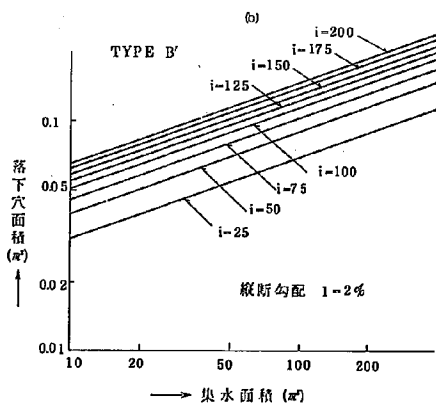
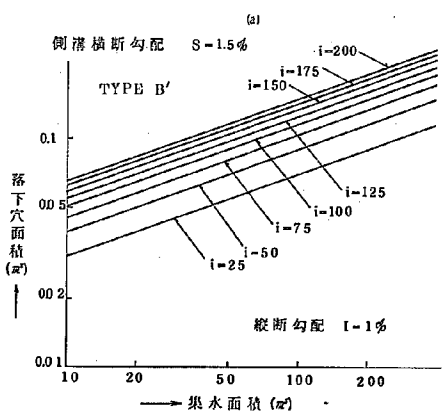


図- 5.8 落下穴面積計算図 ($r=1$)

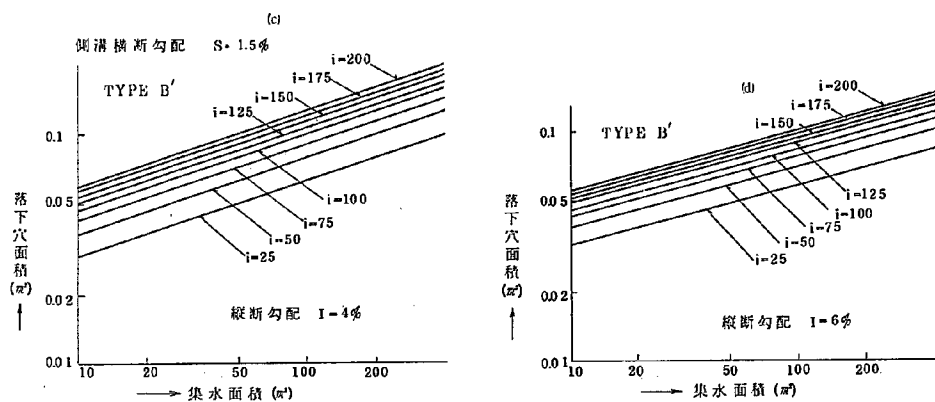


圖-5.8 落下穴面積計算圖 ($r=1$)

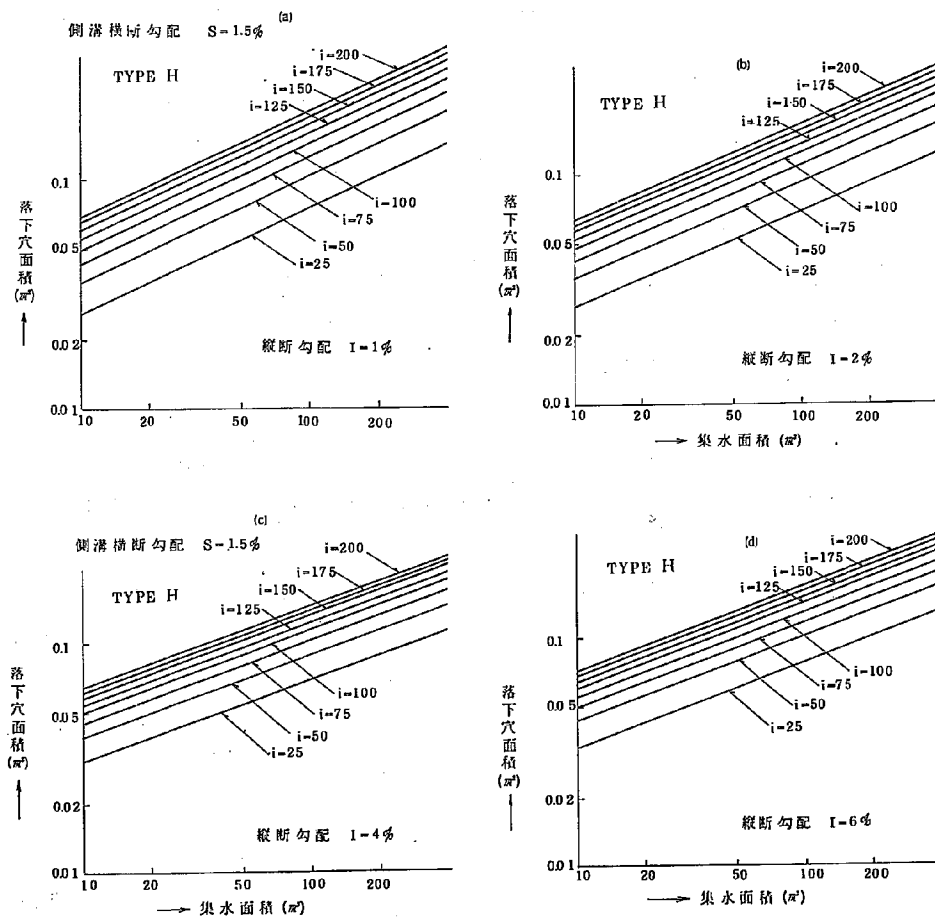


圖-5.9 落下穴面積計算圖 ($r=1$)

5.2 実験結果との検証

表-5.8は、(5.1.3)式による計算値と実験値を比較したものである。これによると実験値は、計算値より若干小さい値となつてゐるが、この原因は、特性曲線の図化に伴う誤差や実験誤差あるいは読み取り誤差等によるものと考えられる。

表-5.8 実験値と計算値の比較

蓋の形式	縦 仕 切 り 形 (A)			(注) 計算条件 $i = 5.0 \text{ mm/hr}$, $B/2 = 7 \text{ m}$ 縦断勾配 1% 横断勾配 10%
マス 間 隔	20	15	10	
計 算 値	0.0696	0.0633	0.0555	
実 験 値	0.0640	0.0570	0.0390	

5.3 従来のます蓋や配置計画の問題点

図-5.10は、(5.1.3)式による計算値と従来設計計画されてゐるます間隔およびます蓋落下穴面積との関係を示すものである。道路土工指針、下水道施設基準等にもられた基準あるいは、従来の各都市の実状は、第4章で述べたように15~30mのます間隔が普通である。この場合、図-5.10では、500~800 cm^2 の落下穴面積が必要であることがわかる。しかし従来使用されている一般的なます蓋の落下穴面積は、200~300 cm^2 が普通であり両者の間には大きな開きを見ることができる。もちろん近年使用が伸びている鋼製グレーティング蓋の場合には、図-5.10に示す範囲と非常に良く一致していることは、注目すべき結果である。

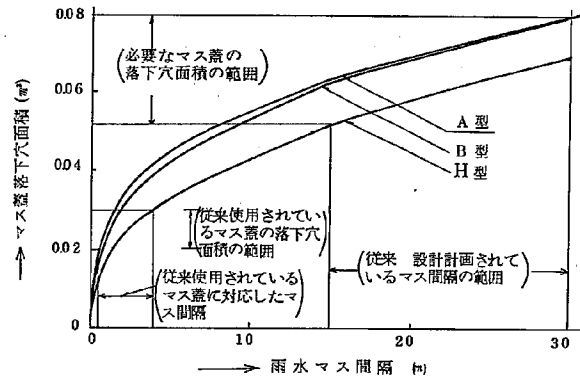


図-5.10 ます間隔と落下穴面積の関係 ($r=1$ の場合)

このように従来の配置計画法では、雨水ます蓋の落下穴面積と配置計画との間になんら理論的な根拠がなく、路面浸水の原因も不明確であり、画一的な設計が行われていたものであろう。

第6章 路面浸水が交通流に与える影響

6.1 路面滞水と運輸の経済性

運輸の経済性からみると、路面滞水等による交通の渋滞がなく、目的地に最短時間で到着できる状態を欲するであろう。路上の湛水巾が増加するにつれて交通流にどのような影響を与えるであろうか。

表-6.1は、車線巾が狭くなるに従い交通量が減少していくことを示している。一般に、路肩の部分は、すれ違いあるいは故障の際の待避のための余裕場所として設けられるものであるが、この部分が湛水その他の事情で狭くなるにつれて自動車は道路の中央寄りを走行するため、実際上車線巾を減少したと同じような影響を与える。

街路の交通量と平均速度の関係は、一般に次式で表わされる。

$$Q_t = 3(31 - V)(W - 6) - 430 \quad (V \leq 24) \quad \dots\dots (6.1.1)$$

ここで Q_t : 交通量 (VPh)

V : 平均走行速度 (mph)

W : 車道巾員 (ft)

上式より各交通容量に対する車道巾員と平均走行速度の関係を示すと表-6.2のようになり、車線巾が狭くなるにつれて走行速度が低下していき、まれには交通不能になることを示している。

図-6.1は、走行速度が減少するほど運転経費が増加することを示すものである。今例に、巾員12mで1000台/時の交通量のある道路で片側2.3mが浸水してそれだけ車線巾が狭くなつたとすると、表-6.2より浸水していない場合は27Km/hrで走行するが、浸水すると9.5Km/hrとなる。この間、約17Km/hr減速し、この損失はトラックの場合1台当り1Kmに対

表-6.1 車線幅の影響

車線幅(m)	幅員3.6mの交通量に対する割合(%)		
	2車線地方道路		分離道路における1方向2車線に対する実用容量(%)
	可能容量(%)	実用容量(%)	
3.6	100	100	100
3.3	88	86	97
3.0	81	77	91
2.7	76	70	81

(注) Highway Capacity Manual 1965年による。

表-6.2 街路幅員に対する走行速度(平均)(Km/時)

交通量	交通量(台/時)に対する平均走行速度(Km/時)						
幅員	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000
7.6	9.5	—	—	—	—	—	—
9.2	18.0	6.8	—	—	—	—	—
12.2	27.4	19.5	11.6	3.7	—	—	—
15.2	32.5	26.4	20.3	14.2	8.0	1.9	—
18.3	35.7	30.7	25.7	20.8	15.8	10.9	6.0
21.3	37.8	33.8	29.6	25.2	21.1	16.9	12.7

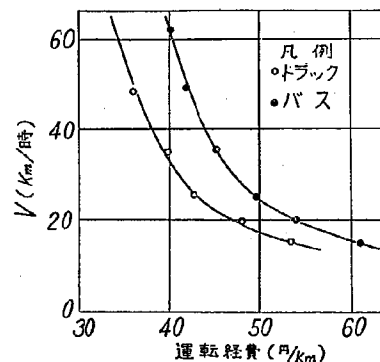


図-6.1 走行速度と運転経費の関係

して、30円強となり、1,000台では3万円/時/Kmとなる。

このように路上の湛水巾が増加することは、車線巾の減少につながり、交通流に大きな支障となるばかりでなく経済的損失も見逃せない大きなものとなる。

雨水ますを通過した表流水は、一般に交叉点部分にまず流集し、この部分で一時的に停滞貯留される。そのため貯留による道路の部分的な冠水は、まず交差点部分で発生するものと考えられる。

流入交通量 I が実用交通容量 C より小さい場合 ($I \leq C$) には渋滞は起らないが、 $I \geq C$ になると渋滞することになる。

ある車線巾での実用交通容量 C が浸水が生じて、車線巾が縮小していくと、表-6.1より、一般に浸水率 W (浸水巾と車線巾の比率) と交通容量率 T (浸水しない場合の実用交通容量と浸水した場合の実用交通容量の比率(%)) の関係は、

$$T = \frac{b}{W + a} \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (6.1.2)$$

故に流出交通量は、

$$Q = CT \quad \dots\dots\dots (6.1.3)$$

I , W を適当にシミュレートし、貯留函数式を解けば渋滞量は求まる。同時に渋滞が解消される時間も求められる。

6.2 交通渋滞量の計算例

ここで I , W のパターンを与えて、その場合の交通渋滞量と渋滞の解消時間等を実際に計算してみよう。

〔問題〕 流入交通量の日変動パターンが $I = 1,000 \cdot \sin(\frac{t}{24} \pi)$ で与えられる片側1車線の道路に12時から13時までの間にわたって浸水が起り12~12.5時まで $W=0.6$ ($t-12$) と浸水が増大し、12.5~13時まで $W=0.6(13-t)$ と浸水が解消されていくものとする。交通容量率 T を与える式中の常数 a , b を0.7とする。浸水しない場合の実用交通容量を1,000台/時としてこの時の渋滞量を求めよ。

〔解答〕 流出交通量 Q は

$$12 \sim 12.5 \text{ 時まで } Q = \frac{700}{0.6t - 6.5}$$

$$12.5 \sim 13 \text{ 時まで } Q = \frac{700}{8.5 - 0.6t}$$

流入交通量と流出交通量の関係を図示すると図-6.2のようになる。斜線部が渋滞量である。最大渋滞量は、 $\frac{dV}{dt} = 0$ を満足する時刻に発生する。

$$\therefore \sin\left(\frac{\pi}{24} t\right) = \frac{0.7}{8.5 - 0.6t}$$

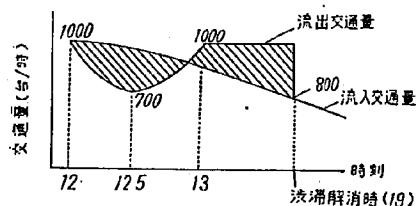


図-6.2 浸水時の交通流の変化

この式が成立する t の値は、近似的に $t = 12.9$ である。

最大渋滞量 V は、

$$V = \int_{12}^{12.9} 1,000 \sin \frac{\pi}{24} t \, dt - \left[\int_{12}^{12.5} \frac{700}{0.6t - 6.5} \, dt + \int_{12.5}^{12.9} \frac{700}{8.5 - 0.6t} \, dt \right] \div 255 \text{ 台}$$

12.9時以後は、流出交通量が流入交通量を上回り、この状態が渋滞が解消するまで継続する。

渋滞解消時刻は、次のようにして求められる。

$$\begin{aligned} 255 &= \int_{12.9}^{13} \frac{700}{8.5 - 0.6t} \, dt + 1,000(t - 13) + \int_{12.9}^t 1,000 \sin \left(\frac{\pi t}{24} \right) \, dt \\ &= 107 - 13,000 + 1,000t - 990 + 7,600 \cos \frac{\pi}{24} t \div 15,000 \end{aligned}$$

trial and errorで、この式が成立する t の値を求めると、ほぼ $t = 19$ 時になる。

したがって、交通の渋滞は19時まで継続することになる。 (end)

渋滞量から渋滞に伴う損失を計算し（貨幣価値に直す）、このような loss と loss 軽減に必要な費用との比較から必要な雨水ます密度を決めることも可能ではあろう。この場合は、雨水ますの数も減らせるだろうし、管渠も小断面のものでよくなる。しかし、わずかの路面浸水でもかなり交通量に支障を与えるからこのような考え方はとるべきではなかろう。

また、路面浸水が歩行者に与える悪影響も無視できない。

このような観点から、より経済的な路面排水計画を立案するために、浸水深と自動車の走行速度の関係、浸水による車線巾の縮小が自動車交通に与える影響、路面浸水が歩行者に与える悪影響等を実態的に調査することも必要であらう。

第7章 雨水流達時間について

合理式 ($Q = ciA$) を用いて、Peak 流出量を計算する場合、降雨継続時間の妥当な値をいかにして見積るかということがもつとも重要な問題である。合理式の式形そのものは次元的に正しく、系統的な計算が行える点は大きな長所であるが、もともと複雑な雨水流出の機構を簡単な計算式ですまそうとするとところに無理がある。たとえば、雨が一定強度で降り、単位排水区の見積りから懸案地点に到達するまでの時間 (流達時間) をもつて降雨継続時間にとり、降雨強度を定めるやり方は、降雨現象を著しく模型化して考えているわけで計算の便宜をはかる以外の何物でもない。さらに問題なのは、流出係数 C であり、その大小を加減することによつて有効流量を増減することはできても、流出の時間的な変化に応ずることは通常不可能である。つまり、 iA なる理論流量を減少せしめるのは、もつぱら土地の浸透能や凹地貯留のような、本来流出に先立つ要因であるのに、これを時間的に無関係な流出係数 C を乗ずることによつて等価であらわすことは、大きな無理なのである。

ただ、前述したようなことは、一般的大流域で、地被状態や工種構成の複雑な排水区で特に留意すべき問題であり、我々が今考えている路面排水の場合には、排水区の工種構成も単一と見てよく、流出係数 C もほぼ 1 (舗装面の場合) として大過ないものであり、もつとも問題にすべき要因は降雨継続時間の見積りであろう。

工種の種別による流出係数の値は表-7.1に示す。節4.3でも指摘したように、道路での雨水流達時間は、最大に見積つても5分程度だと考えられ、降雨強度曲線からえられる設計降雨強度は、通常値 (下水管渠設計では 50mm/hr 程度) より、はるかに大きな値になるものと考えられる。しかし現実には、下水管渠等の設計降雨強度と大差ない値を使用していることは憂慮すべきことである。これらの原因はひとえに雨水流達時間の見積りが難しいことにあると考えられる。

表-7.1 基礎工種別流出係数

基 礎 工 種	流 出 係 数
水を通さない屋根	0.75~0.95
アスファルト舗装	0.80~0.95
コンクリート舗装	0.70~0.90
砂利またはマカダム道路	0.35~0.70
極度に不透透な土	0.40~0.65
芝の生えた不透透な土	0.30~0.55
やや浸透しやすい土	0.15~0.40
芝の生えたやや浸透しやすい土	0.10~0.30
過度に浸透しやすい土	0.05~0.20
芝の生えた過度に浸透しやすい土	0.00~0.10

この雨水流達時間は、最初あるいは最上流端まですで達するのに要した時間 (流入時間) に懸案地点まで下水管を流下するのに要した時間 (流下時間) を加えた時間で構成される。したがつてこの流入時間の推定が最つとも不明確であり、過去にもこの問題に関して多数の理論式や実験式が発表されているが、主に一般的な流域を対象としたものであり、路面排水の場合には適用し難い。ただこの問題について、末石⁽²⁸⁾が等価粗度係数を使用して、理論式を与えて

いるから参考にされたい。

7.1 流達時間の理論的検討

雨水ます上流端の Peak 流量を計算するには、集水区の最遠点から、ます上流端までの雨水流達時間を知ることがもつとも重要であり、また難しい問題である。

この場合の流達時間は、道路の横断方向と縦断方向とに分割して考えた方が合理的であるとともに、数式の誘導も容易である。ただし縦断勾配があまり大きくないものとして論求する。

この場合、路頂から側溝までの流入時間を t_b 、側溝の最上流端から雨水ますまでの流下時間を t_{LS} と表わすと、流達時間 T_m は次式で表わされる。

$$T_m = t_b + t_{LS} \quad \dots\dots\dots (7.1.1)$$

(i) 横断方向の流入時間 (t_b)

道路単位長当りの流出量を q_s とすると、運動方程式は図-7.1 から

$$\frac{dq_s}{dx} = i \quad \dots\dots\dots (7.1.2)$$

また流下速度は Manning 公式から

$$v_x = \frac{1}{n} S_1^{\frac{1}{2}} h_x^{\frac{2}{3}} \quad \dots\dots\dots (7.1.3)$$

と表わす。(7.1.2)、(7.1.3) 式より

$$q_s = i x = h_x \cdot v_x = \frac{1}{n} S_1^{\frac{1}{2}} h_x^{\frac{5}{3}} \quad \dots\dots\dots (7.1.4)$$

となる。(7.1.4) 式から h_x は、次式で表わせる。

$$h_x = (n \cdot i \cdot x / \sqrt{S_1})^{\frac{3}{5}} \quad \dots\dots\dots (7.1.5)$$

また $v_x = dx/dt$ だから dt は次のようになる。

$$\begin{aligned} dt = \frac{dx}{v_x} &= \frac{dx}{\frac{1}{n} S_1^{\frac{1}{2}} (n \cdot i \cdot x / \sqrt{S_1})^{\frac{2}{5}}} \\ &= \frac{n^{\frac{3}{5}}}{i^{\frac{2}{5}} \cdot S_1^{\frac{3}{10}} \cdot x^{\frac{2}{5}}} dx \quad \dots\dots\dots (7.1.5) \end{aligned}$$

したがって、路頂から側溝（路肩）までの流入時間 t_b は、

$$\begin{aligned} t_b &= \int_0^B dt = \int_0^B \frac{n^{\frac{3}{5}} \cdot dx}{i^{\frac{2}{5}} \cdot S_1^{\frac{3}{10}} \cdot x^{\frac{2}{5}}} \\ &= \frac{5}{3} \cdot \frac{n^{\frac{3}{5}} \cdot B^{\frac{3}{5}}}{i^{\frac{2}{5}} \cdot S_1^{\frac{3}{10}}} = \frac{5}{3} \frac{(n \cdot B)^{\frac{3}{5}}}{i^{\frac{2}{5}} \cdot S_1^{\frac{3}{10}}} \quad \dots\dots\dots (7.1.6) \end{aligned}$$

(7.1.6) 式で路頂から側溝までの流入時間 t_s を計算できる。

(ii) 縦断方向の流下時間 (t_{Ls})

道路側溝での流れを図-7.2のように考えると、雨水ます上流端における最大流出量 Q_{max} は、

$$Q_{max} = A \cdot v = q_s \cdot L_s = i \cdot B \cdot L_s \quad (7.1.7)$$

また流水断面積 A は、

$$A = \frac{1}{2} y^2 \tan \theta = \frac{1}{2 S_2} \cdot y^2 \quad (7.1.8)$$

(7.1.7) 式と (7.1.8) 式から流下水深 y を求めると

$$y = (2 \cdot S_2 \cdot i \cdot B \cdot L_s / v)^{1/2}$$

となり、側溝流速 v は Manning 公式で $R = y/2$ として次式で表わす。

$$v = \frac{0.63}{n} \cdot I^{1/2} \cdot y^{2/3} \quad (7.1.9)$$

上式に y の関係を代入して整理すると、

$$v = 0.842 \cdot I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B \cdot L_s)^{1/4} / n^{3/4} = k L_s^{1/4} \quad (7.1.10)$$

と表わすことができ、ます間隔 L_s の増減に対して流速 v の増加は非常に小さなものであり (図-7.3)、縦断方向には、流速は一定と考えても大差ないであろう。

従つて、側溝上流端から雨水ますまでの流下時間は、次式で表わすことができる。

$$t_{Ls} = \frac{L_s}{v} = \frac{1.188 \cdot (n \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} \quad (7.1.11)$$

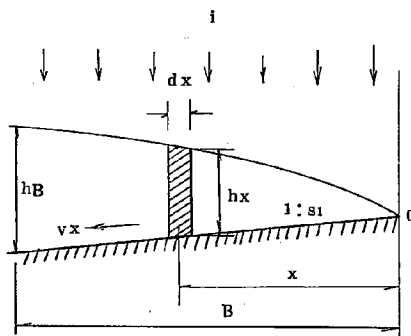


図-7.1 路上の横断方向の流れ

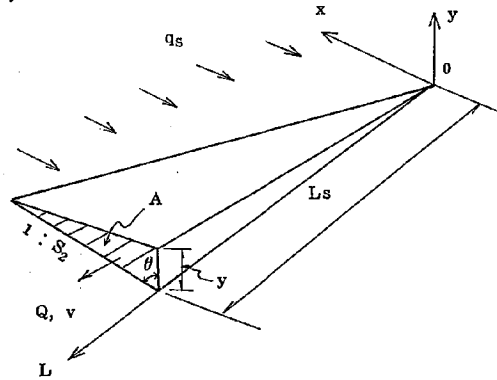


図-7.2 道路側溝の流れ

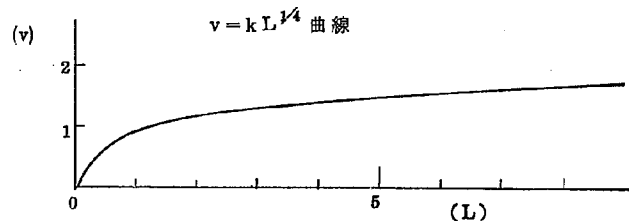


図-7.3 V - L の関係

(iii) 流 達 時 間

(i), (ii)の結果から、雨水ますの流達時間は、(7.1.6.)、(7.1.11)の両式を加えた時間で与えられる。

$$T_m = \frac{5}{3} \frac{5(n \cdot B)^{3/5}}{i^{2/5} \cdot S_1^{3/10}} + \frac{1.188 \cdot (n \cdot L_s)^{3/4}}{I^{3/8} \cdot (S_2 \cdot i \cdot B)^{1/4}} \dots\dots\dots (7.1.12)$$

ただし、 T_m : 流達時間 (sec)

n : Manning の粗度係数

B : 道路の集水巾 (m)

L_s : 雨水ますの間隔 (m)

i : 1時間降雨強度 (mm/hr)

I : 縦断勾配 (%)

S_1 : 横断勾配(路面) (%)

S_2 : 側溝(路肩)の横断勾配 (%)

を表わしている。したがって、(7.1.12)式は、 i の単位を換算して使用する必要がある。

上式の i と T_m の間には共役関係があり、 i が大きくなれば T_m は短くなる。

(7.1.12)式の関係を下記の条件で等流達時間図を作成してみよう。

[計算条件] $i = 6.0 \text{ mm/hr}$, $S_1 = 0.015$, $S_2 = 0.1$, $I = 0.01$, $n = 0.013$

等流達時間を T_m とすると、 B , L_s 両軸上の交点の位置は、次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} B &= 0.00263 \cdot T_m^{5/3} \\ L_s &= 0.1125 \cdot B^{1/3} \cdot T_m^{4/3} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.1.13)$$

また、任意点の座標は、等流達時間曲線上からの各方向の流達時間を下図のように考えると、

$$\left. \begin{aligned} t_B &= t_{LS} = T_m \\ t'_B + t''_{LS} &= T_m \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7.1.14)$$

または $t'_B = t'_{LS}$

のように表わすことができる。

したがって、(7.1.14)式の条件を考慮しな

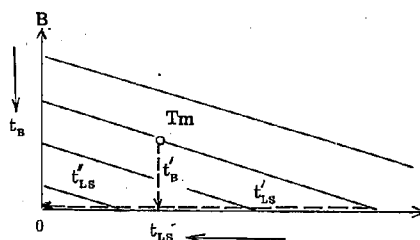


図-7.4 等流達時間模式図

がら(7.1.13)式から計算することができる。上記条件での等流達時間図は、図-7.5に示した。

(7.1.11)、(7.1.13)式からも明らかな如く、 t_{LS} あるいは L_s は集水巾 B の関数になっていることを注意する必要がある。即ち、 t_{LS} あるいは L_s は集水巾 B に左右される。従つて、等流達時間曲線の表わす意味は、任意の集水巾と雨水ますの間隔が与えられたとき、その集水区最遠点からの総流達時間を表わしている。

また、(7.1.12)式の関係縦断勾配 $I = 1\%$ 、路面の横断勾配 $S_1 = 1.5\%$ 、および

側溝（路肩）の横断勾配 $S_2 = 10\%$ の条件でノモグラフにすると図-7.6, 図-7.7に示すようになる。図-7.6は、路頂から側溝までの雨水流入時間 t_p のノモグラフであり、図-7.7は、側溝上流端から雨水ますまでの流下時間 t_{Lg} のノモグラフである。したがって、流達時間 T_m は2葉の図表から得られた時間の合計で与えられる。

即ち、図中の例題に示す条件での雨水流達時間 T_m は、

$$T_m = t_p + t_{Lg} = 113.8 + 51.7 = 165.5 \text{ sec}$$

という値を得ることができ、約3分であることが迅速に求められる。

この例題の場合は、従来の設計計画法とできるだけ適合するような条件で計算してみたのであるが、節4.3で指摘したように路面排水の場合の雨水流達時間は非常に短いものである。したがってタルボット型などの降雨強度曲線から得られる降雨強度は、極めて大きな値になることがわかる。このように路面排水の場合には、通常用いられる降雨強度で設計したのでは、集中豪雨等に対処することは不可能であろう。

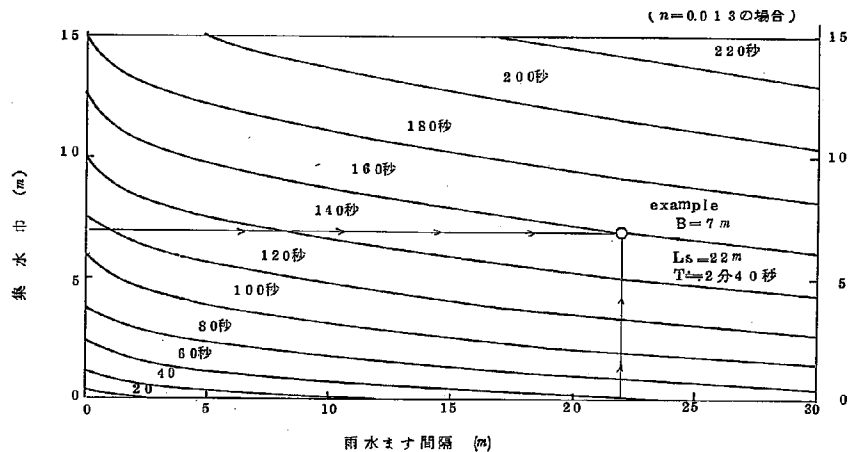


図-7.5 等流達時間曲線 ($i=60 \text{ mm/hr}$, $I=1\%$, $S_1=1.5\%$, $S_2=10\%$)

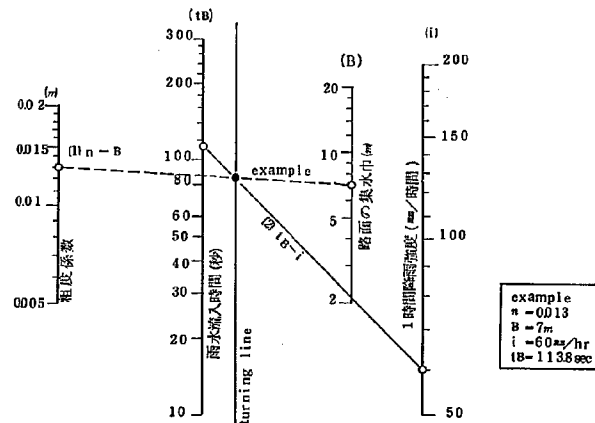


図-7.6 雨水流入時間のノモグラフ(1) $t_p = 69.883(n \cdot B)^{3/5} / i^{2/5}$, $S_1^{3/10}$
 $[S_1 = 1.5\% \text{ } I = 1\% \text{ の場合}]$

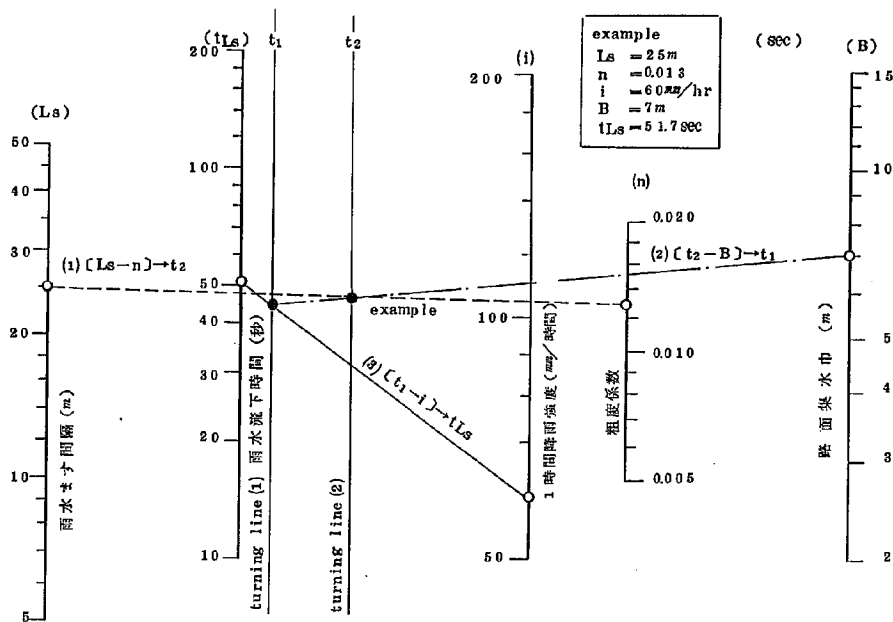


図-7.7 雨水流入時間のノモグラフ(2) $t_{Ls} = 54.92(L_s \cdot n)^{3/4} / (i \cdot B \cdot S_2)^{1/4} \cdot I^{3/8}$
 [$I=1\%$, $S_2=10\%$ の場合]

7.2 流達時間と遅滞

前節では路面排水だけを対象にもつともミクロに分析したのであるが、ここでは一般的な都市排水計画の場合について考察する。

流達時間については、前述したように雨水が排水区の最遠点から下水管に流入するまでの時間を流入時間といい、米国の代表的な都市で採用されている例を示すと表-7.2に示すようである。

表-7.2 米国の代表的な都市の流入時間

次に下水管に流入した雨水が l なる距離を流れる時間すなわち流下時間は、下水管内平均流速を v とすると l/v である。この両時間の和を流達時間といい次式で表わされる。

$$T_m = \tau + l/v \quad \dots\dots\dots (7.2.1)$$

いま流達時間 T_m と降雨継続時間 t の関係を考えてみよう。

i) $T_m \leq t$ の場合

全排水面積の雨水が同時に懸案地点に集まる場合がある。

ii) $T_m > t$ の場合

全排水面積からの雨水が同時に懸案地点に集まることはない。この理由は、最遠点からの雨水が懸案地点を通過する時は、それより下流側からの雨水は、すでにその地点を通過し

City	Inlet Time Min
Buffalo	5-10
Cincinnati	8-10
Cleveland	8
Detroit	15
District of Columbia	5-12
Milwaukee	5-10
New York City-Manhattan	4
St. Louis	20

た後であるからである。

このように(ii)の現象を遅滞と呼んでいる。この関係は、図-7.8でも明らかである。ここで重要なことは、懸案地点で最大流量がどんな場合に発生するかということである。すなわち遅滞現象を起しても短時間の強度によるか、またはこの現象を起さない程度のさらに継続時間の大きな雨によるかを比較決定しなければならない。

図-7.9に示すように、流出量を縦軸に、流速時間を横軸にとると、 $\tau = t_r$ (流入時間) なる継続時間の雨のはじめには、長さ l の下水管終端の流出量は0である。 $t_l = l/v$ なる時間後には、その下水管の始端にあつた雨水は、終端に到着するため、そこでの流量は最大になる。そして、 t_r が経過して最下端面の面積からの流入量がなくなるまでは一定である。そして、 $T_m = t_r + t_l/v$ 時間後には流量は再び0になる。もし、 t_l なる時間中の流出量の増加あるいは、 t_r から T_m までの減少を直線的と仮定すれば図-7.9のように流出量曲線は平行四辺形で表わされる。

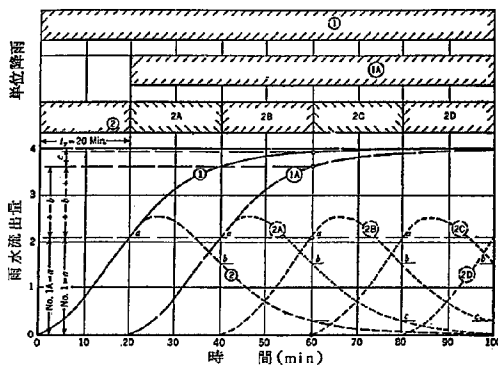


図-7.8 降雨継続時間と流出量曲線

図-7.10に示すように一般に下水渠が集合した場合、各下水管の流出量曲線(はらん曲線)を組合せることによつて、図-7.11、図-7.12に示すような遅滞図がえられる。

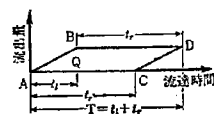
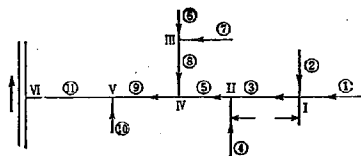


図-7.9 流出量曲線 (はらん曲線)

そこで例えば下水渠の終端Ⅵにおいて、降雨後任意時間 t' を経た時の流出量を求めるためには、Ⅵから右へ t' の距離で垂線を立て、平行四辺形の部分に切られた線の和が求める流出量である。このようにして求めた流出量の最大流出量をⅥの計画流出量として採用しなければならない。これらの詳細については「下水管の雨水流下量」⁽³³⁾を参考にされるとよい。しかし実際問題としては、 $T_m = t$ すなわち遅滞現象の起らない範囲で最小継続時間の降雨の場合に、最大流出量を与えるものとしてさしつかえなからう。特に雨水ますの設計ではしかりである。



下水渠の集合

図-7.10 下水渠の集合

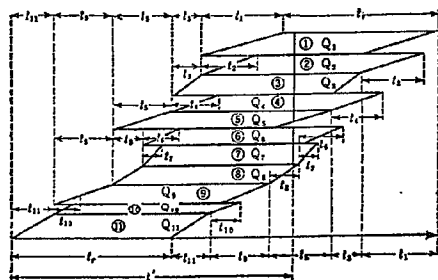


図-7.11 遅滞図

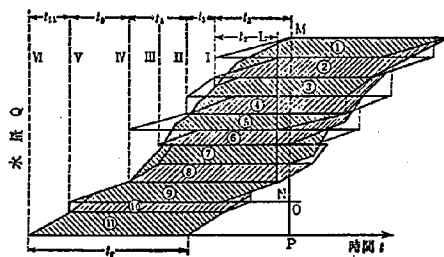


図-7.12 訂正遅滞図

第 8 章 終 り に

路面に降つた雨水は、雨水ますを経て下水管渠に流入する。雨水ます密度の大小、あるいは、雨水ます 1 個の能力の大小が路面水量あるいは、下水管渠への流入水量に直接作用する。雨水ます 1 個の能力は不変的なものではなく、雨水ます密度、即ち配置計画に左右される。これらの相互関係を度外視しては、有機的、経済的な設計は望めない。特に路面水量の増大（堪水巾の増大につながる）は、路上交通に多大の被害を与えるため、雨水ますの配置計画に当つては十分考慮する必要がある。

雨水ますの配置計画に当つて、ますの落下率が 1 以外の場合には、設計も非常に難しく、また大きな仮定を含み、通過流量のある限り交差点等での堪水を起すことは免れない。

したがつて、従来のます蓋を使用する場合には、交差点あるいは路面堪水の起りそうな場所での配置計画に対して何んらかの改善策（例えば、多連ますの設置あるいは横断排水溝を設置する等）がなされない限り路面浸水を解消することは難しい。

雨水ますの落下率を 1 にすることによつて設計は非常に簡単になり、路面浸水の原因も解消される。しかします蓋の面積もある程度大きくなるため、使用材料の選定と同時に、仕切り方法の検討も必要である。使用材料については、鋼製蓋の使用によつてある程度解消されようが経済性の問題から一概に断定できない。

また、設計降雨強度についても、下水管渠等の設計と同様な考え方では、集中豪雨等の短時間豪雨に見舞われた場合にその排水に対処することは不可能である。したがつて、第 7 章で示したような計算式あるいは他にもつと合理的な方法が見出せるなら、それらの数式あるいは図表から雨水流達時間の妥当な値を推定し、降雨強度曲線からその流達時間内の降雨強度を設計に用いることが望ましい。降雨強度式については、石黒氏が特性係数法によつて、60 分雨量および 10 分雨量のみによつて確率降雨強度式を求める方法⁽²⁷⁾を提案しているから参考にされるとよい。

〔執筆者 下水道研究室 横 尾 将 位〕

なお本報告書のなかで述べた事項の 1 部は下記の論文集、雑誌等で報告した。合せて参考にしたいだけると幸いである。

1. 雨水ますの水利と経済設計（第一報） 横 尾。

第 23 回土木学会年次学術講演会講演概要集

2. 雨水ますの落下率・密度および配置。 稲 場， 横 尾

下水道協会誌 vol. 6, No. 56 1969

3. 雨水ますの規模と配置 稲 場， 横 尾

第 6 回下水道研究発表会概要集（1969 年 5 月）

4. 道路の雨水ますの配置計画 稲場, 横尾
土木技術資料 vol 11. №8 (1969年8月)

参 考 文 献

1. The design of storm-water inlets.
by Johns Hopkins University, Baltimore, Maryland, June, 1956
2. An economic study of urban and highway drainage systems.
by John Williams Knapp, June 1965, The Johns Hopkins University,
Baltimore, Maryland June, 1965
3. Handbook of fluid dynamics, Victor L. Streeter, McGraw-hill book
company, 1961,
4. 道路側溝に関する水理学的研究 石原安雄 土木学会誌 S27-10
5. 路面集水ますの水理設計 高橋脩一, 吉川秀夫, 芦田和男, 土木技術資料
3-1
6. コンクリート雨水ます蓋の改良について 武田篤夫, 大内弘, 下水道協会誌
7. 道路の経済学 高橋清著, 東洋経済新報社
8. 水理公式集(38年改訂版) 土木学会編集
9. 演習水理学 栗津清蔵, 木村喜代治共著 オーム社
10. 水理学演習(下巻) 荒木正夫, 椿東一郎共著 森北出版
11. 開水路の水理学 石原藤次郎訳 丸善出版
12. 応用水理学(中II) 石原藤次郎, 本間仁編, 丸善出版
13. 次元解析・最小2乗法と実験式 本間仁, 春日屋伸昌共著 コロナ社
14. 昭和40年版公共下水道統計 日本下水道協会
15. 道路土工指針 日本道路協会
16. 下水道施設基準 日本下水道協会
17. 道路構造令解説 日本道路協会
18. 都市下水道 広瀬考六郎著 誠文堂新光社
19. 計算図表入門 北村友圭, 寺本政次共著 棋書店
20. 計算図表・図式計算法 本間仁, 内田茂男共著 コロナ社
21. 交通工学 米屋栄二, 毛利正光共著 国民科学社
22. 走行速度効率論, 近藤謙三郎, 第3回道路会議論文集
23. 自動車運転経費調査報告書 高速道路調査会

24. Highway Capacity Manual, Highway Research Board, 1965.
25. 道路および交通条件の自動車走行速度と交通量におよぼす影響について
伊吹山四郎, 他 第7回日本道路会議論文集
26. 理論, 応用統計学, 岸根卓郎著 養賢堂
27. 下水道雨水流出量に関する研究報告書 土木学会編, S42年
28. Run-off estimation in storm sewer system using equivalent roughness.
by Tomitaro Sueishi, Trans of JSOE, 491. March (1965)
29. How to estimate storm-water quantities, by H.M.GIFFT.GEORGE E
SYMONS, water and Wastes engineering, March 1968
30. 開水路における定常流の一般理論について 岩佐義朗 土木学会論文集69号(S.35.7)
31. Design of Drainage Facilities, by Gall A.Hateaway, American society
of civil engineers Founded November 5. 1852.
32. Time of concentration for overland flow, by W.S.Kerby, J.M.ASCE,
March 1959. civil engineering.
33. 下水管の雨水流下量 米元晋一 土木学会誌 第1巻 3号
34. Drainage for Highways and Airports, Eugene M.West, L.E.Gregg and
Associates, Lexington, Ky,
35. 高速道路設計要領 日本道路公団
36. 空港の排水 運輸省港湾技術研究所土質部 S.41
37. 空港の排水 新東京国際空港公団公務部 S.42.6
38. Drainage of asphalt pavement structures. The asphalt institute.
may 1966.

附

録

雨水ますに関する従来の研究および
路面排水の設計法

目 次

はじめに	75
1. 路面排水に関する従来の研究	75
1-1 道路側溝に関する水理学的研究	75
1-2 路面集水ますの水理設計	77
1-3 The Design of Storm Water Inlets	79
1-4 その他	82
2. 従来 of 排水関係設計指針と問題点	82
2-1 一般街路	82
2-2 高速道路	83
2-3 空港排水	88
2-4 法面排水	94
2-5 その他	94
2-6 従来 of 設計法の問題点	94

は じ め に

昔から「水を治める者は国を治める」と言われて来たが、科学の発達した現代にも立派に通用する言葉であろう。我々が水から得る利益と水の与える被害を比較した場合、はるかに前者の偉大さを誰でもが認めるところである。しかも、水の与える被害とて、ある程度は我々の力で克服出来るものであり、むしろ水から得る損得を比較すること事態、当をえない考えであり、我々は水の与える被害を最小限にくい止めるように努力すべきである。

ここにはその一つの問題として、雨水の排除を取り上げ昨今の排水設計の現状を認識し、問題点を追求する事によつて、将来の排水計画のあり方を考える機会を与えられる。

第1節には路面排水に関する従来の研究について2,3紹介し2節では昨今の排水関係設計指針を紹介し、その問題点を追求した。このように現状を把握することは、将来計画を立案する上には欠かすことのできない大事な足場であり、おろそかにはできない。これらの文献の出所は、本論参考文献覧を参照されたい。

§ 1 路面排水に関する従来の研究

我が国において、路面排水に関する研究が諸についたのは、近年の事であり、研究資料も数偏を見るにすぎない。一方欧米では早くも1948年に衛生工学、水資源、及び土木工学の3分野からなる雨水排除調査委員会 (Storm Drainage Research Committee) が設立され本格的な研究が開始されている。

ここでは、我が国に於ける2,3の研究と米国の Johns Hopkins 大学において研究された成果を要約して紹介する事にした。

1-1 道路側溝に関する水理学的研究⁴⁾

本研究は、路面の横流入を考えた道路側溝の模型実験を行い、水面形、control section の位置、雨水柵の蓋などが流れに及ぼす影響を調べると共に、理論式と比較し、不等流に対する合理的な理論式を明らかにしている。

1) 基礎式の検討

図-1.1のような側溝流の理論式として、エネルギーの法則、運動量の法則を用いて各々次のように表わされる。

a) エネルギーの法則

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\rho h^3 J - \frac{3}{2} \alpha h q_1^2 x - \frac{\rho}{c^2} q_1^2 x^2}{\rho h^3 - \alpha q_1^2 x^2} \quad (1.1)$$

$$\text{ここに } \alpha = \int_0^h \left(\frac{u}{u_m} \right)^3 \frac{dy}{h}, \quad c: \text{che'zy}$$

の流速係数

b) 運動量の法則

A-A', B-B'を通る水平方向の運動量の変化を考え, 横流入水の水平方向の運動量を無視して,

$$u \cdot 2 \frac{\tau_0}{\rho} = \rho h J - \rho h \frac{dh}{dx} - \frac{d}{dx} \int_0^h u^2 dy \quad (1.2)$$

又, 運動量のA点のまわりのモーメントの時間的変化の割合から次の式を導いた。

$$\frac{d}{dx} \int_0^h u^2 y dy - \int_0^h u v dy = \frac{1}{2} \rho h^2 \left(J - \frac{dh}{dx} \right) - \frac{1}{\rho} \int_0^h \tau dy \quad (1.3)$$

ここに v は Euler の連続の式から $v = -\int_0^y \frac{\partial u}{\partial x} dy$ と表わされる。以上 (1.1~1.3) 式を検討した結果, 不等速流を詳細に論ずるには, エネルギーの法則よりも運動量の法則によつた方がより合理的であると結論している。

ii) 実験結果と考察

実験は京大工学研究所内で行なわれ, 水路下流端に雨水マスを取り付け, 側方の有孔管から水が均等に流出するような装置が用いられた。図-1.2は雨水マス蓋の4型式を示したものである。これらA~Dの4つの蓋について実験した結果, 支配断面 (Control section) の現われない場合は勾配に無関係に $Q_1 = A h o^m$ と仮定して各々次のように指数を決定している。蓋の形式A, B, 及びCに対しては, h_o は孔の始端より5cmの点において

$$Q_1 = 2.211 h_o^{1.824} \quad (1.4)$$

又Dの蓋に対しては8cmの点で

$$Q_1 = 1.724 h_o^{2.091} \quad (1.5)$$

この実験のように横流入のある水路では, 上流端で流速は零であり, 下流に向つて層流より遷移領域を経て乱流にまで変化するはずである。

このような実験の結果, 雨水枡の蓋の形状は, 孔の面積が変らなければ, ほとんど流況に影響を及ぼさない。又支配断面の位置は, 流量の増大と共に下流方向に移行するが, 一般的には流れの条

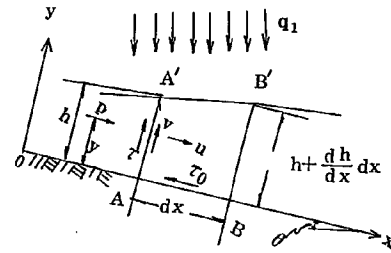


図-1.1

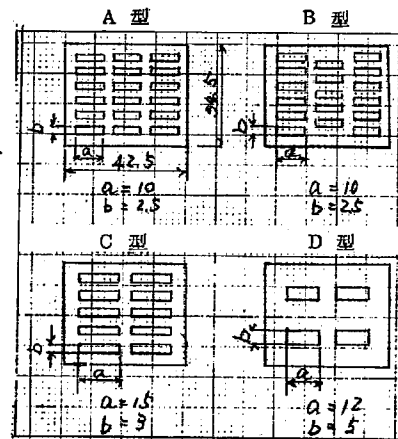


図-1.2. ます蓋の型 (単位cm)

件に支配され一定の傾向をもつものではない事等を得た。

1-2 路面集水マスの水理設計⁵⁾

本研究は、日本道路公団の依頼研究による高速道路の集水マス設計のために行なわれた水理実験結果について述べ、これにより降雨強度を与えられた場合の集水マスの形、大きさと間隔の設計方法を与えている。

1) 実験の条件

勾配: 0.2%, 2.0%, 5.0%

集水マス形状: 段落式, 斜面式

集水マス落口の巾: 3.0 m, 6.0 m, 10.0 m

集水マスの形状は、図-1.3 (a・b) に示すとおりである。

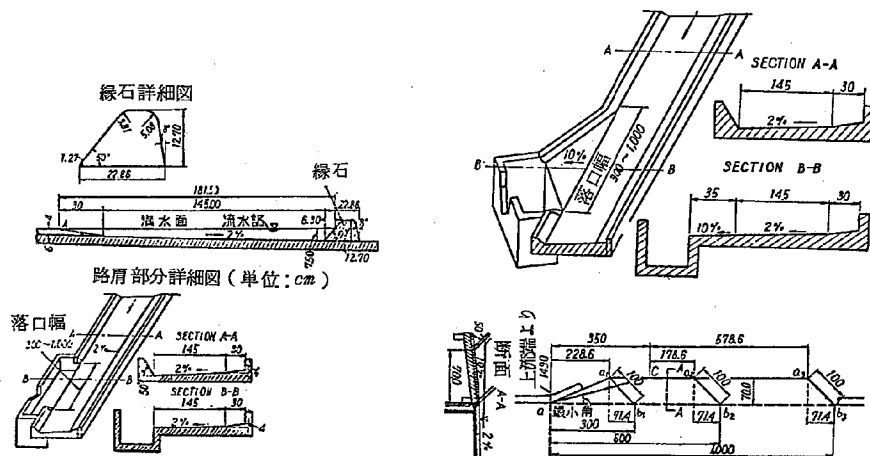


図-1.3 (a) 段落式集水マスの形状

図-1.3 (b) 斜面式集水マスの形状

模型縮尺は、縦横共に1/2とし、路面は1:3モルタルの金鍍仕上げとし、水位の測定ヶ所は、模型上流端より1 mごとに14ヶ所をピエゾメーターによつて測定された。

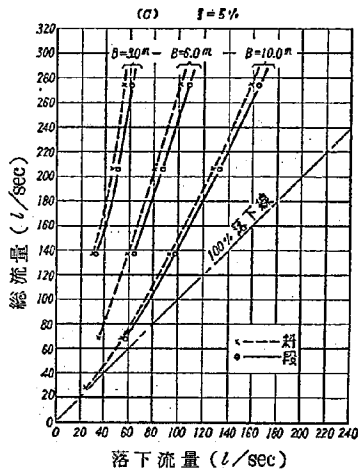
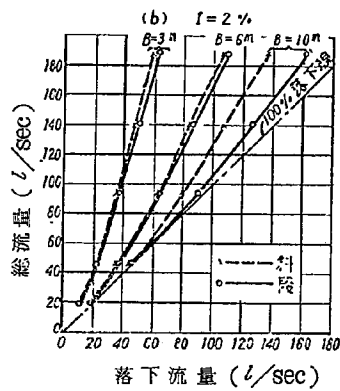
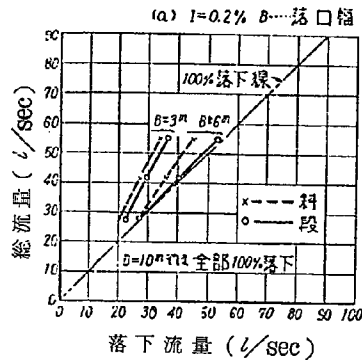
II) 集水マス排水能力

集水マスの排水能力に関する実験結果は、図-1.4 (a~c) に示される如く、斜面式では、斜めの壁にあたつて生じる水面隆起のために段落式に比べて落下流量は多少減少している。

又、落口附近の縦断水面形によると、落口上流端より約1 m上流でほぼ等流状態となり、この等流水深 h と落下流量 Q との関係を

$$Q = ch^n$$

の形で表わし、各形状に対する n , c の値は表-1.1に示すとおりである。



図一 1.4 総流量と落下流量図

表一 1.1 $Q=ch^n$ (Q : 落下流量, h : 上流等流部分の水深)

$i(\%)$	$b(m)$	段落斜	n	c
0.2	3	段落	1.86	2.40
		段斜	1.86	2.20
	6	段落	1.86	1.20
		段斜	1.83	1.70
	10	段落	1.86	1.20
		段斜	1.63	1.70
2	3	段落	1.63	2.45
		段斜	1.63	2.45
	6	段落	1.63	3.95
		段斜	1.93	3.95
	10	段落	1.63	6.00
		段斜	1.63	4.95
5	3	段落	1.83	1.60
		段斜	1.83	1.40
	6	段落	1.63	4.40
		段斜	1.63	4.00
	10	段落	1.63	6.40
		段斜	1.63	6.40

III) 集水マスの水理設計例

道路の集水巾を 12m と仮定した場合, 流出係数を 1 とし, 到達時間を零として, 降雨強度と道路長及び流量との関係は図一 1.5 の如く示される。

集水マスの水理設計の 1 例として, 降雨強度 140mm/hr, 道路の縦断勾配 2% に対して, 落口巾 6m の段落式集水マスを設置するとすれば, 仮りに満水流量 188.1ℓ/s として, 図一 1.5 より降雨強度 140mm/h に対する道路長は 400m である。従つて最初の集水マスは 400m の区間を受けるように設ける。

図一 1.4 (b) より, 段落式, 落口巾 6m, 勾配 2%, 総流量 188.1ℓ/s の落下流量は 110ℓ/s である。従つて, 188.1-110=78.1ℓ/s が次の区間に流れ込む事になるので, 第 2 区間からは横からの流入量が 110ℓ/s で区間の末端では満水位になる。

図-1.5 により降雨強度 140 mm/hr , 流量 110 l/s の道路長は約 235 m であるので, 第2区間からは 235 m 間隔に集水マスを設置すればよい。

このようにして, 集水マスの大きさをいろいろ変え, それに応じた間隔を求め, これらの中から, 経済上, 工事上の観点からその大きさと間隔を決定すればよい。

以上のように本研究では, マスの水理(特定のマス型式)と設計方法を結びつけた点に注目される。

1-3 The Design of Stormwater Inlets¹⁾ by The Johns Hopkins University

この研究論文は, 1949年から1955年にかけて ジョーンズホップキンス大学で計画, 指揮された。その研究は, 雨水排除調査委員会 (Storm Drainage Research Committee) の指導で, 衛生工学, 水資源及び土木工学の分野によつて担当された。これらの

研究の第一報は, 1951年1月に "Flow into Gutter Inlets in a Straight Gutter without Depression" Part I として The Journal of

Sewage and Industrial Wastes の中に初めて発表された。次いで1951年6月 Part II として "Flow into Gurb-Opening Inlets" が発表され, 以下1954年7月に Part III として "Flow into Deflector Inlets"; 1954年8月に Part III として "Flow into Depressed Combination Inlets" と4部門に分けて発表され最後に "Hydraulic Theory for Design of Storm-Water Inlets" が1954年1月にハイウェイ調査委員会 (The Highway Research Board) の会報に初めて発表された。

これらの論文の総べてをここで紹介する事は到底出来ないで断片的に要約して紹介する事にした。

1) 実験

総べての実験は, 長さ20 feet, 巾3 feet の木製街路模型で行なわれた。マスの模型は上流端から12 feet の所に取り付けられ, 路面はモルタルでコーティングしたものである。又, 路面は縦横断両勾配共変化出来, 側溝の凹みは必要に応じて広げたり深めたりする事が出来た。これらの模型実験の結果は, 屋外実験によつて確認された。

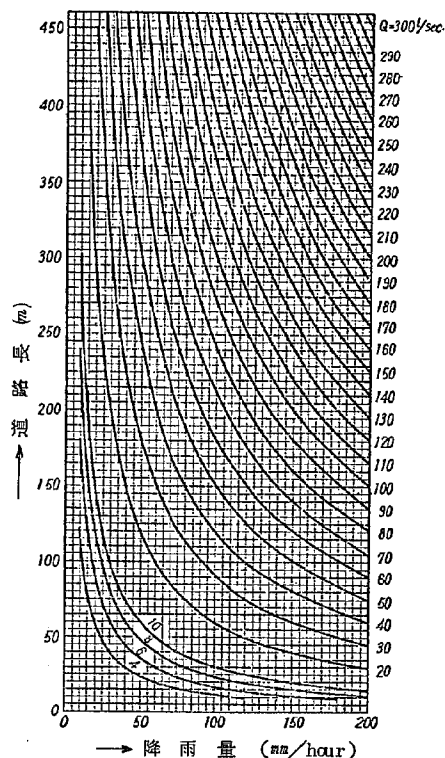


図-1.5 道路の集水幅を1.2 mと仮定した場合の降雨強度と道路長と流量の関係

実験されたマスの種類は、論文の紹介でもわかるように、側溝マス (gutter inlets), 路肩マス (curb inlets), 結合マス (Combination inlets), そして複式マス (multiple inlets) の4つの大きなグループに分けられ、これらを細分して、路肩マスの特別形である偏向マス (deflector inlets) 及び側溝マスについても路面の低下した場合と低下しない場合の両方について実験された。その他結合マスに対しても Overlapping の位置によつて2, 3の違った呼び名を与えて実験された。

ii) マスの特性曲線

マスの特性曲線は、マスの多様な巾あるいはいくらかの側溝流量に関して、技術者の誰もが使用出来るように準備されたものであり、この報告書中には、路肩マス、側溝マス、結合マス、及び偏向マスについて154組の特性曲線を与えている。

マスの特性曲線の計算は、マニング公式を基礎式として、それに実験資料より次元解析によつて導かれた方程式で計算された。

路面の低下しないマス内への流れを計算するために使用された方程式は、

$$Q_0 = \frac{1.486}{n} S^{1/2} \left(\frac{3}{8} \tan \theta_0 \right) y_0^{8/3} \dots\dots\dots (1.6)$$

$$y_0 = 1.245 Q_0^{3/8} \frac{n^{3/8}}{S^{3/16}} \left(\frac{1}{\tan \theta_0} \right)^{3/8} \dots\dots\dots (1.7)$$

$$v_0 = 1.288 Q_0^{1/4} \frac{S^{3/8}}{n^{3/4}} \left(\frac{1}{\tan \theta_0} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (1.8)$$

$$L' = 1.2 v_0 \tan \theta_0 \left(\frac{y_0 - W/\tan \theta_0}{g} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1.9)$$

$$L_0 = m \cdot v_0 \left(\frac{y_0}{g} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1.10)$$

$$q_2 = \frac{(L' - L)}{4} g^{1/2} \left(y_0 - \frac{W}{\tan \theta_0} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (1.11)$$

$$q_3 = Q_0 \left(1 - \frac{L^2}{L_0^2} \right)^2 \dots\dots\dots (1.11)$$

路面の低下したマス内への流れに対して(1.9), (1.10)及び(1.11)は次のように変形された。

$$L' = 1.2 \cdot v \tan \theta \left(\frac{y - W/\tan \theta}{g} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1.12)$$

$$(1.13)$$

$$L_0 = m \cdot v \left(\frac{y}{g} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1.13)$$

$$q_2 = \frac{(L' - L)}{4} g^{1/2} \left(y - \frac{W}{\tan \theta} \right)^{3/2} \dots\dots\dots (1.14)$$

ここで

L: マスの長さ (ft)

L': 流れの外側部分を補獲した長さ (ft)

L₀: 格子の上流端を横切る流れを補獲した長さ (ft)

m: 横格子仕切りの数による係数

- q_2 : 格子の外側の過乗流量 (cfs)
 q_3 : 格子の上を越した過乗流量 (cfs)
 Q_0 : 側溝流量 (cfs)
 S : 街路縦断勾配 (ft/100ft)
 u : マス穴の上流端での平均流速 (ft/s)
 u_0 : 側溝流量の平均流速 (ft/s)
 W : 格子の巾 (ft)
 y : マス穴の上流端での水深 (ft)
 y_0 : 側溝流の水深 (ft)
 θ : 凹みの面との鉛直角
 θ_0 : 街路面との鉛直角

このような式を用いて特性曲線を計算するのであるが詳しくは文献を参照されたい。

Ⅲ) 図式解法

これは水理公式集にも簡単に説明されているが、図式解法の使用については、特性曲線が使用出来ず、複雑な方程式の用途が保障されない時、急いでマス能力を見積るためのグラフによる方法である。

この図式解法では、次の2つの仮定をしている。即ち、

- 側溝流は横断面を通り抜ける流速が一定である。
- 格子上を越える過乗流量がない事

従つて図式解法を用いるに当つては、以上の2点を考慮する必要がある。次に流線の作図法は以下の手順によつて行ふ。

マス上流端での流線の巾 W_0 は、マニング公式から逆算した流れの巾で決定する。路肩に沿つた下流側の点は、次元解析によつて決定された (1.9) 式によつて求められる。図-1.6に示す ΔABO は $8 \text{ ft}^3/\text{s}$ の側溝流量に対して三角形側溝流の面積を示し、マスによつて傍受した流量は、点線 DEF 又は GHJ によつて示される。この傍受流量の横断面積は、上流側マスに対しては $\square ABFE$ によつて示され、一定流速の引受ける補獲割合 Q/Q_0 は、面積比 $ABFE$

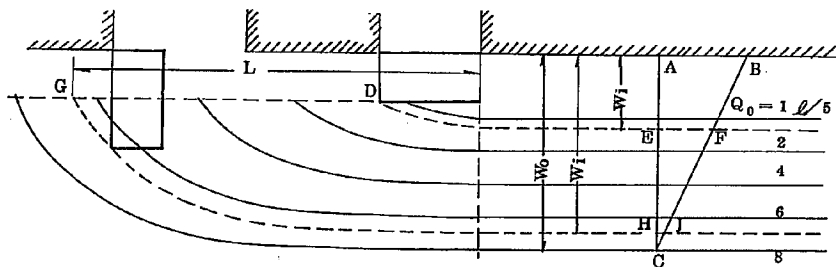


図-1.6 図式解法のための典型的な流量図

/ABOに等しい。この Q/Q_0 と流れの中の比 W_i/W_0 とは一定関係にあり、あらかじめ作図されている $Q/Q_0 - W_i/W_0$ の曲線から簡単にマス能力を見出す事が出来る。図-1.6に図式解法の1例を示す。これによると図のように複式マスの場合も簡単にマス能力を見積る事が出来る。

以上Johns Hopkins大学の実験は非常に精密であるが道路条件の違いで我が国で直接使用する事が出来ないが同一の考え方は可能であろう。また前述の2つの仮定の内、b)の仮定は、ます蓋の種別によつては成立しない場合が多いようである。

1-4 その他

横浜市土木局⁶⁾では、コンクリートマス蓋の改良について実験研究を行い、穴の形、配置を変えたものについて水理実験を試み、一般道路側溝に設置する場合の間隔等について一つの目安をたてている。

特にこの実験で注目されるのは、通過流量に対する解決策として、縦断方向に既製のマスを2~3個連結した型(欧米ではこの型式を複式マスと呼ぶ)で実験している事であろう。

又同じJohns Hopkins大学で研究し報告された、"An Economic Study of Urban and Highway Drainage Systems"²⁾には、雨水マスの経済設計の方法について、自動車交通の経済性の方面から詳細な研究が行なわれ、マス間隔の経済的な決定方法等について一つの指針を提供している。がここでは文献の紹介だけに止める。

§ 2 従来の排水関係設計指針と問題点

従来、排水関係の設計基準として、設計技術者の座右の書となつている「道路土工指針」「道路構造令」等を一見した場合、両者共に「排水」の覧があまりにも貧弱であるため、いきおい過去の慣例や技術者の経験に頼らざるを得ない状態であつた。最近では、高速道路の進展につれ排水に関する感心も深まり、高速道路では独自の設計要領も確立されつつあり、これに伴つて道路土工指針等の改訂の機運が高まりつつあるのは望ましい状態である。

2-1 一般街路^{15), 17), 18)}

街渠マスは、街渠の水を集水して排水するために設けるものでL形側溝と組み合わせて使用されるのが普通である。マスの間隔は道路の巾員、側溝の排水能力等によつて異なるが、大体25m前後にとればよいとしている。

(a) 流出量

路面からの流出量は、横断形状、縦断勾配等を考えて計算されるが、実用上は降雨量に等しいとして

$$Q_s = \frac{R \cdot B}{3,600,000} \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで Q_s : 道路延長 1 m 当り流出量 (m^3/sec)

R : 時間降雨量 (mm/hr)

B : 車道 (および歩道) の巾員 (m)

又, 道路外からの流出量は, 一般に次式が使用されている。

$$Q = 0.2778 f \cdot r \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで Q : 雨水流出量 (m^3/sec) f : 流出係数

r : 降雨量 (mm/hr) A : 集水面積 (Km^2)

あるいは,

$$Q = f \cdot r \cdot A^4 \sqrt{\frac{S}{A}} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで Q : 雨水流出量 (l/sec) f : 流出係数

r : 降雨量 $l/ha/sec$ ($0.36 mm/hr$)

A : 集水面積 (ha)

r : 地表面の平均勾配 (延長 1,000 m につき 5 m) とする。

(b) 排水能力

側溝断面の決定には, 一般に Manning あるいはクッターの平均流速公式が使用される。街路の場合, 路面上の雨水は, 図-2.1 に示すように横断勾配によつて街渠に導かれ, 街渠マス, および導水管に放流される。又, 宅地からの雨水は, 歩道の外側に設けられた側溝に導かれ, 集水マスから導水管を経て, 管渠に導かれるのが普通である。

代表的な都市の設計計画法は, 本論の表-

4.2 を参照されたい。

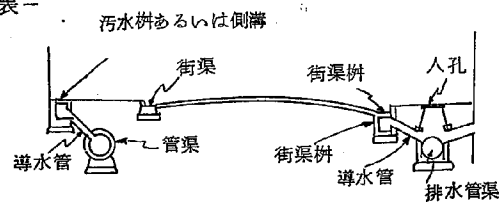


図-2.1 街路の路面排水図

2-2 高速道路³⁵⁾

1) 設計上の基本事項

(a) 流出量及び流達時間

流出量は次式によつて計算される。

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} c \cdot r \cdot a \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに Q : 雨水流出量 (m^3/sec) c : 流出係数

r : 降雨強度 (mm/hr) a : 集水面積 (m)

雨水の流達時間は次式によつて計算される。

$$t = t_1 + \frac{L}{60 v} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに t : 流出量を求めようとする地点までの流達時間 (min)

t_1 : 路面, 法面及び斜面より流路に流入する時間

L : 流出量を求めようとする地点までの流路の水平長 (m)

v : 流路中の平均流速 (m/sec)

降雨継続時間は雨水の流達時間に等しく取る。(2-5)式中の t_1 はあらかじめ用意された流入時間曲線より読みとる。次に(2-4)式の降雨強度 r は、確率日雨量分布図より、次の標準に従つて $r_D(mm/day)$ を読みとる。

路面及び法面排水設備 r_D : 3年確率雨量

道路隣接地排水設備 r_D : 5年確率雨量

上記 r_D より設計降雨強度 $r(mm/hr)$ は、

$$r = K \cdot r_D \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

によつて求められ、ここで K は流達時間に対する補正係数値であらかじめ用意された図表より読みとる。水路内の平均流速はマニング式によつて計算される。又流出係数 C は次表の値を取るよう規定されている。

表-2.1 流出係数 C

路面及び法面	0.9	市街	0.7
急峻な山地	0.8	森林地帯	0.3
緩い出地	0.7	山地川流域	0.8
起伏ある土地及び樹林	0.6	平地小河川流域	0.7
平坦な耕地	0.5	半分以上平地の	0.6
湛水した水田	0.8	大河川流域	

(b) 通水量の計算

排水路及び排水管の通水量は次式によつて求める。

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I \cdot \frac{1}{2} \cdot A \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで A : 通水断面積 (m^2)

排水路及び排水管の断面を設計する場合は、計算によつて求めた最大通水量(満流々量)の80%を設計通水量とする。

ii) 路面排水設備

(a) 路肩排水

原則として路肩とアスファルト縁石で構成される三角形断面を排水断面として使用する。

排水に使用してよい路肩の巾(通水巾)は、原則としてアスファルト縁石から側帯外側線までとする。

(b) 盛土区間の路肩排水

路肩を流れる水を排水するためタテ溝を設け、タテ溝の間隔は原則として、30m以上～150m以下とする。ただし曲線部外側の路肩の水だけを排水する場合には、最大200m迄とする。

路肩の水を集水してタテ溝に導くために、呑口(この形式は§1.の1-2で紹介した段落式

雨水マス（図-1.2））を設ける。呑口の長さは原則として6mとするが縦断勾配の最凹部に設ける場合は、タテ溝を中心として左右6mずつ計12mとする。

タテ溝の最大間隔は次式によつて求められる。

$$S = \frac{36 \times 10^6 \cdot Q}{S \cdot r \cdot W} \dots\dots\dots (2-8)$$

ここに

S：タテ溝間隔（m）

Q：路肩の許容通水量（ m^3/s ）

：（マニング公式で計算した最大（通水量の80%）

C：流出係数（表-2.1参照）

r：平均降雨強度（ mm/hr ）

W：集水巾（m）（図-2.2参照）

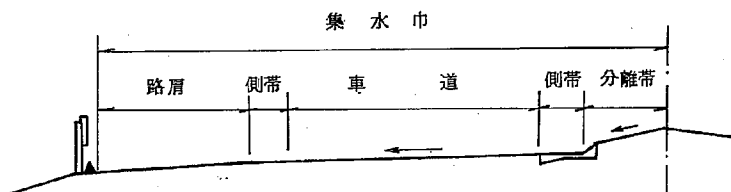


図-2.2 集水巾概念図

又路肩部分の通水断面は次図の通りである。

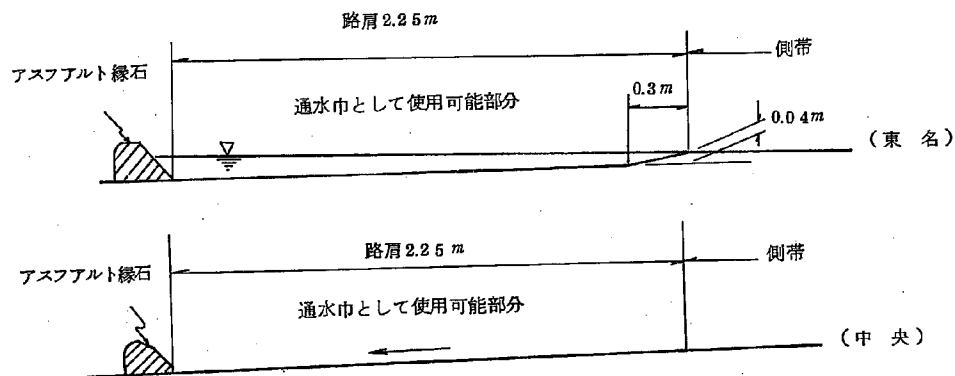


図-2.3 路肩部分の通水断面

(2-8)式によるSの値は、図表によつて読みとれるように東名、中央道の場合について下記の条件で図化してある。

通水巾 2.25m (図-2.3)

粗度係数 $n = 0.015$ (東名), 0.013 (中央)

集水巾 $W = 12.5m$ $C = 0.9$

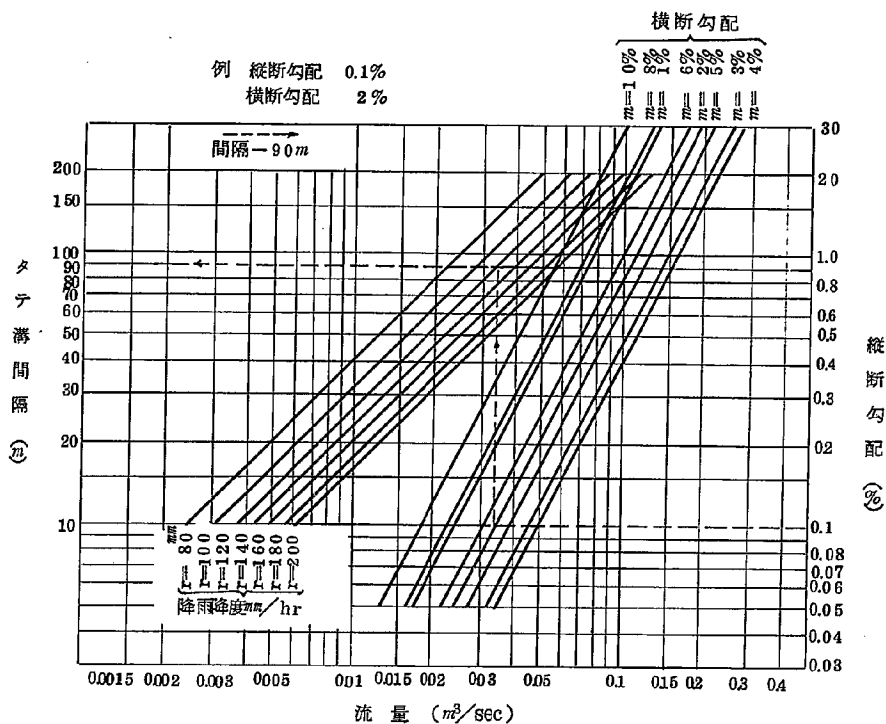


図- 2.4 (a) 横断勾配・縦断勾配よりタテ溝間隔を求める図(東名)

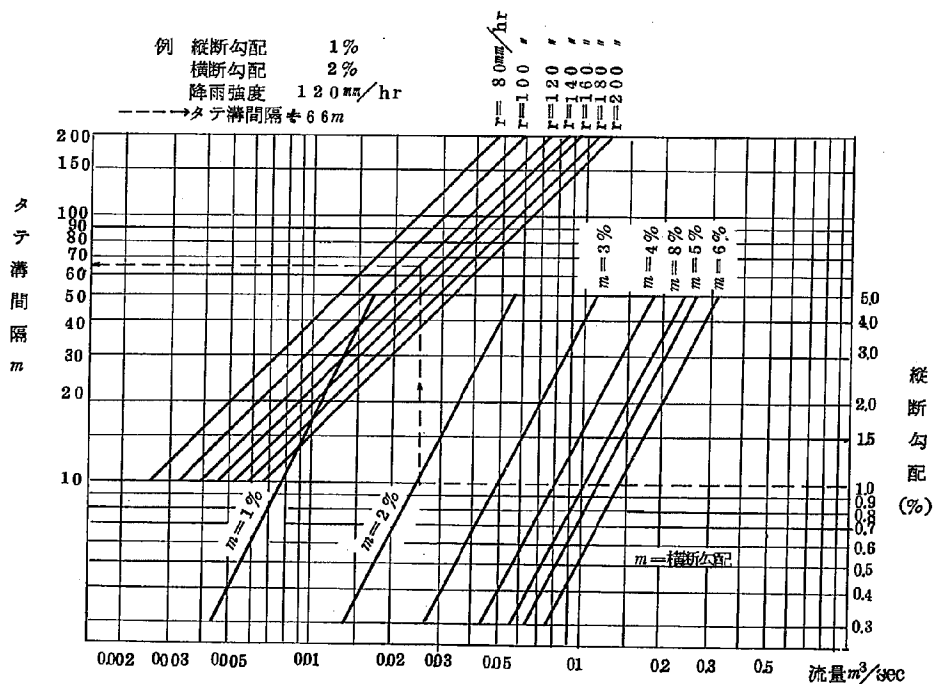


図- 2.4 (b) 横断勾配・縦断勾配よりタテ溝間隔を求める図(中央道)

従つてこの図による場合は， W の値が12.5 m以外の場合は，図で読みとつた値に $W/12.5$ を乗じなければならない。

タテ溝の呑口長の方め方は

$$L = \frac{Q_1}{q_1} \dots\dots\dots (2-9)$$

ここに

Q_1 ：呑口より排水する流量 (m^3/sec)

q_1 ：単位長 (m) 当りの排水量

によつて呑口長 L を決定する。タテ溝間隔と呑口長の関係は

$$S - S' = \frac{q_1 L}{Q_0} S \dots\dots\dots (2-10)$$

ここに

S ：タテ溝間隔 (m)

S' ：通過量 Q_2 に対する集水長 (m)

Q_0 ：呑口上流の路肩の流量 (m^3/sec)

と表われ， $q_1 L/Q_0$ はタテ溝間隔に対する補正係数である。 L を固定すると Q_0, q_1 の値に応じて補正係数の値が変わり縦断勾配が急になるほどこの値は小さくなる。呑口長をいちいち変えるのは实际的でないので本設計要領では呑口長を原則として6 mに限ることとした。

(c) 切取り区間及び中央分離帯

切取り区間における集水マスの最大間隔は盛土区間の場合と同様の手順で求められるが実際には排水管内の掃除の際の便宜を図つて最大間隔を50 mとしている。又集水マス間を連絡する排水管は原則として40 cm以上を使用する事にしている。切取り区間の集水巾の概念図を図-2.5に示す。

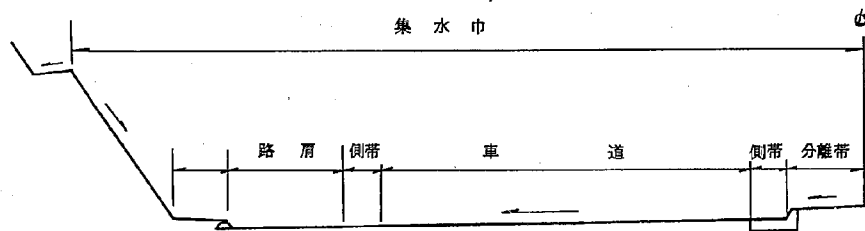


図-2.5 集水巾概念図

集水マスを設置するヶ所の呑口の長さも前記(b)と同様に考えられるがこの場合は景観と大型車両の侵入を考えて呑口の長さを3 mとしている。

中央分離帯の排水設備は，曲線区間に於ける本線路面の雨水を中央分離側で処理する場合に設けられる。中央分離帯の通水巾は1 mとしている(図-2.6)。

呑口の間隔は(b)と同様の方法で求められるが、最大間隔を30m、最小間隔を5mとしている。分離帯側で集水した水は本線路面下を横断する排水管によつて盛土タテ溝、切土区間集水マス等に排除される。

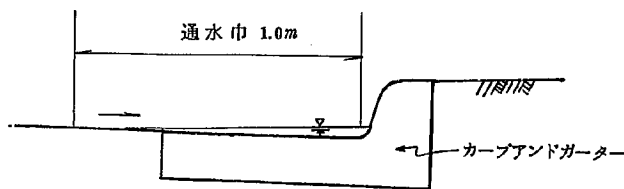


図-2.6 中央分離帯排水断面

呑口間隔 S は

$$S = \frac{3.6 \times 10^6 \times \alpha \cdot Q}{C \cdot r \cdot W} \dots\dots\dots (2-11)$$

ここで

S : 呑口間隔 (m) C : 流出係数

r : 平均降雨強度 (mm/hr)

(2-8) 式と同様に求める場合は、3年確率に対する値を取り、補正係数 k は流達時間に関係なく継続時間30分に対する値をとる。

W : 集水巾 (m), (図-2.7 参照)

$$Q : 16.8 m^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

ここで

m : 横断勾配 J : 縦断勾配

α : 通過流量を考慮した補正係数

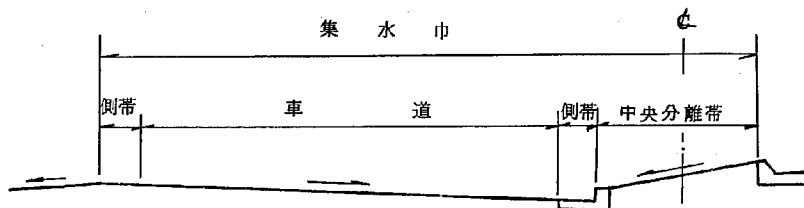


図-2.7 中央分離帯排水設備の集水巾(路肩を折る場合)

図-2.8 及び2.9は呑口間隔を求めるための図である。図-2.8は、 $W = 10.2 m$ の場合であるから、 W が異なる場合は、この図から求めた値に $W/10.2$ を乗じなければならない。

2-3 空港排水^{84), 86), 87)}

空港の排水といつても、本質的には他におけるそれとなんら変るところはないのであるが、空港の排水を取り扱っている参考書は、本邦では見当たらないようである。従つて我々国における空港排水計画は、米国における空港排水に関する多くの知識を導入して計画されるのが常である。即ちF.A.A (U.S. Federal Aviation Agency) あるいは Corps of Engineers,

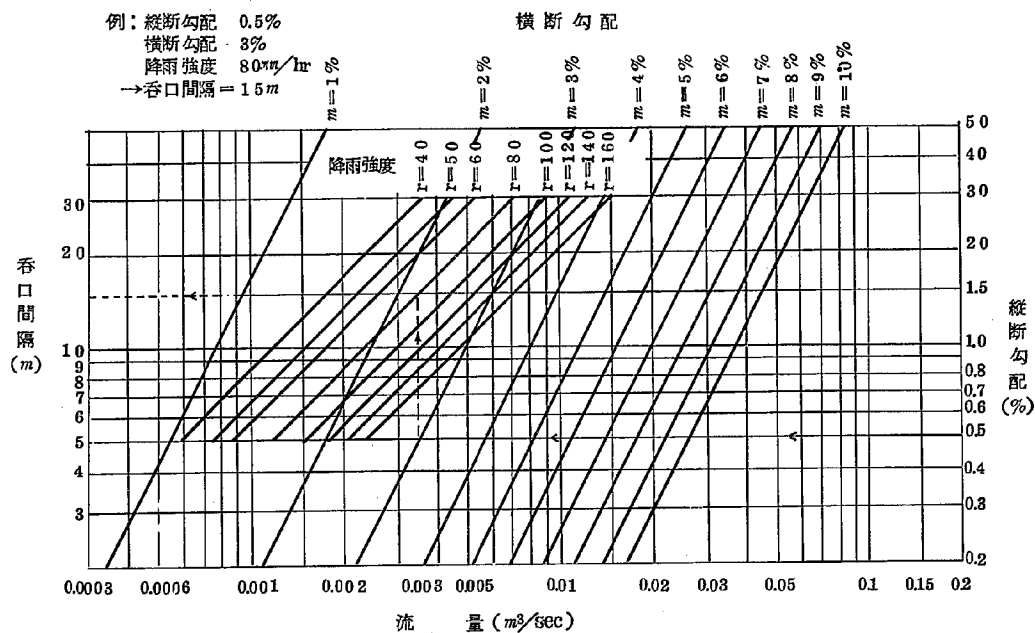


図-2.8 中央分離帯呑口間隔

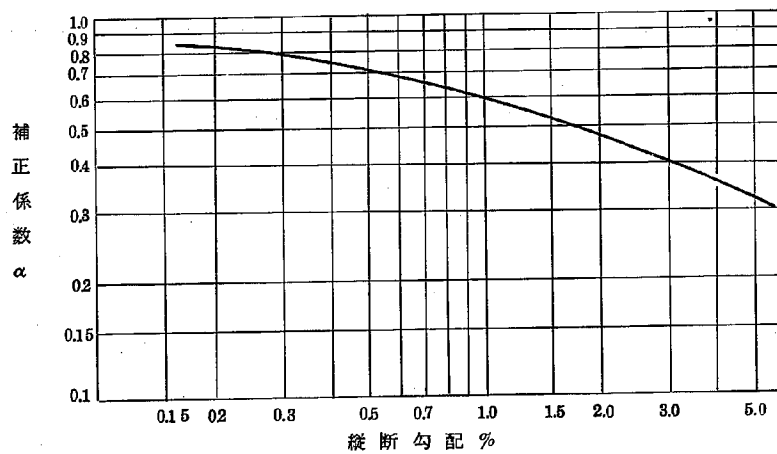


図-2.9 中央分離帯呑口間隔の補正係数

U.S.Army は空港排水に関する多くの知識を生み出した。ここではこれらの方式に従った空港排水の特質を述べ本邦の計画についてふれてみた。

I) 空港排水の特性

空港は平滑で排水の良い事が必要で、あらゆる天候の下で航空機を安全に移動させるに十分な安全性を具備すべきである。重要な技術上の問題は、広大な面積、種々の工性、比較的平坦な勾配、浅い水流及び流出口の集中を伴っている事であろう。又、その敷地及び地勢は、滑走路、誘導路、エプロン及びターミナルビル等の最終的配置に影響を与え、これらの施設の位置は、必要な排水の勾配及び程度を左右する事になる。

II) 雨水流出力

雨水流出力の算定には、広く合理式が用いられており、式中の降雨強度は5年に一度予想される最大降雨が一般に取られている。流出係数Cは、流域が異つた透水性を有する数種類の地表より構成されている場合は、加重平均した流出係数を次式によつて求められる。

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i} \dots \dots \dots (2-12)$$

最大流量が起る時間は集水時間とされ、流入時間と流走時間の二つに分割される。流入時間は集水区域の最遠点から流入口まで流れるのに必要な時間で、流走時間は、水が調査点まで排水系統を流達する時間である。

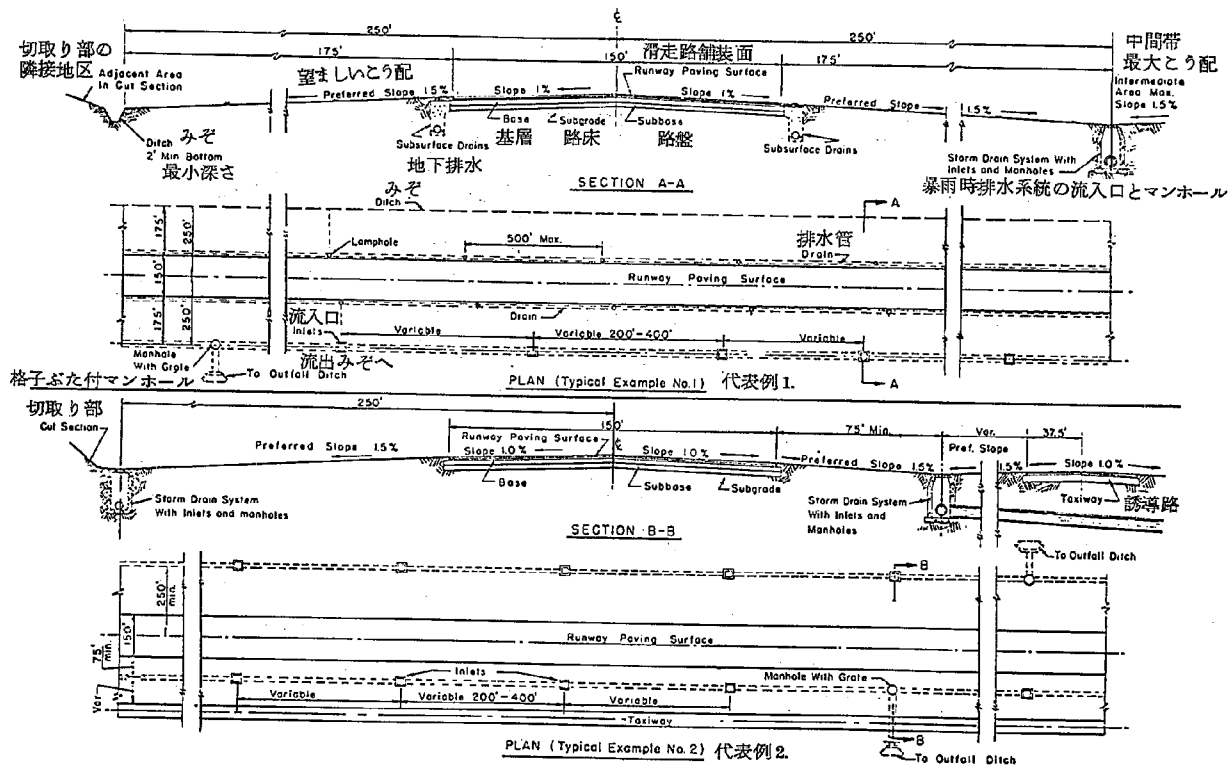
III) 表面排水計画

排水系統の実施設計に際しては、空港区域内の等高線入りの地形図を準備し、滑走路、誘導路、エプロン及びターミナルビル等の配置を示し、必要な配水設備の全系統を地表勾配に適合させて計画される。

普通、流入口は、定期使用滑走路の舗装端から少なくとも75 ftの位置に、一般航空に使用される滑走路の舗装端から25 ftの場所に配置されるべきである。舗装の外側の勾配を定める際には、土の特性を考慮し、砂質土の場合は、舗装端に降接の巾100 ftに対して最大5%の勾配が望ましいとされている。

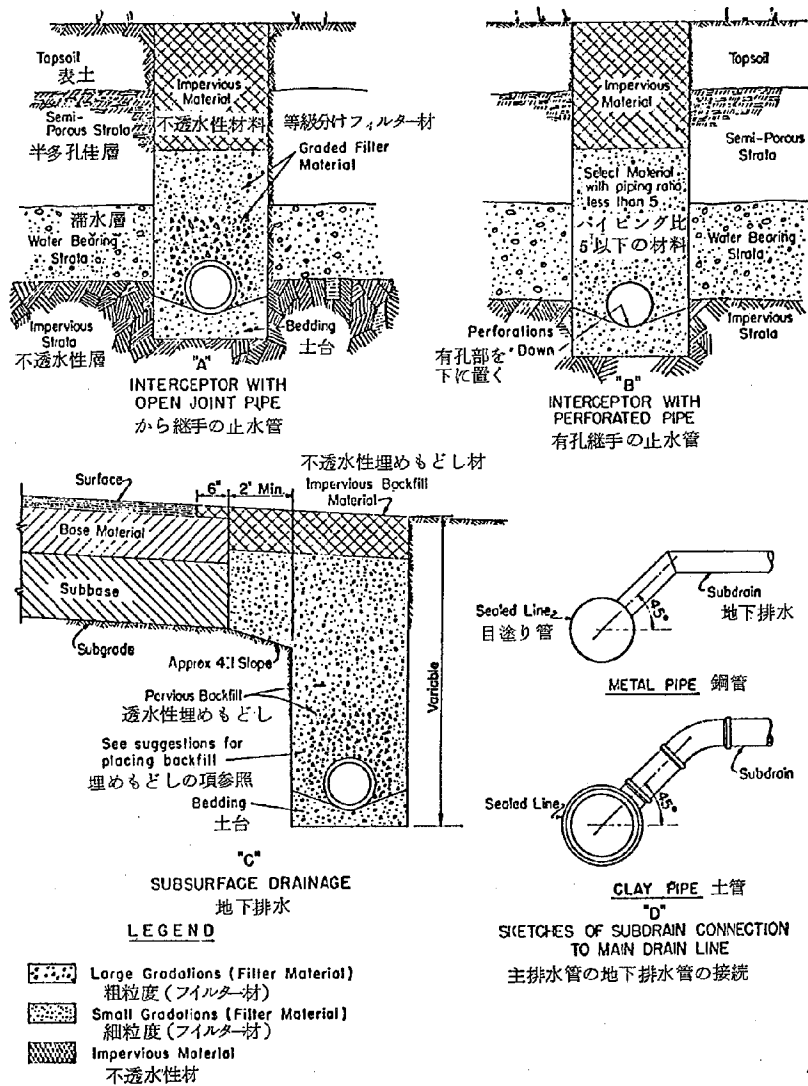
流入口の間隔は、普通最遠点からの流れが400 ft 以下になるように決定される。開口周辺溝が可能な時は、排水管寸法を減少させるためにも使用されるべきであるが砂地の空港では原則として避けるべきである。排水管内の流速は管内の浮遊物の沈下を防ぐために2.5 feet/sec位に取られるのが普通である。排水地域からの水は引入れ口(集水マス)によつて排水管に集められる。長い直線区間では、引入れ口の間は、一般に200~400 ftの間隔で設置され、普通、滑走路に平行に誘導路がある場合は、その間の谷におかれる。エプロンでは引入れ口は舗装中に適当に配置される。もし谷部においてPonding が差し支えなければ、ある程度のボンディングを許して排水計画がなされる。

我々国に於ける従来の空港では、排水管や集水マスの計画はなされず、然んどが素堀溝によ



Typical Landing Strip And Runway Drainage

図-2.11 典型的な着陸帯と滑走路の排水



Typical section of subsurface drains

図- 2.12 地下排水の代表断面

る自然流下で排水されるため湛水時間2～3時間のボンディングがしばしば見られるところである。今後の空港排水では、集水マスによつて排水管に引き込み、排水管を通して部外地へ排水されるシステムが取られるものと思われる。図-2.10、図-2.11に典型的な配水計画平面図と横断図を示した。

地下排水については、浸透性の土（砂、砂質ローム）では自然の水はけが良く、地下排水装置がいるにしてもわずかに必要なだけであるが、粘土質ローム、砂質粘土ロームやシルト質ロームの排水には有効である。図-2.12に路床地下排水の詳細図を示す。

2-4 法面排水¹⁵⁾

法面に設けられる排水設備には、縦排水溝、法肩排水溝、小段排水溝などがある。縦排水溝は、盛土の路肩に設けられた側溝の水を盛土下の水路に導く排水溝であり、法肩排水溝とは、切取り法面の法肩に設けて隣設地の水が切取り法面に侵入するのを防ぐものであり、長大法面の小段に設けるものを小段排水溝と呼ぶ。

縦排水溝には普通鉄筋コンクリートU型溝とし、その周辺は張芝等によつて保護される。法肩排水溝は、法面の土質、集水面積の広さ、地形等によつて設置の可否が決定される。一般的に流量が少ない場合は、素堀程度が使用されるが、流量が多い場合は、U型あるいは、半円形のコンクリート製の排水溝が使用される。小段排水についても前者とほぼ同程度に考慮されている。

2-5 その他^{85), 88)}

高速道路中央分離帯、バスストップ等の地下排水については、盲排水溝を縦断方向に設置されているが表面が舗装され雨水の浸入の恐れがない場合は設置する必要がない。又切取り法面からの浸透水のシャ断と路床の地下水位を下げるために、切取区間の路肩には、有孔管による縦断方向の地下排水溝が設置され、地下水位の高い場所には、横断方向に道路の中心線と45°～90°に交差するような盲排水溝が設定される。

その他、広域地帯の表面排水、特に空港のエプロンについては2-3でふれたが、この他、露天駐車場のごとく広範な舗装帯の排水には、グレエーティング方式による横断排水溝によつて排水されるのが普通であり、このような特殊な場合には、然んどが従来の慣例や設計技術者の判断にゆだねられているのが現状である。

2-6 従来の設計法の問題点

古来、雨水流出量あるいは通水量については、多くの理論的、実験的な研究がなされ、ある程度確立された方式が適用されているからさして問題にする点はない。とはいつても、全然問題がないわけではなく、降雨強度の選定、流出係数の考え方、通水量算定に使用されるマンニ

ング公式の適用性等については，今後さらに考究すべき問題が残されている。

上述の問題と合せて，雨水ますの機能や配置計画については本論を参照されたい。