

土 木 研 究 所 報 告

第 156 号

道路交通騒音の予測計算方法に関する研究.....金 安 公 造...(1)
金 泉 昭

治水計画の策定および評価に関する研究(I).....山 口 高 志...(57)
吉 川 勝 秀
角 田 学

昭 和 56 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1981 Fiscalyear by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

道路交通騒音の予測計算方法に関する研究

金 安 公 造*
金 泉 昭**

Study of Calculation Methods of Road Traffic Noise

by Dr. Kozo Kaneyasu
Akira Kanaizumi

Synopsis:

This paper reports on calculation methods of road traffic noise and reduction of noise by barriers, which are used as one of the counter-measures for road traffic noise. Feirst, authors point out the problems related to road traffic noise in Japan and explain aims and contents of the paper. Second, calculation models are classified as the empirical model, analytical model, probability model and others, and structures and problems of each model are explained. Third, the compatibility of such models as the equal spacing model, the exponential distributed vehicle model and the temporal distribution model are studied comparing with actual measured noise levels in fields. Fourth, authors show the theory of diffraction of noise by barrier and results of experiments carried out in an acoustic room and in fields, and then propose the calculation method of the reduction of road traffic noise by barriers. Last, conclusions and future problems of research works related to road traffic noise are pointed out.

Key words: vehicle noise, prediction model, diffraction of sound, noise barrier

要 旨: この報文は道路交通騒音の予測計算方法と防止対策の一つである遮音壁の減音効果について述べたものである。まず、日本における道路交通騒音の問題点を挙げ、本研究の目的と内容を示した。第二に、道路交通騒音の予測モデルを、経験的モデル、解析モデル、確率論モデル、その他のモデルに分け、それぞれのモデルの構成と予測上の問題点を示した。第三に、これらのモデルのうち、一列等間隔モデル、指数分布モデルおよび時間分布モデルについて、現場での実測値によって適合性を検討した。第四に、障壁による音の回折減衰の理論および実験結果を示し、遮音壁による道路交通騒音の減衰効果の計算方法を示した。最後に、結論および道路交通騒音に関する研究の今後の問題点を示した。

キーワード: 自動車騒音、予測モデル、音の回折、遮音壁

* 道路部長 (現金部部長) 工博

** 道路部交通環境研究室主任研究員 (現 (株) KCS 取締役第二研究室長)

目次

1. 序論	(2)	(1) シミュレーション法による計算	(20)
1.1 道路交通騒音に関する問題点	(2)	(2) ハイブリッド・モデルによる計算	(25)
1.2 本研究の目的	(3)	4. 障壁による音の減衰	(36)
1.3 本研究の内容	(8)	4.1 点音源からの音の減衰	(36)
2. 道路交通騒音の予測モデル	(9)	(1) Redfearn の理論値	(36)
2.1 概説	(9)	(2) Krichhoff の近似理論値	(36)
2.2 既往の研究		(3) 前川の実験値	(39)
(1) 経験的モデル	(9)	(4) 本研究における実験値	(39)
(2) 解析モデル	(11)	4.2 線音源からの音の減衰	(41)
(3) 確率論モデル	(11)	(1) 既往の研究	(42)
(4) その他のモデル	(12)	(2) 本研究での検討	(42)
2.3 予測モデルの問題点	(12)	(3) 実用的な計算方法	(42)
(1) 音源のパワーレベル	(12)	4.3 有限長壁による線音源からの音の減衰	(44)
(2) モデルの構成	(13)	4.4 実測値による検討	(45)
(3) 過剰減衰の影響	(13)	(1) 現場実験	(45)
3. モデルの適合性の検討	(14)	(2) バイパスでの実測	(52)
3.1 路肩部での検討	(14)	5. 結論および今後の問題点	(52)
(1) 実測値	(14)	5.1 結論	(52)
(2) 対象としたモデル	(16)	5.2 今後の問題点	(53)
(3) 計算ケースおよび所要時間	(17)	(1) 道路交通騒音の評価指標の検討	(53)
(4) 結果と考察	(17)	(2) 音源対策の効果の検討	(53)
3.2 道路から離れた地点での検討	(20)	(3) 複雑な道路構造に対する予測方法の 開発	(54)
(1) 実測値	(20)	謝辞	(54)
(2) 対象としたモデル	(20)	参考文献	(55)
(3) 結果と考察	(20)		
3.3 その他のモデルの検討	(20)		

1. 序論

1.1 道路交通騒音に関する問題点

道路は物資の輸送や人の移動に欠くことのできない最も基本的な公共交通施設であり、地域開発あるいは沿道の土地利用も適切な道路整備が伴わなければ進展しない。また、このような交通機能の外に、公共空間としての機能も重要であり、各種の交通・通信・輸送施設の収容スペースとして活用されているとともに、市街地では良好な居住環境の形成、防災空間の確保などの重要な役割を果たしている。

昭和29年度を初年度とする第1次計画以来、道路整備5ヵ年計画は逐次改訂され、53年度から総額28兆5千億円の第8次計画が始まったが、これまでの道路投資により、道路の整備は急速に進められ、高速自動車国道の供用延長は約2,900 km に達し、55年度末には、幹線である国・都道府県道 169,475 km のうち、改良済、69%、

舗装済85%となっている¹⁾。

これらの道路の整備に伴って、陸上輸送における自動車のシェアも高まり、52年度におけるわが国の陸上輸送量は、貨物が4,631百万トン、1,844億トンキロ、旅客が47,372百万人、6,809億人キロであるが、これらに占める自動車交通の割合は、それぞれ、貨物が、96%、78%旅客が62%、54%となっており、40年度に貨物が90%、46%、旅客が48%、32%であったことと比べると大幅に拡大してきている²⁾。

しかし、道路の整備に伴い、自動車の大形化、高速化、大量化と、わが国の過密な土地利用の現状とから、騒音、振動、大気汚染などのいわゆる交通公害が顕著となり、生活環境への影響が現われてきた。とりわけ、騒音は各種の公害のなかでも日常生活に關係が深く、騒音に対する苦情件数は公害に関する苦情のうち最も多く、52年度においても、全苦情件数の約3割を占めている。道路交通騒音に対する苦情件数は工場騒音、建設騒音に対する苦情件数に比較すれば少ないが、近年、訴訟等も提起されて、大きな社会問題となっている。

表-1.1 年別の環境基準の達成状況および要請限度の超過状況¹⁾

年別	項目別	測 定 点	数環境基準を満足する 測定点数	要請限度を超える要 請限度数
47		708	71 (10.0%)	259 (36.6%)
48		655	87 (13.3%)	197 (30.1%)
49		1,460	205 (14.0%)	364 (24.9%)
50		1,846	284 (15.4%)	583 (31.6%)
51		2,263	481 (21.3%)	439 (20.3%)
52		2,802	494 (17.6%)	626 (22.3%)
53		3,315	565 (17.0%)	746 (22.5%)

(備考) 1. () 内の数値は、測定点数に対する比率である。

2. 測定点は、当該地域の騒音を代表すると思われる地点又は騒音に係る問題を生じ易い地点を毎年度道府県が選定したものである。

3. 51年年以降は、4時間帯(朝方、昼間、夕方、夜間)とも測定されている測定点につき集計処理したものである。

環境庁の発表²⁾によると、年別の環境基準³⁾の達成状況および要請限度(騒音規制法第17条第1項の限度)⁴⁾の超過状況は表-1.1のとおりである。

52年中に都道府県が実施した3,315の測定点の測定結果を見ると、環境基準を満足する測定点は565点(全測定点の17.0%)、また要請限度を超える測定点は746点(全測定点の22.5%)となっている。また、表-1.2は区域の区分別に示したもので、住居の用に供されているため静おくの保持を必要とする第2種区域においては、特に騒音の程度が高く、1,519測定点中、環境基準を満足する測定点は80点、5.3%にすぎず、逆に要請限度を超える測定点は532点、35.0%となっている。

また、全測定点について環境基準を超過している程度を見ると図-1.1のとおりであり、環境基準を10 dB(A)以上超過している地点もかなり多い。時間帯別に見ると、夜間は環境基準を満足する測定点の比率が他の時間帯より多いが、環境基準を大きく超過している測定点の比率も多くなっている。

次に、建設省が直轄で管理している一般国道について本研究で調査した騒音の実態は図-1.2(a)および(b)に示すとおりである⁵⁾。環境基準を満足する割合、要請限度を超える割合などは、前述の環境庁の調査による都道府県の測定結果と大差はない。また、46年度からの経年変化の傾向も、測定地点の増加を考慮すれば、あまり変わらないといえる。

このように、道路交通騒音は社会的に極めて重要な問題となっており、適切な防止対策を講ずることは、道路を計画し、建設し、管理していく上での急務となっている。

「騒音に係る環境基準について」の「第6 環境基準達成のための施策 2」では、道路交通騒音に対する総合的施策の推進として、規制の強化、土地利用の適正化および騒音防止施設の設置の改善の促進という対策に加えて、騒音低減のための自動車の改善、道路交通騒音低減に資する道路構造の改善、都市再開発の推進、交通の円滑を著しく妨げない範囲における交通規制の実施、交通取締りの強化等の各種の施策を総合的に推進することとしている。

これらの施策のうち、道路管理者として、特に道路構造の改善によって有効適切な対策を講ずる必要がある。また、道路計画において、事前に騒音の影響を予測し、評価するため、あるいは防止対策の効果を検討するためにも、道路交通騒音の予測方法を確立する必要がある。

1.2 本研究の目的

本研究は道路計画において事前に道路交通騒音の影響を予測し、評価するために必要な予測方法および防止対策の効果を検討する方法の開発を目的としている。

道路交通騒音の予測方法の開発および防止対策の効果の検討のためには、第一には、音源である自動車から発生する音の特性を明らかにする必要がある。ある地点の騒音レベルの大きさは、音源である自動車のパワーレベルの大きさに関係がある。したがって、自動車のパワーレベルが、車種、走行速度、走行状態、路面性状、道路の縦断こう配などどのような関係にあるかを明らかにする必要がある。

道路交通騒音の予測モデルでは、一般に、自動車からの音は無指向性の点音源、すなわち、自動車から放射さ

表-1.2 区域の区分別環境基準の達成状況及び要請限度の超過状況¹⁾

区域の区分	車線数	測定点数	環境基準を満足する 測定点数	要請限度を超える測 定点数
第一 種 区 域	1	11	5 (45.5)	3 (27.3)
	2	112	22 (19.6)	10 (8.9)
	3 ~ 4	43	10 (23.3)	5 (11.6)
	5 ~ 6	5	0 (0.0)	0 (0.0)
	7 ~ 8	1	0 (0.0)	1 (100.0)
	9 以上	4	0 (0.0)	3 (75.0)
	計	176	37 (21.0)	22 (12.5)
第二 種 区 域	1	76	7 (9.2)	28 (36.8)
	2	968	41 (4.2)	319 (33.0)
	3 ~ 4	378	27 (7.1)	140 (37.0)
	5 ~ 6	71	5 (7.0)	26 (36.6)
	7 ~ 8	14	0 (0.0)	11 (78.6)
	9 以上	12	0 (0.0)	8 (66.7)
	計	1,519	80 (5.3)	532 (35.0)
第三 種 区 域	1	48	42 (87.5)	0 (0.0)
	2	961	297 (30.9)	82 (8.5)
	3 ~ 4	393	65 (16.5)	69 (17.6)
	5 ~ 6	82	5 (6.1)	16 (19.5)
	7 ~ 8	26	5 (19.2)	2 (7.7)
	9 以上	18	0 (0.0)	15 (83.3)
	計	1,528	414 (27.1)	184 (12.0)
第四 種 区 域	1	2	2 (100.0)	0 (0.0)
	2	60	23 (38.3)	3 (5.0)
	3 ~ 4	24	7 (29.2)	3 (12.5)
	5 ~ 6	6	2 (33.3)	2 (33.3)
	7 ~ 8	0	0 (0.0)	0 (0.0)
	9 以上	0	0 (0.0)	0 (0.0)
	計	92	34 (37.0)	8 (8.7)
合	計	3,315	565 (17.0)	746 (22.5)

(備考) 1. () 内の数値は、測定点数に対する比率である。

2. 測定点は、朝方、昼間、夕方及び夜間のすべての時間帯について測定されているものである。

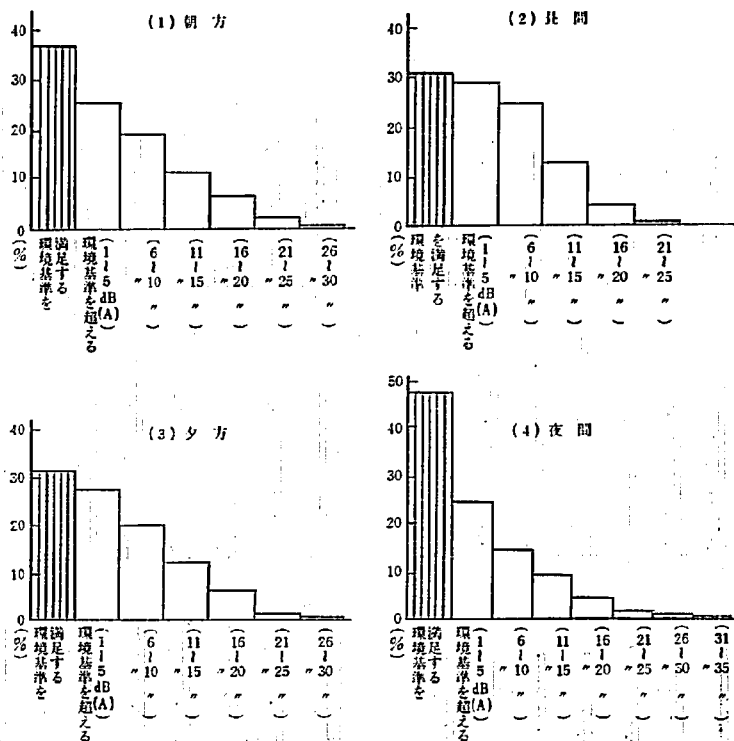


図-1.1 環境基準超過騒音レベル頻度図

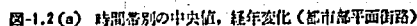
れる音のエネルギーは方向によって差はないと、仮定されている。したがって、自動車騒音に極端な指向性があれば、この考え方は成り立たなくなるので、指向性について調査する必要がある。また、障壁などによる音の回折減衰あるいは音の伝搬過程で生ずる地表面の摩擦などによる減衰は、音の周波数によって異なるので、自動車騒音の周波数特性を明らかにする必要がある。

第二に、道路交通騒音の予測方法を開発するためには自動車から発生する音の伝搬について明らかにする必要がある。一般に、空气中を伝搬する音は音源から離れるにしたがって、点音源からの音は、逆二乗則によって理論減衰するが、この外にも気象（風、気温、湿度など）あるいは地表面などの影響による、いわゆる過剰減衰（excess attenuation）を生ずる。前者については、道路交通騒音が特に問題となる道路の近傍、一般に道路から100m程度までの地点では、あまり大きな影響がないとされている。しかし、後者については、特に受音点が地表面に近い場合は、かなり影響があることは実測の結果

からも明らかである。したがって、この過剰減衰の影響を予測モデルに組み込む必要がある。

また、道路交通騒音は時間的に大幅にかつ不規則に変動しているが、その理由は、走行している自動車の音響パワーは絶えず変動しており、また、多数の自動車がランダムに走行して、あるいは受音点に近づき、あるいは遠ざかっていくことなどによる。このような自動車の走行位置および音響パワーの時間的な変動を考慮する必要がある。

道路交通騒音の予測モデルとして、経験的モデル、解析モデル、確率論モデルなどが発表されており、そのうち、いくつかは中央値（ L_{50} ）の予測計算に用いられているが、前述の過剰減衰の影響あるいは自動車の位置および音響パワーの変動の状況のモデル化については、必ずしも理論的であるとはいえない。したがって、本研究ではこれらのモデルの構成をレビューし、予測方法上の問題点を明らかにし、各モデルの適合性を実測値との比較によって検討しようとするものである。



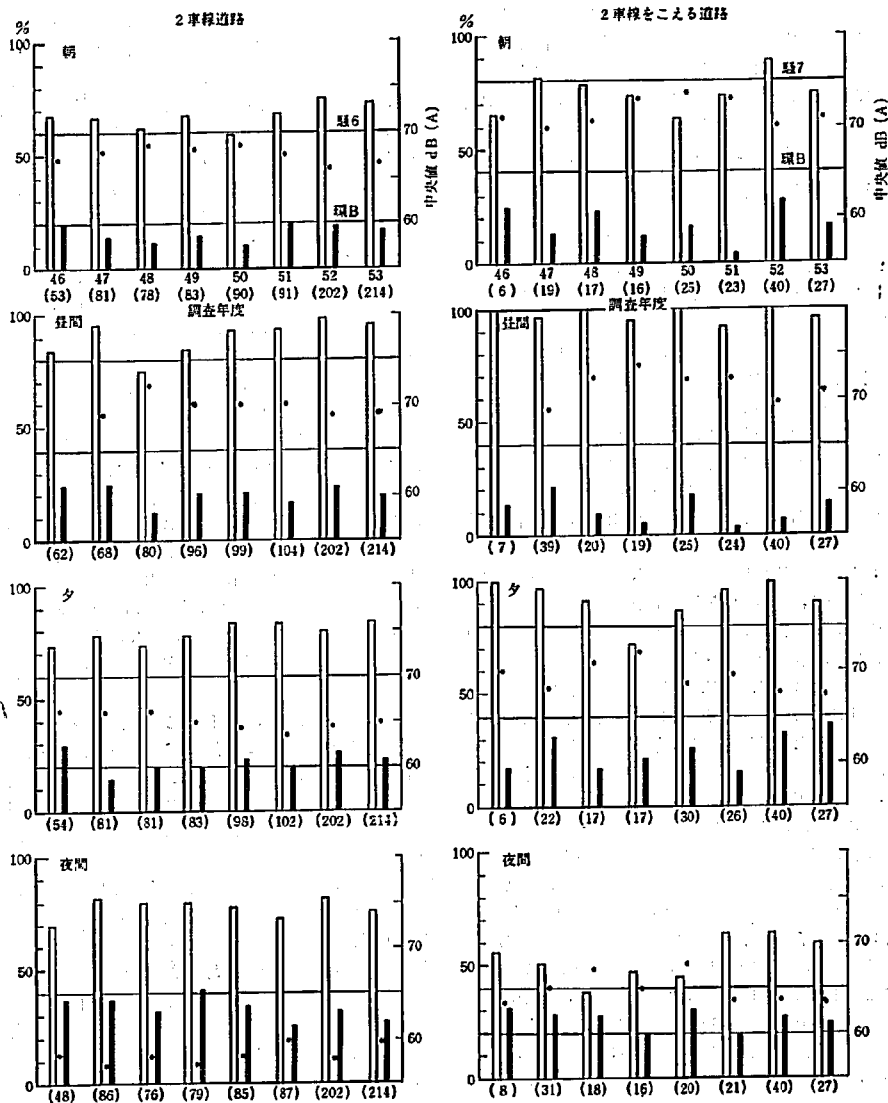


図-1.2(b) 時間帯別の中央値, 経年変化(地方部平地)

第三に、道路交通騒音の防止対策の一つとして、道路管理者が多く採用しているのは、遮音壁の設置あるいは切土、盛土、掘削、高架などの道路構造である。これらによる減音効果は障壁による音の回折減衰によるものである。したがって、音の回折減衰の理論を明らかにし、実測値との対比によって減音効果を検討することは、極めて重要なことである。防止対策としては、この外に音源対策、沿道の緩衝性建築物の設置、交通運用などがあるが、本研究ではこれらは対象としていない。

1.3 本研究の内容

本研究は道路交通騒音の予測方法および遮音壁などによる防止対策の効果を、交通工学の立場にたって実用的にとりまとめ、その適合性を明らかにしようとするものである。

まず、予測方法については、理論的に明確であり、かつ十分に実用的であり、さらに経済的に予測計算ができることが重要である。そのためには、前節で述べたように、道路上の自動車からの音の発生、伝播、回折などの現象を明らかにするとともに、自動車の走行状態を的確にシミュレートし、短時間に計算が可能なモデルを開発する必要がある。また、遮音壁などによる防止対策の効果を検討するためには、音の障壁による回折減衰を明らかにし、実測値との対比によって、減音効果を検討する必要がある。これらのうち、自動車からの音の発生については、前報告りで詳述しているため、本報告では音の伝播、回折について述べる。

これらについて、以下、章を追って説明する。

第1章においては、第1節で道路整備の進展とこれに伴って生じた交通公害、特に道路交通騒音とその問題点について述べた。第2節では本研究の目的を具体的に明らかにし、第3節では本研究の概要を述べた。

第2章においては、これまでに発表されている予測モデルをレビューし、これらのモデルの構成および予測計算での問題点を論じた。第1節は概説であり、道路交通騒音の評価量との関連で、特定の評価指標で示される騒音レベルの予測手法を開発する必要性について述べた。第2節では、既往の研究についてレビューし、これまでに発表された予測モデルを、経験的モデル、解析モデル、確率論モデル、その他のモデルに分類し、これらのモデルの構成、特徴などを述べた。最後に第3節では、予測手法の問題点として、①音源のパワーレベル②モデルの構成③過剰減衰の影響について論じ、これらの検討のため、各種のモデルによる計算値と実測値との対比が必要なることを述べた。

第3章においては、1列等間隔等パワーモデル、指数分布モデルおよび時間分布モデルの実測値による検討に

ついて述べた。まず、第1節では、①パワーレベル②モデルの構成、を検討するために行った路肩部での実測値と計算値との比較について述べた。すなわち、中央値および L_{10} 、(80% レンジの上限値) については、どのモデルも、現在、日本音響学会が提案して広く実用に供されている中央値の予測計算方法と、ほぼ同程度の適合性があり、特に各モデルとも、車線別に合成した方が適合性が良いことが明らかになった。しかし、 L_{10} (80% レンジの下限値) および $(L_{10}-L_{10})$ については、どのモデルも適合性が悪く、実用に供することができないことが判った。また、 $\bar{\alpha}$ (実測値から計算値を減じた値 α の平均値) は、中央値について、どのモデル、どの方法でも負の値となっていることから、平均的に、現在の日本音響学会が提案している自動車のパワーレベルは、中央値の予測計算に対して大きめであるということが判った。

次に、第2節では、道路から離れた地点 (80m まで) の実測値と計算値とを比較し、③過剰減衰の影響を検討した結果について述べた。路肩部での検討の結果、時間分布モデルと指数分布モデルとは計算値にあまり差はないが、電算機による計算所要時間は前者は後者の約1/30程度であることから、確率論モデルとしては時間分布モデルのみを対象とした。この結果、筆者らが実験で得た平地での音の減衰係数を用いた時間分布モデルは、どの交通量の範囲、また L_{10} 、 L_{10} 、 L_{10} 、 L_{10} (等価騒音レベル) の4つの評価指標のすべてについて、路肩部では計算値がやや過小となるが、80mの範囲にわたって適合性が良いことが判った。

最後に、第3節では、道路および交通条件が非常に複雑なインターチェンジにおけるシミュレーション法による予測計算結果および関連路方式 (平面街路上に高架の道路が併設されている方式) の道路の平面街路から高架道路へのランプについて、ユニットパターンを用いたハイブリッド・モデルによる予測計算結果を、それぞれ実測値と比較した結果、比較的良く合うことを示した。

第4章においては、道路の防音対策として、現在、広く用いられている遮音壁の減音効果を求めるための基礎的な回折理論および本研究で行った実験について述べた。また、実際にバイパスに設置されている遮音壁の減音量を測定し、筆者らが提案した方法による計算値と実測値とは比較的良く合うことを確認した。まず第1節では、障壁などによる音の減衰について、最も基本となる点音源からの音の回折理論を、Redfearn の理論値および Kirchhoff の近似理論値について述べた。つぎに、Kirchhoff の理論値を検証するために行われた前川の実験および筆者らが行った試験走路での野外実験と無響室内の模型実験について述べ、点音源からの音の回折減

算値を求めるための実用的な式を提案した。

第2節では、実際の自動車交通に適用するために、前節で述べた点音源の場合を、線音源の場合に拡張するためのKurzeらの近似方法および山下・子安の模型実験について述べた。さらに、本研究で行ったKurzeらの近似方法の適用範囲の検討について述べた。この結果、Kurzeらの近似は誤差は小さく、かつ減衰値が小さめであり、安全側の計算となることを確認した。最後に、日本音響学会が提案している回折補正値について述べた。

第3節では、実際に道路に設けられる遮音壁は必ずしも理論的な半無限長障壁とはみなされないことがあり、この場合には壁端から回り込む音によって回折減衰値は小さくなるので、その補正が必要となるので、本研究で検討した補正方法について述べた。

第4節では、4車線の一般国道で行った12種の遮音壁の実験および一般国道のバイパスに設置された遮音壁の減音効果を実測した結果について述べた。前者では、パネル単体としては40dB程度の減音効果があるが、実際に道路に設置された遮音壁は、25dB程度以上の減音効果は期待できないことが明らかになった。また、後者では有限長壁として、第3節で検討した方法で補正すれば、計算値と実測値とは比較的良く合うことを確認した。

第5章においては、結論と今後の問題点について述べた。特に今後の問題点としては、①道路交通騒音の評価指標について、国際的な動向を考慮すれば L_{eq} による評価を検討する必要があること②音源対策として自動車騒音の許容限度が低減されたことによって、今後生産される自動車のパワーレベルを調査する必要があること③複雑な構造の道路における予測計算方法として、本研究でも1例を示したシミュレーション法あるいはハイブリッド・モデルなどについて、今後より一層、研究を促進する必要があることを述べた。

2. 道路交通騒音の予測モデル

2.1 概説

道路交通騒音の特徴は、自動車という移動する騒音源が、受音点に接近し、その目前を通過し、受音点から遠ざかるに従って、受音点の騒音レベルが次第に大きくなり、最大となり、また、次第に小さくなるという現象を示すことであり、多数の自動車が連続して走行する場合には、このような現象が次々と生じ、また、それぞれの自動車からの騒音が互いに影響し合い、個々の自動車の音響パワーは時々刻々変動して、これらの現象が複雑に重なり合って、不規則にかつ大幅に変動する騒音となることである。

日本工業規格⁹⁾では、このように不規則にかつ大幅に

変動する騒音は中央値をもって表示することとしており、また、法令¹⁰⁾あるいは基準¹¹⁾でも、道路交通騒音は原則として中央値で評価することとしている。したがって、建設省所管事業環境影響評価技術指針細目・道路事業編(案)に示されているように、道路計画に係る環境影響評価では、一般に、道路交通騒音の予測は中央値について行うのが原則となっている。

一方、道路交通騒音の評価指標としては、英国¹²⁾では L_{10} を採用しており、オランダ¹³⁾、スウェーデン¹⁴⁾、西ドイツ¹⁵⁾などでは、 L_{eq} を基本とした評価指数が提案されている。

騒音に係る基準として、ある評価指標による評価レベルを設定する場合には、その指標で表わされる騒音レベルを計算する手法が開発されていなければならない。中央値の予測計算方法については、1列等間隔等パワーモデルから導かれた計算式が、広く実用に供されている¹⁶⁾。しかし、このモデルは後述のように、道路、沿道、交通などの条件が極めて単純な場合に適用されるものであり複雑な条件の場合には適用できず、また、評価指標も中央値に限られており、道路交通騒音の変動状態を示すその他の評価指標の計算には適用できない。

1列等間隔等パワーモデルのほかに、いくつかの予測モデルが研究されているが^{17)~19)}、実測値による検討は十分には行われておらず、これらのモデルは、現時点では、わが国では実用に供されているとはいえない。

この章では、道路交通騒音の予測モデルについて、既往の研究をとりまとめ、予測計算上の観点からの問題点を述べる。

2.2 既往の研究

これまでに発表されているモデルを、経験的モデル、解析モデル、確率論モデル、その他のモデルに分類し、モデルの構成、予測計算式などについて述べる。

(1) 経験的モデル

このモデルは、実際の道路上で騒音レベルを実測し、同時に、交通条件(交通量、走行速度、車種構成など)、道路条件(路面性状、横断形状など)、伝搬条件(音源からの距離、地表面の状況、気象など)などの中から、騒音レベルに関係すると予想されるいくつかの要因の物理量を計測し、これらの要因の物理量と騒音レベルとの関係式を統計処理によって求めるものである。

この方法は、現象のモデル化のために最も基礎的な方法であり、測定条件の範囲内では、騒音レベルを一定の精度で予測することが可能である。しかし予想した要因と騒音レベルとの間の理論的な関係が明らかにされていないため、測定条件の範囲外では適用できない。また、各種の条件ごとに予測計算式を得るためには、それ

表-2.1 経験的モデルによる予測式の例⁽¹⁾

発表者	予測式	道路条件	交通条件	文献
Johnson & Saunders	$L_n = 3.5 + 10 \log N - 10 \log D + 30 \log S$	① On a level roadway ② D : roadway の中心線からの距離 (ft.)	① Normalized to include 20% commercial vehicles such as trucks ② Speed range was considered from 33 to 55 mph.	J. Sound & Vibration. 7, (2), 1968.
北村音志, 佐々木実 斎藤正昭	騒音レベル $= 10 \log N + 34.8 - 20 \log r / 10 + 0.18 \times (V - 80)$	① 名神高速道路 ② r : 路肩端からの距離 (m)	$1,000 < N < 3,000$ (台/時) $10 < r < 40$ (m) $50 < V < 100$ (km/h)	日本音響学会研究発表会講演論文集, 昭和44年5月, p. 206
守田 栄, 望月富雄	$SL(A) = 18 \log N + 13$	都市内街路	$N < 5,000$ (台/時) (注1)	日本音響学会研究発表会講演論文集, 昭和45年10月, p. 391
建設省土木研究所	$L_M = 10 \log N + 40$ $L_M = 10 \log N + 41$ $L_M = 10 \log N + 41$ $L_M = 15 \log N + 27$ $L_M = 20 \log N + 12$	市街 平面部の路肩 " 交差部の路肩 郊外 平地部の路肩 " 盛土部の路肩 " 切土部の路肩	$200 < N < 6,000$ (台/時) $400 < N < 12,000$ (") $200 < N < 3,600$ (") $200 < N < 3,600$ (") $600 < N < 3,600$ (")	道路交通騒音調査資料, 昭和45年12月
出 塚 征 彦	$SPL = 14.2 \log n + 38.5$		SPL : 騒音レベル (dBA) n : 交通量 (台/5分)	日本音響学会研究発表会講演論文集, 昭和47年5月, p. 489
山口道征, 朝生周二 石井聖光	$L_{Aeq} = 13.0 \log n + 41.5 \log \left(1 + \frac{a}{100}\right) + 43.5$	環7車道端 6車線	$80 < n < 600$ (台/5分) $55 < V < 75$ (km/h)	日本音響学会研究発表会講演論文集, 昭和47年5月, p. 491
交通工学研究会 東京都建設局・公営局	$L = 41 + 10 \log N^*$	環7道路端	L : 騒音レベルの中央値 $N^* = 6N_1 + N_2$ = 等価交通量 (台/時)	環状7号線沿線交通環境調査報告書, 昭和48年5月, p. 343

(注1) 文献には範囲は明記していないが、掲載の図から筆者などが推定したものである。

表-2.2 一列等間隔等パワーモデルの前提条件

(1) 音 源	(2) 道 路 交 通	(3) 道路および沿道
① 自動車は無指向性の点音源である。	④ 自動車は一つの車線の中央を走行している。	⑦ 道路は直線かつ水平であり、受音点から音源を無視して見通すことができる。
② それぞれの自動車は位相のでたらめな騒音を生じていて音波の干渉などは無視できる。	⑤ 走行している自動車の車頭間隔はすべて等しい。	⑧ 音源から受音点までは平坦で段差はない。
③ すべての自動車の音響パワーは等しい。	⑥ すべての自動車の走行速度は等しく、かつ一定である。	⑨ 道路および沿道は音響的に完全反射体である。

その条件ごとに統計的に有意な実測資料を収集する必要がある。

表-2.1は、これまで発表されている経験的モデルの主なものをとりまとめたものである¹¹⁾。

(2) 解析モデル

このモデルは、騒音レベルに関係するいくつかの要因の物理的特性をあらかじめ明らかにし、それらの要因の物理量と騒音レベルとの関係式を解析的に求めるものである。音源である自動車を連続線音源とするモデルと、分離点音源とするモデルとが発表されている。

a. 連続線音源モデル

連続線音源モデルは、交通量が非常に多くなって、自動車は一つの車線の中心線上に線状に均一に分布しているとするものであり、NCHRP Report 117¹²⁾では、乗用車のみの交通に対するものとして、次式を示している。

$$L_{11} = 20 + 10 \log_{10} N - 10 \log_{10} D + 20 \log_{10} S \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

ここで、

- L_{11} : 騒音レベルの中央値 (dB(A))
- N : 自動車交通量 (台/時)
- D : 車道中心線から受音点までの距離 (ft.)
- S : 平均走行速度 (マイル/時)

である。

このモデルでは音源として無限長の線音源を仮定しているので、騒音レベルは常に一定であり、中央値以外の騒音レベルの統計値 L_n を求めることはできない。

b. 1列等間隔等パワーモデル

分離点音源モデルについて、解析的に取り扱われているのは1列等間隔等パワーの場合である。このモデルは1963年に庄子¹³⁾、1968年に Johnson & Saunders¹⁴⁾ によって発表されたものであり、モデルの前提条件は表-2.2に示すとおりである。

表-2.2の前提条件から、1列等間隔等パワーモデルによる予測計算式は、前報告¹⁾のとおり求めることができる。結果を再掲すると、

$$L = PWL - 8 - 20 \log_{10} l + 10 \log_{10} \left\{ \pi \left(\frac{l}{d} \right) \right.$$

$$\left. \frac{\sin h 2\pi \left(\frac{l}{d} \right)}{\cos h 2\pi \left(\frac{l}{d} \right) - \cos 2\pi \left(\frac{vt}{d} \right)} \right\} \dots\dots\dots(2.2)$$

$$L_M = PWL + 10 \log_{10} \left(\frac{1}{2} \tan h 2\pi \frac{l}{d} \right) = L_{11} \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

である。

ここで、

- L : 騒音レベル (dB(A))
- L_M : 騒音レベルの中央値 $= L_{11}$ (dB(A))
- PWL : 自動車のパワーレベル (dB(A))
- l : 車線中央から受音点までの距離 (m)
- d : 平均車頭間隔 (m)
- v : 平均走行速度 (m/sec)
- t : 自動車が受音点の直前にあった時からの時間 (sec)

である。

いま、 L_n を、ある観測時間のうち $n\%$ はこの値を超える騒音レベルが発生している時の騒音レベルであるとすると、(2.2) 式は (2.4) 式のようになる。

$$L_n = PWL + 10 \log_{10} \left\{ \frac{1}{2} \frac{\sin h 2\pi \left(\frac{l}{d} \right)}{\cos h 2\pi \left(\frac{l}{d} \right) - \cos 2\pi \left(\frac{a}{100} \right)} \right\} \dots\dots\dots(2.4)$$

(3) 確率論モデル

解析モデルは現象を確定的に取り扱っているのに対し、確率論モデルは音源である自動車の音響パワーの大きさ、あるいはその配置を不確定的に取り扱っている。

音響パワーに関しては、音源のパワーレベルがある一定値に対して確率分布しているという考え方が、いわゆるパワーにゆらぎがある場合として、また自動車の配置に関しては、車頭間隔が指数分布あるいはアーラン分布している場合などについてのモデルが発表されている¹⁵⁾。

a. 指数分布モデル

等間隔モデルで仮定したように、走行する自動車の車

頭間隔が等しいとみなすことができるのは、交通量が多くなって、自動車連続して走行している場合である。これに対して、交通量が比較的少ない場合には、自動車は自由な走行が可能であり、車頭間隔は必ずしも等間隔ではなく、一般にランダムに分布する。例えば、交差点、分岐点、交通信号その他の障害物がない道路で、比較的交通量が少なく、1台ごとの自動車相互に独立して走行している場合には、ある時間内に n 台の自動車通過する確率はポアソン分布となり、これらの自動車群の車頭間隔は指数分布するといわれている^{11), 12)}。

指数分布モデルには、電算機を用いたシミュレーション法¹³⁾と確率密度関数¹⁴⁾を求める方法とがある。

b. 時間分布モデル

このモデルは1973年 Nelson¹⁵⁾によって発表されたものであり、1台の自動車による受音点の騒音レベルの時間率（あるレベルを超える時間分布の生起確率）を求め、複数の自動車について合成することによって、任意の交通量（車種の混入割合の状態も含む）および車線数の道路からの騒音レベルの時間率を求め、これから受音点での騒音レベルの統計値 L_n を得るものである。

図-2.1に示すように受音点正面から片側に500 V(m) (V: 自動車の走行速度 km/h, 全長で1,000 V(m)の長さの道路を考える。すなわち、自動車が仮想車線上を平均速度 V(km/h)で1時間走行すると考える。ある基準距離 R(m)でのレベル L_R が得られれば、自動車が1時間走行する間の受音点の最大レベル(L_{max})および最小レベル(L_{min})は、それぞれ(2.5)および(2.6)式で得られる。

$$L_{max} = L_R + 10F \log_{10} R - 10F \log_{10} L_{max} \quad (2.5)$$

$$L_{min} = L_R + 10F \log_{10} R - 10F \log_{10} L_{min} \quad (2.6)$$

ここで、 F を減衰係数とすれば、半自由空間において、地表面が完全反射体の場合は2.0となる値であり、地表面による摩擦などにより過剰減衰がある場合には、2.0よりも大きな値となる。

いま、図-2.1で任意の位置に音源がある場合、その時の受音点Pのレベルが L であるとすれば、音源と受音点との距離 l は(2.7)式で求められるので、時間率 i (%)は(2.8)式で求まる。

$$i(L) = [10 \{ (L_R - L) / (5F + 2 \log_{10} R) + 1 \}]^{1/2} \dots (2.7)$$

$$i(\%) = \frac{i(L)}{500V} \cdot \frac{100}{1} = \frac{i(L)}{5V} \dots (2.8)$$

走行車1台について(2.8)式で計算された各騒音レベルに対応する時間率を、大型車と小型車との混入率、車線数、交通量に応じて、レベル合成法¹⁶⁾で合成することにより、与えられた条件に対する時間率を求めることができる。得られた時間率を騒音レベルの小さいものから累積加算すると、時間率10%に相当するのが L_{10} で

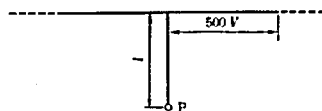


図-2.1 1車線道路モデル

あり、50%に相当するのが L_{50} 、90%に相当するのが L_{90} となる。

c. その他の確率論モデル

交通量が増し、車頭間隔が密になった場合、車頭間隔の分布はアーラン分布に近づくといわれている。アーラン分布は Γ 分布の一種であるが、特別の場合には、指数分布あるいは単位分布（確率1で一定の値をとる分布、等間隔モデルに相当する。）を含む。したがって、等間隔モデルと指数分布モデルの中間に位置すると考えられる。このモデルについては、特別のケースについてのシミュレーション計算が行われている¹⁷⁾。

(4) その他のモデル

以上は数学的モデルであるが、解析モデルにせよ、確率論モデルにせよ、実際の道路の現場の複雑な条件を忠実にモデル化することは困難な場合が多い。したがって一般に、地形、道路構造などは単純化してモデル化しているので、モデルの適用範囲は限定されている。そこでこのような複雑な条件の場合にしばしば用いられているのは、三次元のスケール・モデルを用いた無響室内における模型実験である。この方法には、模擬音源と実際の道路交通騒音との間の置換、スケール・モデルと実際の現場との音響特性の相似の制約があるが、特定の現場での予測方法としては有効な方法である。

また、条件の類似した現場あるいはスケール・モデルを用いて、単一の走行車の音の変動パターンを計測し、それから、時間分布モデルで述べた時間率に相当するものを計算し、計画道路で想定される交通状況を電算機でシミュレートして騒音レベルを計算する、いわゆるハイブリッド・モデルがある¹⁸⁾。

2.3 予測モデルの問題点

前節で述べたモデルによって、実際に予測計算を行うには、いくつかの問題点がある。以下にその主なものを述べる。

(1) 音源のパワーレベル

予測計算のためには音源である自動車のパワーレベルの大きさを定める必要がある。一般には、自動車のパワーレベルは、ある速度で走行している自動車から l (m)離れた側方の地点の音圧レベルを測定し、自動車を無指向性の点音源とみなし、自動車からの音は半自由空間を

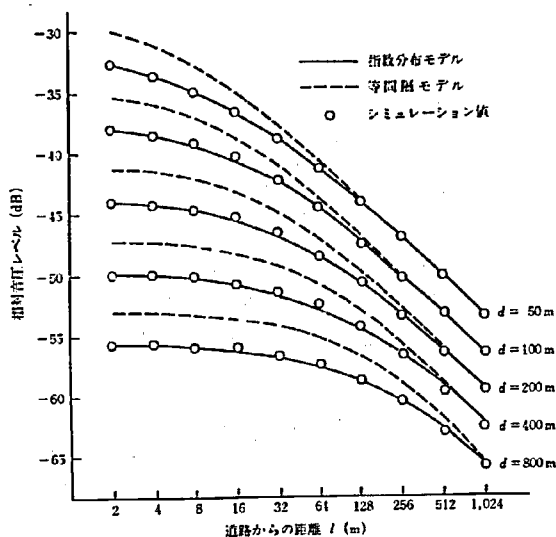


図-2.2 等間隔モデルと指数分布モデルによる音圧レベルの平均値の比較（等パワーの場合）¹¹⁾

伝搬するものとして、(2.9)式から求めている。

$$PWL = SPL + 10 \log_{10} 2 \pi l \dots\dots\dots (2.9)$$

ここで

PWL = 自動車のパワーレベル (dB(A))

SPL = 受音点の音圧レベル (dB(A))

l = 音源（自動車）から受音点までの距離 (m)

である。

前報告で述べたように、一般に自動車の音源はエンジン、ファン、ミッション、タイヤと路面などであり、厳密な意味では無指向性の点音源ではない。また、側方で測定される音圧レベルは上方での値と比べると3~5 dB(A)大きい。したがって、(2.9)式から求まるパワーレベルは大きめの値となるはずである。

現在、中央値の予測計算では、一般に日本音響学会が提案しているパワーレベルの値を用いているが、この値が妥当なものであるかどうかを検討することは、極めて重要である。

(2) モデルの構成

高木ら¹¹⁾は、指数分布モデルで求めた音圧レベルの平均値をシミュレーション計算の結果および等間隔等パワーモデルによる計算値と比較した結果を、図-2.2のように示している。この図によると、 l が小さい、すなわち道路の近くでは、等間隔モデルによるものは指数分布モデルによるものよりも2~3 dB(A)大きい値となってい

る。また、 l/d がほぼ2.5を超えると両モデルによる音圧レベルの平均値の計算値はほとんど差がなくなっている。

一方、パワーレベルが $\sigma=5$ dB(A)の正規分布をしている場合について、高木らは図-2.3を示しているが、この図によると、等間隔モデルによる音圧レベルの平均値の計算値は、道路から1,000 m程度離れた地点まで、指数分布モデルによる計算値よりも小さい。このことは、一般に、1列等間隔等パワーモデルによって中央値の予測計算を行っているので、予測方法上、問題となる点である。

このように、モデルの構成によって計算値が異なるので、実測値との対比によって、どのモデルが実測値と良く合うかを検討する必要がある。

(3) 過剰減衰の影響

一般に、音源からの音は、受音点に達する過程で吸収、反射、回折などの影響を受ける。回折については、4.で述べるように、理論的にも実験的にもほぼ明らかにされており、中央値の予測計算の場合の実用的な補正の方法が提案されている¹²⁾。しかし、吸収あるいは反射については、定量的な補正方法は明確でなく、中央値の予測計算では、これらの影響は a_1 という補正項に含めて処理されている。

a_1 の値は、実測値からこれらの影響を考慮しない（回

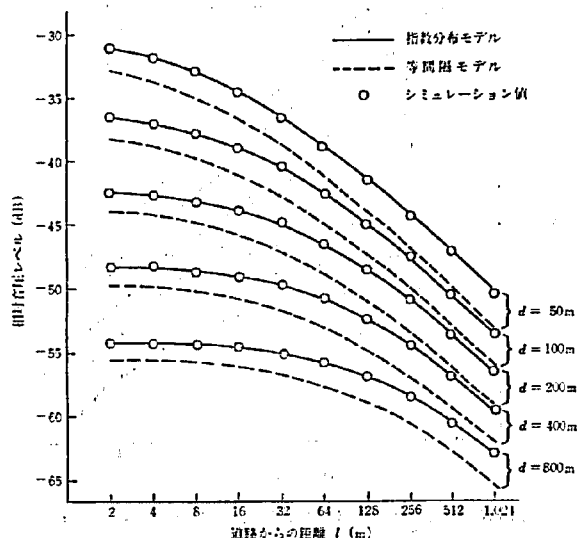


図-2.3 等間隔モデルと指数分布モデルによる音圧レベルの平均値の比較（パワーが5 dB(A)の正規分布をする場合）¹¹⁾

折がある場合は回波折衷を考慮した) 計算値を減じた値から定められたものであり、距離による理論減衰以外の、いわゆる過剰減衰を示すものである。図-2.4¹¹⁾にその一例を示すように、高架(中分間)を除いて α_1 は一般に負であり受音点が地表面に近いほど、また音の伝搬距離が長いほど、その絶対値は大きくなっている。すなわち、実測値よりも計算値は過大となっている。例えば、平坦な道路では、道路から80mの地上1.2mの地点では、 α_1 の値は-10 dB(A) となっており、この値はモデルの構成の違いによる計算値の差——(2)で紹介した等間隔モデルと指数分布モデルとによる差2~3 dB(A)よりも、かなり大きい値となっている。

地表面に近く、道路から離れた地点では、モデルの構成の違いよりも、過剰減衰の影響の方が、予測計算に与える影響が大きく、この影響をモデルの中にどのように組み込むかが重要な問題である。

3. モデルの適合性の検討

実際に道路交通騒音を予測計算するには、前章の2.3で指摘した問題点があり、これらについて、モデルによ

る計算値と実測値とを比較することによって検討する必要がある。

この章では、建設省が全国の多数の一般国道で行った騒音の実測資料¹¹⁾⁻¹³⁾を基に、前章で述べたモデルのうち、1列等間隔モデル、指数分布モデルおよび時間分布モデルについて、いずれも等パワーの場合の適合性を検討した結果について述べる。また、現在、開発中のシミュレーション法およびハイブリッド・モデルによる計算の例を示し、それぞれ実測値と比較した結果についても述べる。

3.1 路肩部での検討

(1) 実測値

実測した現場は、主として3種地方部の一般国道であり、直線区間で大きな縦断こう配もなく、沿道に建物がなく、また、近くに交差点、踏切などがなく、自動車は比較的自由に走行しており、前述の表-2.2の条件をほぼ満足する地点である。路肩部の実測値の交通条件は表-3.1に示すとおりである。また、受音点の地上高は1.2mであり、 L_{10} , L_{50} および L_{90} は10分間測定の騒音レベルの累積度数分布から求めた。

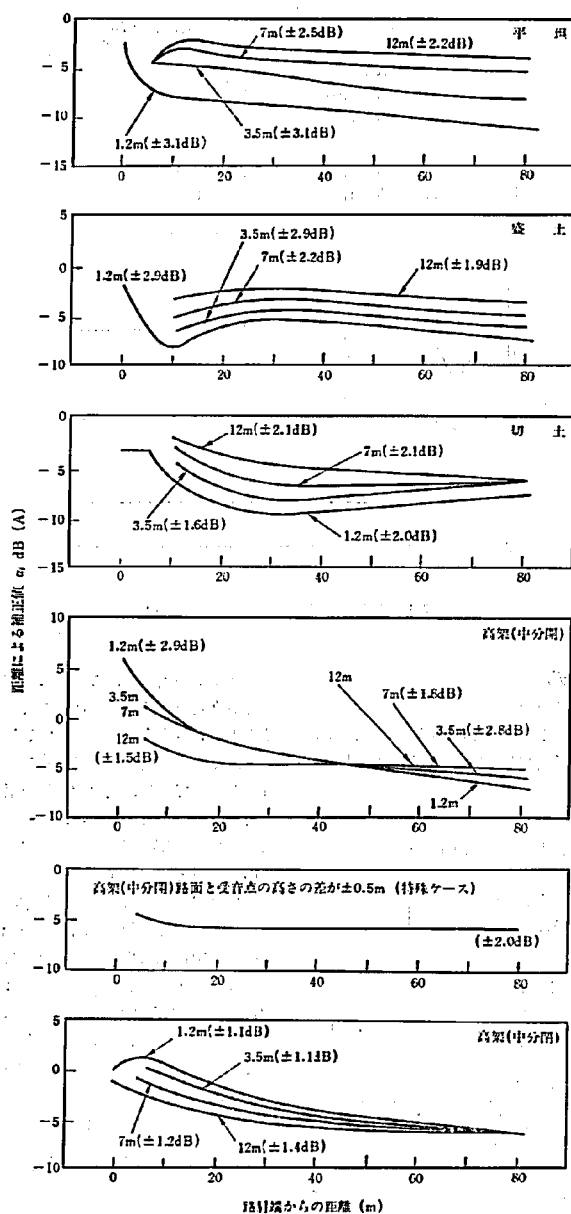


図-2.4 地上高さ別・距離別・道路構造別 $a_r^{(1)}$

表-3.1 路肩部の実測値の交通条件

車線数	交通量の範囲 (台/時)	データ数	平均交通量 (台/時)	平均走行速度 (km/hr)
2車線	$156 \leq N < 500$	13	373	約 50
	$500 \leq N < 1,000$	56	805	
	$1,000 \leq N \leq 1,578$	33	1,210	
	計	102	881	
4車線	$600 \leq N < 1,000$	17	865	60~70
	$1,000 \leq N \leq 4,416$	95	1,943	
	計	112	1,780	

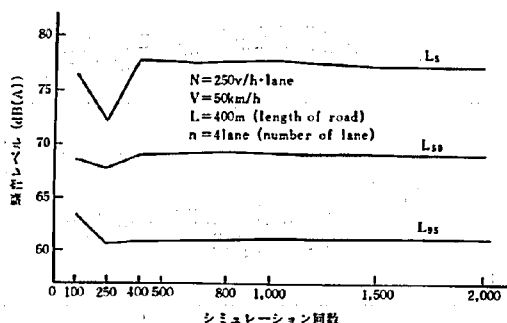


図-3.1 騒音レベルとシミュレーション回数

(2) 対象としたモデル

a. 1列等間隔等パワーモデル

L_s は (2.4) 式によって計算した。平均パワーレベル PWL は日本音響学会が提案している (3.1) 式の L_W の値を用いた。すなわち、

2車種分類の場合

$$L_W = 87 + 0.2V + 10 \log_{10}(a_1 + 10a_2)$$

3車種分類の場合

$$L_W = 85 + 0.2V + 10 \log_{10}(b_1 + 3.2b_2 + 16b_3) \quad \dots (3.1)$$

ここで

V : 平均走行速度 (km/h)

a_1 : 小型車種の混入割合

a_2 : 大型車種の混入割合

$$a_1 + a_2 = 1$$

b_1 : 乗用車種の混入割合

b_2 : 小型貨物車種の混入割合

b_3 : 大型車種の混入割合

$$b_1 + b_2 + b_3 = 1$$

である。

今回の検討において、音源のパワーレベルをパワーにゆらぎがない場合、すなわち、等パワーとして計算したのは、前章 2.3 の (3) で述べたとおり、モデルの相異による計算値の差よりも、過剰減衰の影響による計算値と実

測値との差が大きく、この影響を組み込んだモデルの適合性が重要であると考えたからである。また、パワーにゆらぎがある場合の計算は、電算機によるシミュレーションに非常に時間を要し、極めて不経済であり、本研究の目的の一つである、実用的な予測計算方法の開発ということに反するからである。この等パワーの仮定は、指数分布モデルおよび時間分布モデルについても同じである。

b. 指数分布モデル

指数分布モデルにおいて、確率密度関数から音圧レベルの平均値とその分散は求まるが、任意の統計値 L_s は、このままでは求まらない¹⁰⁾。そこで、電算機を用いたモンテカルロ・シミュレーションによる方法で L_s を求めた。図-3.1に示すように、図中の条件で、およそ500回のシミュレーションで L_s は安定した値となったので、シミュレーションの回数は500回とした。また、パワーレベルは、(3.1) 式の基となった車種別のパワーレベルを用いた。その値は (3.2) 式に示すとおりである。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{大型車種} & 97 + 0.2V \\ \text{小型車種} & 87 + 0.2V \end{array} \right\} \text{dB(A)} \quad \dots (3.2)$$

c. 時間分布モデル

(2.7) 式において、 $R=7.5\text{m}$ 、 $F=2.0$ として (2.8) 式から時間率を求め、実測値の交通条件および車線ごと

表-3.2 計算ケース

	路 肩 部			
	2 車 線 道 路		4 車 線 道 路	
	車線ごと	中央一本	車線ごと	上・下二本
等 間 隔	102	102	106	106
指 数 分 布	102	—	106	106
時 間 分 布	102	—	106	106
計	306	102	318	318

表-3.3 各計算手法での電算機 (TOSBAC—5600-160) による計算時間の対比

	等 間 隔	指 数 分 布	時 間 分 布
ケ ー ス 数	106	108	112
所 要 時 間 (単位: hour)	0.0043	1.1802	0.0416
1ケース当り所要 時間 (単位: 秒)	0.146	39.94	1.34

に合成して L_a を求めた。 L_R は $R=7.5m$ として (3.3) 式の値を用いた。

$$\left. \begin{array}{l} \text{大型車類} \quad 71.5 \pm 0.2 \text{ V} \\ \text{小型車類} \quad 61.5 \pm 0.2 \text{ V} \end{array} \right\} \text{dB(A)} \dots\dots (3.3)$$

(3) 計算ケースおよび所要時間

計算ケースは表-3.2に示すとおりである。また、それぞれの計算モデルの電算機 (TOSBAC-5600-160) による計算時間を比較した結果は表-3.3である。等間隔モデルを1としたとき、時間分布モデルは約10、モンテカルロ・シミュレーションでは約260である。モンテカルロ・シミュレーションでは1ケース当りのCPU時間は約40秒であり、これに対して時間分布モデルは、計算時間は約1秒である。

(4) 結果と考察

実測値から計算値を減じた値を α とし、 α の平均値 $\bar{\alpha}$ およびその標準偏差 s の値を表-3.4に示す。等間隔モデルを E 、指数分布モデルを M 、時間分布モデルを T で表わし、2車線道路では中央に全交通を配置する方法および4車線道路では上り・下りの方向にそれぞれの方向の交通を配置して求めたレベルを合成する方法に1、また2車線および4車線道路とも車線ごとに求めたレベルを一度に合成する方法に2の添字を付して、それぞれの方法で得られた $\bar{\alpha}$ および s を示した。

表-3.4の結果を考察すれば、以下のとおりである。

①中央値 (L_n) について

a. 2車線道路の場合、 E_1 では $\bar{\alpha}$ は約-3dB(A)であ

るが、 E_1 , M_1 , T_1 では、いずれも $\bar{\alpha}$ は ± 1 dB(A)の範囲にある。 α の標準偏差 s は、どの方法もあり差はなく、500台/時未満で約4dB(A)、500~1,000台/時で約3dB(A)、1,000台/時以上で約2.0dB(A)であり、交通量が少なくなるほど、 s が大きくなるという傾向を示している。

b. 4車線の場合、 E_1 では $\bar{\alpha}$ は約-2.5dB(A)であるが、 E_2 では-0.5dB(A)程度であり、車線ごとに計算したレベルを合成する方法の方が平均的に計算値と実測値との差は小さい。 M_1 , T_1 , M_2 , T_2 いずれも-2.0dB(A)程度であり、1と2との方法の差はほとんどない。 s は、どの方法もあり差はなく、600~1,000台/時で約3.0dB(A)、1,000台/時以上で約2.5dB(A)であり、いずれも2車線の場合よりも約0.5dB(A)大きい。

c. 2車線、4車線とも、いずれの方法でも $\bar{\alpha}$ は負の値であり、このことは、平均的に実測値は計算値よりも小さいことを示しており、予測計算上は安全側の計算となることを示している。

② L_{10} , L_{50} (80%レンジの上, 下端値) について

a. L_{10} については、500台/時以上の場合、どの方法でも $\bar{\alpha}$ は ± 2 dB(A)の範囲にあり、また s は約2.5dB(A)程度となっているので、実用計算には十分である。

b. L_{10} については、 $\bar{\alpha}$ は E では-7.5~-14.5dB(A)、 M および T では-5~-8dB(A)となっており、実測値よりも計算値が過大となっており、どの方法も実用

(a) 2車線道路

表-3.4 交通量別の $\bar{a}$ と s

(単位: dB(A))

	交通量の範囲 (台/時)	データ数	道 路 中 央	車線ごとに計算して合成する方法		
			等 間 隔 (E_1)	等 間 隔 (E_2)	指数分布 (M_2)	時間分布 (T_1)
L_{11}	$156 \leq N < 500$	13	+0.2 (4.2)	+2.0 (4.4)	+2.4 (3.9)	+1.7 (4.3)
	$500 \leq N < 1,000$	56	+0.8 (2.5)	+0.6 (2.4)	+1.5 (2.5)	+0.9 (2.4)
	$1,000 \leq N \leq 1,578$	33	+0.8 (2.3)	-1.0 (2.3)	+0.2 (2.5)	-0.5 (2.3)
	Total	102	+0.7 (2.7)	+0.2 (2.8)	+1.2 (2.8)	+0.6 (2.8)
L_{12}	$156 \leq N < 500$	13	-3.3 (3.8)	-0.4 (3.8)	-0.4 (3.8)	-0.5 (3.8)
	$500 \leq N < 1,000$	56	-3.3 (3.1)	-0.6 (3.1)	-0.5 (3.2)	-0.9 (3.1)
	$1,000 \leq N \leq 1,578$	33	-2.9 (2.1)	-0.5 (2.2)	-0.2 (2.0)	-0.6 (2.0)
	Total	102	-3.2 (2.9)	-0.6 (2.9)	-0.4 (2.9)	-0.8 (2.9)
L_{13}	$156 \leq N < 500$	13	-13.5 (6.4)	-10.5 (6.4)	-5.1 (6.3)	-5.6 (6.5)
	$500 \leq N < 1,000$	56	-13.3 (3.9)	-10.5 (3.9)	-5.5 (3.8)	-5.8 (3.9)
	$1,000 \leq N \leq 1,578$	33	-13.6 (3.6)	-10.8 (3.6)	-5.8 (3.7)	-6.2 (3.6)
	Total	102	-13.4 (4.2)	-10.6 (4.2)	-5.6 (4.1)	-5.9 (4.2)
$L_{11} - L_{12}$	$156 \leq N < 500$	13	+13.7 (5.2)	+12.5 (5.3)	+7.5 (5.5)	+7.3 (5.2)
	$500 \leq N < 1,000$	56	+14.1 (3.7)	+11.0 (3.9)	+7.1 (3.6)	+6.7 (3.8)
	$1,000 \leq N \leq 1,578$	33	+14.4 (3.8)	+9.8 (3.9)	+6.0 (4.0)	+5.7 (3.9)
	Total	102	+14.1 (3.9)	+10.8 (4.1)	+6.8 (4.0)	+6.5 (4.0)

() 内は標準偏差 s を示す。

(b) 4車線道路

(単位: dB(A))

	交通量の範囲 (台/時)	上り下りの2方向で計算して合成する方法				各車線ごとに計算して合成する方法			
		データ数	等 間 隔 (E_i)	指数分布 (M_i)	時間分布 (T_i)	データ数	等 間 隔 (E_i)	指数分布 (M_i)	時間分布 (T_i)
L_{10}	$600 \leq N < 1,000$	17	+0.3 (2.5)	+1.2 (2.5)	+0.9 (2.5)	17	+0.5 (2.4)	+1.4 (2.5)	+0.8 (2.3)
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	95	+1.2 (2.5)	+1.5 (2.4)	+0.7 (2.5)	89	+0.1 (2.4)	+1.2 (2.5)	+0.6 (2.5)
	Total	112	+1.0 (2.5)	+1.5 (2.4)	+0.7 (2.5)	106	+0.1 (2.4)	+1.3 (2.5)	+0.6 (2.5)
L_{50}	$600 \leq N < 1,000$	17	-2.4 (3.0)	-1.7 (3.0)	-2.0 (2.9)	17	-0.1 (2.8)	-1.7 (3.2)	-2.1 (2.9)
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	95	-2.6 (2.4)	-1.5 (2.4)	-1.9 (2.4)	89	-0.5 (2.3)	-1.5 (2.5)	-1.9 (2.5)
	Total	112	-2.6 (2.5)	-1.6 (2.5)	-1.9 (2.5)	106	-0.5 (2.4)	-1.5 (2.6)	-1.9 (2.5)
L_{90}	$600 \leq N < 1,000$	17	-10.1 (5.4)	-5.2 (5.4)	-5.4 (5.4)	17	-7.6 (4.9)	-5.1 (5.4)	-5.5 (5.3)
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	95	-10.3 (3.7)	-5.6 (3.7)	-5.8 (3.7)	89	-7.7 (3.7)	-5.6 (3.7)	-5.7 (3.7)
	Total	112	-10.3 (4.0)	-5.5 (3.9)	-5.7 (4.0)	106	-7.7 (3.8)	-5.5 (4.0)	-5.7 (4.0)
$L_{10} - L_{90}$	$600 \leq N < 1,000$	17	+10.4 (3.7)	+6.4 (3.7)	+6.3 (3.8)	17	+8.0 (3.5)	+6.5 (3.7)	+6.2 (3.8)
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	95	+11.5 (2.9)	+7.1 (2.7)	+6.5 (2.7)	89	+7.5 (2.8)	+6.8 (2.7)	+6.3 (2.7)
	Total	112	+11.3 (3.1)	+7.0 (2.9)	+6.4 (2.9)	106	+7.6 (2.9)	+6.7 (2.8)	+6.8 (2.9)

() 内は標準偏差 s を示す。

表-3.5 評価の基準

評 価	記 号	$\bar{a}$	s
良	◎	$ \bar{a} \leq 1.5$	$s \leq 2.0$
可	○	$1.5 < \bar{a} \leq 2.5$	$2.0 < s \leq 2.5$
不可	×	$2.5 < \bar{a} $	または $2.5 < s $

(注) 評価可の基準は、日本音響学会の中央値の予測計算方法において $a_1=2.5$, $s=2.5$ であることを考慮して定めた。

表-3.6 適合性の評価 (路肩部, 4車線)

	交通量 (台/時)	E_i	M_i	T_i	E_i	M_i	T_i
L_{10}	$600 \leq N < 1,000$	○	○	○	○	○	○
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	○	○	○	○	○	○
	Total	○	○	○	○	○	○
L_{50}	$600 \leq N < 1,000$	×	×	×	×	×	×
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	×	○	○	○	○	○
	Total	×	○	○	○	×	○
L_{90}	$600 \leq N < 1,000$	×	×	×	×	×	×
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	×	×	×	×	×	×
	Total	×	×	×	×	×	×
$L_{10} - L_{90}$	$600 \leq N < 1,000$	×	×	×	×	×	×
	$1,000 \leq N \leq 4,446$	×	×	×	×	×	×
	Total	×	×	×	×	×	×

(注) ×は計算値が実測値より小さい不可, ○は大きい不可を示す。

計算には適さない。特にEの場合に、その傾向が著しい。 L_{10} は暗騒音に近いレベルであり、他のモデルと比べて、等間隔モデルで計算値が過大となる傾向が著しいのは、モデルの構成上、当然の結果である。

以上の結果を考慮して、実測値との適合性の評価の基準を表-3.5のように定めて、4車線の場合を評価すれば表-3.6のとおりである。

3.2 道路から離れた地点での検討

(1) 実測値

表-3.7に2車線道路の、表-3.8に4車線道路の実測値の交通条件を示した。 L_{eq} の求め方および受音点の高さは路肩の場合と同様である。 L_{eq} は(3.4)式¹⁾から計算した。

$$L_{eq} = L_{10} + \frac{(L_{10} - L_{90})^2}{56} \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

(2) 対象としたモデル

路肩部での計算結果、指数分布モデルと時間分布モデルとでは計算値の差はあまりないが、電算機による計算時間は後者は前者の約1/30であるので、確率論モデルとしては時間分布モデルのみを以下の検討の対象とした。

a. 1列等間隔等パワーモデル

音の減衰係数をFとすると、平均パワーレベル L_W を持つ音源からI離れた地点の騒音レベルは(3.5)式で表わされる。

$$L = L_W - 8 - 10 F \log_{10} I \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

したがって、(2.4)式は(3.6)式のようにになる。

$$L_s = L_W + 5 F \log_{10} \left(\frac{1}{2Id} \cdot \frac{\sin h 2\pi \frac{l}{d}}{\cos h 2\pi \frac{l}{d} - \cos \pi \frac{a}{100}} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

また、(2.3)式は(3.7)式のようにになる。

$$L_{10} = L_W + 5 F \log_{10} \left(\frac{1}{2Id} \tan h 2\pi \frac{l}{d} \right) \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

(3.6)および(3.7)式で $F=2.0$ とすれば、(2.4)および(2.3)式となるのは当然である。

b. 時間分布モデル

時間分布モデルの基本式は図-2.1から(3.8)式のようにになる。

$$L = L_R + 10 F \log_{10} R - 10 \log_{10} I \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

Fについては、表-3.9に示したNelsonの値¹⁾の外に日本音響学会の実測値、日本道路公団の実測値などがあるが、計算に用いた値は、これらの資料を基に、本研究で調査¹⁾した値の条件を考慮して、地表面の性状に

応じて、各実測点ごとに表-3.10に示す値とした。

(3) 結果と考察

全データについて、 α の平均値 $\bar{\alpha}$ と路肩からの距離との関係を示したのが、図-3.2の(a)および(b)である。また、交通量1,000台/時未満と1,000台/時以上および全データについて、路肩からの距離別の $\bar{\alpha}$ およびその標準偏差 s を表-3.11の(a)および(b)に示した。

これらの結果を考察すれば、以下のとおりである。

① 中央値(L_{10})について

a. E_1 の2車線道路の路肩部(0m)および5mの地点では、 $\bar{\alpha}$ は5.6および2.8dB(A)であり、4車線道路の路肩部および6.5mの地点では、それぞれ7.7および4.5dB(A)であり、実測値よりも計算値が過小となっており、予測計算上は危険側の計算となっている。このことは、過剰減衰の影響を減衰係数Fとしてモデルに組み込み、今回の計算では、すべての地点について $F > 2.0$ を与えているためである。すなわち、道路の近くでは地面は完全反射に近いので、このような地点についてはFは2.0に近い値を与えるべきであることを示している。

b. E_1 は前述のaの地点を除いて、2車線では、 $\bar{\alpha}$ は ± 2 dB(A)の範囲、 s は約2.5dB(A)であり、4車線では、 $\bar{\alpha}$ は ± 3 dB(A)の範囲、 s は約2~4dB(A)となっている。

c. T_1 は路肩部を除いて(aの理由により)、 α は ± 2 dB(A)の範囲にあり、また s も2.5dB(A)程度である。

② L_{10} , L_{10} について

a. L_{10} については、 T_1 では $\bar{\alpha}$ は ± 2 dB(A)の範囲にあり、 s はほぼ3dB(A)以下である。

b. これに対して、 E_1 では $\bar{\alpha}$ は10dB(A)以上となり、計算値が非常に小さい値となる。

c. T_1 は、 L_{10} の結果も比較的良好い。

以上の結果を考慮して、表-3.5の基準で4車線の結果を評価すれば、表-3.12のとおりである。

3.3 その他のモデルの検討

これまで述べてきた検討は、一般に開放平坦な道路で、交通も定常かつ自由走行時の予測モデルについてであるが、道路および交通が複雑なインターチェンジの場合のシミュレーション計算の例および平面街路上に高架構造の道路があり、そのランプに遮音壁が設置されている場合でのハイブリット・モデルによる計算の例を以下に示す。

(1) シミュレーション法による計算

現場は図-3.3に示す複雑な線形および横断形状のインターチェンジであり、料金所で停止、発進があり、交通状態も定常ではない。

表-3.7 実測データの交通条件(2車線道路)

実測データの種別	交通量 1,000 (台/時) 未満				交通量 1,000 (台/時) 以上				合 計			
	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)
交通量 (台/時)	22	276	990	734 (218.6)	12	1,002	1,578	1,223 (185.7)	34	276	1,578	907 (313.5)
大型車混入率 (%)	22	6.34	36.94	21.33 (8.9)	12	17.95	29.23	22.4 (2.9)	34	6.34	36.94	21.7 (7.3)
平均車速 (km/h)	22	49.0	63.0	55.6 (4.7)	12	45.0	61.0	53.6 (4.6)	34	45.0	63.0	54.9 (4.7)
平均車頭間隔 (m)	22	52.1	217.39	88.0 (45.9)	12	31.9	60.2	44.7 (7.7)	34	31.9	217.4	72.7 (42.4)

表-3.8 実測データの交通条件(4車線道路)

実測データの種別	交通量 1,000 (台/時) 未満				交通量 1,000 (台/時) 以上				合 計			
	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)	データ数	最小値	最大値	平均値 (標準偏差)
交通量 (台/時)	15	744	972	900 (72.9)	63	1,032	4,446	1,995 (895.3)	78	744	4,446	1,784 (913.9)
大型車混入率 (%)	15	20.15	46.41	30.39 (8.3)	63	2.17	37.97	17.15 (9.0)	78	2.17	46.41	19.70 (10.3)
平均車速 (km/h)	15	50.0	61.8	59.6 (3.4)	63	52.25	68.00	59.00 (4.1)	78	50.0	68.0	59.1 (4.0)
平均車頭間隔 (m)	15	59.5	81.0	66.5 (5.4)	63	14.9	584	34.6 (12.6)	78	14.9	81.0	40.7 (17.1)

表-3.9 地表面性状による減衰係数²⁾

地表面性状	滑らかなコンクリート Smooth Concrete	短い草地 Short grass	長い草地 Long grass	荒れた草地 Rough grassland
F	2.00	2.67	3.00	3.33

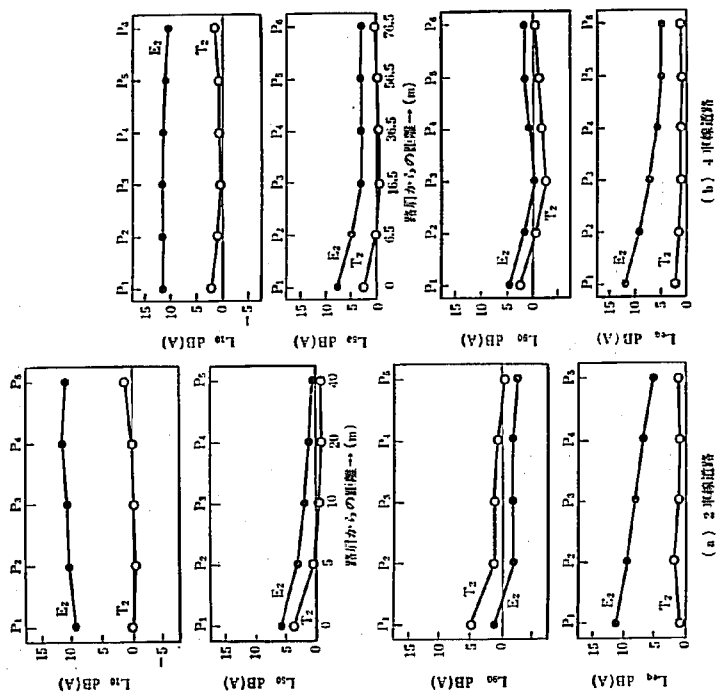
図-3.2 距離別の α と s

表-3.10 計算に用いた距離減衰係数F

車線別	No.	地 表 面 性 状	平均車速 $V(\text{km/h})$	減衰係数 F_d
2	1~3	平坦・草地 (寸 10cm)	40	2.8
	4~7	平坦・畑 (作物生育していない)	60	2.6
	8~12	平坦・豆畑	50	2.7
	13~21	平坦・畑 平坦・水田 (幅 70cm) (13~17) (18~21)	55	3.0
	55~61	平坦・雑草 (寸 40cm) (30~57) 雑草 (寸 30cm) (38~53) 雑草 (寸 60~80cm) (60~61)	55	3.0
	62~63	平坦・野菜畑	60	2.6
4	64~68	平坦・裸地	55	2.2
	1~12	裸地・火山灰	60	2.2
	13~24	草地 (寸 30cm)	60	3.0
	25~36	草地 (寸 10cm)	50	2.8
	37~48	風通に水田 (7月)	60	2.5
	55~66	田 (寸 10cm)	60	2.8
道路	67~84	畑	60	3.0

(a) 2車線道路

表-3.11 (a) 距離別の $\bar{\alpha}$ と s

(単位: dB(A))

	交通量 (台/時)	0m		5m		10m		20m		40m	
		E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s
L_{10}	$N < 1,000$	8.8 (2.8)	0.9 (2.8)	10.1 (3.4)	1.7 (2.5)	10.9 (3.6)	1.4 (2.7)	11.8 (3.2)	1.2 (2.0)	11.2 (3.0)	1.6 (2.3)
	$1,000 \leq N$	10.5 (1.8)	-1.6 (2.1)	10.7 (1.4)	-2.1 (1.3)	11.3 (1.7)	-2.0 (1.0)	11.8 (1.2)	-1.5 (1.8)	11.4 (0.6)	0.8 (0.1)
	Total	9.4 (2.6)	-0.0 (2.8)	10.4 (2.6)	-0.2 (2.2)	11.0 (3.0)	0.0 (2.8)	11.8 (2.6)	0.3 (2.3)	11.3 (2.8)	1.5 (2.2)
L_{50}	$N < 1,000$	6.0 (2.4)	4.6 (2.1)	3.2 (3.9)	1.6 (3.4)	2.3 (3.1)	0.3 (2.9)	1.3 (2.5)	-0.5 (2.4)	0.6 (2.4)	0.6 (2.0)
	$1,000 \leq N$	4.8 (1.8)	2.2 (1.7)	2.4 (1.8)	-0.5 (1.2)	1.7 (1.3)	-1.3 (0.8)	1.7 (1.1)	-1.0 (1.1)	1.3 (0.8)	-0.9 (0.7)
	Total	5.6 (2.2)	3.7 (2.2)	2.8 (3.0)	0.6 (2.7)	2.0 (2.6)	-0.3 (2.4)	1.4 (2.1)	-0.7 (2.0)	0.7 (2.2)	-0.7 (1.8)
L_{90}	$N < 1,000$	1.0 (3.0)	5.2 (2.7)	-3.3 (4.4)	0.7 (3.9)	-2.5 (3.7)	1.1 (3.2)	-2.5 (3.9)	0.5 (3.4)	-2.6 (3.9)	-0.5 (3.4)
	$1,000 \leq N$	1.2 (2.2)	4.1 (2.0)	-0.8 (2.3)	1.5 (1.8)	-0.8 (1.9)	0.9 (1.4)	-1.3 (2.5)	-0.6 (1.8)	-3.0 (1.5)	-3.2 (1.2)
	Total	1.1 (2.7)	4.8 (2.5)	-2.0 (3.6)	1.1 (3.0)	-1.9 (3.2)	1.0 (2.7)	-2.1 (3.5)	0.1 (3.0)	-2.6 (3.6)	-0.8 (3.3)
L_{99}	$N < 1,000$	11.7 (3.5)	1.6 (3.6)	11.6 (4.3)	4.1 (3.6)	9.4 (3.8)	2.4 (4.1)	7.2 (2.8)	1.7 (2.9)	5.0 (3.0)	1.1 (2.6)
	$1,000 \leq N$	9.7 (2.2)	-0.3 (1.9)	6.9 (1.1)	-1.1 (0.8)	5.9 (1.6)	-1.4 (0.9)	5.4 (1.5)	-0.4 (2.0)	5.1 (0.2)	1.0 (0.1)
	Total	11.0 (3.2)	0.9 (2.8)	9.3 (3.9)	1.5 (3.7)	8.1 (3.5)	1.0 (3.7)	6.6 (2.6)	0.9 (2.8)	5.0 (2.8)	1.1 (2.4)

(注) E_s : 等間隔等パワーモデル (車線ごと合成), T_s : 時間分布モデル (車線ごと合成)

(b) 4車線道路

表-3.11 (b) 距離別の $\bar{\alpha}$ と s

(単位: dB(A))

	交通量 (台/時)	0m		6.5m		16.5m		36.5m		56.5m		76.5m	
		E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s	E_s	T_s
L_{10}	$N < 1,000$	10.1(4.4)	2.4(2.0)	10.3(4.7)	1.7(2.1)	9.2(4.2)	-0.4(1.7)	11.1(4.4)	0.6(2.2)	10.5(4.1)	0.4(4.2)	10.2(4.3)	0.6(4.1)
	$1,000 \leq N$	12.1(3.2)	2.0(2.2)	11.6(2.3)	0.7(1.6)	12.1(2.8)	0.6(1.3)	11.5(2.8)	0.7(1.8)	11.1(2.7)	0.8(2.9)	10.3(2.7)	1.6(2.6)
	Total	11.7(3.5)	2.1(2.0)	11.4(3.2)	0.9(1.8)	11.6(3.3)	0.4(1.4)	11.4(3.1)	0.7(1.9)	11.0(3.0)	0.7(3.2)	10.3(3.1)	1.4(3.0)
L_{50}	$N < 1,000$	7.7(4.9)	2.5(3.1)	5.3(3.7)	0.8(2.0)	1.8(2.5)	-1.9(1.3)	2.5(3.4)	-0.9(2.7)	2.2(4.2)	-1.0(4.2)	2.0(3.4)	-1.2(3.4)
	$1,000 \leq N$	7.6(3.4)	2.6(2.6)	4.3(2.4)	-0.1(1.6)	3.4(1.9)	-0.5(1.2)	3.3(2.4)	0.0(2.2)	3.4(2.4)	0.2(2.6)	3.2(2.2)	0.7(2.3)
	Total	7.7(3.7)	2.6(2.7)	4.5(2.7)	0.0(1.7)	3.1(2.1)	-0.7(1.3)	3.1(2.6)	-0.2(2.3)	3.2(2.9)	-0.1(3.1)	2.9(2.6)	0.2(2.7)
L_{90}	$N < 1,000$	3.3(7.7)	2.4(6.0)	1.0(6.0)	0.1(3.9)	-2.0(4.9)	-3.0(2.6)	-0.3(5.3)	-1.4(3.6)	-0.8(5.2)	-2.1(4.3)	-0.1(5.0)	-1.4(4.0)
	$1,000 \leq N$	4.3(5.0)	2.1(4.1)	1.5(3.4)	-0.9(2.6)	0.1(3.0)	-2.5(2.2)	0.6(3.2)	-1.9(2.5)	2.1(3.1)	-0.5(2.5)	1.7(3.8)	-0.4(3.1)
	Total	4.1(3.9)	2.1(4.5)	1.4(4.0)	-0.7(2.9)	-0.3(3.4)	-2.6(2.2)	0.5(3.7)	-1.8(2.7)	1.5(3.8)	-0.8(3.0)	1.3(4.2)	-0.6(3.3)
L_{99}	$N < 1,000$	12.4(3.9)	2.5(2.4)	10.4(3.5)	2.8(1.7)	6.7(3.0)	0.5(2.1)	5.8(3.2)	0.6(2.8)	5.0(4.1)	0.5(4.7)	4.1(3.5)	0.0(3.8)
	$1,000 \leq N$	11.6(3.1)	2.4(2.1)	8.6(3.0)	1.3(1.9)	7.1(2.6)	1.3(1.9)	5.7(2.5)	1.1(2.2)	5.1(2.5)	1.0(2.9)	4.7(2.3)	1.6(2.5)
	Total	11.8(3.2)	2.4(2.1)	8.9(3.1)	1.6(1.9)	7.0(2.6)	1.1(1.9)	5.7(2.6)	1.0(2.4)	5.0(2.9)	0.8(3.3)	4.5(2.6)	1.2(3.0)

表-3.12 適合性の評価（4車線）

	交通量(台/時)	M_i						T_i					
		0	6.5	16.5	36.5	56.5	76.5	0	6.5	16.5	36.5	56.5	76.5
L_{10}	$N < 1,000$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	$1,000 \leq N$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	Total	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
L_{30}	$N < 1,000$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	$1,000 \leq N$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	Total	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$
L_{50}	$N < 1,000$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	$1,000 \leq N$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$
	Total	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
L_{90}	$N < 1,000$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	$1,000 \leq N$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$
	Total	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{x}{x}$	$\frac{x}{x}$

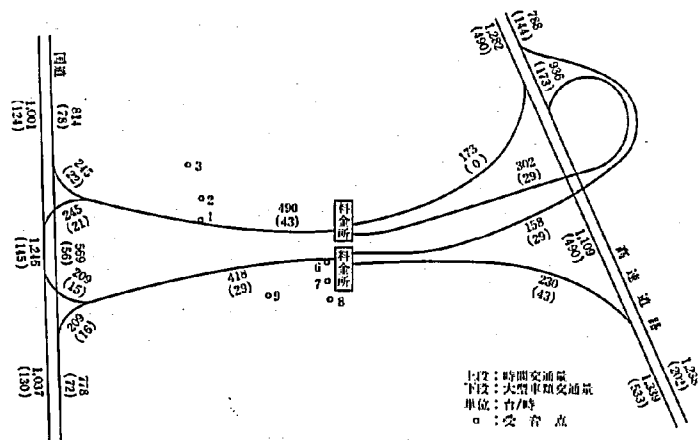


図-3.3 複雑な断面構造を有するインターチェンジ

表-3.13 複雑な断面形状を有する箇所での実測値と計算値(モンテカルロ・シミュレーションおよび時間分布モデル)との対比

(単位: dB (A))

受音点 番 号	路肩からの 最短距離 (m)	実 測 値 (dB (A))	F=2.0			F=2.4		
			シミュレーション		時間分布	シミュレーション		時間分布
			A**	B**		A**	B**	
1	0	62	65.1 (65.1)	64.3 (64.6)	63.7 (64.0)	58.8 (59.7)	—	57.7 (58.9)
2	30	53	58.1 (58.9)	—	57.4 (58.4)	50.9 (54.1)	49.9 (53.7)	49.8 (53.6)
3**	90	44	55.6 (57.2)	—	54.4 (56.4)	46.7 (53.3)	46.3 (53.2)	45.7 (53.1)
6	0	63	63.0 (63.6)	62.6 (63.2)	62.0 (62.8)	55.6 (58.2)	—	54.6 (57.7)
7	40	51	52.7 (55.3)	—	51.9 (54.9)	43.9 (52.6)	43.1 (52.5)	42.9 (52.4)
8	75	52	52.9 (55.4)	—	51.7 (54.8)	43.5 (52.4)	43.5 (52.4)	42.5 (52.3)
9	70	51	53.5 (55.4)	—	52.4 (54.7)	44.8 (51.9)	44.1 (51.7)	43.8 (51.7)

上段: ランプでの騒音レベル, 下段: 全合成値

*1) シミュレーションA: 車頭間隔がポアソン分布の場合

*2) シミュレーションB: 車頭間隔が指数分布の場合

*3) 受音点番号3の地点は家屋に囲まれた地点

表-3.13 は、モンテカルロ・シミュレーションおよび時間分布モデルによる計算値と実測値とを対比したものである。いずれの計算でも、減衰係数は $F=2.0$ と $F=2.4$ の2種とした。

受音点 No. 3 は密集した家屋の中であり、家屋による減音の影響を予測計算では考慮していないので、実測値に比べて計算値は大きく出ている。その他の地点では、路肩部 (No. 1 と No. 6) については $F=2.0$ 、路肩から離れた地点 (No. 2, No. 7, No. 8 および No. 9) では $F=2.4$ とした計算値が実測値と良く合っている。特に時間分布モデルの適合性が良い。

(2) ハイブリッド・モデルによる計算

a. 現場の状況

現場は、図-3.4に示すように、平面道路に高架道路が併設された、いわゆる関連街路方式の道路であり、これに高架道路に乗り入れのためのランプが設けられている複雑な構造の道路である。予測および実測の対象としたのは C-1、C-2 および C-3 断面であり、その横断面図は図-3.5に示すように、極めて複雑な構造となっている。C-1 は平面の一般道路からランプへの入り口、C-2 はランプ区間の中間点、C-3 はランプと高架道路がほぼ同一の高さとなる点の、それぞれ路側地点である。

b. 模型実験

図-3.4の二重構造道路の1/50の縮尺模型を無響室内に設けた。室の容積は約 180 m^3 ($7 \times 5 \times 5 \text{ m}$) である。音源用スピーカーとして、市販の高音用ツイック (オンキヨー TW-7 S 型) を用い、これを模型ランプ上に敷いたレール上を走行させ、各測点では 1/4 インチ・コンデンサマイクロホン (B & K 4135 型) から高速レベルレコーダ (B & K 2305 型) で連続記録した。スピーカの実験周波数の指向性は図-3.6のとおりである。音源は、現場および類似登坂路の実測結果から、中心周波数 250 および 400 Hz (模型では 12.5 および 20 kHz) の 1/3 および 1/1 オクターブバンドノイズを用いた。

測定ブロック図-3.7を図に示す。

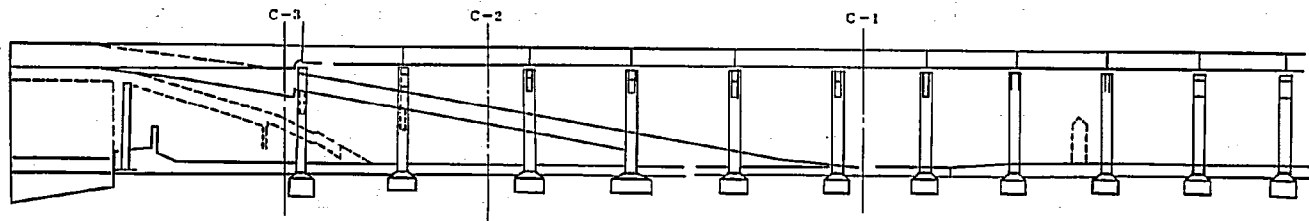
無響室内の音の距離減衰は図-3.8のとおりであり、理論減衰とほぼ一致している。

実験は、C-1、C-2、C-3 測点のそれぞれについて、音源を上り車線および下り車線に沿って移動させ、その間の音圧を連続記録するものである。実験条件を以下のとおり設定した (受音点に近い側が下りであり、対向側が上りである)。

① ランプだけの場合 (側壁なし)

② ランプの両側に 0.9 m の反射壁 (高架の側壁に相当

(a) 縦断面図



(b) 平面図

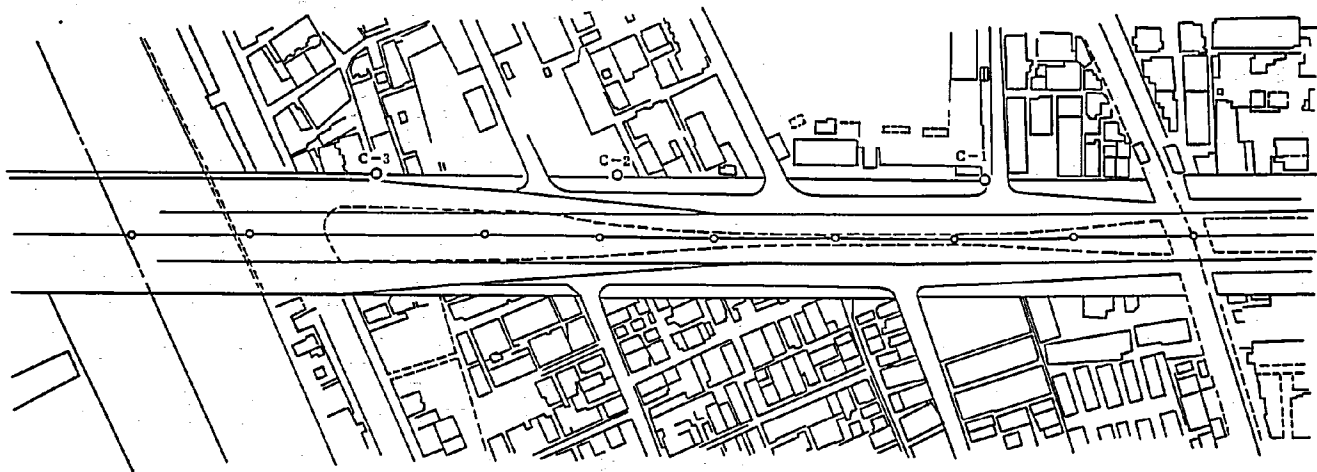


図-3.4 モデルランプ状況図

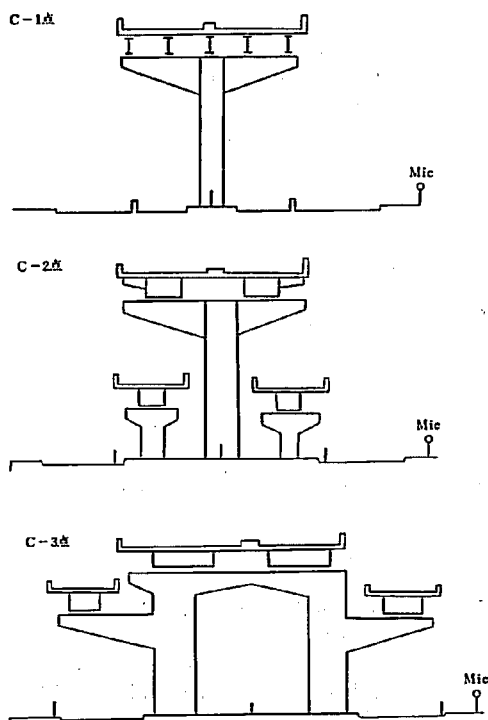


図-3.5 関連街路受音点の断面図

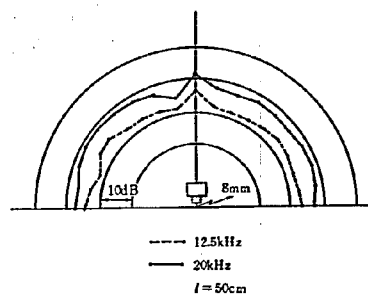


図-3.6 実験用音源指向特性

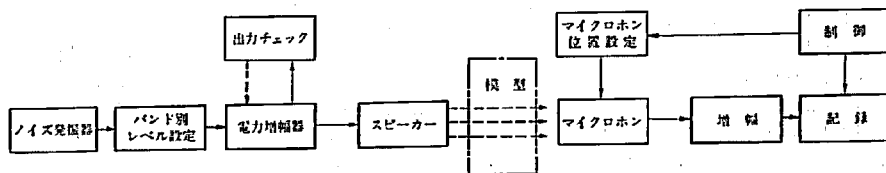


図-3.7 模型実験ブロックダイアグラム

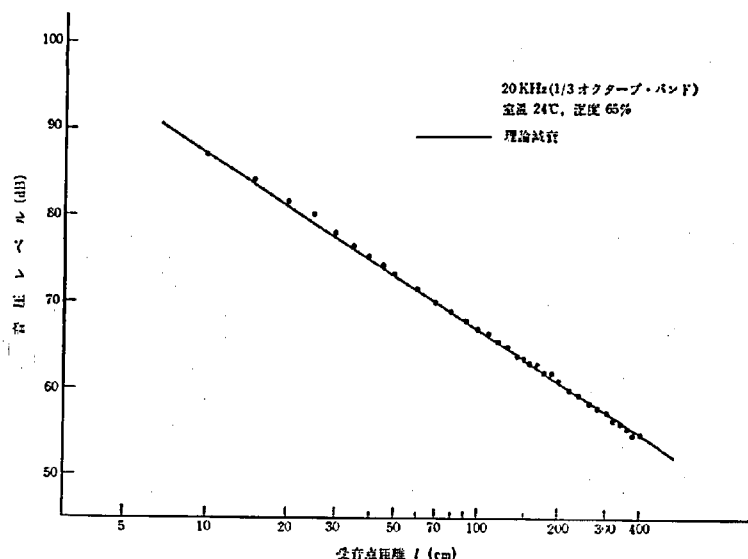


図-3.8 無響室内空間における距離減衰

する)を設けた場合

③外側の0.9mの反射壁の上部に、さらに2.0mの吸音壁を設けた場合

④内側にも0.9mの反射壁の上部に2.0mの吸音壁に設けた場合

⑤以上の①～④のそれぞれについて、高架が併設された場合

⑥さらに側方に家屋がある場合

以上の条件をまとめると表-3.14のとおりであり、実験ケースは $13 \times 2 \times 3 = 78$ である。

c. 音圧パターン

以上の各条件について、音源の移動に伴うランプ側方のC-1, C-2, C-3の各受音点での音圧の変化のパターンを測定した。結果を図-3.9, (1), (2), (3)に示した。

図-3.4の状況図に示したように、平坦部からランプに上り始める手前約10m(現場寸法)から遮音壁が設けられている。したがって、図-3.9, (1)では、C-1の正面(10m地点)では、各条件とも音圧レベルに差はない。しかし、音源が約2m上った位置(模型寸法)までは、遮音壁による差、ランプがある場合および高架あるいは家屋がある場合の差が大きくなっている。また、音源が3m以上上れば、差は小さくなっていく。

d. モデルによる計算値の検討

現場での実測値は表-3.15および表-3.16に示すとおりである。

次に、図-3.9の音圧パターン図から、以下の手順で時間率を求めた。

① 各パターン図から0.05m間隔で音圧レベルを読みとり、1dB間隔の度数を求める(図-3.10にC-1について、上り側を音源が走行した場合の構造1の音圧パターンの例を示す)。

② 時間率から L_e を求める場合、着目する車両が1時間走行する時間を基本(時間率100%)とする。この場合、 L_e に大きく影響するのは、レベル値の大きいものの時間率であり、レベル値の小さいものの時間率はほとんど寄与しない。数値計算による換算では、交通量100台/時の場合でレベル値の大きい方から10%、3,000台/時の場合で1%程度を正確に入力すれば、 $L_1 \sim L_{10}$ の値を計算するのに十分である。

模型実験では約6m(現場寸法で約300m)分のレベル値しか得られていない。これは推定の走行速度を40km/hとすると、1/133(約0.8%)にしかならない。したがって、計算のための入力データが不足するので、測定した音圧パターンの山の両すそにデータを追加する必要がある。具体的には、受音点正面から5mまでについて詳しく計算した値を、5~160mについては概略の計算値を追加した。概略の計算値は図-3.11に示すように、6dBのステップの階段状とした。この場合、模擬寸法で±160m(現場寸法で約±8km)であり、走行速度64km/hのときの1時間走行の1/4(25%)、32km/hで1

表-3.14 実験ケース一覧

	C-1	C-2	C-3
1			
1'			
2			
2'			
3			
3'			
4			
4'			
5			
5'			
6			
6'			
7			
7'			
8			
8'			
9			
9'			
10			
10'			
11			
11'			
12			
12'			
13			
13'			

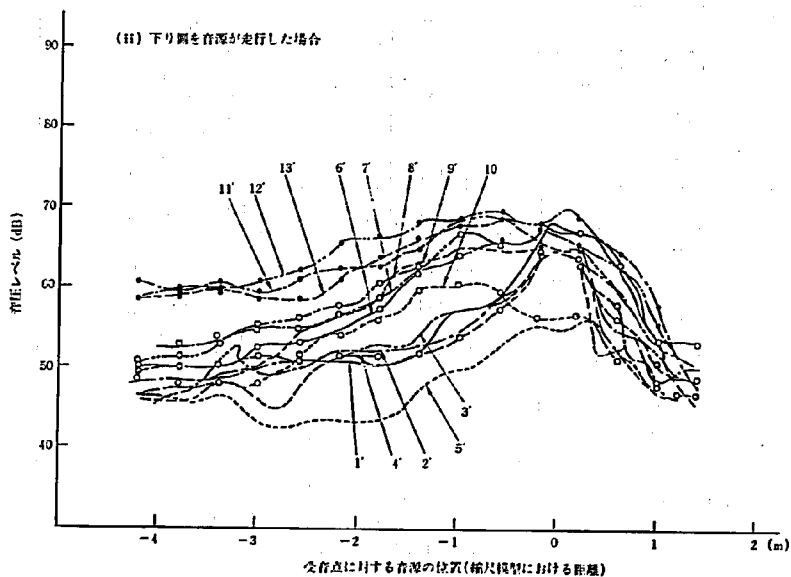
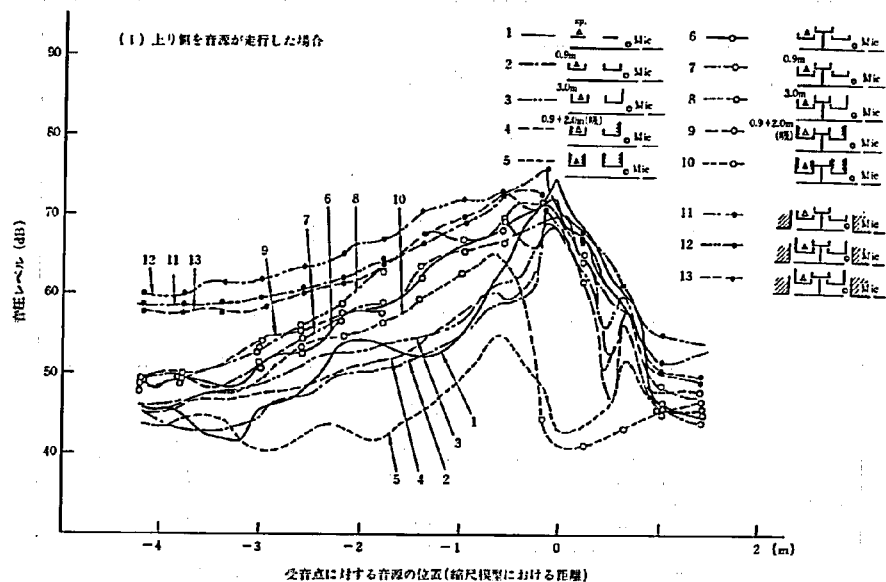


図-3.9 (1) 各断面条件におけるランプ側方での音圧レベル

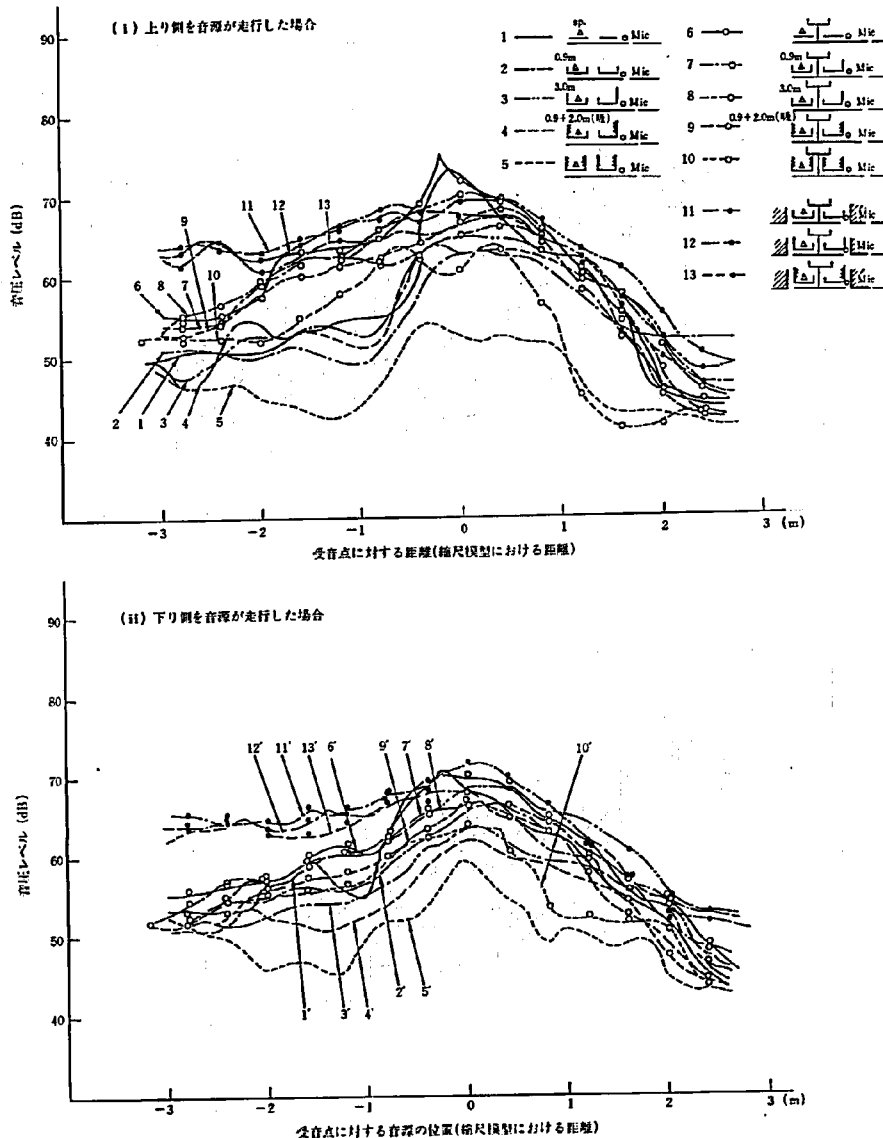


図-3.8(2) 各断面条件におけるランプ側方での音圧レベル

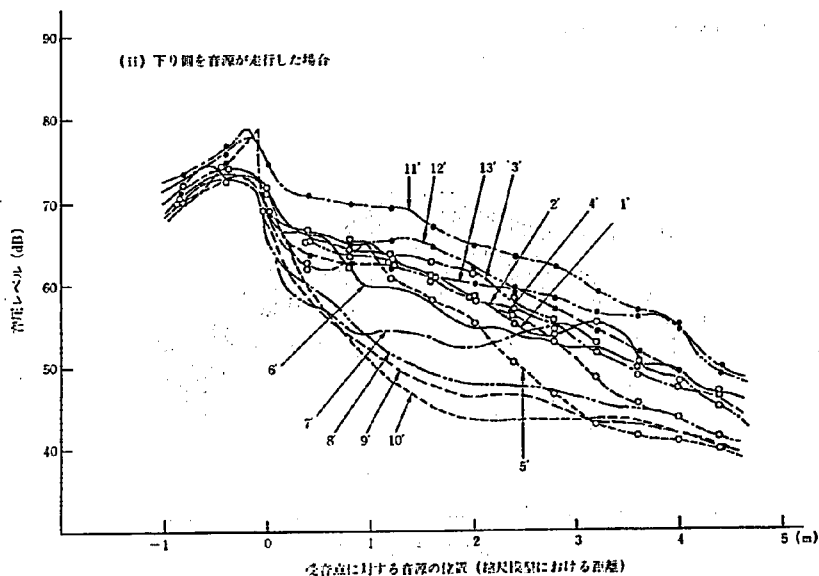
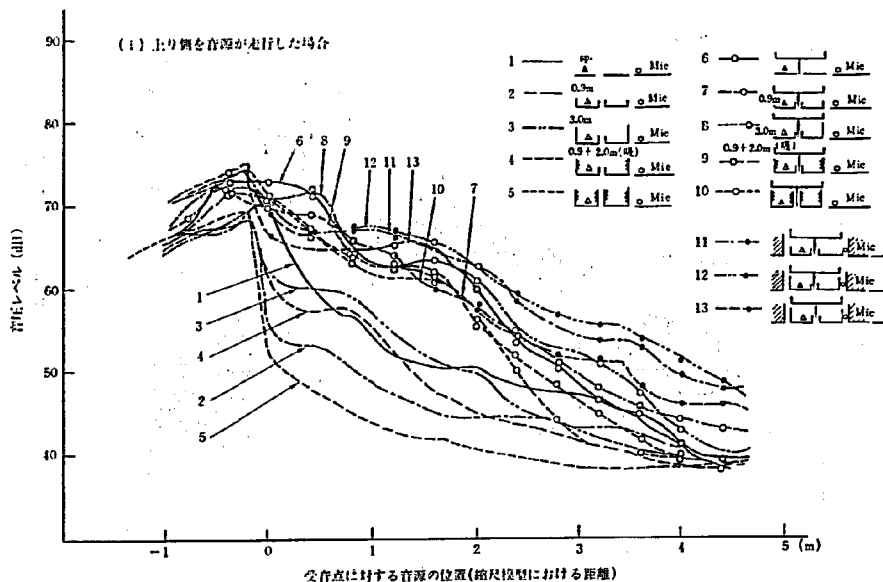


図-3.1(3) 各断面条件におけるランプ側方での音圧レベル

表-3.15 現場実測値

(隔壁 0.9 m)

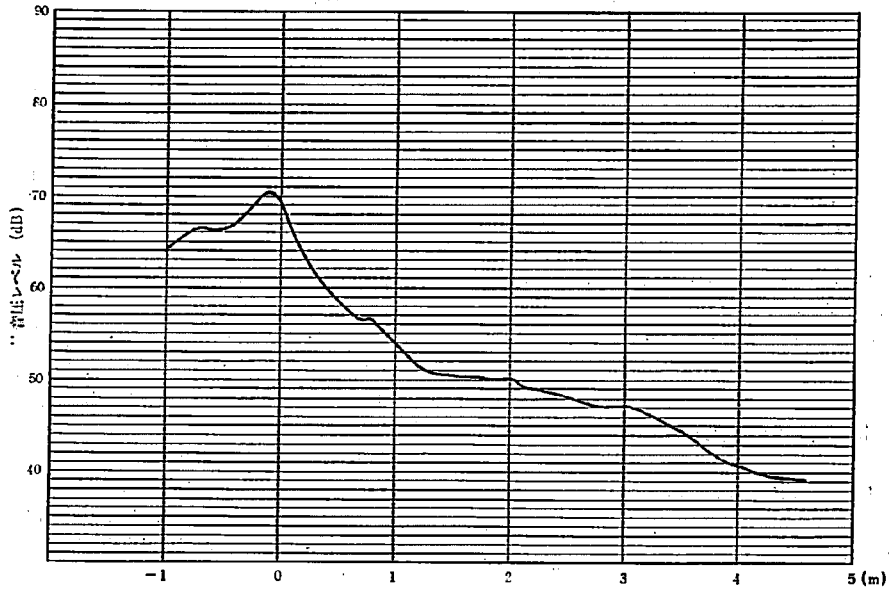
測定場所		C-1											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		64.3	74.7	81.5	67.9	76.1	81.3	58.9	67.9	75.0	56.0	63.8	76.0
交 通 条 件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	14	15	82	87	87	72	7	7				
	a_2	24	17	97	86	38	31	8	4				
	a_3	23	16	31	33	3	13	11	16				
	N	61	48	213	206	128	119	26	27				
	V	40.9	54.5	31.6	18.8	41.9	50.0	42.9	50.0				
	d	111.7	189.2	24.7	15.2	54.5	70.0	275.0	308.6				
測定場所		C-2											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		55.7	68.1	78.0	69.3	75.3	81.7	61.9	69.7	80.5	55.5	68.9	80.0
交 通 条 件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	12	11	85	59	81	92	7	4				
	a_2	16	17	123	85	53	25	8	9				
	a_3	16	13	29	25	7	13	17	18				
	N	44	41	237	169	144	130	32	31				
	V	40.9	30.1	37.5	50.0	48.6	42.9	72.0	53.1				
	d	154.3	158.9	26.4	49.3	56.3	54.9	375.0	312.2				
測定場所		C-3											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		56.5	66.5	75.3	63.1	72.3	78.6	60.1	63.2	74.0	50.4	62.5	70.0
交 通 条 件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	13	13	122	88	74	83	24	23				
	a_2	13	12	93	90	52	38	6	6				
	a_3	19	15	20	33	8	10	3	4				
	N	45	40	240	211	131	131	33	33				
	V	51.4	50.0	34.6	16.1	42.9	52.9	48.6	50.3				
	d	190.4	208.3	24.0	12.7	53.3	67.4	245.5	281.1				

表-3.18 現場実測値

(吸音壁 3.0m)

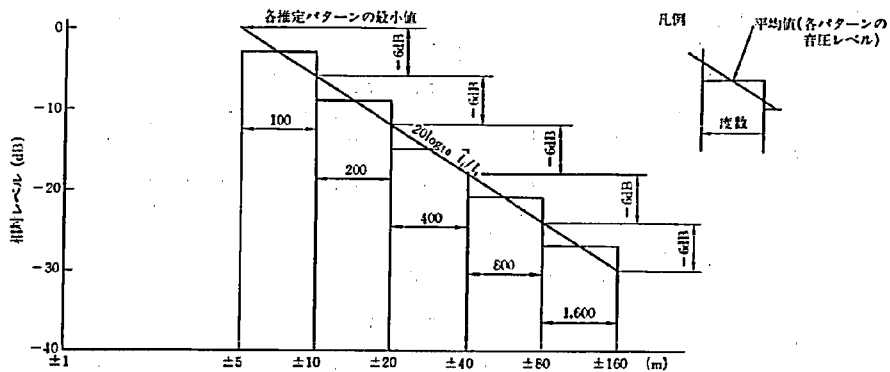
測定場所		C-1											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		68.0	76.7	81.3	69.1	74.0	80.0	57.9	66.2	76.0	57.7	65.3	76.0
交通 条件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	107	124	86	61	44	50	24	36				
	a_2	71	73	43	47	12	11	7	4				
	a_3	55	70	41	56	4	9	5	3				
	N	233	257	170	161	60	70	36	43				
	V	26.9	28.6	30.0	17.0	47.4	45.0	48.6	51.4				
	d	19.2	17.9	29.4	17.3	131.6	107.1	225.0	199.4				
測定場所		C-2											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		66.3	73.4	80.7	67.6	73.4	81.0	55.5	66.7	77.0	50.8	62.1	75.0
交通 条件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	85	112	87	82	42	56	23	29				
	a_2	64	56	51	43	13	2	5	5				
	a_3	46	58	31	53	2	5	9	9				
	N	195	226	169	178	57	63	37	43				
	V	40.0	32.7	17.0	17.1	48.6	46.3	48.6	46.2				
	d	34.2	24.1	16.7	16.1	142.2	122.1	218.9	178.9				
測定場所		C-3											
時間帯		朝			昼			夕			夜		
騒音レベル (dB(A))		L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}	L_1	L_{10}	L_{50}
		69.0	74.2	80.0	67.5	71.7	78.0	56.2	66.2	70.3	52.6	64.3	72.0
交通 条件	方向	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り	上り	下り
	a_1	63	94	88	95	45	47	42	55				
	a_2	69	41	28	36	16	8	8	6				
	a_3	46	51	29	41	7	6	10	8				
	N	178	196	145	172	66	61	60	69				
	V	47.4	40.9	31.6	13.4	48.6	47.4	48.6	56.3				
	d	44.4	34.8	36.3	13.0	122.9	129.5	135.0	135.9				

(1) 上り側を音源が走行した場合



受音点に対する音源の位置(縮尺模型における距離)

図-3.10 C-1点における音圧パターン



受音点に対する音源の位置(縮尺模型における距離)

図-3.11 理論減衰と各音圧レベルの相度

時間走行の1/2(50%)に相当している。

③ 求めた音圧レベルの累積度数を求める。

④ 累積度数から(3.9)式により時間率を求める。

$$t_i = \frac{f_i}{N} \times 100 \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

ここで、

t_i : 音圧レベルの時間率(%)

f_i : 音圧レベルの累積度数

N : 瞬時値の総数

である。

以上の手順で求めたハイブリット・モデルによる計算値と実測値とを比較した結果が表-3.17~表3.19であり、これを図示すれば図-3.12のようになる。

L_1 および L_{10} では実測値と合わない計算値もあるが、 L_{10} では C_1 を除いてほぼ±5 dBの範囲に入っている。

4. 障壁による音の減衰

4.1 点音源からの音の減衰

道路交通騒音の防止対策の一つとして、遮音壁、遮音築堤などの障害物を設けること、あるいは道路を切土、

盛土、掘削、高架などの構造とすることによって、音の伝搬経路で騒音を減衰させることは極めて有効な方法である。

このような障害物による減音効果を求めるためには、基本的には点音源からの音の障壁による回折減衰を知ることが必要である。点音源から音の障壁による回折減衰については、Redfearnの理論値、Kirchhoffの近似理論値、前川の実験値などが発表されている。以下、これらの概要を述べるとともに、本研究で行った基礎的な実験結果を述べる。

(1) Redfearnの理論値

S.W. Redfearnの理論値として“Handbook of Noise Control”¹³⁾に図-4.1が紹介されている。

図においてS: 音源, O: 壁の頂点, P: 受音点, φ : $\angle SO$ と $\angle OP$ とのなす角, H : OからSPに下した無線の長さ, λ : 波長である。なお、地面による反射の影響は誤差となると記されている。

(2) Kirchhoffの近似理論値

Kirchhoffは波の回折についてのHuygens-Fresnelの原理を波動方程式と結びつけて定式化し近似解を求めたが、この近似理論による減衰値は図-4.2の中に示しておりである。

表-3.17 実測値と計算値との比較(C-1)

(単位: dB(A))

壁高 (H)	観測項目 (時間帯)	L_1			L_{10}			L_{10}		
		実測値	計算値	差	実測値	計算値	差	実測値	計算値	差
H=0.0m	朝	81.5	79.8	1.7	74.7	73.3	1.4	64.3	66.4	-2.1
	昼	81.3	79.1	2.2	76.1	76.7	-0.6	67.9	73.6	-5.2
	夕	75.0	79.1	-4.1	67.9	73.2	-5.3	53.9	63.5	-9.6
	夜	76.0	79.0	-3.0	63.8	70.5	-6.7	56.0	61.1	-5.4
H=2.0m	朝	81.3	79.8	1.5	76.7	75.9	0.8	63.0	72.6	-4.6
	昼	80.0	78.5	1.5	74.0	74.4	-0.4	69.1	70.7	-1.6
	夕	76.0	74.6	1.4	66.2	66.9	-0.7	57.9	60.3	-2.4
	夜	76.0	72.8	3.2	65.3	63.9	1.4	57.7	55.7	2.0

注: H=0.0m はフェンス高 0.9m (側壁のみ)

H=2.0m はフェンス高 3.0m (吸音壁)

表-3.18 実測値と計算値との比較 (C-2)

(単位: dB (A))

壁 高 (H)	項 目 時 間 帯	統 計 値			L ₁			L ₁₀			L ₅₀		
		実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差
H=0.0m	朝	78.0	75.1	2.9	68.1	69.9	-1.8	55.7	63.7	-8.0			
	昼	81.7	73.2	8.5	75.3	70.2	5.1	69.3	67.1	2.2			
	夕	80.5	74.7	5.8	69.7	70.3	-0.6	61.9	66.6	-4.7			
	夜	80.0	74.0	6.0	68.9	67.2	1.7	55.5	58.8	-3.3			
H=2.0m	朝	80.7	72.3	8.4	73.4	70.7	2.7	66.3	67.8	-1.5			
	昼	81.0	72.3	8.7	73.4	72.3	1.1	67.6	70.0	-2.4			
	夕	77.0	68.9	8.1	66.7	62.6	4.1	55.5	57.8	-2.3			
	夜	75.0	71.1	3.9	62.1	61.6	-0.5	50.8	58.0	-7.2			

表-3.19 実測値と計算値との比較 (C-3)

(単位: dB (A))

壁 高 (H)	項 目 時 間 帯	統 計 値			L ₁			L ₁₀			L ₅₀		
		実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差	実 測 値	計 算 値	差
H=0.0m	朝	75.3	74.7	0.6	66.5	67.1	-0.6	56.5	59.8	-3.3			
	昼	78.8	74.5	4.3	72.3	71.6	0.7	68.1	68.7	-0.6			
	夕	74.1	74.0	0.1	68.2	69.0	-0.8	60.1	61.4	-1.3			
	夜	70.0	70.3	-0.3	62.5	60.8	1.7	50.4	52.8	-2.4			
H=2.0m	朝	80.0	74.3	5.7	74.2	69.9	4.3	69.0	65.0	4.0			
	昼	78.0	74.4	3.6	71.7	70.6	1.1	67.5	66.7	0.8			
	夕	70.3	72.3	-2.0	66.2	61.2	5.0	56.2	57.3	-1.1			
	夜	72.0	73.6	-1.6	61.3	61.6	-0.3	52.6	57.6	-5.0			

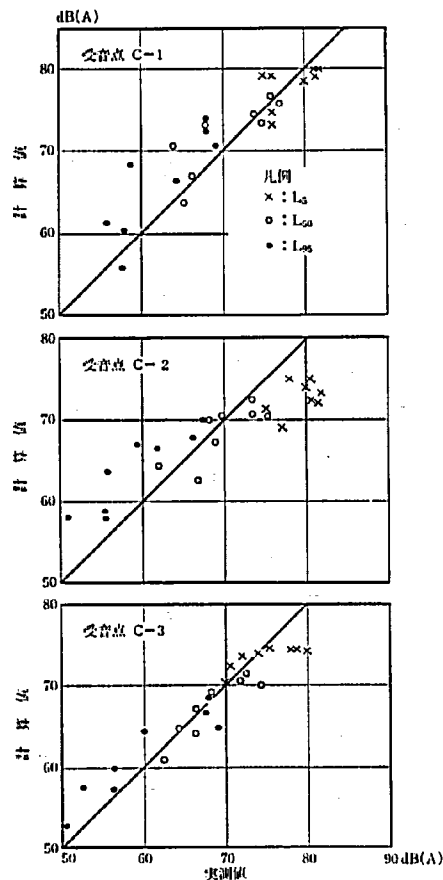


図-3.12 実測値と時間平均による計算値との比較

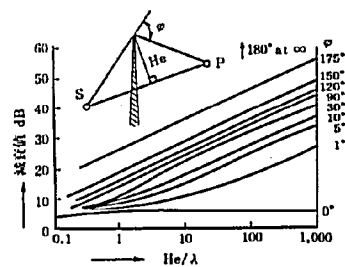


図-4.1 S.W. Redfearn の理論値

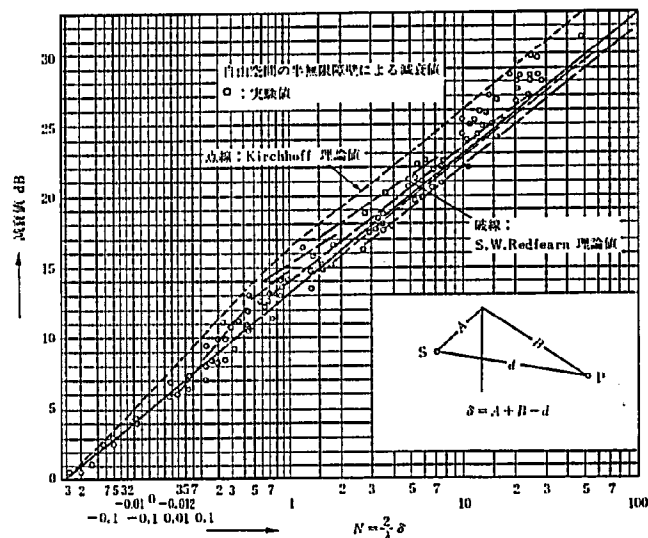


図-4.2 半無限障壁の減衰実験曲線(実験)。○点: 短音による実験値

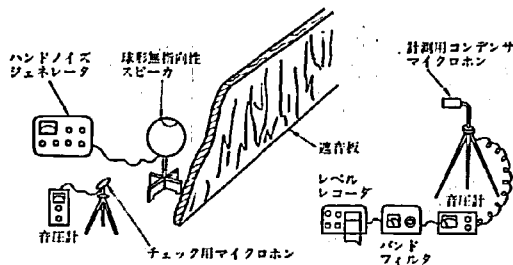


図-4.3 測定器材の配置

(3) 前川の実験値

前川¹¹⁾は Kirchhoff の近似理論を検討するために、模型障壁を実験室内に設定し、5~40 KHz の 2 ms の短音を用いて反射音と避け、回折後に直接受音点に達する音のみを選び出して精密測定を行ったが、その結果を以下のように要約している。

1) 理論は障壁表面無反射と仮定しているが、障壁を吸音処理した実験では吸音面を掠過する際の減衰が加わり、理論値より大きな減衰値が得られる。

2) 吸音処理しない障壁の実験値は Redfearn の理論値図-4.1 によく近似し、Kirchhoff の近似理論値よりもやや小さい値を示す。

そして、この実験結果から、Fresnel Zone 番号 $N(N = 23/\lambda, \lambda: \text{波長}, \delta: \text{音響経路差} = A + B - d)$ を用いて、図-4.2 に示す設計曲線を求めている。図では横軸は $N > 1$ では対数、 $N < 1$ では実験曲線が直線となるようにスケールを調整したものである。また、 $N < 0$ は幾何学的には影の外に出て光学的に明るい範囲であるが、障壁の影響がなくなるまで延長し、回折線を省略している。どの実験値もこの直線より 1 dB 程度以上小さくならないように決定されている。

(4) 本研究における実験値

筆者らは、障壁による回折減衰値を確認するために、千葉支所の試験走路および無響室において実験を行った。ほぼ前川と同じ結論を得た。以下、これらの実験と結果の概要を述べる。

a. 試験走路における野外実験¹⁴⁾

1) 実験方法

実験は土木研究所千葉支所構内の試験走路に図-4.3 のように音源スピーカ、遮音板、受音用マイクロホンを配置した。スピーカは完全無指向性球形スピーカ（日本ビクター製 GB-1）であって、低中音域、高音域にそれぞれ4個のスピーカ、計8個を球形にまとめたもので、周波数 50~10,000 Hz で、出力、指向性ともにほぼ満足できるものである。

遮音板は、1.84 m × 0.92 m、厚さ 2.5 cm の合板を高さ 1.84 m、長さ約 20 m に組み立てたものである。面密度は 1.3 g/cm² であるから、この実験の場合の透過損失は十分なものと考えられる。

マイクロホンおよび指示計は IEC 規格の精密騒音計当相のものである。

以上の装置で、スピーカから中心周波数 63~8,000 Hz の 8 個のオクターブバンドノイズを順に発生させ、マイクロホンの受信出力はバンドフィルタを通して、レベルレコーダに記録させた。

なお、スピーカと遮音板の距離は 3 m に固定し、遮音板とマイクロホンとの距離は、2.5, 5, 10, 20, 40, 60 m の 6 種、音源地上高は 0.3 m および 0.9 m の 2 種、マイクロホン地上高は 0.5 m および 1.5 m の 2 種とした。

2) 遮音板の効果

測定結果の一部を図-4.4 に示す。図の縦軸は音圧レベル、横軸は音源と受音点との距離である。測定値を実験前川の実験値を破線で、自由場における理論減衰値を鎖線で示した。いずれも遮音板上端の音圧レベルを基準レベルとした相対値である。したがって、鎖線との差が遮音板による減衰値である。

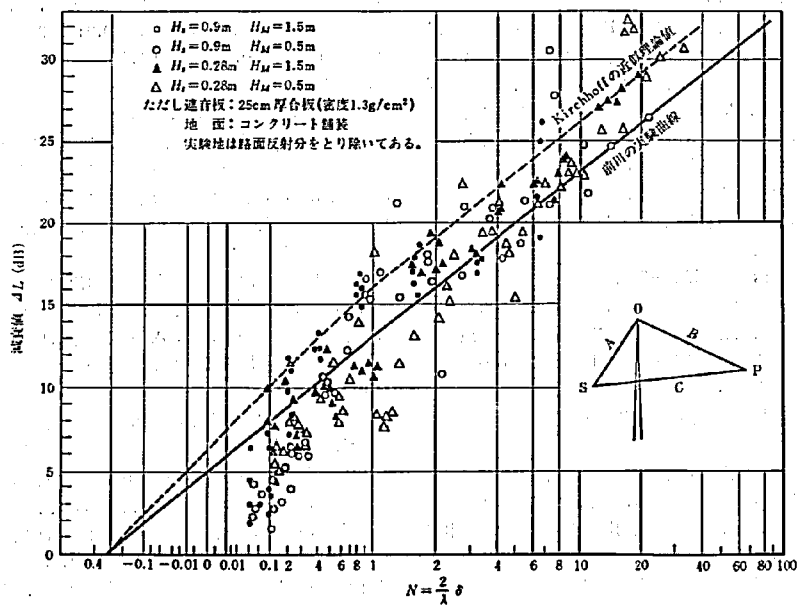
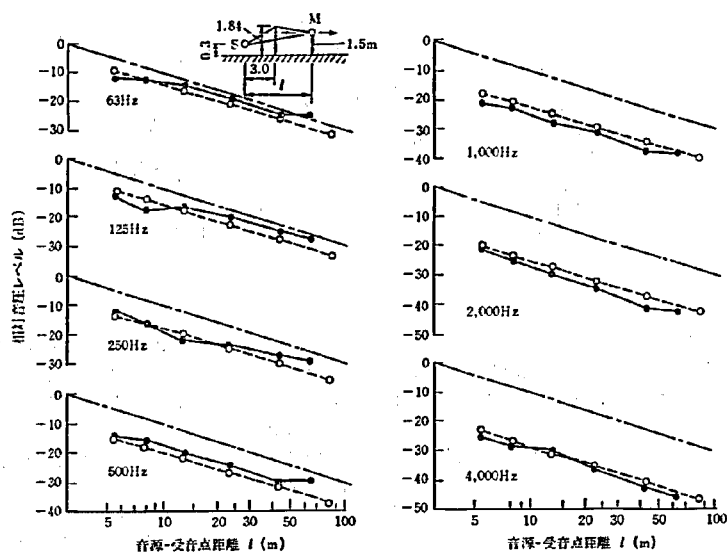
3) 遮音板の理論減衰値と実験値との比較

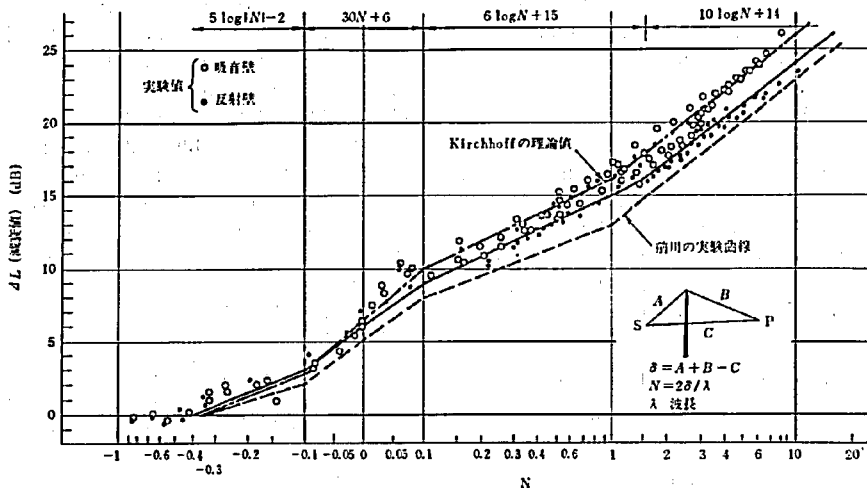
図-4.5 は、Kirchhoff の近似理論値、前川の実験値および今回の実験値 (●, ○, ▲, △印) を示したものである。この場合、地面反射による影響分は測定値から差し引いてある。

測定値のパラツキが大きいので、明確な結論は得られないが、

10 < N では、Kirchhoff の近似理論値に近く、
0.4 < N < 10 では、前川の実験値とほぼ同じ、
N < 0.3 では、両者をはるかに下回っている。

一般に、現場で遮音壁を設置する場合は、N 数は少なくとも 0.5 以上であるから、今回の実験の結果、前川の実験値を用いることは妥当であるといえよう。点音源からの音の減衰値 (ΔL_p) を簡単に求めるために、前川の



図-4.6 半無限障壁による減衰値¹¹⁾

測定値を近似式で示せば、(4.1) 式ようになる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_p &= 10 \log_{10} N + 13 \quad (1 \leq N) \\ &= 5 \log_{10} N + 13 \quad (0.1 \leq N < 1) \\ &= 2 \log_{10} N + 10 \quad (0.01 \leq N < 0.1) \\ &= 5 \quad (N = 0) \end{aligned} \right\} \dots (4.1)$$

また、これらの4式を1つの式で近似させれば、(4.2) 式のようになる。(4.1)、(4.2) 式は図-4.2の曲線を式化しただけのものである。

$$\Delta L_p = 10 \log_{10} (0.2 + N) + 12 \dots (4.2)$$

(b) 無響室内での実験¹¹⁾

土木研究所千葉支所に設けられた無響室(5m×7m×5m)で、6mm厚のアルミニウム板を用いて回折減衰の精密測定を行ったが、以下その概要を述べる。

図-4.6は障壁による減衰値をN数との関係で示したものである。アルミ板の吸音率はほとんど0%と考えられる。図では反射壁として示した。また、吸音壁とあるのは、アルミ板の表裏に3.5mm厚のカーペットをそれぞれ2枚合わせて貼りつけたものであり、この場合の垂直入射吸音率は、実験周波数3.15~6.3kHzで70~90%であった。

反射壁と吸音壁との減衰値は、 $N < 0.1$ では相違は認められないが、 $0.1 < N < 1$ では、1dB、 $2 < N$ では2dB程度、吸音壁の方が大きくなっている。

図の横軸はNとΔLとの関係を、数式で表わすのに便利なように、適当に定めたものであり、

$$\left. \begin{aligned} 0.1 < N &\quad \text{では対数目盛} \\ -0.1 < N < 0.1 &\quad \text{ではリニア目盛} \\ N < -0.1 &\quad \text{では逆対数目盛} \end{aligned} \right\}$$

としたものである。また、図には Kirchhoff の近似理論値と前川の実験曲線も併せて示している。

この結果、吸音壁ではほぼ Kirchhoff の値と一致し、反射壁では Kirchhoff と前川の実験曲線とのほぼ中間の値となっている。

反射壁に対する値を実験式で表わせば、(4.3) 式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_p &= -5 \log_{10} |N| - 2 \\ &\quad (-0.4 \leq N < -0.1) \\ &= 30N + 6 \quad (-0.1 \leq N < 0.1) \\ &= 6 \log_{10} N + 15 \quad (0.1 \leq N < 1.5) \\ &= 10 \log_{10} N + 14 \quad (1.5 \leq N < 10) \end{aligned} \right\} (4.3)$$

4.2 線音源からの音の減衰

実際に道路に設置される遮音壁の効果を予測する場合には、道路上を走行する自動車をどのような音源として取り扱うかが重要である。基本的には1台ごとの自動車を点音源と考え、対象とする自動車群をこれらの点音源の集りとし、1台ごとに前節で述べた方法で点音源からの音の壁による減衰値を求め、これを合成するという方法が考えられる。しかし、この方法は一般に非常に手数を要する。

現在、わが国では環境基準をはじめとして、騒音の評価指標は中央値を用いることが原則とされている。交通量が多くなれば、中央値の予測計算には自動車群を線音源として取り扱っており、例えば、日本音響学会では、1,000台/時以上の場合の回折減衰は、線音源として取り扱っている¹¹⁾。

この節では、線音源からの音の障壁による減衰について、これまでの研究をレビューするとともに、本研究での検討および日本音響学会が提案している実用的な方法について述べる。

(1) 既往の研究

Kurze & Anderson¹¹⁾ は点音源からの音が障壁に斜に入射する時の入射角度 r による音響経路差 δ と音源が受音点の正面にある場合の最大音響経路差 δ_{max} との関係をもとに、(4.4) 式のように求めている。

$$\delta = \delta_{max} \cos r \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

さらに、入射角 r の場合の点音源の減衰が $\Delta L_p(r)$ である時、(4.5) 式によって、線音源からの音の半無限長障壁による減衰値 ΔL_l を求めている。

$$\Delta L_l = \left\{ -10 \log_{10} \left(\frac{\pi}{2} \int_0^{\pi/2} 10^{\Delta L_p(r)/10} dr \right) \right\} \times 2 \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

山下・子安¹²⁾ はステンレスのチャンネルに銅球を並べこれを軸方向に往復運動させることにより、ほぼ無指向性の線音源を案出し、実験的に線音源からの音の障壁による減衰値を得た。結果は、図-4.7のとおりである。

図において、実線は実験結果から定めた値であり、破線は前節で述べた Kurze & Anderson の積分値であり、一番上の点線は、点音源における前川の実験値である。

山下・子安の実験値は Kurze & Anderson の積分値に対して、 $N < 5$ の領域では 2dB 程度小さい値となっているがほぼ近い値である。また、前川の点音源に対する減衰値と比べると、約 5~3dB 小さい値となっている。

(2) 本研究での検討¹³⁾

Kurze らの近似が妥当であるかどうかを検討するために、壁高 5m、周波数 500 Hz (波長 $\lambda = 0.68$ m) で、受

音点および音源の位置を種々に変えた場合、実際の音響経路差から求めた減衰値 (ΔL) と、(4.5) 式による経路差から求めた減衰値 (ΔL_l) とを比較し、(4.4) 式の近似の妥当性について検討した。

図-4.8 は ($\Delta L - \Delta L_l$) を方向角 r および Fresnel Zone 番号 N について、また、図-4.9 は ΔL および ΔL_l を併せて示したものである。この結果、 r が 0.6 ($\approx \pi/5$) までは、($\Delta L - \Delta L_l$) は 1dB 以下であり、また r が 1.3 ($\approx 2\pi/5$) でも 3dB 以下である。この範囲では、Kurze らの近似の差は小さく、かつ減衰値が小さくなるので安全側の計算となる。

(3) 実用的な計算方法¹⁴⁾

日本音響学会では、前述の山下・子安の実験結果などを根拠として、道路構造が切土、盛土、掘削、高架などの場合、あるいは道路端に遮音壁などが設置されている場合の、中央値に対する回折減衰値の実用的な計算方法を以下のように提案している。

- 1) 音源の高さは道路面から 0.3 m とする。
- 2) 図-4.10 に示す方法で音響経路差 δ ($=\delta_{max}$) を算出する。なお、受音点から音源が見通せる場合には、 δ の値を負とする。
- 3) 図-4.11 によって、 δ に対する回折減衰値 (a_d) を求める。通常はこの値をそのまま回折減衰値とする。
- 4) 切土、盛土、掘削構造ののり肩の両面が反射性 (例えば、コンクリートよう壁、石積みよう壁、舗装路面など) の場合には、図-4.11 から求めた値よりも絶対値が 2dB 小さい値を回折減衰値とする。
- 5) 前項に相当する場合でも、路肩に遮音壁が設置されているときは、図-4.11 による値をそのまま回折減衰値とする。

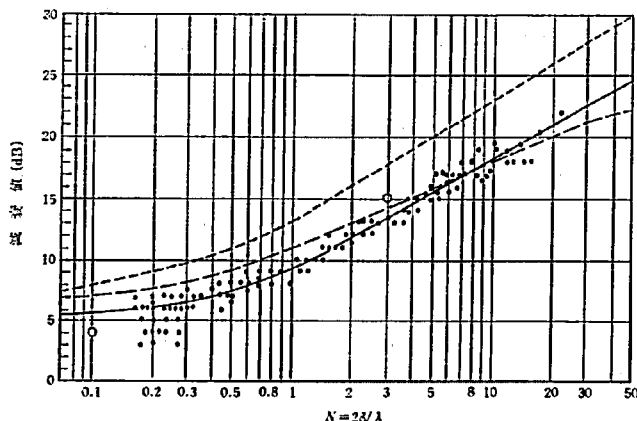


図-4.7 線音源よりの音の障壁による減衰

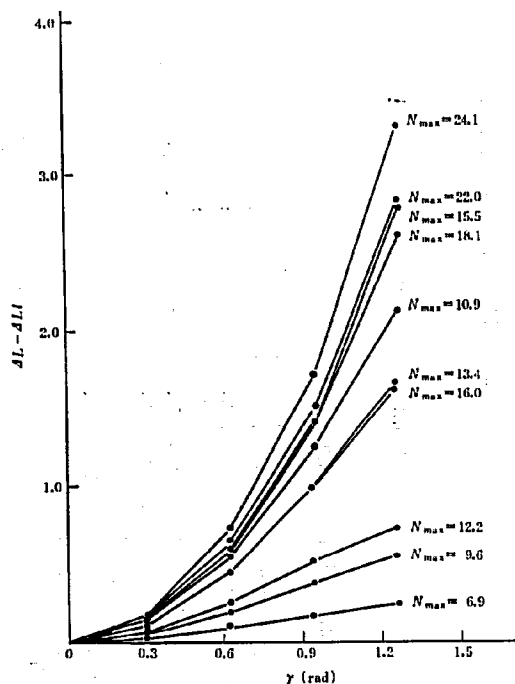


図-4.8 Kurz & Anderson による近似の検討——方向角による

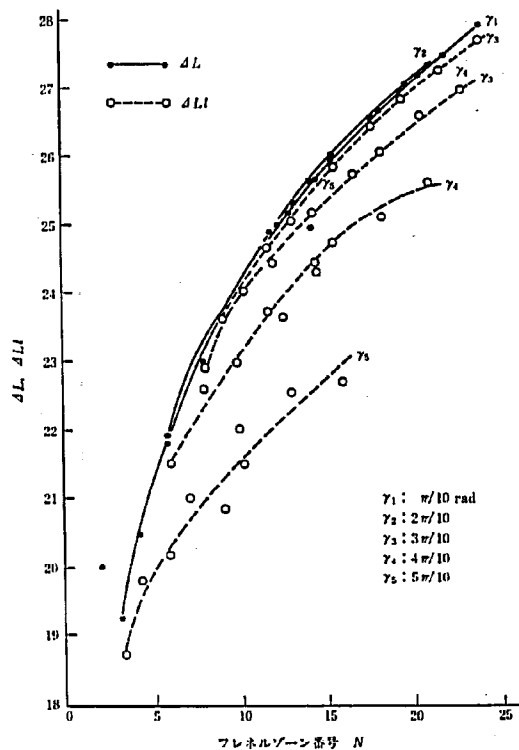


図-4.9 Kurz & Anderson による近似の検討——フレネルゾーン番号による

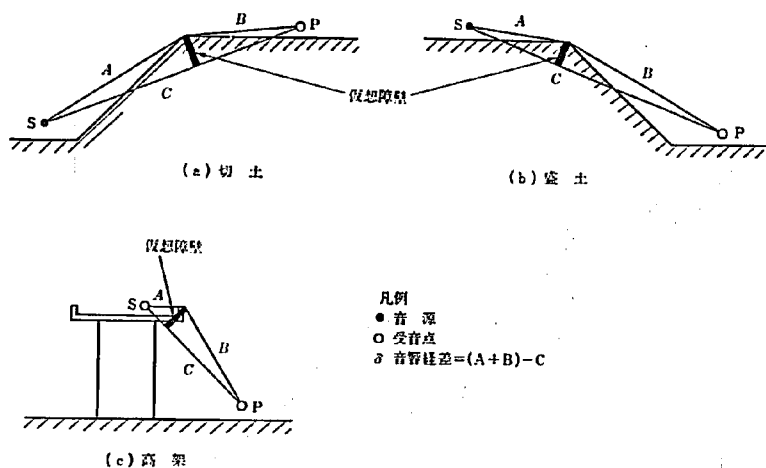


図-4.10 透へい物による音響経路差の計算

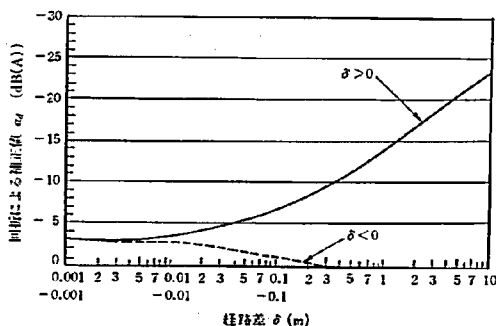


図-4.11 回折による補正値の計算図表

4.3 有限長壁による線音源からの音の減衰

実際に道路に遮音壁が設置されている場合、その壁を連続した半無限長壁とみなせない場合がある。このような場合には、壁の端部から音が直接受音点に達し、前節で述べた半無限長壁の場合の音の減衰値を設計に用いると、予測減衰値を過大に見積ることになる。以下、この節では壁が有限の場合の補正方法について述べる。

図-4.12において、受音点Rから音源Sを見通した時の角度を θ とし、障壁の左右への見通しの角度を、それぞれ θ_1 および θ_2 とすると、(4.5)式から有限長壁による減衰値は、以下のように求まる。

$$\Delta L_{r1} = -10 \log_{10} \left(\frac{1}{\theta_1} \int_0^{\theta_1} 10^{-\Delta L_p(r)/10} dr \right)$$

$$\Delta L_{r2} = -10 \log_{10} \left(\frac{1}{\theta_2} \int_0^{\theta_2} 10^{-\Delta L_p(r)/10} dr \right) \quad (4.6)$$

ここで

ΔL_{r1} : 見通し角 θ_1 の壁による減衰値 (dB)

ΔL_{r2} : 見通し角 θ_2 の壁による減衰値 (dB)

$\Delta L_p(r)$: 入射角 r の点音源からの音の減衰値 (dB)

である。したがって、見通し角 $(\theta_1 + \theta_2)$ の有限長壁による減衰値 $\Delta L'$ は

$$\Delta L' = -10 \log_{10} \left(\frac{\theta_1 \times 10^{-\Delta L_{r1}/10} + \theta_2 \times 10^{-\Delta L_{r2}/10}}{\theta_1 + \theta_2} \right) \quad (4.7)$$

で求めることができる。

つぎに、音源に対する見通し角 θ が $(\theta_1 + \theta_2)$ より大きい場合、すなわち、図-4.12に示したように、壁で音源

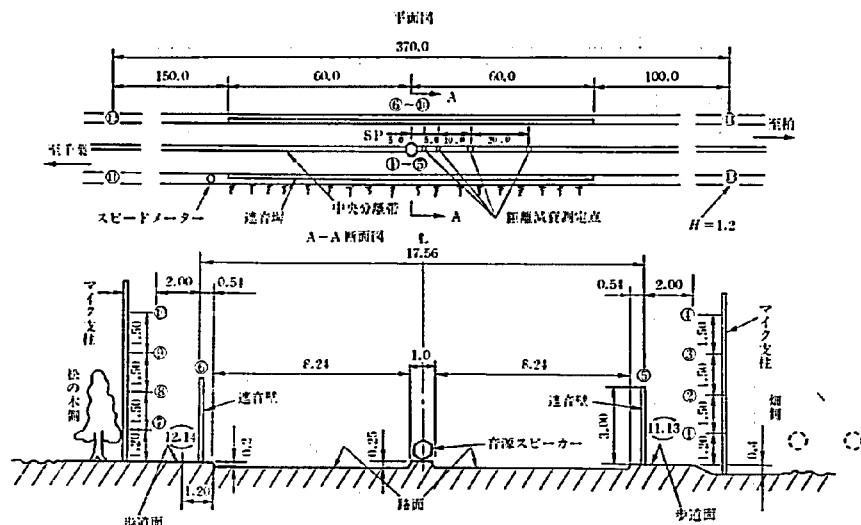


図-4.14 測定現場とマイクロホン配置図

平地平面4車線の区間である。左右の地面は路面に対して約0.2mの段差があるが、水平に開けている。道路の右側は路肩から約50mにわたってピーナツ畑であったが、実験時には裸地同様の状態であった。その先は麦畑であり、約1m高さの麦が生えている。左側は路肩から約20mはわずかに雑草の生えた空地であり、その先は1m程度の雑草・雑木が生えた荒地である。ただし、路肩に沿って約4m高の松が1列に植っている。

実験測定時の交通量は200~430台/10分(時間当りに換算して1,350~2,200台/時)であり、時間帯によって上りあるいは下方向に片寄る傾向があった。平均速度は実験期間を通じて、50~62 km/hであるが、同一測定時のバタツキはあまり大くでない。車種混入率は、ほぼ乗用車、大型、小型貨物の順であり、全測定中の平均はそれぞれ56、26、18%であった。

実験は7~9月にかけて実施したため、後半は猛暑が続いたが、測定器の保護と測定要員の健康を考慮して早朝に行ったので、実験測定時の気温は19~31℃となっている。なお、風速が3 m/sを超えた場合は測定を中止したので、測定値はすべて3 m/s以下における値である。

h. 供試壁と設置方法

実験に供した壁は12種である。そのうち2種は非吸音型（反射型）であり、10種は吸音型である。壁の構成材料と音響データ（吸音率法による）は表4.1に示すとおりである。これらのパネル（壁の主体を成す部分）は特に前面板の断面形、開口形、吸音材の配置などに、それぞれ特徴をもっている。

壁 *b* は非吸音型であるが、吸音材をはさんだサンドイッチ構造となっている。壁 *c, d, f, g, j, k, l* は共鳴吸収タイプであるが、*k* は孔あきボードを2重にした複合共鳴タイプとでもいうべきものであり、*l* は吸音材を使用していない。壁 *a, e, i* は真通孔から雨水が侵入しないように、上部に覆いをした構造となっているため、視線方向により開口率が異なる。*h* は異なる吸音材と遮音板の組合せである。パネル1枚当りの ($2m \times 0.5m = 1m^2$) 重量は、大部分は 20kg/台 であるが、*b, e, g, h* は 37~40kg あり、*i* は実に 70kg となっている。

このようなパネルを 2 m 間隔で建てた H 型钢 (150×150) に落し込むことによって、遮音壁として組立てたものである。パネル寸法は 1,980×1,000 または 1,980×500 のいずれかであるから、H 型钢はすべてのパネルに供用できる。

建込み位置は道路の左右両側とも、図-4.15 に示したように、歩道上の車道境界端とし、壁高は 3m、設置延長は 120m である。

c. 測定方法

測定は人工音(点音源)と自動車騒音(移動する点音源の列)の波質について行った。人工音は道路中央の分離帯上に置いたスピーカ(12面無指向性)により発生した63~8,000 Hz のオクターブバンドノイズであり、自動車騒音は実験区間を通過する一般車両から発生する騒音である。

受音点位置は、図-4.15 に示したように、基本的には壁から水平距離 2m のところに、左右それぞれ 4 点(①

表4.1 供試遮音壁パネル一覧表

パネル	呼 称	前 面 板				吸 音 材			空 気 層		後 面 板		音響データ TL: 透過損失 (dB) α: 吸音率							分 類
		材 質	厚さ (mm)	断面形状	開口形状	開口率 (%)	材 質	厚さ (mm)	密 度 (kg/m³) (kg/m³)	厚 さ (mm)	材 質	厚さ (mm)	中 心 周 波 数 (Hz)							
													125	250	500	1,000	2,000	4,000		
a	非吸音型	ポリコン板	1.0	平 面	—	—	—	—	—	—	—	TL α	28 —	28 —	31 —	38 —	36 —	41 —	非吸音	
b	“	亜鉛鉄板	1.2	連続コの 字形	—	—	ロックウール	30	* 120	—	亜鉛鉄板	1.6	TL α	24 —	31 —	41 —	47 —	50 —	52 —	“
c	吸 音 型	アルミ合金	1.0	リブ付	105×2	正面18 斜下70	グラスウール	50	1.45 * 32	10(前)	“	1.6	TL α	21 0.16	25 0.66	32 1.04	39 1.05	45 0.91	50 0.68	中吸音
d	“	“	0.8	わずかに 下向鋸歯	18φ	31	“	40	2.2 * 48	40(背)	“	1.2	TL α	21 0.28	28 0.95	37 1.11	43 0.98	48 0.81	52 0.66	高吸音
e	“	着色亜鉛鉄 板	0.8	鋸 歯 状 160×110	110×1970 長方形下向	—	“	50	* 32	110 2(背)	着色亜鉛 鉄板	1.2	TL α	19 0.23	20 0.66	33 0.96	41 0.98	46 0.69	44 0.71	中吸音
f	“	耐食アルミ 合金	1.0	平 面	15φ	28	ロックウール	50	7.5 * 150	70(背)	耐食アル ミ鋼板	1.0 1.6	TL α	19 0.57	31 0.84	37 0.99	40 1.06	45 1.05	51 0.76	高吸音
g	“	ボンデ鋼板	1.0	平 面	28φ	21.6	“	40	6.6	50(前) 120(背)	ボンデ鋼 板	1.2	TL α	24 0.67	31 0.73	35 0.91	37 0.95	44 0.99	46 0.81	“
h	“	—	—	—	—	—	硬質磁器吸音体	20	1.35	50(背)	亜鉛鉄板	1.6	TL α	19 0.17	24 0.52	31 0.85	36 0.84	39 0.78	—	中吸音
i	“	アルミ合金	0.5	こまかい 鋸歯状	5×12 長 方 形	30	グラスウール	40	1.6	90(背)	スレート ブロック	30	TL α	30 0.24	32 0.71	43 0.99	49 0.96	49 0.91	53 0.87	“
j	“	高分子量ポ リエチレン	7	わずかに 下向鋸歯	18φ	25	“	50	2.25	10(前) 40(背)	高分子量 ポリエチ レン	7	TL α	21 0.48	26 0.79	40 0.96	43 20.9	49 0.84	49 0.71	高吸音
k	“	アルミ合金	1.0	平 面	8φ	30	穴あきスレート グラスロンクロス	4 1	—	20(前) 60(背)	塩ビシー ト亜鉛鋼板	5	TL α	22 0.06	27 0.32	31 0.86	36 0.80	40 0.47	45 0.31	低吸音
l	“	耐食アルミ 鋼板	1.0	平 面	15φ	A28 B 7	—	—	—	117	耐食アル ミ合金	1.0 1.6	TL α	(32) 0.04	(27) 0.28	(27) 0.44	(26) 0.18	(29) 0.16	(31) 0.04	“

道路交通騒音の予測計算方法に関する研究

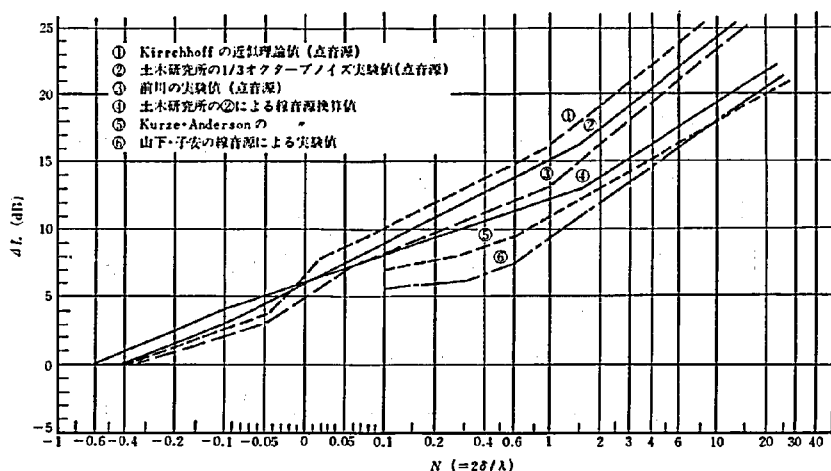


図-4.15 障壁による音の減衰値 (ΔL : 減衰値, N : フレネルゾーン番号)

～④および⑦～⑩)と壁上部に1点ずつ(⑥, ⑧)とした。自動車騒音測定時には、さらに壁設置部から離れた地点に車道に沿って4点(①～④)、部分的には、さらに畑側に壁から12, 22, 32mの地点に3点を追加した。これらの測定点では同時測定とした。ここで、壁から2mの地点を測定の中心とした理由は、この条件で自動車騒音を測定する場合、壁の両端部からの直達音によって生ずる誤差を無視できる最遠点が約2mであることによる。

d. 遮音効果の解析の根拠

前述のように障壁による回折減衰については、近似理論、実験値があり、この実験の結果を整理する場合、これらの研究成果との照合が必要である。

図-4.15は、これまでの研究成果をまとめて示したものである。①, ②, ③は点音源からの音の減衰値, ④, ⑤, ⑥は線音源からの音の減衰値を示した。④は②の値を線音源修正したものである。②は(4.2)式に示した値であり、人工音の結果の解析に用いている。また、自動車騒音の解析では④を用いている。

e. 人工音の減衰

人工音の実測値と図-4.15の②による計算値とを比較した結果を図-4.16に示す。図において、縦軸の ΔL_c は実測値, ΔL_e は(4.2)式による計算値, $\Delta\Delta L$ は両者の平均差($\Delta L_c - \Delta L_e$)、 σ は両者の差の標準偏差、 r は相関係数である。

各壁について共通していえることは、 $15 < \Delta L_c$ では、 ΔL_e の増加に見合っただけの ΔL_c の増加が生じないこと、すなわち15～20dBで減衰が頭打ちになっている

ことである。これは、パネル単体としては十分な透過損失があっても、組立ての不手際により、壁全体としての透過損失が低下していることが原因と考えられる。 f 壁は音の直達部でも、3dBの減衰が生じていることから、測定の実ミスと思われる。

f. 自動車交通騒音の減衰

実験区間を通過する一般車両による交通騒音の減衰は表-4.2に示すとおりである。 L_1 は道路中央に置いた点音源の減衰に相当しており、 L_{11} は図-4.16の④に示した線音源の減衰に近い値となっている。マイクロホン番号①～④、または⑦～⑩の順で減衰値が変化しているのは音響経路差から当然であるが、 $L_1 \sim L_{11}$ の順で減衰値が減少しているのが特徴である。

g. パネルの音響性能による遮音効果の比較

透過損失 TL あるいは吸音率 α によって遮音効果がどの程度異なるかは、関心のあるところである。本実験で使用したパネルは、 α の大きいものは TL も比較的大きいという傾向があるため、 TL と α との影響を独立して検討することは困難であるため、単純に音響性能をグループ分けして L_{11} について検討した結果を述べる。

まず、パネルの125～2,000Hzの平均透過損失 $\overline{TL}$ の大きいグループと小さいグループとに分けて比較すると影の部分(①, ②, ⑦, ⑧)で1dB強、直達音の存在する部分(③, ④, ⑨, ⑩)で、わずかに、 $\overline{TL}$ の大なるグループが減衰値が大きい。グループの境は33dBである。

平均吸音率 $\bar{\alpha}$ だけでグループ分けをした場合、60% < $\bar{\alpha}$ のグループは $\bar{\alpha} < 60\%$ のグループよりも、影の部分で2dB程度、直達音がある部分で1dB程度減衰値が大き

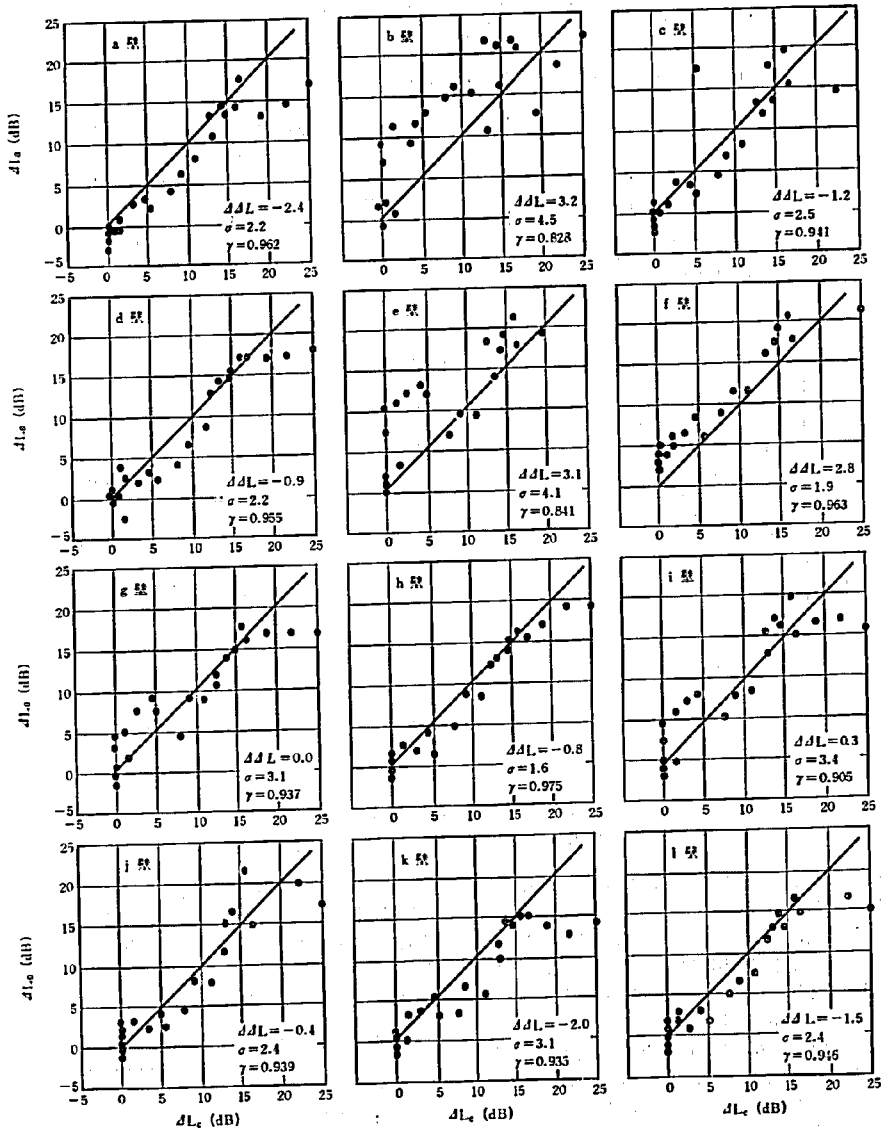
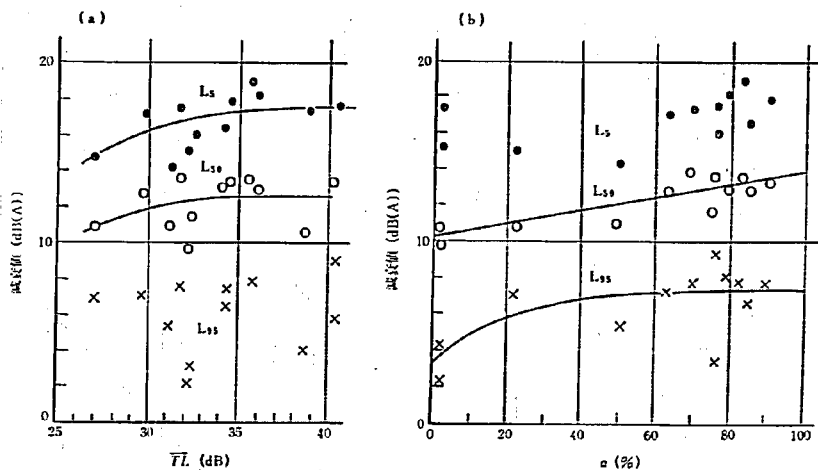


図-4.16 人工音(点音源)における減衰の計算値と実測値の関係 (ΔL_c : 計算値, ΔL_a : 実測値, $\Delta\Delta L = \Delta L_c - \Delta L_a$)

表4.2 交通騒音の減衰値 (dB(A))

マイクロホン番号	L_1 : 90%上端値		L_{10} : 80%上端値		L_{50} : 中央値		L_{90} : 80%下端値		L_{95} : 90%下端値	
	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均
①or②	14~19	17	13~18	16	11~14	12	4~9	7	2~9	6
②or③	11~14	13	10~13	12	8~12	10	2~9	6	1~8	6
③or④	1~5	3	1~4	3	1~5	2	-5~5	2	-3~5	2
④or⑤	0~3	1	0~3	1	-1~2	1	-3~2	1	-4~3	1

ただし、車線数: 4車、壁位置: 車道端、壁建築長: 120m、マイク位置: 壁から2m マイク地上
高: ①②は 1.2, ③④は 2.7, ⑤⑥は 4.2, ⑦⑧は 5.7m



壁高: 3.0m, 測点: 地上 1.2m, 壁から2m

TL: 音響室法による125~2,000Hzの平均値

図-4.17 パネルの音響性能と交通騒音の減衰

い。また、壁面反射による対向域での音圧上昇は、60% $\leq \alpha$ ではわずかに認められる程度であるが、 $\alpha < 60\%$ では1dB程度、非吸音型 ($\alpha=0$)では2dB程度となっている。さらに壁を対面設置した場合の減衰値の低下は、非吸音型同志の組合せでは0.6~1.5dB、60% $\leq \alpha$ 同志の組合せでは0.5~1.3dBであった。図-4.17は地上1.2mにおける LT および α と減衰値との関係を L_1 , L_{10} , L_{50} , L_{90} について示したものである。なお、これらは、4車線道路の外側に3mの壁を建てた場合の壁から2m地点での結果であることに留意する必要がある。

h. 中距離域の測定値と計算値

前項までは、すべて壁から2mの距離での結果を述べたものである。このほかにも、道路から離れた3地点、(道路中心線から21, 31, 41mの地点)について実測し

ているので、その結果について述べる。

図-4.18のa)は壁がない場合であり、図で曲線⑥は1列等間隔等パワーモデルによる理論計算値であり、(2.3)式で求めたものである。ただし、 L_W は土木研究所の実験式(4.12)式を用いた。

$$L_W = 0.2V + 84 + 10 \log_{10}(a_1 + 2a_2 + 10a_3) \quad (4.9)$$

ここで

V : 平均走行速度 (km/h)

a_1 : 乗用車種の混入割合

a_2 : 小型貨物車種の混入割合

a_3 : 大型車種の混入割合

$$a_1 + a_2 + a_3 = 1.0$$

道路から離れた地点で、実測値は計算値よりも小さくなっているが、これは車道の見通し長が有限であるこ

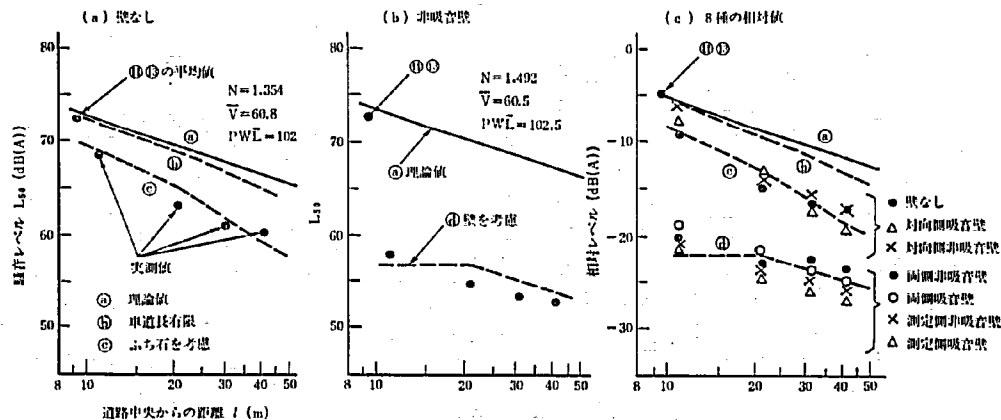


図-4.18 中距離域での計算値と実測値

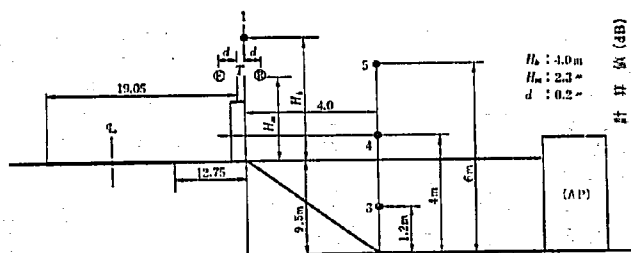


図-4.19 遮音壁効果測定時のマイクロホン位置

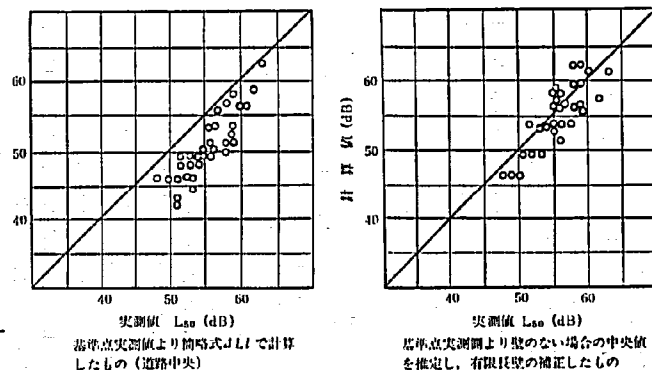


図-4.20 遮音壁による交通騒音低減効果、計算値と実測値との対応

と、道路のふち石による遮へい効果があること、および地表面による吸音があることなどによる。図中の曲線④は有限な音源に対する補正値であり、⑤はふち石による遮へい効果分を減じたものであり、この結果、⑥は実測値とかなり合ってきている。

図-4.18のb)は非吸音型の壁がある場合の実測値であり、⑥は⑤の理論値を有限長補正した値から図-4.16の④の線音源の回折減衰値を減じたものであり、実測値と比較的合っている。

図-4.18のc)は8種の実測結果を歩道上のレベルの相対値で示したものである。⑥の近くに分布している値が壁のない場合の実測値であり、対面側に壁がなければ計算値に近いが、対面壁がある場合には、特に車道に近い地点でレベルが大きくなっている。④の近くに分布している値が、測定側に壁がある場合であり、減衰値の大きい方から片側吸音壁、片側非吸音壁、両側非吸音壁の順となっているが、差はわずかである。

(2) バイパスでの実測

一般国道のバイパスに設置した遮音壁の効果を確認するためにに行った実測結果は、以下のとおりである。

実測した地点の断面図は図-4.19のとおりである。マイクロホンの位置なども図示のとおりである。

実測結果を、前述の日本音響学会の図-4.12を考慮して筆者らが簡略化した(4.10)式の線音源の減衰値を用いて計算した値を有限補正した結果と実測値とを比較すれば、図-4.20のとおりである。

$$\Delta L_1 = 10 \log_{10} (0.2 + N) + 9 \dots \dots \dots (4.10)$$

ここで

$$\Delta L_1: \text{筆者らの線音源に対する回折減衰値(dB(A))}$$

N : Fresnel Zone 番号

である。

図-4.20のように、有限補正した値と実測値とは比較的良く合っている。

5. 結論および今後の問題点

5.1 結 論

本研究における結論を各章ごとに述べれば、以下のとおりである。

第1章においては、昭和29年度を初年度とする第1次道路整備5ヵ年計画以来、現在第8次5ヵ年計画が実施されており、高速自動車国道の供用延長が約2,900kmに達したことに代表されるように、わが国の道路整備は飛躍的に進められてきたが、一方では、騒音、振動、大気汚染などの交通公害が激化し、とりわけ道路交通騒音は住民の日常生活に影響することが大きく、環境基準の

達成率も20%以下であり、その防止対策の確立および道路計画における環境影響評価に用いられる予測方法の開発が急務であり、また極めて重要であることを示した。

第2章においては、道路交通騒音の伝搬と予測モデルについては述べたが、この章の主な結論は以下のとおりである。

1) 道路交通騒音の予測モデルには、経験的モデル、解析モデル、確率論モデル、その他のモデルがある。

2) 経験的モデルは、最も基礎的なモデルであるが、モデルの成立条件外には適用できない。したがって、各種の条件に対して、適用できるモデルを得るためには、条件ごとに統計的に有意な実測資料を収集、整理する必要がある。

3) 解析モデルのうち、1列等間隔等パワーモデルは道路、交通および沿道条件が極めて単純な場合、騒音レベルの平均的な値(例えば L_{10})を予測計算するのに適しており、過剰減衰の影響を α_f という補正項で補正する日本音響学会の予測計算方法は、 L_{10} の実用的な計算方法として、広く実用に供されている。しかし、 α_f は実測値との対比から得られたものであり、代表的な道路構造、交通量などについて求められているが、前述の経験的モデルと同じ問題点がある。また、道路および交通条件が複雑な場合には、解析解が得られないという欠点がある。

4) 確率論モデルは、自動車のパワーレベルあるいは走行の変動状況をモデル化しているので、騒音レベルの平均的な値だけでなく、変動状態も表わすことができモデルとしての汎用性が高い。

第3章においては、解析モデルとして1列等間隔モデル、また、確率論モデルとして指数分布モデルおよび時間分布モデルを対象として、いずれも等パワーの場合について計算値と実測値とを対比し、これによって、これらのモデルの適合性を検討したものであり、その主な結論は以下のとおりである。

5) 路肩部での検証の結果、中央値(L_{10})の予測計算に関しては、どのモデルも、交通量が少なくなるほど、 α (実測値から計算値を減じた値)の標準偏差が大きくなり、予測の精度が悪くなる。しかし、 $\bar{\alpha}$ (α の平均値)は負の値であり、安全側の計算となり、実用計算上は差し支えない。特に、1列等間隔等パワーモデルは、他のモデルと大差のない精度であるが、計算所要時間が非常に早いので、最も経済的かつ実用的な方法である。

6) 同じく、 L_{10} に関しては、どのモデルも、 L_{10} と同程度の精度で予測計算ができる。

7) 同じく、 L_{10} に関しては、各モデルを通じて $\bar{\alpha}$ は5~14dB(A)であり、 σ も4~7dB(A)であるので、どの方法も予測計算には適さない。

8) 道路から離れた地点(最大80m)の予測計算に関しては、過剰減衰の影響を減衰係数としてモデルに組み込んだ時間分布モデルは、計算時間も他の確率論モデル(例えば指数分布モデル)よりも早く、また、実測値との適合性も良い。

9) その他の方法としては、①シミュレーション方法②ハイブリッド・モデルなどがあり、道路構造、交通条件が複雑な場合の予測計算には有用な方法である。

第4章においては、障壁による回折減衰の理論を明かにし、点音源からの音の減衰、線音源からの音の減衰、音源が有限な場合、障壁の長さが有限な場合における減衰値の計算方法を実験による検討を加えて示した。また実際に道路に設置された遮音壁の減衰効果を測定し、計算値との比較を行ったが、主な結論は以下のとおりである。

10) 点音源からの音の障壁による回折減衰値は、Kirchoffの近似理論により、Fresnel Zone番号から求めることができ、前川、筆者らの実験によって確認された。

11) 線音源からの音の障壁による回折減衰値は、点音源からの音の減衰値を(4.5)式によって積分することによって求めることができる。実用的には、山下・子安の実験結果あるいは筆者らの提案曲線(図-4.15の③)が利用できる。

12) 音源が有限な場合あるいは障壁の長さが有限な場合には、見通し角を用いることによって、(4.7)あるいは(4.8)式から減衰値を求めることができる。

13) 実際にバイパスに設置された遮音壁の減衰値を測定した結果、筆者らが提案した線音源から音の減衰の実用曲線から求めた値を(4.8)式で有限長補正した値は、実測値と比較的良好に合うことが確認された。

5.2 今後の課題点

本研究では、道路交通騒音の予測計算方法と防止対策の一つである遮音壁の減衰効果について述べたが、今後さらに、道路交通騒音を防止し、望ましい生活環境を保

全するために研究すべき課題は多い。以下、これらの主なものについて述べ、今後の課題としたい。

(1) 道路交通騒音の評価指標の検討

現在、わが国では道路交通騒音の評価指数は中央値(L_{50})が原則とされており、「騒音規制法」に基づく要請限度あるいは「騒音に係る環境基準について」でも中央値が用いられている。一方、英国では80名レンジの上端値(L_{10})を評価指標としているが、その他の欧米諸国では等価騒音レベル(L_{eq})を採用する方向にある。道路交通騒音のみならず、その他の騒音を含めて、今後は L_{eq} が国際的に統一された指標として採用されるう勢にある。このような情勢を踏まえ、日本工業規格協会では、日本音響学会に委託して、現在、「JIS Z 8731 騒音レベル測定方法」の改訂作業が進められているが、著者(金安)が参加している日本音響学会の改正原案作成委員会では、 L_{eq} を評価指標の原則にすることが検討されている。

したがって、道路交通騒音を含めた騒音全般の評価指標として、どのような指標が最も適切であり、また、日常生活との関連で、望ましい基準値はどの程度であるかということ、広範な社会調査を踏まえて調査研究することは極めて重要である。

(2) 音源対策の効果の検討

昭和51年6月、中央公害対策審議会は自動車騒音の許容限度の長期的設定方針について、加速走行騒音の許容限度設定目標値(瞬間最大値)を表-5.1のように環境庁長官に答申した。

表において、第一段階の目標値は昭和54年に達成するよう努めるものとされており、また、第二段階の目標値は現在のところ、その達成期間を予測することは困難な状況にあるが、道路交通騒音を一層低減するために、できるだけ早期に達成する必要があるとしている。

この答申を受けて、環境庁は昭和53年、第一段階の目標値のとおり、許容限度を告示した。この結果、これまでの限度値に対して、加速走行騒音および定常走行騒音

表-5.1 加速走行騒音の許容限度目標値

自動車の種類別	許容限度設定目標値 (加速走行騒音)	
	第1段階	第2段階
車両総重量3.5がトンを超えるもの	86	83
車両総重量が3.5トン以下のもの、乗用車、二輪車(原動機付自転車を除く。)	81	78
原動機付自転車	78	75

(備考) 1 単位は dB(A)

2 JIS D 1024 (自動車の車外騒音試験法) による値である

表-5.2 加速走行騒音および定常走行騒音の低減量

車 種		50年9月告示による規制		第一段階	第二段階
		旧 規 制	新 規 制		
車両総重量が3.5トンを超え、最高出力が200馬力を超えるバス、トラック	加速走行騒音規制値	92	89	86	83
	加速走行騒音低減量	—	3	6	9
	定常走行騒音低減量	—	2	4	5
車両総重量が3.5トンを超え、最高出力が200馬力以下のバス、トラック	加速走行騒音規制値	89	87	86	83
	加速走行騒音低減量	—	2	3	6
	定常走行騒音低減量	—	1	2	4
車両総重量が3.5トン以下のバス、トラック	加速走行騒音規制値	85	83	81	78
	加速走行騒音低減量	—	2	4	7
	定常走行騒音低減量	—	0	1	1
乗用車（定員10人以下）	加速走行騒音規制値	84	82	81	78
	加速走行騒音低減量	—	2	3	6
	定常走行騒音低減量	—	0	1	1

(備考) 単位は dB(A)

表-5.3 環境騒音低減結果

(単位: dB(A))

	50年9月告示による規制	第 一 段 階	第 二 段 階
交差点付近	2~3	3.5~5	6.5~7.5
直線道路付近	1.5~2	2.5~3	3.5~5

の低減量は表-5.2のとおりとなる。また、この結果、環境騒音低減効果は表-5.3のように予想している。表の低減量はシミュレーションによる予測値であり、現実に、このように低減するかどうかは、今後、実測により確認する必要がある。その結果、現在予測計算に用いられている自動車のパワーレベルの大きさの見直しが重要な課題である。

(3) 複雑な道路構造に対する予測方法の開発

第2章で述べた予測モデルは、平坦な道路に対するものであり、また、切土、盛土、掘削、高架などの道路構造の場合には、第4章で述べた障壁による遮へい効果を考慮して補正する方法が、実用的な方法として示されている。

しかし、これらの場合も、同一の道路構造が無限に連続していることが前提であり、また、補正の方法も中央値に対する場合に限定されており、任意の L_{eq} あるいは L_{eq} の予測には適用できない。しかも、交差点、インターチェンジ、ランプ、料金所などの道路構造、交通条

件、給道条件などが複雑な地点での予測計算には適用できない。

このような場合の予測には、第一には、シミュレーション法、第二にはスケール・モデルによる無響室内での模型実験が用いられている。

シミュレーション法では、電算機による計算量が一般に、かなり多いこと、また、減衰係数の定め方などに問題点が残されており、これらについて、今後、手法の改良、実測値との対比による検討が必要である。

また、スケール・モデルによる模型実験は、無響室という実験施設が必要であり、模擬音源として殺音源を用いる場合には、中央値しか予測できない。したがって、簡便な方法による実験あるいは点音源を用いて得られる騒音のパターンを合成するハイブリッド手法の開発が、今後必要である。

謝 辞

本研究は建設省土木研究所道路部交通環境研究室にお

ける道路交通騒音に関する調査研究の一環として行われたものである。本研究に際して賜った足立義雄研究室長を始めとする同室の方々、特に野中宏研究員のご協力に深く感謝する次第である。

また、本研究の骨子である時間分布モデルについて、直接ご指導いただいた英国運輸道路研究所環境部 P.M. Nelson 博士のご好意がなければ、本研究は完成しえなかったことを記して、同博士への謝辞とする。

参考文献

- 建設省：昭和54年度 国土建設の現状。
- 環境庁：昭和53年度 公害の現状に関する年次報告。
- 閣議決定：騒音に係る環境基準について、昭和46年5月25日。
- 総理府・厚生省令：騒音規制法第17条第1項の規定に基づく指定地域内における自動車騒音の限度を定める命令、昭和46年6月23日。
- 建設省道路局企画課・土木研究所道路部交通環境研究室：道路交通騒音調査資料、(9)、昭和54年9月。
- 金安公造・金泉 昭：道路交通騒音と道路構造に関する研究(1)、土木研究所報告第145号の4、昭和48年5月。
- 日本工業標準調査会：騒音レベル測定法、JIS Z 8731-1966、1969年8月。
- Building and Buildings: The Noise Insulation Regulation, 1975。
- Ministry of Public Health and Environmental Hygiene: Proposed Legislation on Noise Abatement in the Netherlands, June, 1976。
- Traffic Noise Committee: Summary in English, The Committee's Deliberations and Proposals, SOU 60, 1974。
- Verein Deutscher Ingenieure: Beurteilung von Arbeitslärm in der Nachbauschafft, VDI 2058, Blatt 1, Juni, 1973。
- 日本音響学会：道路交通騒音の予測計算方法に関する研究報告書、昭和50年2月。
- 日本音響学会：道路交通騒音の予測における数学的モデルと評価量について、昭和50年2月。
- 久野和宏・池谷和夫：ランダムに分布した点音源群から放射された音響パワーの確率分布、日本音響学会誌、Vol. 30, No. 5, 1974。
- 高木興一・平松幸三・山本剛夫：指数分布モデルに基づく道路交通騒音の研究、日本音響学会誌、Vol. 33, No. 6, 1977。
- 金安公造・金泉 昭：道路交通騒音の予測式に関する一考察、道路、1974-2。
- Highway Research Board: Highway Noise, A Design Guide for Highway Engineers, NCHRP Report 117, 1971。
- 庄司 光・山本剛夫・中村隆一：街頭騒音とくに交通騒音に関する研究、日本音響学会誌、Vol. 19, No. 3, 1963。
- D.R. Johnson and E.G. Saunders: The Evaluation of Noise from Free Flowing Road Traffic, J. Sound and Vib., 7(3), 1968。
- 堀 克郎：交通工学入門、山海堂、p. 28-33, 1963。
- 佐々木綱：交通流理論、交通工学3、技術書院、1965。
- 庄司 光ほか：モンテカルロ法による交通騒音の推定、土木学会論文集、No. 154, 1968。
- P.M. Nelson: A computer model for determining the temporal distribution of noise from road traffic, TRRL Laboratory Report 611, 1973。
- P.M. Nelson: The combination of noise from separate time varying sources, TRRL Report LR 526, 1972。
- 佐々木実：騒音レベル dB(A) の平均値予測の方法(Ⅱ)～(Ⅳ)、日本音響学会、道路交通騒音調査研究委員会資料、1974。
- 石井聖光：道路交通騒音予測計算方法に関する研究、日本音響学会誌、Vol. 33, No. 8, 1977。
- 建設省土木研究所：道路交通騒音と道路構造に関する調査研究、第25回建設省技術研究発表会、1972。
- 建設省土木研究所：道路交通騒音と道路構造に関する調査研究、第27回建設省技術研究発表会、1973。
- 建設省土木研究所：道路交通騒音と道路構造に関する調査研究、第28回建設省技術発表会、1974。
- 建設省土木研究所：道路用遮音壁の現場実測調査、土木研究所資料、第924号、1975。
- 高木興一・藤木 修・山本剛夫：指数分布モデルにおける L_n について、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集4、昭和53年。
- C.M. Harris 編：Hand Book of Noise Control, 1957。
- 前川純一：障壁(塙)の遮音設計に関する実験的研究、日本音響学会誌、Vol. 18, No. 4, 1962。
- 金安公造・金泉 昭：遮音壁の防音効果、道路、1972-9。
- 金泉 昭・平野 彰：道路構造と自動車騒音——その2——、土木技術資料 15-1, 1973。
- U.J. Kurze and G.S. Anderson: Sound Attenua-

tion by Barriers, Applied Acoustics, 4, 1971.

- 37) 山下充康・子安 勝：線状音源に対する障壁の遮音効果，日本音響学会誌，Vol. 29, No. 4, 1973.

- 38) 野中 宏：有限長遮音壁の減音効果，土木技術資料

17-6, 1975.

- 39) 金泉 昭：道路用遮音壁の現場実験結果について，日本音響学会誌，Vol. 30, No. 11, 1974.

(昭和55年5月1日原稿受理)

治水計画の策定および評価に関する研究(I)

—堀込河道の都市化流域における 洪水災害の分析と治水計画—

山口 高 志*
吉 川 勝 秀**
角 田 学***

On the Flood Disaster Prevention Planning (I)

—Analysis of Flood Damage in an Urbanizing Watershed and Planning of Counter Measures—

by Takayuki Yamaguchi*
Katsuhide Yoshikawa**
Manabu Tsunoda***

Synopsis:

The peak discharge of storm water runoff will increase and damage potential also increase due to urbanization of a watershed. In this report a system model is developed to analyze the change of runoff, inundation and flood damage due to urbanization of a watershed. The system model includes rainfall model, runoff model, flooding model and damage model. Furthermore the evaluation model based on benefit-cost analysis is developed to evaluate counter-measures against the damage increase, by using the damage model in the system model.

Case study is conducted to check the applicability of these models. The changes of the storm water runoff and the flood damage due to the urbanization of the watershed is estimated and the causes for the changes are analyzed. Counter-measures for the damage increase, such as river improvement and storm water retention facilities, are evaluated by the benefit-cost evaluation model. In this analysis, the stretch construction and the staged construction of flood damage prevention measures are also compared on the basis of efficiency.

This report may be useful to the flood disaster prevention planning in an urbanizing watershed.

Key words: Flood damage, storm water runoff, system model, benefit-cost analysis, urbanization, damage increase, runoff change

* 河川部総合治水研究室長 (現関東地方建設局江戸川工事事務所長)

** 研究員

*** 土木研究所研究生 (現早稲田大学大学院理工学研究科学生)

要 旨

流域が都市化すると洪水のピーク流量が増大し、また被害ポテンシャルも増大する。そのために、都市化が急激に進行している流域における治水対策が重要な課題となっている。

本報告書では、流域の都市化に起因した流出の変化、はんらん状況の変化および洪水被害の変化を分析するための体系的なモデルを提案した。このモデルは、降雨モデル、流出モデル、はんらんモデルおよび被害モデルより構成されている。さらに、治水対策の効果を評価するため、被害モデルを用いた費用便益分析モデルを提案した。

都市化が進行している流域を対象にケース・スタディを実施し、提案したモデルの検証分析を行った。その結果、都市化に起因した流出の変化および被害の変化が定量的に評価された。さらに被害が増大する原因について要因分析を行って、流出増による増分と被害ポテンシャル増による増分を定量的に評価した。さらに、河川改修および雨水貯留といった治水対策の妥当性を費用便益分析により評価した。この分析においては、治水対策の段階的実施方式と一括実施方式の効率性の比較についても検討した。

以上の検討より、都市化が進行している流域の治水計画を策定する上で、本報告書で提案した分析手法が有効であることを確認することができた。

キーワード：洪水被害、洪水流出、都市化、被害増加、流出増、費用便益分析、システム・モデル、要因分析

目 次

1. はじめに	(3)	洪水災害変化の分析と治水対策の評価	(16)
2. 従来の研究と本研究の基本的立場	(3)	5.1 調査のシナリオ	(16)
2.1 従来の研究	(3)	5.2 対象流域の概要と流域分割	(18)
(1) 都市化流域における洪水災害について	(3)	5.3 各サブモデルの同定	(18)
(2) 治水安全度の評価方法について	(4)	(1) 流域の都市化モデル	(18)
(3) 治水対策の具体的評価方法について	(4)	(2) 水文モデル	(19)
2.2 本研究の基本的立場	(5)	(3) 水理モデル	(23)
3. 洪水災害のシミュレーション・モデル	(5)	(4) 水文・水理モデルのパラメーター一覧表	(27)
3.1 洪水災害発生機構の模式化と被害の種類	(5)	(5) 洪水被害額モデル	(27)
(1) 洪水災害の発生機構	(5)	(6) 年平均被害額モデル	(31)
(2) 洪水被害の種類	(6)	5.4 結果および考察	(31)
3.2 洪水災害の系統的な分析モデル	(6)	(1) 都市化による流出の変化	(31)
(1) 流域の都市化モデル	(8)	(2) 洪水被害額の増大とその要因分析	(36)
(2) 水文モデル(降雨・流出モデル)	(8)	(3) 治水対策による被害軽減効果と対策の評価	(38)
(3) 河道およびはんらんモデル	(10)	6. ケース・スタディⅡ：一括拡張方式と段階的拡張方式との比較	(45)
(4) 流出・はんらん解析モデルの構成とパラメータの同定	(11)	6.1 比較分析における諸条件	(45)
(5) 洪水被害モデル	(11)	6.2 比較分析の結果	(46)
(6) 年平均被害額モデル	(12)	(1) その1：一般的な解釈	(46)
(7) 洪水被害変化の要因分析モデル	(12)	(2) その2：事例的な解釈	(49)
4. 治水対策の評価モデル	(14)	(3) その3：集中的な治水投資についての解釈	(51)
4.1 評価の基準	(14)	6.3 考 察	(52)
4.2 現在価値への変換	(14)	7. 結 語	(52)
4.3 一括拡張方式(長期目標方式)と段階的拡張方式(暫定目標方式)との比較	(15)	参考文献	(53)
5. ケース・スタディⅠ：都市化流域における			

1. はじめに

人類の歴史において治水が占めてきた位置については、すでに多くの文献でふれられており、その個別性・地域性あるいは類似性についても多くの識者が論じている¹⁾。また、治水対策は、個人によるものから国家によるものまでいろいろな形で実施されており、土地利用(古くは農業としての利用であり、今日では住宅等の土地利用がクローズアップされてきている)と治水との密接な関係は、忘れ去ることのできない重要な課題として引きつがれている。

筆者らは、治水計画の策定と評価に関する一連の研究において、今日のないくつかの課題を設定し、事例分析を通じて治水計画論について検討を進めている。具体的にいくつかの課題を例示すると、次のようである。

第一に、近年において最も典型的でかつ早急な対応が望まれている課題として、急激に都市化が進行中である流域の治水問題を浮き彫りにし、それへの対応策について考える。ここでは、まず都市化流域の洪水災害の分析を、従来から行われてきた個別的・専門的な調査・研究成果を生かしつつ、現状において総合化した分析が行えるような手法を提示し、具体的な流域における分析の過程と結果を示すことにする。そして、この分析により、都市化流域において洪水災害がどのようなメカニズムにより増大(あるいは軽減)していくかを明らかにする。次に、その結果に基づいて、都市化流域における治水対策の妥当性の程度を示し、さらに進んで予算上の制約のもとでの対策の実施方法および代替的な治水対策の評価について検討する。また、この時点において、治水計画の評価方法(費用便益分析)についての整理を行う。

第二に、大規模な河川では、都市化が顕著な流域ほど極端な治水上の問題点は生じていないが²⁾、長期的な流域開発の管理と治水対策の実施が必要である。ここでは、上・下流あるいは内水・外水の治水安全度のバランス、および治水を考慮した適正な土地利用の誘導および治水対策の実施に関する検討を行う。

第三に、治水対策手段に関して、河川改修による分担と流域の保水対策(貯水量)による分担のバランスについて検討する。

第四に、総合的な治水対策手法の体系化に向かって、構造的な手段(structural measures)と非構造的な手段(nonstructural measures)の個別的な調査と我が国における実施の可能性について検討する。そして、いわゆる構造物による対応と非構造物による対応により治水対策を実施する場合に、それらを具体的に如何に評価していくかについて検討する。

第五に、現在の治水安全度のもとで、例えば狩野川台風といった大規模な出水があった場合に、どの程度の災害が生じるかを推定し、超過外力を考慮に入れた治水計画について検討する。

以上で例示したような各課題についての事例分析を行い、現在の河川計画論を越えた計画論を目指して本研究を収束させたいと考えている。

本報告では、上記のような研究の第一報として、第一の課題である都市化流域の洪水被害の分析手法の提示、災害の要因分析および治水対策の評価について述べる。

2. 従来の研究と本研究の基本的立場

本研究に関連する従来の研究について概観し、本研究を進めた際の基本的な立場を明らかにする。

2.1 従来の研究

(1) 都市化流域における洪水災害について

流域の都市化とそれに伴う洪水被害額の変化(増大)に着目した研究としては、Walesh・Videkovichの研究(1978)¹⁾、鶴見川流域水防計画委員会の研究(1977)²⁾が興味深い。Waleshらは、メノモニー川を対象として、過去から将来に至る代替的な土地利用状態と治水対策の実施状況を想定し、そのもとでの洪水被害を分析して、2000年に向けての治水を考慮した望ましい流域の将来像(治水対策の実施像を含む)について検討している。この研究は洪水災害を時系列的に分析するために、代替的な土地利用に関するシナリオ分析と、想定したシナリオに対するシミュレーション、そして結果の比較検討を行う“シミュレーションによる分析手法”を用いたきわめてオーソドックスなものであるが、治水に関する総合的分析手法の提案と実用化といった意味で評価できる。この研究では、洪水災害の見方として、洪水生起頻度でみる方法(frequency method)と被害でみる方法(damage method)を並列的に用いている³⁾。すなわち、前者では洪水のピーク流量・はんらん水位がそれぞれの土地利用(換言すればそれぞれの年度)のもとでどのように変化していくかを見ており、後者では同様にして年平均被害額の変化を調べている。

鶴見川流域水防計画委員会の研究では、流域の都市化の事後分析と将来の予測を行って、現在までに都市化とともに洪水流出量がどのように増大してきたか、将来さらにどの程度増大するかを推定している。さらに治水

注1) 治水安全度が相対的に高く、したがって洪水被害がまれにしか生じないために、治水担当者が見放しを怠ることができない流域を指す。

注2) Waleshらの論文ではこのような名称は用いられていない。これはMcCroryらによって定置されたものである(参考文献12)。

表-1 治水安全度の代替的な評価方法

方 法	内 容	計算方法とその難易	受け取り側の分り易さ	行政上の問題
①頻度による方法 (frequency method)	対応できる降雨・流量を確率評価して示す。 (例: 100 年に 1 回程度の降雨に対応できる。)	水文・水理解析のみでよく、計算が最も容易で精度も高い。	何年に 1 回程度の降雨に対してあふないという表現であり、言葉として分り易い。	行政慣行として用いている方法であり、精度も高くて信頼できる。
②被害による方法 (damage method)	洪水の被害を示す。 (例: 年平均被害額は何円である。)	水文・水理解析、被害ポテンシャル調査および被害への変換が必要であり、計算がむずかしい。現状では精度も低い。	最も直接的に洪水の深刻さが分る。	精度的な問題、金に換算されない被害などの問題がある。
③深刻さの程度による方法 (severity method)	ある確率の降雨のもとで、どの程度の浸水深となるかを示す。 (例: 浸水図)	水文・水理解析と資産調査による。精度も高い。	視覚的に洪水の深刻さが分る。	精度的には①の方法と同じであるが、はんらんシミュレーションに若干の問題が含まれる。

対策の実施方法について検討し、従来どおりの治水投資では、洪水に対する安全度の向上が、都市化による安全度の低下をしのぐことができないので、集中的な治水投資が必要であることを指摘している。この外にも土砂流出等についての検討も行っているが、本報告では省略する。

以上の外にも、土地利用の変化と洪水流出の関係を分析する手法として、橋本・長谷川の水利・水文学的研究(1977)¹²⁾がある。また洪水災害の計測に関しては、日本全国の洪水被害についての「水害統計」が毎年集計されており、大河川については治水経済調査¹³⁾により想定被害額が求められている¹⁴⁾。

(2) 治水安全度の評価方法について

治水安全度の評価手法として従来から用いられてきている方法は、表-1 に示すように、①生起頻度あるいは治水安全度でみる方法 (frequency method)、②被害でみる方法 (damage method) および③洪水はんらんの深刻さでみる方法 (severity method) の三つの代替的な方法に大別されよう¹⁵⁾。

①の方法は、水文統計解析として欧米で 1930 年前後より始められ、我が国でも 1940 年頃から石原・岩井ら¹⁶⁾により研究が始められた。確率評価で対象とする水文量は、かつてのピーク流量からハイドログラフに移行し、現在では基本水文量として降雨を用い、流出解析によりハイドログラフを求める方法が採用されている¹⁷⁾。この方法の利点としては、水文・水理解析により比較的容易に、しかも相対的に精度高く洪水に対する安全性が求められること、および安全性の程度を「何年に 1 回程度生

じる洪水あるいは降雨である」といった分りやすい表現で示すことができることなどがある。これらの理由により、現実の計画においては、主としてこの方法が用いられてきている。

一方、②の方法は、思想的には合理性が高い反面、現状では必要なデータが精度高く入手できないといった計測精度の問題や分析作業の複雑さなどのために、副次的に用いられているにすぎない。過去約 20 年にわたる水害統計やそれに並行して行われてきた治水経済調査結果の反映が待たれている。この方法による研究としては、広長・八島・坂野の研究(1954)¹⁸⁾が我が国では最初のものであろう。

また、③の方法は、①の方法と同じ分析によりはんらん水位・流量・継続時間を求めて洪水災害の深刻さを示すものであり、①、②の方法の中間的なものである。分析作業の容易さとその合理性からみて有用な方法と考えられる。浸水実績図、浸水予想図がこの方法に基づくものである。この方法については McCrory ら(1976)¹⁹⁾および吉野・吉川(1980)²⁰⁾の研究がある。

以上三つの方法の特徴を表-1 に示したが、これらを用いた具体的な事例については、筆者らの文献(11)を参照されたい。

(3) 治水対策の具体的評価方法について

治水対策の具体的な評価方法としては、従来大別して三つの方法が用いられて来たように思われる。すなわち、①費用便益分析 (Benefit-Cost Analysis) による方法、②治水安全度を基準とする方法、および③①、②を併用する方法である。

①の方法は、広長らの研究において正統的に用いられており、治水経済調査ではある限定された対象に対して

注3) 水害統計は昭和 36 年より始められており (それ以前は災害統計に含まれていた)、治水経済調査は昭和 36 年より毎年約 10 数河川ずつ実施されている。

用いられている。広長らの寝屋川の改修に関する研究では、治水対策による便益として、土地利用が可能になることによる積極的な便益(実際には地価の上昇としての算定)と被害軽減による消極的な便益の和を総便益とし、治水対策実施に必要な費用と比較している^{注4)}。これにより寝屋川の改修計画の妥当性を説明している。しかし、近年に至って、治水経済調査等においては、被害軽減による便益のみと費用が比較されており、いわゆる安全側の評価が採用されている。これは治水対策の積極的な便益の算定がむずかしいこと、また安全側の評価によっても対策の妥当性が認められることなどの理由によるものと考えられる。なお、最近では、消極的な便益を算定する際にも、直接被害の外に、間接被害の計量化の試みも行われているが^{注5)}、実務に反映するための精度向上が望まれている段階である。また心理的な被害等の非貨幣的な(non-monetary)被害については、必ずしも十分な計測が行われていない。

一方、②の方法は、例えばA川の治水安全度を現状のものから1/200に向上させるとか、先にふれた鶴見川流域水防災計画委員会の見方のようにして用いられる。また多少異なるが、アメリカにおける洪水保険(National Flood Insurance)の適用が、100年洪水ははんらん原に対して行われているのは、この方法によるものと考えることができる。

また、③の方法は現在我が国やアメリカで最もよく用いられているものであり、洪水ははんらんの生起頻度を下げないように治水安全度を向上させることを第一主観的な評価尺度とし、治水対策の妥当性を副次的に費用便益分析で検証するものである。

以上①～③の方法による外に、McCrorryらが修正された頻度による方法(Varied Frequency Method)を提案している^{注6)}。この考え方は、はんらん原の地形によって洪水の深刻さがちがうことに着目して、洪水保険の適用を1/100確率ははんらん原一律とするのではなく、地形のちがいを考慮して基準を変えようとするものである^{注7)}。

また、実務的な議論として、④の方法により計画規模を決め、それに対して効率的な治水対策を実施したとしても、水文量の精度や自然現象の特質から超過外力は常に存在するという問題がある。この問題は、計画超過事象に対する配慮の必要性が木村(1961)^{注8)}によって指摘されて以来、多くの識者によって支持されているが^{注9)}、必ずしも十分に治水計画に生かされていないように思われる^{注10)}。

2.2 本研究の基本的立場

以上でみよように、それぞれの観点から、個別的で精度高い研究が行われてきており、今後もそれらをさらに

発展させる必要があるとはいってもいい。しかし、流域の都市化と洪水災害との関係の一つの社会事象の流れとして、系統的に分析していく手法は確立されているとはいえない。そこで、設定したシナリオに従って、系統的な手段で、従来の研究を総合化しながら治水問題を解明するための手法に関する研究が必要であると考えられる。また、その研究においては、単なる手法的な検討のみではなく、具体的な流域においてケース・スタディを実施することが重要であり、分析の過程を明確に示しておくことも有意義であると考えられる。以上が研究を実施した際の基本的な考え方である。しかし、現状における計画の可能性を前提としていることや、労力・費用などの制約により、本報告には今後の調査・研究に期待するものも含まれている。

3. 洪水災害のシミュレーション・モデル

ここでは、まず洪水災害の発生機構を模式化し、通常生じる洪水被害の種類と多様な治水対策を分類する。次に、総合的かつ系統的な洪水災害のシミュレーション・モデルを提示する。

3.1 洪水災害発生機構の模式化と被害の種類

(1) 洪水災害の発生機構

洪水災害は、洪水流出量が河川などの雨水の排水・貯水システムの容量を上まわるときに生じる^{注1)}。従って、洪水災害の発生機構を模式化すると図-1のようになる。すなわち、ある規模の降雨があると、一部は凹地にたまり地下へ浸透したりするために、その残りが流出する。さらにその一部はダムや貯水池等のフィルターにより流出が調整される。洪水流出量 F が雨水排水システムの容量 F_c よりも小さいときは、被害が発生しない。一方、 F が F_c よりも大きくなると、容量を超過した流量 $(F-F_c)$ によりはんらんやたん水が生じ、被害が発生する。このとき、水防活動や防災意識等の有無により、生じる被害が異なる。また、都市化の進行に伴って土地利用に変化が生じると、降雨の損失機能の低下や、流域の水路化の促進により流出機構に変化が生じる。通常の流域では、このために流出時間の短縮と流出波形の先鋭化

注1) 今日的にいえば、便益は治水対策が及ぼすプラスのインパクトの総和であり、不便益は治水対策に必要な費用とマイナスのインパクトの総和ということになる。しかし、この時代において、広長らの研究が行われたことの意義は十分大きいと思われる。

注2) 対象は異なるが、上・下流の治水計画規模の設定において、上・下流のピーク流量の確率分布のちがいに着目した原田の研究が、石原・川式によって行われている(参考文献29)。

注3) 超過外力を考慮すれば、治水容量規模の増大の外に、柔軟な対策といった観点の浮上ってくる。

注4) もちろん、はんらん部分に被害の対象物(damage potential)がある場合のことである(文献20)参照。

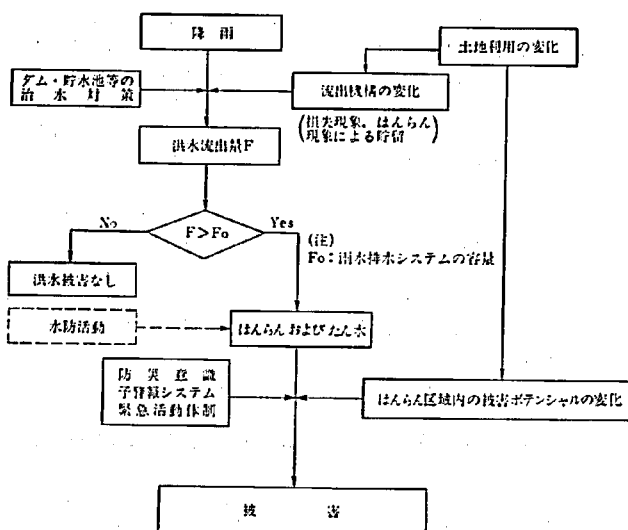


図-1 洪水災害発生機構の模式化

および流出総量の増大が生じる。さらに、はんらん原に資産が進出することにより、はんらん区域内の被害ポテンシャル (damage potential) が増大する (はんらん区域外の資産は被害に関係しない)。従って、後述のケース・スタディで示すように、土地利用の進行により、同一規模の降雨でも、都市化とともに洪水被害額が増大する。

(2) 洪水被害の種類

次に、図-1 のような機構により発生する洪水被害の実体を把握する必要がある。そのためには、災害調査に基づいて洪水被害の種類を分類しておくことが重要である。表-2 には、Breaden の分類^{11),12)}、および建設省河川局の分類¹³⁾を対応させて示す¹⁴⁾。同表における Breaden の分類では、被害を5項目に分け、直接被害以外の被害を4項目に詳細に分類していることに特徴がある。上段の直接被害から下段の不確定被害に移るに従い計測がわずかに下がる。

表-2 における直接被害については、過去約 20 年にわたる水害総計¹⁾や治水経済調査要綱¹¹⁾に従った調査により推定が可能になってきているが¹²⁾、他の被害の算定は今後の研究課題として残されている。ただし、間接被害は産業連関分析手法を応用した研究がされはじめてい

表-2 洪水被害の種類

Breddenによる分類 ¹⁾	建設省河川局 ¹⁾ による分類
・直接被害 (direct damages)	<pre> graph TD A((本害)) --> B[直接被害] B --> C[一次被害] C --> D[二次被害] D --> E[各種支障被害] E --> F[地味外溢被害] G[間接被害] -.-> C G -.-> D H[地味外溢区分] -.-> B H -.-> C </pre>
・間接被害 (indirect damages)	
・二次的被害 (secondary damages)	
・評価できない被害 (intangible damages)	
・不確定被害 (uncertainty damages)	

るし¹¹⁾、アメリカでは直接被害に対する標準的な比率を定めて算定しているようである^{12), 13)}。しかし、直接被害に比較して精度的な検証などに問題が残されている。

また、洪水被害に対処するために用いられる多様な治水対策は、表-3 のように分類される^{13), 14)}。

3.2 洪水災害の系統的な分析モデル

以下に提示する洪水災害のシミュレーション・モデルは、流域の都市化モデル・水文モデル・水理モデル・洪水被害モデル・年平均被害額モデルおよび洪水被害の要因分析モデルの六つのサブモデルより構成される。洪水災害のシミュレーション・モデルの構成を図-2に示す。

注8) 参考文献 12), 21) には Broaden の分類が引用されている。原文 (Broaden, J.P.: The Generation of flood damage time sequences, Univ. of Kentucky, Wat. Res. Institute Paper, No. 32, 1973) は入手していない。

注9) 治水経済調査要綱の往昔原単位は、各年代ごとの値にデフレーターして用いられている。

表-3 多様な治水対策の分類

洪水の変形 Modify the Flood	災害に対する脆弱性の修正 Modify the Damage Susceptibility	被害の調整 Modify the Loss Burden	無対応 Do Nothing
洪水防衛 Flood Protection 堤防 Dykes 高溜堤 Floodwalls 河川改修 Channel Improvements 貯水池 Reservoirs 放水路 River Diversions 流域処理 Watershed Treatment 農法の修正 Modification of Cropping Practices 侵食対策 Gully Control 河岸補強 Bank Stabilization 森林火災防衛 Forest Fire Control 再植林 Revegetation (浸透性舗装) (各戸貯留槽) 気象修正 Weather Modification	土地利用規制 Land Use Regulation 条令 Statutes 土地利用規制条令 Zoning Ordinances 建築基準 Building Codes 都市再開発 Urban Renewal 土地細分化規則 Subdivision Regulations 官公庁による土地資産の買収 Government Purchase of Land Property 補助による再配置 Subsidized Allocation (大規模宅地開発に伴う洪水調整池) 建造物の耐水化 Flood Proofing 建造物の低位開口部の閉塞 Permanent Closure of Low Level Windows & other Openings 耐水外装および家具 Water Proofing Interiors 下水の逆流防止弁 Closing of Sewer Valves 漏水防止 Seepage Control 土地のかさあげ Landfill (越水堤防)	災害救済 Disaster Relief 洪水保険 Flood Insurance 慈善団体 Charitable Agencies 私的援助 Private Aid 公共援助 Government Aid 税金の免除 Tax Write Offs 緊急対策 Emergency Action and Rescheduling 退避 Evacuation 水防活動 Flood Fighting 復旧計画 Rescheduling of Operations	被害甘受 Bear the Loss

1) () 内は、日本で有効と思われるものの追記である。

2) 出典: Ad Hoc Group of Experts on Flood Damage Prevention U.N., "Flood Damage Prevention Planning in Developing Countries" 1973

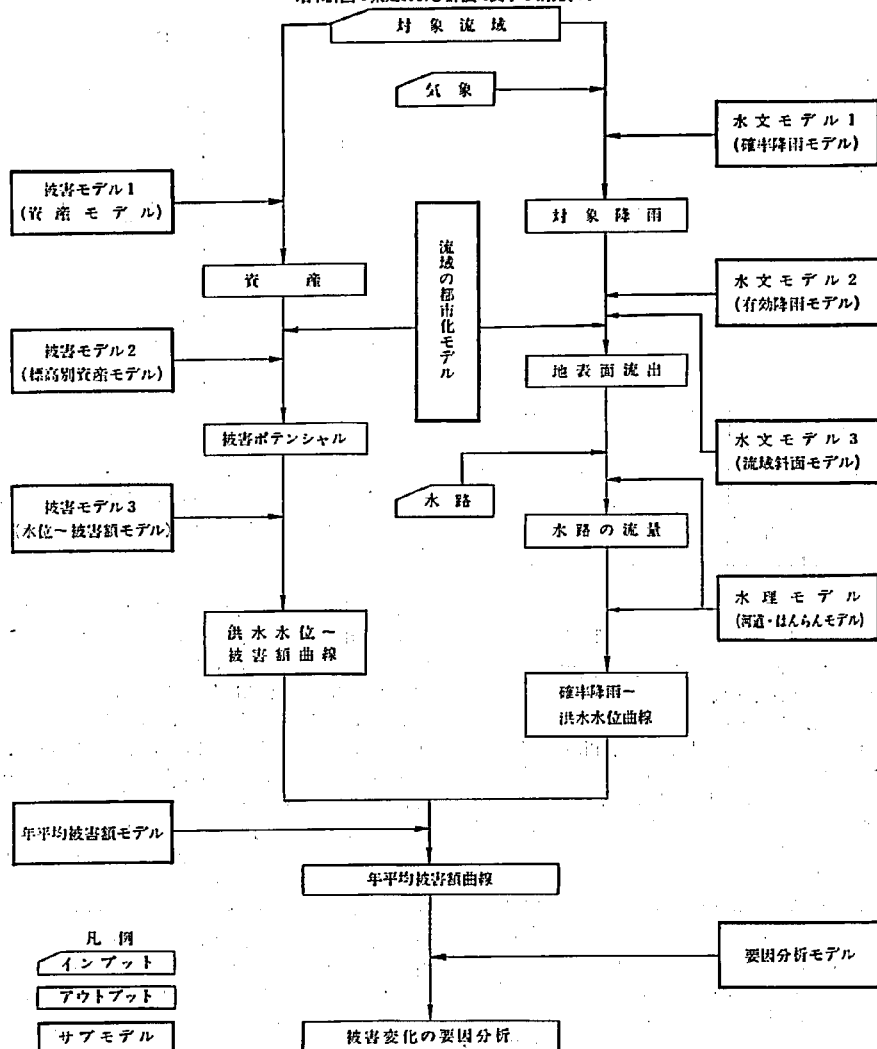
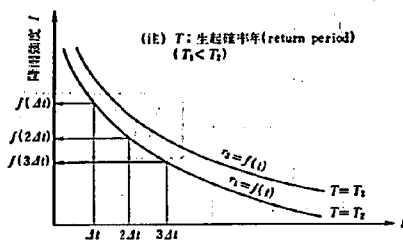


図-3 水文・水理モデルおよび洪水被害モデルの入出力関係

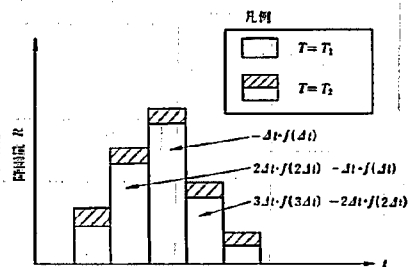
流域で用いられる。一方、(ii)の方法は、降雨データの少ない比較的小きな流域で用いられている。この方法は、DDA 解析の考え方に基づいており、これについては石黒らの研究¹⁰⁾がある。また、(iii)の方法は降雨の模擬発生をさせるものである¹¹⁾。

ここでは、後述のケース・スタディで用いる(ii)の方法を説明する。この方法は、合理式を用いた計画流量の算定や、中小河川の改修計画で用いられており、確率評価を行う場合には特に有効である。まず、図-4(a)の

ように生起確率ごとの降雨強度曲線 $r=f(t)$ を作成する。次に、例えば生起確率年 T_1 の場合において、時間 $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t$ の雨量はそれぞれ $\Delta t \cdot f(\Delta t), 2\Delta t \cdot f(2\Delta t), 3\Delta t \cdot f(3\Delta t)$ になるので、これらの雨量をハイトグラフにふり分けていく。ふり分け方としては、前方集中型・中央集中型・後方集中型などがあるが、中央集中型が通常用いられる。中央集中型のふり分けを行うと図-4(b)のような降雨波形となる。同図は二つの異なる生起確率の降雨(生起確率年 T_1, T_2)を示している。このよ



(a) 降雨強度曲線



(b) 中央集中型降雨波形

図-4 降雨強度曲線と中央集中型降雨波形

うにして与えられる降雨をもとにして、流出・はんらん解析を行うことになる。

b) 有効降雨モデル

有効降雨モデルでは、入力される降雨から流出に関与する分を分離する。すなわち、浸透や凹地貯留などによる損失を差し引き、流出に対して有効な降雨(有効降雨)を求める。損失雨量の算定法には、Horton 型の浸透能曲線を適用した方法や損失量曲線による方法などがあり、数多くの研究がなされている^{10), 11)}。一般に損失機能として一次流出率と飽和雨量 R_{fs} 等を設定するモデルが広く使われている。しかし、この方法には、 f , R_{fs} が洪水の前期降雨等によるばらつきが大きいこと、将来の流域に対する評価が必ずしも容易でないことなどの問題点がある。都市化の進行が顕著である流域では、降雨損失が流出変化の重要な要因となり(他の主要な要因は排水路整備による流域の水路化である)、この機構を明確に表現する必要がある。このような場合に有効な方法として、流域を浸透域・不浸透域に分け、浸透域においては浸透能と凹地損失を、また不浸透域においては凹地損失のみを考へるのがあり^{10), 11)}。本報告ではこれを用いる。

有効降雨モデルにおけるパラメータは、過去の出水の総降雨量と流出総量との関係から、まずパラメータを一次的に同定するのが一般的である。しかし、例えば橋本¹²⁾のように、応用水文学の現状をかんがみて、流出モデルを構成する他のサブモデルのパラメータを物理的に

表-4 都市化指標

都市化指標	内 容
資 産	・人口 ・家屋数 ・工場、事業所数 ・その他
流出関連諸量	・不透透面積率 ・流出率 ・洪水到達時間 ・浸透能 ・表面貯留量 ・斜面等価粗度 ・河道粗度係数 ・その他
その他の諸量	・水質汚濁 ・その他

定めた上で、流出解析の結果を実績に合わせるように有効降雨モデルのパラメータを最後に同定するという考え方をとることもある。

c) 流域斜面モデル

流域斜面モデルでは、流域(斜面)に降った雨のうちの有効降雨が河道に流出するまでのプロセスをモデル化する。流域斜面モデルについては現在までに数多くの研究がなされている。例えば合理式による方法、単位図による方法、準線形貯留型モデル¹³⁾、貯留関数法、タンク・モデル、特性曲線法、修正 RRL 法¹⁴⁾ などがある。これらについての詳しい議論は、橋本らによって行われているので参照されたい¹⁵⁾。

(3) 河道およびはんらんモデル(水理モデル)

河道およびはんらんモデルでは、ある区間の河道に上流河道および斜面より流入した水が、いかに流れるかを解析する。流量計画を定める段階では、河道流量のみを求めればよい。しかし、ある定められた規模の施設のもとでは、河道の容量を超える流出がある場合にははんらんが生じる。本報告では被害の算定を行うために、施設の容量を超える外力(超過外力)時の流出も解析するので、河道の外にははんらん域も含めた水理モデルを用いる。

以下に本報告で用いた不定流モデルによる河道およびはんらんモデルの概要を示す。はんらん計算は次のような運動方程式および水量の連続式を用いた不定流計算で行った。

$$\text{運動方程式: } \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{v^2}{2g} \right)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} = 0 \quad \cdots (1)$$

$$\text{連続式: } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \cdots (2)$$

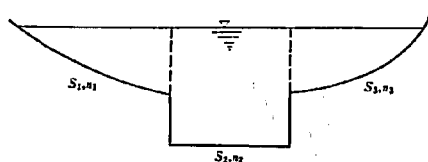


図-5 複合粗度の要因

ここに、 v :断面内の平均流速、 H :水位、 n :粗度係数、 R :径深、 A :流水断面積、 Q :流量、 q :単位幅あたりの横流入量、 t :時間、 x :距離である。

ここで、はんらん計算を行う際には、はんらん原の取り扱い方が問題となる。図-5のような複合断面における流水の取り扱い方法としては、通水能を採用する方法(井田の研究参照¹⁰⁾)と、河道とはんらん域の粗度により複合粗度を求める方法がある。以下に後述のケース・スタディで用いた複合粗度による方法を示す。複合粗度係数 n の算定には、ロッカーの式とアインシュタインらの式がある(図-5参照¹⁰⁾)。

$$\text{ロッカーの式: } n = \frac{SR^{1/3}}{\sum \left(\frac{S_i R_i^{1/3}}{n_i} \right)} \quad (3)$$

$$\text{アインシュタインらの式: } n = \left(\frac{\sum (S_i m_i^{1/3})}{\sum S_i} \right)^{3/2} \quad (4)$$

ここに、 S :潤辺、 R :径深 $\left(= \frac{A}{S}\right)$ である。ロッカーの式は、全流量が各分割断面の流量の和に等しいと仮定しており、アインシュタインらの式は各断面の部分の平均流速が互いに等しくかつ全断面の平均流速に等しいと仮定することにより複合粗度係数 n を求めている。

(4) 流出・はんらん解析モデルの構成とパラメータの同定

流出解析においては、以上の①降雨モデル・②有効降雨モデル・③流域斜面モデル・④河道およびはんらんモデルからなるシステム・モデルを、流域特性に合うように組み合わせる。これらのモデルを作成するに当たっては、まず流域の流出特性を忠実に表現するように流域分割・河道分割を行う必要がある。そのもとで、どのようなサブモデルを選定するかは、流出解析上重要なテーマであるが^{9,11)}、これは本報告の主要な着眼点ではないので省略する。

以上のようにしてシステム・モデルが定められると、実績データを使って各サブモデルのパラメータを同定することになる。まず有効降雨モデルのパラメータは、通常は前述のように実績の総流出量と総降雨量から概算的(一次的)に同定される(橋本ら¹²⁾はこれを最後まで未知としている)。流域斜面モデルや河道およびはん

表-5 被害の支配要因とはんらん状況の表現

(a) 被害の支配要因	(b) はんらん状況の表現
・資産 ・土地利用状況 ・内容物の配置 ・建物のタイプ ・はんらん原の地形 ・堤防の有無 ・事前警報 ・季節 ・洪水発生履歴 ・その他	・洪水水深 ・流速 ・たん水時間 ・土砂濃度 ・波の作用 ・その他

んモデルのパラメータは、まず物理的な考察と経験的な定数より概略的に定められる。そして、最終的には対象とする実績流出に合致するように各パラメータの調整が行われる。流出解析モデルは、以上でみたように複数のパラメータをもつ系であり、集中定数系でない場合が多い(すなわち自由度の大きな系)。しかも同定で用いる実績データが、各サブモデルごとに得られない場合が多い。したがって、流域間の比較や河川間の比較といった経験的なセンスが依然として重要であると思われる。

(5) 洪水被害モデル

洪水被害モデルでは、被害ポテンシャルとはんらん状況(通常は水位)より被害額を算定する。すなわち、被害額は一般に次のような関数で表現される。

$$D = \text{func.}(S, H) \quad (5)$$

ここに、 D :洪水被害額、 S :被害ポテンシャル、 H :はんらん状況である。被害ポテンシャルは、洪水はんらん時に生じる潜在的な被害のことである。洪水被害は、表-5(a)に示すような資産、土地利用状況等により支配される。また、はんらん状況は、表-5(b)のような因子により表現される。しかし、ここでは近似的に被害ポテンシャルを資産より、またははんらん状況を洪水水深により算定するものとする。以下にこの考え方に基いた標高別資産額モデルおよび水位被害額モデルを説明する。

a) 標高別資産額モデル

このモデルでは、河川沿の資産を標高別に与える。すなわち、はんらん区域の標高別資産を調査し、経年的な変化をモデル化する。標高別資産は経年的に変化し、一般に図-6(a)に示すようになる。

b) たん水位～被害額モデル

このモデルでは、前述の標高別資産額曲線をたん水位ごとの被害額に変換するために治水経済調査要綱に示される被害原単位を用いて、たん水位～被害額曲線を求める。図-6(b)にたん水位～被害額モデルのテーブル関数を示す。すなわち、このモデルでは次のようなテーブル関数を作成する。

$$D' = D'(H' - H_c) \quad (6)$$

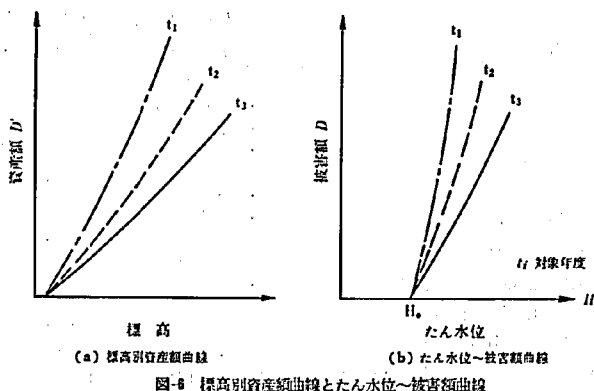


図-6 標高別資産額曲線とたん水位～被害額曲線

ここに、 D' : 水位 H' までの資産、 H_0 : 無被害最大水位である。

(6) 年平均被害額モデル

年平均被害額 (average annual damage) は、超過外力により生じる被害額の確率平均 (期待値) として与えられる。この計算では、超過外力の生起確率と各外力のもとでの被害額のモーメントをとる。年平均被害額はある超過外力の生起確率に、その外力に対応して生じる被害 (洪水被害モデルから求まる) を乗じることににより算定される。このとき次式が成立する。

$$\bar{D} = \int_{Q_0}^{\infty} Pr(Q) \cdot D(Q) \cdot dQ \quad (\text{基本式}) \cdots (7)$$

$$\approx \sum_{Q=Q_0}^{\infty} Pr(Q) \cdot D(Q) \cdot \Delta Q \quad (\text{近似式}) \cdots (7)'$$

$$D(Q) = D(S, H) \cdots (8)$$

ここに、 $\bar{D}$: 年平均被害額、 $Pr(Q)$: 洪水外力 Q の生起確率、 $D(Q)$: 外力 Q のときの洪水被害額、 Q_0 : 治水施設の容量である。

(7)' 式による年平均被害額の算定手順と具体的な算定表をそれぞれ図-7、表-6 に示す。

(7) 洪水被害変化の要因分析モデル

洪水被害の経年的な増大の要因を分析することは、洪水被害変化のメカニズムを知り、また今後の治水対策の検討を行う上で有意義である。そこで、ここではまず洪水被害の要因分析モデルを定式化し、次にその計算方法を示す。

a) 被害変化の要因分析モデル

洪水被害増大のメカニズムは、はんらん原での被害ポテンシャルの増大、はんらん原および非はんらん原における保水・治水機能の低下と流域の水路化 (排水路整備や河道改修など) による流出量の増大、および治水対策による被害の軽減として説明される。すなわち、洪水被害

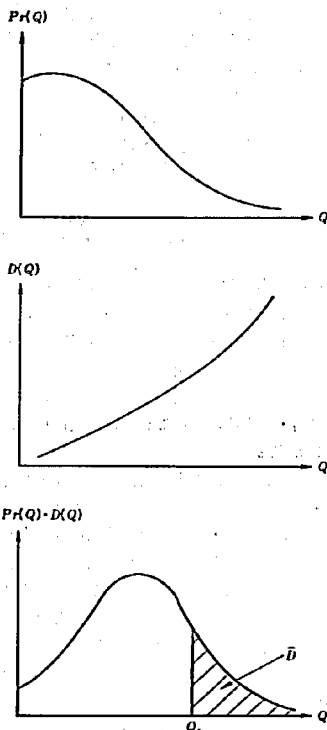


図-7 年平均被害額の算定手順

害額 $\bar{D}$ については、一般に次のような関係式が成立すると考えることができる。

$$\bar{D} = D(H, S, F_t) \cdots (9)$$

ここに $\bar{D}$: 年平均被害額、 H : はんらん水深、 S : 被害

表-8 年平均被害額の算定表

流量規模	年平均 超過確率	年平均 生起確率	想定被害額	平均被害額	年平均被害額
Q_1	N_1	$N_1 - N_1$	L_1	$\frac{L_1 + L_1}{2}$	$(N_1 - N_1) \times \frac{L_1 + L_1}{2}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
Q_m	N_m	$N_{m-1} - N_m$	L_m	$\frac{L_{m-1} + L_m}{2}$	$(N_{m-1} - N_m) \times \frac{L_{m-1} + L_m}{2}$

ポテンシャル, F_s : 治水施設の容量である。(9) 式の偏分をとることにより被害の増分が次のように示される。

$$\begin{aligned} \Delta \bar{D} = & \frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \cdot \Delta H + \frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot \Delta S \\ & \text{(①流出変化による項)} \quad \text{(②被害ポテンシャルの変化による項)} \\ & + \frac{\partial \bar{D}}{\partial F_s} \cdot \Delta F_s + \frac{\partial \bar{D}}{\partial F_s} \cdot \Delta F_s + \frac{\partial \bar{D}}{\partial F_s} \cdot \Delta F_s \dots \dots (10) \\ & \text{(③治水対策による項)} \quad \text{(④それらの複合した項)} \end{aligned}$$

一般に, $\frac{\partial \bar{D}}{\partial H} > 0$, $\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} > 0$, $\frac{\partial \bar{D}}{\partial F_s} < 0$ である。すなわち, 洪水被害額は, ①流出の増加によるもの, ②被害ポテンシャルの変化によるもの, ③治水対策による被害軽減によるもの, および④上記①・②・③の複合によるものの四つに大きく分けられる。治水対策が実施されないで都市化が進行する場合には, 洪水被害額は流出増と被害ポテンシャル増により増大する。

b) 計算方法

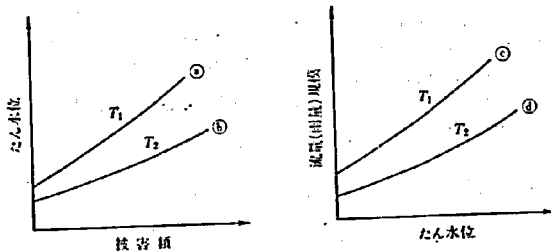
ここでは, 治水対策がない場合の (10) 式の右辺の各項の算定方法を示す。まず, 図-8(a), (b) のようなたん水位～被害額曲線, 流量(雨量)規模～たん水位曲線をそれぞれ対象年 T_1 , T_2 ($T_1 < T_2$) ごとに求め, 合計四つの曲線(この曲線を 図-8 のように④, ⑤, ⑥, ⑦とする)を準備する。(9) 式で示されるように, ④と⑤

の二つの曲線から T_1 年における年平均被害額 $\bar{D}_{T_1}$ が算定され, 同様に⑥と⑦により年平均被害額 $\bar{D}_{T_2}$ が算定される。また, ④と⑥により, T_1 年時点における被害ポテンシャルのもとで, はんらん水位が T_2 年時点の流出より与えられるたん水位が生じたときの被害が算定される。また, 逆に⑥と⑦により, 被害ポテンシャルが T_2 年時点の状況で, たん水位が T_1 年時点の流出から与えられるときの被害が算定される。すなわち, 次式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} \text{④} \oplus \text{⑤} &= \bar{D}_{T_1} \\ \text{④} \oplus \text{⑥} &= \bar{D}_{T_1} + \frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \cdot \Delta H \\ \text{⑥} \oplus \text{⑦} &= \bar{D}_{T_1} + \frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot \Delta S \\ \text{⑥} \oplus \text{⑦} &= \bar{D}_{T_2} = \bar{D}_{T_1} + \frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \cdot \Delta H \\ &+ \frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot \Delta S + \frac{\partial \bar{D}}{\partial F_s} \cdot \Delta F_s \end{aligned} \right\} \dots \dots (11)$$

ここに, ④⑤⑥⑦は④と⑤の曲線を使い (9) 式を用いて年平均被害額を算定することを示す。その他についても同様の計算を行う。

以上のような手順で算定される年平均被害額の変化に, 治水対策による被害の軽減を台せると, 図-9 に示すような結果が得られる。



(a) たん水位～被害額曲線

(b) 流量(雨量)規模～たん水位曲線

図-8 たん水位～被害額曲線と流量規模～たん水位曲線

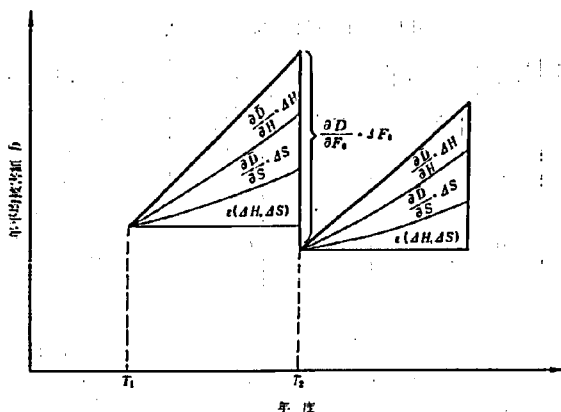


図-9 年平均被害額増大の要因分析

4. 治水対策の評価モデル

ここでは、まず治水対策の評価(狭義の評価)を費用・便益(被害の軽減による便益)分析の考え方に従って行う場合のモデルを提示する。次にこの応用として、長期目標方式の治水対策と暫定目標の積み重ねによる治水対策との比較分析を考える¹⁰⁾。

4.1 評価の基準(狭義の費用便益分析)

都市化の進行に伴い、それに見合った治水対策を実施しなければ、洪水による被害が増大する。したがって、これらの洪水被害の増大に対処するために治水対策を実施し、安全性を維持あるいは向上させる必要がある。そこで、どのような治水対策をいつ実施すべきかを評価することが重要な課題となる。

治水対策の効果を評価するためには、その基準がまず設定される必要がある。

治水対策の効果を評価する方法は大別して安全度でみる場合と効率性でみる場合とに分けられよう。前者の方法では、治水対策の効果を洪水被害の発生頻度の低下として評価する。すなわち治水安全度の向上という見方であり、通常用いられる方式である。一方、後者の効率性でみる方法では、治水対策による被害軽減効果(これを便益 B とする)と対策に必要な費用(これを費用 C とする)により測定される効率性の観点から評価する。この方法を用いたものとしては、広長らの研究¹¹⁾に始まり、治水経済調査を行った河川の事例などがある。効率性で評価する場合にも、いくつかの異なった見方がとられ

注10) 治水対策の評価の視点としては多様なもの(あるいはそれらを総合したもの)が考えられる¹¹⁾。ここではそれらのうち、保全便益に基づき費用効果分析という見方を取った。

る。すなわち、便益 B と費用 C を使って目的関数を作るわけであるが、その際には次のようなものが考えられる。

① 治水施設の規模の決定や代替的な施設の評価を行う場合に、超過便益 $(B-C)$ かあるいは効率性 (B/C) または $(B-C)/C$ を最大化する。

② 治水対策の規模と実施方式とを与件として、 C が最小となる代替案を選ぶ。

③ 費用 C を与件として、便益 B が最大となる代替案を選ぶ。

④ $C + (\text{その他の不便益})$ が最小となる代替案を選ぶ¹²⁾。

これらの考え方は、場合に応じて使い分けられる。さらに、前述のように費用便益分析を副次的に用いる場合には、 $B-C$ が0よりも大きい小さいかが議論される。

被害の軽減による便益を考える場合に、対象とする被害をどのようなものにとるかは重要な課題であるが、現在計測可能なものとしては、物的被害(構造物、内容物、農業被害)である¹³⁾。これについては、前述のような原単位が治水経済調査要綱¹⁴⁾に示されている。また間接被害については、建設省河川局¹⁵⁾が調査を進めており、アメリカにおいては直接被害より計算した事例¹⁶⁾がある。

4.2 現在価値への変換

次に、費用便益分析では年代の異なる費用と便益を取り扱うが、通常はある時点の現在価値に変換して考える。以下に変換する際の考え方を示す。便益 B や費用 C の現在価値への変換については、吉田(1969)¹⁷⁾、友野(1977)¹⁸⁾、三菱総合研究所(1977)¹⁹⁾、Rachfordら(1969)²⁰⁾、Sorensenら(1968)²¹⁾により研究が行われている。費用については、借入金の返済方法と同じであり、図-10

に示すような (a) 一括払い方式, (b) 年平均均等払い方式, (c) 均等増加払い方式があり, 各方式の現在価値は次のようにして求められる。

$$(a) P = F \cdot \frac{1}{(1+i)^N} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$(b) P = A \cdot \frac{(1+i)^N - 1}{i(1+i)^N} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$(c) P = G \cdot \frac{(1+i)^N - 1 - Ni}{i^2(1+i)^N} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに, P : 現在価値, F : N 年後の金額, A : 毎年均等の出資金額, G : 毎年均等に増加させて出資する金額, i : 割引率 (%/年), N : 考える期間 (年) である。

また, 治水経済調査要綱¹¹⁾ では, 治水整備に必要な費用見積額を次の式により現在価値に変換している。

$$C_t = I_t \times \left\{ r + \frac{r}{(1+r)^n} \right\} + M_t \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに, C_t : 年平均費用, I_t : 建設・整備関連費用額, M_t : 年平均維持費, r : 年利子率, n : 治水施設の耐用年数である。

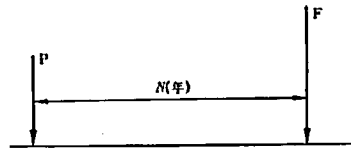
便益についても同様にして現在価値に変換すればよい。ケース・スタディでは, 費用および便益を上述のようにして現在価値に変換し, 費用便益分析による評価を試みている。

4.3 一括拡張方式(長期目標方式)と段階的拡張方式(暫定目標方式)との比較

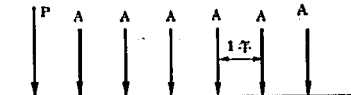
ここでは, まず一括拡張方式と段階的拡張方式の考え方を述べ, 次に両方式の問題点を整理し, 両方式の妥当性を比較する方法を考える。

治水対策を実施するときには, 施設規模の目標をどのようにに設定するかが問題となる。すなわち, 実施方式として, 長期に目標を置いて治水対策を行う(長期目標方式)か, あるいは当面の対策に重点を置いて, 段階的に治水対策を行う(暫定目標方式)かが考えられる。前者は適切な時点を目標にして大きな規模の施設を建設する方式であり, 後者は最終的には大きな目標に対応する施設を完成するが, それを段階的に達成しようとするものである。両方式を単純化して一括拡張方式と段階的拡張方式に近似して考える。これらの方式の一般的な特質を表-7に対比して示す。これらの利害得失のうち, 現在当面している被害に対しては, 一括方式の場合はその完成が遅れると対応できないが, 段階的方式の場合は当面の被害の軽減を十分に考慮した対策である点が特に重要である^{注1)}。

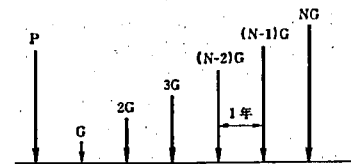
両方式の概要を, 便益として被害の軽減をとり, 被害



(a) 一括方式



(b) 年平均方式



(c) 均等増加方式

図-10 費用投資方式の考え方

表-7 一括拡張方式と段階的拡張方式の一般的特質

方式	一括拡張方式	段階的拡張方式
手もどき費用 (set-up cost)	なし	あり
スケール・メリット	大	小
ダイナミズム	小	大
地価上昇等による費用増	なし	あり
当面の被害の軽減	ある程度考慮	充分に考慮

の経年的変化状況と対応させて 図-11に示す。同図における年平均被害額 $\bar{D}$ は現在価値 (t_1 年現在) に変換したものとす。 $\bar{D}_0$ は治水上の配慮なしに都市化が進行した場合の年平均被害額であり, $\bar{D}_a$ および $\bar{D}_b$ はそれぞれ治水対策 A および治水対策 A と B を実施した場合のものである。対策 A は t_1 年に実施され, 対策 B は t_2 年 ($t_1 < t_2$) に実施されるものとする。また $\bar{D}_0'$ は治水対策 A と B を同時期 (t_1' 年) に一挙に実施したものである。

両方式の比較を行うときの基本的な事項は, ①段階的

注1) 効率性のみではなく, 当面の被害の軽減についての配慮という観点も重要である。このような観点が重要となる背景は, 治水予算上の制約や対策の実施に対して種々の制約があることによる。

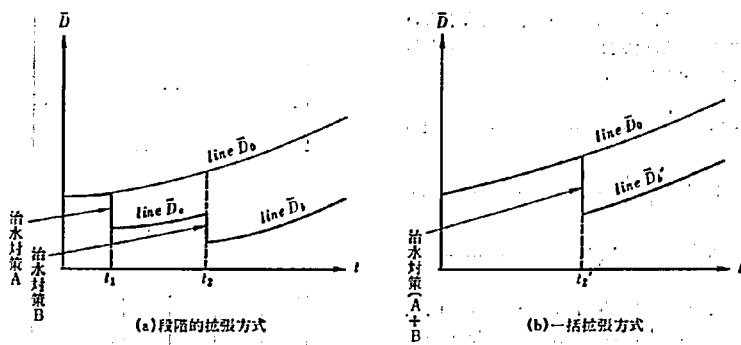


図-11. 段階的拡張方式と一括拡張方式による被害の軽減模式図

拡張における実施時期 t_1 の決定, ②一括拡張方式の実施時期 t_1' の決定, ③治水対策AおよびBの規模の決定, ④一括拡張方式における治水対策規模の決定, ⑤一括拡張方式と段階的拡張方式の治水効果の比較などがある。ここでは②, ③, ④を与件として与えて注12), ⑤に関する分析を費用効果分析 (B/C あるいは $B-C$ でみる方法) によって行うことを考える。その考え方は以下のとおりである。すなわち, 便益 B の算定は, 図-11 の記号を用いると次式で与えられる。

$$B \text{ (一括)} = \int_{t_1'}^T (\bar{D}_1 - \bar{D}_0) dt \dots\dots\dots (16)$$

$$B \text{ (段階)} = \int_{t_1}^{t_2} (\bar{D}_1 - \bar{D}_0) dt + \int_{t_2}^T (\bar{D}_2 - \bar{D}_0) dt \dots\dots\dots (17)$$

ここに, B (一括): 一括拡張方式による被害軽減効果, B (段階): 段階的拡張方式による被害軽減効果, T : 治水対策の耐用年数 (ライフサイクル注13)) とする。また, 費用 C は, 用地費・施設建設費・補償費といった初期に集中的に必要な費用 I と, 継続的に必要な維持管理費 M の和として次式のように与えられる。

$$C \text{ (一括)} = I_{A+B} + M_{A+B} \dots\dots\dots (18)$$

$$C \text{ (段階)} = I_A + I_B + M_A + M_B \dots\dots\dots (19)$$

ここに, C (一括): 一括拡張方式 ($A+B$) の総費用, C (段階): 段階的拡張方式 (A および B) の総費用, I_A ・ I_B ・ I_{A+B} : それぞれ A , B , $A+B$ の建設関連費用, M_A ・ M_B ・ M_{A+B} : それぞれ A , B , $A+B$ の維持管理費である。

以上で示した評価方法は古くは広長ら¹¹⁾, 西畑¹²⁾により用いられ, 現在では治水経済調査において示されるものを時系列的に拡張して用いるものである。本報告では, このような方法により都市域での治水対策を評価す

ると, どの程度の妥当性を有するかを具体的に示すことにする。

5. ケース・スタディ I: 都市化流域における洪水災害変化の分析と治水対策の評価

第3章で提示した総合化した分析モデルにおいて, 各サブモデルに具体的なモデルを設定し, 代表的な都市河川である東京都内のS河川においてケース・スタディを実施した。以下に, (1) 調査のシナリオ, (2) 対象流域の概要と流域分割, (3) 各サブモデルの同定, (4) 結果および考察を示す。

5.1 調査のシナリオ

本調査で意図したこと (シナリオ) は次の三つである。

- ① 都市化に伴う流出の変化の程度とそのメカニズムの分析
 - ② 都市化に伴う洪水被害額の増大とそのメカニズムの分析
 - ③ 都市化流域における治水対策の効果の分析
- ①のシナリオでは, 治水対策なしに, あるいはある程度の治水対策のもとで流域が都市化したときに, 流出がどのように変化するかを分析する。同時に, はんらん状況がどのようになるかも明らかにする。したがって, ここでは流域の都市化による治水上の諸問題点を, 流出特性の変化という観点から解明する。

②のシナリオでは, シナリオ①と同様の問題を, 洪水

注12) ケース・スタディでは, それぞれ次のように与えている。②: t_1 は初年度, ③Aは30 mm/hr 降雨対応河川, Bは50 mm/hr 降雨対応河川に拡張, ④一括拡張の規模は50 mm/hr 降雨対応河川。

注13) 都市域の治水施設の耐用年数は, 物理的な寿命によらず, 新たな規模への拡張が行われることにより定まることが多い (特に河川改修の場合)。

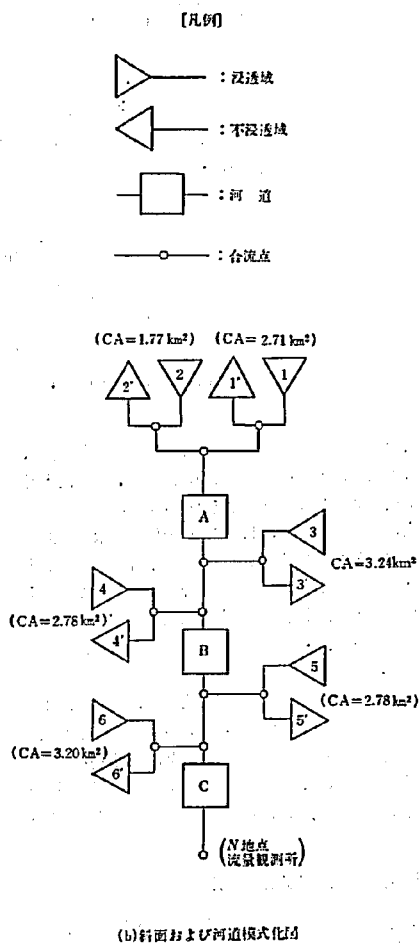
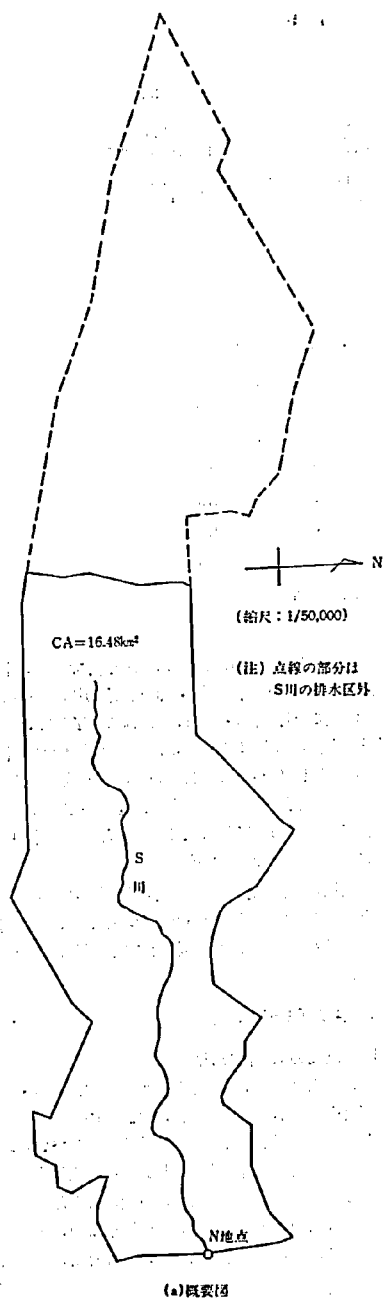


図-12 対象流域

表-8 家屋数の推定式と標高別家屋数

(a) ロジスティック曲線による家屋数の推定式

標高 [m]	47.0~48.0	48.0~50.0	50.0~52.0
区域 No.			
16	$y = \frac{109}{1+254.1 \times e^{-9.111x}}$	$y = \frac{195}{1+285.1 \times e^{-9.111x}}$	$y = \frac{120}{1+4.5 \times e^{-9.111x}}$
17	$y = \frac{131}{1+53.4 \times e^{-9.111x}}$	$y = \frac{401}{1+380.6 \times e^{-9.111x}}$	$y = \frac{219}{1+0.4 \times e^{-9.111x}}$

(注) y: 家屋数, x: 年度 (昭和)

(b) 標高別家屋数の算定結果

標高 [m]		47.0~48.0	48.0~50.0	50.0~52.0
年度 [昭和]				
区域 No.				
16	36	44	96	63
	47	88	172	77
	60	104	191	91
17	36	75	211	173
	47	115	362	175
	60	126	395	178

(注) 区域 No. 16, No. 17 は図-19 の地区分割図に対応。

被害という観点から分析する。すなわち、都市化と洪水被害額の関係、洪水被害の増大の要因分析および治水対策の実施による被害の軽減状況を把握する。

以上のシナリオ①, ②は、都市化流域で治水を考える場合の前提となる要因分析であり、治水計画における基本的な調査である。しかし、この分析のみからでも多くの情報（例えば治水をめぐる上下流問題）¹⁴⁾を得ることができるが、従来は必ずしも十分にこの調査が行われていない。

③のシナリオでは、通常の都市域において暫定的に行われつつある 30 mm/hr とか 50 mm/hr 降雨対応の河川改修や雨水貯留といった治水対策を、費用便益分析により評価を行う。これにより、都市域の治水対策が B-C 分析でみてどの程度妥当性を有するかが明らかにされた。

5.2 対象流域の概要と流域分割

対象流域は、図-12 (a) に示すような S 川の N 橋地点（以後 N 地点と呼ぶ）より上流の 1 区 3 市にまたがる流域で、河川延長 8 km、流域面積 (CA) は約 17 km² であり、この地域の河川は掘込河道である。この流域では都市化の進行が急激であり、例えば不透透面積率は 1961 年から 15 年間に 6% から 27% に増大している。従って、降雨の保水能力の低下のために、比較的小規模な降

雨でも浸水被害が生じているのが実状である。治水対策としては 1965 年前後から河川改修がスタートし、30 mm/hr 降雨対応河道への改修はほぼ完了しているが、増大する被害を軽減するために、さらに 50 mm/hr 降雨対応への河川改修が計画されている。この流域では洪水被害の増加や河川改修の実施上の問題等が生じており、かつ典型的な都市化進行流域であることから、本報告の主旨に適した流域である¹⁴⁾。

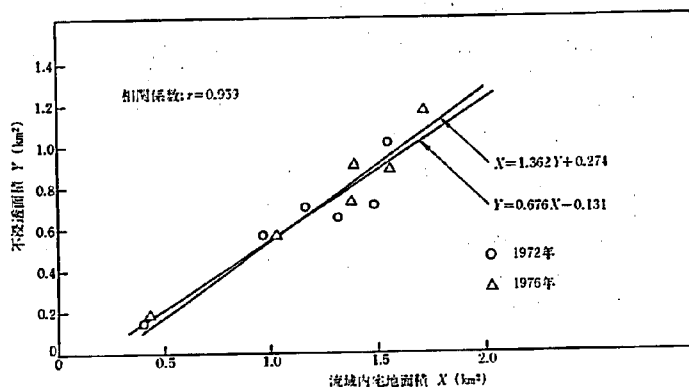
対象流域は、流域特性により 図-12 (b) に示すように流域を分割し、6 斜面 3 河道とした。そして、有効降雨モデルの計算においては、各斜面域を浸透域、不透透域に分けた。

5.3 各サブモデルの同定

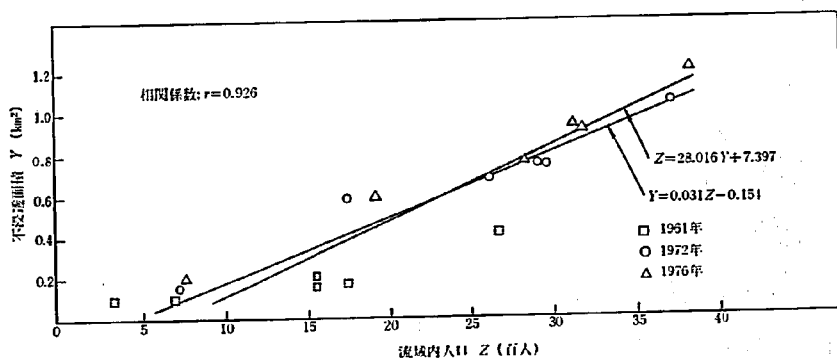
(1) 流域の都市化モデル

流域の治水に関連する都市化指標として、人口・家屋数・不透透面積率をとりあげた。これらの指標は、1960 年代から現在に至るまでに顕著な変化を示している。ここでは過去の実績調査と事後分析および将来推定を行ったが、これらの指標の将来推定には次のような方法を用いた。人口は 1920 年代から 1977 年までのデータを用いて単純時系列傾向線を同定し、これを用いて将来値

注14) ここでは小流域を対象流域としたが、大流域に提案した手法を適用することも可能である。



(a) 不透水面積と宅地面積との相関



(b) 不透水面積と人口との相関

図-13 不透水面積と宅地面積および人口との相関関係

を外挿により推定したため。また家屋数は、類似の家屋タイプである限り立地できる家屋数には物理的な制限があることに着目し、飽和状態値（上限値）を考慮するロジスティック曲線、および人口と同様の単純時系列傾向線を作成し、比較分析を行った結果、精度の面および論理性からみて前者を採用した。モデルの同定には1961年から1976年までのデータを用いた。ロジスティック曲線による家屋数の推定式およびその結果を表-8(a), (b)に示す。同表(a)は家屋数の推定式であり、(b)は家屋数算定結果である。なお、家屋数は後述の被害を計算するために標高別に推定しており、この式を用いて将来値の推定も行った。また、不透水面積率は、人口および宅地面積などとの相関が高いことが知られているので、

ここではそれらとの相関関係を調べ、相関性の強かった宅地面積より算定する推定式を採用した。図-13にこれらの相関関係を例示する。推定式としては、1968年から1976年の宅地面積データを用いて、単純時系列傾向線を最小2乗法により同定した。このようにして得られた不透水面積を推定する式と、その式による1985年の推定値を表-9に示す。

(2) 水文モデル

a) 確率降雨モデル

洪水流出と被害の確率評価を行うために、東京中央気象台の降雨データより定めた降雨強度曲線を用いた。

注15) ケース・スタディでは、最終的には人口を中心とした都市化指標の推定は行わなかったが、データがそろっている人口により都市化指標の推定値の定性的なチェックを行った。

表-9 不透透面積の推定式と 1985 年(昭和 60 年度)の推定結果

流域 No.	流域面積 (km ²)	宅地面積推定式 (X: 宅地 (km ²), t: 年度)	宅地面積 (km ²)	不透透面積推定式 (Y: 不透透面積 (km ²))	不透透面積 (km ²)
1	2.71	$X=0.651\sqrt{t}-3.534$	1.51	$Y=0.676 \times X-0.131$	0.89
2	1.77	$X=0.152\sqrt{t}-0.644$	0.53	同 上	0.23
3	3.24	$X=0.426\sqrt{t}-1.458$	1.84	同 上	1.11
4	2.78	$X=0.350\sqrt{t}-1.103$	1.61	同 上	0.96
5	2.78	$X=0.756\sqrt{t}-3.996$	1.86	同 上	1.13
6	3.20	$X=0.604\sqrt{t}-2.587$	2.09	同 上	1.28

(注) 流域 No. は図-12(b) 参照。

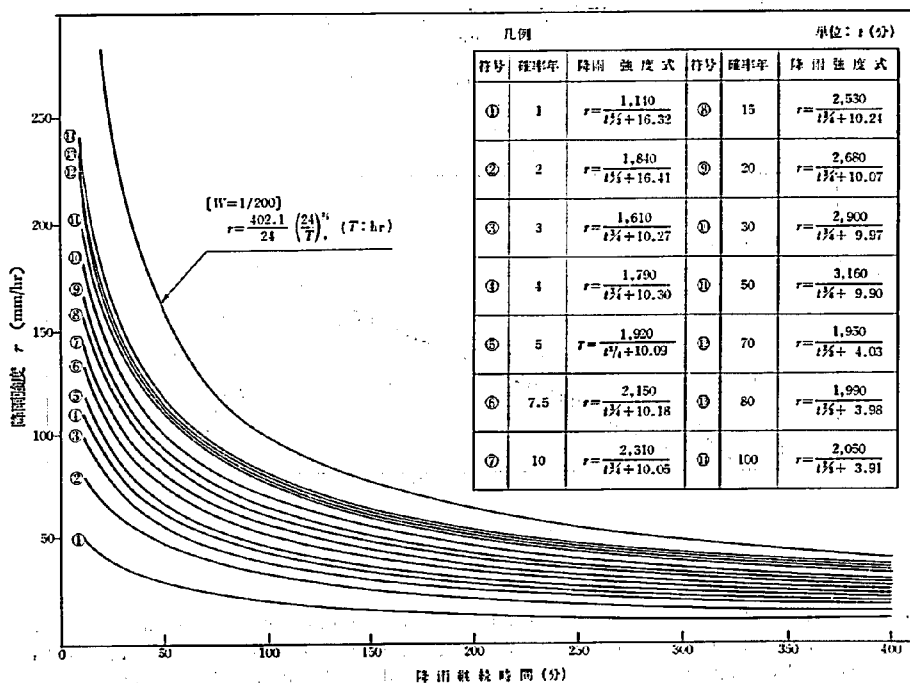


図-14 東京降雨強度曲線

図-14 に東京都における降雨強度曲線を示す。この降雨強度曲線から図-15 に示すような中央集中型の降雨波形を作成し、確率降雨とした。同図では、降雨確率 1/1, 1/2, 1/3 の場合をそれぞれ例示している。

b) 有効降雨モデル

有効降雨モデルは、図-16 に示すような不透透域と不透透域別のモデルを用いた。すなわち、不透透域では凹地貯留量 D_I のみを、不透透域では凹地貯留量 D_P および

不透透域 f_c を考え、これらのパラメータを実測降雨量と流出量より（特にそれらのボリュームに着目して）同定した。その結果、 $f_c=8\text{ mm/hr}$, $D_I=2\text{ mm}$, $D_P=6\text{ mm}$ を採用した。また、飽和雨量 R_{ss} については、それが流出および被害に与える影響を感度分析したのち、対象流域のような地質（武蔵野ローム、立川ロームで被覆された台地を主体としている）に対して通常用いられている 150 mm を採用した。

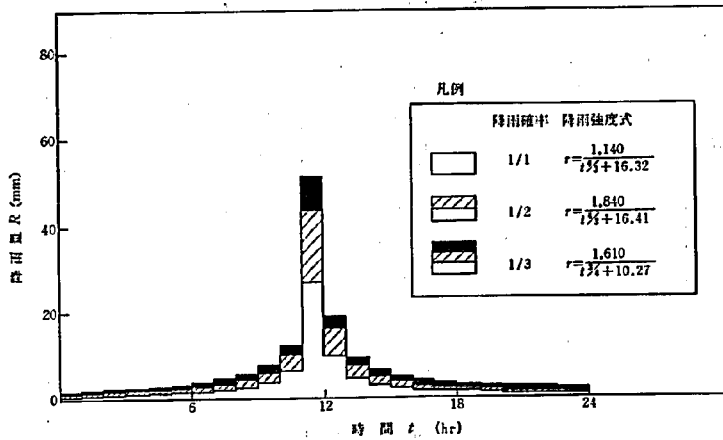


図-15 中央集中型降雨

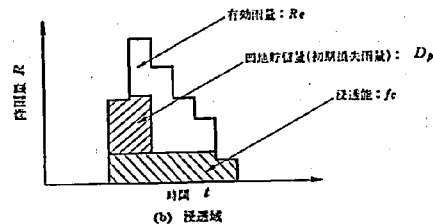
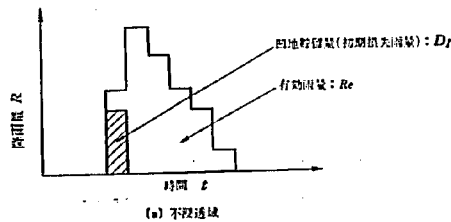


図-16 有効降雨(損失)モデル

表-10 土地利用形態と等価粗度Nの標準値

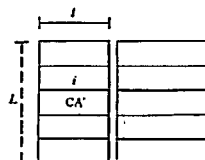
土地利用形態		等価粗度N の標準値
水	田	2.0
山	林	0.7
丘陵・放牧地・公園・ゴルフ場・畑地		0.3
市街地		0.03
市街地 化程度による	区画割, 道路整備ができるが相当裸地面積が残る。排水路整備済。	0.1
	道路舗装がかなり進む。下水路整備不十分。	0.05
	舗装されるべき面積の50%以上が舗装され, 下水路整備もほぼ十分。	0.01
	舗装されるべき面積の舗装, 下水路整備完了。	0.005

(注) 建設省土木研究所, 河川事業調査報告(昭和50年度)より

表-11 N の同定における代替案

流域 No.	流域面積 CA (km ²)	L (km)	(1) l (km)	斜面勾配 i	等価粗度 係数 N	不透透率 (2) Imp(%)	(3) K	ρ
1	2.71	2.80	0.97	1/140	0.005	20.5	1.32	0.6
					0.01		2.01	
					0.03		3.88	
2	1.77	2.80	0.63	1/100	0.005	7.8	0.92	"
					0.01		1.40	
					0.03		2.70	
3	3.24	2.88	1.13	1/110	0.005	21.9	1.35	"
					0.01		2.04	
					0.03		2.95	
4	2.78	2.88	0.97	1/120	0.005	23.4	1.26	"
					0.01		1.91	
					0.03		3.70	
5	2.78	3.46	0.80	1/130	0.005	25.2	1.15	"
					0.01		1.75	
					0.03		3.38	
6	3.20	3.46	0.92	1/90	0.005	31.4	1.12	"
					0.01		1.70	
					0.03		3.29	

[注]



流域断面図14

- (1) $l = \frac{CA'}{L}$
 (2) 昭和 47 年当時。
 (3) $K = 7.35 \left(\frac{N \cdot l}{\sqrt{l}} \right)^{0.8}$
 $S = KQ^P$
 (4) 河道長 < 11.9 km より
 全流域 $T_1 = O(\text{hr})$ とす
 る。
 (5) 流域 No. は図-12(b) に
 対応。

表-12 N の同定における計算結果

洪水名	総雨量 ΣR (mm)	ピーク雨量 (mm)	実測流出量 (m ³) (f: 流出率)	実測ピーク 流量 (m ³ /s)	計 算 条 件			推 算 流 出 量 (m ³)	推 算 流 出 率	推算ピーク 流 量 (m ³ /s)						
					浸 透 能 f _p (mm/hr)	等価粗度 係数N (m ^{-1.5} , s)	不透透面係率 (Imp)									
1971, 4.29	57.6	5.0	160,000 (f=0.17)	6.9	8	0.005 0.01 0.03	0.22 (D _p =6mm)	197,000	0.21	4.3 4.3 4.2						
1973, 9. 5	70.5	13.8	260,000 (f=0.22)	17.3	6	0.005 0.005	0.24 (D _p =6 mm)	390,000	0.34	28.4 19.4						
					8	0.01 0.03		328,000	0.28	17.0 13.1						
					10	0.01 0.03		278,000	0.24	13.6 11.5						
					1973, 11.10	71.6		13.3	330,000 (f=0.28)	19.3	6	0.005 0.005	0.24 (D _p =6 mm)	450,000	0.33	35.3 25.4
											8	0.01 0.03		370,000	0.31	22.5 17.3
10	0.01 0.03	300,000	0.25	15.2 13.4												
1974, 9. 9	85.4	28.4	201,000 (f=0.15)	14.0			8				0.01	0.25		Imp	D _p	53.9 53.5 36.9 22.4 21.6
														6	670,000	
					10	620,000		0.44								
					20	490,000		0.35								
					30	370,000		0.26								
35	340,000	0.24														

c) 流域斜面モデル

流域斜面モデルには貯留関数法を用いた。このときの未知定数は K 、 k と遅れ時間 T_l である。定数の同定においては、流域をひとつの平均的な勾配をもつ斜面と考えて等価粗度法を適用することにし、定数 k は物理的に 0.6 とした。 K については、流域の等価粗度法により導かれた理論式 ($K=7.35(NH/\sqrt{T_l})^{1/4}$) を用いることにより定める方法をとった。この N は都市化により変化するので、流出試験地の調査より求められている都市化の程度と N の関係から (表-10 参照) 将来時点の N を与えることにした¹⁾。すなわち、 K は排水路の整備状況などにより変化するので、その値は他の類似流域の値から推定した。

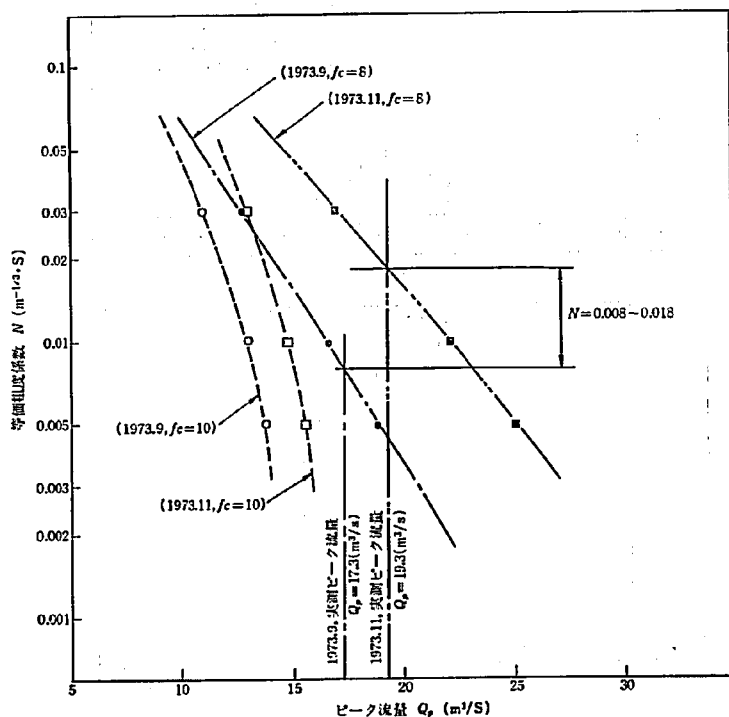
以上のような方針のもとでは K および T_l が未知量であるが、この同定には四つの実績洪水 (1971 年 4 月洪水, 1973 年 9 月洪水, 1973 年 11 月洪水, 1974 年 9 月洪水) を用いた。 T_l についてはこれらの洪水に対する適合具合から 0 とし、 N の同定には表-11 に示すような代替案を考えた。これらの代替案に対する適合度合を

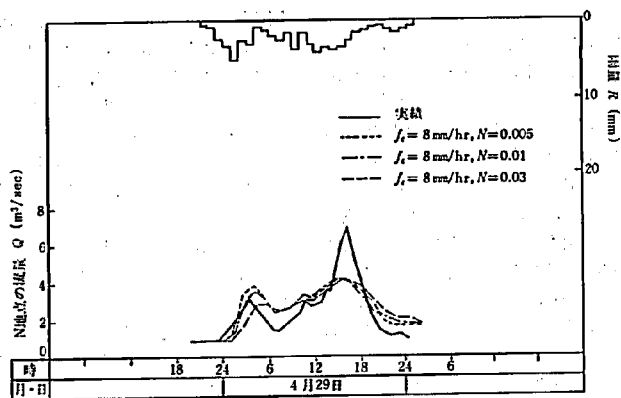
図-17(a)~(f) および 表-12 に示す。同図の (a) と (f) については実績値の信頼性に問題があるとされていたために、これらを除外して、等価粗度係数 N とピーク流量の関係を求める図-18 のようになる。これより等価粗度係数は 0.008~0.018 の範囲にあることから、同定時点 (1972 年前後) の値は 0.015 とした。この値は流出試験地の調査より得られている平均的な値とほぼ対応している¹⁾。

将来時点については上述のような考え方のもとで、 $k=0.6$ 、 $T_l=0$ とし、 N は都市化の進行度合に合せて表-9 に示される標準値を与えた (1935 年: $N=0.05$, 1935 年: $N=0.005$)。なお、この同定における河道モデルは等流の流れを仮定して求めた河道貯留関数 (河道の遅れ時間は 0) を用いた。

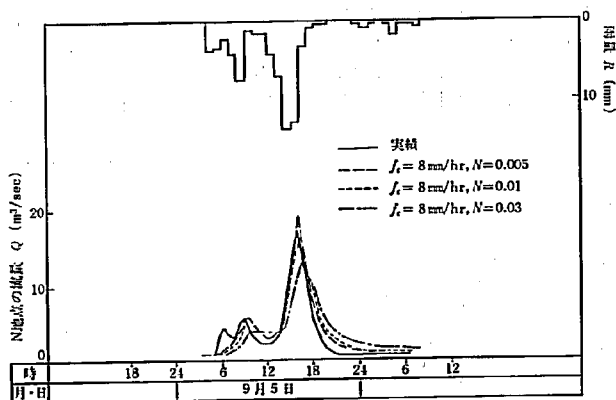
(3) 水理モデル

河道およびはんらんモデルを用いた解析は、河道を 38 ブロックに分割して行った。模式図を 図-19 に示す。同図に示すブロックに前述の不等流モデルを適用して、はんらん部分の粗度係数 n' を同定した¹⁾。

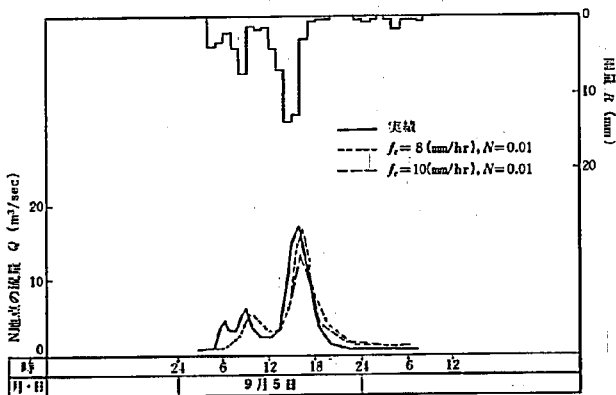
図-18 等価粗度係数 N とピーク流量 Q_p の関係



(a) 1971年4月洪水

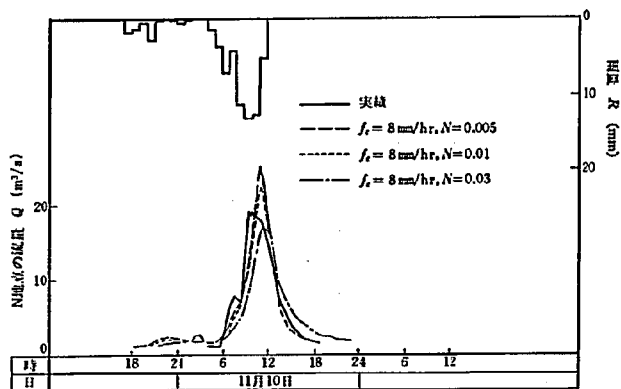


(b) 1973年9月洪水

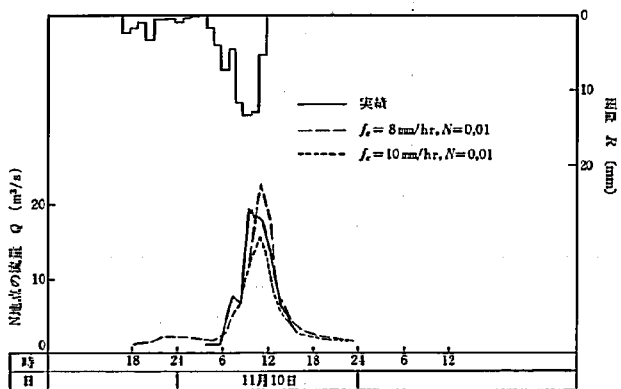


(c) 1973年9月洪水

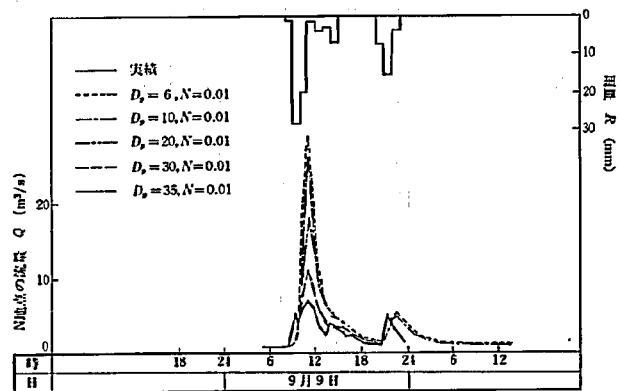
図-17 N の 同 定



(d) 1973年11月洪水



(e) 1973年11月洪水



(f) 1974年9月洪水

図-17 N の同定

2 CA=1.77km²	①	1 CA=2.71km²	S道1号
	②	240 (0.476)	
	③	150 (0.325)	
	④	• (•)	
	⑤	• (•)	
	⑥	• (•)	
	⑦	• (•)	
	⑧	• (•)	
	⑨	• (•)	
4 CA=2.78km²	⑩	• (•)	
	⑪	• (•)	
	⑫	• (•)	
	⑬	• (•)	
	⑭	• (•)	
	⑮	130 (0.259)	
	⑯	190 (0.379)	
	⑰	160 (0.325)	
	⑱	• (•)	
	⑲	• (•)	
	⑳	180 (0.355)	
	㉑	140 (0.239)	K 堤
	㉒	160 (0.275)	
	㉓	• (•)	
	㉔	• (•)	
	㉕	140 (0.239)	
	㉖	180 (0.311)	
	㉗	160 (0.275)	
	㉘	• (•)	
	㉙	• (•)	
	㉚	• (•)	
	㉛	249 (0.437)	
	㉜	200 (0.247)	
	㉝	• (•)	
	㉞	• (•)	
	㉟	260 (0.449)	
	㊱	140 (0.239)	
	㊲	200 (0.247)	
	㊳	• (•)	
	㊴	231 (0.407)	N1号(N地点)
6 CA=3.20km²	河道 No	区間距離 (m)	
5 CA=2.78km²			

図-19 はらん部分の地区分割

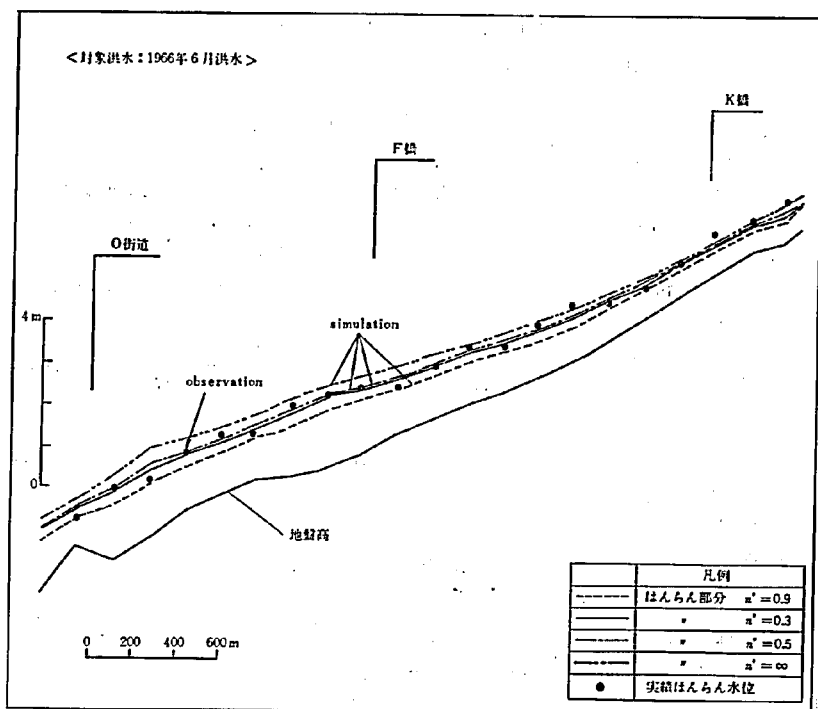
図-20 はんらん水位の感度分析（はんらん部分の粗度係数 n' の同定）

表-13 水文・水理モデルのパラメーター一覧表

年 代			1961	1972	1985
項 目					
流出計算条件	流域定数	等価粗度 N	0.05	0.015	0.005
		定 数 P	0.6	0.6	0.6
		不透透面積率	6(%)	23(%)	34(%)
	粗モデル 失ル	没透能 f_e	8	8	8
		凹地貯留 D_p	30	6	6
河床 道件	河道粗度係数 n		0.0330	0.0300	0.0225
	はんらん部分粗度係数 n'		0.3	0.3	0.3

同定に用いる洪水としては、はんらん実績より2洪水（1966年6月、1976年9月洪水）を選定した。河道部分の粗度係数 n については、1960年が0.033、1972年が0.03、1985年が0.0225として与えた。はんらん部分の粗度係数 n' を0.1、0.3、0.5、 ∞ と仮定して計算した結果を図-20、図-21に示す。図-20ははんらん部分の粗度係数 n' ($n' = 0.1, 0.3, 0.5, \infty$) に対するはんらん水深の感度分析であり、図-21は n' の値を0.3とした場合の計算はんらん区域と実績はんらん区域との

対応関係を示している。以上のようにして、はんらん部分の粗度 n' は0.3とした。

(4) 水文・水理モデルのパラメーター一覧表

上記(3)、(4)において同定した水文・水理モデルのパラメータを表-13に一覧できるように示す。以下のシミュレーション時には、パラメータの値を明記していないが、各年代ごとにこのパラメータを与えて水文・水理計算を行っている。

(5) 洪水被害モデル

表-14 資産別単価表 (1976 年単価)

調査単位区域		16~17	18~19	20~22	23	備 考	
市区 名		N	H	T	K		
資産項目							
一 般 資 産	家 屋	93.4 千円/m ²				都道府県別家屋 1m ² 当たりの評価額 (東京都)。	
	家庭用品	2,289 千円/世帯				全国一世帯当たりの家庭用品評価額。	
	事業所	償却資産	千円/人 7,638	6,569	14,033	10,662	産業大分類の従業員一人当たりの償却 資産・在庫資産単価より市町村平均の 各単価を算定する。
		在庫資産	千円/人 7,862	6,066	16,716	11,591	
	農 家	償却資産	1,533 千円/戸				全国の農漁家一戸当たり償却資産およ び在庫資産。
		在庫資産	208 千円/戸				
農作物	水 田	—				代表作物をキャベツとし、治水経済調 査要綱の農作物単価表より、作付面積 当たりの収量を算定した。	
	畑	2,430 千円/ha					

表-15 標高別総資産額

(単位: 千円)

標高位 項目 数量單位		46.0~47.0		47.0~48.0		48.0~50.0		50.0~52.0		
		数量	資産額	数量	資産額	数量	資産額	数量	資産額	
種 別	家 屋	棟 数	129	879,750.2	44	300,071.2	96	634,701.6	66	450,106.7
		床面積(m ²)	9221.7				3145.4			
家庭用品		世帯数	245	560,805.0	83	189,937.0	182	416,598.0	126	283,414.0
農 家	償却資産	農 家 数	5	7675.0	2	3070.0	4	6140.0	3	4605.0
	在庫品			1040.0		415.0		832.0		624.0
事業所	償却資産	事業所数	15	114,570.0	5	38,190.0	11	84,018.0	8	61,104.0
	在庫品			117,930.0		39,310.0		86,482.0		62,896.0
小 計				1,681,770.2		571,044.2		1,248,771.6		867,749.7
農 作 物		田面積(m ²)		—		—		—		—
		畑面積(m ²)		—		—		—		—
		計 (m ²)		—		—		—		—
合 計				1,681,770.2		571,044.2		1,248,771.6		867,749.7
累 計				1,681,770.2		2,252,814.4		3,501,585.0		4,369,335.7

(注) 区域 No. 16, 1961 年とする。

洪水被害モデルの作成では、まず標高別資産額関係を求め、次にそれを交換することにより水位～被害額モデルを作成した。以下にモデル作成の手順を示す。

・標高別資産額と標高別被害額

対象区域を河道に沿った地区に分割したが(8区域)、各区域ごとの資産を標高別に調査したのち、治水経済調査要綱の被害額原単位を用いて標高別資産額曲線を作成した。すなわち、まず表-14 のように資産項目別の単価を設定した。資産の単価は年代ごとに異なる(インフレ

ートする)ので、ある年度の現在価値に統一しておく必要があり、表-14 には 1976 年の現在価値に変換した値を示している。現在価値に変換する方法としては、各年度の原単位をデフレートさせるのが通常であるが、ここでは次のような近似的な変換を行った。すなわち、各家屋の資産(家およびテレビなどの内容物)は 10~20 年間でほとんど変わらないと仮定し、1974 年の原単位を将来時点でも用いることにより、実質的な現在価値への変換を行った。

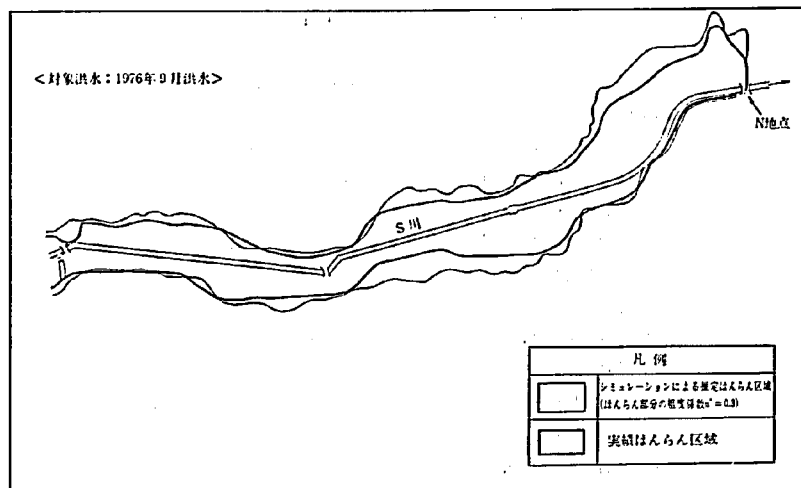


図-21 はんらん区域推定精度の例示

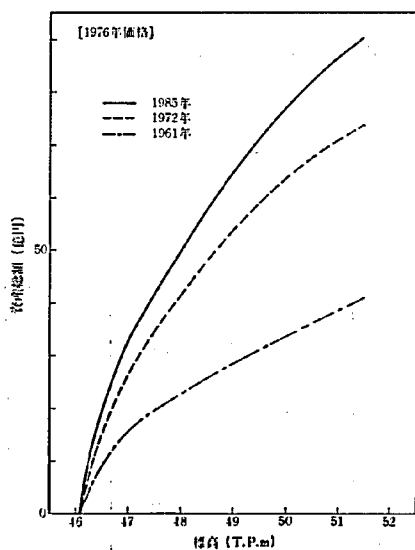
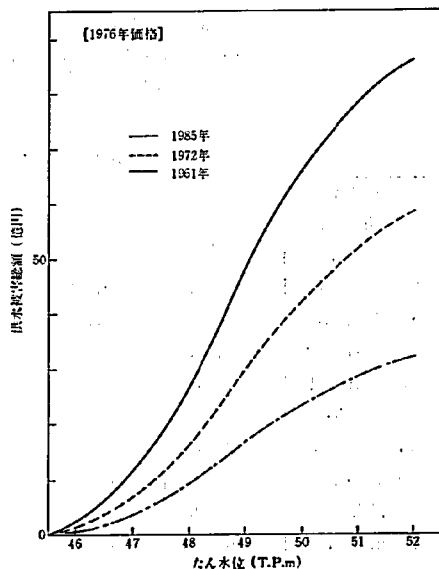
図-22 標高～資産額曲線の例示
(N地点近傍約 0.57 km² について)図-23 たん水位～被害額曲線の例示
(N地点の近傍約 0.57 km² について)

表-16 たん水位ごとの想定被害額（家屋のみ）

標高 (m)	たん水位 (T.P.m)				
		47.0	48.0	50.0	52.0
46 47	たん水深 (m)	0.50	1.50	3.50	5.50
	被害率	0.124	0.378	0.572	0.572
	資産額 (×10 ⁴ 円)	879,750.2			
	被害額 (×10 ⁴ 円)	109,089.0	332,545.6	503,217.1	503,217.1
47 48	たん水深 (m)	—	0.50	2.50	4.50
	被害率		0.124	0.439	0.572
	資産額 (×10 ⁴ 円)	300,071.2			
	被害額 (×10 ⁴ 円)		37,208.8	131,731.3	171,610.7
48 50	たん水深 (m)	—	—	1.00	3.00
	被害率			0.210	0.439
	資産額 (×10 ⁴ 円)	654,701.6			
	被害額 (×10 ⁴ 円)			137,487.3	287,414.0
50 52	たん水深 (m)	—	—	—	1.00
	被害率				0.210
	資産額 (×10 ⁴ 円)	450,106.7			
	被害額 (×10 ⁴ 円)				94,522.4
総被害額 (×10 ⁴ 円)		109,089.0	369,754.4	772,435.7	1,066,791.2

(注) 区域 No. 16, 1961 年の場合。

表-17 たん水位ごとの想定総被害額

(×10⁴円)

たん水位 [m]		47.0			48.0		
		年 度			年 度		
種 別		1961	1972	1985	1961	1972	1985
家 屋		109,089.0	181,636.4	333,307.2	308,171.9	532,708.7	1,046,697.5
家 屋 用 品		48,229.2	72,245.4	181,748.9	201,964.5	310,541.8	533,686.9
農 家	償却資産	1,197.3	718.4	305.5	2,758.4	1,607.2	1,039.2
	在 庫 品	207.0	124.2	41.4	593.4	347.8	143.5
事 業 所	償却資産	20,622.6	50,869.1	68,398.3	54,879.0	140,409.3	202,200.8
	在 庫 品	14,377.1	36,943.5	70,404.2	49,687.9	126,724.4	203,130.7
一般資産被害合計		193,722.2	312,537.0	674,205.5	618,055.1	1,112,339.2	1,996,918.6
営業停止損失		11,659.3	20,552.2	40,452.3	37,083.3	66,710.4	119,811.5
公共土木施設		81,226.7	143,180.5	281,817.9	258,347.0	464,748.8	834,686.9
農 作 物		—	—	—	—	—	—
総 合 計		286,608.2	506,269.7	996,475.7	913,485.4	1,613,798.4	2,951,471.0

(注) 区域 No. 16 の被害合計。

表-18 確率降雨ごとのたん水位

区域	確率 雨量規模	1/1	1/2	1/3	1/5	1/10	1/30	1/50
	30 mm/hr	43	50	60	73	92	100	
16	—	—	46.70	46.89	47.46	47.97	48.33	
17	—	48.20	48.63	48.86	49.18	49.60	49.83	
18	—	50.26	50.71	51.04	51.32	51.70	51.81	
19	—	52.07	52.57	52.90	53.18	53.53	53.67	
20	—	53.92	54.40	54.72	55.01	55.37	55.51	
21	—	—	56.22	56.65	56.96	57.31	57.41	
22	—	—	58.56	58.88	59.13	59.38	59.47	
23	—	—	60.12	60.46	61.41	62.00	62.47	

(注) 1961 年、未改修河道の場合。

表-19 確率降雨ごとの被害額および年平均被害額への寄与

項目 雨量規模	年平均 超過確率	① 生起確率	想定被害額 (百万円)	② 平均被害額 (百万円)	①×② 年平均被害額 (百万円)	年平均被害 加額 (百万円)
30 mm/hr	1/1 (1.000)		0			—
43	1/2 (0.500)	0.500	494	247	124	124
50	1/3 (0.333)	0.167	1,630	1,062	177	301
60	1/5 (0.200)	0.133	2,512	2,071	275	576
73	1/10 (0.100)	0.100	3,737	3,125	313	889
92	1/30 (0.033)	0.067	5,400	4,569	306	1,195
100	1/50 (0.020)	0.013	6,255	5,828	76	1,271

次に各年代、各地域ごとに標高別の資産と上記の原単位より標高別総資産額曲線を作成した。表-15、図-22にその一例を示した。表-15における棟数は前述の流域都市化モデルの結果を用いて算定したものである。

・たん水位～被害額モデル

次に、図-22のような標高～資産額曲線から、たん水位ごとの想定被害額を算定した。表-16に区域16についての家屋のみの計算内容を示す。表-17には各資産別の被害額を総計した結果を示す。

以上のような手順により、各区域ごとのたん水位～被害額曲線を作成した。図-23にそれをテーブル関数化したものの一例を示した。同図よりたん水位が同一でも、被害ポテンシャルが増大するために、たん水位～被害額曲線の関係が経年的に変化していくことがわかる。

(6) 年平均被害額モデル

年平均被害額は、水文・水理解析から得られる各種平

降雨に対応するはんらん水深、たん水位～被害額曲線および降雨確率より計算される。この計算の内容を 表-18 (確率降雨ごとのたん水位)、表-19 (確率降雨ごとの被害額および年平均被害への寄与)、および図-24 (計算内容を図化したもの) に示す。また図-25 には表-18 の計算を経年的に行った結果を図化したものを示す。

5.4 結果および考察

前述の三つのシナリオのもとで行ったケース・スタディの結果を示し、2,3 の考察を加える。

(1) 都市化による流出の変化

都市化による流出の変化は、浸透面積の減少による有効降雨の増大と流域の雨水排水施設の整備 (流域の水路化) に起因している。

図-26(a), (b) は対象流域の下流域 N 地点の流量が経年的に変化していく状況を示しており、流域の都市化に

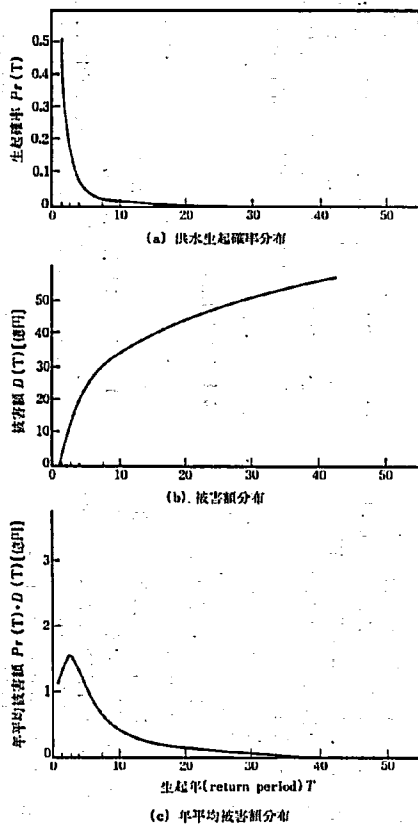


図-24 年平均被害額計算内容の図化
(1961年、未改修河道)

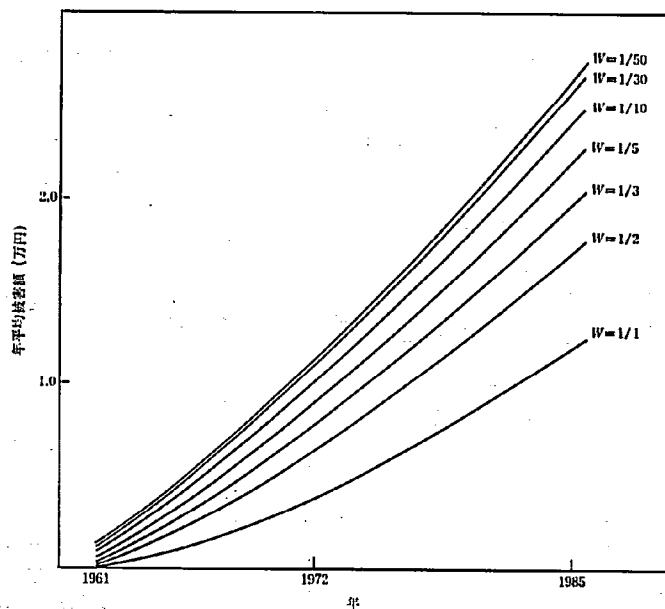
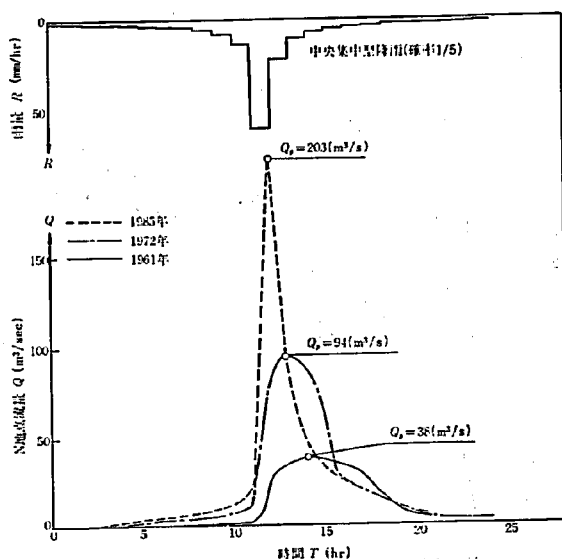


図-25 降雨確率 W ごとの被害額の経年変化



(a) 同一規模の降雨に対する流出の変化 (N地点)

図-26 都市化による流出の変化

よる流出の変化を知ることができる。すなわち、同図 (a) は都市化の進行にともない、同一規模の降雨でも流出総量が増大するとともに、流出波形が先鋭化し、ピーク流量が 1961 年から 24 年間に 5.3 倍に増大することを示している。したがって、このようなピーク流量の増大が洪水被害増大の主要な原因のひとつであるため、土地利用規制等により都市化の進行を調整するか、あるいは雨水貯留等の治水対策により流域の保水機能を向上させるなどの対策が必要であることがわかる。以上は単一規模の降雨に対する考察であるが、あらゆる規模の降雨に対する流出の変化状況を同図 (b) に示した。同図において、3 本の実線は治水対策を行わないで都市化が進行した場合のピーク流量の変化を、また破線は同流域で計画されている河川改修 (30 mm/hr 降雨対応河道、50 mm/hr 降雨対応河道) が行われたとした場合のものを示している。同図より、ピーク流量が経年的に増大していくことがわかる。また、河川改修は雨水を速やかに排出するシステムを形成するが、それによる流出増も同図より知ることができる (ただし、河川改修は被害を軽減する)。

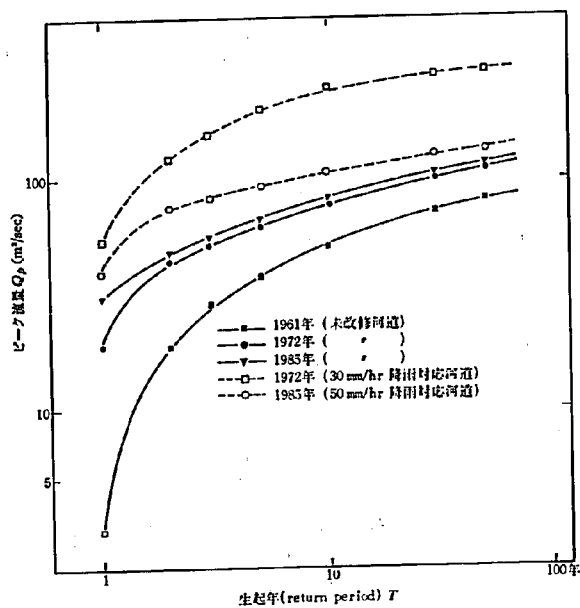
一方、都市化による流出の変化を、2.1 (1) で示したような洪水はんらの深刻さでみる方法により示すと図

-27 のようになる。すなわち、同一降雨に対するはんらん水位は、治水対策を実施しないで都市化が進行すると、同図に示すようにその水深が増大することがわかる。また、同流域において計画されている治水対策が計画どおり実施されたときにはんらん水位の軽減状況を図-28 に示す。同図より、はんらの深刻さが治水対策によりどの程度軽減されるかがわかる注10)。また図-29 には、ある治水対策のもとで降雨規模を変えたときにはんらん水位を示す。図-30 に、ある年度における降雨規模ごとのはんらん状況を平面図で示す。図-30 に示すような図は浸水予想図と呼ばれ、興味深い情報を与える。後述の洪水被害額の計算では、あらゆる確率降雨に対して浸水図を作成し、それと水位～被害額曲線を用いて被害額を算定した。

図-31(a), (b) には、河川改修の効果をさらに明確にするために、対象流域の下流端にある区域 17 におけるはんらん水位を示した。

図-31(a) は、降雨強度を 100mm/hr (中央集中型、確率約 1/50) としたときに、河道の状況を未改修・30 mm/hr 降雨対応・50 mm/hr 降雨対応とすれば、それぞ

注10) これは、深刻さの程度による方法 (severity method) に基づいた表示例である。



(b) あらゆる規模の降雨に対する流出の変化
(N地点ピーク流量)

図-25 都市化による流出の変化

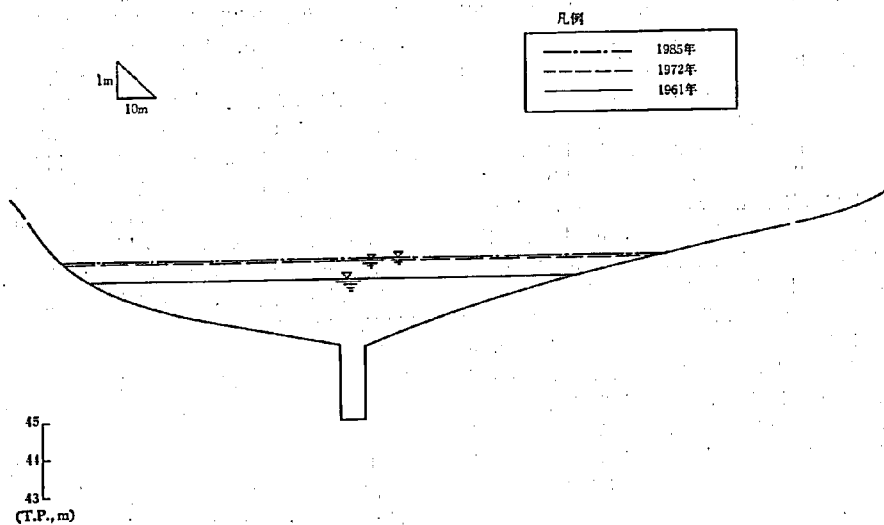


図-27 都市化によるはんらん状況の変化
(治水対策なし, 1/30 確率降雨の例)

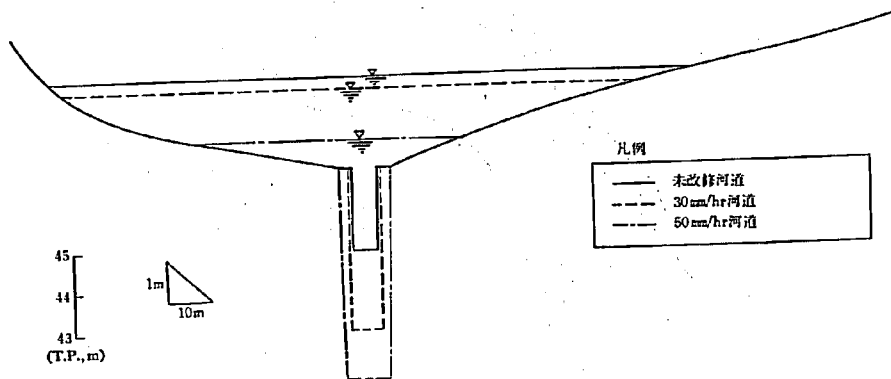


図-28 治水対策によるはんらん水位の軽減 (1/30 確率降雨に対する例)
(N地点より上流 700 m 地点, 1985 年)

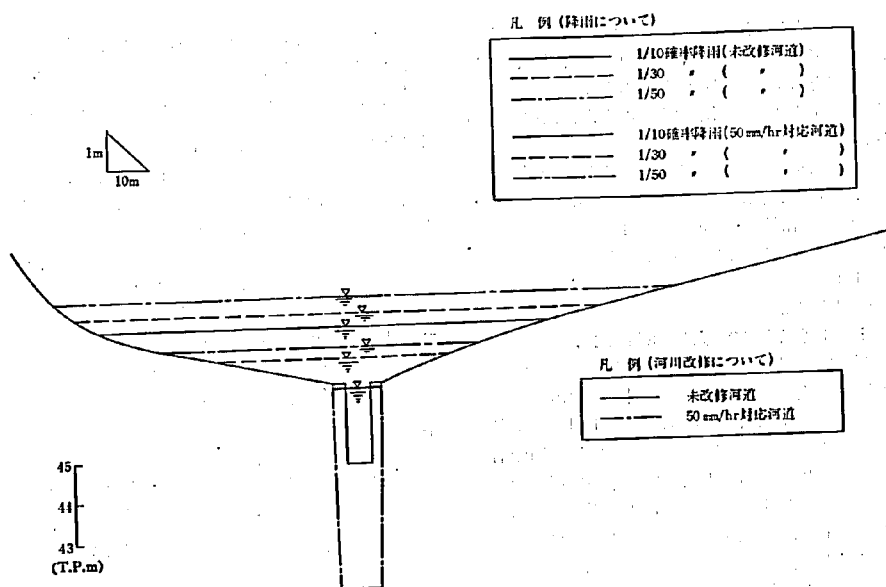


図-29 未改修河道と 50 mm/hr 確率降雨対応河道のもとでの降雨規模ごとのはんらん水位
(N地点より上流 700 m 地点, 1985 年)

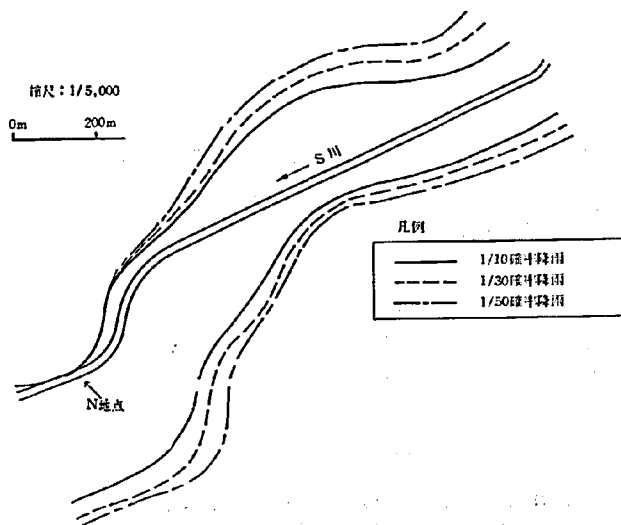


図-30 降雨規模ごとのはんらん状況の平面図 (N地点より上流 700m 地点まで)
(1985 年, 未改修河道)

れの河道のもとで各年のはんらん水位がどのようになるかを示している。これより、前述のように河川改修はピーク流量を増大させるが (図-26 参照)、洪水被害額に直接関係するはんらん水位は非常に低下させることがわかる。

一方、図-31(b) は、1972 年および 1985 年時点に限定し、あらゆる降雨規模に対して各河道条件 (未改修・30mm/hr 降雨対応・50mm/hr 降雨対応) のもとでどのようなはんらん水位となるかを示している。これより、図-31(a) と同様に、河川改修によるはんらん水位の低下状況を知ることができる。

(2) 洪水被害額の増大とその要因分析

都市化の進行に伴って、治水対策を実施しなければ洪水被害は増大していく。図-32 に対象流域での推定結果を示した。同図では、年平均被害額を 1961 年度の被害額により基準化している注17)。同図より治水対策を行わなければ、1961年から24年間に年平均被害額が20倍近く増大することがわかる。同図には都市化の指標である不透水面積率、および棟数の経年変化を併記しているのので、都市化と洪水被害の関係を理解することができる。

このような洪水被害変化のメカニズムは、3.2(7)の要因分析モデルにより説明することができる。図-33(a)、(b)注18) に要因分析の結果を示す。図-33(a) には被害増大の各要因を模式化して示しているが、 $\left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \cdot JH\right)$

の項は流出が増大することにより以前は被害を受けなかった資産が被害を受けるようになって増える分、

$\left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot JS\right)$ はもともとあぶない所に新たに資産がはりつくことによって増える分、 $\epsilon(JH, JS)$ は流出が増えてあぶなくなった所に新たに資産がはりつくことによって増える分 (すなわち流出増と被害ポテンシャル増の複合した増分) を示している。したがって、この流域では、被害増大の要因別比率 (1961~1985 年までの総額としての比率) は、 $\left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot JH\right) : \left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial S} \cdot JS\right) : \epsilon(JH, JS) = 27 : 14 : 59$ であることが分る。

図-33(b) には、治水対策を実施した場合の年平均被害額の軽減 $\left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial F} \cdot JF\right)$ の項と、図-33(a) と同様の要因分析の結果を示している。

以上のような要因分析における $\left(\frac{\partial \bar{D}}{\partial H} \cdot JH\right)$ による増分は、上流域の都市化による被害の増大 (通常は下流) であり、治水をめぐる上下流問題が発生していることが

注17) 水害統計 (1970) によれば、河川災害を含む水害被害額は、1975年価格でみたときに、一般資産等・公共土木施設等・公益事業施設等の被害比率が 32:66:2 となっている。本報告では、水害統計の一般資産等に該当する被害のみを治水経済調査要綱に従って算定している。

注18) これは被害による方法 (damage method) に基づいた表示例である。

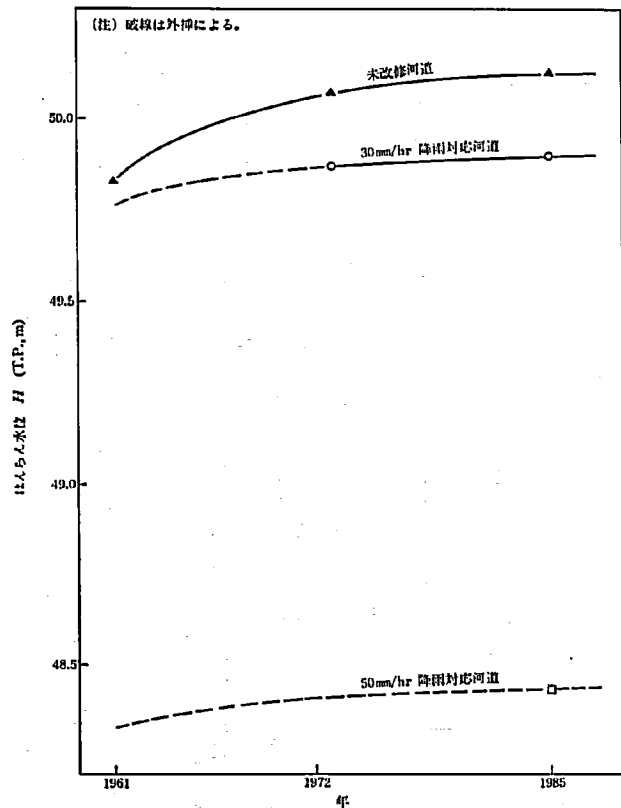


図-31(a) 河川改修によるはんらん水位の低下
(降雨規模 100 mm/hr, 確率約 1/50, 区域 17 の場合)

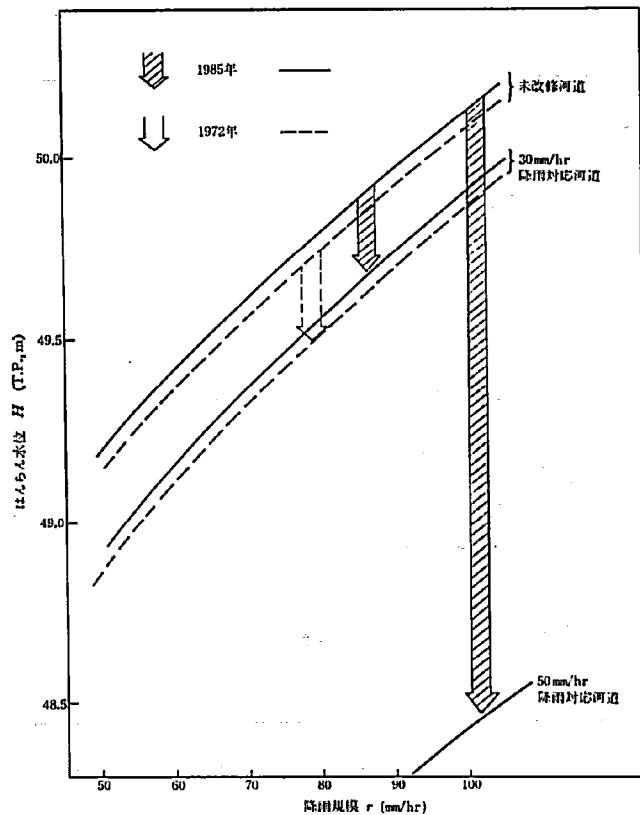


図-31(b) あらゆる降雨規模に対する河川改修の効果 (区域 17)

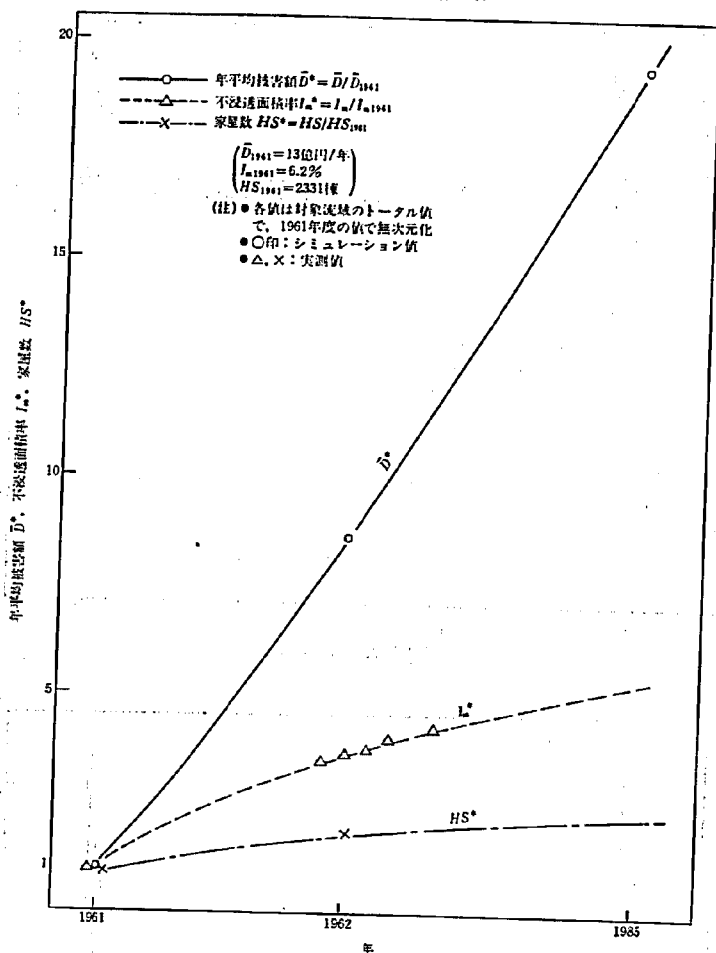


図-32 治水対策なしに都市化が進行した場合の洪水被害の増大
(不浸透面係率、家屋数を併記)

わかる¹¹⁾。したがって、これは上流(非はんらん原)の開発に対する雨水貯留等の義務づけの背景を示している。

(3) 治水対策による被害の軽減効果と対策の評価

治水対策による被害軽減効果と対策の評価を、河川改修および雨水貯留を例に行った。

① 河川改修について

ここでは、他の類似河川と同様にこの河川においても計画(一部は実施済み)されている河川改修をとりあげ、治水対策の効果の評価を行った。その計画では、暫定的な目標としてまず 30 mm/hr 降雨対応河道を作り、

次に 50 mm/hr 降雨対応河道に改修を行うことになっている(図-34 参照)。そこで、これらの対策の効果の評価を費用便益分析により行ってみると、次のようになった。図-35 は予定どおりこの計画が実行された場合の年平均被害額の経年変化を示している。ただし、実線は目標年度に時間的なズレなく計画が実施されたとする仮想的な場合を、また破線は数年かけて下流から改修を進めた場合を示している。同図より、マクロ的にみると年平均被害額は軽減されていくこと(したがって治水安全度は相当向上すること)がわかる。しかし、この流域では 50 mm/hr 降雨対応河道への改修は、用地買収上の問題

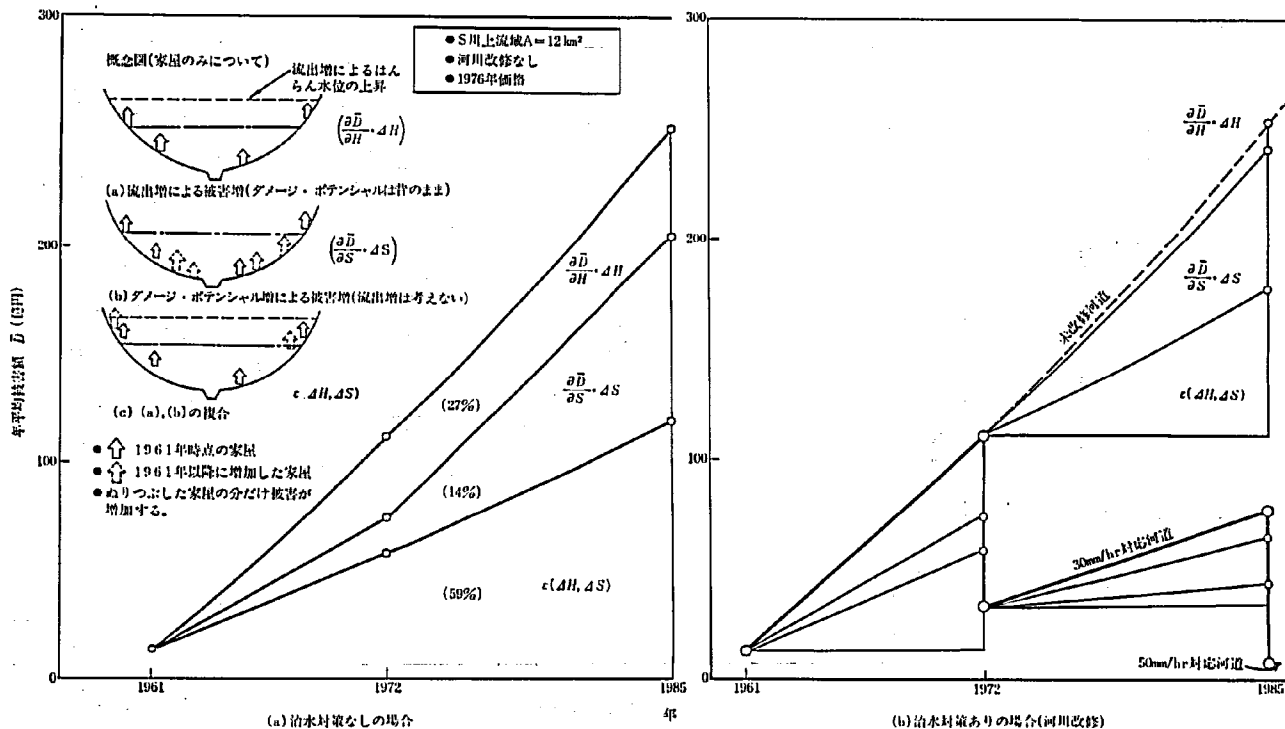


図-33 年平均被害額変化のメカニズム(要因分析)

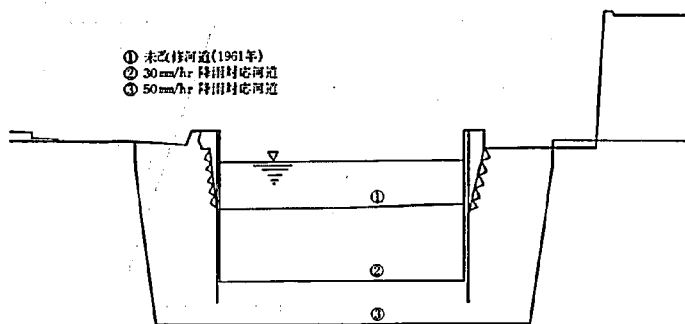


図-34 河道断面図

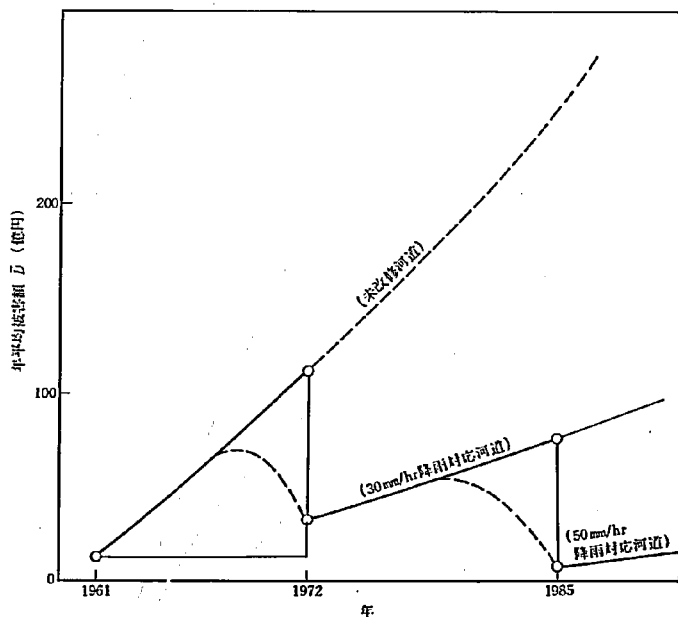


図-35 河川改修による被害軽減

や予算制約のために、着手までに相当の年数が必要であるとされており、現実には洪水被害は増大すると推定される。

同流域での計画を前述の費用便益分析モデルにより評価すると、施設のライフサイクルのとり方にもよるが、通常のライフサイクルのもとでは、表-20 に示すように、 B/C が 10~20 といった大きな値となる。したがって、都市化流域の治水対策の妥当性は非常に高いことがわかる。なお、同表の値の算定においては、河川改修

の費用として表-21 に示すような値（具体的な施設の積算結果に基づく）を用いている。

以上のようにして、治水対策の妥当性を費用便益分析により評価したが、頻度による方法でその妥当性について検討すると、さらに次のことが知られる。図-36注19) に示すように、現在の計画されている治水対策を予定どおり実施したとしても、それによる安全度の向上が都市

注19) これは頻度による方法 (frequency method) に基づいた表示例である。

化による流出増により相当相殺されることがわかる。しかも、現実には50mm/hr 降雨対応河道への改修が遅れていることから、安全度を向上させるためには、集中的な対策の実施が必要であることがわかる。

② 雨水貯留について(注20)

一方、河川改修に加えて表-22に示すような on-site の雨水貯留施設を設けるとすると、そのような施設のもとでの被書額の軽減は図-37 および表-23 になる。このときの費用便益比は、ライフサイクルを50年とし、利子率を4.5%とすると、表-24 になる。この計算では、表-25 に示す2つのケースの費用を用いた。ここに、ケース1はまとまった容量を確保できる集合住宅・学校・工場等に雨水貯留施設を設けた場合であり、工事費は既往の実施例の平均的な値とした。またケース2は個々の小規模な on-site タイプ⁽⁴¹⁾の雨水貯留施設を分散して作る場合を示している。

以上の分析において雨水貯留施設計画規模を300m³/ha としたのは次のような理由による。雨水貯留対象区域の面積は、集水区域の1~2割程度であり、ここでは1割として算定した。また、従来の事例からみると、雨

水貯留施設の有効水深は子供に危険のない深さのものが多く、0.3m 程度となっているので、ここでもその値を採用した^(41,42)。したがって、雨水貯留施設計画規模は、

$$\frac{(1 \text{ ha})}{(\text{集水域})} \times \frac{(0.3 \text{ m})}{(\text{水深})} \times \frac{(0.1)}{(\text{面積率})} / (1 \text{ ha}) = 300 \text{ m}^3/\text{ha}$$

となる。ここに、面積率は都市域において on-site 貯留施設を作ろうとしたときに、それを設置できる可能性のある地域の集水面積に対する比である。

この面積率がどの程度であるかをS川について調査した結果(雨水貯留ポテンシャル調査)、貯留ポテンシャルを有する地域として一般居住地、樹木に囲まれた居住地、独立建物地域があげられた。これらの地域を集水区

表-20 費用・便益分析の結果

経済効果 T [年]	B/C	B-C [百億円]
1995	10.7	27.1
2000	15.5	40.8
2005	21.1	56.3

[1972 年価格]

(注) この表は30mm/hr 降雨対応河道が $t_1=1992$ 年に、50mm/hr 降雨対応河道が $t_2=1992$ 年に、それぞれ一律に完成されるものとして算定したものである。

注20) 雨水貯留施設の評価に関する細部的な検討については、文献(41)、(42)を参照されたい。

表-21 河川改修費用

[単位: 万円/m]

各事業費 C_R	用地費	構築費	その他	総計
C_{11}	14.76 (16%)	74.55 (82%)	1.46 (2%)	91.07
C'_{11}	42.03 (30%)	93.57 (68%)	2.21 (2%)	137.81
C_{11}	56.79 (37%)	93.57 (61%)	3.67 (2%)	154.03

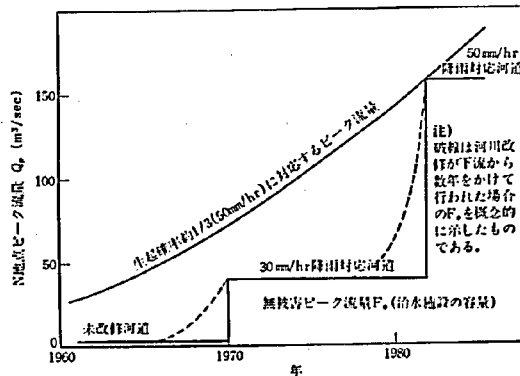


図-36 N地点ピーク流量の経年変化と河川改修による対応

表-22 雨水貯留施設の規模

ケース	年代	河道状況	雨水貯留施設 放流孔規模*	総貯留容量 (m^3)**	雨水貯留施設 集水面積(km^2)***
ケース1	1972	未改修河道	50 mm/hr 対応規模	237,540	7.918
			73 mm/hr "		
	1985	"	50 mm/hr "	330,600	11.020
			73 mm/hr "		
			30 mm/hr 対応河道		
			50 mm/hr "		
ケース2	1972	未改修河道	50 mm/hr "	237,540	7.918
			73 mm/hr "		
	1985	"	50 mm/hr "	330,600	11.020
			73 mm/hr "		
			30 mm/hr 対応河道		
			50 mm/hr "		

* ピーク流量に最も効率的に効くような放流孔を設定する。

, * 雨水貯留ポテンシャル調査による**。

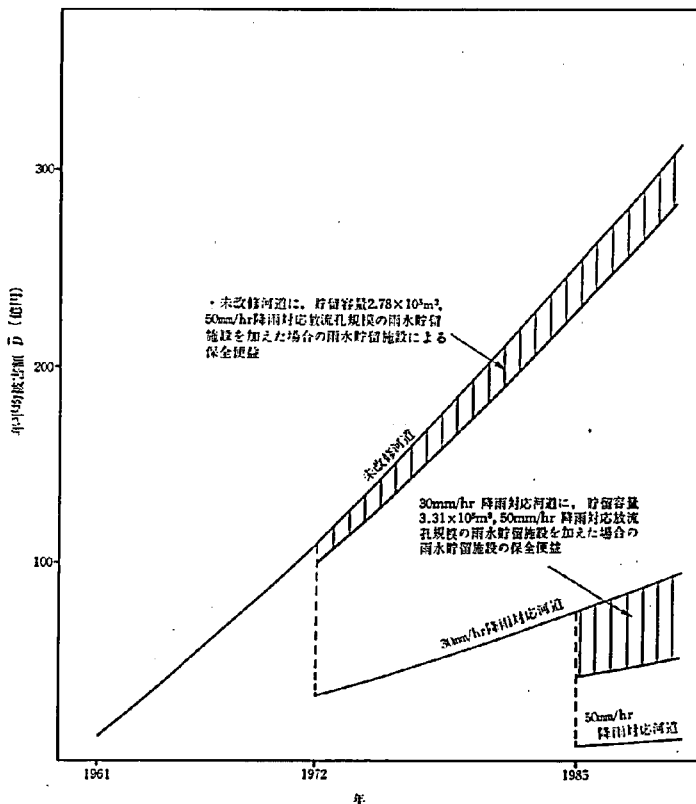


図-37 雨水貯留施設による被害軽減効果

表-23 雨水貯留施設による年平均被害額の軽減

(単位: 百万円)

年 代	雨水貯留施設 放流孔規模	1961	1972			1985		
			年 被	平 害	均 額	年 被	平 害	均 額
未改修河道	雨水貯留なし	1,271	—	10,877	—	25,272	—	—
	50 mm/hr 対応規模	—	—	10,234	643	23,111	—	2,161
	73 mm/hr 対応規模	—	—	10,858	19	21,807	—	465
30 mm/hr 対応河道	雨水貯留なし	—	—	3,287	—	7,589	—	—
	50 mm/hr 対応規模	—	—	—	—	4,517	—	3,412
50 mm/hr 対応河道	雨水貯留なし	—	—	—	—	636	—	—

表-24 雨水貯留施設の費用便益比

工 事 費 率	年 代	河道状況	雨水貯留施設 放流孔規模	工事費 I (×百万円)	年費用 c (×百万円)	維持費 M (×百万円)	被害軽減額 B (×百万円)	年便益 $b=B-M$ (×百万円)	便益比 b/c
ケ ー ス 1	1972	未改修河道	50 mm/hr 対応規模	594	30	3	643	640	21.3
			73 mm/hr "				19	16	0.5
	1985	"	50 mm/hr "	827	42	4	2,161	2,157	51.4
			73 mm/hr "				465	461	11.0
		30 mm/hr 対応河道	50 mm/hr "				3,412	3,408	81.1
			50 mm/hr "				—	—	—
ケ ー ス 2	1972	未改修河道	50 mm/hr "	9,026	457	45	643	598	1.3
			73 mm/hr "				19	—	—
	1985	"	50 mm/hr "	13,464	681	67	2,161	2,094	3.1
			73 mm/hr "				465	398	0.6
		30 mm/hr 対応河道	50 mm/hr "				3,412	3,345	4.9
			50 mm/hr "				—	—	—

域とし、その他の地域(総称建物地域など)を直接流出域として、集水区域と区別した。しかし、これらの集水区域は、あくまでも通常の on-site 雨水貯留技術のもとでのポテンシャルの程度を示すものであり、現実には種々の条件のためにこのうちのいくらかに対して実施できるにすぎないと思われる。

また、施設の貯留容量が同じでも、放流孔規模によって施設の効果が相当に異なるために、放流孔設定の定義を明らかにしておきたい。雨水貯留施設放流孔の設計規模(これを放流孔規模と呼ぶことにする)は、1972年と1985年の流域を対象とし、二つの想定降雨(50 cm/hr 降雨と 73 mm/hr 降雨)に対して、想定した水深 30 cm の貯留(貯留容量: 300 m³/ha)が最も効果的にピーク流量をカットするように設定した。

表-24 より、ケース1のような雨水貯留施設の妥当性

表-25 (a) 雨水貯留施設概算工事費算定表(その1)

年 代	項 目	数 量
昭和47年	雨水貯留施設 集水区域面積: A_1	791.8 (ha)
	総貯留容量: V	237,540 (m ³)
	工 事 費	593,850 (千円)
昭和60年	雨水貯留施設 集水区域面積: A_1	1,102.0 (ha)
	総貯留容量: V	330,600 (m ³)
	工 事 費	826,500 (千円)

注(1) 雨水貯留施設集水区域は以下の土地利用の地区とする。

- 一般居住区
- 樹木に囲まれた居住区
- 独立建物地

(2) 雨水貯留施設の規模は 300 m³/ha とする。

(3) 工事費の単価は 2,500 円/m³ とする。

表-25 (b) 雨水貯留施設概算工事費算定表(ケース2)

年代	項目	土地利用形態			全流域合計
		一般居住地	樹木に囲まれた居住	独立建物地域	
昭和47年	雨水貯留施設集水区域面積: A_1	535.9 ha	86.2 ha	119.7 ha	791.8 ha
	総貯留容量: V	175,770 m^3	25,860 m^3	35,910 m^3	237,540 m^3
	工事費単価(円/ m^3)	48,800	20,000	2,000	—
	工事費	8,577,576千円	517,200千円	71,820千円	9,166,596(千円)
昭和60年	雨水貯留施設集水区域面積: A_1	897.8 ha	76.5 ha	127.7 ha	1,102.0 ha
	総貯留容量: V	289,340 m^3	22,950 m^3	33,310 m^3	330,600 m^3
	工事費単価(円/ m^3)	48,000	20,000	2,000	—
	工事費	12,928,320千円	459,000千円	66,620千円	13,453,940(千円)

注) (1) 雨水貯留施設集水区域は以下の土地利用の区域とする。

一般居住地
 樹木に囲まれた居住
 独立建物地域

(2) 雨水貯留施設計画規模は 300 m^3/ha とする。

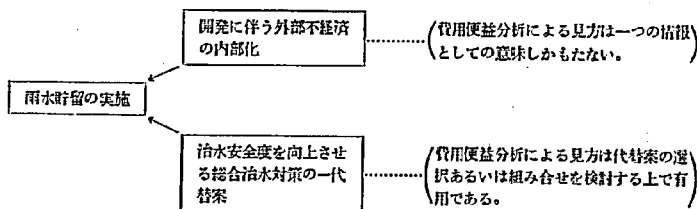


図-38 雨水貯留を実施する時の考え方

は河川改修に匹敵するぐらい高く、ケース2の施設でも費用便益比は1以上となっていることがわかる。

雨水貯留施設の費用は、施設自体の特殊性のために厳密な算定が困難である。これは、設置する場所が異なれば、費用も当然異なるからである。本報告では、費用として平均的な値をとった場合(ケース1)と、かなり高価な値をとった場合(ケース2)を設定し、両者についての妥当性を検討し、それによって雨水貯留施設の経済的妥当性の概略を把握することを試みた。通常の現実の雨水貯留施設の費用は、最も危険側でみたケース2と平均的にみたケース1の場合との間にあると考えられ、費用便益比は1以上であると推定される。

③ 河川改修と雨水貯留の位置づけについて

上述の河川改修と雨水貯留に関する費用便益分析の結果を用いて、都市域における河川改修と雨水貯留施設の比較、および総合治水対策における雨水貯留施設と河川改修の適切な組み合わせについて言及する。

比較分析の前提として、次のことを仮定しておく。まず、雨水貯留については耐用年数を50年とし、河川改修については、その耐用年数を1995年までとする。これは、河川改修に関しては、治水安全度がきわめて低いために、次の改修が比較的近い将来に行われると考えられるからである。

ケース1のような費用の雨水貯留を行った場合には、河川改修に雨水貯留を加えるという方式では、両対策はほぼ同じ程度の効率性を有している。しかしケース2のような費用がかかる場合には、河川改修に比較して雨水貯留の効率性は劣ることになる。

しかし、これらの結果は図-38に示すような背景のもとで解釈されるべきである。総合治水対策における河川改修と雨水貯留という代替案の組み合わせについては、ケース1のような費用で雨水貯留施設を作ることができる場合には、両治水対策はほぼ同じ程度の経済的効率性をもつので、総合治水において両対策を適切に組み合わせる

ことにより、より効率的でかつ現実的な治水対策とすることができよう。また、河川改修の費用便益分析的な効率性が良くても、その実施に困難がある場合には、ケース2のような費用が必要な雨水貯留施設を作る必要が生じる可能性がある。さらに、ケース2の場合でも、河川改修に比較して効率性は劣るものの、雨水貯留施設の保全便益に基づいた効率性 (b/c) は 1.0 以上の値をとることが多ことから、その妥当性は十分にあると考えられる。また、この検討から、開発による外部不経済の内部化のために設置する雨水貯留施設であっても、治水対策としての妥当性 (b/c あるいは $b-c$ でみた場合の妥当性) は十分にあることが確認された。

6. ケース・スタディ II: 一括拡張方式と段階的拡張方式の比較

都市化流域の治水安全度は、30 mm/hr 降雨 (東京で約 1/1 確率) に対応しうる程度であり、50 mm/hr 降雨 (約 1/3 確率) 対応河道以下の所が多くみうけられる。したがって、現状では当面の目標である 50 mm/hr 降雨対応河道への改修が急速に進められつつある。このように比較的小規模な目標を設定する暫定目標方式が現実採用されるようになった背景としては、次のようなことがあげられる。第一に治水投資に対する予算制約があることと、土地利用が高度化しており、予算があったとしても河川改修の実施に種々の困難が生じている。第二に、長期目標方式は長い期間で評価すれば有利となるにしても、それが完成するまでに生じる被害 (当面の被害) の軽減がおろそかになる可能性がある。最近では、当面生じている被害を救済する必要性が広く認識されるようになってきていることから、治水の面からみて瀕死の状態に近い河川では、総合治水特定河川事業にみられるように、シビルミニマムを設定して、短期的に実現できる

方式が採用される傾向にある^{19), 20)}。

以下では、以上のような背景から生じてきた暫定目標方式が、経済的 (具体的には費用便益分析的) にみて妥当性を有するかどうかについて検討した。

6.1 比較分析における諸条件

ここでは長期目標方式と現実と中小河川で採用されつつある暫定目標方式の比較を考えるわけであるが、これを定量的に評価するために、近似的に一括拡張方式と段階的拡張方式におきかえて議論を単純化した (図-11 に示した概念図参照)。

さらに、治水対策の規模としては、ケース・スタディの対象流域における具体的な計画事例ならびに多くの中小河川で行われている規模を考慮して、最終的には 50 mm/hr 降雨対応河道とし、中間段階として 30 mm/hr 降雨対応河道を考えることにした。これにより、単なる計算上の話ではなく、現実の計画との関連性をもたせることができる。

河川改修の費用は、対象流域の河川改修が図-34 に示したように行われることから、段階的拡張方式については手もとより、また一括拡張方式については規模の経済を考慮した前述の表-21 に示した値を用いた。

これら以外のパラメータである一括拡張方式の実施年度 t_1 、段階的拡張方式の最終段階の実施年度 t_2 (第一段階は計画の初年度) および計画のライフサイクル (耐用年数) T はあらゆる場合を考えることにした。しかし、対象河川では段階的拡張方式による計画が具体化しているので、それに対応させて t_1 および t_2 を与えた場合についても比較分析を行った。

比較分析は表-26 に示すような施設・規模に関する代替案を設定して行ったが、以下ではそのうちのシナリオ No. 1 についてのみを記す。

表-26 代替的な治水対策のシナリオ

シナリオ	治水対策 A	治水対策 B	治水対策 (A+B)
No. 1	河川改修 (30 mm/hr 対応)	河川改修 (50 mm/hr 対応)	河川改修 (50 mm/hr 対応)
No. 2	雨水貯留 (集水面積の 1 割)	雨水貯留 (集水面積の 2 割)	雨水貯留 (集水面積の 2 割)
No. 3	河川改修 (30 mm/hr 対応)	雨水貯留 (50 mm/hr 対応)	河川改修+雨水貯留 (30 mm/hr 対応)+(50 mm/hr 対応)
No. 4	雨水貯留 (50 mm/hr 対応)	河川改修 (30 mm/hr 対応)	雨水貯留+河川改修 (50 mm/hr 対応)+(30 mm/hr 対応)
No. 5	雨水貯留 (30 mm/hr 対応)	雨水貯留 (50 mm/hr 対応)	雨水貯留 (50 mm/hr 対応)

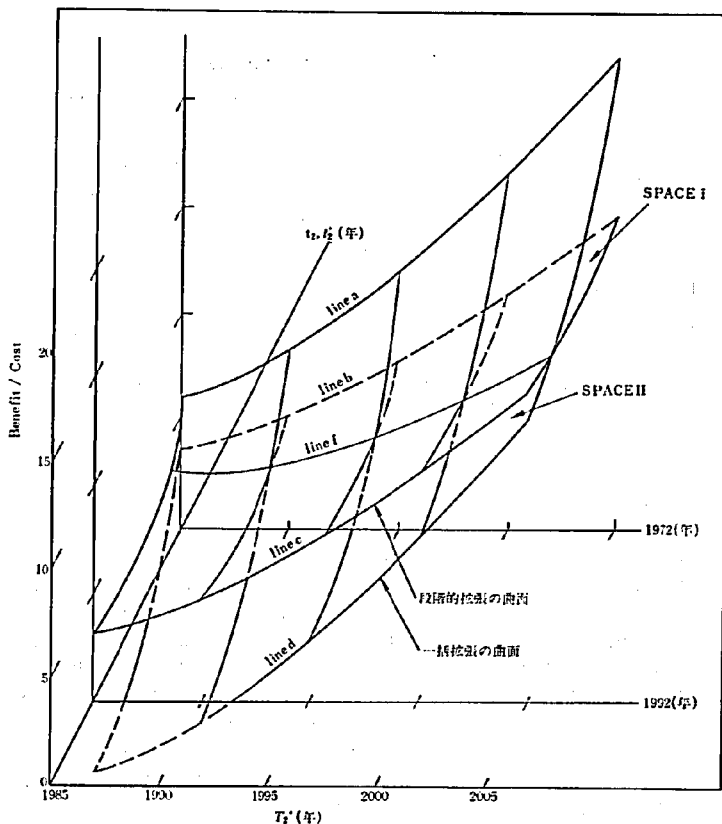
(a) B/C でみた場合

図-39 段階的拡張方式と一括拡張方式の効率性の比較 (その1)

6.2 比較分析の結果

(1) その1: 一般的な解釈

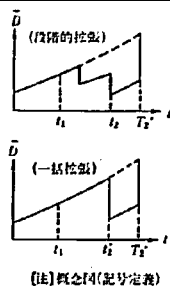
両拡張方式において、 t_1, t_1' および T を任意に与えた場合の費用便益的にみた効率性を図-39に示す。同図において、横軸は便益の算定期間の最終年 T を示し、縦軸は Benefit/Cost および Benefit-Cost を、また奥向きの軸は施設建設のタイミング t_1, t_1' を示している注2)。 t_1, t_1' はそれぞれ段階的拡張および一括拡張に対応している。同図より、 B/C および $B-C$ でみたときに、

任意の施設のタイミングとライフサイクルのもとで、それぞれの拡張方式が有利となる領域を知ることができる。

例えば、図-39(a)において、line a は $t_1' = 1972$ 年に 50 mm/hr 降雨に対処できる改修が完了した場合を line b は段階的拡張において $t_1 = 1972$ 年とした場合を示しており、いずれも両拡張方式において B/C を最

注2) $B/C, B-C$ を支配する変数は、施設の規模を今回のように固定すれば、ライフサイクル T 、建設時期 t_1, t_1' の三つである。したがって、結果は4次元で表示されるが、ここでは視覚化するために t_1, t_1' を同様にとって、3次元表示をしている。

凡 例



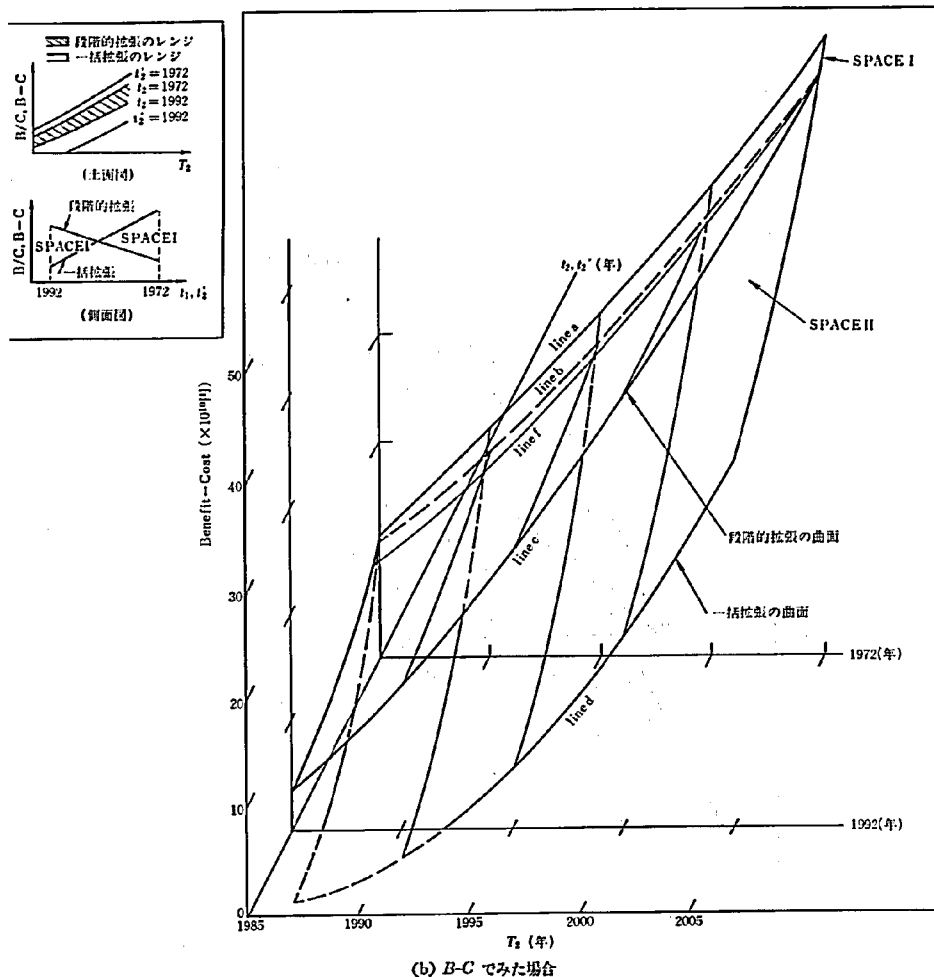


図-39 段階的拡張方式と一括拡張方式の効率性の比較(その1)

も大きくする境界を与えている。line c, line d はそれぞれ一括拡張方式の実施年 (t_2') を最終年 ($t_2' = t_1 + 20$) とし、段階的拡張方式での2段階目の改修の実施年 (t_2) を最終年 ($t_2 = t_1 + 20$) としたときの B/C を示しており、最も B/C を小さくする境界を与えている。また、2枚の曲面で囲まれる SPACE I は、段階的拡張よりも一括拡張の方が B/C でみて有利な領域を示し、逆に SPACE II は段階的拡張の方が一括拡張よりも有利な領域を示している。両曲面の交線である line f は、両方式の B/C が一致している領域を示している。同様にし

て、同図 (b) は $B-C$ でみた場合のものである。

一方、図-40(a), (b) では、横軸にライフサイクル、奥向き軸に段階的拡張の2段階目の実施時期 t_2 、縦軸に B/C あるいは $B-C$ をとっている。そして、一括拡張の実施時期 t_2' をパラメトリックに変えた場合の B/C あるいは $B-C$ を併記したものである。

次に、図-41, 42 にはライフサイクルの期間に生じる被害の総和 $\bar{D}_*$ を、図-39, 40 の様式で整理した。これも二つの図から、両方式のもとで生じる被害額を知ることができる。

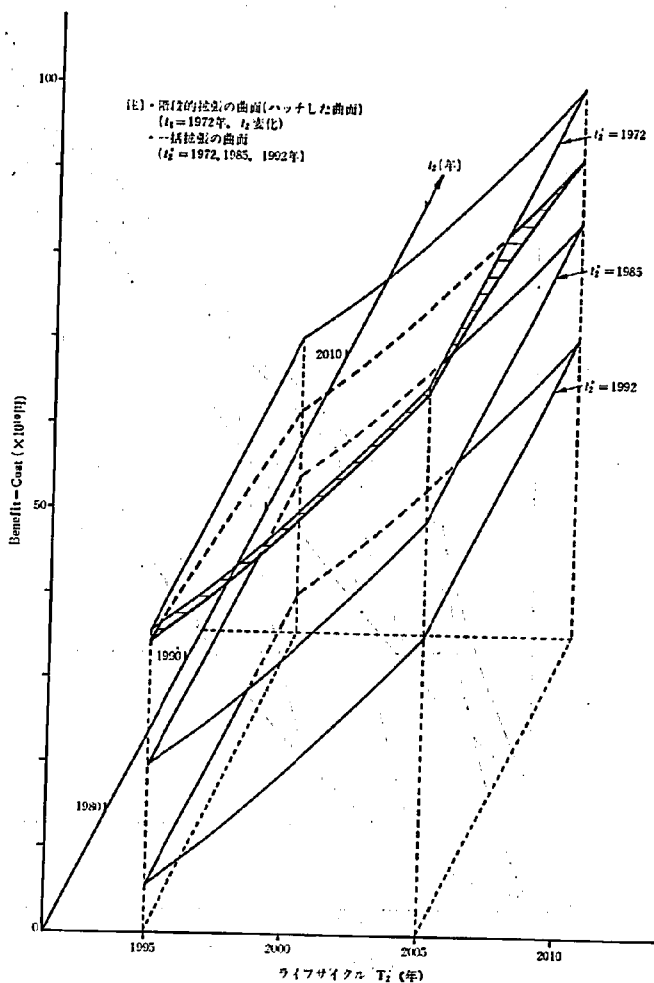


図-40 (a) 段階的拡張と一括拡張の効率性の比較 (その1)

なお、これらの計算においては直接被害の軽減による便益および費用はすべて1972年の現在価値に変換した。また、対策実施年度における費用は表-21に示す値をデフレートすることにより求め、それを現在価値に変換した。

治水対策の費用が、受益者負担ではなく、現在のようにな公共事業として行われる場合には、 B/C あるいは $B-C$ を最も大きくするような方式がそのまま実施可能ではない。しかし、限られた財源のもとでは B/C あるいは $B-C$

を最も大きくするような方式をとらざるをえない。その際には、ある程度大きな規模を設定して実施年度を遅くするか、まず小さな規模を設定して早急に対策を実施し、それを段階的に拡張していくかが現実的な課題となる。

このような観点に立つと、図-39から42を用いることにより、同流域において段階的な規模の拡張方式の有利な領域と一括拡張の有利な領域を明確に知ることができる。

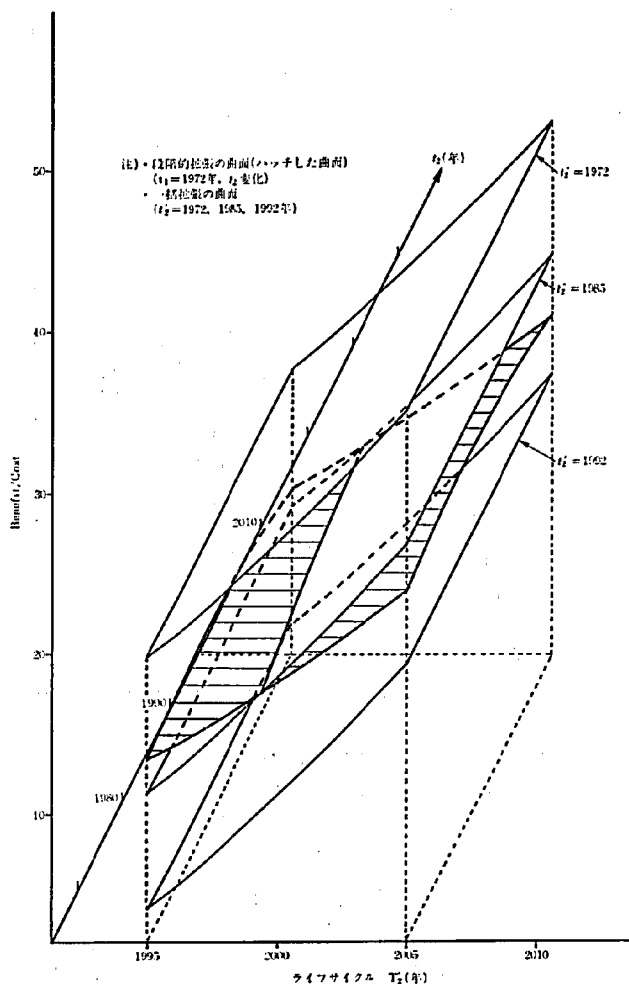


図-40 (b) 段階的拡張方式と一括拡張方式の効率性の比較(その2)

(2) その2: 事例的な解釈

前述の比較分析の結果をさらに具体的に検討するために、予算制約として次のような条件を設定する。すなわち、段階的拡張方式として 30 mm/hr 降雨に対応する河川改修を 1972 年に行い (費用 156 億円)、50 mm/hr 降雨に対応する河川改修を 13 年後の 1985 年に行う (費用 236 億円) とする。後者の改修の実施を 13 年後としたのは、1985 年に改修が完了するとされている同流域の計画 (予定) を考慮したことによる。このような

治水投資を仮定すると、年間の投資可能額は 18 億円 (236 (億円)/13 (年)=18 (億円/年) となるので、50 mm/hr 降雨対応河道への一括拡張 (費用 264 億円) を行いうる年度は 1978 年 (156 (億円)+18 (億円/年)×6 (年)=264 (億円)) となる。

以上のような予算制約のもとで、治水対策の実施年として段階的拡張を 1972 年と 1985 年に行い、一括拡張は 1978 年に行うとする。このような条件のもとで費用便益分析を行うと、表-27 の結果を得た。ただし、治水

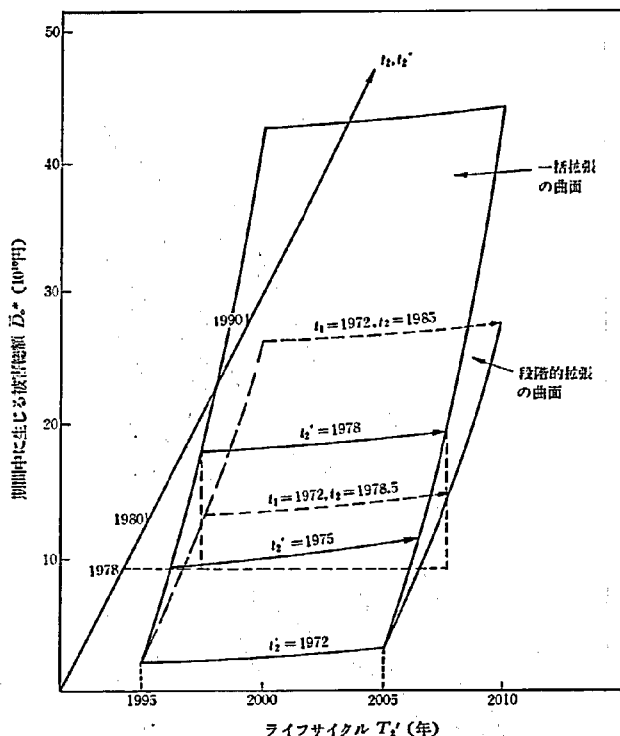


図-41 ライフサイクルのの期間中に生じる被害総額の比較(その1)

表-27 段階的拡張方式と一括拡張方式の効率性の比較
[1972年価格]

効率性	投資	T_2'		1995		2000		2005	
		段階	一括	段階	一括	段階	一括	段階	一括
B/C	(a)*	11.7	16.8	16.6	24.1	22.2	32.4		
	(b)**	12.7	18.7	17.6	26.0	23.2	34.3		
B-C ($\times 10^6$ 円)	(a)*	30.2	29.8	43.9	43.5	59.6	59.2		
	(b)**	32.7	33.3	46.5	47.0	62.2	62.8		

* (a) 現状の治水投資が可能な場合
($t_1=1972, t_2=1985, t_2'=1978$)** (b) 集中的な治水投資が可能な場合
($t_1=1972, t_2=1978.5, t_2'=1975$)
ただし、(b)の治水投資は、(a)
の2倍であるとする。

安全度の低い河川における治水施設のライフサイクルの実状を考慮して、ここではライフサイクルの終りの年 T_2' を、一応1995年、2000年、2005年と変えて算定を行っている。同表に示されるように、この場合の費用便益分析では、一括拡張方式の方が段階的拡張方式より若干有利となっている。しかし、両拡張方式はいずれも効率性が高く、B/Cでみて10以上の値を示している。段階的拡張方式の効率性は非常に高いことから、当面の被害を減少させることができるという利点を考慮すれば、この方式が有利となる場合も十分に考えられる。

ば、この方式を都市化流域で用いることの妥当性は大であると考えられる。また、ここでは対象流域(S川)の計画事例に基づいて河川改修の規模および実施時期を与えたが、段階的拡張方式において、重点地域を第一段階で50mm/hr降雨対応河道に改修し、第二段階でそれ以外の部分を改修するとか、規模や実施時期のとり方を最も効率的となるように定めたりすれば、費用便益分析的にみて、この方式が有利となる場合も十分に考えられる。

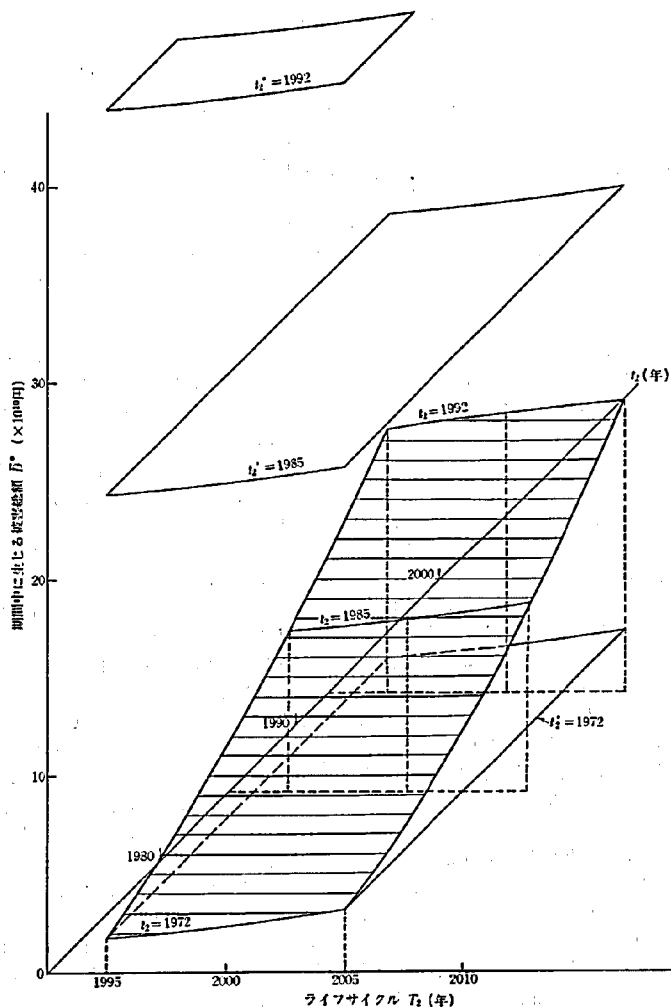


図-41 ライフサイクルの期間中に生じる被害総額の比較(その2)

一方、表-28 には、現状の治水投資のもとで、前述の段階的拡張と一括拡張を行ったときに、対象とする期間内に生じる年平均被害額の総和を示した。これより、期間内に生じる被害額は、段階的拡張の場合が一括拡張に比較して小さいことがわかる。したがって、被害額自体を問題とすれば、段階的拡張が有利となる。

(3) その3: 集中的な治水投資についての解釈
次に、現状よりもより多くの治水投資(すなわち集中

投資¹⁾)が可能である場合について考察する。表-27 および 28 に、その場合の一つの例を示した。表-27, 28 は、年間の治水費用を通常の2倍である36億円(18億円×2=36億円)とし、集中投資をする場合の両方式の費用便益分析結果を示している。両表の(a)と(b)を対比することにより、集中的な治水投資が可能である場合には、両拡張方式とも実施時期を早めた方が費用便益分析的にみてより有利であることが確認される。

表-28 期間中に生じる被害額の推和

T_2 [年] 改修方式	1995		2000		2005		t_1, t_2, t_3' [年]	備 考
	段階	一括	段階	一括	段階	一括		
(a) 現状の治水投資を行うとした場合	8.1	9.9	8.8	10.5	9.5	11.3	$t_1=1972$ $t_2=1985$ $t_3'=1978$	費用が得られた時点で対策を行う。
(b) 集中的な治水投資が可能な場合	4.3	5.3	4.9	6.0	5.7	6.7	$t_1=1972$ $t_2=1978, 5$ $t_3'=1975$	治水費用を通常の2倍にする。

(単位×10⁸円)

一方、この場合にも、費用便益的にみると一括拡張が段階的拡張に比較して若干有利となっているが、生じる被害額自体を問題とすればその逆となっていることがわかる。

6.3 考 察

以上では、都市化流域における治水対策の実施方式について、費用便益分析により検討した。その結果として、暫定目標方式と長期目標方式の比較、および都市域における集中的な治水投資の必要性についての定量的な評価は、提案した手法により可能であることが確認された。また事例分析における結果として、次のことがいえる。

・S川での段階的拡張方式は、費用便益分析的にみて、手もどり費用を考慮しても一括拡張方式とほぼ同じ程度の妥当性を有している。したがって、当面の被害の救済という視点を考慮すれば、段階的拡張方式を取ることも社会的に有意義であると考えられる。

・S川では、河川改修の規模を上下流の安全度を一律として定めているが、もし上下流あるいは地域ごとに安全度を変えることが可能な場合（例えば第一段階において下流の重点的改修を行う場合）には、より効率的な暫定方式をとることができる。

・この流域では、もし集中的な治水投資を行うことができれば、より効率的な治水対策を実施することができる。

本節では、治水対策を経済的な側面から対象流域全体としてみた場合のマクロ的な評価を試みた。一方、治水対策は基本的人権にかかわるきわめて公共性の高いものであり、経済的な評価の外にシビルミニマムとしての水準を考慮する必要がある。しかし、限られた予算のもとで水準の向上をはかる場合には、上述のような経済的妥当性の検討は改修方式の比較や代替施設の選定において不可欠のものと思われる。

7. 結 語

本報告の概要と主要な成果を列挙して結語とする。

① 洪水災害の分析と治水計画の評価に関連する従来の研究について概観し、その基本的な考え方と実用上の問題点について整理した。

② 従来の個別的でかつ精度高い研究成果を反映しながら、現状において流域開発と治水問題をダイナミックに分析する手法として、流域の都市化モデル・水文モデル・水理モデル・洪水被害モデルをサブモデルとする系統的なシミュレーション手法を提示した。

③ 上述のモデルを応用して、都市化による洪水被害の増大の程度、治水対策による被害の軽減の程度および洪水被害変化の要因分析を行うモデルを提示した。

④ さらに治水対策の妥当性を費用便益分析の観点から評価するためのモデルを提示した。

⑤ 都市化流域におけるケース・スタディにおいて上記②～④のモデルを適用することにより、都市化による流出の変化の程度、洪水災害増大の程度とそのメカニズムの分析を行った。また、治水対策の実施による被害の軽減の推定、および費用便益分析による治水対策の評価を行い、手法の適用性を検討するとともに、都市化流域における治水上の問題点を明らかにした。このケース・スタディにおいて、都市化流域においては治水をめぐる上下流問題が発生しており、上流の開発には雨水貯留等の治水対策が義務づけられること（あるいは下流の治水対策への補償等）の背景が明確にされた。

⑥ さらに、ケース・スタディにおいては、治水対策の実施方法として段階的拡張方式（暫定目標方式）と一括拡張方式（長期目標方式）との比較分析を行い、両方式の有効性の存在領域を示した。

⑦ 以上を通じての本報告の総合的な結論として、定量的な洪水災害の分析と治水計画の評価が現状においてほぼ可能になりつつあるということ強調したい。また、都市化流域における治水対策は、費用便益分析的にはきわめて高い妥当性を有していることも指摘しておきたい。

⑨ 今後さらに検討を要するものとしては、多様な洪水被害の定量的な計測およびその精度向上^{11), 12), 13), 14)}、さらには治水対策による保全便益以外の便益の計測^{15), 16), 17)}がある。このような諸量の計測が進むにつれて、本報告で提案した手法がより実用的なものとなると考えられる。

本報告では、都市化の進行している中小流域を対象として治水について論じたが、大規模河川における①治水計画(段階的拡張方式と一括拡張方式の比較)、②上・下流および内水・外水についての治水安全度のバランス、③流域開発と治水対策の整合性に関する流域管理については今後検討を加える予定である。

謝 辞

本研究を進めるにあたっては、土木研究所土屋昭彦河川部長、同吉野文雄総合治水研究室長、石崎勝義水文研究室長、早稲田大学理工学部吉川秀夫教授のご指導を受けた。ここに記して感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 富山和子：水と緑と土，中公新書，1974
- 2) 高橋 裕：国土の変貌と水害，岩波新書，1971
- 3) 小出 博：日本の河川研究，東京大学出版会，1972
- 4) 小出 博：利根川と淀川，中公新書，1975
- 5) 高橋浩一郎：災害の科学，日本放送協会，1975
- 6) Walesh. S.G.・Videkovich. R.M. : Urbanization, Hydrologic-Hydraulic-Damage Effects, ASCE, Vol. 104, No. HY 2, 1978 (総合治水研究室「総合治水対策調査資料(1979)」に翻訳)
- 7) 鶴見川流域水防災計画委員会：中間報告書，1977
- 8) 橋本 健：長谷川正：土地利用の変化を評価する流出モデル，土木技術資料，Vol. 19, No. 5 1977
- 9) 建設省河川局：水害統計(および水害統計要領)，(annual)
- 10) 建設省河川局河川計画課：治水経済調査要綱，1977
- 11) 吉野文雄・吉川勝秀：土地利用の変化に起因する洪水災害変化の分析と治水対策の評価，土木技術資料，Vol. 22, No. 2, 1980
- 12) McCrory. J.A.・James. L.D.・Jones. D.E. : Dealing with Variable Flood Hazard, ASCE, Vol. 102, No. WR 2, 1976, (総合治水研究室「総合治水対策資料(1979)」に翻訳)
- 13) 石原藤次郎・岩井重久：水文学-水文学図学，水文統計学，土木技術，1949
- 14) 西原 巧：河川計画の基本量めぐって，河川，No. 341, 1974
- 15) 広長良一・八島 忠・坂野重信：低湿地緩流河川の治水計画について，土木学会論文集第 20 号，1954
- 16) 建設省河川局河川計画課：間接被害検討委員会第 2 回資料，1979
- 17) 木村俊児：狩野川洪水の検討-異常災害を如何に対処するか-，土木研究所報告第 106 号，1960
- 18) 吉川秀夫：河川災害と改良復旧，季刊防災，No. 47, 1974
- 19) 石崎勝義：超過外力と河川計画，土木技術資料，Vol. 17, No. 9, 1979
- 20) 西畑勇夫：河川の Damage Potential 及び統計資料について，第 9 回建設省技術研究会報告，1957
- 21) Grigg, N.S., Helweg, O.J. : State-of-the-art of Estimating Flood Damage in Urban Areas, Water Resources Bulletin, Vol. 11, No. 2, 1975
- 22) Adhoc Group of Experts on Flood Damage Prevention U.N. : Flood Damage Prevention Planning in Developing Countries, 1973
- 23) 建設省土木研究所：総合治水計画策定手法に関する調査報告書，1978
- 24) 岩松幸雄・吉川勝秀・金井道夫：公共事業の影響を把握するための地域モデルに関する研究，土木学会論文報告集，No. 284, 1979
- 25) 建設省河川局：河川防犯技術基準(調査計画編)，1977
- 26) 岩井重久・石黒政儀：応用水文統計学，森北出版，1971
- 27) 矢野勝正編：水災害の科学，技報堂，1971
- 28) 建設省水文研究会編：流出計算例題集，(2)，1971
- 29) 山口高志・松原重昭・山守 隆：都市流出調査-降雨損失機構の検討-，土木技術資料，Vol. 13, No. 10, 1971
- 30) 山口高志・松原重昭・山守 隆：都市における降雨流出調査第 2 報-修正 RPL 法による流出推定-，土木技術資料，Vol. 14, No. 11, 1977
- 31) 土木学会編：水理公式集，1971
- 32) Ven Te Chow : Open-Channel Hydraulics, McGRAWHILL Book Company Inc., 1959
- 33) 中川芳一・飯塚敏夫・梅本良平：治水計画規模の決定に関するゲーム論的研究，第 23 回水理講演会論文集，1979
- 34) 吉田 滋：高速道路の段階建設計画(1)，高速道路と自動車，Vol. 11, No. 3, 1969
- 35) 友野勝義：水道における拡張事業規模の経済，水道協会雑誌第 519 号，1977
- 36) 三菱総合研究所：公共土木計画への費用便益分析適

- 用性に関する研究, 1977
- 37) Rachford, T.M.・Scarate, R.F.: Time-Capacity Expansion of Waste Treatment Systems, ASCE, Vol. 95, No. SA 6, 1969
 - 38) Sorensen, K.E.・Jackson, R.D.: Economic Planning for Staged Development, ASCE, Vol. 94, No. HY 5, 1968
 - 39) 石原安雄・則武 俊: 年最大洪水流量の変動特性と治水の安全性について, 第 33 回土木学会年講, 1978
 - 40) 建設省土木研究所都市河川研究室: 治水計画の評価に関する石神井川ケース・スタディ調査報告書, 1978
 - 41) 吉川勝秀・山口高志・本間久枝: 雨水貯留施設の一評価, 第 35 回土木学会年次学術講演会概要集, 1980
 - 42) 建設省土木研究所総合治水研究室: 雨水貯留の最近の動向, 土木研究所資料, No. 1985, 1979
 - 43) 建設省土木研究所都市河川研究室: 雨水貯留の治水効果に関する石神井川ケース・スタディ調査報告書, 1979
 - 44) 高瀬信忠: 河川水文学, 森北出版, 1978
 - 45) 浜口達男: 利水安全度からみた貯水池容量の決定方法に関する考察, 第 31 回建設省技術研究会報告, 1977
 - 46) 高橋浩一郎: モンテ・カルロ法による河川の計画高水流量の推定を巡る研究, 水利科学, No. 5, Vol. 14, 1970
 - 47) 菅原正己: <水文雑話> 100 年洪水, 水利科学, Vol. 23, No. 3, 1979
 - 48) 山口高志・吉川勝秀・角田 学: 都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究, 土木学会論文報告集(投稿中)
 - 49) 山口高志・吉川勝秀・角田 学: 上下流の治水安全度(計画規模)について, 第 34 回土木学会年講, 1979
 - 50) 吉川勝秀・桐生祝男: 計画超過洪水を考慮に入れた水資源計画(土木技術資料投稿中)
 - 51) 長尾義三: 経済的な海岸構造物の規模決定について, 港湾, Vol. 41, No. 7, 1964
 - 52) 佐川直人: 洪水を考慮した水道料金制の検討, 水資源に関するシンポジウム前刷集, 1977
 - 53) 総合治水研究室: 治水計画の策定に関する吉野川ケース・スタディ報告書, 1979
 - 54) 今岡亮司: 河川管理に関する判決事例とその技術的問題点, 第 27 回河川講習会テキスト, 1979
 - 55) 東北地方建設局福島工事事務所: 河川改修のインパクト, 1979
 - 56) 建設省河川局河川計画課: 水害による間接被害額の計測手法に関する研究報告書, 1979
 - 57) 東京都公害研究所: 公害による経済的損失の評価, 1974
 - 58) 吉川秀夫: 総合的な治水対策について, 建設月報, No. 367, 1980
 - 59) 塩野 宏・吉川秀夫・他 4 名: 総合治水対策をめぐって, ジュリスト, No. 688, 1979
 - 60) 石崎勝義・岡田 豊: はん濫を伴う洪水の計算, 土木技術資料, Vol. 18, No. 7, 1976
 - 61) 飯塚敏夫: 計画高水量に関するゲーム論的研究, 京都大学学位論文, 1980
 - 62) Wood, E.F., Rodriguez-Iturbe: Bayesian Inference and Decision Making for Extreme Hydrologic Events, Water Resources Research, Vol. 11, No. 4, 1975
 - 63) Boga'rdi, I., Szidarovszky, F.: Induced Safety Algorithm for Hydrologic Design under Uncertainty, Water Resources Research, Vol. 10, No. 2, 1974
 - 64) Wood, E.F.: An Analysis of Flood Levee Reliability, Water Resources Research, Vol. 13, No. 3, 1977
 - 65) Day, J.C., Weisz, R.N.: A Linear Programming Model for Use in Guiding Urban Floodplain Management, Water Resources Research, Vol. 12, No. 3, 1976
 - 66) James, L.D.: Nonstructural Measures for Flood Control, Water Resources Research, Vol. 1, No. 1, 1965
 - 67) 住友 恒: 水道施設における余裕度の評価と分析, 第 6 回土木計画学シンポジウム, 1972
 - 68) 石崎勝義・橋本 健: 土地利用の変化に伴う流出機構に関する調査, 土木研究所河川事業調査費報告, 1975
 - 69) 木下武雄: 都市化による流出の変化, 土木技術資料, Vol. 19, No. 9, 1967
 - 70) 西田哲夫: 第 2 室戸台風の高潮による水害基礎調査研究, 第 16 回建設省技術研究会報告, 1962
 - 71) 吉岡和徳: 可能最大降水量の一推定法, 土木技術資料, Vol. 17, No. 8, 1975
 - 72) 伊豆 宏: 治水事業の経済的意義とその把握方法について, 第 13 回建設省技術研究会報告, 1960
 - 73) 玉置 清: 水害経済調査について, 第 11 回建設省技術研究会報告, 1958
 - 74) 井上 孝: 公共事業建設の経済効果測定方針につい

- て、第4回建設省技術研究会報告、1951
- 75) 中安米蔵：治水計画と計画洪水量の経済的考察、第31回建設省技術研究会報告、1950
- 76) 建設省河川局河川計画課：治水事業効果把握手法の研究、1980
- 77) 科学技術庁資源調査会：土地資源の計量化方式に関する調査報告、資源調査会報告第67号、1974
- 78) 志村博康：異常洪水と河川利水計画、水利科学、Vol. 23, No. 129, 1979
- 79) 沖中浩一郎、他3名：投資効果から見た道路暫定改築についての考察、第17回建設省技術研究会報告、1963
- 80) 高瀬忠信・針木秀利：水文量発生の特率輪的特性に関する考察、土木学会論文報告集、No. 204, 1972
- 81) 建設省河川局治水課：河川改修が洪水流出に及ぼす影響に関する資料集、1975
- 82) 川崎精一：都市化流域における河川システムに関する研究、京都大学学位論文、1974
- 83) 経済企画庁経済研究所システム分析室：費用・便益分析の研究事例集、1969
- 84) 吉川勝秀・吉野文雄・中島輝雄：流域の都市化に起因する洪水災害の変化、第25回水理講演会論文集、1981

(昭和55年6月23日原稿受理)

道路交通騒音の予測計算方法に関する研究

土木研究所報告 156-1
昭. 56. 3 (1981)

金安公造, 金泉 昭

要 旨

この報文は道路交通騒音の予測計算方法と防止対策の一つである遮音壁の減音効果について述べたものである。まず、日本における道路交通騒音の問題点を挙げ、本研究の目的と内容を示した。第二に、道路交通騒音の予測モデルを、経験的モデル、解析モデル、確率論モデル、その他のモデルに分け、それぞれのモデルの構成と予測上の問題点を示した。第三に、これらのモデルのうち、一列等間隔モデル、指数分布モデルおよび時間分布モデルについて、現場での実測値によって適合性を検討した。第四に、障壁による音の回折減衰の理論および実験結果を示し、遮音壁による道路交通騒音の減衰効果の計算方法を示した。最後に、結論および道路交通騒音に関する研究の今後の問題点を示した。

キーワード：自動車騒音、予測モデル、音の回折、遮音壁

治水計画の策定および評価に関する研究 (I)

土木研究所報告 156-2
昭. 56. 3 (1981)

山口高志, 吉川勝秀, 角田 学

要 旨

流域が都市化すると洪水のピーク流量が増大し、また被害ポテンシャルも増大する。そのために、都市化が急激に進行している流域における治水対策が重要な課題となっている。本報告書では、流域の都市化に起因した流出の変化、はんらん状況の変化および洪水被害の変化を分析するための体系的なモデルを提案した。このモデルは、降雨モデル、流出モデル、はんらんモデルおよび被害モデルより構成されている。さらに、治水対策の効果を評価するため、被害モデルを用いた費用便益分析モデルを提案した。都市化が進行している流域を対象にケース・スタディを実施し、提案したモデルの検証分析を行った。その結果、都市化に起因した流出の変化および被害の変化が定量的に評価された。さらに被害が増大する原因について要因分析を行って、流出増による増分と被害ポテンシャル増による増分を定量的に評価した。さらに、河川改修および雨水貯留といった治水対策の妥当性を費用便益分析により評価した。この分析においては、治水対策の段階的実施方式と一括実施方式の効率性の比較についても検討した。以上の検討より、都市化が進行している流域の治水計画を策定する上で、本報告書で提案した分析手法が有効であることを確認することができた。

キーワード：洪水被害、洪水流出、都市化、被害増加、流出増、費用便益分析、システム・モデル、要因分析

Report of The Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 156, March 1981
Study of Calculation Methods of Road Traffic Noise
by Dr. Koze Kaneyasu
Akira Kanaizumi

Synopsis:

This paper reports on calculation methods of road traffic noise and reduction of noise by barriers, which are used as one of the counter-measures for road traffic noise. First, authors point out the problems related to road traffic noise in Japan and explain aims and contents of the paper. Second, calculation models are classified as the empirical model, analytical model, probability model and others, and structures and problems of each model are explained. Third, the compatibility of such models as the equal spacing model, the exponential distributed vehicle model and the temporal distribution model are studied comparing with actual measured noise levels in fields. Fourth, authors show the theory of diffraction of noise by barrier and results of experiments carried out in an acoustic room and in fields, and then propose the calculation method of the reduction of road traffic noise by barriers. Last, conclusions and future problems of research works related to road traffic noise are pointed out.

Key words: vehicle noise, prediction model, diffraction of sound, noise barrier

Report of The Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 156, March 1981
On the Flood Disaster Prevention Planning (I)
by Takayuki Yamaguchi
Katsuhide Yosikawa
Manabu Tsunoda

Synopsis:

The peak discharge of storm water runoff will increase and damage potential also increase due to urbanization of a watershed. In this report a system model is developed to analyze the change of runoff, inundation and flood damage due to urbanization of a watershed. The system model includes rainfall model, runoff model, flooding model and damage model. Furthermore the evaluation model based on benefit-cost analysis is developed to evaluate counter-measures against the damage increase, by using the damage model in the system model.

Case study is conducted to check the applicability of these models. The changes of the storm water runoff and the flood damage due to the urbanization of the watershed is estimated and the causes for the changes are analyzed. Counter-measures for the damage increase, such as river improvement and storm water retention facilities, are evaluated by the benefit-cost evaluation model. In this analysis, the stretch construction and the staged construction of flood damage prevention measures are also compared on the basis of efficiency.

This report may be useful to the flood disaster prevention planning in an urbanizing watershed.

Key words: Flood damage, storm water runoff, system model, benefit-cost analysis, urbanization, damage increase, runoff change

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 156 March 1981

CONTENTS

1. Study of Calculation Methods of Road Traffic Noise(1)
 2. On the Flood Disaster Prevention Planning(57)
-