

② 合流式下水道対策の検討 (第Ⅱ報)

—汚濁負荷流出シミュレーション—

建設省土木研究所 中村 栄一

1. はじめに

雨天時の汚濁負荷流出現象をモデル化する立場にはいくつかのものが考えられる。そして各々の立場によって必要とするモデルの構造、出力および精度も当然異なってくる。第Ⅰ報において、雨天時汚濁流出モデル⁽¹⁾の使用目的からみて4つのレベルのモデル化が可能であることを述べた。すなわち、次のような2つの立

水質保全計画の立場	レベールⅠ	年間単位での雨天時放流負荷量の推定	(再現に重点)
合流式改良の立場	レベールⅡ	ひと雨単位での雨天時放流負荷量の推定	(")
	レベールⅢ	ひと雨時の時間ステップ毎の放流負荷量の推定	(")
	レベールⅣ	ひと雨時の時間ステップ毎の放流負荷量の推定	(予測に重点)

場から4つのレベルに分けたわけである。出力要求が異なる以上入力条件も異なるわけであるが、レベルⅢとレベルⅣの決定的な相異は前者が計画・設計の用に供されるのに対し後者は運転・操作に供される点である。従ってⅠ～Ⅲまでのレベルのモデルは今までの現象を「うまく」再現すればよいわけであり、入力から出力までの経過時間に制約はない。しかし、レベルⅣは例えばいくつかの地点の降雨量、水位などの入力を用いて限られた時間で出力することが要求されてくる。

今回報告するのは、レベルⅡの負荷量モデルの補則とレベルⅢの負荷量モデルであるが、この目的は既設合流式下水道の改良および改良型の合流式下水道の計画・設計にある。

2. ひと雨負荷量 (レベルⅡモデルの補則)

雨天時の合流式下水中の負荷量のうち同時刻の晴天時の負荷量を上回って流送された量を y (kg/ha), あるいは分流式雨水渠からの流出負荷量を y (kg/ha) とすると

$$y = a \cdot R_e + b \cdot \bar{r}_e + c \cdot \text{APF} + d \quad \text{①}$$

ただし、 a , b , c , d : 回帰係数, R_e : 有効雨量 (雨水流出量 mm), $\bar{r}_e$: 平均有効降雨強度 (有効雨量を流出時間で除したもの mm/hr), APF : 先行降雨係数 (t 日目の降雨量を R_t (mm) としたとき $\text{APF} = \sum_i (R_t / t) \text{ mm}/\text{日}$)

でひと雨負荷量の推定が行える。⁽¹⁾ 各因子は水文パラメーターであるから地域条件と回帰係数との関係が把握出来れば実測データのない地域でもこのような統計モデルの適用が可能であろう。しかしながら現実には、10～12個の実測降雨データを用いて①式の回帰係数を求めても十分安定した回帰係数とはなり得ないことが判明した。つまり実測値がある地域では①式のような統計モデルの適用が可能だが、実測値がないような地域で、回帰係数の推定から出発してモデルの構築を試みるのは現在のデータ量では無理である。

実測値がないような地域におけるひと雨負荷量を推定するため、次のような仮定をおくことにした。

(1) 雨天時の流出負荷量 L ($\text{g}/\text{秒}$ あるいは $\text{kg}/\text{ha}/\text{hr}$) は残存負荷量 P (g あるいは kg/ha) に比例する。

(2) 雨天時の流出負荷量 L は有効雨量強度 r_e ($\text{m}^3/\text{秒}$ あるいは mm/hr) に比例する。

(3) 雨水流出期間中の系外からの負荷量のインプットは無視出来るほど小さい。

すると汚濁負荷量の運動および連続式は次のように表わされ、ひと雨負荷量 ΔP は④式で与えられる。

$$L = k \cdot P \cdot r_e, \quad \text{②} \quad dP/dt = -L \quad \text{③}$$

$$\Delta P = \int L dt = P_0 (1 - \exp(-k \cdot V)) \quad \text{④}$$

ただし、 k : 定数 ($1/\text{mm}$), P_0 : 初期残存負荷量 (kg/ha), V : 有効雨量 ($\int r_e dt$, mm)

④式による場合、地域条件によって定まる定数は P_0 , k の2つであるからこれらの定数と地域条件との関係を定式化すれば実測値がない地域でのひと雨負荷量の推定が行える。 ΔP と V との関係は原点を通る上に

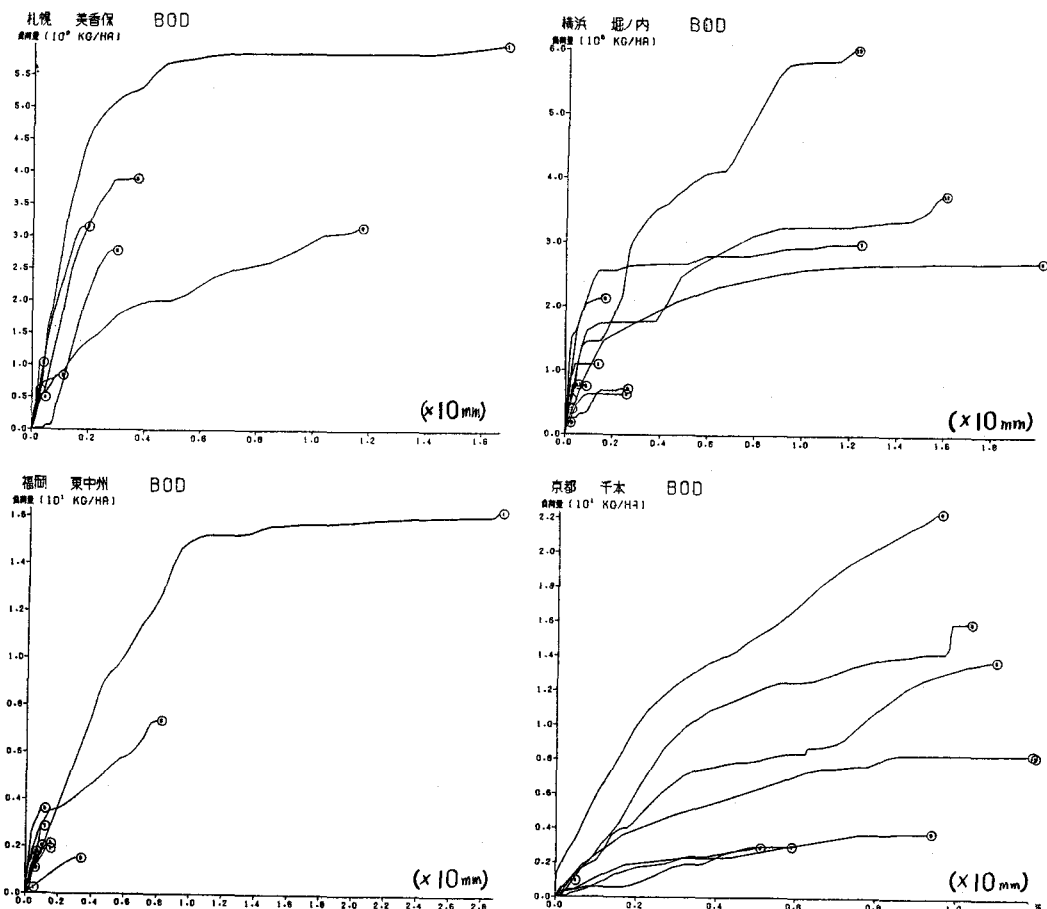


図 1. 累積流出負荷量 ΔP と累積流出量 V との関係

凸な曲線として表わせるが、合流式下水道の場合の実測例を図 1 に示す。実測値は必ずしも滑らかな曲線群とはなっていないが全体的な傾向としては④式が妥当なものであることを示していると云えよう。

〔 k 値について〕STORM⁽²⁾では、1/2 インチの流出によって残存負荷量の 90% が減少するという仮定をおいて、 k 値を $4 \cdot 6 (1/\text{インチ}) = 0.18 (1/\text{mm})$ と定めている。図 1 から汚濁負荷の流出がもはや見られない降雨を選んで 50% 流出値 ($\Delta P/P_0 = 0.5$) のときの V を読み取り、 k 値を求めてみると表 1 のようになる。一般的には k 値は (1) 排水区の形状と大きさ、(2) 管渠の勾配、(3) 流達時間、(4) 汚濁物の種類などによって定まってくると思われる。すなわち k 値を大きくする要因としては、小さな排水面積、短い流下距離、小さな流達時間、勾配の急な管渠、粗度の小さい管渠、溶解性の占める割合が大きな汚濁負荷などである。しかしながら、現在のデータでこの関係を求めるには無理がある。一応の

表 1. ΔP と k 値の推定 (合流式)

	Total Runoff (mm)	BOD		COD (Mn)		SS	
		$\Delta P(\text{kg/ha})$ (12.1)	$k(\text{L/m})$ (3.3)	$\Delta P(\text{kg/ha})$ (3.3)	$k(\text{L/m})$ (4.9)	$\Delta P(\text{kg/ha})$ (4.9)	$k(\text{L/m})$ (4.9)
HIKARI							
501115	1.65	6.0	0.53	7.5	24.5*	24.5*	
521108	1.5	3.1	0.28	4.2*	24.5*	24.5*	
KANNONGAWA							
510719	2.5	5.5	0.35	4.3	0.10	52.0*	
520125	1.20	7.4*		4.5*		27.0*	
520919	1.50	3.6	0.41	3.4*		12.0	0.35
HORINOUCHI							
510909	2.00	2.7	0.46	5.8	0.14	8.0	0.10
511020	1.22	3.0	0.68	4.1	0.68	26.0	0.46
521218	1.60	3.7	0.20	7.4	0.15	57.0	0.10
530310	1.20	6.0	0.23	4.0	0.14	4.0	0.09
HACHO							
501106	3.0	7.2	0.16	2.4	0.09	26.0	0.23
510826	1.42	5.2*		2.5*		20.0*	
510909	2.0	1.5	0.14	3.0	0.05	6.2	0.10
SHIRAKAWA							
510802	7.0	4.3	0.38	3.7	0.31	17.0	0.31
510826	1.0	5.5	0.31	3.8	0.31	2.0	0.31
SEIBO							
500707	1.20	8.2	0.30	3.9	0.41	28.0	0.20
510205	1.03	1.61	0.28	6.5	0.31	28.0	0.23
511008	1.0	13.6*		12.1	0.22	11.6*	
MAKANOSHIMA							
511106	3.0	8.8	0.04	8.1	0.04	47.0	0.03
520823	1.0	7.8*		5.3*		22.5*	
521116	2.25	9.0*		4.8*		28.0*	
OHJI							
510228	1.32	8.1*		4.2*		89.0*	
520823	1.02	4.4	1.39	2.8*		13.0*	
HIGASHINAKASU							
510217	28.6	1.6*		2.7*		43.0	0.08
510709	8.0	7.2*		4.7*		11.0	0.16

ΔP が進行しないうちに流出が終了してしまったもの
Dry Weather Loadings (kg/ha/day)

目安となる値を示すと、BOD ($0.1 \leq k \leq 0.6$, $\bar{k} = 0.33$), COD ($0.05 \leq k \leq 0.4$, $\bar{k} = 0.21$), SS ($0.08 \leq k \leq 0.35$, $\bar{k} = 0.19$)となる。

[P_0 値について] 初期残存負荷量 P_0 に影響する因子は、先行降雨の流出量 Re および先行降雨からの経過時間 t のほかに、負荷流出係数 k 、負荷供給速度 a 、および堆積負荷容量 (堆積し得る負荷量の上限) P_m などが挙げられる⁽³⁾。BOD については、今までの実測値の上限が晴天時 1 日負荷量の 5 割程度であるから P_m として晴天時発生負荷量の 0.5 日分をとるのが妥当である。勿論これは一つの仮定であってこれにあてはまらない排水区もあるわけだが、堆積負荷量の実測が困難なことを考えると止むを得まい。晴天時の負荷供給速度 a (kg/ha/hr) は人口密度がわかっているれば負荷量原単位を用いて推定することが可能である。先行降雨時の初期残存負荷量が P_m に等しく、先行降雨からの経過時間を t (hr) とすると

$$P_0 = P_m \cdot [1 - (1 - \exp(-k \cdot Re)) \cdot \exp(-a \cdot t / P_m)] \quad (5)$$

によって管内堆積量の推定が可能となる⁽³⁾。BOD の場合は、主要な汚濁源が管内堆積物であるから⑤式のみで P_0 の推定が可能だが、COD, SS の場合には路面等の系外の堆積負荷量の影響も考慮する必要がある。路面の COD, SS の堆積負荷量は各々 7~16 (kg/ha), 10~24 (kg/ha) であるから⁽⁴⁾, この値に道路面積率を掛けたものを管渠内の残存負荷量に加えてやればよい。少しやかましいことを言うと、路面の堆積負荷量も先行降雨の影響と同時に負荷流出係数、負荷供給速度、堆積負荷容量の影響も受けるので、管内と路面と別々の負荷流出計算をして両者を加えるほうがよいが、レベルⅡのモデルの適用を考えると行き過ぎのきらいがある。さらにもう一つ付け加えると、SS の場合には浸透域からの流出があると非常に大きな値となり、ひと雨の総降雨量だけのデータだけからこれを推定するのは無理である。

3. 連続シミュレーション (レベルⅢの負荷量モデル)

雨天時の流出負荷量を晴天時の流出負荷量と対比してみると雨天時の負荷量は晴天時の負荷量を上回るが流出の低減期からは晴天時の負荷量を下回ってしまう。何日間かの連続観測をしてこの関係を調べてみると図 2 のようになる。図の斜線部は雨天時

期間中であることを示している。BOD の場合にはプラス側の負荷量とマイナス側の負荷量がほぼ等しく、雨天時に流送された負荷量とその直後に汚水中の負荷量によって補給される、すなわち残存負荷量の回復が図られることがわかる。従って BOD の場合には、管内堆積物がその主たる汚濁源ということが出来る。しかしながら、COD, SS の場合にはプラス側の負荷量のほうがマイナス側の負荷量より大きく、この差分量が管渠系外より流入したと考えられる。従って、COD, SS の場合には管内堆積物と同様に管渠系外の堆積負荷量も主たる汚濁源に付け加える必要がある。管渠系外の汚濁源としては路面堆積物の他に、雨水中の汚染物、雨水マス内堆積物、屋根の堆積物、浸透域の堆積物が考えられるが、量的には路面上と雨水マス内の堆積物が圧倒的に大きい⁽⁵⁾。雨水マス内の堆積物

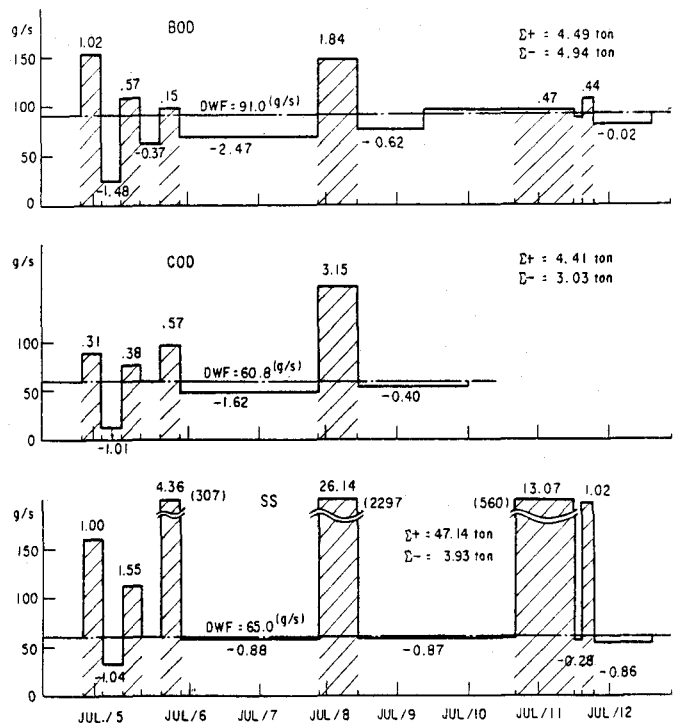


図 2. 雨天時負荷量と晴天時負荷量の比較

は路面排水中の汚濁物と考えられるので見掛け上無視しても構わないと思う。すなわち、多くの雨水マスは既に堆積物で土砂だめが埋まっており、路面排水中の汚濁物が今まで土砂だめに溜まっていた汚濁物と入れ替りになって雨水マスに残留する任組であったとしても、見掛け上は路面排水が雨水マスをバイパスしているのと同じと考えられる。勿論、土砂だめが満杯になっていない場合は、雨水マスによって路面排水中の汚濁物はトラップされるのだが、現実にはこのような雨水マスは少ない⁽⁶⁾。またSSの場合には浸透域を無限の負荷供給源と考えることも出来るのだが、この分を見掛け上路面堆積物として取り扱い、モデルの単純化を図ったほうが得策と思われる。

(汚濁負荷量の連続式) 以上より、管渠および路面についての堆積負荷量を検討することにする。管渠内の堆積負荷量をPS (gあるいはkg)、安定した晴天時の流出負荷量をDWF (g/秒あるいはkg/hr)、管渠端からの流出負荷量をL' (g/秒あるいはkg/hr)とすると

$$d(PS)/dt = DWF - L' \quad (7)$$

あるいはこれを差分して

$$(PS)_2 = (PS)_1 + (DWF_1 + DWF_2) \cdot \Delta t / 2 - (L'_1 + L'_2) \cdot \Delta t / 2 \quad (8)$$

という形の連続式を得る。路面の堆積負荷量をPRとすればPRについても連続式が求まるが、インプットの負荷量がどのような量か未知である。稲場⁽⁷⁾、和田⁽⁸⁾は路面堆積物の分解を仮定しているが、果して真に分解が生ずるのかは明らかではない。Sartor等⁽⁹⁾の調査によれば路面の堆積負荷量には上限値PR_mがあることが報告されている。今路面にaという負荷流入があった場合、aの量がそのまま路面に留まるのではなく、空席率p = (PR_m - PR) / PR_mにに応じた量、すなわちp・aがPRに付加されると考えると、ほとんど分解を期待出来ない、TSやSSについての堆積特性を説明することが出来る。この場合

$$d(PR)/dt = p \cdot a = (1 - PR/PR_m) \cdot a \quad (9)$$

となるのでPR = 0の状態から時間tが経過したときの堆積負荷量PRは

$$PR = PR_m \cdot (1 - \exp(-a \cdot t / PR_m)) \quad (10)$$

で表わされる。PR_mの値としては、BOD (3 ≤ PR_m ≤ 10kg/ha)、COD (7 ≤ PR_m ≤ 16kg/ha)、SS (10 ≤ PR_m ≤ 24kg/ha)という値が報告されている⁽⁴⁾。しかしながらaについては未知であるため、⑩式の適用は困難であり路面負荷の回復については1日あるいは2日で回復するというような仮定が必要であろう。なお流出期間中の路面負荷については、インプットの負荷を無視して

$$d(PR)/dt = -L'' \quad (11)$$

ただし、L''：路面からの流出負荷量 (kg/ha/hr)

と表わすことが出来る。

路面からの負荷量L''は、管渠内の残存負荷量PSへのインプット負荷量として扱うのが本来的な方法と考えられるが、この場合には管渠末端からの流出負荷量の降雨強度の変化に対する応答が鈍くなってしまう。そこで路面からの負荷量は管内負荷量へのインプットとせず、直接管渠末端まで流送されたと考えた。図3はこの関係を模式的に表したものである。

(汚濁負荷量の運動式) 河川断面全体についての浮遊土砂量Q_sと流量Qとには

$$Q_s = \alpha \cdot Q^n \quad (12)$$

なる関係があることが知られている⁽¹⁰⁾。雨天時合流式下水による流出負荷量と流量との間にも⑫式で表わされるような関係があることが知られており、⁽⁷⁾

$$L = C \cdot Q^n \quad (13)$$

が初期の研究において、流量と負荷量との関係式として使われていた。しかしながら、⑬式のように流出負荷量を流量の一価関数とすると、流出初期における非常に大きな負荷流出現象や、流出低減期における流出負荷量の減少を説明することが出

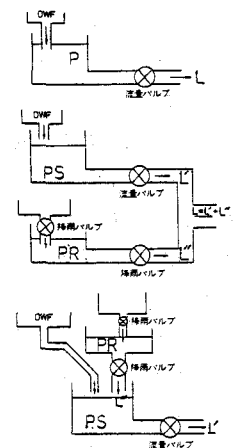


図3 汚濁負荷量の連続に関する概念図

来ないので、残存負荷量Pという概念を導入して

$$L = C \cdot P^m \cdot Q^n \quad (14)$$

という関係式が提案された⁽⁶⁾。しかしながら、晴天時の最小流量が流れている時刻には汚濁負荷の流出がほとんど無くなるということ、さらに降雨初期に流量としては降雨直前の流量の2倍程度であっても負荷量的には数十倍にもなることがあることを考えると⑭式ではまだ不十分であり、限界流量 Q_c を取り入れて

$$L = C \cdot P^m \cdot Q^{n-1} (Q - Q_c) \quad (15)$$

という形の運動式が、管渠内からの汚濁流出現象を表す式として提案されるに到った⁽⁵⁾。山口⁽¹¹⁾は $m = 2$ 、 $n = 1$ としてBODの流出現象がうまくシミュレート出来ることを報告している。 $m = 2$ の意味は、残存負荷量の流出負荷量に及ぼす影響が大きいことを示しており、例えば $P = 1 \text{ ton}$ と 2 ton の状態では流出のし易さは4倍も違うということになる。BOD、CODについては $m = 2$ が良く適合し、SSについては流出負荷量は単純に残存負荷量に比例する、すなわちBOD、CODほど残存負荷量の影響は大きくないとして $m = 1$ をとると良く適合する。さらにSSについては、⑬式の n が2に近い値を示しているので、⑮式においても $n = 2$ として流量の項の影響をBOD、CODに比べて大きくしたほうが良い。結局、管渠内からの流出負荷量 L' は

$$L' = C \cdot P S^2 \cdot (Q - Q_c) \quad (\text{BOD, COD}) \quad (16)$$

$$L' = C \cdot P S \cdot Q (Q - Q_c) \quad (\text{SS}) \quad (17)$$

で表わされる。⑦式の連続式と⑯あるいは⑰式の運動式と連立すれば逐次 L' を求めていくことが出来る。さらに、COD、SSの場合には路面からの流出負荷量を図3の中段に示されるように並列的に加える必要があり、路面からの流出負荷量を L'' とすると

$$L'' = k \cdot PR \cdot r_e \quad (18)$$

で L'' を求める。 r_e としては、同時刻の晴天時下水量を dwf として $r_e = 360 \cdot (Q - dwf) / A$ (ただし、 A : 排水面積 (ha)) で求めるほうが、直接降雨量から求めた場合に生ずる流達時間分の流出負荷量の遅れを補正出来るので、適した方法と云える。

Q_c については、晴天時の最小流量を用いれば、雨天時のみならず晴天時の負荷流出シミュレーションが行えるが、晴天時流量の変動が大きい地域では、 Q_c に晴天時最小流量を用いるといわゆる初期流出がうまくシミュレート出来ない場合がある。図4は $Q_c = 0.01 \text{ (m}^3/\text{秒)}$ として晴天時の最小流量をとった場合とこの値の2および3倍の値を Q_c として用いた場合に生ずる計算結果の差を示したものである。5時過ぎに約 29 g/s という負荷量ピークがあるが、5時の負荷量 0.7 g/s と比べると約40倍になっている。しかるに、流量は $0.07 \text{ m}^3/\text{s}$ から約 $0.27 \text{ m}^3/\text{s}$ になったので4倍程度でしかない。これを管内の残存負荷量PSあるいは路面の残存負荷量PRで調節するのは困難であり、 Q_c を可能な限り大きくし、 $Q_1 - Q_c$ と $Q_2 - Q_c$ との比率を出来るだけ大きくする他ない。 $Q_c = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ としたときは、 $Q - Q_c$ 項の比率は約6倍程度となる。 $Q_c = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ は晴天時のピーク流量に近い値であり、これ以上大きくすると雨天時のシミュレーションにも影響が及ぶのでこれ以上の値にはすべきではあるまい。図5～7にBOD、COD、SSの検証例を示す。

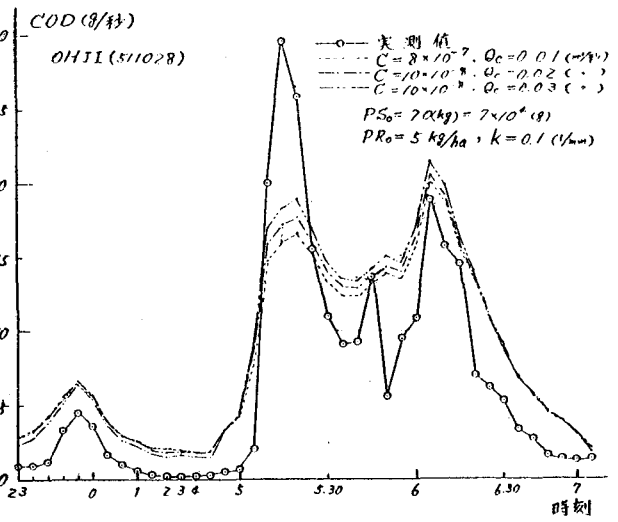


図4 シミュレーションにおける Q_c の効果

4. まとめ

雨天時合流式下水中の汚濁負荷量は、残存負荷量および限界流量という概念を導入することによりうまくシミュレートすることが出来る。BODについては管渠内の残存負荷量のみを考慮すればよいが、COD, SSについてはさらに路面堆積物中の残存負荷量を考慮する必要がある。

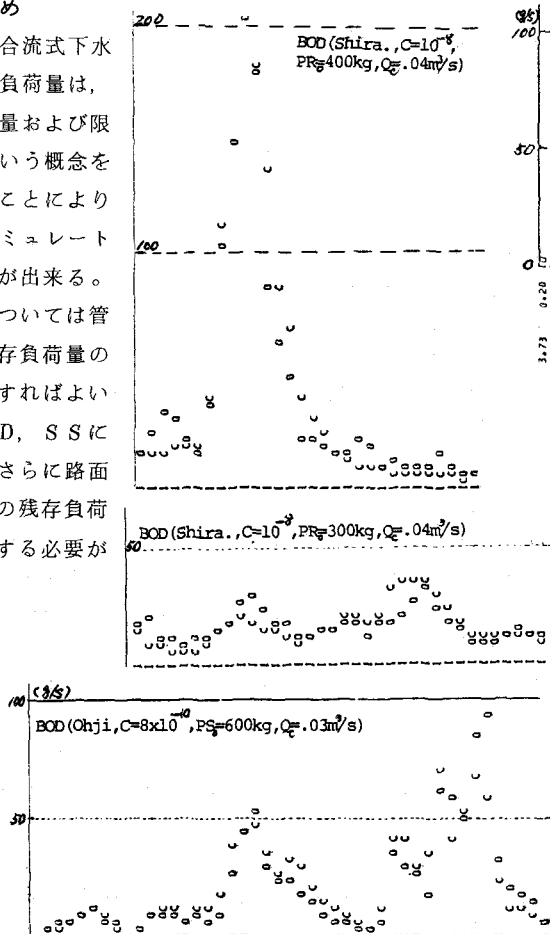


図5. BODモデルの検証例

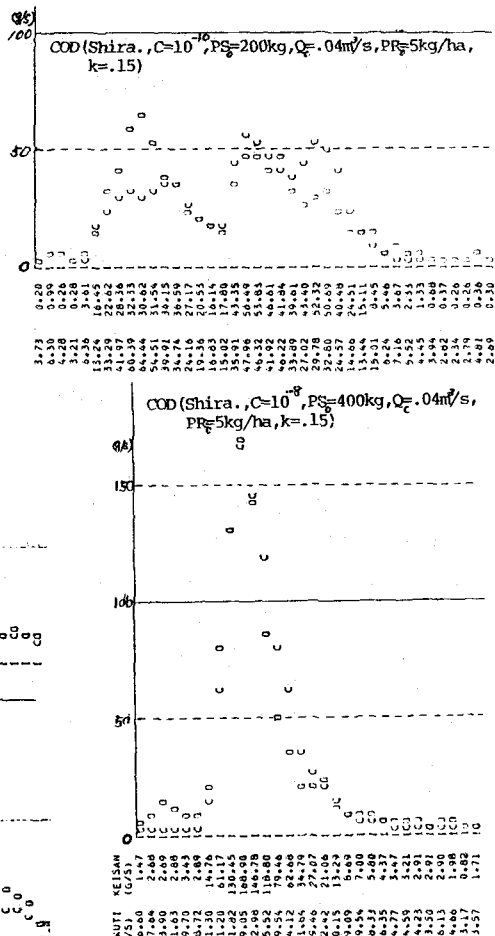


図6. CODモデルの検証例

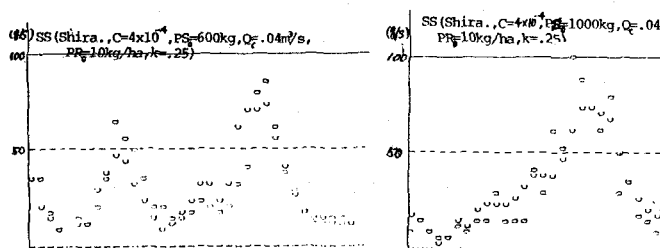
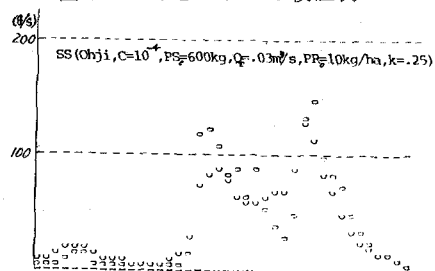


図7. SSモデルの検証例



[参考文献] 1) 中村, 工藤: 合流式下水道対策の検討 (第I報), 第15回衛工討論会講演集 (1979), 2) Short Course Proceedings Applications of SWMM, EPA (1977), 3) 中村: 雨天時合流式下水道対策の検討 (第2報), 第34回年講 (1979), 4) 中村, 工藤: 都市域からの雨天時汚濁流出, 第13回水質汚濁研究会 (1979), 5) 建土研: 50年度下水道事業調査費報告 (1976), 6) 建土研: 都市域からの雨天時汚濁流出調査報告, 土研資1099号 (1975), 7) 稲場: 雨天時下水道水量水質制御に関する研究, 京都大学学位論文 (1975), 8) 和田: 雨天時負荷流出挙動とそのモデル化, 第14回衛工討論会講演集 (1978), 9) Sartor他: Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants, EPA (1972), 10) 吉川: 浮遊砂量に関する二, 三の考察, 土研報83号 (1952), 11) 日本下水道協会: 東京都委託報告書 (1976)