

$= P/(1/2\rho V_0^2 A)$ (ここに, $A=LH$, L は橋脚長, H は水深) を図-6 に示したが, この係数はⅢ型が最も大きく, 次いでⅡ型, 型Ⅰの順序に小さく, Ⅲ型とⅡ型は殆ど同じでⅠ型より遙かに大きい。実際の $dC_x/d\theta$ はこの計算値よりも小となるであろうが, 定性的には正しいように思われる。このことは, 流れが斜めに当る場合, 前頭部をまるめると洗掘は軽減されても橋脚の受ける力は大きく, 後頭部の形状は前頭部附近の流れの状態には殆んど影響しないが橋脚の受ける力には相当の影響を与えることを示している。いずれも橋脚の流水抵抗を考える際の有力な示唆を与えるものと云つてよい。

4. 結 論

橋脚周囲の圧力分布及び橋脚に働く力を2次元ポテンシャル流として計算した結果, 橋脚周囲の河床洗掘及び橋脚の流水抵抗に及ぼす橋脚の形状及び傾斜角の影響などについての従来の実験的事実を説明する有力な資料を得ることができる。粘性流体や乱流に関する研究は最近大きい発展をみているので, 今後こうした新しい流体力学の立場から橋脚のまはりの流れを深く究明して, 橋脚に関する従来の実験的事実を流体力学的に逐次解明したいと考えている。

本研究は文部省科学研究費による“水理構造物の防災工学的研究”の一部として石原教授御指導のもとに行つたもので, 関係方面に謝意を表する。

文 献

- 1) 守屋富次郎; “任意翼型の一理論”, 日本航空学会誌, 昭16.10, P.1054-1060.
- 3) Engels; “Schutz der Strompfeilerfundamente gegen Unterspülung,” Z.f. Bauwesen, 1894, S. 407-416,
- 3) Th. Rehbock; “Transformations wrought in stream bed by bridge pier of various shape of cross section” and Experiments on the scouring action of the circular piers of a skew railroad bridge across the Wirrent River of the Nürnberg railroad bridge (1921),” Hydraulic Laboratory Practice by J.R.Freeman, 1929, p.135-137.
- 4) Chr. Keutner; “Strömungsvorgänge an Strompfeilern von verschiedenen Grundrissformen und ihre Einwirkung auf die Flusssohle.” Die Bautechnik, 1932, S.161-170.
- 5) 石原藤次郎; “橋脚による河床洗掘に関する実験的研究” 土木学会誌, 昭.13.1, P.23-55; 昭17.9, P.787-821; 昭.17.11, P.1054-1060.

(昭. 24.5.21, 土木学会第5回年次学術講演会にて講演)

コンクリートの単純引張強度と曲ゲ引張強度について

准 員 岡 田 清*

ON THE PURE TENSILE STRENGTH AND THE BENDINGS STRENGTH OF CONCRETE

(JSCE Oct 1950)

Kiyoshi Okada, C. E. Assoc. Member

Synopsis It is very hard to determine the tensile strength of concrete by the tension test, and moreover the results obtained are likely to be not exact. But by adopting some simple assumptions to concrete on the characteristics of the stress-strain relation; that is, (1) parabola and straight line for compression, (2) trapezoid for tension; we can obtain the pure tensile strength as follows from the bending tensile strength which can be determined easily by the bending test

$$(\text{Pure tensile strength}) = \frac{1}{6\rho} \times (\text{Bending tensile strength}),$$

ρ = factor of hair crack moment

1. 前 が き

* 京都大学講師

一般にコンクリートの強度といへばその圧縮強度が意味される如く, コンクリートの引張強度については

未だ不明の点が多い。コンクリートは応力小なる時から弾性乏しく塑性大であつて、特に引張に対しては圧縮に対してよりも一層その性質が著しく且つ強度も極めて小であり、その値も不同であつて信頼が置けない有様である。従つて普通のコンクリート構造物に於ては引張強度は之を考慮しないのである。然し乍ら特殊の構造物に於ては引張破壊による龜裂が特に問題となる場合には、コンクリートの引張強度が考慮されねばならない。然るにコンクリートの単純引張強度を求めることはかなり困難であり正確を期し難いことは上述の通りである。之に対しコンクリート桁を用いて曲げ引張強度を決定することは割合容易である。従つて一般工事現場のコンクリート品質試験の目的としても好んで用いられているのであるが、以下に於てはこの曲げ引張強度より単純引張強度を推定する一方法につき簡単に述べたい。

2. コンクリート桁の曲げ試験

コンクリートの曲げ引張強度を求めるために、コンクリート桁の曲げ試験を行うのであるが、この際コンクリート桁の寸法としては少くとも 10cm×10cm 位をとり、又桁支間は約 1m とし、載荷方法としては間隔約 20cm 以上の三分点載荷とし、剪断力の影響を除く様にする。断面の高さは強度に及ぼす影響大であるから、之は規格で定められるべきである。(高くなると一般に強度は低く出てくる) JES 土木 1106 には供試体の断面は粗骨材の最大寸法が、5cm 以下の場合には 15cm×15cm, 5cm 以上の場合には正方形断面の辺長を粗骨材の最大寸法の 3 倍以上とすべきことと規定し、又支間は梁の高サの 3 倍とし、供試体の長サはこの支間より 8cm 以上長くすべきことと規定している。

3. コンクリートの曲げ引張強度算定法

(1) コンクリートの応力歪関係に関する仮定

コンクリートの圧縮及び引張に対する応力歪関係として次の如く仮定する。

(a) 圧縮の場合 コンクリートの圧応力歪曲線は

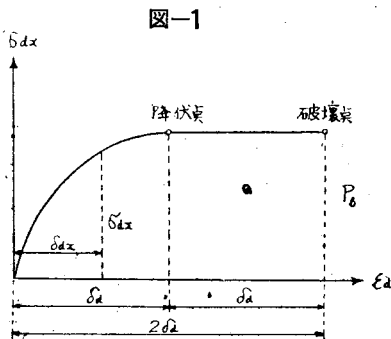


図-1

図-1 の如く、パラボラと之に続く直線とよりなり、その切点はコンクリートの降伏点であり、歪ミは降伏後も増大し続け、降伏歪と同じだけ歪んで後破壊する。

パラボラ部分の方程式は

$$\sigma_{dx} = \frac{(2\delta_d - \delta_x)\delta_x}{\delta_d^2} \cdot P_b = a(2-a)P_b$$

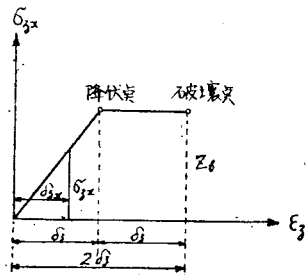
但し $a = \frac{\delta_x}{\delta_d}$

又 P_b : 標準供試体圧縮強度

(b) 引張の場合 コンクリートの引張応力歪関係は

図-2 の如く 2 つの直線で表わされるとし、破壊歪はやはり降伏歪の 2 倍と仮定する。この引張試験は供試体の形状、大きサ、試験方法によつても甚だ大きく影響されるもので、近年はコンクリート打の際ボルトを定位置に植込んでおいて、後にこのボルトで周囲にネジの切つてある円板をとりつけ、この円板を試験機の握具にねち込んで、ボルトの滑脱抵抗を利用して、径 15cm, 高 30cm の円筒供試体を引張るカールスルー工科大学の方法が優秀とされている。

図-2



Z_t : 円筒又は角柱供試体引張強度

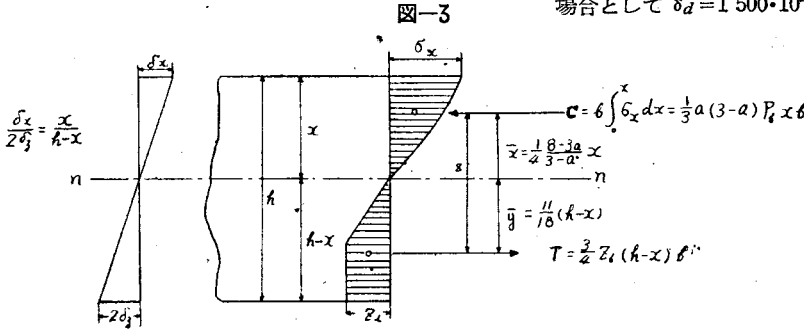
(c) 曲げの場合 (a), (b) の如きコンクリートの応力歪関係は、コンクリート桁が曲げを受けた時の桁断面にも、そのまま適用されると仮定する。更に又曲

を受けた断面は、平面保持の法則にも従うと考える。

(2) コンクリート桁の龜裂モーメント

コンクリート桁が曲げを受ける場合、所謂中立軸は齊等弾性体の場合と異り、断面中央に生ずることは稀であり、且つ曲げの増大と共に移動するものである。その位置は縁維応力の大きサと、コンクリートの引張及び圧縮強度の関係によつて色々変るものである。今引張側のコンクリートの縁維歪が丁度その引張破壊歪 $2\delta_t$ に達した時に、所謂毛状龜裂 (Hair crack) が入るといふことは容易に想像し得ることである。この時圧縮側に於ては、その縁維歪は未だ圧縮降伏歪よりも遙かに小である。普通今行われた各種の実験結果を見ると、引張破壊歪 $2\delta_t$ は実験者によつても異なるが¹⁾ $(80 \sim 120) \cdot 10^{-6}$ 位であり、圧縮の場合には圧縮降

伏歪 $\delta_d = 1500 \cdot 10^{-6}$ (従つて破壊歪 $2\delta_d = 3000 \cdot 10^{-6}$)
位と見て大体誤りはない。従つて断面に於ける歪及び
応力分布は図-3 の如くなるであろう。



$$\frac{x}{h-x} = \frac{9}{4} \frac{Z_b}{P_b} \frac{1}{a(3-a)} \dots\dots\dots (5)$$

然るに(2)に於て、今仮りに普通コンクリートの
場合として $\delta_d = 1500 \cdot 10^{-6}$, $2\delta_x = 100 \cdot 10^{-6}$ と考える

と

$$\frac{x}{h-x} = \frac{a \cdot 1500 \cdot 10^{-6}}{100 \cdot 10^{-6}} = 15a \dots\dots\dots (6)$$

となる。故に(5),(6)よ
り

$$\frac{9}{4} \frac{Z_b}{P_b} \frac{1}{a(3-a)} = 15a$$

即ち

従つて力の平衡条件 $C=T$ から

$$\frac{1}{3} a(3-a) P_b \cdot x \cdot b = \frac{3}{4} Z_b (h-x) \cdot b \dots\dots\dots (1)$$

平面保持の法則から

$$\frac{x}{h-x} = \frac{\delta_x}{2\delta_d} = \frac{a\delta_d}{2\delta_x} \dots\dots\dots (2)$$

そして龜裂モーメントは次式で与えられる。

$$M = \frac{3}{4} Z_b (h-x) b (\bar{z} + \bar{y})$$

$$= \frac{3}{4} Z_b (h-x) b \left\{ \frac{1}{4} \frac{8-3a}{3-a} x + \frac{11}{18} (h-x) \right\} \dots\dots\dots (3)$$

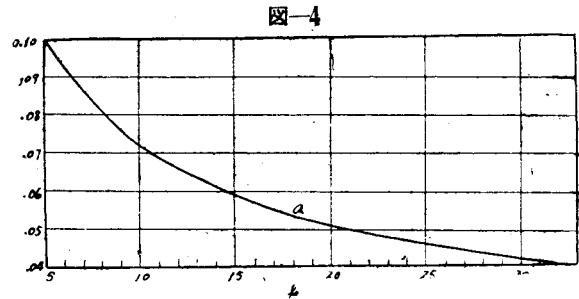
又は龜裂モーメント係数 ρ は

$$\rho = \frac{M}{bh^2 Z_b} = \frac{3}{4} (1-x_1) \left\{ \frac{1}{4} \frac{8-3a}{3-a} x_1 + \frac{11}{18} (1-x_1) \right\} \dots\dots\dots (4)$$

但し $x_1 = \frac{x}{h}$

で表わされる。

今(1)を変形して*



$$ka^2(3-a) = 0.15 \text{ 但し } k = \frac{P_b}{Z_b} \dots\dots\dots (7)$$

なる関係をうる。従つて k の色々な値に対して(7)
式より a が決定される訳である。之を求めたのが図-
4 である。

次に k の値につき調べると、一般にコンクリートの
引張強度は水量によっては圧縮強度程よく影響され
ないで、むしろセメント量によつて影響されることが
大であるために、水量大なるコンクリートでは k は低
くなり、従つて又普通貧なコンクリートでは k は低く
なるとも言える。河野輝夫氏の実験によると表-1の**

表-1

配 合	水量 (%)	スランプ (cm)	材齡 (週)	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	k
1:1.1:1.9	50	22	4	298	22.4	13.3
1:1.4:2.7	60	22	4	262	20.2	13.0
1:1.8:3.4	70	22	4	230	17.7	12.3
1:1.9:4.0	80	22	4	115	11.7	9.8

**如くである。

又コンクリートの材齡は k に大抵無関係であり、之
については坂教授の実験がある。

然し厳密に言えばコンクリートの硬化初期に於ては

1) 坂 静雄教授の実験では $70 \cdot 10^{-6}$, 河野輝夫氏で
は $(100 \sim 120) \cdot 10^{-6}$, 坂 静雄 “鉄筋コンクリート
の設計” 昭.17.7. p.128

引張強度は圧縮強度よりも強度増加率が低いから、 k
はコンクリートがある材齡に達する迄は次第に大きく
なるもので、A.N.Johnson 氏は図-5 の如き実験結
果を公表してゐる。之によれば引張強度は材齡 30 日
に於て圧縮強度の (14~16)% (従つて $k=7.1 \sim 6.3$)
であり、90 日に於て 8% (従つて $k=12.5$) であり
その後は略々この定値を持續してゐる。然し普通に構

表-2

配合	水量 (%)	材齢 (週)	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	k
1:5	55	6	255	19.3	13.2
	60	6	251	19.1	13.1
	65	6	216	19.2	11.2
	70	6	215	18.7	11.5
1:5	55	31	339	24.3	13.9
	60	31	330	25.2	13.1
	65	31	321	23.2	13.8
	70	31	304	26.6	11.4

造物の強度を問題とする時には、かゝる若い材齢についてではないから、k は材齢に関して無関係であると考へて誤りでない。従つて普通考へられる k の値としては 5~20 位で充分であるが図-4 には k=5~30 に対して a の変動を示してある。

図-5

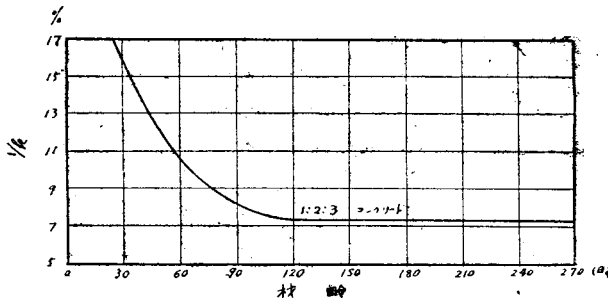


図-6

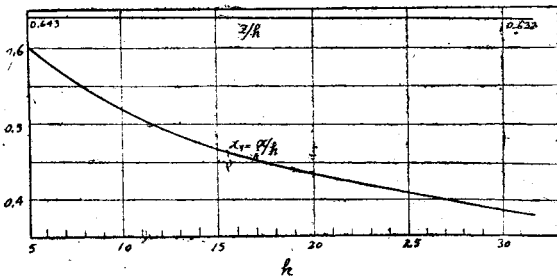
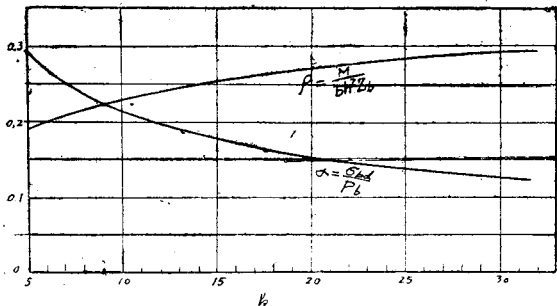


図-7



さてかくて既知の k の値から a が決定されると、(5) 又は (6) 式によつて x が求められる。かくして a, x が決定されると (3) 又は (4) 式によつて龜裂モーメント M 或いはモーメント係数 rho が求められるのである。

図-6 には各 k の値に対して、中立軸の位置 x, モーメントのヒズ長サ Z=x+y の変化を示し、図-7 にはモーメント係数 rho, 及び破壊時に於けるコンクリートの縁維圧縮応力と圧縮強度の比 $\alpha = \frac{\sigma_{dx}}{P_b}$ の変化を示してある。

図-6 を見ると k の増大と共に中立軸の位置は次第に上方に向うが、モーメントのヒズ長サ Z=x+y は (0.643~0.632)k と殆んど一定である。又図-7 では引張破壊によつて毛状龜裂が入つた時、コンクリートの縁維圧縮応力は圧縮強度の僅か 0.3~0.1 位にしか達していないことが分る。

次に一方弾性理論的に言えば、引張側に於て破壊を生ずべきモーメントは $M_B = \frac{bh^2}{6} \cdot Z_b$ であるべきだから

$$u = \frac{M}{M_B} = \frac{\rho bh^2 Z_b}{\frac{1}{6} bh^2 Z_b} = 6\rho \dots\dots\dots (9)$$

を求めれば、曲げ試験によつて得られる曲げ引張強度 B_b と単純引張強度 Z_b との関係として

$$Z_b = \frac{B_b}{u} \dots\dots\dots (10)$$

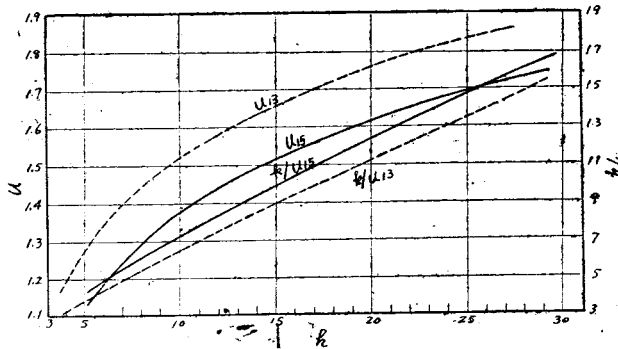
が得られたことになる。

今図-8 には k と u=6\rho 従つて又それより k と $\frac{k}{u}$ との関係を図示してある。之を見ると k=5~30 に対しては u=1.2~1.8 に変動している。即ち曲げ引張強度は単純引張強度の 1.2~1.8 倍となるのである。

又図-8 の k と $\frac{k}{u}$ との関係を用いると、圧縮強度 P_b, 曲げ引張強度 B_b が既知の場合、単純引張強度は容易に之を求めることが出来る例へば P_b=200kg/cm², B_b=25kg/cm² とすると $\frac{P_b}{B_b} = \frac{P_b}{u Z_b} = \frac{k}{u}$ なる故 $\frac{200}{25} = 8 = \frac{k}{u}$, 図-8 で $\frac{k}{u} = 8$ に相当する k を求めると k=11.4 $\therefore Z_b = \frac{200}{11.4} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$

以上の如くコンクリートの圧縮降伏歪及び引張破壊歪の比が (6) 式に示したごとく

図-8



$\frac{1500 \cdot 10^{-6}}{100 \cdot 10^{-6}} = 15$ なる場合を仮定すると曲ゲ引張強度は単純引張強度の 1.2~1.8 倍なることが分つたのであるが、この比が 15 と異なる場合には以上の関係も多少変る。実験値と比較して見ると 15 よりは大きく 17 或いはそれ以上とした方がよい様である。図-8 にはこの比が 17.3 の場合、即ち(7)式で $k^2 a^2 (3-a) = 0.13$ の場合の $u, k/u$ と k との関係をも点線であたえてある。(尙この時 $\delta_d = 1500 \cdot 10^{-6}$ とすれば $2\delta_z = 86, 7 \cdot 10^{-6}$ である)。

(3) 実験値との比較

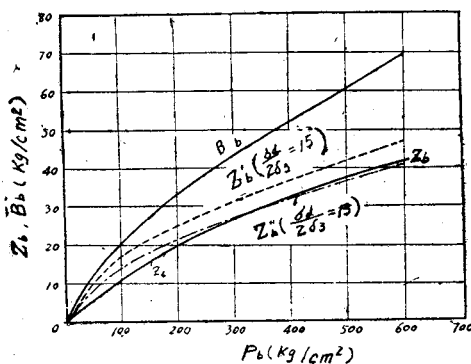
(a) H.F.Gonnerman 及び E.C.Shuman 両氏の実験²⁾によると、曲ゲ引張強度と単純引張強度との関係は配合、水量、骨材粒度、材齢に影響される所が割合少く、図-9 に示す曲線であたえられるといつている。こゝに試験に用いた供試体寸法及び形状としては次の如くである。

圧縮試験 径15cm, 高30cm 円筒体

引張試験 15cm×15cm 角筒体その他数種

曲ゲ試験・18cm×25cm×96cm を支間 90cm として三分点荷重

図-9



この試験結果に於て、圧縮試験及び曲ゲ試験は引張試験よりも信頼度高いものと考え(2)の例題の如く圧縮強度及び曲ゲ引張強度を基として単純引張強度を求め図-9 に記入してある。この試験に於ては圧縮降伏歪と引張破壊歪の比を 15 とするよりは 17.3 とした方がはるかによく実験値と一致し、後者に於ては表-3 にも示した如くその誤差は $P_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ の場合を除けば max 10% で極めて少い。(表-3 の実験値というは図-8 より求めたのである) (b) 次に Bach 及び Schreyer の行つた実験³⁾ について比較して見ると表-4 の如くである。

Bach の実験 (No.1) では圧縮供試体として 30cm 立方体を用いたから之を標準円筒供試体強度に換算してある。即ち始め 20cm 立方供試体強度 $W_{b \cdot 20}$ を

表-3

実験値 (kg/cm ²)	理論値 (kg/cm ²)					
	$\delta_d/2\delta_z = 15$ の時			$\delta_d/2\delta_z = 17.3$ の時		
P_b	B_b	Z_b	Z_b'	Z_b'/Z_b	Z_b''	Z_b''/Z_b
600	69	42	48	1.140	41.3	0.985
500	60	38	41.3	1.115	36.7	0.967
400	52	32	36.7	1.145	32.7	1.015
300	43	25	31.3	1.250	27.5	1.100
200	33	20	25.5	1.275	22.0	1.100
100	21	12	17.5	1.460	14.7	1.225

$$W_{b \cdot 20} = \frac{W_{b \cdot 30}}{0.9} \text{ として求め、次に } P_b = \frac{W_{b \cdot 20}}{1.13}$$

として求めたのである。(係数は H. F. Gonnerman 氏の実験によるものを用いた)

表-4

番号	供試体断面寸法 b/h(cm)	混合時のコンクリートの状態	実験値 (kg/cm ²)			理論引張強度 (kg/cm ²) Z_b''	Z_b''/Z_b
			P_b	B_b	Z_b		
1	15/31	硬い	231	23.9	13.6	13.9	1.02
2	15/10	やや軟い	198	24.4	14.5	15.1	1.04
3	15/10	軟い	179	26.1	15.8	16.4	1.04
4	15/10	軟い	233	38.6	24.9	25.9	1.04
5	15/10	大変軟い	178	32.2	21.8	22.2	1.02
6	15/10	液状	158	29.7	20.4	21.0	1.03

尙 Schreyer の実験は 20cm 立方供試体であるから同様にして P_b を求めた。又この時にも $\frac{\delta_d}{2\delta_z}$ の値は 15 よりは 17.3 とする方が実験とよく合致し、表-4

²⁾ Gonnerman and Shuman: Proc.A.S.T.M.1928

³⁾ Schreyer: Beton und Eisen 1939. S.128

の理論値は之によつた。表を見れば誤差は(2~4)%である。

4. 結 び

コンクリートの曲げ引張と単純引張強度との関係をコンクリートの応力歪関係の簡単な仮定に基いて理論的に求めて見ると、コンクリートの圧縮強度とも密接に関連して来ることが分つた。然も之等の結果は各権威ある実験と比較して満足すべき程度によく合致した。従つてコンクリートの単純引張強度が問題となる

場合も、或いは困難にして然も不正確を免れ難いような引張試験を無理に行つたり、或いは曲げ試験のみを行つて今迄の如く単に漠然と曲げ強度は単純強度の1.5~2倍であるというような不正確な推定をなすことなく、この方法によれば圧縮及び曲げ引張試験を行うことによつて、単純引張強度を容易に然も充分正確に推定出来ると思われる。然し一方引張試験方法の確立への努力と本文の仮定に対する更に詳しい検討は今後に残された問題である。

開水路における浮游流砂の分布について

准 員 合 田 健*

ON THE DISTRIBUTION OF SUSPENDED MATERIALS IN OPEN CHANNELS.

(JSCE Oct. 1950)

Takeshi Goda, C.E. Assoc. Member.

Synopsis On the suspended materials in turbulent flow, vertical distribution of their concentration has been chiefly discussed by experiments and measurements, but studies in case of turbulent flow in open channels are not yet sufficient. The theories by Dr. Nomitsu and Dr. Hayami are remarkable at the points of their two-dimensional analysis of the fundamental differential equation for the concentration-distribution of suspended materials, but the initial and boundary conditions used in their solutions are somewhat doubtful. In this paper, the writer solved the fundamental equations 3-dimensionally in the case of a rectangular open channel under some reasonable conditions, and obtained a general formula of suspended materials-distribution and their total cross-sectional quantity or timely variation, by which many remarkable results were cleared.

要旨 乱流中における浮游流砂の分布については、主として実験、実測によりその鉛直方向の分布が論ぜられているが、開水路乱流としては未だ充分な研究が行われていない。野満、速水両博士の理論は流砂の濃度分布の基礎方程式を二次的に扱つたものとして注目されるが、境界及び初期条件に稍疑問がある。本研究は河川工学的な見地から、この基礎方程式の解を矩形開水路の場合につき三次的に導き、流砂分布或は流砂総量及びそれらの流下による変化などを求めて乱流交換係数 η 、粒子の平均沈降速度 w_0 などの要素について検討し、多くの注目すべき事実を明かにしたものである。

1. 緒 論

河川の流砂を大別して、河床を転動或は滑動しながら移動する河床流砂と浮游状態を続けながら移動する浮游流砂とに分けることが出来る。J.E.Stevens等¹⁾

の研究によると、流砂総量のうち浮游流砂が約8割以上を占める様な例も報告されている。本文ではこの浮游流砂量及びその分布状態に重要な関連のある乱流交換係数及び泥砂粒子の静水中における沈降速度を中心として、浮游流砂の特質を論じて行きたい。乱流交換係数については在来行われた多くの研究、例えば Prandtl²⁾ の運動量理論、G.I.Taylor³⁾、A.A.Kalinske⁴⁾ の乱流拡散に関する理論及び実験的研究、或は野満隆治博士⁵⁾、速水頌一郎博士⁷⁾ による乱流交換係数に対する見解等から交換係数の η が一般に鉛直方向及び水平方向に或型の変動をすることを認めたが、理論的取扱いの便宜上ここには $\eta = \text{const}$ として扱ふ事にした。又浮游粒子の静水中における沈降速度はこれを一定と見做せるとして鶴見一正博士⁶⁾ の内地産川砂に対する実験結果を用いた。

2. 浮游流砂分布の基礎方程式

交換係数 η を Turbulence tensor η_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$)

* 京都大学 大学院特別研究生