<論文>

彎曲流路에서의 河床變動에 關한 硏究

A Study on Fluvial Phenomena in the Bended Alluvial Rivers

高 在 雄
KO, JAE Ung

ABSTRACT

The fluvial phenomena in the bended natural river course are studied experimentally. Some theoretical and empirical conclusions were derived in prior to this study by some authors but the limitation of applicability of those results are not clearly known because of the sensitibitys of the flow regime in the reach.

The main objective of this study is directed to evaluate the mechanism of sedimentation and the cross sectional changes in the equilibrium status. The most governing factor influenced to the cross sectional changes in the bended reach is the occurance of spiral flow. In this study, the streamlines and velocity distributions are checked at given interval by the hydraulic model to find out the place where spiral flow are existing under the various flow magnitudes.

1. 緖 言

自然河川의 彎曲部에서는 흐름이 遠心力의 影響으로 外側河岸側의 水位는 上昇하고 內側은 下降하는 Sper-elevation을 형성할 뿐아니라 Spiral flow[1]를 일으키는 것은 잘 알려진 事實이다. 따라서 흐름은 外側 河床部의 洗掘을 일으키게 하면서 洗掘된 流砂는 Spiral flow에 依해 內側으로 運搬 堆積되기 때문에 一般的으로 河川의 彎曲部에서는 外側의 河床이 甚히 洗掘低下되는 反面內側은 堆積上昇되는 河床變動이 繼續되다가 一定한 期間이 지나면 이러한 變動을 보여주지 않는 平衡狀態에 이르게 되어 橫斷上으로 볼때의 平衡斷面 即 平衡水深(Equilibrium depth)을 形成하는 것으로 알려지고 있다. 이러한 說明은 어디까지나 定性的인 범주에서의 일반론으로 이를 定量的으로 解析키 爲한 數値解法이 企圖되어[2,3,4]가고 있다. 이들 硏究는 規則的인 幾何學的 形相을 가지는 河川流路나 制限된 水理條件만을 가지는 斷片的인 硏究에 局限시키고 있기 때문에 實際的으로 이들 理論을 自然河川에서 처음 不規則한 線形을 가지며 水理要素들이 時時刻刻으로 變하는 河川區間에서 適用시킬 수 있는가는 의문시되고 있다.

自然河川에서는 彎曲部의 形相이 單純하지 못하고 曲率自體도 一定치 않은 서로 다른 크기의 曲率로 複合形成되고 있어 여기에다 區間全體를 一定한 曲率로 봐서 硏究한 成果를 그대로 適用하기엔 많은 無理가 뒤따르게 된다.

自然河川에서는 曲流部 形相의 조그만 變動에도 흐름은 敏感하게 영향을 받아 豫測하기 힘든 方向으로 變하기 때문이다. 여기에다 一個河川區間만을 獨立的으로 다룬 結果와 彎曲部뿐만이 아니라 上下流 直線區間까지 連結綜合했을 경우와는 흐름의 連續性 때문에 큰 差異를 보여주며 前者의 理論式이나 實驗式들이 後者의 경우에는 彎曲의 形相이 비슷하드라도 모든 區間內에서 그대로 適用안되는 가장 큰 原因이 되고 있다.

流砂機構를 가지면서 繼續變動하는 河川에서의 安定河道設計(Stable Channel)를 爲해 Regime theory[5]가 河川工學分野에서 硏究의 새로운 課題가 되면서 이에 따라 平衡水深問題가 이러한 分野에서의 硏究의 焦點이 되어지고 있다. 平衡水深의 決定이란 궁극적으로 어떤 特定水文 및 地形條件을 보여주는 特定地點에서의 河川流路의 形相을 代表하는 것으로 이를 事前에 豫測할 수만 있다면 그 地點에 施設할 모든 水工構造物의 設計를 安全하게 할수 있게 된다. 平衡이란 여기서는 어디 까지나 動的인 平衡(Dynamic equilibrium)

本會理事 建國大學校 工科大學 土木工學科

을 말하지만 靜的인 平衡(Static equilibrium)을 뜻하지 않는다. 本硏究에서는 自然河川에서의 比較的 흔한 彎曲部形相에서 河床變動과 流砂機構를 綜合解析해 보므로서 定性的인 추세뿐 아니라 定量的인 經驗式들의 適用限界를 究明해본 것이다.

2. 資料 및 方法

가. 解析區間

우리나라 河川에서 손쉽게 볼수 있는 彎曲部의 代表的인 形相으로 잠실교 부근의 地形과 水理條件을 모델로 채택하였다. 이 區間의 選定은 많은 水理水文學的 分析들이 이미 이루어져[6,7], 나와 있는 이들 成果를 손쉽게 活用할 수 있을 뿐 아니라 産業基地開發公社에서 만들어 實驗中인 水理模型을 活用할 수 있는 區間이다.

나. 平衡水深

우선 다음과 같은 實驗式에 의하여 잠실교 부근에서의 平衡水深을 計算하여 檢討하였다.

$$\frac{1}{h}-\frac{1}{h}=\left(\frac{1}{r}-\frac{1}{r_0}\right)\frac{12\ l_0 r_0}{\Delta d}$$

여기서

r_0 : 外側河岸의 曲率半徑(m)

l_0 : 動水傾斜

$$\Delta=\frac{\rho_s-\rho_\omega}{\rho_\omega}=1.68$$

d : 河床物質의 粒經, 여기서는 d_{50}을 취하였음

前記 實驗式은 모든 河川彎曲區間이 一定한 曲率을 가지면서 계속되는 거이 圓形에 가까운 流路에서 Spiral flow가 全區間에서 일어나는 條件下에서 成立될 수 있기때문에 本解析區間에서도 이 式이 成立될 수 있다고 假定하였다.

다음 水理模型에서 本解析區間에 對하여 流出規模가 다른 洪水量 5,000m³/sec, 10,000m³/sec, 25,000m³/sec, 28,500m³/sec 등 네가지 流量을 흘리면서 區間內에서의 Streamline의 變動과 流速을 檢討하면서 Spiral flow 發生과 流砂移動의 特性을 檢討하였다.

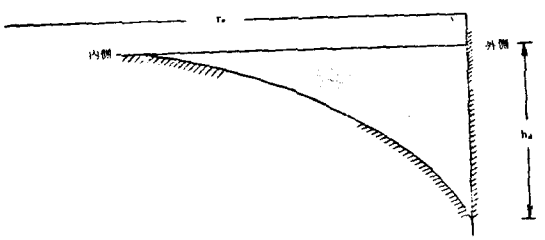

그림-1 彎曲流路에서의 曲型的 橫斷形相

다. 現地資料

實驗式 適用에 必要한 資料로서 現地의 地形圖는 1/3,000 平面圖를 活用하였으며 橫斷測量을 別途로 實施하여 平衡水深과 現橫斷과의 差異를 比較할 수 있도록하였다. 河床材料는 外側河床部를 따라 4個地點을 選定採取하여 代表的인 河床物質로서 체分析하였으며 여기서는 $d_{50}=0.35mm$를 취했다.

3. 平衡水深의 決定

가. 支配流量(Dominant discharge)

Terrell 및 Borland[8]에 의하면 支配流量을 定義하기를 "河床安定의 一般的條件을 시현시키는 가장 影響이 큰 流量"이라고 定義하고 있다. Inglis[9]는 이를 다시 "그 流量에서 平衡이 가장 가깝게 나타나고 있는 狀態"라고 說明하고 있는 바 支配流量이란 여러 사람들에 의해 서로 다른 觀點에서 定義되면서 安定河道問題에 最近널리 쓰이게 되었다. 우리나라에서는 아즉 널리 紹介되지 못해 比較的 생소하게 다루어지고 있다. 여기서는 繼續變動하고 있는 自然河川의 流況을 流砂面에서 代表하는 것으로 보아 支配流量을 平衡水深 決定의 基本的인 流量으로 選定檢討하였다. 前述한바와 같이 各其 다른 定義方法 때문에 算出方法이 틀리므로 여러 方法을 適用하여 算出하였드니 다음과 같이 나왔다.

(1) Blench의 方法

Blench는 median annual flood를 택하도록 권고하고 있어 이 洪水量은 再起頻度 2年에 該當하는 確率 50%의 洪水로 보아 이미 同地點 附近인 漢江人道橋地點에 對하여 調査된 $Q_2=14,700m^3/sec$[10]이 支配流量이 된다.

(2) Lacy의 方法

$$Q_d=\left(\frac{P}{2.67}\right)^2=0.140P^2$$

여기서

Q_d : 支配流量(m^3/sec)

P : 潤邊

P≒B로 보면

$$Q_d=0.140B^2$$
$$=0.140\times(1,300)^2=23,700m^3/sec$$

(3) 漢江下流部 水理模型實驗

$$Q_d=\frac{\sum_{i=1}^{n} Q^{\frac{5}{2}}}{\sum_{i=1}^{n} Q^{\frac{3}{2}}}=12,100m^3/sec$$

(4) Inglis의 方法

$Q_d = 0.6 Q_{max}$

$= 0.6 \times 36,000 = 21,600 m^3/sec$

이와 같이 支配流量에서 算出方法에 따른 差異가 심함을 알수 있다. 本硏究에서는 Blench의 方法에 의한 값인 14,700m³/sec 정도가 流況面에서 볼때 支配流量으로 택하는 것이 바람직해 보이기 때문에 $Q_d = 15,000$ m³/sec으로 決定 使用하였다.

나. 不等流計算

解析區間內의 支配流量에서의 水面標高는 漢江下流部를 위한 不等流計算에 의한 背水曲線計算이 컴퓨터 프로구램으로 建開公에서 開發하여 두었으므로 KIST에 의뢰 實施한 結果가 다음 表와 같다. 이 컴퓨터프로구램은 感潮의 影響을 考慮토록 개발되어 있어 干潮滿潮時에 따라 區分되고 있으며 計算結果 地點別로 差異가 있음을 알수 있다. 測點 NO.1은 잠실교 地點으로 上流로 計算하였다.

(表—1) 不等流에 依한 水面標高決定

Q=15,000m³/sec 일때 (滿潮時)

測點		距離 (m)	假定水位 (m)	斷面積 (m²)	河幅 (m)	徑深 (m)	通水能	動水傾斜	水面差 (m)	流速 (m/sec)	$\Delta\frac{\alpha v^2}{2g}$	計算水位 (m)
No.	1	374.0	12,776	6,790	1,144.4	8.185	919,330	266.2	0.101	2.209	0.008	12.776
	2	383.0	12.884	6,885	1,212.6	8.100	925,583	262.6	0.101	2.179	0.007	12,884
	3	398.0	12,992	6,936	1,219.4	8.094	931,983	259.0	0.104	2,163	1.004	12.992
	4	386.0	13,091	6,913	1,209.7	8.107	929,902	260.2	0.100	2.170	−0.002	13,091
	5	462.0	13.191	6,668	1,005.3	8.440	921,322	265.1	0.121	2.250	−0.020	13.192

Q=15000m³/sec 일때 (干潮時)

測點		距離 (m)	假定水位 (m)	斷面積 (m²)	河幅 (m)	徑深 (m)	通水能	動水傾斜	水面差 (m)	流速 (m/sec)	$\Delta\frac{\alpha v^2}{2g}$	計算水位 (m)
No.	1	374.0	12.954	6,995	1,145.7	8.282	954,468	247.0	0.094	2.144	0.007	12.955
	2	383.0	13.056	7,092	1,215.5	8.182	959,968	244.2	0.094	2.115	0.007	13,056
	3	398.0	13.155	7,135	1,219.8	8.174	965,035	241.6	0.097	2.102	0.003	13,155
	4	386.0	13,246	7,101	1,210.6	8.185	961,329	243.5	0.094	2.112	−0,002	13.246
	5	462.0	13,339	6,815	1,006.0	8.537	948,959	249.9	0.114	2.201	−0.021	13,339

다. 平衡水深

먼저 제시한 實驗式은 가장 심하게 洗掘되는 外側河岸部의 水深을 가정하여 計算한 뒤 內側으로 계산해 들어와서 最終決定된 橫斷面積으로 支配流量을 흘릴수 있나 檢討한 뒤 만약 너무 橋橫面積이 적어서 支配流量을 흘릴 수 없는 경우에는 다시 外側河岸部의 水深을 增加시켜 同一한 方式으로 檢討하는 計算法을 써서 決定하도록 되어 있다. 여기서는 外側河岸部의 水深을 다섯가지 경우로 假定하여 計算하였는바 26m, 24m, 22m, 20m, 18m로 하였다.

$Q = A.v$

$$= \sum b \cdot h \cdot \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} I_0^{\frac{1}{2}} = \frac{I_0^{\frac{1}{2}}}{n} \sum b h^{\frac{5}{3}}$$

$$\frac{1}{h} - \frac{1}{h_0} = \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{r_0}\right) \frac{12 I_0 r_0}{\triangle d}$$ 에서

$I_0 = 2.6 \times 10^{-4}$

$r_0 = 3,160m$

$\triangle = 1.68$

$d_{50} = 0.35mm$

이러한 諸資料를 써서 計算한 平衡水深計算 과정이 表에 整理되어 있다. 여기서 알수 있듯이 外側 河岸部의 水深을 22m로 가정하였을 때가 流量이 거이 15,000m³/sec와 一致되는 14,895m³/sec이 되고 있으므로 이것이 곧 平衡水深에 到達했을 때 가장 깊은 外側河岸이 水深이 된다.

計算된 平衡水深을 現橫斷面과 대비시켜 다음 그림—1에 表示하였다. 가장 심하게 洗掘되는 外側河岸部는 현 河床보다 약 15m가 低下되는 것으로 나타났으며 流路의 中心部에서는 5m정도의 河床上昇이 계산결과 나타나고 있다. 支配流量에 의한 水面標高는 횡단도에 도시한바와 같이 測點 No.4에서 E.L.13,246m가 되고 있다.

4. 檢討 및 考察

가. 模型實驗에 의한 檢討

水理模型實驗에서는 5,000m³/sec, 25,000m³/sec, 28,500m³/sec등 네가지 크기의 流量을 흘릴때 각 測線에서의 流速分布와 流線을 검토해 보았다. 流速分布를

表-2 平衡水深試算總括

外側河岸 $h(m)$	$\sum h^{\frac{5}{3}}$	$\sum bh^{\frac{5}{3}}$	n	I_0	$\frac{I_0^{\frac{1}{2}}}{N}$	Q
18.0	135.4	20,305	0.030	2.6×10^{4}	0.537	10,904
20.0	159.3	23,901	〃	〃	〃	12,835
22.0	184.9	27,738	〃	〃	〃	14,895
24.0	212.1	31,810	〃	〃	〃	17,082
26.0	240.7	36,111	〃	〃	〃	19,392

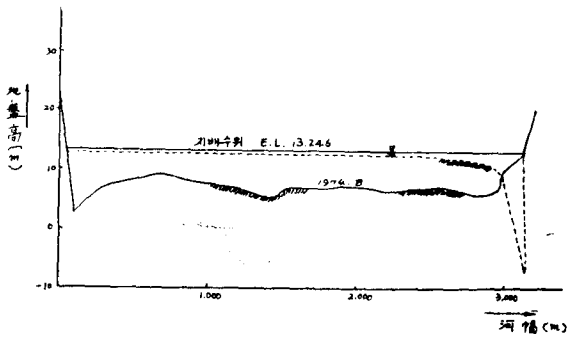

그림-2 河川橫斷面圖(測點 No.4)

檢討한 것이 다음 그림 —3에서 그림—6 사이에 나와 있는 바 여기서 알수 있듯이 流心이 遠心力에 의해 外側 河岸部로 편기하여 彎曲部에서의 特性이 그대로 일어 난다면 外側에서 表面流速과 底面流速이 가장 빠르게 分布되어야 할 것이다. 이렇게 되어야만 前節에서 計算한 實驗式에 의한 平衡水深이 일어나도록 河床變動이 계속된다는 뜻이 된다. 하지만 實驗結果에 나와 있듯이 流量의 規模에 따라 다소의 차이는 있으나 일반적으로 曲率의 Center에 위치하는 잠실교를 중심으로 上流側의 外側 河岸部에서는 다른 地點보다 流速이 느리고 오히려 流路의 가운데 쪽이 보다 빠른 流速分布를 보여 주고 있어 이 區間은 彎曲部에서의 特性을 보여주는 現象을 기대할 수 없었다. 그 理由는 區間自體의 形相은 彎曲部에 位置하고 있지만 水理學的으로는 上流部의 直線流路部區間과 바로 連結되어 있오 彎

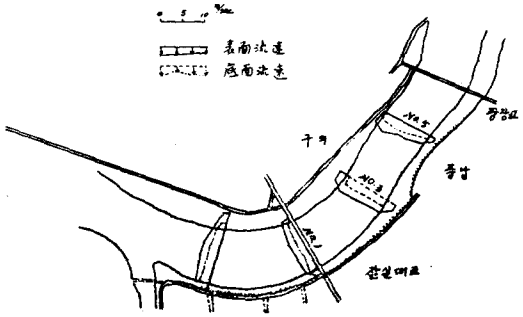

그림-3 流速分布圖(28,500m³/sec인 경우)

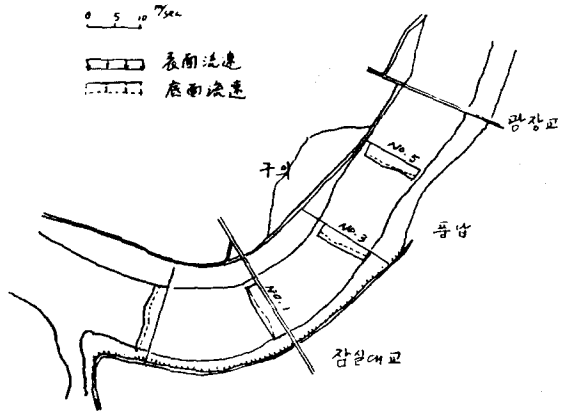

그림-4 流速分布圖(25,000m³/sec인 경우)

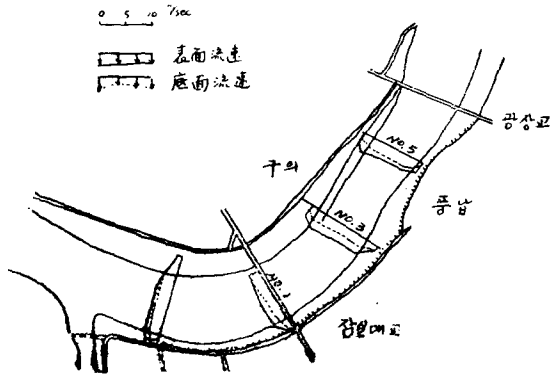

그림-5 流速分布圖(10,000m³/sec인 경우)

曲部에서의 特性이 거의 減衰되어 河川의 直流部에서의 橫斷的인 變動에 따른 것으로 판단될 수 있다.

잠실교 下流部 구간에서는 비교적 流速分布가 下流로 갈수록 外側 河岸側에서 빠르게 分布하며 內側으로 갈수록 완만해짐은 전술한 理論的인 現象이 이 구간에서 적용됨을 알수 있다. 即 여기서는 흐름은 Spiral flow를 일으키면서 外側河岸은 심하게 洗掘되면서 洗掘된 모래를 內側으로 운반하는 作用이 일어나기 때문에 앞으로 時日이 경과함에 따라 外側河床에서의 平衡水深이 最終的으로는 前節에서 계산한 깊이까지 低下하게 될 구간이다.

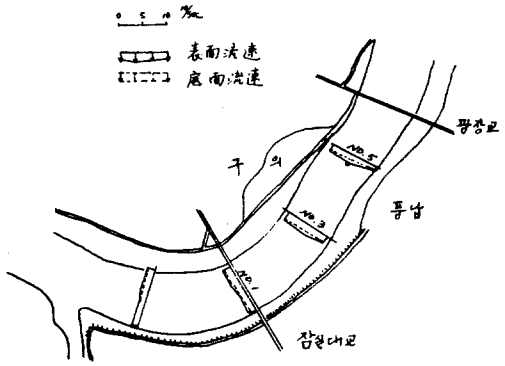

그림-6 流速分布圖(5,000m³/sec인 경우)

나. 考 察

以上을 分析해보므로서 筆者가 택한 形相의 河川彎曲部區間에 대해서는 모래의 移動을 일반적으로 다음 그림—7로 대포시킬 수 있게 된다. 여기서 曲率의 中心部를 BB′測線으로 하고 上流側에 AA′測線이 있고 반대로 下流側에 CC′測線이 있다면 外側 河岸을 따른 區間에서는 洗掘 堆積이 모두 減少하는 現象을 보여주면서 均衡을 이루어 動的인 平衡이 유지되는 區間이고 內側河岸을 따른 區間에서는 반대로 洗掘堆積이 모두 增加하나 均衡을 이루므로서 A′B′區間처럼 動的 平衡이 유지되면서 결과적으로 河床이 安定되어 있다. 따라서 全橫斷面의 水深은 비교적 비슷하게 矩形斷面에 가까운 形相이 유지된다.

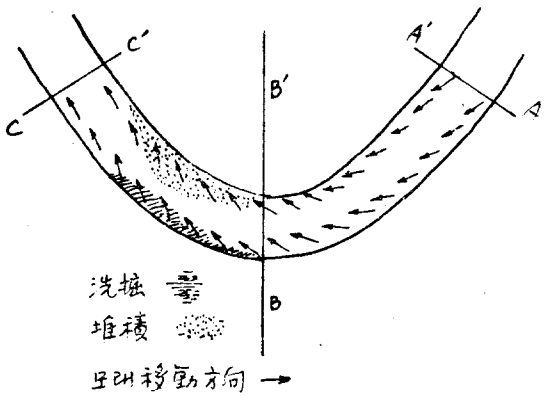

그림-7 彎曲部에서의 河床變動

曲率中心部의 下流區間인 外側 河岸部 AB 구간에서는 堆積에 비해 심한 洗掘이 일어나 결과적으로 河床은 계속 洗掘되는 現象이 나타나며 반면 內側河岸部인 B′C′에서는 BC에서 洗掘된 모래들이 이 區間에 堆積되므로 水深이 얕아지고 있다. 이를 表로서 나타내면 다음과 같게 된다.

(表—3) 河川彎曲部에서의 河床變動

區 間		堆 積	洗 掘	結 果
外 側	AB	—	—	○
	BC	—	+	—
內 側	A′B′	+	+	○
	B′C′	+	—	+

(註 + ; 增加 — ; 減少)

5. 結 論

흐름과 流砂機構와를 關聯지우기 爲한 流路의 幾何學的 形相의 表現方法이 硏究檢討되고 있다 特히 遠心力 作用下에서의 彎曲部의 水流및 流砂의 局所的인 檢討를 위해서는 同心圓狀의 彎曲部와 直線部와의 組合을 생각해서 彎曲部의 中心線 혹은 最深線을 따른 曲率半徑 彎曲角 或은 遷移 直線部의 區間長과 流路幅으로 이를 代表시키는 方法을 써서 여러가지 問題를 다루게 되었다. 一般的으로 自然河川의 蛇行形相에서는 中心曲率半徑과 流路幅의 比가 2~3의 彎曲部가 頻度가 가장 높은 바 Bagnolld는 그 理由를 單一彎曲部에서의 流水抵抗이 最小가 되는 것에서 이를 說明하고 있다. 筆者가 택한 區間은 가장 頻度가 많은 自然河川의 彎曲形相이지만 보다 광범위하게 여러가지 形相에 대한 종합적인 분석이 이루어져야만 體系化된 理論의 適用이 明確해짐을 附記하면서 硏究의 一段階的인 成果를 다음과 같이 結論지울수 있다.

(1) 曲率 中心部의 上流 區間에서는 內側 河岸側으로 갈수록 洗掘 堆積의 兩作用 모두 顯著하게 활발해지지만 全區間內에서 兩作用의 크기가 균형되어 動的 平衡이 계속 유지된다.

(2) 曲率 中心部의 下流區間에서의 흐름은 전반적으로 Spiral flow가 발달하여 外側에는 洗掘이 內側에서는 堆積이 進行되어 時日이 지나면 實驗式에 의한 平衡水深에 이르게 된다.

(3) 實驗式等에서 유도된 河川彎曲部에서의 平衡水深에 關한 數値解法의 適用限界는 이러한 彎曲形相에서는 中心部에서 下流區間에만 적용시킬 수 있다.

(4) 우리나라에서도 地域的인 特殊性을 감안하여 支

配流量에 대한 정의를 定立할 必要性이 요청되며 이는 流砂問題를 河川計劃에서 除外시키고 있는 現狀에서 벗어날 수 있는 길잡이가 될 수 있다.

參 考 文 獻

1) Ven Te Chow,
Open channel hydraulics, McGraw-Hill, New York, (1959), pp.439~pp.448.

2) 須賀堯三,
開水路彎曲部 河床の 安定形狀, 「日本土木學會論文集」(1965)

3) 村本嘉雄, 坂本忠彦
彎曲水路의 河床變動に 關する 研究「日本京都大 防火研究所年報」(1968)
第 11號 B, pp. 291~pp.310

4) NEDECO
River studies and recommendations on improvement of Niger and Benue,
North-Holland Publishing Co. Amsterdam(1959)
pp.525~pp.536

5) T.Blench
Regime problems of rivers formed in sediment, Edited 2nd published by Hsieh Wen Shen, Fort Collins, U.S.A. (1973), pp.5—1~pp.5—13

6) 建設部 韓國水資源開發公社,
「漢江下流部 水理模型 實驗報告書」(1973)

7) 韓國水資源開發公社
「漢江下流部 河床變動 調査報告書」(1971)

8) P.W.Terrell, W.M. Borland,
Design of stable canals and channels in errodible material,
J.of Hydraulic Div., A.S.C.E. Vol. 82 (1956.2)

9) Sir C.C. Inglis
The behavior and control of rivers and canals, (1949)

10) 建設部, 韓國水資源開發公社,
「漢江流域調査報告書」附錄 II (1971) pp. F—13

11) R.A. Bagnold.
Some aspects of the shape of river meanders. U.S. Geol· Survey, Prof. Paper 282—E(1960)