

東京都建設局 正会員 青木 重雄
東京都建設局 正会員 成田 隆一

1. 米之ガキ

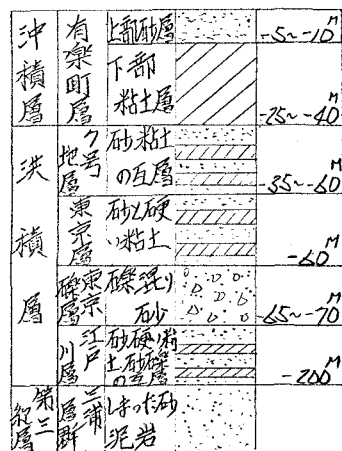
東京都では、年間地盤沈下量が10~20cmにも及ぶ荒川筋に、橋長500~700Mの道路橋を昭和32年以降架設しており、すでに10橋の完成を見た。東京都における地盤沈下は、大正12年の関東大震災後に行われた水準測量の結果見出され、以来今日まで、昭和20年、21年の戦災による工場活動の休止期を除いては沈下の一壺をたどってきた。

芥川の流れる江東地区の地盤は厚い沖積層に覆われ、この沖積層の圧密沈下で地盤沈下的大部分をしめていると思われるが、その後の観測結果によると、橋梁の基礎地盤としての沖積層の沈下量が相当量に及んでいることが判明した。本文は、このような軟弱地盤地に位置する芥川筋に架設された橋梁の沈下現象を、定量的・定性的に把握するため、完成橋について観測調査を行って来た結果を報告するものである。

2 荒川沿の地質及伏床下概要

都内の地形は、山手台地と下町低地に大別され、山手台地では丸蔵ローム、下町丸蔵ローム、武蔵野ローム、立川ロームで構成されていると都筑横層の、いわゆる関東ローム層と砂礫層が広く分布し、その下位には、上部東京層、東京礫層、下部東京層といった下部筑横層が基礎の第三紀層（三浦層群）の上に分布している。そして下町低地では、N値5~10の上部砂層（深さ5~10M）、N値0~5の下部粘土層（深さ20~30M）からなる有楽町層とよばれる砂礫層が分布し、その下にN値10~30の砂とN値5~10の粘土を互層（深さ10~30M）にする7号地層がある。さらにその下に、我々が構造物の支持地盤とする砂と硬い粘土の東京層、礫混り砂の東京礫層、砂、硬い粘土、砂礫の互層となっている江戸川層が筑横層をなして、基礎の第三紀層の上を被っている。東京層は、杉並、世田谷、大田区と下町低地の一部を除いて広く分布し、N値は粘土層で10~20、砂層で30~50を示し東京礫層を基礎礫層としている。東京礫層は、世田谷区と下町低地の一部を除いて広く連続して分布し、厚さは5~10Mで礫径10~20mmの中礫からなり、北部では東北方に傾斜し、江東区では地下約60Mの深さに分布している。江戸川層は上統群を不整合に被り、前面部ではうすく、北部東部に向って厚くなる。層相は礫、砂、粘土の互層よりなる上部層と砂あるいは、砂、粘土の互層よりなる下部層に大別され、上部層は被圧地下水の良好な帯水層で、下部層は下町低地では、深さ100~150M以深に分布し、均質な砂にところどころ貝殻を混入する。

江東地区模式住状図



图一

荒川沿の地盤低下は、大部分が地下水位(圧)の低下→地層の圧密→地
 図一
 表面の低下というプロセスで発生したもので、その原因のほとんどは、地下水(天然が水)の急激かつ大量
 水によるものである。地下水位の推移を見ると、架橋に着手した昭和32年頃はAP-20M程度であったものが、昭
 和40年頃にはAP-40Mまで地下水水位低下をしている。しかし昭和32年に実施された地下水の取水規制により、昭
 和40年頃を境にして水位は徐々に上昇して来ており、現在ではAP-30~35Mまでに回復している。地下水位
 低下に伴う地盤低下は、昭和40年頃までは10~15%年を示していたが、昭和45年頃には、地下水位上昇に伴って
 荒川河口付近が10%年を示していた以外は4~5%年まで減少し、昭和48年には、足立、荒川区の水準点の中に

一方橋梁の矢下傾向は、最下流の舊面橋の矢下量が10%程度で、完成してがむすでに100cmも矢下しているのと
 異なれば、他の橋梁では2~5%程度の矢下量で、全矢下量でも15~50cm位である。矢下の大きさをみると、下流
 側へ進むに従い、軟弱な洪積層が厚く、矢下量も大きい傾向にある。また地盤面の矢下量と橋梁の矢下量と比較す
 ると、橋梁の方が1割~2割程度は小さく残っている。これは、地盤矢下の大部分が橋梁の基礎としている洪積層
 の矢下である事を示している。

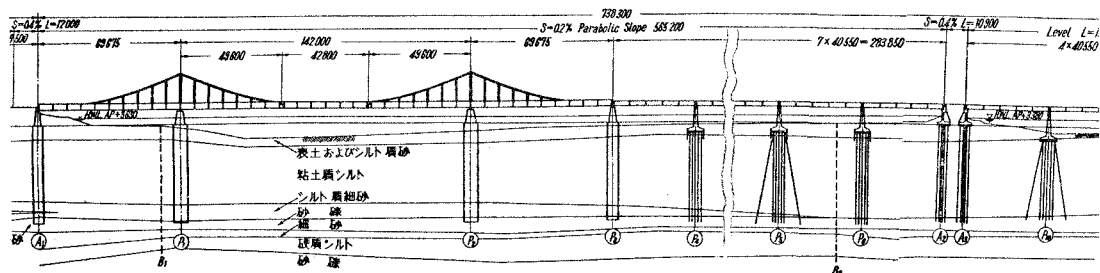
3. 荒川における橋梁構造型式

下部構造は、ケーソン基礎あるつば杭基礎を採用しており、その支持地盤は河床下の砂あるつば砂礫層に求め
ている。主径河部は主としてケーソン基礎で、他はすべて鋼管杭基礎であり、側径河部についてはすべて杭基礎
で、向流岸より矢張り橋ではRC杭としたが、他の橋は鋼管杭を採用している。平井大橋の主径河部では、ケー
ソンと鋼管杭の合成基礎、すなわち斜直荷重は杭により、また比変時水平力は杭の上部に風船されたケーソンに
よ、（対応させるという特異な基礎構造としに、その変動特性を認識するため大規模な変動実験を実施してい
る。ケーソン基礎のうち近年施工したものはニューマチックケーソンとしているが、ケーソンの刃先深度が水面
下40~50Mでも実施可能であるという事は、長年にわたる地下水の揚水により支持地付近の面隙水圧が低下し
ているおかげ、最終セツト時に埋満気圧の5割程度で施工できたのも当地域の特殊性といえよう。かつ最近では
河川管理条件から水深の大きい河所のケーソンの止水壁の施工が非増に困難となってきているところから、新荒
川大橋、船橋橋、扇大橋などでは、橋脚躯体を中空としてニューマチックケーソンのジャフトを通して、いわゆ
るピラーケーソンとして施工して成功した。鋼管杭基礎については、端面橋、端切橋、鹿茨橋の一部橋脚に比變
時水平力に抵抗させる目的で斜杭を用いたが、当該地域のように厚い沖積層の丘部底下が生じている河所では、
斜杭本所に大きな曲げが作用することや、施工効率が悪くなるということなどから、その後はすべて斜直杭の井に
より懸吊基礎を構成している。

86

面に次下の差による段差が著しく生じ、走行車輛の通行に支障を与える結果となった。したがって、その後の計画では、取付道路寄りのノスパンに、短径間のPC桁を用いて陸橋部を延長し、かつその橋台を摩擦杭にて支持せしめて、取付盛土の次下に順応させることにより、そのノスパンをアプローチクッションとする構造を採用している。

荒川筋橋梁一般図例(藝西橋)

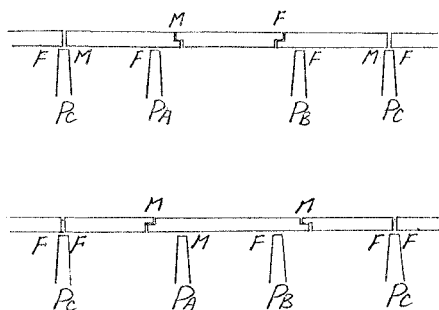


図—3

4. 橋梁の次下状況

各橋梁の次下の実態を追跡調査した結果、総次下量の最高は荒川の一番下流にあって地層も最も悪く、かつ架設年度も古い藝西橋(昭和38年10月完成)で約100cmと実測されており、これは年平均約10cmと計算される。したがって地下水汲上げ規制に続き47年に天然ガス採取が禁止されてからは、急激に次下が減少して、その後約2cmと実測されている。現時点で主径間部において、相隣れる橋脚相互間の不等次下量の最大は、橋度の最も古い面新井橋(完成後13年目の実測)の42mmであり、3径間ガルバー部内での橋脚間の高低差は73mmと記録されている。この実測値を年平均にするとそれぞれ3.5mmおよび5.6mm程度である。面新井橋の主径間部の基礎はオーブンリーソンで施工されたが、同種基礎を用いた他の2橋の実測値を求めた年平均値は4mmおよび6mm程度であり、面新井橋のそれを上回っている。同様に検討を鋼管杭基礎を用いた4橋の主径間部と比較すると、それぞれ2.8%および3.1%程度となり、リーソン基礎のそれよりも大分小さい。主径間部のスパン割を比較すると、リーソン基礎を用いた3橋の平均は $57.5+102.7+57.5=217.7\text{M}$ 、鋼管杭基礎を用いた4橋の平均は $59.7+70.6+59.7=190.0\text{M}$ であり、前者の中央径間長は後者の約1.5倍と大きい。したがって上記の次下量の差は、オーブンリーソンと打込み鋼管杭の施工性の差、また上部構造の重量および基礎本体の自重の差により、基礎底面に作用する単位面積当り荷重の大きさの差などに起因するものと思われるが、明確な結論を出せるほど資料の数もない。また本川筋における3径間ガルバー橋の型式として図-4に示す2種を採用しているが、中央径間における常時の死荷重反力条件は R_2 と R_3 は同一であるが、地震時の橋軸方向水平力は R_3 の方が明らかに大きい。したがって、地震時の安定性の点を論ずるならば、 R_3 の基礎の方が構造上の規模が大きいことになりしるべきである。一般に厚い軟弱な沖積層を貫通して良好な支持層へ基礎先端を到達せしめ構造上には、地下水の蒸騰による地盤の圧密次下によりネガティブフ

荒川筋主径間橋梁型式



図—4

リクシュン(負の周面摩擦力)が外力として作用する。長期の持続荷重の条件が同一の構造であり、これにネガティブフリクシュンの影響を考慮するならば、当然のことながら基礎の構造型式や形状寸法も同一であることが好ましい。このようなことから、本川筋橋梁の主径間部において R_2 と R_3 の断面寸法をできるかぎり同一としている。杭基礎を採用した場合でも本川筋橋の主径間($L=68^{\text{m}}+88^{\text{m}}+68^{\text{m}}$, $W=11\text{M}$)を例にとるならば、数

計上、地震時に作用する水平力に対して抵抗する鋼管杭は、 P_1 と P_2 について本数およびその配列などが違って当然であるが、ネガティブフリクションの影響を考慮し大きな不等沈下を避けるべく、杭本数を変えてはいるがその配列に工夫して面基礎とも群杭の外周を囲った板型ケーソンの底断面を同一にしてある。このような配慮がこれだけ悪条件の地質に架橋しているが橋梁構造上あるいは車輪走行上に大きな支障が表れていないのかもしれない。

また本橋部の橋台と橋脚の沈下量について検討してみると、上部構造および下部構造の型式を問わず橋台の方が橋脚に比して相当の沈下を示している。ここで言う橋台とは、河川堤体内にあって背後を高盛土にて埋戻したものであり、堤体を高架に越えるときに設けるピラーバットではない。沈下量が大きいのは橋台背面盛土重量により地盤が圧密され、橋台基礎も一緒に引き下げられたと見るべきであろうが、同時に橋台の前方への変位現象も顕著である。また橋台胸壁背後の盛土の沈下が著しく、通行車輛に衝撃を与えぬよう車輪舗装の補修が必要となる。このような場合にも踏掛版を使用するのが得策であるが、昭和46年に竣工した船橋橋以降の橋梁では河川堤防を高架橋に越えて取付陸橋にそのまま接続させて、できるだけ盛土高を低くして取付道路へ傾斜を付けるようにしている。近年、軟弱地盤上に構築された橋台や橋脚などの構造物が、地盤の側方流動により水平移動を起した数多くの事例に接するが、経済性もさることながら橋梁構造全体を使用上からみれば、当該地盤のような場合には橋台背後の盛土高を極力低くするべきである。

次に、橋軸直角方向の沈下性状について実測値より判断すれば、必ずしも上部構造にぬじれの影響が入っているようである。堀切橋を例にとると、相隣れる橋脚の相対変位は最大39mmと算定されており、スパン84Mであるのでぬじれの偏位角は20分程度と計算されるが、上部構造に大きな影響を与えるものとは思われない。全体的にみて、橋脚の上流側あるいは下流側の傾斜は微小であり、基礎構造の別による差異は判然としなかった。

表-1 荒川筋主要橋梁主径間部沈下測定結果 (S49年7月測定の結果)

	項 目	P_1	P_2	P_3	P_4	摘 要
葛西橋	相対変位量(mm)	0	33	63	66	突折式吊補剛桁 $L=69+142+69$
	基礎底面積(m^2)	88	126	126	93	$W=15.7$ オープンケーソン基礎
	支点条件	M	F (M)	F	M・F	S38年10月成 $\Sigma \delta_1 = 861$ (全沈下量)
平井大橋	相対変位量(mm)	0	27	16	9	突折式鋼箱桁 $L=53.7+60+53.7$
	基礎底面積(m^2)	63	73	63	63	$W=20.0$ ケーソンと鋼管杭の合成基礎
	支点条件	F・F	(M) F	M (M)	F・F	S41年8月成 $\Sigma \delta_1 = 165$
森川橋	相対変位量(mm)	4	0	11	17	突折式鋼トラス $L=68+88.3+68$
	基礎底面積(m^2)	77	77	77	77	$W=11.0$ 鋼管杭基礎
	支点条件	F・M	F (M)	(F) F	M・F	S44年10月成 $\Sigma \delta_2 = 67$
西新井橋	相対変位量(mm)	73	27	0	4	突折式鋼桁版鋼桁 $L=52.5+76.2+52.5$
	基礎底面積(m^2)	84	98	98	84	$W=15.0$ オープンケーソン基礎
	支点条件	F・M	F (M)	(F) F	M・F	S36年3月成 $\Sigma \delta_3 = 471$
江北橋	相対変位量(mm)	0	44	54	33	突折式鋼ラダー $L=51+90+51$
	基礎底面積(m^2)	86	102	102	86	$W=15.0$ オープンケーソン基礎
	支点条件	F・F	(M) M	F (M)	F・F	S41年6月成 $\Sigma \delta_1 = 152$

5. あとがき

荒川沿のように地盤沈下が甚だしく、かつ軟弱層が厚い地質に架橋する場合、本邦では不等沈下対策として漸進的に上部構造を外的静定構造物としてきたが、前述のように沈下測定の経路調査の結果によると、隣接橋脚間の不等沈下量は3.5mm程度と考えられる。これに橋梁の耐用年数(50年が目途)を考慮して、不等沈下の影響をおさめじめ上部構造の設計に反映させるとが、あるいはジャッキアップ装置を配慮するとがすれば、連続型式の上部構造を採用することもできよう。連続型式橋梁は、①耐震性が高い②他に比して経済的である③伸縮継ぎ数を減らさるので走行性が高いなどの利点がある。ただし、長期持続荷重に対して下部構造への配慮が適切になければ、連続型式を採用すべきではないと思われる。