柔構造樋門の圧密沈下挙動について

Consolidation Settlement in Flexible Sluiceways

佐藤　厚子 *　　西本　　聡 **

Atsuko SATO and Satoshi NISHIMOTO

堤防を横過する樋門・樋管は、平成11年より柔構造が採用され、杭基礎方式は廃止された。したがって圧密沈下特性を十分把握した上で樋門・樋管の設計をする必要がある。しかし、設計で計算した沈下量と実測沈下量とが一致しない事例が発生している。

そこで、北海道内で施工した柔構造樋門について、沈下量の予測値と実測値を比較し、地盤の土質、土層厚さなどの地盤条件や地盤対策工法との関係の検討を試みた。

その結果、ほとんどの柔構造樋門の沈下量は許容値の範囲内であること、予測値と実測値には差異があり、基礎地盤の土質により特徴があることがわかった。

《キーワード：樋門；圧密；沈下》

Since 1999, sluiceways through embankments have been designed to be flexible, and pile foundations have been disused. Such design requires sufficient understanding of consolidation settlement; however, there have been cases where the estimated settlement has differed from the measured settlement. In light of this, research was performed on flexible sluiceways constructed in Hokkaido. The estimated and measured settlement were compared, and the influence of settlement prevention methods and ground conditions（e.g., ground properties and thickness of soil layer）on settlement was studied. It was found that settlement at most flexible sluiceways is within the allowable range, and that the differences between estimates and measurements depend on the soil properties of the foundation ground.

《Keywords: sluiceway; consolidation; settlement》

１．はじめに

河川堤防を通過する樋門（樋管を含む）が軟弱地盤上に建設される場合、平成10年度まで杭で函体を支持する形式が採用されていた。この形式では、杭で支えられた樋門は沈下しないが、時間の経過とともに周辺地盤が沈下し、樋門の周辺に空洞が生じる例が少なくない。この空洞は、水みちとなり洪水時には破堤を引き起こし、大きな災害を発生する要因になる。

この対策として、平成11年度より、杭基礎方式が廃止され、樋門が堤体と一体となって挙動する柔構造樋門[1)]が採用されている。しかし、予測と実測の沈下量が一致しないという報告がある。これを受けて、北海道で施工された柔構造樋門について予測値と実測値とを地盤の土質や基礎形式などと比較検討した。

２．柔構造樋門

柔構造樋門は、樋門の基礎を良質な支持層に定着させないで、比較的大きな基礎の沈下を許容する支持方式で、樋門本体は、函軸たわみ性構造（柔構造）である樋門・樋管をいう[1)]。柔構造樋門は、函体の沈下を許容するものであるため、函体の構造形式も樋門の沈下に大きく関わってくるが、本報告では、地盤や堤体の土質に着目した検討を行った。

２．１　柔構造樋門の基礎形式

地盤条件をもとにした計算により、残留沈下量が５cmを超える場合には、直接基礎とせず柔支持基礎とする。残留沈下量が許容値（計画高さからの沈下量が30cm以内）を超える場合、沈下を抑制するために軟弱地盤対策を実施する。柔構造樋門の基礎形式を**図－１**に示す。柔構造樋門は軟弱地盤の対策工法により、浮き直接基礎、浮き固化改良体基礎、浮き杭基礎の３つがある。浮き直接基礎とするための軟弱対策工法には、置換工法、プレロード工法、バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法、振動締固め工法など固化材による固結工法以外の工法がある。浮き固化改良体基礎には、表層混合処理工法、深層混合処理工法、生石灰パイル工法など固化材により改良する工法がある。浮き杭基礎には、パイルネット工法、パイルグリット工法、パイルキャップ工法など基礎構造で堤防を支持する工法がある。

２．２　キャンバー盛土

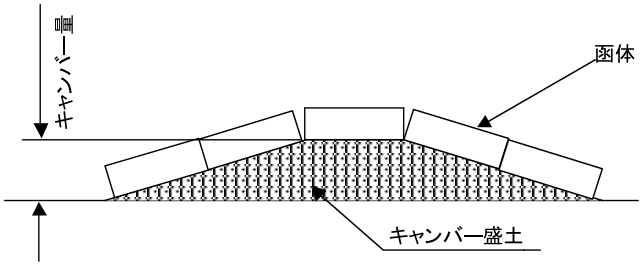
柔構造樋門とするために、軟弱地盤対策がとられるが、このほかに残留沈下量に応じて樋門本体の不同沈下を軽減するためにキャンバー盛土を設置できる。

キャンバー盛土は、あらかじめ予測される基礎地盤の沈下量分布の一部に対応して設置される上げ越し盛土である。キャンバー量は、一般に本体端部と中央部の高低差をいう（**図－２**）。キャンバー量の決め方は、一般的に次の二つの考え方がある。

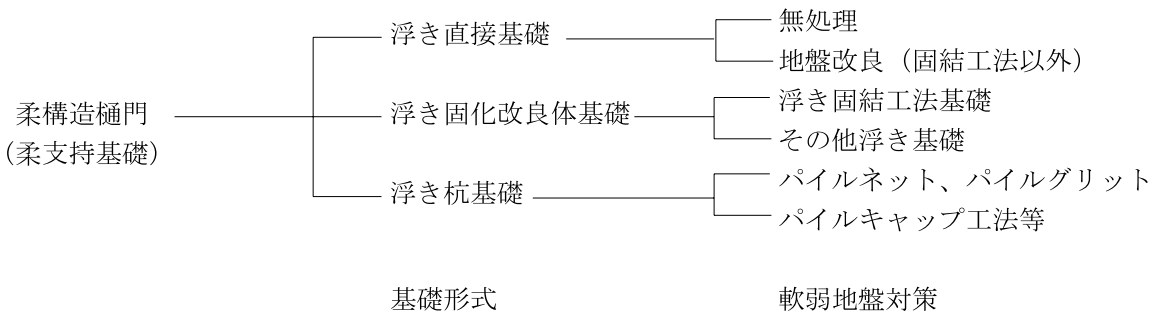
①即時沈下分布相当量をキャンバー量とする。

②即時沈下分布とある期間の圧密沈下分相当量をキャンバー量とする。

なお、石狩川開発建設部は管内で施工される柔支持



図－２　キャンバー盛土



図－１　樋門の基礎形式[1)]

基礎の樋門・樋管においては、無処理および対策工の後の残留沈下量によるキャンバー盛土を以下のように設置することとしている。

◎排水樋門

・残留沈下量が10cm未満の場合

　　キャンバー盛土＝計上しない

・残留沈下量が10cm以上50cm未満の場合

　　キャンバー盛土＝即時沈下量＋圧密沈下量 /2

　　5㎝単位切捨

◎揚水樋門

・残留沈下量が10cm未満の場合

　　キャンバー盛土＝計上しない

・残留沈下量が10cm以上50cm未満の場合

　　キャンバー盛土＝即時沈下量

　　5㎝単位切捨

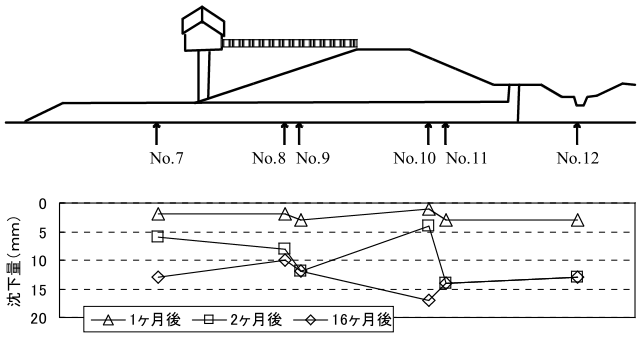
キャンバー量は、以上の諸条件および沈下速度や函体長などを考慮して決定するが、その最大値は概ね20cm以下である。ただし、平成12年度までに施工された樋門にはキャンバー量が20cm以上の場合もある。

3．調査内容

3．1　調査対象樋門

平成11年度以降、北海道開発局で施工した柔構造樋門・樋管について工事に関する調査・設計・施工および観測データを収集し、予測値と実測値を比較した。

比較の対象とした樋門・樋管は、室蘭１箇所、帯広４箇所、函館２箇所、石狩川29箇所、網走１箇所、小樽２箇所の計39箇所である。これらのデータについて、樋門・樋管に関する項目の整理を行うとともに、基礎地盤、堤体の土質を整理した。



図－３　樋門沈下量の実測例

3．2　樋門の沈下・変位量

樋門・樋管設置後の即時沈下、側方変位、残留沈下量について予測手法と予測値を整理しまとめた。さらに、計算の結果より決定された柔構造樋門について、施工後の動態観測結果をまとめて予測値と比較し、予測値と実測値が合致しない要因をまとめた。

樋門の実測沈下量として、函体に打ち込まれた鋲の沈下量を測定した。**図－３**に実測値の例として、ある樋門の沈下量を示すが、この樋門での沈下量は、No.10地点で最も沈下量が大きく17mm であったのでこれをこの樋門の沈下量とした。

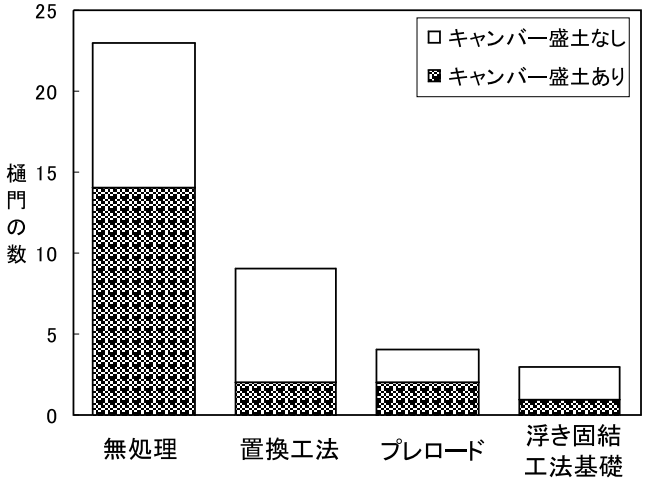
4．結果と考察

4．1　樋門の基礎形式と軟弱地盤対策工

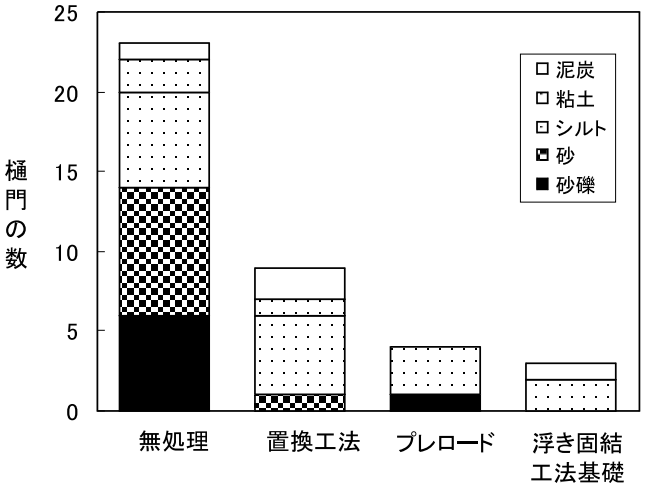
調査した39箇所の樋門の軟弱地盤対策とキャンバー盛土の有無を**図－４**に示す。北海道開発局が平成11年度以降実施してきた基礎形式は、浮き直接基礎、浮き固化改良体基礎であり、浮き杭基礎は調査した中では施工実績はなかった。浮き直接基礎では、置換、プレロードの軟弱地盤対策を実施しており、浮き固化改良体基礎では浮き固結工法基礎であり、軟弱地盤対策としては3種類のみであった。無処理では、キャンバー盛土を実施している場合が多く、置換、プレロード、固結などの軟弱地盤対策箇所でもキャンバー盛土を実施している場合がある。

4．2　基礎地盤の土質と軟弱地盤対策工

樋門の基礎形式と基礎地盤の土質の関係を**図－５**に示す。砂礫や砂など圧縮性の低い土質が基礎地盤である場合は軟弱地盤対策工は行わない（無処理）ことが



図－４　樋門の軟弱地盤対策とキャンバー盛土



図－５　樋門の基礎形式と基礎地盤の土質

多く、シルト、粘土、泥炭など圧縮性の高い材料の場合には、プレロード、置換、固結工法など対策を実施する傾向にある。

４．３　樋門の変位予測

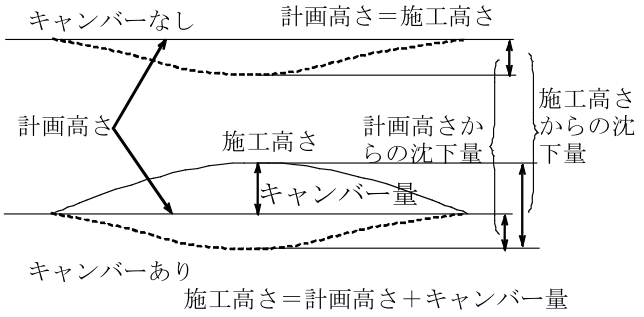
樋門の変位には、即時沈下量、圧密沈下量、側方変位量がある。調査を実施した樋門の即時沈下量の予測は、FEM 解析で計算されるケースが多い。圧密沈下量の計算は、圧密沈下解析、または圧密沈下解析と現況盛土の沈下挙動から推定する場合がある。残留沈下量は即時沈下量と圧密沈下量の合計とする場合が多く、沈下量による測定結果から推定する場合もある。

４．４　樋門基礎形式と実測沈下量

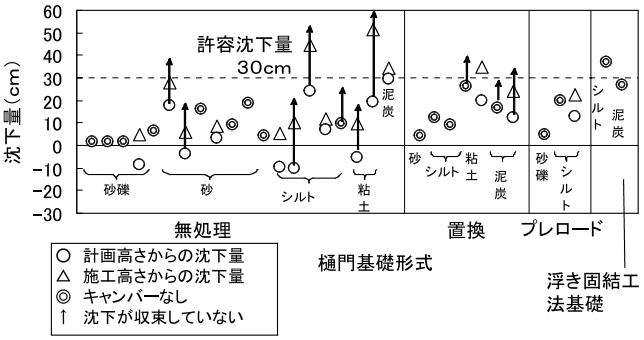
図－６に施工高さ､計画高さと沈下量の関係を示す。**図－２**に示したように予測される残留沈下量に応じてキャンバー盛土が設置される。計画高さにキャンバー量を上げ越した高さが施工高さとなる。キャンバー盛土を設置した場合、計画高さからの沈下量が許容値以下であればよい。

図－７は、樋門の基礎形式と実測沈下量を示したものである。浮き固結工法基礎の１箇所を除き、調査した樋門は、計画高さからの沈下量が許容値を下回っていることが確認できた。キャンバー盛土は、砂礫や砂など圧縮性の低い土質が基礎地盤である場合は設置しない傾向にあり、シルト、粘土、泥炭など圧縮性の高い土質が基礎地盤の場合は設置する傾向にある。

施工高さからの沈下量が30㎝を超えている樋門は、シルト、粘土、泥炭など圧縮性の高い材料であるが、キャンバー盛土を設置しているため、計画高さからの



図－６　施工高さと計画高さ



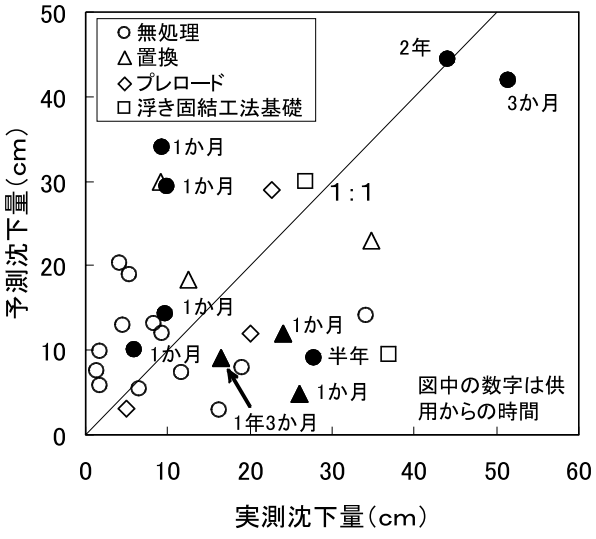
図－７　樋門基礎形式と沈下量

沈下量は許容値の範囲内にあった。このことから、石狩川開発建設部の設定しているキャンバー量はある程度適切であるといえる。

しかし、北海道では、泥炭性軟弱地盤が河川周辺に多く分布しており、泥炭は長期の圧密沈下が大きいとされている[2)]。このため、現時点で許容値内である樋門のうち、泥炭性軟弱地盤上にある樋門で許容値の30㎝に近い沈下量を示す場合には、長期の圧密沈下により許容値を超える残留沈下が発生する可能性があると考えられることから注意が必要であり、継続的な観測が必要である。

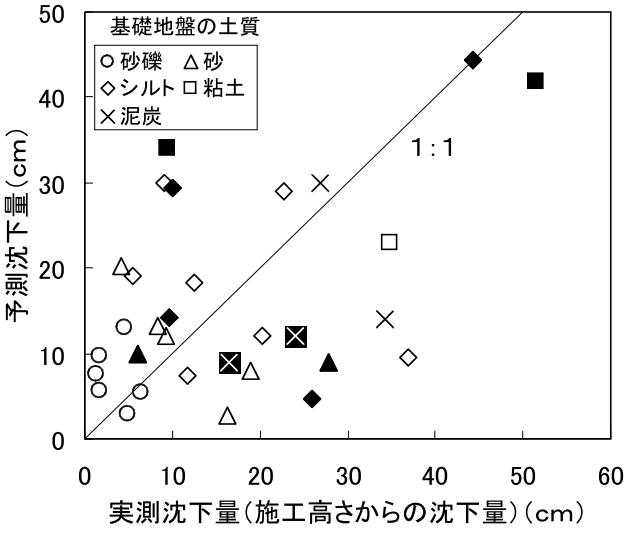
図中、沈下量がマイナスを示すものは、キャンバー盛土を設置したが予測した沈下量が発生しなかったため計画高さよりも上に函体があるという事例である。樋門供用後間もない時には、函体中央付近の沈下が不足し樋門の疎通能力を失うおそれがある。

今回の調査では、沈下不足である樋門は無処理地盤にあり、また沈下不足量も10㎝以下なので樋門の疎通能力に大きな影響を与えないと考えられる。なお、計画高さよりも上に函体がある５箇所の樋門のうち沈下が収束していない３箇所は、供用から１か月程度しか経過していない樋門であることから、今後の沈下により計画高さに近づくものと考えられる。



黒塗り：沈下が収束していない
白抜き：沈下がほぼ収束

図－８　対策工法の違いによる実測沈下量と予測沈下量との関係



黒塗り：沈下が収束していない
白抜き：沈下がほぼ収束

図－９　基礎地盤の土質の違いによる実測沈下量と予測沈下量との関係

置換、プレロード、浮き固結工法基礎など、軟弱地盤対策している樋門はキャンバー盛土を設置していない場合が多い。しかし、シルト、粘土、泥炭などの軟弱地盤では、実測沈下量が許容値に近かったり、沈下が許容値を上回っている樋門があることから、軟弱地盤対策を行っていてもキャンバー盛土を併用することが望ましい場合もある。

４．５　変位の実測値と予測値

図－８は、実測沈下量と軟弱地盤対策後の予測沈下量の関係を軟弱地盤対策工法ごとに示したものである。予測では沈下が10cm以下と計算された場合でも35cm程度の沈下があったり、20cm程度の沈下が予測されてもほとんど沈下が観測されない樋門もあった。

図－８には、沈下の進行の有無も記載した。沈下が収束していない樋門は10箇所あり、そのうちの４箇所は予測沈下量よりも実測沈下量が少ない。これら４箇所の樋門は施工後まだ、１か月しか経過しておらず、今後の時間経過により、予測値に近づいていくと考えられる。

沈下が収束していない樋門で実測の沈下量が予測沈下量よりも大きな６樋門のうち３樋門は置換対策を実施した樋門である。これらの樋門は、供用からまだ１か月程度しか経過していないものがあり今後さらに沈下し、予測沈下量の２倍以上の沈下量となると考えられる。また、置換対策で沈下がほぼ収束した樋門のひとつは、予測沈下量の1/3の量しか実際には沈下していない。６箇所実施した置換対策のうち４箇所が実測沈下量と予測沈下量とが1/3～２倍の開きがあり、置換対策後の沈下の予測は難しい。

浮き固結工法基礎を実施した樋門は２箇所あり、いずれも沈下量が大きい。このうち１箇所は予測沈下量と実測沈下量がほぼ等しいが、１箇所は実測沈下量が予測沈下量の約４倍であり、実測沈下量と予測沈下量が一致していない。この実測沈下量が予測沈下量を上回っている樋門の沈下はほぼ収束しているもののすでに計画高さからの沈下量は許容値を超えており、疎通性が確保できなくなる可能性がある。

また、データ数が３点と少ないが、プレロード工法では､予測沈下量と実測沈下量が比較的一致している。

置換、浮き固結工法などの比較的大がかりな対策を実施しても、予測沈下量と実測沈下量が30cm程度の差がある場合もある。柔支持基礎は比較的表面の改良であることから、軟弱地盤が厚い場合には沈下の予測が難しいので、沈下予測式の適用にあたり経験値の導入など検討が必要である。

次に予測と実測の沈下量を基礎地盤の土質に着目して比較した（**図－９**）。土質ごとに見ると砂礫ではいずれの対策でも実測沈下量が少なく沈下が収束しており、砂礫地盤の場合は予測沈下量と実測沈下量がほぼ一致していると言える。他の土質の砂、シルト、粘土、泥炭では、予測沈下量と実測沈下量のばらつきが大きい。

数としては少ないが、砂地盤であっても無処理の場

合には実測沈下量と予測沈下量とが大きく異なり供用後半年経過しても沈下が収束していない場合があった。シルト地盤の場合は、浮き固結工法でも実測沈下量と予測沈下量の差が大きい場合があった。泥炭地盤の場合は実測沈下量が大きく無処理や置換対策では実測沈下量と予測沈下量との差が比較的大きい。

図－８、図－９から、軟弱地盤対策としてプレロードを実施した場合や砂礫地盤では、実測沈下量と予測沈下量が一致しやすいといえる。置換、浮き固結工法で、シルト、粘土、泥炭などの圧縮性の高い地盤の場合は、実測沈下量と予測沈下量との差が大きいといえる。

含水比が200％以下で粘土分の多い泥炭については、地盤の沈下量を道路土工指針にしたがい求める。これ以外の泥炭については、室内試験の結果を整理した沈下予測式[3)]が提案され、含水比、圧密荷重から沈下量を求めることができる。北海道内で施工される泥炭性軟弱地盤上への道路盛土では、この沈下量をもとにして対策工が検討されている。この予測式は、泥炭地盤に施工される樋門の沈下予測にも適用できると考えられることから、その適用について検討する必要があると考える。

４．６　軟弱層厚と実測沈下量

図－10は、浮き直接基礎（無処理）の場合について、樋門の基礎地盤の軟弱層の厚さと実測沈下量の関係を示したものである。ここでは、Ｎ値10以下の地盤を軟弱層とした。基礎地盤が軟弱な層とは見なせない砂礫や砂で、５～20㎝程度の沈下量が発生する場合もあった。これらの樋門の基礎地盤の下に粘土などの軟弱な地盤が堆積している場合もあり、この土質が沈下している可能性もある。

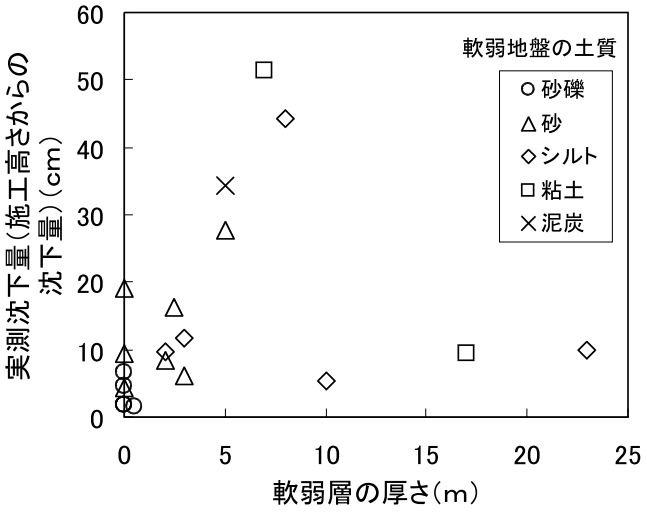
圧縮性の高いとされるシルト、粘土の中には軟弱層が10m 以上堆積していても10㎝程度しか沈下しない樋門があるが、全体の傾向として軟弱層厚が大きいと沈下量も大きくなる傾向にある。

４．７　基礎地盤土質と築堤盛土土質

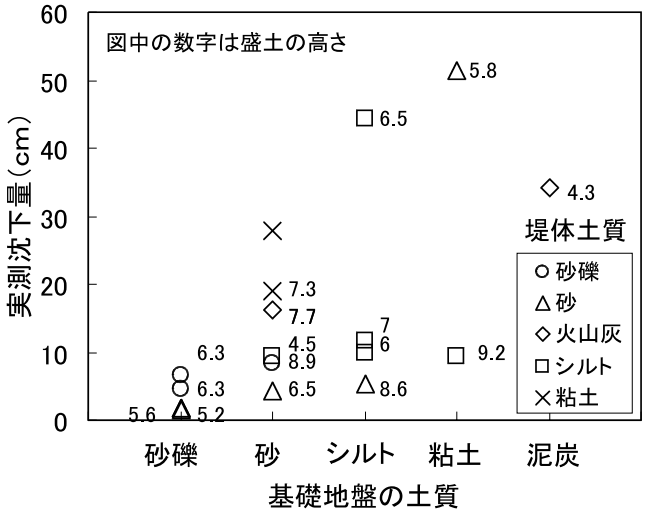
基礎地盤の土質が同じであれば、樋門の上の盛土荷重が大きいと沈下が大きく、盛土荷重が小さいと沈下は小さい。盛土荷重は盛土の高さと堤体の土質によって異なり、盛土の土質が同じであれば盛土が高いほど盛土荷重が大きく、同じ盛土高であれば、単位体積重量の大きな土質であるほど大きい。また、盛土荷重が同じであれば、圧縮性の高い基礎地盤ほど沈下量が大きい。樋門構造物周辺の空洞の調査[4)]では、基礎地盤および堤体土質と沈下量にある程度の関係があった。すなわち、基礎地盤が粘土や泥炭などの圧縮性の大きな土質の上に砂や砂礫などの単位体積重量が大きな材料を堤体とした場合に沈下量が大きかった。

そこで、堤体や基礎地盤の土質と沈下量の関係を求めた。**図－11**は、浮き直接基礎（無処理）の場合について、基礎地盤の土質と実測沈下量の関係を堤体の土質ごとに示したものである。図には樋門の上の盛土の高さも示している。

基礎地盤が砂礫の場合は堤体土質にかかわらず沈下量が小さい。砂地盤では同じような盛土高さの粘土、砂礫の堤体で、砂礫の堤体の方が沈下量は小さかった。また、シルトの堤体を比較すると、基礎地盤が圧縮性の高い粘土でも圧縮性の低い砂でもほとんど同じ沈下



図－10　地盤の厚さと沈下の実測値



図－11　基礎地盤土質と築堤盛土土質

量であった。本調査を実施した樋門の上の盛土の高さは４～９ｍであったが、この範囲では、堤体土質、盛土の高さ、基礎地盤土質と沈下量には明確な関係はみられなかった。

５．まとめ

これまでの検討結果をまとめると次のことがいえる。

①北海道の柔構造樋門の基礎形式は、浮き直接基礎が多く採用され、中でも無処理でキャンバー盛土により、沈下の対策を実施することが多い。

②樋門設置時のキャンバー量は、石狩川開発建設部の設定している方法が適切である。軟弱地盤対策をした場合でもシルト、粘土、泥炭など圧縮性の高い材料が基礎地盤の場合はキャンバー盛土の設置が必要となることもある。

③軟弱地盤対策としてプレロードを実施した場合や砂礫地盤では、実測沈下量と予測沈下量が一致しやすい。置換、浮き固結工法でも、シルト、粘土、泥炭など圧縮性の高い地盤の場合は、実測沈下量と予測沈下量との差が大きい。

６．おわりに

柔支持基礎の樋門は現時点では、沈下量はほぼ許容値内にあり、大きな問題はない。しかし、今後時間の経過とともに圧密沈下が進む場合もあるので、地盤の種類によっては、動態観測の継続や定期的な観測が必要であると考える。また、今後機会があれば、他で提案されている沈下の予測式について検討したいと考える。

最後になりましたが、今回の検討に対して樋門・樋管に関する資料を提供していただきました北海道開発局各開発建設部の関係者のみなさまに対し、心から感謝を表します。

参考文献

１）国土開発技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き、山海堂、pp.3 ～ pp.42、2000.7

２）北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、p.7、2002.3

３）能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、開発土木研究所月報 No.460、pp.37 ～ pp.41、1991.9

４）佐藤厚子、西本聡：樋門構造物周辺の空洞の調査、北海道開発土木研究所月報 No.604、pp.15 ～ pp.21、2003.9

佐藤　厚子 *
Atsuko SATO

北海道開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
主任研究員
技術士（建設・総合）

西本　　聡 **
Satoshi NISHIMOTO

北海道開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
室長
技術士（建設・総合）