

# 仮締切の浸透力による不安定化要因の有限要素法解析

豊橋技術科学大学  
豊橋技術科学大学

○ 国際会員 三浦 均也  
正会員 森政 信吾

## 1. はじめに

本報告では、橋梁基礎を河川中に建設する際に仮設した鋼矢板による締切（仮締切）内において発生した、地盤のボイリング破壊現象の事例を紹介し、有限要素法による浸透流解析に基づいた検討結果を報告する。本研究の端緒となった第一新川橋（北海道札幌市）下部工 P1 橋脚基礎工事<sup>1)</sup>では、「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」<sup>2)</sup>に基づいて仮締切の設計を行い、ボイリングに対する安全率を 1.5 以上確保していたが、それにも関わらずボイリングが発生した。このような状況においてボイリングの原因がどこにあるのかを有限要素法を用いて総合的に解析を行った。また、このようなボイリングの発生を防止するにはどのようにすべきかを考察している。

設定した種々の条件について解析を行い、浸透力およびボイリングに対する安全率の比較を行った結果、矢板の根入れ深さに加えて仮締切の平面的な形状、掘削面の広さ、不透水層の位置、透水係数の異方性などによって浸透力は大きく変化することが分かり、仮締切の形状や寸法によっては指針に示されている簡易な算定法では十分に安全ではないことを明らかにすることができた。道内を中心に収集した 16 例の橋梁基礎の仮締切工についてケーススタディーを行ったところ、これまでにボイリングによる事故が報告されていないケースでもかなり危険な状態で施工されていた事例が多くあることも明らかになった。

本報告では、まず第一新川橋の事故例を紹介するとともに、その解析結果を示すことによって、浸透力の影響を過小に算定したことがボイリング発生の第一の原因であったことを説明する。次に、パラメトリックスタディーやケーススタディーの結果から、浸透力を算定する際に考慮しなければならない条件およびボイリングを防止するための方策について提案を行う。

## 2. 第一新川橋基礎工事におけるボイリングの発生事例

第一新川橋は一般国道 337 号線（道央新道）の橋長 118.2m の 3 径間連続鋼床版桁橋で、すでに完成して供用していた下流側 2 車線橋梁と平行に、旧橋を取り壊した後に建設した。1990 年 7 月、図-1 に示す P1 橋脚で施工中にボイリングが発生した。その後、P1 橋脚では薬液注入による地盤改良を行って工事を続行し、また、P2 橋脚（P1 橋脚と対岸の間；図示していない）では矢板根入れ長の増大、鋼管杭の水中打設などの対策を行って施工した<sup>1)</sup>。

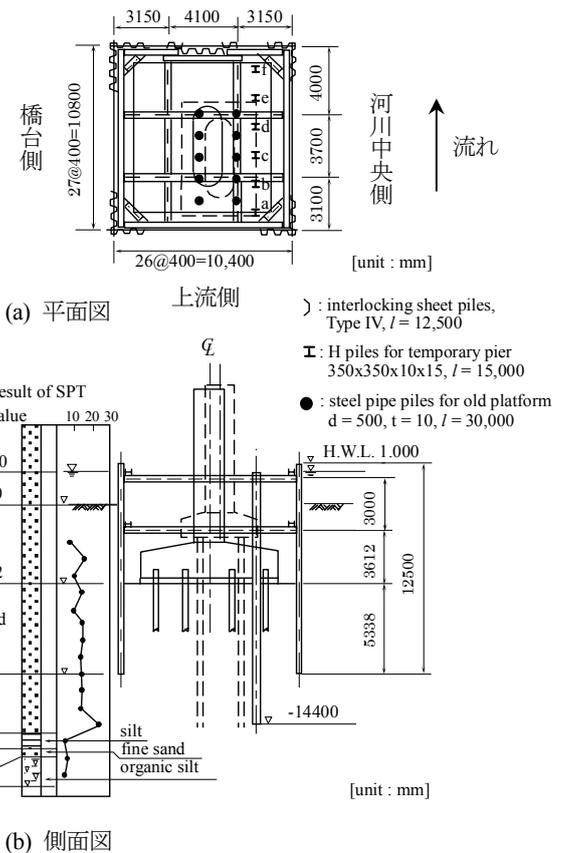


図-1 第一新川橋 P1 橋梁

**2.1. ボイリングの発生状況** 鋼矢板仮締切完成後、ドライ状態で旧橋の解体、旧基礎杭切断、床付面の掘削を終了し、さらに、杭式栈台のH鋼杭をバイブロハンマーで打設した(写真-1)。杭6本打設完了時(夕方)には図-1(a)に示すa, cの2本の杭周辺から若干の湧水と微量の砂の堆積が見られた。翌朝には変化がなかったものの、栈台杭打設後18時間を経過した午前11時頃にc杭周辺から約1mの直径で水が噴き出し、約5分で外水位と同水位まで仮締切内部が水没した。写真-2から分かるように、この時の水位は設計で想定した高水位に近い状態であった。ボイリング発生時には、仮締切外側で河床から埋木が飛び出し、仮締切内には鋼矢板先端を土砂とともに流入した魚が数匹発見された。被圧水によるボイリングの例が北海道内でもいくつか報告されているが(例えば職場ら<sup>3)</sup>)、ここでは事故前後の地質調査によっても被圧水は確認されなかった。



写真-1 仮締切の建設状況



写真-2 ボイリング後の仮締切の状況

**2.2. 仮締切内外の状態** 仮締切の損傷は下流河川中央側の隅角部がもっとも激しく、そこでは鋼矢板が5cmほど沈下し、近くの栈台杭が手でも動く程地盤が緩んでいた。また、鋼矢板、腹起こし、切梁には構造的な異常はなかったものの、揚水時には矢板の継目から漏水が多発した。(写真-3)。ボイリングの再発を心配したが、70~80cm堆積した噴出土の押さえ効果によって事故後に行った揚水時には過剰な湧水は見られなかった(写真-4)。床付面の攪乱状況は、バイブロハンマーにH杭を吊り下げて、その自重による貫入量を数箇所測定することで探査した。図-2(a)に示すように、ボイリング発生以前は30~50cmであった床付面以下の貫入量は部分的に70cm~2mに及んだ。仮締切外側の地盤変状を測量で調べた結果(図-2(b))、河川中央・下流側では、土砂の仮締切内部への流入によって河床面から最大2m程度陥没したが、一方、上流側および橋台側では大きな変化は見られなかった。



写真-3 矢板からの漏水状況

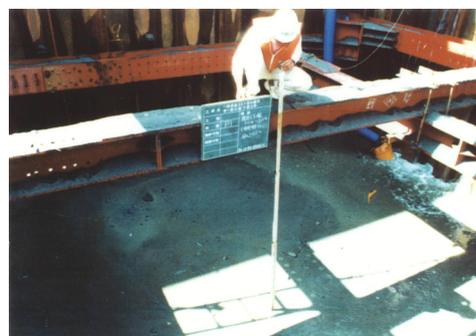
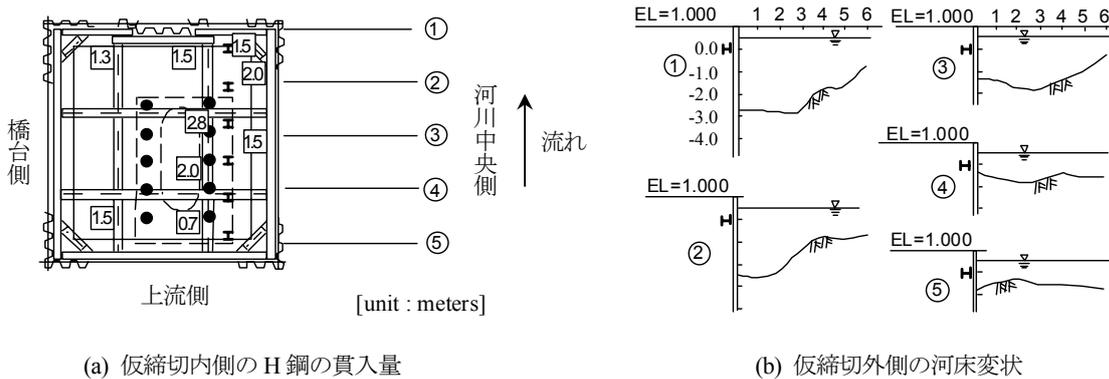


写真-4 仮締切内の地盤状況



□: Value of depth of penetration of pile due to self weight of vibro-hammer and H-pile  
 H: Location of H-pile

図-2 仮締切の内側と外側の状況

### 3. ボイリングに対する安全性の検討

ボイリングに対する安全率の算定方法には, Terzaghi and Peck<sup>4)</sup>と Taylor<sup>5)</sup>が示した2つの方法がある。第一の方法は図-3に示すように、矢板近傍（内側根入れ長の半分）における土塊の水中重量と浸透力のバランスより安全率  $F_{sa}$  を定義している。

$$F_{sa} = \gamma'V / \bar{h}A \quad (1)$$

ここで、地盤の水中単位体積重量を、土塊の体積と水平断面積を  $V$  と  $A$ 、土塊底面（矢板下端を通る水平面上）の平均ポテンシャルを  $\bar{h}$  としている。ここでは、矢板から  $(d-d')/2$  だけ内側の鉛直面で囲まれる土塊を対象としている。「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物指針」では、ポテンシャル分布を正確に求めるための作業を省略し、その平均値を簡単に内外の水頭差の半分 ( $\bar{h} = H/2$ ) で与え、安全率を 1.5 以上としている。第二の方法は限界動水勾配  $i_c$  と地表面最大動水勾配  $i_{max}$  の比によって局所的な安全率を定義するものである。

$$F_{sb} = i_c / i_{max} = (\gamma' / \gamma_w) / i_{max} \quad (2)$$

通常  $i_c$  は土の水中単位体積重量と水の単位体積重量の比 ( $\gamma' / \gamma_w$ ) として計算できる。

以下では、解析では地盤を均質な多孔質体で近似し、Darcy の法則から導かれる定常状態の支配方程式を有限要素法によって離散化して数値的に解くことによって、ポテンシャルの分布を求めている。このような計算過程を2次元平面条件、2次元軸対称条件、3次元条件で実行することによって、ポテンシャルの分布から浸透力を算定し、ボイリングに対する安定性を評価している。プログラムの詳細等については参考文献<sup>6)</sup>に示している。3次元条件では矩形形状の仮締切をそのまま解析できるが、2次元平面条件と2次元軸対称条件では仮締切をそれぞれ帯状と円形に近似している。安全率の対象となる土塊の範囲と最大上向き動水勾配  $i_{max}$  が得られる位置は図-4に示す通りである。

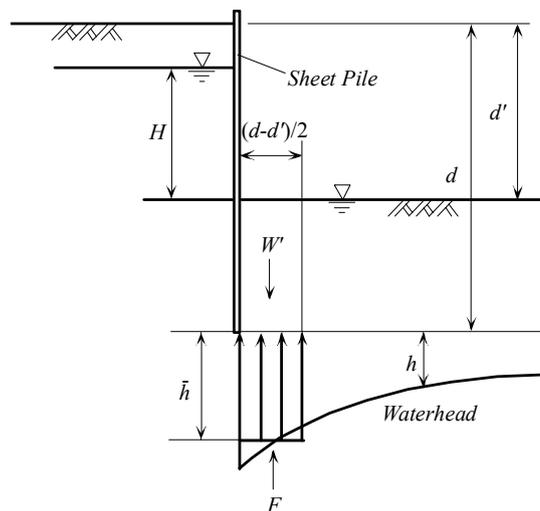


図-3 ボイリングに対する浸透流の評価方法

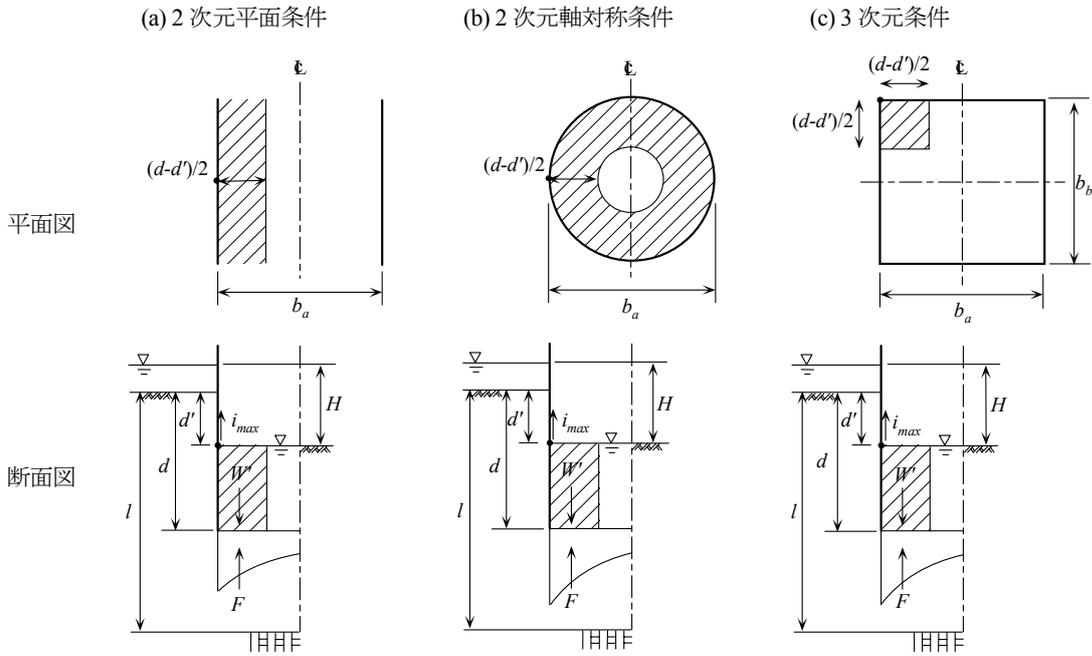


図-4 ボイリングに対する安全率の算定方法

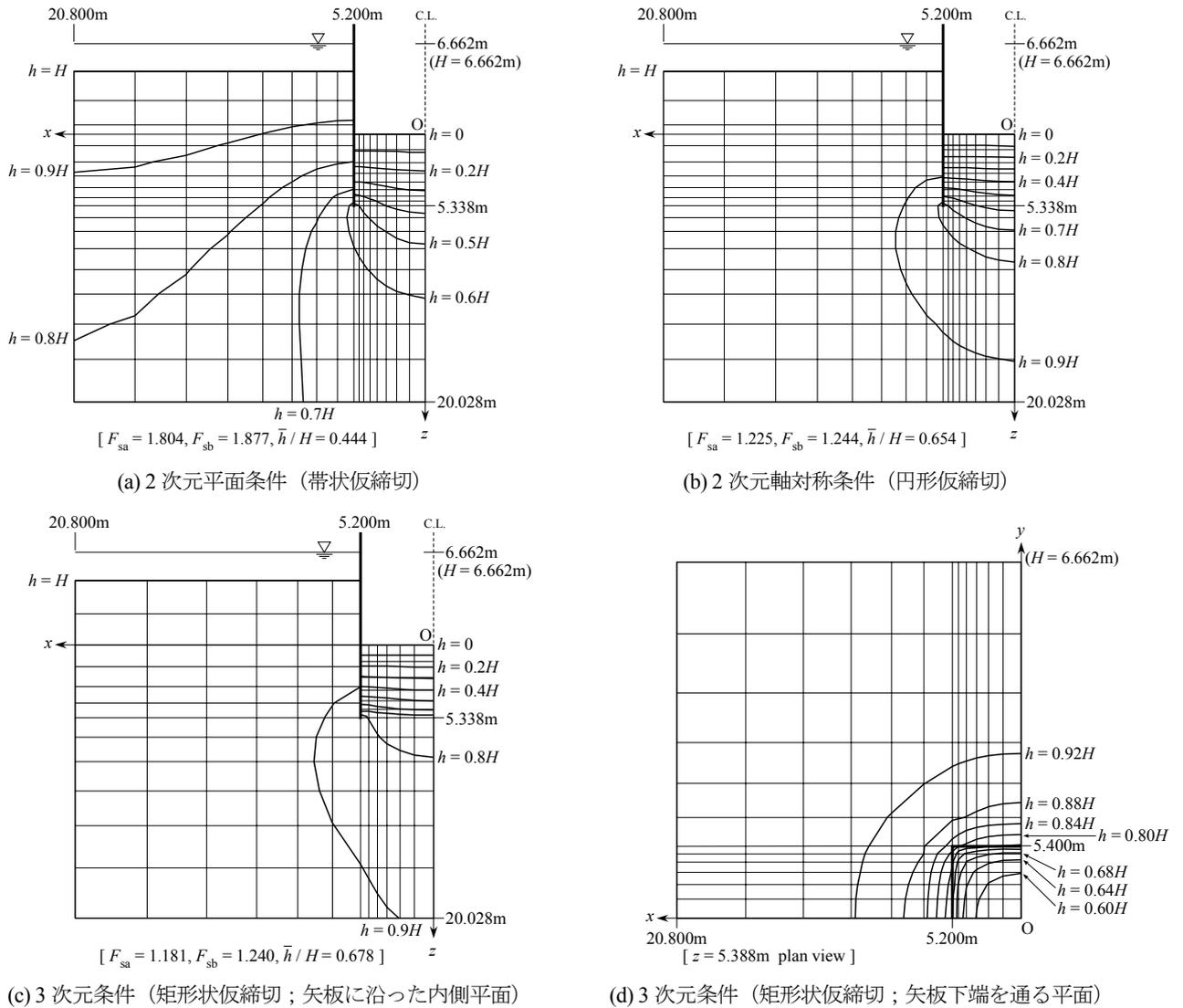


図-5 有限要素法によって得た第一新川橋P1 橋脚仮縮切におけるポテンシャルの分布

**3.1. 第一新川橋についての事例解析** 仮締切の形状は図-1(a, b)に示すようで、設計時に設定されている水中単位体積重量 $\gamma = 9.80\text{kN/m}^3$ を用い、内外の水頭差を $H = 6.66\text{m}$ とし、シルト層を不透水層として設定した。図-5に有限要素解析によって得られたポテンシャルの分布を10等分割した等ポテンシャル線で示し、それぞれの条件で得られた安全率も示している。指針<sup>2)</sup>の方法では安全率 $F_{sd} = 1.603$ を確保しているが、2次元軸対称条件での円形近似や3次元解析での矩形近似の場合には安全率がその3分の2程度まで減少している。図-5(a, b, c)の比較から明らかのように、2次元平面条件の場合に比較すると、2次元軸対称条件と3次元条件におけるポテンシャル線の密度は仮締切の内側で密になり、上向きの動水勾配および浸透力が大きくなる傾向が明らかである。また、図-5(d)に示した矩形近似の場合には、仮締切の隅角部でポテンシャルが大きくなっている。このような3次元効果による浸透力の増大については、宇野ら<sup>7)</sup>や西垣ら<sup>8)</sup>も指摘している。

表-1 パラメトリックスタディーの条件と結果

基本条件：

(断面形状)：掘削幅;  $b_a = b_b = 6\text{m}$ , 矢板の根入れ長;  $d = 12\text{m}$ , 掘削深さ;  $d' = 6\text{m}$ , 不透水層の深さ;  $l = 18\text{m}$ , 水頭差;  $H = 8\text{m}$   
 (地質特性)： $k_H = k_V = 1.0 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$ ,  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho' = 1000 \text{ kg/m}^3$

解析ケース	解析条件	指針 $F_{sd} [\bar{h}/H]$	備 考
Case1	基本条件	1.50 [0.5]	
Case 2	$d' = 7\text{m}$ , $l = 11\text{m}$ , $H = 9\text{m}$	1.11 [0.5]	掘削深さが深い
Case 3	$b_a = 4\text{m}$ , $b_b = 4\text{m}$	1.50 [0.5]	掘削面が狭い
Case 4	$l = 24\text{m}$	1.50 [0.5]	不透水層が深い
Case 5	$d = 11\text{m}$	1.25 [0.5]	矢板の設置深さが浅い
Case 6	$k_H = 4k_V$	1.50 [0.5]	透水係数が異方的
Case 7	$a_a = a_b = 5\text{m}$	—————	フーチング設置後

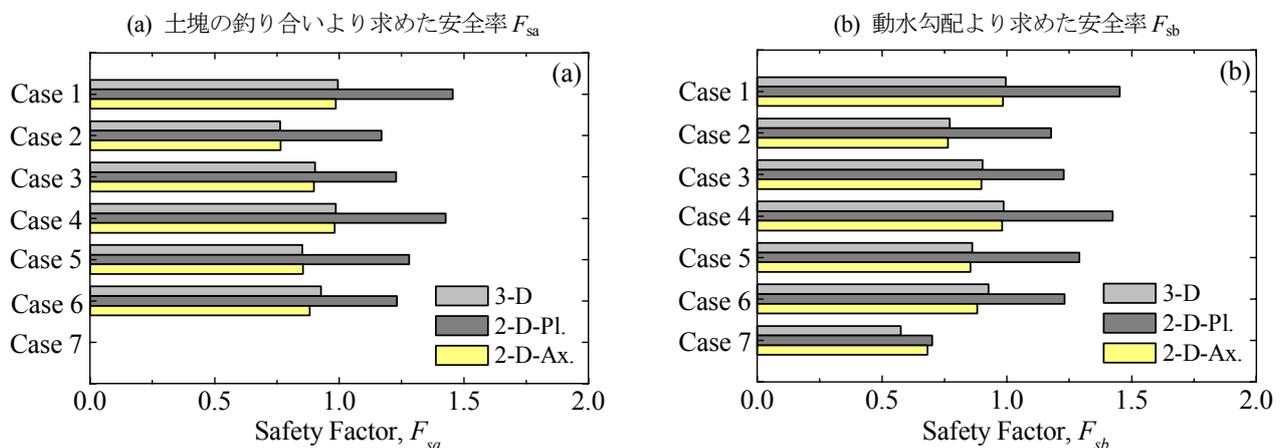
**3.2. パラメトリックスタディーによる浸透力に関する影響要因の検討** ここでは、浸透力に影響を与える要因を明らかにするために種々のケースを想定し、パラメトリックに検討する。西垣ら<sup>8)</sup>も類似の観点から検討しているが、ここでは範囲を広げ、指針の手法によって安全率が1.5となる表-1に示す基本条件(Case1)を中心に合計7ケースのそれぞれについて、2次元平面条件(帯状)、2次元軸対称条件(円形)、3次元条件(正方形)で解析している。解析結果を図-6にまとめている。

Case2では掘削深さを大きく、Case3では矢板の根入れを短く設定した。両者とも内側での矢板の根入れ長( $d - d'$ )が小さくなり、またCase2では内外の水頭差も大きくなるので、これらの直接的な影響によって安全率はかなり低下している。Case4は不透水層の位置を下げている例である。鋼矢板が不透水層に達していれば遮水されるので安全率は大幅に改善されるが、この設定のように不透水層に達していない場合には、不透水層の位置が変動しても安全率はそれほど変化しないことが分かる。Case5では掘削面の寸法を3分の2に縮小しているが、このことによって仮締切内側に浸透流がより集中するため安全率はやはり低下する。実際には矢板壁面と内側土塊との間の摩擦は寸法が小さいほど安定側に作用するが、水理学的には小規模な仮締切の方がより危険であることを示唆している。

一方、実際の地盤の透水係数は必ずしも等方的でなく、水平方向が大きい傾向にあることはよく知られている(例えば Terzaghi and Peck<sup>9)</sup>や古川ら<sup>10)</sup>)。この影響を明らかにするために水平方向の透水係数を鉛直方向の4倍に設定したCase6では、透水係数が等方的なCase1に比べて安全率が15%程度減少している。地盤が均質で透水係数が等

方的な場合には、透水係数の値は仮締切内の湧水量を直接的に変化させるが、浸透力には影響しない。しかし、Case6のように透水係数が異方的で水平方向に透水性が良い場合には、浸透力が増大し安全率が低下してしまう。したがって、暗黙のうちに透水係数の等方性を仮定して浸透力を算定する場合には安全率を過大に算定し、結果的に危険側の評価をしてしまう可能性がある。Case7はフーチングを設置した状態での解析を行った例である。この場合にはフーチングの重量がボーリングを抑制する方向に作用するので、安全率の算定は掘削面での上向き動水勾配により評価した結果のみを図-6(b)に示している。田中ら<sup>11)</sup>が実例を示し2次元解析に基づいて指摘しているように、フーチングと矢板との狭い範囲に動水勾配がより集中するため、安全率は大きく減少する傾向が得られている(後出の表-2も事例を示している)。3次元条件と軸対称条件ではフーチングと矢板の間の形状が異なるため、隅角部の存在する3次元条件(矩形仮締切)の方が、明らかに軸対称条件よりも安全率が小さくなっている。

Case7を除くすべてのケースにおいて、解析条件によって安全率が大幅に変化していることが明らかである。すなわち、解析条件としては最も単純な2次元平面条件で仮締切を帯状と近似した場合には、3次元解析と比較して安全率がおおよそ1.5倍になると言える。また、2次元軸対称条件で仮締切を内接円に近似した場合の安全率は3次元での安全率とおおよそ等しいというのは興味深い。



※2-D-Plは2次元平面条件, 2-D-Axは2次元軸対称, 3-Dは3次元条件に対応

図-6 パラメトリックスタディーで得られた安全率

このように、ここで検討したすべてのケースにおいて、解析条件(すなわち平面形状の影響)が大きいことが明らかである。平面形状の影響を定量的に明らかにするために、先に説明した2通りの安全率計算方法に対応させ、浸透力と動水勾配の値を正方形のもので正規化したものを形状係数として以下のように定義した。

$$N_{sa} = \frac{(h_a/d_i)_{\text{rectangular}}}{(h_a/d_i)_{\text{square}}} = \left( 0.88 + \frac{1}{2(1+b_a/b_b)^2} \right) \quad (3)$$

$$N_{sb} = \frac{(i_{\max})_{\text{rectangular}}}{(i_{\max})_{\text{square}}} = \left( 0.84 + \frac{1}{(2+4.2 \cdot b_a/b_b)} \right) \quad (4)$$

このパラメータを用いて、平面形状を、正方形を基準として長方形の短辺と長辺の比  $b_a/b_b$  を12までの範囲で細かく変化させて計算した結果を図-7に示している。

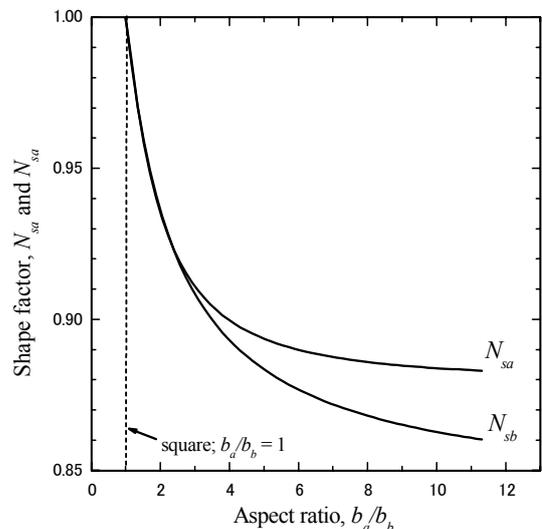


図-7 仮締切の安定性に及ぼす平面形状の影響

式(3)と(4)には結果を統計的に近似した式を示しているが、平面形状が細長くなると浸透力の影響は減少してくるが、少なくとも10%程度は減少することが分かる。しかしこの値は、図-6に示したような2次元解析で対象とする帯状の場合との差は依然として大きく、隅角部を有するだけで安全率は20%程度低下することを覚えておく必要がある。

**3.3. ケーススタディー** 表-2には、文献調査により明らかになったボイリングの事故例と、道内で行われた橋梁基礎工事の仮締切工の例を解析結果とともに示している。それぞれの寸法や施工状況の詳細は紙幅の関係で省略するが、参考文献<sup>6)</sup>には取りまとめて示している。

第一新川橋を含む事例1,2,3はほぼ同様な状況にあって、施工中にボイリングが発生した事例である。これらに共通して、指針の方法で安全率が1.5以上確保されているが、3次元解析の結果では安全率が1.2を下回っている。第一新川橋では実際に測定することが難しかったために、水中単位体積重量を単純に $\gamma = 9.8\text{kN/m}^3 (= \gamma_w)$ と設定しているが、この地域での地盤特性から推定するとこの値は過大であり、実際の安全率は更に小さかったと考えられる。事例4,5,6は何らかの原因で、局部的に矢板の根入れを十分に確保できなかったためにボイリングが発生した例である。中でも事例6では、フーチング作成までを水中施工に切り換えたが、フーチングを建設した後の揚水時にボイリングが発生した。ここに挙げている以外にも、多くの現場が同様な状況で設計・施工されている。

表-2 ケーススタディーでの検討結果

事例番号	名称	$\bar{\gamma}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	安全率			備考 (設計・施工時の特記情報)	
			FEM (3-D)		指針 $F_s(s)$		
			$F_s(pf)$	$F_s(hg)$			
1	*+	第一新川橋	9.80	1.181	1.240	1.603	
2	*+	A 橋梁	7.84	1.134	1.180	1.594	
3	*+	B 橋梁	8.82	1.085	1.113	1.543	参考文献 <sup>12)</sup> 参照
4	*+	C 橋梁	(9.80)	0.873	1.008	1.200	根入れ不十分, 原因は不明
5	*	D 橋梁	(9.80)	0.984	1.084	1.237	転石により一部で根入れ不十分 (施工時)
5'		〃	(9.80)	1.623	1.727	2.151	事例5を設計時での寸法によって解析
6	*+	E 橋梁	(9.80)	0.536	0.584	0.687	鋼矢板の根入れ不十分
6'	*	〃	(9.80)	—	0.527	—	フーチング建設時, ボイリング発生

\* ボイリングを起こしたケース + ボイリングの計算によって根入れ長を決定したケース

#### 4. おわりに

橋脚基礎工事の仮設工において締切内でボイリングが発生した事例として第一新川橋を紹介し、有限要素法による浸透流解析を行った。また、ボイリングに対する安全率を低下させる要因を明らかにするためのパラメトリックスタディーと文献等で明らかになった事例についてのケーススタディーを行った。橋梁基礎仮締切におけるボイリングの発生原因と防止するための考え方を取りまとめると以下のようである。

- 第一新川橋では、地盤の水中単位体積重量を地盤調査による裏付無しに単純に $\gamma = \gamma_w = 9.8\text{kN/m}^3$ と設定しているが、この値が過大であったと考えられる。安全率の算定における比例定数である水中単位体積重量は、安定性を左右する重要なパラメータであり、調査による裏付が十分でない場合には地盤の特性を考慮して控えめに、例えば $\gamma = 0.9\gamma_w$ あるいは思い切って $\gamma = 0.8\gamma_w$ として許されるであろう。河川中に仮締切を設置する場合、建設地点を直接調査することは一般的に困難であるが、河川周辺では局所的に変化している地質を把

握し、被圧水を確認するためにも、必要に応じて地質の調査を強化する必要があるだろう。

- 仮締切内の浸透流は3次元的な浸透流の影響が大きく、仮締切の形状を3次元的に評価して得られた安全率は2次元平面条件で得られる安全率の3分の2程度でしかないことが有限要素法による浸透流解析で分かった。また、仮締切が小規模なほど、また透水係数が異方的であるほど浸透力は大きく、安全率は低下する傾向がある。さらに、小高ら<sup>13)</sup>が報告している浸透流の下流側で地盤中に気泡が蓄積されて地盤が劣化するという現象も、ボーリングに対する危険性を高める要因として重要であろう。土工指針では安全率を1.5としているが、これらの効果を考慮するにはこの安全率でも充分ではないと考えるべきである。仮設構造物に対して精密だけれども複雑な3次元解析・評価を行うのは合理的ではないと思われるが、3次元解析に相当する結果が得られる仮締切に内接する円を用いた軸対称2次元有限要素法を実行するか、または、3次元効果を適切に評価できる簡易な安全率算定式を確立するなどして<sup>14)</sup>、浸透力を適切に考慮する必要がある。
- 浸透流解析では規模の小さい仮締切の方が危険であると評価されるが、実際には内部において土塊と矢板の間に発生する摩擦力が地盤を安定化させる方向に作用するはずである。しかし、第一新川橋のように仮締切内で旧橋脚の撤去や栈台杭の打設などの作業を行うと、地盤が緩み摩擦が解放される可能性がある。ボーリングを防止するためには、内部の地盤を乱すような振動を伴う作業をできるだけ避けること、さらに、水中でも可能な作業の場合には極力揚水をせずに水中で行う必要がある。

本研究では、有限要素解析を専ら浸透圧の分布を求めることだけに用いたが、今後は地盤の変形、仮締切と地盤の相互作用、浸透流によって発生する気泡の影響も考慮する方向で検討を進める予定である。

## 謝辞

本研究を実施する上では、橋梁基礎の設計資料収集に際して北海道開発局札幌開発建設部(当時)の福田氏に便宜をはかっていただいた。また、仮締切の設計法・施工法の実際については複数の方からお話を伺い、貴重な情報を得ることができた。これらの方々に謝意を表します。また、北海道開発局池田憲二氏には本研究を進める上で励ましをいただきました。これらの方々にも感謝致します。

## 参考文献

- 1) 今福守, 池田憲二, 大友忠幸(1991): “橋梁基礎工の仮締切り内安全施工に関する提案,” 第34回北海道開発局技術研究発表会, 橋梁部門, pp.175-180.
- 2) (社)日本道路協会: 道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 4-4-2 締切の設計, pp.240-242.
- 3) 蹴場一男, 村田克也, 切石堯(1990): “重要構造物近接箇所の被圧水対策,” 第33回北海道開発局技術研究発表会, 橋梁部門, pp.203-208.
- 4) Terzaghi, K. and Peck, P.B.(1967): “Soil Mechanics in Engineering Practice,” John Wiley and Sons, pp.170-173.
- 5) Taylor, D.W.(1948): “Fundamentals of Soil Mechanics,” John Wiley and Sons, Inc, pp.132-133.
- 6) 古川美典(1993): “橋梁基礎仮締切りのボーリングに対する安定性に関する研究,” 北海道大学大学院修士論文
- 7) 宇野尚雄, 東隆司(1989): “成層地盤の掘削部湧水の解析方法,” 土と基礎, Vol.37, No.5, pp.17-22.
- 8) 西垣誠, 梅田美彦, 上山一彦(1989): “地盤掘削におけるボーリング, パイピング現象の2,3の考察,” 土と基礎, Vol.37, No.6, pp.69-74.
- 9) Terzaghi, K. and Peck, P.B.(1967): “Soil Mechanics in Engineering Practice,” John Wiley and Sons, pp.46-58.
- 10) 古川美典, 井戸一友, 三浦均也, 今福守(1993): “砂質地盤の透水性の異方性についての室内実験,” 第28回土質工学研究発表会, pp.2225-2228.
- 11) 田中勉, 尾崎叔司(1993): “水替え掘削時に発生した橋台基礎地盤のパイピングに関する解析,” 土と基礎, Vol.41, No.6, pp.33-39.
- 12) 鈴木音彦(1990): “地下水による基礎工のトラブルと対策,” 基礎工, Vol.18, No.8, pp.2-10.
- 13) 小高猛司, 浅岡顕(1994): “砂質地盤の浸透過程での気泡の発生・発達現象,” 土木学会論文集 No.487/III-26, pp.129-138.
- 14) 三浦均也, 高治一彦, 古川美典, 今福守(1992): “橋梁下部仮締め切り工のボーリングに対する安全性解析,” 第27回土質工学研究発表会, pp.2005-2008.