

# 浅瀬石川ダムにおけるテキスタイルフォーム (布張り型枠) 工法の開発

## DEVELOPMENT OF "TEXTILE-FORM METHOD" IN ASEISHI-GAWA DAM

市川 慧\*・横田高良\*\*・堀家茂一\*\*\*・片山功三\*\*\*\*  
By Kei ICHIKAWA, Takayoshi YOKOTA, Shigekazu HORIYA  
and Kozo KATAYAMA

There is a big demand to develop innovative measures to improve the concrete durability, with increasing social interest in the durability of concrete structure.

"Textile-form method" described hereunder, has been developed with an aim to prevent air bubbles and blow holes, using the complex form consisting of special textile and form with tiny holes providing high air and water permeability.

Through the site experiment for practicability in Aseishi-gawa Dam Project, this method proves several merits such as smoother surface and higher surface strength and compressive strength compared with the conventional methods, and is considered to be applicable in a wide range of concrete construction works.

### まえがき

鉄筋腐食によるコンクリートの劣化問題を始めとするコンクリート構造物の耐久性に関する社会的関心が高まってきており、コンクリートの耐久性向上への具体的な方策が求められている。

本論文で述べるテキスタイルフォーム工法は、建設省東北地方建設局発注の浅瀬石川ダム工事（重力式コンクリートダム、堤体積 70 万 m<sup>3</sup>、堤高 91 m、堤頂長 320 m）において、メタルフォームを使用した法面のコンクリート表面に比較的多数発生した気泡アバタの解消を目指して開発された工法であり、コンクリート中に発生した気泡や余剰水を特殊な織布と型枠にあげた穴を通して型枠外へ排出する工法である。

ダム本体背面の傾斜部に本工法を適用して施工したところ、気泡アバタが大幅に減少することが確認された。

この成果から、付帯工事である法面保護工に使用することが決まり、実施工に先立って実証実験を実施した。その結果、余剰水の排水によりコンクリート側圧が軽減し、特に傾斜部におけるコンクリート表層部の品質改善に効果のあることが判明した。

本論文は、開発の母体となった浅瀬石川ダム工事における本工法開発の背景ならびに実証実験結果について述べるものである。

### 1. 本工法開発の背景

#### (1) アバタ防止対策の必要性

浅瀬石川ダム本体工事においては、工事地域の地質的特徴から、骨材の原石に粘土鉱物が比較的多量に含まれており、この粘土鉱物に起因すると思われるコンクリートの早期凝結現象が出現し、打設時に十分な締固めを行ってもコンクリート表面に比較的多数の気泡アバタが発生する傾向が認められた。

気泡アバタは、従来からダム下流面などの傾斜部分におけるコンクリート表面には程度の差はあるものの発生し、コンクリート工事における不可避の現象として取り扱われてきている。

\* 建設省東北地方建設局 河川部 河川調査官  
(前・浅瀬石川ダム工事事務所所長)  
(〒980/仙台市二日町 9-15)

\*\* (株)熊谷組 土木本部 土木工務部長  
(〒162/新宿区津久戸町 17-1)

\*\*\* 正会員 (株)熊谷組 土木本部 土木工務部長付 (同上)

\*\*\*\* 正会員 (株)熊谷組 土木本部 土木工務部 (同上)

しかし、アバタの多いコンクリートは、品質の点でも良好なコンクリートとはいいがたく、また美観の点でも問題があり、防止対策の確立はコンクリートに携わる者にとって課題であることは論をまたない。

(2) アバタ発生メカニズム

コンクリート構造物の築造にあたって打設されるコンクリートは、施工に必要な流動性を確保するため、一般にセメントの水和に必要な水量以上の水、すなわち余剰水が含まれている。

このことから、コンクリートは、型枠に打ち込まれた直後から徐々に比重の重い骨材やセメント粒子が下に沈み、逆に比重の軽い空気や水がレイタンスを伴ってコンクリート表面に浮き出す。こうして発生するブリージング水や空気が局所的に消散しきれずに型枠内に閉じ込められると、硬化したコンクリート表面には水や空気溜りの跡がポケット状に残り、アバタとなる。特に傾斜した型枠の場合には、この現象はきわめて顕著となる傾向にある。

(3) アバタによる問題

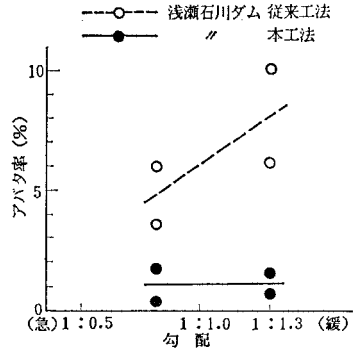
このアバタ発生メカニズムからみると、アバタの発生はやむを得ない現象とされやすいが、このアバタが大きい場合や深い場合には、コンクリートの実質的なかぶり厚さにも影響する場合がある。さらに、アバタが多量に発生している箇所では、表面から排除されなかった空気や水がレイタンスに似た品質をもってコンクリート表面に残るため、表層部のコンクリートが内部のコンクリートに比べ弱くなり、続いてこの面に打設した新しいコンクリートと肌分かれするという問題もある。

(4) テキスタイルフォーム工法による改善

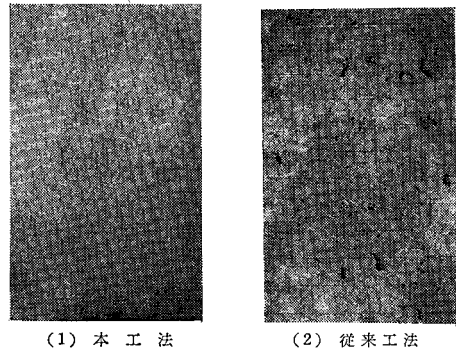
従来から、アバタ防止にはコンクリートの配合（細骨材率・単位水量の低減など）および施工（バイブレータの種類・振動時間、剝離剤など）の両面で種々の対策を講じてきたが、当ダム工事においては、これらの対策では十分にアバタを防止できないとの判断から、抜本的な改善策の策定が急がれていた。

そうした最中、ダム本体工事と並行して施工した左岸法面保護工のもたれ擁壁工事において、急峻な地形と高低差から従来の法面保護工に代わる施工法を検討し、織布だけの型枠を考案した<sup>2)</sup>。この型枠を使用して現場実験を実施したところ、気泡アバタのないコンクリート表面に仕上がることが確認された。

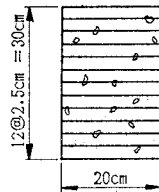
この成果からヒントを得て、従来の型枠に細かい穴をあけ、それに織布を張り付けた複合型枠を製作し、ダム背面の傾斜部分に使用したところ、気泡とともに余剰水



図一 ダム本体背面におけるアバタ率



写真一 コンクリート表面

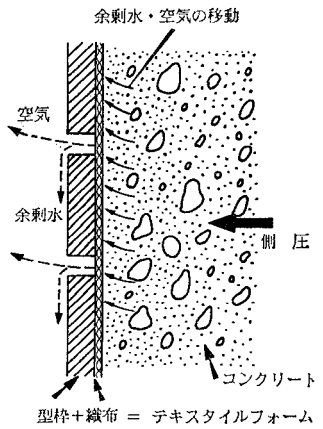


$$\text{アバタ率} = \frac{\text{測線上を横切るアバタ長さの合計}}{\text{測線長の合計}} \times 100 (\%)$$

図二 アバタ率の定義

が型枠の穴から型枠外へ排出されたため、アバタはほとんど無視できる程度に減少した(図一、写真一)。

なお、アバタのサンプリングにあたっては、全体のアバタ発生状態を代表すると思われる箇所を選定し、図一に示す方法で測定した。



図三 テキスタイルフォーム工法の原理

本工法は、織布（テキスタイル）と型枠（フォーム）からなる複合型枠を用いることから、テキスタイルフォーム工法と命名した。

本工法の原理を示すと図一三のようになる。

## 2. 模擬斜面における実証実験

右岸法面保護工の施工面積は 11 000 m<sup>2</sup> と広大であり（図—4）、かつ法面勾配が 1 : 1.1~1.3 程度であることから、構造物としてはもちろん、美観上も重要な役割を占めており、アバタのない仕上りの良いコンクリート表面を造ることが課題であった。



図—4 法面保護工施工位置

そのため、これまでの現場実験の成果から本工法の採用を決め、施工に先立って実証実験を行った。

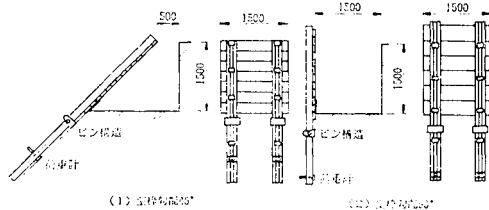
実証実験では、余剰水を抜くことによって型枠にかかる側圧や表層部の強度がどう変化するかという点を確認するため、テキスタイルフォームとメタルフォームを2種類の模擬斜面に設置し、比較実験を行った。

さらに、織布とコンクリートの付着力は鉄板とコンクリートのそれに比べ大きくなるのが考えられるので、脱型時の剝離力の定量的把握も併せて行うことにした。

### （1）コンクリートの側圧

実験装置の概要は図—5に示すとおりである。コンクリート側圧を中間にピン支点をもつ2本の縦バタの下部に取り付けた2個の荷重計（定格荷重 50 kgf~20 tf）に直接伝達し測定する構造となっている（写真—2）。

テキスタイルフォームは、φ5 mm の穴を千鳥状に 5 cm ピッチであけた FRP（ガラス繊維強化プラスチック）板に本工法用に開発した特殊織布（ポリエステル製）を貼付したものを鉄枠（300×1 500 mm）に固定し



図—5 実験装置概要



写真—2 打設時の状況

表—1 コンクリートの配合

| 呼び強度 | SL<br>(cm) | Gmax<br>(mm) | W/C<br>(%) | s/a<br>(%) | 単位量 (kg/m <sup>3</sup> ) |     |     |      |      |
|------|------------|--------------|------------|------------|--------------------------|-----|-----|------|------|
|      |            |              |            |            | W                        | C   | S   | G    | A d  |
| 210  | 8          | 25           | 60         | 43.0       | 166                      | 277 | 769 | 1084 | 3.05 |
| 210  | 18         | 25           | 60         | 44.7       | 186                      | 310 | 764 | 1006 | 3.41 |

表—2 実験に用いた因子と水準

| 因子           | 水準      |            |
|--------------|---------|------------|
|              | 1       | 2          |
| A 型枠の種類      | メタルフォーム | テキスタイルフォーム |
| B 型枠の勾配 (°)  | 45      | 90         |
| C 打設速度 (m/h) | 0.25    | 0.50       |
| D スランプ (cm)  | 8       | 18         |

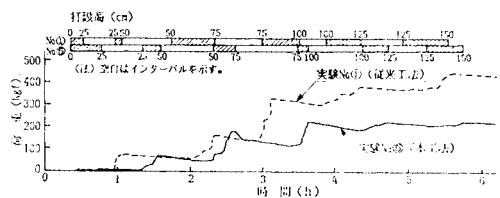
て使用した。

実験に使用したコンクリートの示方配合を表—1に、実験に用いた因子と水準を表—2に示す。

交互作用としては A×B および A×C のみ考慮し、L<sub>1</sub> 直交表に基づき実験を割り付けた。

実験は、型枠支保工の転用やコンクリートの供給などの関係でランダムに実施することはできなかったが、実験の内容および必要な情報のレベルを考えて、ランダム実験とみなして解析した。

実験番号①および⑤における荷重計の経時変化を図—6に示す。コンクリートは、因子Cの水準1においては一層 25 cm 厚で打設、締固め後、時間をおいて次層の 25 cm を打設する方法を採用した。したがって、ここでいう打設速度とは平均的な打設速度である。水準2も同様に、層厚 50 cm 単位に順次打設したものである。最終打設高 150 cm におけるデータを直交表に示す



図—6 荷重計の経時変化

表-3 側圧試験結果

| 割りつけ<br>別<br>実験番号 | A | B | A×B | C | A×C | D | e | データ<br>P<br>(kgf) |
|-------------------|---|---|-----|---|-----|---|---|-------------------|
| ①                 | 1 | 1 | 1   | 1 | 1   | 1 | 1 | 523.8             |
| ②                 | 1 | 1 | 1   | 2 | 2   | 2 | 2 | 1020.5            |
| ③                 | 1 | 2 | 2   | 1 | 1   | 2 | 2 | 409.8             |
| ④                 | 1 | 2 | 2   | 2 | 2   | 1 | 1 | 991.7             |
| ⑤                 | 2 | 1 | 2   | 1 | 2   | 1 | 2 | 267.9             |
| ⑥                 | 2 | 1 | 2   | 2 | 1   | 2 | 1 | 620.5             |
| ⑦                 | 2 | 2 | 1   | 1 | 2   | 2 | 1 | 387.0             |
| ⑧                 | 2 | 2 | 1   | 2 | 1   | 1 | 2 | 885.6             |

表-4 分散分析表 (打設高 150 cm)

| 要因 | S      | φ | V      | F <sub>0</sub> | F (0.05) | F (0.01) | 寄与率ρ |
|----|--------|---|--------|----------------|----------|----------|------|
| A  | 76989  | 1 | 76989  | 5.5            | 10.1     | 34.1     | 10.6 |
| B  | 7284   | 1 | 7284   |                |          |          |      |
| C  | 465516 | 1 | 465516 | 33.5 *         |          |          | 75.5 |
| D  | 6682   | 1 | 6682   |                |          |          |      |
| e  | 41641  | 3 | 13880  |                |          |          | 13.9 |
| T  | 598112 | 7 |        |                |          |          | 100% |

(表-3) データは左右の荷重計の読みの平均値に対し、型枠等の構造系から生じる誤差を知るため事前に実施した水圧試験結果に基づき補正した。

分散分析の結果、因子C (打設速度) のみ5%有意となったが、他の因子および交互作用は水準間に有意差がなかった(表-4)。

因子A (型枠の種類) は有意とならなかったが、他の因子に比べれば水準間に差がみられた。平均値について単純に比較すると、従来工法の場合の736 kgf に対し、本工法では540 kgf となり、従来工法の場合の約70%となっている。

ここで、一般に実用式として型枠設計の参考に供されている土木学会 RC 示方書解説に示されているコンクリート側圧算定式のうち、模擬斜面の規模から壁の場合の式(1)を適用し計算したものを設計値とし、実測値との比較を行ってみる。

$$p = 0.8 + \frac{80R}{T+20} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、p: 側圧 (tf/m<sup>2</sup>)

R: 打上がり速度 (m/h)

T: 型枠内のコンクリート温度 (°C)

表-5 に式(1)により計算した設計側圧を示す。

表-5 設計側圧

| 実験番号 | 打上がり速度<br>R (m/h) | コンクリート<br>温度T (°C) | 設計側圧<br>P (tf/m <sup>2</sup> ) | 有効ヘッド<br>h <sub>0</sub> (m) |
|------|-------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| ①    | 0.25              | 12.7               | 1.41                           | 0.59                        |
| ②    | 0.50              | 13.2               | 2.00                           | 0.83                        |
| ③    | 0.25              | 20.8               | 1.29                           | 0.54                        |
| ④    | 0.50              | 15.5               | 1.93                           | 0.80                        |
| ⑤    | 0.25              | 15.5               | 1.36                           | 0.57                        |
| ⑥    | 0.50              | 20.8               | 1.78                           | 0.74                        |
| ⑦    | 0.25              | 13.2               | 1.40                           | 0.58                        |
| ⑧    | 0.50              | 12.7               | 2.01                           | 0.84                        |

(注) 有効ヘッド: h<sub>0</sub> = p / γ, たゞしγ = 2.40 t/m<sup>3</sup>。

コンクリート側圧の分布<sup>3)</sup>については、一般には、型枠内に打ち込まれたコンクリートは流動性がある間は型枠に対して流体圧として作用し、コンクリートが凝結始発するまでに全高を打ち上げた場合には、側圧はコンクリート上面からの深さにほぼ比例した三角形分布をなすとされている。

一方、打ち込み速度の小さい場合には、底部のコンクリートが硬化し始めるため、コンクリート上面からある深さの点に最大側圧を生じ、それより下方では圧力が減少する。

ここで、側圧の分布が前者の三角形分布の場合と後者の台形分布の場合における打ち上げ高さとの最大側圧の関係および打ち上げ高さとの全側圧の関係を模式的に示す(図-7)。

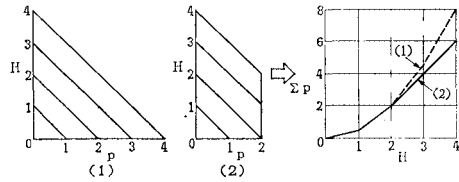


図-7 側圧分布と全側圧の模式図

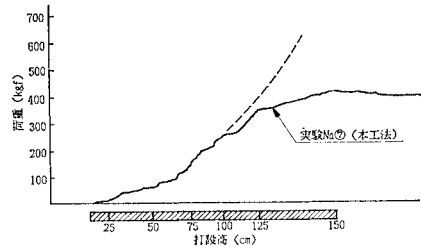


図-8 荷重計の経時変化

本実験における、打設と打設との間のインターバルを除いて描いた荷重計の読みの一例を図-8に示す。同図によれば、打設高さが1mを超えると荷重の増え方が減少し、徐々に収束する傾向にあることから、図-7に示した台形分布に近い挙動を示していると考えられる。

したがって、設計値と比較するためには、側圧分布を台形と仮定するのが望ましいが、ここでは簡単に、最終打設高さにおける側圧分布を三角形分布と仮定し、比較を試みることにする。

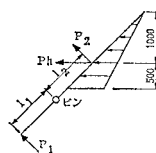
荷重計の読みの側圧への換算は、側圧分布を三角形分布と仮定することから、① 型枠勾配 45° および ② 同90° のおのおの場合に対し次のように処理した。

① 型枠勾配 45° の場合:

$$P_h = \sqrt{2} \frac{l_1}{l_2} P_1$$

ここに、l<sub>1</sub>: ピンと荷重計の距離 = 95 cm

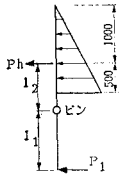
l<sub>2</sub>: ピンと側圧合力作用点



の距離=100 cm

$P_1$  : 荷重計の読み

② 型枠勾配 90° の場合 :



$$P_h = \frac{l_1}{l_2} P_1$$

ここに、 $l_1$  : 同上=100 cm  
 $l_2$  : 同上= 80 cm  
 $P_1$  : 同上

側圧試験結果(表-3)に基づき、型枠(幅 1.5 m)に作用する側圧について三角形分布と仮定し計算した実測値と、設計値(表-5)とを、全側圧および側圧最大値で比較したものを表-6に、また型枠の勾配・打設速度・スランプの各条件が同じものについて、大略の傾向を把握するために対比したものを図-9に示す。なお、コンクリートの温度が必ずしも同一ではないので、対応する2種類の型枠の最大側圧は一致していない。

表-6 全側圧 (tf) および側圧最大値 (tf/m<sup>2</sup>)

| 型枠      | 実験番号 | 全側圧  |      |         | 側圧最大値 |      |         |
|---------|------|------|------|---------|-------|------|---------|
|         |      | 設計値  | 実測値  | 実測値/設計値 | 設計値   | 実測値  | 実測値/設計値 |
| ホーム     | ①    | 2.55 | 1.41 | 55 %    | 1.41  | 1.25 | 89 %    |
|         | ②    | 3.26 | 2.74 | 84      | 2.00  | 2.44 | 122     |
|         | ③    | 2.38 | 1.02 | 43      | 1.29  | 0.91 | 71      |
|         | ④    | 3.18 | 2.48 | 78      | 1.93  | 2.20 | 114     |
| メタルフォーム | ⑤    | 2.48 | 0.72 | 29      | 1.36  | 0.64 | 47      |
|         | ⑥    | 3.02 | 1.67 | 55      | 1.78  | 1.48 | 83      |
|         | ⑦    | 2.54 | 0.97 | 38      | 1.40  | 0.86 | 61      |
|         | ⑧    | 3.26 | 2.21 | 68      | 2.01  | 1.87 | 98      |

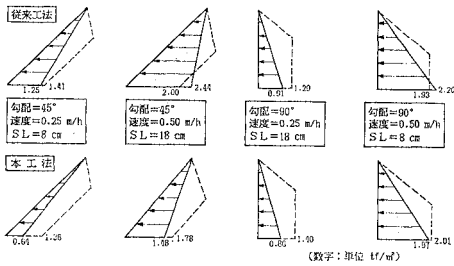


図-9 側圧分布の比較

これらの結果から、従来工法の場合には、全側圧は設計値の 45~85% (平均 65%) 程度であり、側圧の最大値については、実測値と設計値の側圧分布形状の相違を考慮すればほぼ同程度と考えられる。一方、本工法では、全側圧および側圧最大値のいずれも従来工法に比べ小さい値となっており、打設速度が小さい場合には現行の設計値の 50% 程度で型枠支保工を設計しても十分対応できると考えられる。

(2) コンクリートの圧縮強度

側圧試験に用いた模擬斜面からコンクリートコアを採

取し、圧縮試験を行った。

コアは模擬斜面の上・中・下部から  $\phi 100$  mm、長さ 20 cm 程度のを各材令 (1, 3, 7, 28 日) において採取

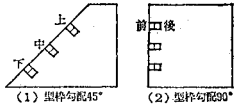


図-10 コア採取位置

し、(長さ/直径) 比が 1 以上となるように前後 2 本に切断したものを供試体とした (図-10)。

試験は JIS A 1108「コンクリートの圧縮試験方法」により実施し、JIS A 1107「コンクリートからのコアおよびはりの切り取り方法および強度試験方法」に基づき強度補正を行った。

おのおのの型枠勾配での従来工法と本工法によるコン

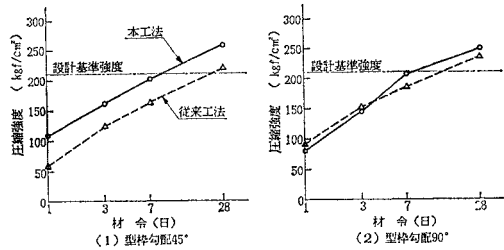


図-11 圧縮強度試験結果

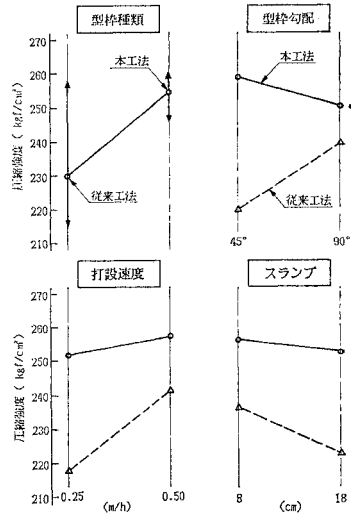


図-12 各因子別圧縮強度 (材令 28 日)

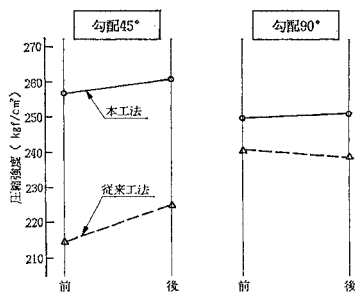


図-13 前後における圧縮強度 (材令 28 日)

クリートの平均圧縮強度を 図-11 に、また、材令 28 日での試験結果を、① 型枠の種類、② 型枠の勾配、③ 打設速度、④ スランプの各因子について 図-12 に平均値で示す。さらに、採取コアの型枠側（前側）と反対側（後側）での圧縮強度を 図-13 に示す。

なお、各材令でのコアの前・後の圧縮強度および平均値に関し側圧試験と同様に分散分析を行った結果、材令 7 日において、因子 A（型枠の種類）のみ 5% 有意となったが、他の材令および因子・交互作用は有意とならなかった。

実験に用いた因子の各水準間に、一部を除いて統計的有意差は確認し得なかったが、試験結果を平均値と比較した場合には、圧縮強度について次の諸点が指摘できよう。

① 型枠勾配の影響については、従来工法では 90° の場合に比べ 45° では型枠面でのブリージング現象に付随するレイタンスの影響やコンクリートの打設方向と圧縮試験での載荷方向の相違により小さい強度となっているが、本工法では両勾配とも従来工法に比べ大きい強度が得られた。特に 45° の場合に顕著である。これは傾斜した型枠の方が同一打設高さに対する脱水面積が大きいことによると思われる。

② 打設速度の影響については、従来工法では速度が大きいほど圧縮強度が大きくなっているが、本工法では顕著な差は出ていない。

③ スランプの影響については、同じ設計基準強度としたが、スランプの大きい方が小さい強度となっている。また、本工法の方が従来工法に比べてスランプの大小による影響の度合いが小さい。

④ 前後 2 本に切断した型枠側（前側）と反対側（後側）での強度の差については、同一型枠間では従来工法の場合には型枠勾配 45° で幾分後側で強度が大きくなっている程度で、他については差がなかった。従来工法のこの原因としては、後側の方が前側に比べて位置的に下方にあるためコンクリートの荷重による圧密度合いが大きかったためと考えられる。

### （3）脱型時の剥離力

本工法に使用する織布は比較的布目の細かい平滑な布であるが、織布を構成する繊維へのセメント粒子の付着により、脱型時の剥離力は従来工法に比べて大きくなることが予想される。

剥離力は、手動ジャッキとロッド（φ50 mm）間に挿入した荷重計（2tf）により測定した（表-7）。

コンクリートと型枠との付着強度は、コンクリートの配合・型枠の種類・養生温度・材令などによって異なるとされており、コンクリートの脱型時の肌荒れ防止を目

表-7 剥離試験結果

| 実験No | 脱型時間 (h) | 型枠の種類 | 型枠の勾配 | 打設速度 (m/h) | SL (cm) | 最大剥離荷重 (kgf) | 剥離力 (kgf/m <sup>2</sup> ) |
|------|----------|-------|-------|------------|---------|--------------|---------------------------|
| ①    | 12       | B     | 45    | 0.25       | 8       | 249          | 78                        |
| ②    | 24       | "     | 45    | 0.50       | 18      | -            | -                         |
| ③    | 72       | "     | 90    | 0.25       | 18      | 399          | 164                       |
| ④    | 24       | "     | 90    | 0.50       | 8       | 227          | 101                       |
| ⑤    | 24       | A     | 45    | 0.25       | 8       | 959          | 302                       |
| ⑥    | 72       | "     | 45    | 0.50       | 18      | 916          | 288                       |
| ⑦    | 24       | "     | 90    | 0.25       | 18      | 1115         | 496                       |
| ⑧    | 12       | "     | 90    | 0.50       | 8       | 1114         | 495                       |

(注) A: テキスタイルフォーム, B: メタルフォーム  
型枠面積: 90°; 2.25m<sup>2</sup>, 45°; 3.18m<sup>2</sup>

的とした既往の実験報告<sup>4)</sup>によれば、特に富配合でない場合においては付着強度の増加傾向は打設後 16 時間程度でピークとなり、その後は圧縮強度の増加に伴い減少することが示されている。

また、材令 1 日以前の若材令においては、特に従来工法ではコンクリート中のセメントペースト分の型枠との粘着により付着強度が影響され、比較的こうした粘着による影響がないと考えられる本工法との比較にはならないと考えられるが、1 日以前を含む打設後 12, 24, 72 時間で脱型した。

これらの剥離試験結果から、型枠種別の違いによる剥離力について次のことが指摘できる。

① 最大剥離力の平均値は、従来工法の 114 kgf/m<sup>2</sup> に対し、本工法では 395 kgf/m<sup>2</sup> と約 3.5 倍である。

② 最大剥離力は、特に本工法では型枠勾配 45° の場合は同 90° の場合の約 60% であり、型枠の自重の影響を考慮すれば、さらにその差は大きくなるものと考えられる。

③ 最大剥離力に対する型枠の存置時間の影響は今回の実験の範囲内では明確となっていない。

## 3. 法面保護工における実証実験

模擬斜面での実証実験の結果、本工法では ① アバタの発生がきわめて低く、② 打設速度が小さい場合には、型枠支保工の設計は現行の設計側圧の半分程度で十分対応できること、また、③ コンクリート強度の面では、特に型枠傾斜部においてその効果が大きいことが判明した。

そこで、模擬斜面に引き続き、実際の法面保護工を使って実物大の実験を実施した（コンクリート厚 35 cm）。

型枠は前回の実験と同仕様のを組み上げてパネル形式とした（写真-3）。また、型枠支保工は、模擬斜面での結果から、現行の設計コンクリート側圧（土木学会 RC 示方書解説による）の 50% で設計した。なお、従来工法の型枠支保工は本工法のものと同部材とした。

実験は、2 基のパネル型枠を使用し、本工法と従来工

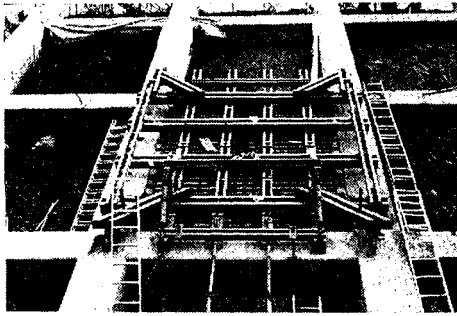


写真-3 法面保護工用パネル型枠

表-8 コンクリートの配合

| 呼び強度 | SL<br>(cm) | Gmax<br>(mm) | W/C<br>(%) | s/a<br>(%) | 単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> ) |     |     |      |      |
|------|------------|--------------|------------|------------|----------------------------|-----|-----|------|------|
|      |            |              |            |            | W                          | C   | S   | G    | Δd   |
| 195  | 8          | 40           | 59.5       | 41.3       | 157                        | 264 | 751 | 1139 | 0.66 |

法につきおのおの1回、約3mの全高を1mごとに3回に分けて打設した。打設速度は1m/hに設定したが、各層の打設時間は30~50分となり、若干のインターバルが生じた。

実験に使用したコンクリートの示方配合は表-8のとおりである。なお、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。

計測および試験項目は次のとおりである。

- ① コンクリートの側圧
- ② コンクリートの強度・品質試験
  - i) 圧縮強度試験
  - ii) 全細孔量および細孔径分布
- ③ 脱型時の剝離力

(1) コンクリートの側圧

側圧は、両型枠とも①型枠面、②横バタ、③アンカーボルト（シーボルト）に設置した計器により測定した。計器の配置図は図-14のとおりである。なお、位置の表示は横バタの上から下に向かって①~④段とする。

設計側圧および有効ヘッドは、前出の式(1)において  $R=1\text{ m/h}$ 、 $T=29^\circ\text{C}$  を代入して求め、 $p=2.43\text{ tf/m}^2$ 、 $h_0=1.01\text{ m}$  を得た。

測定の概要は次のとおりであり、各測定による側圧の算定結果は表-9および図-16にまとめて示す。

a) 圧力計による側圧の測定

ひずみゲージ型の圧力計（抵抗値 120Ω）を各横バタの中央部および最右側縦バタとの交差点部に相当する位置の型枠面に固定し（図-14）、測定された最大値の平均をもって当該箇所での側圧とした。

b) 横バタによる側圧の測定

各段の横バタ（2[-150×75×6.5×10]の中央部 フラ

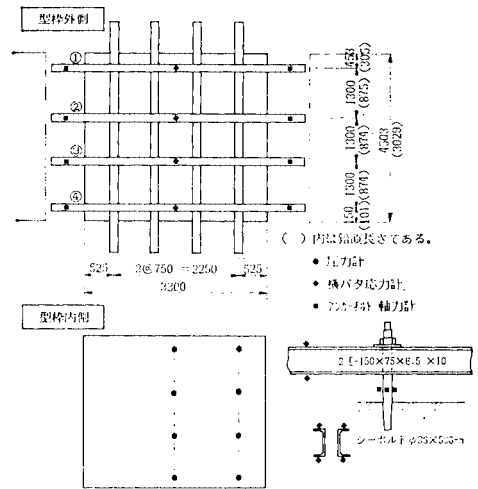


図-14 測定計器配置図

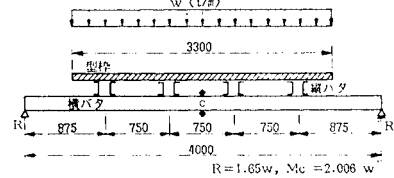


図-15 横バタによる側圧の測定

表-9 側圧の算定結果（単位：tf/m<sup>2</sup>）

| 段 | ① 圧力計  |      |        | ② 横バタ応力 |      |      | ③ アンカーボルト軸力 |      |      |
|---|--------|------|--------|---------|------|------|-------------|------|------|
|   | A      | B    | 比      | A       | B    | 比    | A           | B    | 比    |
| ① | 0.30   | 0.30 | 1.00   | 0.81    | 0.77 | 1.05 | 1.30        | 1.46 | 0.89 |
| ② | 0.75   | 1.15 | 0.65   | 1.30    | 1.45 | 0.90 | 1.73        | 2.03 | 0.85 |
| ③ | (0.40) | 1.35 | (0.30) | 1.22    | 1.25 | 0.98 | 1.28        | 2.00 | 0.64 |
| ④ | 1.20   | 1.45 | 0.83   | 0.96    | 1.37 | 0.70 | 1.91        | 3.10 | 0.62 |

(注) A:テキスタイルフォーム, B:メタルフォーム  
比はテキスタイルフォーム/メタルフォームである。

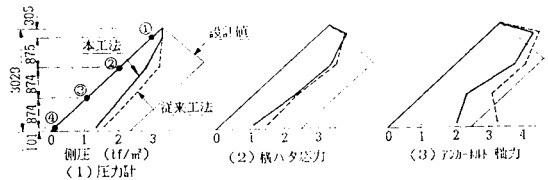


図-16 側圧の算定結果

ンジ外側に貼付したひずみゲージにより計測した最大応力から計算にて横バタ中央部に発生する曲げモーメントを求め、力学的つり合い条件から型枠に作用する側圧を算定した（図-15）。

c) アンカーボルトによる側圧の測定

各横バタの両端に設けた型枠固定用アンカーボルト（シーボルト、φ36×500mm）に貼付したひずみゲージによりボルトに発生する最大軸力を測定し、左右の軸力の総和をおおのこの分担面積で除して側圧を求めた。

なお、これらは、いずれもマイコン制御の自動デジタル測定器により経時的に測定した。

異なる3つの方法で側圧を測定した結果、本工法の場合は従来工法の場合の大略70%程度の側圧となっている。

ここで、各測定方法の特徴からみると、圧力計では側圧をある限定された微小な面で感知することから、本工法の場合にも打設直後のコンクリートの流体的な性状は従来工法の場合と同様であり、両者間に差は出ないと想定されたが、実際は図-16のように、本工法の場合には、前述の模擬斜面での実験と同様に、余剰水の排水によるコンクリートの塑性化によると考えられる側圧の減少がみられた。

横バタに発生する応力から計算した側圧については、両型枠とも同程度の値となっている。これは、横バタ材の剛性が大きく、側圧の差が検出できなかったためと思われる。同時に測定した横バタのたわみにおいても、差はほとんど出ていないことからこのことが裏付けられた。

アンカーボルトに発生する軸力による側圧は型枠全面で受けたコンクリート側圧を示していることから、ここに挙げた3つの測定方法の中では既に述べた型枠間での側圧の違いを最も端的に表わしていると考えられる。また、側圧分布形状は両型枠で似通っているが、これは本実験でのコンクリート打設過程がほぼ同程度であったことを意味していると考えられる。

側圧の減少度合いについては、型枠にあげた穴の径および間隔に影響されると考えられるので、この点に関する今後の検証は必要と考える。

(2) コンクリートの強度・品質試験

前回の実験と同様に、型枠の違いによる品質への影響を調べるために、上・中・下段の3か所から所定の材令において採取したコアを用いて次の各試験を行った。

- ① 圧縮強度試験
- ② 全細孔量および細孔径分布
- a) 圧縮強度試験

各段から材令1, 3, 7, 28日においておのおの3個ずつ採取したコア(φ10cm)から型枠側10cmの部分で切断し圧縮強度試験を行った。

各材令における各位置での3本の供試体の平均値、およびN型シュミットハンマーで測定した反発硬度から換算した圧縮強度(ただし、上・中・下段の平均値)を図-17に示す。

平均値でみると、材令1日で本工法の場合には従来工法に比べ30%程度の強度増となっているが、時間の経過とともに両者の差は縮まり、28日ではほぼ同程度となっている。このことは、本工法によれば、特に材令1~3日程度の初期強度の発現が早く、早期脱型の可能性

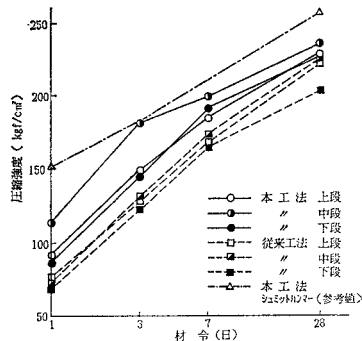


図-17 圧縮強度試験結果

を示唆しているものと考えられる。シュミットハンマー試験において、本工法では材令1日で150 kgf/cm<sup>2</sup>を得たが、一方、従来工法の場合には同材令では測定不可能であったことからこのことが首肯される。

b) 全細孔量および細孔径分布

コンクリートはセメントの水和によって、元々水で占められていた毛細管水隙がセメントゲルで埋められていき、硬化体中の細孔の量および径が変化する。したがって、材令の経過とともに細孔径の分布は変化し、径の小さい水隙に移行する性質をもっている。

細孔径分布はコンクリートの密実性の判断材料の1つであり、同一材令における細孔径分布を測定することは異なった条件で打設されたコンクリートの密実性を評価するうえで有効な手段と考えられる。

細孔径分布の測定にあたっては、材令28日に上・中および下段から採取したコアを図-18のようにA・B・Cの3か所に分け、おのおのの表層部を厚さ5mm程度切り取り、その中のモルタル部分を切り出し試料とした。

測定は水銀圧入式ポロシメーターを使用した。測定結果は表-10のとおりである。

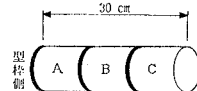


図-18 試料採取位置

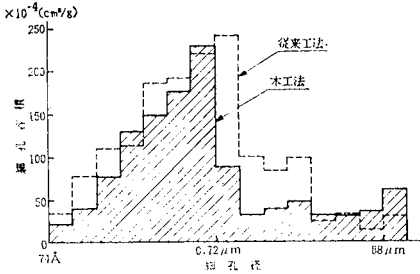
統計的にみて有意差はないが、型枠側である試料Aにおいては、本工法の場合には上・中・下段ともに従来工法に比べ20%程度小さい値を示していることが特徴的である。型枠側以外では型枠による差は型枠側より奥側になるにつれて明確でなくなっている。

上段部のコンクリート表面(試料A)における細孔径分布を図-19に示す。本工法の場合には従来工法に比べ幾分径の小さい領域で分布していることがわかる。な

表-10 全細孔量(TPV)(単位:cm<sup>3</sup>/g)

| 型枠種別<br>試料位置 | テキスタイルフォーム |        |        | メタルフォーム |        |        |
|--------------|------------|--------|--------|---------|--------|--------|
|              | A          | B      | C      | A       | B      | C      |
| 上段           | 0.1188     | 0.1363 | 0.1312 | 0.1563  | 0.1397 | 0.1444 |
| 中段           | 0.1032     | 0.1281 | 0.1290 | 0.1212  | 0.1653 | 0.1206 |
| 下段           | 0.1104     | 0.1343 | 0.1253 | 0.1311  | 0.1476 | 0.1423 |





図—19 細孔径分布

お、中段および下段部のコンクリート表面における細孔径分布も同様の傾向にあった。

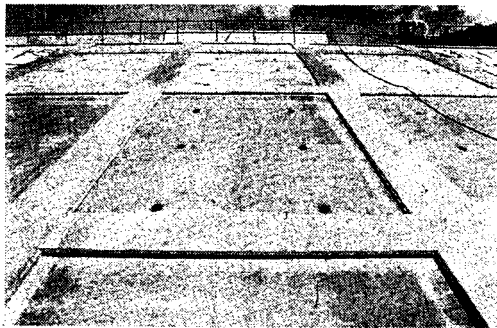
### (3) 脱型時の剥離力

パネル型枠上部の左右に設けた1組のジャッキボルトと既設コラムとの間に挿入した荷重計により脱型時の剝離荷重を測定した。脱型は打設後1日で行い、型枠の単位面積当たり換算した結果、おのおの値は模擬斜面の場合の約半分であったが、従来工法の  $69 \text{ kgf/m}^2$  に対し、本工法では  $186 \text{ kgf/m}^2$  と模擬斜面同様約3倍であった。

## 結 び

浅瀬石川ダム工事での実証実験の範囲内では、本工法によれば、複合型枠の通気・脱水効果により ① 気泡アバタが著しく減少すること、② コンクリート側圧の低減により型枠支保工の軽量化が図れること、さらに、③ 型枠側のコンクリート表層部が緻密化し、従来工法に比べ表面強度および圧縮強度が増大することが確認された。

特に、従来の型枠では弱層部が形成されやすい、上方



写真—4 仕上りコンクリート表面

向から覆う形で配置される傾斜部において効果が大きいことが判明し、当該法面保護工に本格的に採用した(写真—4)。

本工法では、脱水により型枠に接するコンクリート表層部の水セメント比が内部のそれよりも低減し、また表面にセメント分・細粒分が集まることによって、表層組織が緻密化し、表面強度および圧縮強度が増大すると推定されるが、一方表層部コンクリートと内部コンクリートとの強度発現が異なることから、打設後比較的短時間で脱型する場合にはスケーリング(表層剝離)の可能性がある。特に、構造物の天端付近では、側圧が不十分なため十分な脱水が困難であり、ブリージングの影響もあって強度増進が遅いので、脱型のタイミングの設定に留意する必要があると考えられる。

さらに、脱水によりコンクリートの沈下が予想されるが、実験の範囲内では、何層にも分けて打設したため、問題は発生していない。

脱水量は今回の実験では測定しなかったが、排出された水そのものは混和剤の色の影響とみられる淡い黄色を呈していた。また、打設後30分程度は型枠からの排水が認められた。これは、コンクリートの脱水のみならず織布の中に滞留する水が徐々に絞り出された結果と考えられる。

脱水量はパイププレートによる起振時間や施工時の周囲の温度・湿度によるセメントの凝結速度の違いなどによって影響されると考えられるので、施工時期や施工方法による脱水量の把握は今後の課題の1つである。

最後に、本工法の開発・実用化は、建設省東北地方建設局浅瀬石川ダム工事事務所 金子芳春所長 始め 関係各位のご指導によるものであることを記し、深く感謝の意を表するものである。

### 参 考 文 献

- 1) 市川 慧・丹野光正：浅瀬石川ダム建設工事，土木施工 26 卷 4 号，pp. 14~17，1985 年 4 月。
- 2) 横田高良・堀家茂一ほか：テキスタイルフォーム（布製型わく）工法の開発，土木施工 26 卷 11 号，1985 年 9 月。
- 3) 岩崎訓明・西林新藏・青柳征夫：フレッシュコンクリート・硬化コンクリート，新体系土木工学 29，土木学会編，pp. 35~36，1981 年 1 月。
- 4) 熊谷治郎：コンクリートの付着についての実験，セメント・コンクリート No. 241，pp. 8~12，1967 年 3 月。

(1986.5.15・受付)

# 住みよい国造りに活躍する 建設七社



熊谷組



佐藤工業



鉄建建設



飛島建設



西松建設



間組



前田建設