# 緩勾配型わくに作用するコンクリート側圧の測定

Estimation of the Placing Concrete Pressure Acting on a Mild Slope Formwork

> 伊藤 忠彦\* Tadahiko Ito

武井 正孝\* Masataka Takei

西 保\*\* Tamotsu Nishi Masataka Take 阿部 佳令\*\*\* Yoshinori Abe

# 要 約

二風谷ダムの減勢工は、緩勾配の順傾斜水叩きが採用されている。従来、このような緩 勾配でのコンクリート打設は人力コテ仕上げが行われてきたが、本工事では仕上り精度の 向上および施工の合理化を図るため大型鋼製型わくを用いてコンクリート打設を行ってい る。本文は型わくの詳細設計に先立ち、小型型わくを用いて現場実験を行い、緩勾配型わ くに作用するコンクリート側圧を求め、若干の考察を加えたものである。実験結果から側 圧強度や側圧分布形状などが明らかになり、型わくの設計荷重を提示することができた。 また、一般的に用いられているコンクリート側圧の算定式は緩勾配型わくに適用できない ため、傾斜角度をパラメータに含んだ算定式を新たに提案した。なお、本実験は北海道開 発局技術活用パイロット事業の一部として実施されたものである。

- 目 次
- §1. はじめに
- §2. コンクリート側圧の測定
- §3. 実験結果
- §4. 側圧算定式の提案
- §5. おわりに

# §1. はじめに

北海道沙流郡沙流川に建設中の二風谷ダムは、全国的 にも稀な緩勾配(1:6)の順傾斜減勢工が採用されて いる。一般に、緩勾配のコンクリート打設はコテ仕上げ とする場合が多いが、本ダム減勢工のような広大な面積 を人力でコテ仕上げとするのは容易でなく、表面の仕上 り精度や耐摩耗性も十分ではない.本ダムではこれらを 解決する方法として,大型水アバタ防止型わくの使用と 型わく組立ての機械化を行うことにより,施工の合理化 および仕上り精度・品質の向上を図ることになった.Fig. 1 に本工法(大型水アバタ防止型わくによる緩傾斜部コ ンクリート打設工法)による減勢工の施工位置を示す. 水アバタや気泡孔の防止は,型わくセキ板に多数の小孔



<sup>\*</sup>技術研究所土木技術課

<sup>\*\*</sup>技術研究所土木技術課長

<sup>\*\*\*</sup>札幌(支)二風谷ダム(出)作業所長



Fig. 2 工法概要図

を開けると共に、テキスタイル (透水性織布) を張付け、 これらの発生を抑止した.また、型わく1枚あたりの寸 法を大型化(0.9m×15.0m)し、これを走行式門型クレ ーンでコンクリート打設に合わせながら設置することで 省力化を図った、Fig. 2 に本工法の概要図を示す.

本工法では、減勢工の仕上り精度を確保するため、コ ンクリート打設時の側王(揚圧力)による型わくの変形 (たわみ量)が問題となった.そのため、緩勾配の型わく に作用するコンクリート側王を正確に算定する必要があ ったが、既往の算定式<sup>1)</sup>では計算することができなかっ た.したがって、ここでは実験によりコンクリート側王 を実測し、型わくの詳細設計に適用することにした.

本文は、この実験で行った緩勾配型わくに作用するコ ンクリート側王の計測結果と、その算定式の提案に関し て述べるものである。

# §2.コンクリート側圧の測定

### 2-1 実験概要

本実験はダム右岸上流の骨材仮置ヤードの一角で行っ た.Fig.3に試験ブロックのコンクリート打設方法を示 す.コンクリート打設は斜面の下方から順次型わくを設 置しながら行い,打設速度は8ブロック終了まで約4時 間であった.さらに,試験ブロックの勾配は減勢工の部 分と同じ1:6とし,型わくの大きさは0.9m×1.5m (長さ方向を1/10)とした.また,ブロックの施工は実 際の施工を考慮して D13@300の表面補強筋を配置し,



Fig. 3 コンクリート打設方法



Fig. 4 コンクリート側圧の測定方法



バケットによりコンクリートを打設した.なお,コンク リートは減勢工に使用するものと同配合とした.

### 2-2 計測方法

コンクリート側圧の測定は Fig. 3 に示す型わく①~ ⑥について行った. Fig. 4 に測定方法を示す. 型わくは, 型わく受桁の両端を PC 鋼棒 (φ7.4) で均しコンクリー ト上に定着させて固定した. 側圧で生ずる PC 鋼棒の引 張力は, 鋼棒表面に貼付したひずみゲージから求めた. ただし, PC 鋼棒は事前に室内試験によりキャリブレー ションを行い, 荷重とひずみの関係を求めておいた.

# §3. 実験結果

#### 3-1 側圧の時間変化

Fig. 5 に型わく①~⑥に作用するコンクリート側圧  $\sigma$ の時間変化を示す. 側王  $\sigma$ は4本の PC 鋼棒引張力を それぞれ  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$ ,  $P_4$ とし,次に示す式(1)で計算し た. すなわち、ここで求められる側圧とは型わく一枚に 作用する平均側圧である.

$$\sigma = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) / A \tag{1}$$

ここに、A:型わく1枚の受圧面積(1.26m)

計測結果によると、それぞれの型わくに作用する側圧 はコンクリート打設が進む過程において、 3 つの特徴的 なピークが得られた。

第1のピーク値は各型わくとも約0.14tf/m<sup>4</sup>(1.37 kPa)となった.これは,本実験で型わくを設置する際に, 計測治具のゆるみを除去するため PC 鋼棒に45kgf/本 (441N/本)の初期緊張力を与えて固定したためと考え られる.つまり式(1)に従えば,型わくはコンクリート打 設前に0.143tf/m<sup>4</sup>(1.40kPa)の圧力をコンクリート側 圧とは逆方向に受けていたのである.その後,一時的に 側圧は減少するが,これはコンクリート打設に伴い側面 型わくが水平方向に変形する(膨れる)ためと考えられ る.

第2のピーク値は、各型わくとも約0.25tf/m (2.45 kPa)となるが、これは各型わくの打設終了時付近で記録 された.第3のピーク値は各型わくで異なり0.26~0.36 tf/m (2.55~3.53kPa)となり、この値が本実験におけ る側圧の最大値となった。このピークは各型わくとも次 ブロックのコンクリート打設中に記録された。その後、 側圧は徐々に減少し、新たなコンクリートを打設しても 側王が増加することはなかった。

# 3-2 コンクリートの側圧分布

側圧分布は Fig. 6の関係から以下の式で計算した。



Fig. 6 分布荷重への換算条件

$$W_{a} = \frac{4}{3BL} (4P_{a} - P_{b})$$

$$W_{b} = \frac{4}{3BL} (4P_{b} - P_{a})$$
(2)

ここに, B:型わく1枚の受圧幅 (m) L:型わく1枚のパネル長 (m)

P<sub>a</sub>, P<sub>b</sub>: PC鋼棒引張力(片側2本の平均)(tf) Fig. 7 に各型わく打設時(最大側圧記録時)の側圧分 布状況を示す.最大側圧はコンクリート打設とともに上 方に移動していることがわかる.これは,一般に鉛直型 わくなどに見られる側圧上方移動と同じ傾向である.ま た,最大側圧を記録した後,側圧は徐々に減少し,ほぼ 一定値(仮に収束値と呼ぶ)に落着く.各型わく毎に側 圧最大値と収束値の比率を計算したものを Table 1 に 示す.最大側圧の減少量は平均で64%となった.したが って,最下層での側圧を0.65P<sub>max</sub>とすると側圧分布形状 は Fig. 8 のようにモデル化できる.

### §4 側圧算定式の提案

#### 4-1 仮定条件の整理

次に,実験データをもとに緩勾配型わくに作用するコ ンクリート側圧の算定式を提案し,若干の考察を加える. 本算定式はFig.9に示すようなコンクリート塊ABCに 関する力のつり合いから求められたものである.以下に

基本となる仮定条件を示す.

①側圧は打設速度が小さいため、それに影響されない。
 ②型わくに作用する側圧は台形分布とする。

- ③コンクリートはバイブレータ挿入深さまで完全に 液状化し、水平方向に流体圧が作用する。
- ④この流体圧は打設中の型わくとその直下の型わく に作用し3枚目の型わくへの影響はない。
- ⑤力のつり合いは打設中の型わくとその直下の型わく く2枚分で考える.



Fig. 7 コンクリートの側圧分布

Table 1 最大側圧の減少量

型枠No.	側圧	減少量	
	最大值Pmux	収束値	(%)
1	0.303	0.19	63
2	0.329	0.19	58
3	0.362	0.21	58
4	0.282	0.16	57
5	0.262	0.19	73
6	0.296	0.22	74



Fig. 8 モデル化した側圧分布形状



Fig. 9 力のつり合い(仮定条件)

ただし, 垂直抗力 R は力の大きさと方向が未知である ため、方向角  $\phi_c$ を考える。 $\phi_c$ は辺 AB の垂線から時計 回りを正とする。 4-2 算定式の提案

Fig.9より,振動締固めによる液状化深さ *H を L*, *θ*, *φ* で表すと,次式のようになる.

$$H = 2L \left( \sin\theta + \cos\theta \tan\phi \right) \tag{3}$$

さらに、仮定条件②より、コンクリート液体圧は、  $P_{i} = \sqrt{H}$ 

$$P_h = \gamma_c H$$
 (4)  
となる. △ABCのコンクリート自重は,  
 $W = HL\gamma_c \cos\theta$  (5)

である。一方鉛直方向の力のつり合いから、  
$$3/2P_a L \cos \theta + W = R \cos(\phi + \phi_c)$$
 (6)

$$3/2P_a L\sin\theta + R\sin(\phi + \phi_c) = 1/2HP_b \tag{7}$$

が成立する.式(6),(7)より R を消去し, Paについてまとめる.

$$P_{a} = \frac{HP_{h} - 2W\tan(\phi + \phi_{c})}{3L(\sin\theta + \cos\theta\tan(\phi + \phi_{c}))}$$
(8)

ここに、
$$P_a$$
: 型わくに作用する最大側王 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $H$ : 振動締固めによる液状化深さ (m)  
 $P_h$ : コンクリート流体王 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $W$ : 仮想範囲内のコンクリート自重 (tf/m)  
 $L$ : 型わく 1枚のパネル長 (=0.9m)  
 $\gamma_c$ : コンクリートの単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  
 $\theta$ : 型わくの傾斜角 (=9.46°)  
 $\phi$ : H を表すパラメータ ( $\geq$ 0°)  
 $\phi_c$ : 垂直抗力の方向角(ただし  $\phi + \phi_c \neq - \theta$ )

式(8)に式(3), (4), (5)を代入すれば式(8)は、L,  $\theta$ ,  $\phi$ ,  $\phi_c$ の関数となる.ここで、L、 $\theta$ は定数であるので、式 (8)は結局  $\phi$ ,  $\phi_c$ をパラメータとする関数になる.

### 4-3 考察

(1) 算定式の制限範囲について

ここでは,側王算定式(8)について関数の連続性,有意 性,適用範囲などを検討する、

最大側王  $P_a$ とパラメータ  $\phi$ ,  $\phi_c$ の関係を Fig. 10 に 示す.式(8)は  $\phi_c = -(\phi + \theta)$  で不連続となる双曲線関 数となり,  $P_a$ は  $\phi_c = 0$ のとき  $\phi$ の値によらず一定値を とる. ただし,  $P_a$ はコンクリートの側王であるので,正 の実数であり,その最大値はコンクリートの流体圧を越 えることはない.したがって,本実験の場合, $\phi_c$ は0°<  $\phi_c < 7$ 程度の範囲であると考えられる.さらに, $P_a$ はこ の範囲内では Fig. 10 に示すようにパラメータ  $\phi$  によ る差は少ないことがわかる.

(2) パラメータ  $\phi_c$ について

ここでは、前述した  $\phi_c$ の制限範囲の妥当性について さらに検討する.

側圧算定式(8)を用いて、Paに最大側圧の計測値を代入



Fig. 10 側圧算定式の関数形

Table 2 コンクリート側圧の計測値と $\phi_c$ 

型枠No.	側圧計測値(tf/m²)	Øc
1	0.303	2.5°
2	0.329	2.1°
3	0.362	1.6°
4	0.282	2.9°
5	0.262	3.2°
6	0.296	2.6°
	たた	$\xi_{L}, \phi = 10^{\circ}$

し、 d=10°として d。を逆算した結果を Table 2 に示

す.ただし、 **d**=10°とした理由は以下の通りである.

① φ=10°とすると式(3)より振動締固めによる液状化 深さは約60cmと計算されるが、本実験でのバイブレ ータ挿入深さはこの程度であった。

一般に,まだ固まらないコンクリートの内部摩擦角は, 三軸圧縮強度試験によって求めることができる<sup>2)</sup>. 今回 この試験は行っていないが既往の測定結果の一例<sup>3)</sup>を Table 3 に示す.まだ固まらないコンクリートの内部摩 擦角は,スランプが小さい場合スランプだけでなく粗骨 材の粒形にも影響される.しかし,スランプが大きくな ると内部摩擦角は小さくなり,かつ粗骨材の粒形の影響 も少なくなる.

本実験における振動締固め中のスランプは不明である が、Table 3 でスランプ10 cmの内部摩擦角が 3°~5°で あることを考えると、Table 2 で計算した $\phi_c$ =1.6°~ 3.2°は、液状化したコンクリートの内部摩擦角に等しい と考えることができる。ただし、正確には三軸圧縮強度 試験により確認する必要がある。

スランプ (cm)	単位水量 (kg m <sup>3</sup> )	碎石混入率 (%)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (gf cm²)
2	163	0	13	240
		25	18	220
		50	30	200
5	173	0	8	140
		25	12	140
		50	18	140
8	179	0	3.5	100
		25	5	100
		50	7	100
10	184	0	3	40
		25	4	60
		50	5	40

Table 3 まだ固まらないコンクリートの内部摩擦角

 $G_{max} = 20 \, \text{mm}, \quad W/C = 45\%$ 

# §5. おわりに

今回の実験から緩勾配(1:6)型わくに作用するコ ンクリート側圧について以下のことがわかった.

- ①本実験での側王最大値は0.362tf/m<sup>4</sup>(3.55kPa)で あり、その値は次のブロックのコンクリートを打設 している時に記録された。
- ②最大側圧はコンクリート打設とともに上方に移動し、鉛直型わくに見られる側圧上方移動と同じ傾向が認められた。
- ③側圧はその最大値を記録後,徐々に減少し新たなコ ンクリートを打設しても増加することはなかった.
- ④コンクリート側圧の分布形状は最下層の型わくで 最大側圧の65%とすることができる。
- ⑤本実験のコンクリート側圧は振動締固め深さのパ ラメータ φ および垂直抗力の方向角 φ<sub>c</sub>を与えれ ば式(8)で表すことができる.ただし、本算定式は 種々の仮定条件がもとになっており、異なる条件下 での適用には注意が必要である.

これらの実験結果から,緩勾配型わくの設計荷重が明 らかになり,本工法で用いる大型型わくに必要な剛性お よび強度を決定することができた.

以上の結果を受けて、本工法によるダム本体減勢工(右 岸側約2,500m)の施工が二風谷ダム堤体建設工事第4 期(平成元年11月~平成3年3月)の中で行われた. Photo1にコンクリート打設状況を、Photo2に完成



Photo1 コンクリート打設状況



Photo 2 完成全景

全景を示す. コンクリート打設時における型わくのたわ み量変化は1mm程度であり、コンクリートの仕上り平坦 性も規格値(流れ平行方向8.0mm以内,流れ直角方向3.0 mm以内,対角線方向6.0mm以内)を満足することができ た. なお、本工事に用いた大型型わくと走行式門型クレ ーンは、当社平塚製作所で設計製作されたものである.

最後に、本実験を行うにあたり御協力項いた北海道開 発局室蘭開発建設部並びに二風谷ダム建設共同企業体の 皆様に感謝の意を表します.

#### 参考文献

1) たとえば、土木学会コンクリート標準示方書、1986.

- 2) 竹内,越川,伊藤:フレッシュコンクリートの三軸 圧縮試験方法に関する研究,土木学会フレッシュコン クリートの物性とその施工への適用に関するシンポジ ウム論文集,1986, pp.1~6.
- 3) 越川:まだ固まらないコンクリートの粒状態特性に 関する研究,第32回土木学会年次講演会概要集(第5 部),1977, pp.394~395.