

用水路(水田)の計画設計・施工マニュアル
(案)

【引用文献】

令和7年12月

一般社団法人 北海道土地改良設計技術協会

引用文献 目次

(引用) 間違い易い水理設計－水路工に関する事項	引用－1
(引用) 事務連絡：フルーム水路におけるバレル長について	引用－10
(引用) 事務連絡：鉄筋段落としの扱いについて	引用－16
(引用) 重荷重を受ける水利構造物におけるダウエルバーの設計について	引用－19
(引用) マスコンクリートのひび割れ制御に関する研究委員会報告書	引用－29
(引用) 土地改良施設凍結深検討資料作成業務報告書	引用－37
(引用) サイドドレーナー技術資料	引用－118
(引用) アンダードレーナー技術資料	引用－121
(引用) 農業用開水路における目地等の補修工法の適用性評価	引用－125
(引用) 泥炭性軟弱地帯の地域用水におけるパイプライン設計運用	引用－132
(引用) 道営農業農村整備事業設計の手引き	引用－152
(引用) 用地測量調査マニュアル	引用－169
(引用) 事務連絡：プレキャスト製品の導入促進について	引用－183
(引用) 事務連絡：現場打ちフルーム水路の防寒養生について	引用－190
(引用) 用排水路設計指針	引用－205

【引用文献】 間違え易い水理設計－水路工技術書に関する事項

水と土 第40号 1980

間違え易い水理設計

——水路工に関する事項——

石野 捷 治*

目 次

1. まえがき.....(80)	波立ち.....(82)
2. 沈砂池内に設置する余水吐.....(80)	8. 消波工前面に設置する波返し.....(83)
3. 沈砂池内の沈砂溝の横断面形状.....(80)	9. 完全越流の流況におけるセキ上流側の
4. 沈砂溝と排砂路との接合部.....(81)	水位.....(85)
5. 排砂路内の合流形状.....(82)	10. 分水工の構造.....(86)
6. 沈砂池流出部の形状.....(82)	11. あとがき.....(87)
7. 落差工の連続設置による下流水路内の	

1. まえがき

今回は、水路工に関する部門を取扱った。ここで述べる主要な事項は、水理模型実験によって、その水理構造を決定する過程の中で筆者が経験したいくつかの点を取り上げた。

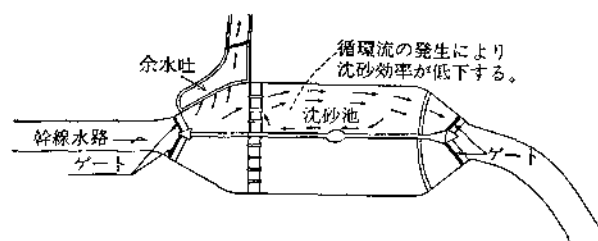
この報文の内容は、主として沈砂池と落差工に関連した事項を扱ったものである。

2. 沈砂池内に設置する余水吐

農業用水の取水工の計画と設計については、取入れ口前面での土砂の滞積や幹線水路への土砂の流入がないように配慮しなければならない。これは当然のことであるが、農業用水以外の上水道や発電などと共用する取水工の場合には、一定流量を常時通水しなければならないために、洪水時でも取水を行うため土砂の流入が生ずる。このような場合には、流入した有害な土砂粒子を沈積し、これを排除するために沈砂池を設置する必要がある。

一方、取入れ口からの過剰な流入量を排除するため、沈砂池の一部に余水吐を設置する場合がある。すなわち、沈砂池の流入部に側越流型の余水吐を設ける事例(図一1参照)を見受けるが、このような設計は誠に好ましくない。

この理由は、側越流型余水吐を設置した沈砂池流入部では、余水吐が作用する場合には余水吐方向に向かう、横方向の流れが生じ、沈砂池の流入拡大移行部に要請されるところの均等に分散し、偏流や逆流が起こらないような流れとなる機能を破壊してしまうからである。



図一1 流入部に余水吐を設置した沈砂池略図

目的が異なる水理構造物を思い付きで一緒にすることは避けた方が無難であろう。それぞれの構造物の目的を十分理解し、その設計を誤らないようにしなければならない。

3. 沈砂池内の沈砂溝の横断面形状

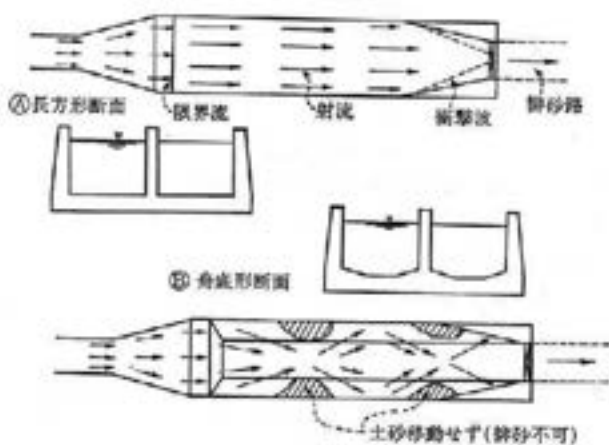
発電、上水道及び工業用水などと共用している導水路内に沈砂池を設計する場合には、一定流量を常時通水しなければならないので、一部で排砂を行いながら他の部分では通水可能となるような沈砂溝の区分割りを行わなければならない。要するに、沈砂溝は2連以上ある方がよいわけである。

また、沈砂池の形状は築造地点の地形に適合させ、かつ、左右対称とする。沈砂溝は一様長方形断面(図一2のA)とするのがよい。

正確には、沈積させる粒子の大きさ、流入土砂量及び排砂時の掃砂流量などから検討すべきである。一般に、沈砂溝の断面形は幅員に比べて水深が大きく、十分長いものが沈砂効果は大きい。

沈積した土砂を排除する場合には、可能な限り自然排砂が行えるように計画する。その沈砂溝の底コウ配は排砂すべき有害粒子の移動限界流速以上の流速を与えるこ

* 農業土木試験場水工部



図一2 沈砂溝の横断面形状と排砂時の流況



写真一1 舟底型沈砂池の落水後の状況

とが要求される。

このことから、排砂時には沈砂溝内の流れが射流の状態になるように設計すると、大きな流速が得られ、排砂を良好にする。

ところで、排砂時に沈砂溝内の流れを射流とすると、従来の沈砂池に見られたような舟底型の沈砂溝断面(図一2の③)では、良好な排砂効果が得られない。すなわち、図でもわかるように、沈砂溝内の流れは集中と分散を繰り返す。この結果、流れが集中する沈砂溝の両側には排砂不可能な場所ができる。さらに、沈砂溝から排砂路への流れの連続性にもかなりの問題が生ずるおそれがある。(写真一1参照)

4. 沈砂溝と排砂路との接合部

沈砂溝内の流れを射流の状態になるように設計すると、大きな流速が得られ排砂を良好にする。同様に、排砂路の底コウ配も排砂路内の流れが、沈砂溝内の流速よりさらに大きな流速となる射流の状態になるように設計を行う場合がある。

一般に、排砂路の幅員のほうが沈砂溝の幅員より小さい事例が多い。このような場合、両者の底コウ配がほぼ等しく、かつ、同一流量を流下させる水理量計算を行う

と、流れの比エネルギーの値は排砂路内のほうが沈砂溝内の値より大きくなることもある。これは単位幅流量が排砂路の方が大きくなるためである。

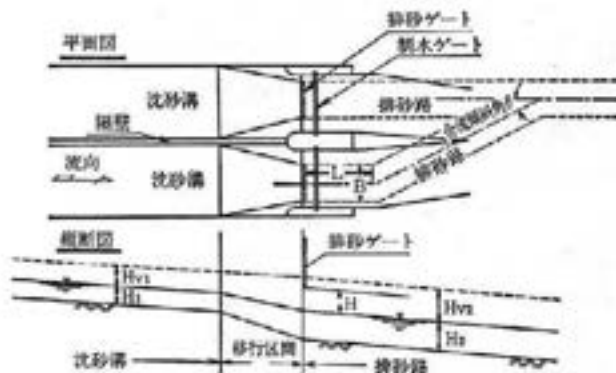
このため、沈砂溝下流から排砂路流入部の流れにおいて、排砂路側のエネルギーが高くなり、沈砂溝内の流れが停滞し、十分な排砂が出来なくなる場合が生ずる。

このような不都合な現象を防止するため、沈砂溝の下流側に $1/10$ 程度の急コウ配部分を設けることがある。このほか、沈砂溝末端に移行部を設けて衝撃波を生起させて完全排砂を行う方法がある。後者の設計については、土地改良事業計画設計基準、設計、頭首工に詳述されている。

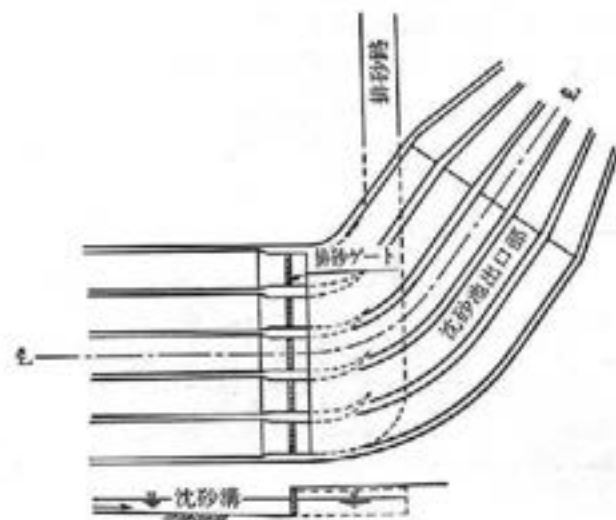
また、沈砂溝から排砂路へ流入する位置に設置される排砂ゲートを引き揚げた時に、流れの水面上の余裕(図一3の縦断面図における H)を十分に確保する構造であることが必要である。

排砂路流入部は暗渠の形状となることから、上部の沈砂池出口の形状と関連し、排砂路流入部の高さが低く計画される傾向があり、設計の際に十分注意する箇所と考える。

なお、排砂路の方向が沈砂池の中心線に対し、大きく左右いずれかの方向に屈折する形状(図一4参照)の場合



図一3 沈砂溝から排砂路への移行形状例



図一4 排砂路が沈砂池中心線に対し、直角方向になっている事例

合には、接合部における流れは、方向や速度が複雑に変化し、排砂機能を十分に予知することは困難である。それゆえ、このような形状の場合には水理模型実験を実施して機能を確認することが望ましい。

5. 排砂路内の合流形状

沈砂溝が2連以上あって、直線方向の排砂路に他の排砂路が合流する場合の形状（図一3参照）には十分注意しなければならない。

排砂路内の流れは射流の状態であり、図一3に示すような合流傾斜角 Q は、できるだけ小さい角度で合流する形状のほうが流況を良好にする。

また、図一3に示した右岸側排砂路の直線区間 L は、長くすることはよいが、これを短くすると排砂に不都合な流れとなる。

実験的に調べた結果では L の延長は排砂路の幅 B の2倍以上を与えることが必要である。

6. 沈砂池流出部の形状

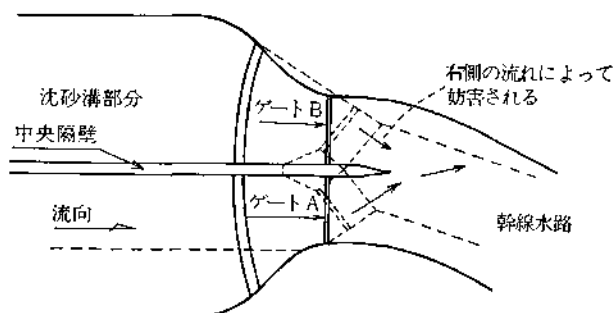
沈砂池末端流出部から下流側幹線水路への取付移行形状を決定する場合、下流側の幹線水路が大きく屈曲する形状になっていると、次のような不都合な現象が発生するので十分注意する必要がある。

図一5の点線に示すように、沈砂溝部分が大きく2つに分かれて末端流出部から下流側の幹線水路に移行する形状の場合、末端ゲートから流出する流れが下流側水路の屈曲に影響される。

なお、この図一5に示したものは筆者が実施した水理模型実験例である。

この計画は、点線で示すような形状の既設沈砂池構造物の所に通水流量を増加（計画流量の変更による）して流下させるため、沈砂池の右岸側を実線のように拡幅し、あわせて下流幹線水路をも実線のように改造した。この際、当然取水工も改造されている。

計画変更当初は、取水工の改善によって流入土砂を防止できるものと推察されたことから、既設沈砂池部分の沈砂溝などについては、工費の軽減を考慮し、できるだ



図一5 沈砂池流出部

け改造しない方針をとった。

そこで、沈砂池末端の制水ゲートも既設の状態（点線で示した形状）をそのまま利用することで実験を始めたものである。ところが、既設の構造（点線）における実験によって観察された現象は次のとおりである。

先づ、末端ゲートAから流出する直進しようとする流れのために、屈曲部の左岸側沿いの流れが妨害されるようになり、末端ゲートBからの流出が抑えられる。このため、沈砂池の左岸側は貯留され水位が上昇する。流出停滞に伴ってある程度内水位が上昇すると、位置のエネルギーが大きくなり、末端ゲートBからの流出が行われる。今度は、末端ゲートAからの流出が抑えられ、沈砂池の右岸側の内水位が上昇する。そして、一定時間の流出停滞の後、末端ゲートAからの流出が行われる。

このように、沈砂池内の水位が交互に上下するサージ現象を示した。このような流れは、沈砂溝内の沈砂機能や、下流幹線水路内の流速の平均化に悪影響を及ぼす。

この現象を防止するため、最終的に決定された施工実施案としては、下流側の水路中心線に対してゲートの方向が直角になるよう（図一5において実線で示した方向）に修正することに決定した。

7. 落差工の連続設置による下流水路内の波立ち

水クッション型落差工の水クッション規模が適切でないため、落下水の減勢が不十分で下流水路に大きな波立ちを発生させることがある。このほかに、1個所の落差工に関しては、水クッション規模はほぼ妥当であるが、100~300m程度の間隔で落差工が連続して設置されているために、波立ちが増幅され、障害となるような大きな波を発生させることがある。

この理由としては、次のように考えられる。

開水路においては、①材料や形状の異なる水路を接続させる場合の取付け移行区間の不備、②調整ゲートや分水ゲートの操作、③落差工の落下水脈裏側への空気供給の不完全現象に伴う水脈の振動、及び④水路の直線区間での同一方向に対する風向と風力などの原因による波高等である。

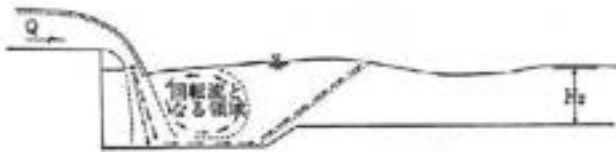
水路幅が6~8mの水路における波高5~10cmの波立ちは写真一2に見るように、水面が穏やかな安定した流れと観察される。

しかしながら、波高5~10cm程度の波でも減衰されずに下流側に設置された落差工の落ち口に到達する。

落ち口では、段落ちの低下現象のために水面変動は多少、小さくなるが、上流からの波の影響を受けて落ち口水深は周期的に変動する。落ち口水深が周期的に変動すると、落下水脈の初速が周期的に変動し、落下水脈の下流水面への到達位置や水中への突入速度及び、水中に



写真—2 水路内の流況，水路幅は8.0mである。



図—6 落水脈の流況説明図

突入した後の水脈中心部の水クッション底に衝突する位置での流速に違いを生ずる。(図—6参照)

このため、下流移行部の底コウ配に沿って下流水路に押出される流勢は、上流側の水路内で生じた水面変動の山と谷に関連して、周期的な流勢の強弱変動を繰り返す。この現象は、下流水路に対する造波運動であり、上流水路で生じていた波立ちよりも大きな波立ちに発達させる。

落差工の連続によって、順次、下流への波立ちを増幅させる現象を防止するためには、1~2箇所おきに水クッション規模に余裕を持たせた落差工を設置する必要がある。

8. 消波工前面に設置する波返し

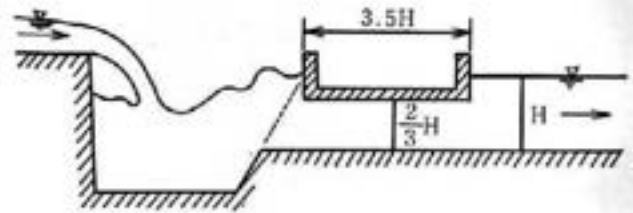
先に、水と土第37号において川合整長が説明したように、落差工の下流側水路内の波立ちが激しい場合に消波工を設けることがある。

このような場合、図—7に示すような従来型の消波工を設置すると、消波工の前面に流水が衝突して、側壁から越波するような事例がある。(写真—3参照)。

そこで、側壁からの飛び出しを防止するため、消波工の前面に1m程度の波返しを取付けた。この場合、兩岸寄りに大きな三角波が立つ傾向が認められたため、両側壁沿いに曲げた形状とした。

施工された事例を写真—4に示す。

なお、従来型の消波工を落差工の直下流ではなく水路の中間に設置する場合、消波工設置に伴う上流側水路内の水位上昇高を検討するため、次のような簡単な実験を行った。



図—7 従来の消波工(水と土第37号 p.68に掲載したもの)



写真—3 波返しの無い消波工における流況，流れは右下の方に向かう。消波工の上に見えるのは角材などの詰材料を置いている。



写真—4 波返しを取付けた消波工の一事例(上流側から見る)

① 水理実験の条件と実験の方法

水路の上流側は落差工、下流側が分水路の模型が設置されている水路幅 $B=58.3\text{cm}$ 、水路底コウ配 $1=1/1500$ 、延長60mの開水路のほぼ中央に消波工を設置した。消波工の上・下流側の水位測定位置は図—8に示す通りである。

消波工の延長 L は実験番号Aの場合 29.5cm 、Bが 27.0cm である。流量 $Q=33.42\text{ l/sec}$ の一定量を流し、水路底から消波工水平部の底面までの高さ D を変えた実験を行った。(写真—5参照)

② 実験の結果とその考察

実験の結果を表—1に示すとともに、 D/H_2 と $\Delta H/hV_2$

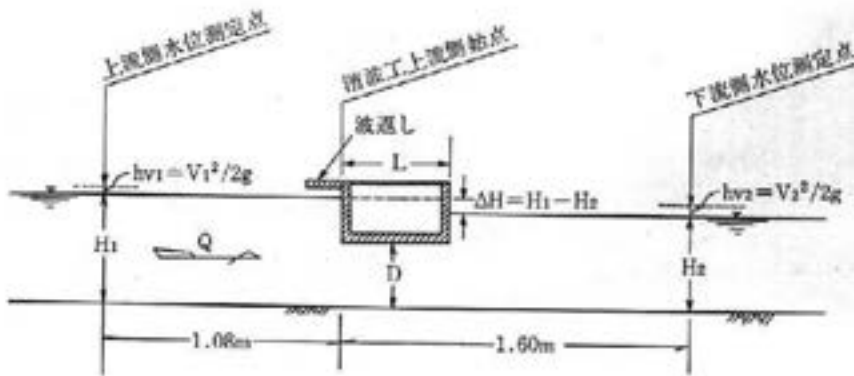


図-8 消波工を設置した場合の実験説明図



写真-5 消波工の実験状況(上流から下流を見る)

表-1 消波工による上流側水位の上昇高

実験番号	\$D\$ の値 cm	上流側	下流側	\$ΔH = H_1 - H_2\$ cm
		水深 \$H_1\$ cm	水深 \$H_2\$ cm	
A-1	6.6	13.15	10.80	2.35
	7.5	12.17	〃	1.37
	9.0	11.40	〃	0.60
	10.5	10.95	〃	0.15
B-1	7.5	12.38	10.80	1.58
	9.0	11.41	〃	0.61
	10.5	11.02	〃	0.22

との関係を図-9に示した。

消波工を設置していない状態における流れのフルード数は0.52であり、開水路の流れでは早いほうと考えられる。このような流れの中に、設置深さ \$D\$ を、下流側水深 \$H_2\$ の $\frac{1}{2}$ となるように消波工を設置すると、 $\Delta H/hv_2$ の値は約1.0の値になることが分った。(図-9参照)

このことは、消波工の設置深さ \$D\$ を当初水深の $\frac{1}{2}$ とす

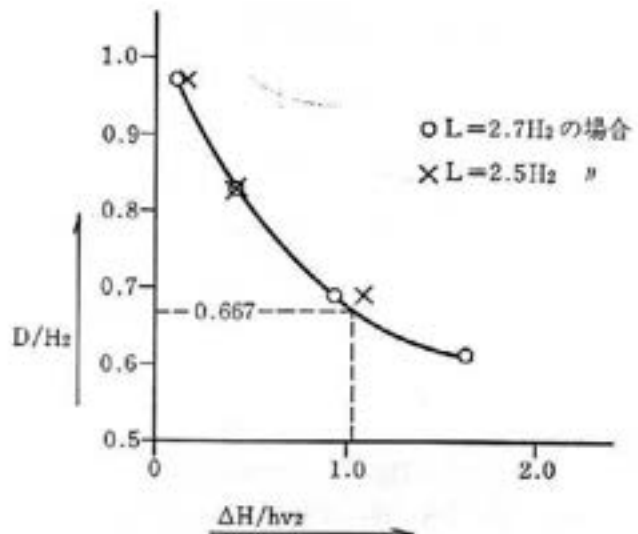


図-9 \$D/H_2\$ と \$\Delta H/hv_2\$ との関係

れば、当初の水深で保有していた速度水頭程度、消波工上流側水位が上昇するということである。

なお、水位の記録は取らなかったが消波工の延長 \$L\$ に関しては、 $1.6H_2$ 、 $2.0H_2$ 、 $2.5H_2$ 及び $2.7H_2$ のそれぞれの状態における実験を行った。その結果、 L が大きい方が消波効果も大きくなることを目視により確認した。ただ、 $2.5H_2$ と $2.7H_2$ とでは明確な差は認められなかった。

この実験ではフルード数が一種類のみであること、断面の急縮、急拡等の損失について十分なる検討がなされていないので今後の詳細なる研究が必要であろう。

注意：

- ① 等流水路の中に消波工を設けた場合には消波工によるエネルギー損失によって、これの上流側はセキ上げ背水現象となる。したがって、消波工直上流の水位を基準として、これより上流では不等流の水面追跡が必要となる。
- ② 等流水路のフルード数は0.44以下のとき、上流にある落差工の減勢不良に伴う波立ちなどのような不都合な現象がない限り、水路表面には波立ちが発生しないので、このような場合には消波工が必要では

ない。

9. 完全越流の流況におけるセキ上流側の水位

ここでは、水の流れの原則について述べ、ついで、特別（例外）な水理現象について説明しよう。

まず、水の流れの原則としては次のことを念頭に入れておかねばならない。

- ① 開水路においては常流の流れが射流へ移行する場合には必ず限界流（限界水深）が発生する。この限界流の発生する点はいわゆる支配断面であり、計算の起点である。
- ② 流量一定としたとき最小比エネルギーは支配断面に発生し、その値は限界水深の1.5倍である。
- ③ ある区間の流れを考えた場合、上流側のエネルギーはその区間の下流側のエネルギーより常に高い。

これに対して、特別（例外）の場合は越流セキにおける完全越流の水理現象にみる事ができる。これが、ここでの重要な問題である。

まず、完全越流セキの流量公式は一般に

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (1)$$

として表される。ここに Q : 流量, H : 越流水深, B : セキ幅, C : 流量係数である。

つぎに、セキ幅が限界流となる時の C の値について検討しよう。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gH}} = \frac{Q}{\sqrt{g \cdot B \cdot H^{3/2}}} \dots\dots\dots (2)$$

この式において、 F_r はフルード数であり、限界流の流れにおいては $F_r = 1$ である。いま、 $F_r = 1$ としたときの $H = H_c$ とすれば

$$Q = \sqrt{g \cdot B \cdot H_c^{3/2}} \dots\dots\dots (3)$$

また、(1)式と同様な形とするために、 $H_c = H/1.5$ とすれば

$$Q = B \cdot \sqrt{g} \left(\frac{1}{1.5} \right)^{3/2} H^{3/2} = 1.7BH^{3/2} \dots\dots\dots (4)$$

となる。すなわち、越流セキ頂が限界流となるためには $C = 1.7$ でなければならない。

ところが、一般の越流セキにおいて、完全越流状態の

流量係数は $C \approx 2$ 程度となる。いま(1)式を書きかえると、

$$H = \left(\frac{Q}{C \cdot B} \right)^{2/3} = \left(\frac{1}{C} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (5)$$

この(5)式は C の大きさに H が逆比例する関係を示している。

すなわち、セキ上流側の接近流速を無視することができる。完全越流セキにおいては、セキ頂における最小比エネルギーより小さなエネルギーで越流することができる。

すなわち、 $C = 2$ のときは、その越流水深は理論上の最小比エネルギーより約1割小さい値となる。

この理由は越流頂においては流れの回転流により遠心力が働く。この結果、水路底面に働く水圧は静水圧より小さくなるためである。

結論として、完全越流セキを起点として、これより上流側の水面追跡を行う場合には、セキ公式を用いて、セキ上流側の水位を求めねばならない。

セキ公式の流量係数 C は実験結果から与えられている。

したがって、流量係数 C を用いる場合には、その実験条件を十分理解しておく必要がある。適用外の C 値を絶対に用いてはならない。

計算例：水路幅 $B = 10.0\text{m}$, 水路底コウ配 $I = 1/1000$, マンニングの粗度係数 n の値が 0.015 と考えられる三方コンクリートライニングの長方形断面水路に流量 $Q = 30.64\text{m}^3/\text{sec}$ が流れている。

この水路内にセキの高さ $D = 1.10\text{m}$ の図-10に示すような形状のセキを設けた場合の流況を検討する。

① 水路内の等流水深 H_0

等流水深 $H_0 = 1.380\text{m}$ と仮定すると、通水断面積 $A = B \times H_0 = 10.0 \times 1.380 = 13.80\text{m}^2$, 潤辺 $P = 10.0 + (1.380 \times 2) = 12.76\text{m}$, 径深 $R = A/P = 13.80 \div 12.76 = 1.082\text{m}$

マンニング公式を用いて平均流速 V_0 を計算すると、

$$V_0 = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = (1/0.015) \times (1.082)^{2/3} \times (0.001)^{1/2}$$

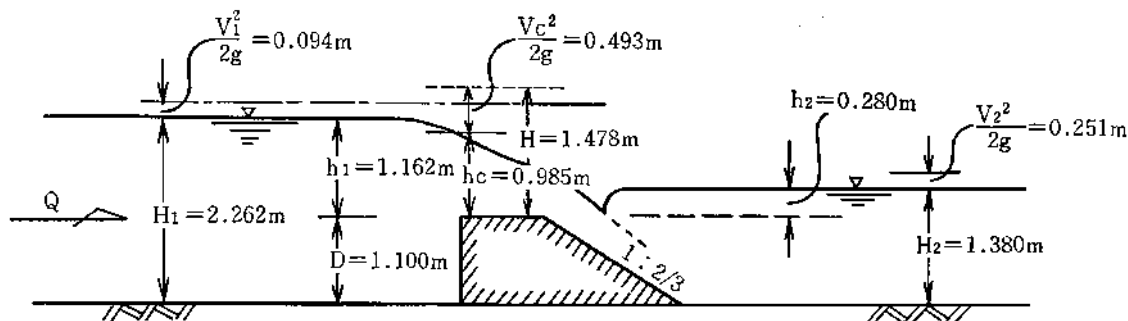


図-10 セキを設けた場合の流況説明図

$$= 2.220 \text{ m/sec}$$

$$\text{流量 } Q = A \cdot V_0 = 13.80 \times 2.22 = 30.64 \text{ m}^3/\text{sec}$$

この結果、等流水深 H_0 は当初仮定した 1.380m でよいことが分かった。

$H_0 = 1.380 \text{ m}$ で流れる時の速度水頭 $V_0/2g$ の値は $(2.220)^2/19.6 = 0.251 \text{ m}$ である。

② 限界水深 h_c の値

水路が直方形断面であるから、限界水深 h_c は

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^3}}$$

と

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{(30.64)^2}{98 \times (10.2^3)}} = \sqrt[3]{0.9577} = 0.985 \text{ m}$$

となる。したがって、図-10の条件から $h_c = 0.985 \text{ m} > h_2 = 0.28 \text{ m}$ となり、流れの状態は完全越流であることがわかる。次にセキの上流側水深を求めるために本間公式（本間・米元・米屋共著、水利学入門 p.67 森北出版）を使用する。セキ上の流況が完全越流となる場合の本間公式は次式で示される。

$$Q = m \cdot b \cdot h_1 \sqrt{2g \cdot h_1}$$

ここに、 m ：流量係数

b ：セキの幅

流量係数 m は、セキの上流側コウ配 $n_1 = 0$ 、下流側コウ配 $n = 2/3$ であることから、 $m = 0.31 + 0.23 \frac{h_1}{D}$ で与えられる。

引き続き、 h_1 の値の推定計算を行う。

$$h_1 = 1.162 \text{ m と仮定すると}$$

$$m = 0.31 + 0.23 \times \frac{1.162}{1.100} = 0.31 + 0.243 = 0.553$$

$$Q = 0.553 \times 10.0 \times 1.162 \times \sqrt{2 \times 98 \times 1.162} \\ = 30.66 \approx 30.64$$

となり、 $h_1 = 1.162 \text{ m}$ を得る。

この結果、セキ上流側水深 $H_1 = h_1 + D = 1.162 + 1.100 = 2.262 \text{ m}$ を得る。そこで、上流側水路内の平均流速 V_1 は $V_1 = Q/(BH_1) = 30.64/(10.0 \times 2.262) = 1.355 \text{ m/sec}$

$$V_1^2/2g = (1.355)^2/19.6 = 0.094 \text{ m}$$

$$E_1 = H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 2.262 + 0.094 = 2.356 \text{ m}$$

これらの値を図-10に記入した。

一方セキ上において最小エネルギーを考えた場合にはこのエネルギー標高を E_0 とすれば

$$E_0 = D + h_c + \frac{U_c^2}{2g} = D + 1.5h_c = 1.10 + 1.5$$

$$\times 0.985 = 2.578 \text{ m}$$

となる。この結果、 $E_1 < E_0$ であり、明らかに、完全越流セキ上の流水は最小比エネルギーより小さなエネルギーで流去することが可能であることを意味している。

10. 分土工の構造

近年、水路の改修工事に際して、水利構造物を設置するための用地取得が困難になったため、水の流れ方よりも既存の水路用地内に収まる形状を優先させた水理設計を行う傾向が見受けられる。

このため、分土工内の流れに偏流を生じ、大きな波立を伴う障害を発生させることがある。

図-11に示す分土工は、最大通水量が約 $16.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ で幹線水路側に $8.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ を通水させる計画である。

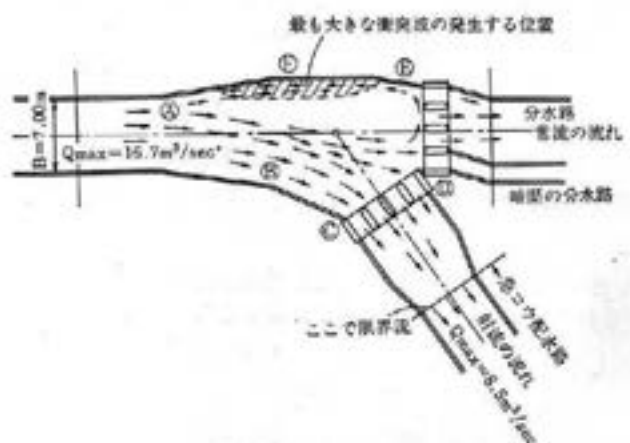


図-11 分土工内の流況図

この事例の場合には、最大通水量の6割程度の通水段階で、分土工内の波立ちの大きいことが判明し、水理模型実験を行って対策を検討したものである。

模型は縮尺を1/12に製作した。最大通水量に相当する模型流量を流した場合、図-11に最も大きな波が立つ範囲として示した領域では、模型値での波立（測定した水位の最高と最低との差）は5.0～6.5cm程度にもなり（写真-6参照）、それ以外の側壁沿いでも3.0～4.5cmの波立ちとなった。



写真-6 分土工の水理模型実験の状況（計画最大通水量 $16.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ に相当する流量を流している。）

この水理現象を詳細に観察するとつぎのように説明されるであろう。

- ① B点より下流において断面の拡大が非対象となること。
- ② C点で幹線水路側への流入が先に生ずること。
- ③ C—D区間は水理的に横越流に似ていること。
- ④ 分水路への流速が遅いため、一部の流れがE点に向うこと。
- ⑤ A点の流れは上流にある落差工の波動の影響を受けて不安定であり、左右に振れる。
- ⑥ 以上の結果、F地点においてA点からの流れとE点からの流れによる衝突流が断続的に発生することとなる。

この衝突流は側壁を越えて越流する。

水理現象は以上であるが種々、検討の結果、分水路の上流側に消波工を設けた。

この結果、最も大きな波が立つ領域における波高が1.5～2.0 cm, それ以外は0.8～1.5 cm程度の波高に収

まるようになった。

しかし、これは最善の工法とはいえない。

このように、施工がかなり進んだ段階で、その対策を問題とするのでは遅すぎるわけである。

分水路や落差工などのような水理模型実験は、比較的簡単に短期間で終了することができる。したがって、水理設計が行われた段階で、不審な点を発見したならば、早期に、水理模型実験を行って、最適の水理設計を行うことをお勧めする。

11. あとがき

水路工関係の水理設計上の注意事項を述べてきたが、書き上げたものをみると、極めてあたりまえの事をいっているだけのような気がする。しかし、設計に熱中している時には、案外、当然と思われるような大事な点が忘れられることがある。本文が少しでも参考になれば幸いである。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式
会社

三祐コンサルタンツ

取締役会長 久野庄太郎
取締役副社長 長柄 要
常務取締役 山田光敏
国内事業本部長

取締役社長 久野彦一
専務取締役 渡辺滋勝
東京支社長

本社	名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)	TEL (052) 201-8761(代)
東京支社	東京都中央区八重洲2丁目2番1号 (大和銀行新八重洲口ビル)	TEL (03) 274-4311(代)
支社技術部	東京都港区赤坂2丁目3番4号 (赤坂パークビル)	TEL (03) 586-7341(代)
仙台支店	仙台市上杉一丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL (0222) 63-1857(代)
熊本出張所	熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)	TEL (0963) 54-5226
札幌連絡所	札幌市西区発寒5条7丁目579番地	TEL (011) 662-1296
技術研究所	愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL (0562) 32-1351

【引用】 事務連絡：フルーム水路におけるバレル長について

(案)

事務連絡

平成15年11月13日

各開発建設部

農業開発（第1）課長 殿

農業設計課長補佐

フルーム水路におけるバレル長について

このことについて、「土地改良事業計画設計基準・設計『水路工』」で1バレルの長さは9～12mとしている。1バレル12mにおいて試験施工を行った結果、支障のないことから今後下記のように取り扱います。

なお、今回の事務連絡は「農業農村整備事業等コスト構造改革プログラムについて」（平成15年4月1日付け、15農振第28号）の施策11（設計基準の特例値を活用するなどして弾力的な計画・設計を促進する。）を運用していることを周知願います。

記

- | | |
|-----------|----------------------------|
| 1. 1バレル延長 | 1バレル12m |
| 2. 対象水路 | フルーム水路の直線部 |
| 3. 施行時期 | 平成16年度施工分から |
| 4. 継目の間隔 | 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」技術書による |
| 5. その他 | 水路の曲線部、基礎地盤の変化箇所については従来どおり |

（発議 農業設計課設計基準係）

415年算出

工内訳書

名	称	形状寸法	単位	単価	南長沼幹線用水路 4.90m×2.00m		北海幹線用水路 10.40m×2.20m(3E一ス)		当別幹線用水路 4.70m×2.25m	
					数量	金額	数量	金額	数量	金額
鉄筋コンクリート		Re-a、ポンプ車	m3	14,743	22.8	336,140				
				11,641			41.0	477,281		
均しコンクリート		C-1、ポンプ車	m3	9,295					19.9	184,970
				14,600	2.0	29,200				
コンクリート型枠損料		フルーム、R≧5m超	m2	9,137						
				3,099	69.1	214,140			1.9	17,360
				3,270			80.1	261,927		
コンクリート型枠損料		均し基礎	m2	3,270					79.6	260,292
				2,620	0.8	2,096				
				2,771						
鉄筋工		SD345、D13一般	t	89,155	1,113	99,229			0.8	2,216
				84,580						
鉄筋工		SD345、D16～25一般	t	87,095	0,683	59,485			1,645	139,134
				82,520						
水路用足場損料		外壁高2m以上	m2	323	43.2	13,953			2,907	239,885
				339						
コンクリート足場損料		安全ネット無、枠組	m2	1,868	36	67,896			93.6	31,730
				1,968						
透水性断熱材		t=50mm	m2	1,344	26.1	35,078			40.5	79,704
				1,347						
フルーム水路基礎材		砂利および砕石	m3	146	6.6	963				
料敷均し締固め										
				2971						
小計										
掘削		15tブル 4.0m以上	m3	229		858,180			15.9	47,238
				171						
				236						
				634						
小計										
埋戻		0.8m3縦油圧	m3	229	48	10,992				
				171						
				236						
				634						
小計										
フルーム水路側壁		1.0≦W<2.5m	m3	634	22	13,948				
背面取埋戻し										
				639						
				753						
基礎材		φ80mm縦、再生	m3	2450	5	12,250			16	39,200
				2971						
構造物床仕上げ		人力	m2	151	47	7,097				
				262						
小計										
						1,760,647			106	27,772
										43
										1,670,288

伸縮目地	9m/バレル		か所	6,460	4	25,840				
				67,187			4	268,748		
収縮目地	9m/バレル		か所	68,349					4	273,396
				49,466	8	395,728				
				41,300			8	330,400		
受台コンクリート	9m/バレル		か所	53,349					8	426,792
				67,785	12	813,420				
ダミージョイント	9m/バレル		か所	48,602					12	583,224
				24,345	11	159,775				
				16,089					11	176,979
ダウエルバー掘付 小計	径16mm		本	979					560	548,240
						1,394,763				1,460,391
伸縮目地	12m/バレル		か所	6,460	3	19,380				
				67,187			3	201,561		
収縮目地	12m/バレル		か所	68,349					3	205,047
				49,466	6	296,796				
				41,300			6	247,800		
受台コンクリート	12m/バレル		か所	53,349					6	320,094
				67,785	9	610,065				
ダミージョイント	12m/バレル		か所	48,602					9	437,418
				14,525	8	116,200				
				24,345			8	194,760		
				16,089					8	128,712
ダウエルバー掘付 計	径16mm		本	979		1,042,441		411,180		1,091,271

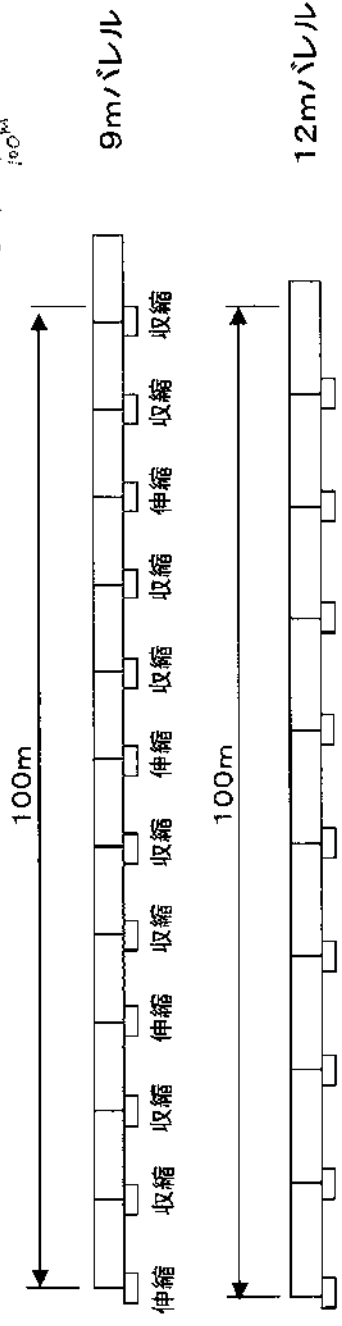
9m

12m

△369.120⁸/_{100m}

△352.527⁷/_{100m}

△352.527⁷/_{100m}



H13 当別地区 当別幹線用水路材木沢工区工事

フルーム水路試験施工について

施工業者に聞き取り

○施工性

- ・フルーム本体の施工は、鉄筋の本数及び型枠の枚数が若干多くなるが、9m/スパンと12m/スパンではほとんどかわりはなかった。

9m/スパン	主鉄筋	37本	型枠	83㎡
12m/スパン	主鉄筋	49本	型枠	110㎡

- ・本工事では施工延長が短かったので実感はないが、1スパン当たりの延長が長くなると、施工に手間がかかる継目数が少なくなるので、施工も楽になると思う。

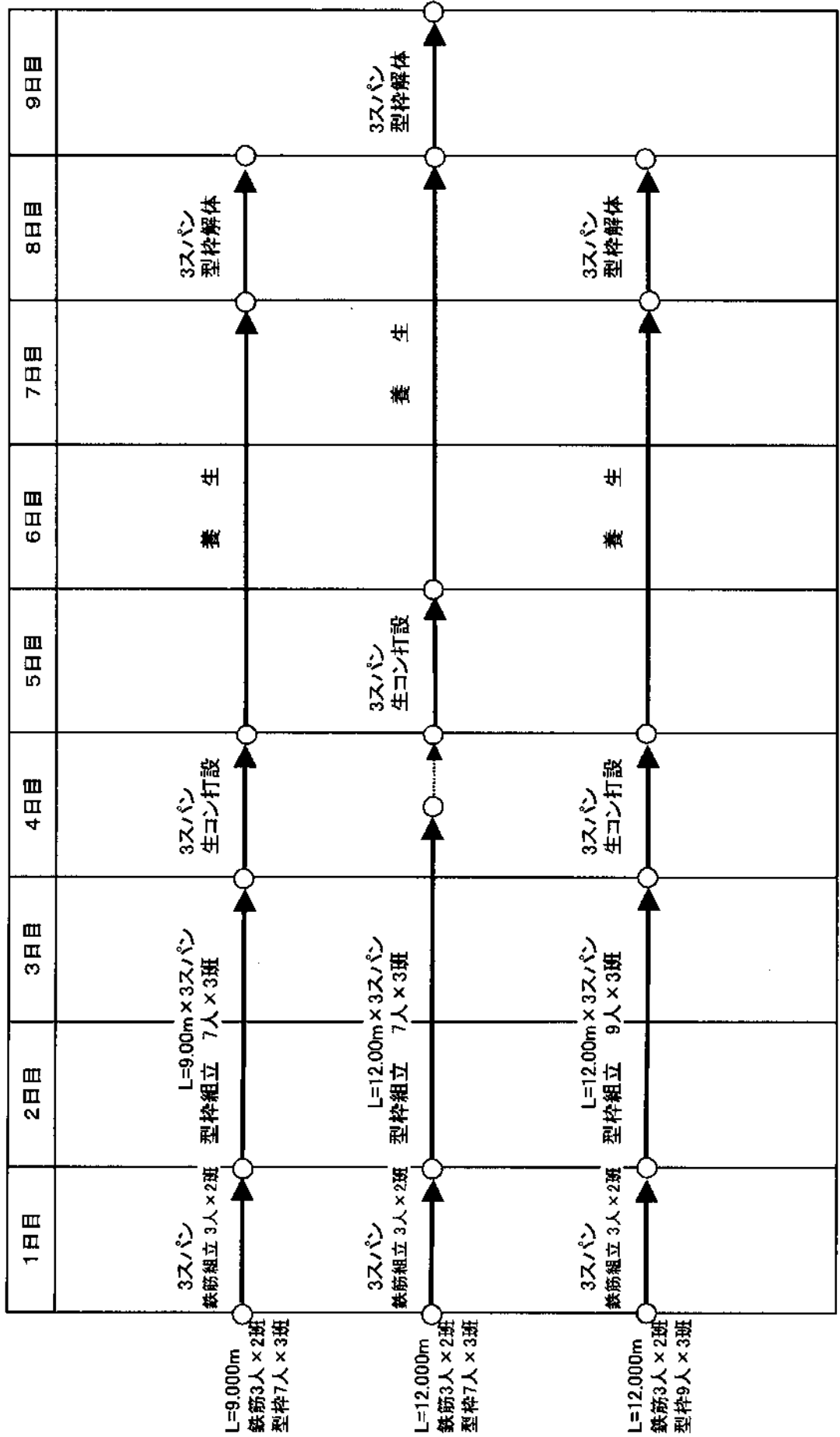
○工期

- ・12m/スパンは9m/スパンと比較すると作業量が増えるが、仕上がり日数を9m/スパンと同じになるよう型枠の作業員を増やして対応した。
同一人数で行うと、12m/スパンのほうが1日長くなる。

※工程表は別紙参照

作業ネットワーク

3スパン歯抜け施工



【引用】 事務連絡：鉄筋段落とりの取り扱いについて

事務連絡
平成26年1月24日

各開発建設部 農業整備（開発）課長 殿

農業水産部 農業設計課 課長補佐

土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」の改定に係る鉄筋段落しの取扱いについて

農林水産省では、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（以下、「水路工」という。）については改定から11年が経過したことを踏まえ、戦略的な保全管理の推進等を網羅した改定作業を平成22年度から進め、平成25年3月22日に食料・農業・農村政策審議会長から答申を受けているところである。

このため、農林水産省からは平成25年度早々に施行予定との連絡を受けていたが、現時点でも未施行である。

しかし、農林水産省農村振興局施工企画調整室より「平成25年度中に施行予定」及び「適用時期規定を設けず、施行日から改定基準を使用」との方針である旨、回答があったところから、鉄筋段落しに係る取扱いを下記のとおりとするので、参考とされたい。

記

1 鉄筋段落しに係る改定内容（資料－1参照）

国土交通省施行の「土木構造物設計マニュアル」（平成11年）以降、一般土木では、「鉄筋の段落しを原則実施しない」こととなっており、「水路工」（平成13年）と齟齬が生じていたが、今回の改定では、一般土木と同様に、「鉄筋の段落しは原則行わない」との改正を実施予定である。

2 平成25年度設計業務における取扱い

「水路工」改定施行間近であることから、平成26年度工事においては、改定予定ページを引用等の上、設計する場合、「鉄筋の段落しは原則行わない」こととなる。

このため、次の方針を受注者と協議等しておくこと。

- ①成果品は、「鉄筋の段落しは原則行わない」が基本となること。
- ②耐震設計を必要としない水路や擁壁において、鉄筋の段落しを行う

ことを基本とする場合は、段落しを行うことが現場条件、経済性、施工性を勘案して有利と判断できる資料を成果品として整理すること。

③配筋計画を変更した場合は、設計変更の対象とすること。

3 平成25年度翌債工事等の今後の発注における取扱い（資料－2 参照）

特記仕様書に次の内容(例)を網羅すること。

①設計基準類の改定があった場合は、契約後、配筋計画の変更を行う場合があること。

②鉄筋の加工等には事前に監督職員と協議を行うこと。

③配筋計画を変更した場合は、設計変更の対象とすること。

(発議 農業設計課設計基準係)

【引用文献】 重荷重を受ける水利構造物における
ダウエルバーの設計について

水と土 第72号 1988

重荷重を受ける水利構造物における ダウエルバーの設計について

中 島 賢二郎* 篠 田 健 吾**

目	次
1. まえがき.....	48
2. ダウエルバーの設計と計算例.....	48
3. 実験結果.....	53
4. あとがき.....	56

1. まえがき

水利構造物におけるダウエルバーの設計はこれまで慣行として行われてきた。一般的には横断方向の構造計算を行ったのち、縦断方向には配力筋として縦方向鉄筋を配列し、継目は、配力筋相当の普通丸鋼を継目の移動防止として用いてきている。

従来、これらについては、大きな問題を引き起こすことなく経緯してきているが、これは、ダウエルバーに実際に作用する力がダウエルバーの支持能力を下回っていたからであり、高水圧、又は高土圧を受ける場合や、不同沈下の可能性がある場合には、再検討を要するものと考えられる。

また、ダウエルバーについて、基準が明確にされているものにコンクリート舗装がある。(文献-1)

また、ダウエルバーの設計について系統的に述べられているものに文献-2~4がある。当報文は、これらの文献に基づいて行った計算例と確認のために行った実験の結果について報告するものであり、重荷重を受ける水利構造物の細部設計の一助になれば幸いである。

2. ダウエルバーの設計と計算例

まえがきで述べた2~4の3文献は、「弾性床上の梁」の考え方を応用している。ここで弾性床上の梁の考え方について整理をすると次のとおりである。(文献-5)

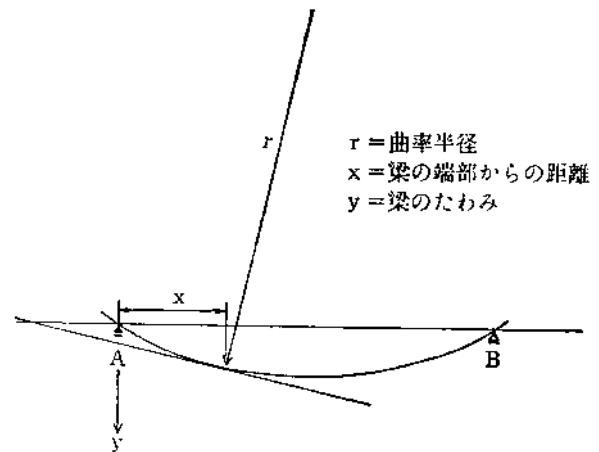


図-1 横荷重を受ける梁のたわみ

(1) 弾性床上の梁

まず、横荷重を受ける梁のたわみを考える。

横荷重を受ける梁のたわみの曲率半径 r は、横荷重による曲げモーメント M に反比例し、梁の曲げ剛性に比例するから次式が得られる。

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E \cdot I}$$

E : 梁材料の弾性係数

I : 梁の断面二次モーメント

梁の端部から測った距離 x での梁のたわみ y は、曲率半径 r と次の関係がある。

$$\frac{1}{r} = -\frac{d^2y}{dx^2}$$

これと前式から次式が得られる。

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = -M \quad \dots\dots(1)$$

梁の単位長さ当たりの荷重を p とし、セン断力

* 東伯農業水利事業所(前農林水産省農業土木試験場造橋第二研究室)
** 株式会社テイコク

を V とすれば、次の関係があるから(2)式が得られる。

$$\frac{dM}{dx} = V, \quad \frac{dV}{dx} = -p$$

$$E \cdot I \cdot \frac{d^3y}{dx^3} = -V, \quad E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} = p \quad \dots\dots(2)$$

梁が弾性床の上にあり、弾性床のたわみ y に比例した反力 $k \cdot y$ を受けるものとすれば、(2)式は、(3)式となる。

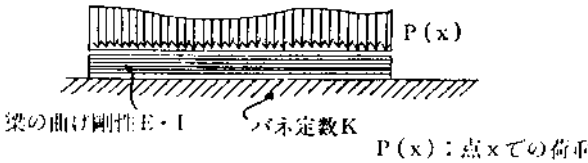


図-2 弾性床の上の梁

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} + k \cdot y = p(x) \quad \dots\dots(3)$$

ここでの k は弾性床のバネ定数であるが、 $p(x)$ は p が x の関数であることを示す。

(3)式において $p(x)=0$ とすれば、荷重の載っていない部分の梁のたわみの式となる。

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} = -k \cdot y \quad \dots\dots(4)$$

(4)式の一般解は(5)式で与えられる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots(5)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4 \cdot E \cdot I}}$$

(2) ダウエルバーへの適用

ダウエルバーを弾性床で支えられた一方向に無限に長い梁と考える。(図-3)

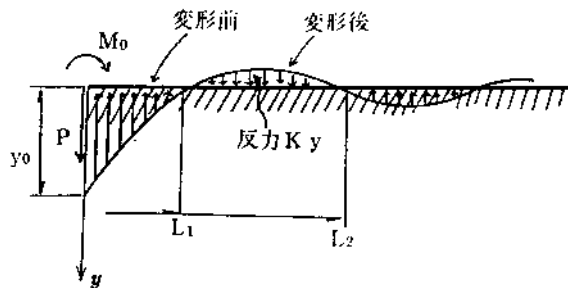


図-3 弾性床に支えられる一方向に無限に長い梁

梁の一端に鉛直力 P と曲げモーメント M_0 とが作用しているものとする。荷重点からの距離が増せば梁のたわみも曲げモーメントも 0 に近づくか

ら、(5)式において $A=B=0$ でなければならないので(5)式は(6)式となる。(6)式から $(\frac{d^2y}{dx^2})$, $(\frac{d^3y}{dx^3})$ を各々求め、これを原点の条件にあてはめれば $C \cdot D$ が求まる。

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots(6)$$

$$\left. \begin{aligned} E \cdot I \cdot \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_{x=0} &= -M_0 \\ E \cdot I \cdot \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{x=0} &= -V = P \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$C = \frac{1}{2\beta^3 \cdot E \cdot I} (P - \beta M_0)$$

$$D = \frac{M_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I}$$

求めた C, D を(6)式に代入して(7)式が得られる。これがダウエルバーのたわみに関する式である。

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 \cdot E \cdot I}$$

$$\times \{P \cdot \cos \beta x - \beta \cdot M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x)\} \quad \dots\dots(7)$$

荷重点、即ちダウエルバーの端部におけるたわみ y_0 は $x=0$ とおけば求まる。

$$y_0 = \frac{1}{2 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} (P - \beta \cdot M_0) \quad \dots\dots(8)$$

(7)式は、式の型から、梁の端部からの距離 x に関してある周期を持って 0 に漸減していくことが想像できる。このため、 y が 0 を横切る点、即ち y が周期的に変化する点間の距離 x の周期を求めれば、実用的に y が有意性を持つ距離 x を求められる。 $y=0$ となる距離を L とし、(7)式で $y=0$ とおけば(9)式が得られる。

$$\tan \beta \cdot L = 1 - \frac{P}{\beta M_0} \quad \dots\dots(9)$$

(9)式を深たす L は無数にあるが、端部から 1 番近い点を第 1 転換点、以下第 2、第 3 転換点とし、それぞれの転換点までの距離を L_1 , 以下 L_2, L_3 とする。(図-3)

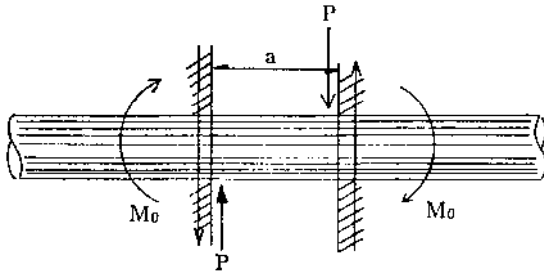
ダウエルバーの任意の点の曲げモーメント・せん断力は(1)式(2)式から、(10)(11)式で与えられる。

$$M = -\frac{e^{-\beta x}}{\beta} \cdot \{P \cdot \sin \beta x - \beta \cdot M_0 (\sin \beta x + \cos \beta x)\} \quad \dots\dots(10)$$

$$V = -e^{-\beta x} \cdot \{(2 \cdot \beta \cdot M_0 - P) \cdot \sin \beta x + P \cdot \cos \beta x\} \quad \dots\dots(11)$$

ダウエルバーの有効長さを L_2 としその範囲内でのダウエルバーの特性について検討を加える。

まず、ダウエルバーにより連結されているコンクリートの端面間の距離（目地幅）を a とすれば、ダウエルバーにより伝達される力 P によりダウエルバーに作用する端モーメント M_0 は(12)式となる。



右側のブロックが上向きに移動する場合を示す

下向きの力を(+)、右廻りのモーメントを(+))とすると

$$P \cdot a + M_0 + M_0 = 0$$

$$M_0 = -\frac{1}{2} P \cdot a \quad \text{の関係がある}$$

図-4 ジョイントにおいてダウエルバーに作用する力

$$M_0 = -P \cdot \frac{a}{2} \quad \dots (12)$$

(12)式を(8)(9)式に代入して y_0, L を求める。また、 $\frac{dM}{dx} = V = 0$ から最大曲げモーメントの生じる距離 x_{max} を求め、さらに最大曲げモーメント M_{max} を求める。

これらの結果を整理すると(13)式となる。

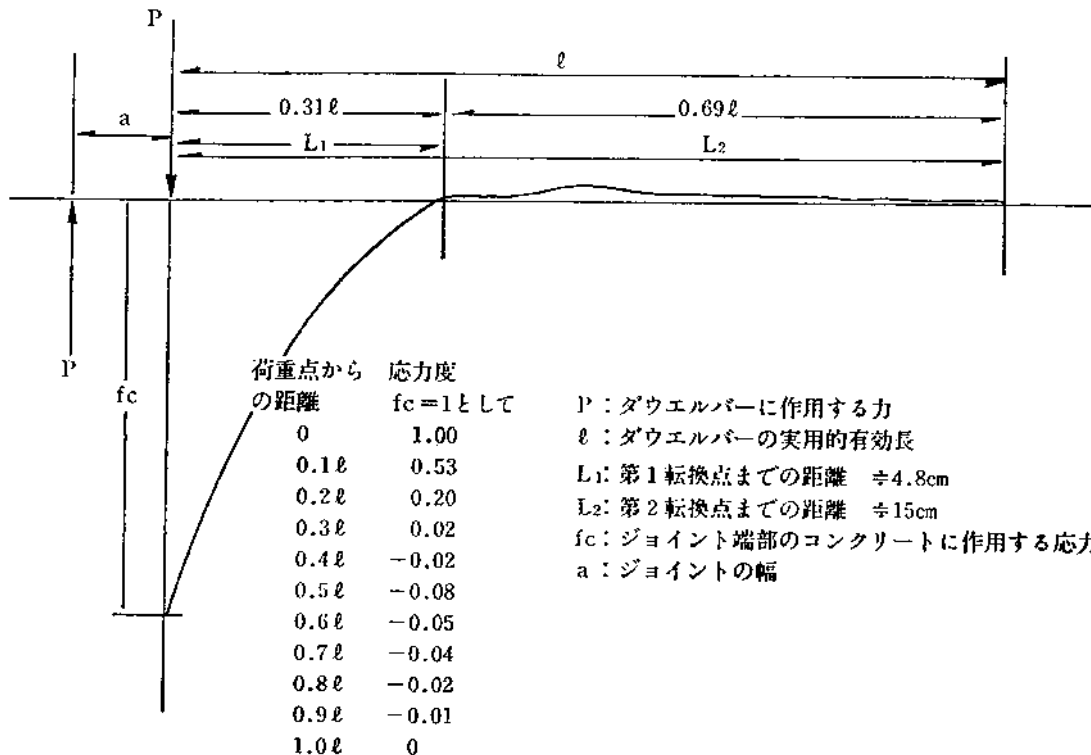
$$y_0 = \frac{P}{4 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} (2 + \beta \cdot a) \quad \dots (13-1)$$

$$\tan(\beta \cdot L) = \frac{2 + \beta \cdot a}{\beta \cdot a} \quad \dots (13-2)$$

$$\tan(\beta \cdot x_{max}) = \frac{1}{1 + \beta \cdot a} \quad \dots (13-3)$$

$$M_{max} = -\frac{P \cdot e^{-\beta \cdot x_{max}}}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{1 + (1 - \beta \cdot a)^2} \quad \dots (13-4)$$

(13)式に基づき計算した例を図-5 及び表-1 に示す。(DESIGN OF DOWELS IN TRANS-



- 注1. コンクリートに作用する応力度は、(7)式により求めた y に弾性床のパネ定数 K を乗じたものである。
 2. 図の中の L_1, L_2 は (13)-2 式において $\beta = 0.3 \text{ cm}^{-1}$ 、 $a = 1 \text{ cm}$ として求めたものである。
 3. 表-1 からわかるように $\alpha = L_1/L_2 = 0.30 \sim 0.33$ である。
 4. 第1転換点から第2転換点までの区間では、コンクリートがダウエルバーに対して負の力を及ぼすことを意味している。

図-5 コンクリートに作用する応力度の分布例

表 1 450kgf のせん断に対するダウエルの応力指標 ($K'=28,000\text{kg/cm}^3$)

目 地 幅 a (cm)	ジョイント端面 での変位 y_0 (cm)	ジョイント端面 のコンクリート に作用する反力 $k \cdot y_0$ (kg/cm ²)	端面からの距離 (cm)			最大曲げモー メント (kg-cm)
			第1転換点 L_1	第2転換点 L_2	最大曲げモー メントの位置 x_m	
(a) 19mmダウエル: $I=0.666\text{cm}^4$, $\beta=0.319\text{cm}^{-1}$						
0	0.0056	152	4.93	14.76	2.46	461
0.64	0.0061	167	4.62	14.48	2.13	564
1.27	0.0066	182	4.39	14.22	1.93	662
1.91	0.0071	198	4.19	14.05	1.75	772
2.54	0.0076	213	4.04	13.87	1.57	887
3.81	0.0089	243	3.78	13.61	1.35	1,129
(b) 22mmダウエル: $I=1.207\text{cm}^4$, $\beta=0.285\text{cm}^{-1}$						
0	0.0043	116
0.64	0.0046	127
1.27	0.0048	137
1.91	0.0053	141
2.54	0.0056	157
3.81	0.0064	179
(c) 25mmダウエル: $I=2.040\text{cm}^4$, $\beta=0.257\text{cm}^{-1}$						
0	0.0033	91	6.10	18.29	3.05	570
0.64	0.0036	99	5.79	17.98	2.72	662
1.27	0.0038	107	5.56	17.78	2.51	766
1.91	0.0040	114	5.33	17.53	2.29	876
2.54	0.0043	122	5.16	17.37	2.11	991
3.81	0.0048	136	4.85	17.04	1.83	1,221
(d) 32mmダウエル: $I=4.995\text{cm}^4$, $\beta=0.217\text{cm}^{-1}$						
0	0.0023	63	7.21	21.64	3.63	674
0.64	0.0024	67	6.91	21.34	3.33	766
1.27	0.0025	71	6.65	21.08	3.07	870
1.91	0.0028	75	6.45	20.83	2.84	979
2.54	0.0028	79	6.25	20.70	2.64	1,089
3.81	0.0033	88	5.89	20.32	2.31	1,319

注: (5)式の $\beta = \sqrt{\frac{K}{4 \cdot E \cdot I}}$ において $K = d \cdot K'$ の関係がある。d はダウエルバーの幅 (直径) である。

出典: DESIGN OF DOWELS IN TRANSVERSE JOINTS OF CONCRETE PAVEMENTS.

VERSE JOINTS OF CONCRETE PAVEMENTS...By BENGT F, FRIBERG...ASCE)

図-5は $\beta=0.3\text{cm}^{-1}$, $a=1\text{cm}$ としてコンクリートに作用する応力度の分布を示したものである。

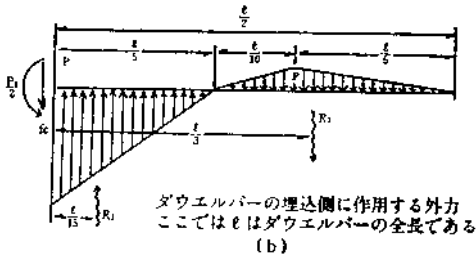
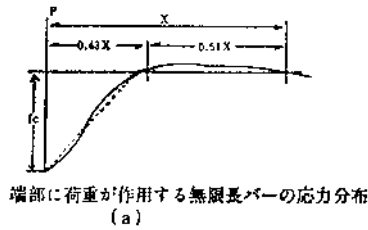
これに対して現行の「コンクリート舗装要綱のダウエルバーの設計方法の基本となっている文献2及び文献4では次の様に処理している。(図-

6)

即ち, $L_1/L_2 \approx 0.4$ とし, ダウエルバーの有効長さは L_2 とした上で, コンクリートに作用する応力度分布を単純な三角形分布とみなす。力のつりあいからジョイント端部でのコンクリートに作用する力を逆算する。最大曲げモーメントは端部から $0.2l$ の位置に生じるものとする。このようにして (4)式を得る。

応力度分布
荷重点から
の距離 $f_c = 1$ として

0	1.000
1 X	.793
2 X	.448
3 X	.177
4 X	.024
5 X	-.035
6 X	-.042
7 X	-.030
8 X	-.016
9 X	-.005
10 X	0.000



(a)に示される分布を(b)の様に単純な形に簡略化して、各諸元を求めている。

図-6 ダウエルバーに作用する応力の分布の簡略化

$$f_c = \frac{25P(l+1.5a)}{2l^2 \cdot d} \quad (14-1)$$

$$M_{\max} = \frac{7P(l+8.8a)}{146} \quad (14-2)$$

ただし各記号は次のとおり

f_c : コンクリートに作用する最大応力度

P : ダウエルバーにより伝達される力

l : ダウエルバー両側の全埋込長

a : 目地幅

d : ダウエルバーの直径

M_{\max} : ダウエルバーに生じる最大曲げモーメント

(14)式からダウエルバーの荷重伝達能力を求めることができる。

① ダウエルバーのせん断力から求まる伝達能力

$$P_s = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_s' \approx 0.785d^2 \cdot f_s' \quad (15)$$

ただし f_s' は、ダウエルバーのせん断強度でバーの曲げ引張強度 f_s と次の関係とする。

$$f_s' = \frac{1}{2} f_s$$

② ダウエルバーの曲げモーメントから求まる伝達能力

$$P_s \approx \frac{2 \cdot d^3 \cdot f_s}{l + 8.8 \cdot a} \quad (16)$$

(14-2)式の左辺に $(\frac{\pi}{32} d^3 \cdot f_s)$ を代入して得られたものである。

③ コンクリートの支圧力から求まる伝達能力

$$P_c = \frac{f_c \cdot l^2 \cdot d}{12.5 \times (l + 1.5a)} \quad (17)$$

f_c はコンクリートの支圧強度とする。

(3) 計算例

ダウエルバーは一般的には片側 50cm 程度コンクリートに埋込まれるが、設計に用いる有効長さは計算により求める必要がある。(5)式の β において $k = k' \cdot d$ と置換える。

$\phi 13$ の丸鋼について有効長さを求める。

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \quad K' = 2.8 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^3$$

表-2 ダウエルバーの径に対する有効長さ

ϕ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 β	0.42	0.36	0.32	0.29	0.26	単位 1/cm
L_2	10.5	12.7	14.3	15.8	17.7	第2転換点
l	21	25	29	32	35	l は全長で $l = 2L_2$

注: 有効長さはバーのたわみ曲線の第2転換点、までの距離とする。

表-3 ダウエルバーのせん断力から求めた荷重伝達能力

$$(f_s' = 1,600 \text{ kgf/cm}^2)$$

ϕ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 P_s	2.12	3.22	4.53	6.08	7.85	単位 ton/本

表-4 ダウエルバーの曲げ引張強度から求めた荷重伝達能力

$$(f_s = 3,200 \text{ kgf/cm}^2)$$

ϕ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 cm						
0	0.67	1.05	1.51	2.13	2.86	単位 ton/本
0.5	0.55	0.89	1.31	1.87	2.54	
1.0	0.47	0.78	1.16	1.67	2.29	
1.5	0.41	0.69	1.04	1.51	2.08	

$$\beta = \sqrt{\frac{K' \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}}$$

から $\beta = 0.42$ を得る。(13式から $a = 1.0\text{cm}$ のとき, $L_1 = 3.3\text{cm}$, $L_2 = 10.8\text{cm}$, $a = 2.0\text{cm}$ のとき

表-5 コンクリートの支圧強度から求めた荷重伝達能力

($f_c = 210\text{kgf/cm}^2$)

ϕ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 cm						
0	0.46	0.67	0.93	1.18	2.06	単位 ton/本
0.5	0.44	0.65	0.91	1.15	2.02	
1.0	0.43	0.63	0.88	1.13	1.98	
1.5	0.42	0.62	0.86	1.10	1.94	

$L_1 = 3.0\text{cm}$, $L_2 = 10.5\text{cm}$ となる。この様に a の値は、有効長さあまり影響しないので以後 $a = 2.0\text{cm}$ として計算する。以下同じ様にして $\phi 16 \sim \phi 25$ について求めたのが表-2である。

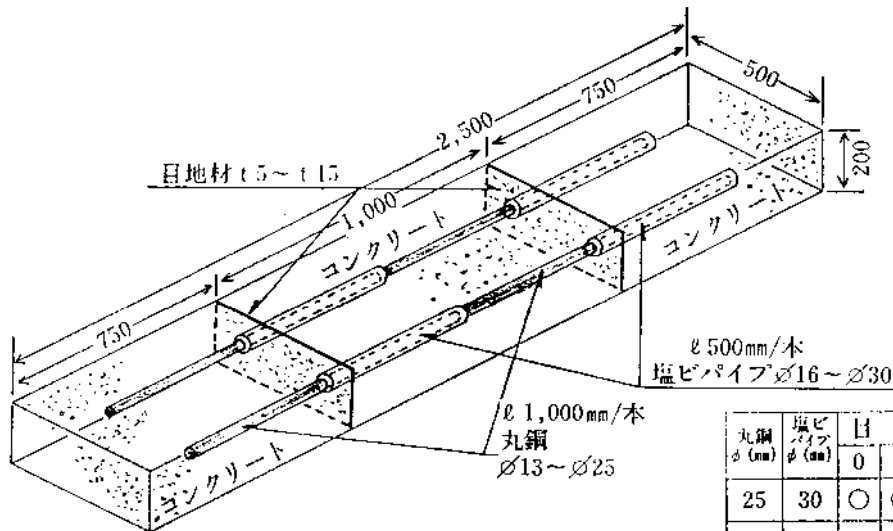
(19(16)式により求めた荷重伝達能力を表-3, 4, 5に示す。

3. 実験結果

(1) 実験方法

図-7に示す供試体を作成し、図-8に示す方法でダウエルバーの荷重伝達能力の実験を行った。

供試体は、3コのブロックを4本のダウエルバーで接続した。ダウエルバーは一方を固定し、他方は塩ビパイプによりスライド可能とした。中央



ダウエルバー組合せ

丸鋼 φ (mm)	塩ビ パイプ φ (mm)	目 地 (mm)			
		0	5	10	15
25	30	○	○	○	○
22	22	○	○	○	○
19	22	○	○	○	○
16	16	○	○	○	○
13	16	○	○	○	○

図-7 試験用供試体

ダウエルバー組合せ

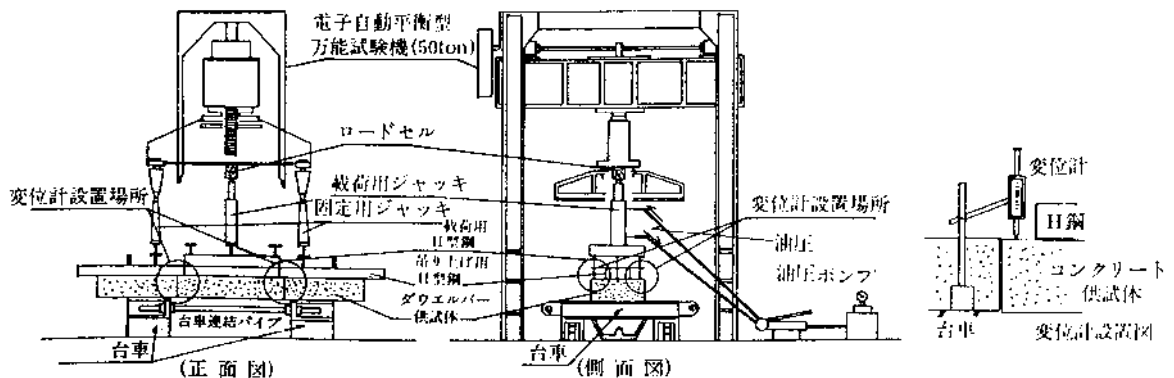


図-8 ダウエルバー載荷実験概況図

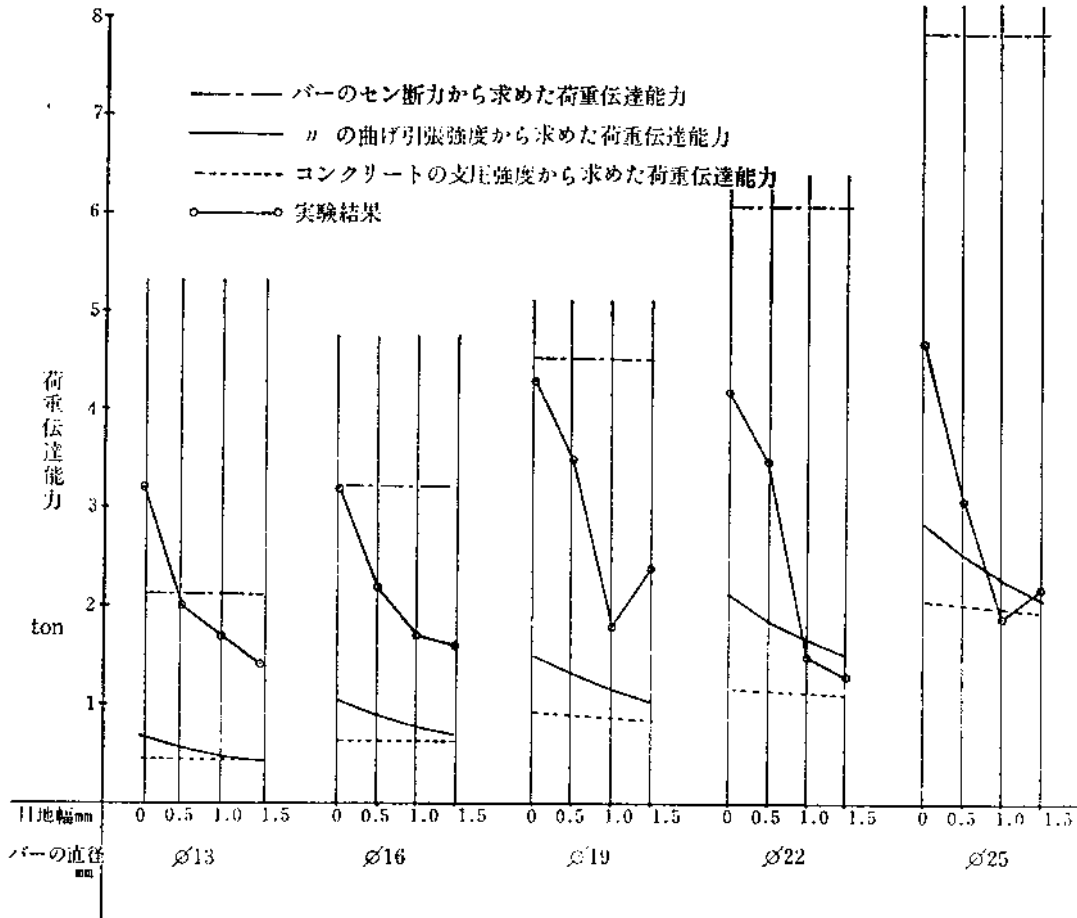


図-9 ダウエルバーの荷重伝達能力(計算値と実験結果)

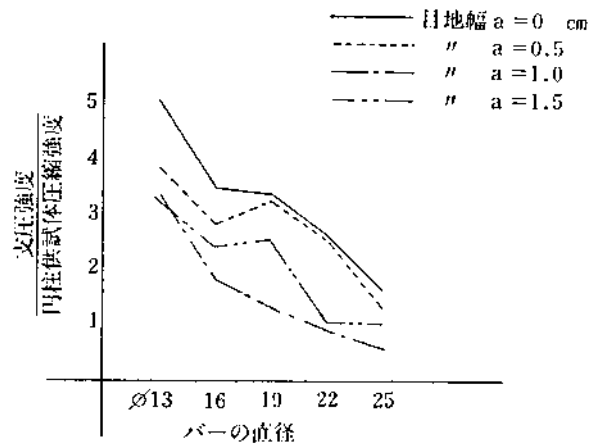
のブロックの4端で荷重による変位を測定した。荷重は中央のブロックに油圧ジャッキを用いて加え、H型鋼を介して等分布荷重となるようにした。両側のブロックは、荷重により回転しないようH型鋼にアンカーボルトで固定し、さらに固定用ジャッキで加圧した。ダウエルバーの径と目地幅の組合わせは図-7に示すとおりとした。偏心による荷重の片寄りの変位の平均値を用いることで補正した。

表-6 ダウエルバー荷重伝達能力実験結果

目地幅 a cm	ϕ mm					備考
	13	16	19	22	25	
0	3.2	3.2	4.3	4.2	4.7	単位 ton
0.5	2.0	2.2	3.5	3.5	3.1	
1.0	1.7	1.7	1.8	1.5	1.9	
1.5	1.4	1.6	2.4	1.3	2.2	

(2) 実験結果

表-6に荷重伝達能力の実験結果を示す。(19)(16)



・コンクリートの弾性係数は約 $1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ であった。
 ・円柱供試体と実験用供試体は同一養生条件とした。

図-10 円柱供試体圧縮強度と支圧強度の比

(17)の各式により求めた値と実験結果とを比較したのが図-9である。実験結果から逆算したコンクリートの支圧強度に対する円柱供試体圧縮強度の比を図-10に示す。一般的にはコンクリートの支圧強度は支圧面積と支承面積の比に関係するといわれるが、本実験では1から5の比が得られた。

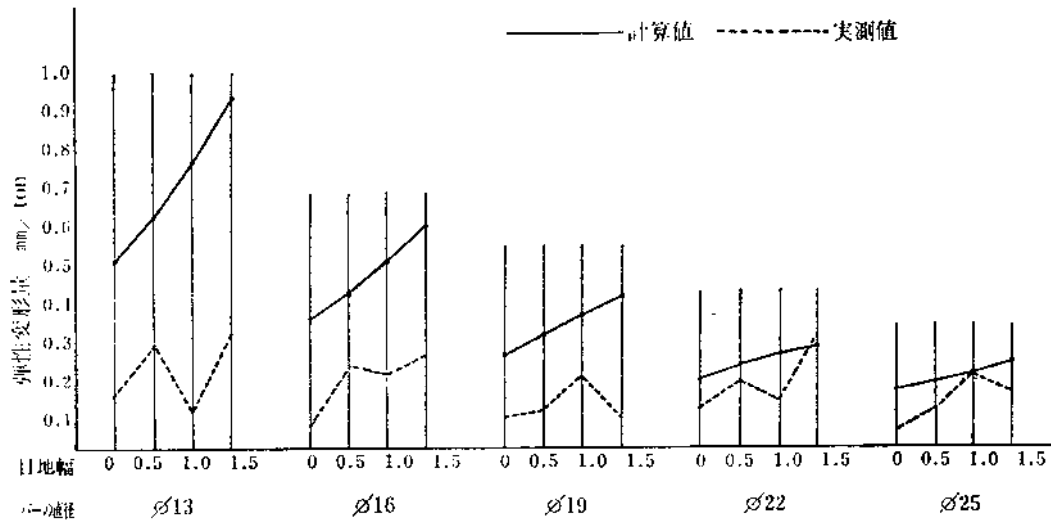


図-11 計算で求めた単位荷重当り弾性変形量と実測値

表-7、表-8に計算から求めた弾性変形量と実測値とを示す。表-7は(18)式を用いて求めたものである。

表-7 計算から求めた弾性変形量

管径 φ mm	13	16	19	22	25	備考
管径 cm						単位 mm/ton
0	0.48	0.33	0.24	0.18	0.15	
0.5	0.59	0.40	0.29	0.21	0.17	
1.0	0.73	0.48	0.34	0.24	0.19	
1.5	0.89	0.57	0.39	0.27	0.22	

表-8 実測から求めた弾性変形量

管径 φ mm	13	16	19	22	25	備考
管径 cm						単位 mm/ton
0	0.14	0.06	0.08	0.10	0.04	
0.5	0.27	0.21	0.10	0.17	0.10	
1.0	0.10	0.19	0.19	0.12	0.19	
1.5	0.30	0.24	0.08	0.29	0.14	

弾性変形量

$$\Delta = \frac{P}{2EI} \left(\frac{1 + (1 + \beta a)^2}{\beta^3} + \frac{a^3}{6} \right) \dots (18)$$

(18)式は、弾性床の変位 y_0 とバーのジョイント面での勾配、バーの片持梁としての撓みを各々考慮して求めたものである。計算値と実測値の関係を示したのが図-11である。

図-12に荷重と変位の関係例を示す。図におい

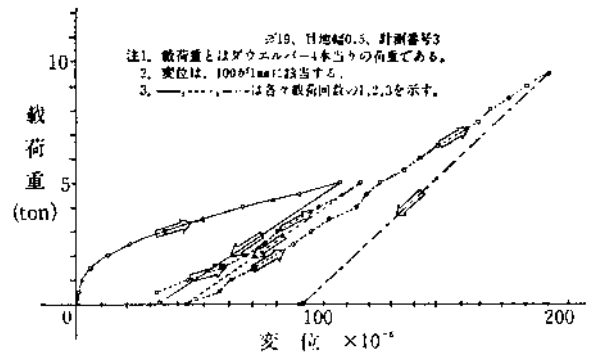


図-12 荷重と変位の関係例

て縦軸は供試体の中央のブロックに加えられた荷重であり、横軸は中央のブロックと両端ブロックの相対変位である。載荷初期はバーと塩ビパイプのアソビや施工誤差により曲線状であるが、載荷サイクルの2回目からは直線関係を示し弾性変形であることが理解できる。本例では最高荷重は9.5tonを示しているが、この時点でコンクリートブロックにクラックの発生が認められたので、この点を破壊とみなしている。実験においては、荷重制御であるため、次のいずれかの場合を破壊として扱った。

- ① コンクリートにクラックが発生した場合
- ② 荷重を加えている状態で変位が急増した場合
- ③ 載荷用ジャッキに接続しているロードセルの値が急減した場合
- ④ 荷重を増加してもロードセルの値が増加しない場合
- ⑤ 荷重・変位の関係のグラフで明確な折れ曲

り点が見い出せる場合

(3) 考 察

以上の実験結果は、かなりのバラツキがあるが、一定の傾向を示している。これらから次の様なことが言えるであろう。

- ① バーのせん断力から求める荷重伝達能力は、大径のもの程危険である。
- ② コンクリートの支圧強度は、円柱供試体圧縮強度に対して、小径のもので3～5倍、大径のもので0.5～1.5倍の範囲にある。このためコンクリートの支圧強度から計算する荷重伝達能力は、小径のものはかなり余裕があると考えられる。
- ③ 単位荷重当たり弾性変形量は、かなりデータにバラツキがあるものの、その絶対値はかなり小さい。その値は、1 ton 当たりおおむね0.1～0.2mmの範囲にある。実験ではバーが曲げ引張破壊を起した例は一例もなく、いずれもコンクリートの支圧破壊に到っている。これらのことから、ダウエルバーの許容変形量は、一般的に予想されるものよりかなり小さいことがわかる。

4. あとがき

今回行った実験は供試体の大きさも大きく、重量も約600kgと重いため、取扱い上非常に困難を極めた。また、コンクリートの打設回数が多いため、コンクリートの品質管理も充分と言えない面がある。供試体の養生も数ヶ所の実験室に分散して行ったため、養生条件を統一することができな

かった。このため、データにはかなりのバラツキが見られるが、ダウエルバーの特性に関して一定の傾向を見い出すことができたと考えている。

(9000)式は多くの仮定を含んでいる。特に、ダウエルバーはコンクリートに付着しないで直接、接していると仮定しているが、実際のダウエルバーは、片側はコンクリートに埋込まれ、片側は塩ビパイプを介してコンクリートと接している。それにもかかわらず、全体の傾向としては計算と実測とはおおむね一致している。このことから、ダウエルバーの荷重伝達能力は、(9000)式により設計することはほぼ妥当と考えられる。その場合、コンクリートの支圧強度の値は慎重に決定する必要がある。

最も重要な事は、フォルダムの底設監査廊等の重荷重を受ける場合であって、特に局部的に応力集中を受けて不同沈下が予想される場合、許容変形量が小さいことを充分考慮しなくてはならないということである。特に、ダウエルバーのせん断強度のみからダウエルバーの設計を行うことは、コンクリートの支圧破壊を引き起す可能性が大きいため充分注意しなければならない。

参考文献

1. コンクリート舗装要綱
2. コンクリート舗装の設計、米国ポルトランドセメント協会
3. Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements by Bengt, F, Friberg
4. Design of Joints in Concrete Pavements by R. D. BRADBURY
5. 材料力学、ティモシェンコ

【引用文献】 マスコンクリートのひび割れ制御に関する
研究委員会報告書

日本コンクリート工学協会

2.2 簡易な温度ひび割れ照査法の事例

2.2.1 外部拘束が卓越する場合の方法

(1) はじめに

現行の標準示方書[1]においては、自己収縮の影響を考慮しない場合には、ひび割れ指数 $I_{cr}(t)$ を以下の式で算定してもよいとされている。

$$I_{cr} = 10 / (R \cdot \Delta T_o) \quad (\text{外部拘束が卓越する場合}) \quad (2.2.1)$$

ここに、 ΔT_o : 部材最高平均温度と外気温平衡時温度との差 (°C)

R : 外部拘束の拘束度 (柔らかい岩盤 0.5, 中程度の硬さの岩盤 0.65, 硬い岩盤 0.8, 既設のコンクリート 0.6)

この式は、最も一般的に貫通ひび割れの発生が問題とされる、底版上に構築される比較的壁厚の大きい壁構造などを対象とした場合には、外部拘束と内部拘束が組み合わされた状態で温度応力が発生すること、外部拘束の影響が最も大きいと考えられる壁の長さや高さがこの式の中に直接取り入れられていないことなどから、必ずしも適用が妥当でない場合がある。現実には、上述の壁状構造物をこの式によって評価すると、ほとんどの壁構造物でひび割れが発生すると評価されてしまい、簡易照査式として限界のあるのが実状である。係数の 10 がかなり保守的に設定されているものと考えられる。また、この簡易照査式では、温度差 ΔT_o を算出する必要があるが、現在では既に、パソコンを用いて、温度は言うに及ばず、簡易な応力計算も容易に実施できることから、簡易照査式としての意味合いが薄らいでいることも事実である。

しかし、設計を考える場合、パソコンを用いずに簡易に温度ひび割れの発生を評価する方法の実用的意義は大きく、多くのマスコンクリート技術者からの要望も大きい。ここでは、このように簡易に温度ひび割れの発生を評価する実務的な方法を紹介する。なお、ここで紹介する方法には、マスコンクリート構造物のひび割れ現象にも大きな影響を与えていることが明らかになってきている自己収縮および乾燥収縮も考慮に入れている[2]。

ひび割れ指数の簡易評価式について、以下の構成で紹介する。

- ①対象をスラブ上に打設される壁状構造物とし、コンクリートの配合、物性を設定し、マスコンクリートのひび割れ制御指針[3] (以下、ひび割れ制御指針) に示される温度応力解析法により応力、ひび割れ指数を算出する。
- ②既存のデータにより①の方法によるひび割れ指数の評価が妥当であることを確認する。
- ③検証された方法により、施工時期、壁厚、壁長さ/高さ比、乾燥収縮や自己収縮の考慮の有無等をパラメータとして解析し、壁構造物の各位置のひび割れ指数の図表を作成する。本文では、使用材料、配合の相違をパラメータとしていないが、同様なパラメータとしての検討は別途実施している。
- ④上記パラメータを説明変数とする重回帰分析を行い、ひび割れ指数の評価式を求める。
- ⑤ひび割れ指数評価式を用いて、外気温、壁長さ、壁厚のひび割れ指数への影響を図化する。

(2) 検討条件

ここでは、拘束の小さいスラブ (たとえば、土丹基礎、栗石基礎、杭基礎上の底版) 上に構築される任意の幅・長さの壁状構造物を対象として、高炉セメント B 種を使用した一般的な水密コ

ンクリートを施工した場合の温度ひび割れ指数を検討した。評価に取り入れたパラメータは、壁厚、壁長（誘発目地間隔）、打込み温度、外気温である。壁高さは3.5mとした。

表-2.2.1 コンクリートの配合と特性の設定値

コンクリート		施工 時期	打込 温度 ℃	外 気温 ℃	断熱温度上昇	
C kg/m ³	W/C %				Q _{in} ℃	γ /日
300	55 水密	春	20	15	49.9	0.817
		夏-秋	30	20	48.6	1.091
		秋-冬	20	5	49.9	0.817

自己収縮関数: $\epsilon_{ag} = 76.4(1 - \exp(-0.10xt_{eff}^{0.87}))$
 t_{eff} : 硬化原点以降の有効材齢, 硬化原点材齢: 0.5日

$$\epsilon'_{cs}(t, t_0) = [1 - \exp\{-0.108(t - t_0)^{0.25}\}] \cdot \epsilon'_{sh}$$

$$\epsilon'_{sh} = -50 + 78[1 - \exp(RH/100)] + 38 \log_e W - 5[\log_e(V/S/10)]^2$$

ここに、 ϵ'_{sh} : 収縮ひずみの最終値、RH: 相対湿度、
V/S: 体積表面積比
 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$: t_0 から t 日までの収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)
ただし、 $100 < V/S < 300 \text{mm}$, $45 < RH < 80$, $130 < W < 230$

コンクリートの仕様と発熱特性、自己収縮特性、乾燥収縮特性を表-2.2.1に示す。単位セメント量を300kg/m³、水セメント比を55%とし（単位水量165kg/m³）、断熱温度上昇特性は、

セメントメーカーの技術資料[4]に拠っている。これは、標準示方書に示されている発熱特性の標準値が小さいので、より実状に合ったものを採用したことによる。また、自己収縮ひずみ関数についても、実際のマスコンクリートを対象とした測定値[5]を使用した。乾燥収縮は土木学会式[6]により、相対湿度を65%とし、スラブと壁部の収縮量の差分を壁部に作用させた（壁とスラブの打継間隔は1か月を設定）。温度応力の解析は、ひび割れ制御指針に示される増分法(式(2.2.2))により、自己収縮と乾燥収縮も、温度による体積変化と同様に拘束されるとした。型枠は木製パネルとし、脱型材齢は7日とした。その他の条件には、ひび割れ制御指針に示されている一般的な値を用いた。

このような前提による解析方法は、下水処理施設9現場の38構造部位（壁厚: 0.25~1.73m、壁長/壁高(L/H): 2.7~34（誘発目地がない場合）、0.8~2.7（誘発目地がある場合））に適用された結果、自己収縮、乾燥収縮を考慮した場合、現行の標準示方書のひび割れ発生確率におおむね適合することが確認された[7]。すなわち、図-2.2.1 および図-2.2.2 に示すように、ひび割れ指数1.45程度以上で温度ひび割れは発生せず（誘発目地のない壁部材）。また誘発目地間にひび割れが発生する確率は、標準示方書のひび割れ発生確率に近い分布を与えている。（誘発目地のある壁部材）。

$$\sigma_i = S (\Delta\sigma_{Di} + \Delta\sigma_{Ri}) \quad (2.2.2)$$

$$\Delta\sigma_{Di} = K_c \cdot l / (1-v) \cdot E_d \cdot \alpha_c \cdot \Delta T_{Di} \quad (\text{内部拘束応力成分})$$

$$\Delta\sigma_{Ri} = K_R \cdot E_d \cdot \alpha_c \cdot \Delta T_{Ri} \quad (\text{外部拘束応力成分})$$

ここに、 $\Delta\sigma_{Di}$ 、 $\Delta\sigma_{Ri}$: 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i における内部および外部拘束応力増分

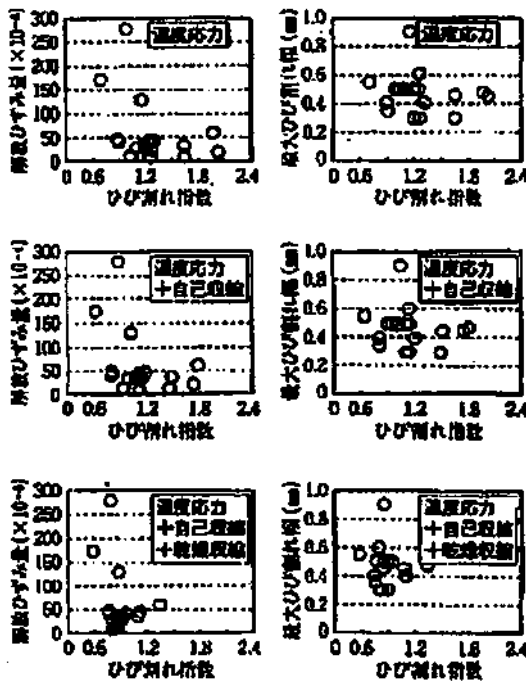
K_c : 温度分布形状による係数（放物線分布時、表面で2/3、内部で1/3）

v : ポアソン比

E_d : 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i における有効ヤング係数 ($E_d = E_d / (1 + f_i)$)

E_d : 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i でのクリープを考慮しないヤング係数

f_i : 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i でのみかけのクリープ係数（一般値として温度降下期に0.5、温度上昇期にその2.5倍）



注1) 解放ひずみ量; 平均ひび割れ幅と本数の積を壁長で除したもの
 注2) 最大ひび割れ幅は実測値

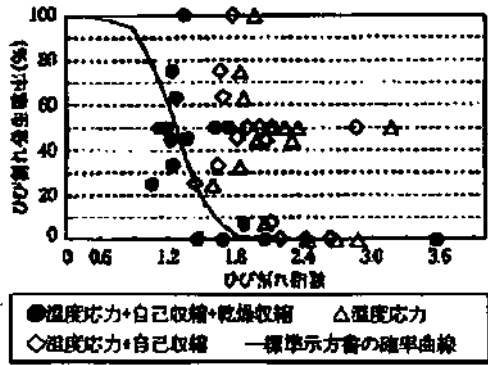


図-2.2.1 ひび割れ指数と解放ひずみ量および最大ひび割れ幅の関係[7] (ひび割れ誘発目地がない場合)

図-2.2.2 ひび割れ指数とひび割れ発生確率の関係[7] (ひび割れ誘発目地がある場合)

α_c : 熱膨張係数 (一般値として $1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)
 K_R : 外部拘束度係数(修正係数を含む)
 ΔT_{ij} : 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i における断面内温度差,
 ΔT_{mi} : 材齢 $i-1$ ~ 材齢 i における断面平均温度の変化量

(3) 温度応力解析結果

図-2.2.3 には、秋-冬施工 (打込み 20°C , 外気温 5°C), 夏-秋施工 (打込み 30°C , 外気温 20°C), 春施工 (打込み 20°C , 外気温 15°C) の施工時期ごとに、温度応力の場合、自己収縮を考慮した場合の温度応力、自己収縮と乾燥収縮を考慮した場合の温度応力を計算し、各々のひび割れ指数を壁長と壁厚さとの関係において示した。図中、ひび割れを防止できると考えられるひび割れ指数1.75を一点鎖線で、ひび割れの発生が概ね制限されると考えられるひび割れ指数1.5 (≒1.45) を点線によって示した。

施工時期によってひび割れ指数は大きく変化し、春施工に対して夏-秋施工が、夏-秋に対して秋-冬施工が、ひび割れの発生に対してより厳しい環境にあることが分かる。温度応力の場合、自己収縮を考慮した場合は、壁長が小さいほど、壁厚が小さいほどひび割れ指数が大きくなるが、自己収縮と乾燥収縮を考慮した場合は、壁厚が0.6m以下では概ね同等のひび割れ指数となる傾向にある。壁厚0.8m程度以下であれば、誘発目地によって壁長さを4~5mに制限すればひび割れの発生を抑制できるが、これ以上の壁厚では、誘発目地間隔を4m程度にしないと、目地間にひび割れが発生する可能性があるという結果は、この種の構造物の多くの施工実績に一致した判断基準と思われる。

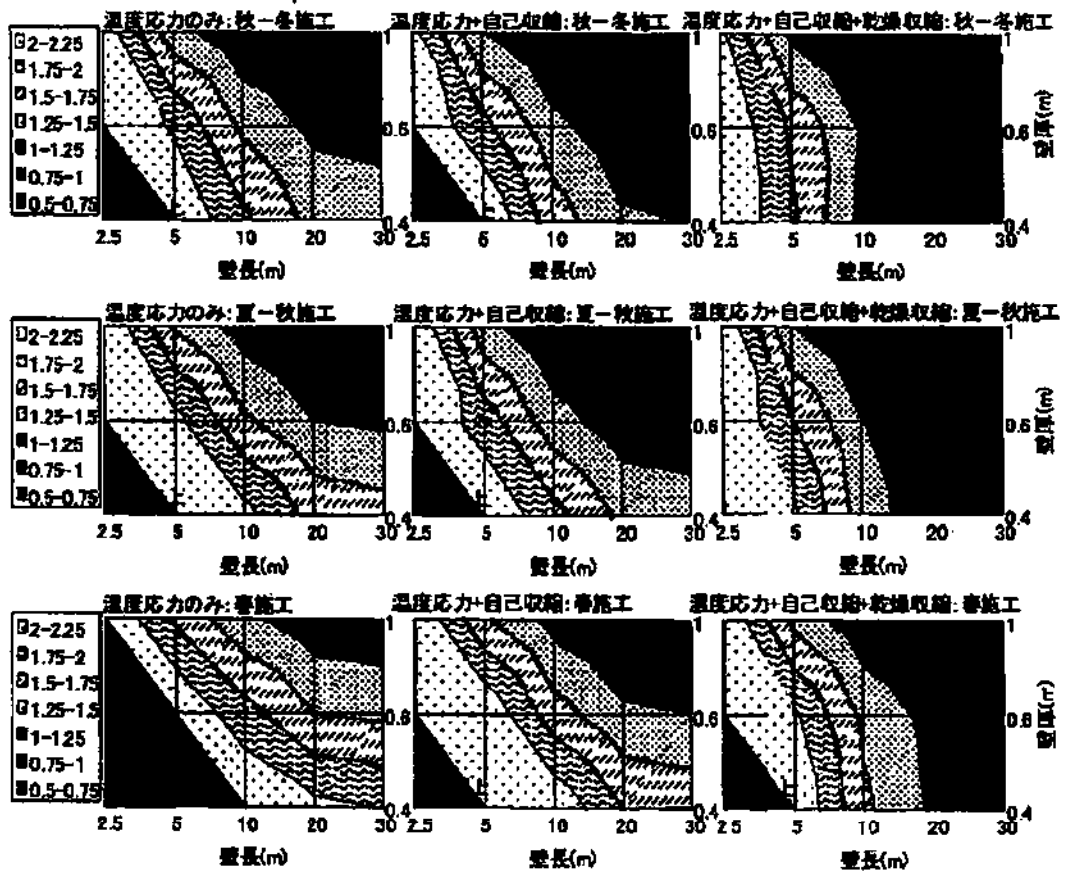


図-2.2.3 壁長、壁と施工時期によるひび割れ指数の変化

(4) 線形重回帰分析によるひび割れ指数簡易算定式の算出

(3)の解析結果で得られた各要因とひび割れ指数の関係のうち、壁厚Bの影響および壁長Lの影響について、各々図-2.2.4および図-2.2.5に示す。壁厚Bでは、ひび割れ指数との間に下に凹の関係(乾燥収縮の影響が入るとやや傾向が異なるが)、壁長ではひび割れ指数との間に双曲線関係が認められた。線形重回帰分析を行うにあたり、壁厚Bについては逆数に、壁長Lについては、壁高との比(L/H)の逆数を1.2乗した値に変換し、ひび割れ指数との間に線形性を持たせた。

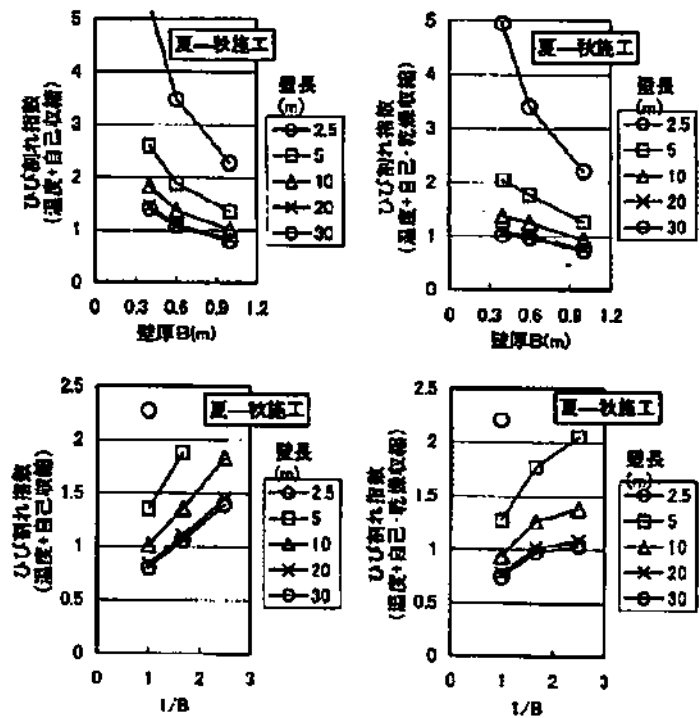


図-2.2.4 壁厚(1/B)とひび割れ指数の関係

(1/B), $(1/(L/H)^{1.2})$, $To/20$ (打込み温度の 20°C に対する比), $Ts/20$ (外気温の 20°C に対する比) を独立変数とし、ひび割れ指数を従属変数として線形重回帰分析を行なった結果を、表-2.2.2 および図-2.2.6 に示す。重相関係数は十分大きい値が得られ、誤差がやや大きくなる範囲はあるものの、ひび割れ指数 0.75 から 1.75 の範囲で回帰結果が解析結果と概ね一致するものとなった。実際には、式(2.2.3)によりひび割れ指数を予測することができる。

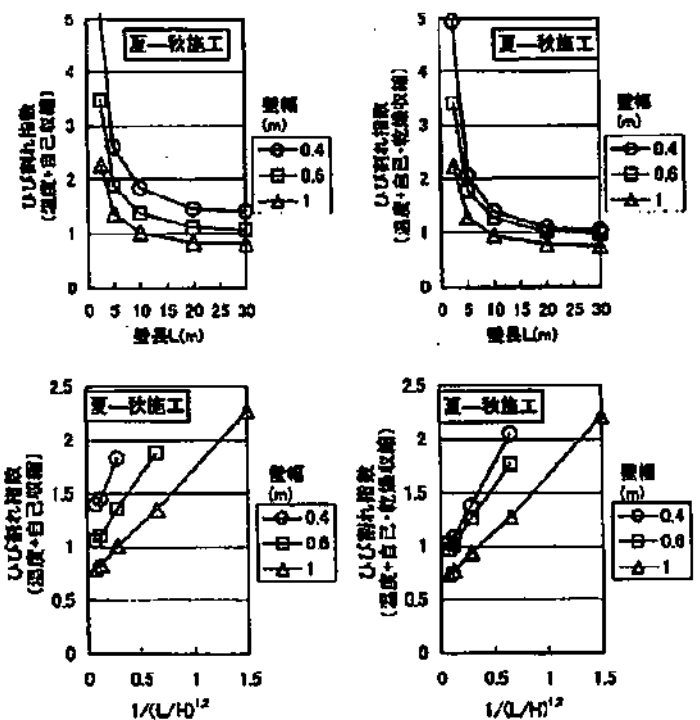


図-2.2.5 壁長 $(1/(L/H)^{1.2})$ とひび割れ指数の関係

ひび割れ指数評価式 (Icr)

$$Icr = 0.77 + 0.53(1/B) + 1.07(1/(L/H)^{1.2}) - 0.80(To/20) + 0.71(Ts/20) \quad (\text{温度応力のみ})$$

$$Icr = 0.69 + 0.52(1/B) + 1.14(1/(L/H)^{1.2}) - 0.78(To/20) + 0.61(Ts/20) \quad (\text{自己収縮を考慮})$$

$$Icr = 0.71 + 0.30(1/B) + 1.16(1/(L/H)^{1.2}) - 0.60(To/20) + 0.53(Ts/20) \quad (\text{自己収縮, 乾燥収縮を考慮}) \quad (2.2.3)$$

ここに、B: 壁厚(m), L: 壁長(m), H: 壁高(m), To: 打込み温度(°C), Ts: 外気温(°C)

表-2.2.2 線形重回帰分析の結果

回帰係数	温度のみ	温度+自己収縮	温度+自己収縮+乾燥収縮	
重相関係数	0.971	0.958	0.947	
係数	切片	0.77	0.69	0.71
	壁厚	0.53	0.52	0.30
	壁長	1.07	1.14	1.16
	打込み温度	-0.80	-0.78	-0.60
	外気温	0.71	0.61	0.53

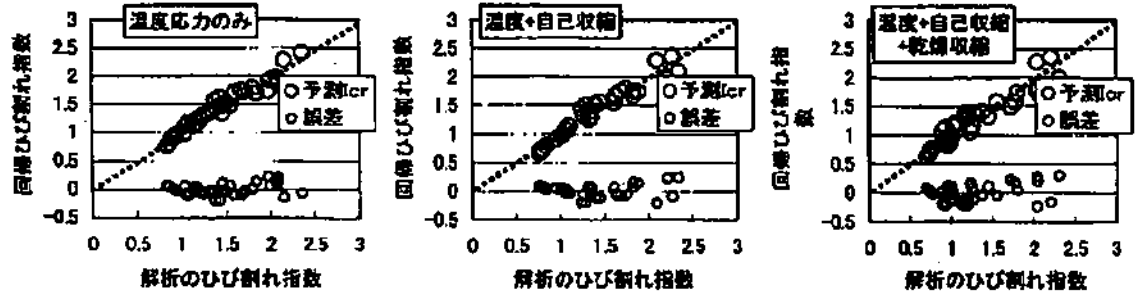


図-2.2.6 線形重回帰分析結果の適合性

壁厚 0.8m, あるいは壁厚 0.4m, 壁長さ 20m 場合, 打込み温度がひび割れ指数に及ぼす影響, 外気温がひび割れ指数に及ぼす影響をこの式によって評価し, 図-2.2.7 および図-2.2.8 に示す。打込み温度が低ければひび割れ指数は大きくなり (外気温 20°C に対して打込み温度 10°C は相当にプレクーリングを行なった状態), 打込み温度が高ければ, ひび割れ指数は小さくなる (夏場の状況)。壁厚は温度応力の発生に大きく影響を及ぼしているが, 壁厚が小さい場合には, 乾燥収縮の影響が相対的に高まるため, 乾燥収縮を考慮して評価したひび割れ指数の差は小さくなる。当然, 打込み温度一定の条件で外気温が小さくなれば, これに応じてひび割れ指数は小さくなる。

図-2.2.9 に示す壁長とひび割れ指数の関係においても, 壁厚が 0.4m の場合には, 乾燥収縮の影響が大きくなることわかる。また, 図-2.2.10 に示す壁厚とひび割れ指数の関係において, 乾燥収縮の影響は, 壁厚が 0.6m 程度以下の場合に顕著になるようである。

誘発目地を設けてひび割れを制御しようとした場合, たとえば目地間隔を 5m とした場合には, 壁厚が 0.6m 程度以下ではひび割れが抑制されるが, これを超える壁厚の場合には, 目地間にひび割れの発生する確率が高くなるので, 誘発目地間隔をさらに小さくする必要が認められた。

(5) まとめ

ここで算定した簡易ひび割れ指数評価式は, 一般のひび割れ現象を概ね再現できていると考えられる。さらに, コンクリートの発熱特性 (Q_m, γ) などの材料特性や, 骨材の岩質による熱膨張係数の相違, あるいは型枠などの養生条件などを考慮して, 適用範囲を広げること可

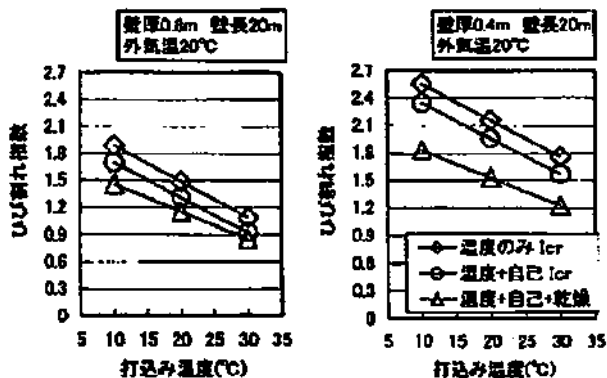


図-2.2.7 打込み温度がひび割れ指数に及ぼす影響

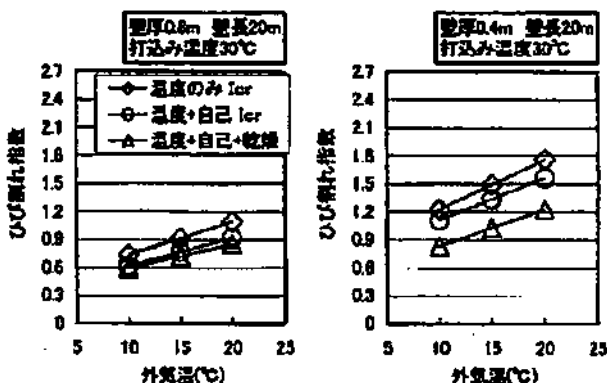


図-2.2.8 外気温がひび割れ指数に及ぼす影響

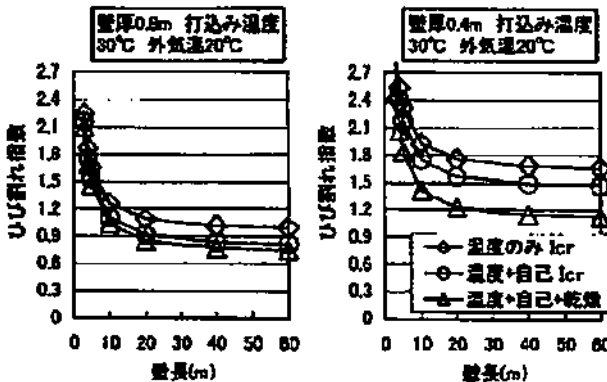


図-2.2.9 壁長がひび割れ指数に及ぼす影響

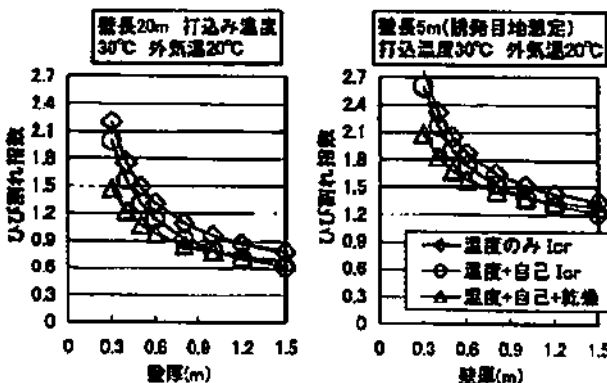


図-2.2.10 壁幅がひび割れ指数に及ぼす影響

能と考えられる。

また、標準示方書には、壁状構造物において、ある鉄筋比におけるひび割れ指数と最大ひび割れ幅の関係が例示されている。これを変形すると、任意の鉄筋比の壁構造において、ひび割れ指数を与えることでひび割れ幅が算出できる[8]ので、実務的には、ここで行った簡易なINFL出指
数算定をひび割れ幅算定まで拡張することも可能である。

なお、ここで紹介した簡易ひび割れ指数評価法は、収縮の評価式に関して、著者の既往の研究によって得られたものと土木学会式を使用しており、これらが見直される場合には、本文に示した検討と同様の手続きで簡易ひび割れ指数評価法を見直す必要がある。

[担当 大友 健]

【引用文献】 H10土地改良施設凍結深検討資料作成業務報告書
(日本気象協会)

北海道開発局農業設計課

平成 10 年度
土地改良施設凍結深
検討資料作成業務
報告書

平成 11 年 3 月

(財)日本気象協会北海道本部

目 次

1	緒 言	1
2	用水管路凍結深の検討	2
2.1	調査概要	2
2.2	積雪を考慮した凍結深の数値シミュレーション	4
2.2.1	数値シミュレーションモデル	4
2.2.2	再現計算、熱定数の設定	8
2.2.3	対象地点、対象年	8
2.2.4	結果	10
2.3	積雪を考慮した凍結指数の検討	17
2.4	凍結深の推定	18
2.5	現行の最大凍結深との比較	19
3	フルーム水路凍結深からの断熱材厚の地域分布検討	23
3.1	調査概要	23
3.2	数値シミュレーションモデル	23
3.3	熱定数の決定	26
3.4	対象地点、対象年	26
3.5	シミュレーションの条件	27
3.6	結果	28
3.7	考察	51
3.8	今後の検討課題	53
4	農道凍結深からの凍上抑制層の修正量検討	54
4.1	凍結指数	54
4.2	凍結指数の推移	54
4.3	凍結指数の統計値	57
4.4	積雪を考慮した凍結指数	57
4.5	現行基準の凍結指数との比較	61
4.6	農道凍結深の修正量	72
5	まとめ	76
	文 献	77
	資 料	
	資料1 凍結指数一覧表	
	資料2 技術検討会資料	

1 緒言

寒冷地における土地改良施設(管水路、フルーム水路、農道)の建設に当たっては、凍上による施設への被害を未然に防止できる施工が要請され、地域的に想定される土壌の凍結深度に応じて安全な設計基準を制定することが必要となる。しかし過度に安全な設計基準の下、それを満たす建設工法を用いることは、建設費用を縮減する観点から望ましいことではない。そのため、設計基準を適宜改訂することは不可欠であり、北海道開発局では、平成8年度より凍結深度の見直しに関わる調査、観測を行ってきた。

本報告は、土地改良施設の建設に掛かる費用の縮減を念頭に、土壌の凍結深度を見直し、暫定的な設計基準の策定に必要な基礎資料の作成を目的とする。これまで管水路の埋設深度は、道路の設計基準として用いられている凍結深度を考慮して決定してきた。しかし地面が積雪に覆われた場合、積雪の断熱効果によって凍結の進行は抑制される。管水路を埋設した地点の積雪は頻繁に除雪されないのが通例であるため、管水路の埋設深度は現状よりも浅く設定できる可能性が示唆される。そこで道内11ヶ所を対象とした凍結深のシミュレーション結果、並びに積雪を考慮した凍結指数に基づき、凍結深度の暫定基準図を作成する。フルーム水路に関しては、砂利材を用いた置換工法に代わって、水路背面への透水性断熱材の埋設が凍結防止に有効であることが明らかになった。本報告では断熱材の厚さに関して、地域別の暫定基準を策定するための基礎として、道内3ヶ所を対象に凍結深のシミュレーションを行う。農道については、地域毎に算出された凍結指数に応じて置換深度を決定してきた。ここでは過去30冬季にわたり凍結指数を算出して地域別の凍結深度を推定し、現行の基準値と比較して凍結深度の修正量を策定する。

本業務は北海道開発局農業水産部農業設計課の委託を受け、(財)日本気象協会北海道本部が行った。また業務の履行期間中、3回にわたって専門家からなる技術検討会を設け、設計条件の確認や、解析結果やとりまとめ方針について助言頂いた。検討会における配付資料、並びに議事録は、巻末に資料として付した。

1999年3月

(財)日本気象協会北海道本部

2 用水管路凍結深の検討

2.1 調査概要

図 2.1 に調査フローを示す。積雪を考慮した凍結指数 F_{20} と凍結深 Z_s の関係は次のとおりである (β は係数である)。

$$Z_s = \beta \sqrt{F_{20}} \quad (2.1)$$

本調査では、最初に積雪を考慮した凍結深の数値シミュレーションおよび積雪を考慮した凍結指数の検討を行う。数値シミュレーションでは Z_s を直接求めることができる長所があるが、多くのパラメータを必要でさらに計算時間がかかる欠点がある。凍結指数は簡単に短時間で算出できるが、凍結深を求める場合、(2.1)式のように係数 β が必要である。

この両者の長所・短所を補うため、同一地点における数値シミュレーションと凍結指数から(2.1)式における β を算出する。次いで、他の 21 地点の凍結指数と算出された β を用いて道内における凍結深分布を算出する。最後に、安全率を考慮して、凍結深の暫定マップを作成する。

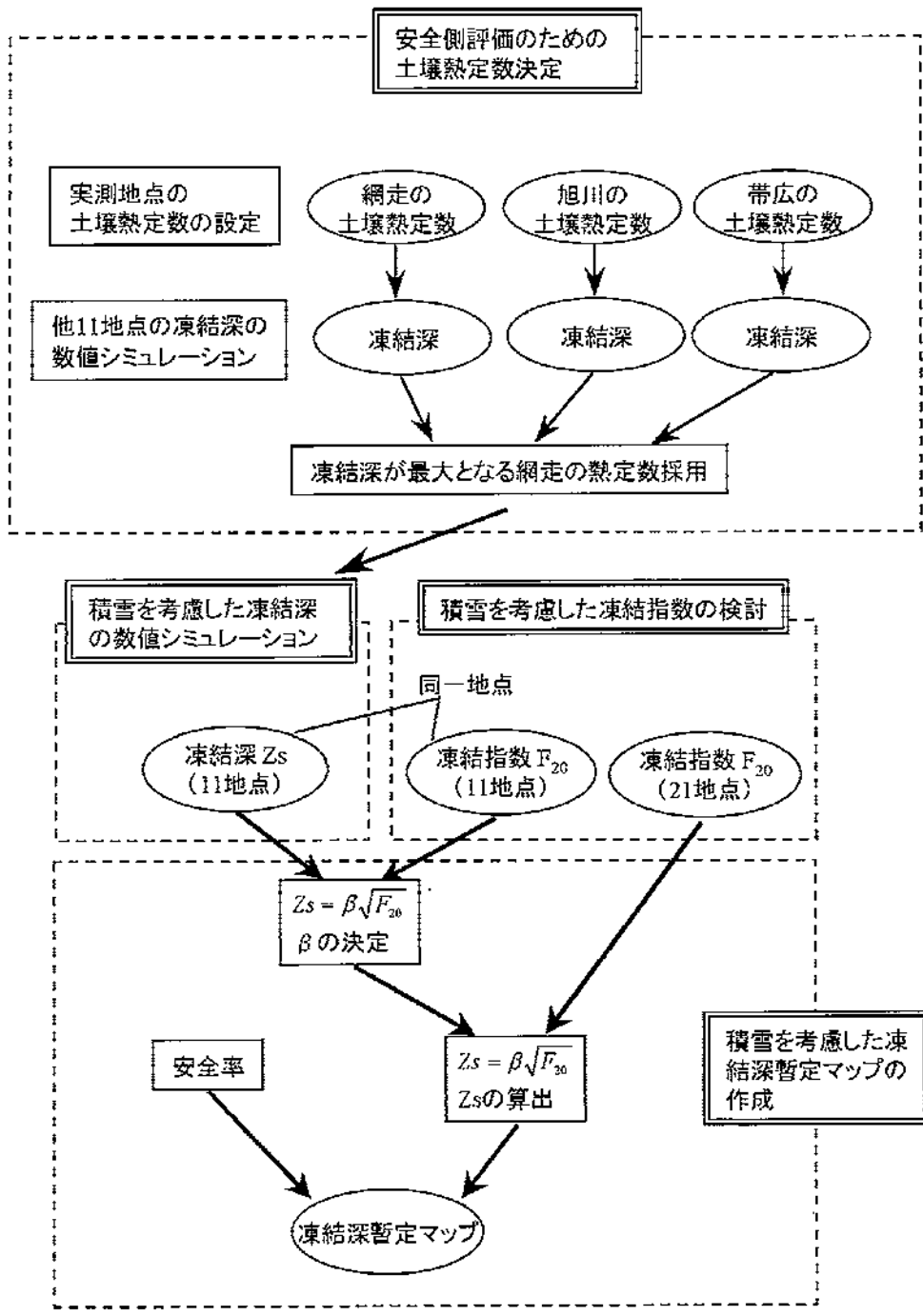


図 2.1 用水管路凍結深の検討における調査フロー

2.2 積雪を考慮した凍結深の数値シミュレーション

2.2.1 数値シミュレーションモデル

(1) 基本方程式

本モデルの基本式は、土壌中の水分凍結過程と気象条件を考慮した鉛直 1 次元の非定常熱伝導方程式で、地表面が積雪に覆われた場合も想定する (図 2.2 参照)。

$$C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + L \frac{\partial w_i}{\partial t} \quad (2.2)$$

ここで、 C : 熱容量、 λ : 熱伝導率、 L : 凍結潜熱、 w_i : 体積含水率である。熱容量 C および熱伝導率 λ は未凍結時・凍結時で異なる。ここでは、次の記号で表す。

未凍結時	熱容量 C_u 、	熱伝導率 λ_u
凍結時	熱容量 C_f 、	熱伝導率 λ_f

(2.2)式の右辺第 2 項は土壌中に含まれる水分の凍結・融解に伴う潜熱であり、凍結過程・融解過程以外ではゼロである。この項は、等温アプローチ (isothermal approach) 法によって対処した (Sally and Susau, 1997)。すなわち、以下の条件が満たされた場合に凍結が完了したと判定する。

$$Lw_i < C_u \sum (0 - T) \quad (2.3)$$

また、以下の場合に融解が完了したと判定する。

$$Lw_i < C_u \sum (T - 0) \quad (2.4)$$

(2) 積雪の考慮

積雪は下の土壌に対して断熱材的な働きをするが、本モデルでは積雪層において熱容量 C 、熱伝導率 λ に対して積雪の値を用いることで積雪を考慮する。また、対象地点における毎時の積雪深をシミュレーションモデルの積雪深とすることにより積雪深を考慮する。

(3) 境界条件

上記の方程式を解くにあたり、境界条件を設定しなければならない。

下部の境界条件については、地温を対象地点における平年値年平均気温で一定とする。

$$T(z = z_{\max}) = \text{平年値年平均気温} \quad (2.5)$$

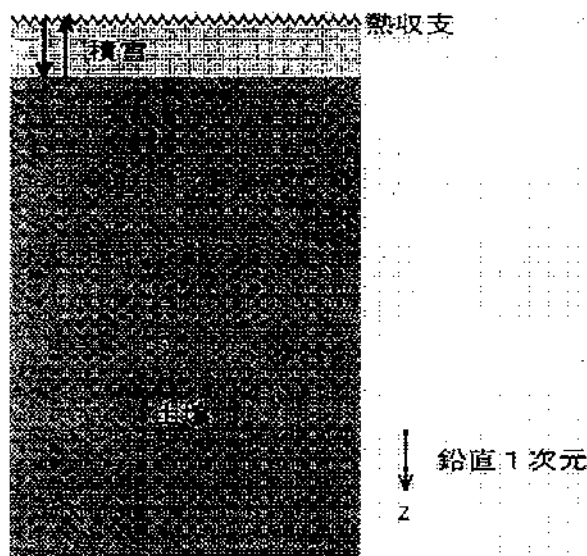


図 2.2 シミュレーションの概念図

大気と接する地表および積雪面の境界条件は、放射収支量(NR)、顕熱伝達量(SH)の総和に従う。

$$\lambda \left. \frac{\partial T}{\partial z} \right|_{z=z_{\text{surface}}} = NR + SH \quad (2.6)$$

放射収支量(NR)は次式のようになる。

$$NR = (1 - \alpha)SR + AR - \varepsilon\sigma T_s^4 \quad (2.7)$$

ここで、 SR : 全天日射量、 α : 地表面アルベド、 AR : 大気放射量、 ε : 地表面の射出率、 σ : Stefan-Boltzman 定数、 T_s : 地表面の温度である。

近藤ら(1991)は、日照時間(N)の可照時間($N0$)に対する割合で定義される日照率、並びに大気圏外日射量(SX)を用い、全天日射量を推定する手法を提示している。なお可照時間、大気圏外日射量は、対象地点の緯度、経度に依存する。

$$\left. \begin{aligned} \frac{SR}{SX} &= 0.511 \frac{N}{N0} + 0.244, & 0 < \frac{N}{N0} < 1 \\ \frac{SR}{SX} &= 0.118, & \frac{N}{N0} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

大気放射量は大気の湿度、水蒸気量、雲量に左右されることから、これらの気象要素に基づく様々な経験式が作成されている。本報告では、次に述べる近藤ら(1991)の手法を用いて大気放射量を推定する。大気中の水蒸気量は、地上付近の露点温度(T_d)から推定される可降水量 w_∞ を参考にする。また、日照率には雲量の影響が現れていると考えられるため、雲量を表すパラメータ F_c を日照率から定義する。快晴時の大気放射量(AR_0)は(2.11)式から得られ、雲量を考慮した大気放射量は(2.12)式より求めることができる。

$$\log w_\infty = 0.0315T_d - 0.1836 \quad (2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} F_c &= 0.826\left(\frac{N}{N_0}\right)^3 - 1.234\left(\frac{N}{N_0}\right)^2 + 1.135\left(\frac{N}{N_0}\right) + 0.298, & 0 < \frac{N}{N_0} < 1 \\ F_c &= 0.2235, & \frac{N}{N_0} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

$$AR_0 = \left\{ 0.74 + 0.19(\log w_\infty) + 0.07(\log w_\infty)^2 \right\} \sigma T_a^4 \quad (2.11)$$

$$AR = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{AR_0}{\sigma T_a^4} \right) F_c \right\} \sigma T_a^4 \quad (2.12)$$

本調査では、露点温度 T_d は相対湿度と気温 T_a より換算し、日照率は岩見沢の緯度より算出した。顕熱伝達量は、気温(T_a)と地表面温度(T_s)の差、及び風速(WS)の関数として与えられる伝達係数 K [$Wm^{-2} \cdot C^{-1}$] ($=5.83+3.97WS$) の積として求めた(浦上、佐藤、1985)。

$$SH = K(T_a - T_s) \quad (2.13)$$

なお潜熱伝達量は、放射収支量、顕熱伝達量に比べて小さいと考えられるため無視する。

(4) 解法

式(2.2)は解析的に解くことはできないので、計算領域を格子分割して数値的に解く。格子分割による離散化はコントロールボリューム法を採用する。格子間隔は、1 cm ~ 50 cm とし、地表下 5m までを計算領域とする。

(5) 初期条件・計算期間

初期条件として、11月1日1時に対象地点の平年値年平均気温を全体に与える。その後、1時間毎に対象地点における気象データ(表 2.1)を与えて計算し、3月31日まで計算を行う。

(6) 計算に用いる気象データ

以上をまとめて、シミュレーションに用いる気象データを表 2.1 にまとめる。可照時間、大気圏外日射量は、対象地点の緯度、経度をもとに計算で求めることができる。その他の要素は、対象地点アメダス、気象官署により観測されている。

表 2.1 シミュレーションに必要な気象要素一覧

気象要素	備考
気温(Ta)	対象地点におけるアメダスデータを用いる
露点温度(Td)	相対湿度と気温より算出した 相対湿度は近傍の気象官署データを用いる
風速(WS)	対象地点におけるアメダスデータを用いる
積雪深	対象地点におけるアメダスデータを用いる
日照時間(N)	対象地点におけるアメダスデータを用いる
可照時間(N0)	対象地点における緯度、経度をもとに算出する
大気圏外日射量(SX)	対象地点における緯度、経度をもとに算出する

2.2.2 再現計算、熱定数の設定

平成9年度（H9.12～H10.3）に観測した道内3地点での凍結深の実測データ¹⁾を再現するように、土壌等の熱定数の設定を行った。

図2.3は再現計算の結果である。これによれば、札内（帯広）の積雪区以外で、良く再現できているといえる。札内（帯広）の積雪区では掘り起こし等の影響で、再現できなかったものと考えられる。

表2.2は再現計算で用いた熱定数等である。表2.2で示した値は、土壌、積雪における一般的な値の範囲に入っていると思われる。

2.2.3 対象地点、対象年

次の11地点において、1978年12月から1998年3月の20冬季についてシミュレーションを行った。なお、括弧は使用したアメダス地点である。

稚内（沼川）、羽幌（初山別）、旭川（比布）、網走（小清水）、
 岩見沢（新篠津）、帯広（芽室）、釧路（白糠）、苫小牧（鶴川）、
 函館（大野）、倶知安（喜茂別）、北見（境野）

表2.2 再現計算で用いた熱定数等.

	熱容量 ($\times 10^6 J/m^2 \cdot ^\circ C$)		熱伝導率 ($W/m \cdot ^\circ C$)		体積含水率 (%) w	アルベド α
	未凍結時 C_u	凍結時 C_f	未凍結時 λ_u	凍結時 λ_f		
音根内 (網走)	除雪区	土壌	2.4	1.8	25	0.1
	積雪区	土壌	2.4	1.8	25	0.1
		積雪	0.7	-	0.2	-
しろがね (旭川)	除雪区	土壌	2.4	1.6	35	0.1
	積雪区	土壌	2.4	1.6	35	0.1
		積雪	0.7	-	0.2	-
札内 (帯広)	除雪区	土壌	2.8	2.2	25	0.1
	積雪区	土壌	2.8	2.2	25	0.1
		積雪	0.7	-	0.2	-

*射出率はすべて0.95とした。

¹⁾ 「平成9年度 網走地域流量調査業務の内 凍結深度調査報告書」、北海道開発局網走開発建設部

「平成9年度 しろがね地区凍結深調査業務報告書」、北海道開発局旭川開発建設部

「平成9年度 札内川第一地区氈地かんがい予報システム検討業務の内 凍結深度観測調査」、北海道開発局帯広開発建設部

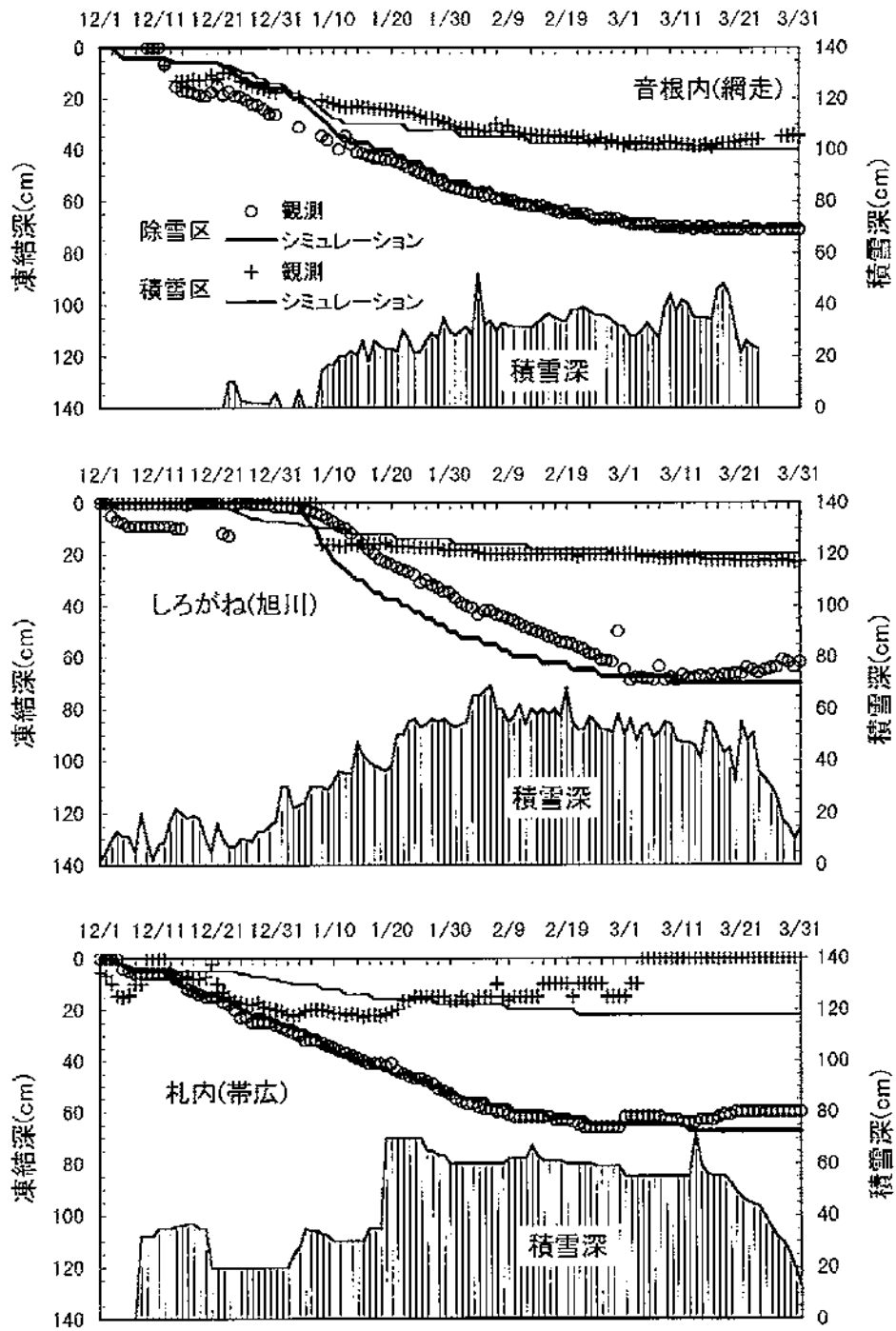


図2.3 再現計算結果.

2.2.4 結果

図 2.4～2.6 はシミュレーション結果を順位別にしたものである。図 2.4～2.6 および表 2.3～2.5 はそれぞれ網走（音根内）、しろがね（旭川）、札内（帯広）の熱定数でシミュレーションを行っている。

図 2.4～2.6 をみると、しろがね（旭川）・札内（帯広）における熱定数を用いた場合、音根内（網走）における値を用いた場合よりも凍結深が浅くなることがわかる。したがって、音根内（網走）における熱定数を用いたシミュレーション結果は安全側の評価をしているといえる。

図 2.4 によれば、対象とした 11 地点に限る限り、第 1 位が 60cm 以上の地点と 40cm 以下の地点に大別できる。また、北見、苫小牧、釧路、帯広、網走で凍結深が大きく、積雪の影響を強く受けていることが分かった。

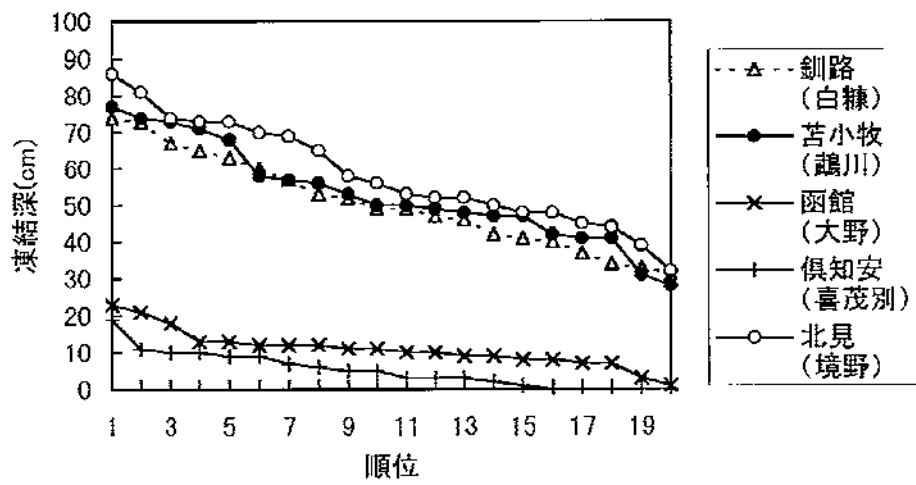
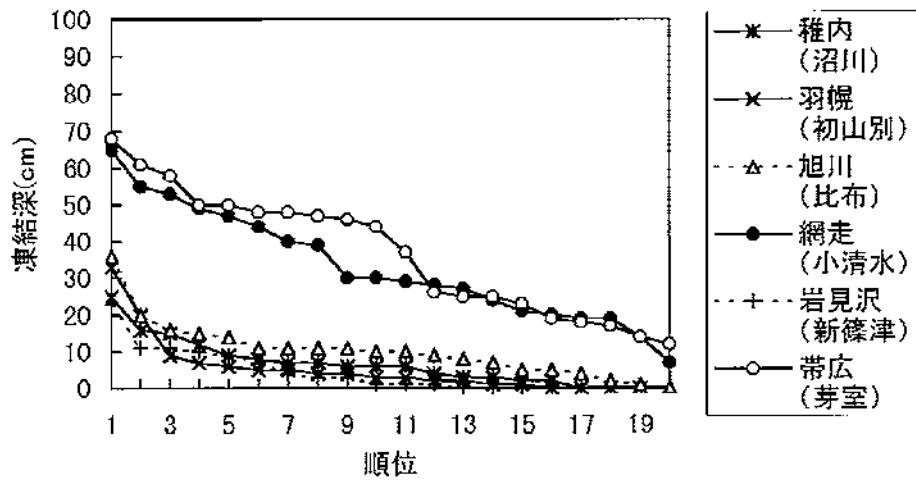


図2.4 シミュレーション結果 (順位別)
(音根内の熱定数を使用)

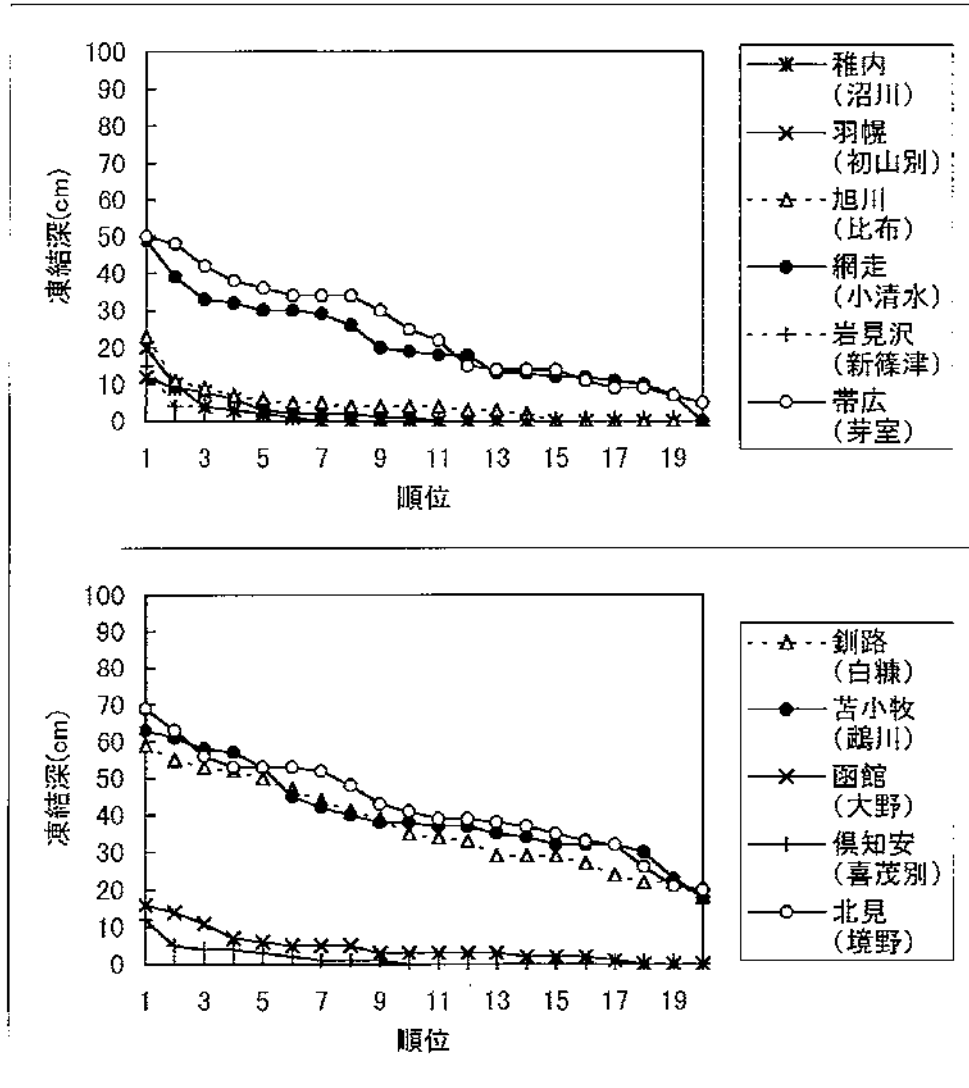


図2.5 シミュレーション結果 (順位別)
 (しろがねの熱定数を使用)

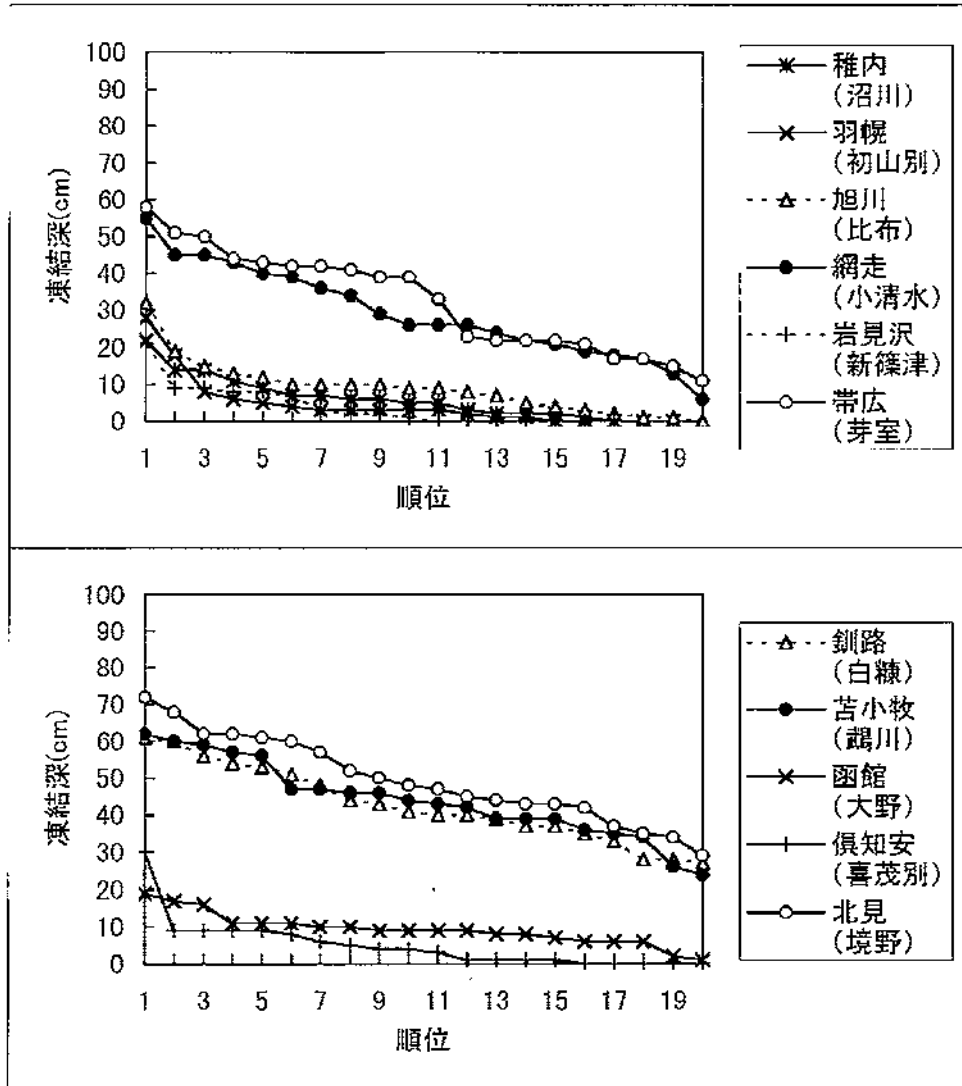


図2.6 シミュレーション結果 (順位別)
(札内の熱定数を使用)

表2.3 シミュレーション結果(年別)

年	音根内(網走)の熱定数を使用										
	稚内 (沼川)	羽幌 (初山別)	旭川 (比布)	網走 (小清水)	岩見沢 (新篠津)	帯広 (芽室)	釧路 (白糠)	苫小牧 (鷗川)	函館 (大野)	倶知安 (喜茂別)	北見 (境野)
1978	7	33	16	44	-	61	67	58	21	10	81
1979	16	20	36	28	10	37	52	74	13	9	48
1980	6	1	20	14	9	26	60	71	1	11	52
1981	2	6	11	55	7	44	40	49	13	0	50
1982	7	9	9	65	0	48	73	57	12	5	65
1983	-	5	10	39	-	50	74	68	3	10	53
1984	12	7	15	53	23	68	65	77	10	19	86
1985	3	4	8	19	3	58	49	50	8	3	70
1986	3	2	2	30	3	25	47	47	11	2	39
1987	8	-	5	24	11	48	63	73	11	5	73
1988	6	3	4	27	0	46	53	42	18	9	74
1989	6	1	5	21	0	23	34	41	12	0	32
1990	2	3	14	7	11	12	31	31	9	1	44
1991	9	2	11	20	4	47	46	56	23	7	56
1992	0	0	7	19	1	17	33	41	10	3	45
1993	0	0	0	40	-	18	49	47	9	0	52
1994	4	0	10	47	1	50	57	53	7	0	69
1995	15	4	11	29	0	14	41	28	8	0	48
1996	0	0	1	30	1	19	42	48	7	3	58
1997	25	5	11	49	0	25	37	50	12	6	73

注：-は欠測が多く、シミュレーションできなかったことを示す。

表2.4 シミュレーション結果(年別)

年	しろがね(旭川)の熱定数を使用										
	稚内 (沼川)	羽幌 (初山別)	旭川 (比布)	網走 (小清水)	岩見沢 (新篠津)	常広 (茅室)	釧路 (白糠)	苫小牧 (鷓川)	函館 (大野)	倶知安 (喜茂別)	北見 (境野)
1978	2	20	9	30	-	48	55	35	14	5	63
1979	9	10	23	13	4	25	39	61	7	4	33
1980	1	0	11	7	2	14	47	58	0	4	39
1981	0	2	4	39	3	30	29	38	3	0	37
1982	2	4	3	49	0	34	59	45	6	0	48
1983	-	0	4	26	-	36	53	53	0	3	39
1984	6	3	7	32	15	50	52	63	5	12	69
1985	0	0	3	10	0	42	35	37	1	0	53
1986	0	0	0	18	0	14	33	32	5	0	26
1987	1	-	0	13	4	34	50	57	2	1	52
1988	2	0	0	18	0	34	41	32	11	1	53
1989	0	0	0	12	0	14	24	30	3	0	21
1990	0	0	6	0	1	5	22	23	3	0	20
1991	3	0	4	11	0	22	34	42	16	2	41
1992	0	0	2	12	0	9	22	32	2	0	32
1993	0	0	0	29	-	9	29	34	3	0	38
1994	0	0	4	30	0	38	44	40	3	0	53
1995	8	0	5	19	0	7	18	18	2	0	35
1996	0	0	0	20	0	11	29	37	0	0	43
1997	12	1	5	33	0	15	27	38	5	1	56

注：-は欠測が多く、シミュレーションできなかったことを示す。

表2.5 シミュレーション結果(年別)

年	札幌(帯広)の熱定数を使用										
	稚内 (沼川)	羽幌 (初山別)	旭川 (比布)	網走 (小清水)	岩見沢 (新篠津)	帯広 (芽室)	釧路 (白糠)	苫小牧 (鷗川)	函館 (大野)	倶知安 (喜茂別)	北見 (幌野)
1978	9	28	15	39	-	51	56	47	17	9	68
1979	14	18	32	29	9	33	39	59	11	8	43
1980	5	1	19	13	8	23	51	57	1	9	44
1981	1	5	10	45	7	39	35	42	11	0	43
1982	6	8	8	55	0	42	60	47	10	4	52
1983	-	3	9	34	-	44	61	56	2	9	47
1984	11	6	13	45	21	58	54	62	9	30	72
1985	2	3	7	21	2	50	43	44	7	1	60
1986	2	0	1	26	2	22	40	39	9	1	35
1987	7	-	2	22	9	42	53	60	9	4	62
1988	6	3	3	24	0	39	44	36	16	9	61
1989	5	1	4	19	0	21	28	35	11	0	29
1990	2	3	12	6	8	11	27	26	9	1	37
1991	7	2	10	18	3	41	40	46	19	6	48
1992	0	0	5	17	1	15	28	34	8	1	34
1993	0	0	0	36	-	17	41	39	8	0	45
1994	3	0	9	40	0	43	48	46	6	0	57
1995	14	3	10	26	0	22	37	24	6	0	42
1996	0	0	1	26	0	17	37	39	6	3	50
1997	22	4	10	43	0	22	33	43	10	5	62

注：-は欠測が多く、シミュレーションできなかつたことを示す。

2.3 積雪を考慮した凍結指数の検討

「農道凍結深からの凍上抑制層の修正量検討」を参照されたい。

2.4 凍結深の推定

自然積雪下の土壤凍結深と凍結指数の関係を表す(2.1)式における係数 β は、土壤の種類や水分量、密度、さらには凍結指数の大きさに依存して1.0~3.0の値をとることから(土質工学会編、1994)、その特定は困難である。本報告では、数値シミュレーションによる凍結深と凍結指数の自乗根を比較して、凍結指数に対応する凍結深を求めることとした。

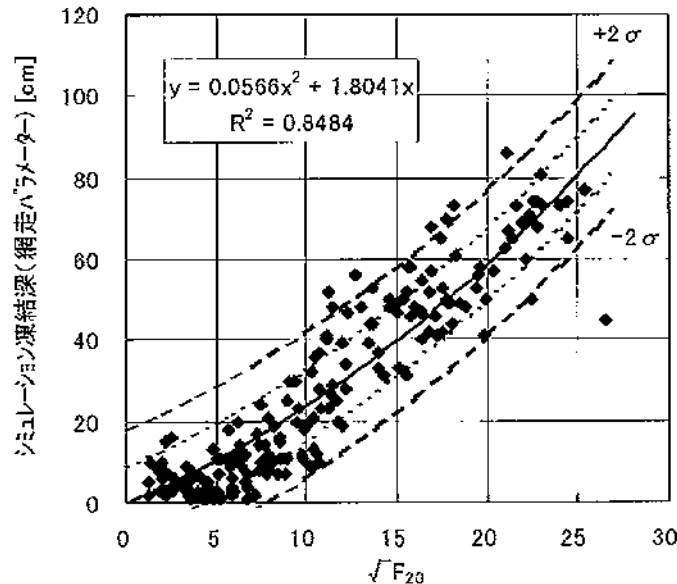


図 2.7 積雪を考慮した凍結指数(F_{20})の自乗根とシミュレーションによる凍結深との関係。

図 2.7 は、道内 11 ヶ所のアメダス観測点の気温から算出した凍結指数の自乗根と、積雪の断熱効果を考慮した数値シミュレーションによる凍結深を比較したものである。比較を行ったのは 1979 年から 1998 年の 20 冬季であり、凍結指数は日最大積雪深が 20 cm 以下の日の日平均気温に基づき算出した。凍結指数の定義、算定方法の詳細については、第 4 章を参照されたい。

図 2.7 より、凍結指数が大きくなるほど凍結深は深くなっていることがわかる。最小自乗法により、凍結指数の自乗根とシミュレーションによる凍結深の関係を求めると、(2.14)式のようになる。ここでは凍結指数の増大に伴って(2.1)式の係数 β が大きくなることを念頭に置き、凍結深は凍結指数の自乗根の 2 次式によって表されるとした。

$$Z = 0.0566 \times \sqrt{F_{20}}^2 + 1.8041 \times \sqrt{F_{20}} \quad (2.14)$$

$$R^2 = 0.8484, \quad n = 197, \quad \sigma = 9.0$$

ここに R^2 は決定係数、 n はデータ数、 σ は推定値の標準誤差である。図 2.7 内の太い実線は(2.14)式、点線、破線は、それぞれ(2.14)式から得られる凍結深に $\pm\sigma$ 、 $\pm 2\sigma$ 加えた値を表す。破線で示した凍結深 $\pm 2\sigma$ の範囲には全関係の 96%が収まっており、凍結指数の自乗

根とシミュレーションによる凍結深は良好に関係づけられたと言える。なお表 2.6 には、 $\pm 2\sigma$ の範囲に含まれない点の詳細を示した。凍結深 $+2\sigma$ を上回るシミュレーション結果は、境野(6 例)、芽室(1 例)で得られており、破線との差は最大 6 cm である。また、凍結深 -2σ より小さい凍結深も境野で 1 例得られた。凍結指数とシミュレーションによる凍結深の対応関係にずれが生ずる原因としては、積雪深の推移が挙げられる。すなわち境野、芽室の積雪深は、凍結指数を算定する際に設けたしきい値(20 cm)の前後で推移することが多い。従って、年によって気温を積算する期間が変動しやすいことから、凍結指数がばらつくためであると推察される。

表 2.6 (2.14)式による凍結深 $\pm 2\sigma$ (標準誤差)に含まれない凍結深の地点、年度一覧。

	シミュレーション 凍結深[cm]	$\sqrt{F_{20}}$	+(-) 2σ との差[cm]	地点	年度
+ 2σ 以上	86	21.0	+5	境野	1985
	73	18.1	+4	境野	1988
	70	17.7	+2	境野	1986
	68	16.9	+3	芽室	1985
	56	12.7	+6	境野	1992
	48	11.4	+2	境野	1996
	52	11.3	+6	境野	1981
- 2σ 以下	45	26.6	-25	境野	1993

なお、シミュレーションで設定した土壌パラメータには、同一の気象条件の下で最も凍結が進行する網走(音根内)の値を用いている。そのため(2.14)式から得られる凍結深は、特定の凍結指数に対する凍結深を大きい側で評価していると言える。本報告では、『(2.14)式による凍結深 $+2\sigma$ 』をもって凍結指数に応じて得られる最大凍結深とし、次節では現行の凍結深と本報告で求めた凍結深を比較して、管水路凍結深の修正値を策定する。

2.5 現行の最大凍結深との比較

図 2.8 では、道内 34ヶ所の気象観測点について凍結深の現行値と本報告で求めた凍結深を比較した。凍結深(現行)は、積雪寒冷地における用水路の設計技術基準(案)(北海道土地改良設計技術協会、1987)の凍結指数 F (1970~1979 年の 10 冬季中の最大値)、及びアスファルト舗装要綱(日本道路協会、1987)の凍結指数 F (1980~1989 年の 10 年確率値)に基づき、いずれも $c\sqrt{F} \times 70\%$ として算出した。 c は表 2.7 に示すように、凍結指数に応じて決まる係数である。凍結深($\pm 2\sigma$)は、積雪を考慮して求めた凍結指数 F_{20} の 20 年第 2 位を用い、(2.14)式から得られる凍結深に $\pm 2\sigma$ 加えた値である。各地点の凍結指数、現行の凍結深、並びに本報告で求めた凍結深は、表 2.8 にまとめて掲載した。積雪を考慮した凍結指数を用いて凍結深を算定したことにより、現行値に比べて最大凍結深は 34 地点の平均で 40 cm 小さく、特に積雪の多い地点では最大 90 cm 程度の差となっている。

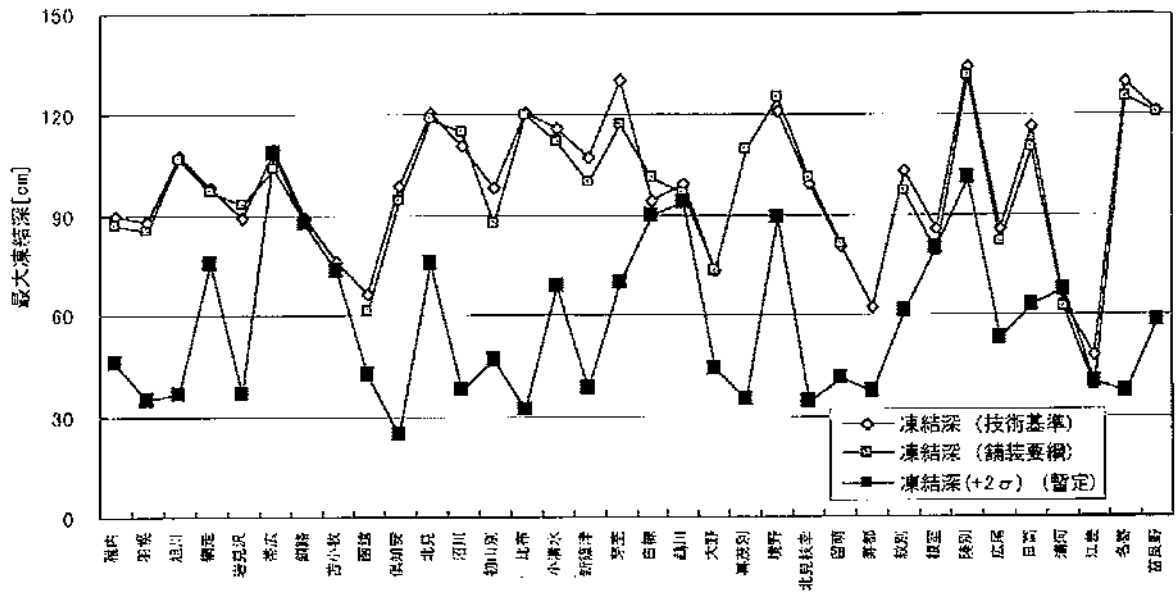


図 2.8 道内 34 ヶ所の気象観測点における最大凍結深。凍結深(技術基準)は積雪寒冷地における用水路の設計技術基準(案)の凍結指数 F、凍結深(舗装要綱)はアスファルト舗装要綱の凍結指数 F に基づき、 $c\sqrt{F} \times 70\%$ より算出した。凍結深(+2σ)は積雪を考慮した凍結指数($F_{2\sigma}$)に基づき、(2.14)式で得られる凍結深に標準誤差σの2倍を加えた。

表 2.7 凍結深推定式における定数 c の値。

凍結指数 [°C·days]	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
c 値	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2

管水路凍結深暫定基準図は本報告に付したが、地図上にプロットする凍結深は、表 2.8 の積雪を考慮した凍結指数に基づき、(2.14)式から得られる凍結深に標準推定誤差の2倍を加えた値とした。そして図 2.9 に示した1月の月平均気温分布、並びに平均最深積雪分布(札幌管区气象台、1992)を参照して作成した。なお既に 2.4 節で述べたように、数値計算による境野の凍結深は、(2.14)式から得られる凍結深 + 2σを上回る頻度が高い。そのため境野付近における凍結深の等値線は、その点を考慮して描いた。

表2.8 積雪寒冷地における用水路の設計技術基準(案)、並びにアスファルト舗装要綱の凍結指数から求めた凍結深(現行)、及び積雪を考慮して求めた20年第2位の凍結指数F₂₀(2/20)と、シミュレーションによる凍結深を比較して得た回帰式(2.15)式に基づく凍結深。なお凍結深(+2σ)をもって、管水路凍結深の暫定基準とする。

地点名	10年 (1970~79年:最大値)		10年 (1980~89年)		20年 (1979~98年)			との差 [cm]
	凍結指数:F [°C·days]	凍結深 (技術基準) [cm]	凍結指数:F (舗装要綱) [°C·days]	凍結深 (舗装要綱) [cm]	F ₂₀ (2/20) [°C·days]	凍結深 [cm]	凍結深(+2σ) (暫定) [cm]	
	$c\sqrt{F \times 70} \%$		$c\sqrt{F \times 70} \%$		$0.0566\sqrt{F_{20}^2+1.8041}F_{20}$			
稚内	690	90	642	87	128	28	46	-44
羽幌	658	88	622	86	56	17	35	-53
旭川	920	108	904	107	67	19	37	-72
網走	790	98	772	97	391	58	76	-23
岩見沢	674	89	715	94	68	19	37	-52
帯広	950	110	890	104	739	91	109	-1
釧路	680	89	657	88	511	70	88	-2
苫小牧	513	76			369	56	74	-3
函館	410	67	363	61	103	24	42	-24
倶知安	802	99	732	95	11	7	25	-75
北見	1100	121	1068	119	388	57	75	-45
沼川	971	111	1004	115	73	20	38	-74
初山別	790	98	655	88	137	29	47	-52
比布	1106	121	1095	120	41	14	32	-89
小清水	1018	116	992	112	325	51	69	-47
新篠津	913	108	823	100	77	20	38	-70
芽室	1281	130	1040	117	333	52	70	-61
白糠	731	95	834	101	534	72	90	-5
鶴川	809	100	765	97	575	76	94	-6
大野	493	73	495	73	115	26	44	-29
喜茂別			946	110	56	17	35	-
境野	1115	122	1188	125	527	71	89	-32
北見枝幸	809	100	842	102	53	16	34	-65
留萌	580	81	589	82	96	23	41	-40
寿都	373	62			71	19	37	-25
紋別	876	104	774	97	257	43	61	-42
根室	630	86	553	79	434	62	80	-6
陸別	1361	134	1303	131	656	83	101	-33
広尾	630	86	595	82	187	35	53	-33
日高	1029	117	958	110	269	45	63	-54
浦河	390	64	375	62	313	50	68	4
江差	245	48	184	39	90	22	40	-8
名寄	1277	130	1184	125	71	19	37	-93
富良野	1111	121	1098	121	228	40	58	-63
平均値	810	98	802	98	246	40	58	-40

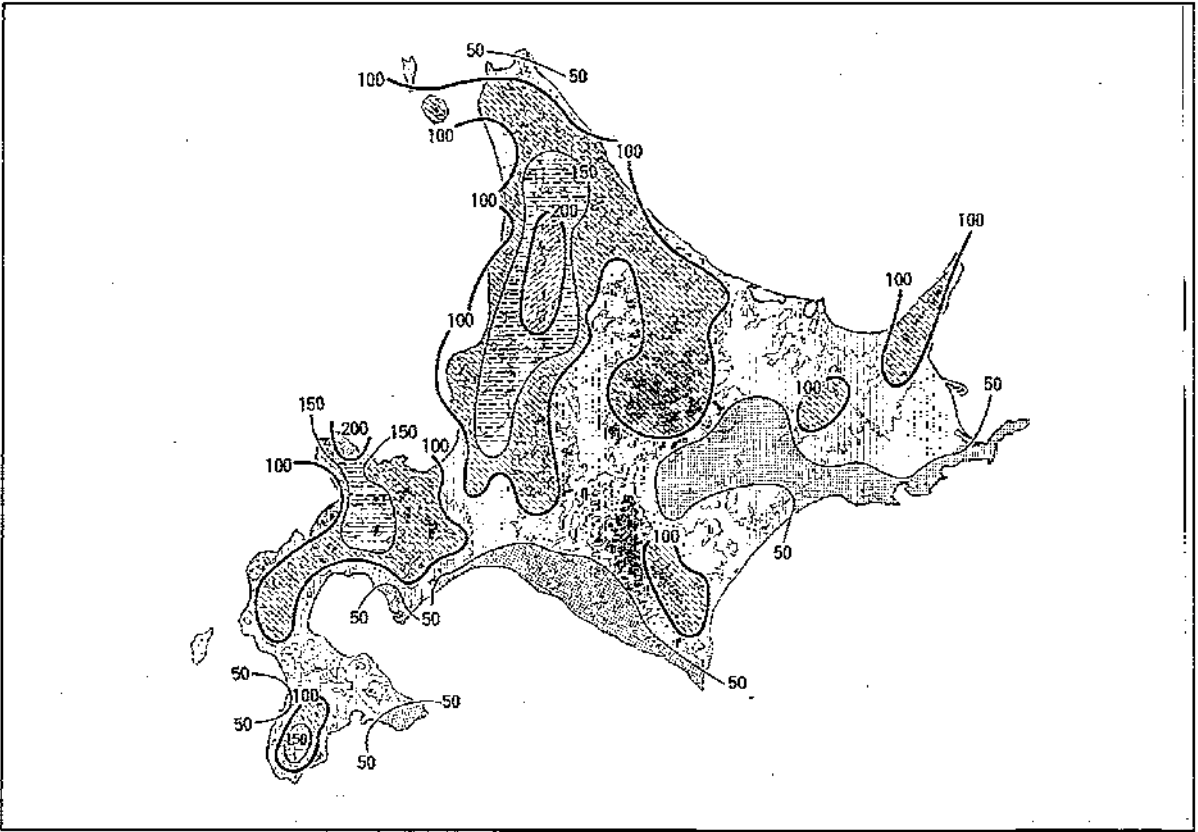


図 2.9 道内の 1 月における月平均気温分布(上、単位： $^{\circ}$ C)、平均最深積雪の分布(下：単位：cm)。
いずれも統計期間は 1979～1987 年であり、札幌管区気象台(1992)より転載した。

3 フルーム水路凍結深からの断熱材厚の地域分布検討

3.1 調査概要

フルーム水路において積雪を考慮した凍結深の数値シミュレーションを行い、断熱材の厚さを変えた場合や水路壁面の向きの違いと凍結深の変化について検討する。対象地点は道内 11 地点で、断熱材厚の地域分布に関して検討する。

3.2 数値シミュレーションモデル

(1) 基本方程式

本モデルの基本式は、土壌中の水分凍結過程と気象条件を考慮した 2 次元の非定常熱伝導方程式である。本調査では水路の外壁に任意厚の断熱材を埋設した場合、地表面が積雪に覆われた場合も想定する (図 3.1 参照)。

$$C \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + L \frac{\partial w_i}{\partial t} \quad (3.1)$$

ここで、 C : 熱容量、 λ : 熱伝導率、 L : 凍結潜熱、 w_i : 体積含水率である。熱容量 C および熱伝導率 λ は未凍結時・凍結時で異なる。ここでは、次の記号で表す。

未凍結時	熱容量 C_u 、	熱伝導率 λ_u
凍結時	熱容量 C_f 、	熱伝導率 λ_f

(3.2)式の右辺第 3 項は土壌中に含まれる水分の凍結・融解に伴う潜熱であり、凍結過程・融解過程以外ではゼロである。この項は、等温アプローチ (isothermal approach) 法によって対処した (Sally and Susan, 1997)。詳細は「用水管路凍結深の検討」を参照されたい。

(2) 積雪の考慮

積雪は下の土壌に対して断熱材的な働きをするが、本モデルでは積雪層において熱容量 C 、熱伝導率 λ に対して積雪の値を用いることで積雪を考慮する。また、対象地点における毎時の積雪深をシミュレーションモデルへ入力させることにより積雪深の変化を考慮する。水路内の積雪深は水路外のそれと等しいと仮定する。

(3) 境界条件

基本的には、「用水管路凍結深の検討」と同じである。ただし、水路側壁面への日射量の扱いが異なる。

本調査では、水路の側壁面の方向を考慮している。北向きの場合は、F 陰となるため、壁面への日射は散乱光 SR_s のみである。一方、南向きの場合は、散乱光と直達光 SR_d が入射する。したがって、水路の側壁面において、(2.7)式は次のように書き換えられる。

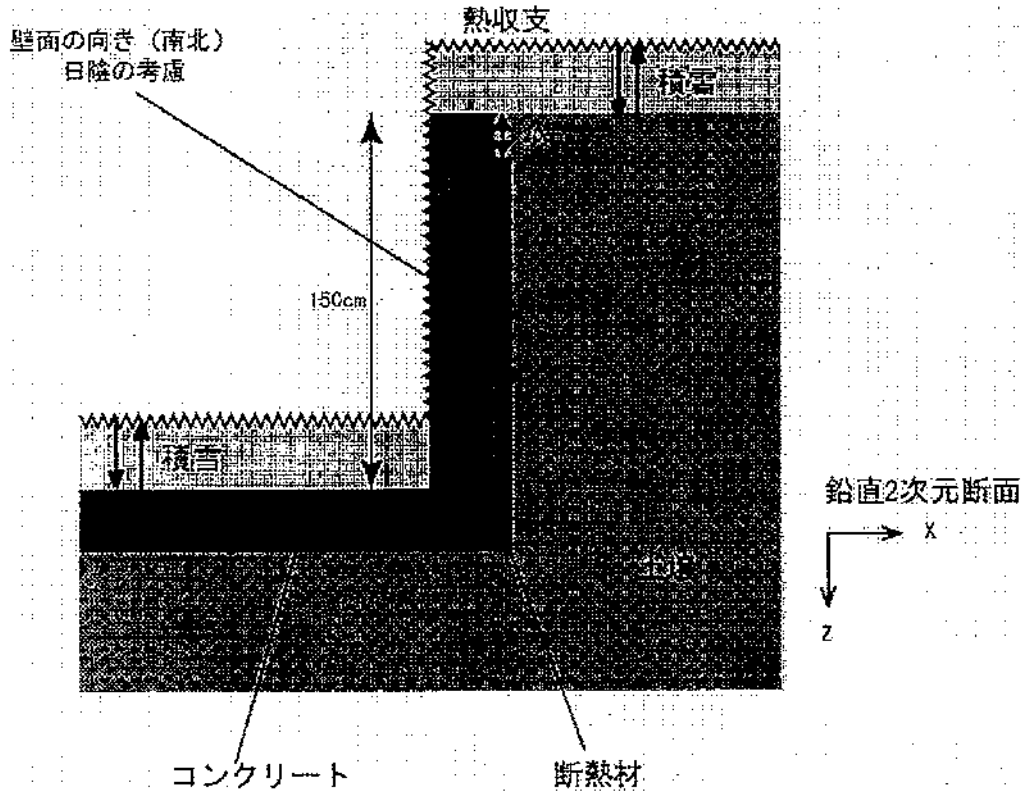


図 3.1 フルーム水路における凍結深のシミュレーションの概念図。

$$NR = (1 - \alpha)SR_s + AR - \epsilon\sigma T_s^4 \quad (\text{北向き壁面}) \quad (3.2)$$

$$NR = (1 - \alpha) \left(SR_s + SR_d \frac{\sin Z}{\cos Z} \right) + AR - \epsilon\sigma T_s^4 \quad (\text{南向き壁面}) \quad (3.3)$$

ここで、 Z は太陽高度角である。

全天日射量 SR は散乱日射量 SR_s と直達日射量 SR_d の合計である。

$$SR = SR_s + SR_d \quad (3.4)$$

全天日射量 SR から散乱日射量 SR_s と直達日射量 SR_d への分離は Erbs (1982)の方法を用いた。ここで、 SX は大気圏外日射量である。

$$\begin{aligned}
\frac{SRs}{SR} &= 1.0 - 0.09 \frac{SR}{SX} && \left(\frac{SR}{SX} \leq 0.22 \right) \\
\frac{SRs}{SR} &= 0.9511 - 0.1604 \left(\frac{SR}{SX} \right) + 4.388 \left(\frac{SR}{SX} \right)^2 - 16.638 \left(\frac{SR}{SX} \right)^3 + 12.336 \left(\frac{SR}{SX} \right)^4 && \left(0.22 < \frac{SR}{SX} \leq 0.80 \right) \\
\frac{SRs}{SR} &= 0.165 && \left(\frac{SR}{SX} > 0.80 \right)
\end{aligned} \tag{3.5}$$

(4) その他

解法、初期条件・計算期間、計算に用いる気象データに関しては「用水管路凍結深の検討」と同じである。

3.3 熱定数の設定

表 3.1 にシミュレーションで使用した熱定数等をまとめる。土壌、積雪における値は「用水管路凍結深の検討」において、凍結深が最も大きく算出された音根内（網走）の値である。コンクリートは、「透水性断熱材を用いた凍上対策工法調査解析報告書」において用いられた値で、一般的な値の範囲に含まれている。断熱材は、透水性断熱材の値で、断熱材メーカーの公表値である。

表 3.1 シミュレーションで用いた熱定数等

	熱容量 (J/m ³ °C)		熱伝導率 (W/m°C)		体積含水率 (%) <i>w</i>	アルベド <i>α</i>
	未凍結時 <i>C_u</i>	凍結時 <i>C_f</i>	未凍結時 <i>λ_u</i>	凍結時 <i>λ_f</i>		
土壌	2.4 × 10 ⁶	1.8	0.5	1.1	25	0.1
積雪	0.7 × 10 ⁶	-	0.2	-	-	0.6
コンクリート	0.7 × 10 ⁶	-	0.2	-	-	0.3
断熱材	40 × 10 ³	-	0.03	-	-	-

*射出率はすべて 0.95 とした。

3.4 対象地点、対象年

対象地点は「用水管路凍結深の検討」と同じ道内 11 地点である。シミュレーションの対象年は、「用水管路凍結深の検討」における凍結深度 1 位と 2 位の年である。これらを表 3.2 にまとめた。

本調査では、「用水管路凍結深の検討」と同様に 2 位の年、すなわち、1/10 確率年を検討の対象にし、1 位 (1/20 確率年) は参考にした。

表 3.2 シミュレーションの対象地点、対象年

地 点	1 位年	2 位年
稚内 (沼川)	1997	1979
羽幌 (初山別)	1978	1979
旭川 (比布)	1979	1980
網走 (小清水)	1982	1981
岩見沢 (新篠津)	1984	1987
帯広 (芽室)	1984	1978
釧路 (白糠)	1983	1982
苫小牧 (鷓川)	1984	1979
函館 (大野)	1991	1978
倶知安 (喜茂別)	1984	1980
北見 (境野)	1984	1978

注：括弧は使用したアメダス地点である。

3.5 シミュレーションの条件

シミュレーションは次の目的で行う。

①断熱材厚の違いが凍結深に与える影響を把握する。

②側壁面の向きの違いが凍結深に与える影響を把握する。

そのため、シミュレーションの条件は表3.3のように設定した。

表 3.3 シミュレーションの条件.

項 目	条 件
断熱材の厚さ	なし、 $t=5\text{cm}$ 、 $t=8\text{cm}$ 、 $t=10\text{cm}$
側壁面の向き	北向き、南向き

3.6 結果

(1) 凍結の進入経過

凍結の進入経過をみるために、凍結線（凍結前線ともいう）の経日変化を図3.2に示す。図は旭川（比布）における気象条件2位の例である。これによれば、12月、1月と日が経過するにつれて、凍結線が内側へ深く進入していくしていくことがわかる。これは、側壁（側面）と地表の2面から冷却されることが原因である。12～1月の経日変化は大きい、2～3月は小さくなる。また、南向側壁のほうが凍結の程度がやや小さい。

(2) 断熱材厚の違いと凍結線

ここでは、図3.2から、3月20日に最も凍結が発達したと考え、3月20日における断熱材厚毎の凍結線を図3.3(1)～(11)に示す。

- ・断熱材の有無で比較すると、断熱材があるほうが全地点で凍結が小さく、断熱材による凍結抑制効果が明瞭に現れている。断熱材が厚いほうが凍結抑制効果が大きい、 $t=5\text{cm}$ と $t=10\text{cm}$ の差は小さい。
- ・網走（小清水）、帯広（芽室）、釧路（白糠）、苫小牧（鶴川）、北見（境野）では地表からの凍結が大きい。これらの地点は少雪地域で、「用水管路凍結深の検討」でも凍結深が大きい。すなわち、地表からの冷却による影響が大きい地域といえる。
- ・コンクリート壁から水平方向への凍結進入をみると、南向側壁と比較して北向側壁のほうが凍結が進行しており、側壁の向きによる凍結の違いがわかる。特に、冬季に晴天が多い帯広（芽室）、釧路（白糠）、苫小牧（鶴川）において著しい。
- ・北向側壁において、水路底からの冷却の影響で、断熱材があってもコンクリート壁付近下部で凍結が発生している。これは、少雪地域で認められる。

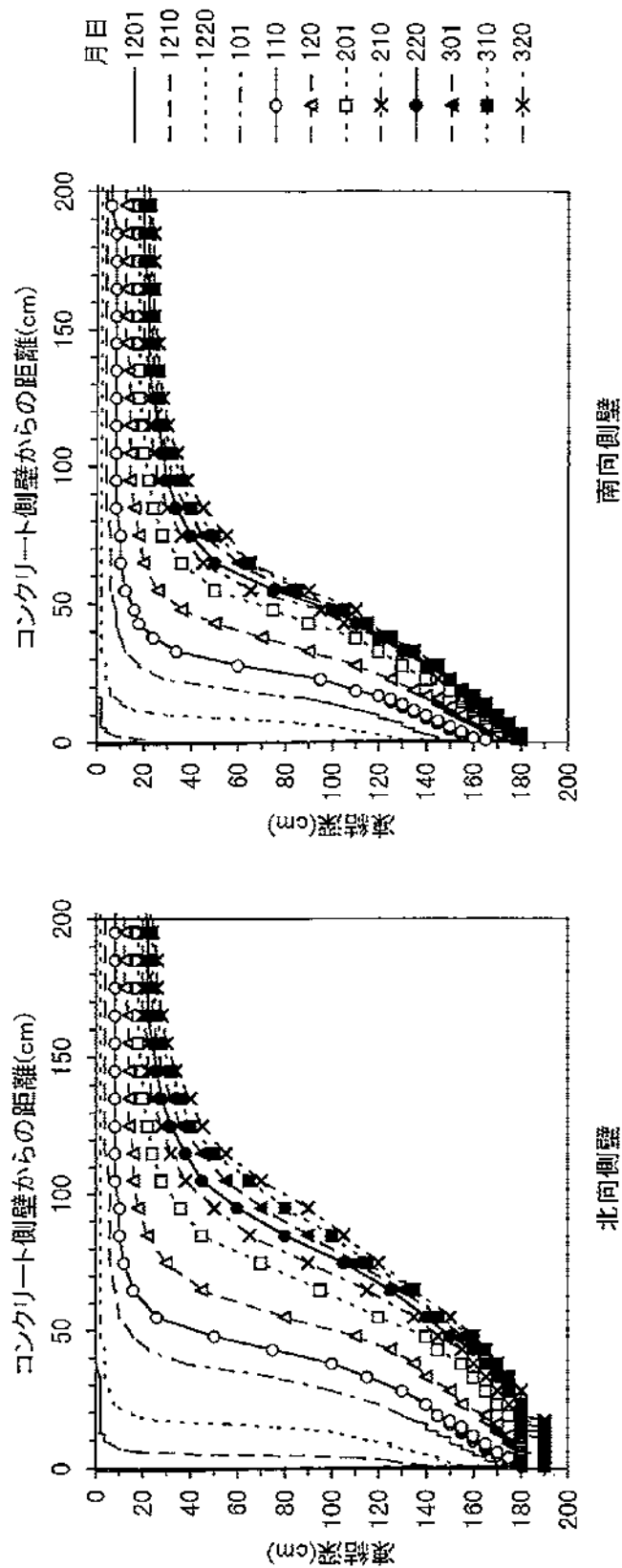
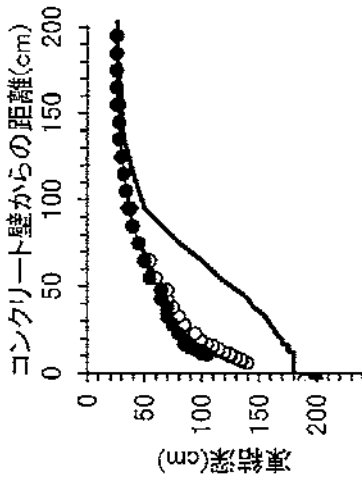
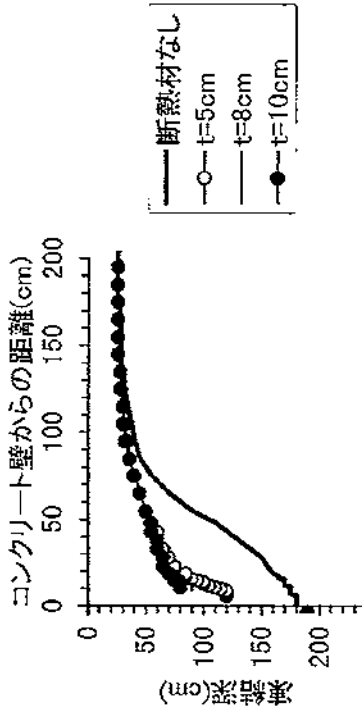


図3.2 凍結前線の日変化の例(旭川、気象条件2位、断熱材なし).

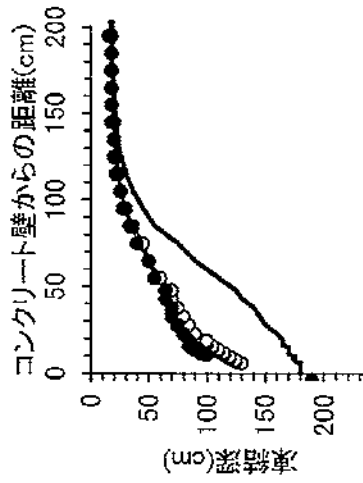
北向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位



南向側壁、気象条件2位

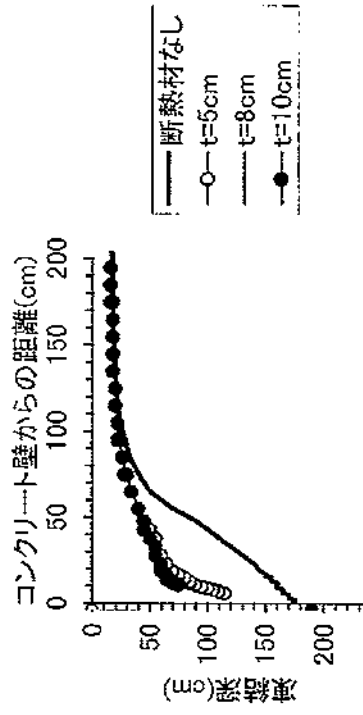
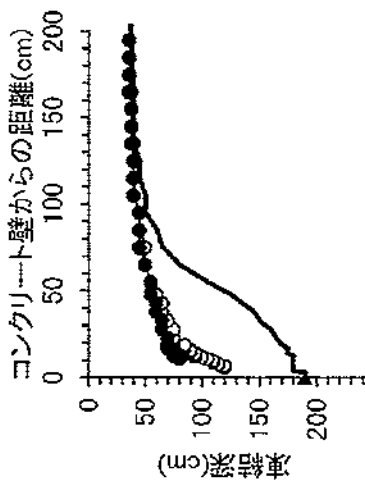
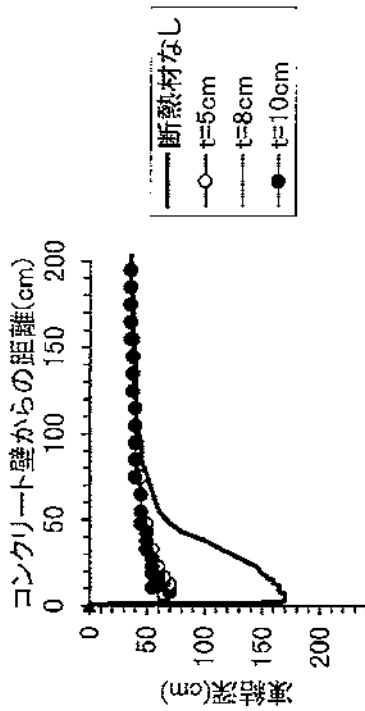


図3.3(1) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 稚内(沼川)

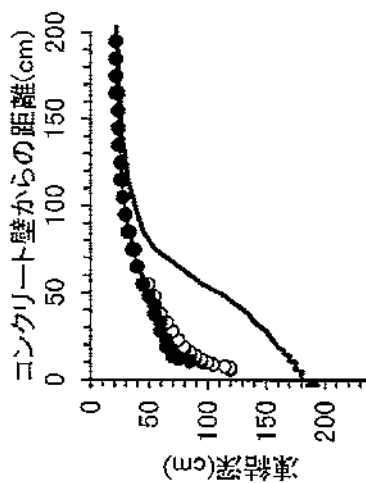
北向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位



南向側壁、気象条件2位

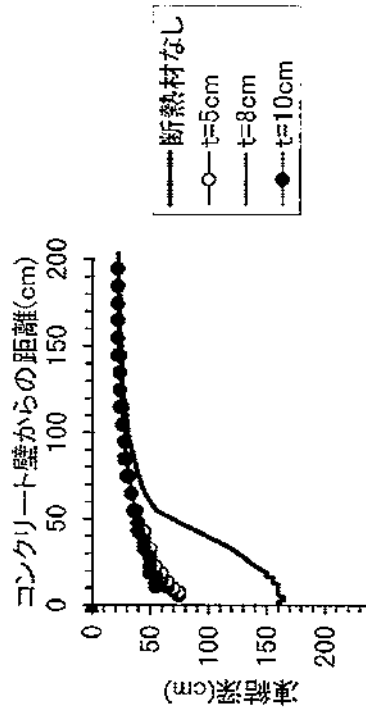


図3.3(2) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点:羽幌(初山別)

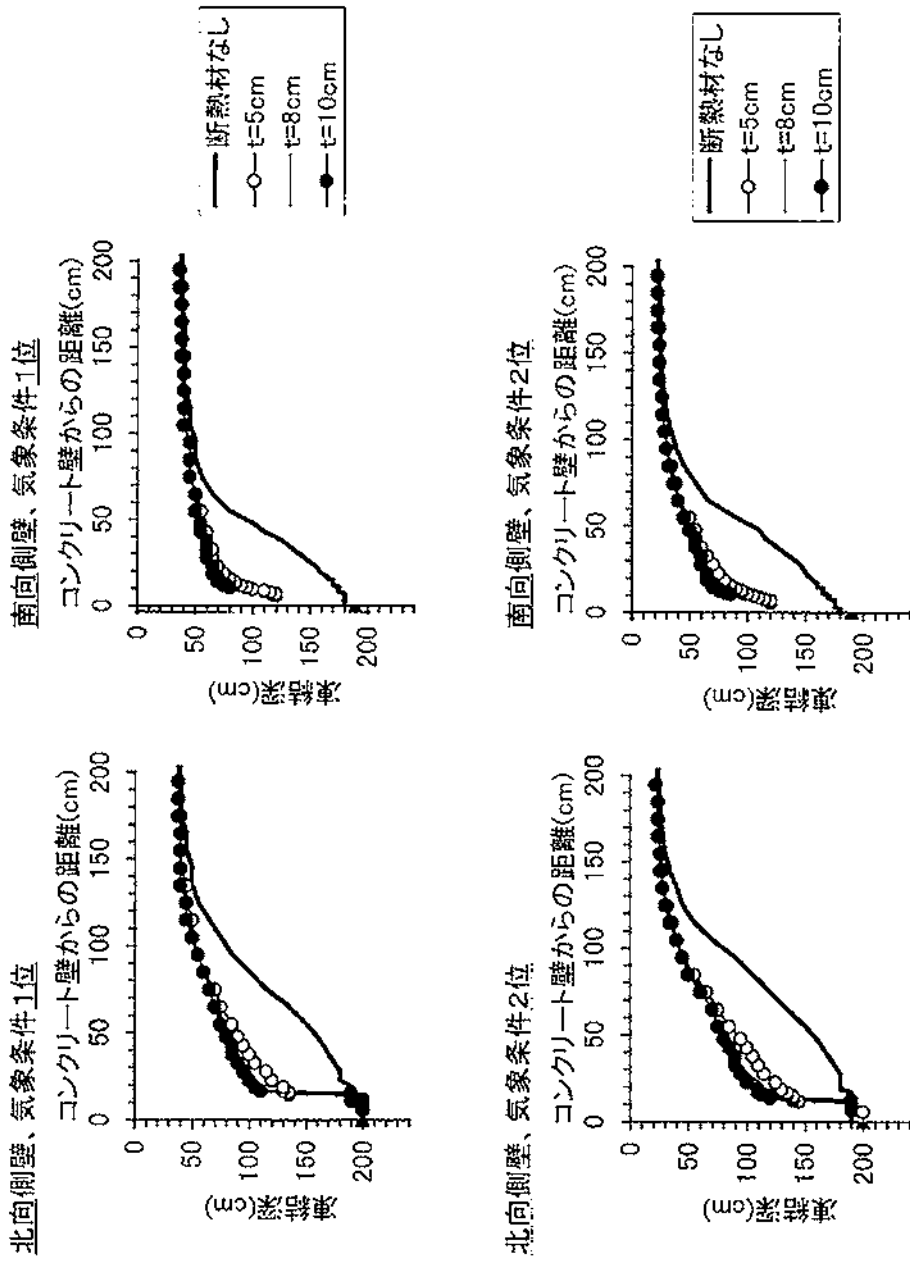


図3.3(3) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 旭川(比布)

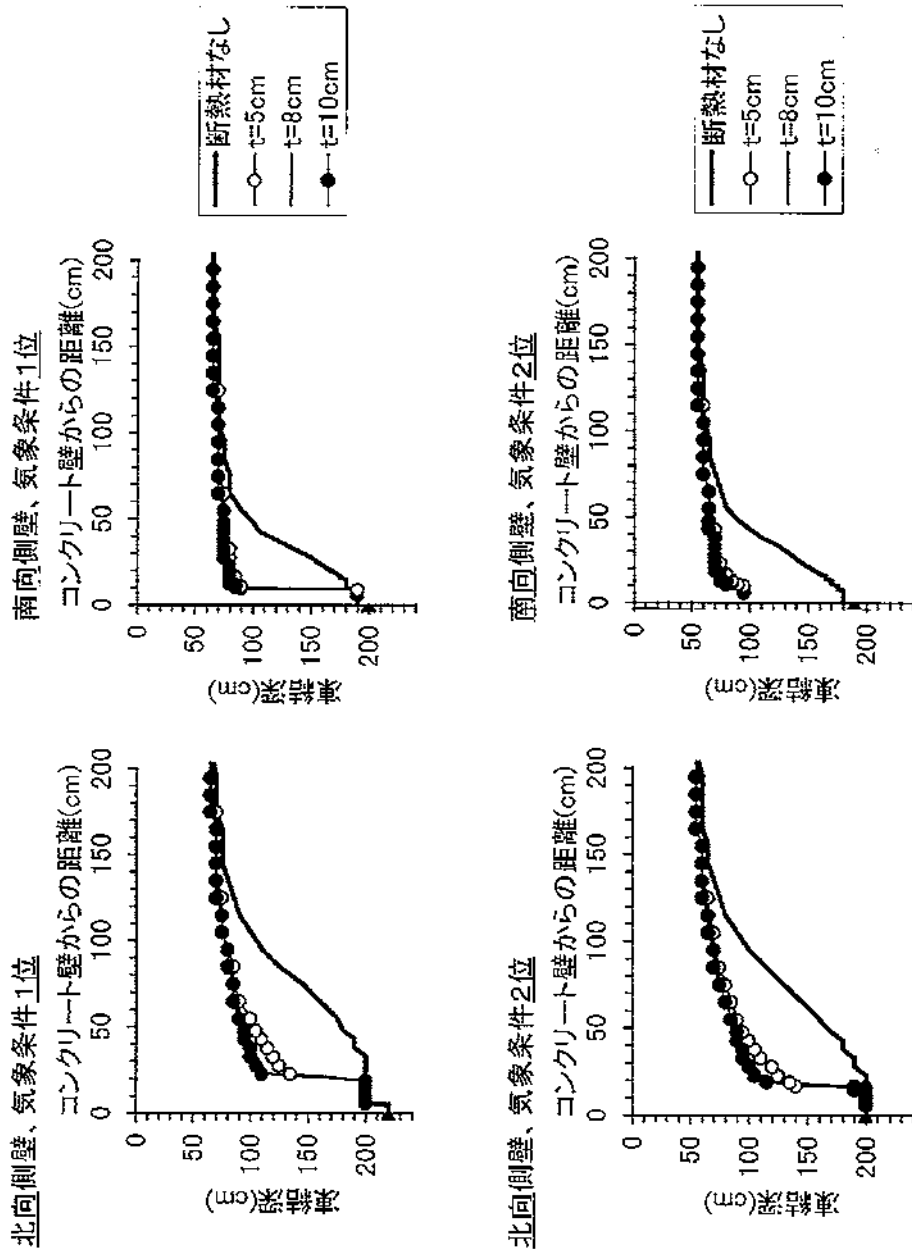


図3.3(4) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 網走(小清水)

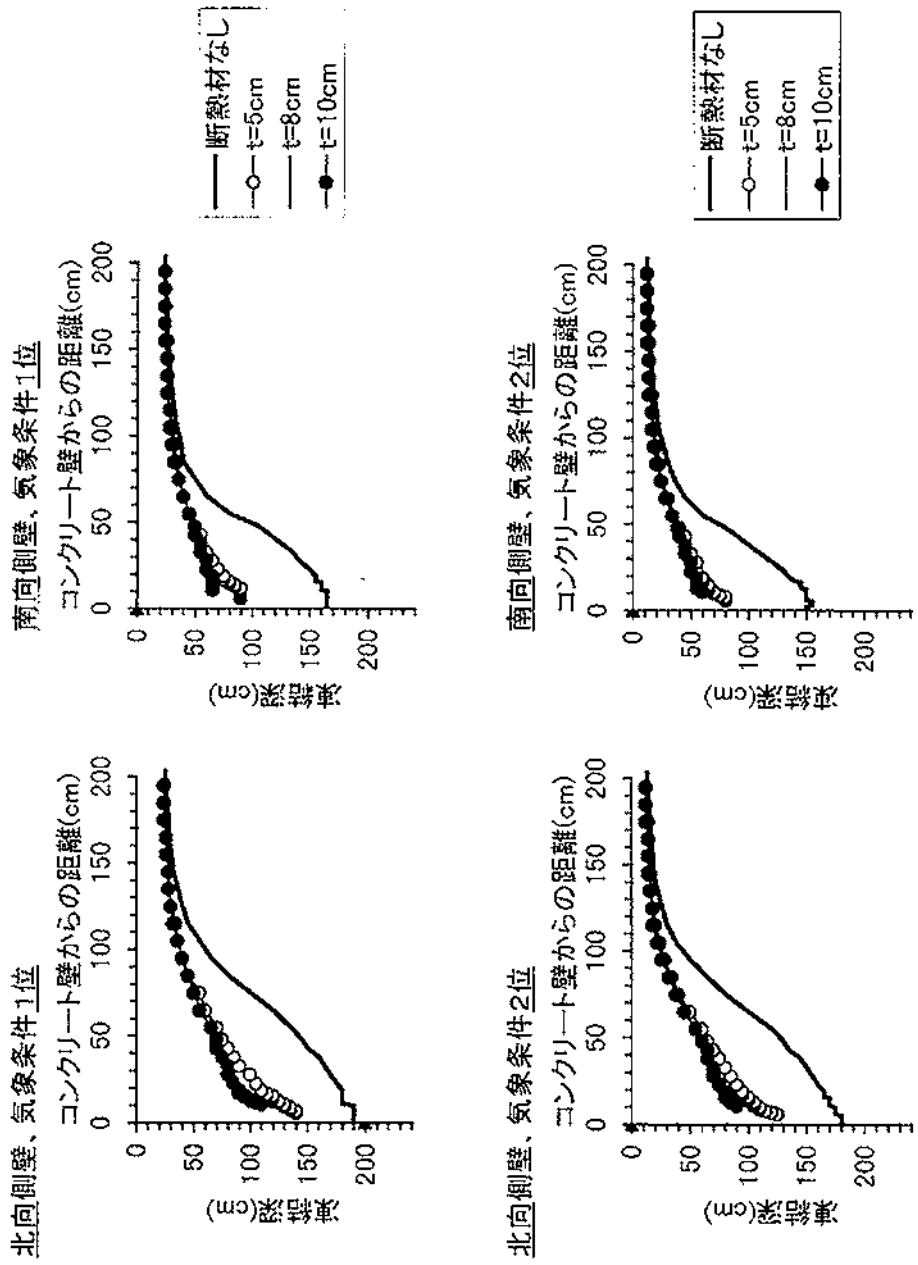


図3.3(5) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 岩見沢(新篠津)

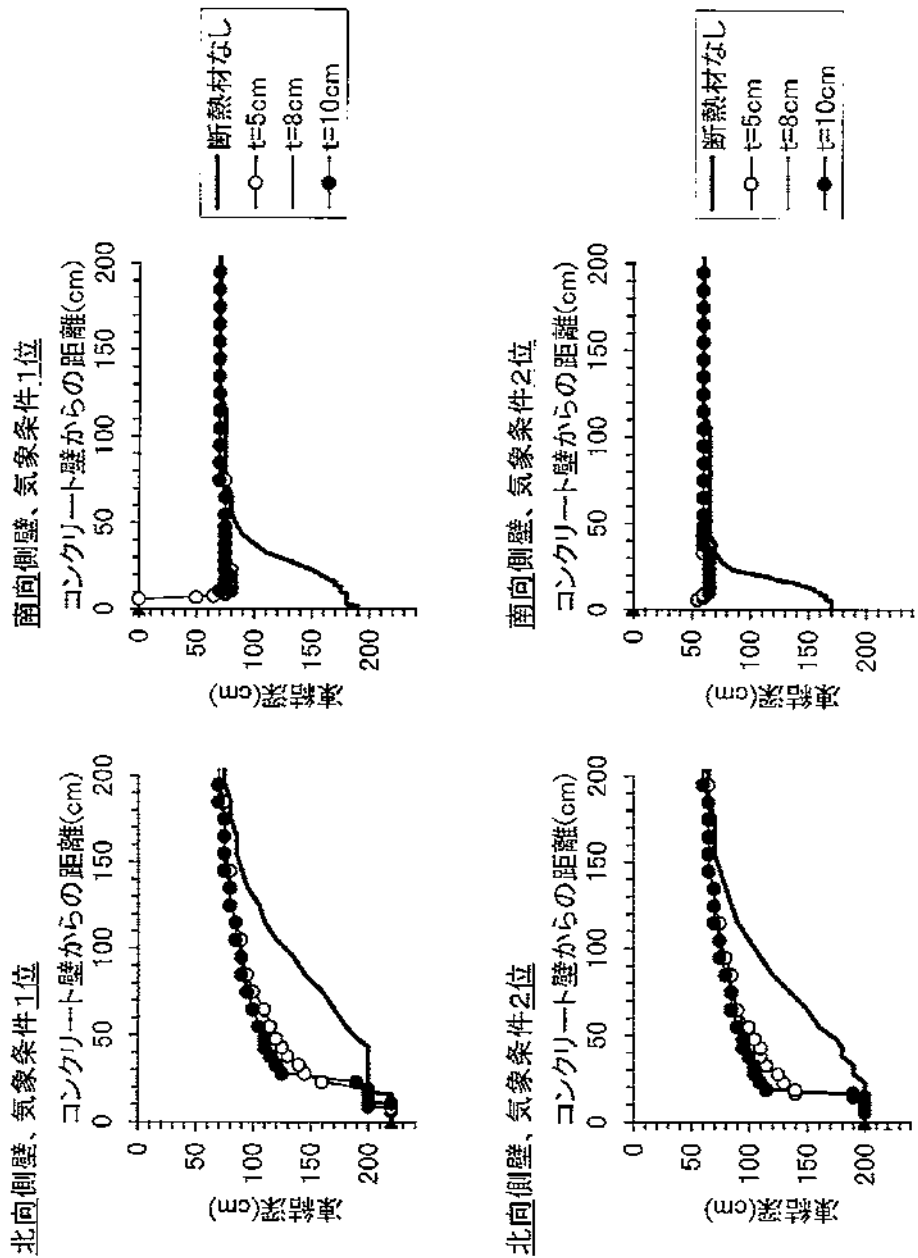
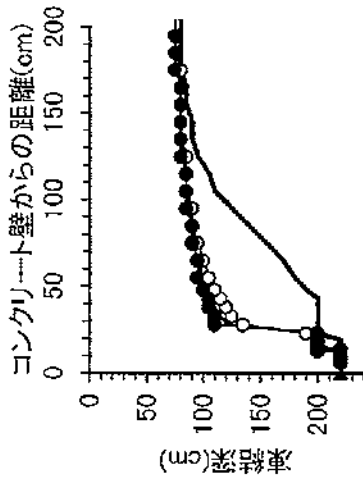
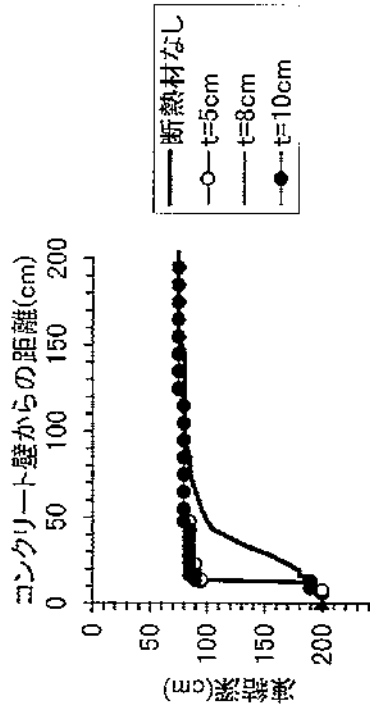


図3.3(6) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点:帯広(茅葺)

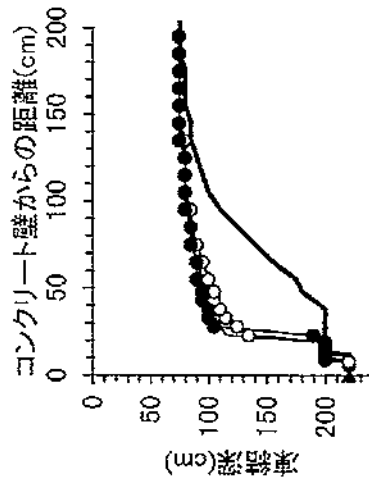
北向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位



南向側壁、気象条件2位

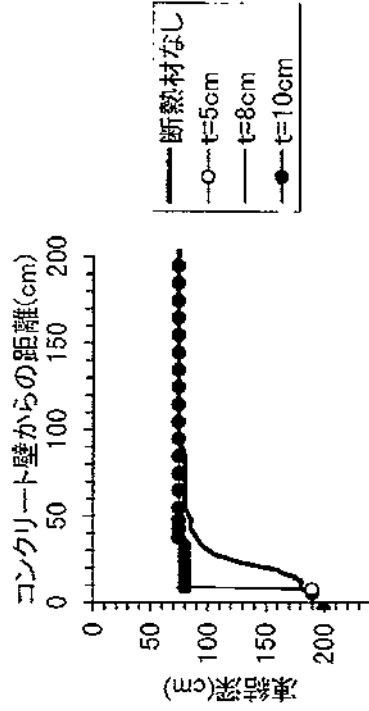
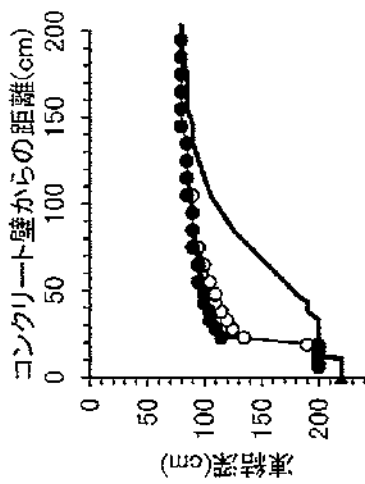
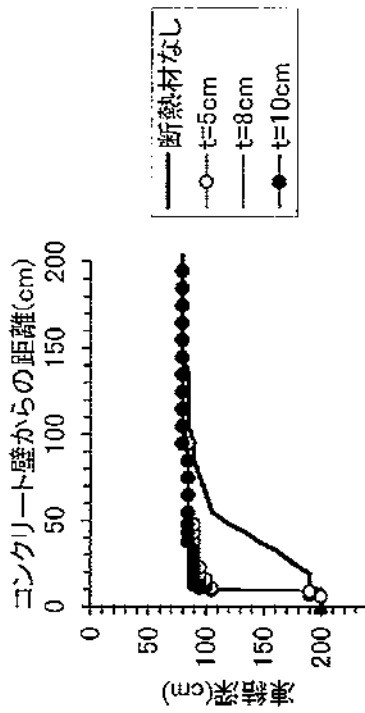


図3.3(7) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 釧路(白糠)

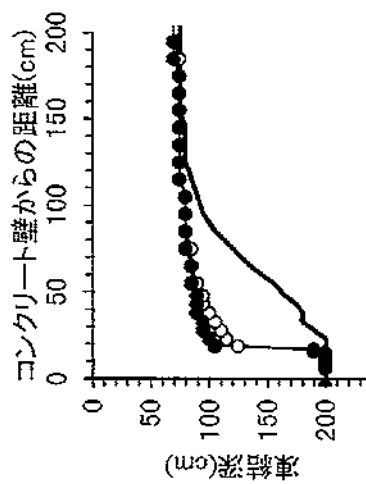
北向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位



南向側壁、気象条件2位

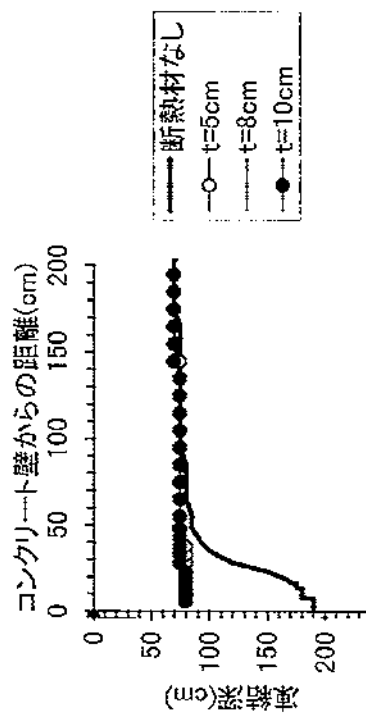


図3.3(8) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 苫小牧(鶴川)

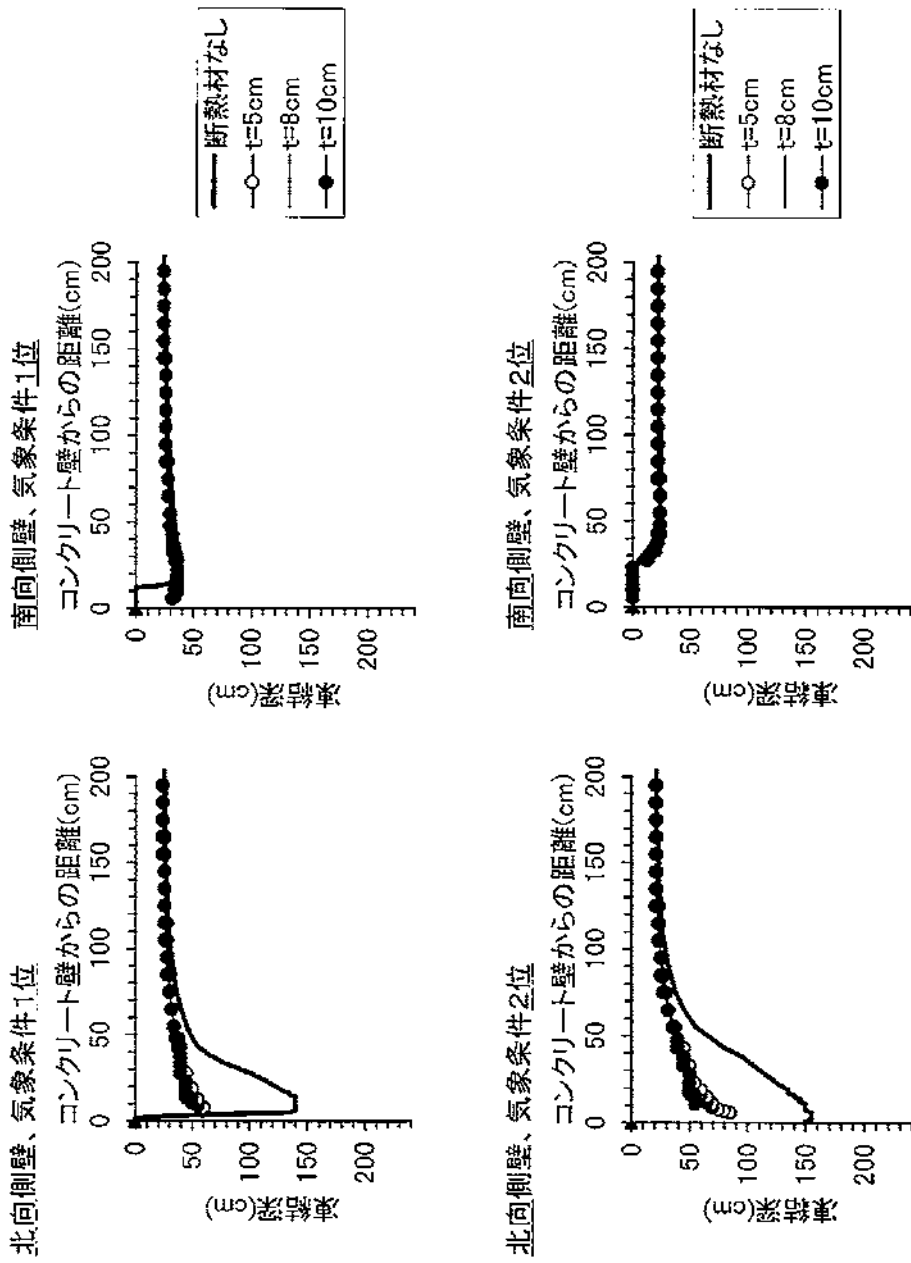
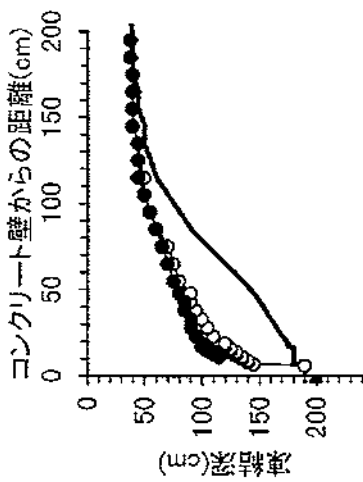
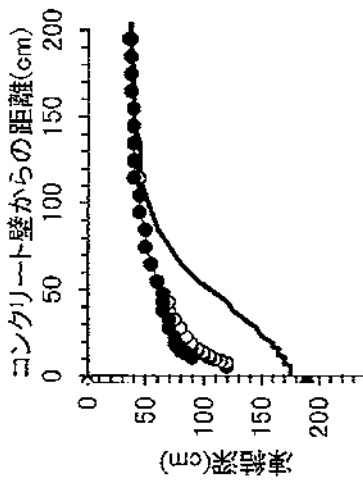


図3.3(9) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 函館(大野)

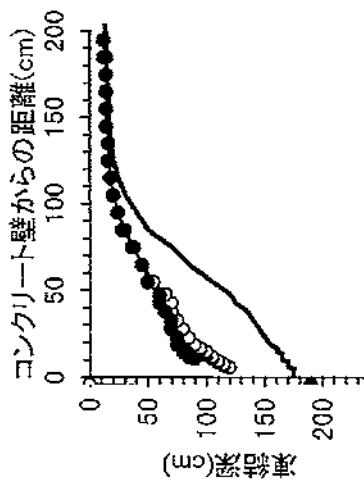
北向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位



南向側壁、気象条件2位

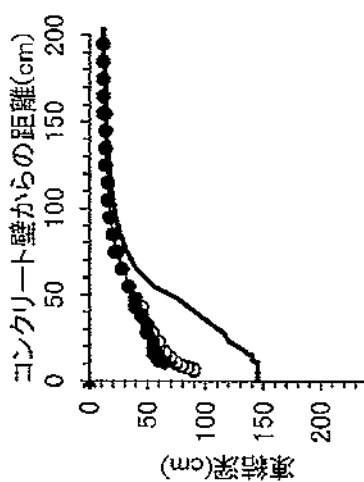


図3.3(10) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点: 倶知安(喜茂別)

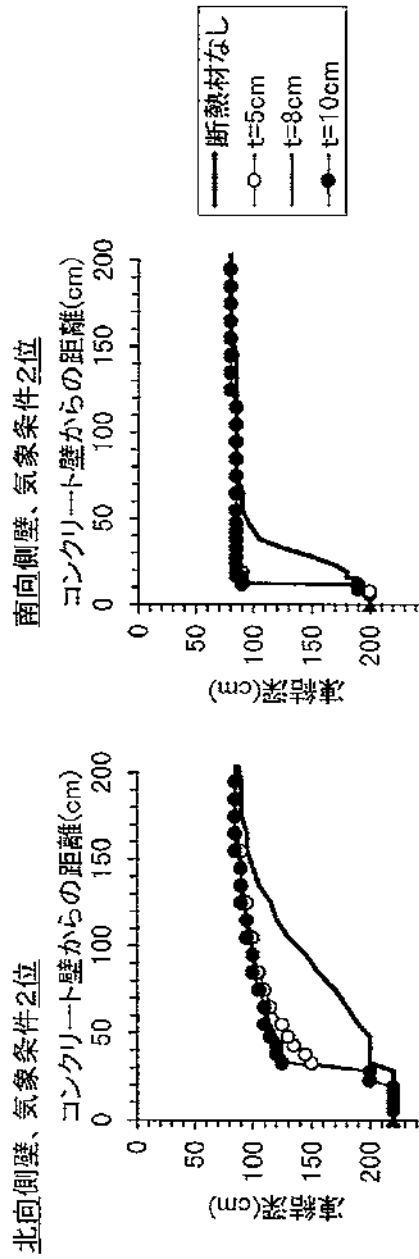
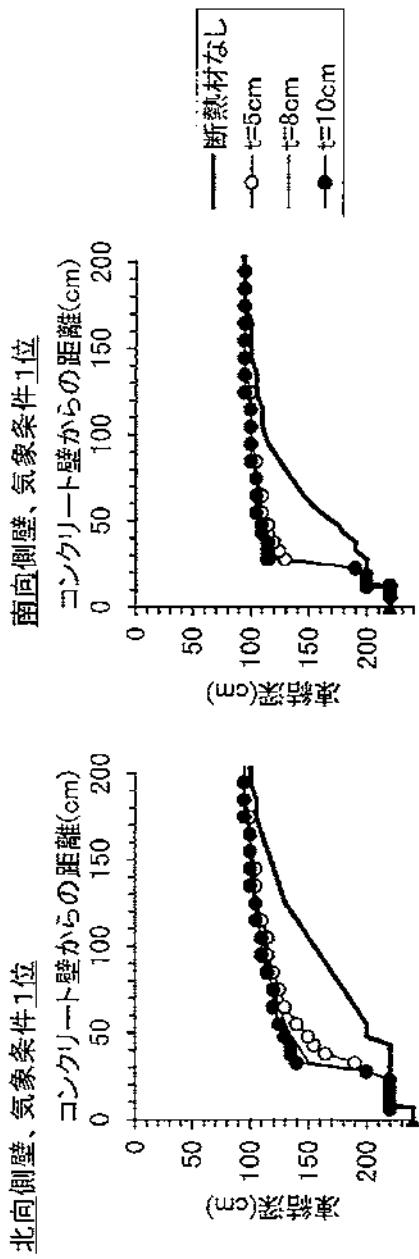


図3.3(11) 断熱材厚の違いによる凍結深(3月20日)の比較
地点:北見(境野)

(3) 最大境界凍結深

フルーム水路における凍結を模式的に表したものが図3.4である。「昭和54年度水路構造物の凍害対策工法検討報告書」(昭和55年3月 北海道開発局土木試験場特殊土壌開発研究室)によれば、凍上は側壁へ向かうゾーンと、地表に向かうゾーンに区分され、この区分界を境界線としている。そして、この境界線が地表と成す角を境界角と呼び、これを 40° としている。

フルーム水路の凍上の場合、側壁へ向かう凍上が重要である。そのため、凍結深は、境界線と凍結線の交点と、この交点から水平に側壁面までの長さとする。本調査では、「用水管路凍結深の検討」で用いる凍結深と混同しないように、この凍結深を“境界凍結深”と呼ぶことにする。

シミュレーションでは毎日の凍結線を算出しているので、これから毎日の境界凍結深を求め、さらにその最大値、すなわち最大境界凍結深を求めた。表3.4、図3.5は地点別の最大境界凍結深である。

- ・断熱材の有無で比較すると、断熱材があるほうが全地点で凍結が小さく、断熱材による凍結抑制効果は明らかである。断熱材が厚くなるほど最大境界凍結深が小さくなる。しかし、 $t=5\text{cm}$ と $t=10\text{cm}$ の場合の差は小さく、断熱材厚による凍結抑制効果の差は小さいといえる。
- ・全地点において、南向側壁と比較して北向側壁のほうで最大境界凍結深が大きく、側壁の向きによる違いが明瞭に現れている。
- ・側壁が北向の場合、地点間の差が大きい。例えば、気象条件2位の場合、断熱材なしで $48\sim 115\text{cm}$ (差 67cm)、断熱材 $t=5\text{cm}$ で $38\sim 100\text{cm}$ (差 62cm)である。一方、側壁が南面の場合には地点間の差は減少し、同様の気象条件の場合、断熱材なしで $23\sim 75\text{cm}$ (差 47cm)、断熱材 $t=5\text{cm}$ で $14\sim 50\text{cm}$ (差 36cm)である。この原因として次のことが考えられる。帯広などのような少雪地域では、積雪による断熱効果が小さい。しかし、晴天が多いため南向側壁へ入射する日射量が多くなる。この両者がキャンセルされて、凍結が進行しにくいものと推察される。
- ・側壁が北向で断熱材 $t=5\text{cm}$ における最大境界凍結深に着目すると、地点を大きく2つのグループに分類できる。

グループ1 最大境界凍結深 50cm 以下の地点

稚内、羽幌、岩見沢、函館、倶知安

グループ2 最大境界凍結深 70cm 以上の地点

網走、帯広、釧路、苫小牧、北見

ここで、旭川は両グループの中間に位置している。

グループ1は多雪地域であり、地表が積雪で覆われているために側壁からの冷却が支配的である。一方、グループ2は、少雪地域のため側壁のみならず地表からの冷却効果も大きい。

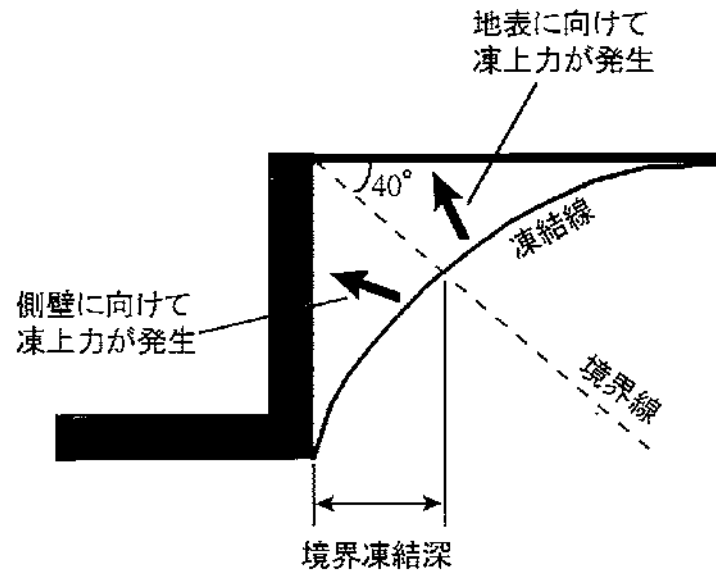


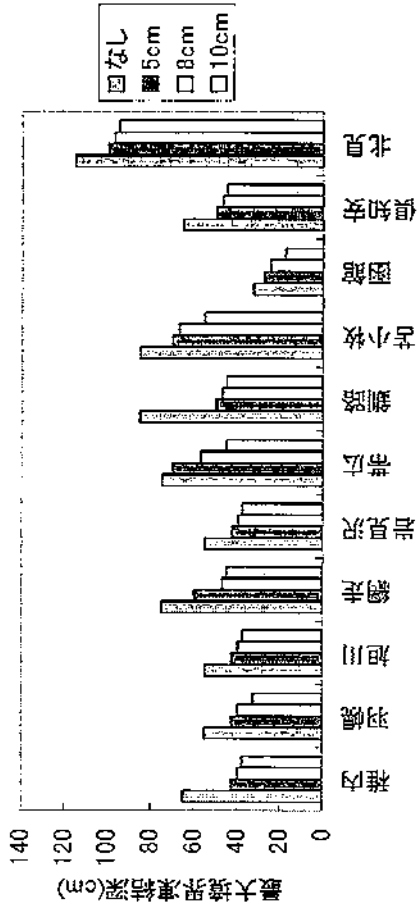
図 3.4 フルーム水路における凍結の模式図.

表 3.4 最大境界凍結深.

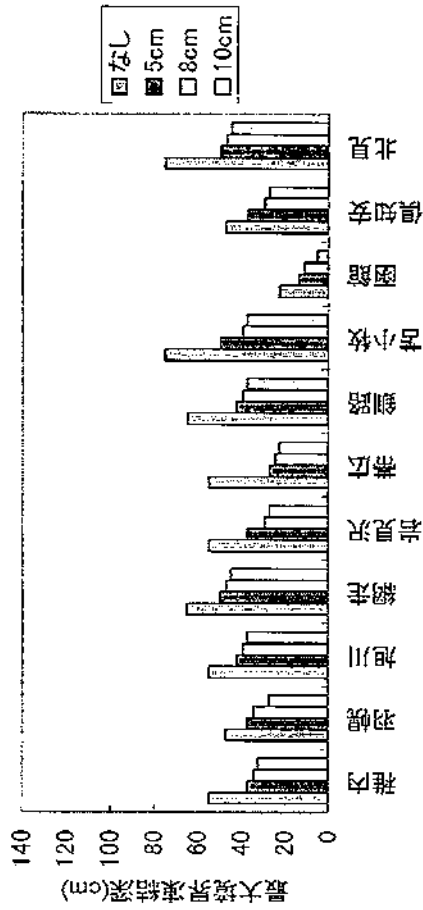
単位: cm

気象条件	1位										2位									
	北面					南面					北面					南面				
	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm
壁面向き																				
断熱材																				
稚内(忍川)	75	50	47	38	65	43	40	38	75	50	40	38	55	38	35	33				
羽幌(初山別)	65	43	40	38	55	43	40	33	65	43	40	38	48	38	35	28				
旭川(比布)	85	60	57	55	55	43	40	38	85	60	57	55	55	43	40	38				
網走(小清水)	105	80	67	65	75	60	47	45	95	70	67	65	65	50	47	45				
岩見沢(新徳津)	75	50	47	45	55	43	40	38	75	50	40	38	55	38	30	28				
帯広(茅室)	115	80	77	75	75	70	57	45	105	80	67	65	55	28	25	23				
釧路(日糖)	105	80	77	75	85	50	47	45	105	80	67	65	65	43	40	38				
苫小牧(鶴川)	105	80	77	75	85	70	67	55	95	70	67	65	75	50	40	38				
函館(大野)	48	33	30	28	33	28	25	18	48	38	30	28	23	14	11	6				
倶知安(喜茂別)	85	60	57	55	65	50	47	45	65	43	40	38	48	38	30	28				
北見(境野)	135	110	97	95	115	100	97	95	115	100	87	85	75	50	47	45				

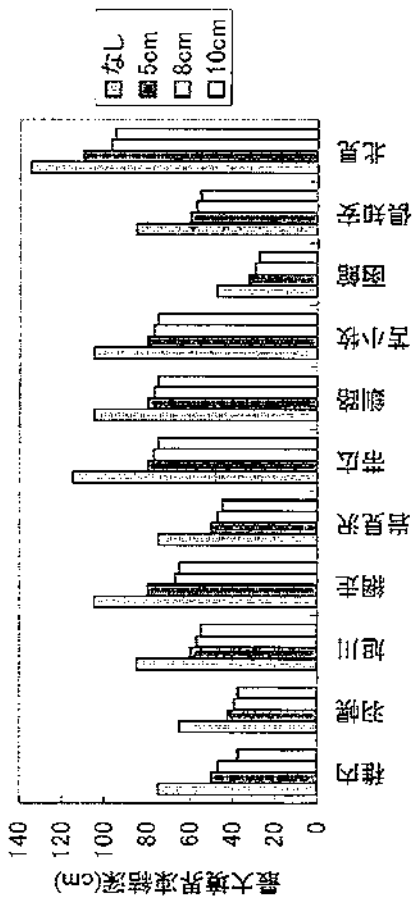
南向側壁、気象条件1位



南向側壁、気象条件2位



北向側壁、気象条件1位



北向側壁、気象条件2位

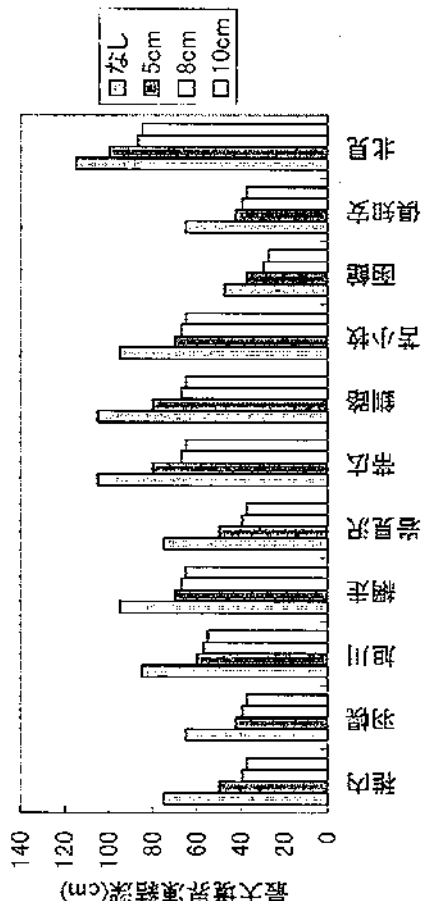


図 3.5 最大境界凍結深

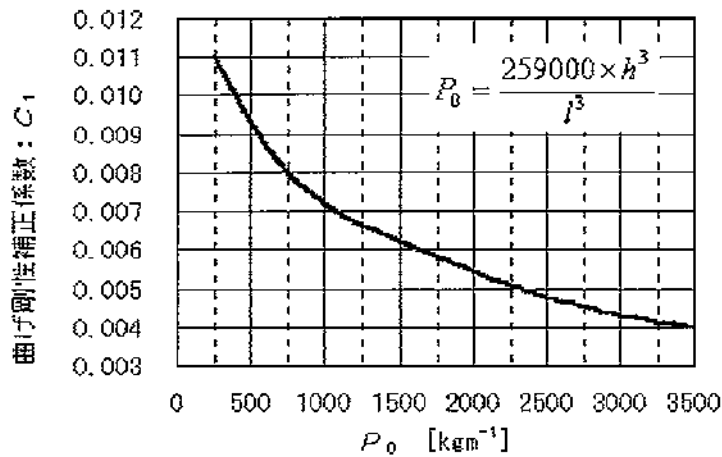
(4) 最大側壁天端たわみ量

「昭和 54 年度水路構造物の凍害対策工法検討報告書」（昭和 55 年 3 月 北海道開発局 上木試験場特殊土壌開発研究室）によれば、側壁における天端たわみ量はのように求められる。

$$Y = C_1 C_2 \sqrt{Z_0} \tag{3.6}$$

ここで、記号は次のとおりである。

- Y : 凍上による側壁天端のたわみ量(cm)
- C₁ : 曲げ剛性補正係数 (下図)
- C₂ : 傾斜補正係数 (=1.0) l : 側壁長(cm)
- Z₀ : 境界凍結深(cm) h : 側壁厚(cm)



本調査では、(3.6)式へ最大境界凍結深を代入して、最大側壁天端たわみ量を算出した。その結果を表 3.5、図 3.6 に示す。

(3.6)式からわかるように側壁天端たわみ量は境界凍結深の平方根に比例する。そのため、最大境界凍結深（表 3.4、図 3.5）と同様な特徴がある。

表 3.5 最大側壁天端たわみ.

単位: mm

気象条件 壁面向き	1位												2位								
	北面						南面						北面			南面					
	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	なし	5cm	8cm	10cm	
断熱材	なし	0.226	0.219	0.195	0.257	0.208	0.200	0.195	0.276	0.226	0.200	0.195	0.237	0.195	0.187	0.182	なし	0.237	0.195	0.187	0.167
稚内(沼川)	0.276	0.226	0.219	0.195	0.257	0.208	0.200	0.195	0.276	0.226	0.200	0.195	0.237	0.195	0.187	0.182	なし	0.237	0.195	0.187	0.167
羽幌(初山別)	0.257	0.208	0.200	0.195	0.237	0.208	0.200	0.182	0.257	0.208	0.200	0.195	0.237	0.195	0.187	0.167	なし	0.220	0.195	0.187	0.167
旭川(比布)	0.294	0.247	0.241	0.237	0.237	0.208	0.200	0.195	0.294	0.247	0.241	0.237	0.237	0.208	0.200	0.195	なし	0.237	0.208	0.200	0.195
網走(小清水)	0.327	0.285	0.261	0.257	0.276	0.247	0.219	0.214	0.311	0.267	0.261	0.257	0.257	0.226	0.219	0.214	なし	0.257	0.226	0.219	0.214
岩見沢(新篠津)	0.276	0.226	0.219	0.214	0.237	0.208	0.200	0.195	0.276	0.226	0.200	0.195	0.237	0.195	0.173	0.167	なし	0.237	0.195	0.173	0.167
帯広(茅室)	0.342	0.285	0.280	0.276	0.276	0.267	0.241	0.214	0.327	0.285	0.261	0.257	0.257	0.167	0.151	0.151	なし	0.237	0.167	0.158	0.151
釧路(白糠)	0.327	0.285	0.280	0.276	0.294	0.226	0.219	0.214	0.327	0.285	0.261	0.257	0.257	0.208	0.200	0.195	なし	0.257	0.208	0.200	0.195
苫小牧(鶴川)	0.327	0.285	0.280	0.276	0.294	0.267	0.261	0.237	0.311	0.267	0.261	0.257	0.257	0.226	0.200	0.195	なし	0.276	0.226	0.200	0.195
函館(大野)	0.220	0.182	0.173	0.167	0.182	0.167	0.158	0.133	0.220	0.195	0.173	0.167	0.167	0.119	0.106	0.075	なし	0.151	0.119	0.106	0.075
倶知安(喜茂別)	0.294	0.247	0.241	0.237	0.257	0.226	0.219	0.214	0.257	0.208	0.200	0.195	0.195	0.195	0.173	0.167	なし	0.220	0.195	0.173	0.167
北見(境野)	0.371	0.335	0.314	0.311	0.342	0.319	0.314	0.311	0.342	0.319	0.298	0.294	0.294	0.276	0.226	0.214	なし	0.276	0.226	0.219	0.214

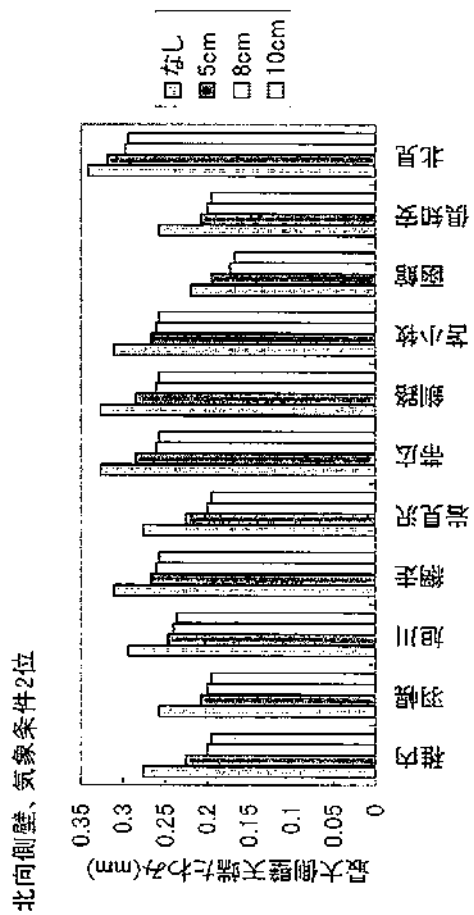
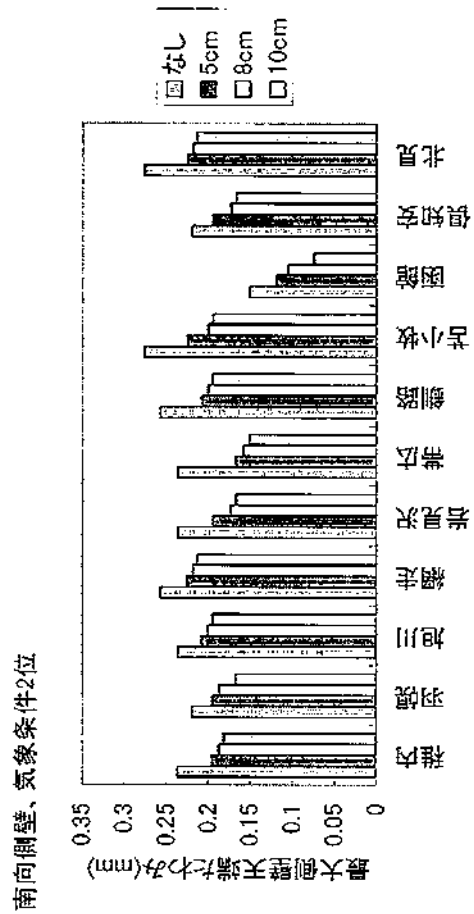
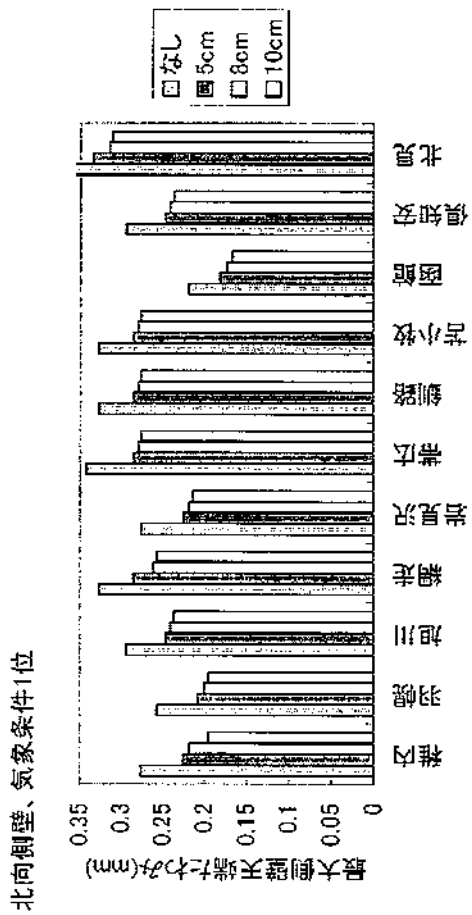
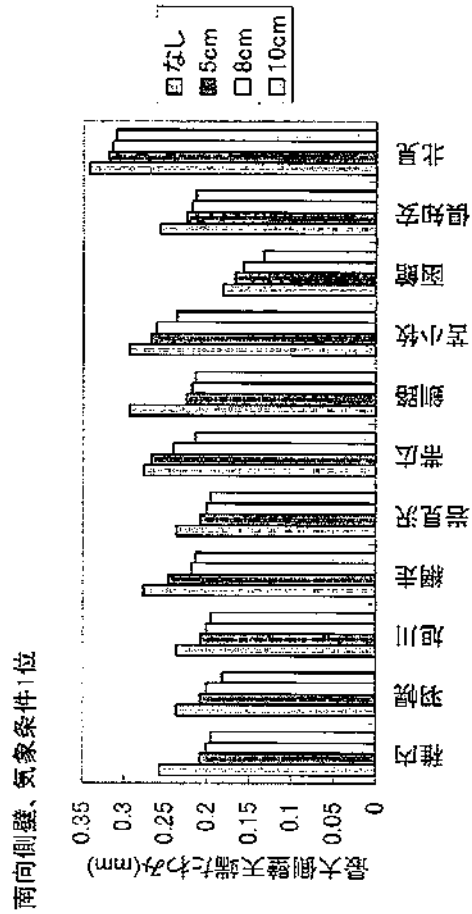


図 3.6 最大側壁天端たわみ.

(5) 応力の検討

前節で算出した側壁天端たわみ量を用いて、「積雪寒冷地における用水路の設計技術基準(案)」(昭和54年度北海道開発局農業土木部)に記載されている方法より凍上力を算定した。ここでは気象条件2位において断熱材 $t=5\text{ cm}$ の場合の最大天端たわみ量を用いた。その結果、天端の応力は 6.05 kgfcm^{-2} となった。これは無筋状態における数値であり、実際には鉄筋構造物となるため、安全であると推察される。以下に計算過程を示す。

$$Pt_{\max} = \frac{259 \times 10^4 \cdot h^3 \cdot Y}{l^3} \quad (3.7)$$

$$Y = 0.55 \cdot C_1 \cdot C_2 \sqrt{Z_0} \quad (3.8)$$

$$Z_0 = Z - h \quad (\text{一般置換工法}) \quad (3.9)$$

$$Z_0 = Z - h - t \quad (\text{一般断熱工法}) \quad (3.10)$$

Pt_{\max} : 最大凍上力 [kgm^{-1}] *側壁に直角

l : 側壁長 [cm]

Y : 凍上による側壁天端のたわみ [cm]

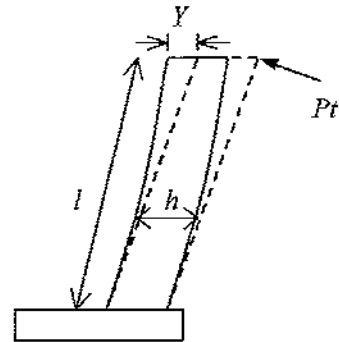
Z_0 : 側壁背面からの最深境界凍結深 [cm]

h : 側壁の平均厚 [cm]

t : 断熱材の厚さ [cm]

C_1 : 側壁曲げ剛性補正係数

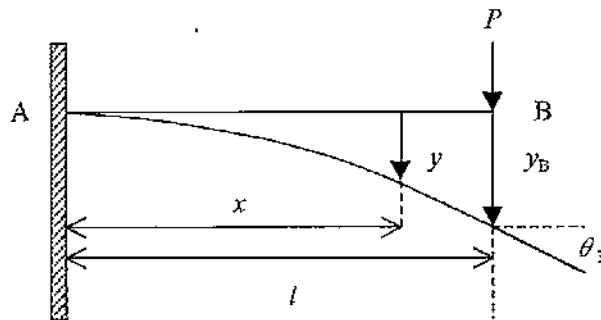
C_2 : 傾斜補正係数(=1.0)



自由端に集中加重を受ける片持梁の固定端より x の距離にある点の曲げモーメント M_x は

$$M_x = -P(l-x) \quad (3.11)$$

$$\therefore \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{P}{EI}(l-x) \quad (3.12)$$



ここに E は弾性係数、 I は断面2次モーメントである。積分して

$$\frac{dy}{dx} = \frac{P}{EI} \left(lx - \frac{1}{2} x^2 \right) + C_1 \quad (3.13)$$

$$y = \frac{P}{EI} \left(\frac{1}{2} lx^2 - \frac{1}{6} x^3 \right) + C_1 x + C_2 \quad (3.14)$$

$x=0$ における境界条件 $y = dy/dx = 0$ より、 $C_1 = C_2 = 0$ を得る。従って

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{Pl^2}{2EI} \left(\frac{x}{l} \right) \left\{ 2 - \left(\frac{x}{l} \right) \right\} \\ y &= \frac{Pl^3}{6EI} \left(\frac{x}{l} \right)^2 \left\{ 3 - \left(\frac{x}{l} \right) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

自由端 B のたわみ、及びたわみ角は、上式において $x/l = 1$ とすればよい。

$$\left. \begin{aligned} \theta_B &= (\theta)_{x=l} = \frac{Pl^2}{2EI} \\ y_B &= (y)_{x=l} = \frac{Pl^3}{3EI} \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

今、 $l = 150 \text{ cm}$ 、 $h = 30 \text{ cm}$ として P_0 を求めると

$$P_0 = \frac{259000 \times 30^3}{150^3} = 2.072 \times 10^3 \quad (3.17)$$

$C_1 = 0.0053$ 、 $C_2 = 1.0$ (直角) とすれば、(2)式より

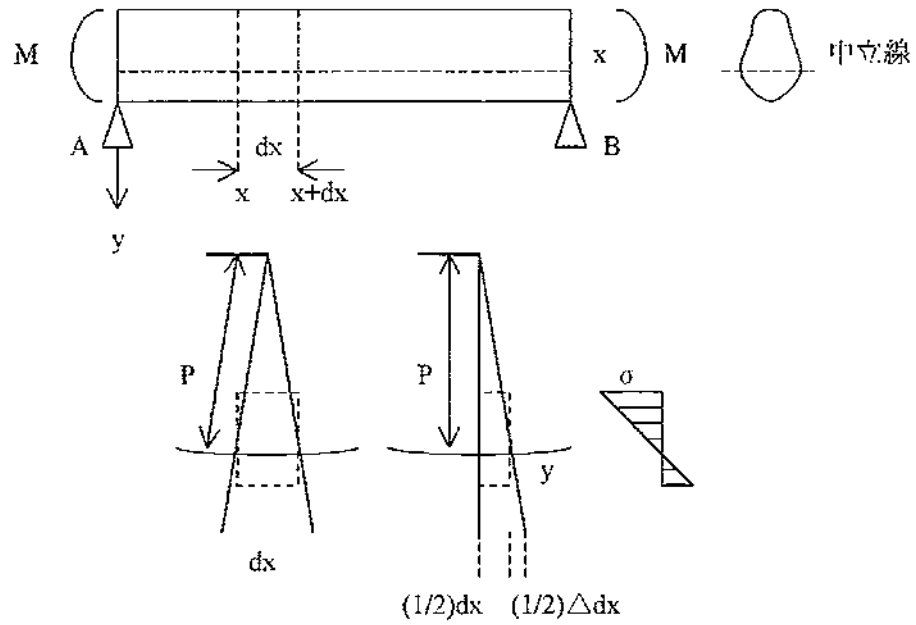
$$Y = 0.55 \times 0.0053 \times 1.0 \times \sqrt{Z_0} = 2.92 \times 10^{-5} \times \sqrt{Z_0} \quad (3.18)$$

$Z_0 = 100 \text{ cm}$ とすれば、 $Y = 0.0292 \text{ cm}$ を得る。このとき $Pt \text{ max}$ は

$$Pt \text{ max} = \frac{259 \times 10^4 \cdot 30^3 \cdot 0.0292}{150^3} \approx 605 \text{ [kgm}^{-1}] \quad (3.19)$$

(奥行き 1 m 当たりの線加重)

$$M \text{ max} = Pt \text{ max} \times l = 90750 \text{ [kgm}^{-1} \cdot \text{cm}] \quad (3.20)$$



曲げ応力を受けた場合、部材内部に発生する応力 σ は、Navier の曲げ公式により

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (\text{この場合の } y \equiv h/2) \quad (3.21)$$

断面 2 次モーメント $I = \frac{bh^3}{12}$ は、奥行きを 100 cm、 $h = 30$ cm とすると

$$I = \frac{100 \cdot 30^3}{12} = 225000 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ であり、端面の応力は } \sigma = \frac{90750}{225000} \times 15 = 6.05 \text{ [kgcm}^{-2}\text{]}$$

となる。この結果は、鉄筋構造物に対して安全であると推察される。

3.7 考察

これまでの検討結果によれば、次のことがいえる。

①最大境界凍結深や最大側壁天端たわみ量は断熱材の有無で大きく異なるが、断熱材の厚さによる差異は小さい。

②道内で最も凍結が進行した北見（境野）について、厚さ $t=5\text{cm}$ における側壁天端にかかる応力は破壊に至らない値となっている。

これらのことから、断熱材厚を「道内全域について 5cm」とすることができるが、限られた条件における数値シミュレーション結果を基にしている。そのため、以下では、さらに詳しく検討する。

(1) 地域性

最大境界凍結深の検討で述べたように、地域を次の2つのグループに分類できる。

グループ-1 最大境界凍結深 50cm 以下の地点

稚内、羽幌、岩見沢、函館、倶知安

グループ-2 最大境界凍結深 70cm 以上の地点

網走、帯広、釧路、苫小牧、北見

ここで、旭川は両グループの中間に位置している。

グループ-1 は多雪地域であり、地表が積雪で覆われているために側壁のみからの冷却が支配的である。したがって、側壁面に断熱材を設置する工法が有効である。

一方、グループ-2 は、少雪地域のため側壁のみならず地表からの冷却効果も大きい。すなわち、側壁と地表の2面から冷却されるために、最大境界凍結深が大きくなる。したがって、凍結を抑制するには側壁面に断熱材を設置する工法のみでは限界があり、水平方向にも断熱材を設置するほうが望ましいといえる。ただし、この工法は多くの断熱材を必要とするため経済性の検討が課題となる。これらを模式的に示したものが図3.7である。

グループ-2 は道東地域、網走地域、苫小牧地域であり、管水路凍結深暫定基準図において凍結深が大きな地域と一致している。すなわち、グループ-1、2 は同基準図における60cmの等値線付近で区分できそうである。また、この基準図において旭川地域は60cmの等値線付近であり、旭川は両グループの中間となることを支持している。

(2) 側壁高

これまで検討してきた結果は、側壁高 150cm のみの場合である。側壁高が低い場合を考えると、前節で検討したグループ-2 のような地表からの冷却効果が大きな地域では、水路全体が地表からの冷却範囲に入ってしまう。この場合、側壁面に断熱材を設置する工法には限界があり、水平方向にも断熱材を設置する必要がある。すなわち、地表からの凍結深と側壁高の関係によって工法を変える必要が出てくる。

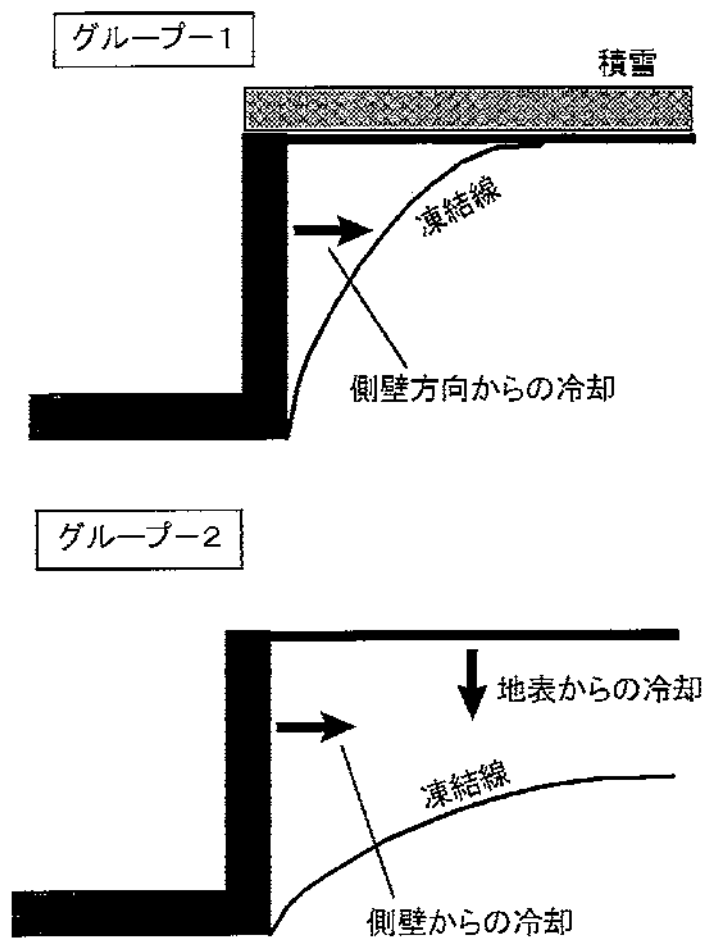


図 3.7 グループ 1、2 における凍結の模式図.

(3) 側壁の方位

これまでの検討結果から、北向側壁と比較して南向側壁では凍結が進行しにくいことがわかった。特に、冬季に晴天が多い地域（前記グループ 2）で著しい。実際に施工する場合、側壁の方位によって施工方法を変えるのは現実的ではない。したがって、北向側壁についてのみ検討を行えば安全側の評価ができる。そのため、先のグループ分類も北向側壁の結果を対象している。

文 献

- 浦上晃一、佐藤 守(1985) : 低温な地下水を用いた道路融雪の実験、温泉工学会誌、19、
41-62.
- 近藤純正、中村 亘、山崎 剛(1991) : 日射量および下向き大気放射量の推定、天気、38、
41-48.
- 札幌管区気象台(1992) : 1991年版 北海道の気候、(財)日本気象協会北海道本部、pp359.
- Sally A. S. and R. B. Susan (1997) : Moisture migration during freeze and thaw of
unsaturated soils, Modeling and large scale experiments, Cold regions Science
and Technology, 25, 33-45.
- 社団法人 日本道路協会(1992) : アスファルト舗装要綱、丸善株式会社出版事業部、pp324.
- 土質工学会編(1994) : 土の凍結—その理論と実際—(第1回改訂版)、社団法人 土質工学会、
pp310.
- 北海道開発局 農業水産部農業設計課(1982) : 農道計画設計技術指針 検討資料.

3.8 今後の検討課題

フルーム水路断熱工法断熱材設置基準を作成するにあたり、今後、次のことを検討する必要がある。

①断熱材の水平方向設置の検討

先に述べたグループ2では、側壁面に断熱材を設置する工法のみではなく、水平方向にも断熱材を設置するほうが望ましいといえる。そのため、最適な設置範囲について調査し、さらにこの工法の経済性も検討する必要がある。

②側壁高と凍結深の関係の検討

先に述べたように、側壁高が低い場合は水路全体が沓表からの凍結深の範囲に入ってしまう。この場合、側壁面に断熱材を設置する工法のみでは不十分で、水平方向にも断熱材を設置する必要がでてくる。したがって、「側壁高〇〇のときで凍結深が〇〇の場合に断熱材を水平設置すべき」といった指針を作成する必要がある。

4 農道凍結深からの凍上抑制層の修正量検討

4.1 凍結指数

凍結指数とは、日平均気温を累計したときの極大値と極小値の差として定義され、土壌の凍結深度を予測、推定する際に重要な因子として用いられる。図 4.1 は、帯広アメダスによる日平均気温の累計値を表し、日別平滑準平年値(統計期間：1979～1990 年)、並びに今冬季(1998 年 11 月 1 日から 1999 年 2 月 28 日)について示した。凍結指数は、概念的に図 4.1 中の縦矢印の大きさで表される。日平均気温の累計値は、気温 0°C 以上の日によって増加、もしくは一定に保たれるが、気温 0°C 未満の日によって減少する。そのため日平均気温が 0°C 未満であり、かつ低温の日が長く継続するほど凍結指数は大きくなる。今冬季の帯広における日平均気温の累計値は、減少を開始する時期が平年と比較して 10 日程度早くなっていることがわかる。すなわち今冬季の帯広では、初冬の 11 月下旬に気温の低かったことが伺える。しかし 12 月以降、気温累計値の減少度合いは平年に比べて小さく、2 月末現在の気温累計値は、ほぼ平年並みとなっている。

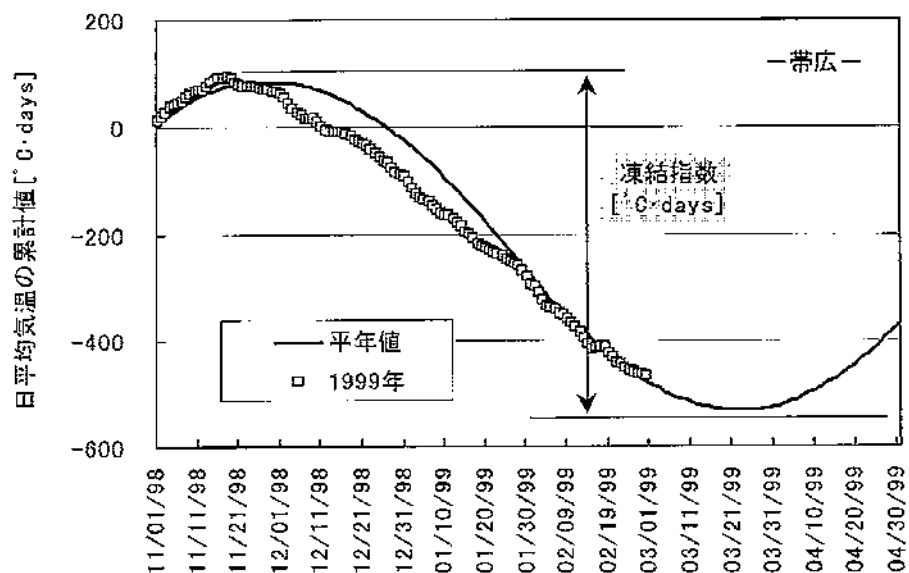


図 4.1 帯広アメダスによる日平均気温の累計値(日別平滑準平年値、並びに 1999 年冬季)。

次章では、1969 年から 1998 年の 30 冬季(前年 11 月から当年 4 月)、道内 10 ヶ所の気象官署、及び北見アメダス観測点の気温に基づき算出した凍結指数の変化について述べる。

4.2 凍結指数の推移

図 4.2 は、道内 10 ヶ所の気象官署、並びに北見アメダス観測点の近年 30 冬季(1969～1998 年)における凍結指数の推移を表す。いずれの地点においても、凍結指数は年によって $100 \sim 200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の変動幅を持って推移している。しかし 1989 年以降の凍結指数は、それ以前に比べて全地点で $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度小さく、最近 10 ヶ年にわたって暖冬が継続している

ことを示している。道内 11 地点の凍結指数は、常に北見(道東の内陸部)で最も大きく、函館(道南の沿岸部)で最も小さい。両地点の凍結指数には約 600 °C・days の差があるが、温暖な最近 10 年では若干その差が減少している。このことは、温暖な地域に比べて寒冷な地域で暖冬が顕著に現れていることを示唆している。

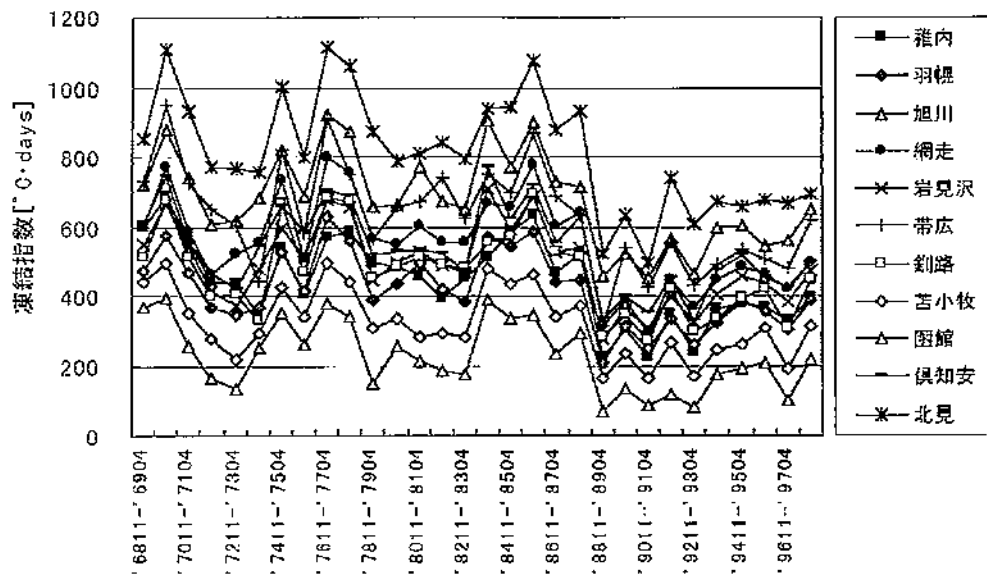


図 4.2 道内の気象官署、北見アメダス観測点における凍結指数の推移。

なお、図 4.2 に示した気象官署は全般に市街地に位置しているため、これらの地点の凍結指数を地域的な代表値として評価するには十分と言えない。そこで、近傍のアメダス観測点についても凍結指数を求めて両者を比較した。図 4.3 は、図 4.2 の気象官署とその近傍のアメダス観測点における凍結指数を大きさの順に示したものであり、1979 年から 1998 年の 20 冬季について示した。近傍のアメダス観測点で得られた凍結指数は、図 4.2 の地点における凍結指数に比べて小さく、同一地域であっても近傍の観測点で気温が低いことを表している。気温の異なる原因は一概に断定できないが、観測点の所在地、すなわち①市街地・郊外(旭川・比布、帯広・芽室、岩見沢・新篠津)、②沿岸・内陸(稚内・沼川、網走・小清水)という立地条件に依存していると推察される。なお、比較を行った観測点がともに海岸部に位置する羽幌・初山別、函館・大野では、凍結指数の差異が小さい。以上のように、凍結指数は同一地域であっても観測点の立地条件によって異なる。そのため可能な限り多地点で凍結指数を算出し、安全側の見地からより大きな値をもって特定地域の凍結指数を評価することが望ましいと言える。

アスファルト舗装道路の凍上抑制層の厚さ、置換工法の置換深度の設計基準を設けるに当たっては、土壌の凍結深度を推定するための指針として、対数正規分布に基づく凍結指数の 10 年確率値を目安としている(日本道路協会、1992)。次節では、道内 34 ヶ所の気象観測点について、1969 年から 1998 年の 30 冬季、もしくは 1979 年から 1998 年の 20 冬季にわたり凍結指数を算定し、30 年、20 年、10 年の凍結指数から 1/10 確率年の凍結指数を求める。

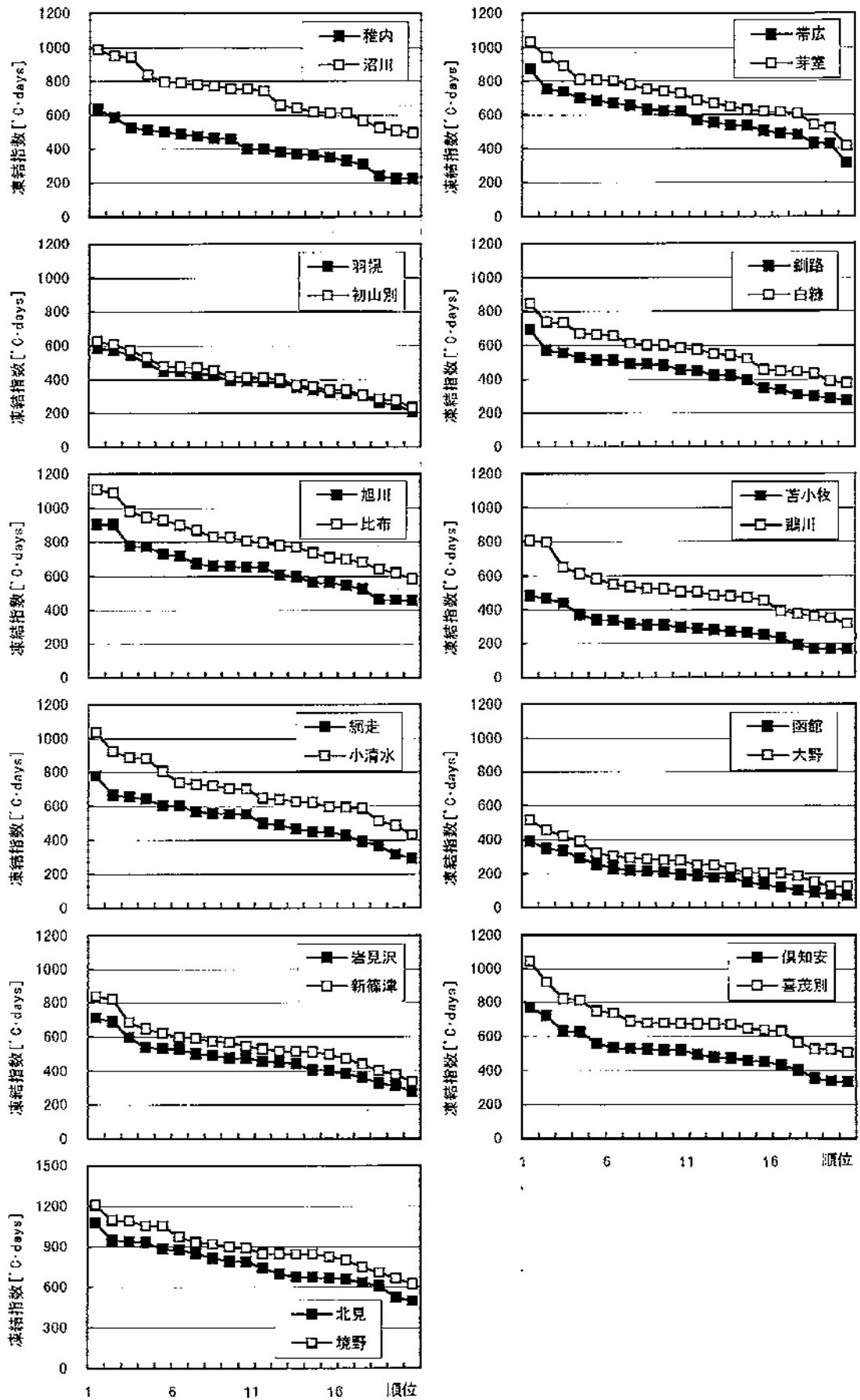


図4.3 道内気象官署、及び近傍のアメダス観測点における凍結指数の比較 (1979~1998年の20冬季について)。

さらに 1/10 確率年相当の凍結指数として、各地点の 30 年第 3 位、20 年第 2 位、10 年第 1 位の凍結指数に着目する。

4.3 凍結指数の統計値

図 4.4(a)、図 4.4(b)には、道内の気象官署、アメダス観測点における凍結指数を大きさの順に示した。図 4.4(a)横軸の順位は、1969 年から 1998 年の 30 冬季に対応しており、1979 年から 1998 年の 20 冬季、1989 年から 1998 年の 10 冬季の順位は、それぞれ横軸の 2 位、3 位の位置を基準とした。そのため、凍結指数の 30 年第 3 位、20 年第 2 位、10 年第 1 位は横軸の同じ位置に示され、各々の凍結指数は容易に比較できる。図 4.4(b)も図 4.4(a)と同様であるが、横軸は 1979 年から 1998 年の 20 冬季に対応しており、10 冬季の順位は横軸 2 位の位置を基準とした。図 4.4(a)、図 4.4(b)より、10 年第 1 位の凍結指数は、30 年第 3 位、20 年第 2 位と比較して明らかに小さいことがわかる。これは最近の暖冬を反映した結果であり、10 年第 1 位の凍結指数を地域的な代表値とすることは、凍結指数を過小評価することになり、安全側の見地からは望ましくないと言える。なお 30 年第 3 位と 20 年第 2 位の凍結指数は、帯広、釧路、網走、北見で $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度の違いが認められるものの、他の地点では概ね等しくなっている。本報告では、20 年間にわたる統計によって特定地点を代表する凍結指数が求められると判断する。

土壤凍結の進行は、積雪の断熱効果によって抑制される。そのため気温のみから算出される凍結指数が同一であっても、積雪が存在する／しないによって、凍結深度は大きく異なると考えられる。土壤凍結に対する積雪の断熱効果が期待できる積雪深は、概ね 20 cm とされていることから(土質工学会編、1994)、次節では積雪深が 20 cm 以上であれば土壤凍結が進行しないと、道内 34 地点について積雪を考慮した凍結指数を算定した。

4.4 積雪を考慮した凍結指数

図 4.5 は、帯広測候所における 1986 年冬季の日平均気温の累計値、並びに日最大積雪深の推移を表す。ここでは日最大積雪深 20 cm 以上の日については気温を 0°C と扱っているため、積雪深が 20 cm 以上である限り気温の累計値は変化しない。積雪を考慮した凍結指数は、このように求めた気温累計値の極大値と極小値の差として定義される(図 4.5 中、実線の縦矢印に相当)。なお積雪深 20 cm 以上の日数が長期にわたる場合、気温累計値の極大値と積雪深が 20 cm に達した日における累計値との差、すなわち図中、破線の縦矢印を凍結指数とすることも妥当であると考えられる。しかし、20 cm 以上の積雪深が継続する日数に応じて異なる凍結指数の算定方法を用いる際には、冬季間の積雪深が 20 cm 付近で変動する／しない地域の区分を行い、さらには積雪深 20 cm 以上の経過日数についてしきい値を設ける必要がある。そのため、現段階では積雪深が 20 cm 以上で経過する期間の長短によらず、気温累計値の“極大値－極小値”をもって積雪を考慮した凍結指数とする。この手法によると冬季間を通して凍結指数が算定され、晩冬の低温も凍結指数に反映されることから、凍結指数を安全側の見地から評価することにもつながる。

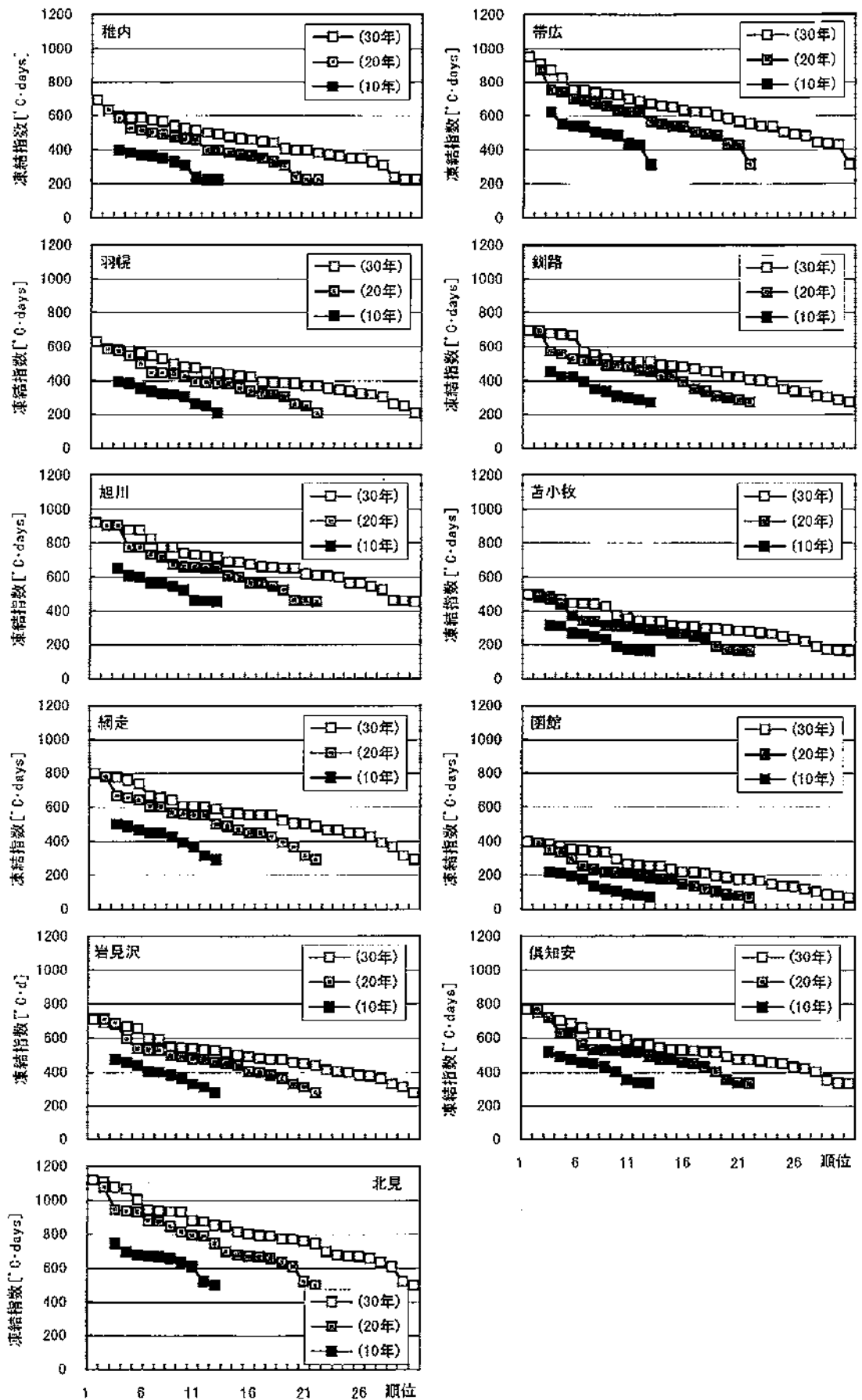


図4.4(a) 道内気象官署、北見アメダス観測点における凍結指数(30年、20年、10年の比較)。

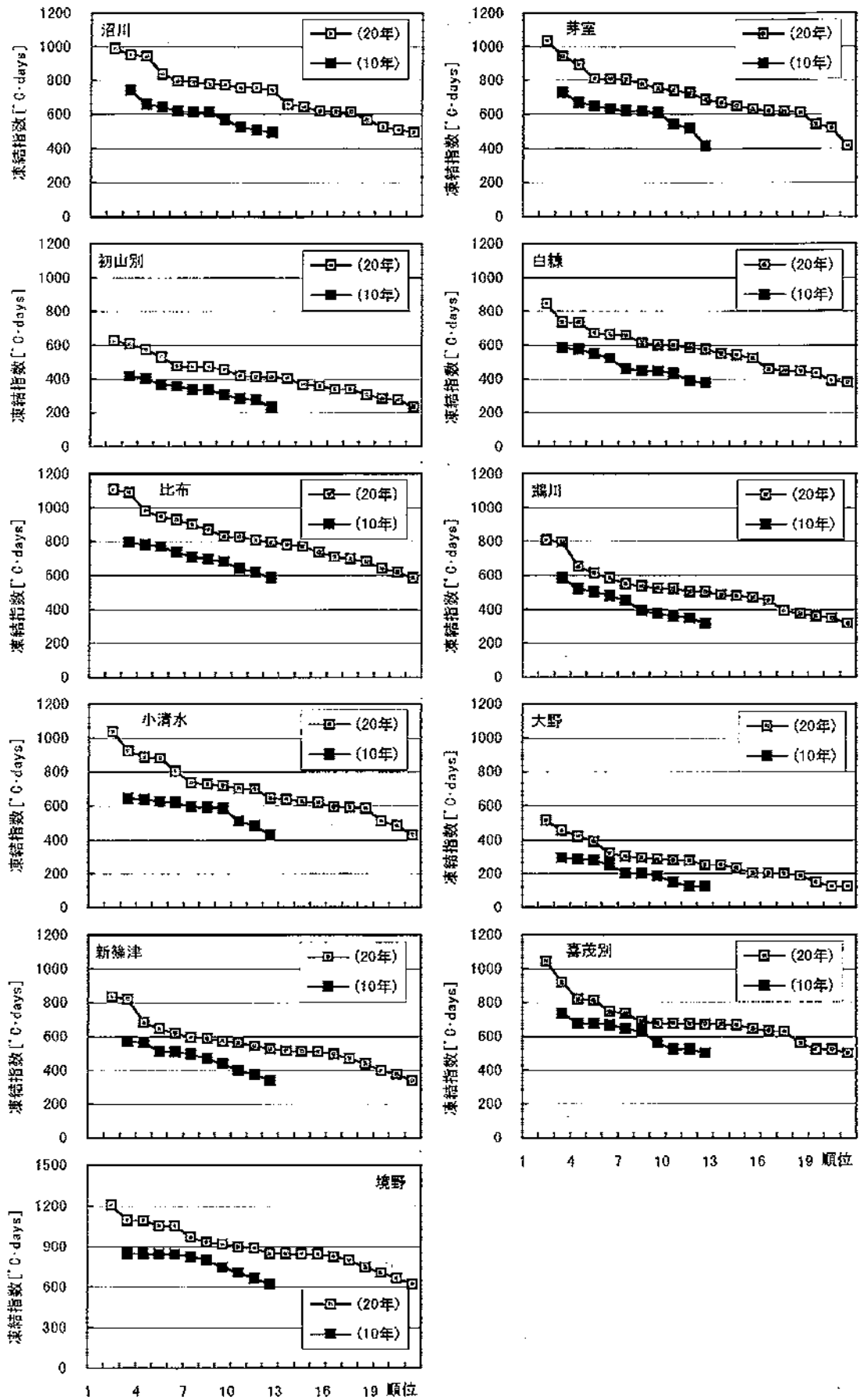


図4.4(b) 道内アメダス観測点における凍結指数(20年、10年の比較)。

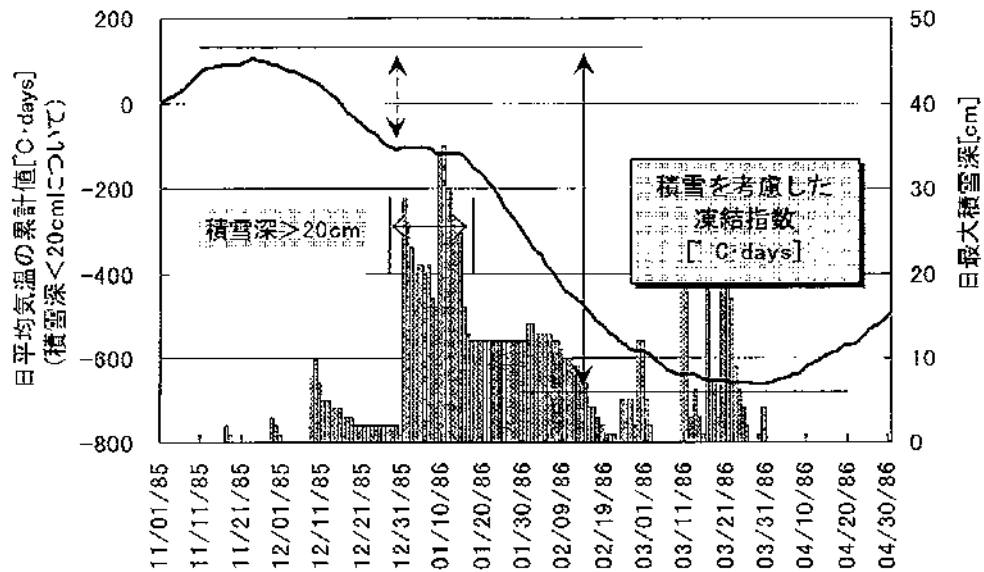


図 4.5 帯広測候所における日平均気温の累計値、及び日最大積雪深(1986 年冬季)。日最大積雪深が 20 cm 以上の日については、気温を 0°C として累計している。

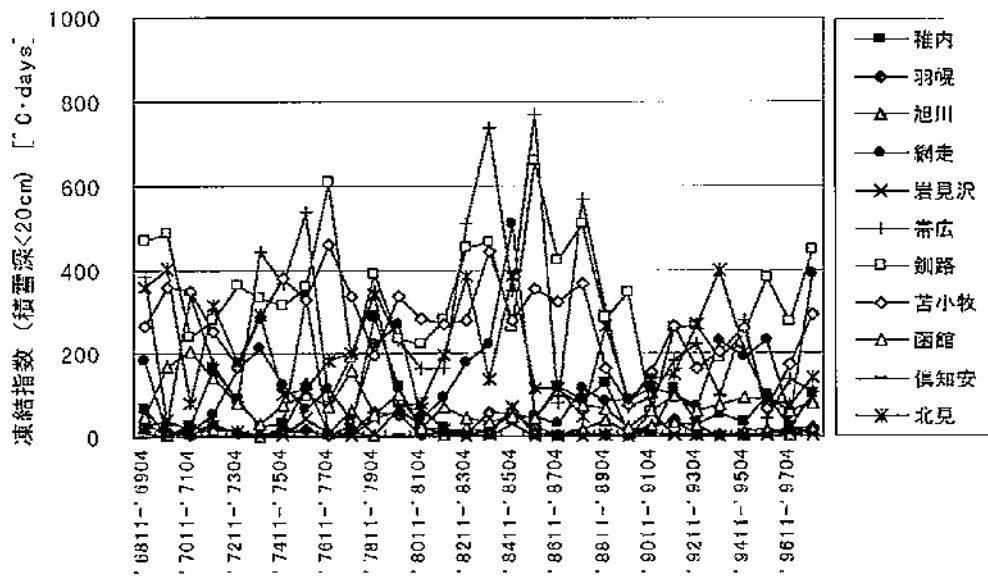


図 4.6 道内の気象官署、北見アメダス観測点における積雪を考慮した凍結指数の推移。

図 4.6 は、道内 10 ヶ所の気象官署、及び北見アメダス観測点の近年 30 冬季(1969~1998 年)における積雪を考慮した凍結指数の推移を表す。積雪を考慮しない場合(図 4.2)と比較すると、凍結指数は全地点とも小さくなっていることがわかる。特に旭川、岩見沢、倶知安をはじめとする多雪地の凍結指数は高々 100 °C·days であり、積雪を考慮しない場合の 700 ~900 °C·days に比べて大きく低下している。また多雪地では年による凍結指数の変動量も

小さい。積雪を考慮しない場合、1969～1988年の20冬季に比べて、1989～1998年の10冬季は全地点で凍結指数の低下が顕著であったが、積雪を考慮した場合、凍結指数の長期的な変動傾向は不明瞭である。なお積雪の少ない帯広、釧路、苫小牧の凍結指数は、年によって大きくばらついている。これは冬季間の積雪深がしきい値とした20 cm前後で経過することから、気温の累計期間が変化するためである。

図4.7(a)～(c)は、道内の気象官署、及びアメダス観測点における最近20冬季の凍結指数を表し、積雪を考慮しない場合、考慮した場合について大きさの順に示した。積雪を考慮した凍結指数は、積雪を考慮しない場合に比べて全ヶ所とも小さく、特に多雪地帯で両者の差が大きい。図4.7(b)には、図4.7(a)で示した地点の近傍に位置するアメダス観測点における凍結指数を示した。4.2節でも述べたように、図4.7(a)に示した観測点は全般に市街地に位置しており、図4.7(b)の地点は郊外に位置している。積雪を考慮しない場合の凍結指数は郊外の地点で大きくなっていたが、積雪を考慮した場合、観測点の立地条件の違いに基づく凍結指数の差異は小さくなっている。図4.7(c)の地点は、図4.7(a)、図4.7(b)に示した地点の中間に位置する観測点として選定した。積雪を考慮することにより、北見枝幸、日高の凍結指数は最大600[°]C·days程度小さくなっている。しかし積雪の少ない根室、江差、浦河ではその差が小さく、浦河ではほとんど違いが認められない。

同一地域であっても、積雪深にばらつきがあることは十分予想される。そこで図4.8では、日平均気温を累計する際の積雪深のしきい値を20 cmとした場合の凍結指数(F_{20})と、30 cmとした場合の凍結指数(F_{30})を比較した。凍結指数 F_{30} は、 F_{20} の20年第2位と同一年について求めている。気温の累計期間は、積雪深のしきい値を大きくすることによって長くなるため、 F_{30} は F_{20} に比べて大きくなる。しかし両者の差は、北見で200[°]C·daysに達している以外は100[°]C·daysに満たない。なお一般に、気象観測点の積雪深は山間部に比べて小さい。そのため気象観測点の気温、積雪深をもとに算定した凍結指数は、同一地域において積雪の多い山間部の凍結指数を安全側に評価していることになる。

4.5 現行基準の凍結指数との比較

表4.1には、道内34ヶ所の気象官署、アメダス観測点について積雪を考慮せずに求めた凍結指数の各統計値(30年第3位、20年第2位、10年第1位、並びに30年、20年、10年の凍結指数に基づき算出した10年確率値)を示した。現行の基準値は1970～1979年10冬季における最大の凍結指数(北海道土地改良設計技術協会、1987)、1980～1989年10冬季の凍結指数から求めた10年確率値(日本道路協会、1992)を掲載した。表4.2には、表4.1と同地点について積雪を考慮して求めた凍結指数の各統計値を掲載した。図4.9(a)、図4.9(b)は表4.1、図4.10(a)、図4.10(b)は表4.2の各統計値をそれぞれ図示したものである。各地点の凍結指数は、積雪を考慮しない場合であっても現行基準に比べて小さく、近年の暖冬を反映した結果となった。積雪を考慮した場合、積雪を考慮しない場合に比べて凍結指数は小さくなるが、現行基準との差は殊に積雪の多い地域で顕著である。なお苫小牧においては、現行の凍結指数(10年確率値)が本報告で求めた値よりも大きくなっているが、これは凍結指数を求めた統計期間が2ヶ年と短いためである。

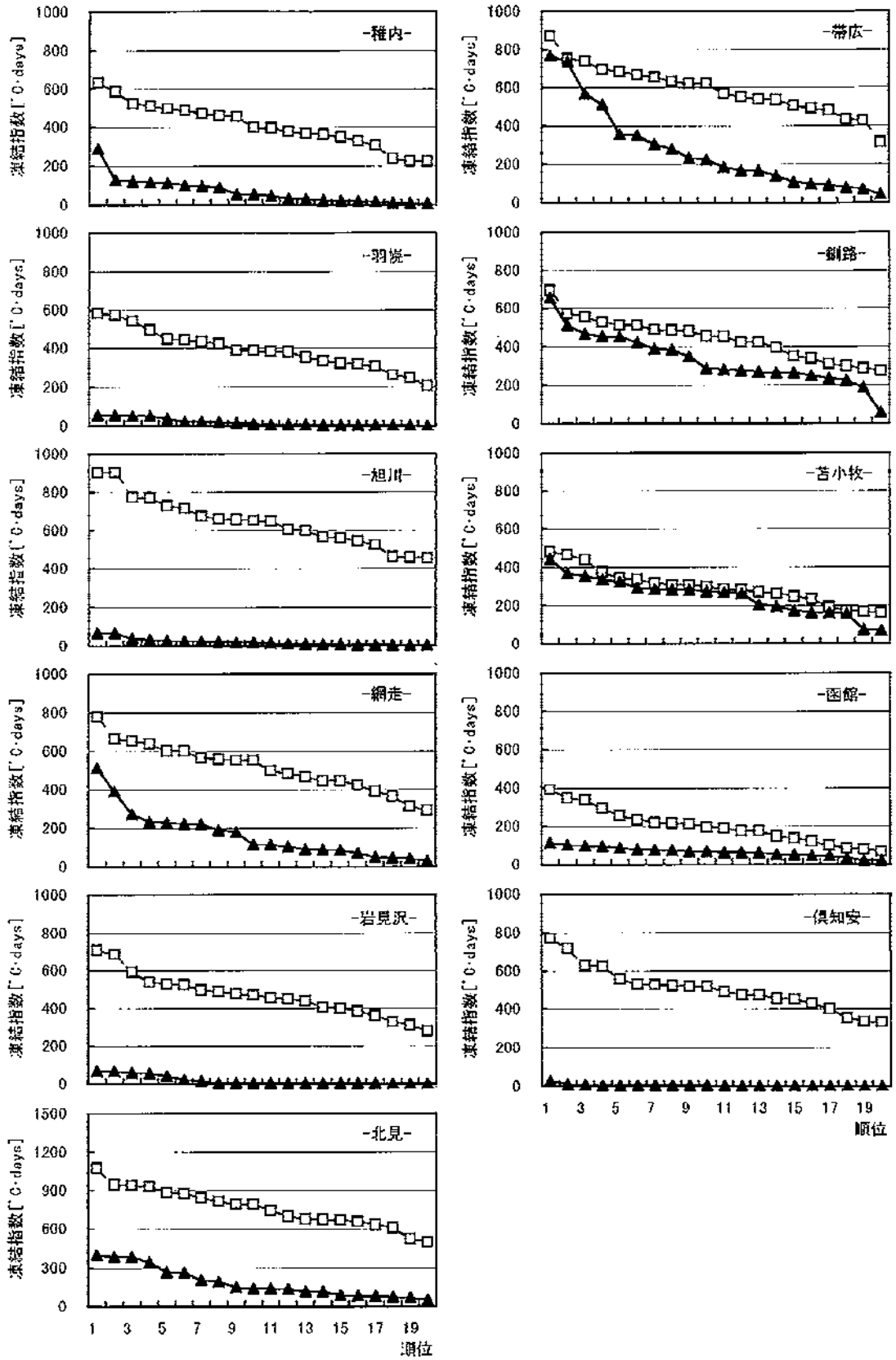


図4.7(a) 道内の気象官署、及びアメダス観測点における最近20ヶ年の凍結指数。
 □は積雪を考慮せず、▲は積雪深<20cmについて求めた凍結指数を表す。

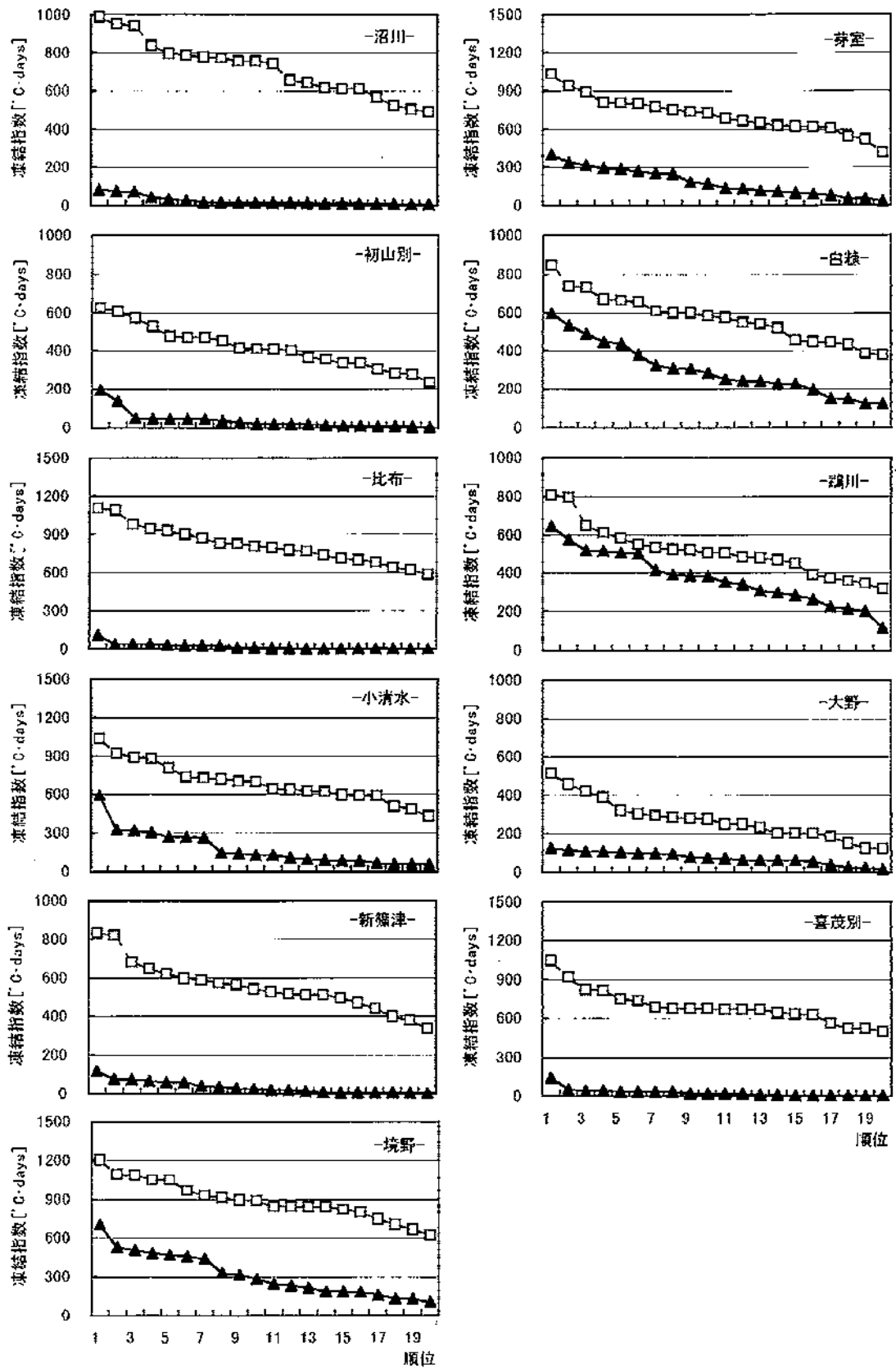


図4.7(b) 道内の気象官署、及びアメダス観測点における最近20ヶ年の凍結指数。
 □は積雪を考慮せず、▲は積雪深<20cmについて求めた凍結指数を表す。

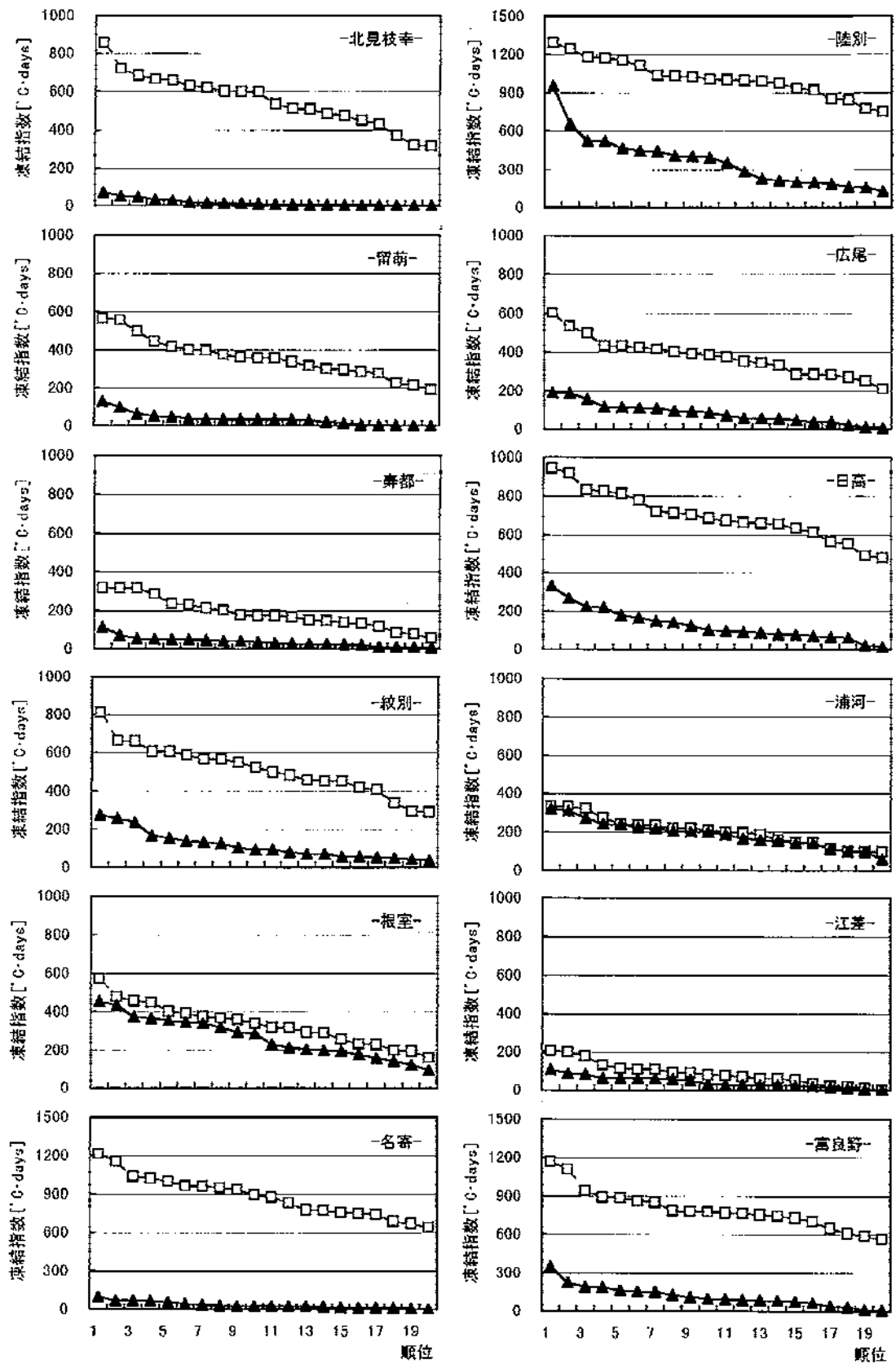


図4.7(c) 道内の気象官署、及びアメダス観測点における最近20ヶ年の凍結指数。
 □は積雪を考慮せず、▲は積雪深<20cmについて求めた凍結指数を表す。

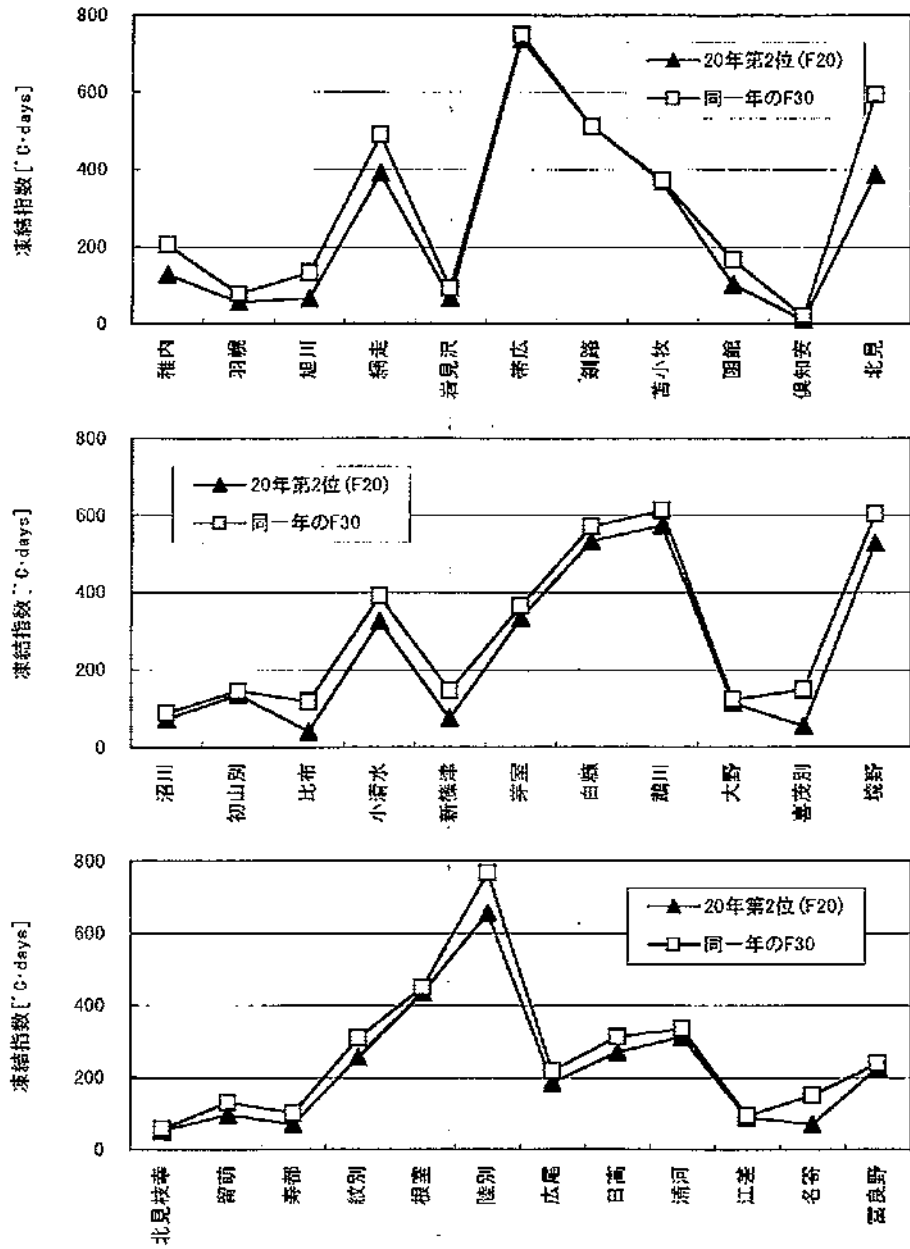


図4.8 積雪深のしきい値を20cm、30cmと設定した場合の凍結指数(それぞれF20、F30)。なおF30は、F20の20年第2位と同一年について求めた。

表4.1 積雪を考慮しない場合の凍結指数一覧〔°C・days〕。
 現行基準の凍結指数は、(設計基準)：積雪寒冷地における用水路の
 設計技術基準(案)、(舗装要綱)：アスファルト舗装要綱による。

地点名	1969	1979	1989	1969	1979	1989	現行基準	現行基準
	統計期間	統計期間	統計期間	統計期間	統計期間	統計期間	1970	1980
	～1998年 (30年) 第3位	～1998年 (20年) 第2位	～1998年 (10年) 第1位	～1998年 (30年) 10年確率	～1998年 (20年) 10年確率	～1998年 (10年) 10年確率	～1979年 (10年) 最大値	～1989年 (10年) 10年確率
							(技術基準)	(舗装要綱)
稚内	597	586	397	627	588	523	690	642
羽幌	576	572	390	573	545	484	658	622
旭川	904	904	650	864	826	751	920	904
網走	774	665	497	745	703	632	790	772
岩見沢	679	688	476	654	626	560	674	715
帯広	871	753	621	845	788	723	950	890
釧路	676	572	450	643	600	535	680	657
苫小牧	481	466	315	468	433	384	513	198
函館	381	347	218	390	346	298	410	363
倶知安	719	719	519	701	668	604	802	732
北見	1076	944	743	1042	984	900	1100	1068
沼川		951	742		916	785	971	1004
初山別		606	416		569	470	790	655
比布		1089	794		1007	878	1106	1095
小清水		923	646		899	760	1018	992
新篠津		821	573		724	627	913	823
芽室		942	727		918	799	1281	1040
白糠		736	583		741	639	731	834
鶴川		795	584		687	594	809	765
大野		456	295		422	341	493	495
喜茂別		919	736		860	764		946
境野		1092	844		1096	968	1115	1188
北見枝幸		722	535		751	632	809	842
留萌		557	375		504	417	580	589
寿都		316	212		308	250	373	
紋別		664	500		698	587	876	774
根室		478	374		654	666	630	553
陸別		1241	1030		1213	1104	1361	1303
広尾		536	392		511	429	630	595
日高		919	720		869	778	1029	958
浦河		332	238		315	255	390	375
江差		201	110		196	142	245	184
名寄		1155	777		1094	948	1277	1184
富良野		1111	781		997	870	1111	1098

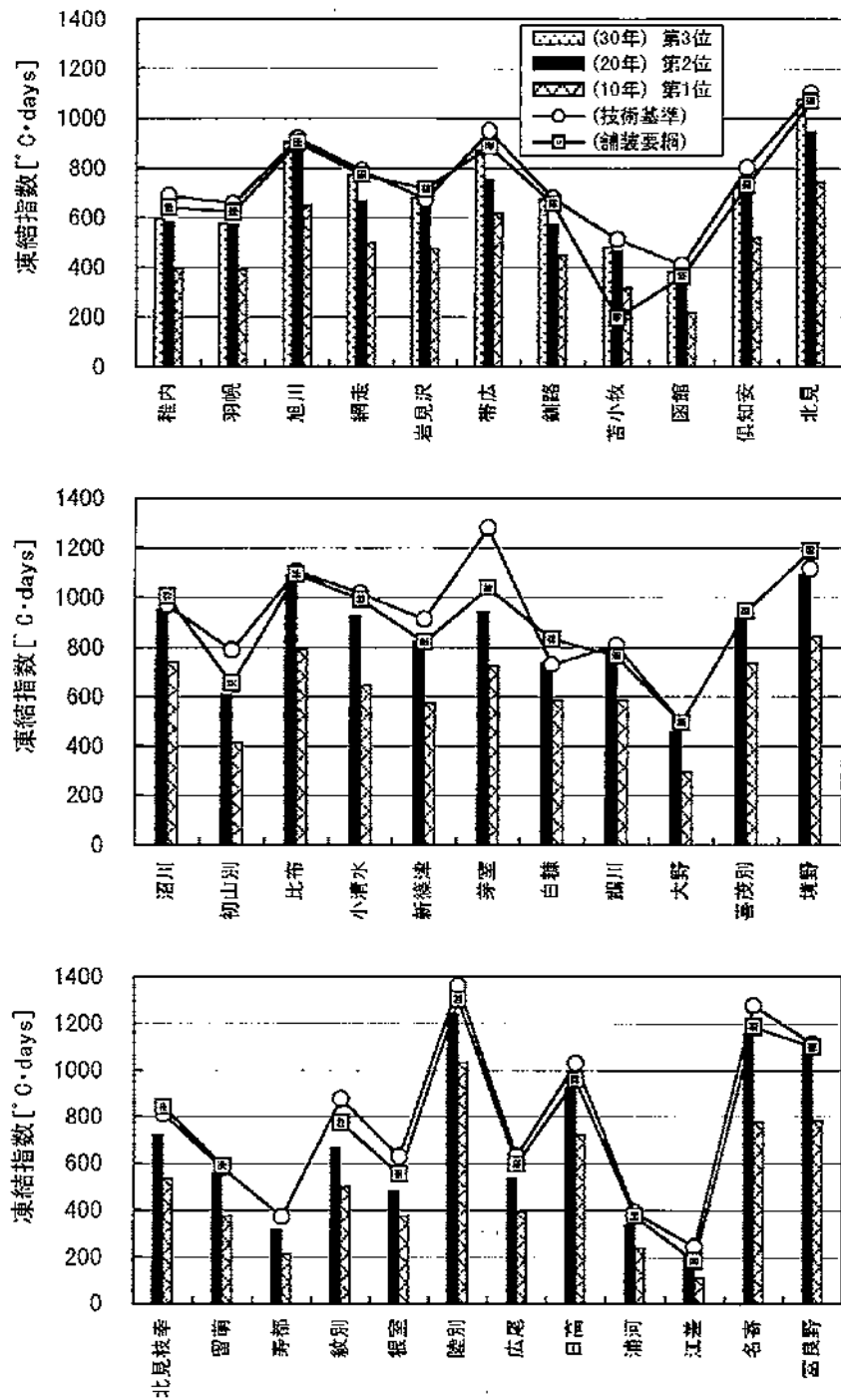


図4.9(a) 道内地点における凍結指数の各統計値(積雪は考慮せず)、及び現行の基準値。
 (技術基準)は、積雪寒冷地の用水路設計技術基準(案)による1970~1979年の最大値。
 (舗装要綱)は、アスファルト舗装要綱による1980~1989年の10年確率値。

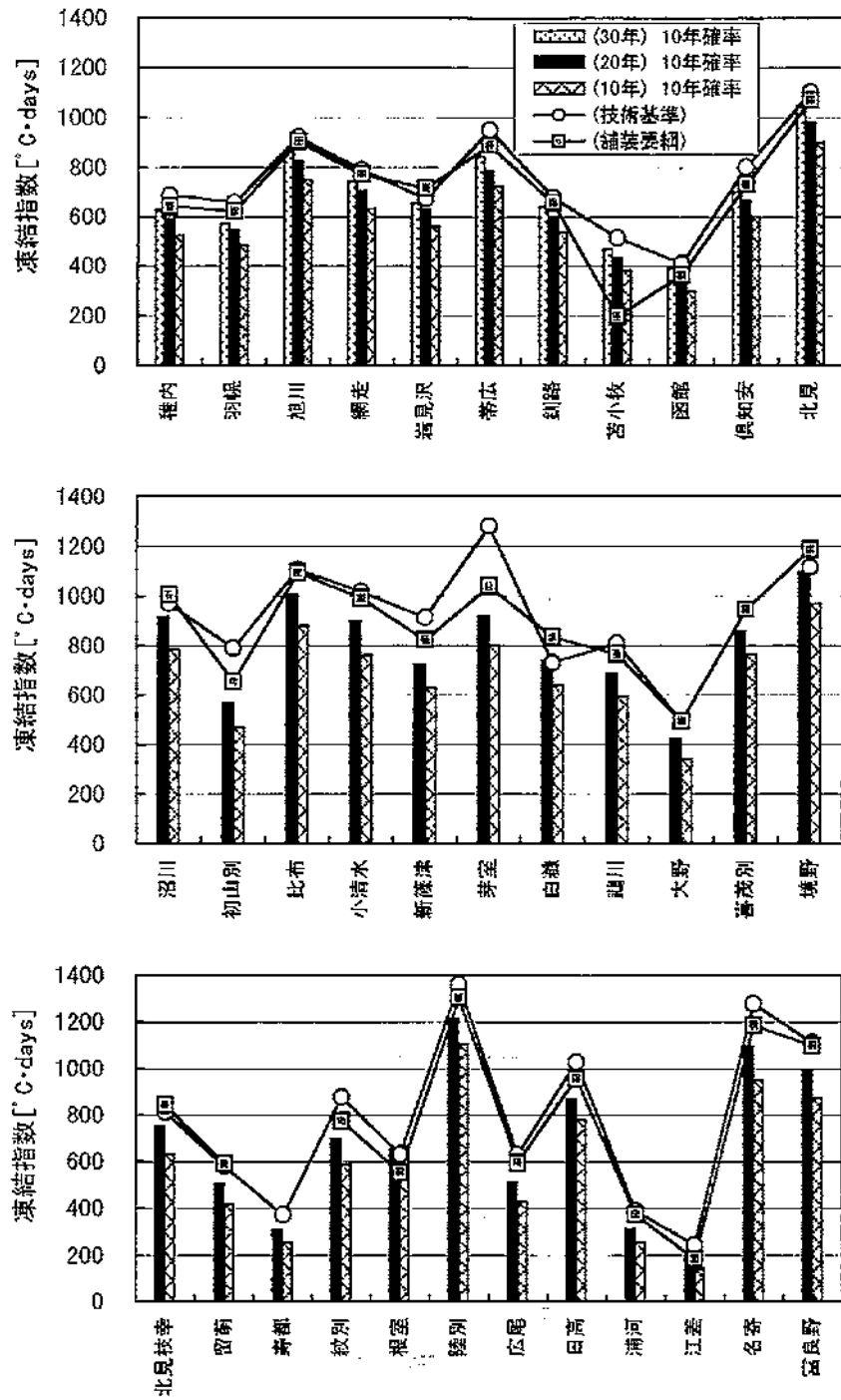


図4.9(b) 道内地点における凍結指数の各統計値(積雪は考慮せず)、及び現行の基準値。
 (技術基準)は、積雪寒冷地の用水路設計技術基準(案)による1970~1979年の最大値。
 (舗装要綱)は、アスファルト舗装要綱による1980~1989年の10年確率値。

表4.2 積雪深<20cmについて求めた凍結指数一覧[°C・days].
 現行基準の凍結指数は、(設計基準)：積雪寒冷地における用水路の
 設計技術基準(案)、(舗装要綱)：アスファルト舗装要綱による。

統計期間	1969	1979	1989	1969	1979	1989	現行基準	現行基準
	~1998年	~1998年	~1998年	~1998年	~1998年	~1998年	1970	1980
	(30年)	(20年)	(10年)	(30年)	(20年)	(10年)	~1979年	~1989年
地点名	第3位	第2位	第1位	10年確率	10年確率	10年確率	最大値	10年確率
							(技術基準)	(舗装要綱)
稚内	166	128	128	185	168	151	690	642
羽幌	52	56	40	43	49	35	658	622
旭川	67	67	38	57	50	48	920	904
網走	273	391	391	335	353	313	790	772
岩見沢	61	68	59	53	55	31	674	715
帯広	570	739	303	583	574	353	950	890
釧路	511	511	450	567	578	548	680	657
苫小牧	384	369	292	448	430	388	513	198
函館	159	103	97	141	113	117	410	363
倶知安	14	11	8	13	11	8	802	732
北見	388	388	401	364	349	324	1100	1068
沼川		73	80		49	60	971	1004
初山別		137	50		92	60	790	655
比布		41	41		49	56	1106	1095
小清水		325	319		345	277	1018	992
新篠津		77	73		87	65	913	823
芽室		333	314		365	326	1281	1040
白糠		534	378		498	384	731	834
鶴川		575	505		592	516	809	765
大野		115	125		135	150	493	495
喜茂別		56	41		65	38		946
境野		527	706		711	789	1115	1188
北見枝幸		53	53		51	54	809	842
留萌		96	130		114	114	580	589
寿都		71	71		75	70	373	
紋別		257	275		208	232	876	774
根室		434	374		428	345	630	553
陸別		656	522		639	507	1361	1303
広尾		187	158		208	195	630	595
日高		269	224		273	215	1029	958
浦河		313	238		300	249	390	375
江差		90	62		101	63	245	184
名寄		71	69		73	55	1277	1184
富良野		228	191		284	192	1111	1098

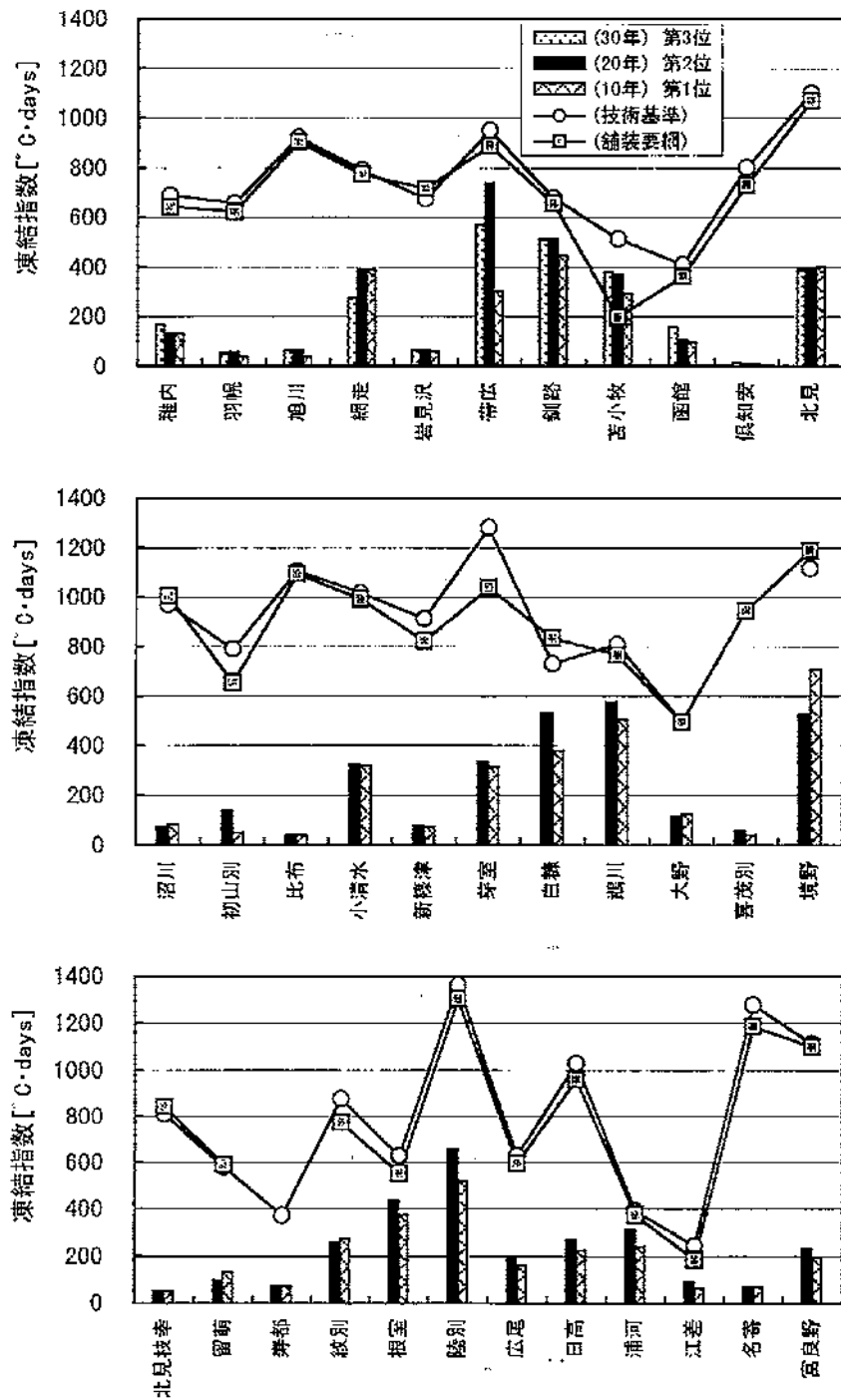


図4.10(a) 道内地点における積雪を考慮した凍結指数の各統計値、及び現行の基準値。
 (技術基準)は、積雪寒冷地の用水路設計技術基準(案)による1970～1979年の最大値。
 (舗装異網)は、アスファルト舗装異網による1980～1989年の10年確率値。

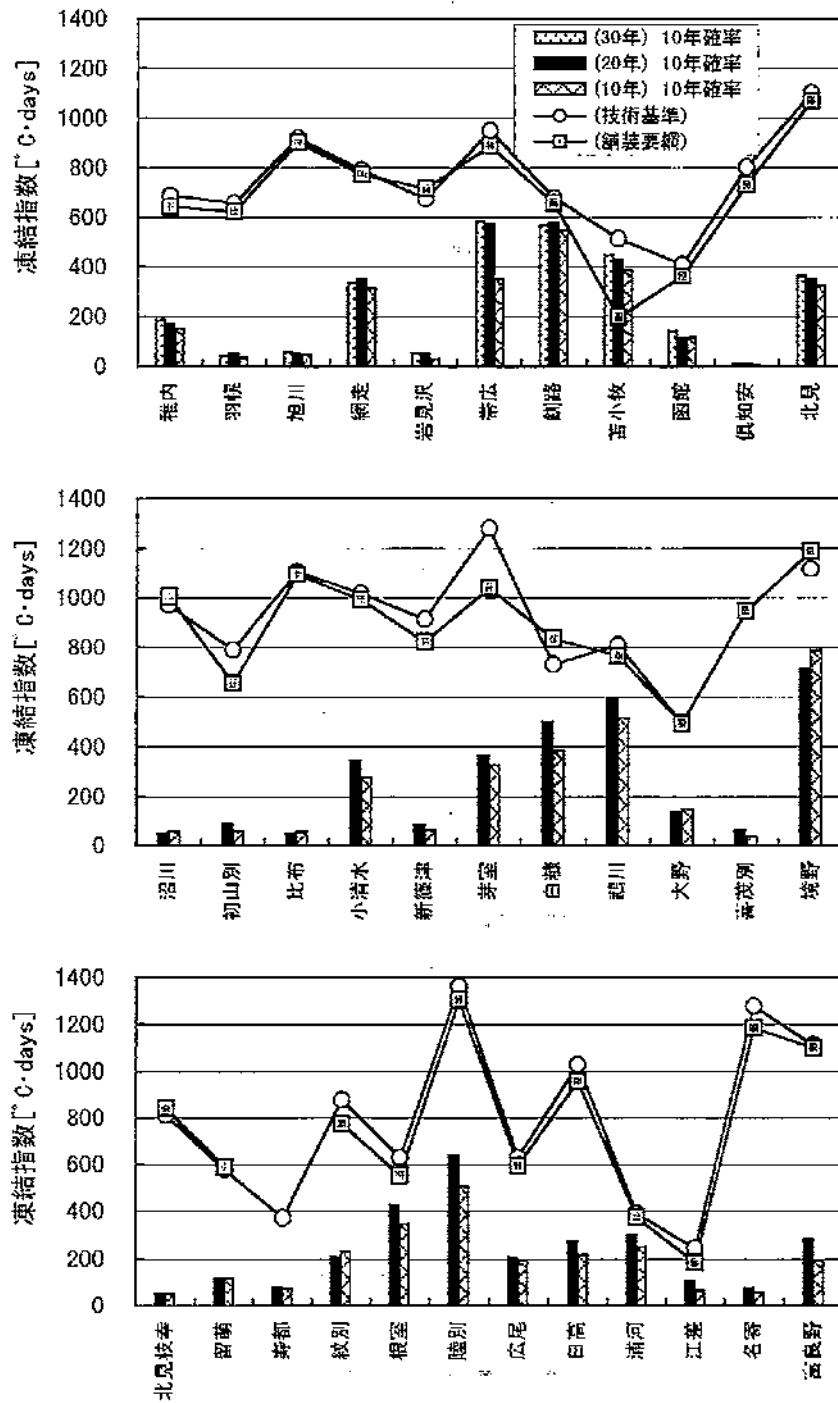


図4.10(b) 道内地点における積雪を考慮した凍結指数の各統計値、及び現行の基準値。
 (技術基準)は、積雪寒冷地の用水路設計技術基準(案)による1970～1979年の最大値。
 (舗装要綱)は、アスファルト舗装要綱による1980～1989年の10年確率値。

表4.3 積雪寒冷地における用水路の設計技術基準(案)、並びにアスファルト舗装要綱の凍結指数から求めた凍結深(現行)、及び凍結指数F(10年確率)に基づく凍結深(試算)。

地点名	10年 (1970~79年:最大値)		10年 (1980~89年)		20年 (1979~98年)		(舗装要綱との差 [cm])
	凍結指数:F (技術基準) [°C·days]	凍結深 (技術基準) [cm]	凍結指数:F (舗装要綱) [°C·days]	凍結深 (舗装要綱) [cm]	F(10年確率) [°C·days]	凍結深 (試算) [cm]	
	$c\sqrt{F} \times 70 \%$		$c\sqrt{F} \times 70 \%$			$c\sqrt{F} \times 70 \%$	
稚内	690	90	642	87	588	81	-5
羽幌	658	88	622	86	545	78	-7
旭川	920	108	904	107	826	101	-7
網走	790	98	772	97	703	93	-4
岩見沢	674	89	715	94	626	86	-8
帯広	950	110	890	104	788	98	-6
釧路	680	89	657	88	600	82	-6
苫小牧	513	76			433	68	-
函館	410	67	363	61	346	60	-1
倶知安	802	99	732	95	668	89	-6
北見	1100	121	1068	119	984	112	-7
沼川	971	111	1004	115	916	108	-7
初山別	790	98	655	88	569	80	-8
比布	1106	121	1095	120	1007	116	-5
小清水	1018	116	992	112	899	105	-7
新篠津	913	108	823	100	724	94	-6
芽室	1281	130	1040	117	918	108	-9
白糠	731	95	834	101	741	95	-6
鶴川	809	100	765	97	687	90	-7
大野	493	73	495	73	422	68	-6
喜茂別			946	110	860	103	-7
境野	1115	122	1188	125	1096	121	-5
北見枝幸	809	100	842	102	751	96	-6
留萌	580	81	589	82	504	75	-6
寿都	373	62			308	57	-
紋別	876	104	774	97	698	91	-7
根室	630	86	553	79	654	88	9
陸別	1361	134	1303	131	1213	127	-5
広尾	630	86	595	82	511	76	-6
日高	1029	117	958	110	869	103	-7
浦河	390	64	375	62	315	57	-5
江差	245	48	184	39	196	40	1
名寄	1277	130	1184	125	1094	120	-5
富良野	1111	121	1098	121	997	113	-8
平均値	810	98	802	98	708	91	-5

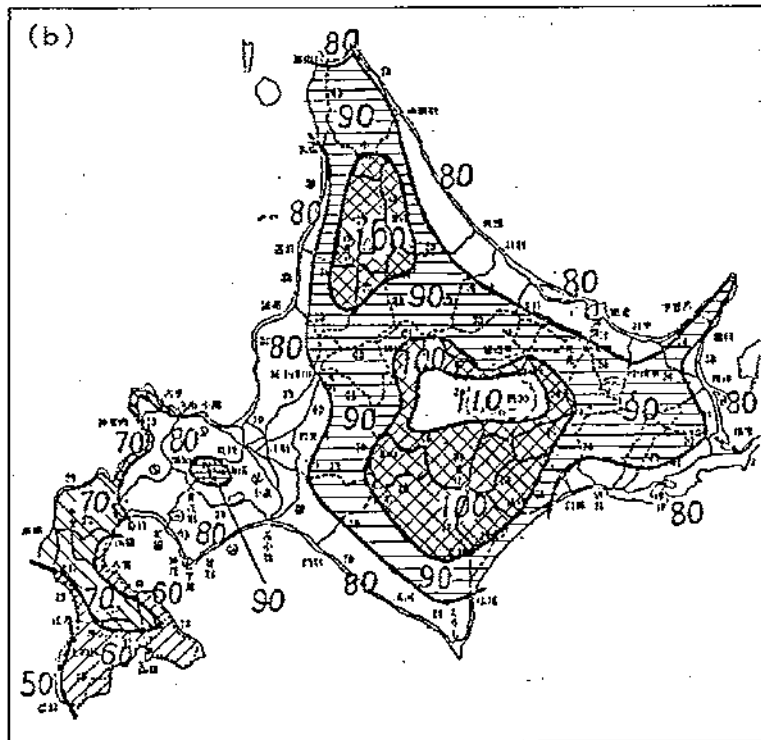
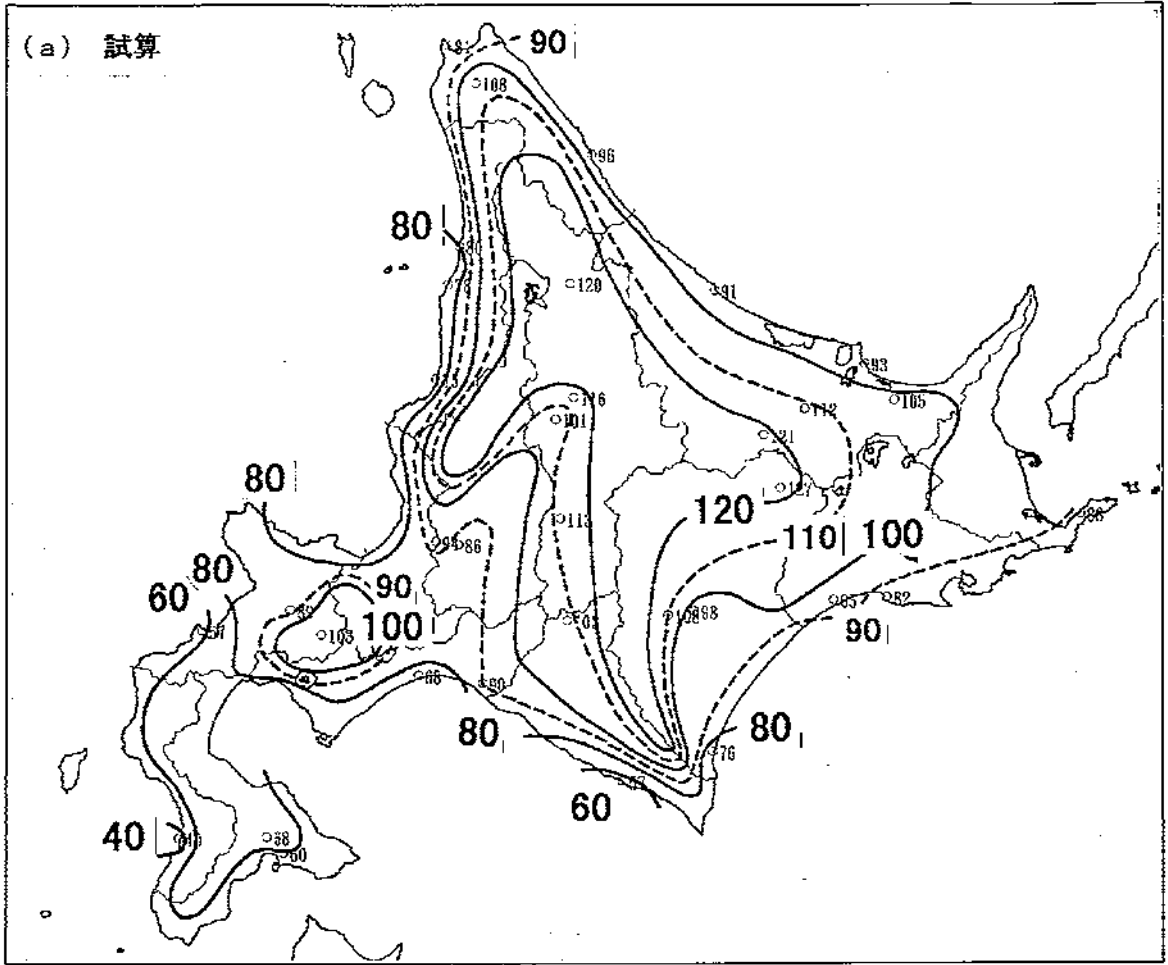


図 4.12 農道凍結深分布(単位: cm). (a) 試算、(b) 現行基準(北海道開発局、1982 より転載)

図 4.13 には、今後進めて行くべき農道凍結深の設計基準を改訂する作業の手順(案)を示した。今回の報告では凍結指数の見直しを行うまでに留まっている。今後、現行では 10 cm となっている置換厚の等値線間隔を 5 cm と細かく設定し、さらに交通量に応じて置換率を変えることは、建設経費の節減につながると期待される。また、立地条件や管理状況から道路タイプを生産・生活道路、施設管理道路(山間地道路)に区分し、それぞれの利用形態に応じて設計条件を定め、現行基準の改訂に至ることが望まれる。

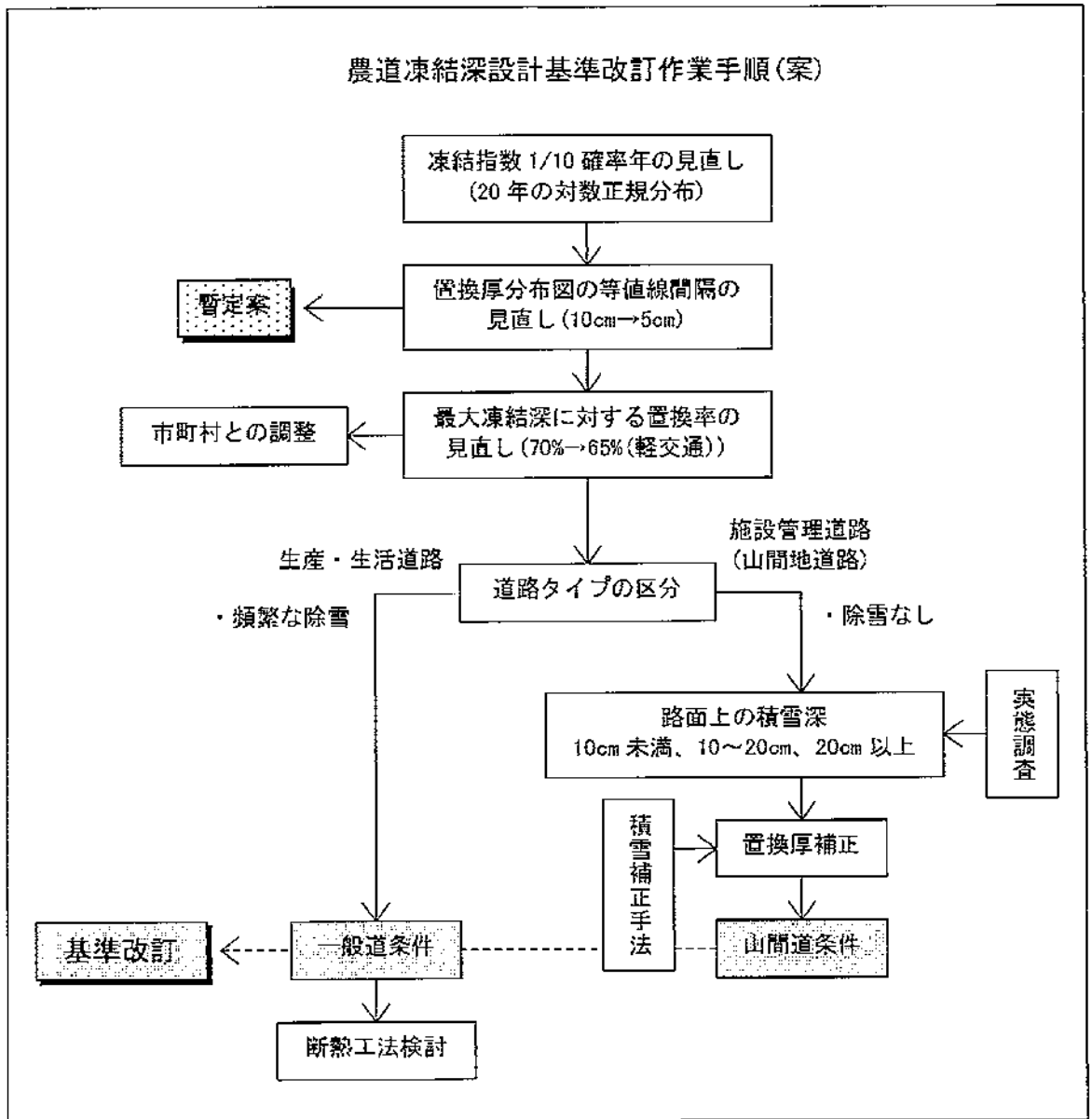


図 4.13 農道凍結深設計基準改訂作業手順(案).

5 まとめ

寒冷地における土地改良施設(管水路、フルーム水路、農道)の設計基準改訂に必要な基礎資料の作成を目的とし、凍結深度の推定を行った。

・管水路

管水路埋設地点の積雪は、頻繁に除雪されないのが通例である。積雪の断熱効果を考慮した凍結深の数値計算結果と、積雪深 20 cm をしきい値とする凍結指数(20 年第 2 位)のとの関係から、凍結指数に基づく凍結深の推定式を求めた。そして道内 34 地点の凍結指数に基づき、管水路凍結深の暫定基準図を作成した。

・フルーム水路

自然積雪を考慮して凍結深の数値計算(2 次元)を行い、透水性断熱材の厚さに基づく凍結深の相違を明らかにした。なお、最近 20 ヶ年における凍結深度第 2 位の年を 1/10 確率相当年とした。水路両岸の凍結深分布は断熱材のある／なしで大きく異なるが、断熱材の厚さによる差異は小さく、厚さ 5 cm の断熱材を想定して求めたたわみ量は、水路の破壊に至らないことがわかった。そこで道内全域について、断熱材厚 5 cm を暫定基準とした。

・農道

最近 20 冬季の凍結指数を算定し、道内 34 地点について凍結指数の 10 年確率値 F を求め、凍結深度を $c\sqrt{F} \times 70\%$ とした(ここに c は、凍結指数に応じた係数)。現行基準の置換深度分布図と比較すると、凍結深は道央から道北にかけて 10~20 cm 程度大きく、逆に道南では 10 cm 程度小さくなっていることがわかった。しかし現行基準の置換深度分布図は、これまでの経験を踏まえて決定されている一方、本報告で求めた凍結深分布図(試算)は、凍結指数から機械的に算出した凍結深に基づいている。そのため基準の改訂は、現行基準が確定するに至った背景を熟考し、慎重な議論を踏まえて行う必要がある。

今回の報告で求めた管水路凍結深の暫定基準図は、道内 34 ヶ所の気象官署で得られた気象データに基づく。そのため暫定基準の精度を向上させるためには、さらに多くの地点について凍結指数の算定、並びに凍結深の推定を行うことが望まれる。フルーム水路に関しては、断熱工法を施工した地点における凍結深の測定、水路側壁のひずみ計測といった実測データを蓄積し、断熱材厚の基準値を検証することが不可欠であると考えられる。農道に関しては、付近の気温、路上の積雪深と凍結深の関係を明らかにすることが置換深度の基準改訂に重要であると言える。

文 献

- 浦上晃一、佐藤 守(1985)：低温な地下水を用いた道路融雪の実験、温泉工学会誌、19、41-62.
- 近藤純正、中村 亘、山崎 剛(1991)：日射量および下向き大気放射量の推定、天気、38、41-48.
- 札幌管区気象台(1992)：1991年版 北海道の気候、(財)日本気象協会北海道本部、pp359.
- Sally A. S. and R. B. Susan (1997)：Moisture migration during freeze and thaw of unsaturated soils, Modeling and large scale experiments, Cold regions Science and Technology, 25, 33-45.
- 社団法人 日本道路協会(1992)：アスファルト舗装要綱、丸善株式会社出版事業部、pp324.
- 土質工学会編(1994)：土の凍結—その理論と実際—(第1回改訂版)、社団法人 土質工学会、pp310.
- 北海道開発局 農業水産部農業設計課(1982)：農道計画設計技術指針 検討資料.

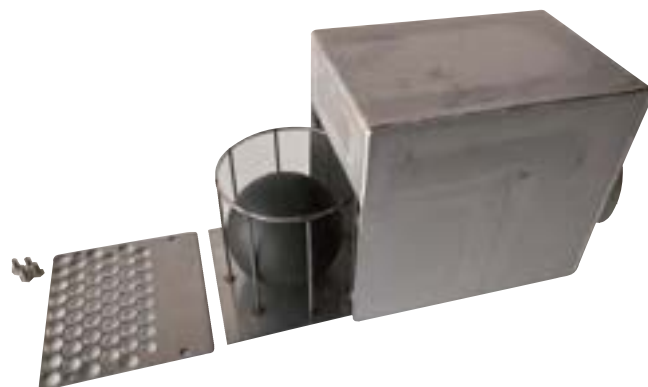
【引用】 サイドドレーナー技術資料

(株) トーテツ

サイドドレイナー

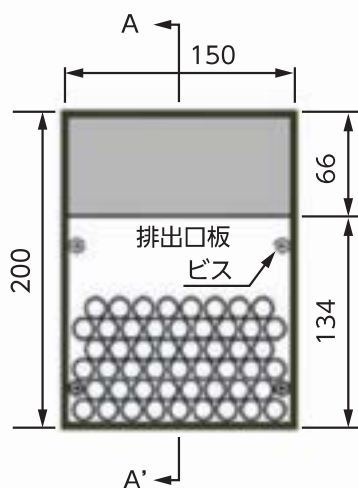
特徴

- 弁球は浮力の原理と支点を持たない柔軟かつ敏感に作動する設計
- 弁球の交換や内部清掃が可能
- 紫外線の影響を受けにくい、弁球を露出させない構造
- 排水量が大きく、多数設置する必要がない
(設置間隔の目安 20 ~ 100m)



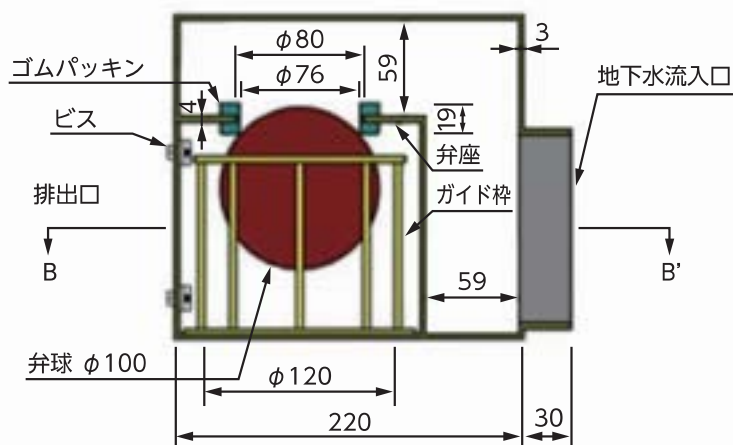
TM-100

構造

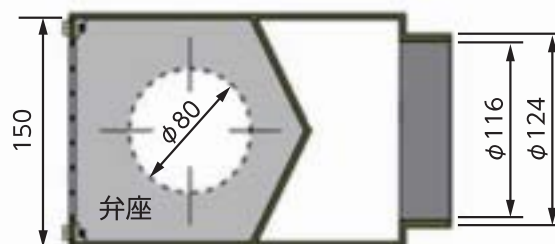


※排出口板を外し、ガイド枠
弁球を取り出すことで内部
の保守・点検が可能です。

A-A' 断面図

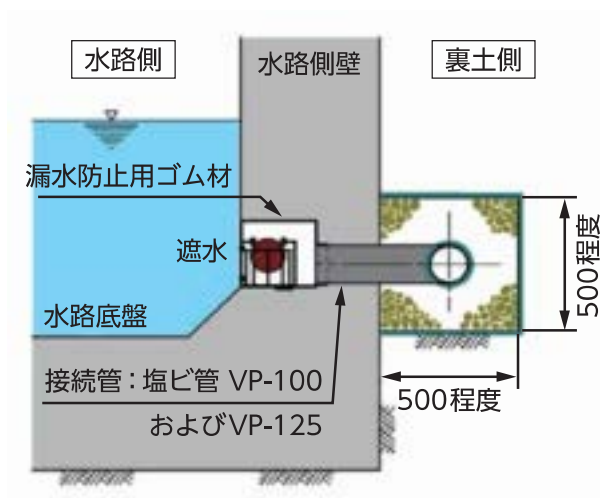


B-B' 断面図



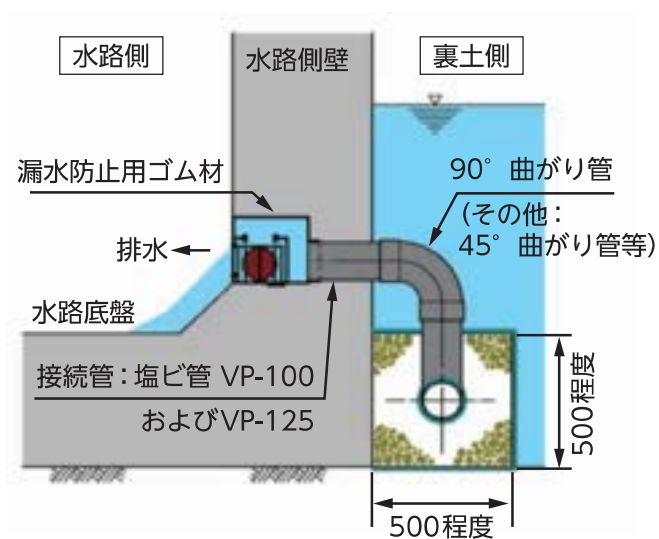
施工例1

下図は、遮水状態を示しています。



施工例2

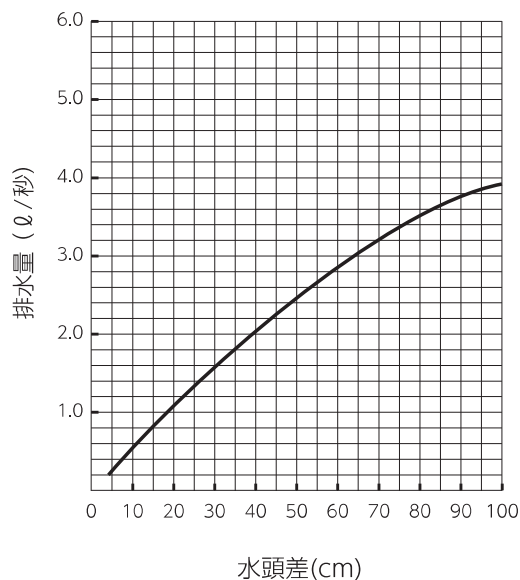
下図は、排水状態を示しています。



仕様

本体材質	ステンレス	
弁球	寸法	φ100mm
	材質	NBRゴム+フェノール樹脂発泡体
パッキン材質	合成ゴム	
排水量	水頭差0.5mで2.5ℓ/秒	

水頭差と排水量の関係



【引用】 アンダードレーナー技術資料

(株) トーテツ

アンダードレイナー

YS-100 / YS-150 / F-100 後付型：P-100 / P-100S

特徴

- 排水量が大
- 水頭差 20mm で作動開始
- 現場敷設後に、天蓋を取り外すことによって、内部の掃除や弁体の補修・交換が可能 (YS-100 はメンテナンス不可)
- 耐蝕性に優れた材質を使用しているため耐久性は抜群

構造・仕様

F-100



■使用区分

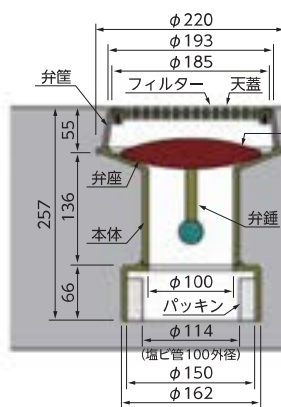
F-100型は底盤に完全同面(フラット)に敷設可能にしたものです。

■材質

天蓋……………ポリエチレン
 フィルター……不織布
 弁筐……………アルミ合金
 本体・弁座……ABS樹脂
 弁体……………合成ゴム
 弁錘……………アルミ合金

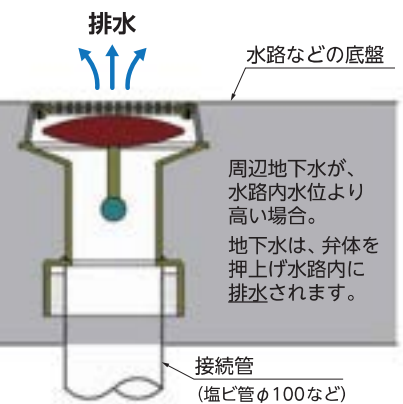
接続管
 (φ100パイプ)

遮水状態



水路内の水位が、
 周辺地下水より
 高い場合。
 弁体が弁座に
 密着して、
 水路内の水は
 遮水されます。

排水状態



周辺地下水が、
 水路内水位より
 高い場合。
 地下水は、弁体
 を押し上げ水路内に
 排水されます。

YS-100



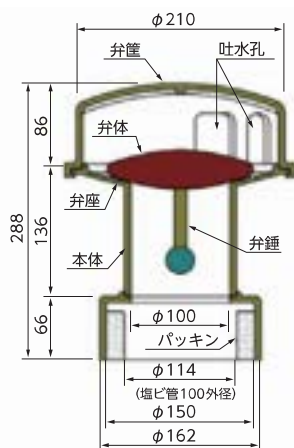
■使用区分

標準タイプのアンダードレイナーです。通常の開水路、調整池等でご使用下さい。※弁筐がプラスチック

■材質

弁筐……………ABS樹脂
 本体・弁座……ABS樹脂
 弁体……………合成ゴム
 弁錘……………アルミ合金

接続管(φ100パイプ)



YS-150



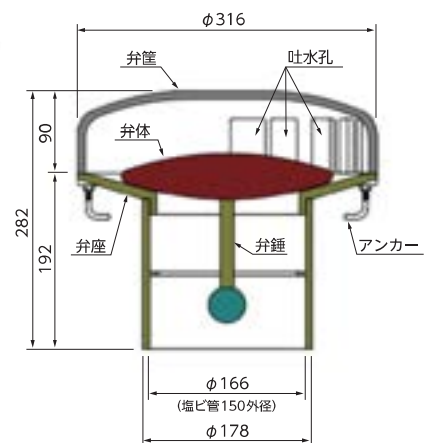
■使用区分

排水量が極めて大きく、特に大型の水路や調整池、ダム等に向いています。

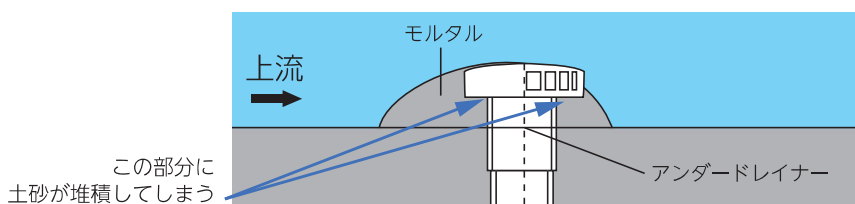
■材質

弁筐……………アルミ合金
 本体・弁座……ABS樹脂
 弁体……………合成ゴム
 弁錘……………アルミ合金

接続管(φ150パイプ)



YS-100/YS-150 施工図



上流から流れてくる土砂がアンダードレイナーの弁座下部に堆積しないよう、左図のように施工してください。

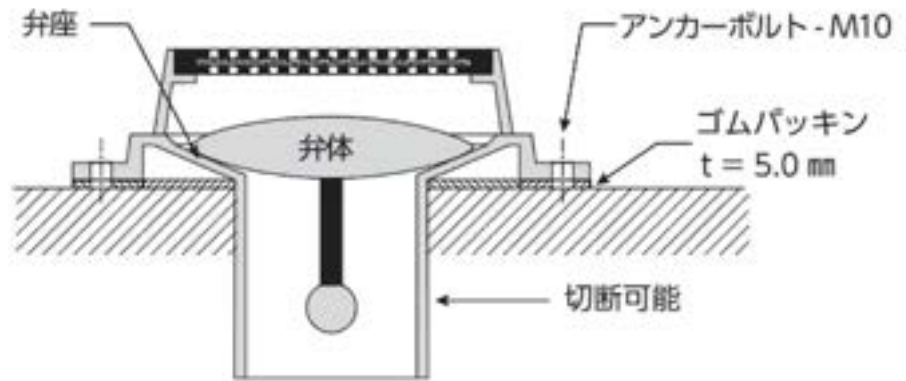
後付型 P-100 / P-100S



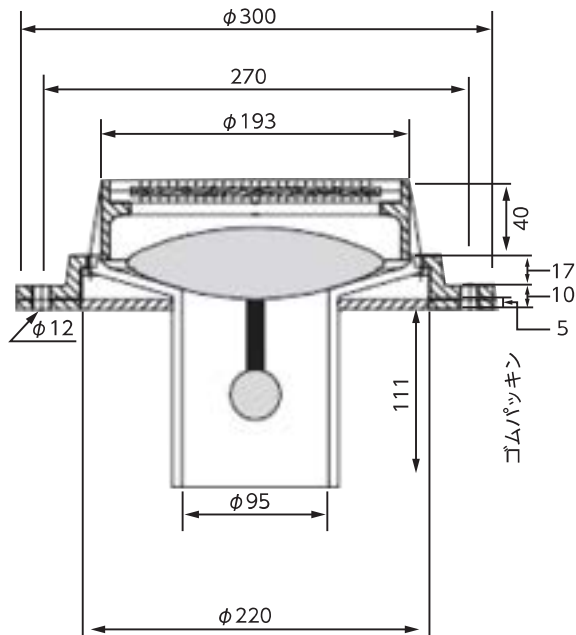
P-100



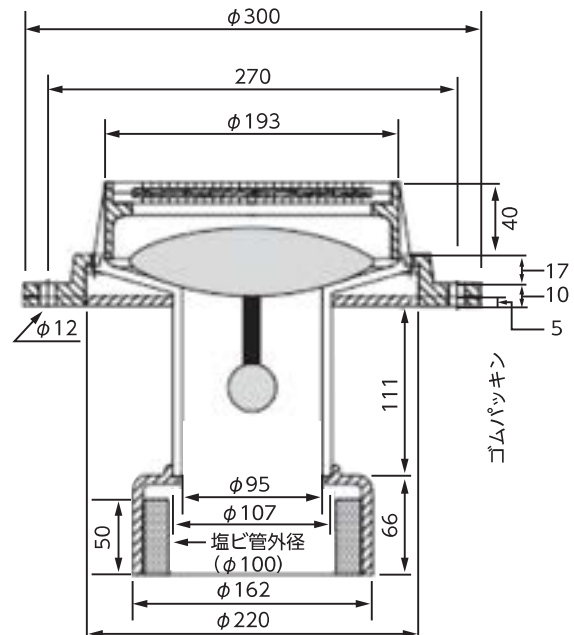
P-100S



寸法図



P-100



P-100S

施工方法

①水路底盤に弁座が残っている場合

弁座が残っている場合は、新規に取付ける底面を平滑になるように仕上げ処理してください。弁体を入れ、P-100の弁座を外し、ゴムパッキンとアルミ合金頭部をアンカーボルトで固定します(図-1)。

②水路底盤に弁座が無く、立ち上がり管がある場合

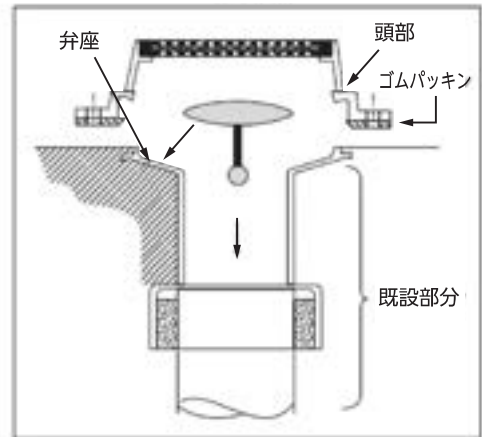
水路底盤内部を研り、P-100Sを立ち上がり管に差し込み、ゴムパッキンをセットして、アンダー本体をアンカーボルトで固定します(図-2)。

③水路底盤にコンクリート穴のみの場合

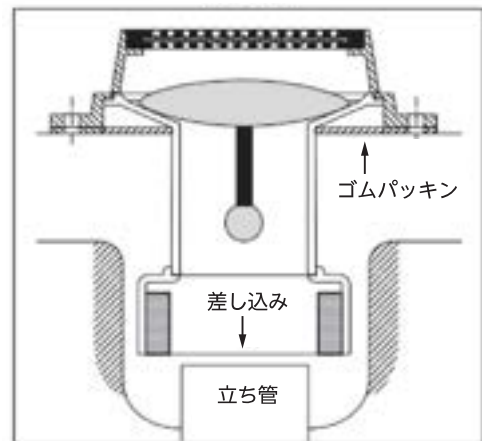
新規取付け部を平滑になるように仕上げ処理してください。ゴムパッキンを敷き、P-100を取付けアンカーボルトで固定します(図-3)。

※アンカーボルトは別途になります。

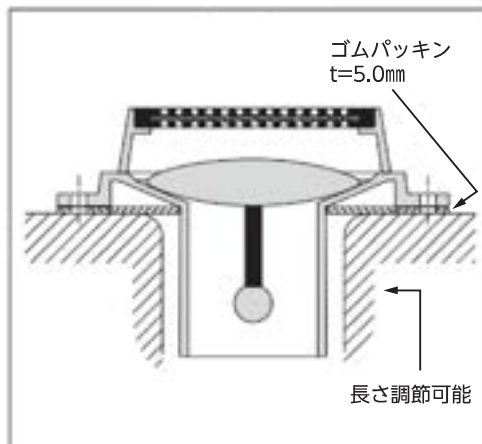
(図-1)



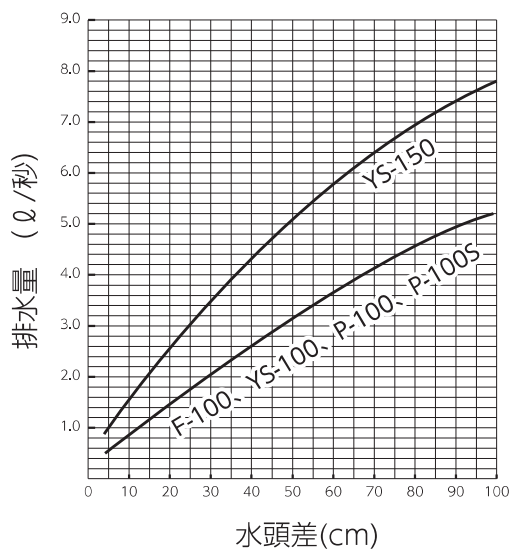
(図-2)



(図-3)



水頭差と排水量の関係



【引用文献】 農業用開水路における
目地等の補修工法の適用性評価

北海道開発局札幌開発建設部

農業用開水路における目地等の補修工法の適用性評価 — 供用5年経過後のモニタリング結果 —

札幌開発建設部 農業整備課 ○古城 知和
五十嵐壽晃
岡下 敏明

農業用開水路（現場打ちRCフルーム）の構造機能の維持には、躯体そのものの耐久性能の確保のほか、開水路の構造機能を構成する各種対策工法（コンクリートの温度伸縮、沈下、地表水処理、背面水処理、背面土凍上等）が長期にわたり機能的であることが重要である。本報告では、これらを確保するための構成要素のうち、躯体の既設利用を前提とした複数の目地補修工法および追設背面水処理工法（ウィーブホール）について、長沼幹線用水路において実施した試験施工（H22年3月）の供用5年経過後の変状状況に基づき、各工法の適用性について報告する。

キーワード：長寿命化，既設利用，目地工法，ウィーブホール，維持・管理

1. はじめに

農業用開水路では、コンクリートの温度変化に起因した伸縮量に対して、ひび割れの発生や過大応力の上昇を制限するため、所定の間隔に横断継目を設置する。そこには、高い止水性、伸縮追従性を備えた目地補修工法が求められる。また、地中構造物となることが多いため、降雨時や融雪時に側壁背面に浸入した地表水が滞水した場合には、水路の浮上事故を招く。この対策には、背面水の停滞を防ぐとともに速やかに水路外または水路内に排除するための背面水処理工法が求められる。

いずれの工法も新設または全面改築の場合には、設計基準や指針等の整備により技術的な運用が可能となっているが、補修・補強対策などの躯体を既設利用とした“あと施工”の場合は、有効な工法が明確ではない。

このため、平成22年度に長沼幹線用水路（図-1）において目地補修6工法、背面水処理（ウィーブホール）6工法の試験施工を実施した。本報告は、供用5年経過後の変状状況に基づき各工法の適用性について報告する。



図-1 試験施工位置図

2. 試験施工の内容

(1) 目地補修工法

止水性、伸縮追従性、応力吸収（コンクリート破壊防止）、揚圧力対応（0.02Mpa）、低温時（5℃）の施工能力、経済性に着目し、以下に示した6工法を実施した。

- a) ハイドロタイトRSS工法
- b) PPSライニング工法
- c) AS-900工法
- d) HSPU型目地工法
- e) SRジョイント工法
- f) 応力機能目地工法

試験施工を行った長沼幹線用水路は、国営かんがい排水事業道央地区により昭和62年に造成された現場打ちRCフルーム型水路（B=5.60m×H=2.50m）である。

各工法は、横断継目の全周（左右岸側壁および底版のΣL=10.6m）を各2箇所について施工した。

(2) 背面水処理工法

流出性能、逆流防止機能、維持管理性、あと施工の可否、弁タイプとフィルター材の組み合わせから、以下に示した6工法を実施した。各工法は、ハンチ上15cmの位置に3m間隔で左右岸に各3孔を施工した。

- a) 二重管式ウィーブホール
- b) KMV I型ウィーブホール（打ち込み用）
- b) KMV型ウィーブホール+KMOフィルター
- c) 浮子弁式ウィーブホール
- c) 浮子弁式ウィーブホール+TMフィルター
- d) 背面排水機能回復ドレーン工法

3. 目地補修工法の適用性評価

(1) ハイドロタイトRSS工法

a) 工法概要 (図-2)

水膨張機能およびゴム弾性と中空部による伸縮機能を備えた止水材を目地部に差し込み、伸縮追従性と低温硬化性に優れた弾性シーリング材 (ポリサルファイド系) を充填するものであり、二重の止水性能を持つ。止水材は、体積膨張率が400%の高膨張タイプである。その膨張特性を生かして目地幅に応じてサイズを決定する。

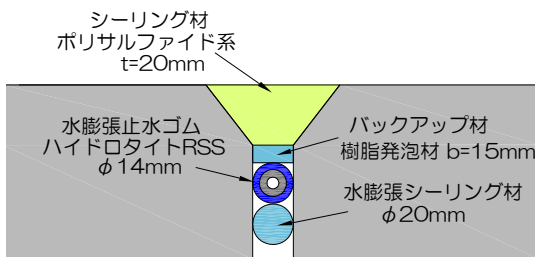


図-2 ハイドロタイトRSS工法

b) 変状状況

施工直後において、止水材の膨張挙動により底版の一部のシーリング材の膨れが確認された。(写真-1)その後、膨れの進行はなく安定した状態で経過したが、5年目にこの膨れが破れ漏水がみられた。破損したシーリング材を切断し、内部の状態を確認したところ、目地間で止水材が上下左右方向に波打って隙間から漏水が生じ、止水性が確保されていなかった。(写真-2)



写真-1 シーリング材の膨れ状況 (施工直後)



写真-2 内部の水膨張材の状況

c) 変状要因と対応策

底版部の膨れは、水膨張による止水材の長年の伸びがハンチ部で拘束されたことに起因し、抜け出しが生じたものと推定される。

高膨張タイプの止水材では、断面方向の膨張量は予測

できたとしても延長方向が長い隅角形状の場合、その伸び量のコントロールが困難で、膨張量とのバランス確保が難しいものと推察する。

この対応策として、低膨張タイプの止水材を使用して延長方向の伸び量を抑制するとともに目地幅よりやや大きめのサイズを選定してはめ込むような製品が開発されている。

(2) PPSライニング工法

a) 工法概要 (図-3)

予め工場で強化繊維に光硬化型樹脂を含浸させたシート (Pre-Preg-Sheet) の両端部を2種類のプライマーにより貼付けた後、紫外線を照射して樹脂を硬化させることにより特殊なFRP (Fiber Reinforced Plastics) ライニングを成型するものである。中央部のコンクリートに接触しない部分のシートが伸縮 (10%) する。なお、シートの紫外線劣化予防のため、トップコートで被覆する。

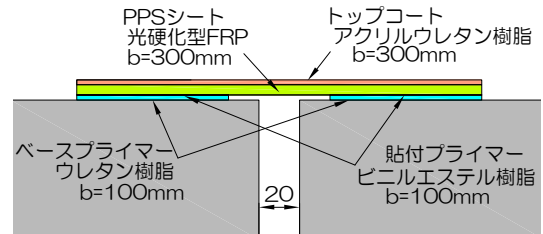


図-3 PPSライニング工法

b) 変状状況

全般的に変状はなく、トップコートの耐候性を含め目地機能は維持されていた。ただし、目地中央の伸縮部のシート重ね箇所において、表層に微細な亀裂がみられた。(写真-3) 内面調査の結果、亀裂はトップコート下のプライマーに発生していたが、シートまでは達しておらず止水性には問題がないことを確認した。(写真-4)

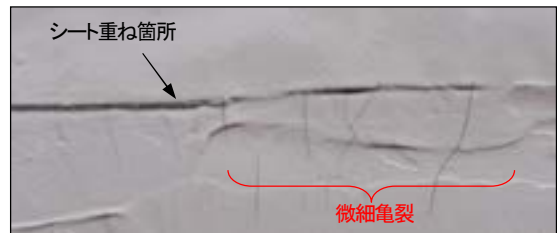


写真-3 シート重ね箇所の表層微細亀裂



写真-4 表層研磨後のシート表面

c) 変状要因と対応策

伸縮部の重ね箇所の亀裂要因は、シートの持つ伸縮性に対してプライマー硬度が追従できなかったことにある。ただし、本来プライマーは、目地両端の固定部のみで良く、重ね箇所ではシートそのものの接着強度が高いため、プライマーは不要である。また、その発生部位から亀裂が入ったことで機能を失するものではないため、問題なしと判断する。なお、強粘着なシートの取り扱いに際してプライマーの使用により施工性が向上する場合には、その使用量や端部仕上げの方法等に留意が必要である。

(3) AS-900工法

a) 工法概要 (図-4)

特殊変成シリコン樹脂による高い伸縮性とエポキシ樹脂の高い接着性を兼ね備えた弾性シーリング材を充填するものである。非常にシンプルな構造であり、施工性、経済性に最も優れる。

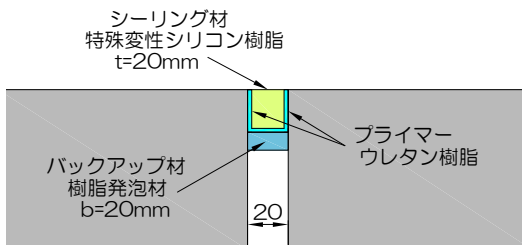


図-4 AS-900工法

b) 変状状況

目地の伸縮追従性が低下しほぼ全体的に剥がれが発生し、ハンチ部では漏水がみられた。(写真-5) 表面を研磨し確認した結果、この剥がれは全厚に及び既に止水性を失っていた。(写真-6) また、目地表面には、紫外線劣化と見られる亀甲模様の微細ひび割れがみられた。



写真-5 ハンチ部漏水



写真-6 表面研磨後

c) 変状要因と対応策

高い背面水圧に対抗するため、高モジュラス（原型を保つために抵抗しようとする引張応力：高→硬い）なものを選定した上、耐候性が不十分であったものと推定される。

変性シリコンの耐候性は、建築のシーリング用途でも実績があるので極端に弱い訳ではないが、土木用としては不十分であったと考えられる。これらの対応策として、現在では高い背面水圧への抵抗力を維持しながら伸縮追従性を備えた中モジュラスタイプで、かつ、耐候性に優れたウレタン樹脂を主成分とした改良品（クリークシーラーAS-920）が開発されている。

(4) HSPU型目地工法(全応力対応機能水路伸縮目地)

a) 工法概要 (図-5)

止水性、接着性、伸縮性に優れた特殊変性シリコンエポキシ樹脂によるシーリングと高強度のポリウレア被膜の複合被覆とすることにより、従来の水路方向の伸縮追従性に加え、水路の挙動（沈下、浮上、変位）にも対応可能なタイプとしたものである。ポリウレア被膜は、従来、吹付仕様であったが、緩硬化仕様として現場塗布を可能とした。なお、ポリウレアの紫外線劣化予防のため、トップコートで被覆する。

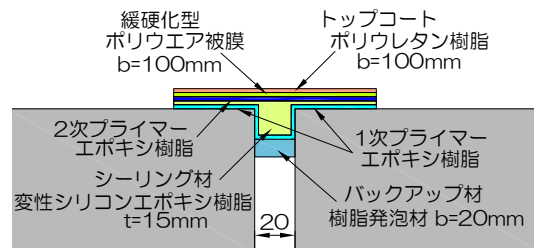


図-5 HSPU型目地工法

b) 変状状況

表層の縦方向に多くの微細な亀裂と継目に沿った大きな亀裂が発生していた。これらは年々増加していた。(写真-7) 内面状況を確認した結果、亀裂はポリウレア被膜に発生していたが、内部のシーリング材には至らず止水性には問題がないことを確認した。(写真-8)

ただし、ハンチ部では、破れ箇所からの漏水がみられた。(写真-9) 漏水経路の調査の結果、シーリング材と母材の一体性は確保されていたが、母材の劣化部（目地弱部）から滲み出しているものであることを確認した。(写真-10)

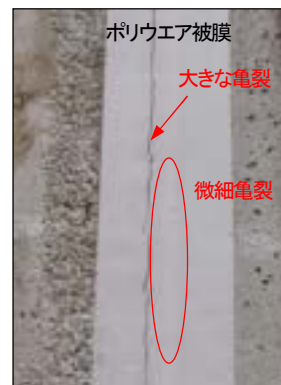


写真-7 表層の亀裂



写真-8 シーリング表面



写真-9 ハンチ部漏水

写真-10 シーリング表面

また、一部で大きな膨れを確認した。(写真-11) 内面調査の結果、既設水路の止水材である水膨張性止水ゴムの膨張による突出であることがわかった。(写真-12)

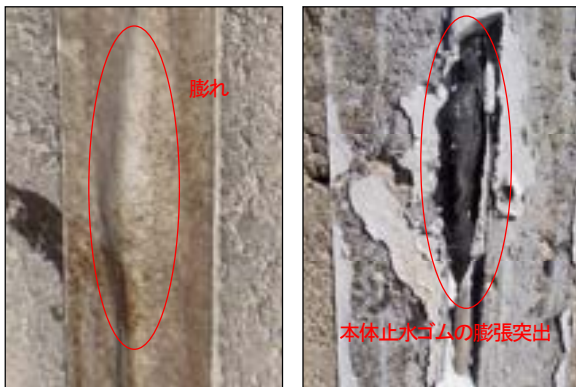


写真-11 表層の膨れ

写真-12 止水ゴムの突出

c) 変状要因と対応策

シーリング材保護のための高強度被膜が先に亀裂しており、目地挙動による作用力に対して現膜厚(1mm)では強度が不十分だったものと推定している。この対応として、強度増加のための増厚などを要する。

漏水と膨れに関しては、既設水路側に要因があったが、教訓にすべき重要な事象である。元来、目地付近のコンクリートの強度は弱い。特に既設水路の場合には、応力作用と凍害劣化により更に脆い。このため、目地補修の事前に必要な母材強度の有無を確認すべきである。また、既設の止水材の特徴(伸縮性能、膨張率、施工位置等)を把握し、必要に応じて止水材の交換も検討すべきである。このことは調査設計段階から配慮すべき事案であり、他工法の場合も同様である。

(5) SRジョイント工法

a) 工法概要(図-6)

フレキシブルな特殊止水シートを用いて浮かし張りを行うもので、水路の全方向の挙動に追従可能な万能タイプである。シートは、伸縮性、耐候性、耐摩耗性に優れたクロロスルホン化ポリエチレンゴム(CSM)製で両端をエポキシ樹脂により接着固定する。

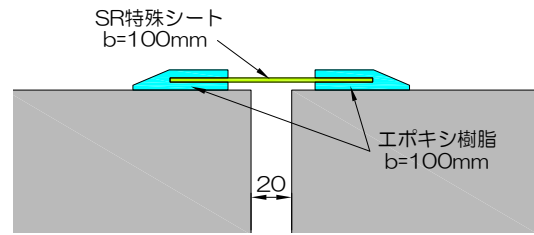


図-6 SRジョイント工法

b) 変状状況

揚圧力の作用により底版のシートが膨れ、これを固定するエポキシ樹脂が破損した。シートの接着部には、当初から穴が開いておりそれをエポキシ樹脂で固めることによって一体性を図る狙いがあったが、樹脂の破損によりその穴あき部が弱点となり、樹脂破損部と合わせて漏水がみられた。(写真-13) また、ハンチ部でも漏水がみられた。(写真-14) 内部調査の結果、底版と側壁のシートの重ね部分の一体化が図れていなかった。(写真-15)



写真-13 底版部の漏水



写真-14 ハンチ部漏水

写真-15 シート重ね部

c) 変状要因と対応策

本現場の作用揚圧力(最大0.02Mpa)に対して、シート厚(1mm)、エポキシ樹脂厚(2mm)では、強度が不足していた。ハンチ部は、シートの重ね部分をエポキシ樹脂で封止したが、樹脂の破損により隙間ができた。

この対応として、全般的に強度の増加を図る必要がある。現在では改良品が開発され、シートの材質をポリ塩化ビニール(PVC)に変更し、増厚(2mm)している。また、穴あきシートは廃止して接着性を高めた専用エポキシ樹脂に変更し、増厚(10mm)している。シートの重ね部分は溶着(熱または溶剤)方式としている。

(6) 応力機能目地工法

a) 工法概要 (図-7)

耐久性に優れる高弾性のEPDM（エチレンプロピレンゴム）を特殊エポキシ樹脂を塗布して差し込むものである。目地本体は、適切な空隙量を有する中空リム構造であり、その断面形状から目地表面が圧縮状態に維持され引張応力が発生しないことが確認されている。このため、ゴムの劣化進行が抑制され、耐久性が非常に高い。工場製品なので品質の信頼性が高く施工性にも優れる。

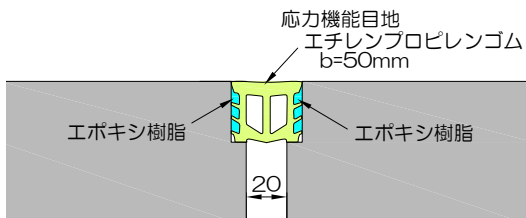


図-7 応力機能目地工法

b) 変状状況

一般的に変状はなく、目地機能は維持されていた。ただし、エポキシ樹脂の表面に亀裂が確認された。(写真-16) この亀裂の研磨確認の結果、内面には変状が確認されず、止水性には問題がないことを確認した。(写真-17)



写真-16 樹脂の亀裂



写真-17 表面研磨後

c) 変状要因と対応策

亀裂は、躯体側の端部仕上げに際してEPDM表面に薄く被った部分である。仕上げ方法の課題はあるものの目地本体の性能には直接関係しないため、全く問題ない。

4. 背面水処理工法の適用性評価

(1) 二重管式ウィープホール

a) 工法概要 (図-8)

外筒管（φ60）と内挿管（φ44）の二重管構造とすることで、目詰まり時の洗浄あるいは交換を容易としている。また、外筒管に亜鉛メッキ鋼管を使用していることで、背面土重によるフィルター部の脱落や圧潰を回避する。弁体は薄い円鋼板による蓋式である。

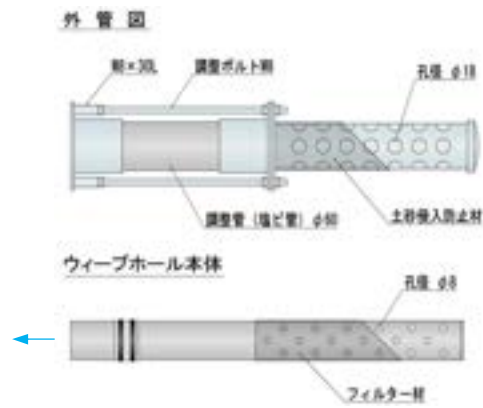


図-8 二重管式ウィープホール

b) 排水機能

流出量は、背面水の供給量、製品サイズ、フィルター材の透水性、背面土の状況等により異なるため、ここでは流出の有無を評価した。本工法は、経年とともに流出の未確認箇所が増加している。(写真-18) 流出を妨げた要因には、内挿管内の土砂堆積およびフィルターの目詰まりが考えられるが、内挿管内の土砂堆積について、これまでの調査では堆積量が様々であり、わずかなシルトの堆積しか認められない箇所もあった。(写真-19) 一方、フィルター部はシルト分が全体を覆い目詰まりを引き起こしていた。(写真-20) これは、内挿管のフィルターの材質が不織布で非常に目が細かいため、流水とともに排出されるべき土粒子径までもがキャッチされるためと考えられる。このことから、地山土粒子が細かなシルトや粘性土の場合では、フィルター目幅の変更などの工夫を要する。

c) 維持管理方法

内挿管を専用金具、バール、ハンマーを用いて引き抜き、水洗い洗浄する。(写真-21) 引抜きには、相当な力を要する。外筒管と内挿管の間に土砂が噛んだ場合は、抜けなくなることがある。このため、外筒管の内面洗浄も必要となる。この場合、径が小さいうえにシルト分の完全排除が求められるので洗浄方法等に工夫を要する。



写真-18 流出未確認



写真-19 内挿管内状況



写真-20 内挿管の状態



写真-21 内挿管引抜き

(2) KMV型ウィーブホール

a) 工法概要 (図-9)

極めてシンプルな構造である。円筒材料は、特性リブ付塩化ビニール管またはVPを使用しているので十分な強度をもつ。弁体は、耐候性に優れた特殊合成ゴムを使用しており、中央部で支持している。



図-9 KMV型ウィーブホール

b) 排水機能

フィルターの違いに関わらず流出は良好であり、現在もすべての箇所からの流出を確認している。(写真-21)

c) 維持管理方法

ゴム弁をめくり細い棒等を使えば堆積土砂を掻き出すことができる。しかし、何度も弁をめくりながら土砂を掻き出す作業は容易ではない。また、弁は中央の1カ所のビス留めであり、大きくめくると破断する恐れがあるため、メンテナンスの困難さが想定される。(写真-22)



写真-21 流出状況



写真-22 内面清掃方法

弁きよの取り外しは、フック付き金具で軽く衝撃を与えると容易に引き抜きが可能であり、破損時の交換も可能である。(写真-25) $\phi 75\text{mm}$ 以上のサイズであれば素手で容易に堆積土砂を掻き出すことが可能である。

なお、プラスチック等で背面に突き出たフィルターは、打込み時の潰れや土重により変形することがあり、目詰まりの要因となる可能性がある。(写真-26) 本現場では、堆砂量や流出量に差は認められなかったため、目皿方式で十分と判断する。このことは、他工法も同様である。



写真-23 流出状況



写真-24 堆砂状況

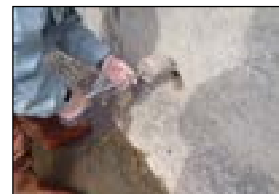


写真-25 取り外し方法

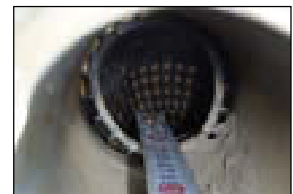


写真-26 フィルター変形

5. おわりに

今回の試験施工では、各工法の優劣を比較するものではなく、各工法の課題や改良点を探ることを目的としていたが、設計コンセプト通りの機能を発揮したものや再考の余地が残るものなど、5年に渡るモニタリング調査を通じて貴重な情報を得たものと考えている。

目地補修工法においては、継目に作用する応力（温度伸収縮，土圧，外水圧等）に対して強度で抵抗する方法やフレキシブルに応力吸収する方法，あるいは両者の複合タイプを試行したが、強度に依存した部位では明らかな変状がみられた。また、用水路部材端部の母材強度がもたらす影響が非常に大きく、優れた目地工法的前提には母材が健全であることを再認識する必要がある。

背面水処理工法では、背面水の移動に伴い必ず土砂が掃流されるため、目詰まりの発生が回避できない。排水機能の維持のためには、定期的な管内洗浄の容易さが最も重要となる。その作業は、例えば、作業者が水路内で簡単な器具のみを持って歩行し容易に素手で排除するなど、無理がなく経済的な維持管理計画が立てられ、管理者の承諾が得られるものを選定しなければならない。

試験施工から現在に至るこのわずか5年の間においても、機能の安定性，持続性，さらには維持管理性，補修の容易性を求め、次々と改良品あるいは新しい製品の開発が日進月歩で進められている。このような中で、今回の取り組みによって各種課題が具体化されたことで、より適切な技術進化が期待できるものと考えている。

(3) 浮子弁式ウィーブホール(背面排水回復機能)レーン工法)

a) 工法概要 (図-10)

水路内水位と背面水位の関係によって独特な形状をした弁体（ニトリルゴム+フェノール樹脂発泡体）が浮上，落下することで止水・排水を行う。弁きよ，ケース，目皿はABS樹脂製，接続管はVPを使用している。

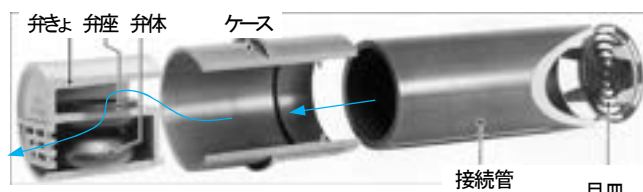


図-10 浮子弁式ウィーブホール

b) 排水機能

フィルターの違いに関わらず流出は良好であり、現在もすべての箇所からの流出を確認している。(写真-23)

c) 維持管理方法

弁きよの構造上、管径の半分までの堆砂は避けられない。(写真-24) このため、定期的な土砂排除を要する。

【引用文献】 泥炭性軟弱地帯の地域用水における
パイプライン設計運用（案）

北海道開発局札幌開発建設部

泥炭性軟弱地帯の地域用水における
パイプライン設計運用
(案)

平成 16 年 6 月

北海道開発局札幌開発建設部

泥炭性軟弱地域の地域用水におけるパイプライン設計運用（案）

【 運用策定の趣旨 】

本運用は、国営事業で造成する泥炭性軟弱地域（特に泥炭地土壌）における用水管路について、事業コストの縮減が可能となる経済的な設計・施工のため、地盤特性を反映した設計諸元などの整理を行い、パイプラインの設計運用として策定したものである。

これまでの国営事業における泥炭性軟弱地域のパイプラインでは、軽量の強化プラスチック複合管を用いて不等沈下を抑制することを基本として、種々の基礎工法を採用してきた。基礎工法には、砂等の購入土による置換工法や現地発生土にセメント系固化材を添加した改良土工法が採用され、最近では、管体を直接泥炭に敷設する直接基礎工法も採用されている。これらは、地区や地域によって採用工法が異なり、可能な限り工法の統一が望まれているところである。また、軟弱地盤等におけるパイプラインの設計定数は、『土地改良事業計画設計基準』（以下「設計基準」と記す）における設計数値等に適用項目がないこともあり、安全性等を考慮した数値の採用により経済性で不利な設計となっている場合も見受けられた。

これらのことから、「設計基準」に定められた事項に加え、地域地盤の特性や近傍地区の現地試験結果およびコスト縮減等の事項について検討し、泥炭性軟弱地域におけるパイプライン設計の統一的な考え方を整理したものである。

なお、この運用は、今後の施工状況や施工後の課題等に合わせてその都度加除・改訂を行うことを前提としている。

【 適用範囲 】

この運用は、北海道開発局札幌開発建設部が建設する用水路のうち、泥炭性軟弱地域におけるパイプラインの設計・施工に適用する。

適用範囲は、管径φ1500mm以下の既製管を埋設して造成する管水路とする。

〔 解 説 〕

本運用は、国営事業で造成する泥炭性軟弱地域におけるパイプラインのうち、泥炭などの締固め管理に適さない土質をそのまま埋め戻す場合に適用する。ただし、管体のたわみを抑制するために、埋戻土の密度管理を必要としその反力を期待する場合には適用しない。

対象規模は、今年度から本格的に整備を始める国営農業用水再編対策事業（地域用水機能増進型）によるパイプライン規模や末端区間における水理的・水路機能的安定性、立地条件や維持管理の容易性などの条件を勘案してφ200～φ1500mmの範囲の適用を可能とする。

この範囲を超える大口径管の使用に際しては、地域の地盤特性を考慮の上、水理特性、施設の重要度および不特定要因などを加味し、所定の安全率を最小限で確保することで問題がないと判断できる場合に適用してよい。

泥炭性軟弱地域の地域用水におけるパイプラインの設計運用（案）
目 次

1. 構造設計	1
1-1 縦横断面形状	1
(1) 掘削勾配	1
(2) 最小埋設深	1
(3) 基礎型式	3
(4) ジオグリッドの設計	6
1-2 設計定数および物性値	7
(1) 埋戻し土の単位体積重量	7
(2) 設計定数	7
(3) 上載荷重	9
(4) 管種選定	10
1-3 付帯施設	11
(1) スラスト対策	11
(2) 道路および河川横断施設	11
2. 施工管理	13
2-1 事前調査	13
2-2 掘削管理	14
2-3 管の布設管理	15
2-4 埋戻し管理	16

1. 構造設計

1-1 縦横断面形状

(1) 掘削勾配

- 1) 掘削深さが 2m 以下の場合は 1:0.3 とすること
- 2) 掘削深さが 2m を超える場合は 1:0.5 とすること

「設計基準」 p441 の標準掘削勾配（表-1.1）によれば、泥炭は“ゆるんだ地山”に相当し、1:1.0 が適用される。地区事例では、円弧すべりの安定計算により個別に決定する例や、開放期間を極力短縮することにより掘削深さにかかわらず 1:0.3 としている例もある。

表-1.1 標準掘削勾配

法面高 地質	2m未満	2m以上5m未満	5m以上
岩又は堅い粘土	0 ~ 0.1	0 ~ 0.3	0.3 ~
粘性土	0 ~ 0.3	0.2 ~ 0.5	0.6 ~
シルト	0.2 ~ 0.4	0.3 ~ 0.6	1.0 ~
砂質土	0.4 ~ 0.6	0.5 ~ 1.2	1.2 ~
砂	1.5	1.5 ~	
礫及び礫質土	0.3 ~ 0.8	0.6 ~ 1.5	
ゆるんだ地山	1.0		

これまでの施工例を見ると、円弧すべりで崩壊するのは稀であり、地質が砂等の互層で地下水の移動が原因で変形することが多い。

以上から、開放期間の短縮により安全性が確保されることを前提に設計基準の『シルトの平均値』を採用する。ただし、施工時には部分的な変状が想定されるため、工事使用地を表-1.1の標準掘削勾配 1:1.0 に相当する分を確保しておき、その区間の掘削勾配を緩くする等の措置を取れるようにすること。また、工事用道路の設置位置は、掘削床から 45° の荷重影響線を考慮して決定すること。

(2) 最小埋設深

- 1) 地表面の土地利用状況に応じて表-1.2 を基本とすること
- 2) 浮上対策が必要な場合は、浮上防止シート（ジオグリッド）を布設すること

1) について

地表面の土地利用状況に応じて表-1.2 を採用し、なるべく浅くなるように縦断形状を決定すること。ほ場下の場合で暗渠機能あるいは営農に影響が無く畦畔を設置する場合は、ほ場面から最小土被りの 60cm を確保し、覆土を 40cm として浅くすること。

表-1.2 管路の最小埋設深

	必要埋設深	管頂保護厚	埋設深合計	備考
管体の保護	0.60		0.60	基準最小値
凍上・凍結の問題	「管水路凍結深基準図」H11.6による当該地域の凍結深以上とすること			
公道下	1.20		1.20	基準値
耕作道下	1.00		1.00	〃
営農に対する管体保護	0.60	0.60	1.20	心土破砕機の平均的な値
暗渠施設の機能確保	—	—	1.20	吸水渠埋設深H=50~120cm程度

ただし、営農形態の変化とともに畦畔が消失することも十分に考えられるため、浮上の検討に際しては、覆土なしの条件とすること。

小排水路の横断などの凹凸線形を決定する際には、今後の用水路の部分補修や更新時に地元の維持管理が容易となるように配慮すること。

2) について

① 浮上防止シートの有無の判断

表-1.2 の最小埋設深により決定した縦断形状において、その埋設深と管径および区間に応じて表-1.3 から浮上防止シートの有無を判断すること。

表-1.3 シートの有無による必要土被り

浮上防止シートなし				浮上防止シートあり			
管径 (mm)	土被 (m)	管径 (mm)	土被 (m)	管径 (mm)	土被 (m)	管径 (mm)	土被 (m)
200	0.8	700	2.7	200	0.6	700	0.7
250	1.0	800	3.1	250	0.6	800	0.8
300	1.2	900	3.5	300	0.6	900	1.0
350	1.4	1000	3.9	350	0.6	1000	1.1
400	1.6	1100	4.2	400	0.6	1100	1.3
450	1.7	1200	4.6	450	0.6	1200	1.3
500	1.9	1350	5.2	500	0.6	1350	1.5
600	2.3	1500	5.8	600	0.6	1500	1.8

② 浮上防止シートの布設範囲

図-1.1 のとおり、施工性を重視して管中心から管頂までの法面部に布設することとし管頂水平部は設けない。これまでは、管頂水平部にも布設し管周りの土を包む形状としていた。これは、埋戻土が一体となって抵抗するためとされていたが、H12年度に篠津中央地区で実施した試験工事では、管頂水平部の有無による管体の挙動に差がなく、必要性が薄いと判断されている。

シートの布設により期待する土塊重量は、図-1.1 の斜線部とすること。盛土がある場合や左右岸に排水路がある場合は、地下水位の想定ラインを下げることも考えられるが、融雪期等は盛土が湿潤状態で経過するとは考え難いので、上載土の単位重量はあくまでも水中土として扱うこと。

なお、PE 管などの一体化された管材を使用する場合には、その全長の上載土重を抵抗力としてカウントしてよい。

浮上防止シートの必要強度は、(1)式 (図-1.2 参照) より算出し $\phi 1350\text{mm}$ までを **シート規格 6kN/m** とすること。なお、シートはストランド間隔の狭い方を横断方向に布設すること (ロール長さ方向で縦断的に布設する)。

$$2 \cdot T = F_s \cdot \text{浮力} - (\text{管自重} + W) \cdots (1)\text{式}$$

ここに T: 浮上防止シートの必要引張強度 (kN/m)

F_s : 浮上に対する安全率 (=1.2)

W: 有効土被り重量 (管外径 \times 土被厚 kN/m)

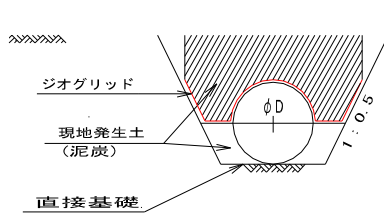


図-1.1 浮上防止シートの布設範囲

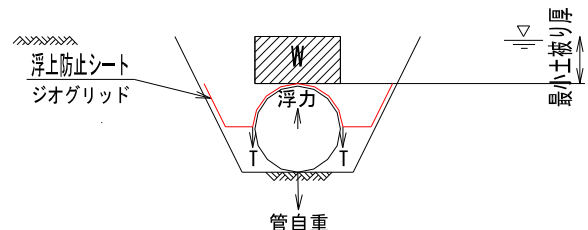


図-1.2 シート強度算定図

(3) 基礎処理

- 1) 直接基礎とし、不等沈下防止のため全線に沈下防止シートを布設すること
- 2) 既設杭のある区間は、掘削床から 60cm までの杭頭をカットすること

1) について

空知支庁の試験工事結果によれば、泥炭地盤において砂基礎を採用した場合、基礎に投入される砂等の置換材料が増加荷重の大半を占めるため、砂基礎自体が沈下を誘因されている。また、砂基礎の沈下量は、直接基礎に比べて 1.5～2.0 倍ほど大きくなること指摘されている。(表-1.4 参照)

表-1.4 沈下量の比較 (空知支庁)

管種・管径	無基礎	砂基礎
FRPM φ700	13.7cm	19.2cm
VU φ350	9.6cm	16.0cm

このことから、増加荷重の要因を除去し沈下を抑制するため、中樹林地区や空知支庁で実施されている“直接基礎”を採用する。ただし、軟弱層厚の違いや基礎面の地質の不均一さから発生する不等沈下や掘削床の破壊防止あるいは作業性の確保のため、沈下防止シートを布設することを原則とする。

沈下防止シートの規格は、『ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル～H12.2, p237』に示された地盤とジオテキスタイルが一体となった支持力式…(2)式により算定すること。

この式は、Terzaghi の支持力理論を基本として、図-1.3 に示す①ハンモック効果、②地盤隆起抑制効果、③根入れ効果、④引張力によるすべり抵抗効果、⑤荷重分散効果等を考慮したものである。

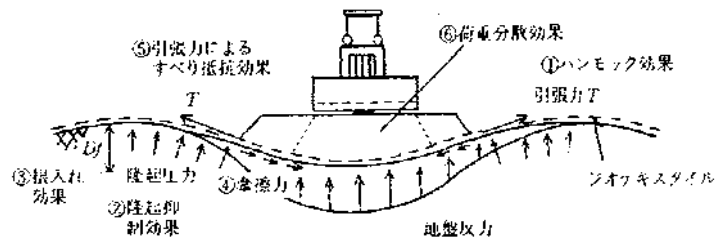


図-1.3 ジオテキスタイル敷設地盤の変形と応力

沈下防止シートの敷設の基本的な考え方を以下に示す。

- ・管の沈下は、埋戻し直後に全沈下量の 6～8 割が沈下する。これは、掘削による地盤のリバウンドのほかに、作業員の溝内歩行による基礎地盤の破壊が要因と推測される。このため、作業性の確保の観点からシートの最小規格を **SS1 (横方向 6kN/m)** とし、全線に敷設すること。
- ・可撓管やバルブ等の重量物を設置する地点では、縦断的に基礎地盤への作用荷重が異なるため不等沈下が起こる。一度変形した折れ点にはスラスト力や偏心荷重が作用し変形を増大させることがある。このため、作用荷重の異なる区間には必要な支持力に応じてシートを重ね合わせて敷設すること。
- ・表-1.5 に管径毎の極限支持力とシートの重ね合わせによる極限支持力を示す。また、表-1.6 に一般配管部、可撓管あるいはバルブとのジョイント部におけるシート規格の参考値を示す。

【表-1.6 の可撓管は鋼製、バルブは鋳鉄製で算出している。詳細設計においては、使用材質に応じて個別に検討すること】

$$q_d = \alpha \cdot c \cdot N_c + 2 \cdot T \cdot \sin \theta / B + T \cdot N_q / r + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \quad \dots(2)式$$

q_d : ジオテキスタイル布設地盤の極限支持力 (kN/m²)

α : 基礎地盤の形状係数	0.667
c : 粘着力	10.0 (kN/m ²) 平均 $q_c \times 1/2$
N_c : 支持力係数	5.3 (設計基準:水路工技術書p281)
N_q : 支持力係数	3.0 (設計基準:水路工技術書p281)
T : ジオテキスタイルの引張強さ	表-1.5参照 (kN/m: クリーブ限界強度により検討)
B : 載荷幅	表-1.5参照 (m: 掘削床幅)
θ : 図-1.5参照(試験値)	5 (°)
r : 図-1.5参照(試験値)	5 (m)
γ : 地盤の単位体積重量	10 (kN/m ³)
D_f : 図-1.5参照(試験値)	0.06 (m)

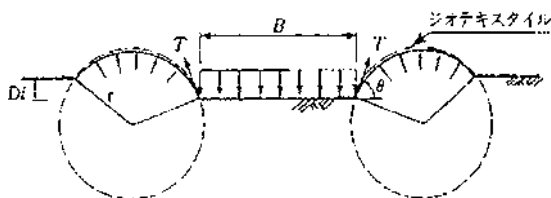


図-1.4 支持力算定式の概念図

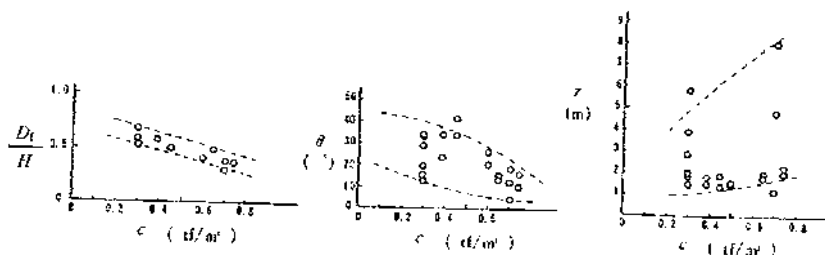


図-1.5 安定時の地盤の変形形状 (西林らによる)

表-1.5 管径毎の極限支持力とシートの重ね合わせによる極限支持力

管径	掘削幅 B(m)	重ね合わせによる極限支持力 (kN/m ²)										
		基本支持力	SS1	SS2	SS35	SR35	SR55	SR70	SR80	SR100	SR110	SR125
		6.0 kN/m	6.0 kN/m	9.1 kN/m	14.8 kN/m	21.6 kN/m	30.0 kN/m	36.0 kN/m	42.0 kN/m	54.0 kN/m	60.0 kN/m	67.0 kN/m
200	0.60	42.49	47.84	50.60	55.67	61.73	69.21	74.55	79.90	90.58	95.93	102.16
250	0.60	42.49	47.84	50.60	55.67	61.73	69.21	74.55	79.90	90.58	95.93	102.16
300	0.80	42.06	46.97	49.50	54.16	59.72	66.60	71.50	76.41	86.22	91.13	96.86
350	0.85	41.98	46.81	49.31	53.90	59.37	66.13	70.96	75.79	85.46	90.29	95.92
400	0.90	41.91	46.68	49.14	53.66	59.06	65.72	70.49	75.25	84.77	89.53	95.09
450	0.95	41.85	46.55	48.98	53.45	58.78	65.36	70.06	74.76	84.16	88.86	94.35
500	1.00	41.80	46.44	48.84	53.26	58.52	65.03	69.67	74.32	83.61	88.26	93.68
600	1.40	41.50	45.85	48.09	52.22	57.15	63.23	67.58	71.93	80.62	84.97	90.04
700	1.50	41.45	45.75	47.97	52.05	56.92	62.93	67.23	71.53	80.12	84.42	89.43
800	1.60	41.40	45.66	47.86	51.90	56.72	62.67	66.93	71.18	79.69	83.94	88.90
900	1.70	41.37	45.58	47.76	51.76	56.54	62.44	66.66	70.87	79.30	83.52	88.44
1000	1.80	41.33	45.51	47.67	51.65	56.38	62.24	66.42	70.60	78.96	83.14	88.02
1100	1.90	41.30	45.45	47.60	51.54	56.24	62.05	66.20	70.35	78.66	82.81	87.65
1200	2.20	41.23	45.30	47.41	51.28	55.90	61.60	65.68	69.75	77.90	81.98	86.73
1350	2.35	41.20	45.24	47.33	51.17	55.76	61.42	65.47	69.51	77.60	81.65	86.37
1500	2.50	41.17	45.19	47.26	51.08	55.64	61.26	65.28	69.30	77.33	81.35	86.04

表-1.6 一般配管部、可撓管あるいはバルブとのジョイント部におけるシート規格の参考値
1) 一般配管のジョイント部 ※横方向に布設すること

管径	直管(一般部)					シート安全率			
	管種	掘削幅 B(m)	m当り重量 (kN/m)	管内水重 (kN/m)	m ² 当り重量 q(kN/m ²)	シート規格 (横方向)	シート引張力 T(kN/m)	地盤支持力 qd(kN/m ²)	安全率 F(qd/q)
200	VU	0.60	0.064	0.308	1.86	SS1	6.0	42.49	22.84
250		0.60	0.097	0.481	2.31	SS1	6.0	42.49	18.39
300		0.80	0.135	0.693	2.76	SS1	6.0	42.06	15.24
350		0.85	0.174	0.943	3.19	SS1	6.0	41.98	13.16
400		0.90	0.224	1.232	3.64	SS1	6.0	41.91	11.51
450		0.95	0.281	1.559	4.09	SS1	6.0	41.85	10.23
500		1.00	0.344	1.924	4.54	SS1	6.0	41.80	9.21
600	FRPM	1.40	0.452	2.771	5.37	SS1	6.0	41.50	7.73
700		1.50	0.616	3.771	6.27	SS1	6.0	41.45	6.61
800		1.60	0.804	4.926	7.16	SS1	6.0	41.40	5.78
900		1.70	1.017	6.234	8.06	SS1	6.0	41.37	5.13
1000		1.80	1.256	7.697	8.95	SS1	6.0	41.33	4.62
1100		1.90	1.520	9.313	9.85	SS1	6.0	41.30	4.19
1200		2.20	1.809	11.084	10.74	SS1	6.0	41.23	3.84
1350		2.35	2.289	14.028	12.09	SS1	6.0	41.20	3.41
1500		2.50	2.826	17.318	13.43	SS1	6.0	41.17	3.07

2) 可撓管とのジョイント部 ※可撓管フランジから上下流1mずつ布設する

管径	可撓管(低圧用鋼製, 偏心量200)					シート安全率			
	掘削幅 B(m)	延長 L(m/本)	重量 (kN/本)	管内水重 (kN/m)	m ² 当り重量 q(kN/m ²)	シート規格 (横方向)	シート引張力 T(kN/m)	地盤支持力 qd(kN/m ²)	安全率 F(qd/q)
200	0.60	1.60	1.61	0.308	5.99	SS1	6.0	42.49	7.09
250	0.60	1.60	2.03	0.481	6.28	SS1	6.0	42.49	6.77
300	0.80	1.60	2.33	0.693	6.30	SS1	6.0	42.06	6.68
350	0.85	1.65	2.98	0.943	6.79	SS1	6.0	41.98	6.18
400	0.90	1.65	3.27	1.232	6.82	SS1	6.0	41.91	6.15
450	0.95	1.65	3.81	1.559	7.23	SS1	6.0	41.85	5.79
500	1.00	1.70	4.11	1.924	7.10	SS1	6.0	41.80	5.89
600	1.40	1.70	5.45	2.771	8.06	SS1	6.0	41.50	5.15
700	1.50	1.75	6.44	3.771	8.34	SS1	6.0	41.45	4.97
800	1.60	1.75	7.63	4.926	8.97	SS1	6.0	41.40	4.62
900	1.70	1.75	10.92	6.234	10.89	SS1	6.0	41.37	3.80
1000	1.80	1.80	12.98	7.697	11.49	SS1	6.0	41.33	3.60
1100	1.90	1.80	16.89	9.313	13.23	SS1	6.0	41.30	3.12
1200	2.20	1.85	18.70	11.084	13.42	SS1	6.0	41.23	3.07
1350	2.35	1.85	21.92	14.028	14.39	SS1	6.0	41.20	2.86
1500	2.50	1.90	30.59	17.318	16.81	SS1	6.0	41.17	2.45

3) バルブとのジョイント部 ※バルブフランジから上下流1mずつ布設する

管径	バタフライ弁(地中埋設用鋳鉄製)					シート安全率			
	掘削幅 B(m)	延長 L(m/本)	重量 (kN/本)	管内水重 (kN/m)	m ² 当り重量 q(kN/m ²)	シート規格 (横方向)	シート引張力 T(kN/m)	地盤支持力 qd(kN/m ²)	安全率 F(qd/q)
200	0.60	0.30	1.21	0.308	25.30	SS1	6.0	42.49	1.68
250	0.60	0.38	1.54	0.481	21.27	SS1	6.0	42.49	2.00
300	0.80	0.40	1.99	0.693	22.36	SS1	6.0	42.06	1.88
350	0.85	0.43	2.53	0.943	23.08	SS1	6.0	41.98	1.82
400	0.90	0.47	3.34	1.232	24.32	SS1	6.0	41.91	1.72
450	0.95	0.50	4.02	1.559	24.80	SS1	6.0	41.85	1.69
500	1.00	0.53	4.69	1.924	24.96	SS1	6.0	41.80	1.67
600	1.40	0.56	6.22	2.771	26.76	SS1	6.0	41.50	1.55
700	1.50	0.61	8.30	3.771	28.27	SS1	6.0	41.45	1.47
800	1.60	0.69	11.10	4.926	29.03	SS1	6.0	41.40	1.43
900	1.70	0.74	14.10	6.234	30.53	SS1	6.0	41.37	1.36
1000	1.80	0.77	16.60	7.697	31.55	SS1	6.0	41.33	1.31
1100	1.90	0.80	21.70	9.313	35.24	SS1+SS1	12.0	45.45	1.29
1200	2.20	0.82	25.70	11.084	37.38	SS1+SS1	12.0	45.30	1.21
1350	2.35	0.85	33.80	14.028	41.68	SS1+SS35	20.8	51.17	1.23
1500	2.50	0.90	44.70	17.318	45.94	SS1+SR35	27.6	55.64	1.21

2) について

既設水路には基礎杭が配置されている区間がある。これらは、改修水路の沈下防止のために再利用すること。ただし、基礎杭と管との点接触を避ける措置が必要である。

このため、図-1.6 のとおり、掘削床から60cmまでの杭頭を切断して隙間を発生土で埋戻した後に、ジオグリッドを敷設するものとした。

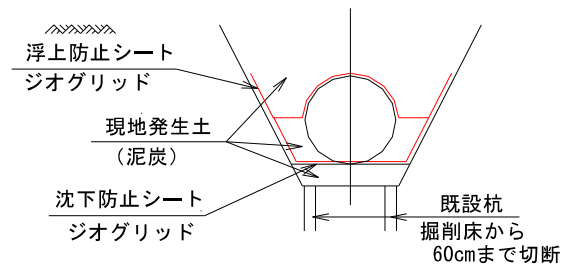


図-1.6 既設杭の処理方法

(4) ジオグリッドの設計

- 1) 所定のクリープ強度，結節点強度，硬度があるものを使用すること
- 2) 掘削溝の縦断方向に沿ってロール長さ方向に敷設すること

1) について

ジオグリッドに求める機能は、クリープ限界強度（長期にわたる引張強さ）、結節点強度（引抜きに対するせん断抵抗力）および硬度（溝内歩行者のトラフィカビリティ確保）であり、目的に応じて以下の基準値以上のものを使用すること。

ただし、クリープ限界強度の最小規格は6kN/m以上とすること。

①浮上防止シート

- ・クリープ限界強度：(1)式により算定
- ・結節点強度：クリープ限界強度以上

②沈下防止シート

- ・クリープ限界強度：(2)式により算定
- ・硬度：クリープ限界強度6kN/m以上かつ曲げ剛性比率50%以下

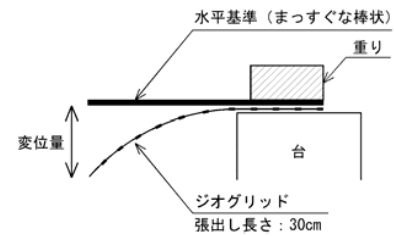


図-1.7 曲げ剛性試験

曲げ剛性比率は、現地受け入れの際に図-1.7のような曲げ剛性試験により確認すること。
$$\text{曲げ剛性比率} = \text{鉛直変位置} / \text{張り出し長さ(30cm)} \leq 50\%$$

2) 布設方法

ジオグリッドの規格寸法は、4m×50mのロールである。横断面に4m、延長方向に50mで使用すること。

シートの敷設は図-1.8のとおり、最初に沈下防止シートを法面部を含めて管頂まで布設し、管の布設後に浮上防止シートを蓋のように布設すること。

シートのラップは、管との接触を避けた位置で10cm重ねとし、リングを用いて接続すること。

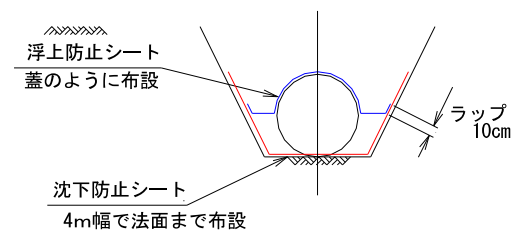


図-1.8 ジオグリッドの布設方法

1-2 設計定数および物性値

(1) 埋戻し土の単位体積重量

- 1) 浮上対策検討時は、 $\gamma_t=12\text{kN/m}^3$ とすること
- 2) 構造計算時も同様に、 $\gamma_t=12\text{kN/m}^3$ とすること

1) について

地山の泥炭は、単位体積重量 10kN/m^3 程度であるが、埋戻し時に含水比が下がること、周辺の土砂が混入されることから密度が大きくなる傾向にある。篠津中央地区および中樹林地区での発生土（泥炭）埋戻し土の実測データは、 11.7kN/m^3 であった。この設計値を用いた区間の実際の管体挙動に着目すると、管路の浮上被害はなく、安全率の範囲内にあると想定される。

2) について

これまでは管体の安全性確保のため、浮上対策時の 2 割増しの 14kN/m^3 を採用した例が多い。しかし、管体たわみの実測データでは、ほとんどがたわみ率 2% 以下である。このため、割増しは必要ないと判断し浮上対策検討時と同値とする。

(2) 設計定数

- 1) 反力係数は、 $e'=1500\text{kN/m}^2$ を標準とすること（軟弱地盤の締固めなしが前提）
- 2) 変形遅れ係数は、 $F=1.0$ 、設計支持角は、 $2\theta=60^\circ$ とすること
- 3) 埋戻し土の内部摩擦角は、 $\phi=15^\circ$ とすること

1) について

① 設計基準の適用可否

「設計基準」による反力係数は、基礎および埋戻し材料に砂または良質な土砂を用いて適正な締固め管理を行うことが前提である。泥炭等の軟弱土を使用し締固め管理を行わない場合には、基礎材としての条件が全く異なり適用できない。

このため、地域の地盤特性に配慮した設計の標準値を定める必要がある。

② 調査試験結果および関連地区の実測値

a) 中樹林地区の実測値

H14 年の動態調査により表-1.7 に示す実測値を得ている。この数値は、埋設後の管の実測たわみから逆算された数値である。

b) 空知支庁の設計値

H 元～3 年（上美唄：東部耕地）、H13～14 年（秩父別：北部耕地）に動態調査が実施され、表-1.8 のとおりに実測値を再整理している。

設計においては、設計積算統一事項として、H15 年度の委託業務より基準反力係数 $e_0'=1500\text{kN/m}^2$ を適用している。

表-1.7 中樹林地区実測値 (kN/m^2)

管種・管径	反力係数	基準反力係数
FRPM $\phi 800$	2830	4130
VU $\phi 350$	1370	2020

表-1.8 空知支庁の実測値 (kN/m^2)

路線名	FRPM	VU
上美唄	—	1550～1670, 平均1610
秩父別	2480～5670, 平均3660	—

③採用値

各地区の現地盤の物性値を対比すると、表-1.9のとおり、中樹林地区が他よりも若干良い程度で各地区の物性は近似している。泥炭の埋戻しでは、管への作用荷重が小さくたわみが小さく現れるので、たわみ換算による方法を用いれば各地域とも相違しない結果が得られると推測される。

管路の機能としては、たわみが小さく、抜け出しが起こらなければ通水機能を維持できる。

管種を上げることが泥炭地盤対策にはならない。また、本改修が2次改修であることを踏まえれば、先行荷重の影響により中樹林地区に近い数値が得られる可能性もある。

以上のことから、空知支庁で得られた実測値と同等以上の反力係数が得られると判断できるので $e'=1500\text{kN/m}^2$ を標準とする。

ただし、この数値は当面の間の参考値であり、H16年施工後にフォローアップ調査を行って結果を検証し、再度、地域としての標準値を設定することを前提とする。

表-1.9 各地区の現地盤の物性値

項目	月形	中小屋	中樹林	上美唄
湿潤密度 γ_t	1.01	1.05	1.03	1.03
土粒子の密度 G_s	1.59	1.78		
コーン貫入値 q_c	2.9	2.3	3.4	2.5
一軸圧縮強度 q_u	0.26	0.51		
自然含水比 W_n	527	497	355	600
間隙比 e	11.5	9.2		10.5
圧密降伏応力 P_c	0.25	0.32		0.25
圧縮指数 C_c	6.78	3.87		

2) について

「設計基準」p292によれば、泥炭地盤の変形遅れ係数（管理設後から3ヶ月以降）は、表-1.10の $F=1.5$ となる。

しかし、今回、採用する反力係数は、冬期積雪時に発生したピーク時の終局たわみ量を用いて算出していることから、変形量の割り増しは必要ない。したがって、変形遅れ係数は $F=1.0$ となる。

設計支持角についても、同様にピーク時の終局たわみ量から e' と支持角 2θ を組み合わせて理論値と一致する数値を求めている。このときの試算値は $2\theta=60^\circ$ である。

表-1.10 変形遅れ係数

現地盤の土質	基礎材料別変形遅れ係数	
	砂質土	礫質土
礫質土	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5以上	1.5

3) について

泥炭の内部摩擦角に関しては「用排水路設計指針～平成16年4月～北海道農業土木協会」p92に示されている。この指針では、泥炭の分解度に応じて以下のように分類されている。内部摩擦角の違いによる構造設計上の影響が小さい（たわみ率で0.1%程度の差）ため、標準値 $\phi=15^\circ$ を採用する。

- ・泥炭の分解の進んだもの 10°
- ・泥炭が未分解のもの 20°
- ・標準的なもの 15°

(3) 上載荷重

- 1) 一般管路部の活荷重は、T-10 自動車荷重とすること
- 2) 麦稈搬送がある場合の活荷重は、T-20 自動車荷重とすること
- 3) 積雪荷重は、各地域の最大積雪深より算出すること

1) について

これまでは、大型コンバインの輪荷重（最大 42kN）と T-10 の自動車荷重（40kN）を比較し、大型コンバインが T-10 を上回るので T-14（56kN）を採用してきた。しかし、表-1.11 に示す各メーカーの大型コンバインの荷重および走行頻度を考えれば、T-14 は過大と考える。したがって、一般的な耕作道と同様な扱いとして T-10 自動車荷重でよい。

なお、市町村道などの一般道については、道路管理者との協議により決定すること。

表-1.11 大型コンバインの荷重

メーカー	本体重量(kN)	穀物重量(kN)	総荷重(kN)	前輪荷重(kN)
クボタ	68.60	31.36	99.96	29.99
ヤンマー	78.40	47.04	125.44	37.63
フォード	93.10	47.04	140.14	42.04
ファーガソン	80.36	39.20	119.56	35.87
クラス	92.12	41.16	133.28	40.00

2) について

ほ場からの取付道路が管路と交差する地点で麦稈運搬車両の通行がある場合は T-20 とすること。最近では、麦稈の野焼きができなくなったため、ロールにして酪農家まで搬送する農家が増えてきた。主に 11tトラックにロールを 5 本程度積載する。使用者に営農状況を確認の上、設計荷重を決定すること。

なお、ほ場整備や客土等で大型作業機械が通行する場合には、別途、敷き鉄板等の養生を行うことを前提とする。受益者から施工業者に確実に伝達されるように、図面には設計荷重、留意点を明確に表示すること。

3) について

これまでは、『積雪寒冷地による用水路の基準（案）S61』p63 による各地域の最大積雪深に雪の単位体積重量 3.5kN/m² を掛けて算出されている。

ただし、同基準に掲載されている積雪データは、今から 30 年以上前のアメダス観測前のデータである。近傍観測所による過去 10 ヶ年のアメダスデータによれば最大積雪深は同基準よりも小さい。近年のデータを使用すれば、最大積雪荷重を小さくすることが可能である。しかし、自動車荷重の方が管構造に与える影響が大きいため、これまで通りとする。

(4) 管種選定

- 1) 使用管種はφ500までをVU，φ600以上はFRPMを基本にすること
- 2) PE管を比較検討に加えること

1) について

上記で決定した基本事項に基づき管種選定を行った結果、表-1.12のとおり、使用管種は、φ500までをVU，φ600以上はFRPMが選定される。現地の地質条件が悪く反力係数 e' が地山程度($e'=700\text{kN/m}^2$)までしか期待できなかった場合でも、管の許容たわみ率5%以下となるので問題ないと考えている。

表-1.12の管種選定は、土被り1.20m，活荷重T-14，設計内圧0.3Mpaとした参考値である。詳細は、個別の構造計算により決定すること。

表-1.12 管径別管種選定図(参考)

反力係数 e'	700	1000	1400	1500	$e'=700$ 時のたわみ率
変形係数 F	1.0	1.0	1.0	1.0	
200	VP		VU		3.76
250	VP		VU		3.99
300	VP		VU		4.06
350	VP		VU		4.22
400	VM		VU		4.31
450	VM		VU		4.34
500	VM		VU		4.45
600	FRPM-2		FRPM-4		3.39
700	FRPM-2		FRPM-4		3.43
800	FRPM-2		FRPM-4		3.48
900	FRPM-2		FRPM-4		3.52
1000	FRPM-3		FRPM-4		3.56
1100	FRPM-3		FRPM-4		3.60
1200	FRPM-1		FRPM-4		3.64
1350	FRPM-2		FRPM-4		3.70
1500	FRPM-2		FRPM-4		3.76

2) について

中大口径PE管は、継手がなく地盤の変状に追従するので、不等沈下が懸念される泥炭性軟弱地盤において非常に適した管材である。平成15年12月に発行された農水ポリエチレン管協会による技術資料をもとに比較検討に加えること。

中大口径PE管は、ISO規格でありφ700までは国内生産されている。φ800～φ1600については、米国，欧州，オーストラリアからの輸入品となる。発注から納入までの期間は、いずれの国からでも2～3ヶ月で他の管種と大差ない。

管種の選定は、許容内圧と外圧によるたわみ率が許容値以下となるような管種(SDR)を選定すること。設計たわみ率は5%とすること。通常のとおり性管は、水平たわみが大きくなると継手部から漏水したり、管内外面の塗装被覆に亀裂が入る。PE管は継手も塗装も無いため、15%までたわんでも実質的には損傷を起こさない。技術資料では、安全率($F_s=1.5$)とバラツキ($\pm 2\%$)を考慮して、設計たわみ率を8%としているが、当面の間、5%で設計を行うこと。

ただし、フォローアップ調査を行って結果を検証し、再度、地域としての設計値を設定することを前提とする。

比較設計では、異形管や可とう管を含めた路線全体について検討すること。

1-3 付帯施設

(1) スラスト対策

- 1) 水平方向は、DCIP, STW, PE 等の管体が一体となる接合方法を用いること
- 2) 鉛直方向は、縦断勾配の工夫や沈下防止シートの引張力を加味すること

1) について

コンクリートブロックの打設では杭基礎が必要である。この方式ではブロックが固定点となるため、一般管路部との接続に可とう管が必要となり明らかに不経済となるだけでなく、長期的な沈下に対する安全性が課題となる。

このため、管体を一体化できる管種 (STW, PE 等) や離脱防止継手 (金具) を用いた管種 (DCIP, VP, VU 等) について、経済比較の上、使用すること。

最近では、ジオグリッドを用いた水平方向のスラスト対策工法の施策が始められているが、まだ、試験施工の段階なので今回は採用を見送る。

2) について

鉛直方向に対しては、まず、スラスト対策が不要となるように縦断勾配を極力緩くすること。このことにより、土工量が増加することになるが他管種を使用するよりも経済的な面で有利となるほか、ラインとしての安全性が高くなる。

地形上あるいは付帯施設の配置上、やむを得ずスラスト対策が必要となった場合は、可とう管やバルブの設置位置と同様に、必要な支持力に応じて沈下防止シートを重ね合わせて敷設すること。それでもなお、支持力が不足する場合は、水平方向と同様に DCIP, PE 等の管種について、経済比較の上、使用すること。

(2) 道路および河川横断施設

- 1) 開削の場合の管種は、PE 管との経済性により決定すること
- 2) 水理的・構造的に既設利用が可能であれば、管更生方法を検討すること
- 3) 推進工法の場合は、誘導式水平ボーリング工法を検討すること

1) について

道路下などの横断部では、縦断的に上載荷重が変化するため、管の抜け出しが起こりやすい。この対策として、図-1.9 のように可とう管を設置してきた。

しかし、この方法では高価な可とう管により工事費が増嵩するため、可とう管が不要な PE 管との経済比較により管種を決定すること。

ただし、PE 管を使用する場合の布設長さは、PE 管と一般管路の接続部が脱落しないように、図-1.10 のとおり、上載荷重の影響範囲 (沈下範囲) から管の曲げ特性を踏まえて沈下量を吸収する必要長さ、かつ上載荷重による引張力と管の周面摩擦抵抗力とがつり合う長さ以上にしなければならない。

この場合の想定沈下量は、可とう管偏心量の 2 倍の 40cm とすること。

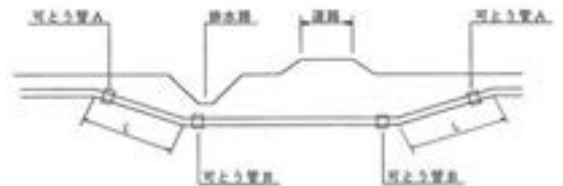


図-1.9 伏越形状の可撓管の配置

参考までに、設計内圧 0.3Mpa, ϕ 900mm, L=20m 区間の道路横断工をモデルとして、PE, VM, DCIP とした場合の経済比較を表-1.13 に示した。この結果、PE が有利であった。

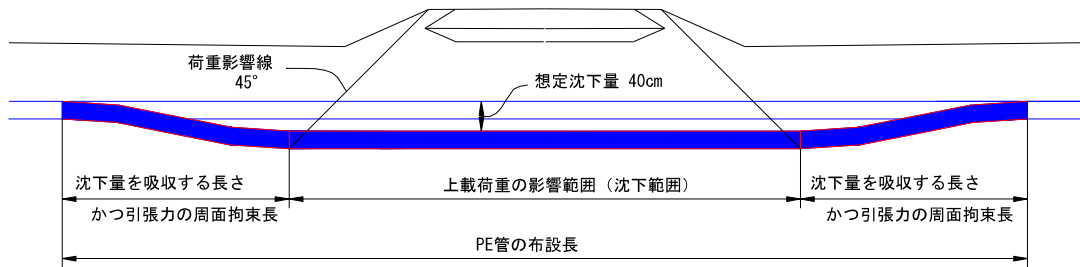


図-1.10 PE 管の布設長の考え方

表-1.13 道路横断工の管種比較 (ϕ 900, L=20m モデル)

工種	単位	PE管 (SDR33)			FRPM管			DCIP管		
		数量	単価	金額	数量	単価	金額	数量	単価	金額
直管	m	20.0	36,000	720,000	16.7	37,250	622,075	16.7	39,160	653,972
パッド融着	ヶ所	1.0	70,400	70,400	-	-	-	-	-	-
ツバ短管	ヶ所	2.0	344,600	689,200	-	-	-	-	-	-
可撓管	本	-	-	-	2.0	1,140,000	2,280,000	2.0	1,140,000	2,280,000
直管敷設	m	20.0	4,800	96,000	16.7	2,210	36,907	16.7	2,049	34,218
合計				1,575,600			2,938,982			2,968,190

なお、道路路盤下の埋戻しは、あくまでも現地発生土によるものとする。ただし、路盤（凍上抑制層を含む）と現地発生土の境界には、路面沈下を抑制するため、ジオグリッドを布設すること。

2) について

近年は、既設を再利用した管更生工法の実績が増えている。管更生工法には、塩ビ管や PE 管により内面整形するものや、塩ビ樹脂をスパイラル状にライニングする SPR 工法、ダンビー工法などがある。各種横断工の工事は、迂回路や仮排水などの仮設費が嵩むほか、通行止め等の措置により地域住民に最も迷惑がかかる。また、施工後 30 数年を経てようやく安定してきた道路や排水路を再度開削して地盤を乱すことは、極力避けなければならない。このため、水理的・構造的に既設利用が可能であれば管更生工法の採用を検討すること。

3) について

誘導式水平ボーリング工法という立坑の不要な工法の実績が増えている。この工法は、地上から掘削流体をジェット噴出するドリルヘッドを地上からロケーターを使って誘導して終点まで掘進し、終点から埋設する管外径に適合したバックリーマーを取付け、バックリーマーを回転させながら、掘削流体をジェット噴出させて管を引き込み埋設する工法である。

最大 ϕ 400mm まで適用可能である。この工法はインパクトモールよりも安く、PE 管で曲線推進できるため、立坑が不要で施工規制が少ない。 ϕ 400mm 以下で対外協議の制約（例えば二重さや管構造など）がなければ採用を検討すること。

2. 施工管理

2-1 事前調査

- 1) 掘削前には、200m 毎に 1 箇所ピット掘削を行い地質分布を把握すること
- 2) 地盤をモデル化し、施工上の留意点を抽出すること
- 3) ピットは、所定の期間放置して掘削勾配の安定性を検証すること
- 4) 土質別の土量を算出して縦断流用を検討すること


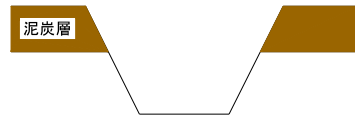

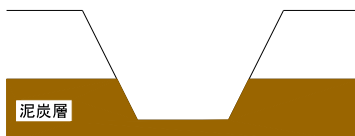
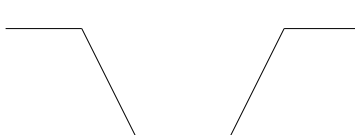
1) について

掘削作業の開始前には、200m に 1 箇所の割合でピット掘削を行い、縦横断の地質分布を把握すること。また、縦断的な地質変化が予測された場合には、ピットの掘削箇所を適宜追加し、全体の地質分布の把握に努めること。ピットの規模は、掘削深さの 2 倍以上の延長を設計断面に合わせて掘削すること。

2) について

ピット観察で得た地質分布は、表-2.1 のようにモデル化した横断面図および縦断面図を作成し、施工上の留意点を抽出すること。予め、不都合が予測される場合は、対策工を検討すること。

表-2.1 ピット断面のモデル化（例）

泥炭の分布パターン	地盤モデル	施工上の留意点（例）
1) 掘削面の全面		①掘削法面の安定性 ②トラフィカビリティーの確保 ③管路の不等沈下、変形 ④現地発生土の利用計画 ⑤地下水の流入・処理 ⑥近接構造物への影響 ⑦その他
2) 地表部のみ		①掘削法面の安定性 ②トラフィカビリティーの確保 ③現地発生土の利用計画 ④地下水の流入・処理 ⑤近接構造物への影響 ⑥その他
3) 掘削法面の中間		①掘削法面の安定性 ②現地発生土の利用計画 ③地下水の流入・処理 ④近接構造物への影響 ⑤その他
4) 掘削法面と掘削床		①掘削法面の安定性 ②管路の不等沈下、変形 ③現地発生土の利用計画 ④管種の再検討 ⑤地下水の流入・処理 ⑥その他
5) 掘削床以深 (ピット掘削では不明なので、補足調査が必要である)		①掘削法面の安定性 ②現地発生土の利用計画 ③管種の再検討 ④地下水の流入・処理 ⑤基礎の泥濁化 ⑥その他

3) について

ピット掘削後は、施工サイクルにおいて想定される掘削開放期間について放置し、当初設計における掘削勾配の安定性を検証すること。あまり長期間にわたり放置するとその後の施工工程に影響を与えるので、全体工程を勘案した上で適切な期間を設定すること。

放置後に法面の安定性が得られなかった場合は、その原因を明確にして原因の除去あるいは対策工を検討の上、監督職員と協議して掘削方法を決定すること。

なお、地盤中の地下水位の状況は、事前のピット掘削のみでは、掘削法面からの湧水の有無、湧水位置、湧水量を正確に把握することは困難であるため、予め掘削勾配の変更に対応できるように工事用道路位置等を決定すること。

4) について

本設計の基本的な考えは、軽量の泥炭を埋め戻すことにより管のたわみが小さくなることにある。工事発生土が粘性土や砂質土の場合、単位体積重量が大きくなるため、管種の見直しまたは埋戻し材の変更が必要である。

このため、ピット掘削の結果より、土質別の土量を算出して発生土の利用可能量を算出するとともに縦断流用を検討すること。

2-2 掘削管理

- 1) 施工サイクルは、掘削溝の開放期間が最小限となるようにすること
- 2) 掘削置土は、なるべく含水比が下がるように養生し保管すること
- 3) 掘削床には、沈下防止シートを敷設し基礎の泥濘化を予防すること

1) について

掘削溝を長期間に渡り開放すると、地山の状態から応力を開放し、地山を風雨にさらし、更に降雨や積雪などにより地下水や湧水量が増加するなどして、法面が浸食するほか、浸水に伴う土のせん断強度の低下、間隙水圧の増大によって法面が崩落することがある。これらの症状は、掘削溝の開放期間が長ければ長いほど現れやすい。このため、掘削から埋戻しまでの施工サイクルは、できるだけ短縮するように施工スパン長を決定すること。

2) について

発生土を埋め戻すことに対して、掘削溝の開放期間を短縮し掘削置土の含水比を下げるということは矛盾する。しかし、晴天時の施工を行い置土を平たくするなど、なるべく含水比が下がるように工夫することに心がけ、埋戻し後の地表面の沈下変形が最小となるようにすること。

3) について

管の沈下は、埋戻し直後に全沈下量の6～8割が沈下する。これは、掘削による地盤のリバウンドや地盤の圧密沈下のほかに、作業員の溝内歩行による基礎地盤の破壊が要因と推測される。このため、作業性の確保の観点から沈下防止シートを敷設し、基礎の泥濘化を予防すること。

沈下防止シートは、図-2.1の横方向（ロール幅方向）の強度が必要である。このため、掘削溝の縦断方向に沿って縦方向（ロール長さ方向）に敷設すること。

沈下防止シートの強度は、クリープ限度強度（長期に渡り持続する荷重に対して、適切なクリープ特性を有しているもの）が保証されている資材を使用すること。品質管理強度や製品基準強度と混同しないように注意すること

また、作業員の歩行が可能な所定の硬度（曲げ剛性比率）が必要であるため、現地受け入れの際に図-2.2のような曲げ剛性試験により確認すること。

$$\text{曲げ剛性比率} = \text{鉛直変位量} / \text{張り出し長さ(30cm)} \leq 50\%$$

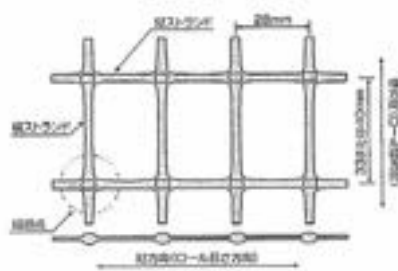


図-2.1 ジオグリッド

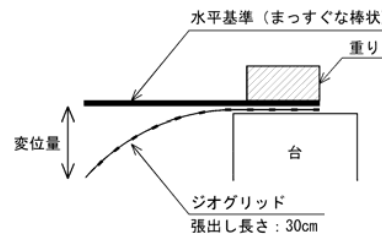


図-2.2 曲げ剛性試験

2-3 管の布設管理

- 1) 予め、所定量（10cm）を上げ越して布設すること
- 2) FRPM管およびVU管の布設には、細心の注意を払うこと

1) について

表-2.2に本地区における経時的な管体の沈下観測の結果を示した。いずれも埋戻し直後に全沈下量の6~8割が沈下している。これは地盤のリバウンドあるいは地山強度の低下による沈下と推測される。

表-2.2 経時沈下調査結果

年度	水路名	管径	最終沈下	初期沈下	初期割合
H9	八幡幹線	φ1650	30~48	18~28	60%
H12	八幡幹線	φ1500	17~21	11~16	65%
H15	月形幹線篠津支線	φ900	15.5	8.6	55%
H15	川南幹線蕨岱支線	φ900	4.8	4.1	85%
H15	美原幹線第1-3支線	φ800	1.8	1.1	61%
H15	〃	φ700	7.8	3.6	46%

予め、各断面および地質状況に応じたリバウンド量や初期沈下量を算定し、上げ越し量を決めることが望ましいが、圧密を受けた泥炭の計測データが無いなかで、2次元でリバウンドの程度を推定することは非常に難しく、また、初期沈下量についても同様である。

したがって、経験的な判断に基づき10cmを目安に上げ越して布設することを標準とする。地質状況によっては監督職員と協議の上、変更しても良い。

2) について

FRPM 管および VU 管は、材質の特性から衝撃や点的な作用荷重に弱い。管の布設には、表-2.3 に示す事項に留意すること。

表-2.3 FRPM 管および VU 管の取り扱いの留意点

作業項目	留意点
① 搬入	メーカーから損傷防止対策と輸送方法を事前に確認した上で適切な対策をとること
② 荷卸し	衝撃による管の損傷、継ぎ手箇所損傷を生じない措置をとること
③ 検収	直ちに仕様書に基づいて、規格、形状寸法、製造工場および損傷の有無などを検収すること
④ 吊りおろし	管の損傷や破損を防ぐ方法で適切な装置を使って降ろさなければならない
⑤ 段積み	φ500 以下においては高さで 1.5m 程度、φ600～φ1,000 以下では 2 段を限度として、それ以上の管径については、特別な理由のない限り段積みをしてはならない
⑥ 布設	掘削床が不陸、湿潤および凍結など不適切な基礎が形成されていないか確認すること
⑦ 管接合	ゴムリング等が接する面を平滑にしゴミや土砂を挟まないように留意すること

2-4 埋戻し管理

- 1) 一層の仕上がり厚さを 30cm 程度とし、油圧ショベルで締固めること
- 2) 泥炭よりも重い土質は管側部に埋戻し、上載荷重を増加させないこと
- 3) 管上部の埋戻し土は、単位体積重量 12kN/m^3 を確認すること

1) について

泥炭の埋戻しでは、締固め時のオーバーコンパクションを防止する必要がある。泥炭は、土自体の強度が弱く含水比が大きく、なおかつ透水性が悪い。このような軟弱な土質を過大なエネルギーで締め固めると、過剰間隙水圧の累積で土の表面に水が浮き出て泥濁化し、強度の低下が顕著になる。更に、埋戻し速度が速すぎるとその土被り荷重によって既存の埋戻し部の間隙水圧が上昇して、埋戻し部の破壊、沈下などの異常をきたす恐れがある。こうしたオーバーコンパクションを防止するためには、油圧ショベルのバケットでの施工しかないと考えている。

2) について

管の水平たわみを抑制するためには、上載荷重を軽減し管側部を固めるのが良い。泥炭よりも単位体積重量の重い発生土を埋め戻す場合は、管側部に埋め戻し、管の上載荷重を増加させないこと。増加荷重が避けられない場合は、管種の見直しまたは埋戻し材の変更が必要である。

3) について

泥炭の埋戻し管理は非常に難しく、一般的な手法が確立されていないため、設計上の必要な条件である“浮上に対する抵抗重量（単位体積重量 12kN/m^3 ）”を確認すること。現場密度管理試験（単位体積重量の確認方法）は、直接法（シンウォール $\phi 75\text{mm} \times 150\text{mm}$ を押し込んで掘り出し、直接体積を求める方法）とし、200m に 1 箇所各管径の必要土被り内で試験すること。管理基準値は、設計安全率 $F_s=1.2$ の範囲とし、 11.5kN/m^3 以上とすること。

【引用文献】道営農業農村整備事業設計の手引き

北海道農政部

道営農業農村整備事業設計の手引き

平成 30 年 3 月

北海道農政部

第 2 章 用水路（開水路）

【2】 軟弱地盤地帯の水路工における縦断方向の検討について

1. 基本的な考え方

(1) 軟弱地盤地帯の水路工の基礎杭設計における縦断方向の検討（連続梁の計算）については、文献では次のように記載されている。

- ・ 土地改「水路工」～ P309・P440
- ・ 農政「用排指針」～ P 開 6-24～6-25

① 土地改「水路工」7.6.5 水路の杭基礎設計における留意点 ～P309

杭の中心間隔は、原則として杭径の 2.5 倍程度以上とし、杭径の 10 倍、又は 4m を超える場合、又は底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要となる。

② 土地改「水路工」 8.1.1 開水路 ⑧ 杭基礎とする場合の構造計算 ～P440

縦断方向の計算は杭分散形式の設計では通常省略するが、特に杭の間隔が大きい場合、杭を支点とする連続梁の計算を行う。杭の最大間隔は水路荷重や底版の剛性により変化するが、杭径の 2.5 倍以上で杭径の 10 倍以下若しくは 4.0m 以下とし、やむを得ず杭間隔が 4.0m を超える場合又は、杭径の 10 倍が 4.0m を超える場合、その値以上となる場合には、連続梁の計算を行うものとする。

(2) 杭の間隔は杭径の 2.5 倍以上で、最大間隔は杭径の 10 倍以下又は 4.0m 以下とし、やむを得ず杭間隔が 4.0m を超える場合又は、杭径の 10 倍が 4.0m を超える場合は縦断方向の計算を行う。

ここがポイント

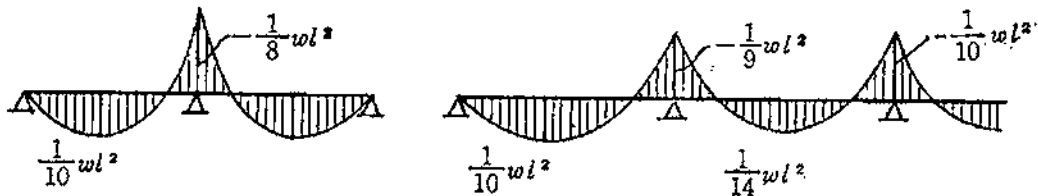
- ① 軟弱地盤地帯の水路工における杭基礎は、杭に作用する反力に対し、十分安全であるとともに、施工、環境条件（打設時の振動、騒音）にも適合する必要があるとされている。
- ② 縦断方向の検討（連続梁の計算）をするケース
 - ・ 杭径 300、杭間隔 3.0m → 検討しない
 - ・ 杭径 300、杭間隔 3.5m → 検討しない
 - ・ 杭径 300、杭間隔 4.1m → 検討する
 - ・ 杭径 450、杭間隔 4.1m → 検討する

参考文献

- ・ 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」～平成 26 年 3 月～
農林水産省農村振興局
- ・ 用排水路設計指針～平成 27 年 7 月～
北海道農政部

2. 連続梁の計算の考え方

- ・ 曲げモーメント図 (杭が支点)



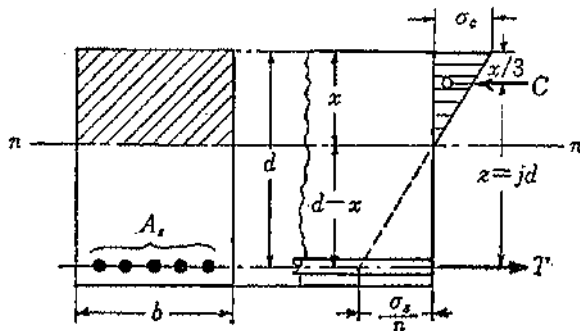
負の最大スパン曲げモーメント

$$M = -\left(\frac{2}{3}w_l + w_d\right)\frac{l^2}{24}$$

w : 自重、水重または雪荷重等

l : 支間長 (杭間隔)

- ・ 応力度の計算



b : 側壁幅

d : 有効高

A_s : 鉄筋断面積

※ 曲げモーメントが上側に発生した場合は上側に鉄筋を配置し計算する。

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{M}{A_s j d}$$

σ_s : 鉄筋の引張応力度

σ_c : コンクリートの圧縮応力度

τ : コンクリートのせん断応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2M}{k j b d^2}$$

$$\tau = \frac{S}{b \left(d - \frac{x}{3}\right)} = \frac{S}{b j d}$$

以上について許容応力度以下であることを確認する。

【3】 木杭基礎の設計について

1. 基本的な考え方

- (1) 木杭基礎の設計において、やむを得ず継杭が必要となった場合や、偏土圧の生じる場合の設計については、指針等に具体的な記載がないため、土木学会木材工学特別委員会の文献等を参考に設計する。
- (2) 左右の盛土形状が異なる場合等で偏土圧が作用する場合は、基礎部に水平力が発生し安定照査が必要となるが、木杭の水平力に対する計算手法は一般的に示されていないので木杭には水平抵抗を期待せず、底面摩擦力および受働土圧で抵抗させるものとし木杭は鉛直力のみ支持するものとする。
- (3) 木杭の継手による低減率について
「建築基礎構造設計規準・同解説」～日本建築学会 29 条 くいの体の許容応力度の低減に、次のように記載されている。

継杭にあつては、継手の種類と継手の数に応じて、杭材料の許容応力度を低減する。

継手による低減率

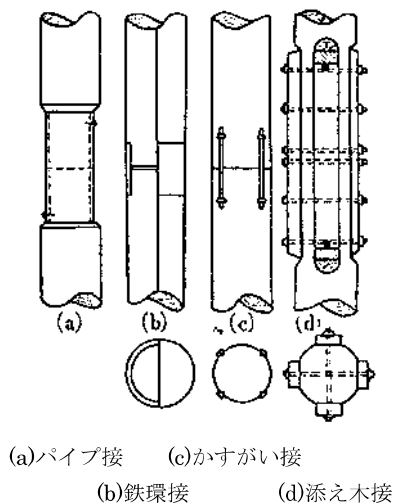
継手の種類	溶接継手	ボルト式継手	備考
低減率	5%/箇所	10%/箇所	

(3) 木杭の継手金物等について

「国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の変遷」～木材工学特別委員会 P53～54、「建築基礎構造設計規準・同解説」～日本建築学会 35 条 くいの継手に、次のように記載されている。

木杭の継手は上杭と下杭がある程度回転することができ、かつ曲げに抵抗しうる構造としなければならない。

下図 (a)パイプ接が最も推奨できる形式である。(d)添え木接は悪い継ぎ方であり、(b)鉄環接、(c)かすがい接は、ある程度回転はするが、(b)は折れ曲がり、(c)はある程度以上の回転とともに不完全であり推奨できない。



(a)パイプ接の継手金物の例として、下図のとおり示されている。

木ぐいの継手金物：

製 作

- (1) PL-6 でもって円とうを造り、継手は V 電気溶接とし（ウラナミにて溶接を内側までに十分につけること）600□～800□にてアニーリングすること。中央に 2 箇所径 2mm 程度の空気抜きを設ける。
- (2) 上下を図・3.23 のように金物で開き、くいが割れないように養生すること。

注 意

- (a) くぎ・ボルトはぜったいに打たないこと。（これはくいの割れの原因となるため）
- (b) 元口で継ぐこと。モンケンが 1t 以上のときは落下高さ 1m 以上揚げないこと。モンケン重量に応じてこれに準ずるものとする。
- (c) 下ぐいの頭部が地盤まできたとき、くい頭を工作し継ぐものとする。
 なお、木部工作は厳重とし、中央に空気抜きを設けて、両方のくいが接するように正確を要する。

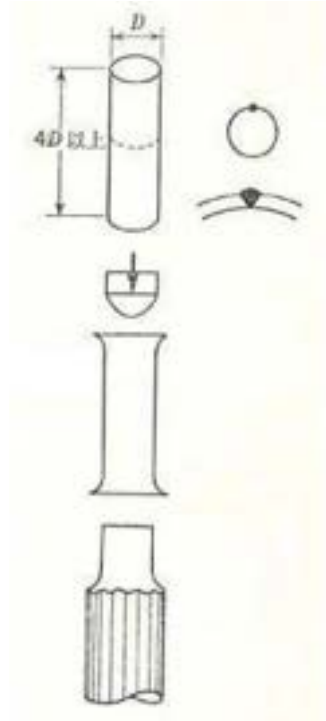
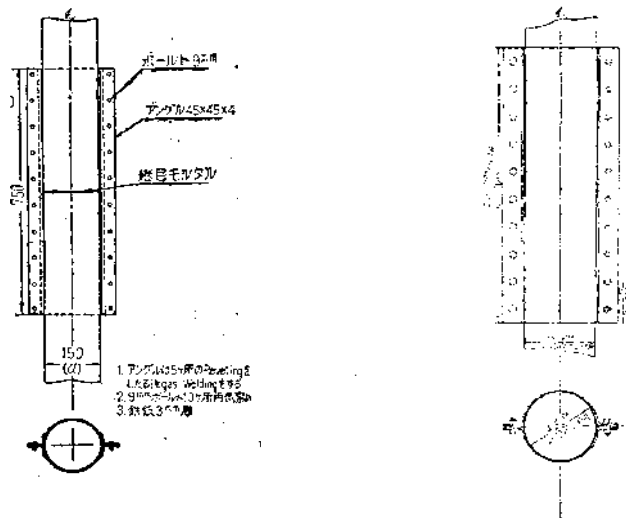


図-3.23

また、木杭の継手金物等については、「農業土木研究 木杭の継手に関する試験研究(松本 幸夫著)」に、木杭の継手に関する試験研究の成果として、次の G 型が例示されている。

G 型	鋼板厚は全円周部 3mm とし、等辺山形鋼 45mm×45mm×4mm を使用し 9mm ボルト締めにする。継手金物有効働長は 4D (D は継杭の直径) とする。
-----	--



(4) 偏土圧が生じる場合の木杭の設計について

偏土圧が生じる場合の木杭の設計については指針等に具体的な記述はないが、土木構造物では木杭に対して鉛直力のみ支持することが一般的となっている。

また、偏土圧が生じる場合の設計については、土地改「水路工」～7.8.3 偏土圧の生じるフルームの安定計算と部材設計の留意点には、次のように記載されている。

左右岸の土圧作用高さが異なり偏土圧が生じる場合で、その主働土圧が水路底面の摩擦力以上となる場合は、受働土圧を考慮して転倒、滑動、地盤支持力の検討が必要である。

(a) 滑動に対する検討

常時において図-7.8.7に示すように、右側の土圧力が左側より大きい場合、左側の反力（ H_2 の反力）は、右側の主働土圧（ H_1 ）に生じる主働土圧から底面の摩擦力を減じてかつ残った水平力に対して生じるもので、受働土圧の範囲以内とし、式(7.8.28)を満足しなければならない。

$$\frac{R_H}{\Sigma H} \geq F_s \dots \dots \dots (7.8.28)$$

R_H : 滑動抵抗力 (kN/m) (図-7.8.8 参照)

$$R_H = \Sigma V \cdot f + P_{M2}$$

ΣH : 全水平力 (H_1 に生じる主働土圧の水平成分) (kN/m)

ΣV : 全鉛直力 (自重、 H_1 及び H_2 に生じる主働土圧の鉛直成分から浮力又は揚圧力を減じた全鉛直力) (kN/m)

f : 底面と基礎地盤との間の摩擦係数 (表-7.8.1 参照)

F_s : 安全率 (常時 1.5、短期 1.2)

P_{M2} : H_2 の反力 (H_1 に生じる受働土圧以内の反力) (kN/m)

ただし、受働土圧が期待できる盛土幅 L (はかり) 塑性領域、受働抵抗角を考慮して $L = (3 \sim 5) H_2$ を目安とする。

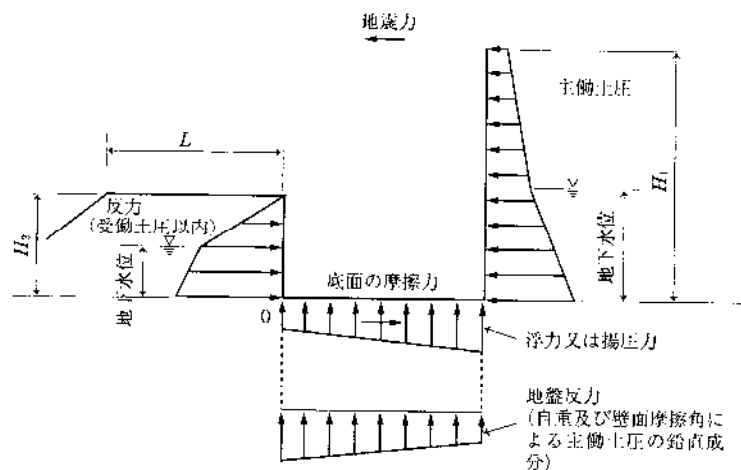
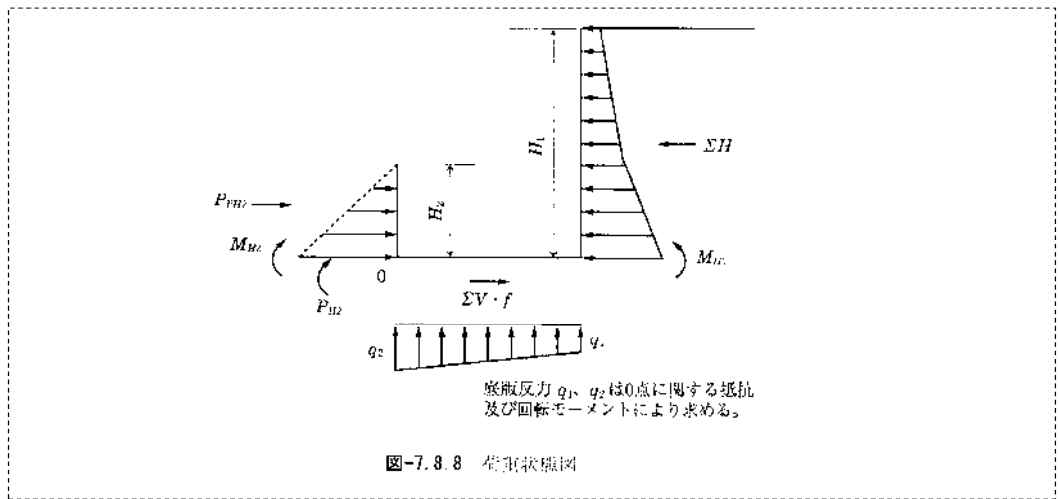


図-7.8.7 偏土圧が生じるフルーム水路の荷重状態



(5) 木杭の支持力計算について

支持力の計算は杭径を末口径とし、周面摩擦力の計算では先端削り部分として末口径の1.5倍程度を見込まない。木杭の支持力計算例を P2-10 に示す。

土地改「水路工」～P313

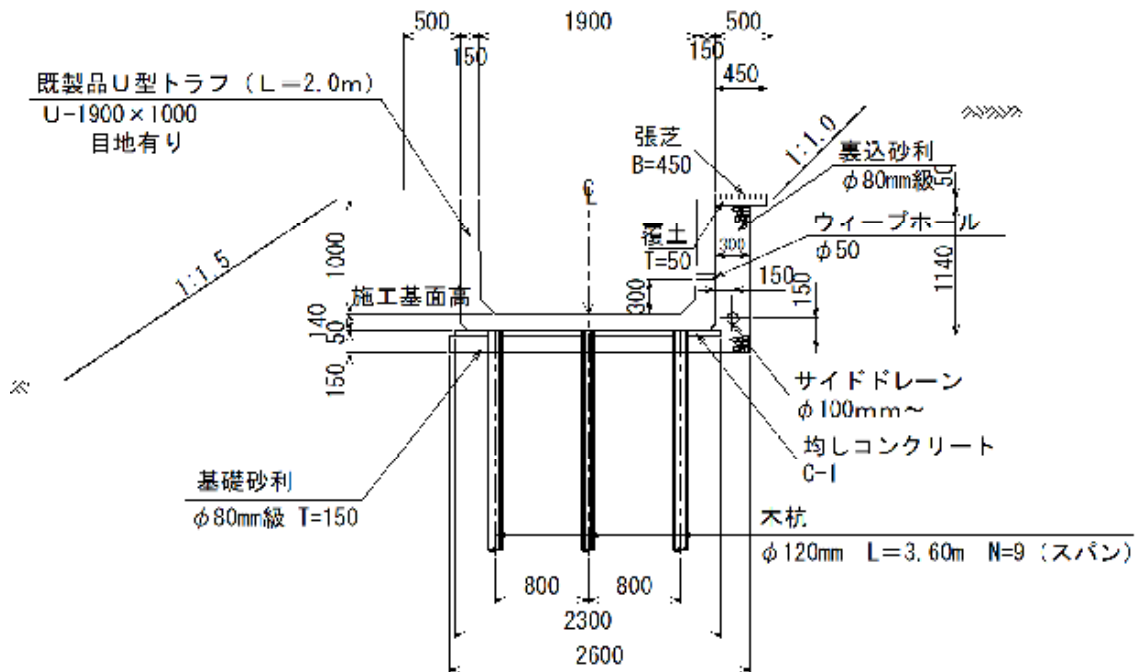
土地改「ポンプ場」～P674,675

農政「用排指針 P 資 1-17

現地盤より高い位置に水路設置となった場合、盛土部分の周辺摩擦力を考慮しない。

(6) 木杭と水路底面部の結合について

杭頭と水路底面は結合させない。下図参照。



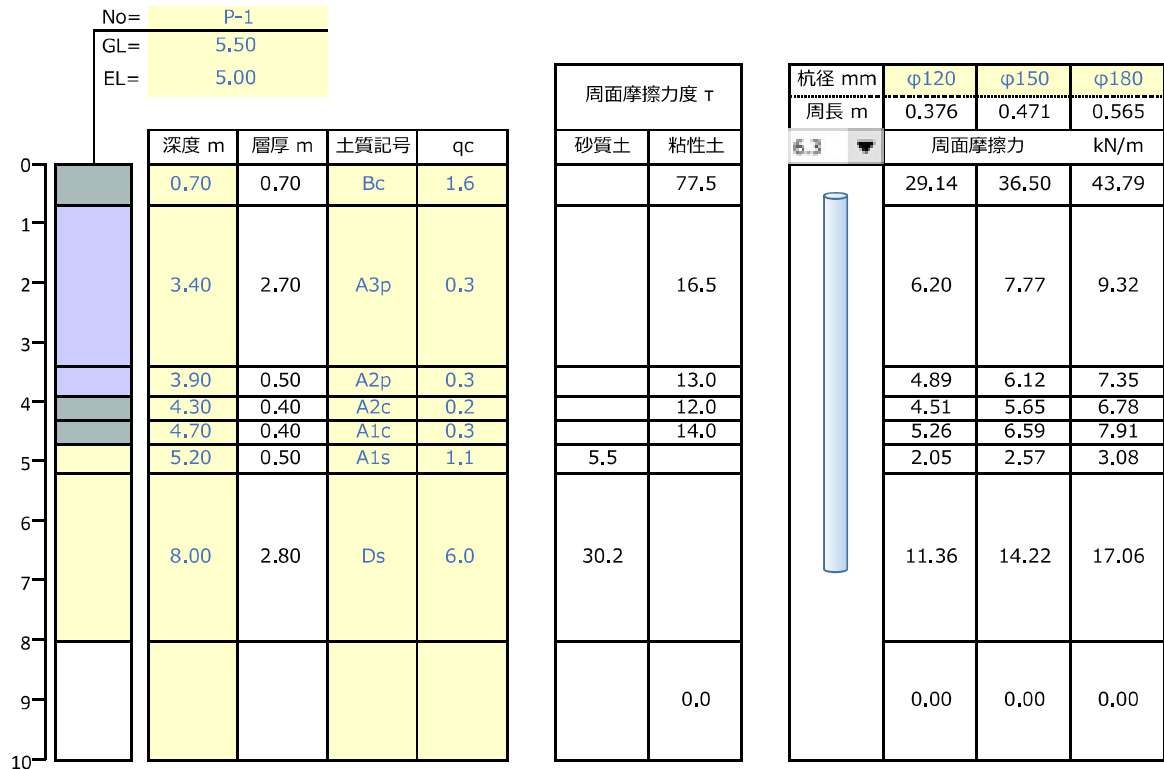
ここがポイント

- ① 木杭をやむを得ず継杭として使用する場合の継手による低減については、支持力を低減するか、或いは杭材料の許容応力度を低減するか、の2通りの考え方があるが、参考文献に準じ、継杭にあつては、継手の種類と継手の数に応じて杭材料の許容応力度を低減する。
- ② 木杭をやむを得ず継杭として使用する場合の継手金物等については、指針等に具体例がないため、参考文献等の構造に準じ設計を行う。
- ③ 偏土圧が生じる場合の木杭の設計について、土木構造物では木杭に対して鉛直力のみ支持することが一般的となっているが、指針等に記載がない。参考文献等に準じ、偏土圧が生じる場合の木杭の設計は、『偏土圧の水平力が水路底面の摩擦力以上となる場合は、滑動・転倒に対する安定を確認した後、木杭は底版反力を受けるものとして設計を行う。』とする。底版反力は台形分布となることを考慮して木杭作用力を算出する。

参考文献

- ・ 建築基礎構造設計規準・同解説 ～1960年 (S35) ～ 日本建築学会
- ・ 建築基礎構造設計規準・同解説 ～1974年 (S49) ～ 日本建築学会
- ・ 国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の変遷 ～2012年3月～
土木学会 木材工学特別委員会
- ・ 農業土木研究 Vol.21 No.4 ～1953年 (S28) ～ 農業土木学会
- ・ 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」 ～平成18年3月～
農林水産省農村振興局
- ・ 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」 ～平成26年3月～
農林水産省農村振興局
- ・ 用排水路設計指針 ～平成27年7月～ 北海道農政部

2. 木杭支持力(摩擦杭) 計算例



Bc : 盛土、Ap : 泥炭層、Ac : 粘土層 (沖積世)
 As : 粘土層 (沖積世) Ds : 砂層 (洪積世)

杭径 mm	杭長 m	控除長 m	計算式	許容支持力 (kN/本)
φ120	3.6	0.2	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + (3.6 + 0.5 - 0.2 - 3.4) \times 13) \times 0.376 \times 1/4$	6.3
	4.5	0.2	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + (4.5 + 0.5 - 0.2 - 4.7) \times 5.45) \times 0.376 \times 1/4$	7.3
	5.4	0.2	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (5.4 + 0.5 - 0.2 - 5.2) \times 30.2) \times 0.376 \times 1/4$	8.9
	6.3	0.2	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (6.3 + 0.5 - 0.2 - 5.2) \times 30.2) \times 0.376 \times 1/4$	11.5
	7.2	0.2	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (7.2 + 0.5 - 0.2 - 5.2) \times 30.2) \times 0.376 \times 1/4$	14.0
φ150	3.6	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + (3.6 + 0.5 - 0.3 - 3.4) \times 13) \times 0.471 \times 1/4$	7.7
	4.5	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + (4.5 + 0.5 - 0.3 - 4.7) \times 5.45) \times 0.471 \times 1/4$	9.1
	5.4	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (5.4 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.471 \times 1/4$	10.8
	6.3	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (6.3 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.471 \times 1/4$	14.0
	7.2	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (7.2 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.471 \times 1/4$	17.2
φ180	3.6	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + (3.6 + 0.5 - 0.3 - 3.4) \times 13) \times 0.565 \times 1/4$	9.2
	4.5	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + (4.5 + 0.5 - 0.3 - 4.7) \times 5.45) \times 0.565 \times 1/4$	10.9
	5.4	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (5.4 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.565 \times 1/4$	13.0
	6.3	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (6.3 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.565 \times 1/4$	16.8
	7.2	0.3	$(+0.2 \times 77.5 + 2.7 \times 16.5 + 0.5 \times 13 + 0.4 \times 12 + 0.4 \times 14 + 0.5 \times 5.45 + (7.2 + 0.5 - 0.3 - 5.2) \times 30.2) \times 0.565 \times 1/4$	20.6

【 4 】 水路橋形式（杭基礎）水路の細部設計について

1. 基本的な考え方

(1) 架橋構造フリーム水路の耐震設計の目的

水路橋が地震の影響を受けてもその機能を維持し、その構造や規模から崩壊による人命への二次被害を防止し、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

(2) 架橋構造フリーム水路の耐震設計の適用

- ・耐震設計の地震動および耐震性能は、土地改「水路工」～ 7.11 耐震設計の考え方の基本方針で、施設の規模、二次災害危険度、応急復旧の難易度より重要度区分が A、B、C 種に区分されている。土地改「水路工」 P379～382
- ・耐震設計については、地表より上にある躯体の慣性力が杭基礎に作用するので、水路の基礎底面が背後地盤より高い場合（盛土区間）に考慮する。
- ・水路の基礎底面が背後地盤より低い場合（切土区間）については、耐震設計は行わない。

(3) フーチングへの杭頭埋め込み

- ・耐震設計を考慮する場合は水平力を受ける構造として杭のフーチングへの埋め込みは杭径以上を確保する。杭頭部の詳細については、土地改「ポンプ場」～ P699,700 を参照する。
- ・耐震設計を考慮しない場合は鉛直力のみが作用することになり、杭の埋め込みは 100mm 程度とする。

※ 耐震設計を考慮しない場合のフーチング（枕梁）および基礎杭

基礎杭は鉛直力のみを支持し、杭種は A 種となり、フーチングへの埋め込みは 100mm とする。枕梁の厚さは、曲げ、せん断、杭頭の押し抜きせん断を満足する厚さとする。（図-2.4.1）

農政「用排指針」～P 開 5-29,30

土地改「水路工」～P439

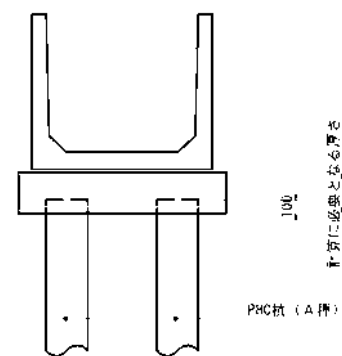


図-2.4.1 耐震設計を考慮しない RC フリーム

(4) アンカーバー

- ・耐震設計を考慮する場合、アンカーバーは地震力に対する変位制限構造として設置する。
- ・耐震設計を考慮しない場合でも、土圧などの側面からの荷重に対して水路を拘束するものが無い場合、目地部での横方向のずれが発生し、目地の損傷につながるため、アンカーバーは変位制限構造としての機能ではなく、「ずれ止め機能」として設置

する。なお、その際アンカーバーは側方荷重（土圧、上載荷重等）に耐えられる構造とする。

アンカーの下部工への埋め込み深さは、 10ϕ （曲げてよい）を確保するものとする。なお、アンカーバーの径計算によって決定するが、最小径は $\phi 25$ とする。

道協「支承便覧」～P176

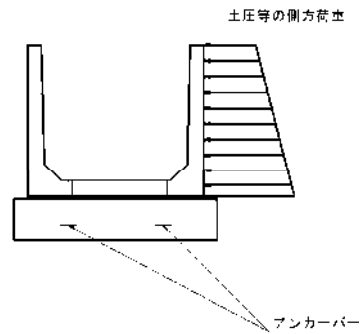


図-2.4.2 ずれ止めとしてのアンカーバー

(5) ゴム沓

ゴム沓の役目は、次のとおりである。(図-2.4.3 参照)

- ① 水路の鉛直荷重を均等にフーチングへ伝える役目 (圧縮変形)
- ② 水路の軸方向への移動（温度変化・クリープ等）を吸収する役目 (せん断変形)
- ③ 水路がたわむことにより生じる支点部の回転を吸収する役目 (回転変形)

※上記のどれかが欠ければ、水路本体もしくはフーチングに想定しない応力が発生する可能性がある。



図-2.4.3 ゴム沓の機能

ゴム沓の実際の変形状態は、荷重を受けると側壁直下が持ち上がるため(図-2.4.4)、必要断面積を2点沓で受け持たせるものとする。(図-2.4.6)

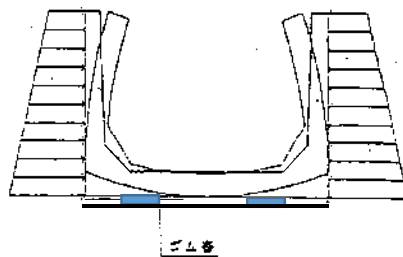


図-2.4.4 実際の変形状態

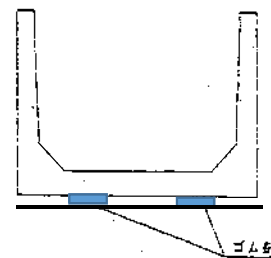


図-2.4.5 ゴム沓 (2点沓)

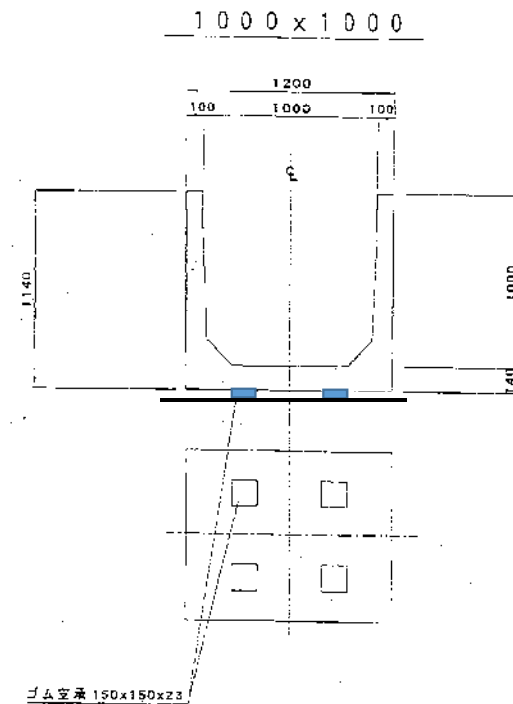


図-2.4.6 ゴム沓

ここがポイント

- ① 開水路の耐震設計は、地形、地盤、施設の重要度、地震被害が他に及ぼす影響等を考慮して土圧と慣性力の作用を考慮した地震時の安定性及び応力・変形について検討を行い、安全性の確認を行う。
- ② アンカーバーは地震力に対する変位制限構造として設置するとされているが、耐震設計を考慮しない場合でも、偏土圧の作用、側方荷重（土圧、上載荷重、凍上力等）に対する「ずれ止め防止機能」としてアンカーバーを設置する。 土地改「農道」～P445～447

参考文献

- ・用排水路設計指針 ～平成 27 年 1 月～ 北海道農政部
- ・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 「水路工」 ～平成 26 年 3 月～ 農林水産省農村振興局
- ・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 「ポンプ場」 ～平成 18 年 3 月～ 農林水産省農村振興局
- ・土地改良事業計画設計基準 設計「農道」 ～平成 17 年 3 月～ 農林水産省農村振興局
- ・道路橋支承便覧 ～平成 16 年 4 月～ 日本道路協会

【5】 水田用水量の算出方法について

1. 基本的な考え方

水田用水量の算出方法については、代かき用水量、ピーク用水量等に関し、次のように記載されている。

(1) 代かき用水量について

土地改「計画 農業用水（水田）」～P63 には、次のように記載されている。

代かき用水量については、代かき期間及び日々の代かき面積等を勘案しつつ、受益地区における実態に応じて必要水量を決定する。

かんがい初期に、田植又は直播を容易にし、漏水を防止する目的で実施される代かき作業は、短期間のうちに多量の用水を必要とする。

*代かき用水量は、一般にかん水終了後直ちに一筆の代かき作業を一日で実施するものとして、それに必要な程度の湛水を与えるための当初水量とする。

注) 農業農村整備事業計画マニュアル ～平成 21 年 1 月策定（平成 27 年 4 月一部改正）～ 北海道農政部 P4-60 では、

*代かき用水量は、代かきは 1 回で行い、代かき作業はかん水終了後直ちに実施するものとして、それに必要な程度の湛水を与えるための当初水量とする。

(2) 代かき期間中の必要水量について

土地改「農業用水（水田）」～P144～147 には、次のように記載されている。

代かき・田植期の水管理は、代かきを行った後土壌の安定を待っていったん落水した後、再びかん水して田植を行い、その後湛水管理を行うのが一般的である。

代かき期間中の日必要水量は、(当日における代かき用水量) + (田植水田における田植直後のかん水量) + (前日までの代かき実施済み水田における普通期ほ場単位用水量) となる。

このため、代かき期間中の日必要水量及び最大必要水量は、代かき用水量、普通期ほ場単位用水量、代かき日数が決まれば計画できる。

代かき作業機の能力は作業機が大型化するほど 1 日の作業面積は増大するため、代かき日数の計画に当たっては、水田区画の大きさに対応した大型トラクタの作業能力から決めることが合理的となる場合がある。

(3) ピーク用水量について

農業農村整備事業計画マニュアル ～P4-60 には、次のように記載されている。

<参考> ピーク用水量の決定

ピーク用水量は、用水量断面の算定など末端用水施設の規模を決定する上で重要である。一般には代かき用水量がピークとなることが多いが、次のような場合比較検討する必要がある。

代かき用水時・・・整備された乾田では、120～180 mmが標準値である。大区画では、田面不均平を考慮し10～20mm 加算することが望ましい。流量が小さくかん水時間が長いと水量は増加する。また、代かき機械の作業能力を考慮することも必要となる。

【出典：ほ場基（田） P129】

（例）ローテーション用水量算定

通常の代かき日数である15日間で代かき作業を完了させる計画であり、代かき作業機械の1日1台当たりの作業能力を2haとして $A=2 \times 15=30\text{ha}$ を代かきローテーションの最小面積としている。

したがって、この面積より大きい面積の場合は、15日間で代かき作業が完了できるように作業機械台数を増加させることにより対応することになる。一方、代かきローテーション最小面積より小さい場合、作業機械能力が2ha/日/台 $\times 7.5$ 日で代かきするための用水量となる。 【独自】

(4) ローテーションブロックを考慮した代かき用水量の算定事例について

農業農村整備事業計画マニュアル ～P4-69 には、次のように記載されている。

次の算定事例は、1日当たり代掻面積2.0haの場合

<参考>ローテーションブロックを考慮した代かき用水量の算定事例

代かき期は、各農家がほ場をローテーションしながら作業することが想定される。代かき機械の作業能力と代かき日数を考慮し、過不足のない用水計画とするため、以下のような計算手法により算定を行っている。

ローテーション流量の算出(断面決定用流量)

(1) 計画単位用水量(換算粗用水量)

(単位: $\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$)

土性タイプ	代掻期	普通期	深水期
I	0.0045895	0.0033822	0.0042032

(2) 灌水深

土性タイプ	代掻期	普通期
I	33.7 mm	24.8 mm

2. 計画流量(地区内)

(1) 末端用水路の断面算定

設計流量は代掻期流量を原則とするが、末端用水ピーク時の作業能力を考慮し次の基準にして最大用水量を求める。

・代掻期の流量増率の算出

(条件)

・1日当り代掻面積 2.0 ha(トラクター代掻能力より)

・代掻日数 15 日

・代掻作業水単位用水量(但し1日で灌水)

$$\text{土性タイプ I : } 33.7 \times 15 - (15 - 1) \times 24.8 = 158.3 \text{ mm/day}$$

$$\text{開水路 } \frac{158.3}{86400} \times \frac{10000}{1000 \times 0.85} = 0.0215550 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

土性タイプ I

日数 (日)	面積 (ha)	代掻き作業水から求めた必要水量 (m^3/s)	代掻き単位用水量から求めた必要水量 (m^3/s)	割増率 (%)
1	2	0.0215550 × 2 = 0.0431100	0.0045895 × 2 = 0.0091790	470
2	4	0.0431100 + 0.0033822 × 2 = 0.0498744	0.0045895 × 4 = 0.0183580	272
3	6	0.0431100 + 0.0033822 × 4 = 0.0566388	0.0045895 × 6 = 0.0275370	206
4	8	0.0431100 + 0.0033822 × 6 = 0.0634032	0.0045895 × 8 = 0.0367160	173
5	10	0.0431100 + 0.0033822 × 8 = 0.0701676	0.0045895 × 10 = 0.0458950	153
6	12	0.0431100 + 0.0033822 × 10 = 0.0769320	0.0045895 × 12 = 0.0550740	140
7	14	0.0431100 + 0.0033822 × 12 = 0.0836964	0.0045895 × 14 = 0.0642530	130
8	16	0.0431100 + 0.0033822 × 14 = 0.0904608	0.0045895 × 16 = 0.0734320	123
9	18	0.0431100 + 0.0033822 × 16 = 0.0972252	0.0045895 × 18 = 0.0826110	118
10	20	0.0431100 + 0.0033822 × 18 = 0.1039896	0.0045895 × 20 = 0.0917900	113
11	22	0.0431100 + 0.0033822 × 20 = 0.1107540	0.0045895 × 22 = 0.1009690	110
12	24	0.0431100 + 0.0033822 × 22 = 0.1175184	0.0045895 × 24 = 0.1101480	107
13	26	0.0431100 + 0.0033822 × 24 = 0.1242828	0.0045895 × 26 = 0.1193270	104
14	28	0.0431100 + 0.0033822 × 26 = 0.1310472	0.0045895 × 28 = 0.1285060	102
15	30	0.0431100 + 0.0033822 × 28 = 0.1378116	0.0045895 × 30 = 0.1376850	100

※ 上表の割増率を考慮して、本地区の水理計算を行う。

$$A = 0 \sim 2 \text{ ha} \quad Q = 0.0215550 \cdot A \quad (m^3/s/ha)$$

$$A = 2 \sim 30 \text{ ha} \quad Q = 0.0431100 + 0.0033822 \times (A - 2.0) \quad (m^3/s/ha)$$

$$A = 30 \sim \text{ ha} \quad Q = 0.0045895 \cdot A \quad (m^3/s/ha)$$

※代掻き単位用水量から求めた必要水量と代掻き作業水から求めた必要水量を比較すると、大きくその値が異なることに着目する。

このことから、『末端ほ場の水田用水量の算出に当たっては、水利権水量を確認するとともに、受益地区における営農の実態に応じて必要水量を決定する。』と解釈する。

ここがポイント

- ① 水田用水量は、地域の栽培方式や水管理方式、ほ場条件等によって大きく変化するので、必要な時期に必要な量が確保されるよう、営農に係る現況実態や今後の動向も勘案して、合理的な計画を策定する必要がある。
- ② ピーク用水量は、用水量断面の算定など末端用水施設の規模を決定する上で重要である。
『末端ほ場の水田用水量の算出に当たっては、水利権水量を確認するとともに、受益地区における営農の実態に応じて必要水量を決定する。』と解釈する。
- ③ 上位事業として国営事業がある場合には、国営事業における代掻きピーク流量の算定手法について確認を行う。

参考文献

- ・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画 農業用水(水田) ～平成22年7月～
農林水産省農村振興局
- ・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画 ほ場整備(水田) ～平成25年4月～
農林水産省農村振興局
- ・農業農村整備事業計画マニュアル ～平成21年1月策定(平成27年4月一部改正)～
北海道農政部

【引用文献】 用地測量調査マニュアル

北海道開発局開発監理部用地課

用地測量調査マニュアル

令和5年3月一部改正

北海道開発局開発監理部用地課

I 用地測量調査マニュアル

令和5年3月一部改正

北海道開発局開発監理部用地課

I 用地測量調査マニュアル

目 次

用マ1～117

2-1	通 則	1
2-1-1	目 的	1
2-1-2	適用範囲	1
2-1-3	施行上の義務及び心得	1
2-2	資料調査	6
2-2-1	資料図の調査	6
2-2-2	公図等の転写	6
2-2-3	公図等転写連続図の作成	7
2-2-4	土地の登記記録等の調査	7
2-2-5	建物の登記記録の調査	8
2-2-6	権利者の確認調査	9
2-2-7	調査書の作成	10
2-3	境界確認	10
2-3-1	立会い準備	10
2-3-2	境界立会い画地及び範囲	11
2-3-3	境界立会い	12
2-3-4	公共用地境界確定協議	14
2-4	境界測量	15
2-4-1	用地測量の基準点	15
2-4-2	補助基準点の設置	15
2-4-3	用地幅杭設置測量	16
2-4-4	用地幅杭点間測量	17
2-4-5	境界測量	17
2-4-6	用地境界仮杭設置	19
2-4-7	用地境界杭の設置	19
2-4-8	境界点間測量	20
2-4-9	用地現況測量	21

2-5	面積計算	21
2-5-1	面積計算の範囲	21
2-5-2	面積計算の方法	22
2-5-3	計算数値の取扱	22
2-5-4	現況地目別の求積	23
2-6	用地実測図原図等の作成	23
2-6-1	用地実測図原図等の作成	23
2-7	土地調書の作成	32
2-7-1	土地調書（地積集計表）の作成	32
2-8	国公有地の測量調査	32
2-8-1	国公有地の測量調査	32
2-9	成果等	32
2-9-1	成果等	32
	別表一覧表	34
	マニュアル様式	39
	参考資料	58
	様式記載例	76

2-5-4 現況地目別の求積

現況地目別の求積方法は、一筆ごと、取得地等ごとに地目別の面積を求めるものとする。

[解説]

- (1) 土地に付属するあぜ、みぞ、その他これらに類するものがあるときはこれらを主たる地目に含めて求積する。
- (2) 現況地目の求積は、プランメーター求積でも差し支えない。なお最終地目についても確認する。
- (3) 地目別求積は原則として評価額の高い地目から順次求積する。
[例] 宅地、田、畑、山林・・・原野
- (4) 地目別の地積は、小数2位とする。ただし、最終地目の地積は潰地地積より各地目の地積を差引きし算出する。
- (5) 一筆の土地に数箇所の潰地がある場合は、潰地ごとに符号をつけて地目別求積する。
- (6) 同一潰地内に離れて同地目がある場合は個々に求積し小計とする。
- (7) 不動産登記法の地目以外の取扱については、課内で検討する。
- (8) 国公有地の地目別求積については、占用許可の有無に関係なく必要に応じて求積するものとする。

2-6 用地実測図原図等の作成

2-6-1 用地実測図原図等の作成

受注者は、境界測量等の成果及び用地現況測量の成果により、用地実測図原図、用地平面図、地積測量図及び土地所在図を作成するものとする。

2 各図の品質及び規格は下記のとおりとする。

- (1) 用地実測図原図
- (2) 用地平面図
- (3) 地積測量図及び土地所在図 規則第74条第3項に定める様式

3 縮尺は原則として、1/500又は1/1,000とする。

ただし、特別な場合は監督職員と協議し承認を得た上で適宜その縮尺とすることができるものとする。

4 用地実測図原図及び用地平面図の記載事項は、別表-1によるものとする。

5 現況の表示方法は、別表-2によるほか公共測量標準図式付録7(作業規程第108条)によるものとする。

6 地積測量図及び土地所在図は、用地実測図原図に基づいて、規則第73条から第78条までの規定により作成するものとする。

7 用地実測図原図を点検し、最終点検結果を用地実測図原図精度管理表(様式-25)

に記載するものとする。

- 8 用地平面図を点検し、最終点検結果を用地平面図精度管理表（様式-26）に記載するものとする。

〔解 説〕

(1) 用地実測素図の作成

ア 資料の読取は原則として座標読取機を使用し、又プロット誤差の限度は±0.20mm以内とする。

イ 素図は総合調整後プロット（I・Pセンター及び境界点）結線、地番等（字名、地番、所有者名）を鉛筆書きで行い、作図経過等も含めて点検し後続作業を行う。

（注） 総合調整とは実測座標値既知成果、図面読取座標値を総合的に調整した確定座標値に基づきプロット結線した素図に地積測量図を書入、又公簿地積の面積確認等を行うことをいう。

(2) 用地実測図原図の作成

ア 用地実測図原図は素図を基本として作成する。

イ レイヤ構成については、用地測量成果電子納品ガイダンスによるものとする。

ウ 用地実測図原図は、別表-1の内容を記載し作成する。

エ 数値の記載は、計算簿数値の小数3位（四捨五入）とする。

オ 図面の杭の表示方法は別表-2によるものとする。

カ 国公有地は求積表の地番の欄に敷地名（道路敷地、河川敷地、号線敷地等）、所有者欄には所管名・管理者名、備考欄には名称を記載する。

キ 分裂地、全地潰地、地図地積更正のある場合は求積表の備考欄に文字で記載表示する。

ク 一筆地の全体が記載できない場合は、所在図を記載する。

ケ 起点、終点には成果を記入する。（マ様式-7）

コ 地形、地物等に阻害され用地幅杭を現地不入れの場合は、用地実測図原図に点線で表示する。また、特殊境界標、タック等の場合は『特界』『タック』と文字表示する。

サ 作成した用地実測図原図は、別表-1の記載事項について誤りがないか点検し「用地実測図原図精度管理表」（様式-25）に記載するものとする。

シ 既設境界杭については公差内のものだけ表示する。

(3) 用地平面図作成

ア 用地平面図は、別表-1の内容を記載し作成する。

イ 現況地目等の表示方法は、別表-2及び公共測量標準図式付録7（作業規程第108条）によるほか該当記号のない場合は別途記号凡例を作成し表示する。

ウ 全地潰地、地図地積更正のある場合は、地目別求積表の備考欄に文字で記載する。

エ 耕地において借地し、耕作している場合はその氏名を括弧書きで所有者の下に記載する。また、国公有地において占有者のいる場合はその区域及び占有者名を記載する。

オ 起点、終点には成果を記入する。（マ様式-7）

- カ 支障電柱の調査及び図示方法は、参考資料－４にもとづき記載するものとする。
- キ 建物等は用途別に記号を表示し、住宅には居住者名（筆頭者氏名）を記載する。
また、宅地内の工作物等で記号凡例のない場合は文字で表示する。
- ク 庭等の場合は範囲を表示する。
- ケ 林地の場合は同一所有者、同一地番内で人工林、天然林の別、又人工林の場合は植樹林相別に区分して表示する。
- コ 地下埋設物等は図面に表示する。
- サ 「国公有地」に存する建物には官公署名を記載する。
(例 ○○市立図書館 ○○試験所)
- シ 作成した用地平面図は、別表－１の記載事項について誤りがないか点検し「用地平面図精度管理表」（様式－26）に記載するものとする。
- ス 既設境界杭については公差内外、事業用地内外を問わず、すべて表示する。

(4) 用地平面地目別色分図の作成

青図等に地目別色別凡例を貼付し着色する。（マ様式－８）

(5) 地積測量図等の作成

- ア 国公有地については、原則として作成する。ただし、作成にあたっては課内で協議するものとする。
- イ 成果表は原則として潰地及びその該当地の境界点の全点を記載する。
- ウ 所有者名は、申請人欄の上部に鉛筆書で記載する。
- エ 所在図は、法務局備え付け地図等によるものとし、数葉になる場合は特に接合部分に注意する。
- オ 不動産調査報告書は一筆毎に添付する。また、作成にあたっては事前に管轄登記所と充分打ち合せすること。
- カ 地図地積更正の場合に作成する画地調整図は、内容及び作成部数について管轄登記所と充分打ち合せをすること。また、その内容を測量経過説明書にも記載すること。
- キ 平成１７年３月７日から施行された法令の改正により、地積測量図には原則として据置地の求積方法及び地積、辺長並びに境界点の名称、番号、座標値を記載することとなったので注意すること。

また、平成22年4月1日施行の規則改正により、地積測量図に平面直角座標形の番号又は記号及び測量の年月日を記載することとなった（規則第77条）。

(注) 下記２法は分筆地積測量図の全地求積を規定したものである。

○不動産登記令（平成16年12月1日政令第379号）

第２条（定義）第１項第３号

地積測量図 一筆の土地の地積に関する測量の結果を明らかにする図面であつて法務省令で定めるところにより作成されるものをいう。

○規則 第78条（分筆登記の場合の地積測量図）

分筆の登記を申請する場合において提供する分筆後の土地の地積測量図には、分筆前の土地を図示し、分筆線を明らかにして分筆後の各土地を表示し、これに符号を付さなければならない。

(6) 用地測量調査計算簿

ア 基準点計算簿

基準点測量の成果簿は、作業規程第46条（成果等）により整理する。

イ 中心点計算簿

① 本センターの場合

- a 中心点成果対比表
- b I．P逆算計算簿
- c 曲線計算簿（簡易な図面添付）
- d 曲線表

② 仮設センターの場合

- a 仮設I．P逆算表
- b 仮設から本センターへの移行図
- c 本センター座標計算簿
- d 本センター逆算簿
- e 仮設、本センター曲線計算簿（簡易な図面添付）
- f 曲線表（仮設及び本センター）

ウ 幅杭計算簿

- a 杭打図の作成（マ様式－9）

エ 確定座標計算簿

① 境界点成果対比表（確定座標一覧表）（様式－2）

- a 実測座標値
現地実測した結果の座標値を記入する。
- b 既知成果
地籍調査等の既知点座標値を記入する。
- c 図面読取座標値
地籍図等の面積計算時の読取座標値及び自社における座標読取機を使用した座標値を記入する。
- d 確定座標値
上記の各座標を総合的に調整し確定した座標値を記入する。（用地図上にプロットされる全点の確定座標値を記入する。）
- e 境界点番号図
確定した境界点番号（確定番号）図を作成する。

- ② 地籍調査等による資料図、読取座標値リスト
(見取り図に記号、番号を記入)
- ③ 地籍調査等による現地境界座標リスト
(見取り図に記号、番号を記入)
- ④ 境界点計算簿(多角、交点、逆計算等)
境界復元杭の杭打図を作成(マ様式-9準用)する。
- ⑤ 幅杭座標リスト

オ 総合調整計算簿

計算簿はその計算目的を余白等に記載し、表題計算簿名を明確にする。

カ 切合点計算簿(交点計算簿)

切合点の記号は、用地幅杭の記号番号の支号とし、見取り図又は計算簿余白に使用した与点との関係を記入する。また、用地境界仮杭(切合杭)の杭打図を作成(マ様式-9準用)する。

キ 地積計算書(マ様式-5-1)

ク 一筆地地積測定比較表(マ様式1-5-2)

ケ 現況地目別求積計算簿

コ 成果計算簿の整理

- ① 計算簿用紙類は所定の用紙に記載し、原則として基準点計算簿と別冊とし数量により分冊整理する。
- ② 各簿冊毎に表紙、目次、中表紙、コーナー、ページ番号等で整理する。

(7) 経過説明書の作成

- ア 測量経過説明書 (様式-24)
- イ 図面作成経過説明書(様式-24に準じて作成する)
- ウ ○○処理経過説明書(様式-24に準じて作成する)

作業規程第108条 数値地形図データの図式は、目的及び地図情報レベルに応じて適切に定めるものとする。

- 2 地図情報レベル250の場合は、付録7の地図情報レベル500を準用することを標準とする。
- 3 地図情報レベル500から5000までの場合は、付録7を標準とする。
- 4 地図情報レベル10000は基本測量における1万分1地形図図式を標準とする。
- 5 地図情報レベルごとの地図項目の取得分類基準、数値地形図データのファイル仕様、数値地形図データファイル説明書、分類コード等は、付録7を使用することができる。
- 6 多言語による表記を行う場合は、付録8を標準とする。

(8) その他

農水部門の管水路等にあつては、上記の成果物の他に「区分地上権設定図」及び「区分地上権設定調書」を次により作成し、成果物として提出する。

ア 区分地上権設定図

- ① 監督職員から受領した実測線成果（縦平面図の白図等。）に、管水路（外周線）、保護層線、筆界線（買収後の筆界線。）を計算し朱で書き入れる。
- ② 一筆内における最小障害深度箇所の位置及び地盤からの比高を計算する。
- ③ 区分地上権設定図には、各筆ごとに筆界及び最小障害深度箇所の測点、最上標高及び最下標高、最小障害深度箇所の地盤高及び保護層標高を記載する（略図1）。
- ④ 一筆地が広大のため又は工作物の傾斜が大きい場合（注：1）には、階段式設定（略図2）とするが、このような場合には、監督職員の指示を受けること（注：2）。
- ⑤ 傾斜している土地の地表におおむね並行して工作物が設置される場合においては、④を原則とするが、傾斜設定（略図3）が可能な場合があるので、監督職員の指示を受けること（注：2）。
- ⑥ 最小障害深度が0.6m以上となっていることを点検し、結果を監督職員に報告すること。

注：1 「農林地の区分地上権設定対価算定取扱指針」（昭和61年3月27日付け61構改D第218号農林水産省構造改善局長通知）で定める立体利用障害率の範囲ごとに分割すること。

注：2 ④及び⑤の方法を用いる場合は、管轄登記所に表示方法の確認を事前に行うこと。

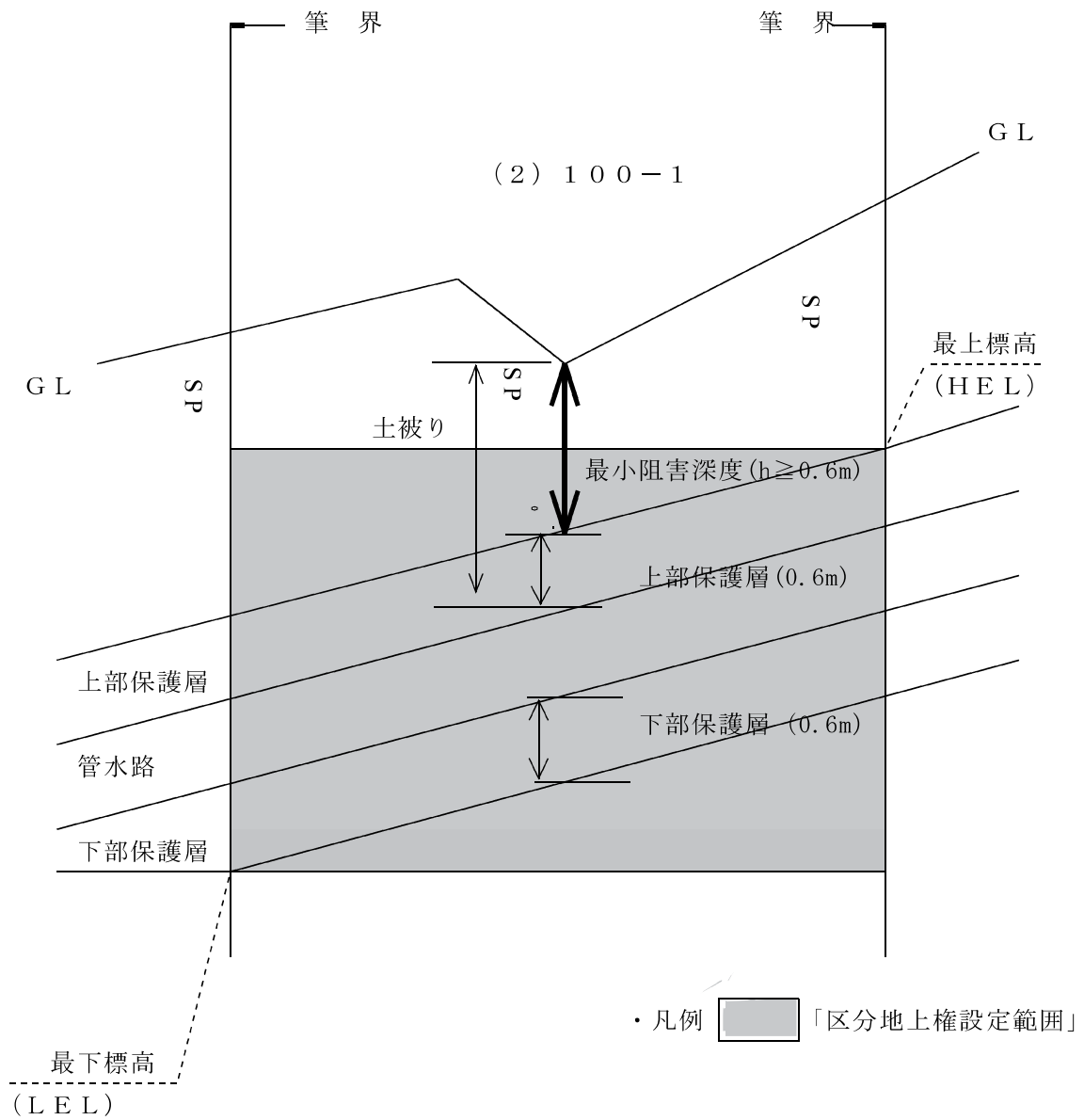
注：3 設定図作成にあたっては、このマニュアルの外、「地上権設定の取扱指針」（平成20年3月26日付け54構改D第233号農村振興局長通知）及び「地上権設定の取扱指針の運用について」（平成20年3月26日付け農村振興局整備部設計課課長補佐（補償担当）通知）の内容を理解し実施すること。

イ 区分地上権設定調書

区分地上権設定図に基づき区分地上権設定調書（マ様式-13）を作成する。

《略図1》

傾斜地における区分地上権の阻害深度について(農水部門の管水路等)



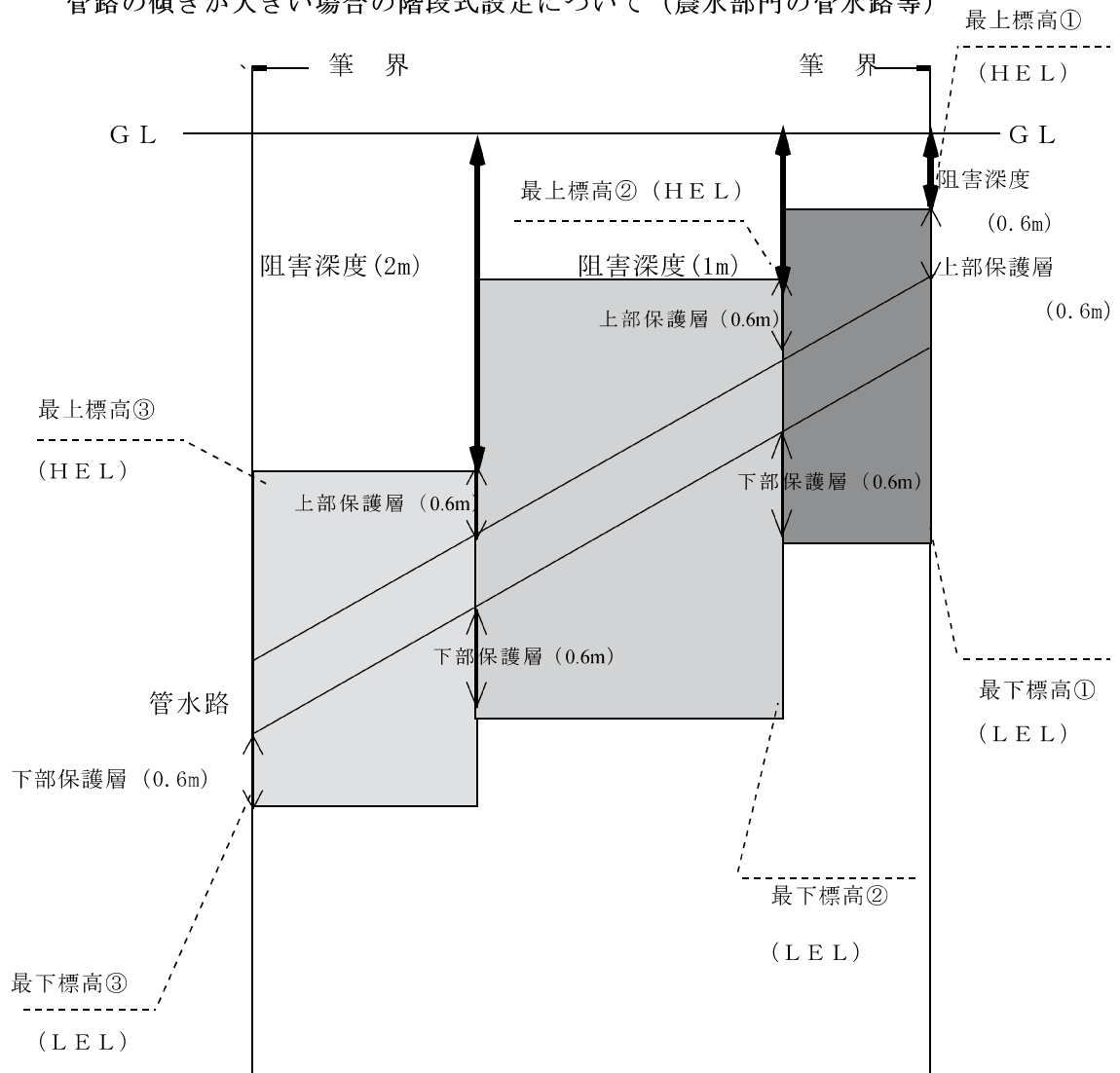
※ [土被り = 上部保護層 (0.6m) + 最小阻害深度 ($h \geq 0.6\text{m}$)]


※区分地上権設定範囲 = 最上標高 (HEL) から最下標高 (LEL) となる。

※保護層は0.6mを原則とするが、上部保護層を縮小しても工作物の保全上耐え得る工法等の場合には、上部保護層を縮小して対応することができる。

《略図2》

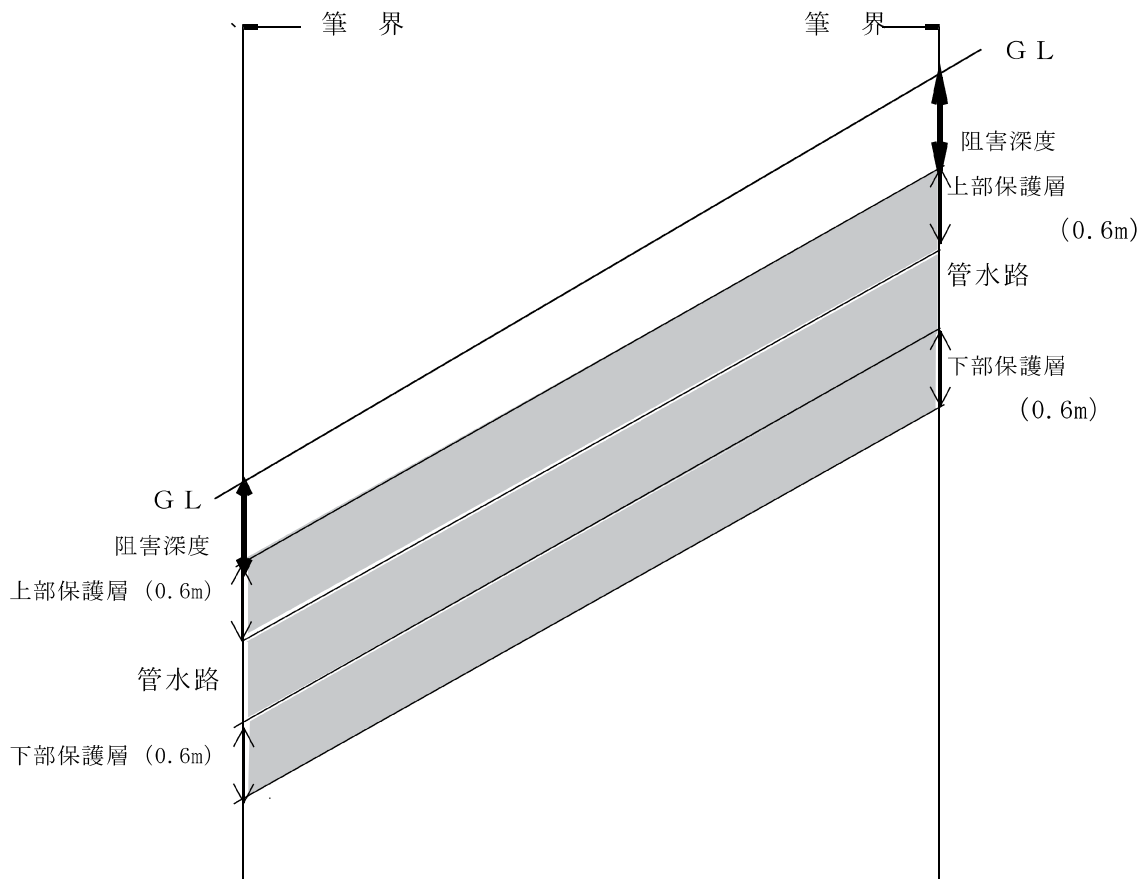
管路の傾きが大きい場合の階段式設定について（農水部門の管水路等）




・凡例  「区分地上権設定範囲」

《略図3》

傾斜している土地におおむね並行して工作物が設置される場合の傾斜設定（農水部門の管水路等）



・凡例  「区分地上権設定範囲」

【引用】 コンクリート構造物における
プレキャスト製品の導入促進について

コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について

令和4年11月10日 4農振第1974号

農村振興局整備部設計課長から各地方農政局農村振興部長、
内閣府沖縄総合事務局農林水産部長あて

(国土交通省北海道開発局農業水産部長は参考送付)

一部改正 令和7年4月7日 7農振第3号

コンクリート構造物の構築に当たっては、これまでも現場条件に応じて、現場打ち、プレキャストコンクリート製品等のそれぞれのメリットをいかし、適材適所で活用してきたところである。

しかしながら、近年、工事現場における技能者不足などの課題に対応するため、更なる生産性の向上、工期短縮、施工管理の負荷軽減、安全性の向上など、工事現場の環境改善が強く求められている。特に、建設業において適用除外とされていた時間外労働の上限の基準について、令和6年4月1日から罰則付きで適用されたことから、適切な工期設定は喫緊の課題となっている。

このことを踏まえ、今後は別添によりプレキャストコンクリート製品の導入をより一層促進することとしたので、設計・施工段階等において適切に実施されたい。

別添

コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について

国営土地改良事業等におけるコンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進のため、車両による運搬が可能な規格のコンクリート構造物については、原則、プレキャスト化することとする。なお、適用に当たっては、以下の留意事項を参考とすること。

1 適用に当たっての留意事項

- (1) 特殊車両による運搬が可能な規格のコンクリート構造物も対象とする。
- (2) 特殊形状のものは対象外とする。
- (3) 輸送路の制約等に係る以下①～③の確認により、導入の可否に精査が必要な場合は、下記2により検討を行うものとする。
 - ① 重量制限や道路線形など事前の輸送ルート
 - ② 現場周辺の待機場所の有無などの情報
 - ③ 関係機関、地元関係者と安全条件、騒音・振動などの環境条件等

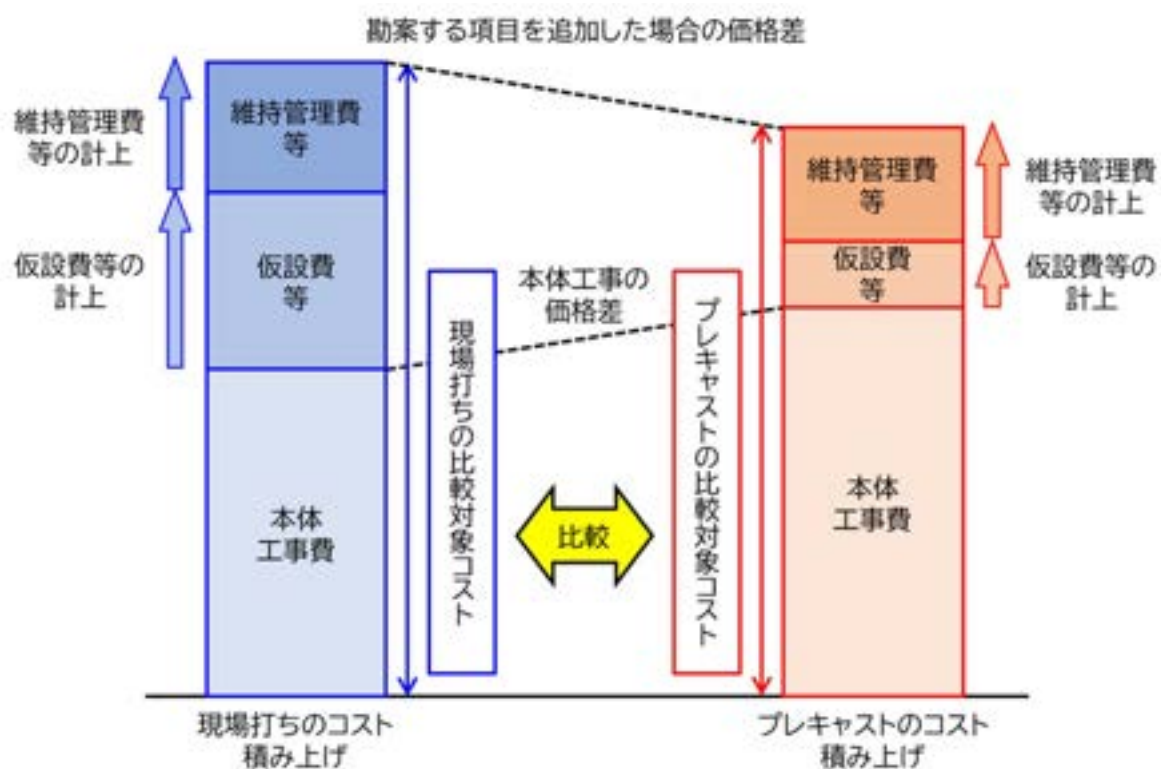
2 導入の可否に精査が必要な場合の検討

1 (3) において、精査が必要になった場合には、以下に示すような項目(例)を勘案のうえ比較検討するものとする。また、これ以外にも計上可能な要素(工期短縮効果、安全性向上効果、施工性、周辺交通に与える影響等)について適宜計上のうえ比較検討するものとする。

(例)

- ・ 本体工事費
- ・ 仮設工(土留工、水替工等)に関する費用
- ・ (工期を踏まえた)安全費(交通誘導警備員等)に関する費用
- ・ 残土処理工(残土処分等)に関する費用
- ・ 構造物の詳細設計に関する費用
- ・ 共通仮設費(比較対象ごとに異なる場合)
- ・ 維持管理、補修費用

<検討イメージ>



【引用】 事務連絡：現場打ちRCの防寒養生について

事 務 連 絡
令和 2 年 1 0 月 1 日

各開発建設部
農業整備（開発）課長 殿

農業水産部農業設計課
課長補佐（設計施工）

現場打ちコンクリートフルーム水路工事における防寒養生について

これまで、現場打ちコンクリートフルーム水路工事における冬期の雪寒仮囲いについては、積算上、対象構造物全体をシートにより雪寒仮囲いすることとしていた。このため、上屋部分へのシート設置、資材搬入やコンクリート打設時における上屋シートの取り外し、再敷設及び上屋シートの除雪に多大な労力を要していた。

しかし近年、少子高齢化や他産業と比べて労働時間が長い等の影響から、労働者の確保が困難となっているほか、冬期間における高所での屋外作業は、労働者の負担が大きいことから、受注者は労働環境改善のため、自らの負担により、雪寒仮囲いの上屋部分をシートから上屋パネルに変更されている状況にある。

こうした中、令和元年6月14日に「公共工事の品質確保に関する法律の一部を改正する法律」が施行され、この中で基本理念として新たに「公共工事等に従事する者の（中略）労働環境の適正な整備について配慮すること」（第三条8項）が定められたほか、発注者等の責務として新たに「公共工事等の実施の実態等を的確に反映した積算を行うこと」（第七条1項）が定められた。

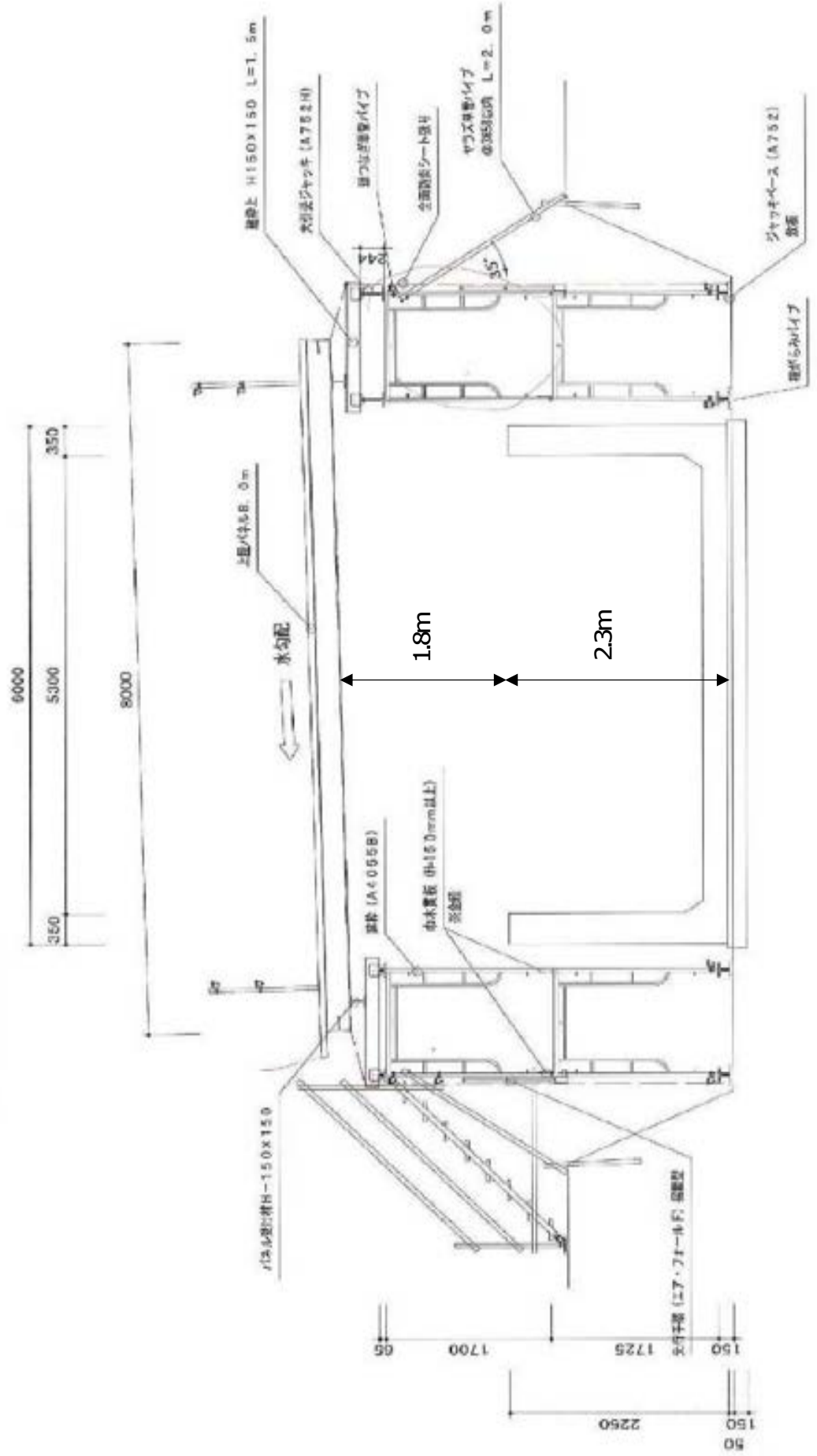
このため、現場打ちコンクリートフルーム水路工事における雪寒仮囲いについて、試験工事を実施した結果、労働環境の改善効果が確認出来たことから、現場実態を的確に反映するため、水路外幅11.6m以内の水路については、上屋部分をシートから上屋パネルに変更するので、適切に対応されたい。

また、囲い内の給熱養生については、水路外幅に関係無く、全ての現場打ちコンクリートフルーム水路において、コンクリート量による特殊養生の積算方式から、内空体積により必要なジェットヒーター台数等を算出する方式へ変更するので、積算にあたっては、留意されたい。

なお、本事務連絡は、令和2年10月1日以降入札公告を行う工事より適用するものとする。

（発議：土地改良技術専門官）

上屋パネル工法【参考図】



特別調査報告書

さきに本会あてご依頼ありました表題の件については早速調査を実施し
 その結果をとりまとめましたので、下記のとおりご報告申し上げます。

記

建設資材の価格について

調査時期 2019年12月上旬
 適用地区 [REDACTED]
 価格段階 レンタル業者置場渡し、置場戻し価格とし、消費税は別途
 調査先 レンタル業者
 取引条件 現金決済を原則とする。(但し、請求締切後60日以内の
 支払いは現金とみなす。)

(価格：円)

名称	規格・仕様	単位	価格	備考
養生用上屋 ^ハ 裨賃料 基本料	L=6~10m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上)	m ²	808	
養生用上屋 ^ハ 裨賃料	L=6~10m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上) 1~90日まで	m ² ・日	74	
養生用上屋 ^ハ 裨賃料	L=6~10m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上) 91~180日まで	m ² ・日	71	
養生用上屋 ^ハ 裨賃料 基本料	L=11~13m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上)	m ²	836	
養生用上屋 ^ハ 裨賃料	L=11~13m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上) 1~90日まで	m ² ・日	93	
養生用上屋 ^ハ 裨賃料	L=11~13m 受台・固定金具含む 積雪30cm(90kg/m ² 以上) 91~180日まで	m ² ・日	92	

以上

4. 参考資料

4.1 冬期施工の数量計算書

現場打ちコンクリートフルーム工

工種	名称	形状寸法	単位	数量		摘要
				現設計	変更設計	
	雪寒仮囲い	Wタイプ 枠組足場部 標準	m2	97		
	雪寒仮囲い	Wタイプ 枠組足場以外 標準	m2	58		
	上屋パネル基本料	L=6-10 受台・固定金具含む	m2	110		
	上屋パネル賃料	L=6-10 受台・固定金具含む 1-90日まで 供用日数39日	m2	110		
	上屋パネル設置撤去		m2	110		一次単価表(単価-01)
	上屋パネル運搬費	北海道 仮設材等の運搬 13.9km 12m以内 冬期割増 無	t	3.00		※共通仮設費 運搬費で計上
	上屋パネル積込取卸	積込み, 取卸し(往復分)	t	3.00		※共通仮設費 運搬費で計上
	特殊養生費		式	1		一次単価表(単価-02)

P~

現場打ちコンクリートフルーム工

材 料 計 算 書

名称	計 算 式	数 量	単位	略 図
雪寒仮囲い	Wタイプ 枠組足場部 標準	96.56	m2	※フルーム水路側壁部の仮囲い
	「給熱養生算出書」1計算諸元より			
	L= 13.60 ⑦仮囲い延長			
	H1= 1.75 ⑥外側側壁高			
	H2= 1.80 ⑨作業用高			
	$(13.6 \times (1.75 + 1.8)) \times 2$	= 96.56		
雪寒仮囲い	Wタイプ 枠組足場以外 標準	57.51	m2	※フルーム水路妻部の仮囲い
	「給熱養生算出書」1計算諸元より			
	W= 8.10 ④仮囲い幅			
	H1= 1.75 ⑥外側側壁高			
	H2= 1.80 ⑨作業用高			
	$(8.1 \times (1.75 + 1.8)) \times 2$	= 57.51		

P~

現場打ちコンクリートフリューム工

材 料 計 算 書

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
上屋パネル基本料	L=6-10 受台・固定金具含む 【上屋パネル面積の算定】 「給熱養生算出書」1計算諸元より L= 13.60 ⑦仮囲い延長 W= 8.10 ④仮囲い幅 13.6×8.1 = 110.16	110.16	m2	※規格欄の「1-90日まで 供用日数」については、供用日数を算定したのち書き加えている。
上屋パネル賃料	L=6-10 受台・固定金具含む 1-90日まで 供用日数39日 【上屋パネル面積の算定】より = 110.16 【供用日数の算定】 ①搬入日数 細部運用P.112より 5 日 ②使用日数 工程表より 30 日 ③搬出日数 細部運用P.112より 4 日 5+30+4 = 39.00 日 よって、使用する賃料は 1-90日まで を使用する。	110.16	m2	

P~

現場打ちコンクリートフリューム工

材 料 計 算 書

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
上屋パネル設置撤去	【上屋パネル面積の算定】より = 110.16 ※歩掛構成は、一次単価表(単価-01)を参照	110.16	m2	※運搬距離は別途算定すること
上屋パネル運搬費	北海道 仮設材等の運搬 13.9km 12m以内 冬期割増 無し 【重量の算定】 上屋パネル1枚当り重量 0.6 t/枚 上屋パネル規格 幅 = 2.5 m 長さ = 10 m 上屋パネル1枚当り面積 2.5×10 = 25.00 m2 上屋パネル必要枚数 上屋パネル面積 110.16 ÷ 上屋パネル1枚当り面積 25.00 = 5 上屋パネル運搬重量 0.6×5 = 3.00	3.00	t	
上屋パネル積込取卸	積込み、取卸し(往復分) 上屋パネル運搬重量と同様 = 3.00	3.00	t	
特殊養生費	※歩掛構成は、一次単価表(単価-02)シートを参照	1	式	

P~

給熱養生算出書

入力欄

1 計算諸元

(1) 開水路諸元

外幅(m)	型枠支保幅(m)	足場幅(m)	仮囲い幅(m)	スパン長(m)	余裕幅(m)	仮囲い延長(m)	外側側壁高(m)
①	②	③	④=①+((②+③)×2)	⑤	⑥	⑦=⑤+((⑥×2)	⑧
4.7	0.5	1.2	8.1	12.00	0.8	13.60	1.75

(2) 枠組足場部

スパン長(m)	外側側壁高(m)	作業用高(m)	枠組足場部(m ²)
⑤	⑧	⑨	⑩=(⑤×(⑧+⑨))×2
12.00	1.75	1.80	85.20

(3) 妻部

妻部幅(m)	外側側壁高(m)	作業用高(m)	妻部(m ²)
⑪=(①+②)×2	⑧	⑨	⑫=(⑪×(⑧+⑨))×2
5.70	1.75	1.80	40.47

(4) 仮囲い面積(シート面積)

仮囲い諸元		仮囲い面積				
仮囲い幅(m)	仮囲い延長(m)	仮囲い高(m)	妻部	側壁部	屋根部	合計
④	⑦	⑬=⑧+⑨	⑭=(④×⑬)×2	⑮=(⑦×⑬)×2	⑯=④×⑦	⑰=⑭+⑮+⑯
8.1	13.60	3.55	57.51	96.56	110.16	264.23

(5) 鉄筋コンクリート数量

底盤厚(m)	側壁厚(m)	内幅(m)	内側側壁高(m)	浮上対策部(m)	スパン長(m)	ハンチ部(m ²)
⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	⑤	㉓
0.25	0.25	4.20	1.45		12.00	0.015

コンクリート(m ³)			
底盤(m ³)	側壁(m ³)	ハンチ(m ³)	合計(m ³)
㉔=(⑱×(⑳+㉑)×2)×⑤	㉕=(⑲×㉑)×⑤×2	㉖=(⑤×㉓)×2	㉗=㉔+㉕+㉖
14.10	8.70	0.36	23.16

※タラップスペース等による増分は考慮しない(省略する)

(6) 仮囲い体積

仮囲い幅(m)	仮囲い延長(m)	仮囲い高(m)	仮囲い体積(m ³)
④	⑦	⑬	㉘=④×⑦×⑬
8.1	13.60	3.55	391.07

(7) 内空体積

仮囲い体積(m ³)	コンクリート量(m ³)	内空体積(m ³)
㉘	㉙=㉗	㉚=㉘-㉙
391.07	23.16	367.91

2 養生計画条件

(1) 施工場所

岩見沢

(2) 養生期間

工程表(等)より
11月中旬 ~ 12月上旬 ※旬単位で記入する。

(3) 平均外気温

「寒中コンクリート施工指針・同解説 2010改定 日本建築学会 P.0より
-2.5℃

(4) 加熱養生の計画養生温度

温度制御養生期間中の養生温度		温度制御養生期間後の温度	
5	℃以上	0	℃以上

〈温度制御養生期間後の温度〉
根拠「農業土木工事共通仕様書 P.1-88 5. 養生中のコンクリート温度 なお書き」

(5) 仮囲いの寸法と床面積および容積

長辺	13.6 m	※1(1)④仮囲い幅、もしくは⑦仮囲い延長
短辺	8.1 m	※1(1)④仮囲い幅、もしくは⑦仮囲い延長
床面積	110.16 m ²	
容積	367.91 m ³	※1(1)㉚内空体積

(6) 仮囲いの壁面積

壁面積 264.23 m² ※1(1)⑰仮囲い面積:合計

(7) セメントの種類

普通ポルトランドセメント ←リストより選択する。

(8) 構造物が置かれている状況

しばしば凍結融解を受ける ←リストより選択する。

(10) 計画養生温度における養生日数

5	℃以上	→	9	日
0	℃以上	→	2	日
合計養生日数		9+2=	11	日

〈養生日数について〉
根拠「農業土木工事共通仕様書 P.1-88 表1-3-4 寒中コンクリートの温度制御養生期間」

5℃以上の温度抑制養生を行った後の次の春までに想定される凍結融解の頻度	養生温度	セメントの種類		
		普通ポルトランドセメント	早強ポルトランドセメント	混合セメントB種
(1)しばしば凍結融解を受ける場合	5℃	9日	5日	12日
	10℃	7日	4日	9日
(2)まれに凍結融解を受ける場合	5℃	4日	3日	5日
	10℃	3日	2日	4日

養生温度を0℃以上に保つ期間は、2日で固定。
根拠「農業土木工事共通仕様書 P.1-88 5. 養生中のコンクリート温度 なお書き」

〈しばしばの決定理由〉

しばしばとは、打設後、気温が暖かくなる次の春まで、何度も凍結融解の繰り返しで想定される時期にコンクリートを打設した場合を指す。例としては、11月下旬~1月頃に打設する場合。

3 伝熱による熱損失量(Q1)

Q1= $\Sigma (Kn \times Sn)$
 上屋の伝熱による単位時間・温度差1°Cあたり熱損失量 [W/K (Kcal/h°C)]

Kn 上屋材料の熱損失係数 [W/m2K (Kcal/m2h°C)]
 Sn 上屋材料の面積 [m2]

(1) 床 上屋材料(部材の表面の状況)

地盤、コンクリート

Kn-1 熱損失係数 = 2.5 Kcal/m2h°C
 Sn-1 面積 = 110.16 m2

(2) 壁 上屋材料(部材の表面の状況)

シート

Kn-2 熱損失係数 = 8.6 Kcal/m2h°C
 Sn-2 面積 = 264.23 m2

∴

Q1= (Kn-1 × Sn-1) + (Kn-2 × Sn-2)
 (2.5 × 110.16) + (8.6 × 264.23) = 2,547.78 Kcal/h°C

(熱損失係数について)

根拠「寒中コンクリート施工指針・同解説 2010改定 日本建築学会 P.79 解説表9.2 上屋材料の熱損失係数」

上屋材料(部材の表面の状況)	熱損失係数	
	W/m2K	(Kcal/m2h°C)
合板12mm+シート	7.0	(6.0)
薄鉄板(トタン板)	14.0	(12.5)
シート	10.0	(8.6)
ポリカーボネート	8.5	(7.5)
厚手ポリフィルム	9.3	(8.0)
地盤コンクリート	2.9	(2.5)

※以降、「寒中コンクリート施工指針・同解説 2010改定 日本建築学会」を「指針」と称す。

4 換気回数(N)

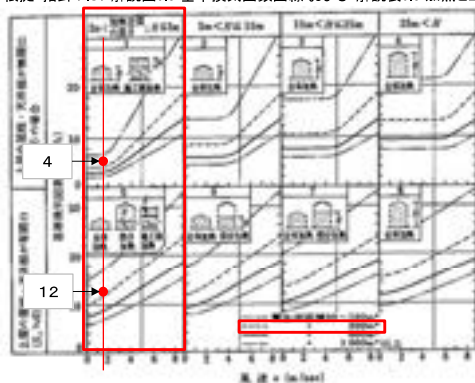
N= $Ns \times A \times B \times C \times D$ (回/h)

Ns 基準換気回数 (回/h)
 A 囲いのサイズによる補正係数
 B 囲い材の継ぎ目状態による補正係数
 C 上屋の平面形状による補正係数
 D 囲い材の一重・二重と継ぎ目の良否状態による補正係数

(1) 基準換気回数

日中(昼)	荷の搬出入作業のために養生上屋天井面の開口部を開ける	→	有開口
夜間(夜)	作業がないため養生上屋天井面の開口部を塞ぐ	←	無開口
加熱空間	全体		
加熱空間の高さ	2m	<	3.55 ≦ 5m
風速	1.6 m		1(4)⑬仮囲い高さ
養生床面積	50m2	<	110.16 ≦ 300m2
日中(昼)	12	内分比	1/3 ※勤務時間の8時間÷1日(24時間)
夜間(夜)	4	内分比	2/3 ※勤務時間外の16時間÷1日(24時間)
Ns=	12 × 1/3 + 4 × 2/3 =		6.7 回/h

根拠「指針 P.81 解説図9.3 基準換気回数曲線 および 解説表9.3 加熱と上部開口状態による上屋の分類、P.82 解説表9.4 各値の換気回数計算用風速」



【注意！】
 この記載例では、旭川を例に基準換気回数を求めている。
 実際に積算する際は、黄色セルに入力した値を見ながら曲線と風速とが交わる値を読み取ること。

地域	風速(m/s)
旭川	1.8
帯広	2.2
網走	4.0
札幌	2.4
小樽	3.0
苫小牧	4.6
室蘭	6.0
函館	3.0

(2)補正係数

イ)補正係数A

囲い材のサイズ $\phi 1$ 3.6 m → 補正係数 1
 $\phi 2$ 5.4 m

根拠「指針 P.82 解説表9.5 囲い材サイズによる補正係数A」

囲い材	囲い材のサイズ(m)		備考	補正係数A
	$\phi 1$	$\phi 2$		
建築工用シート	3.6	5.4	(1/ $\phi 1$ +1/ $\phi 2$) 0.46	1
	3.6	4.8	0.49	1.1
	2.7	3.6	0.65	1.4
	1.8	5.4	0.74	1.6
	1.8	5.1	0.75	1.6
	1.8	4.8	0.76	1.7
	1.8	3.6	0.83	1.8

ロ)補正係数B

継ぎ目の状態 普通 → 補正係数 1
 すき間感開閉 1.0~2.0 cm

根拠「指針 P.82 解説表9.6 囲い材の継ぎ目状態による補正係数B」

継ぎ目の状態	補正係数B	すき間開閉(cm)	備考
良好	0.3	0~0.5	目張りなどによりほとんど隙間・開口が場合
普通	0.5	0.5~1.0	囲い材同士につき合わせ・緊結良く隙間開口がない場合
やや不良	1	1.0~2.0	所々に隙間がある場合
不良	1.5	2.0~3.0	緊結がルーズで隙間・開口が多い場合
	3	3.0以上	大きい隙間・開口が多い場合

ハ)補正係数C

短辺 X= 8.1 m
 長辺 Y= 13.6 m
 辺長比 X/Y= 0.60
 0.0 < 0.60 ≤ 1.0 → 補正係数 1

根拠「指針 P.83 解説表9.7 上屋の平面形(辺長比)による補正係数C」

囲い材	事務所・商業ビルなどに多い			学校・アパートなどに多い	
辺長比X/Y	1.0	2.0	3.0	5.0	7.0
補正係数C	1.0	1.2	1.5	1.8	2.1

ニ)補正係数D

囲い方の種類 一重囲い シートまたは合板 → 補正係数 1
 外囲いの種類

根拠「指針 P.83 解説表9.8 囲み材の一重・二重と継ぎ目の良否状態による補正係数D」

一重囲い	外囲いの種類	内囲いシートの継ぎ目状態		補正係数D
		シート	合板	
二重囲い	シート	良好	1.0	1.0
		普通	0.7	0.8
		やや良好	0.8	0.9
		不良	0.9	1.0
	合板	良好	0.6	0.7
		普通	0.7	0.8
		やや良好	0.8	0.9
		不良	0.9	1.0

∴ N= $N_s \times A \times B \times C \times D$
 $6.7 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 = 7$ 回/h

5 換気による熱損失量(Q2)

Q2= $0.35 \times N \times V$
 上屋の換気による単位時間・温度差1℃あたり熱損失量 [W/K]

0.35 定数 [W/m3K]
 N 上屋内部空気の1時間あたり換気回数 [回/h]
 V 上屋内部の(建築物内部も含む)空気容積 [m3]

↓ ※単位変換

Q2= $0.3 \times N \times V$
 上屋の換気による単位時間・温度差1℃あたり熱損失量 [Kcal/h℃]

0.3 定数 (空気の容積比熱 [Kcal/m3℃])
 N 上屋内部空気の1時間あたり換気回数 [回/h]
 V 上屋内部の(建築物内部も含む)空気容積 [m3]

∴ Q2= $0.3 \times 7 \times 367.91 = 772.61$ Kcal/h℃

6 伝熱および換気による熱損失量(Q)

Q= (Q1+Q2)(T1-Tme)
 Q1 上屋の伝熱による単位時間・温度差1℃あたり熱損失量 [Kcal/h℃]
 Q2 上屋の換気による単位時間・温度差1℃あたり熱損失量 [Kcal/h℃]
 T1 計画養生温度 [℃]
 T2 平均外気温 [℃]

(1) 加熱養生の計画養生温度 5 °C以上のときの伝熱および換気による熱量損失(Q-1)

Q1 2,547.78
 Q2 772.61
 T1-1 5
 T2 -2.5
 Q-1= (2547.78+772.61)(5-(-2.5))= 24,903 Kcal/h

(2) 加熱養生の計画養生温度 0 °C以上のときの伝熱および換気による熱量損失(Q-2)

Q1 2,548
 Q2 772.61
 T1-2 0
 T2 -2.5
 Q-2= (2547.78+772.61)(0-(-2.5))= 8,301 Kcal/h

∴ Q= Q1+Q2= 24903+8301= 33,204 Kcal/h

7 仮囲い1スパン当りの総カロリー(H)

H= Q-1×D1+Q-2×D2
 Q-1 計画養生温度 5 °C以上のときの伝熱および換気による熱量損失
 Q-2 計画養生温度 0 °C以上のときの伝熱および換気による熱量損失
 D1 計画養生温度 5 °C以上のときの養生日数
 D2 計画養生温度 0 °C以上のときの養生日数
 Q-1 24,903 Kcal/h × 24 = 597,672 Kcal/日
 Q-2 8,301 Kcal/h × 24 = 199,224 Kcal/日
 D1 9 日
 D2 2 日

∴ H= 597672×9+199224×2= 5,777,496 Kcal

8 灯油の必要量

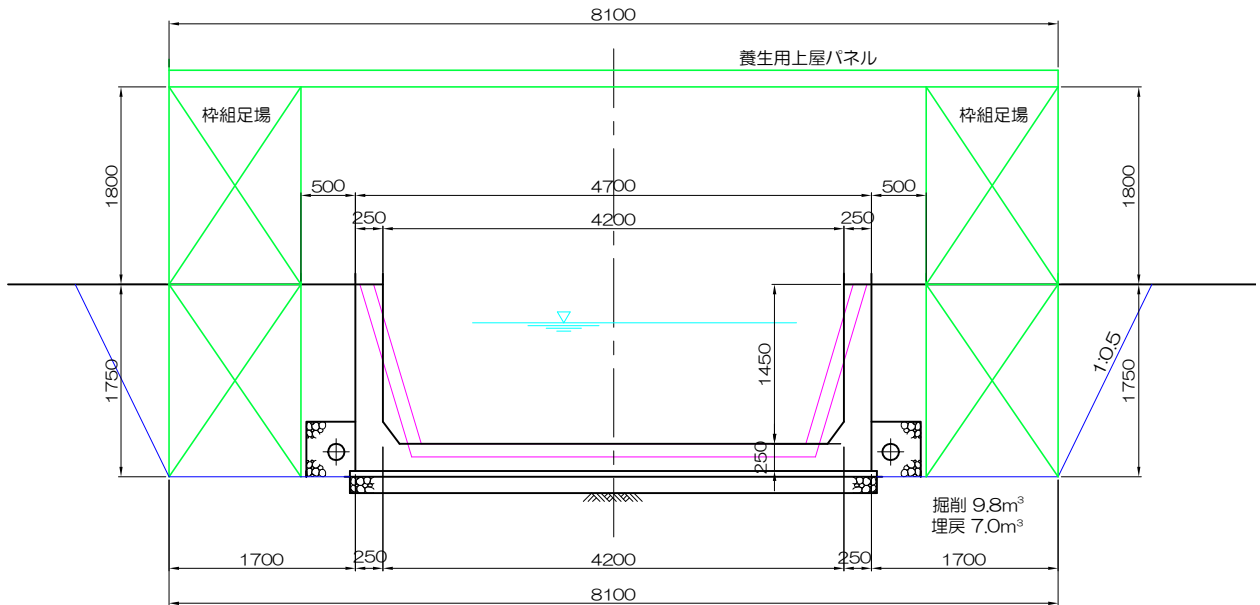
(1) ジェットヒータ 運転時間当り燃料消費量 3.6 L/h
 根拠「令和2年度 土木工事標準積算基準(共有) II-5-③-6 表5.2 (注)1」
 (2) ジェットヒータ 熱出力 30,100 Kcal/h
 根拠「局単価コード31052 ジェットヒータ 規格」
 (3) ジェットヒータ 灯油1ℓ当り発熱量 3.6/30100= 8,360 Kcal/L
 (4) 仮囲い1スパン当り灯油必要量 総カロリー(Kcal/スパン) 5,777,496 / 灯油発熱量(Kcal/L) 8,360 = 691.09 L/1スパン
 ∴ 仮囲い全体の灯油必要量 1スパン当り 691.09 × 対象スパン数 1 = 691.09 L

9 ジェットヒータの必要台数

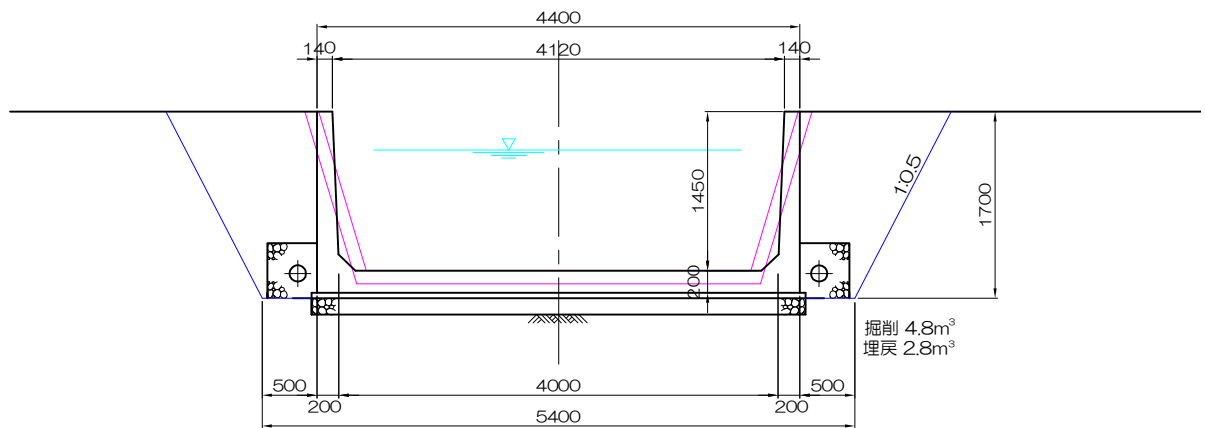
(1) 時間当りの伝熱および換気による熱損失量 33,204 Kcal/h
 (2) 仮囲い1スパン当りジェットヒータ必要台数 時間当りの熱損失量 33,204 / ジェットヒータ 熱出力 30,100 = 1.103122924
 ≒ 2 台/1スパン
 (3) ジェットヒータ必要台数 1スパン当り 2 × 対象スパン数 1 = 2 台
 ∴ 養生日数分のジェットヒータ必要台数 1日当り 2 × 養生日数 11 = 22 延べ台数

4.2 現場打ち RC, PCa 数量計算書

現場打ちRC



PCa



(B=4.20m×H=1.45m)

現場打ちRCフルーム

材料計算書

(甲)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
床掘	土砂 (プラン求積) + 置換	117.60	m3	
	$9.8 \times 12.00 = 117.60$			
基面整正	土砂	57.60	m2	
	$4.80 \times 12.00 = 57.60$			
基礎砕石	再生骨材0-40mm (現場再生品) 12.5cm越17.5cm以下			
	$4.80 \times 12.00 = 57.60$	57.60	m2	
	土砂等運搬 (積込費込み), 往復 $4.80 \times 12.00 \times 0.15 \times 2 = 17.28$	17.28	m3	
埋戻し	埋戻しC (プラン求積)	84.00	m3	
	$7.0 \times 12.00 = 84.00$			
発生土運搬	土砂 (積込費込み), 往復	201.60	m2	
	$117.60 + 84.00 = 201.60$			

P~

(B=4.20m×H=1.45m)

(乙)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
鉄筋コンクリート	RC-1	23.16	m3	
	底版 $4.70 \times 0.25 \times 12.00 = 14.10$	14.10		
	側壁 $0.25 \times 1.45 \times 2 \times 12.00 = 8.70$	8.70		
	ハンチ $0.15 \times 0.20 \times 1/2 \times 2 \times 12.00 = 0.36$	0.36		
	計 = 23.16			
均しコンクリート	C-1	2.88	m3	
	$4.80 \times 12.00 \times 0.05 = 2.88$	2.88		
コンクリート型枠工	無筋・鉄筋構造物	79.93	m2	
	底版・側壁 $(1.75 + 1.25) \times 2 \times 12.00 = 72.00$	72.00		
	ハンチ $\sqrt{(0.15^2 + 0.20^2)} \times 2 \times 12.00 = 6.00$	6.00		
	妻枠 $0.25 \times 1.45 \times 2 + 4.70 \times 0.25 = 1.90$	1.90		
	妻枠 $0.15 \times 0.20 \times 1/2 \times 2 = 0.03$	0.03		
	計 = 79.93			

P~

(B=4.20m×H=1.45m)

(乙)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
コンクリート型枠工	均し基礎 平面又は曲面R=5m超え	1.20	m ²	
	$0.05 \times 12.00 \times 2 = 1.20$			
雪寒仮囲い工	Wタイプ 枠組足場部 標準 (側壁部の仮囲い)	96.56	m ²	
	別途”給熱養生算出書”より = 96.56			
雪寒仮囲い工	Wタイプ 枠組足場以外 標準 (表部の仮囲い)	57.51	m ³	
	別途”給熱養生算出書”より = 57.51			
上屋パネル賃料	L=6-10 受台・固定金具含む 1-90日まで 供用日数39日	1211.76	m ² ・日	
	養生日数 11日 $13.60 \times 8.10 \times 11 = 1211.76$			
上屋パネル設置撤去		1.0	式	
鉄筋作工	SD345 D13 = 1.853	1.853	t	
	SD345 D16~D25 = 1.621	1.621	t	

P~

(B=4.20m×H=1.45m)

(乙)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
成型目地材	KB目地 Jタイプ 50型 1800mm 3.25×2本	6.50	m	
	誘導鉄板 t=1mm, B=35mm, 1829mm	6.50	#	
	化粧目地 J20型	6.50	#	
	KBフォルダ J型	8.00	個	
止水板	反応接着型	7.50	m	
	7.5 = 7.50			
ダウエルバー	φ16, L=1.0m	25.00	本	
	25 = 25.00			
目地材	t=20mm, 発泡倍率14倍	1.93	m ²	
	$4.70 \times 0.25 + 0.25 \times 1.45 \times 2 + 0.15 \times 0.20 = 1.93$			
防水目地材	ポリウレタン系シーリング	7.00	m	
	$(1.75 + 0.25 + 1.25 + 0.25) \times 2 = 7.00$			

P~

(B=4.00m×H=1.45m×L=2.40m)

Pcaフルーム

材料計算書

(甲)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
床掘	土砂 (プラン求積)	57.6	m3	
	$4.80 \times 12.00 = 57.60$			
基面整正	土砂	54.0	m2	
	$4.50 \times 12.00 = 54.00$			
基礎碎石	再生骨材0-40mm (現場再生品) 12.5cm越17.5cm以下			
	$4.50 \times 12.00 = 54.00$	54.0	m2	
	土砂等運搬 (積込費込み), 往復 $4.50 \times 12.00 \times 0.15 \times 2 = 16.20$	16.2	m3	
埋戻し	埋戻しC (プラン求積)	28.8	m3	
	$2.4 \times 12.00 = 28.80$			
発生土運搬	土砂 (積込費込み), 往復	86.4	m2	
	$57.6 + 28.8 = 86.40$			

P~

(B=4.00m×H=1.45m×L=2.40m)

(乙)

名 称	計 算 式	数 量	単 位	略 図
Pcaフルーム	W4.00×H1.45	5.0	m	
	$12.00 / 2.40 = 5.00$			
均しコンクリート	C-1	2.8	m3	
	$4.70 \times 12.00 \times 0.05 = 2.82$			
コンクリート型枠工	均し基礎 平面又は曲面R=5m超え	1.2	m2	
	$0.05 \times 2 \times 12.00 = 1.20$			
TSKJ目地	エチレンプロピレンゴム	34.4	m	
	CAD計測延長 $6.88 \times 5 = 34.400$			

P~

【引用】 用排水路設計指針

北海道農政部



用排水路設計指針

令和5年4月

北海道農政部

第1編 開水路 目次

第1章 総論

1.1 指針の主旨.....	1-1
1.2 用水路の定義及び適用範囲.....	1-1
1.3 用水路の分類.....	1-1
1.4 開水路形式の組織.....	1-2
1.5 設計の基本.....	1-3
1.5.1 設計の基本.....	1-3
1.5.2 水路組織の設計.....	1-3
1.6 設計の手順.....	1-4
1.7 関係法令の遵守.....	1-7
1.8 リサイクル計画.....	1-7
1.9 環境に配慮した用水計画.....	1-9
1.10 参考とすべき文献.....	1-9

第2章 調査

2.1 調査計画.....	2-1
2.2 調査項目.....	2-2
2.3 地形.....	2-2
2.4 地質・土質.....	2-3
2.4.1 調査方法.....	2-5
2.4.2 実施調査.....	2-13
2.5 気象・水文.....	2-15
2.6 立地条件.....	2-15
2.7 環境.....	2-16
2.8 補償.....	2-17

第3章 基本設計

3.1 総則.....	3-1
3.2 設計流量及び設計水位.....	3-1
3.3 水路形式による特性.....	3-1
3.4 路線選定.....	3-3
3.5 開水路形式の組織構成.....	3-4

第4章 水理設計

4.1 総則.....	4-1
4.2 許容流速.....	4-1
4.2.1 最小許容流速.....	4-1
4.2.2 最大許容流速.....	4-2
4.2.3 最大許容流速の検証.....	4-2
4.3 等流計算と粗度係数.....	4-3
4.3.1 平均流速公式.....	4-3
4.3.2 粗度係数.....	4-3
4.4 不等流の計算.....	4-4
4.4.1 不等流の計算.....	4-4
4.4.2 限界水深.....	4-5
4.4.3 不等流計算方法.....	4-6
4.5 損失水頭.....	4-7
4.6 水路断面.....	4-8

第5章 構造設計

5.1 総則.....	5-1
5.2 設計の基本.....	5-1
5.3 荷重.....	5-2
5.3.1 自重.....	5-3
5.3.2 水圧.....	5-3
5.3.3 浮力または揚圧力.....	5-4
5.3.4 土圧.....	5-4
5.3.5 自動車荷重.....	5-9
5.3.6 群集荷重.....	5-10
5.3.7 地震荷重.....	5-10
5.3.8 雪荷重.....	5-11
5.3.9 その他の荷重.....	5-15
5.3.10 上載荷重.....	5-15
5.4 基礎の検討.....	5-18
5.4.1 検討の基本方針.....	5-18
5.4.2 基礎形式の選定.....	5-20
5.4.3 直接基礎工法の検討.....	5-21
5.4.4 地盤改良工法の検討.....	5-26
5.4.5 杭基礎工法の検討.....	5-28
5.4.6 直接基礎軟弱地盤対策工法.....	5-34
5.5 部材の設計.....	5-36

5.5.1	設計手法.....	5-36
5.5.2	許容応力度.....	5-37
5.5.3	限界状態設計法.....	5-39
5.5.4	耐震設計の考え方.....	5-43

第6章 開水路の設計

6.1	総則.....	6-1
6.2	プレキャストコンクリート水路.....	6-2
6.2.1	計算手順.....	6-2
6.2.2	プレキャストコンクリート水路の種類.....	6-3
6.2.3	標準規格.....	6-3
6.2.4	構造設計.....	6-7
6.2.5	基礎工及び裏込工.....	6-7
6.2.6	構造細目.....	6-16
6.2.7	暗渠工.....	6-17
6.2.8	落差工.....	6-18
6.3	現場打ちフルーム.....	6-19
6.3.1	計算手順.....	6-19
6.3.2	部材寸法.....	6-20
6.3.3	外力の計算.....	6-20
6.3.4	部材の設計.....	6-22
6.3.5	杭基礎とする場合の構造検討.....	6-22
6.3.6	基礎工及び裏込工.....	6-25
6.3.7	構造細目.....	6-26
6.3.8	配筋細目.....	6-30

第7章 安全・管理施設

7.1	総則.....	7-1
7.2	安全施設.....	7-1
7.2.1	設計の諸条件.....	7-1
7.2.2	防護柵.....	7-3
7.2.3	防護蓋.....	7-4
7.2.4	マンホール.....	7-5
7.3	管理施設.....	7-6
7.3.1	管理用道路.....	7-6
7.3.2	除塵施設.....	7-7
7.3.3	量水標.....	7-8

第 4 章 水理設計

第 4 章 水理設計 目次

4.1	総則.....	4-1
4.2	許容流速.....	4-1
4.2.1	最小許容流速.....	4-1
4.2.2	最大許容流速.....	4-2
4.2.3	最大許容流速の検証.....	4-2
4.3	等流計算と粗度係数.....	4-3
4.3.1	平均流速公式.....	4-3
4.3.2	粗度係数.....	4-3
4.4	不等流の計算.....	4-4
4.4.1	不等流の計算.....	4-4
4.4.2	限界水深.....	4-5
4.4.3	不等流計算方法.....	4-6
4.5	損失水頭.....	4-7
4.6	水路断面.....	4-8

第4章 水理設計

4.1 総則

水路の水理設計は、設計流量について、水路組織内の各施設の機能が的確に発揮されるように行い、設計流量以外の流量が流下したときの状態についても検討するとともに、各施設の水理的な一貫性を保持するように努めなければならない。

水理的な一貫性の確保とは、統一的な機能性、安全性及び経済性を確保する観点から一貫した技術判断が行われることを意味している。

水理設計は、設計流量を対象として水理的に目標とする設計水位を確保するほか、水路組織内の各施設が所期の目的と機能を十分に発揮できるように設計流量以外の流量に対しても検討を行う。

4.2 許容流速

開水路の流速は、土砂の堆積が起らず、かつ水中植物が繁茂しない最小許容流速と、水路内面を構成する材料が流水によって耐久性が確保され水理的に不安定な流況が発生しない最大許容流速の範囲内とすることを標準とする。

4.2.1 最小許容流速

(1) 最小許容流速

最小許容流速は表-4.2.1のとおりとする。

表-4.2.1 最小許容流速

水路の状況	最小許容流速
浮遊土砂の堆積の懸念される水路	0.45~0.90m/s
水中植物の繁茂の懸念される水路	0.70 m/s

注) 最小許容流速は浮遊土砂の粒径により決めるものとする。(第3編 4.2.1 (2) 参照)

(2) トンネル、暗渠、サイホン等の流速

トンネル、暗渠、サイホン等で土砂の堆積が生じた場合には、通水断面が狭まり、また、堆積した土砂の排除も困難であることから、これらの施設内ではそれに接続する開水路の流速よりも大きくすることが必要である。

一般の基準としては、その流速比は次のような値がとられることが多い。

トンネル }
暗 渠 } 開水路流速の 1.3 倍以上
サイホン } 開水路流速の 1.5 倍以上

4.2.2 最大許容流速

最大許容流速は、水路を形成する材料により著しく相違するため不明確であり、経験や他の事例から判断せざるを得ない。水路及び水路構造物内面の材質及び部材厚さから、ほぼ表-4.2.2 に示す値が制限値とされている。

表-4.2.2 最大許容流速 (m/s)

種 類	流 速	種 類	流 速
厚いコンクリート(180 mm程度)	3.00	鋼管	5.00
薄いコンクリート(100 mm程度)	1.50	ダクタイル鋳鉄管	5.00
プレキャストコンクリート水路類	3.00	強化プラスチック複合管	5.00
鋼板水路	5.00	塩化ビニル管	5.00
プレキャストコンクリート管	3.00	ポリエチレン管	5.00

注1) 用水路に設けられる放・余水工等一時的に流す構造物の最大許容流速については、上記数値の1.5倍以内とする。

注2) 現場打ち鉄筋コンクリートの最大許容流速は、部材厚さ130mm以上は3.0m/s以下とする。

注3) 無筋コンクリートの最大許容流速は、上表の厚いコンクリート、薄いコンクリートの値を適用し、厚さ100~180mmについては比例配分等により定めてもよい。

注4) プレキャストコンクリート管は、鉄筋コンクリート管、遠心力鉄筋コンクリート管及びコア式プレストレストコンクリート管を対象とする。

注5) 流水に接する面で、流速が3m/sを超過する場合は、コンクリートの磨耗等を考慮して、次のようにかぶり厚を加算する。

① 流速が3m/sを超過する場合、標準かぶり厚に1.5cmを加算する。

② 更に流速が3m/s増加するごとに1.5cmを加算する。

4.2.3 最大許容流速の検証

用水路における最大流速の決定に当たっては、限界流速状態に近い流れに対する検証を以下により行わなければならない。

- ① 限界状態に近い流れは、本質的に水面が不安定となりやすく、いったん波が発生すると消えにくいいため、水路の機能低下を招くことがある。
- ② 流れの安定性は、流量・流速及び断面変化の度合い、または湾曲・屈曲の程度等多くの要因により異なるが、おおむね流速に支配されると考えられており、流量を同じとした時の限界流速の2/3（フルード数：0.54）程度以下の流速であれば一応安定した水面が期待できるとされている。従って、用水路は原則として常流域で流下させるものとし、流速は流量を同じとした時の限界流速の2/3程度以下に計画する。

$0.45 \text{ m/s} \leq V \leq$ 表-4.2.2 の最大許容流速

$$\text{かつ } V < (2/3) \cdot V_c \text{、または } < F_r = 0.54 \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$\text{ここにフルード数 } (Fr) = V / \sqrt{g \cdot h} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

- ③ やむを得ずこの流速の限界を超えて流下させる場合には、波動の発生や湾曲部における水面の偏り等に対する検討を行い、水路側壁の嵩上げ、分水工、落差工の構造の工夫等、必要な対策を講じなければならない。
- ④ 射流域となる急流工等のような施設に対しては、この規定は適用しないが、水路内面の摩擦に

対する配慮、断面の拡大、縮小等流れに変化を伴う場合には、流況の安全性についても併せて検討しておかなければならない。

4.3 等流計算と粗度係数

水路の断面寸法は、原則として設計流量について平均流速公式を用いて求める。なお、開水路系の等流流速の計算は、原則としてマンニング公式を用いる。

4.3.1 平均流速公式

開水路系の等流の平均流速は、原則としてマンニング公式により計算する。

$$Q = A \cdot V \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

- Q : 流量(m³/s)
- A : 通水断面積(m²)
- V : 平均流速(m/s)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

- V : 平均流速(m/s)
- n : 粗度係数
- R : 径深= A/P (m)
- I : 水路底勾配
- A : 通水断面積(m²)
- P : 潤辺(m)

4.3.2 粗度係数

一般的に用いられる材質の粗度係数は、表-4.3.1に示すとおりである。その他の材質の粗度係数の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.2.2」による。

表-4.3.1 粗度係数 n の値

水 路 装 工	区 分	粗 度 係 数
プレキャストコンクリート水路	目 地 材 有	0.014
現 場 打 ち コ ン ク リ ー ト		0.015
プレキャストコンクリート管		0.013
鋼 管	塗 装 有	0.013
ダ ク タ イ ル 鋳 鉄 管		
強 化 プ ラ ス チ ッ ク 複 合 管		0.012
硬 質 ポ リ 塩 化 ビ ニ ル 管		0.012
ポ リ エ チ レ ン 管		0.012
鋼 板 水 路		0.014

4.4 不等流の計算

水路断面の変化、堰上げ及び低下背水等により流水の断面が一様とならない区間の流況は不等流の計算により解析しなければならない。

4.4.1 不等流の計算

開水路の流れにおいて、水深や流速が時間的には変化しないが、場所によって変化する流れを不等流という。

不等流は一般に取付水路、分土工、落差工等のように水路断面が変化しているところ、または水路勾配の変化、もしくは堰上げ等により背水の影響が生じているところにみられる。

不等流の一般式は次式で表される。

$$-i + \frac{dh}{dx} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{A^2} \right] + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.4.1)$$

- i : 水路底勾配
 - h : 水深 (m)
 - x : 水路底に沿って流下方向にとった距離(m)
 - Q : 流量(m³/s)
 - A : 通水断面積(m²)
 - g : 重力の加速度 9.8(m/s²)
 - α : エネルギー補正係数(普通は1.1である。ただし、簡便な計算では $\alpha=1.0$ として差しつかえない)
 - n : 粗度係数
 - V : 平均流速(m/s)
 - R : 径深(m)
- (水路底が水平線となす角度 θ が小さい場合に用いられる一般式であり、 i 、 h 、 X 、も同じ考え方で示している)

不等流の水面追跡は、不等流の基礎方程式を解くかまたは逐次計算方法及び図解法によって求められる。この場合の計算は、既知の点を始点として、常流の場合は上流へ、射流の場合は下流へ向かってそれぞれ計算を進める。流れの途中に支配断面(限界水深)の生ずる可能性がある場合は、支配断面の有無を確認し、支配断面が生じる時はこの点を計算始点とする。

不等流計算は、用水路における水面形を求めることから次の目的により行われる。

- ① 水路の流下能力の検証(現況や部分改修における流下能力の確保)
- ② 水路の安全性の確認(計画以外の流況に対するフリーボードの確保や許容流速のチェック等)
- ③ 必要水位高の検証(分土工必要水位やチェック水位の確保)
- ④ 水路貯留変動量の算定(水路のバッファ要領検討)
- ⑤ 計画断面の算定(等流以外で水路断面を計画する場合)
- ⑥ 急激な断面変化(局所流)による流況検討

4.4.2 限界水深

常流と射流の境界となる限界流の水深、すなわち限界水深は次のように求められる。

(1) 長方形断面

長方形断面の場合には、 $T = b$ 、 $A = bh$ 、 $q = Q/b$ の関係があり、限界水深 h_c は次式で表される。

$$h_c = \sqrt[3]{Q^2 / gb^2} = \sqrt[3]{q^2 / g} = 0.467 q^{2/3} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

h_c : 限界水深 (m)

b : 水路底幅 (m)

q : 単位幅当たり流量 ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$)、 $q = Q/b$

T : 水面幅 (m)

Q : 流量 (m^3/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

(2) 台形断面

台形断面水路の限界水深 h_c は、限界状態の場合について次に示す関係が成立する。

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{または、} \quad \left(\frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = 1 \right)$$

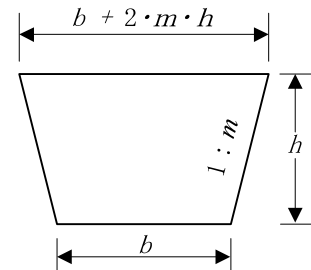
$$\left(\frac{Q}{A} \right)^2 = g \cdot \frac{A}{T} \dots\dots Vc^2 = g \cdot D \quad (Vc = \sqrt{g \cdot D})$$

$$D = \frac{A}{T}$$

$$= \frac{h}{T} \cdot (b + b + 2 \cdot m \cdot h) / (b + 2 \cdot m \cdot h)$$

$$= \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{b}{b + 2 \cdot m \cdot h} \right)$$

$$\therefore Vc = \sqrt{g \cdot \frac{h}{2} \left(1 + \frac{b}{b + 2 \cdot m \cdot h} \right)} \dots\dots\dots (4.4.3)$$



T : 水面幅 (m)

D : 水理水深 (m) $D = \frac{A}{T}$

Q : 流量 (m^3/s)

g : 重力の加速度 (m)

h : 水深 (m)

A : 通水断面積 (m^2)

4.4.3 不等流計算方法

不等流の計算手法には、多くの方法が提案されているが、一般的に摩擦以外の損失も計算に取り込むことが可能な、逐次計算法が広く用いられている方法である。

<逐次計算法>

水路を適当な計算区間に分割して、境界条件が与えられた地点から、各区分ごとにベルヌーイの定理が成立するように順次水面形を求める方法である。図-4.4.1のI、II断面にベルヌーイの定理を適用すると、式(4.4.4)を得る。

$$\left. \begin{aligned} h_1 + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_1^2} + z_1 + h_f &= h_2 + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_2^2} + z_2 \\ h_f &= \frac{Q^2 \cdot \ell}{2} \cdot \left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.4)$$

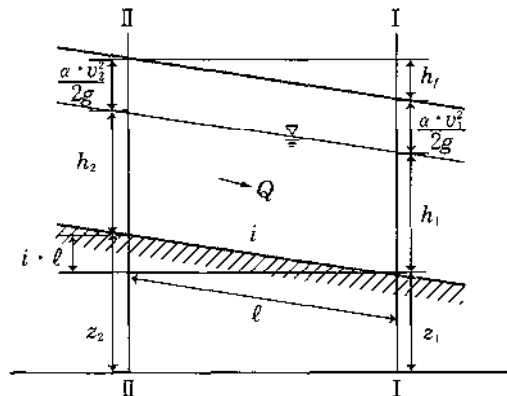


図-4.4.1 逐次計算法

- z : 基礎面から水路底まで高さ(m)
 - h : 水深(m)
 - Q : 流量(m³/s)
 - hf : I、II断面で生じた水頭損失(m)
 - ℓ : I、II断面区間の斜距離(m)
 - R : 径深(m)
 - A : 通水断面積(m²)
 - n : 粗度係数
 - g : 動力の加速度(m³/s)
 - α : エネルギー補正係数
- 添字 1、2 : それぞれ断面 I、II のものであることを示す。

I断面のエネルギー線の高さが与えられたとき、これにI、II断面間の水頭損失を加えたものがII断面のエネルギー線の高さになるように、II断面の水深を計算して求める。

詳細については、不等流水路水面追跡計算の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.3.5」による。

4.5 損失水頭

用水路の水理設計に当たっては、次の予想される損失水頭を見込んで設計しなければならない。

(1) 摩擦 (2) 流入、流出 (3) 断面変化 (4) スクリーン (5) 橋脚 (6) 湾曲、屈曲

損失水頭の算定に当たっては次のように考える。

- ① ある区間で断面がおおむね一様であるか、もしくは緩やかにかつ連続的に変化している水路では、当該区間の損失水頭は、摩擦損失のみによるものとみなして差しつかえない。一様な断面の等流は摩擦損失による水面低下が水路底勾配と等しくなっている例である。
- ② 流入・流出または断面の急拡・急縮等、水頭損失が局部的に発生している場合にはこれらの原因による損失水頭のみを見込み、その地点で発生している水位差を求める。
- ③ トランジションのように、断面変化がある長さをもった区間で生じているときは、その間の断面変化に伴う損失と摩擦損失を加算したものを当該区間で発生している損失水頭とする。
- ④ 一般的には、水頭損失に伴い水面は低下するが、段落ち等により下流側の流積が広がっている場合には、水面の上昇が生じることがある。
- ⑤ 用水路の水路内の流水は、水の流動に伴って水路の表面の摩擦による損失のほか、前述のような原因で、流れの変化または乱れが生じ水頭が失われる。

損失水頭計算の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.5」による。

4.6 水路断面

水路断面には、その水理上の安全性を確保するため、設計流量に対応する余裕高を設計水面上に見込んで通水断面を決定しなければならない。

余裕高は原則として、水路粗度係数の変動に対する余裕、流速水頭の静水頭への変換の可能性に対する余裕及び水面変動に対する余裕を加えて決定する。

水路の余裕高は水路の目的、形式、断面形状や水路の規模、重要度、立地条件更には工種配置、路線形状、流速等の要素を考慮して決定する。

(1) 水路余裕高の算定方法

プレキャストコンクリート水路、現場打ちフルーム水路の余裕高は原則として式(4.6.1)による。

$$\text{余裕高 } F_b : 0.07d + \beta \cdot h_v + h_w \quad \dots\dots\dots (4.6.1)$$

F_b : 余裕高(m)

d : 設計流量に対する水深(m)

h_v : 流速水頭(m)

β : 流速水頭の静水頭への変換係数で0.5~1.0をとる。

h_w : 水面動揺に対する余裕(m)

式(4.6.1)において、水面動揺に対する余裕 h_w は、水路の状況に応じて0.05~0.15m程度を考慮する必要があるが、0.10mを標準としてよい。

(2) 水路余裕高決定のための着眼点

水路の余裕高決定のための主な着眼点は次のとおりである。

① 規模、重要性、立地条件

余裕高を決定するに当たっては、水路の規模、重要度を考慮しなければならない。広い地域に関係する重要な幹線水路とこれ以外の幹・支線、分線または派線水路を同等に扱うことは不合理であり、同様に人家に近い盛土水路と山間部の水路では余裕高にいくらかの差を設けることができる。

② 工種

水路は通水施設の工種、断面形により不測の事態に対する適応性が異なってくる。内圧サイホンやトンネル、円形または馬てい形暗渠等は、一定の限界を越えると水頭の増加や通水能力増加の関係が変化する。従って、余裕高の決定に当たっては水路の工種、配置、水理特性についても考慮すべきであり、これらの工種の直上流となる開水路では余水吐等の検討とともに余裕高の決定は慎重に行う必要がある。

③ 構造物の配置と水路の湾曲

水路中の構造物(落差工、急流工、ゲート、スクリーン等)及び水路の急な湾曲は、堰上げ背水を起こしたり、波動の原因となったりする。このため余裕高の付与に当たってはこれらとの関係も考慮し、水路によっては標準値以上の余裕高が必要となる場合もある。

④ 管理

水源流量の変化の可能性、分水工、余水吐の構造と管理状況によっては、予定以上の流量が水路を流下する場合がある。このような、水路の特に取入口付近の余裕高の付与に当たっては、これらの要素を考慮しなければならない。

⑤ 洪水の流入

用水路の場合、本指針では原則として洪水を水路に流入させないこととしているが、やむなくある流域の洪水流を取込む場合や水路敷内に降下流入する雨水については、その水量を考慮して余裕高を決定しなければならない。

この場合、ライニング頂まで0.1m程度の余裕が残されることが望ましい。

また、水路内面に水草が繁茂し大幅に粗度を増大させている事例も報告されている。このような水草は通常の維持管理作業により撤去されるが、困難な場合もありやむを得ないと判断される場合は適切な粗度係数の推定を行い、余裕高を増加させる等の対策をとるものとする。

(3) 水路の余裕高と壁高の算定

① 用水路

用水路の開水路形式の余裕高並びに水路壁高の算定については、**図-4.6.1**に示すフローチャートに基づいて行う。

② プレキャストコンクリート水路のうち、U、V型コンクリートトラフ水路の600型（標準型）以下の余裕高は、**表-4.6.1**に示す値とすることができる。ただし、現場状況、水理状況等により必要とされる場合は、**図-4.6.1**に示すフローチャートによるものとする。なお、余裕高を含んだ断面の通水可能量と設計流量との比率は、1.2を下回らないものとする。

③ 用排兼用水路

用排兼用水路は、①用水路で算定する余裕高と「第3編 排水路**4.5**」で算定される排水路の余裕高の大きい方を採用して水路壁高を決定するものとする。

なお、流速水頭による大幅な水位上昇の要因となる構造物の配置や水理状況が予想されない一般的な開水路では、既述の想定や経験上の判断から $0.5h_v$ を与えておけば十分と思われる。さらに、特に水位上昇が予想され、この対策のためのバイパスや余水吐が設置される場合も $0.5h_v$ を採用するものとする。

④ 射流・急流水路

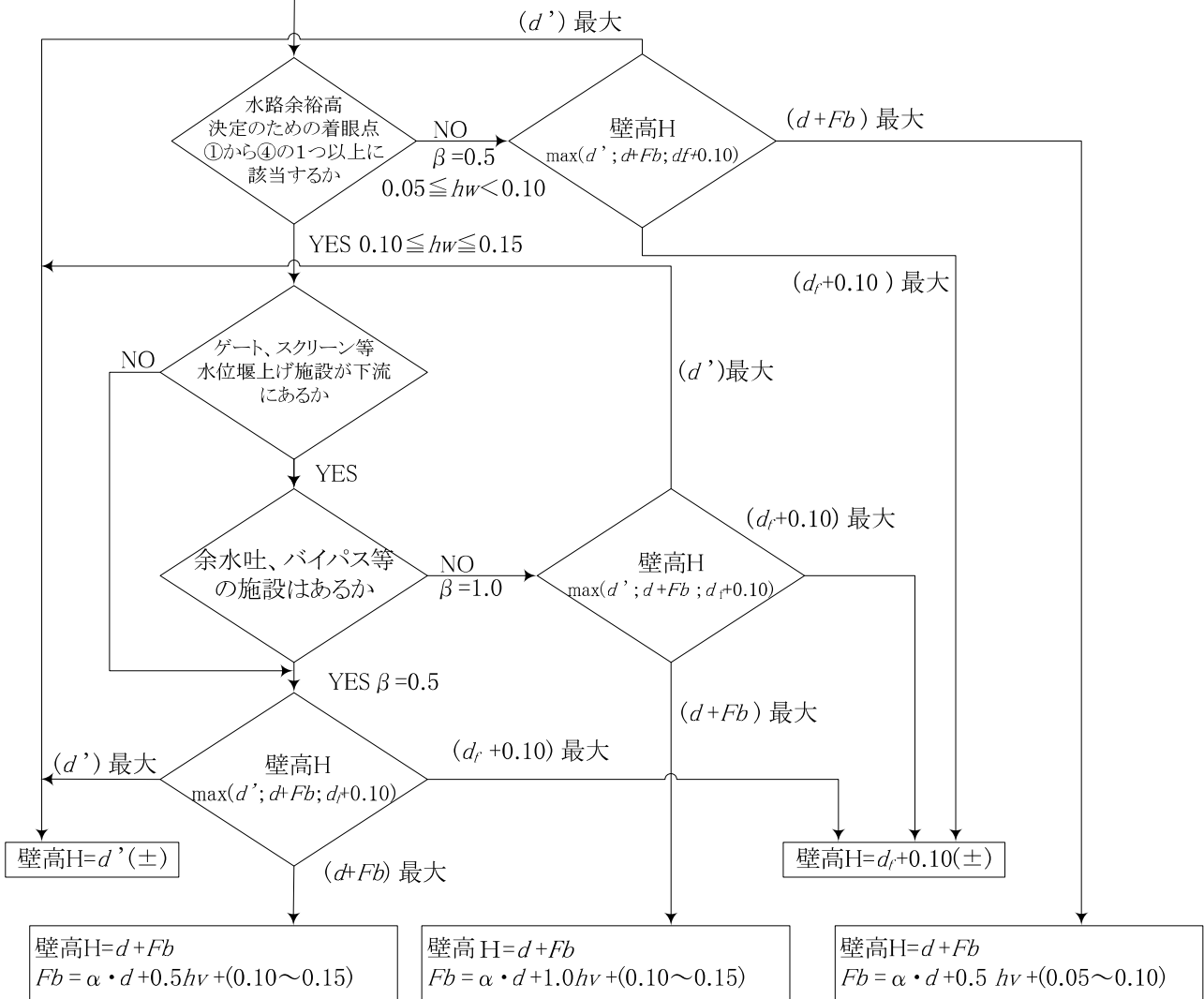
流水が射流となる矩形断面における急勾配水路の余裕高は、「第3編 排水路**4.5**」による。

⑤ 現場打ちフルーム水路

現場打ちフルーム水路の余裕高を含めた水路壁高、水路内幅は0.10m単位とする。

設計条件(用水路)
 ・設計流量: Q (m³/s) ・洪水流入時流量 : $Q_f(Q + q_f)$ (m³/s)
 ・設計水深: d (m) ・同 上 等 流 水 深 : d_f (m)
 ・設計流速: V (m/s) ・1.2 Q の等流水深: d' (m)
 ・流速水頭: $h_v = \frac{v^2}{2g}$ (m)
 小規模の用水路では洪水流入量 q_f を無視することができる。

F_b 計算基準式
 $F_b = \alpha \cdot d + \beta \cdot h_v + h_w$
 無ライニング水路並びにライニング水路 : $\alpha = 0.05$
 擁壁型水路 : $\alpha = 0.07$



注) 水路余裕高決定のための着眼点②、③の場合で、水理的検討により必要と判断される場合、上式以外により壁高算定を行ってもよい。

図-4.6.1 用水路の余裕高算定と水路壁高決定のフローチャート

表-4.6.1 プレキャストコンクリート水路の余裕高 (600型以下)

U型コンクリートトラフ			V型コンクリートトラフ		
呼び名	側壁高	余裕高	呼び名	側壁高	余裕高
	mm	mm		mm	mm
240	240	60	V24	240	50
300A	240	60	V30	300	50
300B	300	70	V34	400	60
300C	360	80	V40	400	60
360A	300	70	V45	450	70
360B	360	80	V50	500	70
450	450	90	V60	600	80
600	600	100	-	-	-

注) フルーム等の余裕高については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.6.3 (5)」による

(4) 横断暗渠工の余裕高

水理的に、自由水面をもち開水路の流れとなる横断暗渠工の余裕高は、円形、矩形断面とも下記により求める。なお、用水路を横断する橋梁形式の余裕高についても同様に求めてよい。地上構造物の施設管理者が別に定めた手法がある場合にはそれによるものとする。

また、上下流水路と同一幅、同一水深となる矩形断面において、洪水流入量が見込まれない場合の余裕高は、上下流水路の余裕高としてよい。

① 設計流量に対して

$$d_1 / D_1 = 0.80 \sim 0.83 \dots\dots\dots (4.6.2)$$

d_1 : 設計流量に対する水深(m)

D_1 : 内空高または内径(m)

ただし、 $(D_1 - d_1) \geq 0.30$ (m)

なお、 $D_1 \leq 0.60$ mの場合、 $F_b = D_1 / 2$ (m)とする。

式(4.6.2)を円形断面について整理すると表-4.6.2、管径別の余裕高は表-4.6.3に示すとおりである。

また、式(4.6.2)によって求められた内空高または内径による通水可能量と設計流量との比率は、1.2を下回らないものとする。

表-4.6.2 円形断面の余裕高 (単位: mm)

管 径	余裕高(F_b)	備 考
300 ~ 500	$D/2$	D : 内 径
600 ~ 1,350	300	
1,500 ~ 2,000	$D/5$	

表-4.6.3 管径別プレキャストコンクリート水路の余裕高

項目 \ 管径	300	350	400	450	500	600	700	800	900
内 径 D (m)	0.300	0.350	0.400	0.450	0.500	0.600	0.700	0.800	0.900
余 裕 高 F_b (m)	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.300	0.300	0.300	0.300
水 深 d (m)	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.300	0.400	0.500	0.600
通水断面 A (m ²)	0.035	0.048	0.063	0.080	0.098	0.141	0.227	0.331	0.451
潤 辺 P (m)	0.471	0.550	0.628	0.706	0.785	0.943	1.200	1.459	1.720
径 深 R (m)	0.075	0.088	0.100	0.113	0.125	0.150	0.190	0.227	0.262

項目 \ 管径	1,000	1,100	1,200	1,350	1,500	1,650	1,800	2,000
内 径 D (m)	1.000	1.100	1.200	1.350	1.500	1.650	1.800	2.000
余 裕 高 F_b (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.330	0.360	0.400
水 深 d (m)	0.700	0.800	0.900	1.050	1.200	1.320	1.440	1.600
通水断面 A (m ²)	0.587	0.740	0.910	1.195	1.516	1.834	2.182	2.694
潤 辺 P (m)	1.981	2.346	2.513	2.916	3.321	3.654	3.986	4.429
径 深 R (m)	0.296	0.314	0.362	0.410	0.456	0.502	0.548	0.608

② 排水を流入させる場合

用水路で排水を流入させる場合の余裕高は、原則として式 (4.6.2) (4.6.3) のいずれか大きいほうにより通水断面の大きさを決める。

$$d_2 / D_2 = 0.90 \sim 0.93 \quad \dots\dots\dots (4.6.3)$$

d_2 : 排水を加味した流量に対する水深(m)

D_2 : 内空高または内径(m)

第 5 章 構造設計

第5章 構造設計 目次

5.1	総則.....	5-1
5.2	設計の基本.....	5-1
5.3	荷重.....	5-2
5.3.1	自重.....	5-3
5.3.2	水圧.....	5-3
5.3.3	浮力または揚圧力.....	5-4
5.3.4	土圧.....	5-4
5.3.5	自動車荷重.....	5-9
5.3.6	群集荷重.....	5-10
5.3.7	地震荷重.....	5-10
5.3.8	雪荷重.....	5-11
5.3.9	その他の荷重.....	5-15
5.3.10	上載荷重.....	5-15
5.4	基礎の検討.....	5-18
5.4.1	検討の基本方針.....	5-18
5.4.2	基礎形式の選定.....	5-20
5.4.3	直接基礎工法の検討.....	5-21
5.4.4	地盤改良工法の検討.....	5-26
5.4.5	杭基礎工法の検討.....	5-28
5.4.6	直接基礎軟弱地盤対策工法.....	5-34
5.5	部材の設計.....	5-36
5.5.1	設計手法.....	5-36
5.5.2	許容応力度.....	5-37
5.5.3	限界状態設計法.....	5-39
5.5.4	耐震設計の考え方.....	5-43

第5章 構造設計

5.1 総則

水路の構造設計は、構造物の安全性の確保を目的として、構造物に作用する荷重を適切に定め、地盤の力学的性質、気象条件等に応じた施工条件及び経済性を考慮して、構造物の形式、設計諸数値及び構造細目を決定しなければならない。

本指針では、構造物に作用する荷重について、荷重算定の具体的な手法や諸元値を規定していないものがあるので、関連する技術書や類似の設計事例等を参照しながら設計者が適切な判断のもとで決定する必要がある。

5.2 設計の基本

コンクリート構造物の部材設計の照査手法のうち安全性に対する照査方法には、主に許容応力度法及び限界状態設計法がある。安全性の照査には、要求性能の水準に応じた照査方法を用いるものとする。水路の復旧性は地震の影響に対して検討を行い、地域特性を考慮した要求性能を適切に設定しなければならない。

水路に作用する荷重に対する水路工の要求性能は、次のとおりである。

- ・ 耐久性：想定される作用のもとで、構造物中の材料の劣化により生じる性能の経時的な低下に対して構造物が有する抵抗性。
- ・ 安全性：想定されるすべての作用のもとで、構造物が使用者や周辺の人々の生命、身体及び財産を脅かさないための性能。
- ・ 使用性：想定される作用のもとで、構造物の使用者及び周辺の人々が快適に構造物を使用するための性能及び構造物に要求される諸機能に対する性能。
- ・ 耐震性：地震の影響による作用のもとで、構造物が有する抵抗性。
- ・ 復旧性：地震の影響等の偶発荷重等によって低下した構造物の性能を回復させ、継続的な使用を可能にする性能。

要求性能の水準については、「5.5.4 耐震設計の考え方」を参照する。

表-5.2.1 水路工の構造性能照査手法の適用

検討ケース		重要度区分 ¹⁾ と耐震設計	構造性能照査手法
常時		—	許容応力度法
レベル1地震動		A種, B種の場合行う。	許容応力度法
レベル2地震動	開水路、暗きよ	A種の場合行う。	限界状態設計法
	水路橋・水管橋の橋脚	A種の場合行う。	地震時保有水平耐力法

注1) 重要度区分は表-5.5.13に示す。

5.3 荷重

構造設計に当たっては考慮すべき荷重は、現地の条件、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、施工方法及び自然条件等に応じて適切に算定しなければならない。

水路構造物の設計に当たっては、その構造物の耐用年数をふまえ、その目的とする機能を十分に発揮されることを期待しなければならない。

このことにより、構造物が現場条件に照らし強度的に満足させるものであることが重要である。

北海道の農業農村整備事業によって実施される水路構造物の設計条件としては、一般的には積雪等による特殊荷重の影響が大きく、冬期間での設計条件が他の期間より厳しく、十分に注意して扱わなければならない。

積雪等による特殊荷重には、雪荷重、凍上力及び雪庇力があるが、凍上力、雪庇力については、基礎砂利、裏込砂利による置換えで対応するものと考え、荷重には加えないものとする。ただし、過去の経験をふまえこれら特殊荷重を特別に考慮しなければならない地域にあっては、「第4編 資料編」の積雪寒冷地の設計（案）に基づいて設計することができる。

5.3.1 自重

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、使用条件に応じて適切な数値を用いて算定する。

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、次の値を用いることができる。詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.2.1」による。

鉄筋コンクリート	24.5 kN/m ³
無筋コンクリート	23.0 kN/m ³
土	湿潤土 18.0 kN/m ³
	水中土 10.0 kN/m ³
	飽和土 20.0 kN/m ³
水	9.8 kN/m ³

5.3.2 水圧

静水圧は作用面に垂直に作用するものとし、地震時の動水圧は必要に応じて考慮する。

地下水位の位置は、周辺地下水位、背面の地質、水抜工、内水位の変動状況等の条件を考慮して決定される。一般的な水路の地下水位の位置は、次を目安とする。

- ③ 水抜工を設置する場合：壁高の1/2（排水ドレーン設置の場合も同様と考える※）
- ④ 水抜工を設置しない場合：周辺地下水位

※「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）－水路工・パイプライン編－7.1.2」

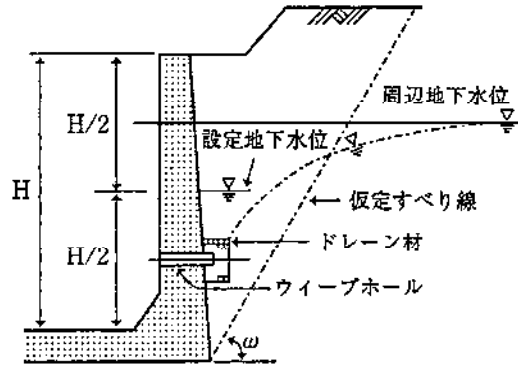


図-5.3.1 周辺地下水位と設計地下水位

水路背面の地下水位の状況は、図-5.3.1のように想定される。周辺地下水位が壁高の1/2より高い場合で、図のように水抜工を設置する設計地下水位は、壁高の1/2まで低下すると考えてよい。

静水圧は作用面に垂直に作用するものとして式(5.3.1)により求める。

$$P = \gamma_w \cdot h \dots\dots\dots (5.3.1)$$

- p : 静水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- h : 水面から作用点までの高さ (m)

5.3.3 浮力または揚圧力

浮力または揚圧力は鉛直上方向に作用するものとし、構造物の安定計算のうち転倒、浮上、滑動等の場合に考慮し、支持力を検討する場合には無視する。

浮上に対する計算方法は、プレキャストコンクリート水路については「6.2.4 構造設計」、現場打ちブルーム水路については「6.3.3 外力の計算」を参照する。

5.3.4 土圧

水路壁に作用する水平土圧は、ランキン土圧公式、クーロン土圧公式及び試行くさび法によるものとする。それぞれの土圧公式の適用に当たっては、構造物の種類や土圧の作用形態に応じて適切に選択するものとする。

(1) 土圧区分

土圧は壁の変位の状況と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

- ① 主働土圧：壁の変化と同じ方向に作用する土圧
- ② 受働土圧：壁の変位と逆方向に作用する土圧
- ③ 静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

主働土圧、受働土圧及び静止土圧の概念図を図-5.3.2に示す。

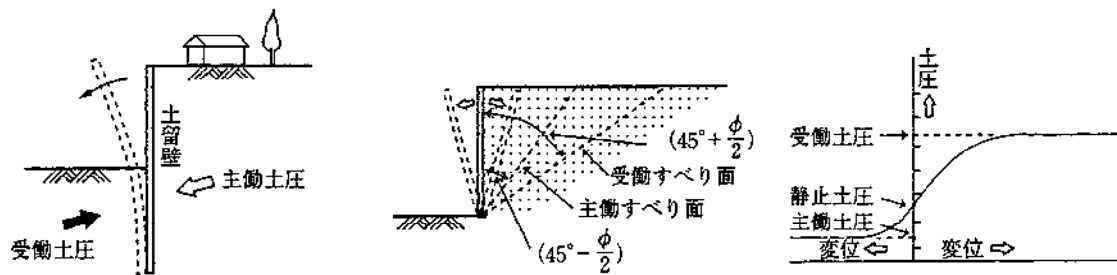


図-5.3.2 土圧区分概念図

(2) 土圧公式の分類と適用

水路構造物に作用する土圧は、構造物が土圧により変形・移動を伴うかどうかで変化するため、構造物の条件に合った土圧公式を適用することが必要である。構造物のタイプを、構造体の異なる下記の①～③に分類し、これに適用する土圧公式及びその適用条件を表-5.3.1に示す。

適用公式（基本公式）

- | | |
|-------------------------------|----------------------------|
| ① ボックスカルバート等移動変形の少ない構造物 | ： 静止土圧公式 |
| ② 変形及び移動変形を伴う構造物 | ： ランキン土圧公式または、
クーロン土圧公式 |
| ③ 安定計算を伴う構造物
(石積・ブロック積・擁壁) | ： クーロン系試行くさび法
クーロン土圧公式 |

表-5.3.1 構造条件と適用土圧公式

構 造 物		水 平 土 圧			そ の 他 荷 重	
		常 時	地震時	壁面 摩擦角	輪荷重	水圧 区分
I	移動変形を伴わない (ボックスカルバート等)	静止土圧公式	無 視	無 視	等分布荷重換算 (平面一方向)	有
II	変形有り、移動無 (フルーム水路等)	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震時 土圧公式	考 慮	フリーリッヒ公式	有
III	移動変形を伴う (擁壁等)	クーロン系試行 くさび法	試行くさび重量の 慣性力	考 慮	等分布荷重換算	有

一般的な開水路の場合、変形のみで移動を伴わないため、水平土圧公式はランキン土圧公式またはクーロン土圧公式が適用される。ここで、ランキン土圧は壁面摩擦角を無視する場合に、クーロン土圧公式は壁面摩擦角を考慮する場合に適用する。

壁面摩擦角は、小規模な水路では壁面摩擦の適用による影響が小さい*ことから無視することができ、ランキン土圧公式を適用してもよい。小規模な水路とは水路幅、高さの最大寸法が1m程度以下の水路を示す。

フルーム構造において、左右の壁高が異なる場合や埋戻し面の標高が異なる場合は、左右の土圧作用高さが異なり偏土圧が生じる。(図-5.3.3参照)その偏土圧が水路底面の摩擦力以上となる場合は、転倒、滑動、支持に対しての安定計算が必要となる。この時の、水平土圧公式はランキン土圧公式またはクーロン土圧公式による。

詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.8.3」による。

*「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-7.1.4」

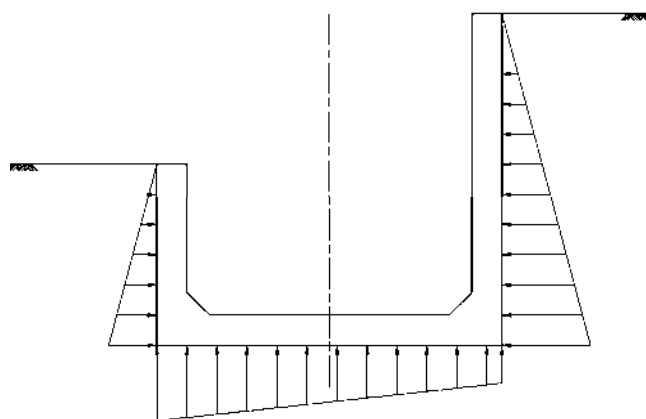


図-5.3.3 側壁非対称断面 (偏土圧作用)

(3) 土質定数

土圧計算を行うためには、土の単位体積重量、土の内部摩擦角及び粘着力等の土質定数が必要であり、土の単位体積重量、内部摩擦角は表-5.3.2に示す値を用いることができる。ただし、実験等により実重量が明らかな材料、または他の基準等により定められている場合は、その値を用いることが望ましい。

表-5.3.2 土の単位体積重量と内部摩擦角

(単位：kN/m³)

土の種類		飽和単位体積重量	湿潤単位体積重量	内部摩擦角(°)
①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW等細粒分5%未満を目安)	20	18	30
②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F等細粒分5~15%を目安)	20	18	25
③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF等細粒分15~50%を目安)	20	18	20

- 注 1) 土質定数は、土質、排水条件、施工法等によって異なるので、土質試験等の調査を実施して、その適正値を定めるのが望ましい。しかし、これらの調査や試験には多くの労力と時間を要する上に、適切な土質定数の決定には豊富な経験と高度な技術力を必要とするため通常の設計作業においては表-5.3.2の値を参考とする。
- 2) 飽和単位体積重量は、水中土 10 kN/m³、水 9.8 kN/m³とする。
- 3) 特に重要な構造物、大規模な土工事及び玉石等を含む礫質土や非常に軟弱な粘性土等の特殊な土質には適用できない。

泥炭の場合は、過去に発表されている資料を参考として次の値を設定する。また、火山灰の場合は実測値によるものとする。

泥炭の単位体積重量 10 kN/m³

泥炭の内部摩擦角

泥炭の分解の進んだもの 10°

泥炭が未分解のもの 20°

標準的なもの 15°

① 標準貫入試験 N 値から砂質土の内部摩擦角及び粘性土の粘着力を推定する方法

砂質土における土の内部摩擦角を推定する方法として、Meyerhof、大崎、道路橋示方書の方法等があるが、水路構造物では大崎の方法による式(5.3.2)を用いることを標準とする。

大崎の方法

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15} \leq 45^\circ \quad \dots \quad (5.3.2)$$

道路橋示方書の方法

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_s h_w + \gamma'_s (x - h_w) \quad \dots \quad (5.3.3)$$

ϕ : 砂の内部摩擦角 (°)

N : 砂の N 値、ただし、 $N > 5$

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)

σ'_v : 有効土載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した時点の値

- N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ として算出する。
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- γ_m : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)
- γ'_m : 地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m^3)
- x : 地表面からの深さ (m)
- h_w : 地下水位の深さ (m)

一方、粘性土は原則として乱さない資料により一軸圧縮試験から粘着力 (c) を求めることとなるが、やむを得ない場合、式 (5.3.4) 及び式 (5.3.5) によることができる。

$$c = qu/2, qu = 100N/8 \quad \dots\dots\dots (5.3.4)$$

または

$$c = (6\sim 10) N \quad \dots\dots\dots (5.3.5)$$

- c : 粘着力 (kN/m^2)
- qu : 一軸圧縮強度 (kN/m^2)

式 (5.3.4) 及び式 (5.3.5) の $c = 6N$ は下限値を与え、式 (5.3.5) の $c = 10N$ は中庸～上限値を与える。*

* 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) - 水路工・パイプライン編-7.1.4」

(4) 壁面摩擦角

壁面摩擦角 δ の値は過去の実験結果を参考にすると、擁壁等の場合、常時においては、 $1/2\phi \leq \delta \leq 2/3\phi$ 、地震時においては、 $0 \leq \delta \leq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-5.3.3 の値を用いるものとし、壁面摩擦角の値は水中にあっても変化しないものとする。

さらに、壁面摩擦角は側壁の傾斜 n 及び張り出しの有無により次のようにする。

常時 $n < 0.1$ かつ $(T_B) < 0.10\text{m}$	}	$\delta = \frac{2}{3}\phi$
$n \geq 0.10$ または $(T_B) \geq 0.10\text{m}$	}	$\delta = \phi$
地震時 $n, (T_B)$ に関係なく	}	$\delta = \frac{1}{2}\phi$

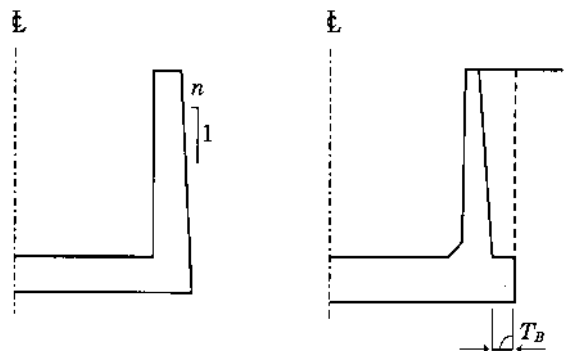
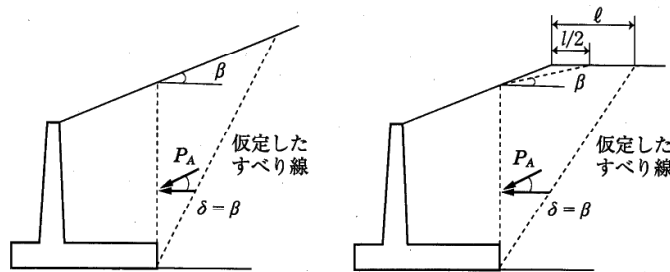


表-5.3.3 壁面摩擦角 (δ) の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁、L型擁壁		フルーム	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	β 注1)	$\frac{2}{3}\phi$	ϕ 注3)	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin (\theta_o + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos (\theta_o + \Delta - \beta)}$ 注2) ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin (\beta + \theta_o)}{\sin \phi}$	$\frac{1}{2}\phi$	$\frac{1}{2}\phi$	$\frac{1}{2}\phi$



注1) $\beta \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。 β : 法面傾斜角

2) $\beta + \theta_o \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。 θ_o : 地震合成角 $\left(\tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$

3) 壁の傾斜と底版の張出し幅によって $\delta = (2/3)\phi$ となる。

5.3.5 自動車荷重

水路壁に作用する自動車荷重による水平土圧は、フリーリッヒによる壁背面への換算等分布荷重により求める。

(1) 自動車荷重

自動車荷重の大きさ、位置、寸法は表-5.3.4及び図-5.3.4の示すとおりとする。

表-5.3.4 自動車荷重の大きさ及び寸法

荷重	総重量 W (kN)	前輪荷重 $0.1W$ (kN)	後輪荷重 $0.4W$ (kN)	前輪輪帯幅 b_1 (mm)	後輪輪帯幅 b_2 (mm)	車輪接置長 a (mm)	備考
T-25	245	22.5	100	125	500	200	道路橋示方書
T-14	137	13.5	55	125	500	200	
T-10	98	10	39	125	500	200	

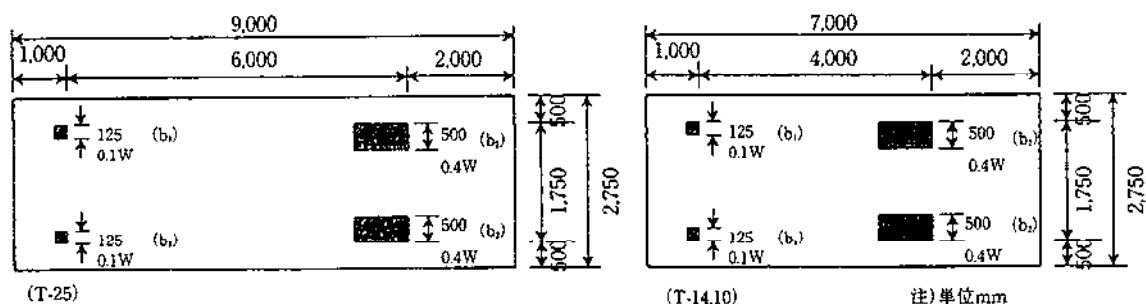


図-5.3.4 自動車荷重（車輪の位置及び寸法）

(2) 自動車荷重の適用区分

自動車荷重の車道幅員による適用区分の目安は一般的に表-5.3.5の示すとおりである。ただし、道路法の適用を受ける道路の場合は、道路管理者との協議の上、自動車荷重を決定することを原則とする。

表-5.3.5 自動車荷重の適用区分

車道幅員（2車線）（m）	自動車荷重（T）	備考
5.5未満	14以下	車道幅員（2車線）5.5m未満の設計自動車荷重は、状況によりT-25にできる。
5.5以上	25	

注) 道路法の適用を受けない場合

(3) 衝撃荷重

自動車荷重や軌道荷重は衝撃を生ずるものとする。ただし、群集荷重については衝撃を考慮しないものとする。

衝撃荷重を考慮する場合の衝撃係数(i)は表-5.3.6を標準とする。

表-5.3.6 衝撃係数（トラック荷重） i の標準値と活荷重

荷重条件	土かぶり (m)	衝撃係数 i	土かぶり (m)	活荷重 (kN/m ²)	衝撃係数 i
T-25	4.0 未満	0.3	4.0 以上	10	0
T-14	3.5 未満	0.3	3.5 以上	7	0
T-10	3.5 未満	0.3	3.5 以上	5	0

T-25 の場合、土かぶりが 4m以上及びT-14 以下の場合、土かぶりが 3.5m以上の活荷重は、表-5.3.6の活荷重の値を頂版上面に一様に載荷させる。

水路隣接地が道路でなく耕地化（水田、畑等）の場合は、表-5.3.7により農業用作業車としてトラクター荷重 5 kN/m²を計上する。

表-5.3.7 トラクター荷重一覧（参考）

メーカー名	出力 (Ps)	重量 W (kN)	長さ L (m)	幅 B (m)	トラクター荷重 $\frac{W}{L \cdot B}$ (kN/m ²)
Y 社	69~90	-	4.020	1.810	-
J 社	//	-	4.020	1.810	-
I 社	75	30.5	4.000	2.000	4
I 社	63	30.5	3.700	1.700	5 (最大値)
K 社	65	25.8	3.670	1.760	4
M 社	72	27.0	3.830	1.845	4
M 社	62	26.5	3.830	1.740	4

注) 本値は各メーカーの一般的なトラクター（62~75Ps）について開取り調査を行った値である。

5.3.6 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、適切な値を使用しなければならない。

大型車の入らない耕作道については、3 kN/m²、公道の歩道（路面等で大型自動車が入る場合を含む）は、5 kN/m²を標準とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

5.3.7 地震荷重

長大な盛土を有する水路や液状化・流動化の検討を必要とする水路等の、特に重要な構造物の設計に当たっては地震荷重を考慮する。

一般的に水路の設計では市街地等の路線は少ないため、地震被害がほかに及ぼす影響は小さいと予想されるので、耐震性の検討を省略することが多い。

しかし、水路の重要性や規模等により、必要と判断される場合には耐震設計の検討を行うものとする。耐震設計の詳細については、「土地改良事業設計指針 耐震設計」(H27 農林水産省農村振興局)による。

5.3.8 雪荷重

雪荷重は実情に応じて適切な値を定めるものとする。

雪荷重の適切な値は下記により求める。

(1) 道路上（盛土上を含む）で雪の上を車輛が通行する場合

規定の載荷重の他に雪荷重として 1.0 kN/m^2 （圧縮された雪で約 15cm厚）を考慮するものとする。

(2) 雪だけが荷重としてかかる場合

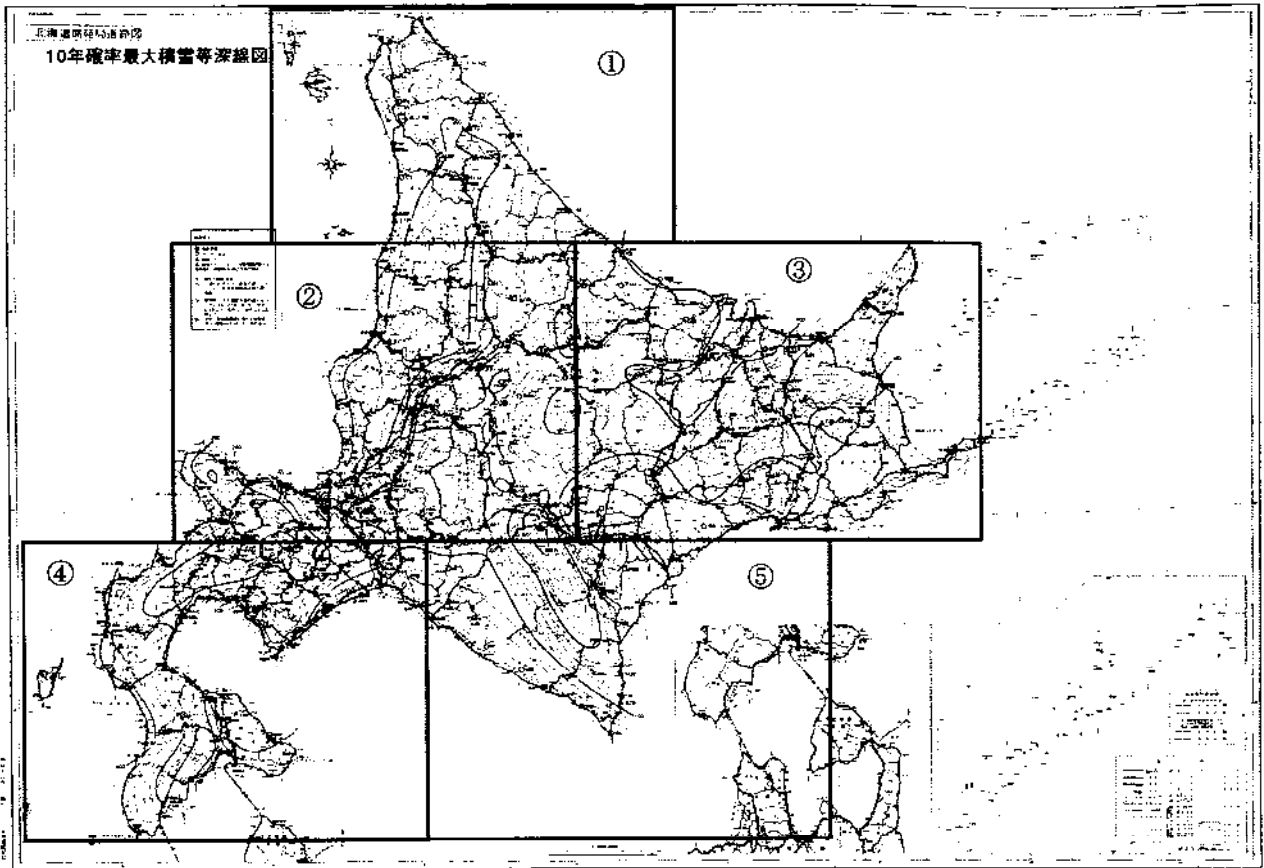
雪荷重は、式 (5.3.6) より算出するものとする。

$$q_s = \gamma_s \cdot h_s \dots\dots\dots (5.3.6)$$

- q_s : 雪荷重 (kN/m²)
- γ_s : 雪の単位体積重量 (kN/m³)
- h_s : 設計積雪深 (m)

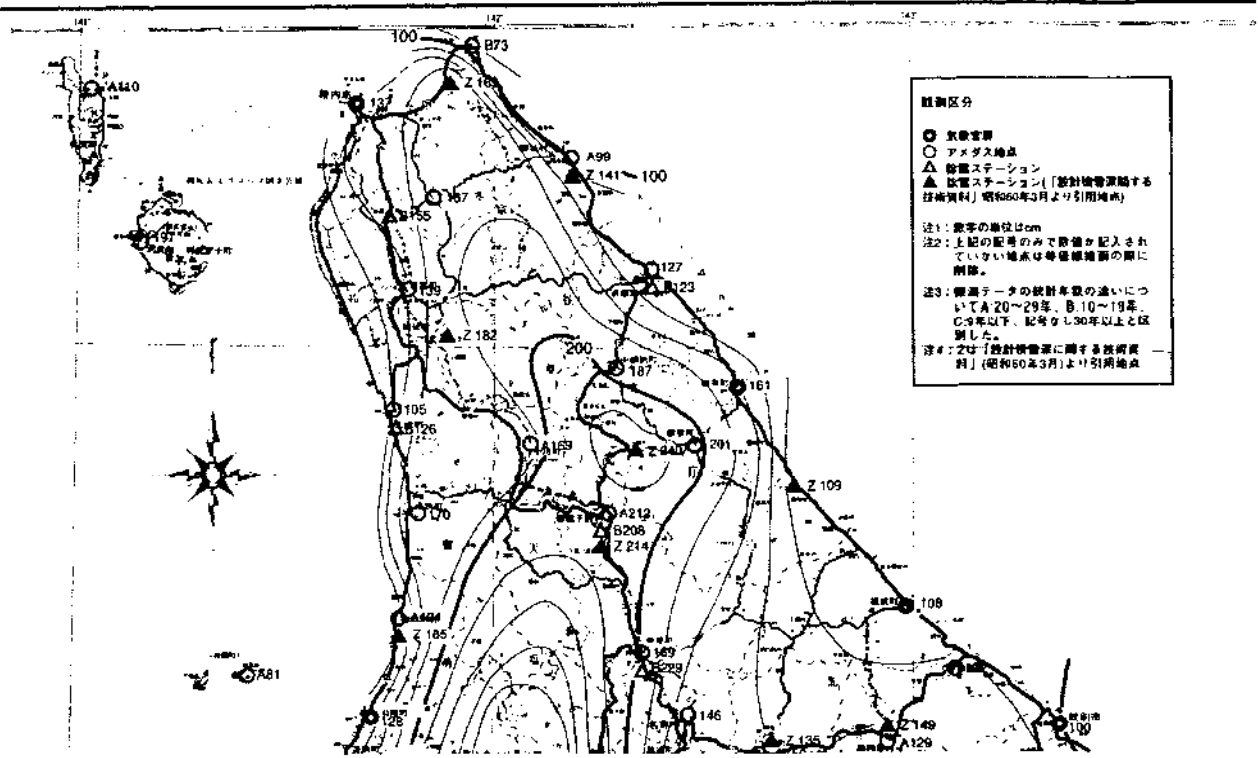
- ① 雪の単位体積重量は 3.5 kN/m^3 を用いてもよい。
- ② 設計積雪深は、通常の場合には設置地点における 10 年確率最大積雪深線図※ (図-5.3.5) を参考にするものとする。

※寒地土木研究所【寒地道路研究グループ】



【10年積雪最大積雪等深線図】(1)

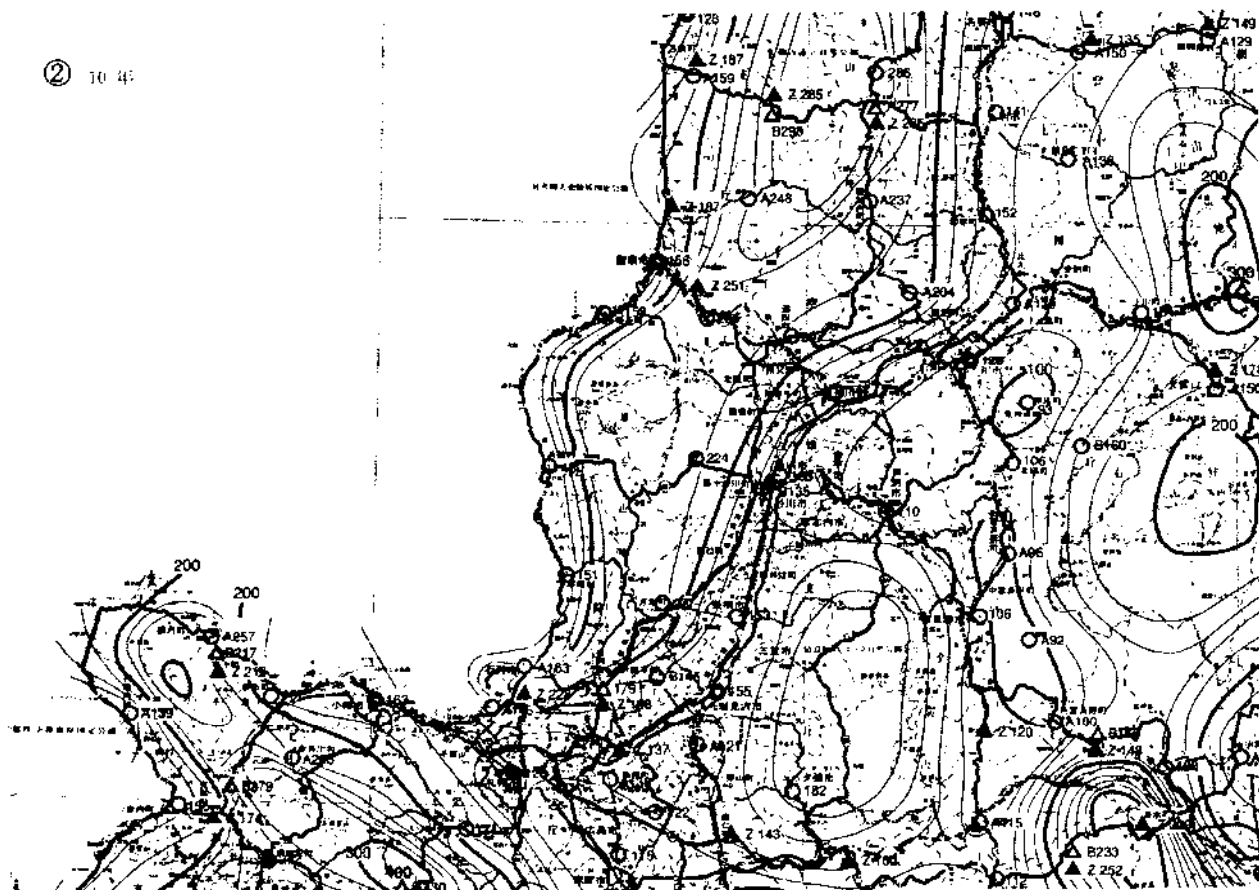
① 10年



【10年積雪最大積雪等深線図】(2)

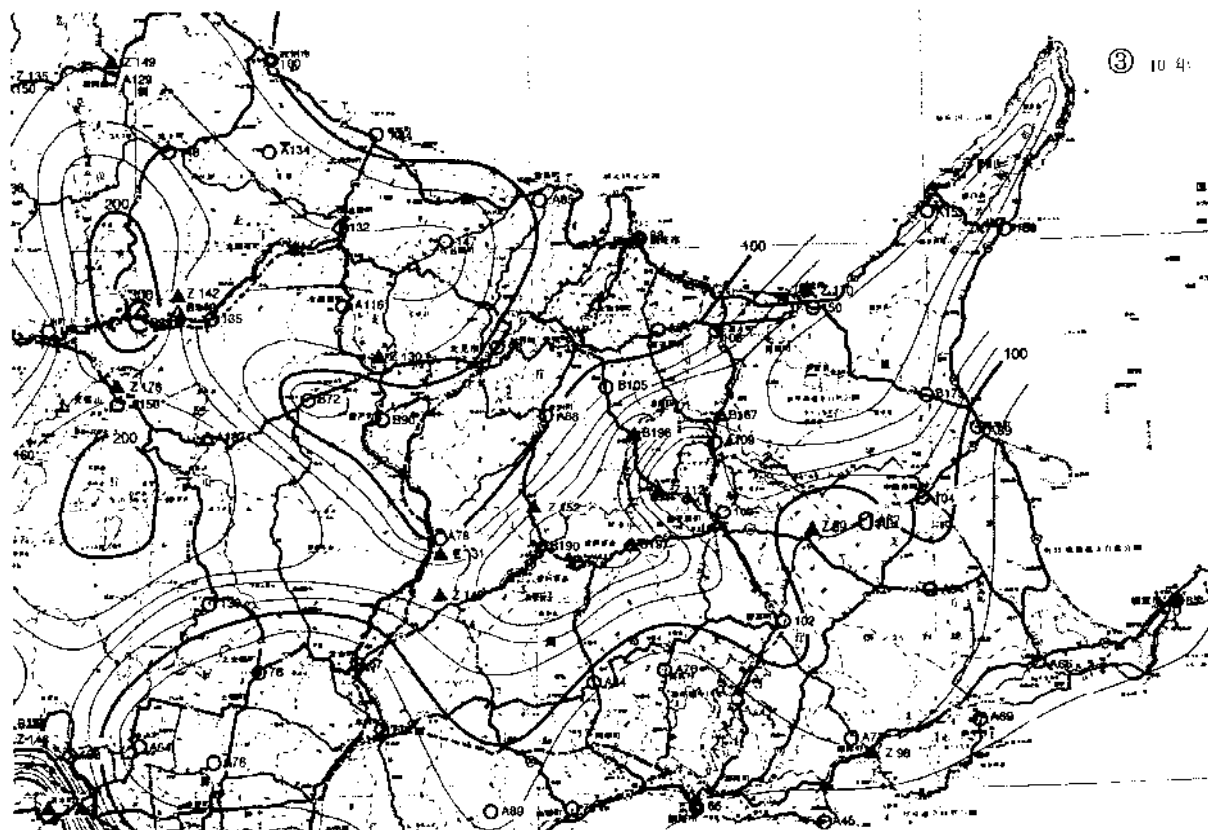
開 5-12

② 10 年



710年陸軍最大規模標準地圖(3)

③ 10 年



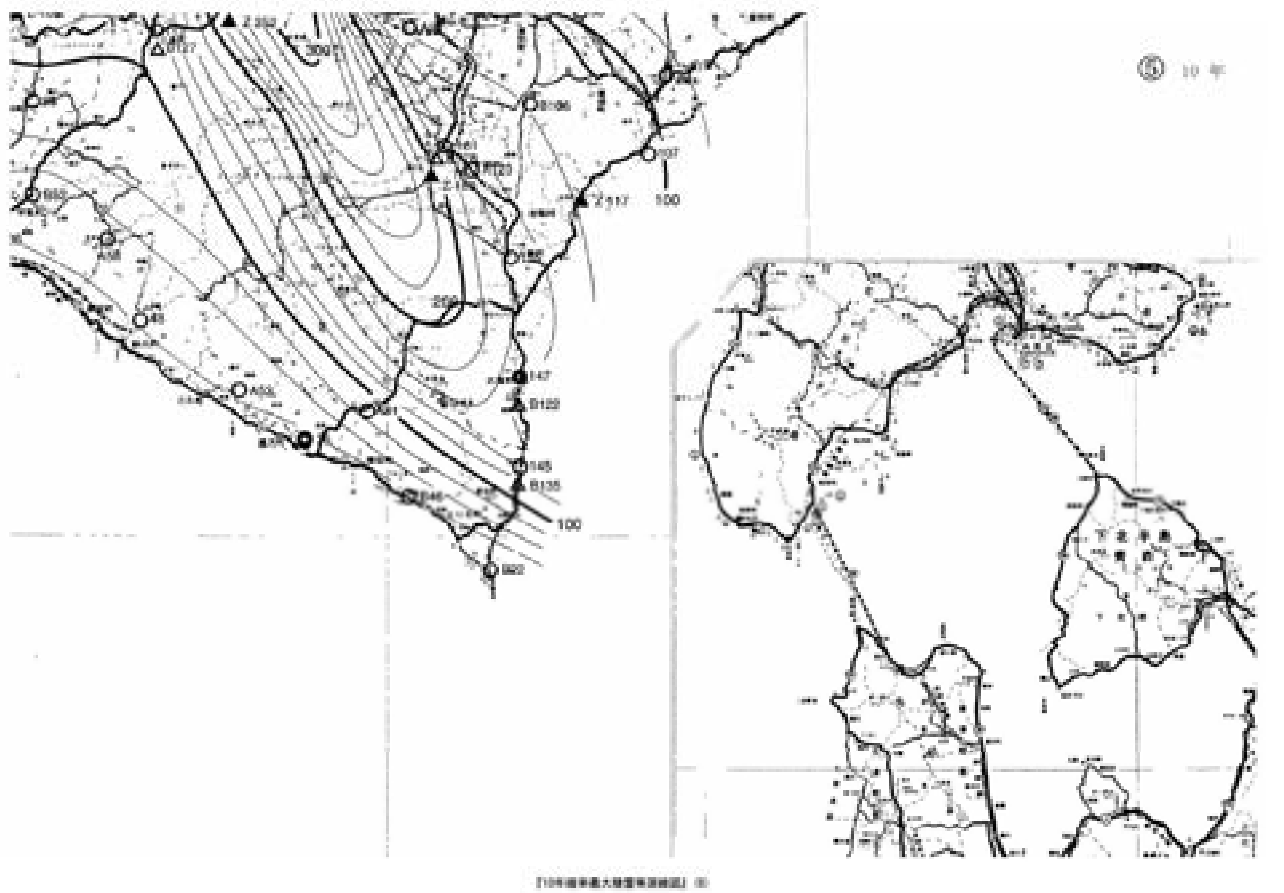
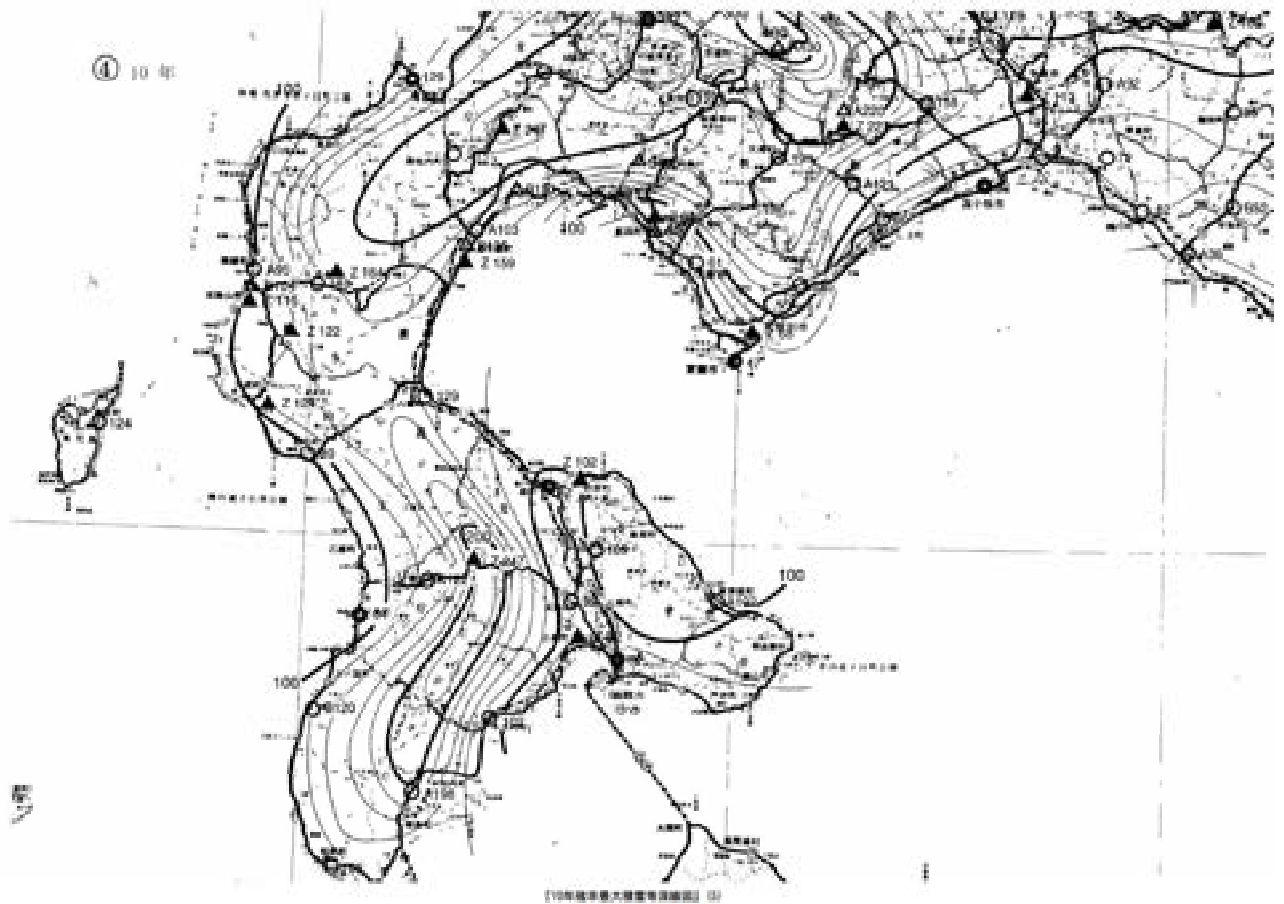


图-5.3.5 10年確率最大積雪深線圖 (单位：c m)

開 5-14

5.3.9 その他の荷重

その他の荷重として凍上力・雪庇力、風荷重、軌道荷重及び施工時荷重等があるが、必要に応じて計上するものとする。

5.3.10 上載荷重

開水路壁背面の台形盛土、自動車荷重、群集荷重等は、開水路壁背面上の等分布荷重に換算して土圧を計算する。

それぞれの載荷重の換算はフリューリッヒの地盤応力の理論を応用し、モーメント換算により求める。

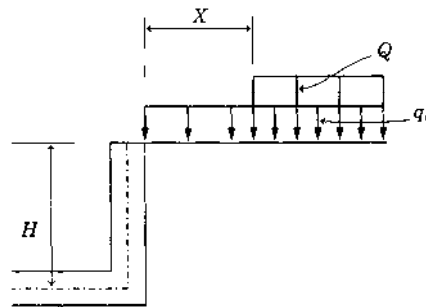


図-5.3.6 載荷重の換算

$$q_q = Q \cdot I_w \quad \dots\dots\dots (5.3.7)$$

$$I_w = \left[1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (5.3.8)$$

- q_q : 換算後の等分布荷重 (kN/m²)
- Q : 各種荷重の載荷位置における等分布荷重 (kN/m²)
- X : 壁背面からの載荷位置 (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

(1) 台形盛土荷重の等分布載荷重換算 (図-5.3.7)

壁背面の台形盛土による水平荷重は、換算等分布荷重として式 (5.3.9) により求める。

$$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot I_w \quad \dots\dots\dots (5.3.9)$$

- q_w : 盛土荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)
- γ : 盛土の単位体積重量 (kN/m³)
- H_0 : 盛土高 (m)
- X : 仮想距離 ($X = X_1 + \frac{1}{2} X_2$) (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

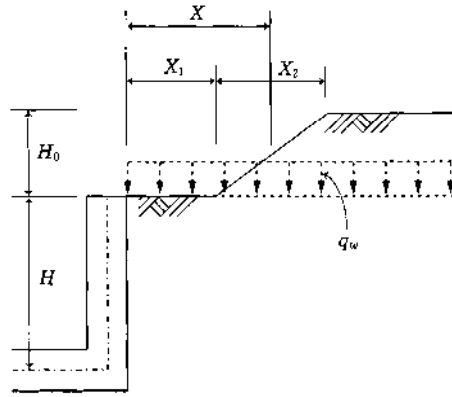


図-5.3.7 台形盛土荷重の換算

(2) 畦畔荷重の等分布荷重換算 (図-5.3.8)

盛土上の畦畔による水平荷重は、換算等分布荷重として式 (5.3.10) により求める。なお、畦畔荷重の算定にあつては、畦畔高を盛土高に加え、盛土荷重として算定してもよい。

$$q_\ell = \gamma \cdot H'_0 \cdot I_w \dots\dots\dots (5.3.10)$$

- q_ℓ : 畦畔荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)
- γ : 畦畔の単位体積重量 (kN/m³)
- H'_0 : 畦畔高 (0.4mを標準とする)
- X : 仮想距離 ($X = X_1 + X_2 + \frac{1}{2} X_3$) (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

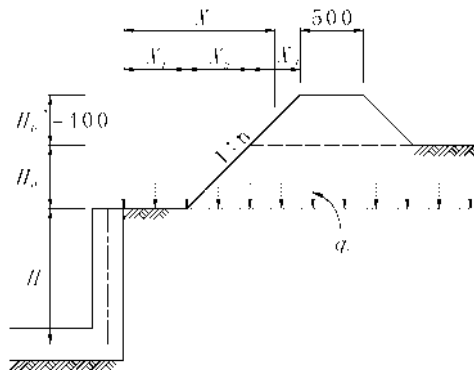


図-5.3.8 畦畔荷重の換算

(3) 壁背面に作用する自動車荷重 (図-5.3.9)

壁面に作用する自動車荷重 (輪荷重) は、車道幅員にT荷重を車両占有面積で除した等分布荷重を載荷して、等分布荷重換算係数、式 (5.3.11) により、換算等分布荷重に換算して土圧を計算する。

$$q_Q = Q \cdot I_W \quad \dots\dots\dots (5.3.11)$$

ただし、 $X \geq (H + H_0)$ の時は $q_Q = 0$ とする。

q_Q : 換算等分布荷重 (kN/m²)

Q : T 荷重/車両占有面積 (kN/m²)

X : 壁背面からの荷重の作用する位置までの距離 (m)

I_W : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

表-5.3.8 自動車荷重

荷重	Q (kN/m ²)
T-25	10
T-14	7
T-10	5

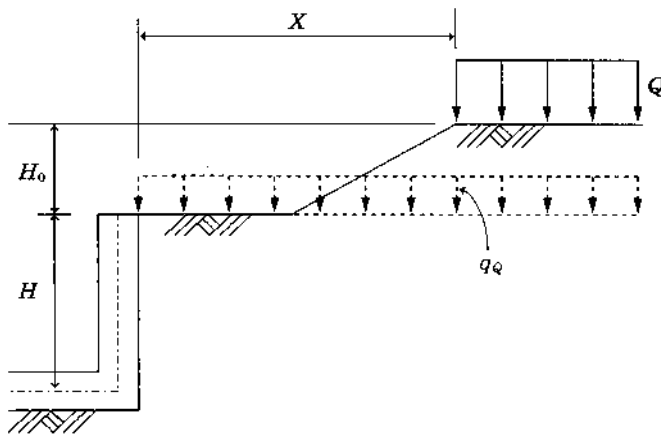


図-5.3.9 自動車荷重の換算

(4) 壁背面に作用するその他荷重

壁背面に作用する群集荷重、雪荷重及びその他の荷重は、式 (5.3.11) により Q を該当する荷重に置換えて計算する。

5.4 基礎の検討

基礎地盤が軟弱な場合には、地盤の沈下、変形及び破壊について検討し、水路に悪影響を及ぼすと判断されるときには適切な対策工法を講じるものとする。

5.4.1 検討の基本方針

軟弱地盤上に水路を設計する場合は、最初に上載荷重による接地圧を軽減させる方法を検討し、その後条件に応じて地盤処理工法や基礎工法を検討する。

地盤が軟弱であるかどうかは、土質分類、自然含水比、一軸圧縮強度、標準貫入試験等の結果から表-5.4.1 表-5.4.2 等により概略判断する。通常、軟弱といわれる地盤は、密度の低い砂質土層、含水比の高い粘土層・シルト層、間隙の大きい有機質土層等であり、用排水路設計の目安として表-5.4.3 を用いることができる。軟弱地盤のうち、上載荷重によって長期間にわたり徐々に圧密沈下を起こす地盤は、粘土、シルト及び有機質土であり、地震時に液状化しやすい地盤は密度の低い砂質土である。

(1) 沈下

沈下には、上載荷重による地盤の圧密現象に起因する場合のほか、地下水の汲上げや有機物の分解作用等による場合もある。沈下に対しては、できるだけこれらを抑制し、円滑に対応できる水路構造とすることが望ましい。縦断方向については、地盤の土質や層厚が変化するので、水路に支障を及ぼすような不同沈下が生じないように設計することが重要である。特に軟弱地盤とそうでない地盤の境界付近に注意する。

設計にあたって検討すべき主な沈下は次のとおりである。

- ① 圧密沈下 : 圧密現象によって生じる沈下
- ② 不同沈下（不等沈下） : 関連する領域での沈下量が一様でない場合の沈下
- ③ 即時沈下 : 地盤に荷重が作用した時、時間的な遅れがなく生じる沈下

(2) 液状化

地震による地盤の液状化は、地下水面以下の緩い砂質地盤に生ずる可能性がある。従って、液状化の可能性やその防止対策法を検討することを原則とする。また、液状化の可能性がある場合には、水路の規模や重要性、破壊損傷した場合の復旧工事費や社会的影響等も考慮し、対策工を行うか否かを決定する。詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.11.4」による。

表-5.4.1 細粒土の自然含水比による区分

自然含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)	適用土	盛土の安定及び沈下
40 以下	60 以上	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土 (火山灰土を除く)	沈下、安定について、ほとんど問題ない。
40~70	60~40	一般の沖積粘土	沈下について検討をする。盛土が高くなると安定性が問題となる。
70~100	40 以下	比較的浅い位置にある沖積粘土 (有機物を混入している場合が多い)	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100~300	40 以下	有機物の多い沖積粘土	安全対策には十分な検討必要、全沈下量、残留沈下量とも大きい。
300 以上	30 以下	有機質土	安全対策には十分な検討必要、全沈下量、残留沈下量とも極めて大きい。

表-5.4.2 基礎地盤の許容支持力

地 盤		許容支持力度 (kN/m ²)	備 考	
			N値	※qu (kN/m ²)
岩	石	1000	100 以上	—
砂	盤	500	50 以上	—
土	丹 盤	300	30 以上	—
礫	密実なもの	600	—	—
	密実でないもの	300	—	—
砂質	密なもの	300	30~50	—
	中位なもの	{ 200 100	{ 20~30 10~20	—
	ゆるいもの	50	5~10	—
	非常にゆるいもの	0	5 以下	—
粘土質	非常に堅いもの	200	15~30	250 以上
	堅いもの	100	8~15	100~250
	中位のもの	50	4~8	50~100
	柔らかいもの	20	2~4	25~50
	非常に柔らかいもの	0	0~2	25 以下
関東ローム	堅いもの	150	5 以上	150 以上
	やや堅いもの	100	3~5	100~150
	柔らかいもの	50	3 以下	100 以下

※一軸圧縮強さ

表-5.4.3 軟弱地盤の判定の目安 (用排水路の設計)

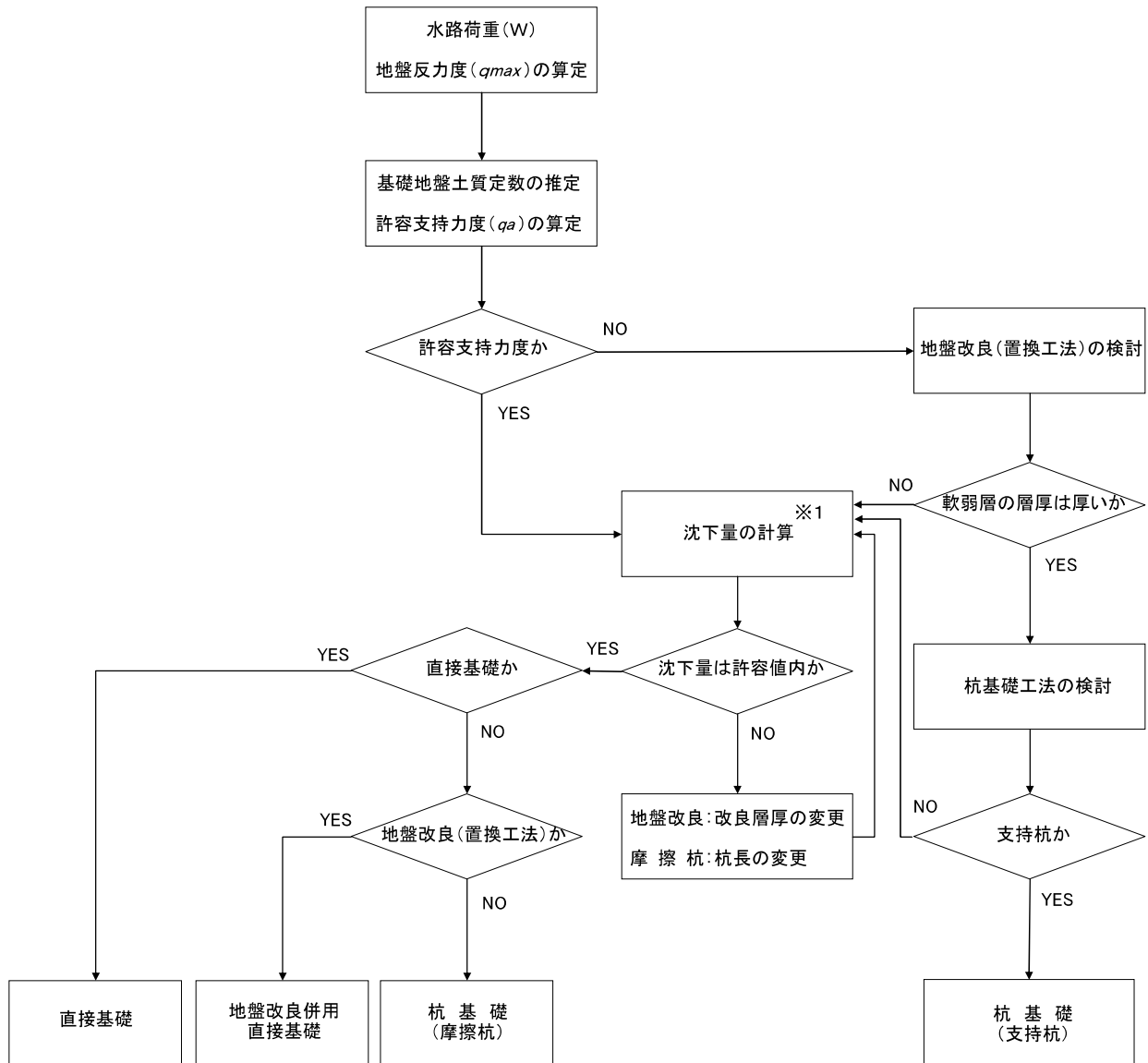
土 質	標準貫入試験 N	自然含水比 (%)	判 定
粘 性 土	4 以上	40 以下	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	2~4	40~100 程度	沈下について検討を要する。 安定についても盛土が高くなる場合は問題となる。
	0~2	100 以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
有機質土	—	100 以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
砂 質 土※	10 以上	—	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	5~10	—	沈下、安定について検討を要する。

※地震時の液状化の可能性については、別途検討する必要がある。

5.4.2 基礎形式の選定

開水路や暗渠（サイホンを含む）の基礎形式は直接基礎を原則とするが、支持力が不足する地盤や軟弱地盤等の特殊条件下においては、圧密沈下や不同沈下等も考慮して地盤改良や基礎杭の検討を行い、経済比較を含めて最適な基礎工法を選定する。

一般的な基礎形式の選定手順は図-5.4.1 に示すとおりである。



※1 沈下量の計算の要否は表-5.4.3による。

計算例：軟弱地盤で盛土等の増加荷重がある場合、または地下水位低下の可能性がある場合。

沈下量の計算にあたっては、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.6.2」、「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）—水路工・パイプライン編—7.5.5」による。また、摩擦杭の杭頭沈下量の計算は、「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 ポンプ場 15.3.4(3)④」による。

図-5.4.1 水路の基礎形式選定フローチャート

5.4.3 直接基礎工法の検討

水路の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面下の基礎地盤のみで支持させることを原則とする。

直接基礎工法は、基礎地盤の支持力と沈下に対して安全でなければならない。

(1) 支持力の検討

基礎地盤の支持力は、次により検討する。

$$q_{\max} \leq q_a$$

q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)
 q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

基礎地盤の許容支持力は、一般にはテルツァギーの修正支持力公式または基礎地盤の種類によって経験的に決められている許容支持力度等を参考にする。

最大地盤反力度は、浮上または揚圧力を考慮しない状態として計算する。また、基礎地盤にかかる全荷重の合力が偏心している場合は、偏心を考慮した地盤反力度とする。

詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.3.2」による。

① 許容支持力算定式

基礎地盤の長期許容支持力度は、式 (5.4.1) により求める。

a テルツァギー (Terzaghi) の修正支持力公式

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u \dots \dots \dots (5.4.1)$$

- q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- n : 安全率 (常時は $n=3$ 、レベル1地震時は $n=1.5$ とする)
- q_a : 長期許容支持力度 (kN/m²)
- C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。
- γ_2 : 基礎荷重面により上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。

α 、 β : 形状係数 (表-5.4.4)

N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ の関数である。表-5.4.5 または図-5.4.3 参照)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)
隣接地で掘削が行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。

i_c 、 i_r 、 i_q : 式 (5.4.2)、式 (5.4.3) に示す荷重傾斜に対する補正係数

B : 基礎幅 (m)

短辺幅、荷重の偏心がある場合は、式 (5.4.4) に示す有効幅 B_e を用いる。円形の場合は直径とする。

η : 式 (5.4.6) に示す基礎の寸法による補正係数で、常時は $\eta = 1.0$ としてよい。

表-5.4.4 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長さ L : 長方形の長辺長さ

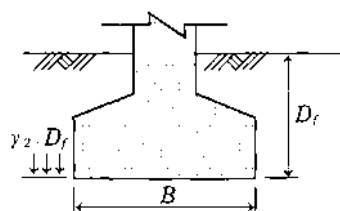


図-5.4.2 基礎の根入れ

表-5.4.5 支持力係数

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

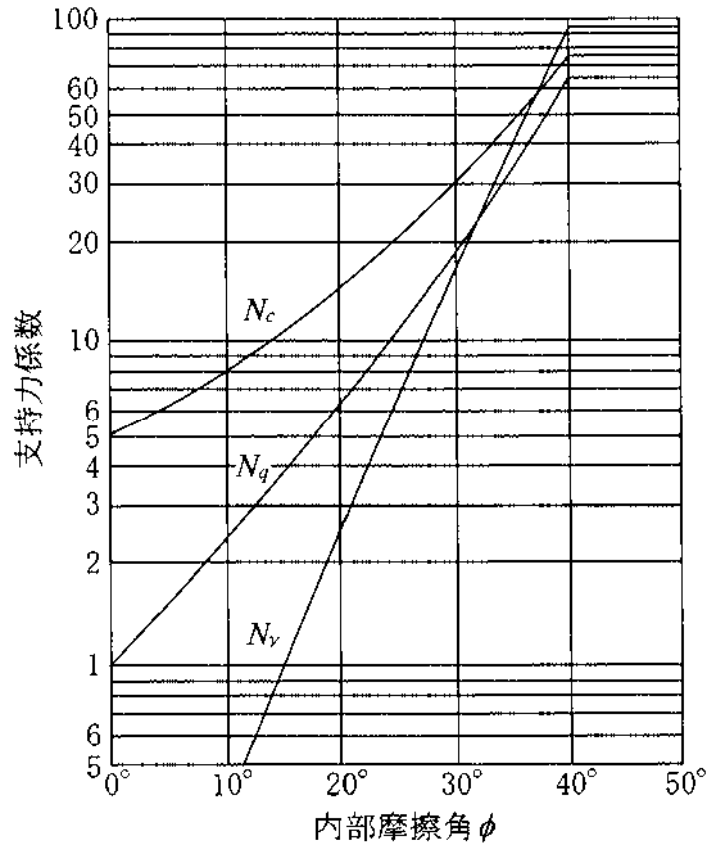


図-5.4.3 支持力係数

b 荷重の傾斜・偏心に対する補正

荷重に傾斜・偏心があると、一般的に地盤の支持力は減少する。基礎底面に鉛直荷重 (V) と水平荷重 (H) が同時に作用する場合、荷重の合力は $\theta = \tan^{-1} H/V$ だけ傾斜することとなる。この場合は、鉛直成分の最大接地圧が、傾斜しているときの許容支持力度以内になるように設計する必要がある。

基礎荷重が傾斜を有する場合は、近似的に式(5.4.2)及び式(5.4.3)に示す補正係数を乗じて、許容支持力度を求める。

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \dots \dots \dots (5.4.2)$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad (\text{ただし、}\theta > \phi \text{ の場合には } i_r = 0 \dots \dots \dots (5.4.3)$$

- ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 θ : 荷重の傾斜角 (度)
 $\tan \theta = H/V$ かつ $\tan \theta < \mu$ (基礎底面の摩擦係数)
 H : 水平荷重 (kN)
 V : 鉛直荷重 (kN)

荷重が基礎底面の図心から偏心している場合は、有効載荷幅の B_e の考え方、すなわち偏心量 (e)

で基礎幅を低減するとして説明する方法と、偏心荷重と釣り合う台形又は三角形荷重の接地圧分布を考え、基礎底面の最大接地圧が偏心のない場合の許容応力度以内に収まるように設計する方法がある。地盤の許容支持力度の算定は、前者の方法によることを標準とする(基礎底版の構造設計は後者による方法とする。)

$$B_e = B - 2e \dots \dots \dots (5.4.4)$$

- ここに、 B : 基礎幅 (m)
- B_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
- e : 偏心量($= M / V$) (m)
- M : 荷重による基礎図心位置におけるモーメント (kN・m)

さらに荷重が二方向に偏心する場合には、二軸偏心の有効接地面積(A_e)を考慮する必要がある。ただし、実用的には次に示すような近似の長方形の面積を用いてもよい。

$$\left. \begin{aligned} B_e &= B - 2e_x, L_e = L - 2e_y \\ R_a &= \bar{A}_e \cdot \bar{q}_a \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.4.5)$$

- ここに、 B 、 L : 短辺方向及び長辺方向の基礎幅 (m)
- B_e 、 L_e : 短辺方向及び長辺方向の基礎の有効載荷幅 (m)
- e_x 、 e_y : 短辺方向及び長辺方向の偏心量 (m)
- A_e : 基礎の有効載荷面積 (m²)
- R_a : 直接基礎の許容鉛直支持力 (kN)

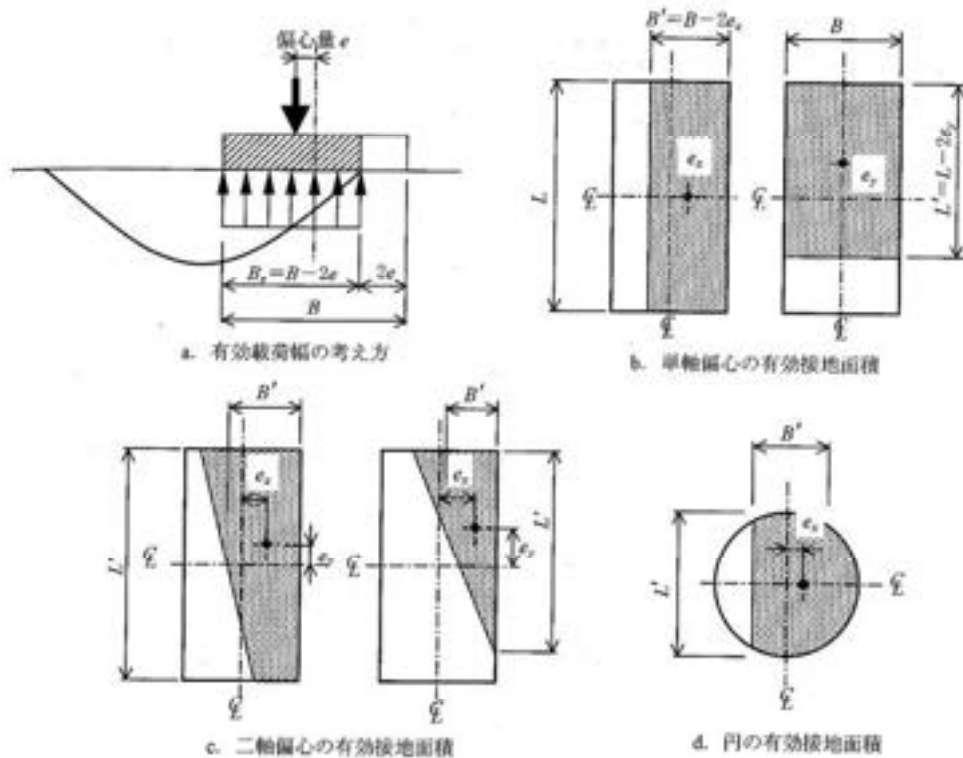


図 5.4.4 荷重に偏心のある場合の有効幅(B_e)、有効載荷幅(A_e)

c 基礎の寸法による補正

砂地盤の N_γ には基礎幅が大きくなると支持力係数が低下する性質がある。このため、傾斜・偏心を伴わない荷重条件に対して、地震時の検討を行う場合には、基礎の寸法効果を考慮する。

補正係数 η は式(5.4.6)により算定する。

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0} \right)^{-1/3} \dots\dots\dots (5.4.6)$$

ここに、 B : 基礎幅 (m)
 B_0 : 基礎の基準幅で 1m とする

② 経験的による許容支持力度

基礎地盤の種類によって経験的に決められている許容支持力度を参照する。(表-5.4.2 参照)

(2) 沈下の検討

水路の沈下は、基礎地盤下に圧密沈下を生じる軟弱粘土層がある場合に検討することが多い。(表-5.4.3 参考)

沈下量の許容値^{※1}は、水路の余裕高や機能性を考慮して適時設定するのがよい。不同沈下は原則として許容しないので、部分的に軟弱層があったり、支持層が傾斜して不同沈下が懸念される場合は、良質土による置換等の対策が必要となる。また、載荷直後に生ずる即時沈下量が水路通水条件その他に有害となる場合は、上げ越し量を見込むか適切な基礎処理を検討しなければならない。

沈下量の算定は「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.6.2」、その他^{※2}を参照して行う。

※1 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-4.2.2」

※2 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-7.5.5」

(社) 土地改良測量設計技術協会

5.4.4 地盤改良工法の検討

地盤改良工法は、基礎の変形、すべり破壊、沈下及び流動等の防止または軽減を目的としたものに分けられる。地盤改良工法はそれぞれの目的によって効果が異なるので、採用に当たっては、水路の構造や現場条件及び重要性等を十分検討の上、決定しなければならない。

水路の地盤改良工法には、表-5.4.6のような工法があり、参考として示す。

表-5.4.6 地盤改良工法の概略選定表（参考）

地盤改良工法 選定条件			置換工法	表層混合処理工法	プレロード工法 (H21.3改正)	バーチカルドレーン工法	SCP工法	生石灰パイル工法	
地盤条件	土質及び層厚	砂質土	10m以下	△	○	○	-	○	×
			10m以上	×	×	○	-	○	×
		粘性土	10m以下	○	○	○	△	△	○
			10m以上	×	×	△	△	△	○
		腐植土	3m以下	○	○	○	×	×	△
			3m以上	×	×	○	△	△	△
	中間層	透水層がある		-	-	○	-	-	×
		不透水層がある		-	-	△	○	○	○
		硬い層がある		-	-	○	×	△	×
	支持層	透水層とみなせる		△	-	○	-	-	×
不透水層とみなせる		○	-	△	○	○	△		
堤防への影響（不同沈下等）			○	△	○	△	△	△	
施工条件	施工深度	3m以下		○	○	-	×	×	△
		3～10m		×	×	-	○	△	○
		10～20m		×	×	-	○	○	○
		20～30m		×	×	-	△	△	△
		30m以上		×	×	-	△	△	△
	施工工期	十分長い		○	○	○	△	△	△
		ある程度長い		○	○	△	○	○	△
		短い		○	○	△	△	△	○
施工実績が多い			○	△	○	○	△	△	
作業空間が狭い			○	○	△	△	△	△	
トラフィカビリティが悪い			○	○	○	△	△	△	
環境条件	低振動・低騒音		○	○	○	△	×	△	
	地下水に対する影響		○	○	○	○	△	△	
	隣接構造物に対する影響		○	○	△	△	×	○	
	周辺地盤の変形抑制		○	○	△	△	△	○	
工法の効果	沈下促進		-	-	○	○	○	-	
	沈下抑制		○	○	-	-	-	○	
	強度増加		○	○	○	○	○	○	
	盛土の安定		○	○	○	△	○	○	
	側方流動抑制		○	○	△	△	△	○	
	液状化抑制		○	○	△	△	○	△	
	透水性低減		△	○	-	×	×	△	
経済性			○	○	○	○	△	△	

○：適合する、△：検討を要する、×：不適合となる場合がある、-：該当しない

注) SCP工法：サンドコンパクションパイル工法

軟弱層が地表近くにあつて厚さが薄い場合には、それを除去して良質材料で置換える置換工法や安定処理土を形成する表層混合処理工法が一般に用いられる。

地盤改良の範囲は、荷重の分散角度を $\theta = 30 \sim 45^\circ$ 、改良深さを $h = 2 \sim 3\text{m}$ 程度以下とする例が多いが、本指針では分散角度を $\theta = 30^\circ$ 、改良深さの最大は $h = 2.0\text{m}$ とする。支持力と沈下の検討は地盤改良の厚さだけ構造物基礎の根入れが深くなった（**図-5.4.5**では D_f' ）として、直接基礎と同様の方法で行う。

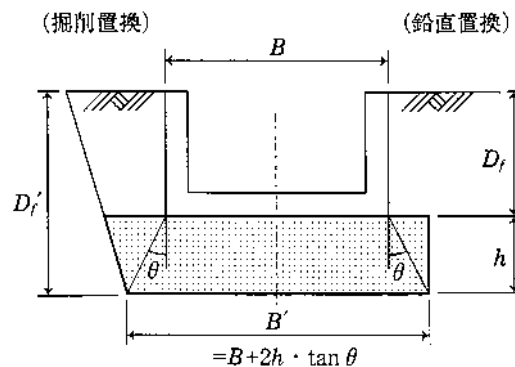


図-5.4.5 地盤改良の範囲

※（鉛直置換）は表層混合処理工法を示す。

(1) 置換工法

置換工法の置換部は、下層が軟弱地盤であったり、あるいは地下水のために十分に締固めができない場合が多いので、施工性について十分検討する必要がある。

置換材料として望ましい土の条件は次のとおりである。

- ① 粒度分布が良い
- ② 細粒分（ $75\mu\text{m}$ 以下）が土質材料の15%以上
- ③ シルト分のあまり多くない土
シルト分が多いと降雨等による含水比の増加でせん断抵抗が低下しやすい。
- ④ 細粒分（ $75\mu\text{m}$ 以下）のあまり多くない土
細粒分が50%以上のものは、乾燥時にクラックが入る危険性が指摘されている。

(2) 表層混合処理工法

表層混合処理工法には、セメント系及び石灰系の改良材が用いられることが多い。支持力に関しては改良地盤も併せて基礎地盤が見かけ上2層系地盤として扱うことができること等から、改良目標強度は、一軸圧縮強度 $q_u = 200 \sim 500\text{ kN/m}^2$ であることが多い。

施工方法は、大きく次の3工法に代表される。

- ① オーガーによる攪拌式（フロート式、泥上覆帯式）
- ② スタビライザー系の攪拌式（車輪式、覆帯式、泥上覆帯式）
- ③ 路上混合式（バックホー等による）

5.4.5 杭基礎工法の検討

杭基礎は、杭に作用する反力に対し、十分安全であるとともに、施工、環境条件にも適合する必要がある。なお、液状化の可能性が広範囲にわたる場合、路線選定の再検討を行う。

水路の杭基礎に伴う躯体の設計方法、杭種や杭頭処理の選定等は、次の留意事項を参考に行う。

(1) 杭基礎の基本的な考え方

① 杭頭に作用する反力の値

杭頭に作用する反力の値は、原則として安定計算により算定するものとするが、偏土圧の生じないフルーム、ボックスカルバート構造のような場合では、地震時を除き鉛直荷重のみの検討でよい。

② 杭の中心間隔

杭の中心間隔は、原則として杭径の2.5倍程度以上とし、4m程度を超える場合、杭径の10倍が4mを超える場合、または底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要になる。

なお、杭の中心間隔について、大型のプレキャストコンクリート水路では、1ブロックの長さにも配慮する必要がある（**図-5.4.6**参照）。

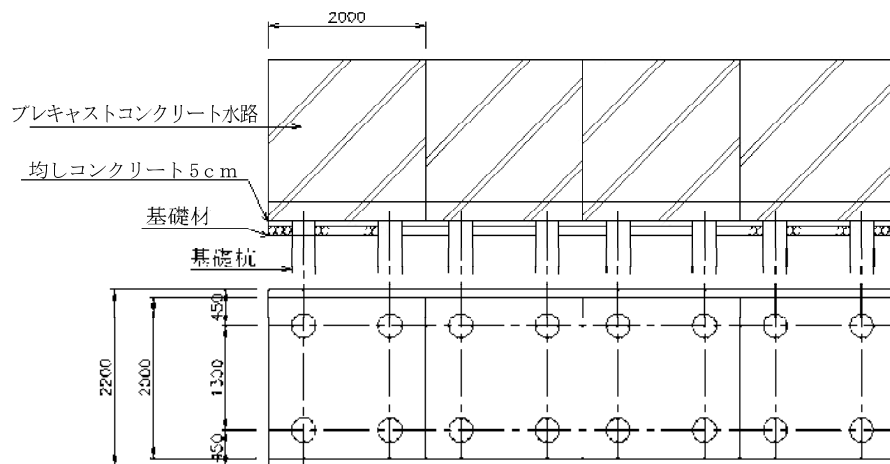


図-5.4.6 大型のプレキャストコンクリートフルーム（結合なしの場合）における杭の設置例

③ 杭の配置

杭配置によっては梁構造とした場合が経済的に有利となる場合もあることや、杭配置の可否についても検討する必要がある。

④ 部材設計と杭反力の形態

部材設計を行う場合の杭反力の形態は、原則として集中荷重として設計する。なお、プレキャストコンクリート水路で基礎コンクリートを設けて躯体を設計する場合は、等分布荷重により行う。また、梁構造とする基礎コンクリートを設計する場合は、杭頭部分を集中荷重として設計する。その際、基礎コンクリートの押し抜きせん断や、必要に応じてせん断力や曲げモーメントに対する検討を行う。

⑤ 杭頭処理

杭の設計は、構造物の種類、荷重の作用状態、施設の重要度や耐震設計の必要性等により、杭に作用する水平力、曲げモーメントまたは引き抜き力に応じて、杭種や杭頭処理工法を検討しなければならない。杭頭と躯体の結合方法は、次の基本的な考え方に基づいて適切に行う。

偏土圧の生じない一般的な開水路の杭頭処理について、梁構造とする必要のない場合は、杭を躯体に埋め込む必要のない結合なしを標準とする。

また、偏土圧の生じる側壁の高さが左右で異なる開水路等や一般の杭の暗きよでは、躯体の安定計算を行い合力の作用位置が底版のミドルサードに入る（引き抜き力の生じない）場合、また、杭の経済比較などから梁構造とする場合において、杭頭に曲げモーメント及び引き抜き力が作用しない場合は、ピン結合を標準とし、杭頭に水平力、曲げモーメント、引き抜き力等の生じる場合は剛結合を標準とする。（図-5.4.7、表-5.4.7 参照）。

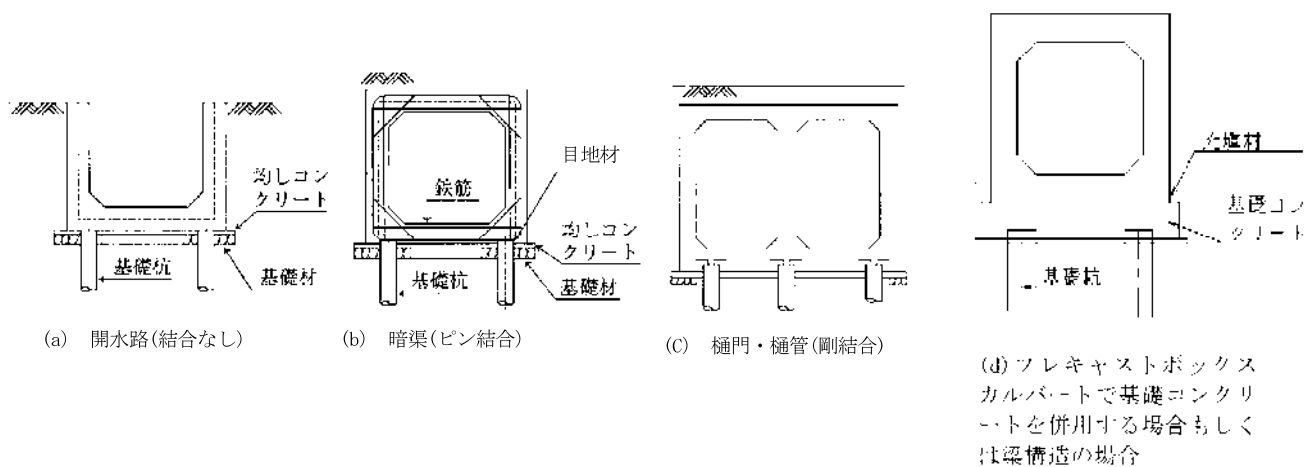


図-5.4.7 代表的な水路工種と杭頭処理

表-5.4.7 代表的な水路工種と杭頭処理

代表的な工種	杭頭処理	杭頭の状態	底版反力	杭計算	荷重
現場打ちフルーム	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
偏土圧が生じる	ピン結合	底版に 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
現場打ち暗きよ	ピン結合	底版に 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
樋門・樋管	剛結合	底版と鉄筋で結合	その都度考慮	剛結合	集中荷重
プレキャストコンクリートフルーム	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
プレキャストボックスカルバート	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
基礎コンクリートを施工(梁構造)	ピン結合	基礎コンクリートに 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重 ¹⁾

1) プレキャストコンクリートフルーム及びプレキャストボックスカルバートの梁構造の場合は、基礎コンクリートに作用する荷重であり、躯体に作用する荷重は、等分布荷重である。

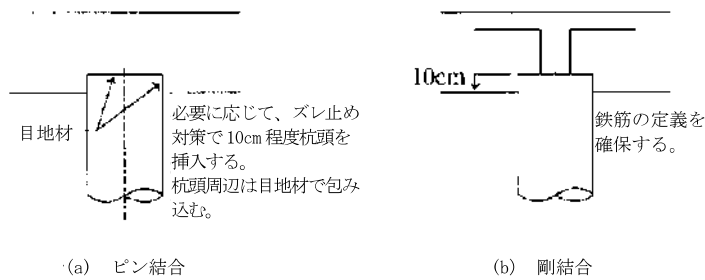


図-5.4.8 杭頭処理

杭基礎を必要とする地盤は軟弱な場合が多いので、杭と結合する底版は、杭反力による押し抜きせん断や負の摩擦による杭の抜けだし、不同沈下等に対して安全な設計を行う必要がある。

⑥ 杭の最小口径

現在最も小口径な既製 PHC パイルは $\phi 300$ であることから、特にプレキャストコンクリート製品については、1 製品にバランス良く配置しなければならない。なお、杭間隔の問題や均等に杭を配置できない場合などについては、梁構造にするなどの配慮が必要であり、他の工法(例えば、地盤改良)との経済比較を検討する必要がある。

⑦ プレキャストコンクリート製品を杭で支持させる際の留意事項

プレキャストコンクリート製品は、既製の製品であるため、現場打ちコンクリートのように杭頭を埋め込むことができない。このため、均しコンクリートの厚さを調節することにより、杭頭処理を行うなどの施工上の配慮が必要である。

⑧ 現場打ちで杭を剛結合させる際の留意事項

フルーム水路、ボックスカルバート暗きよで、杭に支持力以上の要素を負担させ 杭を剛結合させる必要がある場合は、底版部の鉄筋が杭と干渉しないように、配筋などを考慮しなければならない。

なお、フーチングの代わりに基礎コンクリートとして杭を剛結合させる手段もある。この場合、基礎コンクリートを梁構造とすることも可能であり、水路躯体部の底版に結合させるよりも、鉄筋干渉対策が容易になり、基礎コンクリートと躯体本体が分離することで、躯体の慣性力が杭に伝達されにくいことから、高い免震性を持つ構造とみなすことも可能である。

(2) 杭基礎の設計方法

① 現場打ち鉄筋コンクリートの開水路及び暗渠

a 地震荷重

耐震設計を必要とする水路構造物では、地震時土圧や水路構造物の慣性力を考慮した水平荷重による杭に作用する水平力や曲げモーメントを求め、杭種や杭頭処理方法を検討し、地震時以外の場合では常時のみの検討としてよい。耐震設計の詳細については、「土地改良設計指針耐震設計」(H27 農林水産省農村振興局)による。

b 躯体の安定照査

躯体の安定照査は、基礎コンクリートを設置する場合杭頭反力を等分布荷重として考慮してよい。

c 躯体の応力照査

開水路や暗渠の場合は杭反力を底版に作用する集中荷重として構造解析を行い、押し抜きせん断や必要に応じて垂直及び水平支圧応力の照査を行う。なお、摩擦杭となる場合では、等分布荷重による計算結果も考慮する必要がある。
剛結合の場合は、杭頭部を鉄筋コンクリート断面と仮定してコンクリート及び鉄筋の応力照査を行う。なお、杭頭部を底版に 10 cm埋め込む場合は、杭頭から更に 5 cmのかぶり（鉄筋中心から杭頭まで）を確保して部材設計（躯体の断面・配筋計画、応力照査）を行う。

d 杭の配置

杭は、鉛直荷重をスムーズにかつ均等に受けるように配置する。一般的には側壁の軸線付近とするが、水路内水圧と底版自重による曲げモーメントが部材設計を左右するような場合等では、試算等により適切な位置とする。

② プレキャストコンクリート水路

a 杭頭処理

プレキャストコンクリート水路の場合で、均しコンクリート上に直接布設されるような場合の杭頭処理の方法は、**図-5.4.7** (a)（結合なし）を標準とする。また、施工性に配慮し特に基礎コンクリートを施工する場合は、**図-5.4.8** (a) に示すように、基礎杭を基礎コンクリートに 10 cm程度埋め込むピン結合を標準とすることや、製品の長さにも留意しなければならない。

表-5.4.8 基礎コンクリートの標準厚さ

(単位: mm)

規格 (暗きよ内幅)	基礎コンクリート厚さ	基礎碎石の厚さ
600~1,000	200	150
1,100~2,000	250	200
2,200~3,500	300	250

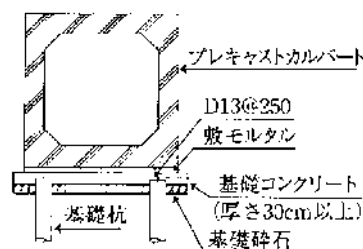


図-5.4.9 プレキャストコンクリート暗きよの杭基礎

プレキャストコンクリート暗きよの場合は、**図-5.4.9** に示すように基礎コンクリートに 10cm埋め込むピン結合を標準とし、暗きよの規模により**表-5.4.8**を参考にして基礎コンクリートの厚さを選定する。

b 部材設計

プレキャストコンクリート水路底版の設計は、杭頭反力を等分布荷重として行う。基礎コンクリートの設計は、上部荷重の大きい比較的大規模な暗渠等では杭頭反力を集中荷重として、押し抜きせん断垂直応力及び水平支圧応力や縦断方向のせん断、曲げモーメント等の検討を行う。

基礎コンクリートの部分は、梁構造とした場合を除き、ひび割れ防止のため用心鉄筋として、D13@250程度を配置する。

梁構造とした場合は、基礎コンクリートの厚さを30cm以上とし、構造解析を行う。
は、試算等により適切な位置とする。

※「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）—水路工・パイプライン編—7.4.2」

杭基礎設計の詳細については、「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 ポンプ場 15.3」による。

(3) 木杭

水路の杭基礎として木杭を使用する場合の杭径は末口径とし、他の摩擦杭に準じた設計を行ってよい。なお、杭の中心間隔は元口径の2.5倍以上とする。元口径の推定は式(5.4.7)(5.4.8)による。

L < 6mの場合

$$D_2 = (1.55 \times D_1^2)^{1/2} \dots\dots\dots (5.4.7)$$

L ≥ 6mの場合

$$D_2 = \{ (1.55 \times D_1^2) + 2.55 \times [D_1 \times (L - 4) + \frac{1}{4} (L - 4)^2] \}^{1/2} \dots (5.4.8)$$

D₁ : 末口径 (cm)

D₂ : 元口径 (cm)

L : 杭長 (m)

地中、水中に設置する基礎杭は、酸欠状態となり木材は腐朽しにくいので防腐処理は行わないものとする。ただし、劣化しやすい環境条件下においては、耐久性・安全性が求められる場合等は、防腐処理を行うことが望ましい。防腐処理の詳細については、「土木用木材・木製品設計マニュアル」による。その他の木杭使用にあたっての留意事項は下記のとおりである。

- ・ 木杭は割れなどの欠陥のない生丸太の樹皮を除いたもので、元口から末口までおよそ一様に径が変化し、末口の径は12cm以上を標準とする。
- ・ 木杭の両端中心点を結ぶ直線は、杭外に出てはならない。
- ・ 木杭の長期許容圧縮応力度は4N/mm²、短期許容圧縮応力度は8N/mm²とする。

木杭の長期許容圧縮応力度は、樹種の最低値の許容圧縮応力度 $Lfc = 6.49 \text{ N/mm}^2$ の70%の値の4N/mm²とした。同様に短期許容圧縮応力度については8N/mm²とした。

$$\text{長期許容圧縮応力度 } Lfc = 6.49 \times 0.7 = 4.5 \rightarrow 4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容圧縮応力度 } Sfc = 11.8 \times 0.7 = 8.3 \rightarrow 8 \text{ N/mm}^2$$

表-5.4.9 無等級材（日本農林規格に定められていない木材）の繊維方向許容応力度（N/mm²）

樹種	長期応力に対する値				短期応力に対する値				
	圧縮 <i>Lfc</i>	引張り <i>Lft</i>	曲げ <i>Lfb</i>	せん断 <i>Lfs</i>	圧縮 <i>Sfc</i>	引張り <i>Sft</i>	曲げ <i>Sfb</i>	せん断 <i>Sfs</i>	
針葉樹	あかまつ・くろまつ・べいまつ	8.14	6.49	10.34	0.88	14.8	11.8	18.8	1.6
	からまつ・ひば・ひのき・べいひ	7.59	5.94	9.79	0.77	13.8	10.8	17.8	1.4
	つが・べいつが	7.04	5.39	9.24	0.77	12.8	9.8	16.8	1.4
	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ・スプルース	6.49	4.95	8.14	0.66	11.8	9.0	14.8	1.2

注) 常時地下水面下となる状態の場合は、常時湿润状態にある場合を適用して、表-5.4.9の値の70%を採用する。
 長期許容圧縮応力度の最低値の場合、 $6.49 \times 0.7 = 4.5 \text{ N/mm}^2$ となる。ただし木杭の場合においては地盤中に打撃によって貫入設置されること、設置後はその状態を確認できないこと等を考慮して、 4 N/mm^2 とする。

5.4.6 直接基礎軟弱地盤対策工法

粘性土、砂質土の軟弱地盤において、直接基礎形式が選定される水路形式では、不同沈下対策として補助工法の採用が有効と判断される場合、敷板または梯子胴木を採用してもよい。

軟弱地盤と判定（表-5.4.3 参照）される粘性土、砂質土にあつて、図-5.4.1 の基礎形式選定フローチャートにより直接基礎形式が選定される水路形式及び附帯構造物において、補助工法の採用が有効と判断される場合には、敷板または梯子胴木を採用してもよい。

(1) 敷板

対象とする水路形式は、プレキャストコンクリート水路のコンクリートトラフ水路（U、Vとも600型以下）とする。

敷板規格は、過去の実施例を考慮して表-5.4.10 に、敷設位置は図-5.4.10 に示すとおりとする。

表-5.4.10 敷板の規格

壁高(H) m	敷板規格	備 考
	B×t(mm)	
～0.4	120×18	<ul style="list-style-type: none"> ・ 用・排水路に適用。 ・ 両側連続布設とし、基礎砂利と併用することができる。 ・ トラフ底端から内側に布設し、トラフ底端より突出してはならない。
0.45	150×18	
0.5～0.6	150×24	

注) コンクリート柵渠工については、「第3編排水路第6章護岸工の設計」を参照のこと。

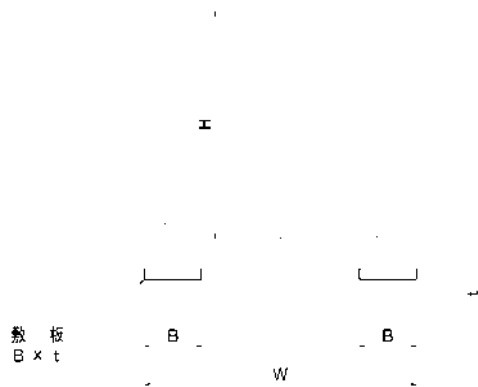
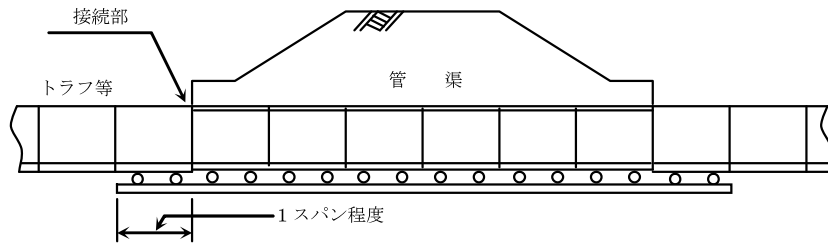


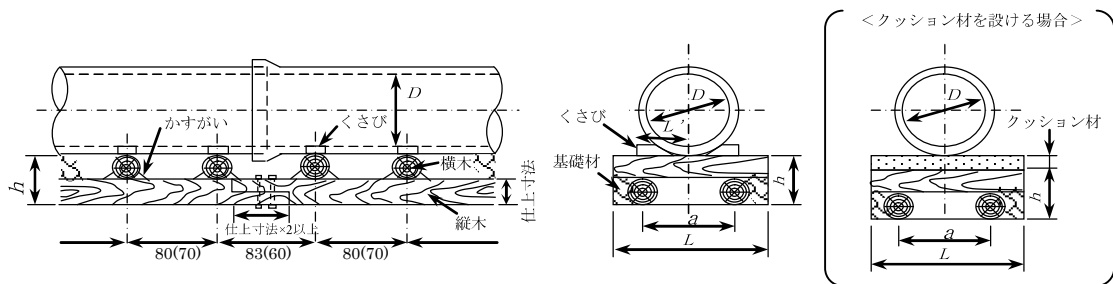
図-5.4.10 敷板敷設位置

(2) 梯子胴木

適用工種は、函渠（U,V型ボックスカルバート）及び管渠（パイプカルバート）とする。
 布設方法と標準寸法は次のとおりである。



注) 横断管に使用した場合は呑・吐口での接続部で敷高のズレが生じる懸念がある場合は、梯子胴木を数m程度余分に伸ばす施工方法が望ましい。



注1) 長さ 2,430 mm 管の場合（カッコ内の数値は長さ 2,000 及び 1,000 mm 管）
 2) とう性管及び用水路管渠等については、支点部への集中応力による管渠の破損等を防止するため管底にクッション材（概ね $t=0.1\text{m}$ ）を設けることができる。

図-5.4.11 管渠における梯子胴木布設方法

表-5.4.11 管渠における梯子胴木基礎寸法

内径 (D) (mm)	縦木間隔 (a) (mm)	基礎幅 (横木長) (L) (mm)	基礎厚 (h) (mm)	くさび長 (L') (mm)
D 250~350	300	450	165	150
D 400	300	450	180	150
D 450~600	400	600	180	200
D 700~1,000	600	900	240	300
D 1,100~1,200	800	1,200	240	400

表-5.4.12 管渠における梯子胴木木材寸法

名称形状 内径 (mm)	横木材 (太鼓落材)	縦木材 (太鼓落材)	くさび (角材 (正割))
D 250~350	末口cm 仕上cm 10.5×7.5	末口cm 仕上cm 12.0×9.0	末口cm 仕上cm 6.0×6.0
D 400	12.0×9.0	12.0×9.0	6.0×6.0
D 450~600	12.0×9.0	12.0×9.0	6.0×6.0
D 700~1,000	15.0×12.0	15.0×12.0	7.5×7.5
D 1,100~1,200	15.0×12.0	15.0×12.0	7.5×7.5

5.5 部材の設計

部材の設計手法は、原則として許容応力度法によるものとするが、限界状態設計法における材料強度や荷重の特性値並びに各種の安全係数等が適切に与えられる場合等、限界状態設計法で行うのがより合理的と判断される場合には、限界状態設計法により設計してよいものとする。但し、レベル2地震動を対象とする開水路及び暗きよの場合は限界状態設計法で行うものとする。

5.5.1 設計手法

コンクリート構造物の設計については、原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、これにより難しい場合は、許容応力度法を適用して行うことも妨げない。ただし、限界状態設計法の具体的な設計手法等は示されていないが、平成26年3月には「水路工」においては、性能に着目した設計手法の導入が図られている。

本指針においては、性能規定化への動向に注視しながらも、コンクリート構造物の設計に当たっては、常時及びレベル1地震動を対象とする場合は許容応力度法によるものとする。レベル2地震動を対象とする場合は限界状態設計法により設計するものとし、①設計対象とする構造物の設計供用期間の設定、②限界状態の設定、③信頼性の検証方法等の基本的な考え方を示す必要があり、また、部分安全係数等設計者が本質を理解していないと設計基準等の意図と異なる設計となるおそれがあることから慎重に検討する必要がある。

5.5.2 許容応力度

※ 水路橋については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.9.1(3)⑥」による。

(1) コンクリートの許容応力度

コンクリートの設計基準強度及び許容応力度は表-5.5.1、表-5.5.2 に示すとおりである。

表-5.5.1 無筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}	18	21	24	備考
許容応力度				
圧縮 (σ_{ca})	4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 4$
曲げ引張 (σ_{ta})	0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \sigma_{tk} / 7$
支圧 (σ'_{ca})	5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3 \sigma_{ck}$

注1) σ_{ck} は、コンクリートの設計基準強度。

2) σ_{tk} は、コンクリートの設計基準引張強度。

表-5.5.2 鉄筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}		18	21	24 ³⁾	備考	
許容応力度						
曲げ圧縮 (σ_{ca})		7	8	9		
せん断	斜め引張鉄筋の計算をしない場合 (τ_{s1})	梁の場合	0.4	0.42	0.45	最大せん断応力度
	斜め引張鉄筋の計算をする場合 (τ_{s2})	スラブの場合 ¹⁾	0.8	0.85	0.9	
		せん断力のみの場合 ²⁾	1.8	1.9	2.0	
付着	丸鋼 (τ_{oa1})		0.7	0.75	0.8	
	異形棒鋼 (τ_{oa2})		1.4	1.5	1.6	
支圧 (σ'_{ca})			5.4	6.3	7.2	$\sigma'_{ca} \leq 0.3 \sigma_{ck}$

注1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじれの影響を考慮する場合には、この値を割増することができる。

3) 道路協議(河川協議)等による許容応力度の値は、「道路事業設計要領」、「河川事業設計要領」による。

4) ボックスカルバートの場合の許容平均せん断応力度の割り増しは「道路土エールカルバート工指針」を参照する。※ 許容せん断応力の数値および計算式についても整合させる。

(2) コンクリート設計基準強度

コンクリートは原則として表-5.5.3 の設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表-5.5.3 現場打ちコンクリートの適用区分

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}	種 目 等
無筋コンクリート $\sigma_{ck}=18$	構造物基礎等の敷均し(均しコンクリート) 基礎コンクリート等無筋構造物
鉄筋コンクリート $\sigma_{ck}=21$	フルーム・暗渠・サイホン等水路構造物
鉄筋コンクリート $\sigma_{ck}=24$	耐久性を要する場合(水流による摩擦に対応させる構造物：急流工等) 道路協議(河川協議)等による場合

注) この表は標準的な設計基準強度の使用区分であり、現場条件、施工条件によっては配合強度を変更することができる。なお、耐久性向上を図る場合、水セメント比の低下等も十分に考慮するものとする。

(3) 鉄筋の許容応力度

用水路と排水路における鉄筋の許容引張応力度は、水路特性から原則として次のように決める。

① 用水路の場合

表-5.5.4 の「水に接する部材の場合」を適用する。

② 排水路の場合

表-5.5.4 の「一般の部材の場合」を適用する。

なお、用水路または排水路で次のような場合、鉄筋の許容引張応力度は「一般の部材の場合」を標準とする。

- a 断面規模が小さい（水路幅、高さの最大寸法が 1m 程度以下）用水路の場合
- b 排水路附帯構造物（落差工、分合流工、樋門・樋管その他）

また、排水路で次のような場合、鉄筋の許容引張応力度は「水に接する部材の場合」を標準とする。

- a 用排兼用水路
- b 水路の立地条件、重要度、その他から適切と判断される場合
- c 他機関等との協議上やむを得ない場合

③ 鉄筋の種類

一般的な水路構造物に用いる鉄筋は、異形棒鋼の SD295A、B 及び SD345 であり、特に大規模な構造物を除き、SD295 を使用することが標準である。

ただし、北海道内においては、SD295 の一部の径（D19 以上）が流通性に欠けるため、この径を含む水路構造物の鉄筋種類は、SD345 に変更することができる。

この場合、鉄筋の許容引張応力度は、用排水路とも SD295A、B と同一の値を用いるものとする。

なお、一連の構造物では SD295 と SD345 の混在使用はしない。

表-5.5.4 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

鉄筋の種類		許容引張応力度(σ_{ss})				備考
		一般の部材の場合	疲労強度より定まる場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR235	常時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD295 A, B	常時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD345	常時	196	176	176	137	
	地震時	294	294	294	294	

注 1)：SD345 が適用できる構造物は次のような場合とする。

- ① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利となる場合
- ② ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ③ 道路協議(河川協議)等による場合

2)：下記の場合、常時の SD345 の許容引張応力度は SD295A、B と同一とする。

- ① たわみ、ひび割れの検討を行わない場合で流通性に欠け SD295A、B の入手が困難な場合
- ② 道路協議(河川協議)等による場合

5.5.3 限界状態設計手法

(1) 水路工における構造的な性能照査の原則

水路工の要求性能に応じた限界状態の考え方及び限界状態を例示すると表-5.5.5 に示すとおりである。

表-5.5.5 水路工の要求性能に対する限界状態と照査項目 (例)

検討ケース	要求性能の水準	要求性能	限界状態	照査項目
常時	水路工としての健全性を損なわない	安全性	水路工が安定であるとともに、基礎地盤が安定である限界の状態	力
			力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	応力度
		耐久性	鋼材腐食に対する限界状態 コンクリートの劣化に対する限界状態	ひび割れ幅、 応力度等
		使用性 (内水圧構造物の場合)	水密性に対する限界状態	ひび割れ幅、 応力度等
レベル1地震動 ・ レベル2地震動	「5.5.4 耐震設計の考え方」参照			

(2) 地盤の安定性に対する性能照査

水路工の基礎地盤安定性に対する照査は、用水路の地盤への最大となる作用力 qsd の比に構造物係数 γ_i を乗じた値が 1.0 以下であることを確認する。

$$\gamma_i \cdot \frac{qsd}{qrd} \leq 1.0$$

(3) コンクリート水路構造物の構造に対する性能照査

断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係は図-5.5.1 のようになる。

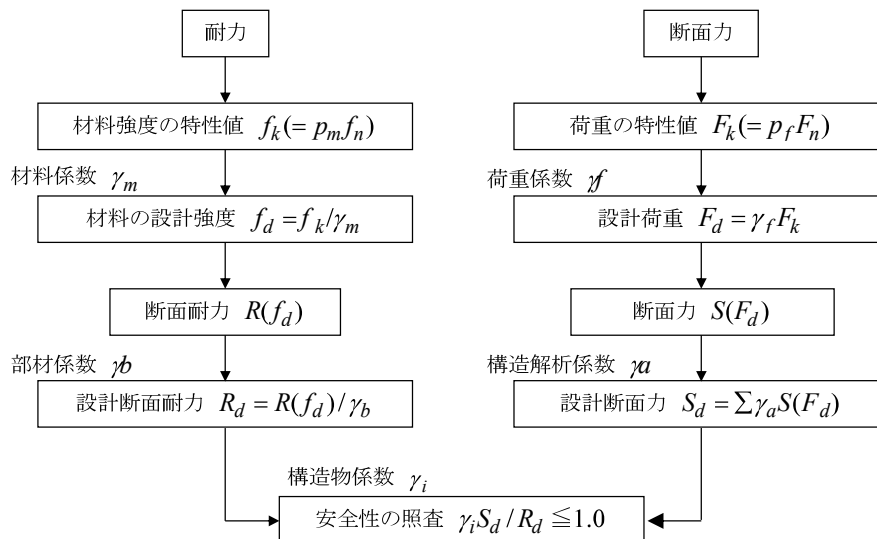


図-5.5.1 断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係

(4) 鋼材腐食に対する照査

鋼材腐食に対するひび割れ幅の照査を行う必要がある場合は、ひとつの代表値であることを踏まえた上で、許容ひび割れ幅は、表-5.5.6 に示す値を適用しても良い。

表-5.5.6 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値 (mm)

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005c 又は 0.4 の どちらか大きい値	0.004c	0.0035c
PC 鋼材	0.004c	—	—

注) $c \leq 100\text{mm}$ を標準とする c: かぶり (mm)

サイホン等の内圧構造物について、使用性に対して水密性のひび割れ幅に基づき照査する場合、表-5.5.7 に示すひび割れ幅の限界値を用いることとする。

表-5.5.7 水密性に対するひび割れ幅の限界値の目安 (mm)

要求される水密性の程度		高い水密性を確保 する場合	一般の水密性を確保 する場合
卓越する断面力	軸引張力	—	0.1
	曲げモーメント	0.1	0.2

(5) 部分安全係数

水路工の構造設計に用いる部分安全係数の標準的な値は、表-5.5.8 に示すとおりである。

表-5.5.8 鉄筋コンクリート部材の設計に用いる標準的な部分安全係数の値

安全係数 要求性能 (限界状態)	材料係数 γ_m		部材係 数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物 係数 γ_i
	コンクリート γ_c	鋼材 (鉄筋) γ_s				
安全性 (断面破壊) ¹⁾	1.3	1.0	1.1~ 1.3	1.0	1.0~1.2	1.0~1.2
使用性 ¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

1) 線形解析の場合

(6) 開水路（フルーム）の荷重の組み合わせと部分安全係数
開水路の標準的な組み合わせを表-5.5.9 に示す。

表-5.5.9 開水路（フルーム）における検討ケース

荷重		項目	安全性			
			断面破壊			
			ケース I	ケース II	ケース III	
永久荷重	自重		○	○	○	
		土圧	鉛直土圧（土重）	△ ²⁾	△ ²⁾	△ ²⁾
			水平土圧	—	—	—
	水压	外水位	○	—	—	
		揚圧力	○	—	—	
変動荷重	活荷重（自動車荷重）等		—	—	—	
	水路内水压		—	○	○	
偶発荷重	地震時荷重	地震時土圧	○	—	○	
		地震時慣性力	○	○	○	
		地震時動水压	—	○	○	

注1) ケース I : 側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 ケース II : 側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合)
 ケース III : 側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合)
 2) 鉛直土圧（土重）は、底版の張出しがある場合に組み合わせる。

開水路の構造設計に用いる部分安全係数の標準的は数値を表-5.5.10 に示す。

表-5.5.10 開水路の部分安全係数一覧表

安全係数種別		限界状態種別	安全性
			断面破壊（ケース I、II、III）
材料係数 γ_m	コンクリート		1.3
	鉄筋		1.0
部材係数 γ_b	曲げ・軸方向耐力		1.1, 1.3 ²⁾
	せん断耐力	コンクリート	1.3
		鉄筋	1.1
構造解析係数 γ_a			1.0
荷重係数 γ_f			1.0
構造物係数 γ_i			1.0
材料修正係数 p_m			1.0
荷重修正係数 p_f			1.0

注1) ケース I : 側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 ケース II : 側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合)
 ケース III : 側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 (側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合)
 2) 軸方向耐力の上限値を算定する場合は、部材係数を 1.3 とする。

(7) 横断暗きよ（ボックスカルバート）の荷重の組み合わせと部分安全係数
横断暗きよの標準的な組み合わせを**表-5.5.11**に示す。

表-5.5.11 横断暗きよ（ボックスカルバート）における検討ケース

		安全性		使用性		
		断面破壊		ひび割れ		
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅠ	ケースⅡ	
永久荷重	自重		○	○	○	○
	土圧	鉛直土圧	○	○	○	○
		水平土圧	○	○	○	○
	水圧	外水圧	○	—	○	○
		揚圧力	○	—	○	—
変動荷重	活荷重（自動車荷重）等		—	—	○	—
	水路内水圧		—	○	—	○
偶発荷重	地震時荷重		○	○	—	—

注1) 地震時における水路内水位と地下水位の設定は、次のとおりとする。

- ・ケースⅠ：ボックス内は空虚で、飽和土と湿潤土の土圧作用を受ける。
- ・ケースⅡ：ボックス内は圧力水の作用を受け、湿潤土の土圧作用を受ける。
(サイホンの場合)

横断暗きよの構造設計に用いる部分安全係数の標準的は数値を**表-5.5.12**に示す。

表-5.5.12 横断暗きよ（ボックスカルバート）の部分安全係数一覧表

安全係数種別		限界状態種別	安全性	使用性
			断面破壊（ケースⅠ、Ⅱ）	ひび割れ（ケースⅠ、Ⅱ）
材料係数 γ_m	コンクリート		1.3	1.0
	鉄筋		1.0	1.0
部材係数 γ_b	曲げ・軸方向耐力		1.1, 1.3 ¹⁾	—
	せん断耐力	コンクリート	1.3	1.0
		鉄筋	1.1	1.0
構造解析係数 γ_a			1.0	1.0
荷重係数 γ_f			1.0	1.0
構造物係数 γ_i			1.0	1.0
材料修正係数 p_m			1.0	1.0
荷重修正係数 p_f			1.0	1.0

注1) 軸方向耐力の上限値を算定する場合は、部材係数を1.3とする。

5.5.4 耐震設計の考え方

(1) 耐震設計の基本方針

耐震設計の基本的な考え方は、施設が地震の影響を受けてもその機能を維持し、構造物の崩壊による人命への二次被害を防止し、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

しかし、耐震設計によって担保される構造物の耐震性や安全性には、おのずから限界があるため、以下に耐震設計の考え方を示す。

- ① 施設の供用期間内に1～2度発生する確率を持つ大きさの地震動をレベル1地震動とする。
- ② 施設の供用期間内に発生する確率は低いが、極めて大きな破壊力のある地震動をレベル2地震動とする。これはさらに日本列島付近の2種類のプレートの運動が原因となるプレート境界地震（タイプⅠ）と列島内部の断層の運動が原因となる内陸直下型（タイプⅡ）に区分される。
- ③ 施設の重要度に応じて、作用される地震動レベルを区分する。
- ④ 地震動レベルに対し目標とする耐震性能を定める。レベル1地震動は「健全性を損なわない」を目標とし、レベル2地震動は「致命的な損傷を防止する」を目標とすることを基本とする。
- ⑤ 施設の重要度区分に応じた地震動レベルと、目標とする耐震性能により耐震設計を行う。つまり、重要度区分がA種の場合、レベル2地震動の目標とする耐震性能は「致命的な損傷を防止する」とする。
- ⑥ レベル2地震動を考慮する場合は、レベル1地震動、レベル2地震動の2段階について検討を行う。

次に示すような場合においては、他の技術基準等と整合を図り、耐震性能を決定するものとする。

- ① 道路法の適用を受ける道路上部または下部に設置される施設
- ② 河川法の適用を受ける河川区域に設置される施設
- ③ 鉄道下などを横断する施設

(2) 重要度区分の考え方

耐震設計を行うに当たっては、水路組織の区間または個別の施設を「極めて重要度の高い区間または施設（重要度区分 A 種）」、「重要度区分の高い区間または施設」（重要度区分 B 種）及び「被災の影響が少ない区間または施設（重要度区分 C 種）」の 3 種類に区分する。

表-5.5.13 重要度区分の考え方

区 分	項目 ①～③のいずれかに該当する施設	判断する上での参考指標
重要度区分 A種 (レベル2地震動 を考慮する)	①水利施設の大きさ 供給される用排水の中断あるいは減量が地域の住民生活及び経済活動・生産活動に与える影響の度合い。	・水路組織の中で施設規模が極めて大きく、かつ被災した際にライフライン、用水供給、ひいては住民生活への影響や地域の経済活動に著しい支障をきたす場合。
	②被災による二次災害危険度 水路施設が被災することにより第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインなどへの影響。	・水路施設に隣接して家屋、避難場所若しくは公道、鉄道、各種ライフラインなどの重要公共施設が水路の破損によって直接被害を生じる場合や、水路の破損による流出水が大量にこれらの場所に流入、又は湛水し、人命若しくは社会経済に重大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度 水路組織が被災した場合に直ちに実施すべき応急復旧・代替のための現場作業の難易度。	・応急復旧のための作業が極めて困難、若しくは長期間を要する場合 例) 宅地などの隣接部や構造物の埋設が深い場合などに復旧の難易度が高くなると考えられる。
重要度区分 B種 (レベル1地震動 を考慮する)	①施設規模の大きさ 同上	・施設規模が大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての用水供給、ひいては住民生活への影響や地域の農業・経済活動に相当の支障をきたす場合でA種以外のもの
	②被災による二次災害危険度 同上	・水路施設に隣接して家屋、避難場所、若しくは重要公共施設があり、水路の破損による流出水がこれらの場所に流入又は湛水し、人命に重大な影響はないものの、社会経済的に多大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度 同上	・応急復旧のための作業に比較的長時間を要する場合。
重要度区分 C種 (耐震設計は行わ ない)	①施設規模の大きさ 同上	・A種及びB種に該当しない場合 ②は、特に二次被害危険度が認められない場合。 ③は、応急復旧のための作業が容易で短時間で実施できる場合。
	②被災による二次災害危険度 同上	
	③応急復旧の難易度 同上	

(3) 重要度区分と耐震性能

表-5.5.14 開水路（フルーム型、擁壁型）の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

表-5.5.15 暗きよ（ボックスカルバート）の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

表-5.5.16 水路橋及び水管橋の橋脚の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮する)	○耐震設計を行う 地震時保有水平耐力法
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

第 6 章 開水路の設計

第 6 章 開水路の設計 目次

6.1	総則.....	6-1
6.2	プレキャストコンクリート水路.....	6-2
6.2.1	計算手順.....	6-2
6.2.2	プレキャストコンクリート水路の種類.....	6-3
6.2.3	標準規格.....	6-3
6.2.4	構造設計.....	6-7
6.2.5	基礎工及び裏込工.....	6-7
6.2.6	構造細目.....	6-16
6.2.7	暗渠工.....	6-17
6.2.8	落差工.....	6-18
6.3	現場打ちフルーム.....	6-19
6.3.1	計算手順.....	6-19
6.3.2	部材寸法.....	6-20
6.3.3	外力の計算.....	6-20
6.3.4	部材の設計.....	6-22
6.3.5	杭基礎とする場合の構造検討.....	6-22
6.3.6	基礎工及び裏込工.....	6-25
6.3.7	構造細目.....	6-26
6.3.8	配筋細目.....	6-30

第6章 開水路の設計

6.1 総則

開水路は、水路の機能、構造物の安全性、経済性及び操作性等を総合的に検討して、適切な水路構造形式を選定し、その特性に応じ安全かつ経済的な設計としなければならない。

開水路は構造形式から擁壁型水路、ライニング水路及び無ライニング水路に大別され、さらに擁壁型水路は現場打ちコンクリートによる現場打ちフルーム水路、プレキャストコンクリート水路等に分類される。

北海道の農業農村整備事業によって実施される開水路は、施設規模と地域特性から擁壁型水路に分類される現場打ちフルーム水路とプレキャストコンクリート水路の使用実績が多いことから、本章では現場打ちフルーム水路とプレキャストコンクリート水路を対象とする。

現場打ちフルーム水路とプレキャストコンクリート水路の選定については、施工条件、用地条件、経済条件等により比較検討を行い決定する必要がある。

開水路の断面の大きさからの分類は表-6.1.1に示すとおりである。なお、プレキャストコンクリート水路の最小断面は、維持管理を考慮し240型以上とする。

表-6.1.1 開水路の分類

断 面		プレキャスト コンクリート水路	現 場 打 ち フ ル ー ム
開 水 路	標 準 型	○	-
	大 型	○	○

注 1) 標準型 600型以下
2) 大型 700型以上

6.2 プレキャストコンクリート水路

プレキャストコンクリート水路とは、規定の設計諸元に基づき工場等で製造された単体または工場製品部材をコンクリート材料等で接合または組合せたものである。

一般に、プレキャストコンクリート水路は、小規模の水路ほど施工性に優れ、経済的に有利となる場合に採用される。また、プレキャストコンクリート水路は使用目的、現場条件等に対してそれぞれの特徴を有しているため、これらを十分発揮できるような種類、規格を選定して使用しなければならない。

6.2.1 計算手順

プレキャストコンクリート水路の構造設計の手順は図-6.2.1に示すとおりである。

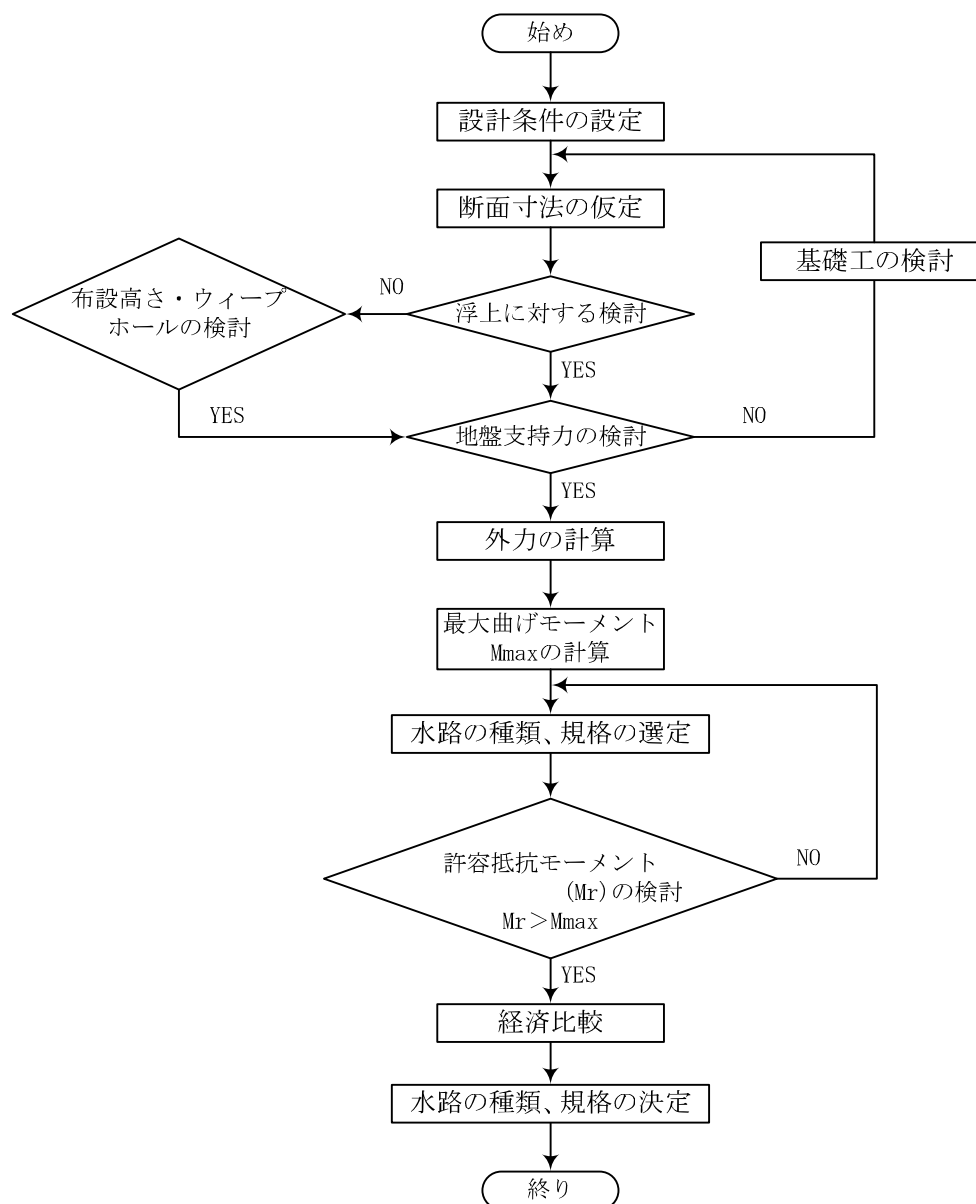


図-6.2.1 プレキャストコンクリート水路の設計手順フローチャート

6.2.2 プレキャストコンクリート水路の種類

利用頻度の高いプレキャストコンクリート水路の種類は表-6.2.1に示すとおりである。

表-6.2.1 プレキャストコンクリート水路の種類

	種類	規格	適用範囲
①	U型コンクリートトラフ	JIS A 5372-2010	U240～U600
②	V型コンクリートトラフ	農政部規格	V 24～V 60
③	V型コンクリート大型トラフ	農政部規格 (案)	V 70～V150
④	U型コンクリート大型トラフ	農政部規格 (案)	U700～U1500
⑤	L型コンクリートブロック	農政部規格	L 600～L 1500

なお、U型、V型コンクリートトラフでは、1本当りの長さが標準型(0.6m)を超える長尺製品も製造されているので、設計に当たっては各メーカーの技術資料を参照する。

その他のプレキャストコンクリート水路の種類・特性については、「土地改良事業計画設計基準 設計水路工 15.1」を参照する。

6.2.3 標準規格

農政部所管土地改良事業等の設計に用いるU型、V型コンクリートトラフの規格及び許容抵抗モーメントは、表-6.2.2～表-6.2.8による。

(1) U型コンクリートトラフ (JIS A 5372-2010)

表-6.2.2 U型コンクリートトラフ形状寸法・配筋表 (mm)

呼び名	寸法									鉄筋				重量 (kg)
										縦鉄筋		横鉄筋		
	a	b	c	d	e	f	g	r	L	φ mm	本数	φ mm	本数	
240	240	220	240	42	50	50	240	50	600	3.2	7	3.2	5	53
300A	300	260	240	50	60	60	300	50	600	3.2	9	4.0	5	71
300B	300	260	300	50	60	60	300	50	600	3.2	9	4.0	5	81
300C	300	260	360	50	60	65	300	50	600	3.2	11	4.0	7	94
360A	360	310	300	50	65	65	360	50	600	4.0	11	4.0	6	94
360B	360	310	360	50	65	65	360	50	600	4.0	11	4.0	8	105
450	450	400	450	55	70	70	430	70	600	4.0	13	5.0	8	139
600	600	540	600	70	80	80	600	70	600	6.0	15	6.0	8	196

表-6.2.3 U型コンクリートトラフ許容抵抗モーメント表 (kN・m/個)

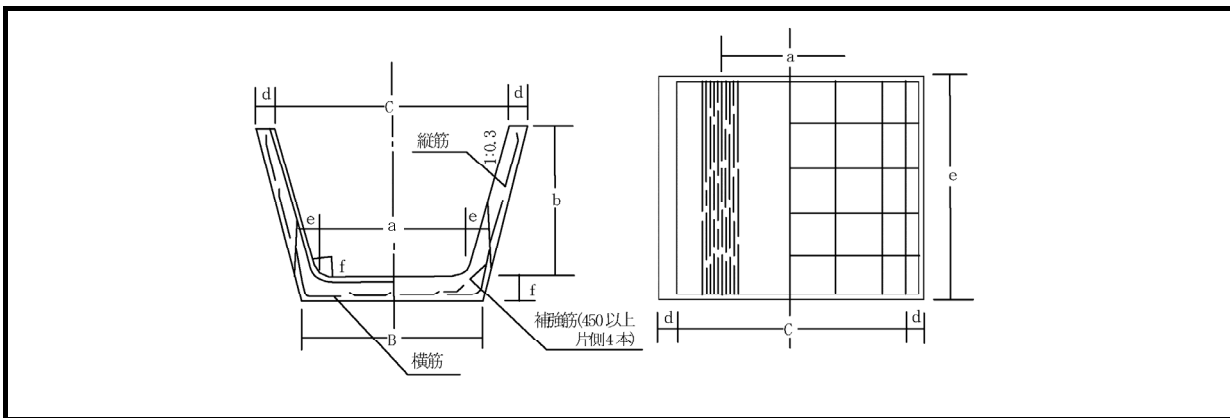
呼び名	240	300A	300B	300C	360A	360B	450	600
標準型	0.33	0.64	0.64	0.90	0.85	1.11	1.90	3.11

注 1) 抵抗モーメントの計算は、次の 3 種類の方法により得られる結果を比較し、最小の値を許容抵抗モーメントとして使用する。

- (1) コンクリート許容圧縮応力 σ_{ca} より求める抵抗モーメント (M_{rc})
- (2) 鉄筋の許容引張応力の σ_{sa} より求める抵抗モーメント (M_{rs})
- (3) コンクリートの曲げ引張強度の σ_{bt} より求める抵抗モーメント (M_{cr})

(2) V型コンクリートトラフ (農政部規格)

表-6.2.4 V型コンクリートトラフ形状寸法・配筋表 (mm)



呼 び 名	a	b	c	d	e	f	B	r	L	縦 鉄 筋		横 鉄 筋		重 量 (kg)
										φ mm	本数	φ mm	本数	
V24	240	240	384	45	50	50	312	50	600	3.2	7	3.2	6	54
V30	300	300	480	50	60	60	388	50	600	3.2	9	4.0	5	79
V34	300	400	540	50	65	65	396	50	600	3.2	10	5.0	6	101
V40	400	400	640	50	65	65	496	50	600	4.0	9	5.0	6	109
V45	450	450	720	55	70	70	553	60	600	4.0	10	5.0	6	133
V50	500	500	800	60	70	70	601	60	600	4.0	11	Ⓣ6.0	5	150
V60	600	600	960	70	80	80	715	100	600	4.0	13	Ⓣ6.0	6	207

注 1) 配筋は標準を示したものである。(この場合のかぶり厚は 12 mm~20 mmのものに適用可能である。)

2) Ⓣはツイストリバーを表す。

表-6.2.5 V型コンクリートトラフ許容抵抗モーメント表 (kN・m/m)

呼び名	V24	V30	V34	V40	V45	V50	V60
1 種	0.29	0.49	0.88	0.88	1.08	1.37	2.06
2 種	0.69	1.08	1.96	1.96	2.55	3.14	4.61

注 1) 抵抗モーメントの計算は、次の 3 種類の方法により得られる結果を比較し、最小の値を許容抵抗モーメントとして使用する。

- (1) コンクリート許容圧縮応力 σ_{ca} より求める抵抗モーメント (Mrc)
- (2) 鉄筋の許容引張応力の σ_{sa} より求める抵抗モーメント (Mrs)
- (3) コンクリートの曲げ引張強度の σ_{bt} より求める抵抗モーメント (Mcr)

(3) V型コンクリート大型トラフ (農政部規格 - 案)

表-6.2.6 V型コンクリートトラフ形状寸法 (mm)

呼び名	a	b	c	L
V 70	700	700	1120	2000
V 80	800	800	1280	2000
V 90	900	900	1440	2000
V100	1000	1000	1600	2000
V110	1100	1100	1760	2000
V120	1200	1200	1920	2000
V130	1300	1300	2080	2000
V140	1400	1400	2240	2000
V150	1500	1500	2400	2000

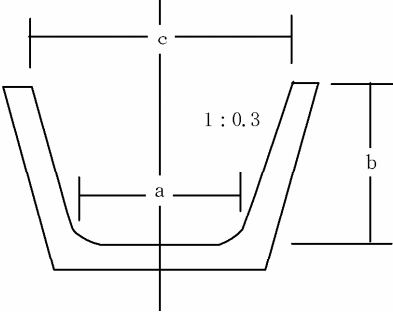


表-6.2.7 V型コンクリート大型トラフ許容抵抗モーメント表 (kN・m/m)

呼び名	V70	V80	V90	V100	V110	V120	V130	V140	V150
1 種	1.85	2.50	3.27	4.15	5.17	6.33	7.64	9.09	10.71
2 種	3.65	4.85	6.23	7.82	9.60	11.61	13.83	16.28	18.95

注 1) 抵抗モーメントの計算は、次の 3 種類の方法により得られる結果を比較し、最小の値を許容抵抗モーメントとして使用する。

- (1) コンクリート許容圧縮応力 σ_{ca} より求める抵抗モーメント (Mrc)
- (2) 鉄筋の許容引張応力の σ_{sa} より求める抵抗モーメント (Mrs)
- (3) コンクリートの曲げ引張強度の σ_{bt} より求める抵抗モーメント (Mcr)

(4) U型コンクリート大型トラフ（農政部規格 - 案）

表-6.2.8 U型コンクリート大型トラフ許容抵抗モーメント表 (kN・m/m)

呼び名	U700	U 800	U 900	U 1000	U 1100	U 1200	U 1300	U 1400	U 1500
1 種	2.34	3.13	4.06	5.14	6.38	7.78	9.35	11.09	13.02
2 種	4.23	5.60	7.19	9.00	11.04	13.33	15.86	18.65	21.69

注 1) 呼び名は、U型トラフ内側の壁高をmm単位で表している。

2) 抵抗モーメントの計算は、次の3種類の方法により得られる結果を比較し、最小の値を許容抵抗モーメントとして使用する。

- (1) コンクリート許容圧縮応力 σ_{ca} より求める抵抗モーメント (Mrc)
- (2) 鉄筋の許容引張応力の σ_{sa} より求める抵抗モーメント (Mrs)
- (3) コンクリートの曲げ引張強度の σ_{bt} より求める抵抗モーメント (Mcr)

6.2.4 構造設計

構造設計は、「5.3 荷重」に準拠して与えるべき荷重を設定し、構造検討を行う。

(1) 抵抗モーメントに対する検討

抵抗モーメントの算出方法には、①コンクリートの許容圧縮応力度、②鉄筋の許容引張応力度、③コンクリートの曲げ引張強度、④曲げ試験（JIS または協会等規格）のひび割れ荷重に基づいて求める方法がある。

これらの方法によって求めた計算結果のうち、最小の値を許容抵抗モーメントとして採用する。

(2) 浮上に対する検討

浮上に対する検討を行い、浮上に対する安全率が満足されない場合には、外水位を低下させるために布設高さの再検討、ウィープホールまたは排水ドレーンを設けてこれらの浮力に対処しなければならない。

なお、プレキャストコンクリート水路の浮上に対する安全率は1.1^{*}とする。

※ 「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）—水路工・パイプライン編— 8.1.2」
（社）土地改良測量設計技術協会

浮き上りの検討は、一般には式(6.2.1)によって検討する。

$$F_s \leq \frac{W + P_v}{B \cdot \gamma_w \cdot H_a} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

H_a : 底版下面から外水位までの高さ (m)

W : 水路 1m 当たりの重量 (kN/m)

B : 水路外幅 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN/m) を W に加算する

F_s : 1.1

6.2.5 基礎工及び裏込工

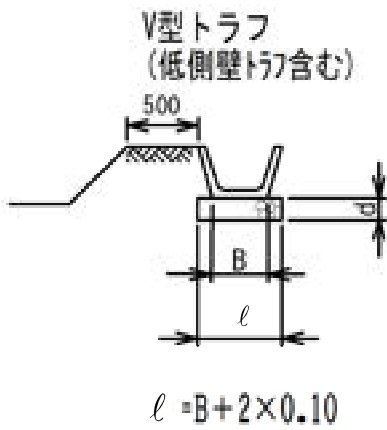
基礎工は、支持地盤の処理や凍上対策を目的とし、厚さ 0.15m 以上の基礎砂利を敷き、必要に応じて、その上面に厚さ 5 cm の均しコンクリートを設置する。

裏込工は、水抜き対策や凍上対策を目的とし、必要に応じて側壁背面に裏込砂利を計上するもので、振興局別に表-6.2.9～表-6.2.10 に示すように標準化を行った。また、U型、V型コンクリートトラフ水路の基礎工の形状は、盛土、切土水路として図-6.2.2 に示すとおりである。

なお、凍上の機構は、気温、水分及び土質条件等が複雑に作用して発生するものであり、特に凍上による水路破損のおそれがある場合には、低側壁トラフの採用について検討を行うべきである。

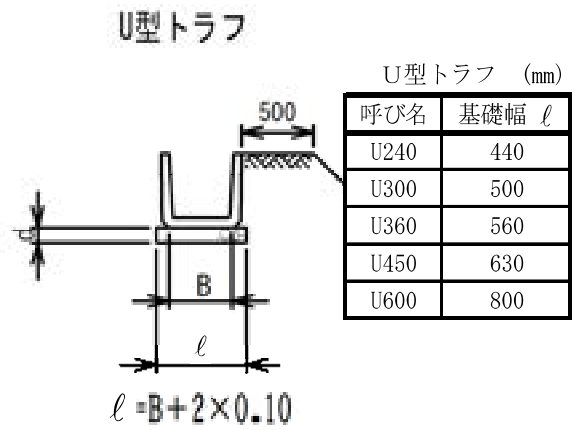
低側壁トラフの詳細については、「第4編 資料編 1.4 低側壁トラフの設計」による。

① 盛土部水路



V型トラフ (mm)

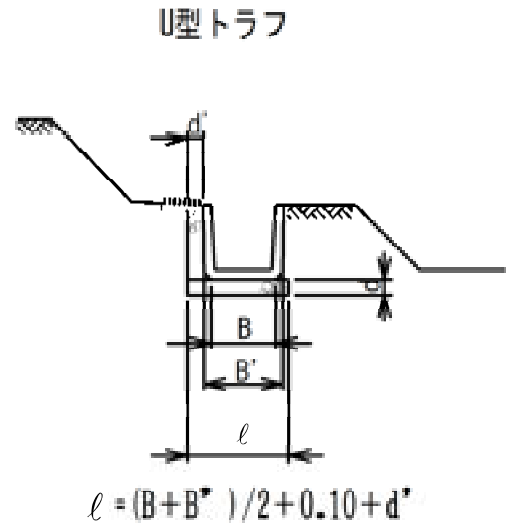
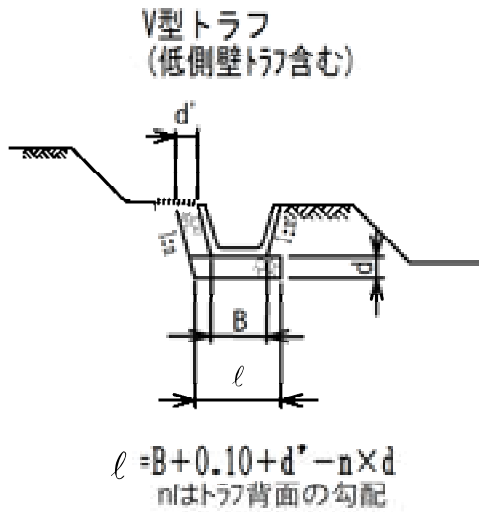
呼び名	基礎幅 l
V240	512
V300	588
V340	596
V400	696
V450	753
V500	801
V600	915



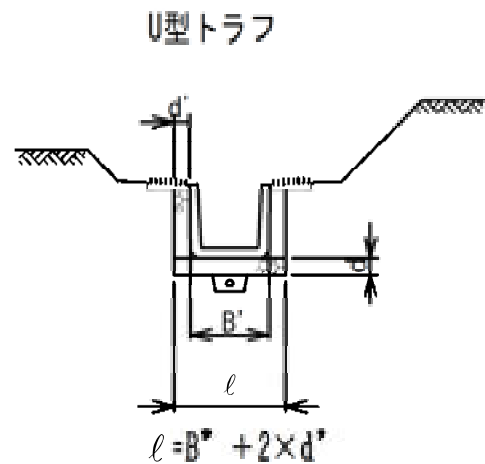
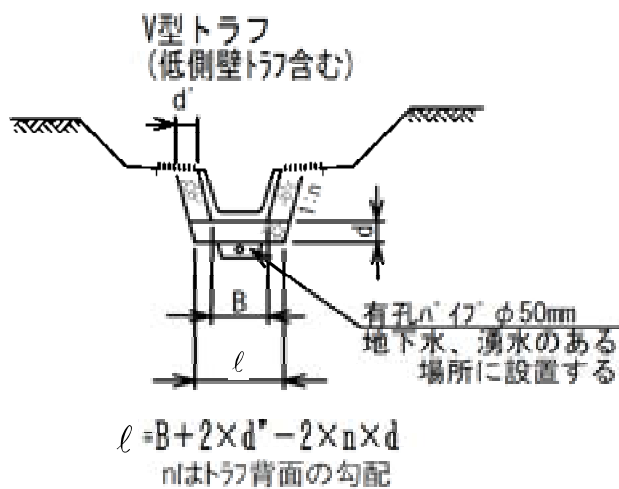
U型トラフ (mm)

呼び名	基礎幅 l
U240	440
U300	500
U360	560
U450	630
U600	800

② 片盛土部水路



③ 切土部水路



注) V型トラフ底面幅Bは表-6.2.4のBの値とし、U型トラフ底面幅B、B'は表-6.2.2のg及びb+2eの値とする。

図-6.2.2 U型・V型コンクリートトラフ水路の基礎工の形状

表-6.2.9 コンクリートトラフ水路(標準型)の基礎砂利厚・裏込砂利厚

(m)

振興局名	地域区分	基礎砂利厚	裏込砂利厚			適用地域
			300型	450型	600型	
石狩	I	0.25	0	0	0.15	千歳市、恵庭市
	II	0.15	0	0	0	Iを除く全市町村
空知		0.15	0	0	0.15	全市町村
上川	I	0.15	0	0.15	0.15	II、IIIを除く全市町村
	II	0.25	0			富良野市、美瑛町、上富良野町、中富良野町、南富良野町、占冠村
	III	0.15	0	0	0.15	幌加内町
留萌		0.15	0	0	0	全市町村
宗谷	I	0.20	0	0	0.15	稚内市、猿払村
	II	0.15	0	0	0.15	Iを除く全市町村
十勝	I	0.30	0.25	0.35	0.45	IIを除く全市町村
	II	0.20	0.20	0.25	0.30	幕別町(旧忠類村)、大樹町、広尾町
オホーツク	I	0.30	0.25	0.30	0.35	置戸町、北見市(旧常呂町を除く)、美幌町、津別町、遠軽町、訓子府町、滝上町
	II	0.25	0.15	0.20	0.25	I、IIIを除く全市町村
	III	0.30	0.20	0.25	0.35	網走市、小清水町
釧路	I	0.30	0.30	0.40	0.45	IIを除く全市町村
	II		0.25	0.30	0.35	阿寒国立公園内
根室	I	0.30	0.25	0.30	0.35	別海町、中標津町
	II		0.20	0.30	0.35	Iを除く全市町村
後志		0.15	0	0	0	全市町村
檜山		0.15	0	0	0	全町
渡島	I	0.15	0	0.20	0.20	II、IIIを除く全市町村
	II		0	0.15	0.15	八雲町(旧熊石町を除く)、森町
	III		0	0	0	八雲町(旧熊石町)
胆振	I	0.30	0.25	0.35	0.40	安平町、厚真町、むかわ町、苫小牧市、白老町
	II	0.25	0.20	0.25	0.25	Iを除く全市町村
日高	I	0.25	0.20	0.30	0.35	日高町、平取町
	II	0.30	0.20	0.25	0.30	Iを除く全市町村

注1) 裏込砂利が0mとなっている地域においても水抜対策用に0.15mの裏込砂利を計上することができる。

2) 本表にない規格は、上位の規格を適用する。

3) 基礎砂利厚は最小値を0.15mとし、0.15mを超える地域で均しコンクリートを設置する場合は、均しコンクリート厚を減じた厚さとする。

表-6.2.10 コンクリートトラフ水路（大型）の基礎砂利厚・裏込砂利厚（1） (m)

振興局名	区分	代表地点	基礎砂利	壁高	裏込砂利					
					B=1.20 Hs=0.85	B=1.50 Hs=1.05	B=1.80 Hs=1.25	B=2.00 Hs=1.40	B=2.50 Hs=1.75	B=3.00 Hs=2.15
石狩	I	恵庭市	0.15	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				0.80~0.90	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				1.00~1.20	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	II	札幌市	0.15	0.70~0.90	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
				1.00~1.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
空知		岩見沢市	0.15	0.70~0.80	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				0.90	0.25	〃	〃	〃	〃	〃
				1.00~1.20	〃	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
上川		旭川市	0.15	0.70	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				0.80~0.90	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
				1.00~1.20	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
留萌		留萌市	0.15	0.70~0.90	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
				1.00~1.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
宗谷		稚内市	0.15	0.70	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
				0.80~1.10	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				1.20	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
オホーツク	I	北見市	0.20	0.70~0.80	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
				0.90~1.00	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
				1.10~1.20	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	II	紋別市	0.15	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				0.80~1.10	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				1.20	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	III	網走市	0.15	0.70~0.80	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				0.90~1.10	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				1.20	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
後志		倶知安町	0.15	0.70	0.15	0.15	0.20	0.20	0.30	0.30
				0.80	〃	〃	〃	0.25	0.30	0.30
				0.90	〃	〃	〃	〃	0.35	0.35
				1.00	〃	0.20	〃	〃	〃	〃
				1.10	〃	〃	0.25	〃	〃	〃
				1.20	〃	〃	〃	〃	0.40	0.40

注1) B: 水路上幅(m) Hs: スノーブリッジ形成に要する積雪深(m) $Hs = B / 1.4$

- 2) 基礎砂利厚は最小値を0.15mとし、0.15mを超える地域で均しコンクリートを設置する場合は、均しコンクリート厚を減じた厚さとする。
- 3) 代表地点以外の市町村は、表6.2.9を参考とする。
- 4) 壁高が1.2mを超える場合別途検討すること。

表-6.2.10 コンクリートトラフ水路 (大型) の基礎砂利厚・裏込砂利厚 (2)

(m)

振興局名	区分	代表地点	基礎砂利	壁高	裏込砂利					
					B=1.20 Hs=0.85	B=1.50 Hs=1.05	B=1.80 Hs=1.25	B=2.00 Hs=1.40	B=2.50 Hs=1.75	B=3.00 Hs=2.15
根室	I	中標津町	0.15	0.70	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				0.80~0.90	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
				1.00~1.20	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	II	根室市	0.30	0.70	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
				0.80~1.00	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
				1.10~1.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
釧路	釧路市	0.30	0.70	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
			0.80~1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
			1.10~1.20	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	
十勝	I	陸別町	0.25	0.70~0.80	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
				0.90	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
				1.00~1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	II	帯広市	0.15	0.70	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
				0.80~0.90	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				1.00~1.20	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	III	広尾町	0.15	0.70~0.90	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
				1.00~1.20	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
	渡島	函館市	0.15	0.70~0.90	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
1.00~1.20				0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
檜山		江差町	0.15	0.70~1.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
胆振	I	むかわ町	0.20	0.70~0.80	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
				0.90~1.10	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
				1.20	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	II	室蘭市	0.20	0.70~1.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
日高	I	日高町	0.15	0.70	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
				0.80	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
				0.90~1.10	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
				1.20	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	II	新ひだか町	0.30	0.70~0.90	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
				1.00~1.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	III	浦河町	0.25	0.70~0.80	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
				0.90~1.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

注1) B: 水路上幅(m) Hs: スノーブリッジ形成に要する積雪深(m) $Hs = B / 1.4$

- 基礎砂利厚は最小値を0.15mとし、0.15mを超える地域で均しコンクリートを設置する場合は、均しコンクリート厚を減じた厚さとする。
- 代表地点以外の市町村は、表6.2.9を参考とする。日高振興局においては、区分I(日高町、平取町)、区分II(新冠町、新ひだか町)、区分III(浦河町、様似町、えりも町)とする。十勝総合振興局においては、区分I(足寄町、陸別町)、区分II(区分I、III以外の市町村)、区分III(幕別町(旧忠類村)、大樹町、広尾町)とする。
- 壁高が1.2mを超える場合別途検討すること。

【基礎工及び裏込工の砂利厚計算基本式】

・標準型トラフ

(1) 設計条件

① 気象データ

1983年～2017年の日平均気温

② 凍結指数

- a) 「舗装設計施工指針」による。
- b) 積雪断熱深に達するまでのマイナス平均気温の合計値で算出。
- c) 10年確率凍結指数を使用し、確率値算出手法は岩井法を用いる。

③ 積雪断熱深

基礎砂利 15cm、裏込砂利 20cm

(2) 基礎砂利厚

基礎砂利厚 $Z = (\alpha \times \sqrt{F_{15} + F_0}) \times f - t_1$

- Z : 基礎砂利厚
- α : 凍結深係数
Fmax より **図-6.2.3** から定める。
- f : 置換率 0.7
- t_1 : 底版コンクリート厚 (cm)
各トラフ共通 8
- F15 : 凍結指数 (10年確率値)
- F₀ : 定数 20°C・day (前凍結指数)

出典：北海道開発局
積雪寒冷地における
用水路の設計基準 (案)

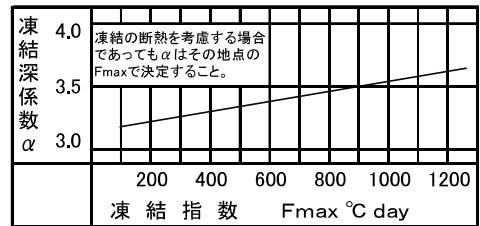


図-6.2.3 凍結深係数図

(3) 裏込砂利厚

$$\text{裏込砂利厚 } W = (a \times C \times \sqrt{F20} + \Delta Z) \times f - t_2$$

W : 裏込砂利厚

a : 地域係数

地域条件から、道内を3区分し係数化

地帯別(多雪寒冷・少雪寒冷・少雪温暖)に区分

1.2 多雪寒冷(道南を除く多雪地域)

1.0 少雪寒冷(オホーツク、根室、釧路、十勝、日高・胆振の内陸部)

1.0 " (上記振興局のうちオホーツク海沿岸部)

0.7 少雪温暖(渡島振興局、日高・胆振振興局の内陸部を除く)

0.7 " (檜山振興局)

C : 壁高係数 **図-6.2.4**

$F20$: 凍結指数 (10年確率値)

ΔZ : 定数 (初期凍結の定数)

0 多雪寒冷(道南を除く多雪地域)

20 少雪寒冷(オホーツク、根室、釧路、十勝、日高・胆振の内陸部)

10 " (上記振興局のうちオホーツク海沿岸部)

20 少雪温暖(渡島振興局、日高・胆振振興局の内陸部を除く)

5 " (檜山振興局)

f : 置換率 0.7

t_2 : 側壁コンクリート厚 (mm)

300型 50

450型 55

600型 70

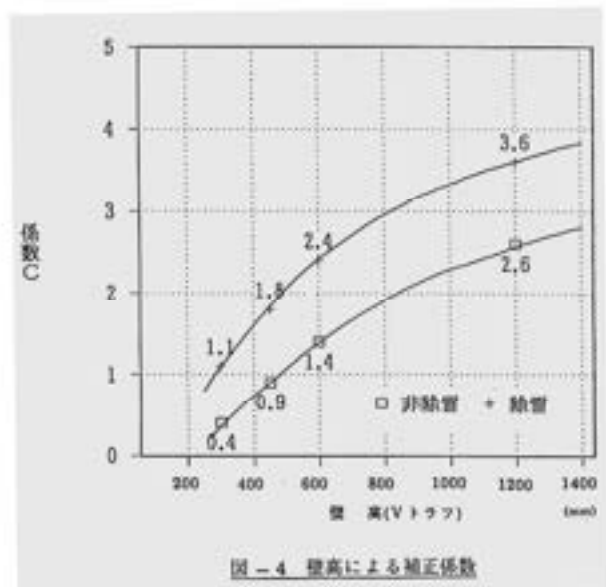


図-6.2.4 壁高補正係数

・大型トラフ

(1) 設計条件

① 気象データ

1981年～2010年の月日別平滑平年値

② 凍結指数

a) 「舗装設計施工指針」による。

b) 積雪断熱深に達するまでのマイナス平均気温の合計値で算出。

③ 積雪断熱深

基礎砂利 15cm、裏込砂利 スノーブリッジ形成に要する積雪深 (H_s)

(2) 基礎砂利厚

$$\text{基礎砂利厚 } Z_1 = (\alpha \times \sqrt{F + F_0}) \times f - t_1$$

Z_1 : 基礎砂利厚

α : 凍結深係数

F_{\max} より **図-6.2.5** から定める

t_1 : 床版コンクリート厚

基礎底版コンクリート厚

f : 置換率 0.7

出典 : S52 開発局凍上対策工法中間報告書より

F : 凍結指数

凍結指数 F_{\max} (1981年～2010年の月日別平滑平年値) から求める

F_0 : 定数 $20^\circ\text{C} \cdot \text{day}$ (前凍結指数)

図-6.2.5 : 出典 : S55 開発局設計基準(案)より

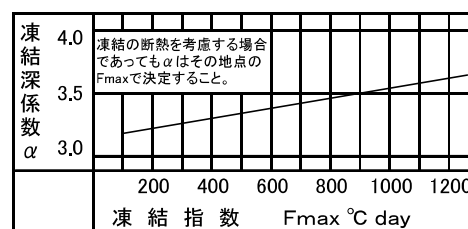


図-6.2.5 凍結深係数図

(3) 裏込砂利厚

裏込砂利厚 $Z_2 = (\alpha \times \gamma \times \sqrt{F + F_0}) \times f - t_2$

Z_2 : 裏込砂利厚

α : 凍結深係数

F_{max} より **図-6.2.5** から定める

t_2 : 側壁コンクリート厚

各トラフの側壁コンクリート厚

γ : 壁高補正係数

側壁高より **図-6.2.6** から定める

f : 置換率 0.56

出典 : S52 開発局凍上対策工法中間報告書より

F : 凍結指数

凍結指数 F_{max} (1981年～2010年の月日別平滑平年値) から求める

F_0 : 定数 $20 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{day}$ (前凍結指数)

図-6.2.6 : 出典 : S55 開発局設計基準(案)より

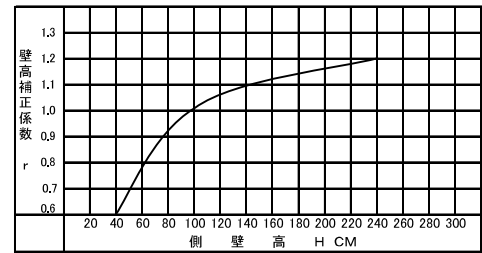


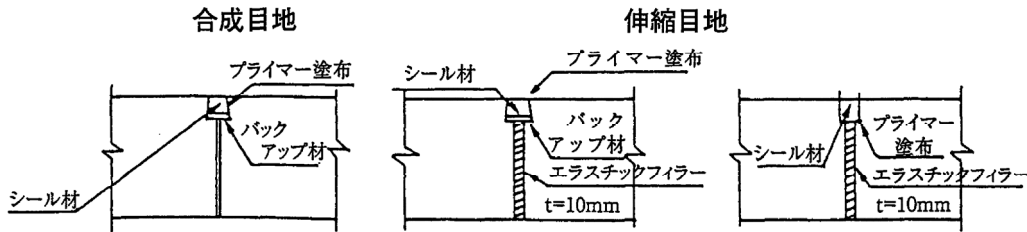
図-6.2.6 壁高補正係数図

6.2.6 構造細目

(1) 目地

U・V型コンクリートトラフにおける目地は合成目地を標準とし、必要に応じて伸縮目地を10m毎に設置する。なお、目地の選定については、地域の実態や使用実績等を考慮の上決定すること。

目地の標準例を図-6.2.7に示す。



※ プライマーの塗布範囲は、シール材充填部の側面とする。

図-6.2.7 目地の標準例

(2) ウィープホール及びアンダードレーン

浮上に対する安全率が満足できない場合には、外水位を低下させるために布設高さの再検討、ウィープホールまたはアンダードレーンを設けてこれらの浮力に対処しなければならない。

コンクリートトラフ水路（標準型）のアンダードレーン標準例を図-6.2.8に示す。なお、コンクリートトラフ水路（大型）のウィープホール及び排水ドレーンの詳細は、「6.3 現場打ちフルーム」による。

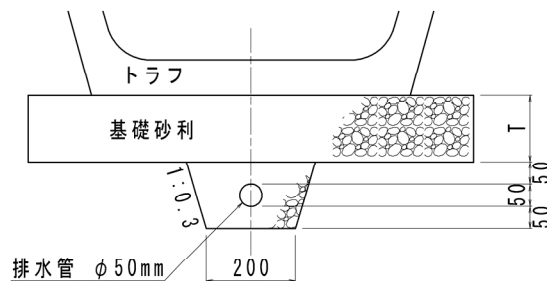


図-6.2.8 アンダードレーンの標準例

(3) 天端処理

張芝は排水路の複断面水路の場合は護岸工として必要な範囲まで敷設する。裏込砂利がある場合、土砂の流入防止としても張芝を敷設し、覆土（50mm）の範囲は裏込砂利より150mmの範囲までとする。

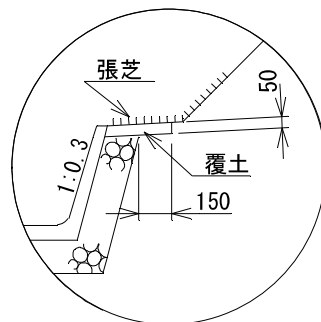


図-6.2.9 天端保護工

開 6-16