

透水性コンクリート製品
暗渠排水工の設計指針

九州ポラコン株式会社

ポーラスコンクリートの性質

一般のコンクリートは、骨材の大小粒がセメントモルタル中に分散した状態の材料であり、空隙が少なく水密であることが要求されます。一方、透水性コンクリートは緻密なコンクリートとは逆に空隙を多くし、水を通すための連続空隙を形成させた多孔質のコンクリートです。

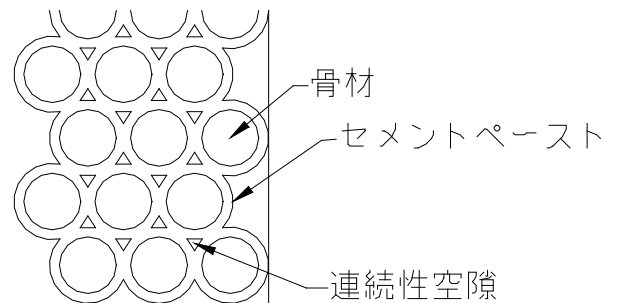
空隙を多くするためには、骨材の粒度は均一であることが望ましく。通常、細骨材は使用されないためノーファインズコンクリートとか、多孔質であることからポーラスコンクリートと呼ばれています。

ポーラスコンクリートの配合はセメントコンクリート混合物としての空隙をどうコントロールするかが重要とされ、骨材の粒度・水セメント比・セメント量が相互に関連するため、使用する骨材に応じて試験練りを行ない、各用途に応じて弊社独自の配合を定めています。ポーラスコンクリートの使用用途としては、地面に含んだ雨水を集めて流末へ導く場合の集水性二次製品、雨水を地中に浸透させる場合の浸透性二次製品及び、都市環境を重視した現場打設透水性舗装等がある。

集水性二次製品に関しては、湧水及び土中に浸透した雨水を暗渠に接した部分で、透水係数の差もしくは流水面積の差によって水を引き込むため、透水係数 10^{-1} cm/sec のオーダーでつくられており、外周に 10^{-2} ~ 10^{-3} cm/sec オーダーの荒目砂をフィルターとして配することにより、土砂の流入を防止している。その点から、圧縮強度 12.0 ~ 20.0 N/mm² と定めると空隙率 15% ~ 25% 程、透水係数 0.1 ~ 1.0 cm/sec 程の範囲にて形成される必要がある。

透水性コンクリートの諸性質

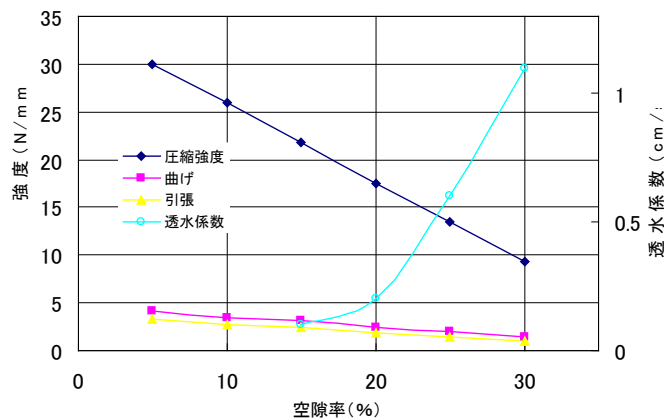
比重	1.80~2.0
空隙率	15~25%
透水係数	0.1~1.0cm/sec
強度	曲げ強度=2.5N/mm ²



一般的なポーラスコンクリートの物性及び、圧縮強度と空隙率、空隙率と透水係数の関係を下記に示す。

強度は水セメント比の影響はあまり受けず、モルタル量と空隙率との関係に於いてほぼ決定され空隙の増大につれて透水係数は大きくなるが強度は低下する。空隙は配合条件だけでなく、締め固め方法によっても著しい影響を受けることになるため、二次製品の標準的な製造基準を定めており、集水性ポーラスコンクリートの性質は上記に示すとおりである。

空隙と強度及び透水係数との関係



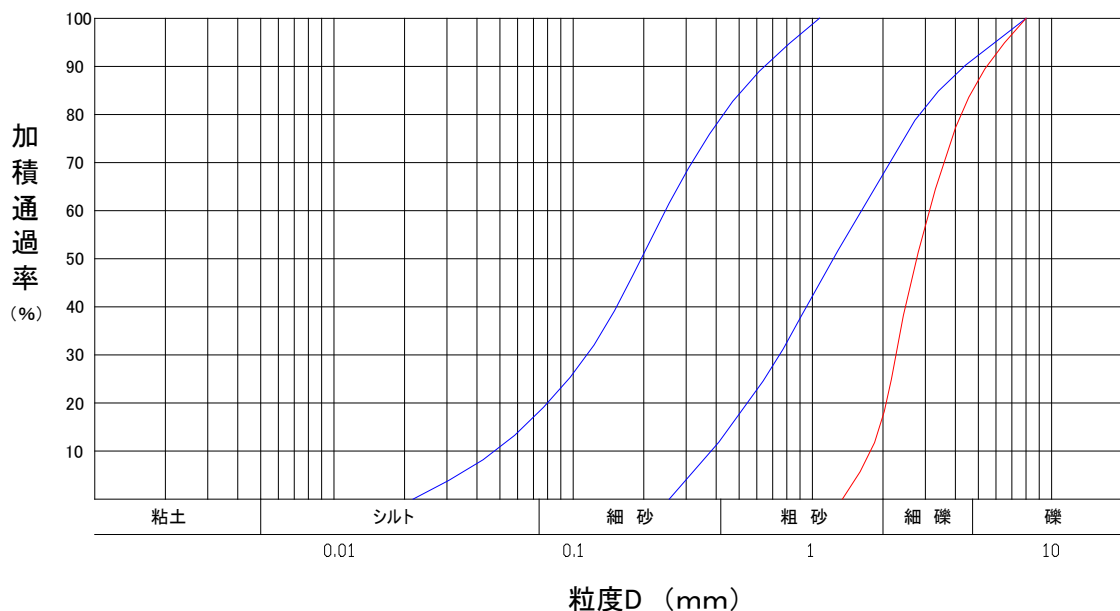
1. 暗渠排水の目詰まりについて

暗渠排水工による地下水の排水は、古くから種々の方法が各分野に用いられてきた。その方法はソダや竹を束ねたものから、素焼土管、鉄筋コンクリートや塩化ビニール製の有孔管等を用い、周辺に玉石、割栗石、砂利等をフィルター材の代わりとして用い施工されてきたが、排水効果の面で耐久性に乏しかった。即ち目詰まり現象が起こりやすかった。暗渠排水工の目詰まり現象とは、有孔鉄筋コンクリート管等の有孔部に土砂が詰まるのではなく、管内への浸透水と共に管周囲の微粒土砂が浸入し、それが管底に堆積して管の通水面積を減少させるので生じるものである。管路を設計する際に、動水勾配を大きくとり、管内への侵入してきた微粒土砂を管末まで流し出す事が出来れば良いのであるが、実際には現場の地形及び経費の点で大きな動水勾配はとりにくい。

2. フィルター材について

先に述べた様に、目詰まり現象とは、有孔鉄筋コンクリート管等の孔に土砂が詰まるのではなく、管内への浸透水と共に管周囲の微粒土砂が浸入し、それが管底に堆積して管の通水面積を減少させるので生じるものである。フィルター材料はそれと接する周囲の土砂よりも透水係数の大きな材料を用いる。浸透水が移動するとき、透水層の性質が変化し、透水係数が異なる場合には、透水量は透水係数の小さい層により制限させる。

フィルター層の透水係数は、基礎土の透水係数より大きくなくてはならないが、その差は小さくした方がよい。一般的に透水係数の差は 10^3 倍以内にすればフィルターが目詰まりは起こらない。土が直接、集水暗渠等に接していると、この部分では透水係数の差、若しくは流水面積の差によって流線網が密になるため動水勾配が大きく、水の流速が早いので、細粒度は水と共に暗渠管内に流入して土中にパイピング現象が生ずる。それを防止する為には集水暗渠の周囲にフィルター材を設ける必要がある。



フィルター材によって保護される基礎材料の粒度を知ることにより、適応したフィルター材を計算によって定めることができる。

水を通すための条件式

$$\frac{\text{フィルター材の粒度分析に於ける 15\%粒度}}{\text{路盤土の粒度分析に於ける 15\%粒度}} \geq 4$$

路盤土粒子がフィルター内に浸入しないための条件式

$$\frac{\text{フィルター材の粒度分析に於ける 15\%粒度}}{\text{路盤土の粒度分析に於ける 85\%粒度}} \leq 4$$

フィルター材と暗渠管の透水孔又は空継手の開き度

$$\frac{\text{フィルター材の粒度分析に於ける 85\%粒度}}{\text{透水孔の直径、又は空継手の開き度}} \geq 2$$

フィルター材の最少厚さはクリーガーによると $50 \times D_{15}$ 必要とされるが、施工上から 10cm 以上あれば十分である。

土粒子の移動については、土粒子を押し流し始める時の流速、すなわち限界流速よりも小さい流速であれば、土粒子は移動しない。

粒度の直径 mm	限界流速 cm/sec	粒度の直径 mm	限界流速 cm/sec
5.0	22.86	0.3	5.60
3.0	17.71	0.10	3.23
1.0	10.22	0.08	2.89
0.8	9.14	0.05	2.29
0.5	7.23	0.03	1.77

3. 有孔率によるパイピング現象

ポーラスコンクリート管の透水係数は $0.1 \sim 1.0 \text{ cm/sec}$ であり、フィルター材として、透水係数 $0.1 \sim 0.001 \text{ cm/sec}$ の砂を用いれば、浸透水の流速は、限界流速より小さく、浸透水だけが移動し集水することが出来る。有孔管の場合には、集水孔面積が小さく、流線が集中し、通水断面の急激な減少が生じる。流速は、通水断面積に反比例して、増大する為に、ここでも流速の増加が生じる。

$$A \cdot \theta \cdot U = a_0 \cdot (1 - \alpha) \cdot U_0$$

$$\theta = (1 - \alpha) \text{ とすれば}$$

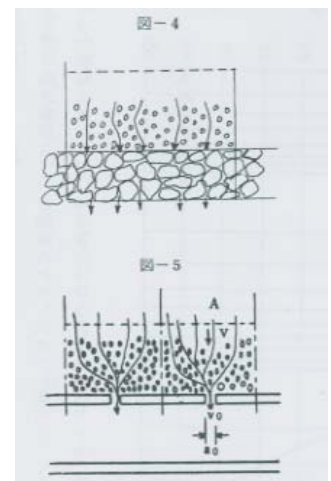
$$U_0 = A / a_0 \cdot U$$

α : 集水孔がフィルター材料により塞がれる率

θ : 空隙率

A : 通水断面積

a_0 : 集水孔面積



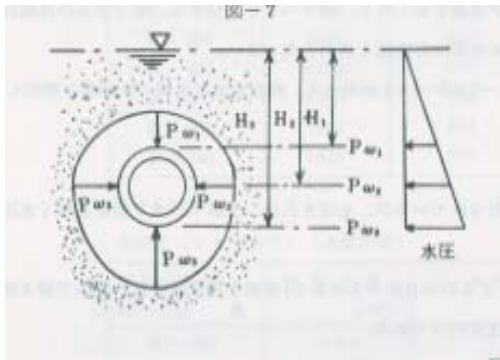
有孔管の有孔比率 A/a_0 は 200~300 となるため、浸透水の流速はその率で大きくなり、微粒土砂が管内に移動したりして、パンピング現象が生じる。

また、有孔管の通水孔の直径は 13~20mm 程が一般的であるので、それよりも小径のフィルター材が設けられずに、管周囲には 20~50mm の砂利等によって管外径を包む必要がある。

しかし、暗渠排水工の周囲に限界流速を超えないようにフィルター層を設け浸透水を集水できるならば、用いても差し支えないが、暗渠管周囲に細粒から粗砂へと 3~4 層のフィルター層を設けなければならず、現実には施工困難である。

4. 再浸透の有無

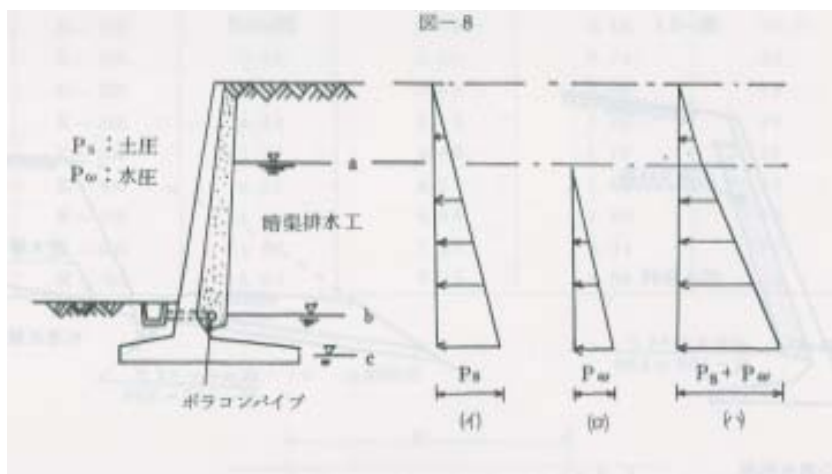
暗渠排水工は構造物に地下水や浸透水が悪影響を及ぼすことが無く、地下水を他へ



浸透させる事が無いように排水する事が目的であるので、埋設位置は地下水面になるのが普通である。その時、管周囲の水圧分布は図の様になる。

地下水は暗渠排水工周囲より水頭の小さい管内へ浸透し排水する。地下水面が外的条件により、a の位置から b の位置以下になると管周囲は不飽和な状態となり集水された水は下部へ再浸透する。地下水面が b 以下の壁体の背面水圧を取り除くという初期の目標は達

しており、再浸透しても差し支えない



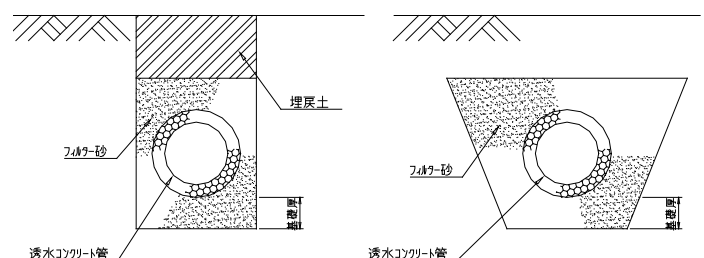
5. ポーラスコンクリートパイプの埋設

暗渠排水工はその使用目的、計画用途、管体の設計条件、基礎の土質、地下水の状態、口径、施工方法及び経済性を考慮して適切な工法を選定しなければならない。埋設断面は図に示す様な直堀溝型と素掘り（幅広）溝型の 2 種類があり、基礎工は管体の支持と現地盤の状況を把握して決定すべきである。一般的な普通地盤の場合には次の通りである。

直堀溝型

素掘り（幅広）溝型

口径 (mm)	基礎厚 (cm)
200 以下	10 以上
200~450	15 以上
500~900	20 以上
1000~2000 未満	30 以上



6-1 宅地造成

谷や窪地を埋立てる宅地造成等を行なう場合では、盛土下に暗渠排水工を設ける。盛土部の締固めは、普通あまり良く行なわれてないので、透水性は大きい。このような場合降雨は土中に浸透し、原地盤と盛土との境界を水道として流れる。通常、原地盤の勾配は多少急な場合が多く、浸透水の流速は大きくなり、微粒土砂を流末へ運び、パンピング現象が起したり、地滑りを誘発する。地下排水の流路は原地盤の等高線に沿った配列が行なわれる。

埋設としては、一般的に原地盤を素堀形にて掘削し集水効果を高める。集水渠はφ100～150を用い、排水渠は集水渠を兼ねてφ200～400程を用いる。

6-2 切土部、法先の湧水処理

湧水量は、各種異なり計算上把握が難しいので現場で測定することが望ましい。切取した後の湧水処理、若しくは地下水位を下げるには法先に埋設するのが一般的であり、透水層が存在する場合はその下の不透水層迄掘削して施設を設置する。

6-3 壁体構造物の裏面排水工

壁体構造物は壁面に設けられた水抜き孔より排水するように設計されているが、水抜き孔が土砂によって詰まり、機能せず水圧の悪影響により崩壊する事がある。壁体構造物の裏面排水工は壁体に水圧が生じない様にする事が目的であるから、壁背面を透水性の良い材料で置換え、集水された浸透水を下部のパイプで速やかに排除する事が望ましい。

6-4 屋外運動競技場、平坦地の暗渠排水工

屋外運動競技場等の平坦な地域の排水は、地表勾配が緩やかなので速やかな排水は困難である。地表水は開渠にて排水すれば効率も良く、経費も少なくて済むが、屋外運動競技場等の機能上からそれは難しい。屋外運動競技場の排水工は表層の透水性を大きくするようにし、暗渠排水工により排水効果に差が生じない様に等間隔に配置を行ない排水することが望ましい。表層の透水性の改良は、アンツーカー・シンダー等で表層土を置換えるのが最適である。

暗渠の深さと間隔は、舗装土質などによりさまざまに変化するので、一律に規定することはできない。しかし、過去の実績から勘案すると舗装面の均等な浸透を図る為には、下の表を標準値として考える事ができる。

	深さ	間隔
舗装に中層、下層がある場合	舗装下に接して	10～20m
表層（芝生など）のみで中層、下層がない場合	0.60～1.20m	芝生 15～20m
		土 8～15m

(『都市公園技術標準解説書・運動施設編』P-86)

6. ポーラスコンクリート製品歩掛り

素掘り溝型断面寸法表

呼び名	掘削断面寸法 (mm)					
	D1	B	B1	H1	H2	H
K-100	160	260	550	100	100	360
K-150	220	320	660	100	100	420
K-200	280	380	760	100	100	480
K-300	400	500	1020	150	100	650
K-400	506	610	1210	150	100	756
K-500	626	730	1430	200	100	926
K-600	750	850	1650	200	100	1050
K-700	874	970	1870	200	100	1174

歩掛り(10m当り)

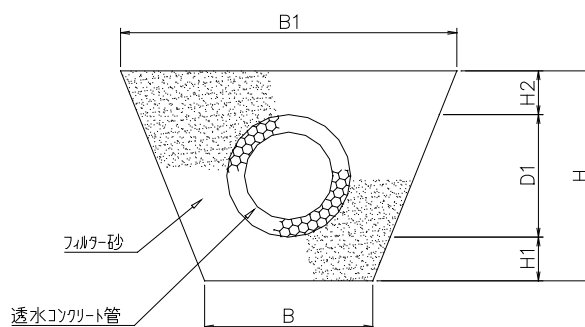
呼び名	掘削土量 (m ³)	フィルター砂 (m ³)	世話役 (人)	特殊作業員 (人)	普通作業員 (人)	バックホウ (hr)
K-100	1.46	1.26	0.30	0.30	0.70	-
K-150	2.06	1.68	0.30	0.30	0.70	-
K-200	2.74	2.12	0.20	0.10	0.40	2.4
K-300	4.94	3.68	0.20	0.10	0.40	2.4
K-400	6.88	4.87	0.40	0.20	0.70	3.1
K-500	10.00	6.92	0.40	0.20	0.70	3.1
K-600	13.13	8.71	0.40	0.20	0.70	3.1
K-700	16.67	10.67	0.60	0.20	1.00	3.8

布設角度及び布設半径

	外径 (m)	差込長 (m)	製品長 (m)	θ ($^{\circ}$)	布設半径R (m)
K-100	0.160	0.016	0.60	6.45	5.3
K-150	0.220	0.018	0.60	5.47	6.3
K-200	0.280	0.021	1.00	4.92	11.6
K-300	0.400	0.030	1.00	4.30	13.3
K-400	0.506	0.032	1.00	3.62	15.8
K-500	0.626	0.035	1.00	3.20	17.9
K-600	0.750	0.045	1.00	3.43	16.7
K-700	0.874	0.052	1.00	3.41	16.8

※上表はモルタル使用して敷設できる角度です。

素掘り溝型断面図



直掘溝型断面寸法表

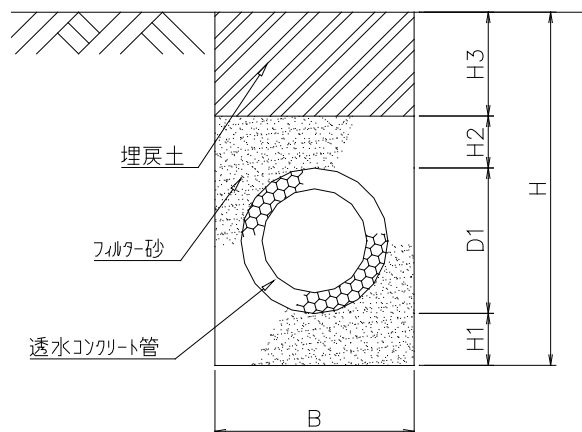
呼び名	掘削断面寸法 (mm)							
	D1	B	H1	H2	H3			
					200	400	600	800
K-100	160	360	100	100	560	760	960	1160
K-150	220	420	100	100	620	820	1020	1220
K-200	280	480	100	100	680	880	1080	1280
K-300	400	600	150	100	850	1050	1250	1450
K-400	506	710	150	100	956	1156	1356	1556
K-500	626	830	200	100	1126	1326	1526	1726
K-600	750	950	200	100	1250	1450	1650	1850
K-700	874	1080	200	100	1374	1574	1774	1974

歩掛り(10m当り)

呼び名	掘削土量 (m ³)				埋戻土量 (m ³)			
	200	400	600	800	200	400	600	800
K-100	2.02	2.74	3.46	4.18	0.72	1.44	2.16	2.88
K-150	2.60	3.44	4.28	5.12	0.84	1.68	2.52	3.36
K-200	3.26	4.22	5.18	6.14	0.96	1.92	2.88	3.84
K-300	5.10	6.30	7.50	8.70	1.20	2.40	3.60	4.80
K-400	6.79	8.21	9.63	11.05	1.42	2.84	4.26	5.68
K-500	9.35	11.01	12.67	14.33	1.66	3.32	4.98	6.64
K-600	11.88	13.78	15.68	17.58	1.90	3.80	5.70	7.60
K-700	14.84	17.00	19.16	21.32	2.16	4.32	6.48	8.64

呼び名	残土土量 (m ³)	フィルター砂 (m ³)	世話役 (人)	特殊作業員 (人)	普通作業員 (人)	バックホウ (hr)	使用本数 (本)
K-100	1.30	1.09	0.30	0.30	0.70	-	16.7
K-150	1.76	1.38	0.30	0.30	0.70	-	16.7
K-200	2.30	1.69	0.20	0.10	0.40	2.4	10.0
K-300	3.90	2.64	0.20	0.10	0.40	2.4	10.0
K-400	5.37	3.36	0.40	0.20	0.70	3.1	10.0
K-500	7.69	4.61	0.40	0.20	0.70	3.1	10.0
K-600	9.98	5.56	0.40	0.20	0.70	3.1	10.0
K-700	12.68	6.68	0.60	0.20	1.00	3.8	10.0

直掘溝型



7. 最小土被り

8-1 静荷重による鉛直土圧

埋設管に作用する鉛直土圧は、現在一般に使用されているマーストン理論によって求める。

溝形の場合、

$$P_e = C_d \times \omega \times B_d^2 / B_c \quad \dots (1)$$

P_e : 埋め戻し土によって管体に加わる鉛直土圧強度

C_d : $C_d = (1 - e^{-2K \cdot \tan \delta / B_d \times H}) / 2K \cdot \tan \delta$

ω : 埋め戻し土の単位体積重量 $\omega = 1,800 \text{ kg/m}^3$

B_d : 溝幅 m

B_c : 管外径 m

ϕ : 埋め戻し土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ (砂-中粒砂密) 表-1

δ : 埋め戻し土と溝壁面との境界に生ずる摩擦係数

$\delta = \tan 35^\circ = 0.70$

H : 土被り m

K : 主働土圧係数

$K = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

$= (1 - \sin 35) / (1 + \sin 35) = 0.271$

表-1 粒状土の内部摩擦角 ϕ

土の種類と密度	丸みのある均等粒子	角ばった配合のよい粒子
中粒砂 (ゆるい)	28~30°	32~34°
中粒砂 (中くらい)	32~34°	36~40°
中粒砂 (密)	35~38°	44~46°
砂れき (中くらい)	37°	41°
砕石 (ゆるい)	40~55°	
砕石 (密)	60°	

各式を用い計算すると次表の如くなる。

$$P_1 = P_e \times B_c \times L$$

K-100

土被り厚さ H(m)	$2K \cdot \tan \delta$	H/B_d	$e^{-2K \cdot \tan \delta \cdot H/B_d}$	C_d	P_e (t/m ²)	$B_c \times L$ (m ²)	P_1 (kg/本)
0.1	0.379434	0.278	0.900	0.264	0.384	0.096	36.90
0.2		0.556	0.810	0.501	0.730		70.11
0.3		0.833	0.729	0.714	1.042		100.00
0.4		1.111	0.656	0.907	1.322		126.90
0.5		1.389	0.590	1.080	1.574		151.10
1.0		2.778	0.349	1.717	2.503		240.31
1.5		4.167	0.206	2.093	3.052		292.98
2.0		5.556	0.121	2.315	3.376		324.07

K-150

土被り厚さ H(m)	$2K \cdot \tan \delta$	H/Bd	$e^{-2K \cdot \tan \delta \cdot H/Bd}$	Cd	Pe (t/m ²)	Bc × L (m ²)	P1 (kg/本)
0.1	0.379434	0.238	0.914	0.228	0.329	0.132	43.37
0.2		0.476	0.835	0.436	0.629		83.00
0.3		0.714	0.763	0.626	0.903		119.20
0.4		0.952	0.697	0.799	1.154		152.27
0.5		1.190	0.637	0.958	1.383		182.49
1.0		2.381	0.405	1.568	2.263		298.66
1.5		3.571	0.258	1.956	2.823		372.60
2.0		4.762	0.164	2.203	3.179		419.67

K-200

土被り厚さ H(m)	$2K \cdot \tan \delta$	H/Bd	$e^{-2K \cdot \tan \delta \cdot H/Bd}$	Cd	Pe (t/m ²)	Bc × L (m ²)	P1 (kg/本)
0.1	0.379434	0.208	0.924	0.200	0.297	0.28	83.07
0.2		0.417	0.854	0.385	0.571		159.83
0.3		0.625	0.789	0.556	0.824		230.76
0.4		0.833	0.729	0.714	1.058		296.29
0.5		1.042	0.674	0.860	1.274		356.85
1.0		2.083	0.454	1.440	2.133		597.19
1.5		3.125	0.306	1.830	2.711		759.06
2.0		4.167	0.206	2.093	3.100		868.09

K-300

土被り厚さ H(m)	$2K \cdot \tan \delta$	H/Bd	$e^{-2K \cdot \tan \delta \cdot H/Bd}$	Cd	Pe (t/m ²)	Bc × L (m ²)	P1 (kg/本)
0.1	0.379434	0.167	0.939	0.162	0.262	0.4	104.66
0.2		0.333	0.881	0.313	0.507		202.90
0.3		0.500	0.827	0.455	0.738		295.12
0.4		0.667	0.777	0.589	0.954		381.69
0.5		0.833	0.729	0.714	1.157		462.96
1.0		1.667	0.531	1.235	2.001		800.42
1.5		2.500	0.387	1.615	2.616		1046.40
2.0		3.333	0.282	1.892	3.064		1225.70

K-400

土被り厚さ H(m)	$2K \cdot \tan \delta$	H/Bd	$e^{-2K \cdot \tan \delta \cdot H/Bd}$	Cd	Pe (t/m ²)	Bc × L (m ²)	P1 (kg/本)
0.1	0.379434	0.141	0.948	0.137	0.246	0.506	124.45
0.2		0.282	0.899	0.267	0.479		242.42
0.3		0.423	0.852	0.390	0.700		354.25
0.4		0.563	0.808	0.507	0.910		460.26
0.5		0.704	0.766	0.618	1.108		560.75
1.0		1.408	0.586	1.091	1.957		990.02
1.5		2.113	0.449	1.453	2.606		1318.62
2.0		2.817	0.343	1.730	3.103		1570.18

8-2 活荷重による垂直土圧

埋設に作用する活荷重は、載荷活荷重の種類によって活荷重が土中構造物にどの様に伝播するか問題となる。通常、最も影響を及ぼすものとしてトラック荷重の場合を検討する。

$$P_t = (1 + i) \cdot W \cdot N / ((a + 2H \tan \alpha) \cdot (b + 2H \tan \alpha)) \quad \dots\dots (3)$$

P_t : 伝播荷重による垂直土圧

W : 地表面に作用する輪荷重

H : 土被り

i : 衝撃係数

a : 車輪の接地長さ

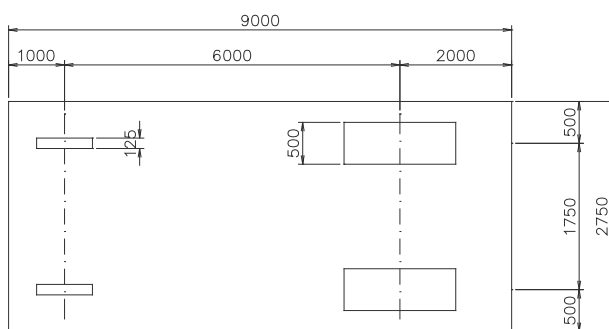
b : 車輪の接地幅

自動車荷重及び車輛占有幅

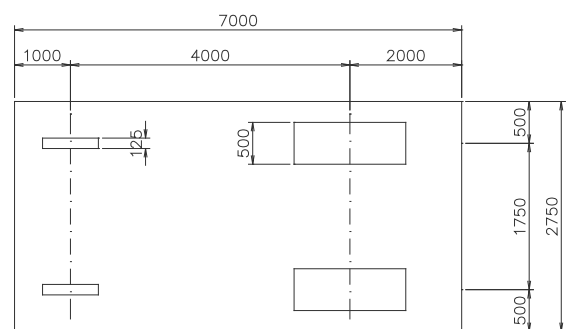
荷重	総重量 (t f)	前輪荷重 (kgf)	後輪荷重 (kgf)	車輛占有幅 (cm)
T-10	10.0	1,000	4,000	275
T-14	14.0	1,400	5,600	275
T-20	20.0	2,000	8,000	275
T-25	25.0	2,500	10,000	275

衝撃係数（自動車荷重） i の標準値

土被り深さ (m) 道路の状況	1.5 未満	1.5~2.5 未満	2.5 以上
	未舗装道路	0.4	0.3
コンクリート及び アスファルト舗装道路	0.3	0.2	0.1



<T-25>



<T-20, T-14, T-10>

自動車荷重（寸法の単位：mm）

荷重	総重量	輪荷重(kg)		接地幅	接地長
	W(t)	前輪	後輪	b (cm)	a (cm)
T-4	4.0	400	1600	50.0	20.0
T-10	10.0	1000	4000		
T-14	14.0	1400	5600		
T-20	20.0	2000	8000		
T-25	25.0	2500	10000		

この内、輪荷重は後輪を使用する。

土被りH(m)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0	
垂直土圧 Pt	T-4	8.00	4.15	2.55	1.72	1.24	0.41	0.20	0.11
	T-10	20.00	10.37	6.36	4.31	3.11	1.02	0.50	0.28
	T-14	28.00	14.52	8.91	6.03	4.36	1.43	0.70	0.39
	T-20	40.00	20.74	12.73	8.62	6.22	2.04	1.00	0.55
	T-25	50.00	25.93	15.91	10.77	7.78	2.55	1.25	0.69

T-14 $P2 = Pt \times Bc \times L$

荷重	$Bc \times L$	$P2$ (kg/本)							
	(m^2)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100	0.096	2688.0	1393.8	855.3	579.0	418.1	136.8	67.2	37.0
K-150	0.132	3696.0	1916.4	1176.0	796.1	574.9	188.2	92.4	50.8
K-200	0.28	7840.0	4065.2	2494.5	1688.6	1219.6	399.1	196.0	107.9
K-300	0.4	11200.0	5807.4	3563.6	2412.3	1742.2	570.2	280.0	154.1
K-400	0.506	14168.0	7346.4	4508.0	3051.6	2203.9	721.3	354.2	194.9

T-14 $P = P1 + P2$

荷重	P (kg/本)							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100	2724.9	1463.9	955.3	705.9	569.2	377.2	360.2	361.1
K-150	3739.4	1999.4	1295.2	948.3	757.4	486.8	465.0	470.5
K-200	7923.1	4225.0	2725.3	1984.9	1576.4	996.3	955.1	975.9
K-300	11304.7	6010.3	3858.8	2794.0	2205.2	1370.6	1326.4	1379.8
K-400	14292.4	7588.8	4862.2	3511.8	2764.7	1711.3	1672.8	1765.1

T-20	$P_2 = P_t \times B_c \times L$								
荷重	$B_c \times L$	P_2 (kg/本)							
	(m^2)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100	0.096	3840.0	1991.1	1221.8	827.1	597.3	195.5	96.0	52.8
K-150	0.132	5280.0	2737.8	1680.0	1137.2	821.3	268.8	132.0	72.6
K-200	0.28	11200.0	5807.4	3563.6	2412.3	1742.2	570.2	280.0	154.1
K-300	0.4	16000.0	8296.3	5090.9	3446.2	2488.9	814.5	400.0	220.1
K-400	0.506	20240.0	10494.8	6440.0	4359.4	3148.4	1030.4	506.0	278.4
T-20	$P = P_1 + P_2$								
荷重	P (kg/本)								
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100		3876.9	2061.2	1321.8	954.0	748.4	435.8	389.0	376.9
K-150		5323.4	2820.8	1799.2	1289.5	1003.8	567.5	504.6	492.3
K-200		11283.1	5967.2	3794.4	2708.6	2099.1	1167.4	1039.1	1022.2
K-300		16104.7	8499.2	5386.0	3827.8	2951.8	1615.0	1446.4	1445.8
K-400		20364.4	10737.2	6794.2	4819.6	3709.2	2020.4	1824.6	1848.6
T-25	$P_2 = P_t \times B_c \times L$								
荷重	$B_c \times L$	P_2 (kg/本)							
	(m^2)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100	0.096	4800.0	2488.9	1527.3	1033.8	746.7	244.4	120.0	66.0
K-150	0.132	6600.0	3422.2	2100.0	1421.5	1026.7	336.0	165.0	90.8
K-200	0.28	14000.0	7259.3	4454.5	3015.4	2177.8	712.7	350.0	192.6
K-300	0.4	20000.0	10370.4	6363.6	4307.7	3111.1	1018.2	500.0	275.1
K-400	0.506	25300.0	13118.5	8050.0	5449.2	3935.6	1288.0	632.5	348.0
T-25	$P = P_1 + P_2$								
荷重	P (kg/本)								
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0
K-100		4836.9	2559.0	1627.3	1160.7	897.8	484.7	413.0	390.1
K-150		6643.4	3505.2	2219.2	1573.8	1209.2	634.7	537.6	510.5
K-200		14083.1	7419.1	4685.3	3311.7	2534.6	1309.9	1109.1	1060.7
K-300		20104.7	10573.3	6658.8	4689.4	3574.1	1818.6	1546.4	1500.8
K-400		25424.4	13360.9	8404.2	5909.5	4496.3	2278.0	1951.1	1918.2

8-3 基礎反力（許容荷重）

管体の基礎に生じる実際の反力の推定は困難であるが、一般的に管体の支持角内の基礎面に等分布するものと仮定する。

埋設管の安全の為に、基礎の支持角を大きくし、しかも均等な反力分布となるように考慮する事が望ましい。

設計支持角 2θ	固定支承		自由支承	
	K	L・F	K	L・F
60°	—	—	0.377	1.67
90°	0.303	2.10	0.314	2.03
120°	0.243	2.62	0.275	2.31
180°	0.220	2.89	0.250	2.54

$$L \cdot F = 0.636 / K$$

管の規格荷重は、基礎の支持角に於ける Load Factor 値を乗じて動荷重条件係数にて割ったものとする。

呼び名	参考規格強度 (kgf/本)	許容荷重 (kgf/本)	
		長期動荷重	短期動荷重
K-100	1,800	1,827	2,436
K-150	1,100	1,117	1,489
K-200	1,700	1,726	2,301
K-300	1,600	1,624	2,165
K-400	1,800	1,827	2,436

8-5 最小土被り

自由支承 90° の場合

動 荷 重			K-100	K-150	K-200	K-300	K-400
長期動荷重	トラック	T-25	30	60	80	170	—
		T-20	25	50	65	150	—
		T-14	20	40	50	85	120
		T-10	20	30	40	60	70
短期動荷重	トラック	T-25	25	45	60	95	—
		T-20	20	40	50	75	85
		T-14	20	30	40	55	65
		T-10	20	25	30	45	45
	マカダムローラー	MR-20	20	25	30	45	55
		MR-10	20	20	20	30	30
	振動ローラー	BR-4.5	20	20	20	30	35
		BR-2.5	20	20	20	25	25
		BR-1.0	20	20	20	20	20
	ブルドーザ	B-21	20	20	20	30	30
B-11		20	20	20	20	20	
B-3		20	20	20	20	20	

8-4 その他の上載荷重

施工機械による荷重は、パイプライン敷設後に道路工事やほ場整備等の工事で自動車荷重以外の施工機械の使用が想定される場合に考慮する。

施工機械によって埋設管に作用する鉛直荷重は次式によって求める。

1) ブルドーザ荷重

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot b / (b + 2H \tan \alpha)$$

W_B : 施工機械による鉛直荷重 (kgf/cm²)

H : 埋め戻し面から管頂までの深さ (cm)

i : 衝撃係数

q_B : 施工機械の接地圧 (kgf/cm²)

b : キャタピラ幅 (cm)

L : キャタピラ間隔 (cm)

α : 荷重の土中への分散角度 (°) (一般の土質では 45° とし
てよい)

n : 1つのキャタピラのみ作用する場合 $n=1$ 、両方のキャタピ
ラが作用する場合 $n=2$ とする。

($H \leq (L-b)/2$ 時 $n=1$ 、 $H > (L-b)/2$ 時 $n=2$)

ブルドーザ 規格	接地圧 q_B (kgf/cm ²)	キャタピラ幅 b (cm)	キャタピラ間隔 L (cm)	
3 ton 級	0.33	30	119	普通地盤 $i=0$ 軟弱地盤 $i=0.2$
6 ton 級	0.46	35	142	
8 ton 級	0.48	41	154	
11ton 級	0.58	46	188	
15ton 級	0.60	51	188	
21ton 級	0.69	56	204	

2) マカダムローラー荷重

種類	総重量 W (ton)	輪荷重 P (kgf)		輪帯幅 b (cm)		接地長 a (cm)
		前輪荷 重	後輪荷 重	前輪荷 重	後輪荷 重	
20ton 級	20	6,000	7,000	110	60	20
10ton 級	10	3,000	3,500	110	50	20

$$W_M = n \cdot P_B \cdot (1+i) \cdot / ((a + 2H \tan \alpha) \cdot (b + 2H \tan \alpha))$$

W_M : 施工機械による鉛直荷重 (kgf/cm²)

H : 埋め戻し面から管頂までの深さ (cm)

i : 衝撃係数

P_M : 施工機械の接地圧 (kgf/cm²)

b : 後輪帯幅 (cm)

$H \leq (150-b)/2$ 時 $b = b$ 、

$H > (150-b)/2$ 時 $b = (1.50-b)/2$

α : 荷重の土中への分散角度 (°) (一般の土質では 45° とし
てよい)

n : 1つのキャタピラのみ作用する場合 $n=1$ 、両方のキャタ
ピラが作用する場合 $n=2$ とする。

($H \leq (150-b)/2$ 時 $n=1$ 、 $H > (150-b)/2$ 時 $n=2$)

8. 高盛土に於ける安全率

一般に断面の小さい暗渠排水工の強度計算では、安全側の計算となるように水平土圧を無視して行なうことが多い。然しながら、この方法は大きな断面の暗渠や深い地中に埋設する場合には、不経済となり実情との隔たりが生じる。暗渠排水工が設置されるような軟弱地盤の地下にあっては、水平土圧の作用が埋設物に作用すると考えられるため、水平土圧係数として 0.3~0.8 を考慮して行なう。

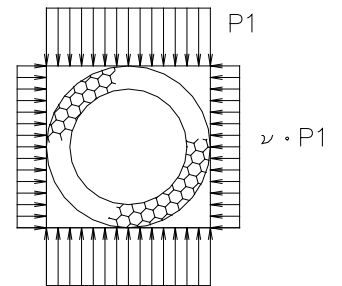
9-1 静荷重土圧によって生じる応力

埋設管に作用する応力は、垂直土圧、水平土圧の両者が作用したときに生じる応力を下式によって算定する。

$$M = 1 - \nu / 4 \times p_1 \times r^2 \quad \dots\dots (1)$$

$$N = -\nu \times p_1 \times r \quad \dots\dots (2)$$

$$\sigma = N / A + M / Z \quad \dots\dots (3)$$



- M : A, C 点に作用する曲げモーメント (ton・m)
- N : 軸力 (ton/m)
- σ : 引張り応力 (ton/m²)
- p_1 : 垂直土圧 $p_1 = \omega \times H$ (ton/m)
- ω : 盛土の単位体積重量 1.80 (ton/m²)
- H : 盛土高さ (m)
- μ : 埋戻し土の内部摩擦係数 $\mu = 0.20$
- ν : 土圧係数
- $\nu = \sqrt{(\mu + 1) - \mu} / \sqrt{(\mu + 1) + \mu}$
- $\quad = \sqrt{(0.20^2 + 1) - 0.20} / \sqrt{(0.20^2 + 1) + 0.20} = 0.67$
- r : 埋設管の管厚中心までの半径
- A : 埋設管断面積 (m²)
- Z : 断面係数 (m³)

9-2 暗渠排水管の規格応力

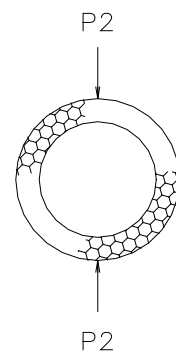
埋設暗渠管として、透水性コンクリート管を用いた場合、その埋設管の規格荷重より許容応力を算出し、土圧による作用応力との関係を示す。埋設暗渠管の規格荷重からの引張り応力は次式より算定される。

$$M_K = 0.318 \times P \times r \quad \dots\dots (4)$$

$$\sigma_K = M / Z \quad \dots\dots (5)$$

- M_K : A, C 点に作用する曲げモーメント (kg・cm)
- σ_K : 許容応力 (kg/cm²)
- P : 規格荷重 (破壊試験荷重) (kg)

静荷重土圧と規格応力を比較し、各埋設深さに於ける安全率を表に示す。



埋設深さ	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
鉛直土圧P1	5.400	10.800	16.200	21.600	27.000	32.400	37.800	43.200	48.600	54.000
水平土圧 ν P1	3.629	7.258	10.888	14.517	18.146	21.775	25.405	29.034	32.663	36.292
ϕ 100	0.46	0.92	1.38	1.84	2.30	2.76	3.22	3.68	4.15	4.61
ϕ 150	0.90	1.79	2.69	3.58	4.48	5.38	6.27	7.17	8.06	8.96
ϕ 200	1.30	2.60	3.91	5.21	6.51	7.81	9.11	10.41	11.72	13.02
ϕ 300	1.98	3.97	5.95	7.93	9.92	11.90	13.89	15.87	17.85	19.84
ϕ 400	3.30	6.60	9.90	13.20	16.50	19.80	23.10	26.40	29.70	33.00
ϕ 500	3.68	7.36	11.04	14.73	18.41	22.09	25.77	29.45	33.13	36.81
ϕ 600	3.75	7.49	11.24	14.98	18.73	22.47	26.22	29.96	33.71	37.46
ϕ 700	3.79	7.58	11.38	15.17	18.96	22.75	26.55	30.34	34.13	37.92

埋設深さと安全率

埋設深さ	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
ϕ 100	89.8	44.9	29.9	22.4	18.0	15.0	12.8	11.2	10.0	9.0
ϕ 150	29.5	14.7	9.8	7.4	5.9	4.9	4.2	3.7	3.3	2.9
ϕ 200	18.7	9.3	6.2	4.7	3.7	3.1	2.7	2.3	2.1	1.9
ϕ 300	10.8	5.4	3.6	2.7	2.2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.1
ϕ 400	8.4	4.2	2.8	2.1	1.7	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8
ϕ 500	7.4	3.7	2.5	1.8	1.5	1.2	1.1	0.9	0.8	0.7
ϕ 600	6.1	3.1	2.0	1.5	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
ϕ 700	5.5	2.7	1.8	1.4	1.1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5

9. 流量計算

10-1 透水性コンクリート管の排水量の算定

暗渠排水の管列は一種の管路であり、集水によって多少流れが乱されるが、マンシングの公式を用いて計算する。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q = A \times V$$

R : 動水半径 d/4 m
 d : 管の内径 m
 I : 勾配
 n : 粗度係数 n = 0.020

暗渠管の流速及び流量表		n=0.02										
呼び名	勾配 ‰	40	20	15	10	7.5	5	4	3	2.5	2	1
K- 100	V(cm/sec)	85.50	60.46	52.36	42.75	37.02	30.23	27.04	23.41	21.37	19.12	13.52
	Q(l/sec)	6.72	4.75	4.11	3.36	2.91	2.37	2.12	1.84	1.68	1.50	1.06
K- 150	V(cm/sec)	112.04	79.22	68.61	56.02	48.51	39.61	35.43	30.68	28.01	25.05	17.71
	Q(l/sec)	19.80	14.00	12.12	9.90	8.57	7.00	6.26	5.42	4.95	4.43	3.13
K- 200	V(cm/sec)	135.72	95.97	83.11	67.86	58.77	47.98	42.92	37.17	33.93	30.35	21.46
	Q(l/sec)	42.64	30.15	26.11	21.32	18.46	15.07	13.48	11.68	10.66	9.53	6.74
K- 300	V(cm/sec)	177.84	125.76	108.91	88.92	77.01	62.88	56.24	48.70	44.46	39.77	28.12
	Q(l/sec)	125.71	88.89	76.98	62.86	54.43	44.45	39.75	34.43	31.43	28.11	19.88
K- 400	V(cm/sec)	215.44	152.34	131.93	107.72	93.29	76.17	68.13	59.00	53.86	48.17	34.06
	Q(l/sec)	270.73	191.44	165.79	135.37	117.23	95.72	85.61	74.14	67.68	60.54	42.81
K- 500	V(cm/sec)	250.00	176.78	153.09	125.00	108.25	88.39	79.06	68.47	62.50	55.90	39.53
	Q(l/sec)	490.87	347.10	300.60	245.44	212.55	173.55	155.23	134.43	122.72	109.76	77.61
K- 600	V(cm/sec)	282.31	199.62	172.88	141.16	122.24	99.81	89.27	77.31	70.58	63.13	44.64
	Q(l/sec)	798.22	564.42	488.80	399.11	345.64	282.21	252.42	218.60	199.55	178.49	126.21
K- 700	V(cm/sec)	312.87	221.23	191.59	156.43	135.48	110.61	98.94	85.68	78.22	69.96	49.47
	Q(l/sec)	1204.05	851.39	737.33	602.03	521.37	425.70	380.75	329.74	301.01	269.23	190.38

10-1 透水性コンクリート側溝の排水量の算定

透水性コンクリート側溝は、側面等が一般的なコンクリート側溝と異なることから、粗度係数が多少大きくなる。集水によって多少流れが乱されるが、マンニングの公式を用いて計算する。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q = A \times V$$

R : 動水半径 m

I : 勾配

n : 粗度係数 n = 0.016

呼び名		勾配 ‰	8割水深時 n=0.016										
			40	20	15	10	7.5	5	4	3	2.5	2	1
PU-180	V(cm/sec)		186.3	131.8	114.1	93.2	80.7	65.9	58.9	51.0	46.6	41.7	29.5
	Q(l/sec)		44.8	31.7	27.4	22.4	19.4	15.8	14.2	12.3	11.2	10.0	7.1
PU-240	V(cm/sec)		223.7	158.2	137.0	111.8	96.9	79.1	70.7	61.3	55.9	50.0	35.4
	Q(l/sec)		95.7	67.7	58.6	47.9	41.5	33.9	30.3	26.2	23.9	21.4	15.1
PU-300A	V(cm/sec)		242.4	171.4	148.5	121.2	105.0	85.7	76.7	66.4	60.6	54.2	38.3
	Q(l/sec)		126.3	89.3	77.4	63.2	54.7	44.7	40.0	34.6	31.6	28.2	20.0
PU-300B	V(cm/sec)		256.1	181.1	156.8	128.1	110.9	90.5	81.0	70.1	64.0	57.3	40.5
	Q(l/sec)		167.3	118.3	102.4	83.6	72.4	59.1	52.9	45.8	41.8	37.4	26.5
PU-300C	V(cm/sec)		266.2	188.2	163.0	133.1	115.3	94.1	84.2	72.9	66.6	59.5	42.1
	Q(l/sec)		209.1	147.9	128.0	104.5	90.5	73.9	66.1	57.3	52.3	46.8	33.1
PU-360A	V(cm/sec)		263.9	186.6	161.6	132.0	114.3	93.3	83.5	72.3	66.0	59.0	41.7
	Q(l/sec)		190.9	135.0	116.9	95.4	82.7	67.5	60.4	52.3	47.7	42.7	30.2
PU-360B	V(cm/sec)		288.0	203.7	176.4	144.0	124.7	101.8	91.1	78.9	72.0	64.4	45.5
	Q(l/sec)		271.1	191.7	166.0	135.6	117.4	95.9	85.7	74.3	67.8	60.6	42.9
PU-450	V(cm/sec)		334.9	236.8	205.1	167.5	145.0	118.4	105.9	91.7	83.7	74.9	53.0
	Q(l/sec)		503.2	355.8	308.2	251.6	217.9	177.9	159.1	137.8	125.8	112.5	79.6
PU-600	V(cm/sec)		404.9	286.3	248.0	202.5	175.3	143.2	128.1	110.9	101.2	90.5	64.0
	Q(l/sec)		1092.4	772.5	669.0	546.2	473.0	386.2	345.5	299.2	273.1	244.3	172.7
PU-200	V(cm/sec)		191.3	135.2	117.1	95.6	82.8	67.6	60.5	52.4	47.8	42.8	30.2
	Q(l/sec)		81.7	57.8	50.0	40.9	35.4	28.9	25.8	22.4	20.4	18.3	12.9
SPU-250A	V(cm/sec)		216.8	153.3	132.8	108.4	93.9	76.7	68.6	59.4	54.2	48.5	34.3
	Q(l/sec)		118.7	83.9	72.7	59.3	51.4	42.0	37.5	32.5	29.7	26.5	18.8
SPU-250B	V(cm/sec)		229.4	162.2	140.5	114.7	99.3	81.1	72.5	62.8	57.3	51.3	36.3
	Q(l/sec)		163.7	115.8	100.3	81.9	70.9	57.9	51.8	44.8	40.9	36.6	25.9
SPU-300A	V(cm/sec)		237.1	167.7	145.2	118.6	102.7	83.8	75.0	64.9	59.3	53.0	37.5
	Q(l/sec)		158.2	111.9	96.9	79.1	68.5	55.9	50.0	43.3	39.6	35.4	25.0
SPU-300B	V(cm/sec)		253.3	179.1	155.1	126.6	109.7	89.6	80.1	69.4	63.3	56.6	40.1
	Q(l/sec)		221.3	156.5	135.5	110.6	95.8	78.2	70.0	60.6	55.3	49.5	35.0
SPU-300C	V(cm/sec)		263.2	186.1	161.2	131.6	114.0	93.1	83.2	72.1	65.8	58.9	41.6
	Q(l/sec)		281.7	199.2	172.5	140.9	122.0	99.6	89.1	77.2	70.4	63.0	44.5
SPU-300D	V(cm/sec)		269.2	190.4	164.9	134.6	116.6	95.2	85.1	73.7	67.3	60.2	42.6
	Q(l/sec)		338.6	239.4	207.4	169.3	146.6	119.7	107.1	92.7	84.7	75.7	53.5
SPU-300E	V(cm/sec)		272.7	192.8	167.0	136.4	118.1	96.4	86.2	74.7	68.2	61.0	43.1
	Q(l/sec)		391.4	276.8	239.7	195.7	169.5	138.4	123.8	107.2	97.9	87.5	61.9
SPU-300F	V(cm/sec)		274.4	194.1	168.1	137.2	118.8	97.0	86.8	75.2	68.6	61.4	43.4
	Q(l/sec)		440.0	311.1	269.4	220.0	190.5	155.6	139.1	120.5	110.0	98.4	69.6

10. 暗渠排水工設計例

11-1 屋外運動施設計画

1) 計算条件

R：日降雨量

暗渠排水は降雨が土中に浸透して、暗渠工に達するまでに時間がかかるので、排水量の計算には日降雨量を用いる。日降雨量Rの値は過去30年間の100mm以上の総日数により4日以下/30年の地区は50mm、40日以上/30年の地区は150mmとし、それ以外は100mmとする。

地名	日数	地名	日数	地名	日数	地名	日数	地名	日数	地名	日数
札幌	9	仙台	18	横浜	39	岐阜	21	鳥取	15	佐賀	54
函館	3	秋田	3	新潟	9	高山	12	松江	24	長崎	57
旭川	6	山形	6	高田	18	静岡	87	浜田	21	巖原	90
釧路	3	酒田	9	相川	9	浜松	45	西郷	30	福江	78
帯広	9	福島	12	富山	15	名古屋	21	岡山	9	熊本	66
網走	3	小名浜	30	金沢	15	津	39	広島	33	大分	45
留萌	3	水戸	24	輪島	21	尾鷲	264	下関	36	宮崎	90
稚内	0	宇都宮	24	福井	15	彦根	9	徳島	54	鹿児島	90
根室	12	前橋	15	敦賀	9	京都	24	高松	12	名瀬	102
寿都	6	熊谷	24	甲府	15	大阪	9	松山	12	那覇	81
浦河	6	銚子	24	長野	3	神戸	15	高知	132		
青森	6	東京	30	松本	6	奈良	9	室戸岬	72		
盛岡	6	大島	123	飯田	15	和歌山	30	清水	102		
宮古	36	八丈島	102	軽井沢	15	潮岬	99	福岡	42		

(理科年表 平成26年度版 1981~2010)

I：勾配について

勾配は流速と関係し、急でも緩やかでも不経済に成る。ここでは、既施設への排水を考慮し表面勾配と対称な勾配にして、設置深さの変化が出来る限り生じない様に行なう。一般的に運動施設の表面勾配は原則として1/500~1/200にて行われ、それに沿って埋設暗渠管を設置するため検討勾配を1/500~1/200とする。

D：排除日数について

暗渠工が浸透した雨水と地下水との集水機能を果たして、舗装のコンディションを整える為に用いる標準時間としては、0.5 dayである。しかし計画の規模内容によっては1日排除としても差し支えない。

f：暗渠排水率について

一般に降雨量のすべてが暗渠で排水するものではなく、土壌・芝生などにより保水されたり、地温・気象などにより蒸発したりして実際には、降雨量の10~20%を暗渠が排水する雨量と考えられ、本計画に於いては、芝生への影響を防止する為、暗渠排水率を15%とする。

2) 暗渠排水量の算出

暗渠排水量は、布設する場所によって境界条件や透水係数が異なるので、厳密に計算することは困難である。しかし、土構造や水分量を知ること、概略的な量を計算する事が出来る。ここでは次の式を用いて計算を行なう。
 (「都市公園技術標準解説書・運動施設編」P-84)

$$q = R \times f \times 10,000 / (D \times 1,000 \times 86,400) \text{ ----- (1)}$$

ここに

- q : 単位面積当たりの排水量 (l /sec・ha)
- R : 最大日雨量 150 (mm/day)
- f : 暗渠排水率 0.15
- D : 排除日数 0.5 day

(1) 式に各値を代入すると、

$$q = 150 \times 0.15 \times 10,000 / (0.5 \times 1,000 \times 86,400) \\ = 5.208 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/sec・ha)} = 5.208 \text{ (l /sec・ha)}$$

3) 暗渠排水管の排水能力

暗渠工の管列は一種の管路であるので、暗渠排水管の排水量は、マンニングの公式によって算出すると下記の如くなる。

透水性コンクリート管 呼び名	勾配 S=0.2 %		勾配 S=0.5 %	
	流速 (cm/sec)	流量 (l/sec)	流速 (cm/sec)	流量 (l/sec)
φ-100	19.12	1.50	30.23	2.37
φ-150	25.05	4.43	39.61	7.00
φ-200	30.35	9.53	47.98	15.07

上記の表は、満管時に流せる流量である。

4) 暗渠排水管の排水可能面積

単位面積当たりの排水量と透水性コンクリート管の排水量より、排水可能面積が次式によって算出される。但し、透水性コンクリート管の排水量Qは満管時における値であり、造成時の仮排水などを考慮して行なう。

$$A = Q / (q \times Fs) \text{ ----- (4)}$$

ここに、

- A : 排水可能面積 (ha)
- F : 安全率 2.0

(4)式に各値を代入すると次の表のようになる。

透水性コンクリート管 呼び名	透水性コンクリート管の排水可能面積(ha)	
	I =0.2%	I =0.5%
φ-100	0.144	0.228
φ-150	0.425	0.672
φ-200	0.915	1.447

本管、支管共上の表の値を参考にして配管を行なう。

5) 地下排水の決定

地下排水工は、グラウンドの排水効果に差が生じない様に等間隔に配置を行なう。また、暗渠の配置は表面排水を含めた全体排水計画の中で位置づけ、次の事項に留意して設計する。

- ・表面排水の側溝・管渠・柵・人孔等の位置・深さを確認すること
- ・舗装面の排水勾配の方向になるべく暗渠縦断を合わせること
- ・透水管の配置に関しては、適切な埋設間隔をとり、吸水渠（支線暗渠）の総延長を長く、集水渠（幹線暗渠）の総延長を短くすること。また、できる限り等間隔で配置し、支線と幹線の角度は 45° ～ 90° で接続すること。

その他、主として次の事項に留意するものとする。
暗渠の深さと間隔は、舗装土質などによりさまざまに変化するので、一律に規定することはできない。しかし、過去の実績から勘案すると舗装面の均等な浸透を図る為には、下の表を標準値として考える事ができる。

〔都市公園技術標準規程書・運動施設編〕 P-86)

	深さ	間隔
舗装に中層、下層がある場合	舗装下に接して	10～20
表層（芝生など）のみで中層、下層がない場合	0.60～1.20	芝生 15～20
		土 8～15

11-2 宅地造成工事計画

1) 雨水排水面積及び排水量

造成面積としては 15.0ha であるが、近隣部の流域を考慮すると 21ha の流域面積となる。

- ・各流域面積

	山間部	盛土部
A-1	2.5	3.8
A-2	1.4	2.6
A-3	2.3	6.3
A-4	0.5	1.6
Σ A	6.7	14.3

- 流出係数

基準区画内に於ける流出係数の標準値としては、不浸透面積が40%以下の流域で在った場合0.80を使用し、40%以上の流域で在った場合0.90と定め検討する。

土地利用状況	流出係数	備考
開発前	0.6~0.7	山林、原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後(1)	0.80	不浸透面積がほぼ40%以下の流域
開発後(2)	0.90	不浸透面積がほぼ40%以上の流域

- 降雨強度

各自治体及び、地域別によって異なるため、協議の上計画地内での降雨強度を定める。

$$I_{30} = 6,950 / t + 40 = 69.5 \text{ mm/hr} = 0.0695 \text{ m/hr}$$

排水量Qは次式で求められる。

$$Q = 1/360 \times I \times C \times A = 1/360 \times 69.5 \times 0.80 \times 21.0 = 3.243 \text{ m}^3/\text{sec}$$

排水工施設としては、ボックスカルバート 1,100×1,000 (8割水位 800mm) を設け対応を図る。

$$\begin{aligned} \text{流下断面 } A &= 1.10 \times 0.8 = 0.88 \text{ m}^2 \\ \text{潤辺 } P &= 2 \times 0.80 + 1.10 = 2.70 \text{ m} \\ \text{動水半径 } R &= A/P = 0.88 / 2.70 = 0.326 \text{ m} \\ \text{設置勾配 } I &= 1.7\% \\ \text{粗度係数 } n &= 0.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1/0.014 \times 0.326^{2/3} \times 0.017^{1/2} = 4.41 \text{ m/sec} \\ Q_B &= A \times V = 0.88 \times 4.41 = 3.882 \text{ m}^3/\text{sec} > Q = 3.242 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

但し、造成完了時の施設であるため、造成時に於ける排水工として開渠 1000×600 型を設け対応を図るため、仮調整池が必要とされる。

1) 造成時の仮調節容量

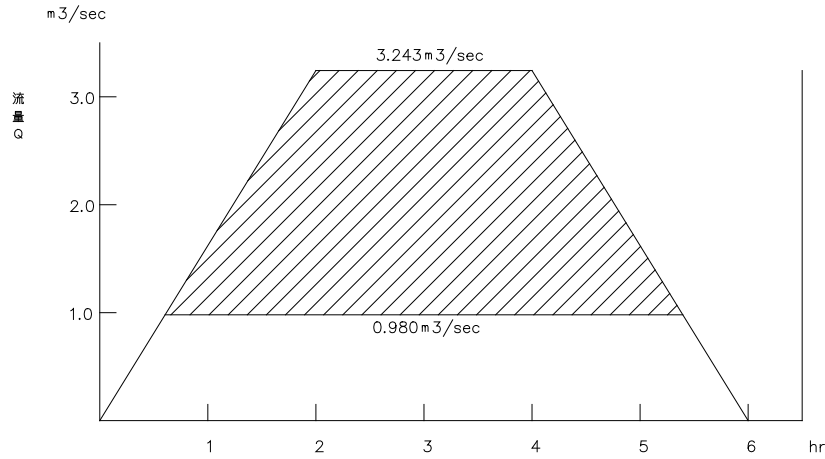
造成時に於ける排水工として開渠 1000×600 型を設け対応を図るため、流下能力が制限されるため、仮調整池が必要とされる。

開渠 1000×600 型の流下量

$$\begin{aligned} \text{流下断面 } A &= 1.00 \times 0.8 \times 0.60 = 0.48 \text{ m}^2 \\ \text{潤辺 } P &= 2 \times 0.80 \times 0.60 + 1.00 = 1.96 \text{ m} \\ \text{動水半径 } R &= A/P = 0.48 / 1.96 = 0.245 \text{ m} \\ \text{設置勾配 } I &= 1.7\% \\ \text{粗度係数 } n &= 0.025 \text{ (素堀水路)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2} = 1/0.025 \times 0.245^{2/3} \times 0.017^{1/2} = 2.042 \text{ m/sec} \\ Q_w &= A \times V = 0.48 \times 2.237 = 0.980 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

降雨の集中時間図を次の様に仮定する。



上図の斜線部分に相当する調整池が必要とされる。
調整池の必要調整容量は次式によって算定される。

$$V = (Q - Q_w) \times (T_1 + T_r) \div 2 \times 3,600$$

$$= (3.243 - 0.980) \times (2.00 + 4.80) \div 2 \times 3,600 = 27,699 \text{ m}^3$$

Q : 雨水流出量 (m³/sec)

Q_w : 開渠の排水能力 (m³/sec)

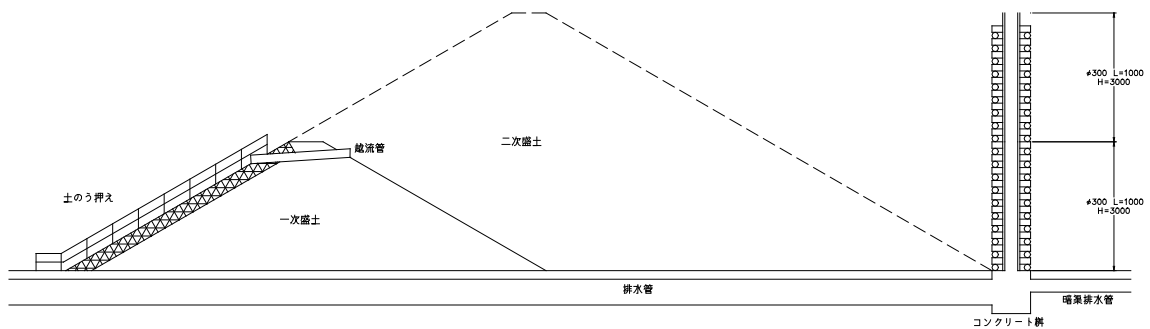
T₁ : 排水不能底面時間 (sec)

T_r : 排水不能上面時間 (sec)

必要調整容量を確保できるように仮土堰堤を設ける。

2) 堰堤の構造

調整池内に堰堤を設け、構造的にオーバーフローが容易な様にするに伴い、降雨後迅速に排水が出来るように透水管を用いる。施工の段階に於いては、土堰堤を 3m 上げる毎に積み重ねていく。



透水管の集水可能量は次式にて算定する。

$$\begin{aligned}
 Q &= \kappa A i \\
 &= 0.001 \times \pi \times 0.30 \times 3.0 \times 150 / 5.0 \\
 &= 0.08478 \text{ m}^3 / \text{sec} = 7,324.992 \text{ m}^3 / \text{day}
 \end{aligned}$$

κ : ポーラスコンクリートの透水係数
 A : 集水面積
 i : 動水勾配

必要調整容量の半分を一定期間中に迅速に排水することが望ましい。その排水可能日数と設置数の関係を把握し設置規模を定める。

排水可能日数 $N = V \times F_s / Q = 27,699 \times 0.5 \times 1.50 / 7,324.992 = 2.8$ 日
 但し、水位変異による集水能力の減少を考慮する必要があるため、約 4 日を目安とする。

3) 暗渠排水工の検討

暗渠排水工検討時の対象流域面積は切土及び隣接地からの浸透はないと考え、盛土部流域のみの面積とする。

a. 暗渠排水量の算定

・計算条件

R : 日降雨量

暗渠排水は降雨が土中に浸透して、暗渠工に達するまでに時間がかかるので、排水量の計算には日降雨量を用いる。日降雨量 R の値は過去 30 年間の最大日雨量を用いて検討される。福岡県内に於ける最大日雨量 307.8 mm/day を用いて行なう。

地区	最大日雨量 mm/day	地区	最大日雨量 mm/day
福岡県	307.8	大分県	443.7
佐賀県	366.5	宮崎県	587.2
長崎県	448.0	鹿児島県	324.0
熊本県	480.5	沖縄県	468.9

(理科年表 平成26年度版 ~2012)

D : 排除日数について

暗渠工が浸透した雨水と地下水との集水機能を果たして、造成地のコンディションを整える為に用いる標準時間としては、パイプ迄の到達時間を考えると数日掛かるが施工中の仮設排水を考え 3.0 day とする。

C : 流出係数について

一般に降雨量のすべてが暗渠で排水するものではなく、土壌・芝生などにより保水されたり、地温・気象などにより蒸発したりして実際には、降雨量の 70~60% は表面を流下することになる。本計画の場合は、流出係数を 60% として行なう。

I : 勾配について

勾配は流速と関係し、急でも緩やかでも不経済に成る。ここでは、既施設への排水を考慮し表面勾配と対称な勾配にして、設置深さの変化が出来る限り生じない様に行なう。計画として $\phi 100 \sim \phi 300 \text{ mm}$ の場合、1/100~1/20 を原則とする。

暗渠排水量は、次の式を用いて計算を行なう。

$$q = R \times (1 - C) \times 10,000 / (D \times 1,000 \times 86,400) \quad \text{----- (1)}$$

ここに

q : 単位面積当たりの排水量	(m ³ /sec・ha)
R : 最大日雨量	307.8 (mm/day)
C : 流出係数	0.60
D : 排除日数	3.0 day

(1) に各値を代入すると、

$$q = 307.8 \times (1 - 0.60) \times 10,000 / (3.0 \times 1,000 \times 86,400)$$

$$= 4.750 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/sec} \cdot \text{ha)} = 4.750 \text{ (l /sec} \cdot \text{ha)}$$

但し、地下水及び、浸出水として等量存在すると考えて行なうと

$$q = 2 \times 4.750 = 9.500 \text{ (l /sec} \cdot \text{ha)}$$

b. 管渠の管径の決定

透水性コンクリート管の排水量は、マンニングの公式を用いて計算する。

$$V = 1 / n \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{----- (2)}$$

$$Q = A \times V \quad \text{----- (3)}$$

R : 動水半径	d/4 m
d : 管の内径	m
I : 勾配	1/100、1/30、1/20
n : 粗度係数	n = 0.020

(2)、(3) 式に各値を代入すると次の表のようになる。

透水コンクリート管 呼び名	勾配 S=1.0% (1/100)	
	流速 (cm/sec)	流量(l/sec)
φ-100	42.75	3.36
φ-150	56.02	9.90
φ-200	67.86	21.32
φ-300	88.92	62.86

透水コンクリート管 呼び名	勾配 S=3.0% (1/30)	
	流速 (cm/sec)	流量(l/sec)
φ-100	74.04	5.82
φ-150	97.03	17.15
φ-200	117.54	36.93
φ-300	154.02	108.87

透水コンクリート管 呼び名	勾配 S=5.0% (1/20)	
	流速 (cm/sec)	流量(l/sec)
φ-100	95.59	7.51
φ-150	125.26	22.14
φ-200	151.74	47.67
φ-300	198.84	140.55

上記の表は、満管時に流せる流量である。

c. 透水性コンクリート管の排水可能面積

単位面積当たりの排水量 q と透水性コンクリート管の排水量 Q より、排水可能面積 A は次式によって計算される。

ただし、透水性コンクリート管の排水量 Q は満管時における値であり、造成時の仮排水などを考慮して行なう。

$$A = Q / (q \times F s) \text{-----}(4)$$

ここに、

A : 排水可能面積 (ha)

F : 安全率 1.5

(4)式に各値を代入すると次の表のようになる。

透水性コンクリート管 呼び名	透水性コンクリート管の排水可能面積(ha)		
	I = 1.0%	I = 3.0%	I = 5.0%
φ - 1 0 0	0.236	0.408	0.527
φ - 1 5 0	0.695	1.203	1.553
φ - 2 0 0	1.496	2.591	3.345
φ - 3 0 0	4.411	7.640	9.863

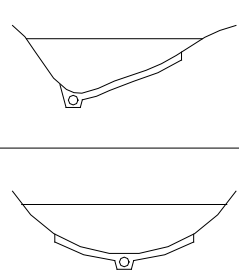
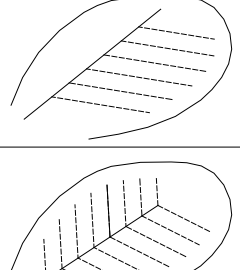
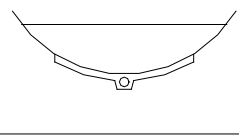
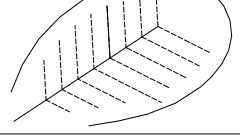
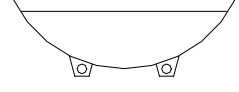
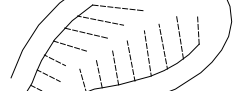
本管、支管共上の表の値を参考にして配管を行なう。

3) 地下排水の決定

地下排水工は、造成計画に於ける流末箇所に自然に導く事を心掛け、現況地盤に沿った配置を行なう。暗渠の配置は、現状の地形を理解し浸透水が集中し停滞し易い沢及び、窪地を把握して全体排水計画の中で排水計画上必要な施工区の状況を確認し適切な配置形態を行なう。

配置形態としては、3種類の配置形態が想定される

- ① 櫛歯式---施工区が片方に向かって緩やかに傾斜しており、一様に湿った地形である場合に適している。
- ② 助骨式---施工区が両側から中央に向かって緩く傾斜しており、中央部が窪地になっている地域に適している。
- ③ 遮断式---地山からの浸出水が多くあり、浸出地点に積極的に幹管暗渠を設置し盛土内への地下水流入を極力防ぐ。この方式は谷幅が広い地域にも適している。

	断 面	平 面
櫛歯式		
助骨式		
遮断式		

透水管の配置に関しては、適切な埋設間隔をとり、吸水渠（支線暗渠）の総延長を長く、集水渠（幹線暗渠）の総延長を短くすること。また、できる限り等間隔で配置し、支線と幹線の角度は45°～90°で接続することが望ましい。

本造成地における排水計画は、現況の湧水箇所を基点にして流末に導くことにする。それぞれ使用する管は、支管としてはφ100及び、φ150の透水コンクリート管を設けて、幹管にはφ200及び、φ300を埋設する事で排水処理が可能である。

また、雨水が停滞すると考えられる場所の関しては、間隔を縮めて配管を行なう。

11-3 道路改良工事

1) 設置深さ

暗渠排水工として、路盤及び路床に浸透してくる水を遮断または排水し、舗装を良好に維持する上で、設置深さが重要である。その埋設深さは次式にて算出する。

$$H = (S_w - S) B / 200 + h + h_p + D_w$$

ここに、H：排水管の最小設置深さ（m）

S_w ：地下水面の最小勾配（%）

S：路面表面横断勾配（%）

h：土壌による影響排水深さ（m）

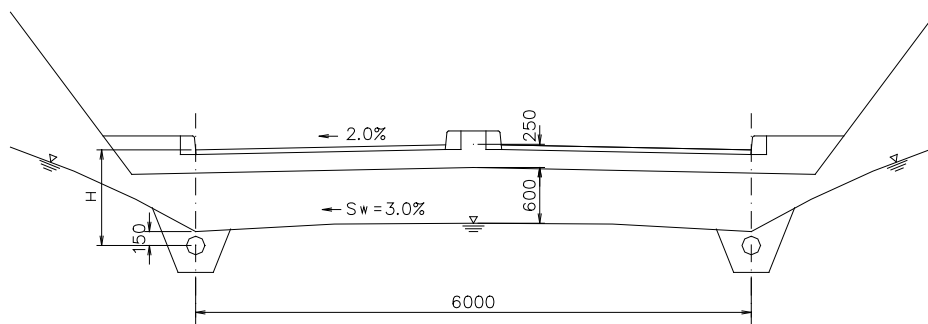
h_p ：舗装構成厚（m）

B：排水管の間隔（車道幅内埋設間隔）（m）

D_w ：路床面と地下水位との想定深さ－水位低下位置（m）

原則として0.6mとする。

土の種類	S_w (%)	h(m)
砂	1.0	0.05
砂質土	2.0	0.10
粘性土	3.0	0.15



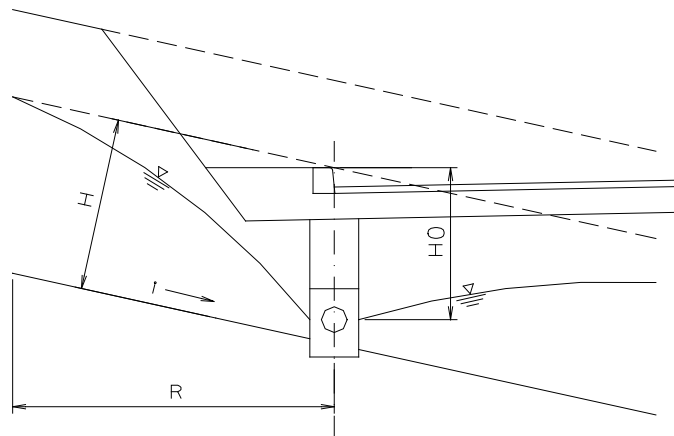
上記横断条件に於ける設置深さは以下の様になる。

$$\begin{aligned} H &= (S_w - S) B / 200 + h + D_w + h_p \\ &= (3.0 - 2.0) 6.0 / 200 + 0.15 + 0.60 + 0.25 \\ &= 1.03\text{m} \end{aligned}$$

故に、設置深さは1.03m以上とする。

2) 暗渠排水量算出

a. 不透水層の勾配が極めて大きい場合

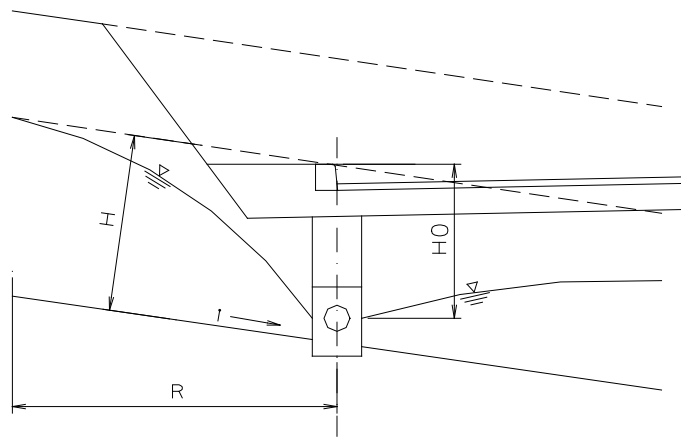


図の様に不透水層の勾配が大きい場合の暗渠管に於ける単位排水量は次式によって算定する。

$$q = \kappa \cdot i \cdot H$$

ここに、 q : 単位排水量 (cm³/sec/m)
 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (cm/sec)
 i : 不透水層の平均勾配
 H : 排水管理設位置付近の地下水位低下量 (cm)

b. 不透水層の勾配が緩やかな場合



図の様に不透水層の勾配が緩やかな場合の暗渠管に於ける単位排水量は次式によって算定する。

$$q = \kappa \cdot H_0^2 / 2R$$

ここに、 q : 単位排水量 (cm³/sec/m)
 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (cm/sec)
 i : 不透水層の平均勾配
 H_0 : 排水管理設位置付近の地下水位低下量 (cm)
 R : 排水によって地下水が影響を受ける水平距離 (cm)
 $R = 2 \kappa^{1/2} \cdot H_0^{3/2}$ (※ $\kappa = \text{m/day}$)

道路改良工事計画から縦断勾配 A 区画を 1‰、B 区画では 2‰とし、中間に排水設備は設けない。また、山側がローム層にて透水係数 10^{-4} cm/sec、道路部を山砂として透水係数 10^{-2} cm/sec 程と考え、各設置位置に於ける平均地下水低下量を 1.20m と想定する。

① 暗渠排水量

$$\begin{aligned} \kappa &= 10^{-3} \text{ cm/sec} = 24 \times 3600 \times 10^{-5} = 0.864 \text{ m/day} \\ R &= 2 \times 0.864^{1/2} \times 1.20^{3/2} = 2.44 \text{ m} \\ q &= 1 \times 10^{-3} \times 120^2 / 2 \times 244 = 0.0295 \text{ cm}^3/\text{sec/cm} \end{aligned}$$

故に、1m 当りでは、

$$q_M = 100 \times 0.0295 = 2.950 \text{ cm}^3/\text{sec/m} = 2.95 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

② 排水管設置延長

埋設する排水管は内径 $\phi 150 \sim 300$ mm を標準とされる。透水管は、良質なフィルター材で保護しなければならない。

全排水量は次式によって想定可能であるため、各区画距離に於ける排水量を計算し、流下可能な管径を決定する。

$$\begin{aligned} Q &= F_s \times q_M \times L \\ &= 3.0 \times 2.95 \times 10^{-6} \times L = 8.85 \times 10^{-6} L \text{ (m}^3/\text{sec)} \end{aligned}$$

ここに、 Q : 全排水量 (m³/sec)
 q_M : 暗渠単位排水量 (m³/sec/m)
 L : 暗渠管の延長 (m)
 F_s : 安全率

透水係数決定方法	安全率 F_s
現場透水試験	1.5
室内透水試験	2.0
土質上からの判定	3.0

各区画内に於ける排水管の管径と必要長が求められる。

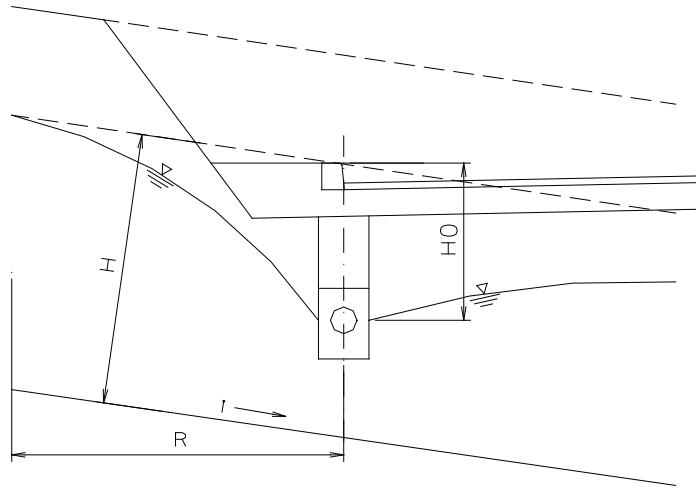
$$L = Q_1 / 8.85 \times 10^{-6}$$

ここに、 Q_1 : 各縦断勾配に於ける管渠排水量 (m³/sec)
 L : 暗渠管の延長 (m)

従って、各区間の縦断勾配に沿って管渠を設置した際の可能延長は以下の様になる。

	排水可能量 (l/sec)		暗渠設置延長 (m)	
	1‰	2‰	1‰	2‰
$\phi 150$	3.13	4.43	353	501
$\phi 200$	6.74	9.53	762	1077
$\phi 300$	19.83	28.11	2,258	3,177

c. 不透水層が深く暗渠管との離れがある場合

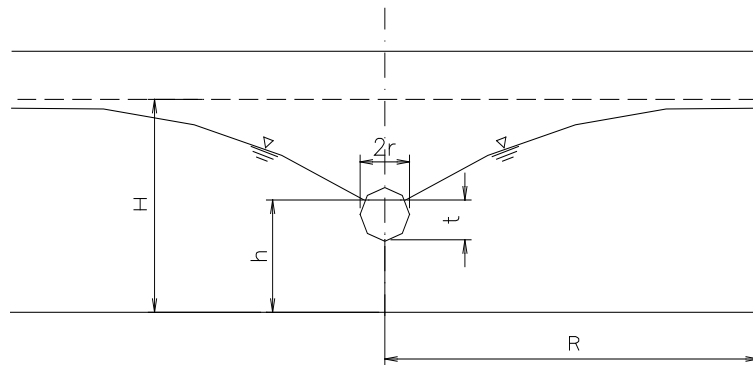


図の様に不透水層と暗渠管との離れがある場合の暗渠管に於ける単位排水量は次式によって算定する。

$$q = 0.8 \times \pi \cdot \kappa \cdot H_0^2 / 2.3 \log (R / r)$$

- ここに、 q : 単位排水量 (cm³/sec/m)
 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (cm/sec)
 i : 不透水層の平均勾配
 H_0 : 排水管理設位置付近の地下水位低下量 (cm)
 H : 排水管付近の帯水層厚 (cm)
 R : 排水によって地下水が影響を受ける水平距離 (cm)
 $R = 2 \kappa^{1/2} \cdot H_0 \cdot H^{1/2}$ (※ $\kappa = \text{m/day}$)
 r : 排水管の半径 (cm)

d. 集水渠の排水



図の様に不透水層はあまり深くないが、暗渠管底は不透水層に達していない場合の単位排水量は次式によって算定する。

$$Q = \kappa L (H^2 - h^2) / (R \cdot (h / (t + 0.5 r))^{1/2} \cdot (h / (2h - t))^{1/4})$$

(地下水位低下工法：松尾・河野著、鹿島出版会発行)

- ここに、 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (cm/sec)
 L : 排水管の布設延長 (m)
 h : 排水管内の水位と不透水層との離れ (m)
 H : 排水管付近の帯水層厚 (m)
 R : 排水によって地下水が影響を受ける水平距離 (cm)
 r : 排水管の半径 (cm)

並列埋設時は総断面積より換算半径を算出する

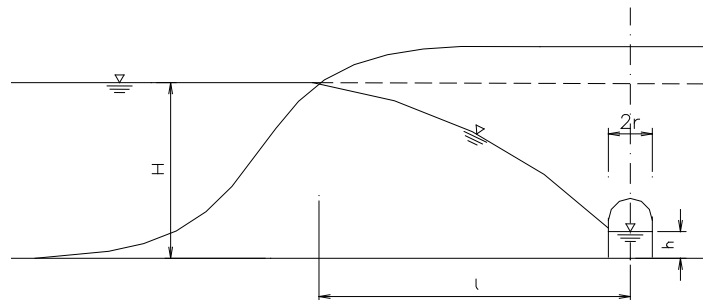
11-4 取水施設（伏流水）の排水量

河床勾配にそって地下水（伏流水）が流れており、その伏流水の流向に直角に取水施設を設けることが有利であり、河岸に平行にして岸近くに設ける河岸暗渠工と、河底を横断して設ける河床暗渠工がある。

a. 河岸暗渠工

河岸暗渠工は伏流水が周壁からの浸透だけで底からの流入は無いものとして考え、暗渠内の水を汲み上げれば、水位低下によって地下水面の変異により動水勾配線ができ、流入水と取水量がつり合うことで定常状態になる。

その際の暗渠排水量は次式によって算定される。

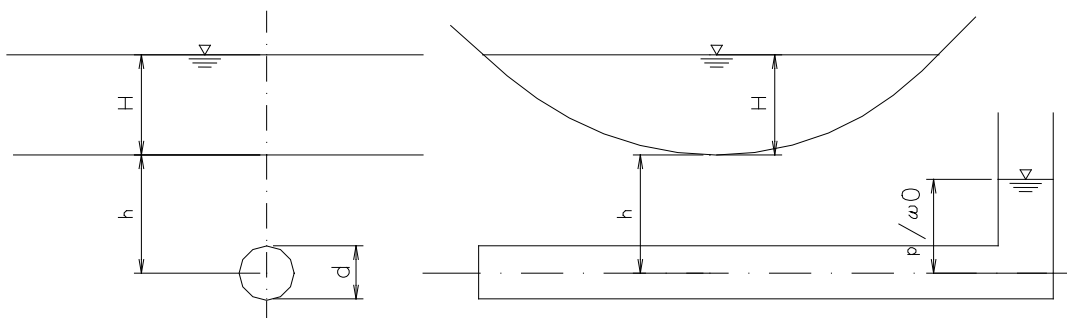


$$Q = \kappa (H^2 - h^2) / 2 (1 - r)$$

- ここに、 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (cm/sec)
 h : 取水工内の水位 (cm)
 H : 暗渠底面から河水面までの高さ (cm)
 l : 取水工中心から河岸までの水平距離 (cm)
 r : 取水工内の半幅 (cm)

b. 河床暗渠工

河床を横断して取水工を設置する場合は、伏流水を全周壁から浸透し、取水暗渠内は満水したり、あるいは自由水面を持ったりして流れる。その際の暗渠排水量はマスカット式によって算定される。



$$Q = 2\pi \kappa (H + h - p/\omega_0) / 2.3 \log_{10} (4h/d)$$

- ここに、 κ : 排水管理設位置付近の透水係数 (m/sec)
 H : 河川水位 (m)
 h : 河底から取水工中心までの深さ (m)
 p : 取水管内の水圧 (t/m²)
 ω_0 : 水の単位重量 (t/m³)
 d : 取水工の直径 (m)

・設計条件

計画取水量	$Q = 2.40 \text{m}^3 / \text{min} = 0.040 \text{m}^3 / \text{sec}$
平均河川水位	$H = 1.50 \text{m}$
取水施設内水位	$h = 0.90 \text{m}$
集水管設置位置	$a = 1.20 \text{m}$
集水管の直径	$d = 0.30, 0.40 \text{m}$

・単位取水能力

河床の飽和透水係数は土粒子等の体積及びフィルター層の目詰まり等を想定して、微粒砂～中砂系の透水係数が得られると考えて行なう。

微粒砂 $\kappa = 3.5 \times 10^{-3} \text{cm} / \text{sec}$

細砂 $\kappa = 1.5 \times 10^{-2} \text{cm} / \text{sec}$

中砂 $\kappa = 8.5 \times 10^{-2} \text{cm} / \text{sec}$

単列式

河床土壌 飽和透水係数 cm/sec	暗渠工サイズ別単位取水量 $\text{m}^3 / \text{sec} \cdot \text{m}$	
	$\phi 300$	$\phi 400$
3.5×10^{-3}	1.429×10^{-4}	1.595×10^{-4}
1.5×10^{-2}	6.126×10^{-4}	6.835×10^{-4}
8.5×10^{-2}	3.471×10^{-3}	3.873×10^{-3}

・計画取水施設の必要延長

計画取水量 $2.40 \text{m}^3 / \text{min}$ ($0.040 \text{m}^3 / \text{sec}$) を確保するために必要な設置延長は、目詰まり等の安全率を考慮し以下の公式にて算定する。

$$L = Q / (F \times q)$$

ここに、L：設置必要延長 (m)

Q：計画取水量 (m^3 / min)

q：単位当り取水量 (m^3 / min)

F：安全率（目詰まり等）0.5

単列式

河床土壌 飽和透水係数 cm/sec	暗渠工サイズ別必要延長 m	
	$\phi 300$	$\phi 400$
3.5×10^{-3}	559	502
1.5×10^{-2}	131	117
8.5×10^{-2}	23	21

取水管自体の流下能力及び、埋設勾配等も考慮して施設を決定する。但し、パイプ延長が設定されている場合、上表に示す飽和透水係数以上を持つ土壌によってパイプ周辺及び河床を埋め戻すことによっても取水量を確保することが出来ると考えられる。

計画取水量 $2.40 \text{m}^3 / \text{min}$ ($0.040 \text{m}^3 / \text{sec}$)

	最小設置勾配 ‰	流下能力 m^3 / sec
$\phi 300$	5.0	0.0445
$\phi 400$	2.0	0.0605

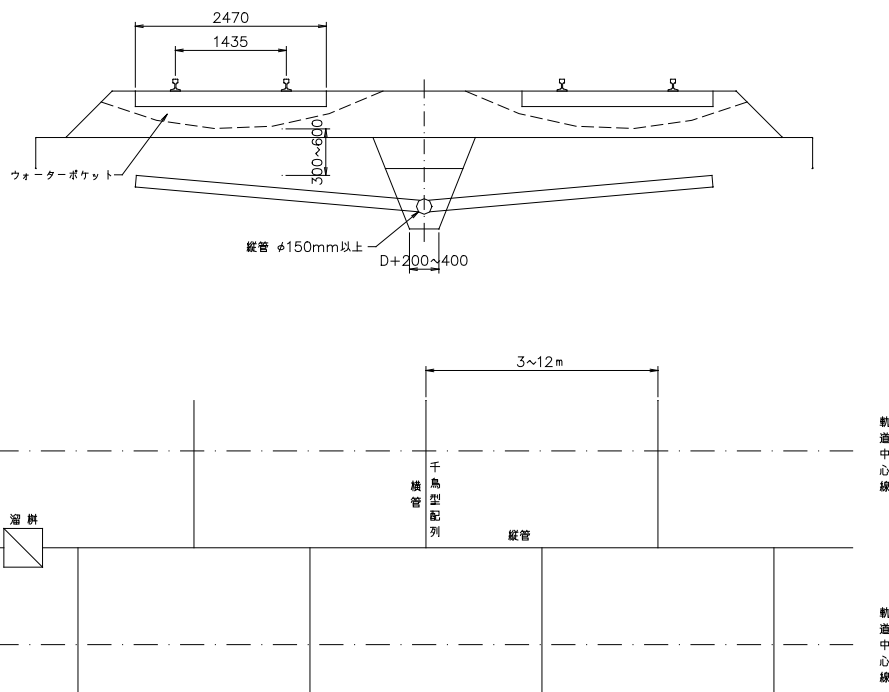
11-5 鉄道路盤排水管理設工法 (鉄道保線施工法 根来幸次郎著)

排水管理設工法 (Pipe drains) は軌道下に排水管を透水性材料でもって埋設し、地下排水の効果を上げようとするものである。この方法は米国で広く用いられ、線路および道路排水にて好結果を得ている。

排水管には軌道に平行に埋設する縦管 (Main pipe) と、これに直角に置かれる横管 (Lateral pipe) とがある。横管は軌道下の地下排水を目的とするものであり、縦管も同様な働きを持つが、速やかな流下を目的とする。

通常、両管を用いて設置されるが、路盤土の透水度が大きいとか、集水面積が狭いなどのときには、縦管だけで排水の目的を達することができる。

排水管理設工法はウォーターポケットの深さ、地下水位の関係で排水管の埋設深さが深くなる場合に工費の点から有利である。



a. 排水管の条件

- ・ 列車荷重及び土圧に対して十分な強度を有すること
- ・ 排水能力が大きいこと
- ・ 接続が確実で耐久性に富み、低廉であること
- ・ 修繕、掃除が容易であること
- ・ 施工が容易であること
- ・ 多少の土砂が流入しても良いだけの十分な断面を有すること

b. 縦管 (Main pipe)

縦管は軌道中心の真下、或いは軌道の両側及び、片側に軌道と平行に埋設する。軌道の外側に設置する際は、なるべく軌道中心に近づけることが排水上好ましいが、施工の難易を考えて軌道中心線から 2~2.5m 位の位置が適当である。

設置深さは横管との取り合いから決定するが、横管を設け無い場合はウォーターポケット底面から 30~60cm 深くする。埋設管の径は、流量計算等によって定まるが、 $\phi 150$ を最小径として定め、埋設勾配は土砂の沈澱を生じないために 2% 以上を確保し、できれば 5% 以上の勾配が望ましい。

c. 横管 (Lateral pipe)

横管の設置長は、縦管から枕木の遠方の端までの長さとして、端部には蓋をする。横管の深さは設置間隔との関係から決められるが、いかなる場合もウォーターポケット底面から 30~60 cm 深くすべきである

横管の埋設間隔は、一般的に 3~12m であるが、「ロテ」の公式によって間隔を決定される。

$$L=2H\sqrt{\kappa/p}$$

ここに、L：横管の埋設間隔 (m)

H：所要の水位低下位置から横管の中心までの深さ (m)

κ ：路盤土の透水係数 (m/day)

p：最高月降雨量をその月の降雨日数で除した値 (m/day)

d. 埋設溝の大きさ

排水管を埋設するときは、管内に土砂が入らないように、管周囲をフィルターで巻く必要がある。埋設溝幅は管径より 200~400mm 大きくし、溝の底は管の底より 100~150 mm 程下げる。また、溝側面は斜めに切り広げる。

11. 凍結融解現象と対策

12-1 凍上の要因及び凍害

寒冷地における道路やそれに付帯する構造物の基礎などには、土の凍上作用のもたらす影響が極めて大きい。特に、道路の凍上現象は、北海道、東北地方や山岳地帯に於いて最も重要な問題である。

凍上による道路の被害には、凍上そのものによる被害と、春の融解期に起こる路床、路盤の支持力低下による被害がある。

凍上とは、地盤中の水分が凍結しその体積が膨張することで、霜柱が発生成長することにより地面が隆起する現象である。その最も大きい要因としては、寒冷気象によって引き起こされる地盤の温度低下と地盤深さ方向への温度勾配、凍上を起こしやすい土質、下層部から補給される豊富な地下水などがある。

要するに、凍上が地盤の深さ方向にいくら進んでも、その凍結深内に凍上性の土質が存在しなければ凍上現象は起こらない。

地下水からの水の補給は毛管現象によって行なわれ、毛管水の上昇高は粘土では非常に高く、シルト、砂と低くなるが、毛管水の上昇速度は間隙に大小に比例して大きくなる。

毛管水の上昇高さ 粘土>シルト>砂質

毛管水の上昇速度 粘土<シルト<砂質

粘土の場合は、毛管高さは高いが上昇速度が低いいため水の供給が乏しく、砂の場合は上昇高が低いために水の供給が続かない。凍上を支配する土質は、地下水の供給が容易で地下水の高低とその上昇速度の早いシルト以下の微粒子を多く含む土質の存在が極めて重要な要素となる。

地盤中で霜柱が成長するときは、地下深くから多量の地下水を氷晶生成部へ吸收集積するが、溶解期にはその水層が主として地表面から溶けてその付近の土は過飽和状態となる。特に表面からの融解水が、下層に残る凍結部分によってその排水が妨げられ、道路の路盤と路床に滞っている状態となり舗装路面に亀甲状のひび割れが発生する。

12-2 凍結深さ

凍結深さは、土質、地下水位、日射量、積雪量等によって大きく変化するので、計算だけによって精度の高いものを求めることは難しい。しかし、これを熱伝導論的に扱って計算した Aldrich の公式と Berggren の公式を以下に示す。

Aldrich の公式

$$Z = C\sqrt{F}$$

ここに Z : 凍結深さ (cm)

F : 凍結係数 (°C・days)

C : 定数 (日照条件、土質、排水条件などから 3.7~5.2 の範囲をとる)

凍結指数に対する C の値

凍結指数 (°C・days)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100
$C = Z / \sqrt{F}$	3.7	4.1	4.4	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2

Berggren の公式

$$Z = \lambda \sqrt{172,800 F / (L/K)_{eff}}$$

ここに Z : 凍結深さ (cm)

F : 凍結係数 (°C · day)

$$(L/K)_{eff} = 2/X^2 \{ L_1 d_1 (d_1/2K_1) + L_2 d_2 (d_1/K_1 + d_2/2K_2) \\ + L_3 d_3 (d_1/K_1 + d_2/K_2 + d_3/2K_3) + \dots \\ + L_n d_n (d_1/K_1 + d_2/K_2 + \dots + d_n/2K_n) \}$$

d_n : 予想凍結深さ内の各層厚 (cm)

K_n : 各層の熱伝導率厚 (cal/cm·sec·°C)

L_n : 各層の融解潜熱 (cal/cm³)

$\lambda = f(\mu, \tau)$: 補正係数

$\mu = Q_{\omega t} \cdot F / L_{\omega t} \cdot t$: 溶解パラメーター

t : 凍結期間 (days)

$$Q_{\omega t} = (Q_1 d_1 + Q_2 d_2 + \dots + Q_n d_n) / X$$

$$L_{\omega t} = (L_1 d_1 + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n) / X$$

土の熱伝導率は、密度、凍結または未凍結の温度、組織、鉱物成分など多くの要因によって支配されるが、特に土の含水比の影響を大きく受ける。一般的には Kerslen の土質ごとの実測式が用いられている。

シルト・粘土質土で未凍結時の場合

$$K = (0.90 \log \omega - 0.2) \times 10^{0.6242 \rho_d - 3.4628}$$

シルト・粘土質土で凍結時の場合

$$K = 0.01 \times 10^{1.336 \rho_d - 3.4628} + 0.025 \omega \times 10^{0.8739 \rho_d - 3.4628}$$

砂質土で未凍結時の場合

$$K = (0.70 \log \omega - 0.4) \times 10^{0.6242 \rho_d - 3.4628}$$

砂質土で凍結時の場合

$$K = 0.011 \times 10^{1.336 \rho_d - 3.4628} + 0.026 \omega \times 10^{0.9114 \rho_d - 3.4628}$$

ここに K : 熱伝導率 (cal/cm·sec·°C)

ω : 含水率 (%)

ρ_d : 乾燥密度 (g/cm³)

凍結深さを求める際に必要な土の単位体積当り融解潜熱は次の式で求めえられる。

$$L = 0.80 \times \omega \times \rho_d \text{ (cal/cm}^3\text{)}$$

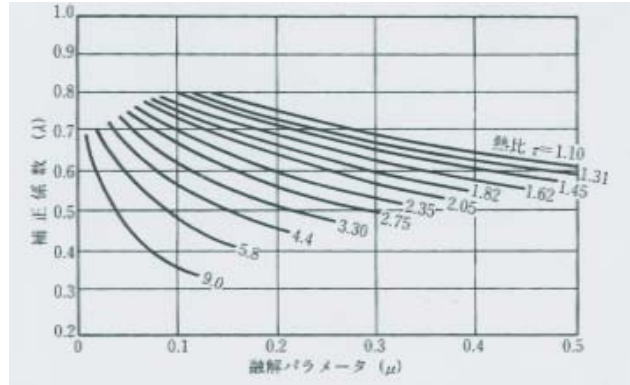
土の熱容量 Q は次式で求められる。

$$Q = C \times \rho_d$$

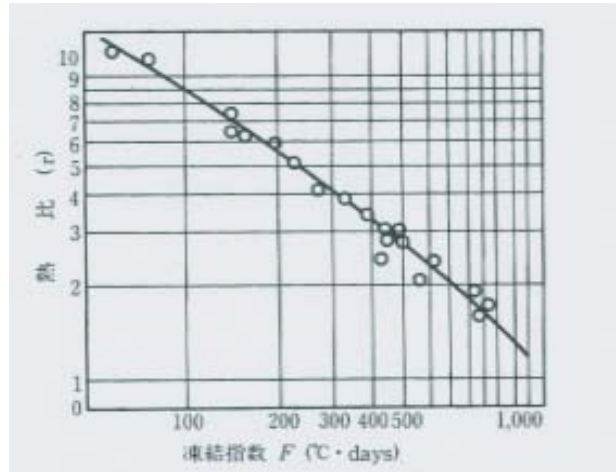
ここに Q : 熱容量 (cal/cm³·°C)

C : (0.170 + 0.0075 ω) : 比熱 (cal/g·°C)

補正係数、融解パラメーター、熱比の関係



凍結指数と熱比の関係



最大凍結指数一覧表

地域名	凍結指数	標高 (m)	凍結期間 (日)	地域名	凍結指数	標高 (m)	凍結期間 (日)
岡山県				仁多	100	280	57
賀陽	20	280	12	赤名	170	444	60
矢崎	70	360	59	横田	160	340	61
千屋	120	450	61	鳥取県			
大佐	40	345	59	宮市	90	250	61
上長田	50	440	60	黒坂	80	220	60
広島県				阿毘縁	230	530	61
吉和	210	585	61	茶屋	70	290	61
八幡	310	775	61	福岡県			
千代田	80	272	59	背振山	250	960	61
筒賀	110	290	59	大分県			
美土里	70	360	59	飯田	190	828	61
布野	70	220	60	長崎県			
小塚	110	500	61	雲仙岳	150	668	59
世羅西	150	380	—	熊本県			
八銚	190	535	—	阿蘇山	250	1143	61
島根県				宮崎県			
三井野	250	729	91	えびの	220	1150	61
頓原	160	420	61				

12-3 凍害対策

凍害を受けやすい土壌であるかを決めるには、気象、排水、その他の条件も有って簡単ではないが、一般に有機質土は凍害を受け難く、次に示す土は凍害を受け易い。

- イ) 土塊がなめらかに感じられ、指で押すと粉末状になるもの。
- ロ) 乾いた手に付着した乾燥土を強く吹いても大部分が残るもの
- ハ) 土を団子上にして完全に乾燥したものを指で压しても相当の抵抗があり、数cmの高さから落としても破壊し難いもの。

凍害対策

- i) 地下水位を下げる。(地下水位低下法)
- ii) 適当な深さに絶縁層を設けて、毛管水の上昇を遮断する。(遮水工法)
- iii) 地表近くに断熱層を設ける。(断熱工法)
- iv) 凍結する部分の土を凍結し難い材料に置換える。(置換工法)
- v) 化学薬で凍結温度を下げる。(薬剤処理工法)

凍結融解が懸念される場合、前項にて述べた暗渠排水管の設置深さを定める際、地下水の毛管高を考慮した埋設位置を定めることにより、路面の凍害を防止できると考えられる。

$$\text{毛管高 } h_c = C / e D_{10}$$

ここに h_c : 毛管高 (cm)

e : 間隙比

D_{10} : Hazan の有孔径 (mm)

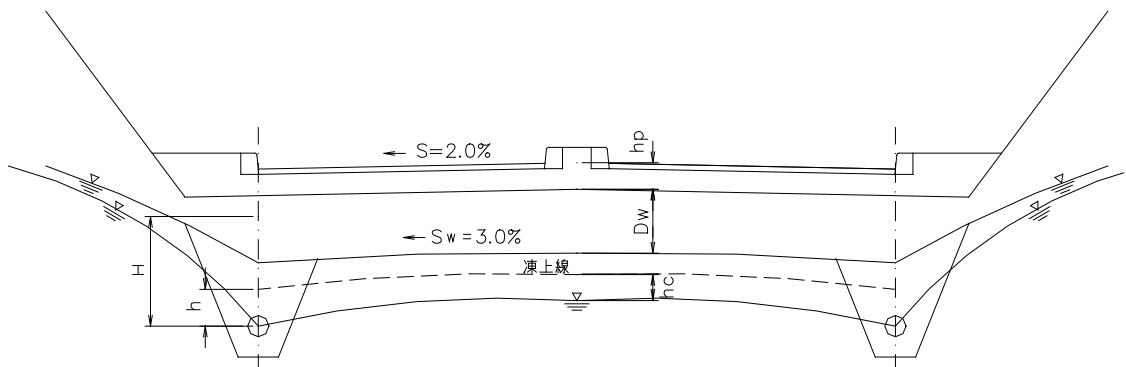
C : 定数 (0.10~0.50)

地下水位に毛管高を加えた位置より凍結深さが高い位置にあれば、凍上問題は少なくなる。水源としては地下水の他に地表面からの雨水の浸透がある。特に路肩部分から雨水が浸透しやすいため、地下排水と併せて表面排水も凍上現象を局限する上で必要である。

埋設深さを H とすれば、 H は式を満足しなければならない。

$$H > (S_w - S) B / 200 + h + h_p + h_c + D_w$$

また、排水能力を良くして、自然含水比を下げ、設計 CBR を上げる事で、 h_p 、及び、 h_c を小さくするにより H は小さくなる。



・ 凍結深さの計算例

以下の様な舗装構成に於いて、凍結期間 61 日、凍結指数 $250^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ である時の凍結深さを求める。

100mm	アスファルト混合物層
300mm	切込碎石（下層路盤） 含水比 $\omega = 7\%$ 乾燥密度 $\rho_d = 2.0 \text{ g/cm}^3$
100mm	砂（凍結抑制層） 含水比 $\omega = 15\%$ 乾燥密度 $\rho_d = 1.65 \text{ g/cm}^3$
x mm	凍上性路床土 含水比 $\omega = 50\%$ 乾燥密度 $\rho_d = 1.15 \text{ g/cm}^3$

a) 予想凍結深さを 60cm と仮定する。

各層の熱伝導率を求める。

切込碎石の熱伝導率 K_2 は

$$\begin{aligned} K_2 &= 0.011 \times 10^{1.336\rho_d - 3.4628} + 0.026\omega \times 10^{0.9114\rho_d - 3.4628} \\ &= 0.011 \times 10^{1.336 \times 2.0 - 3.4628} + 0.026 \times 7.0 \times 10^{0.9114 \times 2.0 - 3.4628} \\ &= 0.00595 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)} \end{aligned}$$

砂の熱伝導率 K_3 は

$$\begin{aligned} K_3 &= 0.011 \times 10^{1.336\rho_d - 3.4628} + 0.026\omega \times 10^{0.9114\rho_d - 3.4628} \\ &= 0.011 \times 10^{1.336 \times 1.65 - 3.4628} + 0.026 \times 15.0 \times 10^{0.9114 \times 1.65 - 3.4628} \\ &= 0.00489 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)} \end{aligned}$$

路床土の熱伝導率 K_4 は

凍結時

$$\begin{aligned} K_4 &= 0.01 \times 10^{1.320\rho_d - 3.4628} + 0.026\omega \times 10^{0.8739\rho_d - 3.4628} \\ &= 0.01 \times 10^{1.320 \times 1.15 - 3.4628} + 0.026 \times 50.0 \times 10^{0.8739 \times 1.15 - 3.4628} \\ &= 0.00447 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)} \end{aligned}$$

未凍結時

$$\begin{aligned} K_4 &= (0.90 \log \omega - 0.2) \times 10^{0.6242\rho_d - 3.4628} \\ &= (0.90 \log 50 - 0.2) \times 10^{0.6242 \times 1.15 - 3.4628} \\ &= 0.00239 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)} \end{aligned}$$

路床土の熱伝導率 K_4 は凍結時と未凍結時の平均値とする。

熱伝導率 $K_4 = (0.00447 + 0.00239) / 2 = 0.00343 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)}$

尚、アスファルト混合物層の熱伝導率 $K_1 = 0.00346 \text{ (cal/cm}\cdot\text{sec}\cdot^{\circ}\text{C)}$ とする。

各層の融解潜熱を求める。

切込碎石の熱伝導率 L_2 は

$$L_2 = 0.80 \times \omega \times \rho_d = 0.80 \times 7.0 \times 2.0 = 11.2 \text{ (cal/cm}^3)$$

砂の熱伝導率 L_3 は

$$L_3 = 0.80 \times \omega \times \rho_d = 0.80 \times 15 \times 1.65 = 19.8 \text{ (cal/cm}^3)$$

路床土の熱伝導率 L_4 は

$$L_4 = 0.80 \times \omega \times \rho_d = 0.80 \times 50 \times 1.15 = 46.0 \text{ (cal/cm}^3)$$

尚、アスファルト混合物層の熱伝導率 $L_1 = 0.0$ とする。

熱容量を求める。

切込砕石の熱容量 Q_2 は

$$Q_2 = C \times \rho_d = 0.2225 \times 2.0 = 0.445 \text{ (cal/ cm}^3 \cdot \text{°C)}$$

$$C_2 = 0.170 + 0.0075 \omega = 0.170 + 0.0075 \times 7.0 = 0.2225 \text{ (cal/ g} \cdot \text{°C)}$$

切込砕石の熱容量 Q_3 は

$$Q_3 = C \times \rho_d = 0.2825 \times 1.65 = 0.466 \text{ (cal/ cm}^3 \cdot \text{°C)}$$

$$C_3 = 0.170 + 0.0075 \omega = 0.170 + 0.0075 \times 15.0 = 0.2825 \text{ (cal/ g} \cdot \text{°C)}$$

切込砕石の熱容量 Q_4 は

$$Q_4 = C \times \rho_d = 0.545 \times 1.15 = 0.627 \text{ (cal/ cm}^3 \cdot \text{°C)}$$

$$C_4 = 0.170 + 0.0075 \omega = 0.170 + 0.0075 \times 50.0 = 0.545 \text{ (cal/ g} \cdot \text{°C)}$$

尚、アスファルト混合物層の熱容量 $Q_1 = 0.448 \text{ (cal/ g} \cdot \text{°C)}$ とする。

$$(L/K)_{eff} = 2/X^2 \{ d_1/K_1 (L_1 d_1/2 + L_2 d_2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) \\ + d_2/K_2 (L_2 d_2/2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) \\ + d_3/K_3 (L_3 d_3/2 + L_4 d_4) + d_4/K_4 (L_4 d_4/2) \}$$

$$= 2/60^2 \{ 10/0.00346 \times (0.0 \times 10/2 + 11.2 \times 30 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 10) \\ + 30/0.00595 \times (11.2 \times 30/2 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 10) \\ + 10/0.00470 \times (19.8 \times 10/2 + 46.0 \times 10) \\ + 10/0.00343 \times (46.0 \times 10/2) \}$$

$$= 4.943 \times 10^3$$

$$Q_{\omega_t} = (Q_1 d_1 + Q_2 d_2 + Q_3 d_3 + Q_4 d_4) / X$$

$$= (0.448 \times 10 + 0.445 \times 30 + 0.466 \times 10 + 0.627 \times 10) / 60$$

$$= 0.479 \text{ (cal/ cm}^3 \cdot \text{°C)}$$

$$L_{\omega_t} = (L_1 d_1 + L_2 d_2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) / X$$

$$= (0 \times 5 + 11.2 \times 30 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 10) / 60$$

$$= 16.57 \text{ (cal/ cm}^3)$$

$$\mu = Q_{\omega_t} \cdot F / L_{\omega_t} \cdot t = 0.479 \times 250 / (16.57 \times 61) = 0.118$$

凍結指数と熱比の関係より $F = 250^\circ\text{C} \cdot \text{days}$ の時熱比 $\tau = 4.8$ となり、
 $\mu = 0.118$ 、 $\tau = 4.8$ で補正係数 $\lambda = 0.55$ と定める。拠って、

$$Z = \lambda \sqrt{172,800 F} / (L/K)_{eff}$$

$$= 0.55 \times \sqrt{172,800 \times 250} / 4.943 \times 10^3$$

$$= 51.4 \text{ c m}$$

b) 予想凍結深さを $(60+51.4) / 2 = 55\text{cm}$ として再計算する。

$$\begin{aligned}
 (L/K)_{\text{eff}} &= 2/X^2 \{ d_1/K_1 (L_1 d_1/2 + L_2 d_2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) \\
 &\quad + d_2/K_2 (L_2 d_2/2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) \\
 &\quad + d_3/K_3 (L_3 d_3/2 + L_4 d_4) + d_4/K_4 (L_4 d_4/2) \} \\
 &= 2/55^2 \{ 10/0.00346 \times (0.0 \times 10/2 + 11.2 \times 30 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 5) \\
 &\quad + 30/0.00595 \times (11.2 \times 30/2 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 5) \\
 &\quad + 10/0.00470 \times (19.8 \times 10/2 + 46.0 \times 5) \\
 &\quad + 5/0.00343 \times (46.0 \times 5/2) \} \\
 &= 4.020 \times 10^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\omega_t} &= (Q_1 d_1 + Q_2 d_2 + Q_3 d_3 + Q_4 d_4) / X \\
 &= (0.448 \times 10 + 0.445 \times 30 + 0.466 \times 10 + 0.627 \times 5) / 55 \\
 &= 0.466 (\text{cal} / \text{cm}^3 \cdot ^\circ\text{C})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{\omega_t} &= (L_1 d_1 + L_2 d_2 + L_3 d_3 + L_4 d_4) / X \\
 &= (0 \times 5 + 11.2 \times 30 + 19.8 \times 10 + 46.0 \times 5) / 55 \\
 &= 13.89 (\text{cal} / \text{cm}^3)
 \end{aligned}$$

$$\mu = Q_{\omega_t} \cdot F / L_{\omega_t} \cdot t = 0.466 \times 250 / (13.89 \times 61) = 0.137$$

凍結指数と熱比の関係より $F = 250^\circ\text{C} \cdot \text{days}$ の時熱比 $\tau = 4.8$ となり、
 $\mu = 0.137$ 、 $\tau = 4.8$ で補正係数 $\lambda = 0.53$ と定める。拠って、

$$\begin{aligned}
 Z &= \lambda \sqrt{172,800 F} / (L/K)_{\text{eff}} \\
 &= 0.53 \times \sqrt{172,800 \times 250} / 4.020 \times 10^3 \\
 &= 54.9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

従って、求める凍結深さは 55 cm となる。

透水性コンクリート舗装材の舗装構成

1. 透水性コンクリート舗装厚の決定

1) 全舗装厚

全舗装厚 H を次式より計算する。 1), 2)

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{C B R^{0.6}} \times 0.75 \text{ ----- (1)}$$

H : 全舗装厚 (cm)

P : 設計輪荷重 (t)

C B R : 設計 C B R

設計輪荷重 P は車両 1 後輪に衝撃係数 25% を加算した数値とし、
(1)式を用いて計算した結果を下記に示す。

車 両	全 舗 装 厚 H (c m)		
	設 計 C B R		
	3	4	5
歩行者道路	19.7	16.6	14.5
区分 1	21.8	18.4	16.1
区分 2	28.1	23.7	20.7
L 交通	30.0	25.2	22.1
A 交通	35.3	29.7	26.0

2) コンクリート版厚

コンクリート版に生ずる曲げ応力度 σ は S h e e t s ³⁾ の式により計算する。

$$\sigma = \frac{2.4 P}{h_1^2} C$$

従って版厚は

$$h_1 = \sqrt{\frac{2.4 P}{\sigma} \times C} \text{ ----- (2)}$$

で示される。

h_1 : ポラコン版厚 (cm)

P : 設計輪荷重 (kg)

σ : ポラコン曲げ強度 2.5N/mm^2

C : 路盤の支持力に関する係数 0.85

設計輪荷重は車両1後輪に衝撃率25%を加えた数値とし、(2)式を用いて計算した結果を下記に示す。

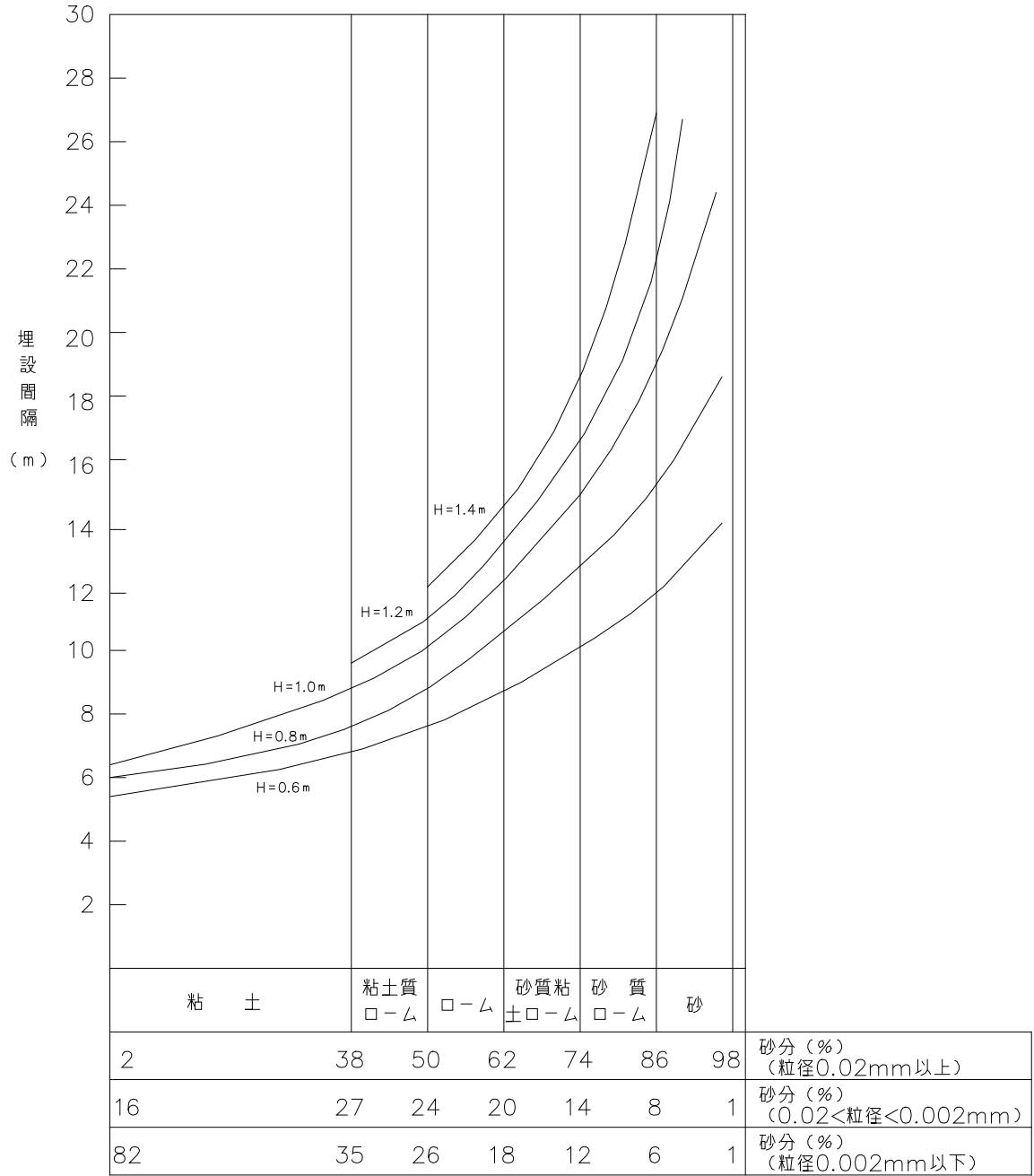
車 両	設計輪荷重 P (kg)	ポラコン版厚 h_1 (cm)
歩行者道路	700	7.6
区分1	900	8.6
区分2	1,700	11.8
L交通	2,000	12.8
A交通	3,000	15.6

2. 舗装構成

車 両	各 層	設 計 C B R		
		3	4	5
歩行者 道路	ポラコン版厚	8		
	路 盤 厚	12	10	10
区分1	ポラコン版厚	10		
	路 盤 厚	15	10	10
区分2	ポラコン版厚	15		
	路 盤 厚	20	15	10
L交通	ポラコン版厚	15		
	路 盤 厚	20	15	10
A交通	ポラコン版厚	20		
	路 盤 厚	25	20	15

※設計CBRが大きくなれば舗装断面を小さくすることも可能ですが、雨水流出抑制のためにCBR6以上はCBR5と同じ断面とします。

暗渠管の埋設間隔標準表 平坦地の排水工



(注) : 多くの技術者は実験により埋設間隔を算定する計算式をたてているが、いずれの場合も種々の条件によって異なる。上表は実験式とこれまでの経験より一般的な埋設深さに於ける間隔を示したものである。