

水理計算システム（等流不等流）

Ver1.0

適用基準

土地改良事業設計計画基準「水路工」(H26/3)
土木学会「水理公式集」(H17/11&S60/1)

出力例

- 等流計算計算例
- 不等流計算計算例

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：大阪事務所（技術サービス）

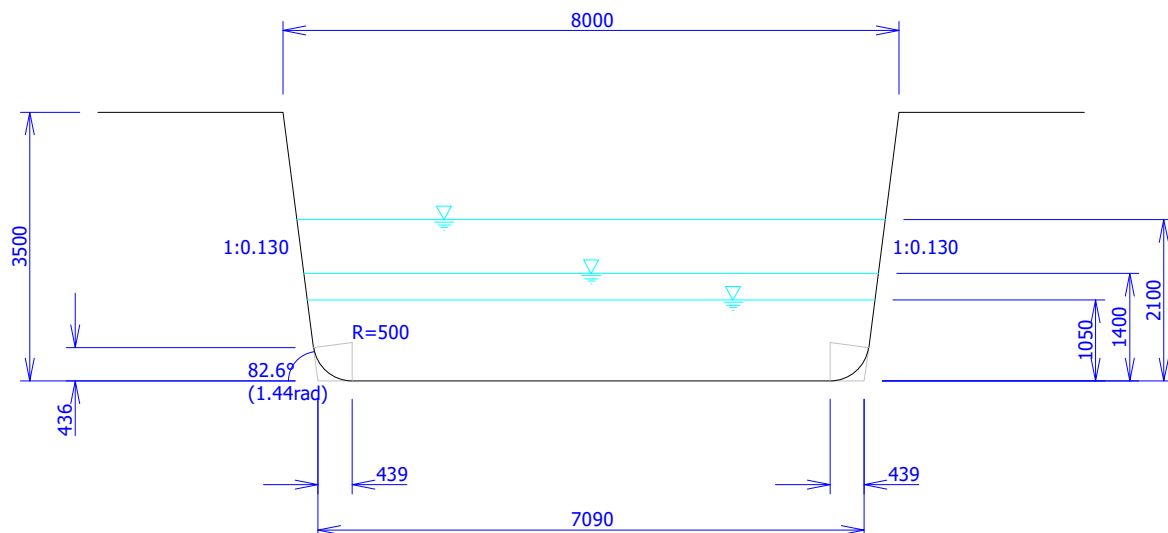
〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL：06-6125-2232 FAX：06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

1. 隅R付き台形水路(H 3.500 - B 8.000) [等流計算 (台軽水路)]

1.1 断面寸法



1.2 設計条件

1.2.1 設計流量

流量 60.000 () (2.100m)
許容最小流速 0.700 (m/s)
許容最大流速 3.000 (m/s)

1.2.2 1年確立流量

流量 40.000 () (1.400m)

1.2.3 2年確立流量

流量 30.000 () (1.050m)

1.3 水路勾配

$$I = 1.200 (\%)$$

1.4 粗度係数

$$n = 0.015$$

1.5 計算式

1.5.1 流速および流量

水路の平均流速は次式のマニング公式により求める。

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

ここに、
V : 平均流速 (m/s)
n : 粗度係数
R : 径深 $R = A/P$ (m)
A : 通水断面積 (m²)
P : 潤辺 (m)
I : 水路勾配

なお水路における流量と流速の関係は次式のようなになる。

$$Q = A \cdot V \quad , \quad V = \frac{Q}{A}$$

1.5.2 フルード数

フルード数は次式により求められ、その値が1.0より小さい場合は常流であり、1.0より大きい場合は射流である。また、フルード数が1.0に等しいなら限界流となる。

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}}$$

ここに、 F_r : フルード数
 α : エネルギー補正係数
 Q : 流量 (m³)
 g : 重力の加速度 (m/s²)
 A : 通水断面積 (m²)
 $\partial A / \partial d$: 水深 h における通水断面積の増分
すなわち、水深 h における水面幅

1.5.3 限界勾配および限界水深・限界流速

一定の流量 Q が流下するとき、流れが限界流となる勾配が限界勾配であり次式を満足する勾配として求められる。
そして、このとき的水深および流速が限界水深および限界流速である。

$$\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d} = 1.0$$

1.6 満水位(最大流量)

水深

$$d = 3.500 \text{ (m)}$$

通水断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (3.500 + 0.436)] \times (3.500 - 0.436) = 26.329 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (3.500 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 13.834 \text{ (m)}$$

径深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{26.329}{13.834} = 1.903 \text{ (m)}$$

平均流速

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.903^{2/3} \times 0.001200^{1/2} = 3.547 \text{ (m/sec)}$$

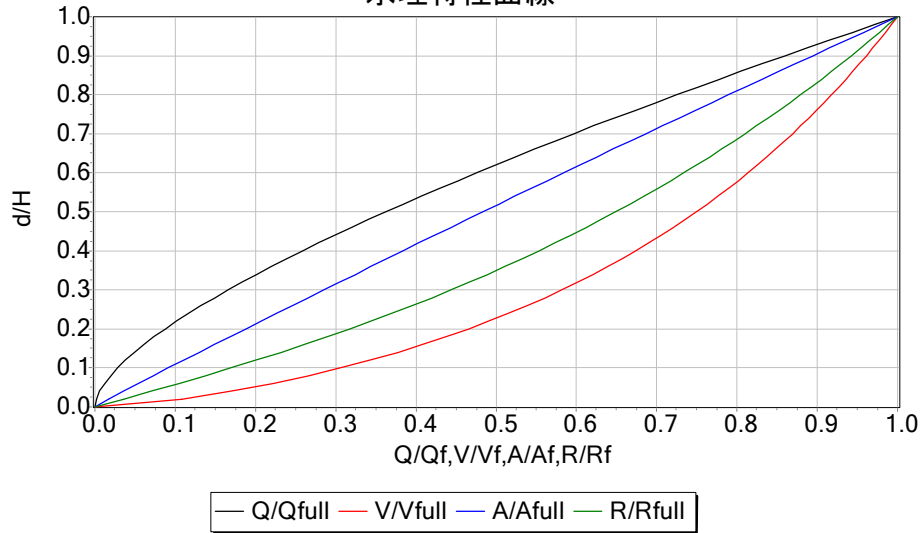
流量

$$Q = V \cdot A = 3.547 \times 26.329 = 93.381 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

フルード数

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}} \\ = \sqrt{\frac{1.000 \times 93.381^2}{9.800 \times 26.329^3} \times 8.000} = 0.625 < 1.0 \dots\dots \text{(常流)}$$

水理特性曲線



1.7 設計流量

水深

$$d = 2.100 \text{ (m)}$$

通水断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (2.100 + 0.436)] \times (2.100 - 0.436) = 15.383 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (2.100 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 11.010 \text{ (m)}$$

径深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{15.383}{11.010} = 1.397 \text{ (m)}$$

平均流速

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.397^{2/3} \times 0.001200^{1/2} = 2.886 \text{ (m/sec)}$$

流量

$$Q = V \cdot A = 2.886 \times 15.383 = 44.401 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

フルード数

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}} \\ = \sqrt{\frac{1.000 \times 44.401^2}{9.800 \times 15.383^3} \times 7.636} = 0.650 < 1.0 \text{ …… (常流)}$$

余裕高

$$F_b = 0.070 d + 1.000 \frac{V^2}{2g} + 0.150 \\ = 0.070 \times 2.100 + 1.000 \times \frac{2.886^2}{2 \times 9.800} + 0.150 = 0.722 \text{ (m)} \\ d + F_b = 2.100 + 0.722 = 2.822 \text{ (m)} < \text{水路壁高 } 3.500 \text{ (m)} \text{ …… (OK)}$$

限界勾配

$$I_c = 2.796 \text{ (‰)}$$

限界水深

$$h_c = 1.583 \text{ (m)}$$

断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (1.583 + 0.436)] \times (1.583 - 0.436) = 11.470 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤 辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (1.583 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 9.967 \text{ (m)}$$

径 深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{11.470}{9.967} = 1.151 \text{ (m)}$$

限界流速

$$V = \frac{1}{0.015} \times 1.151^{2/3} \times 0.002796^{1/2} = 3.871 \text{ (m/sec)}$$

1.8 1年確立流量

水 深

$$d = 1.400 \text{ (m)}$$

通水断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (1.400 + 0.436)] \times (1.400 - 0.436) = 10.102 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤 辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (1.400 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 9.598 \text{ (m)}$$

径 深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{10.102}{9.598} = 1.052 \text{ (m)}$$

平均流速

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.052^{2/3} \times 0.001200^{1/2} = 2.390 \text{ (m/sec)}$$

流 量

$$Q = V \cdot A = 2.390 \times 10.102 = 24.139 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

フルード数

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}} \\ = \sqrt{\frac{1.000 \times 24.139^2}{9.800 \times 10.102^3} \times 7.454} = 0.656 < 1.0 \text{ …… (常 流)}$$

余裕高

$$F_b = 0.070 d + 1.000 \frac{V^2}{2g} + 0.150 \\ = 0.070 \times 1.400 + 1.000 \times \frac{2.390^2}{2 \times 9.800} + 0.150 = 0.539 \text{ (m)} \\ d + F_b = 1.400 + 0.539 = 1.939 \text{ (m)} < \text{水路壁高 } 3.500 \text{ (m)} \text{ …… (OK)}$$

限界勾配 $I_c = 2.816 \text{ (‰)}$

限界水深 $h_c = 1.062 \text{ (m)}$

断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (1.062 + 0.436)] \times (1.062 - 0.436) = 7.594 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤 辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (1.062 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 8.916 \text{ (m)}$$

径 深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{7.594}{8.916} = 0.852 \text{ (m)}$$

限界流速

$$V = \frac{1}{0.015} \times 0.852^{2/3} \times 0.002816^{1/2} = 3.179 \text{ (m/sec)}$$

1.9 2年確立流量

水 深

$$d = 1.050 \text{ (m)}$$

通水断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (1.050 + 0.436)] \times (1.050 - 0.436) = 7.509 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤 辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (1.050 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 8.892 \text{ (m)}$$

径 深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{7.509}{8.892} = 0.844 \text{ (m)}$$

平均流速

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 0.844^{2/3} \times 0.001200^{1/2} = 2.063 \text{ (m/sec)}$$

流 量

$$Q = V \cdot A = 2.063 \times 7.509 = 15.493 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

フルード数

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}} \\ = \sqrt{\frac{1.000 \times 15.493^2}{9.800 \times 7.509^3} \times 7.363} = 0.653 < 1.0 \text{ …… (常 流)}$$

余裕高

$$F_b = 0.070 d + 1.000 \frac{V^2}{2g} + 0.150 \\ = 0.070 \times 1.050 + 1.000 \times \frac{2.063^2}{2 \times 9.800} + 0.150 = 0.441 \text{ (m)} \\ d + F_b = 1.050 + 0.441 = 1.491 \text{ (m)} < \text{水路壁高 } 3.500 \text{ (m)} \text{ …… (OK)}$$

限界勾配 $I_c = 2.889 \text{ (‰)}$

限界水深 $h_c = 0.794 \text{ (m)}$

断面積

$$A = (7.090 - 2 \times 0.439) \times 0.436 + \frac{0.500^2}{2} \times [2 \times 1.442 - \sin(2 \times 1.442)] \\ + [7.090 + 0.130 \times (0.794 + 0.436)] \times (0.794 - 0.436) = 5.633 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤 辺

$$P = 7.090 - 2 \times 0.439 + 2 \times 0.500 \times 1.442 \\ + 2 \times (0.794 - 0.436) \times \sqrt{1 + 0.130^2} = 8.376 \text{ (m)}$$

径 深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{5.633}{8.376} = 0.672 \text{ (m)}$$

限界流速

$$V = \frac{1}{0.015} \times 0.672^{2/3} \times 0.002889^{1/2} = 2.750 \text{ (m/sec)}$$

1 計算結果一覧表 [等流計算 (台軽水路)]

1.1 設計流量

水路寸法(m)		勾配 I (%)	流量(m ³ /s)		水深 d (m)	流速 V (m/s)	フルード数 F _r	余裕高 F _b (m)	d + F _b (m)	限界勾配 I _c (%)	限界水深 h _c (m)	限界流速 V _c (m/s)	判定	備考
深さ H	幅 B		最大 Q _{max}	Q										
3.500	8.000	1.200	93.381	44.401	2.100	2.886 ^{OK}	0.650 常流	0.722	2.822 ^{OK}	2.796	1.583	3.871	OK	
3.500	9.000	1.200	109.747	51.862	2.100	2.966 ^{OK}	0.666 常流	0.746	2.846 ^{OK}	2.684	1.608	3.909	OK	
3.500	10.000	1.200	126.418	59.401	2.100	3.033 ^{NG}	0.680 常流	0.766	2.866 ^{OK}	2.595	1.629	3.941	NG	
V _{min} = 0.700								H = 3.500						
V _{max} = 3.000														

1.2 1年確立流量

水路寸法(m)		勾配 I (%)	流量(m ³ /s)		水深 d (m)	流速 V (m/s)	フルード数 F _r	余裕高 F _b (m)	d + F _b (m)	限界勾配 I _c (%)	限界水深 h _c (m)	限界流速 V _c (m/s)	判定	備考
深さ H	幅 B		最大 Q _{max}	Q										
3.500	8.000	1.200	93.381	24.139	1.400	2.390	0.656 常流	0.539	1.939 ^{OK}	2.816	1.062	3.179	OK	
3.500	9.000	1.200	109.747	28.052	1.400	2.439	0.668 常流	0.551	1.951 ^{OK}	2.732	1.074	3.203	OK	
3.500	10.000	1.200	126.418	31.989	1.400	2.479	0.678 常流	0.562	1.962 ^{OK}	2.665	1.084	3.222	NG	
H = 3.500														

1.3 2年確立流量

水路寸法(m)		勾配 I (%)	流量(m ³ /s)		水深 d (m)	流速 V (m/s)	フルード数 F _r	余裕高 F _b (m)	d + F _b (m)	限界勾配 I _c (%)	限界水深 h _c (m)	限界流速 V _c (m/s)	判定	備考
深さ H	幅 B		最大 Q _{max}	Q										
3.500	8.000	1.200	93.381	15.493	1.050	2.063	0.653 常流	0.441	1.491 ^{OK}	2.889	0.794	2.750	OK	
3.500	9.000	1.200	109.747	17.948	1.050	2.097	0.662 常流	0.448	1.498 ^{OK}	2.823	0.801	2.767	OK	
3.500	10.000	1.200	126.418	20.412	1.050	2.124	0.670 常流	0.454	1.504 ^{OK}	2.770	0.807	2.781	NG	
H = 3.500														

1 水面追跡計算 [不等流SampleData (移行部から放水路)]

不等流計算例

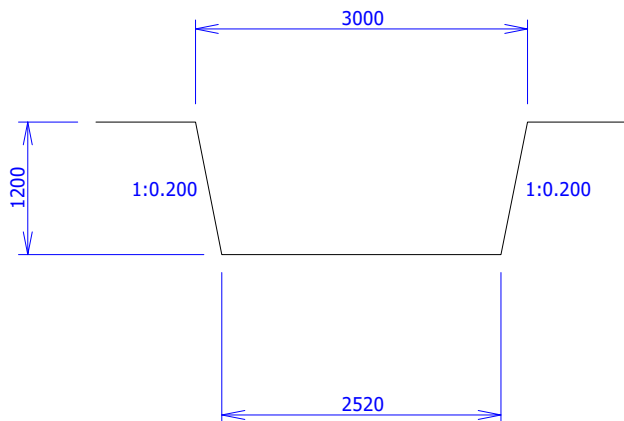
1.1 設計条件

1.1.1 設計流量

流量	3.100 (m ³ /s)
許容最小流速	0.700 (m/s)
許容最大流速	4.000 (m/s)

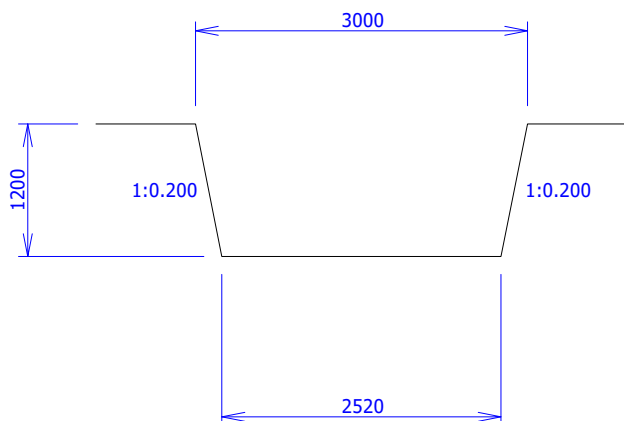
1.2 水路断面

1.2.1 No. 0+10.000



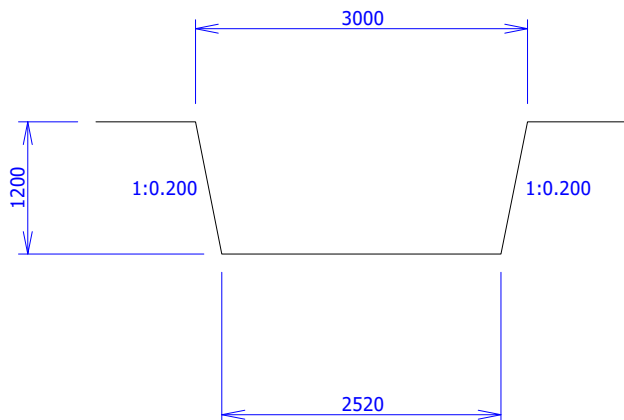
水路底標高 15.000 (m)
粗度係数 $n = 0.013$

1.2.2 No. 0+18.000 (計算始点)



水路底標高 14.990 (m)
粗度係数 $n = 0.013$

1.2.3 No. 1+10.000



水路底標高 13.100 (m)
粗度係数 $n = 0.013$

1.3 計算式

1.3.1 流速および流量

計算始点断面における平均流速は次式のマニング公式により求める。

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

ここに、
 V : 平均流速 (m/s)
 n : 粗度係数
 R : 径深 $R = A/P$ (m)
 A : 通水断面積 (m²)
 P : 潤辺 (m)
 I : 水路勾配

なお水路における流量と流速の関係は次式のようになる。

$$Q = A \cdot V, \quad V = \frac{Q}{A}$$

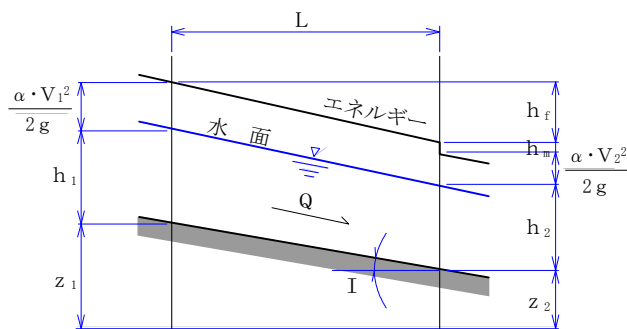
1.3.2 水面形の追跡

不等流の水面計算は水路を適当な計算区間に分割し、水深が既知である断面から区間毎にベルヌーイの定理(次式)が成立するように順次水面形を求める。

$$h_1 + \frac{\alpha \cdot V_1^2}{2g} + z_1 = h_2 + \frac{\alpha \cdot V_2^2}{2g} + z_2 + h_f + h_m$$

$$h_f = \frac{L}{2} \left(\frac{n_1^2 \cdot V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n_2^2 \cdot V_2^2}{R_2^{4/3}} \right)$$

ここに、
 h_1, h_2 : 断面 I および断面 II における水深 (m)
 z_1, z_2 : 断面 I および断面 II における基準面から水路底までの高さ (m)
 V_1, V_2 : 断面 I および断面 II における流速 (m/s)
 Q : 流量 (m³)
 α : エネルギー補正係数
 g : 重力の加速度 (m/s²)
 h_f : 区間 I-II における摩擦による損失水頭 (m)
 h_m : 断面 I におけるその他の損失水頭 (m)



1.3.3 フルード数

フルード数は次式により求まり、その値が1.0より小さい場合は常流であり、1.0より大きい場合は射流である。また、フルード数が1.0に等しいなら限界流となる。

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}}$$

ここに、
 F_r : フルード数
 α : エネルギー補正係数
 Q : 流量 (m³)
 g : 重力の加速度 (m/s²)
 A : 通水断面積 (m²)
 $\partial A / \partial d$: 水深 h における通水断面積の増分すなわち、水深 h における水面幅

1.3.4 限界勾配および限界水深・限界流速

一定の流量Qが流下するとき、流れが限界流となる勾配が限界勾配であり次式を満足する勾配として求められる。そして、このとき的水深および流速が限界水深および限界流速である。

$$\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d} = 1.0$$

1.4 支配断面 (No. 0+18.000) における水深および流量

1.4.1 設計流量

水深

$$d = 0.529 \text{ (m)}$$

通水断面積

$$A = (2.520 + 0.529 \times 0.200) \times 0.529 = 1.389 \text{ (m}^2\text{)}$$

潤辺

$$P = 2.520 + 2 \times 0.529 \times \sqrt{1 + 0.200^2} = 3.599 \text{ (m)}$$

径深

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1.389}{3.599} = 0.386 \text{ (m)}$$

平均流速

$$V = \frac{3.100}{1.389} = 2.232 \text{ (m/sec)}$$

流量

$$Q = 3.100 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

フルード数

$$F_r = \sqrt{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{\partial A}{\partial d}}$$

$$= \sqrt{\frac{1.000 \times 3.100^2}{9.800 \times 1.389^3} \times 2.732} = 1.000 = 1.0 \dots\dots \text{ (限界流)}$$

1.5 不等流水面追跡計算表

1.5.1 設計流量

1.5.1.1 水面計算表

流量 $Q = 3.100 \text{ (m}^3\text{/s)}$

ベルヌーイの定理 $z_{(i-1)} + d_{(i-1)} + h_{v(i-1)} = z_{(i)} + d_{(i)} + h_{v(i)} + h_{f(i)} + h_{o(i)}$

速度水頭 $h_v = \alpha \cdot V_i^2 / (2g)$

エネルギー補正係数 $\alpha = 1.000$

注) 測点の※印は支配断面を表す。

測点	区間距離 L (m)	水路底の標高 z (m)	水深 d (m)	通水断面積 A (m ²)	流速 V (m/s)	速度水頭 h _v (m)	摩擦損失水頭 h _f (m)	その他の損失 h _o (m)	z+h+h _v (m)	z+h+h _v +h _f +h _o (m)	備考
No. 0+10.000		15.000	0.590	1.556	1.993	0.2026			15.792		
No. 0+12.000	2.000	14.998	0.583	1.537	2.017	0.2076	0.0044	0.0000	15.788	15.792	
No. 0+14.000	2.000	14.995	0.574	1.513	2.049	0.2142	0.0046	0.0000	15.783	15.788	
No. 0+16.000	2.000	14.992	0.562	1.481	2.094	0.2237	0.0048	0.0000	15.779	15.783	
※ No. 0+18.000	2.000	14.990	0.529	1.389	2.232	0.2542	0.0055	0.0000	15.773	15.779	
No. 1+ 0.000	2.000	14.675	0.331	0.857	3.619	0.6683	0.0158	0.0828	15.674	15.773	
No. 1+ 2.000	2.000	14.360	0.280	0.720	4.303	0.9449	0.0346	0.0553	15.585	15.674	
No. 1+ 4.000	2.000	14.045	0.250	0.642	4.825	1.1880	0.0529	0.0486	15.483	15.585	
No. 1+ 6.000	2.000	13.730	0.230	0.590	5.252	1.4074	0.0717	0.0439	15.367	15.483	
No. 1+ 8.000	2.000	13.415	0.216	0.552	5.612	1.6066	0.0904	0.0398	15.237	15.367	
No. 1+10.000	2.000	13.100	0.205	0.524	5.919	1.7876	0.1089	0.0362	15.092	15.237	

1.5.1.2 摩擦損失水頭計算表

エネルギー勾配 $I_{(i)} = n_{(i)}^2 \cdot V_{(i)}^2 / R_{(i)}^{4/3}$

摩擦損失水頭 $h_{f(i)} = L / 2 \cdot (I_{(i)} + I_{(i-1)})$

注) 測点の※印は支配断面を表す。

測点	区間距離 L (m)	通水断面積 A (m ²)	潤辺 P (m)	径深 R (m)	合成粗度係数 n	流速 V (m/s)	エネルギー勾配 I	摩擦損失水頭 h _f (m)
No. 0+10.000		1.556	3.723	0.418	0.0130	1.993	0.002147	
No. 0+12.000	2.000	1.537	3.709	0.414	0.0130	2.017	0.002227	0.0044

注) 測点の※印は支配断面を表す。

測点	区間距離 L (m)	通水断面積 A (m ²)	潤 辺 P (m)	径 深 R (m)	合成粗度係数 n	流 速 V (m/s)	エネルギー 勾配 I	摩擦損失水頭 h _f (m)
No. 0+14.000	2.000	1.513	3.691	0.410	0.0130	2.049	0.002330	0.0046
No. 0+16.000	2.000	1.481	3.667	0.404	0.0130	2.094	0.002483	0.0048
※ No. 0+18.000	2.000	1.389	3.599	0.386	0.0130	2.232	0.002997	0.0055
No. 1+ 0.000	2.000	0.857	3.196	0.268	0.0130	3.619	0.012809	0.0158
No. 1+ 2.000	2.000	0.720	3.090	0.233	0.0130	4.303	0.021818	0.0346
No. 1+ 4.000	2.000	0.642	3.030	0.212	0.0130	4.825	0.031124	0.0529
No. 1+ 6.000	2.000	0.590	2.989	0.197	0.0130	5.252	0.040544	0.0717
No. 1+ 8.000	2.000	0.552	2.960	0.187	0.0130	5.612	0.049888	0.0904
No. 1+10.000	2.000	0.524	2.937	0.178	0.0130	5.919	0.058997	0.1089

1.5.1.3 漸縮損失水頭

漸縮による損失水頭は以下の計算式により計算を行う。

損失係数 $f_{(i)}$ の値はトランジションの形状によって異なる。

$$\text{漸縮損失水頭 } h_{o(i)} = f_{(i)} (V_{(i)}^2 / (2g) - V_{(i-1)}^2 / (2g))$$

- No. 0+18.000~No. 1+ 0.000

水面幅 (2.732 → 2.652)

$$\text{損失水頭 } h_{o_5} = 0.200 \times \left(\frac{3.619^2}{2 \times 9.8} - \frac{2.232^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (0.668302 - 0.254212) = 0.08282 \text{ (m)}$$

- No. 1+ 0.000~No. 1+ 2.000

水面幅 (2.652 → 2.632)

$$\text{損失水頭 } h_{o_6} = 0.200 \times \left(\frac{4.303^2}{2 \times 9.8} - \frac{3.619^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (0.944903 - 0.668302) = 0.05532 \text{ (m)}$$

- No. 1+ 2.000~No. 1+ 4.000

水面幅 (2.632 → 2.620)

$$\text{損失水頭 } h_{o_7} = 0.200 \times \left(\frac{4.825^2}{2 \times 9.8} - \frac{4.303^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (1.188011 - 0.944903) = 0.04862 \text{ (m)}$$

- No. 1+ 4.000~No. 1+ 6.000

水面幅 (2.620 → 2.612)

$$\text{損失水頭 } h_{o_8} = 0.200 \times \left(\frac{5.252^2}{2 \times 9.8} - \frac{4.825^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (1.407409 - 1.188011) = 0.04388 \text{ (m)}$$

- No. 1+ 6.000~No. 1+ 8.000

水面幅 (2.612 → 2.606)

$$\text{損失水頭 } h_{o_9} = 0.200 \times \left(\frac{5.612^2}{2 \times 9.8} - \frac{5.252^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (1.606618 - 1.407409) = 0.03984 \text{ (m)}$$

- No. 1+ 8.000~No. 1+10.000

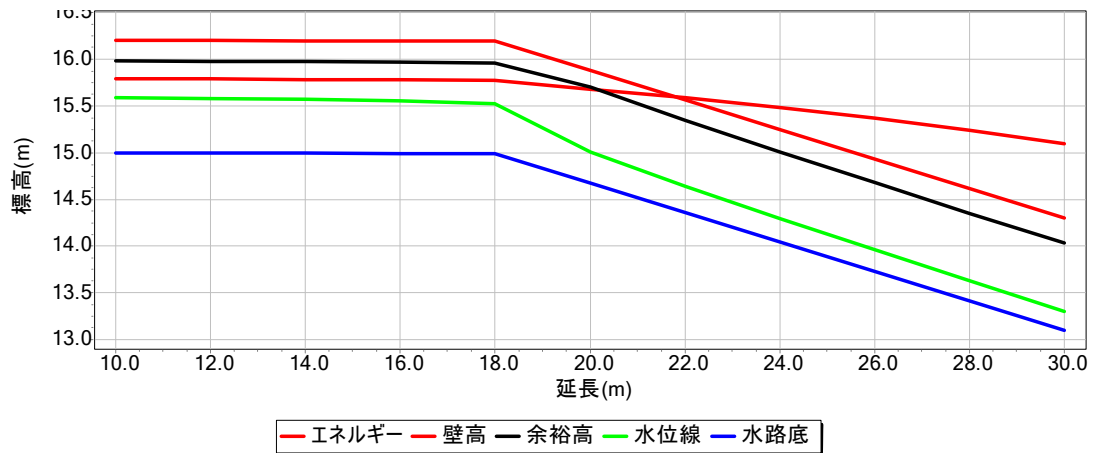
水面幅 (2.606 → 2.602)

$$\text{損失水頭 } h_{o_{10}} = 0.200 \times \left(\frac{5.919^2}{2 \times 9.8} - \frac{5.612^2}{2 \times 9.8} \right) = 0.200 \times (1.787564 - 1.606618) = 0.03619 \text{ (m)}$$

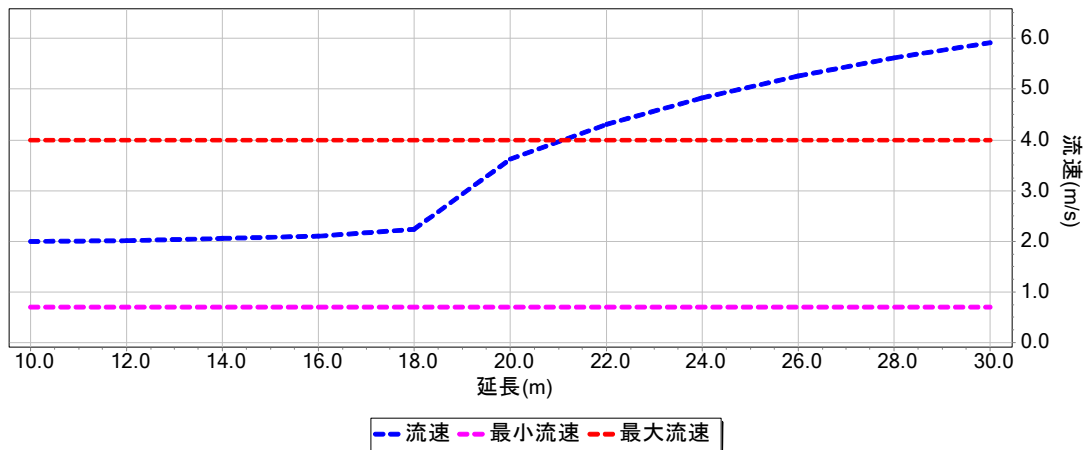
測点	損失項目	損失係数 f	水面幅 D (m)	通水断面積 A (m ²)	断面積比	流 速 V (m/s)	速度水頭 V ² / (2g) (m)	損失水頭 h _o (m)	備 考
No. 0+10.000			2.756	1.556		1.993	0.202557		
No. 0+12.000	損失無し		2.753	1.537		2.017	0.207643		
No. 0+14.000	損失無し		2.750	1.513		2.049	0.214199		
No. 0+16.000	損失無し		2.745	1.481		2.094	0.223660		
No. 0+18.000	損失無し		2.732	1.389		2.232	0.254212		
No. 1+ 0.000	漸縮損失	0.200	2.652	0.857		3.619	0.668302	0.0828	
No. 1+ 2.000	漸縮損失	0.200	2.632	0.720		4.303	0.944903	0.0553	
No. 1+ 4.000	漸縮損失	0.200	2.620	0.642		4.825	1.188011	0.0486	

測 点	損失項目	損失係数 f	水面幅 D (m)	通水断面積 A (m ²)	断面積比	流速 V (m/s)	速度水頭 V ² /(2g) (m)	損失水頭 h ₀ (m)	備 考
No. 1+ 6.000	漸縮損失	0.200	2.612	0.590		5.252	1.407409	0.0439	
No. 1+ 8.000	漸縮損失	0.200	2.606	0.552		5.612	1.606618	0.0398	
No. 1+10.000	漸縮損失	0.200	2.602	0.524		5.919	1.787564	0.0362	

1.5.1.5 水面・エネルギー



1.5.1.6 流速分布



1.5.1.7 余裕高計算表

・常流 ($F_r < 1.0$)

$$F_b = 0.070 d + 1.000 H_v + 0.150$$

・射流 ($F_r > 1.0$)

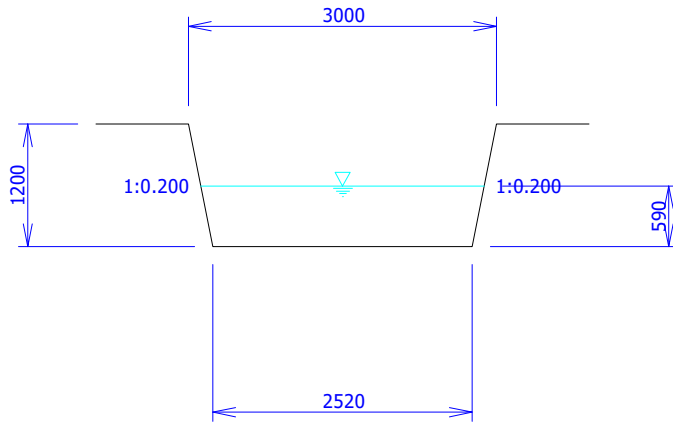
$$F_b = 0.600 + 0.037 V \cdot d^{1/3}$$

・許容流速 最小 0.700 (m/s) 最大 4.000 (m/s)

測 点	水 深 d (m)	流 速 V (m/s)	速度水頭 H _v (m)	フルード 数 F _r	常流域 余裕高 F _b (m)	射流域 余裕高 F _b (m)	d + F _b (m)	水路深 H (m)
No. 0+10.000	0.590	1.993 ^{OK}	0.203	0.847	0.394		0.984	1.200 ^{OK}
No. 0+12.000	0.583	2.017 ^{OK}	0.208	0.863	0.398		0.981	1.200 ^{OK}
No. 0+14.000	0.574	2.049 ^{OK}	0.214	0.882	0.404		0.979	1.200 ^{OK}
No. 0+16.000	0.562	2.094 ^{OK}	0.224	0.911	0.413		0.975	1.200 ^{OK}
No. 0+18.000	0.529	2.232 ^{OK}	0.254	1.000	0.441		0.970	1.200 ^{OK}
No. 1+ 0.000	0.331	3.619 ^{OK}	0.668	2.034		0.693	1.024	1.200 ^{OK}
No. 1+ 2.000	0.280	4.303 ^{NG}	0.945	2.628		0.704	0.984	1.200 ^{OK}
No. 1+ 4.000	0.250	4.825 ^{NG}	1.188	3.113		0.712	0.962	1.200 ^{OK}
No. 1+ 6.000	0.230	5.252 ^{NG}	1.407	3.529		0.719	0.949	1.200 ^{OK}
No. 1+ 8.000	0.216	5.612 ^{NG}	1.607	3.893		0.724	0.940	1.200 ^{OK}
No. 1+10.000	0.205	5.919 ^{NG}	1.788	4.214		0.729	0.934	1.200 ^{OK}

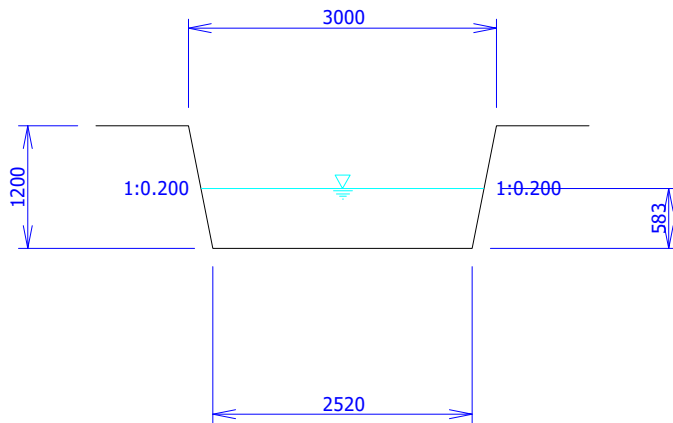
1.6 計算水路断面

1.6.1 No. 0+10.000 (水路敷高=15.000 m)



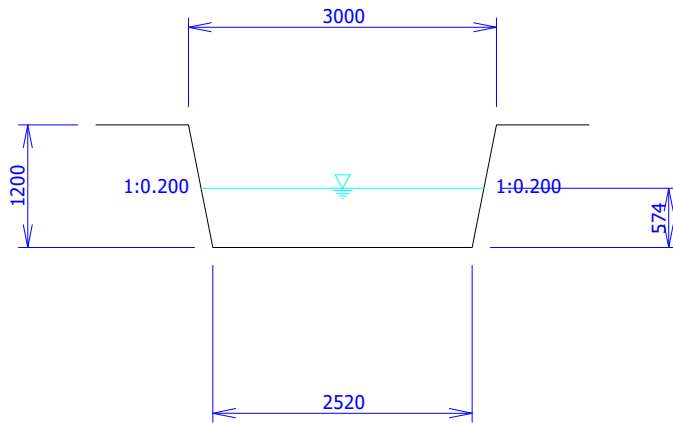
・設計流量
水深 $d = 0.590$ (m)
断面積 $A = 1.556$ (m²)
潤邊 $P = 3.723$ (m)
徑深 $R = 0.418$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/1.556 = 1.993$ (m/s)

1.6.2 No. 0+12.000 (水路敷高=14.998 m)



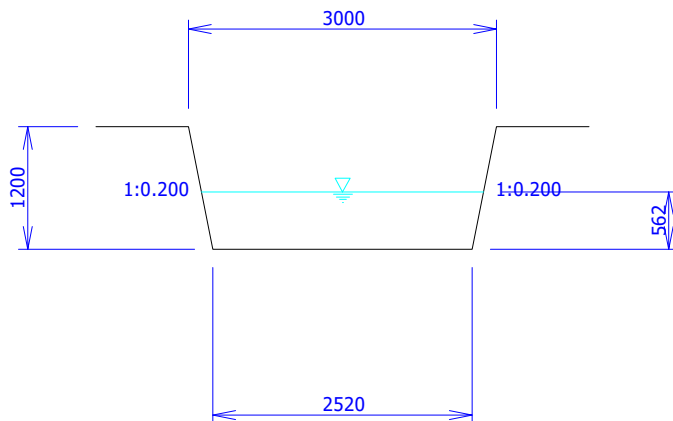
・設計流量
水深 $d = 0.583$ (m)
断面積 $A = 1.537$ (m²)
潤邊 $P = 3.709$ (m)
徑深 $R = 0.414$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/1.537 = 2.017$ (m/s)

1.6.3 No. 0+14.000 (水路敷高=14.995 m)



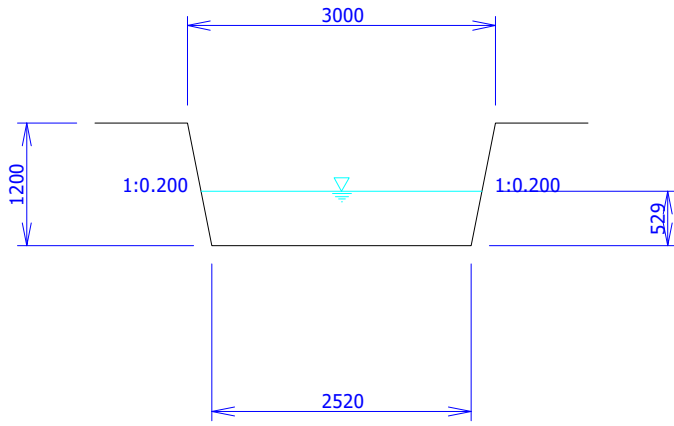
・設計流量
水深 $d = 0.574$ (m)
断面積 $A = 1.513$ (m²)
潤邊 $P = 3.691$ (m)
徑深 $R = 0.410$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/1.513 = 2.049$ (m/s)

1.6.4 No. 0+16.000 (水路敷高=14.992 m)



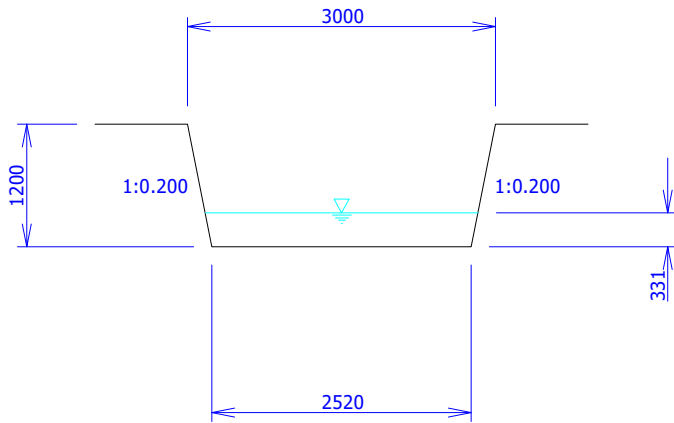
・設計流量
水深 $d = 0.562$ (m)
断面積 $A = 1.481$ (m²)
潤邊 $P = 3.667$ (m)
徑深 $R = 0.404$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/1.481 = 2.094$ (m/s)

1. 6. 5 No. 0+18. 000 (水路敷高=14. 990 m)



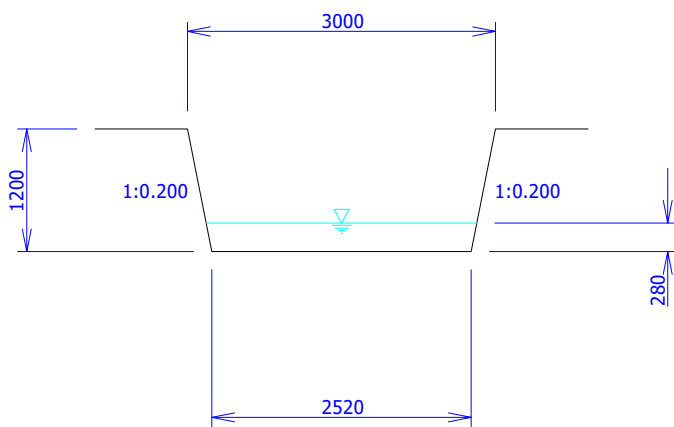
・設計流量
水深 $d = 0. 529$ (m)
断面積 $A = 1. 389$ (㎡)
潤邊 $P = 3. 599$ (m)
徑深 $R = 0. 386$ (m)
粗度係數 $n = 0. 013$
流速 $V = Q/A = 3. 100/1. 389 = 2. 232$ (m/s)

1. 6. 6 No. 1+ 0. 000 (水路敷高=14. 675 m)



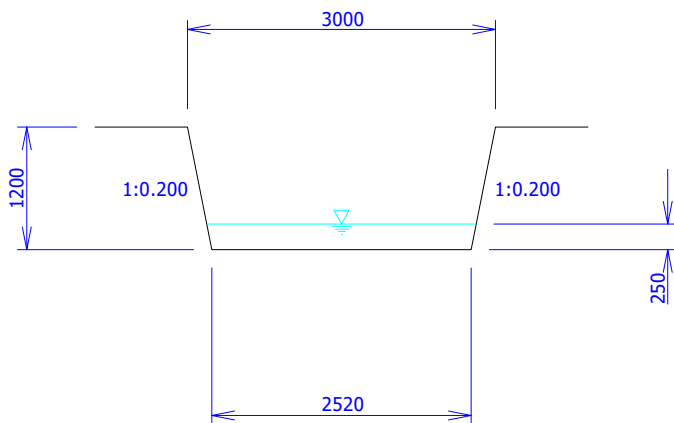
・設計流量
水深 $d = 0. 331$ (m)
断面積 $A = 0. 857$ (㎡)
潤邊 $P = 3. 196$ (m)
徑深 $R = 0. 268$ (m)
粗度係數 $n = 0. 013$
流速 $V = Q/A = 3. 100/0. 857 = 3. 619$ (m/s)

1. 6. 7 No. 1+ 2. 000 (水路敷高=14. 360 m)



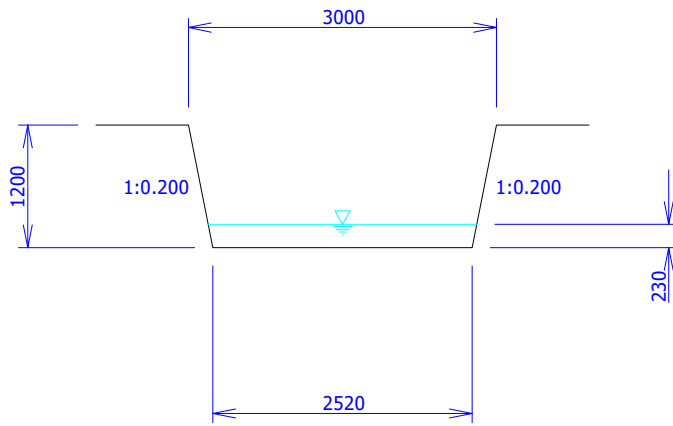
・設計流量
水深 $d = 0. 280$ (m)
断面積 $A = 0. 720$ (㎡)
潤邊 $P = 3. 090$ (m)
徑深 $R = 0. 233$ (m)
粗度係數 $n = 0. 013$
流速 $V = Q/A = 3. 100/0. 720 = 4. 303$ (m/s)

1. 6. 8 No. 1+ 4. 000 (水路敷高=14. 045 m)



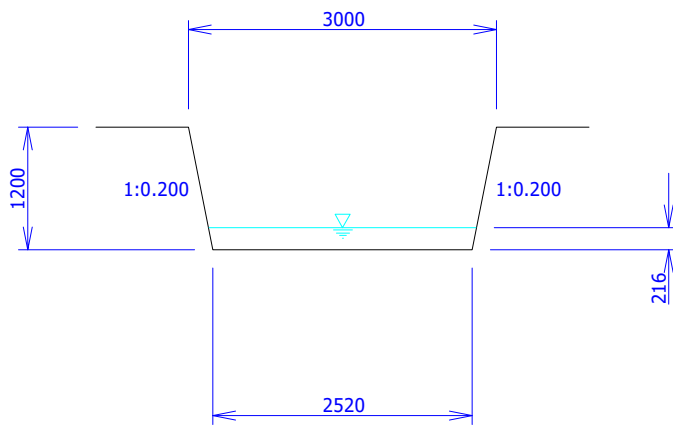
・設計流量
水深 $d = 0. 250$ (m)
断面積 $A = 0. 642$ (㎡)
潤邊 $P = 3. 030$ (m)
徑深 $R = 0. 212$ (m)
粗度係數 $n = 0. 013$
流速 $V = Q/A = 3. 100/0. 642 = 4. 825$ (m/s)

1. 6. 9 No. 1+ 6. 000 (水路敷高=13. 730 m)



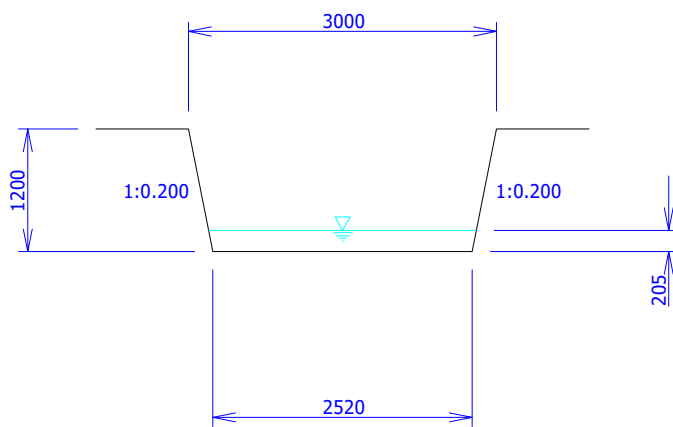
・設計流量
水深 $d = 0.230$ (m)
断面積 $A = 0.590$ (m²)
潤邊 $P = 2.989$ (m)
徑深 $R = 0.197$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/0.590 = 5.252$ (m/s)

1. 6. 10 No. 1+ 8. 000 (水路敷高=13. 415 m)



・設計流量
水深 $d = 0.216$ (m)
断面積 $A = 0.552$ (m²)
潤邊 $P = 2.960$ (m)
徑深 $R = 0.187$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/0.552 = 5.612$ (m/s)

1. 6. 11 No. 1+10. 000 (水路敷高=13. 100 m)



・設計流量
水深 $d = 0.205$ (m)
断面積 $A = 0.524$ (m²)
潤邊 $P = 2.937$ (m)
徑深 $R = 0.178$ (m)
粗度係數 $n = 0.013$
流速 $V = Q/A = 3.100/0.524 = 5.919$ (m/s)

1.1 不等流水面追跡計算表 [不等流SampleData (移行部から放水路)]

1.1.1 設計流量

1.1.1.1 水面計算表

流 量 $Q = 3.100 \text{ (m}^3/\text{s)}$
 ベルヌーイの定理 $z_{(i-1)} + d_{(i-1)} + h_{v(i-1)} = z_{(i)} + d_{(i)} + h_{v(i)} + h_{f(i)} + h_{o(i)}$
 速度水頭 $h_v = \alpha \cdot V_i^2 / (2g)$
 エネルギー補正係数 $\alpha = 1.000$

注) 測点の※印は支配断面を表す。

測 点	区 間 距離 L (m)	水路底 の標高 z (m)	水 深 d (m)	通 水 断面積 A (m ²)	流 速 V (m/s)	速 度 水 頭 h _v (m)	摩 擦 損 失水頭 h _f (m)	そ の 他 の 損 失 h _o (m)	z + h + h _v (m)	z + h + h _v + h _f + h _o (m)	備 考
No. 0+10.000		15.000	0.590	1.556	1.993	0.2026			15.792		
No. 0+12.000	2.000	14.998	0.583	1.537	2.017	0.2076	0.0044	0.0000	15.788	15.792	
No. 0+14.000	2.000	14.995	0.574	1.513	2.049	0.2142	0.0046	0.0000	15.783	15.788	
No. 0+16.000	2.000	14.992	0.562	1.481	2.094	0.2237	0.0048	0.0000	15.779	15.783	
※ No. 0+18.000	2.000	14.990	0.529	1.389	2.232	0.2542	0.0055	0.0000	15.773	15.779	
No. 1+ 0.000	2.000	14.675	0.331	0.857	3.619	0.6683	0.0158	0.0828	15.674	15.773	
No. 1+ 2.000	2.000	14.360	0.280	0.720	4.303	0.9449	0.0346	0.0553	15.585	15.674	
No. 1+ 4.000	2.000	14.045	0.250	0.642	4.825	1.1880	0.0529	0.0486	15.483	15.585	
No. 1+ 6.000	2.000	13.730	0.230	0.590	5.252	1.4074	0.0717	0.0439	15.367	15.483	
No. 1+ 8.000	2.000	13.415	0.216	0.552	5.612	1.6066	0.0904	0.0398	15.237	15.367	
No. 1+10.000	2.000	13.100	0.205	0.524	5.919	1.7876	0.1089	0.0362	15.092	15.237	

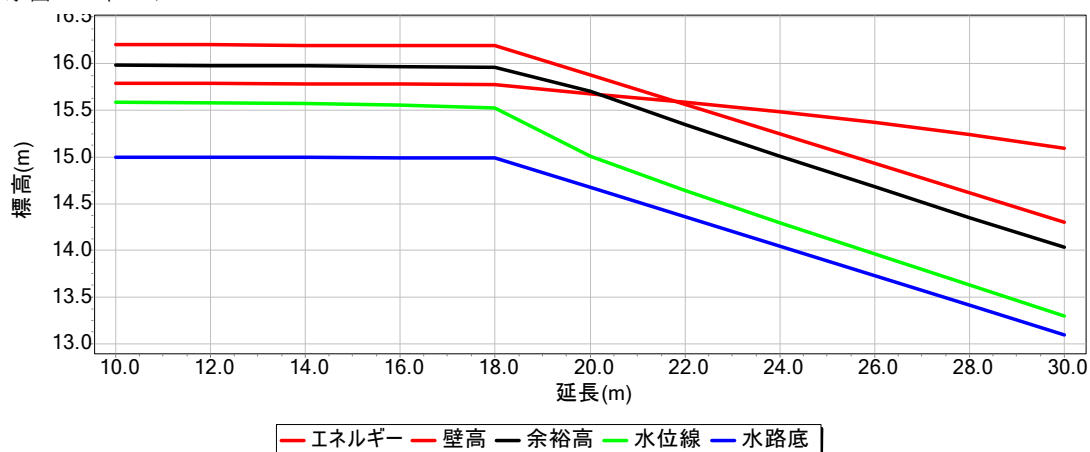
1.1.1.2 摩擦損失水頭計算表

エネルギー勾配 $I_{(i)} = n_{(i)}^2 \cdot V_{(i)}^2 / R_{(i)}^{4/3}$
 摩擦損失水頭 $h_{f(i)} = L / 2 \cdot (I_{(i)} + I_{(i-1)})$

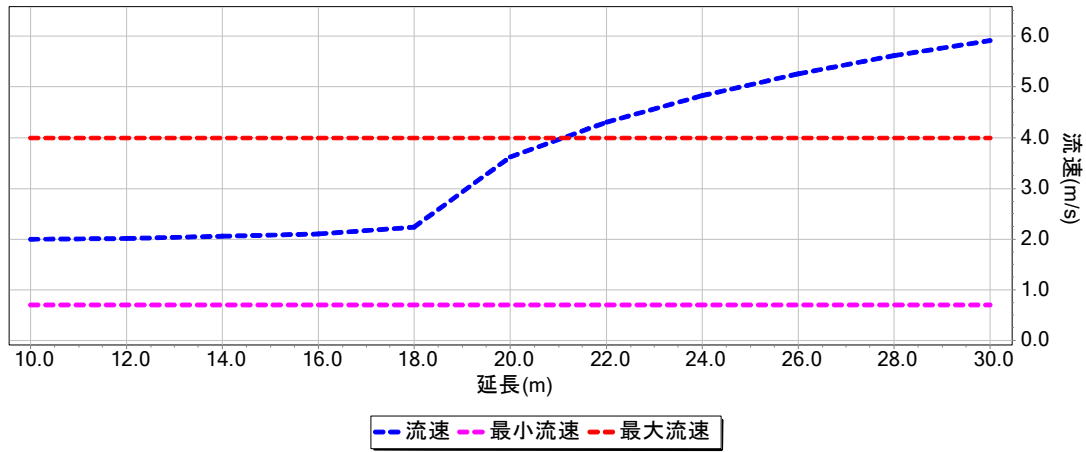
注) 測点の※印は支配断面を表す。

測 点	区間距離 L (m)	通水断面積 A (m ²)	潤 辺 P (m)	径 深 R (m)	合成粗度係数 n	流 速 V (m/s)	エネルギー 勾配 I	摩擦損失水頭 h _f (m)
No. 0+10.000		1.556	3.723	0.418	0.0130	1.993	0.002147	
No. 0+12.000	2.000	1.537	3.709	0.414	0.0130	2.017	0.002227	0.0044
No. 0+14.000	2.000	1.513	3.691	0.410	0.0130	2.049	0.002330	0.0046
No. 0+16.000	2.000	1.481	3.667	0.404	0.0130	2.094	0.002483	0.0048
※ No. 0+18.000	2.000	1.389	3.599	0.386	0.0130	2.232	0.002997	0.0055
No. 1+ 0.000	2.000	0.857	3.196	0.268	0.0130	3.619	0.012809	0.0158
No. 1+ 2.000	2.000	0.720	3.090	0.233	0.0130	4.303	0.021818	0.0346
No. 1+ 4.000	2.000	0.642	3.030	0.212	0.0130	4.825	0.031124	0.0529
No. 1+ 6.000	2.000	0.590	2.989	0.197	0.0130	5.252	0.040544	0.0717
No. 1+ 8.000	2.000	0.552	2.960	0.187	0.0130	5.612	0.049888	0.0904
No. 1+10.000	2.000	0.524	2.937	0.178	0.0130	5.919	0.058997	0.1089

1.1.1.3 水面・エネルギー



1.1.1.4 流速分布



1.1.1.5 余裕高計算表

・常流 ($F_r < 1.0$)

$$F_b = 0.070 d + 1.000 H_v + 0.150$$

・射流 ($F_r > 1.0$)

$$F_b = 0.600 + 0.037 V \cdot d^{1/3}$$

・許容流速 最小 0.700 (m/s) 最大 4.000 (m/s)

測点	水深 d (m)	流速 V (m/s)	速度水頭 H_v (m)	フルード数 F_r	常流域 余裕高 F_b (m)	射流域 余裕高 F_b (m)	d + F_b (m)	水路深 H (m)
No. 0+10.000	0.590	1.993 ^{OK}	0.203	0.847	0.394		0.984	1.200 ^{OK}
No. 0+12.000	0.583	2.017 ^{OK}	0.208	0.863	0.398		0.981	1.200 ^{OK}
No. 0+14.000	0.574	2.049 ^{OK}	0.214	0.882	0.404		0.979	1.200 ^{OK}
No. 0+16.000	0.562	2.094 ^{OK}	0.224	0.911	0.413		0.975	1.200 ^{OK}
No. 0+18.000	0.529	2.232 ^{OK}	0.254	1.000	0.441		0.970	1.200 ^{OK}
No. 1+ 0.000	0.331	3.619 ^{OK}	0.668	2.034		0.693	1.024	1.200 ^{OK}
No. 1+ 2.000	0.280	4.303 ^{NG}	0.945	2.628		0.704	0.984	1.200 ^{OK}
No. 1+ 4.000	0.250	4.825 ^{NG}	1.188	3.113		0.712	0.962	1.200 ^{OK}
No. 1+ 6.000	0.230	5.252 ^{NG}	1.407	3.529		0.719	0.949	1.200 ^{OK}
No. 1+ 8.000	0.216	5.612 ^{NG}	1.607	3.893		0.724	0.940	1.200 ^{OK}
No. 1+10.000	0.205	5.919 ^{NG}	1.788	4.214		0.729	0.934	1.200 ^{OK}