

## 附錄四 水土保持計畫書附錄

### 一、排水系統水力計算

#### (一)集水區 A

##### 1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-1 小集水分區(A)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
A1	0.81	0.85	1.94	292.71	0.560
A2	0.96	0.85	2.42	272.10	0.617
A3	1.89	0.85	3.32	245.50	1.096
A4	1.60	0.85	4.89	216.34	0.817
A5	1.40	0.85	4.13	228.64	0.756
A7	1.38	0.85	2.46	270.81	0.882
A8	0.65	0.85	2.33	275.69	0.423
A9	1.35	0.85	1.96	291.46	0.929
A10	0.89	0.85	2.87	257.55	0.541

附表 4-2 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(公尺) 尺寸(公尺)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Aa-b	0.560	0.600	0.900	1.094	1.954	1.8	3.00
Ac-d	0.617	0.600	0.900	0.918	1.487	1.3	2.55
Ab-e	2.272	1.00	1.300	2.733	1.202	0.7	2.73
Af-g	0.817	0.600	0.900	1.029	1.259	1.6	2.86
Ah-g	0.756	0.600	0.900	0.972	1.286	1.4	2.70
Ag-e	1.573	0.900	1.200	2.045	1.300	0.7	2.52
Ae-i	4.728	1.400	2.000	6.225	1.316	0.4	2.62
Aj-i	0.423	0.600	0.900	0.630	1.487	0.6	1.75
Ai-k	6.080	1.400	2.000	7.211	1.204	0.5	3.00
Al-k	0.541	0.600	0.900	2.562	4.582	9.7	2.89

註：Ab-e 於雜項執照設計時建議改用 1.0 × 1.5M 箱涵  
 Ae-i 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 1.5M 箱涵  
 Ai-k 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 1.5M 箱涵

## 2. 沉砂調節池 A 水理計算

本基地開發後之排水系統，順應整地後之地形並配合原出水口地勢，經調節及沉砂後，排入原有排水系統。容量計算如次：

### (1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積  $A = 10.39$  公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b = 10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C.I.A / 360 = 0.6 \times 145.5 \times 10.39 / 360 = 2.651$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流

速  $0.6\text{m/sec}$  計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a = 7.84$

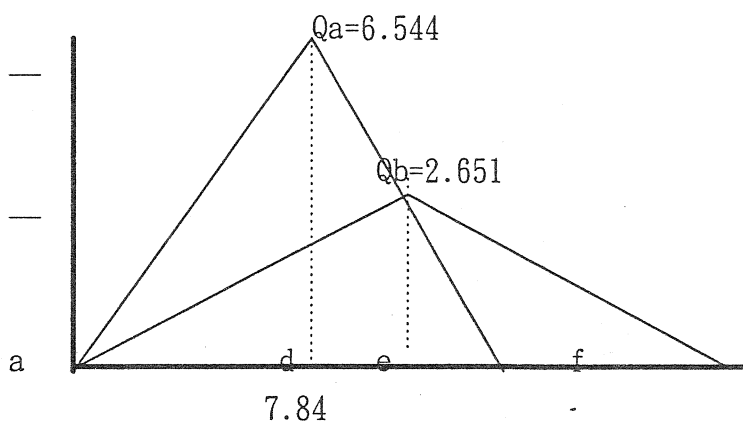
$Q_a$ : 各路徑累計得  $=6.544$

#### D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b/Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 1831 \text{ m}^3$$

計畫調節池容量為  $25 \times 18 \times 5 = 2250 \text{ m}^3$

又  $2250 \text{ m}^3 > (1831 \times 1.2) = 2197 \text{ m}^3 (0.K)$



附圖 4-1 調節池 A 之逕流歷線圖

#### E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H-h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 2.651 \text{ CMS}$

$$Q = 2.651 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2/4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$D = 769 \text{ mm } \phi$  (設計值  $D = 700 \text{ mm}$ )

由以上計算可得調節池尺寸長  $\times$  寬  $\times$  高為

25 × 18 × 5=2250)，出流口尺寸為 700mm  
 $\phi$  R.C.P

(2) 沈砂池尺寸計算

A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長×寬 (m)×(m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
A	10.39	20	207.8	25 × 18	0.55	0.6

由以上計算得沉砂池長×寬×高為 25 × 18 × 0.6

B. 沈砂池長度驗算

水流速度  $V=Q/(W \times H)=0.073$

安全係數 .  $K=1.5$

沈降速度 .  $V=0.037$

沈砂長度  $L=K \times H \times V/v=14.74 < 25$  ok

(3) 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$5+0.6=5.6$  (m)

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長×寬×高為 25  
 × 18 × 5.6

(二) 集水區 B

1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設

陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-3 小集水分區(B)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
B1	0.56	0.85	2.42	272.39	0.360
B2	0.14	0.85	0.74	401.06	0.133
B3	2.52	0.85	4.29	225.84	1.344
B4	0.56	0.85	2.34	275.38	0.364
B5	2.33	0.85	5.36	209.98	1.155
B6	1.10	0.85	1.97	291.27	0.756

附表 4-4 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(m) 尺寸(m)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Ba-b	0.360	0.600	0.900	0.821	2.278	1.00	2.28
Bc-b	0.133	0.600	0.900	0.981	7.400	1.40	2.73
Bb-d	1.837	0.900	1.200	2.321	1.263	0.90	2.86
Be-f	0.364	0.600	0.900	1.005	2.760	1.50	2.79
Bg-f	1.155	0.900	1.200	2.381	2.060	1.00	2.94
Bf-d	1.519	0.900	1.200	2.362	1.554	1.00	2.92

## 2. 沉砂調節池 B 水理計算

### (1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積 A=7.21 公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b=10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C \cdot I \cdot A / 360 = 0.6 \times 145.5 \times 7.21 / 360 = 1.749$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速 0.6m/sec 計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a = 6.36$

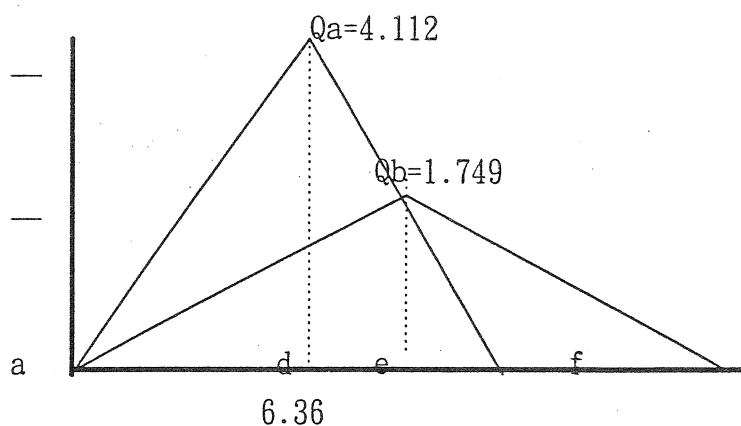
$Q_a$  : 各路徑累計得 = 4.112

D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b / Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 903 \text{ m}^3$$

計畫調節池容量為  $19 \times 15 \times 4 = 1140 \text{ m}^3$

又  $1140 \text{ m}^3 > (903 \times 1.2) = 1084 \text{ m}^3 (O.K)$



附圖 4-2 調節池 B 之逕流歷線圖

E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H-h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 1.749 \text{ CMS}$

$$Q = 1.749 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2 / 4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$D = 661 \text{ mm } \phi$ ，(設計值  $D = 600 \text{ mm}$ )

由以上計算可得調節池尺寸長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  
 $19 \times 15 \times 4 = 1140$ )，出流口尺寸為  $600 \text{ mm}$   
 $\phi$  R.C.P

## (2) 沈砂池尺寸計算

### A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長 $\times$ 寬 (m) $\times$ (m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
B	7.21	20	144.2	$19 \times 15$	0.61	0.7

由以上計算得沉砂池長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  $19 \times 15 \times 0.7$

### B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.069$$

$$\text{安全係數 } K = 1.5$$

$$\text{沈降速度 } V = 0.037$$

$$\text{沈砂長度 } L = K \times H \times V / v = 11.11 < 19 \quad \text{ok}$$

### C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$$4 + 0.7 = 4.7 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  $19 \times 15 \times 4.7$

## (三) 集水區 C

### 1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-5 小集水分區(C)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
C1	1.26	0.85	2.57	266.91	0.794

附表 4-6 排水網路尺寸明細表

排水工 編 號	洪峰流 量 CMS	建議 尺寸 (m)		設計流 量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流 速 m/s
		溝寬	溝高				
Ca-b	0.794	0.600	0.900	0.958	1.038	1.40	2.66

## 2. 沉砂調節池 C 水力計算

### (2) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積  $A=1.26$  公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b=10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C \cdot I \cdot A / 360 = 0.6 \times 145.5 \times 1.26 / 360 = 0.306$$

C. 區內開發後尖峰流量：



逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速 0.6m/sec 計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：(經累計)得  $T_a = 2.57$

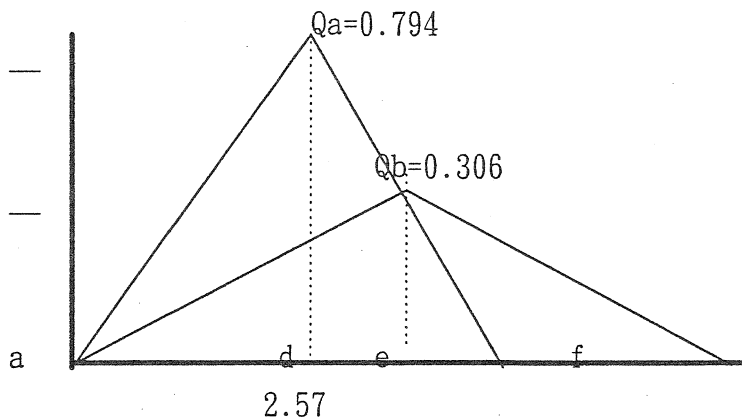
$Q_a$  : 各路徑累計得 = 0.794

#### D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b / Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 75 \text{ m}^3$$

計畫調節池容量為  $8 \times 5 \times 2.5 = 100 \text{ m}^3$

又  $100 \text{ m}^3 > (75 \times 1.2) = 90 \text{ m}^3$  (OK)



附圖 4-3 調節池 C 之逕流歷線圖

#### E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H - h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 0.306 \text{ CMS}$

$$Q = 0.306 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2 / 4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$D = 309 \text{ mm } \phi$  (設計值  $D = 300 \text{ mm}$ )

由以上計算可得調節池尺寸長×寬×高為  
 $8 \times 5 \times 2.5 = 100$ ），出流口尺寸為  $300\text{mm} \phi$   
 R.C.P

(2) 沈砂池尺寸計算

A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長×寬 (m)×(m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
C	1.26	20	25.2	$8 \times 5$	0.76	0.8

由以上計算得沉砂池長×寬×高為  $8 \times 5 \times 0.8$

B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.064$$

$$\text{安全係數 } K = 1.5$$

$$\text{沈降速度 } V = 0.037$$

$$\text{沈砂長度 } L = K \times H \times V / v = 6.44 < 8 \quad \text{ok}$$

C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$$2.5 + 0.8 = 3.3 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長×寬×高為  $8 \times 5 \times 3.3$

(四) 集水區 D

1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採

用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-7 小集水分區(D)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
D1	0.50	0.85	1.86	296.40	0.350
D2	0.97	0.85	3.23	247.79	0.567
D3	0	0.85	0.26	563.65	0.000
D4	0.67	0.85	2.53	268.15	0.424
D5	1.08	0.85	2.53	268.29	0.684
D6	1.35	0.85	4.79	217.85	0.694
D7	1.34	0.85	4.87	216.73	0.686
D8	0.54	0.85	2.10	285.14	0.364
D9	1.71	0.85	3.54	240.48	0.971
D10	0.95	0.85	5.61	206.92	0.464
D11	1.85	0.85	3.73	236.45	1.033
D12	1.5	0.85	4.49	222.53	0.788
D13	0.48	0.85	2.04	287.72	0.326
D14	0.39	0.85	1.97	291.08	0.268
D15	0.31	0.85	1.44	322.16	0.236
D16	0.23	0.85	2	289.94	0.157
D17	0.24	0.85	0.97	366.24	0.208
D18	0.18	0.85	1.50	318.27	0.135
D19	0.81	0.85	2.27	277.79	0.531
D20	0.24	0.85	2.02	288.64	0.164
D21	0.75	0.85	2.17	288.12	0.500
D22	0.48	0.85	3.75	236.01	0.267
D23	1.18	0.85	3.55	240.27	0.669
D24	2.4	0.85	5.91	203.41	1.153

附表 4-8 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(m)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Da-b	0.350	0.600	0.900	1.005	2.87	1.5	2.79
Dc-b	0.567	0.600	0.900	1.076	1.90	1.7	2.99
Db-d	0.917	0.600	0.900	0.990	1.10	1.5	2.75
De-f	0.424	0.600	0.900	1.038	2.45	1.6	2.88
Dd-f	1.602	0.900	1.200	2.083	1.30	0.7	2.57
Dg-h	0.694	0.600	0.900	1.031	1.49	1.6	2.86
Df-h	2.711	1.100	1.400	3.267	1.20	0.6	2.70
Di-j	0.364	0.600	0.900	0.856	2.35	1.1	2.38
Dh-j	4.377	1.300	1.800	5.567	1.27	0.5	2.85
Dk-l	0.464	0.600	0.900	0.981	2.11	1.4	2.73
Dm-l	1.033	0.900	1.200	2.420	2.34	1.0	2.99
Dl-n	2.285	1.000	1.300	2.886	1.26	0.8	2.89
Do-p	0.326	0.600	0.900	1.046	3.21	1.6	2.91
Dq-p	0.268	0.600	0.900	1.018	3.80	1.5	2.83
Dp-r	0.830	0.600	0.900	1.060	1.28	1.7	2.94
Ds-r	0.157	0.600	0.900	0.981	6.23	1.4	2.73
Dr-n	1.195	0.900	1.200	2.794	2.34	1.3	2.45
Dt-u	0.135	0.600	0.900	1.499	11.08	3.3	3.00
Dv-u	0.531	0.600	0.900	1.224	2.30	2.2	3.00
Du-w	0.830	0.600	0.900	1.060	1.28	1.7	2.94
Dx-w	0.500	0.600	0.900	1.060	2.12	1.7	2.94
Dw-y	1.597	0.900	1.200	2.614	1.64	1.2	3.00
Dn-y	4.149	1.300	1.800	5.885	1.42	0.6	3.00
Dy-z	6.899	1.500	2.300	8.444	1.22	0.4	2.81

註：Dl-n 於雜項執照設計時建議改用 1.0 × 1.5M 箱涵

Df-h 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 1.5M 箱涵

Dh-j 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 2.0M 箱涵

Dn-y 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 2.0M 箱涵

Dy-z 於雜項執照設計時建議改用 1.5 × 2.5M 箱涵

## 2. 沉砂調節池 D 水理計算

本基地開發後之排水系統，順應整地後之地形並配合原出水口地勢，經調節及沉砂後，排入原有排水

系統。容量計算如次：

(1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積  $A=20.15$  公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採  $0.6$

集流時間  $T_b=10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C.I.A/360 = 0.6 \times 145.5 \times 20.15 / 360 = 4.887$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採  $0.85$

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速  $0.6\text{m/sec}$  計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a = 8.25$

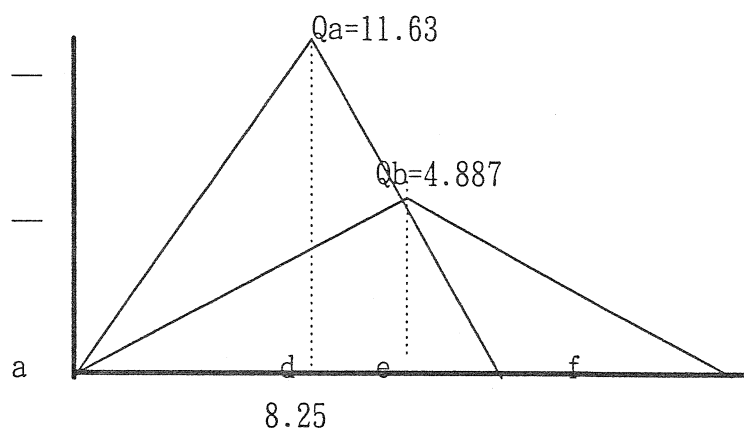
$$Q_a : \text{各路徑累計得} = 11.63$$

D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b/Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 3344 \text{ m}^3$$

$$\text{計畫調節池容量爲 } 33 \times 25 \times 5 = 4125 \text{ M}^3$$

$$\text{又 } 4125 \text{ m}^3 > (3344 \times 1.2) = 4013 \text{ m}^3 (0.K)$$



附圖 4-4 調節池 D 之逕流歷線圖

E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H-h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 4.887 \text{ CMS}$

$$Q = 4.887 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2/4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$$D = 1052 \text{ mm } \phi \text{ (設計值 } D = 1000 \text{ mm)}$$

由以上計算可得調節池尺寸長×寬×高為  
 $33 \times 25 \times 5 = 4125$ ), 出流口尺寸為  $1000 \text{ mm}$   
 $\phi \text{ R.C.P}$

(2) 沈砂池尺寸計算

A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 (m <sup>3</sup> )	沉砂量 (m <sup>3</sup> )	沉砂池尺寸長×寬 (m)×(m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
D	20.15	20	40.3	33×25	0.59	0.6

由以上計算得沉砂池長×寬×高為  $33 \times 25 \times 0.6$

B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.093$$

安全係數 .  $K=1.5$

沈降速度 .  $V=0.037$

沈砂長度  $L=K \times H \times V/v=18.86 < 33$  ok

### C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$$5 + 0.6 = 5.6 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長  $\times$  寬  $\times$  高為  $33 \times 25 \times 5.6$

## (五) 集水區 E

### 1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-9 小集水分區(E)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
E1	2.70	0.85	2.96	254.85	1.625
E2	0.15	0.85	0.71	406.50	1.769
E3	0.4	0.85	1.32	331.69	0.313
E4	0.65	0.85	3.25	247.28	0.380

附表 4-10 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(m) 尺寸(m)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Ea-b	1.625	0.900	1.200	2.399	1.476	1.0	2.96
Eb-c	1.769	0.900	1.200	2.209	1.249	0.8	2.73
Ed-c	0.313	0.600	0.900	0.981	3.131	1.4	2.73
Ee-c	0.380	0.600	0.900	1.005	2.648	1.5	2.79

## 2. 沉砂調節池 E 水理計算

本基地開發後之排水系統，順應整地後之地形並配合原出水口地勢，經調節及沉砂後，排入原有排水系統。容量計算如次：

### (1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積  $A=3.9$  公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b=10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C.I.A / 360 = 0.6 \times 145.5 \times 3.9 / 360 = 0.946$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速  $0.6\text{m/sec}$  計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a = 3.25$



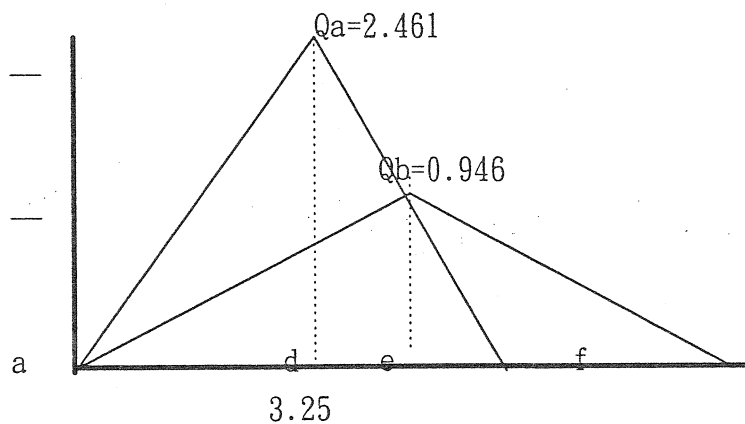
Q a: 各路徑累計得 = 2.461

C. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b / Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 296 \text{ m}^3$$

$$\text{計畫調節池容量爲 } 13 \times 8 \times 3.5 = 364 \text{ m}^3$$

$$\text{又 } 364 \text{ m}^3 > (296 \times 1.2) = 355 \text{ m}^3 \text{ (0.K)}$$



附圖 4-5 調節池 E 之逕流歷線圖

E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H - h/2))^{0.5}$$

$$\text{最大容許出流量 } Q = 0.946 \text{ CMS}$$

$$Q = 0.946 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2 / 4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$$D = 502 \text{ mm } \phi \text{ (爲防止雜物阻塞, 設計值)}$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

由以上計算可得調節池尺寸長 × 寬 × 高爲 13 × 8 × 3.5 = 364, 出流口尺寸爲 500 mm  $\phi$  R.C.P

(2) 沈砂池尺寸計算

A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長×寬 (m)×(m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
E	3.9	20	78	13×8	0.92	1.0

由以上計算得沉砂池長×寬×高為  $13 \times 8 \times 1.0$

#### B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.088$$

$$\text{安全係數 } K = 1.5$$

$$\text{沈降速度 } V = 0.037$$

$$\text{沈砂長度 } L = K \times H \times V / v = 12.47 < 13 \text{ ok}$$

#### C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$$3.5 + 1.0 = 4.5 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長×寬×高為

$$13 \times 8 \times 4.5$$

### (六) 集水區 F

#### 1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-11 小集水分區(F)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
F1	0.25	0.85	0.99	364.53	0.215

附表 4-12 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(m) 尺寸(m)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Fa-b	0.215	0.600	0.900	1.060	4.924	1.7	2.94

## 2. 沉砂調節池 F 水理計算

本基地開發後之排水系統，順應整地後之地形並配合原出水口地勢，經調節及沉砂後，排入原有排水系統。容量計算如次：

### (1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積  $A=0.25$  公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b=10$

$$I_5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q \quad b = C \cdot I \cdot A / 360 = 0.6 \quad \times \quad 145.5 \quad \times \quad 0.25 / 360 = 0.061$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速 0.6m/sec 計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a =$

0.99

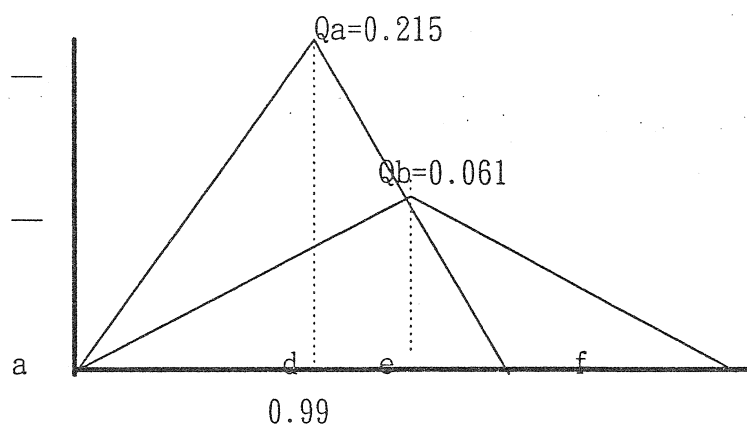
$Q_a$ : 各路徑累計得 = 0.215

#### D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b / Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 9 \text{ m}^3$$

計畫調節池容量為  $5 \times 2 \times 1.5 = 15 \text{ m}^3$

又  $15 \text{ m}^3 > (9 \times 1.2) = 10.8 \text{ m}^3$  (OK)



附圖 4-6 調節池 F 之逕流歷線圖

#### E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H - h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 0.061 \text{ CMS}$

$$Q = 0.061 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2 / 4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)]^{0.5}$$

$$D = 155 \text{ mm } \phi \text{ (設計值 } D = 100 \text{ mm)}$$

由以上計算可得調節池尺寸長  $\times$  寬  $\times$  高為  $5 \times 2 \times 1.5 = 15$ ), 出流口尺寸為  $100 \text{ mm } \phi$   
R.C.P

#### (2) 沈砂池尺寸計算

### A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長×寬 (m)×(m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
F	0.25	20	5	5×2	0.6	0.6

由以上計算得沉砂池長×寬×高為  $5 \times 2 \times 0.6$

### B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.072$$

$$\text{安全係數 } K = 1.5$$

$$\text{沈降速度 } V = 0.037$$

$$\text{沈砂長度 } L = K \times H \times V / v = 4.36 < 5 \text{ ok}$$

### C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為：

$$1.5 + 0.6 = 2.1 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長×寬×高為

$$5 \times 2 \times 2.1$$

## (七) 集水區 G

### 1. 排水路徑水力計算

排水系統之規劃與之排水構造物設計，務必要使排水流暢，構造物安全且可容納最大設計暴雨量為原則。本區之排水構造物設計乃藉由逕流量估算資料，利用曼寧公式求出各排水管路的建議尺寸。設計中採用 U 型溝，而在坡降較陡及方向改變或交界處，增設陰井或消能設施。逕流之估算、排水管路及排水溝之設計整理如下：

附表 4-13 小集水分區(G)洪峰逕流量表

集水分區 編號	集水面積 (ha)	逕流係數 c	集流時間 (min)	降雨強度 (mm/hr)	洪峰流量 (CMS)
G1	0.42	0.85	2.11	284.58	0.282
G2	1.2	0.85	3.25	247.28	0.701
G3	0.28	0.85	2.99	253.94	0.168
G4	0.5	0.85	3.53	240.74	0.284
G5	0.9	0.85	2.33	275.43	0.585
G6	0.6	0.85	1.86	296.80	0.420
G7	0.2	0.85	0.94	370.08	1.75

附表 4-14 排水網路尺寸明細表

排水工編 號	洪峰流量 CMS	建議(m) 尺寸(m)		設計流量 CMS	安全 係數	坡降 %	設計流速 m/s
		溝寬	溝高				
Ga-b	0.282	0.6	0.9	1.005	3.562	1.5	2.79
Gc-b	0.701	0.6	0.9	1.070	1.527	1.7	2.97
Gd-e	0.168	0.6	0.9	1.060	6.311	1.7	2.94
Ge-b	0.452	0.6	0.9	1.005	2.223	1.5	2.79
Gf-h	1.738	0.9	1.2	2.420	1.392	1.0	2.99
Gf-g	0.420	0.6	0.9	1.060	2.520	1.7	2.94
Gg-h	0.595	0.6	0.9	1.060	1.780	1.7	2.94

## 2. 沉砂調節池 G 水理計算

本基地開發後之排水系統，順應整地後之地形並配合原出水口地勢，經調節及沉砂後，排入原有排水系統。容量計算如次：

### (1) 滯洪調節池之容量

A. 集水面積 A = 4.1 公頃

B. 區內開發前尖峰流量：

逕流係數採 0.6

集流時間  $T_b = 10$

$$I5 = 8606 / (10 + 49.14) = 145.5$$

$$Q_b = C \cdot I \cdot A / 360 = 0.6 \times 145.5 \times 4.1 / 360 = 0.994$$

C. 區內開發後尖峰流量：

逕流係數採 0.85

集流時間採用分段估算法，坡面漫流以流速 0.6m/sec 計算。渠道逕流時間以用 Kraven 公式、RZIHA 公式及美國加州公路局公式三者之最短值來推估：經累計)得  $T_a = 3.87$

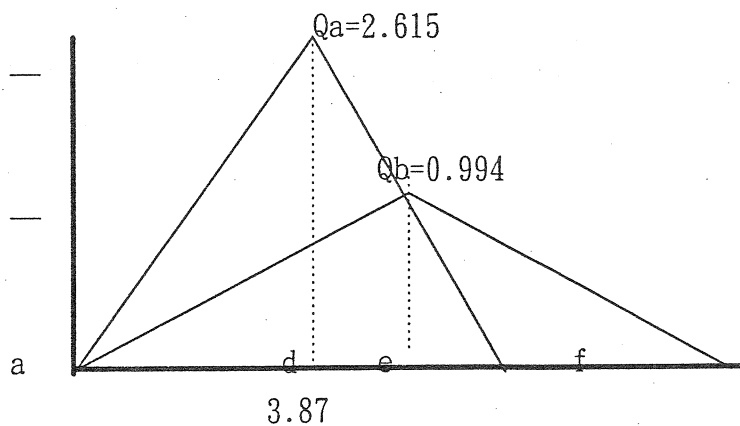
$Q_a$ : 各路徑累計得 = 2.615

D. 蓄水量計算

$$V_s = (1 - (Q_b / Q_a)) \times 60 Q_a T_a = 377 \text{ m}^3$$

計畫調節池容量為  $12 \times 10 \times 4 = 480 \text{ m}^3$

又  $480 \text{ m}^3 > (377 \times 1.2) = 452 \text{ m}^3$  (O.K)



附圖 4-7 調節池 G 之逕流歷線圖

E. 放流管尺寸計算

$$Q = C \cdot A \cdot (g(H - h/2))^{0.5}$$

最大容許出流量  $Q = 0.994 \text{ CMS}$

$$Q = 0.994 \text{ CMS} = 0.6 \times (\pi D^2 / 4) [2 \times 9.8 \times (5 - D/2)] \sim 0.5$$

$$D = 496 \text{ mm } \phi \text{ (設計值 } D = 400 \text{ mm)}$$

由以上計算可得調節池尺寸長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  
 $12 \times 10 \times 4 = 480$ ), 出流口尺寸為  $400 \text{ mm } \phi$   
R.C.P

## (2) 沈砂池尺寸計算

### A. 沈砂池尺寸計算

沉砂池編號	集水面積 (ha)	一次暴雨預估沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂量 ( $m^3$ )	沉砂池尺寸長 $\times$ 寬 (m) $\times$ (m)	沉砂深度 (m)	設計沉砂深度 (m)
G	4.1	20	82	$12 \times 10$	0.82	0.9

由以上計算得沉砂池長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  $21 \times 14.5 \times 0.9$

### B. 沈砂池長度驗算

$$\text{水流速度 } V = Q / (W \times H) = 0.065$$

$$\text{安全係數 } K = 1.5$$

$$\text{沈降速度 } V = 0.037$$

$$\text{沈砂長度 } L = K \times H \times V / v = 10.6 < 12 \text{ ok}$$

### C. 沈砂調節池尺寸

由 A, B 之計算可得沈砂調節池之高度為:

$$4 + 0.9 = 4.9 \text{ (m)}$$

所以沉砂兼滯洪調節池尺寸長 $\times$ 寬 $\times$ 高為  
 $12 \times 10 \times 4.9$



## 二、土石方計算報告書

本案挖填土方量採方格法計算，方格之邊長為 20m，面積為 400m<sup>2</sup>。座標請參考附圖二挖填方圖。

經計算後，本案挖填土方量如下：

挖方：124900 m<sup>3</sup>

填方：125100 m<sup>3</sup>

## 三、防災措施計畫

### (一) 施工中臨時排水設施

當開發區整地工程施工時，原有地貌將因土方挖填關係而有所變化，天然排水路徑亦隨之有所改變，且地表植生狀況遭致破壞，集流時間縮短，地表逕流量增加。而於永久性之排水設備未興建之前，若不及時設置臨時排水設施，以使地表水有一暫時可循之途流動，則極易四處流竄，造成下游之水患災害。因此，為了不使災害發生，本開發區於施工中設置臨時排水設施。因此臨時性排水設施。考慮以挖掘土溝表面噴漿方式為之。

開發區施工中臨時排水路規劃依排水分區路徑配置，其排水量為安全計，逕流係數以  $C=0.95$  估算，以梯形斷面，側坡 1:1，粗糙率  $n=0.025$  設計建議如下：

附表 4-15 臨時排水網路尺寸明細表

排水工編號	洪峰流量 CMS	建議 尺寸(m)		設計流量 CMS	安全係數	坡降 %
		溝寬	溝高			
Aa-b	0.626	0.6	0.9	5.389	8.61	16.4
Ac-d	0.689	0.9	1.2	1.623	2.35	1.3
Ab-e	2.539	0.9	1.2	3.916	1.54	7.3
Af-g	0.913	0.9	1.2	3.078	3.37	4.5
Ah-g	0.845	0.9	1.2	2.433	2.88	2.8
Ag-e	1.758	0.9	1.2	8.677	4.94	35.7

Ae-i	5.284	1.2	1.5	5.875	1.11	3.5
Aj-i	0.473	0.9	1.2	1.114	2.35	0.6
Ai-k	6.689	1.2	1.5	8.021	1.20	6.6
Al-k	0.625	0.6	0.9	1.537	2.46	9.7
Ba-b	0.403	0.6	0.9	0.664	1.65	1.0
Bc-b	0.148	0.6	0.9	1.588	10.72	5.7
Bb-d	2.053	0.9	1.2	4.406	2.15	5.1
Be-f	0.407	0.6	0.9	1.486	3.65	5.0
Bg-f	1.291	0.9	1.2	3.338	2.59	2.9
Bf-d	1.698	0.9	1.2	3.023	1.78	2.4
Ca-b	0.887	0.6	0.9	2.789	1.25	12.7
Da-b	0.391	0.6	0.9	1.879	4.81	8
Dc-b	0.634	0.6	0.9	1.203	1.90	6.0
Db-d	1.025	0.9	1.2	1.958	1.91	1.8
De-f	0.474	0.6	0.9	0.763	1.61	2.4
Dd-f	1.790	0.9	1.2	2.338	1.31	2.6
Dg-h	0.776	0.6	0.9	0.945	1.22	3.7
Df-h	3.030	0.9	1.2	3.630	1.20	6.3
Di-j	0.406	0.6	0.9	1.148	2.83	5.4
Dh-j	4.892	1.2	1.5	7.174	1.47	5.3
Dk-l	0.519	0.9	1.2	1.735	3.35	1.4
Dm-l	1.154	0.9	1.2	3.557	3.08	6.0

附表 4-15 臨時排水網路尺寸明細表(續一)

排水工編號	洪峰流量 CMS	建議尺寸(m)		設計流量 CMS	安全係數	坡降 %
		溝寬	溝高			
Dl-n	2.554	1.2	1.5	5.631	2.21	3.2
Do-p	0.364	0.6	0.9	0.954	2.62	3.8
Dq-p	0.300	0.6	0.9	0.864	2.88	3.1
Dp-r	0.928	0.6	0.9	1.557	1.68	10.0
Ds-r	0.176	0.6	0.9	1.020	5.79	4.3
Dr-n	1.335	0.9	1.2	4.107	3.08	8.0
Dt-u	0.151	0.6	0.9	1.272	8.41	6.7
Dv-u	0.594	0.6	0.9	1.199	2.02	5.9
Du-w	0.928	0.6	0.9	1.422	1.53	8.3
Dx-w	0.558	0.6	0.9	1.272	2.28	6.7

Dw-y	1.785	0.9	1.2	4.396	2.46	9.2
Dn-y	4.638	1.2	1.5	7.584	1.64	5.9
Dy-z	7.711	1.5	1.8	12.95	1.68	5.2
Ea-b	1.816	0.9	1.2	5.802	3.19	8.8
Eb-c	1.977	0.9	1.2	5.623	2.84	15
Ed-c	0.350	0.6	0.9	1.665	4.76	11.4
Ee-c	0.424	0.6	0.9	0.985	2.32	4.0
Fa-b	0.215	0.6	0.9	1.383	6.43	4.3
Ga-b	0.315	0.6	0.9	1.628	5.16	6.0
Gc-b	0.783	0.6	0.9	1.486	1.90	5.0
Gd-e	0.188	0.6	0.9	1.918	10.22	8.3
Ge-b	0.505	0.6	0.9	0.940	1.86	2.0
Gf-h	1.942	0.9	1.2	7.503	3.86	14.7
Gf-g	0.470	0.6	0.9	1.820	3.87	7.5
Gg-h	0.665	0.6	0.9	3.322	4.99	25

## (二) 施工中臨時沈砂池

施工中因地表覆蓋遭致破壞，土壤沖蝕量加大，故計畫於臨時排水路交匯及其出口處設置臨時沈砂池，沈淤因開發施工中由雨水挾帶流下之砂石。臨時沈砂池之體積，以其上游開發地面毋論挖方填方以每年每公頃 500 立方公尺土量沖蝕量計算，以確保安全。本開發區臨時沈砂池配合整地地形，共設置 15 處。

附表 4-16 臨時沉砂池建議尺寸表

編號	集水面積	沉砂量	建議設置尺寸
A-1	1.77ha	885 $m^3$	12 × 10 × 7.5 = 900
A-2	3.49ha	1745 $m^3$	20 × 15 × 6 = 1800
A-3	2.24ha	1120 $m^3$	15 × 10 × 7.5 = 1125
B-1	3.12ha	1560 $m^3$	18 × 15 × 6 = 1620
B-2	3.99ha	1995 $m^3$	20 × 16 × 6.5 = 2080
C-1	1.26ha	630 $m^3$	12 × 10 × 5.5 = 660
D-1	3.2ha	1600 $m^3$	18 × 15 × 6 = 1620
D-2	2.67ha	1335 $m^3$	18 × 15 × 5.5 = 1485

D-3	2.25ha	1125 $m^3$	15 × 10 × 7.5 =1125
D-4	5.59ha	2795 $m^3$	25 × 20 × 6 =3000
D-5	3.64ha	1820 $m^3$	20 × 16 × 6.5 =2080
D-6	2.4ha	1200 $m^3$	18 × 15 × 5 =1350
E-1	3.9ha	1950 $m^3$	20 × 16 × 6.5 =2080
F-1	0.25ha	125 $m^3$	8 × 6 × 3 =144
G-1	4.1ha	2050 $m^3$	20 × 16 × 6.5 =2080

(施工中臨時沈砂池至少每年清除兩次)

### (三) 施工中較陡坡表面覆蓋塑膠布

為減少開發區施工中，較陡面遭致雨水逕流沖刷產生較嚴重之土壤沖蝕，於施工中可以塑膠布覆蓋以減少土壤沖蝕量。待施工完成後，再以植生或其它適當護坡方式處理穩定坡面，塑膠布則可以依分區開發斷續移用其它地區使用。

### (四) 疏散及支援路徑

以上已就施工中臨時排水、沈砂及減少陡坡面土壤沖蝕，規劃完善之施工中防災系統計畫，於施工時只要確實做好其設施，並經常檢視排水路有無淤塞及沈砂池是否即將淤滿之情況，排水路有淤塞不暢時立即予以疏濬及沈砂池淤積速度快時，則隨時予以清除，如此則應無災害發生之可能，惟為因應萬一發生人力不可抗拒之事故，諸如超過設計頻率之豪雨、大地震等，而能有及時有效之疏散及救災支援，以減低施工人員及下游人民生命財產之損失至最低程度，故仍擬定疏散及支援路徑，疏散方向主要由基地向南北側聯外道路疏散，支援路徑則由聯外道路朝基地受災地區前進。