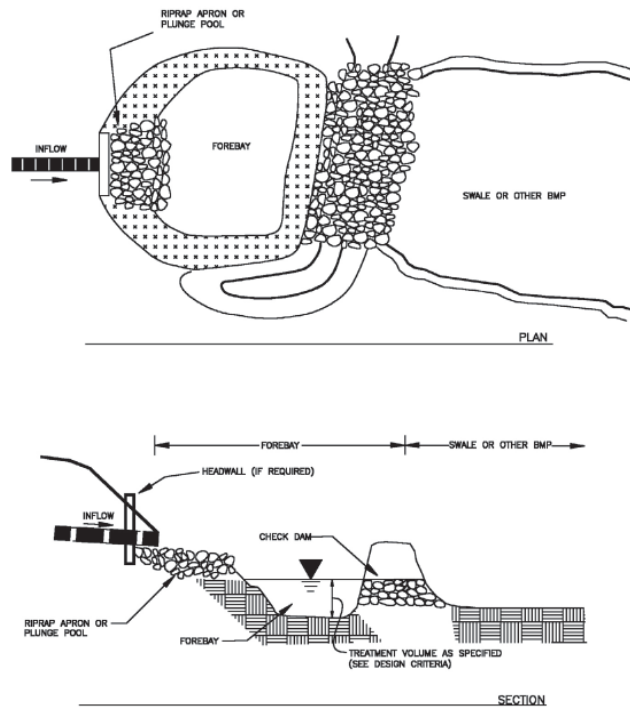


Capítulo 12 Pré-tratamento

“No Brasil 65% das internações hospitalares são provenientes de doenças de veiculação hídrica”.
Tucci, 2002, Inundações urbanas na América do Sul.



SUMÁRIO

Ordem	Assunto
	Capítulo 12 - Pré-tratamento
12.1	Introdução
12.2	Pré-tratamento <i>in-line</i> ou <i>off-line</i>
12.3	Remoção de partículas de grandes dimensões
12.4	Pré-tratamento em filtros de areia
12.5	Elementos para projeto de pré-tratamento
12.6	Depósito anual de sedimentos
12.7	Vazão que chega até o pré-tratamento
12.8	Vazão que chega até o pré-tratamento usando o TR-55 do SCS
12.9	Método usando o tempo de 5min para calcular Q_0
12.10	Cálculo de Q_0 usando o método Santa Bárbara
12.11	Vazão relativa ao volume WQ_v que chega até o pré-tratamento usando o método racional para áreas até 2ha
12.12	Fração de sedimento removido
12.13	Poços de pré-tratamento
12.14	Pré-tratamento com sistema hidrodinâmico
12.15	Boca de lobo com caixa de deposição de sedimentos
12.16	Caixa separadora de óleos e graxas
12.17	Bibliografia e livros consultados

21 páginas

Capítulo 12 - Pré-tratamento

12.1 Introdução

O pré-tratamento destina-se a remover os materiais grosseiros e sedimentáveis e que vem antes da BMP (*Best Management Practice*) que pode ser uma lagoa, um reservatório de detenção estendido etc.

Nas Figuras (12.1) a (12.4) temos exemplo de pré-tratamento.

O pré-tratamento compreende:

1. Remoção dos sólidos flutuantes
2. Remoção dos sólidos grosseiros através de grades, peneiras, etc
3. Remoção de sólidos sedimentáveis para partículas com diâmetro $\geq 125\mu\text{m}$

Dica: adotaremos que o pré-tratamento irá depositar partículas $\geq 0,125\text{mm}$ ($125\mu\text{m}$).

A importância do pré-tratamento em bacias de detenção alagadas, alagadiços (*wetlands*), filtros de areia, trincheiras de infiltração e outras BMPs para a melhoria da qualidade das águas pluviais é **fundamental**.

Temos cinco tipos básicos de pré-tratamento:

1. Construção de pequenos **reservatórios escavados** no solo, que é o mais comum.
2. Utilização de **poços de visita como pré-tratamento** destinado para pequenas áreas
3. Utilização de **equipamentos hidrodinâmicos** pré-fabricados e também destinado a pequenas áreas.
4. Uso de **faixa de filtro gramado** que é usado em pequenas áreas.
5. Uso de **boca de lobo com rebaixo** que é muito pouco usado.

Para trincheiras de infiltração é comum para o pré-tratamento usarmos **faixa de filtro gramada** com largura mínima de 6,5m.



Figura 12.1-Pré-tratamento. Uma parte dos 0,1WQv da água pluvial fica armazenada e outra passa por cima do vertedor em gabião.

Fonte: Condado de Chester, USA

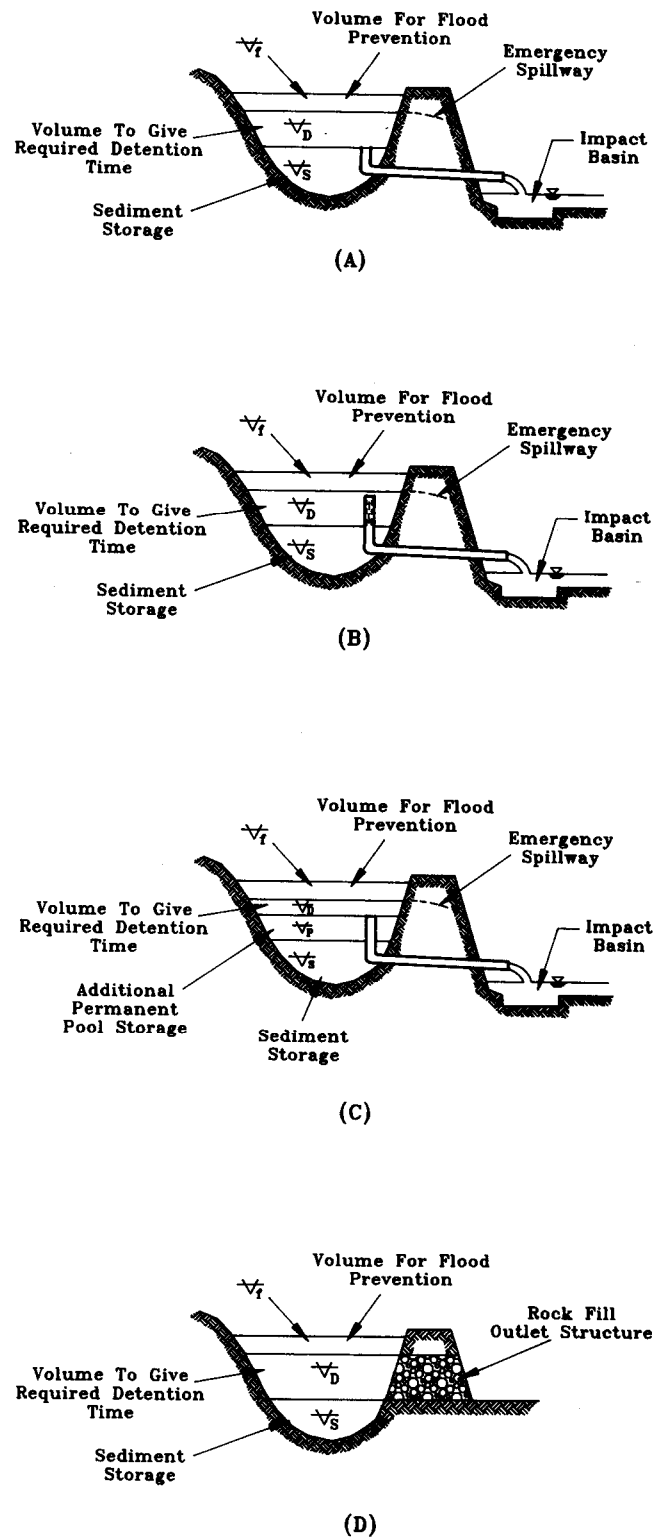


Figura 12.2- Pré-tratamento. Observar as quatro maneiras básicas que temos de saída, desde parede porosa de pedras até em D até as saídas em A,B,C.

Fonte: Haan et al, 1994

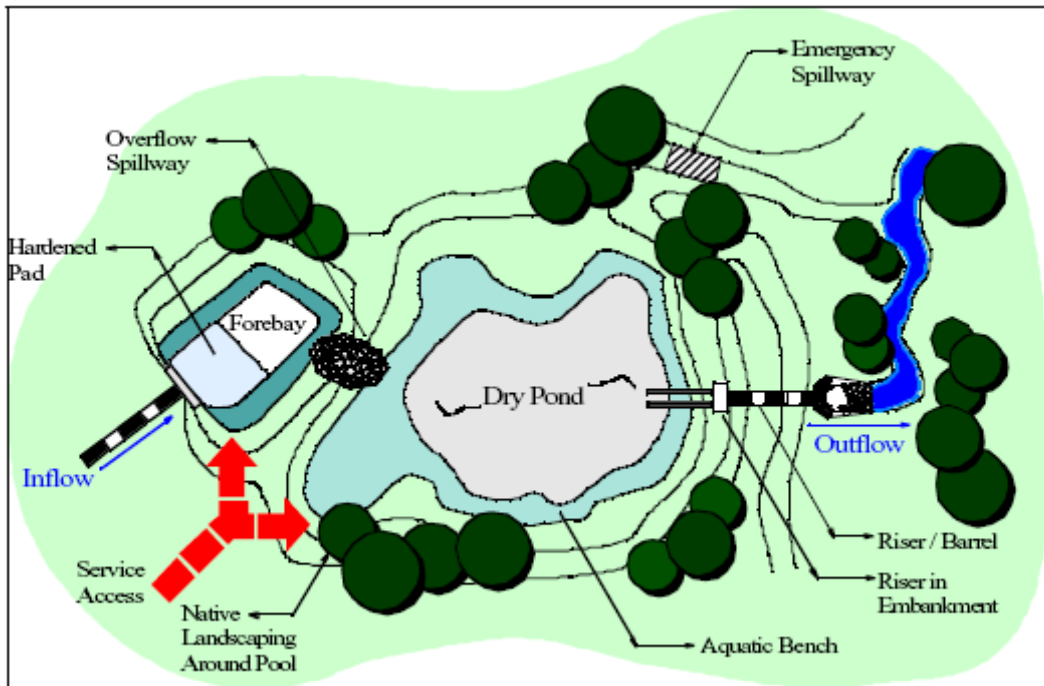


Figura 12.3- Pré-tratamento (forebay)
Fonte: <http://tti.tamu.edu/documents/1837-1.pdf>

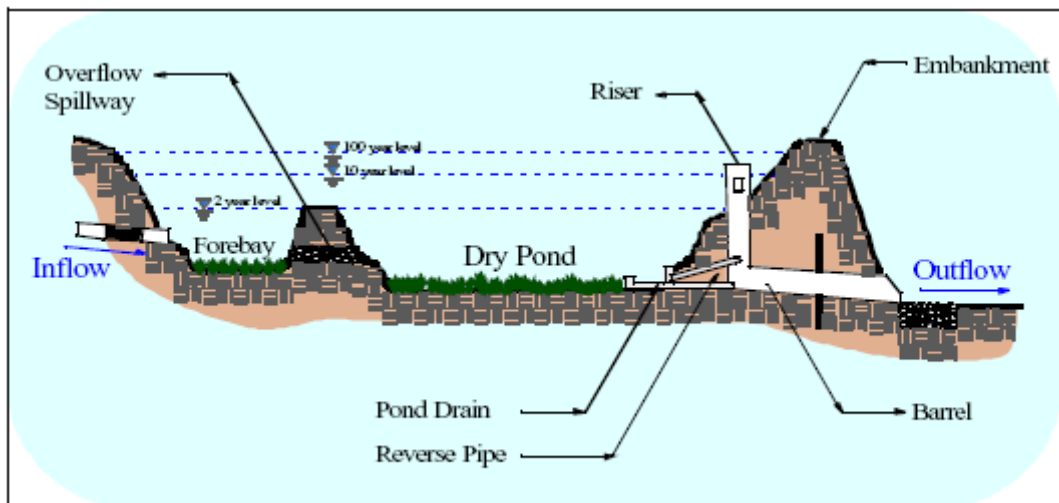


Figura 12.4- Pré-tratamento (forebay)
Fonte: <http://tti.tamu.edu/documents/1837-1.pdf>

12.2 Pré-tratamento *in-line* ou *off-line*

O pré-tratamento pode ser feito *in line* ou *off line*. Existem situações em que toda a bacia é dirigida ao pré-tratamento e isto acontece geralmente em bacias pequenas, mas em outras situações o pré-tratamento é *off-line*.

25.3 Remoção de partículas de grandes dimensões

Antes de entrar numa BMP é necessário que as partículas de grandes dimensões sejam retidas. Então fazemos uma caixa de sedimentação separada que pode ter fundo em concreto para facilitar a remoção dos sedimentos. Vamos seguir as idéias de Urbonas, 1993 que nos parece a mais adequada.

Conforme Urbonas, 1993 a teoria de *Hazen* para as cargas de superfície tem a hipótese de que uma partícula pode ser permanentemente removida da coluna de água, atingindo o fundo da caixa de sedimentação antes que a água deixe o reservatório.

A teoria de Hazen pressupõe que o escoamento do fluido na bacia é uniforme e laminar; condições difíceis de serem encontradas na prática.

Conforme Urbonas, 1993 temos:

$$A_s = W \times L$$

Sendo:

A_s = área transversal da caixa de sedimentação (m^2)

W = largura (m)

L = comprimento da caixa de sedimentação (m)

O volume da caixa de sedimentação V será:

$$V = A_s \times D$$

Sendo:

V = volume da caixa de sedimentação (m^3)

A_s = área da seção transversal (m^2)

D = profundidade da caixa de sedimentação (m)

O tempo de escoamento T será:

$$T = \text{Volume da caixa} / Q = A_s \times D / Q$$

Sendo:

T = tempo de decantação (s)

A_s = área da seção transversal (m^2)

D = altura da caixa de sedimentação (m)

Q_0 = vazão de entrada (m^3/s)

A velocidade de sedimentação v_s é:

$$v_s = D / T = (D \times Q) / (A_s \times D) = Q / A_s$$

Para a sedimentação é necessário usar uma área mínima A_s para que seja feita a deposição.

$$\boxed{A_s = Q_0 / v_s} \quad \text{(Equação 12.1)}$$

Sendo:

A_s = área da superfície do pré-tratamento (m^2)

Q_0 = vazão de entrada no pré-tratamento (m^3/s)

v_s = velocidade de sedimentação para partícula média de $125\mu m$ (m/s) = 0,0139m/s.

$$A_s = Q_0 / 0,0139$$

O volume deverá atender no mínimo tempo de permanência de 5min.

$$V = Q_0 \times (5\text{min} \times 60\text{s}) \quad (m^3)$$

Sendo:

V = volume da caixa de pré-tratamento (m^3)

DICA: adotamos para o pré-tratamento velocidade de deposição de 0,0139m/s para partículas maiores que $125\mu m$ (0,125mm).

Na Tabela (12.1) apresentamos variação de velocidade de sedimentação de partícula desde o diâmetro de 10µm até o máximo admitido pela Lei de Stokes que é de 200µm. Adotamos em nosso trabalho a deposição de **partículas maiores que 125 µm**, mas poderá ser admitido diâmetro de partícula diferente.

Tabela 12.1- Velocidade de sedimentação em função do diâmetro da partícula usando a Lei de Stokes

Diâmetro da partícula		Peso específico da partícula de sólido	Viscosidade dinâmica da água	Velocidade de sedimentação	
(µm)	(mm)	(N/m ³)	(N x /m ²)	(m/s)	(mm/s)
200	0,200	25949,7	0,00101	0,0355	36
150	0,150	25949,7	0,00101	0,0200	20
140	0,140	25949,7	0,00101	0,0174	17
130	0,130	25949,7	0,00101	0,0150	15
125	0,125	25949,7	0,00101	0,0139	13,9
100	0,100	25949,7	0,00101	0,0089	9
90	0,090	25949,7	0,00101	0,0072	7
80	0,080	25949,7	0,00101	0,0057	6
70	0,070	25949,7	0,00101	0,0044	4
60	0,060	25949,7	0,00101	0,0032	3
50	0,050	25949,7	0,00101	0,0022	2
40	0,040	25949,7	0,00101	0,0014	1
30	0,030	25949,7	0,00101	0,0008	0,80
20	0,020	25949,7	0,00101	0,00036	0,36
10	0,010	25949,7	0,00101	0,000089	0,089

Na Austrália é usado no pré-tratamento diâmetro de partícula: 125µm=0,125mm.

12.4 Pré-tratamento em filtros de areia

Os filtros de areia costumam receber algumas particularidades no cálculo da bacia de sedimentos, ou seja, no pré-tratamento.

Autores como Claytor e Schueler recomendam que a superfície da área seja usada a Equação de Camp-Hazen na seguinte forma:

$$As = - (Q_0 / v_s) \times \ln (1-E/100) \quad \text{(Equação 12.2)}$$

Sendo:

Q₀= vazão na saída da bacia e calculada e igual a:

$$Q_0 = WQ_v / t_d$$

Sendo:

t_d= tempo de detenção em segundos.

O valor recomendado por Claytor é que o tempo de detenção t_d=24h=86400s.

v_s= velocidade de sedimentação da partícula (m/s).

Usualmente usa-se dois tipos de diâmetros dependendo da área impermeabilizada AI.

Assim para:

AI ≤ 75% 20µm v_s= 0,000355 m/s

AI > 75% 40 µm v_s= 0,001422m/s

E= eficiência da deposição desejada (%)

Normalmente adotamos E= 90% ou 80%.

Ln= logaritmo neperiano

- $\ln(1-E/100) = -\ln(1-90/100) = -\ln(0,1) = 2,3$

A Equação (12.2) para E= 90% ficará:

$$A_s = 2,3 Q_o / v_s$$

Mas $Q_o = WQ_v / 86400$

$$A_s = 2,3 WQ_v / (86400 \times v_s)$$

Para **AI ≤ 75%** usamos partícula de 20µm que tem velocidade $v_s = 0,000355 \text{ m/s}$.

Substituindo teremos:

$$A_s = 2,3 WQ_v / (86400 \times v_s) = 2,3 WQ_v / (86400 \times 0,000355) = 0,075 WQ_v$$

$$A_s = \mathbf{0,075 WQ_v}$$

Para **AI > 75%** usamos partícula de 40µm que tem velocidade $v_s = 0,001422 \text{ m/s}$.

Substituindo teremos:

$$A_s = 2,3 WQ_v / (86400 \times v_s) = 2,3 WQ_v / (86400 \times 0,001422) = 0,019 WQ_v$$

$$A_s = \mathbf{0,019 \times WQ_v}$$

Observemos que usando este método obteremos valores da área de superfície dos pré-tratamento As muito inferiores ao usado no método de Urbonas.

12.5 Elementos para o projeto de pré-tratamento

- O volume do pré-tratamento pode ou não estar incluso no WQ_v .
- **Dica: o volume mínimo do pré-tratamento é 0,1 WQ_v .**
- **Dica: a profundidade do pré-tratamento deve estar entre 1,0m a 3,5m e no mínimo de 1,0m e máximo aconselhável de 1,60m.**
- **Dica: a velocidade máxima no pré-tratamento deve ser $\leq 0,25 \text{ m/s}$ a fim de não causar erosão.**

Dica: o tempo de permanência deve estar em torno de 5min.

A drenagem para esvaziamento do pré-tratamento deve ser **separada** do reservatório WQ_v .

Os sedimentos deverão ser retirados quando atingirem **50% do volume** do pré-tratamento.

Uma berma de concreto, terra ou gabião deverá ser construída entre o pré-tratamento e o reservatório de qualidade WQ_v e deverá estar de 0,15m a **0,30m abaixo** do nível máximo do reservatório permanente WQ_v .

O fundo do pré-tratamento deve ser de **concreto** para facilitar a remoção com uso de máquinas.

O pré-tratamento deve ter **acesso independente** do reservatório WQ_v para entrada de caminhões.

Caso seja *off-line* recomenda-se deixar no mínimo 0,30m para reserva de sedimentos (Eugene, 2002).

12.6 Depósito anual de sedimentos

É importante para a manutenção de um reservatório de detenção estimar a quantidade de sedimentos anual em $m^3/\text{ano} \times \text{ha}$.

Dica: a manutenção do reservatório de detenção: 10% do custo da obra.

Dica: adotar para o Brasil a taxa de $10m^3/\text{ano} \times \text{ha}$ para remoção de sedimentos para estimativa.

Exemplo 12.1

Depósito anual de sedimentos no pré-tratamento = $50\text{ha} \times 10m^3/\text{ha}/\text{ano} = 500m^3/\text{ano}$
Portanto, anualmente teremos que remover aproximadamente **$500m^3$** de sedimentos.

12.7 Vazão que chega até o pré-tratamento

Vamos apresentar quatro métodos para estimar a vazão que chega até o pré-tratamento quando o mesmo está *off-line*.

Os métodos são:

- Método SCS TR-55 conforme equação de Pitt
- Método aproximado do volume dos 5min
- Método Santa Bárbara para $P=25\text{mm}$
- Método Racional até 2ha.

12.8 Vazão que chega até o pré-tratamento usando o Método TR-55 do SCS

O objetivo é o cálculo do número da curva CN dada a precipitação P e a chuva excedente Q.

De modo geral a obtenção de CN se deve a obras *off-line*. Obtemos o valor de CN e continuamos a fazer outros cálculos.

Os valores de P, Q, S estão milímetros.

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)} \quad \text{válida quando } P > 0,2 S \quad \text{(Equação 12.3)}$$

$$\text{sendo } S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 12.4)}$$

Dada as a Equação (12.3) e Equação (12.4). São dados os valores de Q e de P. Temos então duas equações onde precisamos eliminar o valor S, obtendo somente o que nos interessa, isto é, o valor do número da curva CN.

Pitt, 1994 in Estado da Geórgia, 2001 achou a seguinte equação utilizando NRCS TR-55,1986 adaptado para P e Q em milímetros.

$$CN = 1000 / [10 + 0,197.P + 0,394.Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 .Q.P)^{0,5}] \quad \text{Equação (12.5)}$$

Exemplo 12.2

Seja um reservatório de qualidade da água com $t_c=11\text{min}$, área impermeável de 70% e *first flush* $P=25\text{mm}$ e Área =2ha. Calcular a vazão separadora para melhoria de qualidade das águas pluviais WQv.

Coeficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times \text{AI} = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação de Pitt

$$CN = 1000 / [10 + 0,197.P + 0,394.Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 .Q.P)^{0,5}]$$
$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 17 - 10 (0,0016 \times 17^2 + 0,0019 \times 17 \times 25)^{0,5}]$$
$$CN = 96,6$$

Vamos calcular a vazão usando o método SCS – TR-55

$$S = 25400 / CN - 254 = 25400 / 96,6 - 254 = 9 \text{ mm}$$

Usa-se a simplificação de $Q = P \times R_v$, que produz o volume do reservatório para qualidade da água em mm.

$$Q = P \times R_v = 25 \text{ mm} \times 0,68 = 17 \text{ mm} = 1,7 \text{ cm (notar que colocamos em cm)}$$

$$I_a = 0,2 S = 0,2 \times 9 \text{ mm} = 1,8 \text{ mm}$$

$$I_a / P = 1,8 \text{ mm} / 25 \text{ mm} = 0,072 \text{ e portanto adotamos } I_a / P = 0,10$$

Escolhendo Chuva Tipo II para o Estado de São Paulo.

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,6151$$

$$C_2 = -0,164$$

$t_c = 11 \text{ min} = 0,18 \text{ h}$ (tempo de concentração)

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \log t_c + C_2 (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 2,55323 - 0,6151 \log(0,18) - 0,164 [\log(0,18)]^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 0,55$$

$$Q_u = 3,58 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{cm} / \text{km}^2 \text{ (pico de descarga unitário)}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q$$

$$A = 2 \text{ ha} = 0,02 \text{ km}^2$$

$$Q = 1,7 \text{ cm}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q \times F_p = 3,58 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{cm} / \text{km}^2 \times 0,02 \text{ km}^2 \times 1,7 \text{ cm} = 0,12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Portanto, o pico da descarga para o reservatório de qualidade de água, construído *off-line* é de $0,12 \text{ m}^3 / \text{s}$.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$$

$$WQV = (P / 1000) \times R_v \times A = (25 / 1000) \times 0,68 \times 2 \text{ ha} \times 10.000 \text{ m}^2 = 340 \text{ m}^3$$

$$A_s = Q_0 / 0,0139 = 0,12 / 0,0139 = 8,6 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 0,12 \times 5 \text{ min} \times 60 \text{ s} = 39 \text{ m}^3$$

$$\text{Mas } V_2 = 0,1 \times WQV = 0,1 \times 340 \text{ m}^3 = 34 \text{ m}^3$$

Adoto o maior volume entre 34 m^3 e 39 m^3 , isto é, $V = 39 \text{ m}^3$

$$D = \text{Profundidade} = \text{Volume} / \text{área } A_s = 39 \text{ m}^3 / 8,6 \text{ m}^2 = 4,53 \text{ m} \text{ Muito alto}$$

Adotamos então $D = 1,60 \text{ m}$

$$D = V / A_s = 39 / 24,4 = 1,60 \text{ m}$$

$$A_s = 39 / 1,6 = 24,4 \text{ m}^2. \text{ Adotamos } 25 \text{ m}^2$$

Adoto profundidade mínima $D = 1,6 \text{ m}$ conforme recomenda Urbonas, 1993.

$W =$ largura (m)

$L =$ Comprimento (m)

$$L / W = 3 \quad W = L / 3$$

$$W \times L = 25 \text{ m}^2$$

$$L / 3 \times L = L^2 = 25 \times 3 = 75$$

$$L = 8,70 \text{ m}$$

$$\text{Mas } W = L / 3 = 8,7 / 3 = 2,90 \text{ m}$$

Dimensões:

$$W = \text{Largura} = 3,00 \text{ m}$$

$$L = \text{Comprimento} = 9,00 \text{ m}$$

$$D = \text{Profundidade} = 1,60 \text{ m}$$

Verificações:

Velocidade ao longo da caixa de pré-tratamento= V = espaço / tempo

Portanto tempo= espaço / velocidade

$$Q = S \times V$$

$$V = Q/S = 0,12 / (1,60 \times 3,00) = 0,025 \text{m/s} < \mathbf{0,25 \text{m/s OK}}$$

Tempo = $9,00\text{m} / 0,025 = 360\text{s} = 6,0\text{min} > 5\text{min OK}$.

Exemplo 12.3

Num estudo para achar o volume do reservatório para qualidade da água WQ_v é necessário calcular a vazão Q_w referente a aquele WQ_v . Seja uma área de 20ha, sendo 10ha de área impermeável. Considere que o *first flush* seja $P=25\text{mm}$.

$$\text{Porcentagem impermeabilizada} = (10\text{ha} / 20\text{ha}) \times 100 = 50\%$$

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times \text{AI} = 0,05 + 0,009 \times 50 = 0,50 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,50 = 13\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação (12.5) de *Pitt*.

$$\text{CN} = 1000 / [10 + 0,197 \cdot P + 0,394 \cdot Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 \cdot Q \cdot P)^{0,5}]$$

$$\text{CN} = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 13 - 10 (0,0016 \times 13^2 + 0,0019 \times 13 \times 25)^{0,5}]$$

$$\text{CN} = 93,8$$

Portanto, o valor é $\text{CN}=93,8$.

Valores de CN em função da precipitação P usando a Equação de *Pitt*

Na Tabela (12.7) estão os valores do número da curva CN em função da precipitação P e da área impermeável.

Exemplo 12.4

Achar o número da curva CN para $P=25\text{mm}$ e área impermeável de 70%.

Entrando na Tabela (12.7) com P e AI achamos $\text{CN}=96,6$.

Tabela 12.7 – Valores de CN em função da precipitação P usando a Equação de Pitt

P mm	Área impermeável em porcentagem							
	10	20	30	40	50	60	70	80
13	90,6	92,9	94,4	95,7	96,7	97,5	98,2	98,8
14	90,0	92,3	94,0	95,4	96,4	97,3	98,1	98,7
15	89,3	91,8	93,6	95,0	96,2	97,1	97,9	98,6
16	88,7	91,3	93,2	94,7	95,9	96,9	97,8	98,5
17	88,1	90,9	92,9	94,4	95,7	96,7	97,6	98,4
18	87,5	90,4	92,5	94,1	95,4	96,6	97,5	98,4
19	86,8	89,9	92,1	93,8	95,2	96,4	97,4	98,3
20	86,2	89,4	91,7	93,5	95,0	96,2	97,2	98,2
21	85,7	88,9	91,3	93,2	94,7	96,0	97,1	98,1
22	85,1	88,5	90,9	92,9	94,5	95,8	97,0	98,0
23	84,5	88,0	90,6	92,6	94,2	95,6	96,8	97,9
24	83,9	87,6	90,2	92,3	94,0	95,5	96,7	97,8
25	83,4	87,1	89,8	92,0	93,8	95,3	96,6	97,7
26	82,8	86,7	89,5	91,7	93,5	95,1	96,4	97,6
27	82,3	86,2	89,1	91,4	93,3	94,9	96,3	97,6
28	81,8	85,8	88,8	91,1	93,1	94,7	96,2	97,5
29	81,2	85,3	88,4	90,8	92,8	94,6	96,1	97,4
30	80,7	84,9	88,0	90,5	92,6	94,4	95,9	97,3

Vamos explicar junto com um exemplo abaixo.

Exemplo 12.5

Seja bacia com $t_c=11$ min, área impermeável de 70% e *first flush* $P=25$ mm e área =50ha.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68 \text{ (adimensional)}$$

$$Q = P \cdot R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm}$$

Vamos calcular o número da curva CN usando a Equação de Pitt.

$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \cdot P + 0,3925 \cdot Q - 10 (0,0016Q^2 + 0,0019 \cdot Q \cdot P)^{0,5}]$$
$$CN = 1000 / [10 + 0,197 \times 25 + 0,394 \times 17 - 10 (0,0016 \times 17^2 + 0,0019 \times 17 \times 25)^{0,5}]$$
$$CN = 96,6$$

Vamos calcular a vazão usando SCS – TR-55

$$S = 25400 / CN - 254 = 25400 / 96,6 - 254 = 9\text{mm}$$

Usa-se a simplificação de $Q=P \times R_v$, que produz o volume do reservatório para qualidade da água em mm.

$$Q = P \times R_v = 25\text{mm} \times 0,68 = 17\text{mm} = 1,7\text{cm} \text{ (notar que colocamos em cm)}$$

$$I_a = 0,2 S = 0,2 \times 9\text{mm} = 1,8\text{mm}$$

$$I_a/P = 1,8\text{mm}/25\text{mm} = 0,072 \text{ e portanto adotamos } I_a/P = 0,10$$

Escolhendo Chuva Tipo II para a Região Metropolitana de São Paulo.

$$C_0 = 2,55323$$

$$C_1 = -0,6151$$

$$C_2 = -0,164$$

$t_c = 11$ min = 0,18h (tempo de concentração)

$$\log(Q_u) = C_0 + C_1 \log t_c + C_2 (\log t_c)^2 - 2,366$$

$$\log Q_u = 2,55323 - 0,61512 \log(0,18) - 0,16403 [\log(0,18)]^2 - 2,366$$

$$\log(Q_u) = 0,5281$$

$$Q_u = 3,27\text{m}^3/\text{s}/\text{cm} / \text{km}^2 \text{ (pico de descarga unitário)}$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q$$

$$A = 50\text{ha} = 0,5\text{km}^2$$

$$F_p = 1,00$$

$$Q_p = Q_u \times A \times Q \times F_p = 3,27\text{m}^3/\text{s}/\text{cm}/\text{km}^2 \times 0,5\text{km}^2 \times 1,7\text{cm} \times 1,00 = 2,87\text{m}^3/\text{s}$$

Portanto, o pico da descarga para o reservatório de qualidade de água, construído *off-line* é de $2,87\text{m}^3/\text{s}$.

12.9 Método usando o tempo de permanência 5min para calcular Q_0

Vamos mostrar com um exemplo.

Exemplo 12.6

Seja um reservatório de qualidade da água e *first flush* $P=25$ mm, $AI=70$ e $A=50$ ha.

Coefficiente volumétrico R_v

$$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68 \text{ (adimensional)}$$

$$WQV = (P/1000) \times R_v \times A = (25/1000) \times 0,68 \times 50\text{ha} \times 10000\text{m}^2 = 8500\text{m}^3$$

$$Q_0 = 0,1 WQV / (5\text{min} \times 60\text{s}) = (0,1 \times 8500\text{m}^3) / (5 \times 60) = 850\text{m}^3 / 300\text{s} = 2,83\text{m}^3/\text{s}$$

12.10 Cálculo de Q_o usando o método Santa Bárbara

Vamos mostrar com um exemplo.

Exemplo 12.7

Seja uma bacia com *first flush* $P=25\text{mm}$, $AI=70$ e área =50ha $t_c=11$

Coefficiente volumétrico R_v

$CN_p=55$

$CN_i=98$

$CN_w = CN_p (1-f) + 98 \times f$

$f=0,70$

$CN_w = 55 (1-0,70) + 98 \times 0,70=85,1$

Usando o método Santa Bárbara para $P=25\text{mm}$, obtemos:

$$Q_o=3,09\text{m}^3/\text{s}$$

12.11 Vazão relativa ao volume WQ_v que chega até o pré-tratamento usando o Método Racional para áreas $\leq 2\text{ha}$.

Esta é uma estimativa que usa o método Racional e vale somente para áreas menores ou iguais a 2ha e para *first flush* $P=25\text{mm}$.

Em uma determinada bacia o pré-tratamento pode ser construído *in line* ou *off line*, sendo que geralmente é construído *off line*.

$$Q_o=CIA/360$$

Sendo:

Q_o = vazão de pico que chega até o pré-tratamento (m^3/s)

C = coeficiente de *runoff*.

$R_v=C=0,05+0,009 \times AI$

AI = área impermeável (%)

I = intensidade da chuva (mm/h)

A = área da bacia (ha)

$$I= 45,13 \times C + 0,98 \quad P=25\text{mm (First flush)} \quad A \leq 2\text{ha}$$

Exemplo 12.8

Calcular o tamanho do reservatório destinado ao pré-tratamento de área com 2ha e $AI=70\%$, sendo adotado o *first flush* $P=25\text{mm}$.

Coefficiente volumétrico R_v

$R_v = 0,05 + 0,009 \times AI = 0,05 + 0,009 \times 70 = 0,68$

$WQ_v = (P/1000 / R_v \times A = (25/1000) \times 0,68 \times 2\text{ha} \times 10.000\text{m}^2 = 340\text{m}^3$

Vazão de entrada

Uma BMP pode ser construída *in-line* ou *off-line*. Quando for construída *off-line* precisamos calcular a vazão que vai para a BMP.

Usando o método racional.

$$Q_o=CIA/360$$

Sendo:

Q_o = vazão de pico que chega até o pré-tratamento (m^3/s)

C = coeficiente de *runoff*.

$C=R_v=0,05+0,009 \times AI= 0,05 + 0,009 \times 70= 0,68$

AI = área impermeável (%)

I = intensidade da chuva (mm/h) = $45,13 \times C + 0,98 = 45,13 \times 0,68 + 0,98 = 32\text{mm}/\text{h}$ (Para $P=25\text{mm}$)

A= área da bacia =2ha

Q=CIA/360

Q=0,68 x 32mm/h x 2ha /360= 0,12m³/s

Portanto, a vazão de entrada é 0,12m³/s.

As= Qo/ 0,0139 para partícula com diâmetro de 125µm.

As= 0,12/0,0139=8,6 m²

V₁= 5min x 60s x 0,12m³/s= 36m³

Mas V₂= 0,1 x WQV= 0,1 x 340m³= 34m³

Adoto o maior volume, isto é, V= 36m³

D=Profundidade= Volume / área As= 36m³/8,6 m²= 4,2m>3,50m

Adoto profundidade mínima D=1,0m conforme recomenda Urbonas, 1993.

As x 1,00= 36

As= 36m²

W= largura (m)

L=Comprimento(m)

L/W= 3 W= L/3

W x L = 36m²

L/3 x L = L²=36 x 3 =108

L=10,4m

Mas W= L/3 = 10,4/3=3,5m

Dimensões:

W=Largura= 3,5m

L=Comprimento= 10,4m

D=Profundidade = 1,00m

Verificações:

Velocidade ao longo da caixa de pré-tratamento=V= espaço / tempo

Portanto tempo= espaço / velocidade

Q= S x V

V= Q/S= 0,12 / (3,5 x 1,00)=0,034m/s <0,25m/s OK

Tempo = 10,4m / 0,034 = 306s = 5,1min >5min OK.

12.12 Remoção de partículas das águas pluviais

Considerando uma área urbana as precipitações que caem nas casas, ruas, avenidas e estradas, parques, etc transportam sólidos, variando desde argila até agregados maiores. A variação do diâmetro das partículas dependem do local, do vento, das precipitações e de outras variáveis.

Infelizmente não temos pesquisas feitas no Brasil e mostraremos somente as pesquisas americanas que são as seis curvas mostradas na Figura (12.5).

Conforme Rinker, 2004 a primeira curva da distribuição das partículas de monitoramento do *Stormceptor* refere-se a uma firma americana que faz produtos para a decantação de sólidos usadas muito em estradas de rodagens.

A segunda da EPA, 1986 devido ao trabalho coordenado por E. Driscoll.

A terceira curva de partículas é a do NURP, 1986 que fez inúmeras pesquisas.

A quarta curva de partículas é do MRSC, 2000- *Municipal Research & Services* de Washington que fez pesquisa somente em um local.

A quinta curva é a de projeto do *Stormceptor* que é uma firma americana de equipamentos que é baseada no MOE (*Ministry of Environment Stormwater Practices Manual* de 1994) de Ontário e que por sua vez é baseada na Usepa, 1983.

A sexta curva é *J. Sansolone* que foi feita uma pesquisa somente em determinado local, não tendo portanto, muita importância.

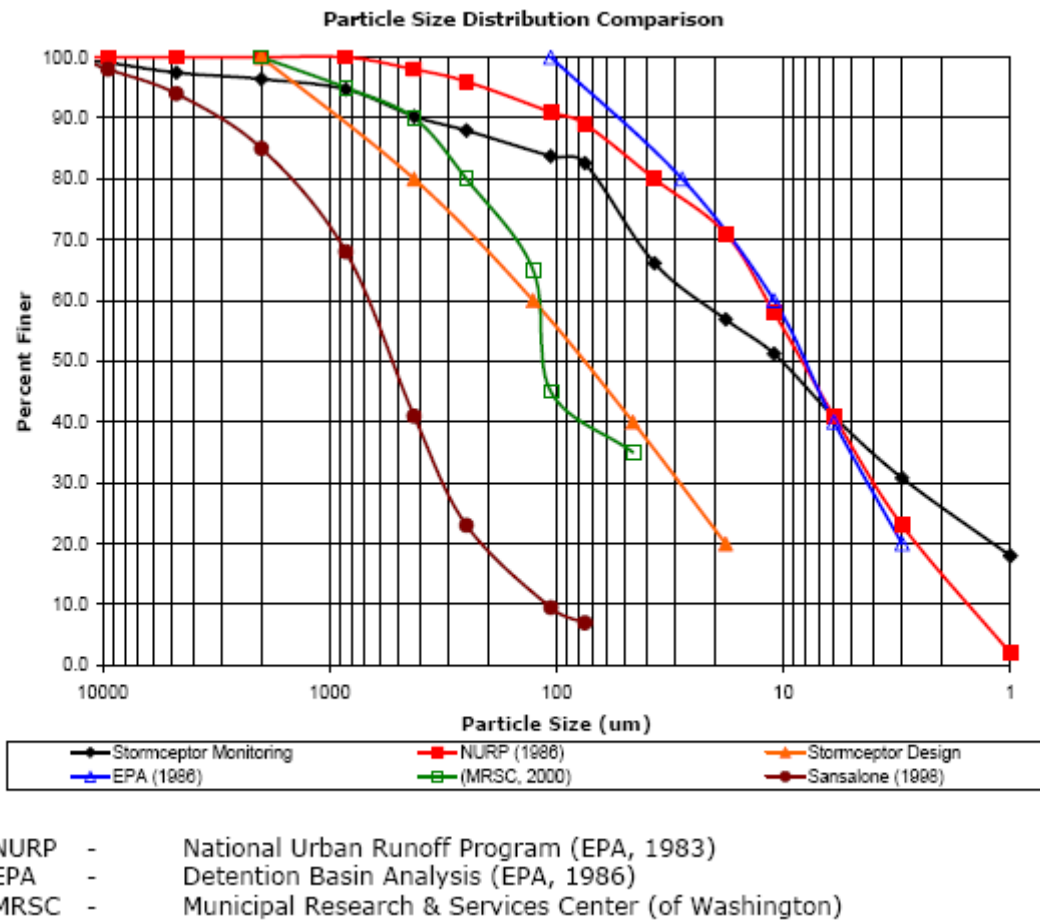


Figura 12.5- Comparação da distribuição do tamanho de partículas de águas pluviais nos Estados Unidos conforme Rinker, 2004.

A conclusão a que chegou Rinker, 2004 é que para a melhoria da qualidade das águas pluviais, temos que capturar partículas $<100\mu\text{m}$, onde se depositará de 50% a 100% das partículas. Rinker, 2004 salienta ainda que Walker, 1997 associou a deposição de metais e outros poluentes em águas pluviais quando houver deposição de partículas menores que $100\mu\text{m}$.

Portanto, Rinker, 2004 concluiu que se deve adotar o critério para deposição de partículas menores que $100\mu\text{m}$ para a melhoria da qualidade das águas pluviais.

Salientamos que adotamos para pré-tratamento a deposição de partículas maiores que $125\mu\text{m}$

12.13 Poço de pré-tratamento

Mostramos anteriormente o pré-tratamento que pode ser em pequenos reservatórios para detenção de sedimentos e usando faixa de filtro gramada. Vamos mostrar agora outros tipos de pré-tratamento como os poços de visita conforme Figura (12.7).

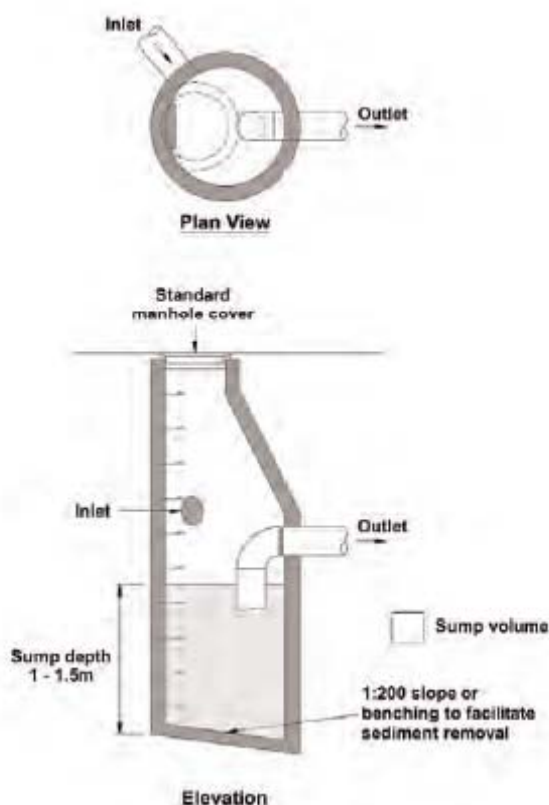


Figura 12.7- Poço de visita que é usado como pré-tratamento off line
Fonte: CIRIA, 2007

12.14 Pré-tratamento com sistemas hidrodinâmicos

Embora ainda não existam fabricantes no Brasil, mas começa a ser importado sistemas hidrodinâmicos para o pré-tratamento usando força centrífuga de maneira a remover os sólidos suspensos. Quanto maior a dimensão do sólido suspenso, maior será a eficiência do tratamento.

No Brasil temos representante da firma *Aquashield* que é a firma Acqua Systems do engenheiro Alfredo Luiz Kerzner (www.acquasystems.com.br).

Estes equipamentos recebem o nome de separadores vortex conforme Figura (12.8).

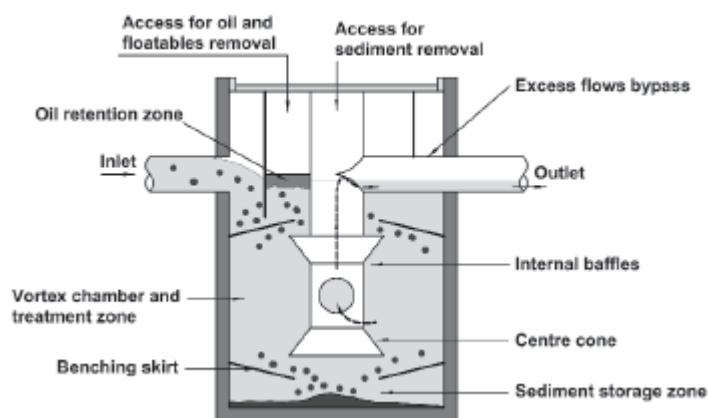


Figura 12.8- Esquema típico de separador hidrodinâmico
Fonte: CIRIA, 2007

Os sistemas de separadores hidrodinâmicos possuem dispositivos que aumentam a sua eficiência que são os filtros especiais pré-fabricados conforme Figura (12.9).

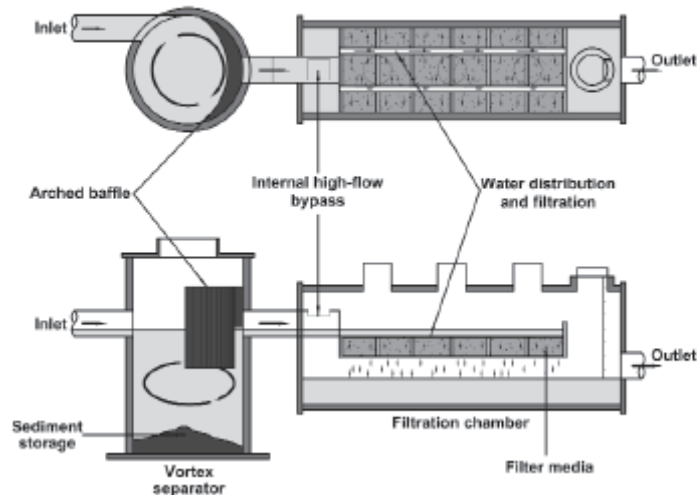


Figura 12.9- Esquema do sistema hidrodinâmico com a câmara de filtro pré-fabricada.
Fonte: CIRIA, 2007.



Figura 12.10-Montagem de um sistema Aquafilter fornecido pela firma Aquashield
<http://www.aquashieldinc.com/stormwater/aqua-filter.html>

A eficiência de remoção de TSS do *Aquashield* é mais de 90% para partículas de areia entre 50 μ m a 125 μ m.



Figura 12.11-Sistema de pré-tratamento Aqua-Swirl que é um separador hidrodinâmico fornecido pela firma Aquashield



Figura 12.12-Sistema de filtração pré-fabricado da Aqua-Filter fornecido pela firma *Aquashield*



Figura 12.13-Sistema de pré-tratamento e filtração da Aqua-filter Polietileno de alta densidade fornecido pela firma *Aquashield*

23.15 Boca de lobo com caixa para deposição de sedimentos

Uma outra maneira de se fazer o pré-tratamento é rebaixar a caixa da boca de lobo para receber sedimentos conforme Figura (12.14) e pelo que me parece era a idéia antiga de quando foi criada a boca de lobo. O rebaixo com o tempo deixou de ser feito pelo acúmulo de esgotos que produziam mau cheiro.

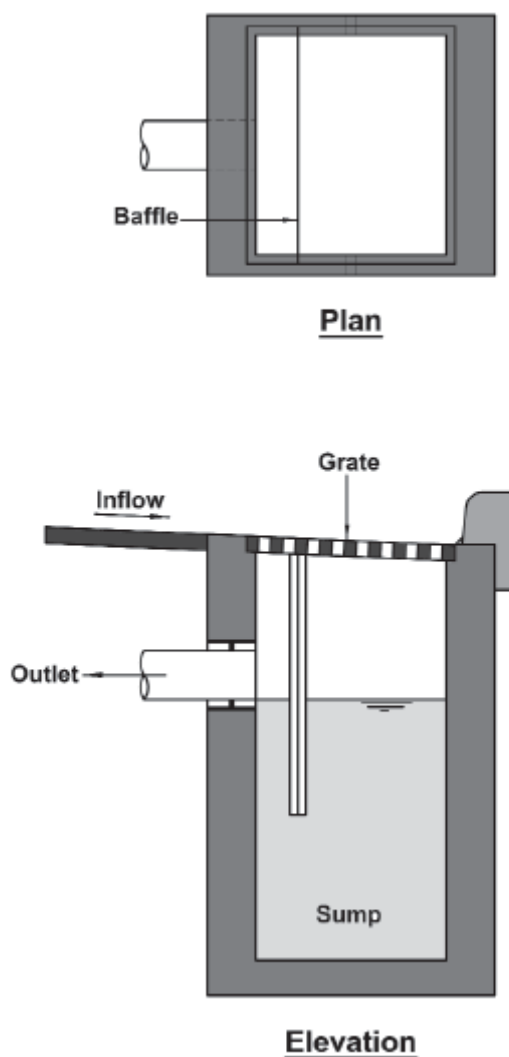


Figura 12.14- Esquema típico de boca de lobo com caixa de sedimentação
Fonte: CIRIA, 2007.

12.16 Caixa separadora de óleos e graxas

A caixa separadora de óleos e graxas separa e deposita primeiramente os materiais sólidos que podemos considerar um pré-tratamento. Na Figura (12.15) temos uma caixa separadora de óleos e graxas pré-fabricada.

As caixas separadoras de óleos e graxas podem ser feitas no local com concreto, ou adquiridas executadas em aço, plástico reforçado ou mesmo em concreto.



Figura 12.15- Caixa separadora de óleos e graxas pré-fabricada
Fonte: CIRIA, 2007

12.17 Bibliografia e livros consultados

-AUSTRALIA, 2007. *Stormwater management manual for western Austrália: structural controls*, julho de 2007.

-CIRIA. *The SUDS manual*. London, 2007, CIRIA C697, ISBN 978-0-86017-697-8, 606páginas.

-RINKER, 2004. *Particle size distribution (PSD) in stormwater runoff*.

http://www.rinkermaterials.com/ProdsServices/downloads/InfoBriefs_Series/IS%20601%20Particle%20Size%20Distribution%20_PSD_%20in%20Stormwater%20Run.pdf