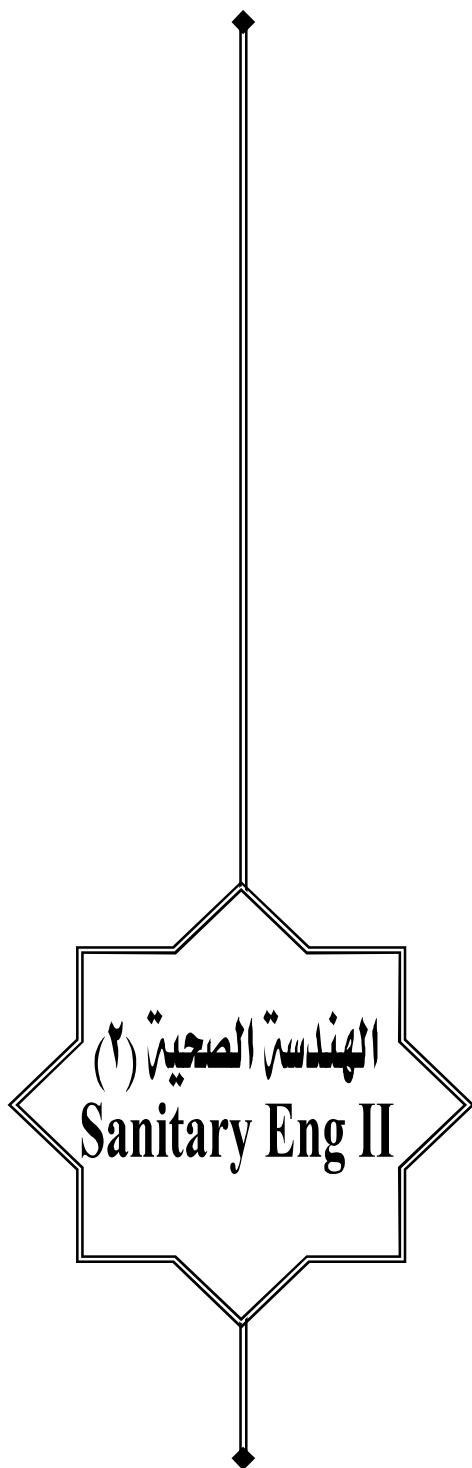




الهندسة الصحية (٢)
Sanitary Eng II

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الجيل الجديد ناشرون

الطبعة الأولى

٢٠١٣م / ١٤٣٥هـ

حقوق الطبع محفوظة

الناشر

مكتبة الجيل الجديد

اليمن - صنعاء

هاتف: 01-213164

فاكس: 01-213163

E-mail:

aag@aag.ye.com

Web site:

www.aag-ye.com

قسم التوزيع والجملة:

(01-255286) تحويله (104)

فرع الجامعة الجديدة :ت/ 01-227540

فرع الحي السياسي :ت/ 01-473940

فرع شارع تعز : ت/ 01-608469

فرع عدن :ت/ 02-257290

فرع تعز :ت/ 04-263724

فرع الحديدة :ت/ 03-218146

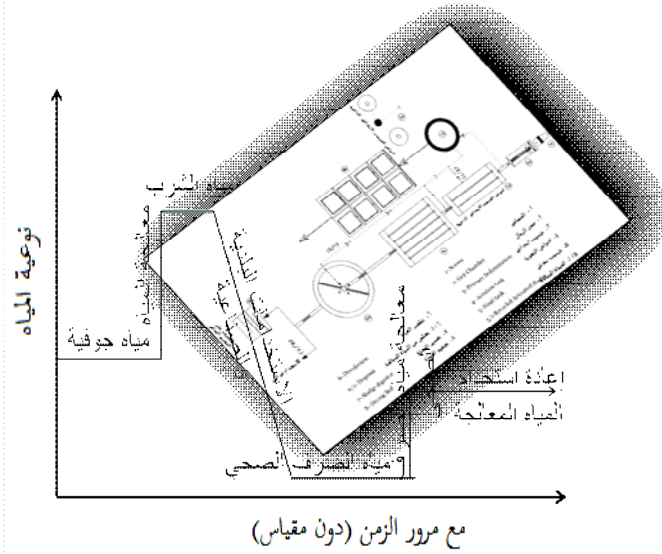
فرع حضرموت :ت/ 05-384052

فرع إب :ت/ 04-406842

حقوق الطبع محفوظة (C) 2013م لا يسمح بإعادة نشر هذا الكتاب أو أي جزء منه بأي شكل من الأشكال أو حفظه ونسخه في أي نظام ميكانيكي أو إلكتروني يمكن من استرجاع الكتاب أو أي جزء منه . ولا يُسمح باقتباس أي جزء من الكتاب أو ترجمته إلى أي لغة أخرى دون الحصول على إذن خطي مسبق من

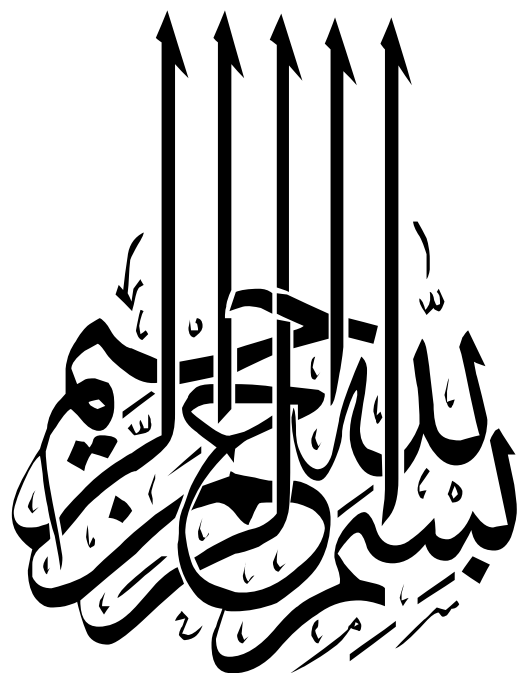


جامعة صنعاء
كلية الهندسة
قسم الهندسة المدنية
شعبة المياه والبيئة



د. فضل علي النزيلى
د. منصور حيدر
د. محمد إبراهيم الحمدي
م. مساعد محمد عقلا

إميل الجديري ناسرون
صنعاء



توزيع المقرر على المحاضرات:

محااضرة	الموضوع
1	مقدمة - تعريف بأهداف الكورس والمطلوب معرفته.
2	الباب الأول: مصادر وخواص مياه الصرف الصحي: مصادر مياه الصرف الصحي - كمية مياه الصرف الصحي - أهمية التخلص من مياه الصرف الصحي - طرق التصريف الصحي قديماً وحديثاً - خواص مياه الصرف الصحي - فيزيائية - كيميائية - ميكروبيولوجية - طرق قياس المواد العضوية (الأكسجين الحيوي الممتص (BOD) - الأكسجين الكيميائي المستهلك (COD)).
3	الباب الثاني: الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات الصرف الصحي وشبكات مياه الأمطار: الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات الصرف الصحي: تحديد كمية مياه الصرف الصحي السكنية - فترة التصميم - تحديد كمية مياه الصرف الصحي الصناعية - تحديد كمية مياه الرشح - كمية مياه الأمطار - دراسة اتجاه هبوب الرياح - الدراسة المساحية. الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات تصريف الأمطار
الامتحان الأول:	
4	الباب الثالث: أنواع شبكات الصرف وأشكالها: أنواع الشبكات: (نظام الشبكات المنفصلة - نظام الشبكات الممتزجة) أشكال الشبكات: (النمط العمودي - النمط العمودي مع قاطع - نمط المنطقة - نمط المروحة - النمط الحلقي أو الشعاعي)
5	الباب الرابع: تخطيط الشبكات: تخطيط الشبكات - تخطيط شبكة الصرف الصحي - خطوات تخطيط شبكة الأمطار. الباب الخامس: أسس وقوانين تصميم الأنابيب عند الجريان الجزئي: قوانين الجريان بالجاذبية: Chezy Equation; Strickler Formula; Hazen Williams Equation; Manning Equation.
6, 7, 8	الباب السادس: تصميم شبكة الصرف الصحي:

	خطوات تصميم شبكات الصرف الصحي - المنشآت الملحقة بشبكات الصرف الصحي - أنابيب شبكات الصرف - تصميم شبكات الصرف الصحي باستخدام برنامج Excel - مشروع تصميم شبكة صرف صحي.
9، 10	الباب السابع: تصميم شبكات تصريف مياه الأمطار: خطوات تصميم شبكات تصريف مياه الأمطار - حساب كمية مياه الأمطار
11، 12	الباب الثامن: ملحقات الشبكات: غرف التفطيش - مصائد الأمطار - مصائد الأمطار مع حجز الرواسب - أحواض حجز الزيوت والدهون - السيفون المقلوب - أجهزة قياس التصريف - محطات الرفع. الباب التاسع: تنفيذ وتشغيل وصيانة شبكات الصرف الصحي: تنفيذ خط مواسير الصرف الصحي - تشغيل وصيانة الشبكات الباب العاشر: مدخل عن معالجة مياه الصرف الصحي: محطات معالجة مياه الصرف الصحي - بيولوجية مياه الصرف الصحي الباب الحادي عشر: المرحلة الأولية من معالجة مياه الصرف الصحي الباب الثاني عشر: المرحلة الابتدائية من معالجة مياه الصرف الصحي الباب الثالث عشر: المرحلة الثانوية (البيولوجية) من معالجة مياه الصرف الصحي: (المرشحات البيولوجية، الأقراص البيولوجية، أحواض إيهوف، الحمأة المنشطة، قنوات الأكسدة، بحيرات الأكسدة، أحواض التحليل)
الامتحان الثاني:	
13 - زيارة إلى محطة المعالجة	
14	الباب الرابع عشر: معالجة الحمأة: أحواض تخمير الحمأة - تجفيف الحمأة
15	الباب الخامس عشر: التوصيلات الصحية للأبنية: توزيع الأدوات الصحية في الحمامات والمطابخ - التصريف بطريقة الماسورتين - التصريف بطريقة الماسورة الواحدة، التصريف بطريقة الماسورة الواحدة مع أنبوب تهوية - تصميم المواسير الأفقية الممتدة خارج المبنى والعمود القائم والمدادات داخل الحمامات.
الامتحان النهائي:	

أهداف المقرر:

يهدف المقرر إلى إعطاء الطالب المعلومات الكافية حول:

- مصادر وكمية وأهمية التخلص وطرق التصريف قديما وحديثا وخواص وطرق قياس المادة العضوية وتصنيف مياه الصرف الصحي في اليمن ومقارنتها مع الدول الأخرى.
- شبكات الصرف الصحي والأمطار: إعطاء معلومات شاملة وكافية عن تصميم وتنفيذ وتشغيل وصيانة شبكات الصرف الصحي والأمطار.
- معالجة وتصريف مياه الصرف الصحي: إعطاء معلومات أساسية عن كيفية وطرق معالجة وتصريف مياه الصرف الصحي مع التطرق إلى بعض أسس ومعايير التصميم السريعة.
- التوصيلات الصحية للمباني: إعطاء فكرة عامة حول التوصيلات داخل المباني وكيفية تصريفها إلى الشبكة العامة أو إلى التصريف الموقعي، واستخدام نظام فصل المياه السوداء عن المياه الرمادية.





الباب الأول

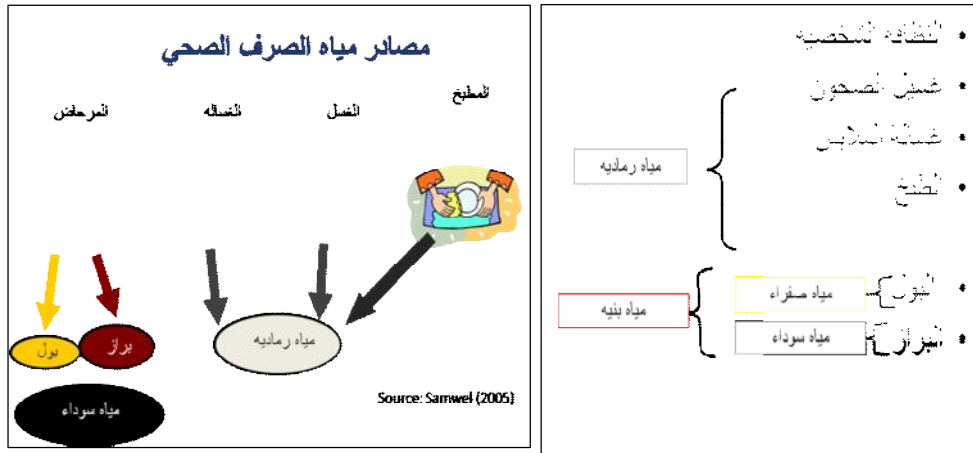
مصادر وخواص مياه الصرف الصحي

1.1. مصادر مياه الصرف الصحي:

تستعمل المياه النقية للأغراض المنزلية والمحلات العامة والمؤسسات التجارية وفي المصانع، ونتيجةً لهذه الاستعمالات المتعددة يكتسب الماء الشوائب (Impurities) والأحياء المجهرية (Microorganisms) وفي هذه الحالة تسمى المياه الملوثة بمياه الصرف الصحي (wastewater) ويطلق على المياه الخارجة من المنازل والمحلات العامة والمؤسسات بمياه الصرف الصحي السكنية Domestic wastewater وعلى المياه الخارجة من المصانع بمياه الصرف الصحي الصناعية Industrial wastewater.

تتلخص مصادر مياه الصرف الصحي الواصلة إلى الشبكة بما يلي:

- مياه الصرف الصحي السكنية (شكل 1-1).
- مياه الصرف الصحي الصناعية.
- مياه الرش (عن طريق دخول المياه الجوفية إلى المواسير التي تقع تحت مستواها).
- مياه الأمطار (في حالة أن تكون الشبكة مجتمعة Combined system) وسيأتي تفصيل ذلك فيما بعد.



شكل (1-1) مصادر مياه الصرف الصحي السكنية وتقسيماتها

1.2. كمية مياه الصرف الصحي :

يمكن معرفة كمية مياه الصرف الصحي بأحد الطرق التالية : -

- عند نهاية خط الشبكة.
- عند محطة الضخ.
- عند محطة المعالجة.
- عن طريق كمية المياه المستهلكة وتحديد نسبة ما يذهب منها إلى الشبكة حيث إنه في الاستخدام المنزلي يذهب جميعه تقريباً إلى الشبكة بينما عند استخدامه في الري لا يذهب إلا جزء بسيط للشبكة.
- بالاسترشاد بكمية مياه الصرف في المناطق المشابهة من حيث اتساعها ومستوى تطورها.

1.3. أهمية التخلص من مياه الصرف الصحي :

- تعتبر مياه الصرف الصحي مصدراً للإزعاج وخطراً على الصحة العامة، فهي تسبب أمراضاً كثيرة مثل أمراض الكبد والكوليرا وغيرها (جدول 1-1)، كما تعتبر تشويهاً لجمال الطبيعة. لذا يجب اتخاذ الاحتياطات اللازمة لتجميع ونقل ومعالجة وتصريف مياه الصرف الصحي بطريقة آمنة للمحافظة على جمال الطبيعة وصحة المجتمع.

جدول (1-1) الكائنات الممرضة والمرض الذي تسببه

المرض الذي تسببه	اسم الكائن الممرض
<u>أمراض البكتريا</u>	BACTERIA
-الإسهالات	- Escherichia coli
-حمى التيفوئيد	- Salmonella typhi

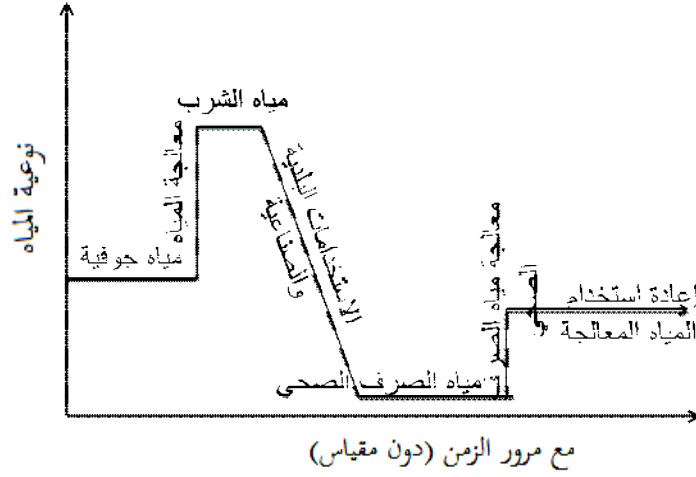
المرض الذي تسببه	اسم الكائن الممرض
- الشايجيلات	- Shigella spp
- كوليرا	- Vibrio chlorae
<u>أمراض الفيروسات</u>	<u>VIRUSES</u>
- شلل الأطفال	- Poliovirus
- إسهالات	- Rotaviruses
<u>أمراض الأوليات</u>	<u>PROTOZOA</u>
- أميبا	- Entamoeba histolytica
- الجارديا	- Giardia intestinalis
<u>أمراض بيوض الديدان</u>	<u>HELMINTHES</u>
- الإسكارس	- Ascaris lumbricoides
- تليف كبدي	- Fasciola hepatica
- بلهارسيا	- Schistosoma spp

المرجع: (Manual of Sanitary Microbiology (Anwar Al-Madhagi, 2007).

- كما يجب ألا تصرف إلى المصادر المائية (Water bodies) مثل الأنهار والترع قبل معالجتها حيث أنها تؤدي إلى تلوث المياه التي تمر بها والتي تعود بالضرر على السكان الذين يعيشون على ضفاف هذه المصادر المائية لأنهم عادةً يستخدمونها للأغراض المنزلية والزراعية والصناعية.
- ويجب ألا تصرف مياه الصرف الصحي إلى البحار دون دراسة كافية لمدى توفر الأكسجين الكافي حيث أنها تؤدي إلى قتل الأحياء المائية و تلوث السواحل مما يقلل الاستفادة منها.

وللتخلص من مياه الصرف الصحي يتم اتباع الخطوات التالية:

- 1- إنشاء شبكة صرف صحي (Sewerage system) لتجميعها ونقلها.
 - 2- إنشاء محطة معالجة (Treatment plant) للتخلص من مكونات هذه المياه من شوائب وميكروبات.
- يوضح الشكل (1-2) تطور نوعية المياه من خلال استخدامها وإعادة استخدامها مع الزمن.



شكل (1-2) العلاقة بين تطور نوعية المياه من خلال استخدامها مع مرور الزمن.

1.4. طرق التصريف الصحي قديماً وحديثاً :

أولاً : التخلص من الفضلات قديماً :

كان يتم عن طريق استخدام الحمamات الجافة (night soil) وتصريفها مباشرة إلى الأراضي الزراعية كسماد، ومن عيوب هذه الطريقة نقل الأمراض إلى المزارعين والمحاصيل الزراعية بالإضافة إلى الروائح داخل المنازل.

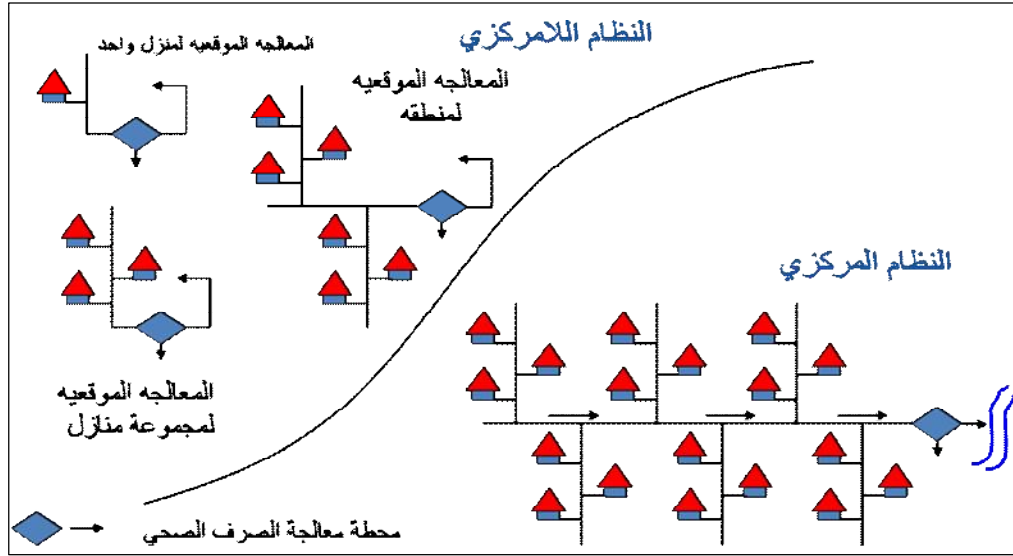
ثانياً : التخلص من الفضلات حديثاً :

ويتم ذلك بإحدى الطرق التالية:

أ- استخدام البيارات: ويتم ذلك بحفر بيارة أمام المنزل المراد تصريف مياه الصرف الصحي منه وذلك بعمق 10 - 20 متر ومقاس الفتحة 2.5x2.5 متر ويتم التصريف عن طريق ترشيح المياه خلال الطبقة المسامية بينما تتجمع المواد الصلبة أسفل البيارة. ومن عيوب هذه الطريقة أنه عند انسداد المسامات وامتلاء البيارة بالمواد الصلبة يتطلب الأمر الضخ من البيارة بشكل دوري أو حفر بيارة أخرى إضافة إلى احتمال تلوث المياه الجوفية.

ب- استخدام أحواض التحليل قبل البيارات : وهي عبارة عن أحواض من الخرسانة المسلحة أو الأحجار الهدف منها ترسيب كمية من المواد العضوية والمواد العالقة قبل وصولها إلى البيارة حتي لا تؤدي إلى انسداد مسامات التربة.

ج- استخدام شبكة الصرف الصحي: نظراً لأن المياه تعتبر عنصر الحياة وازيادة المتطلبات المعاشية والصناعية تزداد المياه المستهلكة ، وتعتبر شبكة الصرف الصحي أفضل الطرق المستخدمة لتصريف مياه الصرف الصحي حيث يتم التخلص منها خارج المدينة وإعادة استخدامها بعد المعالجة الكافية للزراعة أو طرحها في مصدر مائي أو لتغذية المياه الجوفية. ويمكن تقسيمها الى نظامين: المركزي واللامركزي (شكل 1-3).



شكل (1-3) النظام المركزي واللامركزي في شبكات ومحطات الصرف الصحي.

1.5. خواص مياه الصرف الصحي:

1.5.1. الخواص الفيزيائية:

-المواد الصلبة الكلية (Total SolidsTS)

تمثل المواد الصلبة الكلية في مياه الصرف الصحي حوالي 0.1 ٪. بينما تمثل المياه 99.9 ٪ وتنقسم إلى :

مواد صلبة تمر من ورقة الترشيح Filterable Solids.

مواد صلبة لا تمر من ورقة الترشيح Non-filterable Solids.

وسيأتي تفصيل ذلك لاحقاً.

- الموصلية الكهربائية (Electric Conductivity... EC)

وتتناسب طردياً مع كمية الأملاح التي تحتويها مياه الصرف الصحي ويمكن عن طريقها معرفة ما إذا كانت قد تسربت المياه المالحة إلى الشبكة أثناء جريان مياه

الصرف الصحي في الأنابيب في المناطق الساحلية القريبة من البحر.

- درجة الحموضة أو القلوية (pH):

تعتبر مياه الصرف الصحي متعادلة عندما تكون $pH=7$ فإذا كانت أقل من ذلك تصبح حامضية وإذا كانت أكبر من ذلك حتى 14 تكون قلوية.

- درجة الحرارة (Temperature...T):

تعتبر درجة الحرارة من العوامل الهامة التي تؤثر على نشاط البكتريا حيث إنه كلما ارتفعت درجة حرارة المياه كلما نشطت البكتريا وبالتالي استهلاك المواد العضوية منها بشكل أسرع، وعندما تصل درجة الحرارة إلى $40^{\circ}C$ يقل نشاط البكتريا.

وتتراوح درجة حرارة مياه الصرف الصحي في صناعاء $18^{\circ}C - 22^{\circ}C$ أما في المناطق التي تنزل فيها الثلوج ويكون شتاؤها بارداً فتقل درجة الحرارة حيث تتراوح بين $8^{\circ} - 18^{\circ}$ مئوية في هولندا مثلاً.

- اللون Color

لون مياه الصرف الصحي يحدد عمرها، فالمياه المستهلكة حديثاً Fresh wastewater يكون لونها رمادي فاتح فإذا طال عمرها تغير لونها إلى رمادي غامق وحتى تصل إلى اللون الأسود فتسمى مياه صرف صحي متعفنة Septic wastewater وذلك لتكون كبريتيد الحديد FeS في شبكة الصرف الصحي الخارجة من المباني السكنية، أما تلك الخارجة من المصانع فيتبع لونها نوع الصناعة الخارجة منها.

- الرائحة Odor

عادةً ما تكون مياه الصرف الطازجة بدون رائحة نتيجة توفر الأكسجين المذاب فيها أما إذا انعدم الأكسجين فتتصاعد الغازات الناتجة عن تحليل المواد العضوية

اللاهوائي مثل الأمونيا NH_3 وكبريتيد الهيدروجين H_2S فتعطي روائح كريهة.

- المواد الصلبة في مياه الصرف الصحي:

تراوح كمية المواد الصلبة التي تحتويها مياه الصرف الصحي بين 1000-2500

مجم/ لتر وتتناسب عكسياً مع كمية المياه المستهلكة.

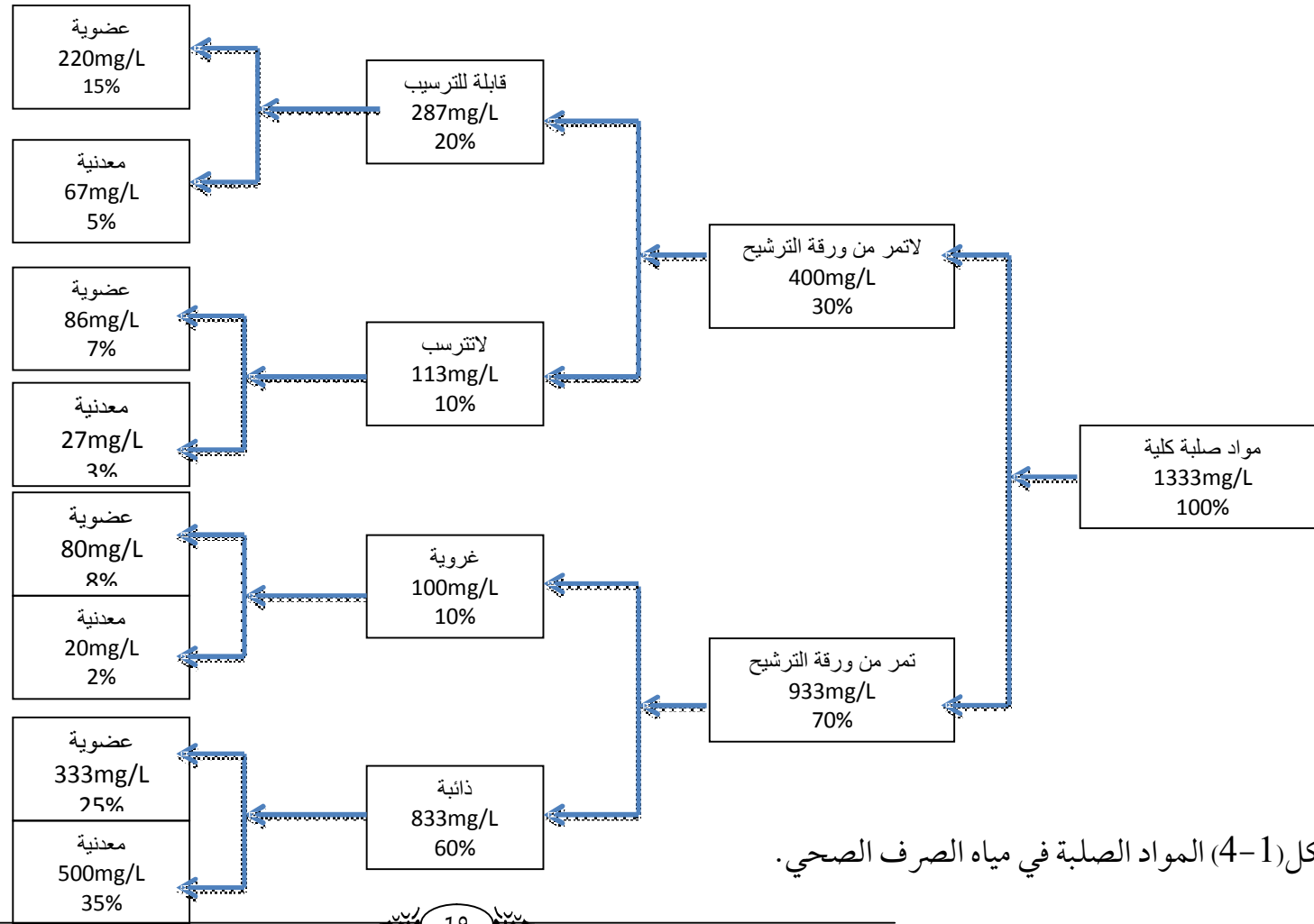
شكل (1-4) يبين كمية المواد الصلبة في مياه صرف صحي. إن الأرقام

المذكورة في الشكل ليست ثابتة بل تتغير تبعاً للنمط المعاشي للسكان لكل ساعة -

يوم - موسم - سنة.

كما أن شكل (1-5) يبين معدل أقطار المواد الصلبة بأنواعها، كما يوضح شكل

(1-6) تصنيف للمواد الصلبة من خلال التحاليل المعملية.

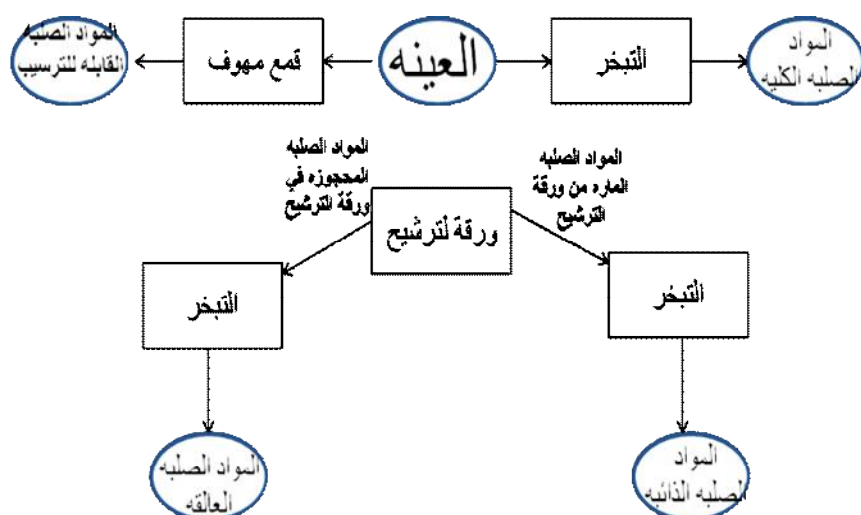


شكل (1-4) المواد الصلبة في مياه الصرف الصحي.

مياه صلبة لا تترسب من ورقة الترشيع		مياه صلبة تترسب من ورقة الترشيع	
تأينة لمترسبات	مياه صلبة تترسب	مياه صلبة لا تترسب	تأينة لمترسبات

1000 1000 1000 1000 1000

شكل (5-1) أقطار المواد الصلبة في مياه الصرف الصحي.



شكل (6-1) تصنيف المواد الصلبة في المختبر لمياه الصرف الصحي:



شكل (7-1) فرن حرق المادة العضوية - فرن التجفيف.

1.5.2. الخواص الكيميائية:

كل مادة تحتوي على كربون تعتبر مادة عضوية، والجدول التالي يبين أهم مصادر المادة العضوية (حيواني أو نباتي) والعناصر الكيميائية المكونة له (جدول 2-1).

جدول (2-1) المواد العضوية في مياه الصرف الصحي ومكوناتها ومصدرها والعناصر الكيميائية المكونة لها.

المادة العضوية	العناصر الكيميائية المكونة له
بروتين	C, H, O, N مثال : الأحماض الأمينية والتي يمكن أن تحتوي على S, Fe , P ويمكن أن تسبب تصاعد غاز CH_4 وذلك في حالة عدم توفر الأكسجين
مواد كربوهيدراتية	$(C_6H_{12}O_6)_n$ مثال : السكر والنشأ والسليلوز
الدهون والزيوت	C, H, O مثال : جليسرون مع أحماض دهنية أو الكحول
اليوريا (من البول)	$CO(NH_2)_2$

وهذه المواد العضوية هي مكونات المواد الغذائية التي يستهلكها الإنسان وتخرج منه على صورة مواد صلبة في مياه الصرف الصحي والتي بدورها تعتبر مصدراً لتكاثر البكتيريا التي تتغذى عليها ، ولذلك يجب التخلص من هذه المواد العضوية حتى لا تكون مصدراً للأمراض التي يمكن أن تصيب الإنسان.

1.5.3. الخواص الميكروبيولوجية:

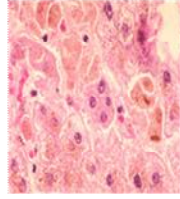
يوضح الشكل (1-8) والجدول (1-3) الأحياء الدقيقة ومقاساتها
الديدان البروتوزوا الفيروسات البكتيريا

Vibrio cholerae

Hepatitis A

Giardia Lamblia

Ascaris lumbricoides



Size: 0.3 – 100 μm (0.02-0.2 μm) 8-100 μm : 6m long

شكل (1-8) الأحياء الدقيقة ومقاساتها

جدول (1-3) الأحياء الدقيقة، مقاساتها، إمكانية قتلها بالكلور، إمكانية

فحصها.

الأحياء الدقيقة	المقاس	إمكانية قتلها بالكلور	إمكانية فحصها
بكتيريا	0.3-100 μm	نعم	بعض الأنواع
فيروسات	0.02-0.2 μm	نعم	لا
بروتوزوا	8-100 μm	لا	لا
ديدان	ترى بالعين المجردة	لا	نعم

1.6. طرق جمع العينات

1.6.1. عينه عشوائية:

- عينه واحده تجمع باليد في حالة جمعها من خزان متجانس النوعية أو في حالة جمع العينة من قناة مياه أمطار لا يمكن الوصول بها إلى تجانس.

1.6.2. عينه مركبه (جدول 1-4)

- جمع عدة عينات عشوائية بحجم يتناسب مع التدفق بحيث يصبح مجموع حجم العينات المجموعة طوال اليوم 1 لتر.
- خلط العينات جميعها وأخذ عينه مخلوطة واحدة وتحليلها.
- يتم الجمع خلال 24 ساعة.

جدول (1-4) مثال على طريقة جمع العينة المركبة بناء على معدل التدفق

الساعي.

الوقت	كمية التدفق (m ³ /h)	حجم العينة الجزئية (ml)
6	742	21.2
8	742	21.2
10	923	26.4
12	2813	80.5
14	3750	107.3
16	8357	239.2
18	7505	214.8
20	3576	102.3
22	2537	72.6
24	1960	56.1
2	1392	39.8
4	646	18.5
إجمالي التدفق والحجم الكلي للعينة	34943 m ³ /d	1000 ml

1.7. طرق قياس المادة العضوية

إن تحديد طريقة معالجة مياه الصرف الصحي والتخلص منها يتطلب معرفة كمية المادة العضوية التي تحتويها هذه المياه وقياس هذه المادة العضوية هناك طرق عديدة أشهرها BOD, COD وسنورد لاحقاً تفصيل الطرق المذكورة لقياس المادة العضوية.

1.7.1. الأكسجين الحيوي الممتص BOD ... Biological Oxygen Demand

ويعرف بأنها تركيز المادة العضوية معبراً عنها بتركيز الأكسجين اللازم لأكسدة المواد العضوية بيولوجياً (بواسطة البكتريا الموجودة داخل تلك المياه)، وهي قياس لكمية المادة العضوية في مياه الصرف الصحي ووحدة قياسها (mg/l) أو (g/m^3) وتتناسب طردياً مع كمية المادة العضوية الموجودة في مياه الصرف الصحي.

وتستخدم نتائج الأكسجين الحيوي الممتص (BOD_5) في الآتي:

- تحديد كمية الأكسجين اللازمة للتثبيت البيولوجي للمادة العضوية الموجودة بمياه الصرف.

- تحديد قدرة محطات معالجة مياه الصرف.

- قياس كفاءة بعض عمليات المعالجة.

- تحديد مدى التوافق مع الحدود القانونية للصرف الصناعي.

ويمكن تمثيل هذه العملية بالمعادلة التالية:

حيث (L) تمثل المادة العضوية بينما (y) تمثل قيمة BOD

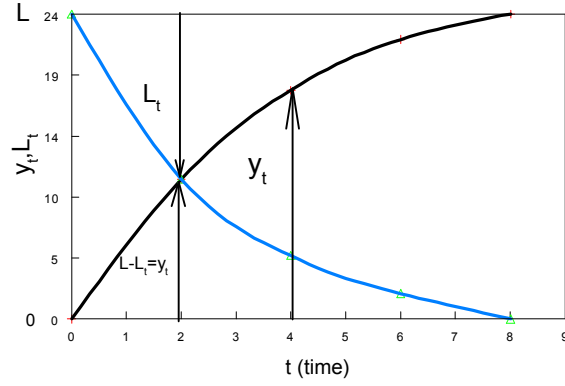
شكل (9-1) منحنى BOD وكمية الأكسجين المستهلك

$$\frac{dL}{dt} = -kL$$

$$\frac{dL}{dt} = -kL$$

$$\frac{dL}{L} = -k dt$$

$$\int_0^t \frac{dL}{L} = - \int_0^t k dt$$



$$\ln\left(\frac{L_t}{L_0}\right) = -kt$$

$$\frac{L_t}{L_0} = e^{-kt}$$

$$L_t = L_0 e^{-kt}$$

حيث:

L_t = كمية المادة العضوية عند الوقت t

L_0 = كمية المادة العضوية عند الوقت $t = 0$

K = ثابت معامل أكسدة المواد العضوية

أما كمية الأكسجين المستهلك في زمن معين $y_t = (BOD_t)$

$$y_t = L_0 - L_t$$

وبالتعويض عن L_t من المعادلة السابقة.

$$y_t = L_0 - L_0 e^{-kt} = L_0 (1 - e^{-kt})$$

وطالما أن L هي كمية المادة العضوية التي تحتويها مياه الصرف الصحي فيمكن اعتبار أنها تكافئ كمية الأكسجين القصى اللازمة لأكسدة هذه المادة العضوية أي أن:

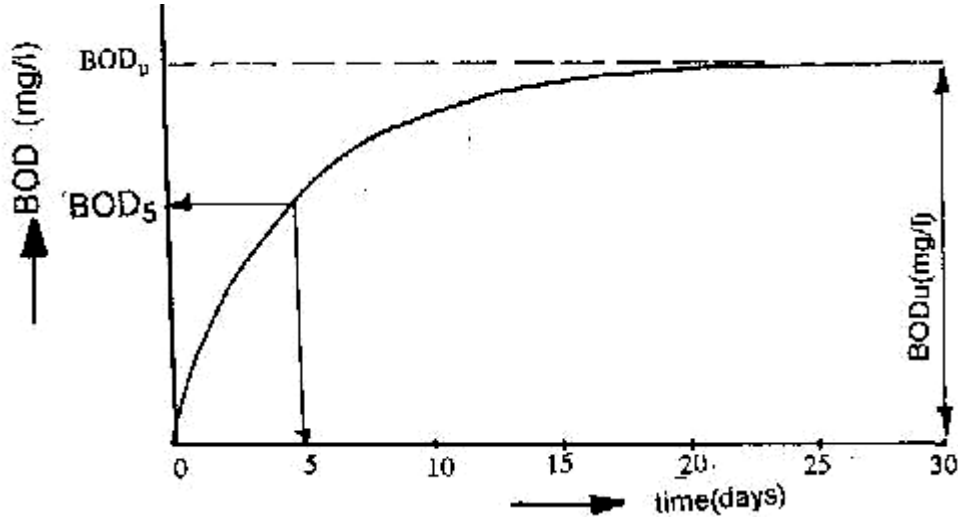
$$\text{Ultimate BOD [BOD}_u\text{]} = L_0$$

وبالتالي يمكن صياغة المعادلة بحيث تصبح :

$$\text{BOD}_t = \text{BOD}_u (1 - e^{-kt})$$

حيث $t = \text{الزمن (days)}$

ويمكن تمثيل المعادلة بالمنحنى التالي (شكل 1-10):

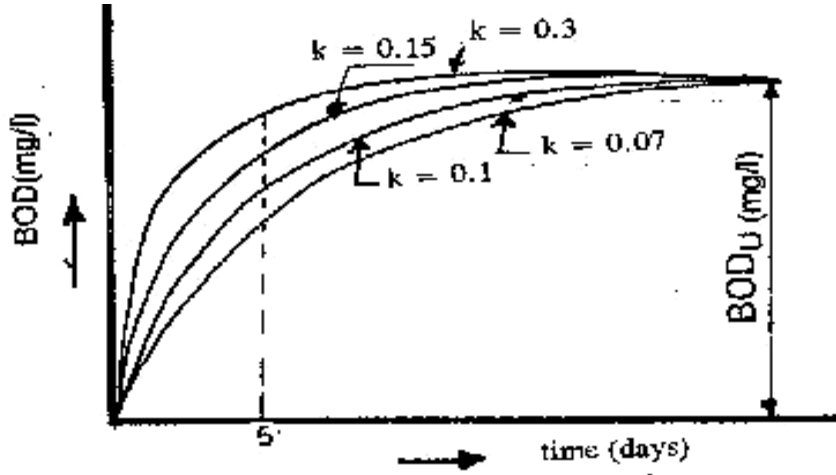


شكل (10 - 1) منحنى BOD

حيث BOD_5 هي كمية الأكسجين خلال 5 أيام. ولأنه من المتعارف عليه أنها تقاس عند درجة حرارة 20° درجة مئوية فإنه يمكن أيضاً كتابتها بالشكل BOD_5^{20}

وتعرف بأنها كمية الأكسجين الممتص بعد خمسة أيام عند درجة حرارة 20 درجة مئوية.

كما أن معامل أكسدة المواد العضوية (K) يتغير بتغير درجة الحرارة وبمدى تركيز المواد العضوية في مياه الصرف الصحي وقابليتها للأكسدة بواسطة البكتيريا، إلى جانب مدى احتواء مياه الصرف الصحي للمواد السامة. ويتأثر منحنى BOD بتغير قيمة K حيث إنه كلما زادت قيمة K كانت كمية الأكسجين الممتص عند خمسة أيام $[BOD_5]$ كبيرة كما هو موضح بالشكل (11-1).



شكل (11-1) تأثير معامل درجة الحرارة (K) على منحنى BOD

إيجاد قيمة K "Determination of BOD – K Rate"

يمكن إيجاد قيم K بالطريقة البيانية بالخطوتين التاليتين :

1- إجراء تجارب معملية لعينة مياه الصرف الصحي وإيجاد :

أ- قيمة BOD_5 .

ب- قيمة BOD لفترات زمنية مختلفة تقع بين (0.5) و (3days) .

2- رسم أحسن خط مستقيم يمثل العلاقة بين $\left(\frac{Time}{BOD}\right)^{\frac{1}{3}}$ ، Time (day) ثم تطبيق المعادلة التالية:

$$k = 2.61 \frac{B}{A}$$

حيث :

K = الثابت المطلوب معرفته (1/day)

B = ميل الخط المستقيم

A = تقاطع الخط المستقيم مع المحور الصادي

• قياس BOD_5 في المختبر:

أ- الطريقة التقليدية:

وتتم بقياس كمية الأكسجين المذاب (DO) (Dissolved Oxygen) داخل عينة مياه الصرف قبل وضعها في الحضانة (Incubator) عند درجة حرارة 20° درجة مئوية وبعد خمسة أيام يتم إيجاد الفرق بينهما كالتالي: $BOD_5 = DO_0 - DO_5$

حيث : BOD_5 = كمية الأكسجين المستهلك خلال خمسة أيام (mg/l)

DO_0 = كمية الأكسجين الذائب (المتوفر) في العينة عند بداية التجربة.

DO_5 = كمية الأكسجين الذائب (المتبقي) في العينة بعد خمسة أيام.

وبالتالي لقياس كمية BOD_5 يجب السيطرة على عاملين هما:

1- درجة الحرارة : ويتم ذلك بوضع العينة في حضانة عند حرارة ثابتة مقدارها 20°C.

2- عزل العينة عن أي مصدر آخر للأكسجين : وذلك بوضع العينة في زجاجة مغلقة. ولتقصير الوقت اللازم لمعرفة كمية BOD_5 أخذ كرقم قياسي خمسة أيام لأن قيمتها تصل من (60-68 %) من قيمة BOD_u ولأن كمية الأكسجين الذائب الموجود في مياه الصرف الصحي يمكن استهلاكه بواسطة البكتريا في بضع ساعات فقد تم

الاتفاق على تخفيف العينة المراد معرفة قيمة BOD_5 لها وبالتالي يصبح القانون بالصيغة الآتية :

$$BOD_5 = \frac{DO_0 - DO_5}{P}$$

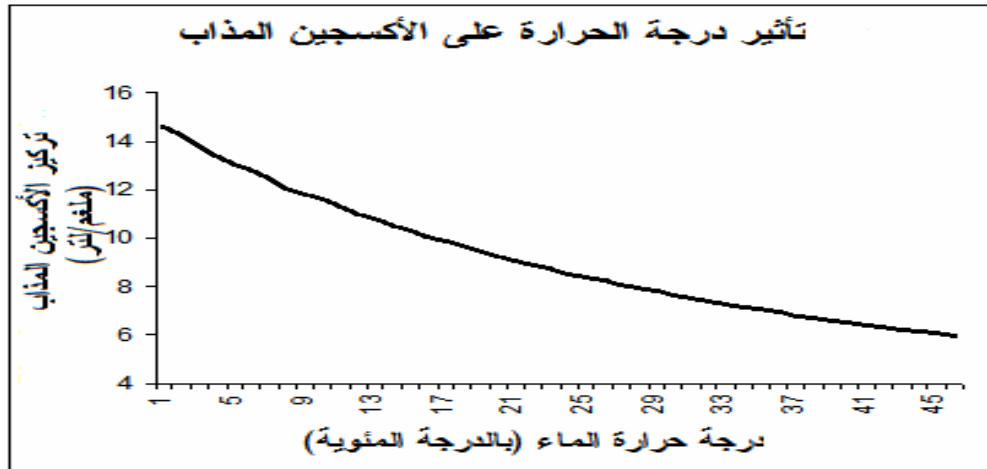
حيث : P = معامل التخفيف وهو عبارة عن نسبة حجم عينة مياه الصرف إلى حجم الزجاجة التي وضعت فيها .

$$DO_0 * V_0 = DO_{ww} * V_{ww} + DO_{dw} * V_{dw}$$

كما يمكن أن تكون :

حيث $ww = \text{wastewater}$ ، $dw = \text{dilution water}$

وللتنويه فإن مياه التخفيف يتم ضخ الأكسجين فيها حتى تبلغ درجة التشبع والتي تعتمد على درجة الحرارة كما يوضحه الشكل (1-12).



شكل (1-12) العلاقة بين الأكسجين المذاب المشبع ودرجة الحرارة

مثال : عند اختبار قياس $[BOD_5^{20}]$ أخذت عينة بحجم 5ml من مياه الصرف الصحي ووضعت في زجاجة حجمها 300ml وكانت كمية الأكسجين المذاب عند بداية التجربة 7.8mg/l وكمية الأكسجين بعد 5 أيام 4.3mg/l . أوجد BOD_u ، BOD_5 إذا

علم أن $K = 0.1/\text{day}$

الحل :

$$\therefore BOD_5 = \frac{7.8 - 4.3}{5/300} = 210 \text{ mg/l}$$

$$BOD_u = \frac{BOD_5}{1 - e^{-kt}} = \frac{210}{1 - e^{-5 \times 0.1}} = 617 \text{ mg/l} \square$$

ب- طريقة عمود الزئبق : Monomeric Measurement of BOD

ويستخدم الجهاز الموضح بالشكل (1-13). وفي هذا الجهاز يتم قياس كمية الأكسجين المستهلك بواسطة البكتريا عن طريق عمود الزئبق مباشرة. ونظرية عمل الجهاز كالتالي:

1- توضع عينة مياه الصرف الصحي في الزجاجة وتعتمد الكمية المطلوب وضعها على القيمة المتوقعة لـ (BOD).

2- توضع أصبع مغناطيسي داخل الزجاجة لتعمل على الحفاظ على تجانس العينة بواسطة الجهاز الخاص بذلك والتي توضع عليه.

3- تغطي الزجاجة بوعاء مطاطي يوضع فيه قطعة من هيدروكسيد الليثيوم ثم تغطي الزجاجة مع الوعاء المطاطي بغطاء محكم موصل بماسورة بلاستيكية إلى عمود الزئبق وتوضع جميع الزجاجات على جهاز مغناطيسي لتدوير الأصابع المغناطيسية.

4- كلما استهلكت البكتريا الأكسجين المذاب في الزجاجة يتناقص حجم الهواء ويمثل هذا التناقص كمية الأكسجين المستهلك بواسطة البكتريا فيتم معرفة ذلك مباشرة بمقدار كمية الارتفاع في عمود الزئبق وأما كمية ثاني أكسيد الكربون الذي ينتج عن هذه العملية يتم تحويله إلى كربونات (CO_3) بواسطة هيدروكسيد

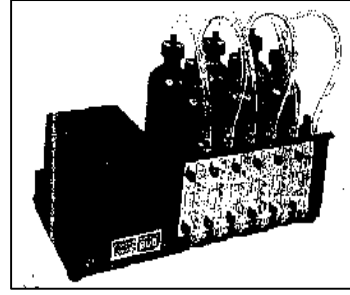
الليثيوم الموضوع في الوعاء المطاطي الموضوع تحت الغطاء الخارجي للزجاج.
5-توضع الزجاجات مع الجهاز داخل حضانة بدرجة حرارة ثابتة قدرها 20° م.



قياس BOD الرقمي



جهاز قياس BOD الزئبقي



جهاز BOD الرقمي داخل الحضانة عند 20 درجة مئوية

شكل (1-13) جهاز قياس BOD الزئبقي والرقمي في المختبر

مثال:

أوجد قيمة K بياناً لعينة مياه صرف صحي بعد إجراء التجارب العملية
الموضحة بالجدول أدناه، علماً بأن حجم الزجاجات المستعملة (300ml).

أوجد قيمة BOD_u

أوجد قيمة K عند درجة حرارة 30° م.

Bottle NO.	Wastewater Portion (ml)	Initial DO ₀ (mg/l)	Incubation Period (days)	Final DO ₅ (mg/l)	DO drop BOD _{before correction} (mg/l)	Calculated BOD _{after correction} (mg/l)
<i>BOD Tests to Determine Average Five-Day Value</i>						
1	2.0	8.3	0			
2	4.0	8.4	0			
3	6.0	8.4	0			
Average		8.4				
4	2.0	8.4	5.0	5.9	2.5	375
5	2.0	8.4	5.0	6.0	2.4	360
6	4.0	8.4	5.0	3.8	4.6	345
7	4.0	8.4	5.0	3.5	4.9	365
8	6.0	8.4	5.0	0	(Invalid test)	
9	6.0	8.4	5.0	0	(Invalid test)	
Average =						360
<i>BOD Analysis to Permit Calculation of K- Rate</i>						
10	4.0	8.4	0.5	7.2	1.2	90
11	4.0	8.4	0.5	7.4	1.0	75
12	4.0	8.4	1.0	6.2	2.2	165
13	4.0	8.4	1.0	5.9	2.5	190
14	4.0	8.4	2.0	5.2	3.2	240
15	4.0	8.4	2.0	5.2	3.2	240
16	4.0	8.4	3.0	4.4	4.0	300
17	4.0	8.4	3.0	4.6	3.8	285

الحل:

من الجدول يتضح أن:

1- الزجاجات من (1-3) تم بها معرفة متوسط كمية الأكسجين الذائب DO(mg/l) للعينة

2- الزجاجات من (4-9) تم بها معرفة متوسط قيمة BOD₅ (mg/l) وقد تضمنت هذه الزجاجات عيتي (8، 9) لم يتم الاعتماد عليهما لأن كمية الأكسجين في

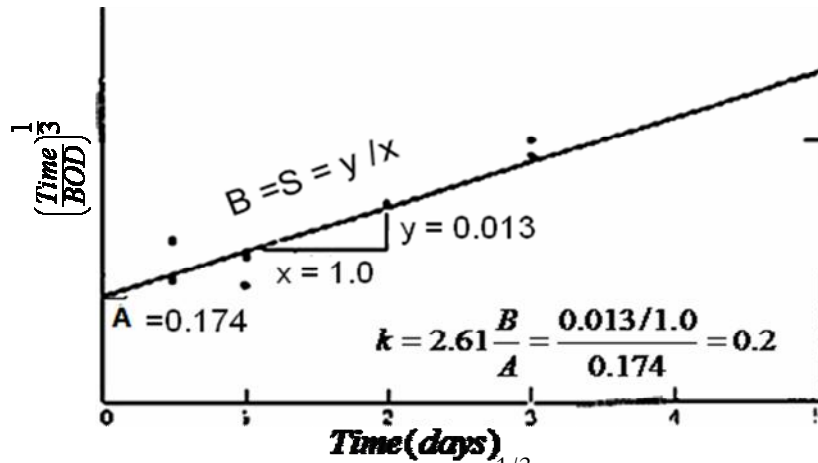
الزجاجات استهلك قبل انقضاء المدة المحددة.

3-الزجاجات من (10-17) تم بها معرفة قيمة BOD لفترات زمنية مختلفة تقع بين 0.5days ، 3days.

ومن المعلومات المعطاة آنفاً تم إعداد الجدول التالي :

Time (days)	BOD (mg/l)	(Time/ BOD) ^{1/3}
0.5	90	0.177
0.5	75	0.188
1	165	0.182
1	190	0.174
2	240	0.203
2	240	0.203
3	300	0.215
3	285	0.219
5	360	0.240

• ومن الجدول السابق تم رسم المنحنى شكل (1-14) والذي يمثل أحسن خط مستقيم (Best fit curve) يمر بالنقاط والذي منه يتم تحديد قيمة K.



شكل (1-14) علاقة مع $(\text{Time} / \text{BOD})^{1/3}$ مع Time (days)

- لإيجاد قيمة BOD_u لا يمكننا استخدام معادلة منحني BOD_t إلا إذا ضربنا K في معامل (2.3) بينما يمكن استخدام القانون التالي مباشرة

$$BOD_u = \frac{1}{2.3 * k * a^3} = \frac{1}{2.3 * 0.2 * (0.174)^3}$$

- لإيجاد قيمة K عند 30° م
- $$K_T = K_{20} \theta^{T-20} \Rightarrow K_{30} = K_{20} * (1.057)^{30-20} =$$

1.7.2. الأكسجين الكيميائي المستهلك COD ... Chemical Oxygen Demand

نظراً لأن طريقة الحصول على $[BOD_5]$ تحتاج إلى خمسة أيام وهي التي تمثل العملية البيولوجية التي تحدث فعلاً في محطة معالجة مياه الصرف الصحي فإن هناك طريقة كيميائية سريعة لمعرفة كمية المواد العضوية في مياه الصرف الصحي وتسمى Chemical Oxygen Demand، ويتم اختصارها بالرمز $[COD]$ وإلى جانب أنها عملية سريعة تتم خلال بضع ساعات (ساعتين لحرق المادة العضوية ثم يتم التحليل بعد ذلك في حدود الساعة) إلا أنها تستخدم غالباً في معرفة كمية المواد العضوية لمياه الصرف الخارجة من المصانع حيث تكون مياه الصرف الصحي مختلطة بالمواد العضوية التي لا تستطيع البكتيريا أكسدها إلى جانب أن المواد السامة إذا تواجدت قد تقتل البكتيريا.

ولا يوجد علاقة ثابتة بين COD و BOD إلا أن (COD) تستخدم على أنها تقريباً تساوي (BOD_u) لعينة مياه الصرف الصحي بعد ترشيحها كما يمكن إيجاد علاقة بين COD و BOD لمياه الصرف الصحي لكل منطقة على حدة بحيث يوصف كل مياه صرف بعينها.

وعموماً عندما نحصل على قيمة COD أكبر بكثير من BOD معنى ذلك أن مياه

الصرف الصحي تحتوي على مواد عضوية يصعب أكسدها بواسطة البكتريا.
قياس COD في المختبر:

وهناك عدة طرق لتحديد COD في المختبر سيتم اختيار الطريقة التي يستخدم فيها جهاز (COD Reactor) والذي يسمى أيضا (Heating Block) وجهاز Spectrophotometer كالتالي:

- 1- ضع 50mg من البودرة التي هي عبارة عن خليط من ($\text{Hg SO}_4 / \text{Ag}_2\text{SO}_4$).
- 2- أضف 3ml من محلول حمض الكبريتيك المركز H_2SO_4 ثم يرج بحرص.
- 3- أضف 1ml من محلول دايكرومات البوتاسيوم ($0.25\text{NK}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) ثم اخلط الجميع في أنبوبة الاختبار.
- 4- أضف 1ml من عينة مياه الصرف الصحي المراد اختبارها.
- 5- ضع أنبوبة الاختبار في جهاز التسخين (Heating Block) عند درجة حرارة 150°C .
- 6- اترك العينة تسخن لمدة ساعتين.
- 7- اخرج العينة واتركها تبرد ثم ضعها في جهاز (Spectrophotometer) لقياس مقدار اللون والتي يتناسب طردياً مع قيمة COD.
- 8- قبل عمل هذه التجربة يفترض أن يكون قد تم عمل معايرة لجهاز (Spectrophotometer) وتم رسم منحنى يبين العلاقة بين COD ABS لعينات معروف قيمة COD لها عند طول موجة قدرها ($\lambda = 615$).
- 1.8. تصنيف مياه الصرف الصحي في اليمن ومقارنتها مع الدول الأخرى:
وفيما يلي يمكن إعطاء فكره عن مكونات مياه الصرف الصحي المتعارف عليها في العالم وتصنيفها ومقارنتها لاحقاً بمكونات مياه الصرف الصحي في اليمن

والشرق الأوسط (جدول 1-5).

جدول (1-5) تصنيف مياه الصرف الصحي عالمياً ومقارنتها بمكونات مياه الصرف الصحي في اليمن والأردن.

تصنيف مياه الصرف الصحي				الوحدة	العنصر
تركيز عالي	تركيز متوسط	تركيز ضعيف	ضعيف جداً		
350	250	150	100	mg/L	BOD ₅
740	530	320	210	mg/L	COD
250	180	110	70	mg/L	TOC
450	300	190	120	mg/L	Suspended solids
320	210	140	80	mg/L	Volatile Suspended solids
37	37	37	37	Eqv/m3	Alkalinity
120	100	80	70	mS/m	Conductivity
80	50	30	20	mg/L	Total Nitrogen
23	16	10	6	mg/L	Total Phosphorous
5*10 ⁸			10 ⁶	#/100ml	Fecal Coliform
10 ⁸			10 ⁶	#/100ml	Fecal Streptococci

صنعا: BOD=1000-1200mg/L; عمان-الأردن: BOD=800 mg/L

وعند مقارنة تركيز مياه الصرف الصحي في اليمن نجد أن BOD تبلغ 1000-1200 مجم/ لتر في صنعا وقد تزيد في بعض المناطق التي يكون استهلاك المياه فيها قليل بينما تصل إلى 500-700 مجم/ لتر في المناطق الساحلية التي يكثر استخدام المياه فيها.

والجدول (1-6) يعطي فكره حول معدل استهلاك المياه الذي يعتبر السبب الرئيسي في ارتفاع تركيز المواد العضوية في مياه الصرف الصحي في اليمن (عبدالوهاب المجاهد وآخرون، 2005).

جدول (1-6) معدل استهلاك المياه في بعض المدن الرئيسية اليمنية

المدينة	معدل الاستهلاك (ل/ فرد/ يوم)
صنعاء	60
عدن	80
تعز	30
المحويت	30
ذمار	100
المكلا	100
رداع	80
الحديدة	80

كما أن المياه الرمادية أصبحت تستخدم بعد فصلها ابتداء من شبكة المنزل ومواصفاتها كالتالي (جدول 1-7).

جدول (1-7) خواص المياه الرمادية.

العنصر	ألمانيا	ألمانيا (بدون المطبخ)	السويد	أمريكا
BOD ₅	280-360	150-250	164	162
COD	500-600	250-430	361	366
TOC	-	-	-	-
TN	8-18	-	18.1	
TP	2.5-4.5	-	3.9	
E.Coli	10^2-10^6	10^4-10^6		
F.streptococci				$1.4*10^6$

وعند اعتبار مياه الوضوء الخارجة من المساجد أنها مياه رمادية، توضح المعلومات التالية خواص تلك المياه الخارجة (متوسط 6-8 عينات) من مسجد في

مدينة مسقط بعمان (Prathapar et.al, 2006; Prathapar et al., 2005)

COD=120±22mg/L; BOD= 25±18mg/L; TDS=120±7mg/L; TSS=11±8mg/L;

.FC>200/100ml

وتعتبر هذه المياه من الناحية الميكروبية بحاجة إلى معالجه قبل استخدامها في الري أما من الناحية العضوية فإنها تعتبر مقبولة للري

1.9. إعادة استخدام مياه الصرف الصحي :

تتعدد مجالات إعادة استخدام مياه الصرف الصحي وفقاً لمصدرها ودرجة الجودة التي تتطلبها إعادة الاستخدام والجدوى الاقتصادية لتنقيتها إلى الدرجة اللازمة التي تسمح بإعادة استخدامها حيث يمثل هذا الاستخدام حلاً لمشكلة التخلص وإعادة استخدام مياه الصرف الصحي بعد المعالجة في المجالات التالية:

. الاستخدامات الصناعية.

. الاستخدامات الزراعية.

. إعادة الاستخدام في استصلاح الأراضي الجديدة واستزراعها.

. الاستخدام في المزارع السمكية .

. الاستخدام في أنشطة أخرى مثل زراعة أشجار خشبية .

ومما لا شك فيه أنه بإعادة استخدام مياه الصرف الصحي المعالجة والتي تمثل مصدراً مائياً لا يجب إهداره، يمكن أن يسد بعض العجز في ميزان الاحتياجات المائية ولذلك تحتم في المرحلة الحالية ومستقبلاً التوسع في تطبيقه في الجمهورية اليمنية.

إلا أن هناك قيود وضوابط تحكم كل من هذه الاستخدامات وقد تم وضع معايير لإعادة استخدام مياه الصرف الصحي الخام والمعالج وكذلك الحمأة.

1.9.1. أهمية إعادة استخدام المياه والتي تتمثل في الآتي:

- أ. توفير كميات من المياه كافية للعديد من الاستخدامات المختلفة.
- ب. تخفيف الأعباء الملقاة على الشبكات العمومية.
- ج. تخفيض التلوث الحراري المحتمل والذي ينتج من استخدام مياه التبريد مرة أخرى في الصناعة وعدم صرفها إلى المجاري المائية.
- د. إمكانية استعادة الفاقد من الخامات المستخدمة في الصناعة نتيجة لمعالجة المخلفات الصناعية السائلة ولا سيما في حالة الخامات المستوردة والمرتفعة التكلفة.

وتعتبر الزراعة المجال الأكبر والمستفيد من إعادة استخدام مياه الصرف الصحي بعد معالجتها إلى المعايير المناسبة باستخدام تكنولوجيا رخيصة مناسبة غير معقدة بعد التأكد من خلوها من المواد السامة والضارة مع أخذ العامل الاقتصادي في الاعتبار.

وتتلخص المعايير التي تستخدم في الحكم على صلاحية المياه المزمع إعادة استخدامها في الري فيما يلي:

- نسبة الأملاح الكلية الذائبة وهو ما يعبر عنه بدرجة الملوحة بحيث لا يتعدى تركيزها الحدود المسموح بها.
- درجة نفاذية المياه في التربة .
- تركيز العناصر السامة أو الضارة في المياه ووجود مسببات الأمراض الميكروبية مما

له تأثيره على انخفاض المحصول عن معدله الطبيعي .
العوامل الأخرى والمتمثلة في تركيز العناصر الكبرى المغذية للنبات مثل الآزوت
حيث إن المحاصيل الحساسة لهذا العنصر تتأثر إذاً ما زاد تركيزه .
وبصفة عامة فإنه يجب في حالة إعادة استخدام المياه في أغراض الزراعة
مراعاة النقاط الآتية:

- توفير شبكة صرف زراعي جيدة متكاملة .
- الاهتمام بمتابعة مستوى الملوحة وغسيل الأراضي للمحافظة على عدم تجاوز
مستوى الملوحة التي يتحملها المحصول .
- اختيار المحاصيل التي تتحمل الملوحة بدرجة عالية .
- الاهتمام بالعمليات الزراعية الأخرى مثل تسوية الأرض ضماناً لتوزيع المياه ،
وضبط معدلات التسميد، واختيار الأسلوب الأمثل للري .
- الاهتمام بمعالجة المياه وتخليصها من الأيونات السامة قبل الاستخدام .
- الالتجاء إلى خلط المياه المزمع إعادة استخدامها وبذلك يتحقق هدفين الأول هو
تحسين نوعيتها، والثاني توفير وإتاحة كميات أكبر من المياه للاستخدام وتغطية
الاحتياجات المائية .

ولاشك إنه يمكن استخدام مياه الصرف الصحي في الري الزراعي بعد
معالجتها معالجة أولية في ري المحاصيل التي لا تستهلك استهلاكاً مباشراً بواسطة
الإنسان، بينما يرى أنه من الضروري واللازم معالجتها معالجة ثانوية إذا ما
استخدمت في ري المحاصيل التي تستهلك مباشرة .

1.9.2. مزايا استخدام مياه الصرف الصحي المعالجة في الزراعة :

يحقق استخدام مياه الصرف الصحي المعالجة في الزراعة فوائد كثيرة ، والتي
تختلف باختلاف ظروف المكان ونوعية المحاصيل والمياه وطرق الري وتعدد

المزايا منها ما يلي :

- أ- ترشيد المياه : بما تمثله من مورد جديد من موارد المياه للري.
- ب- استمرارية المصدر : في بعض المناطق النائية والتي يتكلف وصول مياه الري بها تكلفة كبيرة ويكون أسلوب استخدام مياه الصرف المعالجة هو الأسلوب الأنسب ، وكذلك في المناطق المعرضة للجفاف.
- ج- القيمة الغذائية للنبات ويحتوى سائل الصرف على عناصر غذائية كثيرة للنبات لما يحتويه من النيتروجين والفوسفور والبوتاسيوم والنحاس والحديد والزنك وغيرها.
- د- تحسين خواص التربة : فمثلا يؤدي إلى خفض قيمة pH مما ييسر امتصاص العناصر الغذائية في التربة، وزيادة السعة المائية للتربة وكذلك زيادة السعة التبادلية للكاتيونات.
- هـ-زيادة إنتاجية المحاصيل : أثبتت الأبحاث الحقلية أن استخدام مياه الصرف الصحي يزيد من إنتاجية المحاصيل الزراعية ، فمثلاً: في مصر ارتفع إنتاج الذرة ثلاثة أضعاف بعد أربع سنوات من استخدام مياه الصرف الصحي بالمقارنة باستخدام مياه النيل في الري، وكان السبب الرئيسي لزيادة الإنتاج ليس فقط توفير العناصر المغذية الضرورية للنبات ، بل أيضاً نقص الملوحة، وخفض نسبة إد مصاص الصوديوم.
- و- حماية البيئة : الأسلوب التقليدي للتصرف في مياه الصرف الصحي هو المعالجة ثم إلقاءها في المصارف ، بخلاف بعض التجاوزات بإلقائها في وضعها الخام مباشرة في المصارف مما يؤدي إلى آثار خطيرة على البيئة، أما

في حالة معالجة مياه الصرف الصحي واستخدامها في الري فإننا بذلك نضمن عدم تلوث كل من المصارف أو المياه الجوفية. وعموماً فإن حماية البيئة من مياه الصرف الصحي الخام لا يقل أهمية عن النتائج الاقتصادية المترتبة على إعادة استخدامها بأمان.

ز- قلة التكلفة : حيث إن استخدامها يخفض من استخدام الأسمدة الكيماوية، وبالتالي يوفر مبالغ طائلة.

ح- حفظ المياه : يمكن حفظ المياه المعالجة عن طريق حقن التربة في بعض المناطق النائية وسحبها في وقت لاحق لاستغلالها في أعمال الزراعة.

1.9.3. مجالات الاستفادة من مياه الصرف الصحي المعالج:

أ- زراعة بعض المحاصيل مثل نباتات دوار الشمس وأشجار التوت لتغذية دود القز وإنتاج الحرير الطبيعي.

ب- تستخدم هذه المياه في إنشاء زراعة ملاعب الجولف والحدائق الخاصة والعامة.

ج- تستخدم في أبراج التبريد بالمصانع والصناعات التي تحتاج إلى كميات كبيرة من المياه مثل صناعة الإسمنت، مواد البناء وصناعة الورق والكرتون.

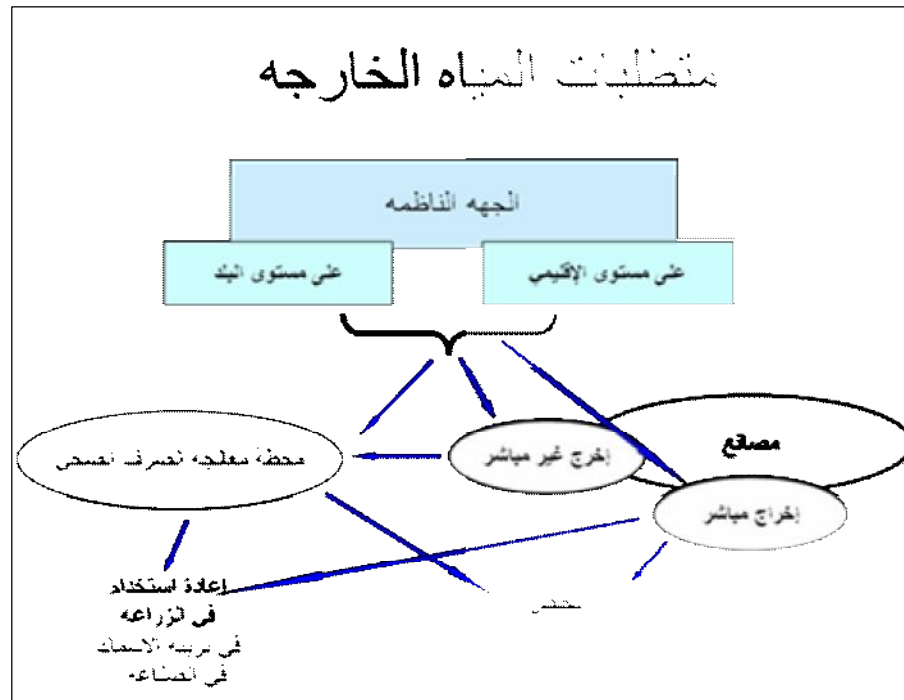
د- يستخدم في صناديق الطرد بالمباني الإدارية والفنادق ذات الكثافة البشرية العالية والخزانات الخاصة بمكافحة الحريق.

هـ- في محطات الغسيل الخاصة بوحدات مترو الأنفاق والقطارات والسيارات.

و- خلط المياه المعالجة بالمياه الجوفية أو مياه الأمطار في بعض المناطق للاستفادة منها في الأعمال الزراعية في المناطق الصحراوية.

ز- مشروع الغابات الشجرية وهى نقلة حضارية كبيرة في مجال مشروعات الصرف الصحي حيث تسهم في التخلص الآمن والفعال من مخلفات الصرف ويتم زراعتها بالمناطق الصحراوية للاستفادة منها في إنتاج الأثاث. وفيما يلي توضيح لمشروع الغابات الشجرية التي تروى بمياه الصرف الصحي المعالج طبقاً للموقع والمساحة وطاقة تصرف المحطة ونظام الري عام 2007 كالتالي:

- بلغت جملة مساحة الغابات الشجرية على مستوى جمهورية مصر العربية حتى عام 2007 نحو 11.2 ألف فدان بطاقة تصرف بلغت 485.8 ألف م³/يوم . في إطار تجربة الأنواع النباتية التي تروى بمياه الصرف الصحي المعالجة فقد تم زراعة مساحة 1700 فدان بغابة الأقصر حيث تم تجربة زراعة محاصيل الجاتروفا والجوجوبا والكتان والورد البلدي وأزهار عصفور الجنة والجلاديوس وغيرها من الأنواع ، وتشير النتائج الأولية إلى نجاح زراعة تلك المحاصيل الاقتصادية الهامة باستخدام مياه الصرف الصحي المعالجة مما يوفر العديد من فرص الاستثمار وتشغيل الشباب والخريجين ويوضح شكل (1-15) متطلبات المياه الخارجة من الصرف الصحي.



شكل (1-15) متطلبات المياه الخارجة من محطات المعالجة

كما بلغت كمية مياه الصرف الصحي الخارجة من محطات المعالجة في الجمهورية اليمنية ما يقرب من 300 ألف متر مكعب يوميا أي أكثر من مليون متر مكعب سنويا (النزيلي - بحوث غير منشورة).

Calculate BOD constant (L and K) for the following BOD data.

<i>Time (days)</i>	2	4	6	8	10
<i>BOD_t (mg/l)</i>	11	18	22	24	26

Solution:

Determine the value $(t/y)^{1/3}$ for the data:

<i>Time (days)</i>	2	4	6	8	10
<i>BOD (mg/l)</i>	11	18	22	24	26
<i>$(t/y)^{1/3}$</i>	0.57	0.61	0.65	0.69	0.727

- Plot the value $(t/y)^{1/3}$ versus t .
- From the fig., the slope $b=0.04/2=0.02$
- Intercept $a=0.53$
- $K=2.61*(0.02/0.53)=0.099$
- $L=1/(2.3*(0.099)*(0.53)^3)=29.4\text{mg/l}$

2. In a BOD determination, 6ml of wastewater is mixed with 294ml of diluting water containing 8.6mg/l of dissolved oxygen. After 5-day incubation at 20°C, the dissolved oxygen content of the mixture was 5.4mg/l. Calculate the BOD of the wastewater. Assume that the initial dissolved oxygen of wastewater is zero.

(Answer=150mg/L)

3. The BOD₅ of a waste sample was found to be 40.0mg/l. The initial oxygen concentration of the BOD dilution water was equal to 9mg/l, the DO concentration measured after incubation was equal to 2.74mg/l and the size of sample used was equal to 40ml. If the volume of the BOD bottle used was equal to 300ml, estimate the initial DO concentration in the wastewater sample.

(Answer=2mg/L)

4. What size of sample expressed as a percent is required if the 5-day BOD is 400mg/l and the total oxygen consumed in the BOD bottle is limited to 2mg/l?

(Answer=0.5%)

5. A wastewater sample is diluted by a factor of 10 using seeded dilution water saturated with DO of 8.75mg/l. If the following results are obtained, determine the 5-day BOD.

(Answer=61.5mg/L)

Time (days)	Dissolved Oxygen (mg/l)
	Diluted sample
0	8.55
1	4.35
2	4.02
3	3.55
4	2.75
5	2.40
6	2.10

6. Using the data from Problem (5), determine the 4-day and 6-day BOD.

(Answer=58mg/L, 64.5mg/L)

7. The 5-day 20°C BOD of a wastewater is 210mg/l with $k=0.23$. What will be the ultimate BOD? What will be the 10-day BOD? If the bottle had been incubated at 30°C, what would the 5-day BOD have been?

(Answer=307mg/L, 276mg/L, 266mg/L)

9. The BOD value of a wastewater was measured at 2-and 8-day and found to be 125 and 225mg/l, respectively. Determine the 5-day value using the first-order rate model.

(Answer=201mg/L)

10. The following BOD results were obtained on a sample of untreated wastewater at 20°C:

t(days)	0	1	2	3	4	5
y(mg/l)	0	65	109	138	158	172

Compute the reaction rate constant k and the ultimate first-stage BOD.

(Answer=0.17 d⁻¹, 210mg/L)

11. The following BOD results were obtained on a sample of treated wastewater at 20°C:

t(days)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
y(mg/l)	0	3	5.4	7	8.3	9	9.6	9.8	10	10.1

Compute the reaction rate constant k and the ultimate first-stage BOD.

(Answer=0.14d⁻¹, 11mg/L)

12- احسب BOD₅ لمياه صرف سكاني عندما يكون حجم مياه الصرف المضاف إلى قنينة لفحص BOD ذات حجم 300ml هو 6 ml وأن الأكسجين عند بداية التجربة DO₀ = 8.1 mg/l والأكسجين بعد خمسة أيام أصبح DO₅ = 4.2 mg/l وما هي قيمة BOD_u إذا كان K = 0.1/day .
(الجواب BOD₅= 195 mg/l , BOD_u=495mg/l)

الباب الثاني

الدراسات اللازمة لتصميم

مشروعات الصرف

الصحي وشبكات مياه الأمطار

2.1. الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات الصرف الصحي

بشكل عام يتطلب تصميم شبكات الصرف الصحي المعلومات الآتية:

- 1- خارطة طبوغرافية كنتورية (contour) للمنطقة بحيث توضح عليها الأبنية والشوارع والطرق ومناسيبها.
- 2- طبيعة التربة وعمق الماء الجوفي وعمق الأساسات للمباني المجاورة.
- 3- مواقع الخدمات والبنى التحتية (الأنابيب والكابلات) تحت الأرض.
- 4- التعداد الحالي والمستقبلي للسكان.
- 5- كثافة السكان في مختلف مناطق المدينة.
- 6- الاستهلاك الحالي والمستقبلي للماء.
- 7- أوتى مخرج تصريف في المنازل.
- 8- ظروف المناخ بصورة عامة.
- 9- ثقافة المجتمع المحلي.
- 10- مواقع التصريف (المصبات) وتخمين كمية الملوثات المصرفة.

2.1.1. تحديد كمية مياه الصرف السكنية (Domestic Wastewater)

وتتم بالخطوات التالية :

عدد السكان الذين يخدمهم المشروع (Population Studies):

حيث إنه عند البدء في تصميم مشروع الصرف الصحي يتعين تقدير كمية مياه الصرف الصحي المتوقعة حتى نهاية فترة التصميم والتي تعتمد على عدد السكان في نهاية تلك الفترة وعند التصميم يراعى أن الكثافة السكانية تختلف من بلد إلى آخر ومن منطقة إلى أخرى في نفس البلد بل ومن حارة إلى أخرى في نفس المنطقة.

ويمكن الاستدلال بالأرقام التالية:

في الدول الصناعية 50 - 220 شخص / هكتار

وفي الدول النامية 60 - 1200 شخص / هكتار

وفي اليمن والدول المتوسطة الاتساع 70 - 400 شخص / هكتار

• عدد السكان الحالي:

إن المطلوب في هذه المرحلة حساب عدد السكان الحالي لمنطقة المشروع ومنه يتم حساب عدد السكان المستقبلي.

في هذه المرحلة يوجد ثلاثة خيارات لحساب عدد السكان الحالي:

- القيام بإحصاء عدد سكان المنطقة : عند اختيار هذا المقترح توجد صعوبة كبيرة والتي تكمن في رفض المواطنين الإدلاء بالمعلومات المطلوبة لجهة غير رسمية وأحيانا رسمية تحت مبرراتها معلومات شخصية ، ونتيجة لعدم الوعي بين الناس بأهمية هذه الإحصائيات كأساس صحيح للمشاريع الخدمية.

- استخدام الكثافة السكانية: حساب عدد السكان من الكثافة السكانية لآخر تعداد.

- أخذ القيمة من دراسات سابقة.

- عدد السكان المستقبلي.

يتم حساب عدد السكان المستقبلي من عدد السكان الحالي كالتالي:

$$P_t = P_0 (1+G)^n$$

حيث:

$$P_t = \text{عدد السكان المستقبلي}$$

P_0 = عدد السكان الحالي .

G = معامل نمو السكان .

n = فترة التصميم .

معدل استهلاك المياه (Consumption Rate)

تختلف كمية استهلاك الفرد اليومية من المياه تبعاً لعدة عوامل منها:

- وفرة المياه من شحتها .
- الحالة الاقتصادية للفرد (المستوى المعيشي) .
- الظروف المناخية .
- العادات و التقاليد .
- نوعية المياه .
- الحالة الاجتماعية .
- تعرفه المياه .

معدل الاستهلاك في اليمن 15- 40 L/c.d في الريف .

60-100 L/c.d في المدن .

معدل الاستهلاك يختلف من منطقة إلى أخرى حسب العوامل السابق ذكرها، على سبيل المثال في مدينة صنعاء كم منطقة جبلية تعاني من أزمة مائية حادة فإن متوسط الاستهلاك للفرد يقدر بحوالي 70 لتر / للشخص في اليوم بينما يكون معدل الاستهلاك 100 لتر أو أكثر بقليل في المناطق الساحلية كما سبق مناقشته في الباب الأول .

في معظم الحالات تقل كمية المياه الواصلة إلى شبكة الصرف الصحي عن كمية المياه المستهلكة وذلك نتيجة لعدم دخول بعض المياه المستهلكة إلى شبكة

الصرف الصحي كالمياه المستخدمة في إطفاء الحرائق وغسيل السيارات وري البساتين ، وتقدر هذه النسبة بين 10 إلى 30 ٪ من إجمالي كمية المياه البلدية المستهلكة.

ولحساب معدل استهلاك الفرد هناك عدة خيارات:

1-أخذ هذه القيمة من مناطق مشابهة في الحالة الاقتصادية ووفرة المياه والمستوى المعيشي.

2-عمل إحصائيات لشرائح مختلفة من سكان المدينة ومعرفة كمية الاستهلاك وكذلك عدد السكان وبالتالي حساب معدل الاستهلاك.

3-من خلال معرفة مقدار ما يتم ضخه من المياه إلى الشبكة من المصدر، ومعرفة عدد التوصيلات وعدد الأسر لكل توصيلة ومعرفة متوسط عدد أفراد الأسرة يمكن حساب معدل استهلاك الفرد.

4-من خلال قياس الكميات المستهلكة من الخزانات التي في الشبكة.

5-الحصول على معدل استهلاك الفرد من دراسات سابقة.

6-حساب معدل الاستهلاك من محطات المعالجة في حالة وجود محطة أصلاً سواء لمنطقة مشابهة أو لجزء من المدينة مع ضمان تساوي بقية الظروف للمنطقة الموصلة مع المنطقة تحت الدراسة.

حيث يتم حساب معدل استهلاك الفرد من كمية المياه الواصلة إلى محطة الصرف الصحي بطريقة عكسية مع الأخذ في الاعتبار المياه المستهلكة خارج المنزل (ولا تدخل في شبكة الصرف الصحي).

ج- معامل نمو استهلاك الفرد (Rate of Consumption Factor).

حيث يعتمد معامل نمو الاستهلاك للفرد على:

• الوضع المائي للبلد.

• المستوى المعيشي للفرد.

• التطور الاقتصادي والصناعي للبلد.

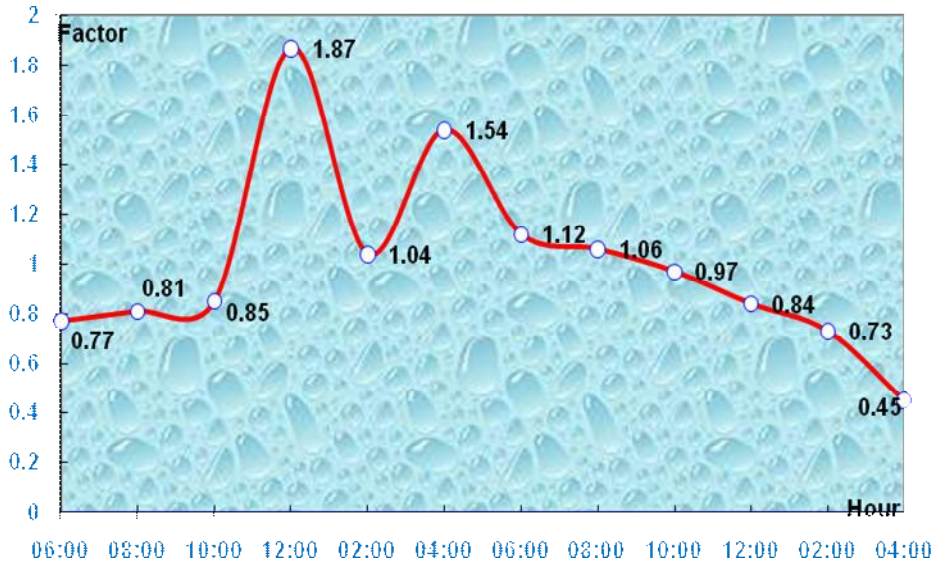
ويتم احتساب معدل الاستهلاك المستقبلي من معدل الاستهلاك الحالي باستخدام معامل نمو الاستهلاك وبطريقة مشابهة للحسابات السكانية. كأمثلة مسببة لنمو استهلاك الفرد الناتج عن التطور التكنولوجي استخدام الغسالات الأوتوماتيكية الحديثة والتي تستهلك أضعاف ما تستهلكه الغسالات العادية.

د.- نمط الاستهلاك (Consumption Pattern):

إن نمط استهلاك المياه يتغير تبعاً لمعدل الاستهلاك حيث يتغير موسمياً ويومياً بل ويتغير من ساعة إلى أخرى في اليوم الواحد. كما قد يتغير هذا النمط تبعاً لمناسبات مختلفة كالجمعة ورمضان والأعياد وغيرها، ويعتمد مقدار التغير أيضاً على حجم المدينة فكلما كانت أكبر كلما كان التذبذب حول المتوسط أقل (نمط الاستهلاك لفرد غير نمط الاستهلاك لمدينة ونمط الاستهلاك لمدينة صغيرة غير نمط الاستهلاك لمدينة أكبر. ويمكن إيجاد منحنى نمط الاستهلاك بعدة طرق كما يلي:

- 1- أخذ منحنى نمط الاستهلاك من مناطق مشابهة في الحالة الاقتصادية ووفرة المياه والمستوى المعيشي.
- 2- من خلال معرفة مقدار ما يتم ضخه من مصدر المياه إلى الشبكة.
- 3- من خلال قياس الكميات المستهلكة من الخزانات التي في الشبكة.
- 4- إيجاد منحنى نمط الاستهلاك من محطات المعالجة مع الأخذ في الاعتبار الفترة

الزمنية اللازمة لوصول المياه من المنزل إلى محطة المعالجة كما في الشكل (1-2).



شكل (1-2) منحنى نمط الاستهلاك ليوم الأحد 21/9/2005 بأمانة العاصمة (صنعاء) والمستنتج من بيانات تذبذب وصول مياه الصرف الصحي إلى محطة المعالجة.

هـ. معامل أقصى وأدنى تدفق

يتم استنتاج هذه المعاملات من منحنيات نمط الاستهلاك أو تذبذب الاستهلاك وعليه فإن تذبذب كمية مياه الصرف الصحي الواصلة إلى الشبكة تتغير تبعاً لمعدل استهلاك المياه ، حيث تتغير موسمياً ويومياً بل و تتغير من ساعة إلى أخرى في نفس اليوم كما في الشكل السابق والذي نحصل منه على أن معامل أقصى تدفق يساوي 1.87 (أي 187٪ من متوسط الاستهلاك الساعي) عند الساعة الثانية عشرة ظهراً تقريباً. وإن معامل أدنى تدفق يساوي 0.45 عند الساعة الرابعة فجراً.

أما في المحطة وبعد الأخذ في الاعتبار زمن وصول المياه من نقاط الاستهلاك

إلى محطة المعالجة والمقدرة بساعتين فإن معامل أقصى تدفق كان عند الساعة الثانية ظهراً ومعامل أدنى تدفق عند الساعة السادسة صباحاً.

المحور السيني يبين عدد ساعات اليوم من صفر إلى 24 ساعة.
المحور الصادي (معامل التدفق) يبين النسبة بين:

كمية مياه الصرف الصحي الواصلة في أي ساعة

متوسط كمية مياه الصرف الصحي في الساعة

حيث إن متوسط كمية الصرف الصحي الواصلة في الساعة.

كمية مياه الصرف في اليوم

24

س. ماذا يعني لك معامل أقصى وأدنى تدفق؟

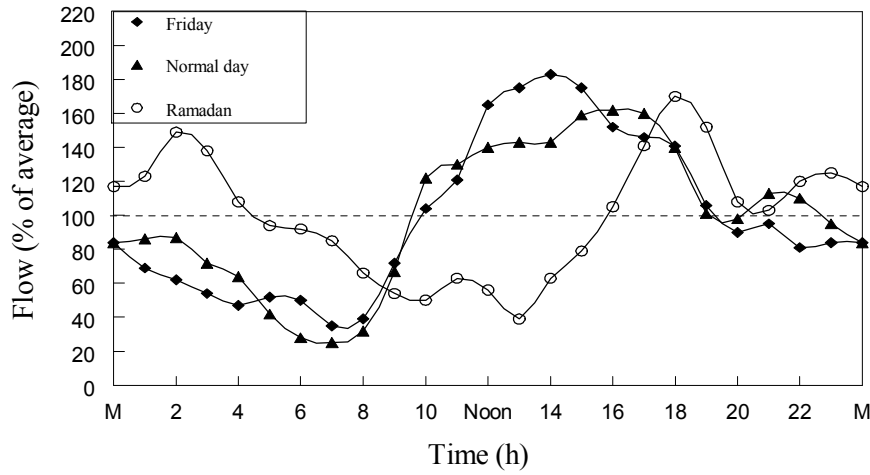
مثال تفصيلي آخر:

وللمقارنة ولإيضاح كيف يتغير نمط الاستهلاك بناء على كيفية الاستخدام فإن شكل (2-2) يوضح تذبذب كمية مياه الصرف الصحي من ساعة إلى أخرى لثلاثة أيام مختلفة: يوم عمل عادي، يوم جمعة، يوم في رمضان. ويتضح من الشكل أن أقل كمية من مياه الصرف الصحي لليوم العادي ويوم الجمعة وصلت بين الساعة السادسة والتاسعة صباحاً، بينما أقصى كمية وصلت بين الساعة 13 والساعة 15 أي بين الواحدة والثالثة بعد الظهر ويمكن القول أن استهلاك هذه المياه قد سبق وصولها بساعتين على الأقل وذلك حتى تقطع المسافة من المدينة إلى المحطة. ومعنى ذلك أن (أقصى كمية مياه) تستهلك في الساعة الثانية عشر ظهراً تقريباً.

يتضح من قياس كمية مياه الصرف الداخلة خلال هدار المدخل للثلاثة الأيام المختلفة: يوم عمل عادي، يوم جمعة، يوم في رمضان (شكل 2-2) أن القمة في

منحنى اليوم العادي حصلت بين الساعة 3-4 بعد الظهر.

وهذا يعكس وقت تجهيز الوجبة الرئيسية التي بدأ التجهيز لها الساعة 1-12 ظهرا. بينما في حالة الجمعة فقد حصلت قمة المنحنى في الساعة 2 بعد الظهر والتي تعكس فترة الوضوء لصلاة الجمعة وهذا النشاط يحصل في الساعة 11-12 ظهرا. في رمضان، اختلف المنحنى وكان التذبذب عن الأيام العادية والجمعة في حالة الفطر. فقد حصلت قمتين أحدهما عند الساعة الثانية بعد منتصف الليل والتي عندها يتناول الصائمون سحورهم الذي تم تجهيزه عند منتصف الليل (الساعة 12)، أما القمة الثانية فقد حصلت عند الساعة السادسة مساء والتي عندها يتناول الصائمون إفطارهم الذي تم تجهيزه في الساعة 3-4 عصرا. أما أقل كمية فقد تم تسجيلها عند الساعة 7 صباحا في الأيام العادية والجمعة وعند الساعة 1 بعد الظهر في رمضان.



شكل (2-2) منحنيات التذبذب (التغير) الساعي لمياه الصرف الداخلة إلى

محطة معالجة صنعا لفترة ثلاثة أيام مختلفة لمدينة صنعا (Al-Nozaily, 1992)

أشار بعض الباحثين إلى أن معامل أقصى تدفق يتراوح بين 1.5 - 1.8 بينما أيد البعض الآخر ما تم التوصل إليه هنا. كما تم تسجيل أقل تدفق بأنه بلغ 20-40% من

المتوسط والذي يصف المناطق المتوسطة التوسع.

ومن الشكل (2-2) يمكن استنتاج الآتي :

معامل أقصى تدفق = 1.95 (Peak factor)

معامل أدنى تدفق = 0.3 (Minimum factor)

وقد تم رسم الشكل (2-2) بعد قياس كمية مياه الصرف الصحي الواصلة إلى محطة المعالجة لمدينة صنعاء باستخدام هدار مستطيل المقطع (Rectangular Weir). وبناء على ذلك فإن منحنى التذبذب مفيد في التصميم وذلك لمعرفة معاملي أقصى وأدنى تدفق، كما أنه مفيد في التشغيل والصيانة حيث يمكن معرفة زمن أقل تدفق وأعلى تدفق للاستفادة منها في تحديد موعد تنظيف الشبكة كما سيأتي ذكر ذلك لاحقاً عند دراسة طرق تنظيف الشبكة.

مياه الاستهلاك المحسوبة للمناطق السكنية تتضمن مياه الصرف الناتجة عن المدارس والمساجد ولكن أحياناً قد يتطلب الأمر حسابها لأغراض تصميمية سواءً للتصميم أو البحث عن مصادر، ويتم احتسابها بالطرق التقريبية التالية:
و. الصرف الناتج عن المساجد:

يجب تقدير كمية مياه الصرف الناتجة عن المساجد وحساب أقصى قيمة لها والتي عادة ما تكون في يوم الجمعة بسبب كثافة المصلين.
وتحسب كمية مياه الصرف الناتجة عن المساجد كما يلي:
يقدر التصريف الناتج عن المصلي الواحد بـ (5-10 L) خلال فترة نصف ساعة تقريباً، وعلى افتراض أن عدد N من المصلين يستخدمون دورات المياه إذاً :

$$Q_{\max} = N * (5-10L) / (30*60) = \dots (L/s)$$

ي. تقدير التصريف الناتج عن المدارس

يجب هنا حساب كمية مياه الصرف الناتجة عن المدارس إن وجدت، وإدخالها في تصميم الشبكات، ويتم حساب كمية المياه الناتجة عن المدارس كالتالي:

أقصى تدفق ينتج عن هذه المدارس هو في وقت الفسحة، ويقدر تصريف كل طالب بـ (5L) خلال ربع ساعة تقريباً، وعلى افتراض أن عدد N من الطلاب يستخدمون دورات المياه بالتالي تكون كمية المياه الناتجة:

$$\Rightarrow Q_{\max} = N * (5 \text{ L}) / (15 * 60) = \dots (\text{L/s})$$

2.1.2. فترة التصميم (Design Period):

وهي الفترة الزمنية التي تستطيع فيها الشبكة أن تستوعب كمية مياه الصرف الصحي المتوقعة عند نهاية هذه الفترة.

ويعتمد اختيار هذه الفترة على عدة عوامل منها:

- الحالة الاقتصادية للبلد: يمكن زيادة فترة التصميم في حالة قدرة البلد المالية.
- العمر الافتراضي للمواد المكونة للشبكة ومقاومتها للتآكل وكيفية صيانتها.
- طريقة التنفيذ ومدى صعوبتها والتقنية المستخدمة فيها: ففي المناطق المزدحمة والضيقة والأثرية يفضل زيادة فترة التصميم لحساسية هذه المناطق عند إعادة بناء مشاريع وشبكات جديدة، وفي حالة زيادة فترة التصميم يجب الأخذ في الاعتبار اختيار المواد المناسبة لهذه الفترة.

وتتراوح فترة التصميم لشبكة الصرف الصحي ومحطة الضخ كالتالي:

(25 - 50 سنة).

مباني

أدوات ومعدات (15 - 25 سنة)

الأنابيب :

خرسانية - أسبستوس (10 - 60 سنة)

بلاستيكية (20 - 50 سنة)

وهذه الأرقام تعتبر تقريبية حيث إن تقديرها يخضع لعمر المواد المكون منها
المواسير وكيفية صيانتها وطريقة التنفيذ ومقاومة المواد للتآكل .

2.1.3. تحديد كمية مياه الصرف الصناعية **Industrial Wastewater** :

يجب الأخذ بعين الاعتبار عند تصميم شبكات الصرف الصحي كميات
الصرف الصناعي التي تصب في الشبكة العامة وإدخالها في حسابات التصميم كما
يجب الانتباه إلى نوعيتها والتأكد من أن ليس لها أي أثر ضار على عملية المعالجة
في المحطة.

تعتمد كمية مياه الصرف الخارجة من أي مصنع على نوع الصناعة كما يوضح
ذلك الجدول التالي (جدول 1-2):

جدول (1-2) نوع الصناعات وكمية مياه الصرف الصحي الخارجة منها.

نوع الصناعة	كمية الصرف الصحي الخارجة منها
الورق	5 - 30 م ³ /طن
الحديد والصلب	4 - 200 م ³ /طن
الغزل والنسيج	80 - 600 م ³ /طن
المسلخ	1 - 20 م ³ /رأس من الماشية
ذبابة الدواجن	30 - 35 م ³ /1000 دجاجة
صناعة النشأ	15 - 75 م ³ /طن

الألبان	13 - 1 م ³ /طن
السكر النبات	19 - 5 م ³ /طن
الخميرة	150 - 90 م ³ /طن
حفظ الفواكه	7 - 4 م ³ /طن
دباغة الجلود	88 - 74 م ³ /طن

من الجدول (1-2) يتضح أن كمية مياه الصرف الخارجة من المصنع تعتمد على نوع الصناعة بالإضافة إلى طريقة تصميم خط الإنتاج بحيث يؤخذ في الاعتبار الاقتصاد في استخدام المياه. ويتضح من الجدول (2-2) متوسط كمية الجريان لبعض الصناعات الشائعة بالإضافة إلى تركيز BOD والمواد العالقة وكذلك قيمة COD لكل صناعة.

جدول (2-2) كمية وخواص مياه الصرف الصحي الخارجة من بعض الصناعات.

نوع الصناعة	الجريان m ³ /d	BOD mg/l	المواد العالقة SS mg/l	COD mg/l
تجهيز اللحوم	1000	1300	960	2500
استخراج زيوت الصويا	3980	220	140	440
تصنيع البلاستيك	1580	200	250	300
الآيس كريم	1150	910	260	1830
الجبن	917	2900	970	5600
صناعة السجاد	858	140	60	490
صناعة الشوكولاته	814	1560	260	2960
صناعة البطاطس	753	600	680	1260
الطحين	693	330	330	570

390	150	91	339	صناعة الأدوية
1000	480	480	133	المشروبات الغازية
420	110	230	106	تعبئة الحليب

ومن المتعارف عليه عند تقدير كمية مياه الصرف كماً ونوعاً المصطلحات

التالية:

1-الحمل الهيدروليكي Hydraulic Load ويسمى أيضاً (SL) Surface Loading وهو حجم مياه الصرف (m^3/day) مقسوماً على المساحة

2-الحمل العضوي Organic Load وهو كمية (BOD) التي تحتويه مياه الصرف الصحي في اليوم ($kgBOD/day$).

3-المكافئ السكاني للصناعة : لتقدير ما يمكن فرضه من ضرائب أو لمعرفة حجم التلوث الذي يخرج من أي مصنع في أي منطقة من المناطق تم الاتفاق على تحديد ذلك بعدد السكان الذي يكافئ الكمية التي تخرج من هذا المصنع كماً أو نوعاً . ويتم ذلك بالخطوات التالية:

أ- معرفة كمية مياه الصرف الصحي الخارج من المدينة وكذلك تركيز (BOD) فيها.

ب- قسمة هذه الكميات على عدد السكان الذي يخدمهم هذا المشروع للحصول على مقدار ما يخرج من الشخص الواحد من مياه صرف صحي وتسمى مكافئ الشخص الهيدروليكي ووحدته ($l/c.d$)، و مقدار ما يخرج من الشخص الواحد من قيمة BOD ويسمى مكافئ الشخص العضوي ووحدته ($mgBOD/c.d$).

ج- قسمة ما يخرج من المصنع من كمية مياه على مكافئ الشخص الهيدروليكي

للحصول على:

المكافئ السكاني الهيدروليكي للمصنع (P. E_{hyd}) .hyd. Population equivalent

د- قسمة تركيز (BOD) في مياه المصنع على مكافئ الشخص العضوي

للحصول على المكافئ السكاني العضوي للمصنع Org. Population

equivalent (P. E_{org})

-مكافئ الشخص الهيدروليكي يختلف من منطقة إلى أخرى بناء على عدة

عوامل كوفرة المياه ومناخ المنطقة كما ذكر سابقاً، على سبيل المثال في أوربا

يؤخذ على أساس (450 l/c.d) أما في اليمن فيؤخذ (70-100 l/c.d) .

-مكافئ الشخص العضوي يؤخذ بين (50 – 70 mgBOD/c.d) .

مثال (1) :

مصنع ألبان ينتج حوالي (113000kg) من الحليب يومياً ويخرج كمية مياه صرف

بمعدل (246 m³/day) وتركيز BOD فيها (1400mg/l) وأن الخط الرئيسي للإنتاج هو

تعبئة الحليب مع صناعة آيس كريم مع كمية محدودة من الأجبان. احسب:

أ- مقدار الجريان (Q) لكل (1000kg) من الحليب .

ب- مقدار حمل BOD لكل (1000kg) من الحليب للتصنيع .

ج- المكافئ السكاني للمصنع علماً بأن مكافئ الشخص الهيدروليكي 450

l/c.d والعضوي 90 g/c.d .

الحل :

أ- كمية الجريان (Q) لكل (1000kg) من الحليب المستهلك =

$$\frac{246 \times 1000}{113000} = 2.18 \text{ m}^3 / 1000 \text{ kg}$$

ب- مقدار BOD لكل (1000kg) من الحليب المستهلك =

$$\frac{246 \frac{m^3}{d} \times 1400 \frac{g}{m^3}}{113000 \frac{kg}{d}} \times 1000 = 3050 \frac{kgBOD}{1000 kg}$$

ج-المكافئ السكاني العضوي $P E_{org} =$

$$PE_{org} = \frac{246 (m^3 / d) \times 1400 (g / m^3)}{90} = 3830 \text{ person}$$

د-المكافئ السكاني الهيدروليكي $P E_{hyd} =$

$$PE_{hyd} = \frac{246 \times 1000}{450} = 547 \text{ person}$$

2.1.4. تحديد كمية مياه الرشح Infiltration

في حالة أن تكون مواسير شبكة الصرف الصحي تحت منسوب المياه الجوفية فإنها تكون معرضة لأن تتسرب المياه الجوفية إليها وتعتمد هذه الكمية على العوامل التالية:

- أ- موقع المواسير بالنسبة لمنسوب المياه الجوفية: فكلما انخفضت المواسير تحت منسوب المياه الجوفية زادت كمية مياه الرشح التي تدخل المواسير .
- ب- نوع المادة التي تصنع منها المواسير ودرجة نفاذية الماء خلال جدرانها إلى الداخل فمثلاً في المواسير الحديد الزهر ينعدم دخول مياه الرشح فيها بينما تدخل مياه الرشح في مواسير الفخار (vitrified clay pipes) أو الخرسانة بمعدلات عالية نسبياً.
- ج- أقطار مواسير الشبكة: كلما زاد قطر الشبكة المغمور في المياه الجوفية زاد الرشح.
- د- الطول الكلي للشبكة: كلما زاد طول الشبكة المغمور في المياه الجوفية زاد الرشح.

هـ- مسامية التربة : كلما زادت مسامية التربة فإن نفاذية المياه تزيد ويزيد الرش.

و- نوعية توصيلات الأنابيب مع بعضها وإتقان العمل.

وتتراوح كمية مياه الرش بين 3٪ - 5٪ من أقصى تصرف سكاني ويمكن إيجادها بطرق أو معادلات تجريبية كالتالي:

$$Q = C_o HD$$

حيث:

Q : كمية مياه الرش ($m^3/km.day$)

C_o : معامل نفاذية الأنبوب ويعتمد على نوع المواسير ($l/d.km.mm$)

H : ارتفاع المياه فوق محور الماسورة (بالمتر)

D : قطر الأنبوب (بال بوصة).

معامل النفاذية يعتمد على نوع المواسير فعلى سبيل المثال يقدر بـ (0.2 – 0.5)

لمواسير الزهر، (1 – 10) لمواسير الفخار (vitrified clay pipes)

كما يمكن معرفة قيمة معدل الرش بالطريقة التالية تقريبا :

$$\text{معدل الرش (l/d)} = (l/d.km. mm) = 30 - 50$$

مثال (2):

احسب مياه الرش وقارن كميته بالنسبة لمعدل الجريان اليومي وكذا بالنسبة

للجريان الأقصى لصرف سكاني، علماً بأن:

تعداد السكان 24000 نسمة

معدل الجريان 300 l/c.d

الجريان الأقصى 900 l/c.d

معدل الرش 45 l/d.km. mm

ومكونات شبكة الصرف الصحي كالتالي :

توصيلات منزلية $L = 58\text{km}$ ، $D = 100\text{ mm}$

شبكة فرعية $L = 38\text{km}$ ، $D = 200\text{mm}$

شبكة شبه رئيسية $L = 10\text{km}$ ، $D = 250\text{mm}$

شبكة رئيسية $L = 10\text{km}$ ، $D = 300\text{mm}$

الحل :

• معدل الرشح

$$\text{Infiltration} = 45 \text{ l/d. km.mm}$$

$$= 45 (100 \times 58 + 200 \times 38 + 250 \times 10 + 300 \times 10) = 850,500 \text{ l/d}$$

• معدل الجريان للسكان :

$$\text{Average Domestic flow} = 24000 \times 300 = 7,200,000 \text{ l/d}$$

• الرشح:

معدل الجريان

$$\frac{\text{Infiltration}}{\text{Average Domestic flow}} = \frac{850,000}{7,200,000} \times 100 = 12\%$$

• الرشح

أقصى جريان للسكان

$$\frac{\text{Infiltration}}{\text{Maximum Domestic flow}} = \frac{850,000}{24,000 \times 900} = 3.9\%$$

5.1.2. كمية مياه الأمطار (Rain Water) :

عندما تكون الشبكة مصممة لاستيعاب مياه الصرف الصحي فقط يجب الأخذ في الاعتبار أن جزءاً من مياه الأمطار سيدخل سواءً عن طريق غرف التفتيش في

الشوارع أو عن طريق ربط بعض المنازل لمواسير تصريف الأمطار من السقوف إلى الشبكة وهذا عادةً يتم في حالة أن تكون شبكة تصريف الأمطار منفذةً فقط في الشوارع الرئيسية وليس للمنطقة كاملة، ولهذا السبب تصمم مواسير الصرف الصحي على أنها تحمل 3/4 استيعابها الكامل فقط.

2.1.6. دراسة اتجاه هبوب الرياح (Wind Direction):

يتطلب الأمر معرفة اتجاه الرياح السائدة أغلب أوقات السنة، بفرض تحديد الموقع المناسب لوضع محطة المعالجة حتى لا تتجه الروائح من المحطة بفعل الرياح إلى المدينة .

2.1.7. الدراسة المساحية (Survey Studies)

تحت الدراسة المساحية يتم معرفة طبغرافية المنطقة حيث تعتبر الخرائط الطبوغرافية للمنطقة من أهم المتطلبات الأساسية والتي عن طريقها يحدد اتجاه جريان مياه الصرف الصحي في الشبكة وبالتالي موقع محطة المعالجة حيث يكون الجريان بالجاذبية قدر المستطاع وتحاشي عمليات الضخ لتقليل التكلفة وتقليل المشاكل الناتجة عن ذلك.

يتم في الدراسة المساحية القيام برفع تفاصيل المنطقة [طبوغرافية المنطقة (خطوط الكتور)، شوارع إسفلتية، شوارع ترابية] وتوقيع جميع التفاصيل المساحية على الصورة الجوية للمنطقة وإجراء المعالجة اللازمة لرسم خارطة (Base-Map) على الصورة الجوية . كما يتم رفع المناسيب مساحيا من الموقع بهدف رسم خطوط الكتور أو الخارطة الكتورية وتطبيقها على خارطة الـ (Base-Map) المعدة سلفاً. وتكمن أهمية الأعمال المساحية في تحديد مناسيب نقاط الخدمة

والتي لها تأثير مباشر على معايير ونتائج التصميم وبالذات في شبكات الصرف الصحي التي يراعى قدر الإمكان أن تكون بالجاذبية.

- ومع التطور في برامج الكمبيوتر فإن ما يتم حالياً بشكل نهائي هو كما يلي:
- كدراسة أولية يمكن الاستعانة بخرائط جوية تعطي مناسيب تقريبية للمنطقة كاستخدام Google Earth، والتي منها يمكن تحديد مواقع الشوارع والمباني واتجاه الميول وتحديد موقع أولي للمحطة والشبكة.
- النزول الميداني للرفع المساحي التفصيلي للمنطقة.
- التحديد النهائي لمواقع الشبكات ومحطة المعالجة بعد عمل التصميم النهائية.

2.2 الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات تصريف مياه الأمطار.

- بالنسبة لتصميم شبكات مياه الأمطار نحتاج إلى المعلومات التالية:
- 1- خارطة طبوغرافية كنتورية (contour) للمنطقة بحيث توضح عليها الأبنية والشوارع والطرق ومناسيبها.
- 2- بيانات الأمطار لمنطقة الدراسة لفترة طويلة إذا أمكن بألا تقل باي حال من الأحوال عن عشر سنوات.
- 3- شدة المطر وظروف المناخ بصورة عامة.
- 4- نوع السطوح ومعامل السيلج.
- 5- مساحات مناطق التجميع (المنطقة الساكبة).
- 6- طبيعة التربة وعمق الماء الجوفي وعمق الأساسات للمباني المجاورة.
- 7- مواقع الخدمات والبنى التحتية (الأنابيب والكابلات) تحت الأرض.
- 8- ثقافة المجتمع المحلي.
- 9- مواقع التصريف (المصببات).

10- نوعية مياه الأمطار وهي معرفة درجة تلوث مياه الأمطار بالملوثات المختلفة الطبيعية والسامة، فمثال على الملوثات الطبيعية الغبار والمواد الطينية، والتي قد تعلق بمياه الأمطار أثناء نزولها، والملوثات الأخرى مثل المبيدات والتي تسبب الأمراض السرطانية كما يمكن أن تشمل المواد الكربونية والتي مصدرها زيوت السيارات وبالتالي فإن كمية ونوعية هذه الملوثات تعتمد على الثقافة والقوانين البيئية لأنها تؤدي إلى تلوث مياه الأمطار وعند اختلاط مياه الأمطار بمياه الصرف الصحي قد تؤدي هذه المواد السامة إلى قتل البكتريا التي هي أساس معالجة مياه الصرف الصحي وبالتالي فإن المواد العضوية في مياه الصرف الصحي يصعب معالجتها بيولوجياً عندما تحتوي على مواد سامة.

وسياتي لاحقاً تفصيل كيفية تصميم كل نوع من أنواع الشبكات.

الباب الثالث

أنواع شبكات الصرف وأشكالها

3.1. أنواع الشبكات

3.1.1. نظام الشبكات المنفصلة Separate system

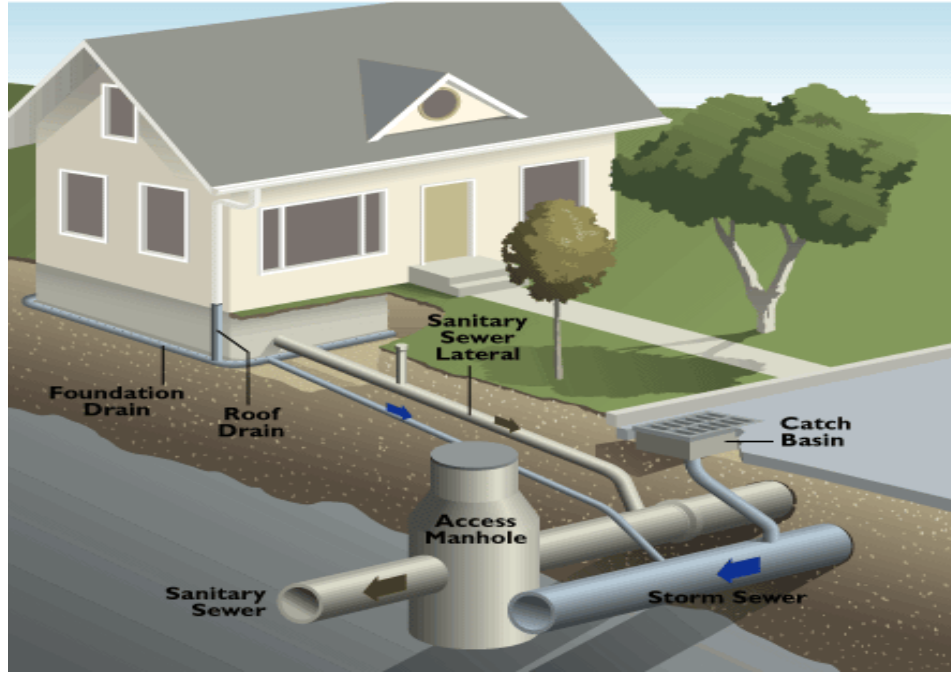
في هذا النظام تكون كلاً من شبكة الصرف الصحي وشبكة تصريف مياه الأمطار منفصلة.

أ- شبكة الصرف الصحي التقليدية:

وفي هذا النظام يتم تصريف مياه الصرف الصحي من المنازل (المطابخ والحمامات عن طريق التوصيلة المنزلية house connection) والمصانع إلى الشبكة ويجب أن تكون الشبكة تحت مستوى الأرض - مع عمل عمود تهوية عند جدار المنزل، شكل (3-1). وسيتم التطرق في الباب الثالث عشر إلى نظام الجمع باستخدام أنبوب واحد ونظام الفصل باستخدام أنبوبين لفصل المياه الرمادية (مياه الوضوء، مياه الغسل، مياه الغسيل، مياه المطبخ) عن المياه السوداء (مياه المراحيض).

ب- شبكة صرف الأمطار:

وفيها تتجمع مياه الأمطار من الطرق والمساحات المجاورة وسقوف المباني حيث تصب في فتحات تسمى Gutters عن طريق حفر تسمى catchpits والتي توضع عند طرف الطريق تحت الرصيف الخاص بالمشاة مباشرة ثم تصرف بمواسير إلى الشبكة، شكل (3-1).



شكل (3-1) شبكتي الصرف الصحي والأمطار على مستوى المنزل

ج- نظام الأنابيب الصغيرة (small bore system):

وهذا النظام يجب أن يسبقه خزان تحليل لكل منزل أو عدة منازل وهو النوع الرخيص الذي يستخدم في المناطق شبه الحضرية والريفية ويحتاج إلى أقطار صغيرة وميول قليل وينفذ على عمق ضحل قريب من سطح الأرض وبالتالي يمكن تنفيذه على الرصيف (وهو منفذ في مدينة المحويت)، يحتاج إلى توضيح أكثر.

مميزات النظام المنفصل (Advantages)

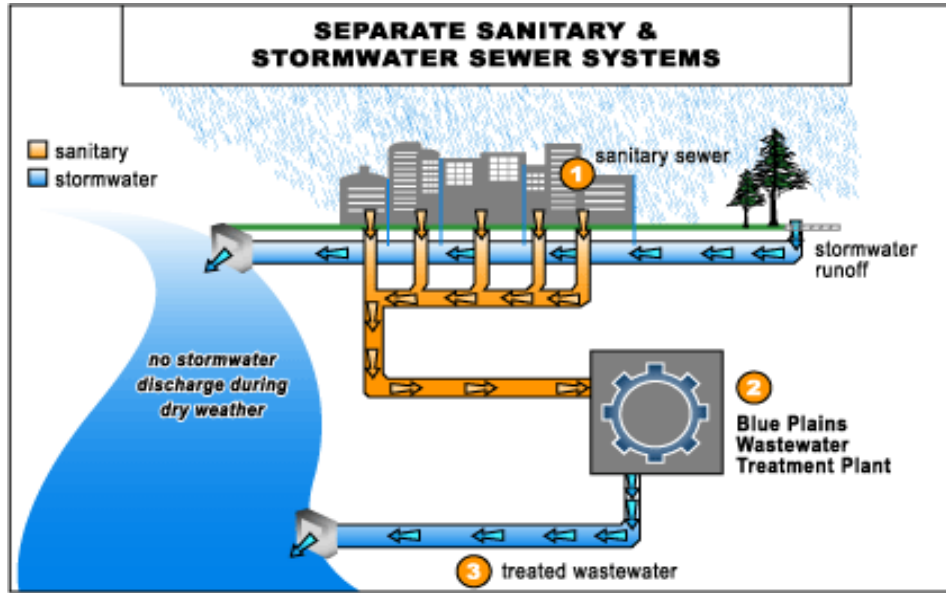
المقاطع المستخدمة أصغر مما يقلل خطر انسداد الأنابيب، فعندما يقل قطر الأنبوب تزداد سرعة المياه داخله وبالتالي تعطي فرصة أكثر لكسح ما يمكن أن يترسب في الأنبوب.

كما أن هذا النظام لا توجد به حالة تراكم ترسبات مياه الأمطار مع الترسبات

التي يمكن حدوثها مع مياه الصرف .
تكلفة معالجة مياه الصرف الصحي فقط أقل وبالتالي توفير التكلفة التي كانت
مياه الأمطار تحتاجها أثناء معالجتها .
{ هذا في حالة إذا ما كانت نوعية مياه الصرف و تركيزها تم أخذها بعين الاعتبار
أثناء تصميم المحطة، إلا أن هناك حالات يفضل فيها تخفيف مياه الصرف بمياه
الأمطار (تخفيف الحمل العضوي) لسهولة معالجتها في محطات المعالجة } .
صرف الفائض من المياه الفائضة (غير المتوقعة) لأن الجريان في الأنبوب
جزئي .

عيوب النظام المنفصل (Disadvantages)

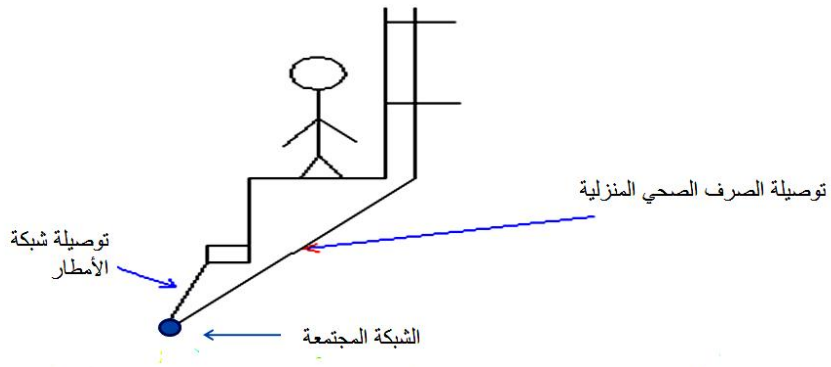
تكلفة الإنشاء مرتفعة بسبب ضرورة مد أنبوبين بدلاً من مد أنبوب واحد ، إلا أن
هذا العيب غير معتبر في البلدان النامية إذ أن اقتصادها يجعل عمل شبكات تصريف
الأمطار في الشوارع الرئيسية و المهمة فقط هو الأنسب .
يمكن أن يسبب مد أنبوبين للصرف صعوبات خاصة في الطرق الضيقة أو
الممتلئة بالخدمات (مياه ، غاز ، هاتف ، كهرباء ، ...) .
وبما أن في البلدان النامية توضع شبكات تصريف مياه الأمطار في الشوارع
الرئيسية فقط في الأغلب فإن الطرق الضيقة لا يوجد بها إلا شبكة واحدة ، وبالتالي
فإن عيوب هذا النظام غير معتبره في البلدان النامية .



شكل (2-3) شبكتي الصرف الصحي والأمطار على مستوى تجمع سكاني

3.1.2. نظام الشبكات المجتمعة Combined system

ويتم تصريف مياه الصرف الصحي والأمطار في أنبوب واحد (شكل 3-3)



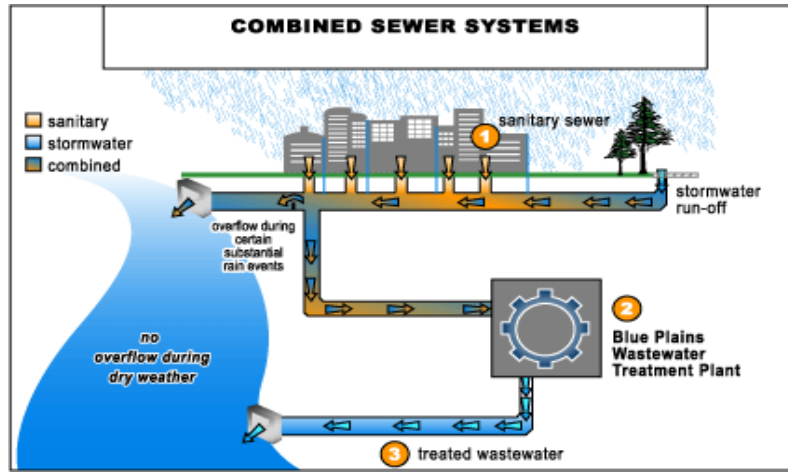
شكل (3-3) الشبكة المجتمعة

مميزات النظام المشترك (Advantages)

كمية التلوث المنقول إلى محطة المعالجة أقل ، كما أنه في حالات العواصف المطرية الغزيرة قد تصل تركيز الملوثات إلى قيم دنيا يُسمح فيها بتصريف المياه إلى المصادر المائية أو الوديان دون معالجة .
استخدام هذا النظام في الشوارع الضيقة أكثر جدوى من النظام المنفصل .

عيوب النظام المشترك (Disadvantages)

-مقاطع الأنابيب كبيرة في حين أنها لا تمتلئ بالمياه إلا في موسم الأمطار مما يجعل خطر ترسيب المواد الصلبة أكثر بكثير .
-احتمالية حدوث طفح في غرف التفتيش خلال العواصف المطرية الشديدة .
مرور مياه الأمطار عبر محطات المعالجة يزيد حجم المحطة وبالتالي كلفة إنشائها وكلفة معالجة مياه هي في الأصل غير ملوثة .
-التصميم يتم اعتمادا على عاصفة مطرية تصميمية ، ومرور عاصفة أكبر من العاصفة التصميمية يهدد بفيضان الشبكة مما يشكل خطراً حقيقياً .
إلا أنه يمكن تفادي ذلك باللجوء إلى إنشاء مفاصل تصب على مجاري مائية أو وديان قريبة في حالة الفيضان مع قبول التلوث الحاصل دورياً مع فترة تكرار العاصفة المطرية في تلك الوديان .
ومن خلال استقراء مميزات وعيوب النظامين السابقين يتضح أن الشبكات المنفصلة هي الأنسب عموماً في البلدان النامية .



شكل (3-4) نظام مشترك لشبكتي الصرف الصحي والأمطار على مستوى تجمع سكاني.

3.1.3. الحالات التي تستعمل فيها شبكات الصرف المنفصلة:

في حالة أن مياه الأمطار يمكن صرفها بالانحدار الطبيعي إلى مخارج مناسبة. إذا ظهر أن مياه الأمطار يمكن صرفها بالانحدار الطبيعي إلى أي مخرج مائي مناسب كوادي (سائله) أو بحيرة (حصاد مياه الأمطار) فيمكن في هذه الحالة إنشاء شبكة صرف منفصلة.

إذا كانت تكاليف معالجة المخلفات السائلة مرتفعة. ففي هذه الحالة يفضل فصل مياه الأمطار عن مياه الصرف الصحي لئتم معالجة مياه الصرف الصحي فقط. في حالة وجود شبكة مياه الأمطار مسبقاً. عند تواجد شبكة صرف لمياه الأمطار قبل إنشاء مشروع صرف المخلفات السائلة يفضل الإبقاء على هذه الشبكة وعمل شبكة صرف صحي منفصلة. مع الأخذ في الاعتبار عمر شبكة صرف الأمطار، فإذا كانت في نهاية عمرها الافتراضي فيجب دراسة إمكانية عمل شبكة مجتمعة وإحلالها مكان هذه القديمة.

في المناطق المستوية نظراً لأن تصميم الشبكة المجتمعة يتطلب الحصول على سرعة كافية لتصريف مياه الصرف الصحي فقط في حالة عدم وجود الأمطار (في موسم الجفاف)، وبالتالي سيحتاج عن تصميم الشبكة المجتمعة ميول كبير والذي بدوره سيسبب نزول الشبكة المجتمعة إلى أعماق كبيرة أكبر مما هو في حالة الشبكة المنفصلة.

عندما تكون غزارة الأمطار كثيفة قد تسبب فيضانات للمياه الخليلط. عند هطول أمطار كثيفة جداً سيتسبب ذلك في حصول فيضان من الشبكة إلى الشوارع فإذا كانت الشبكة مجتمعمة ستكون المياه مختلطة بالمواد العضوية والبكتريا التي تسبب تلوث البيئة.

في الدول النامية حيث يكتفى بعمل شبكة أمطار فقط للشوارع الرئيسية. في الدول النامية ليس من الضروري عمل شبكة أمطار للمدينة بكاملها ويكتفى بالشوارع الرئيسية نظراً لتكلفتها بينما لا محالة من تنفيذ شبكة الصرف لجميع المساكن في المدينة وبالتالي يفضل عمل شبكة متكاملة للصرف الصحي فقط وعمل شبكة غير متكاملة لصرف الأمطار.

يلاحظ أن الجدوى الاقتصادية هي العامل الرئيسي في معظم الحالات السابق ذكرها والتي تعمل فيها شبكات منفصلة.

3.1.4. الحالات التي تستعمل فيها شبكات الصرف المجتمعة:

في الشوارع والطرق المزدحمة بالخدمات العامة الأخرى كمواسير المياه وكابلات الكهرباء والتليفونات ... مما يصعب معه وضع ماسورتي صرف كل منهما لغرض خاص ولذا تستعمل في هذه الحالة ماسورة واحدة لصرف المخلفات السائلة (الصرف الصحي) وصرف الأمطار.

إذا كان هطول الأمطار بكثرة وبغزارة مما يجعل كمية مياه الصرف الصحي بسيطة بالنسبة لها. هذا يشجع على إدماجها جميعاً مع بعضها طالما أن كمية مياه الصرف الصحي صغيرة ولا يؤثر في حجم وتكاليف إنشاء شبكة صرف الأمطار. إذا ظهر أن كل من المخلفات المنزلية والصناعية وكذلك مياه الأمطار لا بد من رفعها بالمضخات إلى نفس المكان. في هذه الحالة لا داعي لفصل نوعي المخلفات عن بعضها.

إذا كانت الأرض مسطحة مع هطول مطري طوال العام يفضل استخدام المواسير الصرف المجتمعة لأن التصريف الناتج عن الصرف الصحي والأمطار سيزيد من سرعة المياه في المواسير مع قلة الميل والذي يجب أن تنفذ به المواسير تفادياً للنزول إلى أعماق كبيرة لأن النظام المنفصل سيؤدي إلى حدوث ترسبات للمواد العالقة.

إذا كانت درجة الحرارة مرتفعة والأمطار مستمرة ويخشى من تحلل المخلفات السائلة (الصرف الصحي) أثناء سيرها مدة طويلة في الشبكة. تفادياً لهذه الحالة تتبع طريقة الصرف المجتمعة مما يزيد في التصريف المار داخل الماسورة وبالتالي تزيد سرعة الجريان مما يمنع تحلل المواد العضوية في الماسورة قبل وصولها إلى المحطة.

إذا كانت الأمطار نادرة وغير كثيفة وهناك ضرورة لتصريفها (تأثيرها في حجم شبكة الصرف الصحي غير كبير).

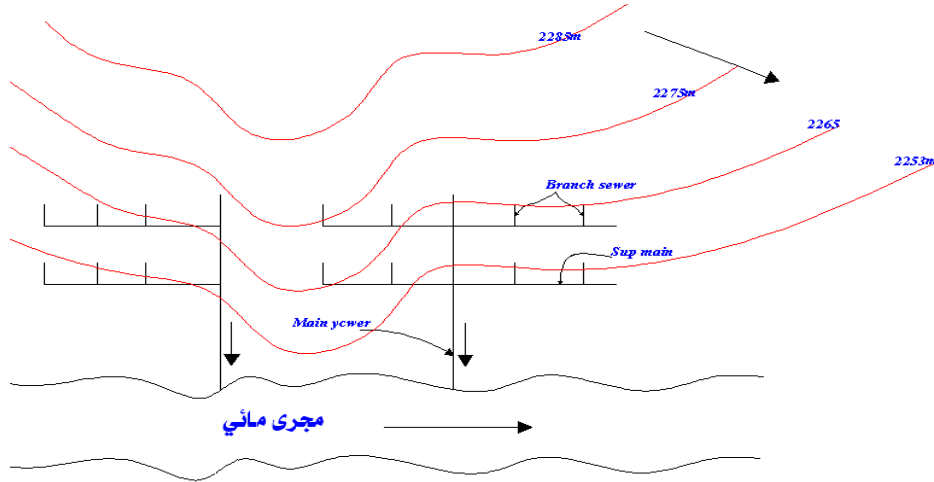
3.2. أشكال الشبكات

يعتمد شكل الشبكة بصورة أساسية على طبوغرافية المنطقة ومخطط الشوارع والطرق وكذلك موقع محطة المعالجة وتكون الأشكال المختلفة كما يلي:

3.2.1. نموذج النمط العمودي (Perpendicular Pattern)

يستخدم هذا النموذج عندما تكون ميول الأرض خفيفة باتجاه المصب على حدود التجمع السكاني أو نهر أو واد على حدود التجمع السكاني، وقد يكون في هذا النموذج عدة مخارج.

ولأن ميول الأرض خفيفة باتجاه حدود التجمع السكاني (ميول الأرض تقطع عرضيا الاتجاه الطولي للمدينة) وبالتالي فإن المجدي اقتصادياً في هذه الحالة مع وجود ميول أرض خفيفة توفر أطوال قصيرة للأنايب وهذا يتعارض مع وجود قاطع في الشبكة والذي يحتاج مع طوله إلى عمق كبير وبالتالي ميل كبير، إذاً توفر مخارج (Outfalls) عدة لهذا النموذج وأطوال قصيرة للأنايب العرضية يمثل الحل الاقتصادي الأمثل. والشكل (3-5) يوضح هذا النموذج واتجاه تناقص خطوط الكنتور. كما هو الحال في وضع صنعاء حيث يتم تصريف مياه الأمطار إلى السائلة وفي نفس الوقت يتم تصريف مياه الصرف الصحي أيضاً إلى السائلة بشبكة منفصلة.

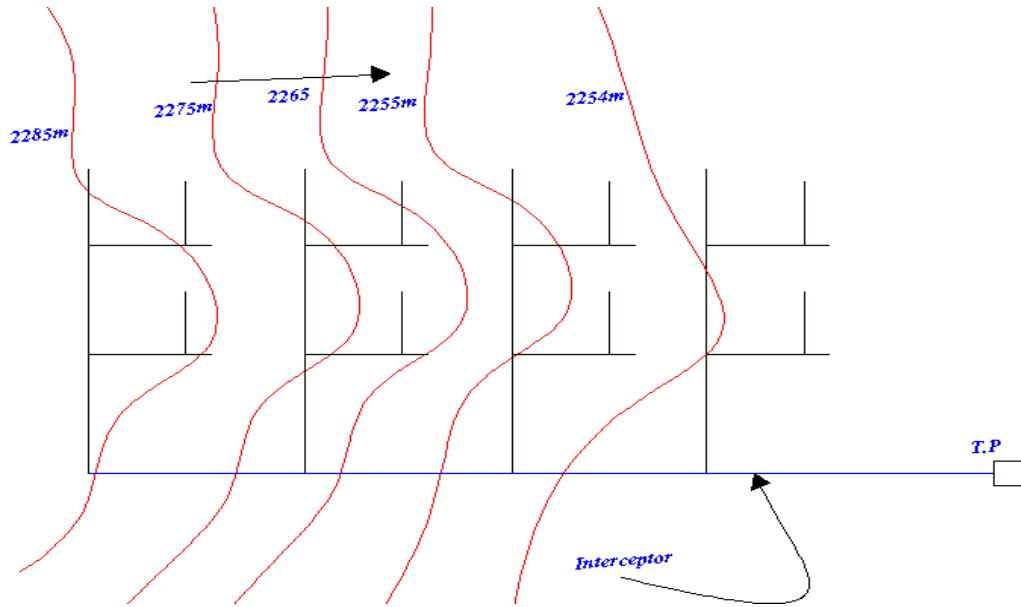


شكل (3-5) النمط العمودي كشكل من أشكال الشبكات

3.2.2. نموذج النمط العمودي مع قاطع (Perpendicular Pattern with Interceptor)

يستخدم هذا النموذج عندما يكون ميل الأرض كبيراً باتجاه المصب حيث يتم تجميع المياه في القاطع ، ويكون اتجاه الأنبوب القاطع مع اتجاه الميول (يقطع المدينة طولياً) ، وبالتالي يحتاج الطول الكبير للأنبوب القاطع إلى أعماق كبيرة وتبعاً لذلك يكون هذا النموذج مجدي اقتصادياً مع وجود ميل كبير للأرض باتجاه المصب. والشكل (6-3) يوضح هذا النموذج واتجاه تناقص خطوط الكنتور.

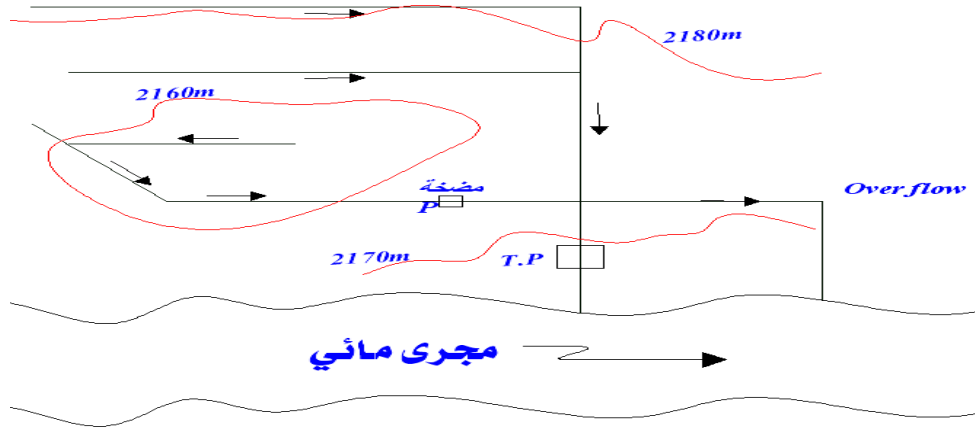
في حالة أن النظام مشترك يتم عمل مخارج Overflow إلى المجرى المائي أو المكان المناسب لاستقبال هذه المياه بينما يعمل القاطع على حمل الجزء الأكبر إلى المحطة.



شكل (6-3) النمط العمودي مع قاطع كشكل من أشكال الشبكات

3.2.3. نمط المنطقة Zone Pattern

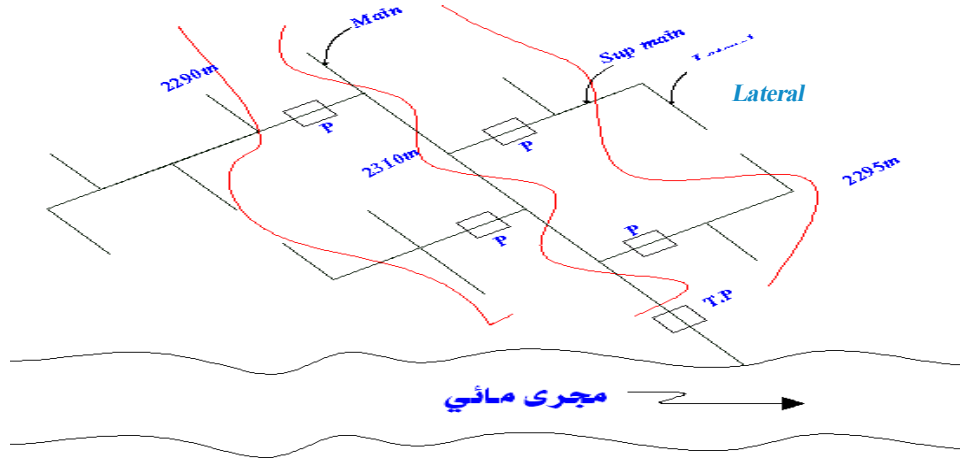
ويستعمل هذا النمط في المنطقة ذات المناسيب المتعددة حيث تقسم المنطقة إلى عدة مناطق صغيرة لتقليل كلفة الضخ ولتقليل كلفة الإنشاء في المناطق الواطئة وتزود كل منطقة بقاطع منفصل (شكل 3-7)، وفي حالة وجود مجرى مائي يتم عمل مخارج للكميات الزائدة، وتكمن الاقتصادية في هذا النموذج بتجميع المياه في المناطق المنخفضة إلى نقطة ضخ واحدة إلى القاطع بدلاً من الضخ من عدة نقاط.



شكل (3-7) نمط المنطقة كشكل من أشكال الشبكات

3.2.4. نمط المروحة Fan Pattern

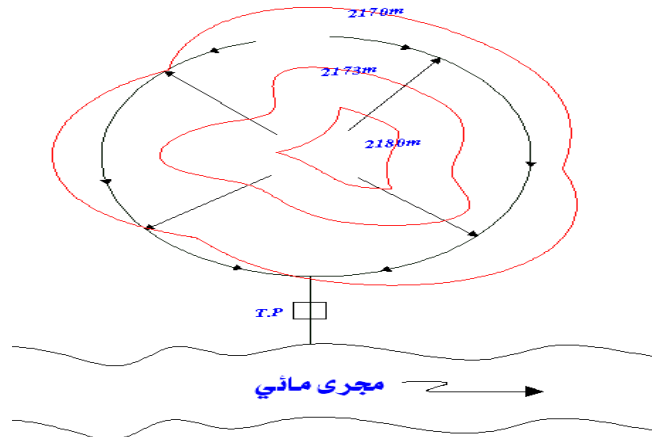
وفي هذا النمط يتم عمل المجرى الرئيسي في مركز المدينة ثم تصب مياه الصرف إليه من ضواحي المدينة على جهتي الخط الرئيسي. فإذا كان الأنبوب الرئيسي في واد أو منخفض فلا نحتاج هنا إلى ضخ، أما إذا كان هذا الخط مرتفع لزم عند ذلك الضخ، والشكل (3-8) يوضح نمط المروحة مع استخدام الضخ.



شكل (8-3) نمط المروحة كشكل من أشكال الشبكات

3.2.5. النمط الحلقي أو الشعاعي Ring or Radial Pattern

يستخدم هذا النموذج عند ما تفرض طبوغرافية المنطقة أن تجري مياه الصرف الصحي باتجاه المحيط بعيداً عن المركز ، وبالتالي فإنها تصب في مجرى موضوع في المحيط والذي بدوره يحملها إلى محطة المعالجة، والشكل (9-3) يوضح هذا النموذج.



شكل (9-3) النمط الحلقي كشكل من أشكال الشبكات

الباب الرابع

تخطيط الشبكات

(Network Layout)

4.1. تخطيط الشبكات:

يتم تخطيط الشبكات بناء على الدراسات الأولية التي بواسطتها يمكن تصوّر أنسب تخطيط لشبكة الصرف الصحي للمدينة، بحيث تتجلى فيه العوامل الاقتصادية التالية:

سهولة التنفيذ.

كفاءة التشغيل.

سهولة صيانة الشبكة.

فيتم الجمع بين العوامل السابقة قدر الإمكان للوصول إلى تصميم مثالي للشبكة بحيث تتحقق فيه العوامل السابقة ويتحقق ذلك باستخدام أقطار مناسبة، سرعات مقبولة بحيث يكون الجريان بالراحة (بالجاذبية) وبدون ضخ، والنزول إلى أعماق معقولة مع الأخذ بعين الاعتبار أثناء التصميم نوعية التربة ومدى تماسكها في خنادق الحفر أثناء التنفيذ، كما يتم مراعاة مستوى المياه الجوفية والتأكد من كيفية العمل ومدى احتياجه للوازم التنفيذ على الجاف.

4.2. تخطيط شبكة الصرف الصحي

عند تخطيط شبكات الصرف الصحي يتم:

الاستعانة بخرائط طبوغرافية كنتورية بمقياس رسم 50,000 : 1 في المناطق الكبيرة، 1:10,000 أو 1:1000 في المناطق الصغيرة أو لمعرفة التفاصيل في منطقة من المناطق. وتبين على هذه الخرائط المباني والمرافق العامة ومناسيب الشوارع.

تحديد اتجاه تناقص خطوط الكنتور بحيث يكون اتجاه مرور الشبكة بالانحدار الطبيعي (الجاذبية) لتحاشي استخدام المضخات وبالتالي مواسير الضغط .
تمثيل الأنابيب بخطوط مستمرة ترسم في منتصف الطريق بحيث يكون اتجاهها مع تناقص قيم خطوط الكنتور ليكون الجريان بالجاذبية الأرضية تحاشيا للضخ ومواسير الضغط ويرسم سهم يمثل الاتجاه في نهاية الأنبوب .
تمثيل غرف التفتيش بدوائر أو على شكل مربع . وتوضع غرف التفتيش Manholes في المواقع التالية لغرض الصيانة:

في بداية خطوط الشبكة.

عند تغير قطر الأنبوب.

عند التغير المفاجئ في المنسوب.

تغير اتجاه الخط (المجرى) .

تغير ميل المجرى .

عند تقاطع أكثر من مجرى .

عند مسافة تعتمد على قطر الماسورة لتسهيل عمل الصيانة حيث تعتمد هذه المسافات على قطر الأنبوب ، حيث إنه كلما كان قطر الأنبوب صغيراً كلما كانت صيانتة أكثر صعوبة وبالتالي يتم وضع غرف التفتيش على مسافات قريبة ، بخلاف عند ما يكون قطر الأنبوب أكبر فإن صيانتة تصبح أسهل وبالتالي فإن قيمة هذه المسافات تزداد، والجدول (4-1) يوضح ذلك.

جدول (1-4) العلاقة بين قطر الماسورة والمسافة بين غرفتي التفتيش

المسافة بين غرفتي تفتيش (متر)	قطر الأنبوب (بوصه)
30	8-6
40	10-9
50	15-12
60	36-18
100	48-36
150	أكبر من 48

تحديد اتجاه الشبكة بسهم عند غرفة التفتيش.

ترقيم أو تسمية الأنابيب وغرف التفتيش وهذا البند مهم جداً لمعرفة موقع أي

مجرى في المدينة وتتم بإحدى الطرق التالية:

التسمية بالنسبة للاتجاهات الأصلية والفرعية.

التسمية بالنسبة لنوع المجرى كالتالي:

- خط رئيسي يصل إلى محطة المعالجة (T) Trunk

- خط رئيسي (M) Main

- خط رئيسي متفرع (SM) Sub Main

- خط فرعي (L) Lateral

- خط فرعي متفرع (SL) Sub Lateral

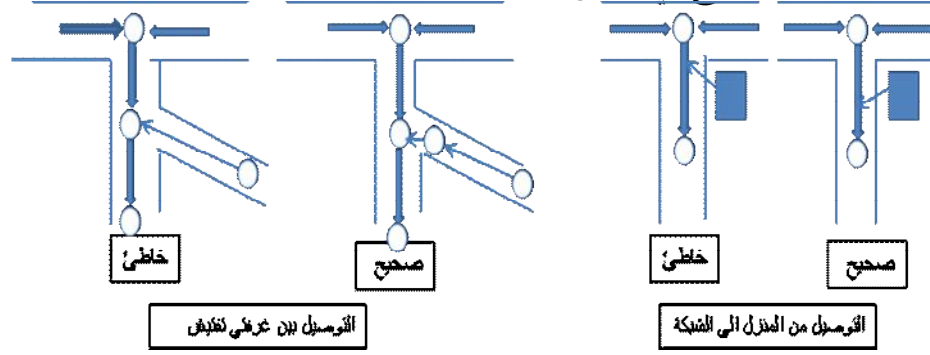
تحديد المساحة التي يخدمها المجرى الواصل بين كل غرفتي تفتيش بأي

طريقة هندسية كاستخدام ألوان مختلفة للمساحات التي تختلف فيها كثافة السكان،

ثم يتم بعد ذلك حساب المساحات بواسطة ورق شفاف مليمتري.

أي خط توصيل بين غرفتي تفتيش أو من المنزل إلى غرفة التفتيش يجب أن

يأخذ اتجاه سريان المياه في هذا الخط مع اتجاه سريان مياه الصرف الصحي في الشبكة أو عمودياً عليه على الأقل ولا يصح التوصيل في اتجاه معاكس لاتجاه الشبكة كما هو موضح في شكل (1-4).



شكل (1-4) طريقة التوصيل إلى الشبكة

يتم تخطيط المُجمعات الفرعية بحيث تكون قصيرة قدر الإمكان. عند تحديد مسارات الشبكة يفضل أن يكون المجمع الرئيسي في مكان متوسط من المساحة المصروفة بحيث يصب فيه عدد كبير من المُجمعات الفرعية، وبحيث تكون أطوال هذه المُجمعات أقصر ما يمكن. ومن الجدير بالذكر أن المتحكم في ذلك هو طبيعة المنطقة حيث إن طبوغرافية المنطقة هي التي تتحكم في تخطيط الشبكة حيث إن لكل منطقة حل أمثل قد يختلف عن الحل الأمثل لمناطق أخرى بحسب خواص كل منطقة إذ قد تحتوي المنطقة الواحدة على أكثر من مجمع رئيسي.

عند تصميم الأنبوب فإن الميل المستخدم يجب أن يكون مناسباً إذ أن الميل إذا قلّ عن ميل سطح الأرض فإن الأنبوب بالتدريج مع طولهِ سيظهر على سطح الأرض، وعند ما يكون الميل كبيراً فإننا سنصل إلى أعماق كبيرة إلا أنه عند الاضطرار لعمل ذلك فيمكن عمل منشآت خاصة لتلافي ذلك مثل عمل غرف

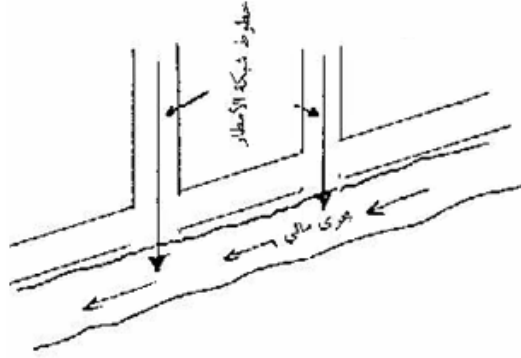
سقوط (Drop Manhole).

4.3. خطوات تخطيط شبكة الأمطار :

تنفذ جميع الخطوات المتبعة في تخطيط شبكة الصرف الصحي مع مراعاة ما يلي:

عند ترقيم أو تسمية غرف التفتيش يمكن التفريق بين شبكة الأمطار وشبكة الصرف الصحي بوضع حرف R نسبة للأمطار Rain في حالة الأمطار، كما يوضع حرف S نسبة للصرف الصحي Sewerage في حالة شبكة الصرف الصحي وبالتالي عند وجود خط رئيسي M (Main) في حالة شبكة الأمطار يكتب RM وفي حالة شبكة الصرف الصحي يكتب SM ... وهكذا.

في حالة شبكة الأمطار إذا كان المجرى المائي (نهر أو وادي) يقطع المنطقة أو يجري على جانبها فيفضل تقليل فترة وصول الأمطار إلى المجرى المائي وذلك بعمل خطوط رئيسية متوازية تصب جميعها في المجرى المائي مع زيادة المخارج إلى المجرى المائي كما هو موضح في شكل (4-2).



شكل (4-2) التوصيل من شبكة الأمطار إلى المجرى المائي

عوامل تؤخذ في الاعتبار عند اختيار مسارات خطوط شبكة الصرف الصحي

صرف المياه بأقصر طريق ممكنة.

الاستفادة من ميل الأرض قدر الإمكان.

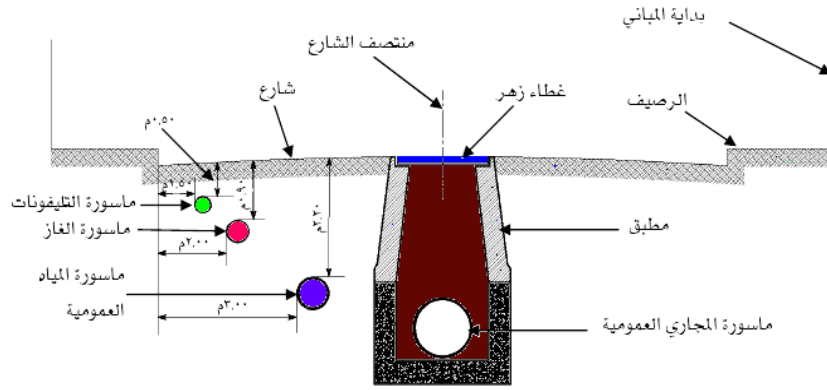
مجموع تكاليف الإنشاء والتشغيل والصيانة أقل ما يمكن.

توفر الإمكانيات لإجراء الصيانة.

الوصلات المنزلية يجب أن تكون أقصر ما يمكن.

تجنب مد الخطوط في الأماكن التي لا تصل إليها الآليات.

يمكن مد شبكة مياه التغذية و شبكات الصرف والتمديدات الكهربائية والهاتف جنباً إلى جنب في نفس الشارع لكن على أعماق مختلفة حيث تكون شبكة الصرف الأكثر عمقاً يليها المياه ثم الكهرباء، والهاتف،.... والشكل (3-4) يوضح ذلك.



شكل (3-4) الخدمات على أعماق مختلفة

إذا كان عرض الشارع أكبر من 25m يصبح من الأفضل اقتصادياً مد خط مستقل على جانبي الطريق لتخفيف طول الوصلات المنزلية وتخفيف أعماق الحفر لأنابيب الوصلات المنزلية (وهذا يعتمد أيضاً على عدد وكثافة التوصيلات المنزلية).

الباب الخامس

أسس وقوانين تصميم

الأنابيب عند الجريان الجزئي

5.1. قوانين الجريان بالجاذبية في المواسير والقنوات

قام بعض العلماء بتجارب معمليه لمعرفة سرعة الجريان في المواسير والقنوات وتم التوصل إلى قوانين تجريبية أهمها :

1- قانون تشيزي Chezy equation

$$V = C \sqrt{RS}$$

حيث : V = سرعة الجريان الممتلئ في المواسير أو القنوات

R = نصف القطر الهيدروليكي hydraulic radius = مساحة المياه في الماسورة مقسوماً على محيط المياه في الماسورة.

S = ميل الماسورة slope of hydraulic gradient

C = معامل Chezy

2- قانون ستركلر Strickler Formula

$$V = K_{str} R^{2/3} S^{1/2}$$

حيث : K_{str} = معامل ستركلر

3- قانون هازن وليم Hazen Williams equation

$$V = 0.85 C_H R^{0.63} S^{0.54}$$

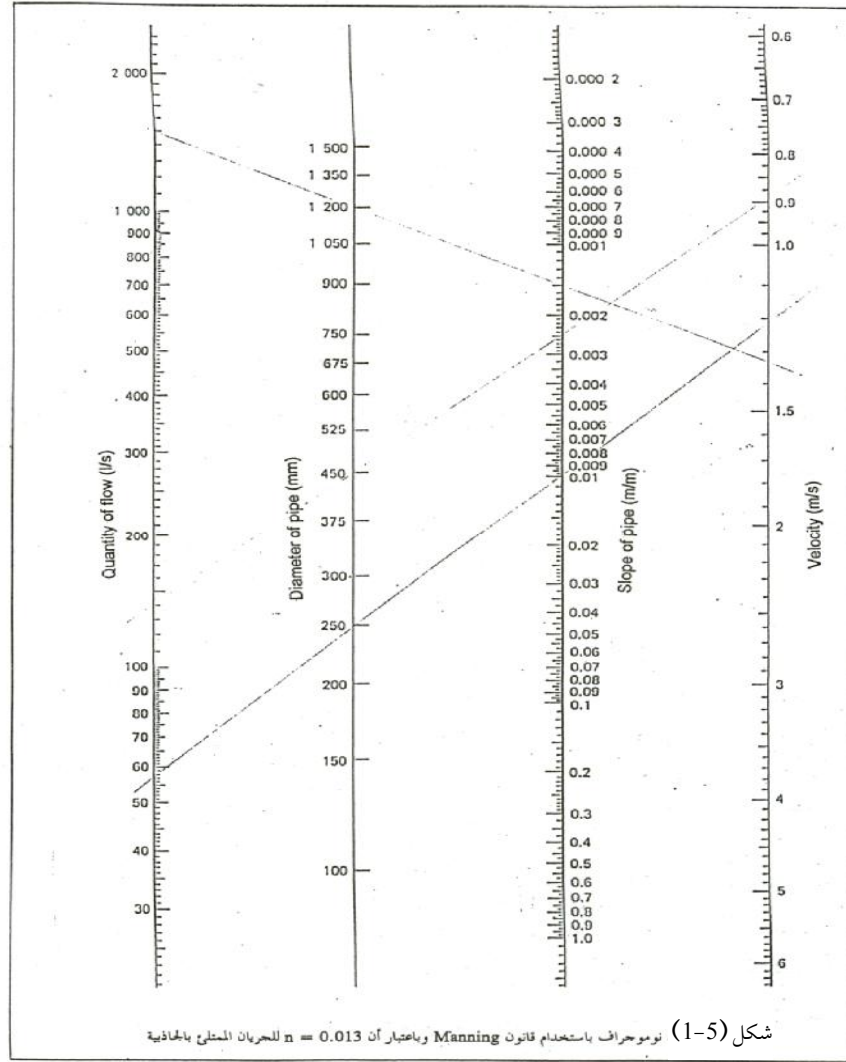
حيث C_H = معامل هازن

4- قانون ماننج Manning

$$V = (1/n) R^{2/3} S^{1/2}$$

حيث : n = معامل (Manning) ويسمى معامل الخشونة ويعتمد على نوع المادة المصنوع منها الماسورة المستخدمة .

ويمكن الاستعاضة عن استخدام هذا القانون باستخدام النوموجراف (Nomograph) شكل (1-5) حيث إنه مصمم باستخدام $n=0.013$ ولذلك عندما تكون قيمة (n) مختلفة يتم ضرب قيمة (V) أو قيمة (Q) التي تم الحصول عليها من النوموجراف بمعامل تصحيح $= 0.013/n$ حيث (n) هي القيمة الجديدة.



شكل (1-5) نوموجراف باستخدام قانون Manning

أمثلة محلولة:

مثال (1):

إذا علم أن قطر الماسورة 2000mm مملوءة بمياه الصرف الصحي وميلها 1‰

وأن $K_{str} = 75$

أوجد :

أ- سرعة مياه الصرف الصحي في الشبكة وكميته

ب- معامل Chezy [C]

ج- معامل Manning [n]

د- معامل Hazen [CH]

الحل :

Data :

$D = 2000\text{mm}$

$S = 0.001$

$K_{str} = 75$

بتطبيق قانون strickler

$$V = K_{str} R^{2/3} S^{1/2}$$
$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2 / 4}{\pi D} = \frac{D(m)}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m}$$

$$V = 75 \times (0.5)^{2/3} \times (0.001)^{1/2} = 1.49 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 1.49 \times \frac{\pi (2)^2}{4} = 4.69 \text{ m}^3 / \text{s} = 4690 \text{ l/s}$$

بتطبيق معادلة Chezy

$$C = \frac{V}{\sqrt{RS}} = \frac{1.49}{\sqrt{0.5 \times 0.001}} = 67$$

بتطبيق معادلة Manning

$$n = \frac{1}{k_{str}} = \frac{1}{75} = 0.013$$

بتطبيق معادلة Hazen

$$C_H = \frac{V}{0.85 R^{0.63} S^{0.54}} = 113$$

مثال (2):

إذا كان مجرى بقطر 250mm وميل 0.01 . ما هي كمية الجريان الكلي عندما تكون

$$n = 0.013 \text{ (أ) } n = 0.015 \text{ (ب) }$$

الحل :

باستخدام النوموجراف شكل (5-1) :

(أ) :

$$V = 1.21 \text{ m/s} , \quad Q = 58 \text{ l/s}$$

(ب) :

$$V = 1.21 \times \frac{0.013}{0.015} = 1 \text{ m/s}$$

$$Q = 58 \times \frac{0.013}{0.015} = 51 \text{ l/s}$$

ويمكن تطبيق معادلة Manning، وسيتم الحصول على نفس النتائج السابقة .

ولأنه عند تصميم مواسير الصرف الصحي يراعى أن يكون الجريان فيها جزئياً

وليس ممتلئاً وذلك للأسباب التالية :

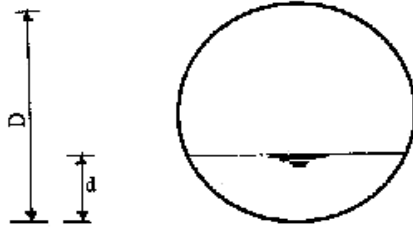
1- ترك حيز كعامل أمان في حالة تسرب مياه غير متوقعة.

2- عندما يزيد عمق الجريان في الماسورة عن 80% - 70% من قطر الماسورة عندها

تقل سرعة الجريان فيها نتيجة لتأثير الاحتكاك الناتج عن ملامسة المياه للجزء العلوي للماسورة.

وبالتالي فإنه عندما يكون الجريان في الماسورة جزئياً (ليس ممتلئاً) يتم التصميم باستخدام شكل (2-5) أو جدول (1-5) على اعتبار أن الرموز (q ,v) تستعمل للجريان الجزئي وتقابلها (Q,v) للجريان الممتلئ ويمكن توضيح طريقة استخدام شكل (2-5) بالمثال التالي :

افرض أن الجريان في الماسورة كان بعمق 30% من قطر الماسورة.



فإنه عند الرجوع إلى المنحنى (شكل 2-5) :

عند النقطة $d/D = 0.3$ نرسم خط مستقيم أفقي حتى يتقاطع مع منحنى Q ومنحنى v عندها نأخذ الخط العمودي عند نقطتي التقاطع ونحصل على القيم المعطاة بالخط وتكون في المثال كالتالي :

$$\frac{v}{V} = 0.8$$

$$\frac{q}{Q} = 0.2$$

وهذا يعني أن كمية الجريان الجزئي = 20% من الجريان الكلي وأن السرعة عند الجريان الجزئي = 80% من السرعة عند الجريان الكلي .
كما أننا لمنحنى v يوضح أيضاً أنه عندما يكون الجريان الجزئي = 0.5 الكلي، تكون السرعة متساوية (أي $v=V$).

مثال (3):

إذا علم أن قطر الماسورة 2000mm وميلها 1‰ وأن الجريان فيها جزئياً وكميته 470 l/s وأن $n=0.013$ أوجد :

أ- سرعة الجريان في الماسورة .

ب- عمق مياه الصرف الصحي في الماسورة .

ج- نصف القطر الهيدروليكي للجريان الجزئي .

الحل :

في البداية يجب معرفة كمية الجريان الممتلئ وسرعته وذلك بتطبيق معادلة Manning أو استخدام النوموجراف (شكل 5-1) .

أذن سرعة الجريان الممتلئ (V) = 1.49 m/s

كمية الجريان الممتلئ (Q) = 4690 l/s

وطالما أن كمية الجريان الجزئي (q) = 470 l/s

$$\frac{q}{Q} = \frac{470}{4690} = 0.1$$

ومن الشكل (5-2) نجد أن :

$$\frac{d}{D} = 0.22$$

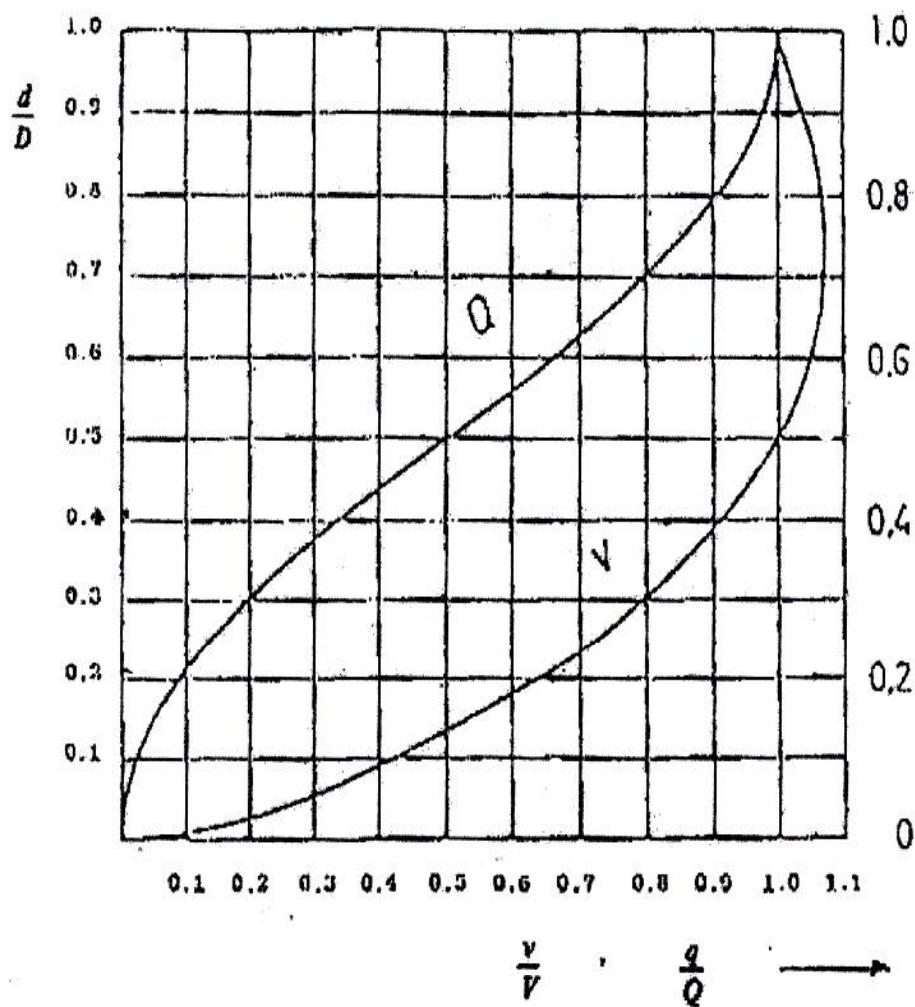
$$\frac{v}{V} = 0.66$$

(أ) سرعة الجريان الجزئي في الماسورة (v) = 0.66 x 1.49 = 0.98 m/s

(ب) وعمق الجريان الجزئي (d) = 0.22 x 2000 = 440mm

(ج) من الجدول (5-1) نجد أن $R/D=0.1265$

∴ نصف القطر الهيدروليكي للجريان الجزئي (R) = 0.1265 x 2000 = 253mm



- d = water depth
- D = diameter of pipe
- v = velocity of flow in partially filled pipe
- q = rate of flow in partially filled pipe
- V = velocity of flow, pipe flowing full
- Q = discharge capacity of pipe

شكل (2-5) منحنيات الجريان الجزئي Curves of partial flow

جدول (5-1) الجريان الجزئي

Hydraulic properties for circular sewers, flowing partly full (based on the flow formula of Prandtl-Colebrook); Q_{full} , V_{full} =flow and velocity for pipe when running full; q , v = flow and velocity for partial flow; h = depth of flow, D = diameter of pipe, R = hydraulic radius of pipe

$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$
0,001	0,023	0,17	0,0152	,210	,309	,80	,1751	0,805	0,701	1,08	0,2964
2	,032	,21	,0210	,220	,316	,81	,1784	,810	,705	,08	,2969
3	,038	,24	,0249	,230	,324	,82	,1820	,815	,709	,08	,2974
4	,044	,26	,0287	,240	,331	,83	,1851	,820	,713	,08	,2979
5	,049	,28	,0319	,250	,339	,84	,1887	,825	,717	,08	,2984
6	,053	,29	,0345	,260	,346	,85	,1918	,830	,721	,08	,2989
7	,057	,30	,0370	,270	,353	,86	,1948	,835	,725	,08	,2993
8	,061	,32	,0395	,280	,360	,86	,1978	,840	,729	,07	,2997
9	,065	,33	,0420	,290	,367	,87	,2007	,845	,734	,07	,3002
0,010	0,068	0,34	0,0439	0,300	,374	0,88	0,2037	0,855	0,738	1,07	0,3006
11	,071	,35	,0458	,310	,381	,89	,2066	,855	,742	,07	,3010
12	,074	,36	,0476	,320	,387	,89	,2090	,860	,747	,07	,3014
13	,077	,36	,0495	,330	,394	,90	,2118	,865	,751	,07	,3018
14	,080	,37	,0513	,340	,401	,91	,2146	,870	,756	,07	,3022
15	,083	,38	,0532	,350	,407	,92	,2170	,875	,761	,07	,3025

$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$
16	,086	,39	,0550	,360	,414	,92	,2197	,880	,766	,07	,3028
17	,088	,39	,0562	,370	,420	,93	,2220	,885	,770	,07	,3031
18	,091	,40	,0581	,380	,426	,93	,2243	,890	,775	,07	,3033
19	,093	,41	,0593	,390	,433	,94	,2269	,895	,781	,07	,3036
0,020	0,095	0,41	0,0605	0,400	0,439	0,95	0,2291	0,900	0,786	1,07	0,3038
22	,100	,42	,0635	0,410	0,445	0,95	0,2313	,905	,791	,07	,3040
24	,104	,43	,0659	,420	,451	,96	,2334	,910	,797	,07	,3041
26	,108	,45	,0683	,430	,458	,96	,2359	,915	,803	,06	,3042
28	,112	,45	,0707	,440	,464	,97	,2380	,920	,808	,06	,3043
30	,116	,46	,0731	,450	,470	,97	,2401	,925	,814	,06	,3043
32	,120	,47	,0755	,460	,476	,98	,2420	,930	,821	,06	,3043
34	,123	,48	,0772	,470	,482	,99	,2441	,935	,827	,06	,3042
36	,127	,49	,0796	,480	,488	,99	,2461	,940	,834	,05	,3040
38	,130	,50	,0813	,490	,494	1,00	,2481	,945	,841	,05	,3037
0,040	0,134	0,50	0,0837	0,500	0,500	1,00	0,2500	0,950	0,849	1,05	0,3033
45	,141	,52	,0877	,510	,506	,00	,2519	,955	,856	,05	,3029
50	,149	,54	,0923	,520	,512	,01	,2538	,960	,865	,04	,3022
55	,156	,55	,0963	,530	,519	,01	,2559	,965	,874	,04	,3014

60	,163	,57	,1002	,540	,525	,02	,2577	,970	,883	,04	,3004
65	,170	,58	,1042	,550	,531	,02	,2595	,975	,894	,03	,2989
$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$
70	,176	,59	,1075	,560	,537	,02	,2612	,980	,905	,03	,2972
75	,182	,60	,1108	,570	,543	,03	,2629	,985	,919	,02	,2946
80	,188	,61	,1141	,580	,550	,03	,2649	,990	,935	,02	,2908
85	,194	,62	,1174	,590	,556	,03	,2665	,995	,956	,01	,2844
0,090	0,200	0,63	0,1206	0,600	0,562	1,04	0,2681	1,000	1,000	1,00	0,2500
0,095	0,205	0,64	0,1233	,610	,568	,04	,2697				
,100	,211	,65	,1265	,620	,575	,04	,2715				
,105	,216	,66	,1291	,630	,581	,05	,2731				
,110	,221	,67	,1317	,640	,587	,05	,2745				
,115	,226	,68	,1343	,650	,594	,05	,2762				
,120	,231	,69	,1369	,660	,600	,05	,2776				
,125	,236	,69	,1395	,670	,607	,06	,2793				
,130	,241	,70	,1421	,680	,613	,06	,2806				
,135	,245	,71	,1441	,690	,620	,06	,2821				
0,140	0,250	0,72	0,1466	0,700	0,626	1,06	0,2834				
,145	,255	,72	,1491	,710	,633	,06	,2848				
,150	,259	,73	,1511	,720	,640	,07	,2862				
,155	,263	,74	,1531	,730	,646	,07	,2874				

,160	,268	,74	,1556	,740	,653	,07	,2887
,165	,272	,75	,1575	,750	,660	,07	,2900
$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$	$\frac{q}{Q_{full}}$	$\frac{h}{D}$	$\frac{v}{V_{full}}$	$\frac{R}{D}$
,170	,276	,76	,1595	,760	,667	,07	,2912
,175	,281	,76	,1619	,770	,675	,07	,2925
,180	,285	,77	,1638	,780	,682	,07	,2936
,190	,293	,78	,1676	,790	,689	,07	,2947
0,200	0,301	0,79	0,1714	0,800	0,697	1,07	80,295

$\frac{q}{Q_{full}}$
 $\frac{h}{D}$
 $\frac{v}{V_{full}}$
 $\frac{R}{D}$

مثال (4):

إذا كان عمق الجريان في ماسورة قطرها 1200mm وميلها 0.0015 هو 740mm
احسب كمية وسرعة الجريان علماً بأن $n = 0.015$.

الحل :

$$D = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 740 \text{ mm}$$

$$S = 0.0015$$

من الشكل (2-5) يتضح أن: $V = 1.32 \text{ m/s}$ ، $Q = 1500 \text{ l/s}$ $\therefore \frac{d}{D} = \frac{740}{1200} = 0.62$

$\therefore$ من الجدول (1-5) أو الشكل (2-5) عند $d/D = 0.62$

نجد أن

$$\frac{q}{Q} = 0.69 \quad , \quad \frac{v}{V} = 1.06$$

وحيث إنه بتطبيق معادلة Manning أو استخدام النوموجراف وضرب ناتج
السرعة بمعامل التصحيح (0.013/0.015)

$$V = 1.32 \times \frac{0.013}{0.015} = 1.144 \text{ m/s}$$

$$Q = 1500 \times \frac{0.013}{0.015} = 1300 \text{ l/s}$$

$$v = 1.06 \times 1.144 = 1.21 \text{ m/s} \therefore$$

$$q = 0.69 \times 1300 = 897 \text{ l/s}$$

مثال (5):

مجري ذو قطر 450mm وميل 0.0025 ، $n = 0.013$

أوجد عمق الجريان عند سرعة ($v = 0.6 \text{ m/s}$)

الحل:

Data :

$$D = 450 \text{ mm}$$

$$S = 0.0025$$

$$n = 0.013$$

باستخدام النوموجراف : $V = 0.9 \text{ m/s}$

$$\frac{v}{V} = \frac{0.60}{0.9} = 0.67 \text{ عند } (2-5) \text{ وباستخدام شكل}$$
$$\therefore \frac{d}{D} = 0.23 \Rightarrow d = 0.23 \times 450 = 130 \text{ mm}$$

أي أن عمق الجريان عند سرعة 0.6 m/s هو 130mm

تمارين

1- ما هو الجريان المملوء وسرعته لمجرى قطره 300mm على انحدار 0.006

باستخدام:

a) $n = 0.013$

b) $n = 0.011$

الجواب [b) 88.5 l/s , 1.25 m/s, a) 76 l/s, 1.07 m/s]

2- ما هو الجريان الكامل وسرعته لمجرى قطره 450mm وعلى انحدار 0.00412

باستخدام

a) $n = 0.013$, b) $n = 0.011$

الجواب [b) 213 l/s a) 180 l/s]

وإذا كانت خشونة المجرى 0.013 فاحسب كمية الجريان لعمق 300mm .

الجواب [140 l/s]

3- ما هو أقل انحدار لمجرى قطره 600mm للحصول على معدل سرعة جريان

تساوي 0.9m/s عندما تكون كمية الجريان 20% من الجريان الممتلئ .

الجواب [0.0028]

4- ما هو قطر المجرى الذي تقترحه لنقل 0.15 m³ /s معتمداً على ما يلي :

السرعة القصوى المسموح بها 3m/s

أقصى انحدار مسموح به 0.030m/m

الجواب [300mm]

5- ما هو قطر المجرى الذي تقترحه لنقل 0.43 m³ /s معتمداً على ما يلي :

سرعة الجريان الأدنى 0.6 m/s

سرعة الجريان الأقصى 4.5 m/s ، الانحدار الأقصى 0.030 m/m

الجواب [450mm]

6- احسب عدد السكان الذين يمكن خدمتهم لمجرى صرف صحي قطره 200mm علماً بأن الانحدار هو % 0.40 .

افرض أن الجريان التصميمي للشخص الواحد هو 1500 l/d .

الجواب [1195]

7- قطر مجرى مطري 1500mm ينقل جريان $1.5\text{m}^3/\text{s}$ بعمق 1000mm .

احسب سعة الأنبوب المستعمل بالأمتار المكعبة في الثانية .

(الجواب $2\text{m}^3/\text{s}$)

8- احسب المكافئ السكاني الهيدروليكي وكذلك المكافئ السكاني العضوي

لمصنع تحضير اللحوم إذا كانت كمية الصرف $10000\text{ m}^3/\text{d}$ وكمية الـ (BOD)

الخارجة من المصنع 13000 kg/d ، وأن الـ (BOD) للشخص الواحد هو 90

g/c.d وكمية الصرف 450 l/c.d .

(الجواب 144444 ، 22222)

9- مدينة صغيرة كمية مياه الصرف الخارج منها هي $2300\text{ m}^3/\text{d}$ وكمية BOD هو

200 mg/l والمواد العالقة (SS) $= 240\text{mg/l}$ وفي الجدول أدناه خواص الصرف

للمدينة مع بعض المصانع المتواجدة فيها:

نوع المصنع	BOD (mg/l)	SS (mg/l)	كمية الجريان (m^3/d)
المشروبات الغازية	430	220	57
المخابز	3000	2000	23
الحليب	390	72	455

احسب كمية BOD ، SS (mg/l) لمياه الصرف الصحي للمدينة بعد إضافة

المصانع أعلاه.

الجواب . [BOD=258mg/l; SS=212mg/l]

الباب السادس

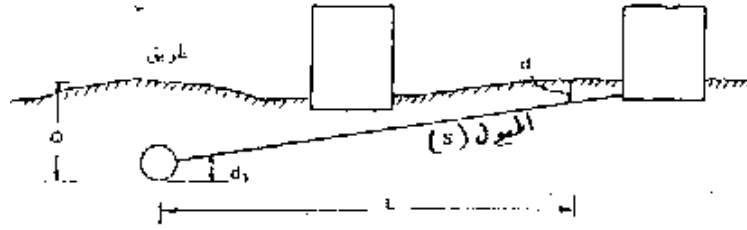
تصميم شبكات الصرف الصحي

1، 6- خطوات تصميم شبكات الصرف الصحي

عند تصميم شبكة الصرف الصحي تتبع الخطوات التالية:

1- اختيار نظام الصرف المناسب (منفصل - مجتمع) بناء على المعايير والأسس التي تم ذكرها تحت بند أنواع الشبكات.

2- تحديد أقل عمق يمكن أن توضع عنده الماسورة : والهدف من ذلك هو المحافظة على الماسورة حتى لا تتأثر بالأحمال الناتجة عن السيارات (تخفيف الإجهادات الناتجة عن أحمال السير) بالإضافة إلى تجنب حصول تجمد للمياه داخل المواسير في المناطق الباردة عند قربها من سطح الأرض. الجدير ذكره أن عمق شبكة الصرف الفرعية وشبه الرئيسية تؤثر على عمق المجرى الرئيسي trunk sewer وبالتالي يجب أن يكون الغطاء الترابي فوق الماسورة (cover) لا يقل عن (1m) ويصل الغطاء عادةً في شبكة الصرف الصحي الموضوعة تحت شوارع المدن بين (2.5 - 3m) . والشكل (1-6) يوضح أجزاء الشبكة .



شكل (1-6) أجزاء شبكة الصرف الصحي

3- تحديد كمية مياه الصرف الصحي الخارجة من المنازل إلى الشبكة: وبالتالي يتم تحديد متوسط كمية الجريان لكل أنبوب Q_{av} وكذلك كمية الجريان القصوى Q_{max} التي تتراوح بين (Q_{av} 2-4) في المواسير الفرعية lateral بينما في المواسير الرئيسية Main and Trunk تصل إلى ($1.5 - 2.5 Q_{av}$). كما يلزم تحديد أقل

جريان Q_{min} والذي يقع بين ($0.2 - 0.7Q_{av}$) وتعتمد كميات الجريان القصوى والدنيا Q_{min} ، Q_{max} ووقت حدوثهما بناء على نمط الاستهلاك.
س. كيف يتم احتساب Q_{min} ، Q_{max} لمنطقة ما؟.

4- تحديد كمية مياه الرش (المياه الجوفية التي يمكن أن تتسرب إلى المواسير التي تغمرها) كما سبق ذكره.

5- تحديد كمية مياه الصرف الصناعية إن وجدت وكانت موصلة بالشبكة كما سبق ذكره.

6- إيجاد الكمية الكلية (التصميمية) لمياه الصرف الصحي كما يلي:

$$Q_{des} = Q_{max} + Q_I + Q_{ind}$$

حيث:

Q_{max} = أقصى كمية مياه صرف صحي خارجة من المنازل Max Domestic Waste

.Water

Q_I = مياه الرش Infiltration Water

Q_{ind} = مياه الصرف الصحي الصناعية الموصلة بالشبكة Industrial Waste Water

Q_{des} = الجريان التصميمي Design flow

7- اختيار القطر المناسب الذي يستوعب عندما يكون ممتلئاً ما يزيد على كمية مياه الصرف التصميمية بما لا يقل عن 10% ويمكن فرضها أو تحديدها مبدئياً من جداول أقل ميول التي سيتم إعدادها عند بداية التصميم.

8- تحديد أقل وأقصى ميول: max and min slope

توضع الأنابيب بقدر الإمكان في أقل عمق ويتحقق هذا بوضع الأنبوب بموازية سطح الأرض وهذا ليس سهلاً التطبيق دائماً لضرورة تحقيق سرعة التنظيف الذاتية.

ويستعمل أدنى انحدار ليحقق سرعة ذاتية في التصميم.

ويجب أخذ الميل الهيدروليكي بنظر الاعتبار عند تصميم شبكة الصرف الصحي. وعادةً يعد الميل الهيدروليكي هو نفسه انحدار المجرى وهذا ليس دائماً صحيحاً، حيث يتغير الجريان بأي تغير في الميل الهيدروليكي وكتيجة لهذا تتغير السرعة. ويسبب الجريان الغزير لماء المطر حصول الماء الخلفي في شبكة الصرف الصحي لفترة قصيرة من الزمن مزيداً بذلك الميل الهيدروليكي أما عندما يكون منسوب الماء في الجسم المائي (water body) المستقبل أعلى من المنسوب عند المصب يصبح الميل الهيدروليكي أقل من ميل المواسير وكلتا الحالتين تؤثران على الجريان وعلى السرعة. أما في المناطق ذات الطبوغرافية المنبسطة فيصعب تهيئة مناسب صغرى بدون الوصول إلى أعماق كبيرة وفي مثل هذه الحالة يجب الأخذ بالحسبان اختيار مجرى ذو قطر أصغر لأجل الحصول على سرعة التنظيف الذاتية فالأنابيب ذات الأقطار الكبيرة تعطي سرعة أقل من الأقطار الصغيرة لنفس كمية مياه الصرف. وبالتالي تستعمل القاعدة التقريبية في تقدير الميول كالتالي:

$$\frac{1}{\text{أقصى ميول}} = \frac{1}{\text{القطر (سم)}} \quad \frac{1}{\text{أدنى ميول}} = \frac{1}{\text{القطر (مم)}}$$

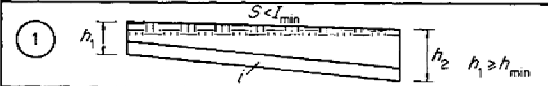
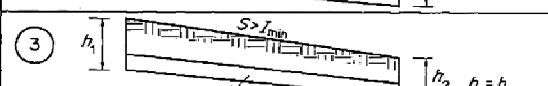
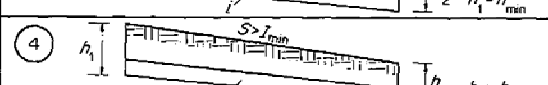
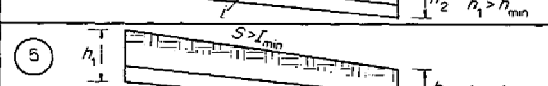
وهذه ليست إلا قيم أولية استرشادية تقرب إلى الميل النهائي المناسب والذي يلبي شرطين الأول أن تتحقق عنده سرعة الجريان الدنيا اللازمة لجرف الرواسب والثاني أن يكون قريباً ما أمكن من ميل سطح الأرض حتى نتحاشى الحفر عميقاً في التربة وبالتالي زيادة الكلفة الاقتصادية.

وبشكل عام يمكن تحديد الميل المستخدم لكل أنبوب كالتالي:

- يساوي أقل ميل عندما يكون ميل الأرض أقل من أدنى ميول.

- $S < I_{min} \Rightarrow \text{Use } I_{min}$
- يساوي ميل الأرض عندما يكون ميل الأرض بين أدنى وأقصى ميول
- $I_{min} < S < I_{max} \Rightarrow \text{Use } S$
- يساوي أقصى ميل عندما يكون ميل الأرض أكبر من أقصى ميول
- $S > I_{max} \Rightarrow \text{Use } I_{max}$ □

لتفاصيل أكثر انظر شكل (2-6).

Case	Solution
① 	$i = I_{min}$ $h_2 = h_1 + (I_{min} - S)L$
② 	$i = I_{min}$ $h_2 = h_1$
③ 	$i = S$ $h_2 = h_1 = h_{min}$
④ 	$i = S + (h_2 - h_1)/L \geq I_{min}$ $h_2 = h_{min}$
⑤ 	$i = I_{min}$ $h_2 = h_1 + (I_{min} - S)L$
⑥ 	$i_1 \text{ \& } i_2 \geq I_{min}$ $h_2 = h_{min}$

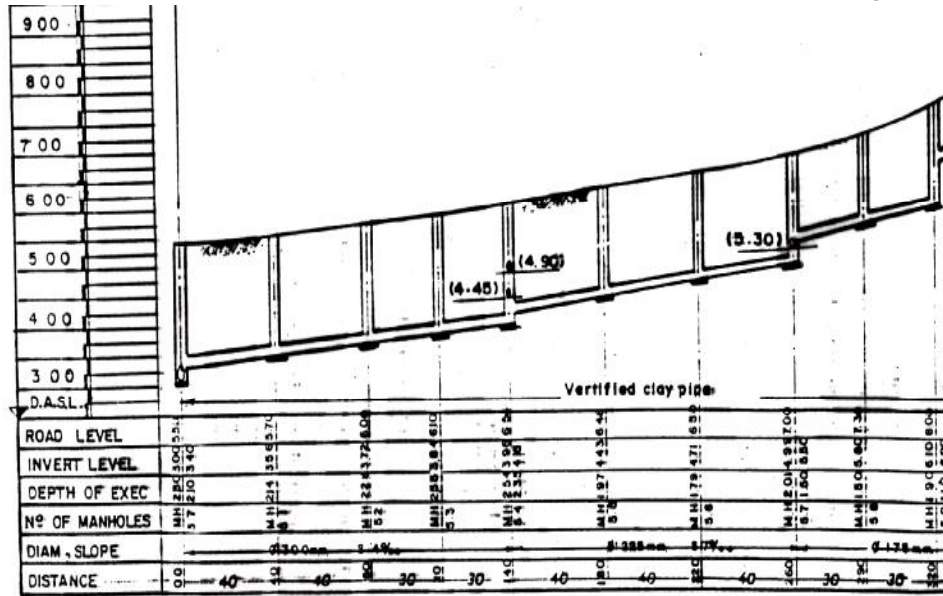
شكل (2-6) طريقة تحديد الميول المناسب للأنبوب بحسب ميول الأرض

9- سرعة الجريان في شبكة الصرف الصحي velocity of flow يجب تحقيق سرعة تنظيف ذاتية مناسبة لمياه الفضلات لمنع ترسب المواد الصلبة في الشبكة ، وتكون أدنى سرعة مسموحة هي 1 m/s عند الجريان المملوء كلياً، 0.6 m/s عند الجريان المملوء جزئياً . إن تحقيق سرعة التنظيف الذاتية في شبكة الصرف الصحي عند الجريان الأدنى Q_{min} تكون صعبة، وبالتالي يكون الكسح flushing المنتظم

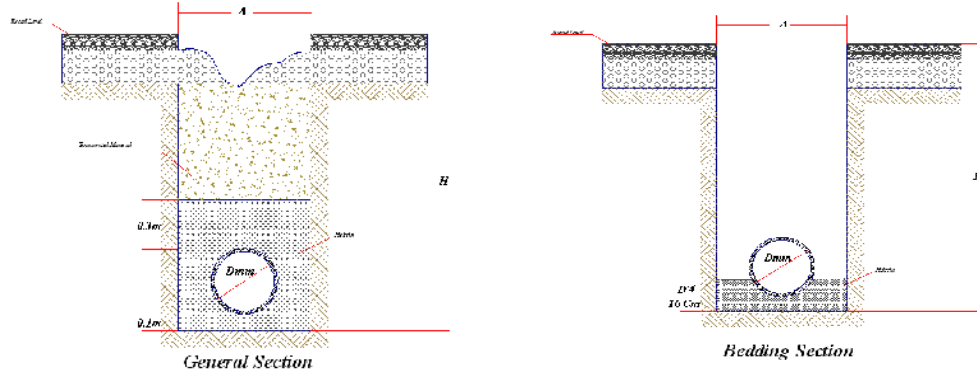
ضرورياً لمنع الترسيب الكثيف للمواد الصلبة.

وتكون أقصى سرعة مسموح بها للأنايب الخرسانية 2.5 m/s عند السرعات الأعلى من ذلك تعمل المواد الصلبة مع الرمل على خدش الجدران الداخلية للمجرى. وعندما تكون مياه الصرف الصحي خاليةً من الرمل تعتمد السرعتان الدنيا والقصى حوالي 0.4 m/s ، 3 m/s على التوالي وفي الحالات الضرورية فقط.

10- المقطع الجانبي profile بعد تهيئة مخطط شبكة الصرف الصحي وتحديد حجم المجرى، يرسم مسقط أفقي للشبكة موضح عليها كل خط وموقعه واسمه وقطره وكذلك المقطع الجانبي لكل شارع وطريق توضع شبكة الصرف الصحي تحته ويحدد عليه مستوى سطح الأرض ومنسوب المجرى ورقم فتحات غرف التفطيش والمسافات بينها كما هو موضح في شكل (6-3) كما يتم رسم قطاع عرضي يحدد فيه عرض الحفر وعمقه وسماكة طبقة الفرش ، والغطاء كما في الشكل (6-4).



شكل (6-3) مقطع طولي.



شكل (4-6) مقطع عرضي

11- غرف التفتيش manholes

يجب توضيح موقع غرف التفتيش المعلومة العدد على مخطط الموقع الأفقي (Plan) وكذلك الراسي كما في الشكل السابق (3-6) وكذلك رسم قطاع عرضي لغرف التفتيش ، وإظهار جميع تفاصيلها.

2، 6- المنشآت الملحقة بشبكات الصرف الصحي:

إن تغير كمية المياه المصروفة في الشبكة من حين لآخر تبعاً لنمط الاستهلاك يؤدي إلى تغير السرعة التي تتحرك بها المياه في الشبكة ، فعندما تكون المياه المصروفة قليلة فإن سرعتها تكون قليلة ، وبالتالي قد يؤدي ذلك إلى ترسيب بعض المواد المحمولة مع المياه مما يؤدي إلى تراكمها مع الزمن ، وبالتالي تكون عائقاً في الشبكة يتسبب في إعاقة عملها ، وأحياناً يكون من الصعب تحقيق الميل المطلوب لجريان المياه وبالسرعة المطلوبة. لذلك لا بد من وجود منشآت ملحقة بشبكة الصرف ، وهذه المنشآت تعمل على تسهيل حركة المياه في الشبكة ، وكذلك المساعدة في عملية صيانة الشبكة عند الحاجة لذلك. ومن المنشآت الملحقة بشبكة الصرف الصحي:

- غرف التفتيش (Manholes).
 - غرف التفتيش ذات السقوط المائية (Drop Manholes).
 - أحواض حجز الرمال والزيوت والدهون (Grease & Oil Traps).
 - محطات الرفع (الضخ) (Pumping Station).
 - السيفونات المقلوبة (Inverted Syphon).
- وسيتم التعرض للأول والثاني من هذه المنشآت، أما بقية المنشآت فمن النادر استخدامها.

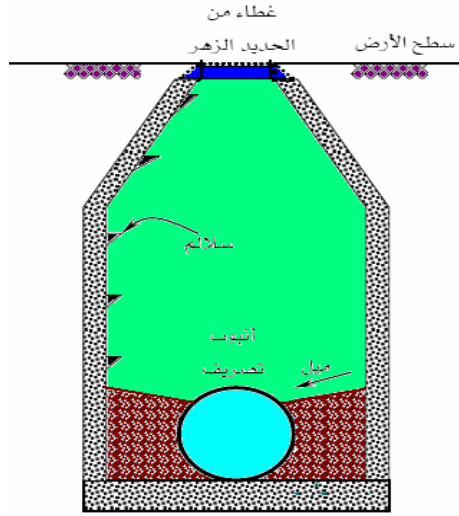
6.2.1. غرف التفتيش (Manholes):

الغرض من غرف التفتيش:
تسهيل عملية تنظيف الشبكة وصيانتها.
تهوية الشبكة عبر هذه الغرف، ولذلك لا بد من عمل فتحات في غطاء هذه الغرف لتهوية الشبكة.
أبعاد غرف التفتيش:

يتم عمل هذه الغرف بحيث تكون أبعادها مناسبة لأغراض إنزال العمال وأدوات الصيانة والتنظيف، وتزداد أبعاد الغرفة بزيادة العمق.
الغرف ذات الأعماق الصغيرة والتي لا يزيد عمقها عن 90 cm وتسمى (Inspection Champed): يمكن عمل مقاطعها مربعة (60 * 60cm²) ، إلى (70 * 70cm²).
غرف التفتيش التي تصل أعماقها إلى 150 cm: يمكن عمل مقاطعها مربعة * 1.0 (1.0 m ، أو مستطيلة (1.2 * 0.8 m)، أو دائرية بقطر (1.0 m)
غرف التفتيش التي تزيد أعماقها عن 1.5m: مع ازدياد العمق فلا داعي لإنشاء

غرف التفتيش بنفس المقاسات على كامل ارتفاعها بل يكتفى بإنشائها بنفس مقاسات القاع حتى ارتفاع يمكن عامل التنظيف من الوقوف داخل الغرفة (1.8 – 2m) ثم يقل القطر تدريجياً كلما ارتفعنا حتى نصل إلى أبعاد حلق الغطاء عند السطح ، والشكل (5-6) يوضح ذلك.

يجب عمل سلالم في غرف التفتيش لصعود ونزول العمال، كما يجب أن تكون جدران الغرفة غير منفذة للماء وتكون مقاومة الخرسانة عالية ويكون الإسمنت المستخدم مقاوم للأملاح.



الشكل (5-6) غرفة تفتيش بعمق أكثر من 1.5 متر

سقوط غرف التفتيش:

تزود غرف التفتيش عادةً بالسقوط العمودي للتعويض عن الخسارة في الطاقة عند نقطة الوصل وتستعمل الأدلة التالية لتخمين السقوط في غرف التفتيش كما هو موضح في شكل (6-6).

3 سم لفرع جانب واحد .

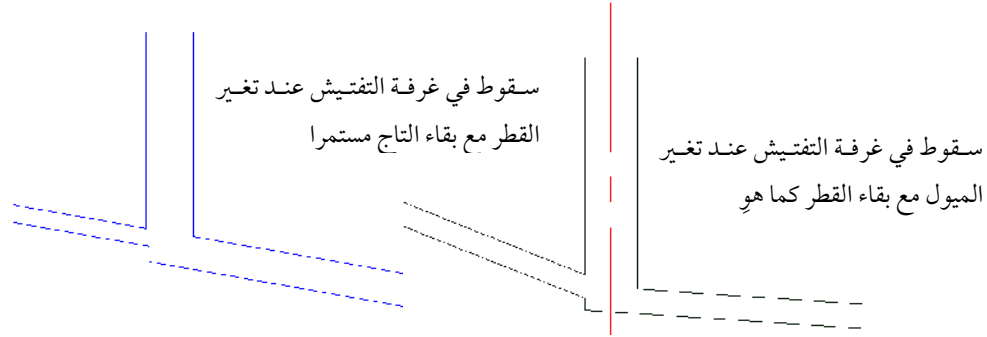
9 سم لفرعين جانبيين .

3 سم خلال غرفة التفتيش .

عند تغير القطر الداخل إلى والخارج من غرف التفتيش وكانت المواسير ذي قطر يساوي أو أقل من 600mm فيكون مقدار السقوط $1/2$ الفرق بين القطرين .

أما عند تغير القطر الداخل إلى والخارج من غرف التفتيش وكانت المواسير ذي قطر أكبر من 600mm يكون مقدار السقوط $3/4$ الفرق بين القطرين .

إذا كان التاج (أعلى الأنبوب) مستمراً فإن السقوط المحدد في النقطتين السابقتين يساوي الفرق في الأقطار .



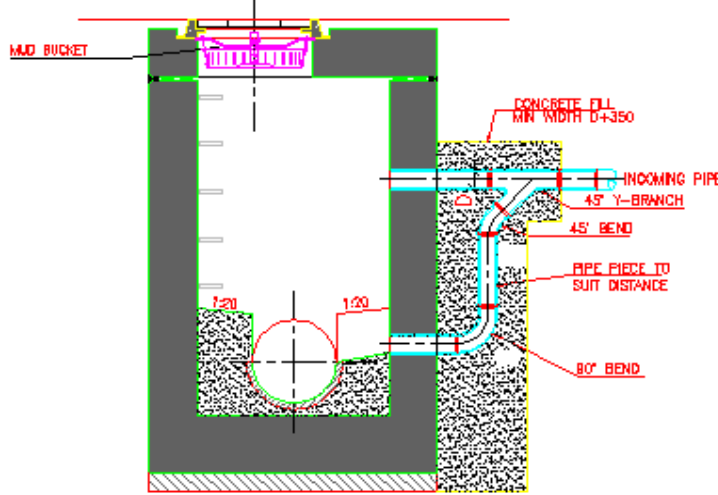
شكل (6-6) السقوط في غرف التفتيش

6.2.2. غرف التفتيش ذات السقوط والسقوط الخلفي (Drop Manholes)

يستخدم هذا النوع من الغرف عند تقابل أنبوب على عمق صغير بآخر على عمق كبير وكان الفارق بين مستوى الأنبوبين أكبر من 1m ، في هذه الحالة يتم عمل سقوط خلفي وقد يكون السقوط داخلي أو خارجي في غرفة التفتيش وبعده أشكال كالسقوط خارج الغرفة في شكل (6-7).

ويلجأ لهذا الحل عند ما يكون ميل الأرض كبيراً بحيث تزيد سرعة الجريان ضمن الأنابيب عن الحدود المسموح بها ، ولابد من تمديد الأنابيب بميول نظامية

وتوضع غرف تفتيش ذات مسقط مائي في نهاية كل درجة حتى لا يقل عمق التمديد عن الحد الأدنى المسموح به (1 متر) ، انظر شكل (7-6).



شكل (7-6) غرفة تفتيش ذو سقوط خلفي

6.3. أنابيب شبكات الصرف (Sewer Pipes)

توجد أنواع عديدة من أنابيب الصرف وكل نوع يكتسب مواصفات المادة المصنوع منها من حيث الكتامة ، وقدرة التحمل للضغوط ، ومقاومة العوامل المحيطة (حرارة ، رطوبة) ، ونعومة السطح الداخلي.

6.3.1. -الاشتراطات اللازم توفرها في أنابيب الصرف الصحي

- أن تكون كتيمة وتمنع الرشح إليها أو التسريب منها.
- أن يكون سطحها الداخلي أملس قدر الإمكان ، وذلك لتقليل ترسيب المواد على قاعها.
- أن تكون مقاومة للضغوط المؤثرة عليها دون أن تنكسر.

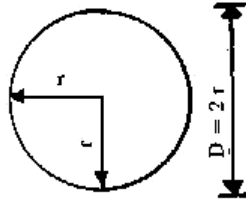
- أن تكون مستقيمة خالية من الانحناءات.
- أن تكون مقاومه للحرارة والتآكل بفعل الأحماض.

6.3.2. العوامل التي تراعى عند اختيار نوع الأنابيب المستخدمة في شبكات الصرف

- توفر الأنابيب بالأقطار والكميات المطلوبة.
- مقاومة المواسير للأحمال الخارجية.
- طبيعة التربة ومدى تحملها.
- الأسعار المناسبة.
- سهولة التنفيذ.

6.3.3. مقاطع الأنابيب

شبكة الصرف الصحي الدائرية . شكل (6-8) (Circular Pipes)

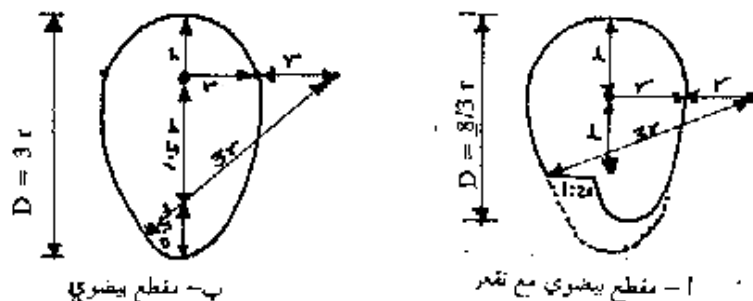


شكل (6-8) الأنابيب الدائرية

يكون المجرى الدائري أكثر الأشكال فعالية عندما يكون الجريان أكثر من نصف المملوء وأقل من المملوء حيث يكون العمق الهيدروليكي كبيراً وبالتالي تكون السرعة عالية. بينما لا تظهر هذه الفائدة عندما يكون عمق الماء داخل الأنبوب أقل من نصف القطر. فضلاً عن هذا فإن الأنبوب الدائري منبسط نسبياً وعندما يكون الجريان قليلاً فإن ذلك يشجع على ترسب المواد الصلبة ويزيد من الفواقد بسبب الاحتكاك . تستخدم شبكة الصرف الصحي الدائرية في الشبكات المنفصلة separate

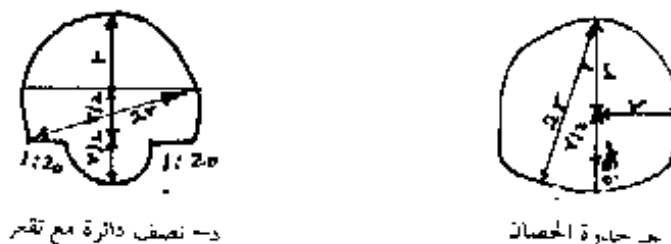
systems حيث يكون التغير في الجريان ليس كبيراً كما هو الحال في الشبكات
المجتمعة combined system.

شبكة الصرف الصحي ذات الشكل البيضوي (شكل 6-9) :



شكل (6-9) الشكل البيضوي في أنابيب الصرف الصحي

من فوائد الأنابيب ذات الشكل البيضوي أنها توفر عمقاً أكبر للجريان عندما يكون قليلاً والذي بدوره يعطي سرعة أكبر منها في حالة المواسير الدائرية وبالتالي يقلل من الترسبات والاحتكاك . تستخدم شبكة الصرف الصحي البيضوية في الشبكات المجتمعة combined system حيث يكون التغير في كمية الجريان كبيراً . وهناك أشكال أخرى استخدمت قديماً شكل (6-10) ولم تعد تستعمل في الوقت الحاضر .



شكل (6-10) شكل حذوة الحصان ونصف الدائري في أنابيب الصرف

الصحي.

6.3.4. أنواع الأنابيب

توجد أنواع عديدة من أنابيب الصرف وكل نوع يكتسب مواصفات المادة المصنوع منها من حيث الكتامة ، وقدرة التحمل للضغوط ، ومقاومة العوامل المحيطة (حرارة ، رطوبة) ، ونعومة السطح الداخلي . ومن الأنابيب المستخدمة في شبكات الصرف الصحي الطين المزجج ، الخزف ، الخرسانة ، الأسبستوس الإسمنتي ، حديد الزهر ، المواسير البلاستيكية .

أ- الطين المزجج Vitrified Clay

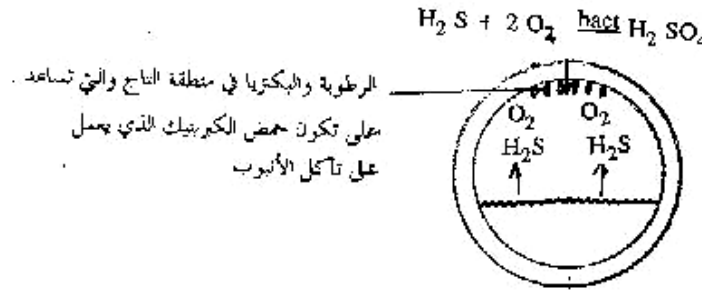
يستعمل أنبوب الطين المزجج في نقل مياه الصرف الصحي التي تحتوي على مواد كيميائية مؤذية كما تستخدم في المناطق المنبسطة حيث يحتمل تكون كبريتيد الهيدروجين داخل الأنبوب أثناء جريان مياه الصرف الصحي ، كذلك تستخدم هذه الأنواع من الأنابيب للتوصيلات المنزلية بالشبكة ، وتكون عادةً دائرية المقطع والتنوعية الجيدة منها تولد صوتاً رناناً عند ضربها بخفة بجسم ثقيل . يجب معالجة الأنابيب الطينية عند التصنيع بحيث تكون غير نفاذة ومقاومة للأحماض وقوية .

ب- الخزف Brick

تستخدم الأنابيب الخزفية في مشاريع التوسيع أو التحديث للأنابيب القديمة ونادراً ما تستخدم في الشبكات الحديثة وقد يكون مقطعها دائرياً أو بيضوياً . وعند استخدامها في التنفيذ تبنى مع مونة الإسمنت كما يدهن الوجه الداخلي بالإسمنت ليكون ناعماً ومانعاً للتسرب .

ج - الخرسانة Concrete

تستعمل الأنابيب الخرسانية غالباً في الشبكات الحديثة حيث يمكن صبها في الموقع بمختلف أقطارها ويفضل وضعها بانحدار مناسب بحيث يمنع ترسب المواد الصلبة والتي تسبب توليد غاز كبريتيد الهيدروجين الذي يتفاعل مع الأوكسجين وبوجود الرطوبة والبكتريا المؤكسدة يتكون حمض الكبريتيك عند التاج (أعلى الماسورة) Crown والذي يسبب تآكله ويؤدي إلى انهيار الأنبوب شكل (6-11).



شكل (6-11) تآكل الأنابيب الخرسانية بسبب تصاعد غاز كبريتيد الهيدروجين

د - الأسبستوس الإسمنتي Asbestos Cement

وتستخدم هذه الأنابيب في ربط المنازل بالشبكة بالإضافة إلى أنها تستخدم في الشبكات نظراً لخفتها وتوفرها ولاحتمال أن مادة الأسبستوس تسبب السرطان توقف استخدامها.

هـ - حديد الزهر Cast Iron وتستخدم في الأحوال التالية:

- 1- عندما يتطلب الأمر مقاومة تحطم عالية.
- 2- في السيفون المقلوب ومحطات الضخ.
- 3- عند احتواء مياه الصرف الصحي على مواد تؤدي إلى التآكل.
- 4- عندما يكون الأنبوب فوق سطح الأرض وموضوعاً على مساند.

- 5- عند استعمالها داخل محطات معالجة مياه الصرف الصحي.
- 6- عندما يتوجب وجود مفاصل غير قابل للتسرب في شبكة الصرف الصحي.
- و- الأنابيب البلاستيكية (uPVC) وتستخدم في الأقطار الصغيرة لمقاومتها للضغط والتآكل وكذلك من أهم مميزاتها أنها خفيفة وسهلة التنفيذ.

1. الخواص الخاصة لأنابيب الـ (uPVC) البلاستيكية:

- سطحها ناعم مما يساعد على تقليل الاحتكاك وبالتالي تقليل الفواقد الناتجة عن الاحتكاك.
- أنابيب الـ (uPVC) لها ألوان متعدد منها (الرمادي - الرمادي الغامق - البرتقالي - الأبيض).
- تصدر صوت عالي رنان عند سقوطها أو عند طرقها.
- لا تطفو فوق الماء وذلك لأن كثافة جزيئاتها عالية.
- جيدة لمقاومة العوامل الجوية المختلفة.
- تتحمل الضغوط العالية سواء من الداخل الناتجة عن ضغط الماء أو من الخارج الناتجة عن ضغط التربة وأحمال المرور.
- يمكن توصيل الأنابيب مع بعضها البعض إما بواسطة مواد لاصقة أو بواسطة حلقات مطاطية.

2. الخواص العامة لأنابيب الـ (uPVC):

- مقاومة عالية للتآكل: لذلك يمكن استخدامها عند أنواع مختلفة من التربة بعكس الأنابيب المعدنية، ويمكن استخدامها أيضاً لنقل مياه محملة بمواد عالقة أو مياه مالحة التي تعمل على نحر الجدار الداخلي للأنبوب حيث إن هذه الأنابيب لا تحتاج إلى دهنها أو تغطيتها بالبيتومين.

- مقاومة كيميائية عالية: لذلك يمكن استخدام هذه الأنابيب لنقل السوائل ذات القاعدية أو الحمضية العالية.

- مقاومه كهربائية عالية: تعتبر أنابيب الـ(uPVC) غير موصلة للتيار الكهربائي.

-الوزن النوعي: الوزن النوعي لهذه الأنابيب أقل خمس مرات من الوزن النوعي لأنابيب الصلب لذلك فإنه يمكن تشكيلها والتعامل معها بسهولة.

-موصلية حرارية منخفضة: تعتبر أنابيب الـ(uPVC) قليلة التوصيل الحراري أي بحوالي (2650) مرة من الموصلية الحرارية للنحاس لذلك فأنها ليست بحاجة إلى تغليف أو عزل.

3. مميزات وعيوب الأنابيب البلاستيكية:

-خفة الوزن.

-سهولة النقل والتركيب.

-نعومة السطح الداخلي.

-مقاومة عالية للتآكل.

-تصنّع بأقطار مختلفة وأطوال مختلفة.

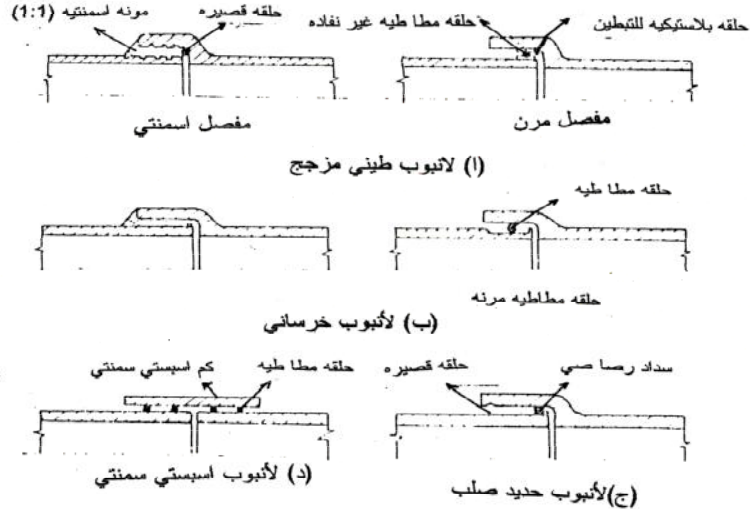
-تصنّع بمقاطع مختلفة الشكل.

-مقاومة للتآكل الناتج بسبب الأحماض.

إن عيب هذه الأنابيب هو سرعة التقادم مع الزمن حيث يقدر عمرها الافتراضي بحوالي 25 سنة فقط.

6.3.5. توصيلات الأنابيب

لكل نوع من الأنابيب يوجد عدة أنواع من التوصيلات التي يمكن أن تستخدم لربط هذه الأنابيب كما هو موضح في الشكل (6-12). ومنها استخدام وصلة الرأس والذيل مع استخدام حلقات مطاطية مرنة لملء الفراغ بين الرأس والذيل وعادة ما تستخدم هذه الطريقة لجميع أنواع الأنابيب.

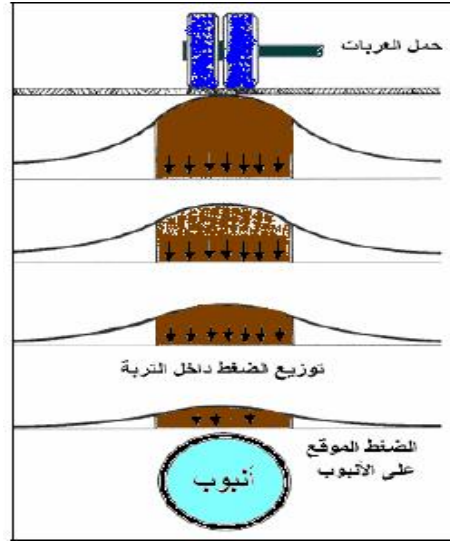


شكل (6-12) مختلف أنواع المفاصل : (أ) أنبوب طيني مزجج (ب) أنبوب خرساني. (ج) أنبوب حديد صلب (د) أنبوب الأسبستوس سمنت.

6.3.6. الأحمال ومقاومة الأنابيب:

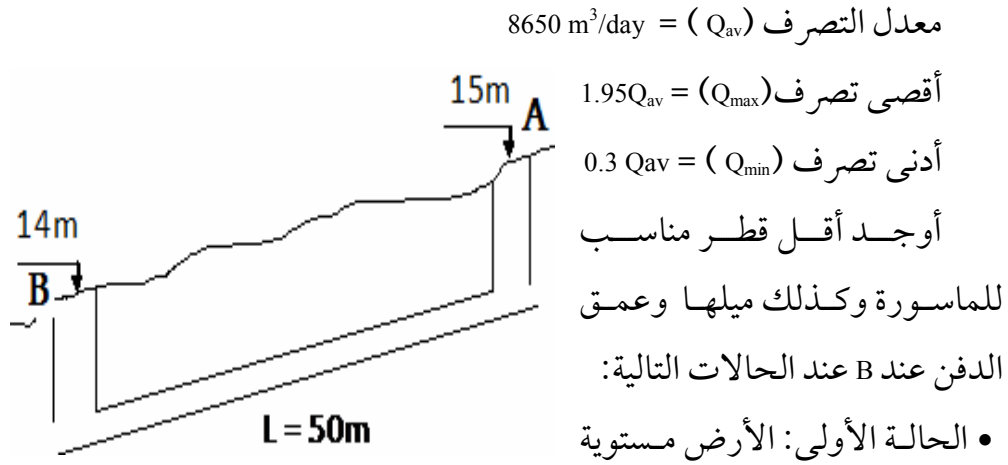
باختصار شديد يجب أن يتحمل الأنبوب الأحمال الناتجة عما يلي:

1. تربة الردم التي فوق الأنبوب (Earth Load)،
2. الحمل الحي (مثل حمل العربات (Live Load))، والشكل (6-13) يوضح توزيع الإجهادات الناتجة عن الأحمال الحية على الأنبوب.



شكل (6-13) توزيع إجهادات الحمل الحي على الأنبوب.
مثال (1) :

عند تصميم أحد المواسير الرئيسية (Main Sewer) في شبكة الصرف الصحي
وجد أن :



• الحالة الأولى: الأرض مستوية

ومنسوب الأرض عند كل من A و B يساوي 15م.

• الحالة الثانية: منسوب الأرض عند كل من A و B كما هو موضح بالشكل.

علماً بأن:

- معامل الاحتكاك للأنبوب $n = 0.013$.
- عمق الدفن لا يقل عن متر واحد.
- أقصى سرعة مسموحة = 3 متر/ث وأدنى سرعة مسموحة 0.5 متر/ث.
- التصرف التصميمي في الأنبوب لا يزيد عن 80% ولا يقل عن 10% من سعة الأنبوب.

الحل:

لمعرفة القطر المناسب لاستيعاب كمية التصرف يتم عمل جدول أقل وأقصى ميول كالتالي:

Diameter	Slope S_{min}	Velocity	Flow	Slope S_{max}	Velocity	Flow
D (mm)		V_f (m/s)	Q_f (l/s)		V_f (m/s)	Q_f (l/s)
150	0.0067	0.70	12.4	0.0667	2.23	39.3
200	0.0050	0.74	23.2	0.0500	2.33	73.3
250	0.0040	0.77	37.6	0.0400	2.42	118.9
300	0.0033	0.79	55.8	0.0333	2.50	176.5
400	0.0025	0.83	104.1	0.0250	2.62	329.1
500	0.0020	0.86	168.8	0.0200	2.72	533.7
600	0.0017	0.89	250.5	0.0167	2.80	792.3
700	0.0014	0.91	349.9	0.0143	2.88	1106.5
800	0.0013	0.93	467.3	0.0125	2.94	1477.7
900	0.0011	0.95	603.1	0.0111	3.00	1907.3
1000	0.0010	0.97	757.8	0.0100	3.05	2396.4

$$q_{max} = \frac{8650 \times 1.95 \times 1000}{24 \times 3600} = 195.23 \text{ l/s}$$

$$q_{min} = \frac{8650 \times 1000 \times 0.3}{24 \times 3600} = 30.03 \text{ l/s}$$

$$n = 0.013$$

الحالة الأولى: ميل الأرض = صفر

نختار من جدول أقل ميل قطر مرافق لتصريف أكبر من q_{max} بمقدار لا يقل عن 10٪ ونجد أنه 600 مم وتصريف 250.5 لتر/ث.

نختار قطر = 600
ميل الأنبوب الأقصى = 0.0167 S_{max}
ميل الأرض : $S_{min} = 0.0017$ $S_{min} > 0.000$
نختار ميل الأنبوب الأدنى = 0.0017 $S_{max} < 0.0017$

$$V = 1/n(D/4)^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = 1/0.013 * (600/1000/4)^{(2/3)} * 0.0017^{(1/2)}$$

$$V = 0.887 \text{ m/s}$$

$$Q = VA$$

$$= 0.251 \text{ m}^3/\text{s} \quad 250.92 \text{ l/s}$$

$$q_{max}/Q = 195.23/251 = 0.78 < 0.8 \text{ OK}$$

$$v/V = 1 \quad v = 0.887 \text{ m/s} < 3 \text{ Ok}$$

$$q_{min}/Q = 30.03/251 = 0.12$$

$$v/V = 0.53 \quad v = 0.47 \text{ m/s} < 0.6 \text{ Just Ok}$$

حساب العمق عند B

نفترض عمق 1 متر عند A

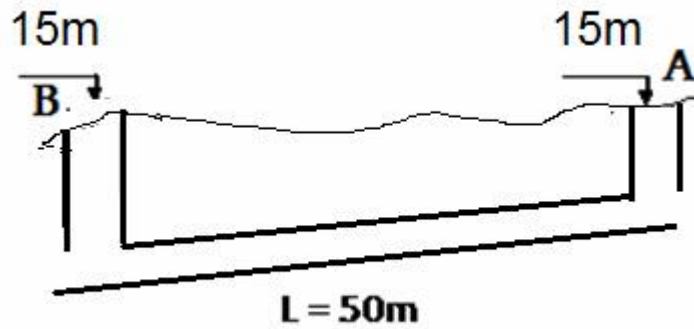
$$\text{invert level at A} = 15 - 1 - 600/1000 = 13.4 \text{ m}$$

$$13.4 - 0.0017 * 50$$

$$\text{invert level at B} = 13.3 \text{ m}$$

$$\text{available depth at B} = 15 - 13.3 - 600/1000 > 1$$

$$= 1.1 \text{ m} \quad \text{ok}$$



الحالة الثانية: ميل الأرض لا يساوي صفر = 0.02

المحاولة الأولى:

كمحاولة أولى من جدول أقل ميول نلاحظ ان القطر 600 له تصرف اكبر من التصرف الاقصى وميله الاقصى 0.0167 أقل من ميل الأرض

نختار قطر = 600

S_{min}		S_{max}		
= 0.0017		= 0.0167		= ميل الانبوب الاقصى
S_{min}	<	0.020	>	S_{max}
				ميل الأرض :
				0.0167
				= نختار ميل الانبوب الاقصى

$$V = 1/n(D/4)^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = 1/0.013 * (600/1000/4)^{(2/3)} * 0.0167^{(1/2)}$$

$$V = 2.806 \quad \text{m/s}$$

$$Q = VA = 0.793 \quad \text{m}^3/\text{s} \quad 793.48 \quad \text{l/s}$$

$$q_{max}/Q = 195/793 = 0.25 < 0.8 \quad \text{ok}$$

$$v/V = 0.65 \quad v = 1.824 \quad \text{m/s} < 3 \quad \text{ok}$$

$$q_{min}/Q = 30/793 = 0.04 < 0.1 \quad \text{not Ok}$$

$$v/V = 0.25 \quad v = 0.7 \quad \text{m/s} > 0.6 \quad \text{Ok}$$

نلاحظ أن هذا الخيار غير اقتصادي لأن الأنبوب شبه فارغ

المحاولة الثانية:

نتقل إلى جدول أقصى ميول ونبحث عن قطر تصرفه أكبر من التصرف
التصميمي الأقصى ب 10 إلى 20٪ وميله الأقصى قريبا من ميل الأرض
نختار قطر = 400

$$S_{min} = 0.0025 \quad S_{max} = 0.0250 \quad = \text{ميل الأنبوب الأقصى}$$

$$S_{min} < 0.0200 < S_{max} \quad \text{ميل الأرض :}$$

$$0.0200 = \text{نختار ميل الأرض}$$

$$V = 1/n(D/4)^{2/3} S^{1/2}$$

$$V = 1/0.013 * (400/1000/4)^{(2/3)} * 0.02^{(1/2)}$$

$$V = 2.344 \quad \text{m/s}$$

$$Q = VA = 0.295 \quad \text{m}^3/\text{s} \quad 294.52 \quad \text{l/s}$$

$$q_{max}/Q = 195/294.5 = 0.66 < 0.8 \text{ ok}$$

$$v/V = 0.96 \quad v = 2.250 \quad \text{m/s} < 3 \text{ ok}$$

$$q_{min}/Q = 30/294.5 = 0.10$$

$$v/V = 0.52 \quad v = 1.22 \quad \text{m/s} > 0.6 \text{ ok}$$

الخيار الثاني أفضل هيدروليكيًا وكذلك اقتصاديا

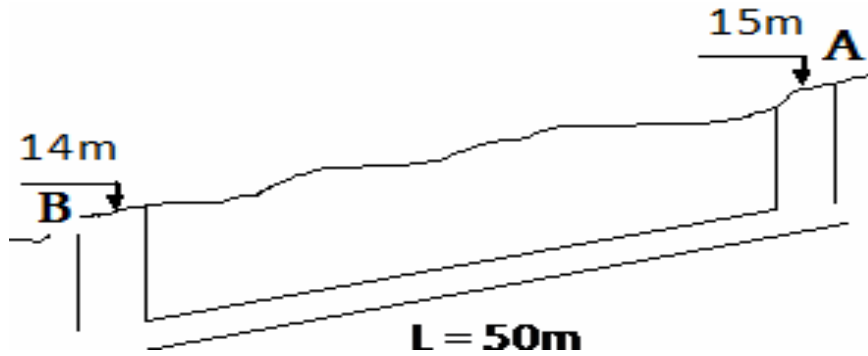
حساب العمق عند B

نفترض عمق 1 متر عند A

$$\text{invert level at A} = 15 - 1 - 400/1000 = 13.6 \quad \text{m}$$

$$\text{invert level at B} = 13.6 - 0.02 * 50 = 12.6 \quad \text{m}$$

$$\text{available depth at B} = 14 - 12.6 - 400/1000 = 1.0 \quad \text{m} = 1 \text{ m ok}$$

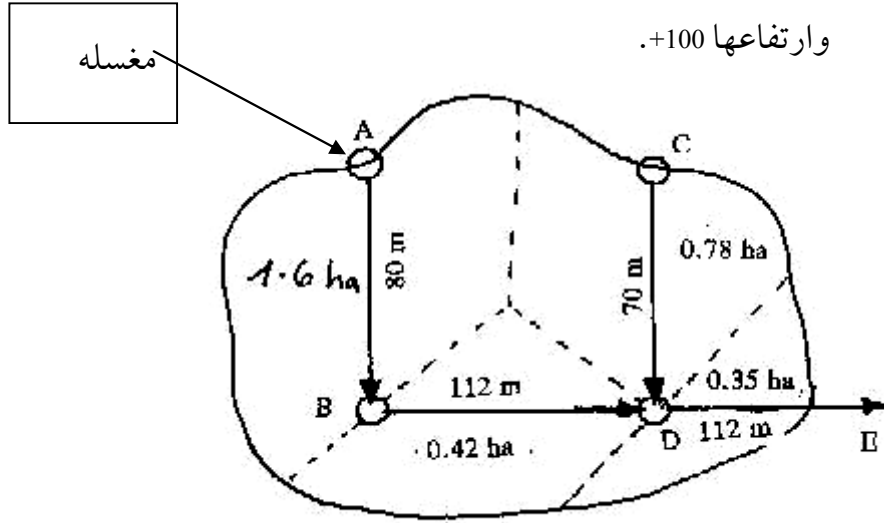


مثال (2):

صمم الشبكة الموضحة بالشكل أذناه مع رسم قطاع طولي على مسار ABCE
علماً بأن :

- متوسط استهلاك الفرد للمياه = 150l/c.d ونسبة الفاقد 20% يستخدم في ري الحديقة المنزلية.
- كثافة السكان 1000c/ha
- معامل manning (n) = 0.015
- معامل أقصى تصرف = 2
- توجد مغسلة تصب في غرفة التفتيش (A) بمعدل 100l/s لمدة 8 ساعات يوميا (من الساعة 8 إلى الساعة 16).
- فترة التصميم 25 سنة ومعدل الزيادة السكانية 3% في السنة.

- تقع جميع غرف التفتيش على مستوى واحد فوق مستوى سطح البحر وارتفاعها +100.



الحل:

أولاً يتم حساب جدول أقل ميل باستخدام $n = 0.015$.

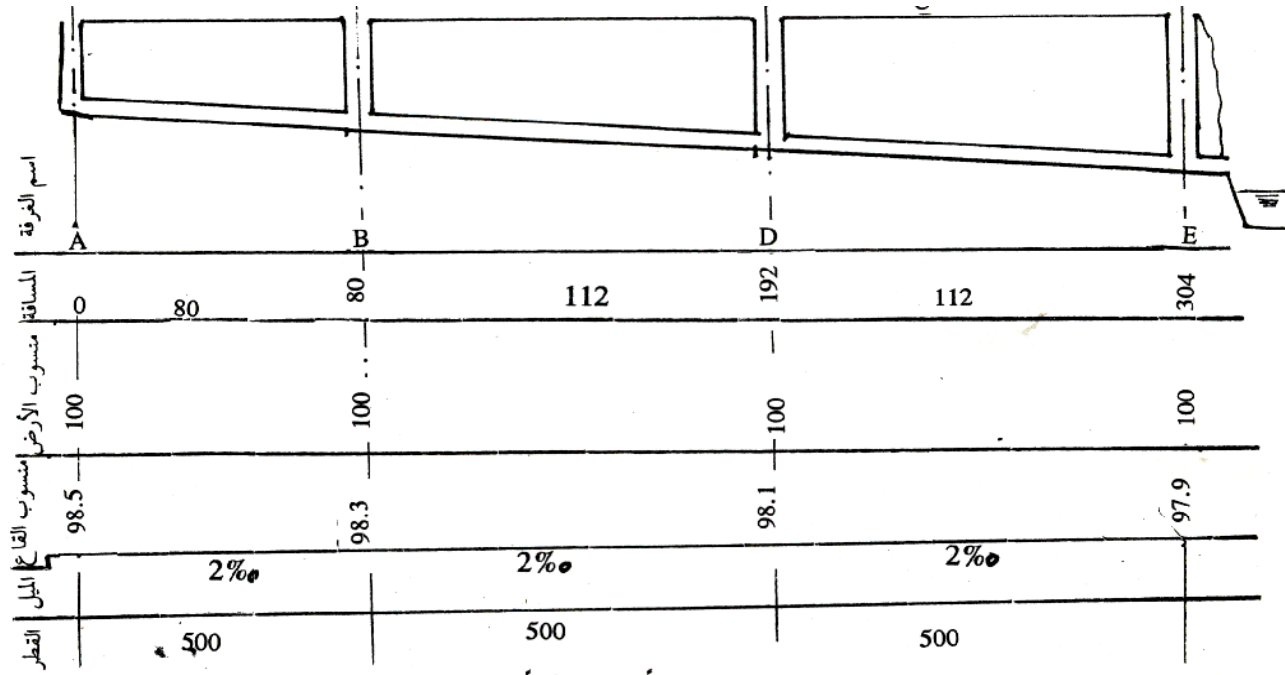
D (mm)	$S_{min} = 1/D_{(mm)}$ 0%	V (m/s)	Q (l/s)
150	6.67	0.61	10
200	5.00	0.64	20
250	4.00	0.66	32
300	3.33	0.68	48
400	2.50	0.72	90
500	2.00	0.75	146
600	1.70	0.77	217
700	1.40	0.79	303
800	1.25	0.81	405
900	1.11	0.82	522
1000	1.00	0.84	657
1100	0.91	0.85	808

ثانياً : تحديد المساحات التي يخدمها كل خط وبالتالي عدد السكان وكمية التصرف لكل خط .

Line	Area served (ha)		Popn. at Present	Future popn.	Water cosump. m3/d	Domestic w.w m3/d		Industr ial w.w. Qind (l/s)	Design flow Qdes (l/s)
	Partial	Cum.				Qav (l/s)	Qmax (l/s)		
AB	1.6	1.6	1600	3350	502	4.6	9.2	100	109
BD	0.42	2.02	2020	4229	634	5.9	11.8	100	112
CD	0.78	0.78	780	1633	245	2.3	4.6	-	5
DE	0.35	3.15	3150	6595	989	9.2	18.4	100	118

ثالثاً : تحديد الجريان الكلي والجزئي وسرعته :

Line	Qdes q(l/s)	D (m)	Q (l/s)	q/Q (-)	d/D (-)	v/V (-)	V (m/s)	v (m/s)	Remarks
AB	109	0.5	146	0.75	0.66	1.07	0.75	0.80	Ok
BD	112	0.5	146	0.76	0.67	1.07	0.75	0.80	Ok
CD	5	0.15	10	0.50	0.50	1.00	0.61	0.61	Ok
DE	118	0.5	146	0.81	0.70	1.08	0.75	0.81	Ok



مقياس الرسم : عمودياً 1:100 وأفقياً 1:20,00

6.4 تصميم شبكات الصرف الصحي باستخدام برنامج Excel

دليل تطبيق برنامج تصميم شبكة الصرف الصحي التقليدية

يقوم البرنامج بتصميم كل فرع من أفرع الشبكة حيث يتم تحديد وإدخال البيانات التالية :
صفحة إدخال البيانات الرئيسية:

- متوسط استهلاك الفرد المستقبلي للمياه في اليوم الواحد Water consumption (l/c.d)
- الكثافة السكانية الحالية للمنطقة التي سيخدمها الخط (person/ha)
- معدل النمو السكاني Growth rate
- فترة التصميم Design period
- أقل عمق دفن مسموح للأنبوب في بداية كل فرع Minimum cover
- أقل تصرف مسموح Minimum allowed flow
- نسبة كمية المياه التي تدخل إلى شبكة الصرف الصحي من كمية المياه المستهلكة Sewerage reduction factor ويتراوح بين 0.70-0.90 من كمية المياه المنزلية المستهلكة.
- معامل أقصى تدفق Max peak factor ويتراوح بين 1.5 – 2
- معامل الخشونة n (manning)
- أصغر قطر يمكن استخدامه لأنابيب الصرف الصحي Minimum diameter
- وبناء على ذلك يقوم البرنامج بحساب التصرف الأقصى باللتر للشخص في اليوم Discharge flow

بيانات جدول التصميم وطريقة عمل البرنامج:

في العمود 1 يتم إدخال أسماء الأنايب بين كل غرفتي تفتيش

في العمود 2 يتم إدخال رتبة الأنبوب فإذا كان بداية فرع يوضع 1 وإذا كان

أنبوب تالي يترك فاضي

في العمود 3 يتم إدخال بيانات أو أرقام أو أسماء غرف التفتيش الموجودة في

بداية ونهاية كل أنبوب

في العمود 4 يتم إدخال طول كل أنبوب بوحدة (متر) من مركز الى مركز غرف

التفتيش.

في العمود 5 وهي خانة المساحة يتم إدخال المساحة الجزئية التي يخدمها كل

أنبوب Tributary ويقوم البرنامج بحساب المساحة التراكمية Total

في العمود 6 وهي خانة السكان يتم حساب عدد السكان الحالي Present الذين

يخدمهم الخط (الفرع) وذلك بضرب المساحة الكلية Total في الكثافة السكانية

Present population density كما يقوم البرنامج بحساب عدد السكان المستقبلي Future

بواسطة المعادلة الآتية:

$$P = P_o \left(1 + \frac{a}{100} \right)^n$$

P = عدد السكان في نهاية فترة التصميم

P₀ = عدد السكان الحالي

a = نسبة النمو

n = فترة التصميم بالسنين

في العمود 7 وهي خانة حساب كمية التصرف ففي خانة المنزلي Domestic يقوم

البرنامج بحساب التصرف المنزلي معبراً عنه بالتر في اليوم وذلك بضرب التصرف

الأقصى Discharge flow في عدد السكان المستقبلي الذي تم حسابه في العمود السابق ثم تحويله إلى لتر لكل ثانية

في العمود 8 يتم إدخال كمية التصرف الصناعي Industrial أن وجد أو تترك فارغة.

في العمود 9 يتم جمع كل من التصرف المنزلي والصناعي Total .

في العمود 10 يتم تحديد كمية التصرف التصميمي Design flow وذلك بمقارنة التصرف الكلي بأقل تصرف مسموح minimum allowed flow فإذا كان ذلك أكبر من أقل تصرف مسموح تم أخذه وإذا كان أقل تم أخذ أقل تصرف مسموح وهو (1L/s) وهي مبررة بأنه عند بداية الأفرع هناك تذبذب كبير في استخدام المياه ربما يصل معامل أقصى تصرف عندها إلى 4 وقد قدر بأنه في هذه الفروع أقل شيء يمكن يحدث كتصرف أدنى أن يقوم أحد المستهلكين بتفريغ السيافون وقد تم حساب التصرف الناتج عن ذلك ووجد بأنه يساوي 1.5 لتر/ ث وتم تبني هذه القيمة في البرازيل عند تصميم شبكات الصرف الصحي وهي أيضا مناسبة لليمن ولكن تم تخفيضها إلى 1 لتر/ ث زيادة في الأمان.

في العمود 11 يتم إدخال منسوب الأرض الطبيعية عند بداية ونهاية كل أنبوب بوحدات (متر)

في العمود 12 يقوم البرنامج في خانة Calculated بحساب أصغر قطر مسموح به ويمثل القطر الأكبر من الآتي:

القيمة المدخلة لأقل قطر min Diameter يمكن استخدامه في أنابيب الصرف الصحي.

القيمة المحسوبة للقطر من معادله Manning بدلالة أقل ميول بحسب

المعادلات:

$$\frac{Q_{design}}{1000} = \frac{A}{n} \times R^{2/3} \times S_{min.}^{1/2} = \frac{(\pi * \frac{D^2}{4})}{n} \times (\frac{D_{min.}}{4})^{\frac{2}{3}} \times (\frac{1}{D_{min.} * 1000})^{1/2}$$

$$\gg D_{min.} = (\frac{Q_{des.} \times n}{9.85636})^{6/13}$$

علماً بأن :

A = مساحة مقطع الأنبوب (m²)

n = معامل Manning

R = نصف القطر الهيدروليكي ويساوي D/4 للجريان الممتلئ

S_{min} = أقل ميل ويساوي $\frac{1}{D_{min.} * 1000}$

D_{min} أقل قطر بالتر و يتم تحويله للمليمتر بالضرب في 1000.

وفي خانة Selected يقوم البرنامج باختيار قطر مناسب وذلك بتقريب القطر

المحسوب Manning Calculated إلى أقرب 50 mm لأعلى وإن لم يوجد ذلك القطر في

السوق يتم تعديل ذلك يدويا بواسطة المصمم

في خانة حساب الميل Grade sewer الأعمدة 13, 14, 15, 16 يقوم البرنامج بالآتي:

في العمودين: 13, 14 يتم حساب اقل وأقصى ميل للأنايب من المعادلات

التقريبية التالية على التوالي:

$$S_{max.} = \frac{1}{D_{used}(cm)} \quad S_{min.} = \frac{1}{D_{used}(mm)}$$

في العمود 15 يتم حساب ميل الأرض الطبيعية عند كل أنبوب بدلالة

مناسيب سطح الأرض بداية ونهاية الأنبوب وطوله مستخدما المعادلة الآتية :

$$S_{G.L} = \frac{G.L_{up} - G.L_{down}}{L}$$

علماً بأن:

$S_{G.L}$ = ميل سطح الأرض

$G.L_{up}$ = منسوب سطح الأرض بداية الأنبوب بالمت

$G.L_{down}$ = منسوب سطح الأرض نهاية الأنبوب بالمت

L = طول الأنبوب بالمت

في العمود 16 يقوم البرنامج بتحديد الميل المستخدم لكل أنبوب والذي يساوي ميل الأرض عندما يكون ميل الأرض بين أدنى وأقصى ميل تقديري للأنبوب أو يساوي أدنى ميل عندما يكون ميل الأرض أقل من أدنى ميل تقديري للأنبوب أو يساوي أقصى ميل عندما يكون ميل الأرض أكبر من أقصى ميل تقديري للأنبوب. ملاحظه : لتفادي وصول الأنابيب إلى أعماق كبيرة عندما يكون بداية الأنبوب عميق (أكبر من 1 متر) وميول الأرض أكبر من أدنى ميول وأصغر من أقصى ميول، يفضل استخدام أدنى ميول للأنابيب حتى تصل إلى عمق لا يقل عن 1 متر وذلك بإدخال قيمته يدوياً في العمود 16 وبالتالي تقليل قيمة عمق الدفن (عمود 23) وبالتالي تقليل ارتفاع غرف التفطيش

في العمود 17 يقوم البرنامج بحساب الفارق بين منسوبي طرفي الأنبوب وذلك بضرب ميل الأنبوب الذي تم اختياره (عمود 16) في طول الأنبوب (عمود 4) وهذا يفيد في حساب مناسب قاع كلتا طرفي الأنبوب.

في العمودين 18 و 19 يتم حساب كل من سرعة جريان مياه الصرف وكذلك التصرف في الأنبوب وهو ممتلئ باستخدام على التوالي كل معادلة ماننج ومعادلة الاستمرارية.

في العمود 20 يتم حساب كل من نسبة التصرف الجزئي (التصرف التصميمي) إلى الكلي q/Q_{full} وكذلك نسبة السرعة الجزئية إلى الكلية v/V_{full} مع ملاحظة أنه تم وضع معادلة تقريبية لاستنتاج قيمة v/V_{full} بناء على العلاقة بين v/V_{full} و q/Q_{full} في جداول التصرف الجزئي والسرعة الجزئية.

في العمود 21 يتم حساب السرعة الجزئية (التصميمية) وذلك بضرب v/V_{full} في V_{full} ويجب أن تكون في حدود السرعة الدنيا والقصى المسموحة (0.6m/s-3.0m/s).
في العمود 22 يتم حساب مناسب قاع الأنبوب في بداية Upper manhole ونهاية Lower manhole طرفيه على التوالي مستخدماً المعادلة التالية:

$$I.L_{Upper\ manhole} = G.L_{Upper\ manhole} - \text{minimum cover} - D/1000$$

$$I.L_{Lower\ manhole} = I.L_{Upper\ manhole} - \text{Fall of Sewer}$$

في العمود 23 يتم حساب عمق الدفن Cover في نهاية الأنبوب والذي يجب ألا يتجاوز الحد المسموح به وذلك بواسطة المعادلة:

$$\text{Cover} = G.L_{Lower\ manhole} - I.L_{Lower\ manhole} - D/1000$$

في خانة التحقق أي الأعمدة 24 و 25 و 26 و 27 يتم الآتي:

في العمود 24 يقوم البرنامج بمقارنة (نسبة التصرف الجزئي إلى الكلي) بالقيمة المسموح بحيث لا تقل عن 0.1 ولا تزيد عن 0.9 وذلك لترك حيز كعامل أمان في حالة تسرب مياه غير متوقعة.

وفي العمود 25 يقوم البرنامج بمقارنة (سرعة الجريان الجزئي) بالقيمة الدنيا المسموح بها 0.6 متر/ ث وذلك لتحقيق سرعة التنظيف الذاتية في شبكة الصرف الصحي.

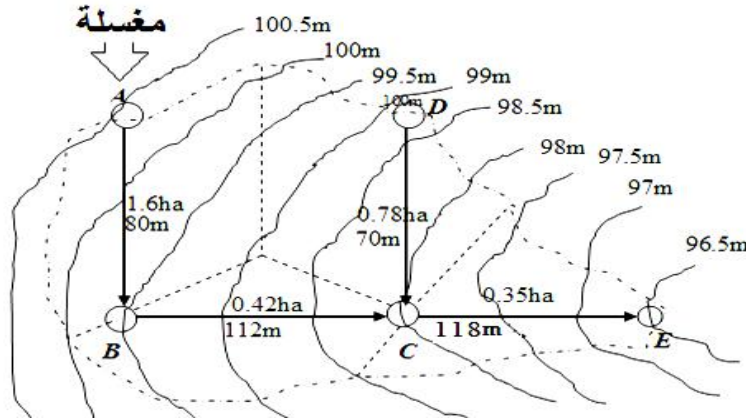
وفي العمود 26 يقوم البرنامج بمقارنة (عمق نهاية كل أنبوب (ماسورة)) بأقل قيمة مسموحة وهي بالمترا ما لم يتم استخدام غرف تفتيش بسقوط.

في العمود رقم 27 يتم حساب السقوط عند غرفة التفتيش عند التقاء أنبوبين ذو قطرين مختلفين عند توصيل تاجي الأنبوبين ببعض (Crown to Crown connection).

مثال (3) مثال تطبيقي:

صمم الشبكة الموضحة بالشكل أدناه مع رسم قطاع طولي على مسار ABCE علماً بأن:

- متوسط استهلاك الفرد للمياه $150l/c.d$ ونسبة الفاقد 20% يستخدم في ري الحديقة المنزلية.
- كثافة السكان $1000c/ha$.
- معامل Manning $(n) = 0.015$.
- معامل أقصى تصرف $= 2$.
- توجد مغسلة تصب في غرفة التفتيش (A) بمعدل $100l/s$ لمدة 8 ساعات يوميا (من الساعة 8 الى الساعة 16).
- فترة التصميم 25 سنة ومعدل الزيادة السكانية 3% في السنة.



Data

Water Consumption =	150 L/capita.day
Present Population Intensity =	1000 person/ha
Growth Rate =	3% Percentage
Design period =	25 Years
Minimum cover =	1 m
Min. allowed flow =	1 l/s

Sewage reduction factor	0.8
Max. Peak factor =	2
Manning, n =	0.015
Min. Diameter =	100 mm
Discharged flow =	240 L/capita.day

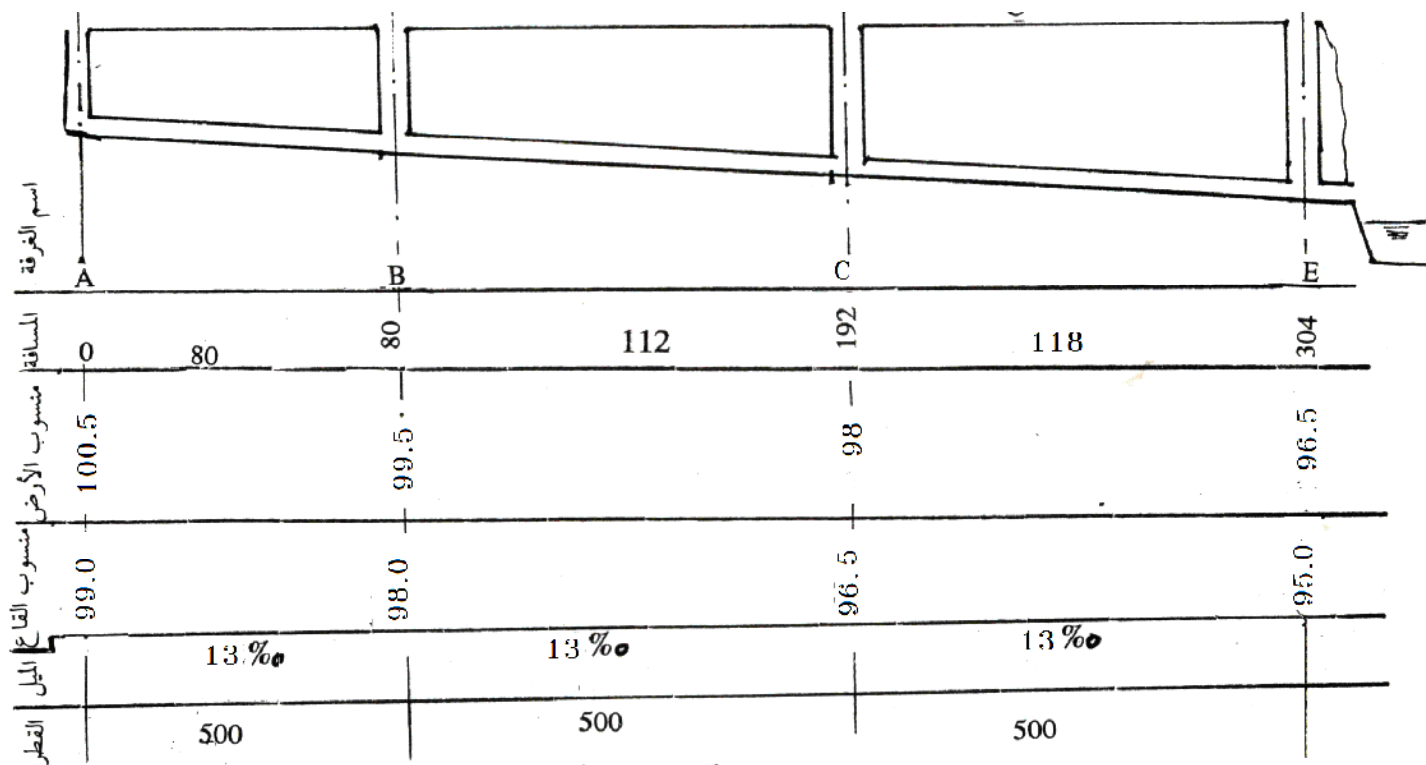
Key:

	Input values; for Rank put 1 for starting line and leave blank for continuous line
	Calculated, but can be manually adjusted if needed
	Auto selected values, but can be manually adjusted if checked values are not satisfi
	Output, not to be altered
	Checked values

B- Layout: Crown to Crown
HIGHER DIAMETERS RESULTS IN MINIMUM COVER

Line name	Rank	MANHOLES					TOTAL TRIBUTARY POPULATION		SEWAGE FLOW (q)					GROUND ELEVATION		SEWER DIAMETER		
		FROM	TO	LENGTH OF LINE	AREA		Cumulative		Domestic		Industrial	Total	Design Flow	UPPER MANHOLE	LOWER MANHOLE	Calculated	Selected	
		no.	no.		Tributary	Total	Present	Future										
				m	Ha	Ha	person	person	l/d	l/s	l/s	l/s	l/s	m	m	mm	mm	
1	2	3		4	5		6		7		8		9	10	11		12	
AB	1	A	B	80	1.600	1.600	1600.00	3350.04	804010.7	9.31	100.00	109.31	109.31	100.50	99.50	437	500	
BC		B	C	112	0.420	2.020	2020.00	4229.43	1015063.5	11.75	100.00	111.75	111.75	99.50	98.00	442	500	
DC	1	D	C	70	0.780	0.780	780.00	1633.15	391955.2	4.54	0.00	4.54	4.54	98.80	98.00	101	150	
CE		C	E	118	0.350	3.150	3150.00	6595.40	1582896.1	18.32	100.00	118.32	118.32	98.00	96.50	454	500	

SEWER DIAMETER		GRADE OF SEWER										INVERT ELEVATION		COVER	CHECK			
Calculated	Selected	min slope	max slope	ground slope	Selected slope	Fall of sewer	Velocity full (V)	Capacity full (Q _{full})	q/Q _{full}	v/V _{full}	v	UPPER MANHOLE	LOWER MANHOLE	At pipe end	q/Q _{full} 0.1<= q/Q _{full} <=0.9	MIN. Velocity	MIN. Cover	
mm	mm					m	m/s	l/s			m/s	m	m	m		v >=0.6	>=1m	m
12		13	14	15	16	17	18	19	20		21	22		23	24	25	26	27
437	500	0.002	0.020	0.013	0.013	1.00	1.86	365.88	0.30	0.889	1.66	99.00	98.00	1.00	OK	OK	OK	
442	500	0.002	0.020	0.013	0.013	1.50	1.93	378.72	0.30	0.886	1.71	98.00	96.50	1.00	OK	OK	OK	0.00
101	150	0.007	0.067	0.011	0.011	0.80	0.80	14.11	0.32	0.905	0.72	97.65	96.85	1.00	OK	OK	OK	
454	500	0.002	0.020	0.013	0.013	1.50	1.88	368.96	0.32	0.905	1.70	96.50	95.00	1.00	OK	OK	OK	0.00



مقياس الرسم : عمودياً 1:100 وأفقياً 1:20,00

6.5 مشروع تصميم شبكة صرف صحي

باستخدام المسقط الموضح:

خطط شبكة الصرف الصحي وحدد موقع محطة المعالجة علماً بأن مصدر اتجاه الرياح السائدة شمالية شرقية مع تحاشي استخدام المضخات في الشبكة واستخدام الجريان الطبيعي كلما أمكن .

صمم شبكة الصرف الصحي علماً بأن :

فترة التصميم 25 سنة ، $n = 0.015$.

كثافة السكان الحالية 1000 شخص / هكتار ومعدل الزيادة السكاني 3%

كمية المياه المستهلكة حالياً (120l/c.d) تزداد كل عشر سنوات بمقدار (15l/c.d)

نسبة الفاقد 20% يستخدم في ري حديقة المنزل.

تغير كمية مياه الصرف الصحي الواصلة في الساعة إلى محطة المعالجة في

شكل (2-2) في الباب الثاني ويتم استخدام معامل أقصى تصرف (1.95) ومعامل أدنى تصرف (0.3).

الأنابيب المستخدمة في الشبكة هي مواسير فخار $C_o = 5$ ومستوى المياه

الجوفية على مستوى +90 فوق مستوى سطح البحر.

يوجد مصنع ألبان موصل بشبكة الصرف الصحي عند بداية الشبكة وينتج (10

طن/ يوم) ويخرج كمية مياه صرف صحي تصب في الشبكة بمعدل (10m³/t) .

محتويات تقرير المشروع :

مقدمة تذكر فيها أهمية مشروعات الصرف الصحي وأفضلية استخدامها

منفصلة وليس مجتمعة - في اليمن .

تخطيط شبكة الصرف الصحي بحيث تسير مياه الصرف الصحي بالجاذبية
(الجريان الطبيعي) وتحاشي الضخ قدر الإمكان .

جدول أقل ميول.

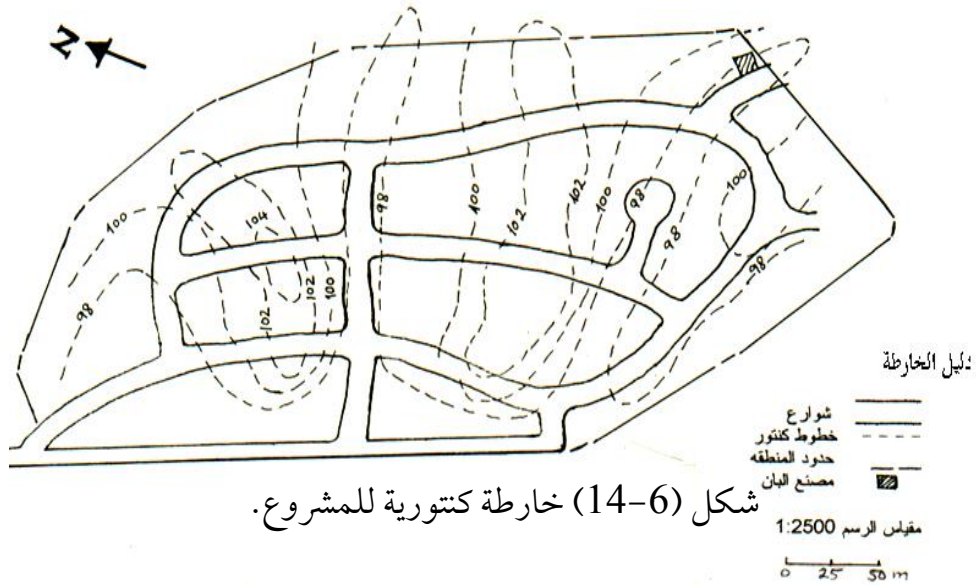
تقسيم المساحات التي يخدمها كل خط وتحديد السكان التي يخدمهم كل خط
حتى نهاية فترة التصميم.

الحسابات الهيدروليكية للخط الرئيسي في الشبكة ابتداءً من غرفة التفتيش رقم
(1) وحتى (5) مستخدماً الجدول المرفق وباستخدام برنامج Excel.

رسم مقطع طولي في الخط المصمم.

رسم غرفة تفتيش على الخط الرئيسي (قطاع تفصيلي).

رسم غرفة تفتيش عند التقاء خط فرعي بالخط الرئيسي (قطاع تفصيلي).



شكل (6-14) خارطة كنتورية للمشروع.

الباب السابع

تصميم شبكات تصريف مياه الأمطار

7.1- خطوات تصميم شبكات تصريف مياه الأمطار

7.1.1- حساب كمية مياه الأمطار :

للحصول على تقدير سليم لكمية الأمطار الذين تصل إلى شبكة صرف الأمطار في المدينة يلزم دراسة وافية للنقاط التالي:

أ- معدل سقوط الأمطار Intensity of storm

ب- الزمن الذي تستمره العواصف المطرية Duration of storm

ج- معامل الجريان Runoff coefficient

د- احتمال تكرار سقوط الأمطار Frequency of storm

أ-معدل سقوط الأمطار:

يقاس معدل سقوط الأمطار بأجهزة بسيطة (مثل السطح القلاب) أو بأجهزة

متقدمة أوتوماتيكية مثل (الرادار) ووحدة قياسها mm/min ، mm/hr .

ب-الزمن الذي تستمره العاصفة:

عندما يبتدئ المطر بالتساقط على مساحة معينة تأخذ المياه المتجمعة على السطح في طريقها لتصل إلى مداخل شبكة مياه الأمطار في شوارع المدينة فإذا فرض مثلاً أن الزمن اللازم لتصل مياه الأمطار من أبعد نقطة إلى مدخل مياه الأمطار في الشارع هو عشرون دقيقة وكانت فترة تساقط الأمطار عشر دقائق فقط فإن المياه التي تدخل في بالوعة الأمطار تأخذ في التزايد لمدة عشرة دقائق فقط ثم تتناقص بعد ذلك حيث إنه عند توقف المطر تتوقف أقرب نقطة عن المساهمة بينما يستمر المطر في الوصول من الأجزاء البعيدة وفي هذه الحالة تكون فترة الجريان من أبعد نقطة إلى نقطة التصميم في المجرى أكثر من فترة سقوط المطر وهذه هي الأسباب التي

تجعل من الضروري عند التصميم أن يتم اختيار شدة المطر التي لها استدامة مساوية لفترة التركيز. وتتكون فترة التركيز من:

1- فترة الدخول (t_i) أي الفترة اللازمة لجريان ماء المطر على السقوف والأراضي والشوارع حتى الوصول إلى فتحة المجرى.

2- فترة الجريان (t_f) أي الفترة اللازمة لجريان المطر من بداية المجرى حتى نقطة التصميم وتتراوح فترة التركيز بين (5-20) دقيقة اعتماداً على شدة المطر فكلما كانت الشدة أكبر كلما كانت فترة التركيز (t_c) أقل.

$$t_c = t_i + t_f$$

ب- معامل الجريان (معامل السحب):

وهو النسبة بين كمية الأمطار التي تدخل الشبكة إلى كمية الأمطار التي سقطت على المنطقة وهذا المعامل يتوقف على نوع التربة كما هو موضح بالجدول (7-1).

جدول (7-1) معامل الجريان لمختلف الأسطح.

نوع التربة	معامل الجريان
الأسطح والشوارع المرصوفة جيداً	0.85 – 0.95
الشوارع المرصوفة بالأحجار والمونة الإسمنتية.	0.75 – 0.85
الشوارع المرصوفة بالأحجار بدون مونة إسمنتية.	0.50 – 0.75
التربة العادية والشوارع غير المرصوفة.	0.10 – 0.20

والمعادلة التالية توضح العلاقة بين الأمطار ومعامل الجريان :

$$Q = CIA$$

حيث : $Q =$ كمية الأمطار (l/s) Runoff

$C =$ معامل الجريان Runoff coefficient

$I = \text{شدة سقوط الأمطار (l/s.ha)} .$

$A = \text{المساحة الساكنة التي تسقط عليها الأمطار (ha) هكتار .}$

ويمكن أن تكون المعادلة $Q = 0.278 \text{ CIA}$

حيث $\text{km}^2 = A$

$\text{mm / hr} = I$

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

وإذا كانت المساحة بالهكتار وشدة المطر بـ (mm/ min.) فإن المعادلة تصبح

$Q=166.7 \text{ CIA}$

$Q = \text{كمية الأمطار (l/s)}$

إن أصعب معلومة في المعادلة هي شدة المطر (I) وإن أسهل طريقة لإيجادها

هي منحني شدة المطر ومدتها كما سيتضح ذلك لاحقاً.

احتمال تكرار سقوط الأمطار :

من المعلوم أن لكل عاصفة مطرية شدة معينة وكذلك زمن استمرار معين

ومرات تكرار محددة ويتم ترتيب هذه المعلومات التاريخية التي يمكن الحصول

عليها من الأرصاد الجوية على أساس استخدامها في التصميم ويتم ذلك برسم

منحنيات تبين العلاقة بين شدة الأمطار ومدتها وتسمى (Rainfall Intensity – Duration

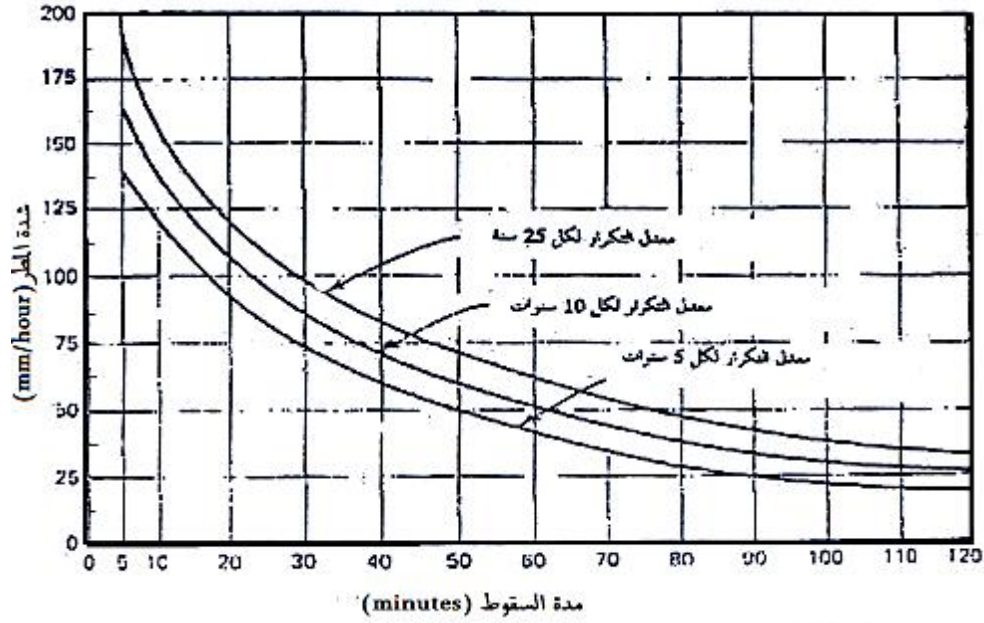
Curves) وكمثال لها فالشكل (1-7) يوضح شكل هذه المنحنيات لمنطقة معينة

ولأجل توضيح طريقة استعمالها خذ على سبيل المثال مطرة مدة سقوطها 30 دقيقة

فإن معدل أقصى مطر متوقع مرة كل 25 سنة لنفس مدة السقوط هو 95 مم/ ساعة.

ويستعمل منحني تكرار من (1-5) سنوات للمناطق السكنية بينما يستعمل منحني

تكرار من (5-10) سنوات للمناطق التجارية المهمة ومن (10 - 20) سنة للمناطق الحساسة والتي قد تؤثر حدوث الفيضانات عليها وتسبب فيها خسائر مادية وبشرية جسيمة. كما أن العوامل الاقتصادية للبلد تتحكم في اختيار منحنى التكرار المناسب، ففي الدول المتقدمة تصمم الشبكة على فترة تكرار للعاصفة كل 20 سنة بينما في البلدان النامية كل خمس سنوات.



شكل (1-7) منحنيات فترة المطر وشدة سقوطه Typical Rainfall Intensity Duration Curves

مثال 1 :

في الجدول التالي تم ترتيب المعلومات التي تم الحصول عليها من محطة الأرصاد خلال فترة 12 سنة .

فترة التكرار خلال 12 سنة - عمق المطرة (mm)							الاستدامة
7	6	5	4	3	2	1	(min)
8.6	8.7	9.4	10.2	11.5	12.3	14.8	5
15.6	16.1	17.3	20.1	20.6	22.5	27.0	15
17.1	19.0	21.7	24.5	26.2	29.5	31.0	30
19.3	23.1	24.2	26.5	29.1	31.1	35.0	60
23.1	24.9	26.8	27.3	31.9	34.0	41.0	120

فترة التكرار خلال 12 سنة - عمق المطرة (mm)							الاستدامة
14	13	12	11	10	9	8	(min)
5.5	5.7	6.1	6.4	7.0	7.6	7.9	5
10.6	10.9	12.1	13.0	13.3	14.0	14.3	15
13.4	13.6	14.2	14.5	15.3	16.5	16.9	30
13.5	14.7	14.9	15.6	17.1	18.5	19.1	60
15.4	16.6	17.6	18.7	19.1	21.5	22.6	120

ارسم منحنى شدة الأمطار وفترة سقوطها والتي تحصل مرة كل سنة (فترة التكرار سنة واحدة).

الحل :

طالما أن المعلومات المدونة في الجدول أعلاه تم حصولها خلال فترة 12 سنة فإن المعلومات المدونة في العمود 14 تحصل 14 مرة في 12 سنة بمعنى أن الرقم الصغير يحصل كجزء من الأرقام الكبيرة التي تقع قبله في نفس الصف أما الأرقام الكبيرة المدونة في العمود

1 فإنها تحصل مرة واحدة كل 12 سنة .

وبالتالي لمعرفة عمق المطرات التي تحصل مرة كل سنة نأخذ العمود 12 والذي يخص المطرات التي تحصل 12 مرة كل 12 سنة أي مرة كل سنة وقبل رسم المنحنى يتم معالجة

المعلومات كالتالي :

*Intensity شدة المطر (l/s. ha)	Rainfall height عمق المطرة (mm)	الاستدامة Duration (min)
203	6.1	5
134	12.1	15
79	14.2	30
41	14.9	60
24	17.6	120

$$* Intensity = \frac{6.1 \times 10^{-3} m}{5 \min \times \frac{60 \sec}{1 \min}} \quad * \frac{10000 m^2}{1 ha} \times \frac{1000 l}{1 m^3} = 203 \quad l / s. ha$$

شكل (7-2) منحنى تكرار سنة واحدة (12 مطره كل 12 سنه = مره كل سنة).

مثال 2 :

باستخدام منحنى التكرار لسنة واحدة من المثال 1 بالإضافة إلى الشكل

الموضح أدناه : أوجد :

كمية الأمطار التصميمية للخط AB .

صمم الخط AB علماً بأن $n = 0.013$

ج- تأكد من صحة استخدام i_{10} للخط CD .

الحل :

من منحني التكرار لسنة واحدة نجد أن شدة المطرة التي استدامتها 10min هي (

$$(i_{10} = 157 \text{ l/s.ha})$$

إذن كمية الأمطار التصميمية :

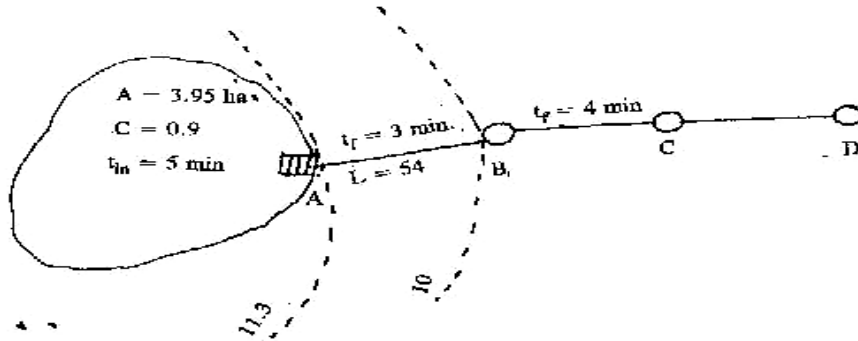
$$Q = C i A$$

$$= 0.9 \times 157 \frac{\text{l}}{\text{s.ha}} \times 3.95 \text{ ha} = 558 \text{ l/s}$$

تصميم الخط AB :

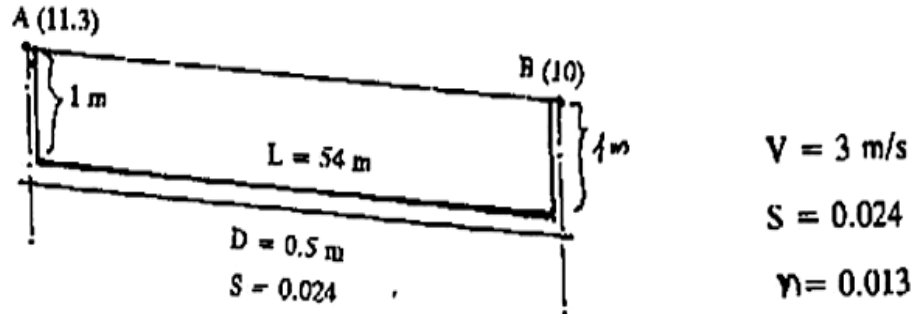
طالما أن منسوب النقطتين A ، B معلومتان فإنه بالإمكان معرفة ميل سطح

الأرض بينهما.



$$\frac{11.3 - 10}{54} = 24\% \text{ = الميل}$$

ونجد أنه عندما تكون:



وباستخدام قانون Manning على افتراض أن القطر هو 500mm

$$\therefore V = \frac{1}{0.013} \times (0.5/4)^{2/3} \times (0.024)^{1/2} \cong 3 \text{ m/s}$$

$$Q = V \times A = 5851 / \text{s}$$

ولمعرفة نسبة الجريان الجزئي (q) إلى الجريان الكلي Q نجد أن :

$$\frac{q}{Q} = \frac{558}{585} = 0.95$$

ومن المنحنيات أو الجداول الخاصة بالجريان الجزئي نجد أن :

$$\frac{d}{D} = 0.85 \quad \frac{v}{V} = 1.05 \Rightarrow v = 3.15 \text{ m/s}$$

وهناك ملاحظتان على هذه النتائج

الأولى : $d/D > 0.8$ وهذه النسبة تعتبر مقبولة في حالة شبكة الأمطار حيث يمكن

أن تصل إلى $d/D = 1$.

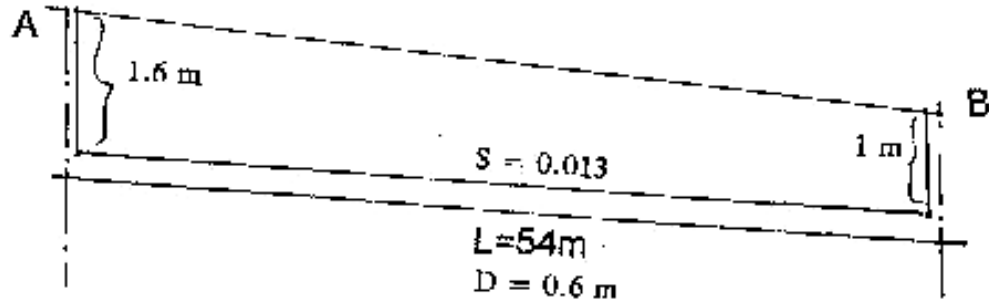
الثانية : $v > 3 \text{ m/s}$ وهذه السرعة رغم أنها لا تزيد عن السرعة القصوى المسموح

بها في حالة شبكة الصرف الصحي إلا أنه يفضل أن تقل هذه النسبة في حالة الأمطار

عن 3 m/s وذلك لأن احتمال عمل النحر في الأنبوب أكثر لأن الأمطار تحمل رمال

خشنة بينما مياه الصرف الصحي تحمل مواد صلبة ناعمة .

وبالتالي فإنه نتيجة لزيادة السرعة فإن هذا التصميم غير مقبول .
أما الحل الذي لابد منه فهو تقليل الميل للحصول على سرعة أقل ، وهذا يمكن
الحصول عليه بتعميق الأنبوب عند النقطة A إلى عمق أكبر منه عند النقطة B وفي
هذه الحالة سيتم الحصول على الميل والنسبة المقبولة كما يلي :
نختار سرعة الجريان الممتلئ $v = 2.5 \text{ m/s}$ والقطر $D = 600 \text{ mm}$



ومن النوموجراف نجد أن:

$$Q = 700 \text{ l/s}$$

$$S = 0.013$$

وعند تثبيت الماسورة على عمق 1 متر فقط عند النقطة B نجد أن :

ونتابع الحل كالتالي :

$$\frac{q}{Q} = \frac{558}{700} = 0.8 \Rightarrow$$

$$\frac{d}{D} = 0.7$$

$$\frac{v}{V} = 1.07 \Rightarrow v = 1.07 \times 2.5 = 2.7 \text{ m/s} < 3 \text{ m/s} \text{ O.K}$$

الحل الصحيح هو تمديد الأنبوب بميل $s = 0.013$ وقطر $D = 600 \text{ mm}$

(ج) للتأكد من صحة استخدام شدة الأمطار (i_{10}) في تصميم الخط CD فإنه

يجب ألا يتعدى فترة التركيز (t_c) زمن (10min).

فترة التركيز = فترة الدخول + فترة الجريان

$$t_c = t_i + (t_{BC} + t_{AB})$$

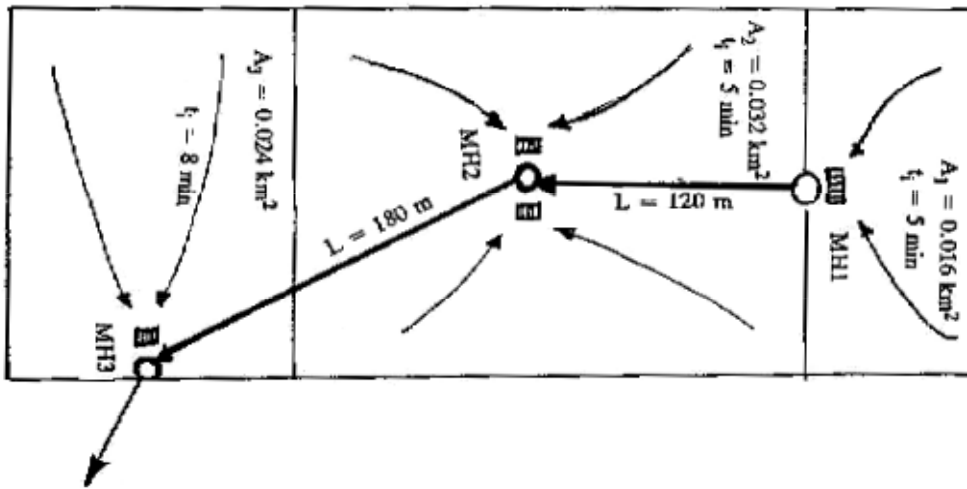
$$= 5 + (3 + 4) = 12 \text{ minutes}$$

أي أن زمن التركيز للخط CD أكبر من (10min) وبالتالي يجب استخدام (i_{12}) عند إيجاد كمية الأمطار التصميمية لهذا الخط وهذه القيمة يمكن الحصول عليها من منحنى شدة الأمطار واستدامتها وسنجد أن قيمتها .

$$(i_{12} = 150 \text{ l/s.ha})$$

مثال (3) :

احسب قطر مجرى الأمطار الذي يصل بين غرف التفتيش 1, 2, 3 كما هو موضح بالشكل أدناه افرض أن معامل السيلج (الفائض) هو 0.3 وأن تكرار المطر هو خمس سنوات (باستخدام المنحنى شكل 7-1).



الحل :

لتصميم المجرى بين Manhole 1 ، Manhole2

$$5\text{min} = 0 + 5 = t_f + t_i = (t_c) \text{ فترة التركيز}$$

ولكن يجب ألا تقل استدامة الأمطار عن فترة التركيز ولا تقل عن 10min.

$$118\text{mm/hr} = i_{10} \text{ إذن من المنحني}$$

$$A = 0.016\text{km}^2 , C = 0.3 \text{ وبمعلومية :}$$

كمية الأمطار التصميمية :

$$Q = 0.278 C I A$$

$$= 0.278 \times 0.3 \times 118 \times 0.016$$

$$= 0.157 \text{ m}^3/\text{s} = 157\text{l/s}$$

ومن جداول أقل ميل نجد أن القطر المناسب الاقتصادي $D = 600 \text{ mm}$

وبتطبيق معادلة Manning بفرض $n = 0.013$ ، $S_{\min} = 1.7\text{‰}$

$$V = 0.9 \text{ m/s}$$

$$Q = 253 \text{ l/s}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{157}{253} = 0.62 \Rightarrow$$

$$\frac{d}{D} = 0.58 , \frac{v}{V} = 1.04 \Rightarrow v = 1.04 \times 0.9 = 0.91\text{m/s} > 0.6\text{m/s} \text{ O.K}$$

$$< 3\text{m/s} \text{ O.K}$$

ويمكن إيجاد فترة الجريان

$$t_{f_{i-2}} = \frac{120}{60 \times 0.91} = 2.2 \text{ min}$$

ولتصميم المجرى بين Manhole 3 ، Manhole2

$$t_C = t_{f_{i-2}} + t_i \quad \text{فترة التركيز}$$

$$= 5 + 2.2 = 7.2 \text{ min.}$$

وطالما أن فترة التركيز أقل من 10min فيجب أن نستخدم i_{10} وتكون كمية الأمطار

التصميمية الواصلة من Area 1 ، Area 2 .

$$Q = 0.278 \sum C A x i$$

$$= 0.278 [(0.3 \times 0.016) + (0.3 \times 0.032)] \times 118$$

$$= 0.472 \text{ m}^3/\text{s} = 472 \text{ l/s}$$

ومن جداول أقل ميول يكون القطر المناسب هو ($D = 900 \text{ mm}$) كما أن السرعة

$$(V = 0.95 \text{ m/s}) ، \text{ كمية الجريان الممتلئ } (Q = 603 \text{ l/s})$$

$$\therefore \frac{q}{Q} = \frac{472}{603} = 0.78 \Rightarrow \Rightarrow \frac{d}{D} = 0.68 , \quad \frac{v}{V} = 1.07$$

$$\therefore v = 1.07 \times 0.95 = 1 \text{ m/s} \quad \text{وتكون فترة الجريان:}$$

$$t_{f_{2-3}} = \frac{180}{60 \times 1} = 3 \text{ min}$$

ولتصميم المجرى الذي يلي Manhole 3

أكبر فترة تركيز

$$t_{f_{2-3}} + t_{f_{i-2}} + t_i = 3 + 2.2 + 5 = 10.2 \text{ min}$$

وطالما أن فترة التركيز أكبر من (10min) فإنه يتم الرجوع للمنحنى للحصول

$$i_{10.2} = 115 \text{ mm/hr} \text{ وتكون } 10.2 \text{ min. على شدة المطر عند استدامة}$$

وتكون كمية الأمطار التصميمية الواصلة من Area 3 ، Area2 ، Area1

$$Q = 0.278 \sum C A x i$$

$$= 0.278 [(0.3 \times 0.016) + (0.3 \times 0.032) + (0.3 \times 0.024)] \times 115$$

$$= 0.690 \text{ m}^3/\text{s} = 690 \text{ l/s}$$

ومن جداول أقل ميول نجد أن القطر المناسب هو ($D = 1000\text{mm}$)

وأن:

$$V = 0.97 \text{ m/l}$$

$$S_{\min} = 1\%$$

$$Q = 758 \text{ l/s}$$

$$\therefore \frac{q}{Q} = \frac{690}{758} = 0.91 \Rightarrow$$

$$\frac{d}{D} = 0.79 \quad , \quad \frac{v}{V} = 1.07$$

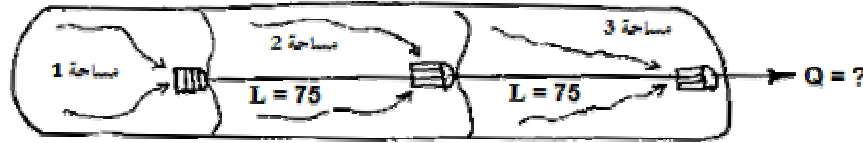
$$\therefore v = 1.07 \times 0.97 = 1 \text{ m/s}$$

تمارين على تصميم شبكة الأمطار

1- في الشكل التالي أحسب مقدار الجريان Q في نهاية الخط لمياه الأمطار وذلك باستعمال منحني شدة المطر مع استمراريته فترة تكرار خمس سنوات ، مع العلم أن:

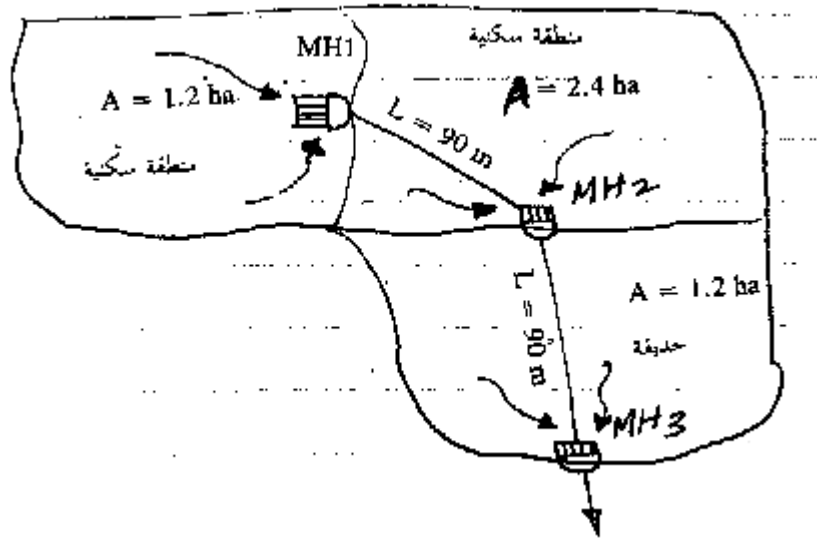
	مساحة (1) - Area1	مساحة (2) - Area2	مساحة (3) - Area3
C	0.5	0.4	0.7
A	0.5 ha	1.0 ha	1.6 ha

وأن طول المجرى كاملاً (في مساحة 2، 3) هو 150m وأن معدل سرعة الجريان هو 0.9 m/s .



(الجواب 0.54 m³/s)

2- احسب قطر المجرى النهائي الخارج من (MH3) في الشكل الموضح أدناه والذي يخدم مساحة 4.8 ha وفترة الدخول لكل مساحة هي 10min ، ومعامل الفائض (السيج) للمنطقتين السكيتين هو 0.45 وللحديقة 0.15 وأن المسافة بين غرفتي التفريش MH1 ، MH3 هو 180m وجميع المواسير لها ميل 0.002 وعلاقة شدة المطر مع فترة الاستمرارية هي $i = 3300 / (t + 19)$ حيث $i =$ (mm/hr) ، $t =$ (min) .



الجواب (D=900mm)

في الشكل الموضح أدناه :

أوجد قطر مجرى المطر من MH1 إلى MH2

ومن MH2 إلى MH3

وكذلك المجرى النهائي الخارج من MH3

مستنداً على المعلومات التالية :

أ-المساحات وفترة الدخول وأطوال شبكة الصرف الصحي كما هي موضحة في

الشكل أدناه

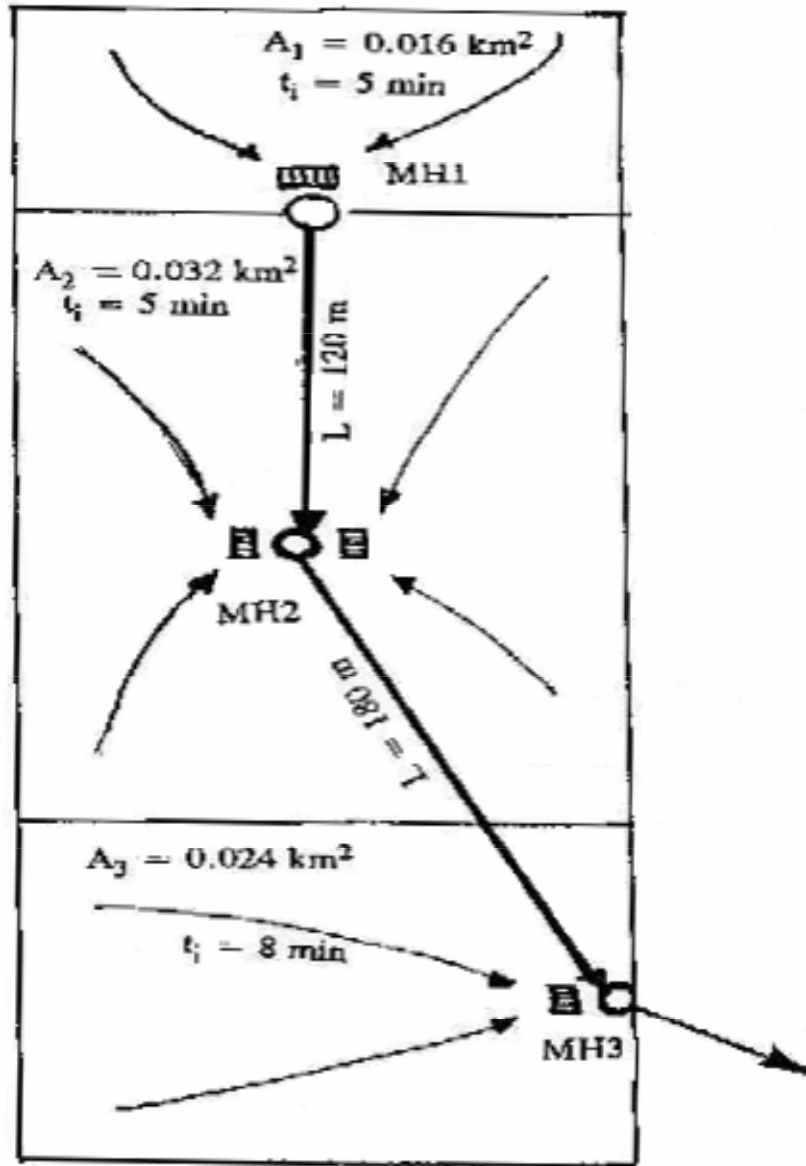
ب- معامل السيل لجميع المساحات (C = 0.4)

ج- منحني تكرار المطر لعشر سنوات كما هو موضح في شكل (1-7) .

د-المواسير دائرية ، n = 0.013

هـ-السرعة القصوى عندما يكون الجريان ممتلئاً هو $V_{max} = 3\text{m/s}$ والسرعة الدنيا

$V_{min} = 0.9\text{ m/s}$ وأقصى انحدار مسموح به $S_{max} = 0.03$.



الجواب: (, $D_2=1000\text{mm}$, $D_3=1200\text{mm}$ $D_1=600\text{mm}$).

الباب الثامن

ملحقات الشبكات

8. ملحقات الشبكات (Sewer Appurtenances)

8.1. غرف التفتيش (Manholes) :

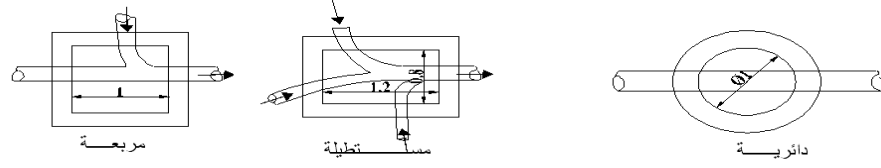
وتسمى أحياناً (Inspection Chamber) وهي عبارة عن فتحة رأسية باتساع كافي لنزول العمال بداخلها أثناء عملية الصيانة . وتصل ما بين سطح الأرض والماسورة وتكون الماسورة داخل الغرفة منزوعة الجزء العلوي منها وبذلك تظهر مياه الصرف الصحي أثناء سيرها في الماسورة مما يسهل الكشف على الماسورة وتنظيفها وتسليكها لإزالة ما فيها من رواسب إن وجدت. كما تستعمل أحياناً بغرض تهوية المواسير ، وتوضع غرف التفتيش في الأماكن التالية:

- 1- عند تغير قطر الأنبوب.
 - 2- عند تغير نوع الأنبوب.
 - 3- عند تغير اتجاه الأنبوب.
 - 4- عند تغير ميل الأنبوب.
 - 5- عند تقابل أنبوبين أو أكثر.
 - 6- عند مسافات قصوى تعتمد على قطر الماسورة كما في الجدول التالي:
- جدول (8-1) أقصى مسافات مسموحة بين غرف التفتيش مع اختلاف أقطار

المواسير

أقصى مسافة مسموحة بين غرفتي تفتيش (m)	قطر الأنبوب (in)
30	6-8
40	9-10
50	12-15
60	18-36
100	36-48
150	> 48

والمسقط الأفقي لغرفة التفتيش إما دائري (وهو الأكثر شيوعاً) أو مربع مستطيل (شكل 8-1).



شكل (8-1) أشكال غرف التفتيش

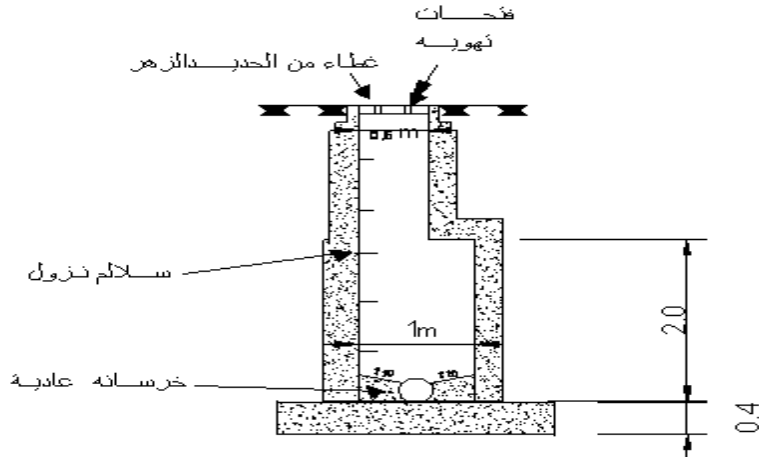
على أنه يجب ألا تقل مقاسات المسقط الأفقي الداخلي لغرفة التفتيش عن متر واحد إذا كانت دائرية أو مربعة، وعن 1.20×0.80 متر إذا كانت مستطيلة إلا أنه في الغرف العميقة يتم بناء الغرفة بالمقاسات السابقة على ارتفاع مترين من أرضية الغرفة ثم تقل لتصل إلى مقاس (60×60) إذا كان المسقط مربع أو مستطيل، قطر 60 سم إذا كانت الغرفة دائرية كما في شكل (8-2).

وتبنى غرف التفتيش من الخرسانة بنسبة 350 كجم إسمنت للمتر المكعب ولا يقل سمك الحائط عن 25 سم في أعلاه ويأخذ في الزيادة كلما زاد الارتفاع كما يجب تلبس الحائط من الداخل والخارج بمونة الإسمنت والرمل بنسبة 1:1 وذلك للحد من تسرب المياه الجوفية إلى الغرفة.

أما أرضية الغرفة فيتم صبها من الخرسانة بسمك 30 - 50 سم على أن يشكل داخل الغرفة على شكل قناة نصف دائرية لتجري فيه مياه الصرف الصحي وعند تقاطع أكثر من قناة في الغرفة توصل بينها بمنحنيات سهلة ويملاً الفراغ بين القنوات والحائط بخرسانة بميول 1 : 10 في اتجاه القناة.

كما يجب أن تزود غرف التفتيش بسلالم لنزول وصعود العمال (شكل 8-2)

وتغطي الغرف بغطاء من الحديد الزهر وتنفذ بحيث تتحمل حركة المرور عليها.



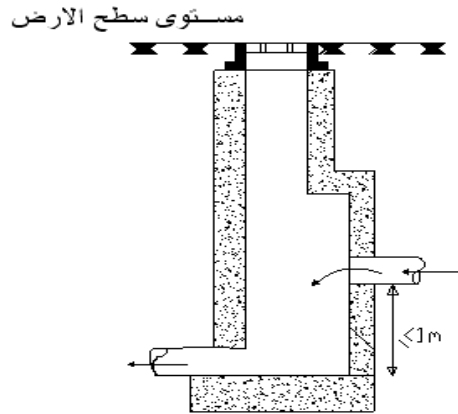
شكل (2-8) غرفة التفتيش بعمق أكبر من 2 متر

وهناك نوع خاص من غرف التفتيش تستعمل إذا تقابلت ماسورة على عمق

صغير بماسورة أخرى على عمق كبير وهناك نوعين:

النوع الأول : إذا كان الفرق بين مستوى الماسورتين مقدار 1 متر .

النوع الثاني : إذا كان الفرق بين مستوى الماسورتين أكبر من 1 متر .



وتسمى غرفة تفتيش بسقوط

(drop manhole) إذا كانت من النوع

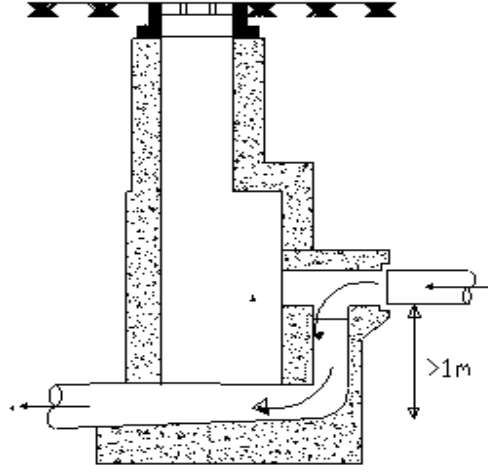
الأول كما في شكل (3-8)

وتسمى غرفة تفتيش بسقوط خلفي

(back drop manhole) إذا كانت من

النوع الثاني كما في شكل (4-8).

شكل (3-8) غرفة التفتيش بسقوط اقل من أو يساوي 1 متر



شكل (4-8) غرفة التفتيش بسقوط خلفي أكبر من 1 متر

مصائد الأمطار (Street Inlets)

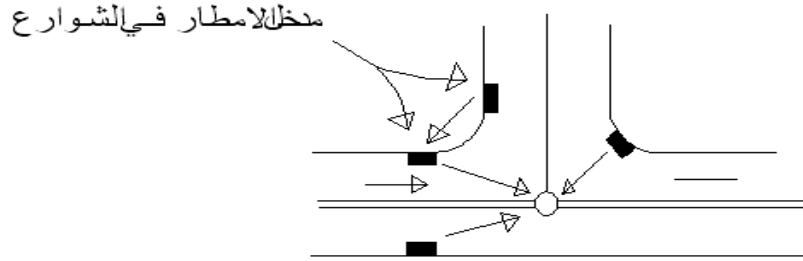
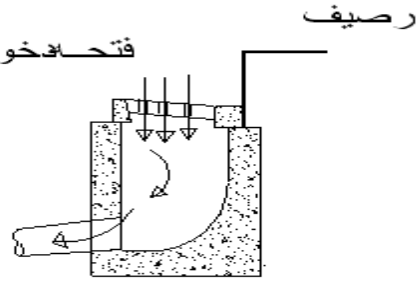
وهي عبارة عن صناديق أو غرف صغيرة سطحها مزود بفتحات تسمح بمرور مياه الأمطار دون الأوراق والفضلات الكبيرة والأحجار التي قد توجد في الشارع وهي تبنى عادة على جانبي الطريق بجوار الرصيف مباشرة (شكل 5-8) منسوبها العلوي مع منسوب سطح الطريق - هذه الصناديق أو الغرف متصلة بمواسير صرف مياه المطر عن طريق وصلات خاصة، وتتوقف المسافة بين المصائد على :

أ- الانحدار الطولي للطريق .

ب- كمية الأمطار .

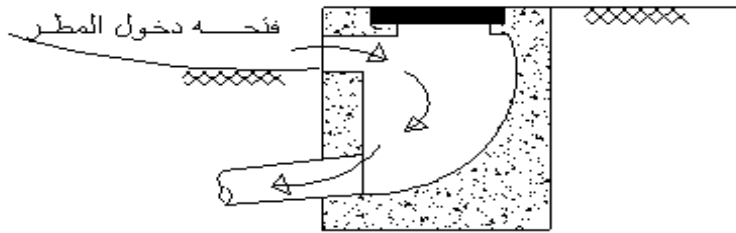
ت- نوع رصيف الطريق .

شكل (5-8) مصائد مياه الأمطار على مستوى الطريق.



شكل (6-8) مواقع مصائد مياه الأمطار

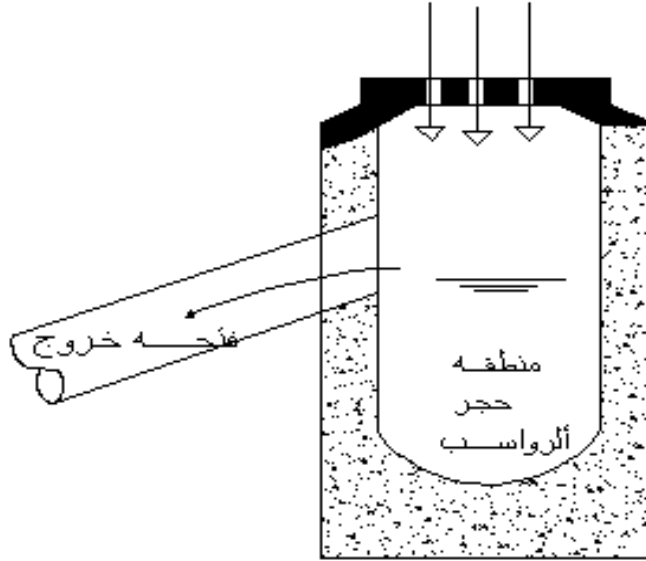
مع مراعاة عدم إنشاء هذه المصائد في الشوارع غير المرصوفة ، كما أن المسافة بين مصيدتين متتاليتين يجب ألا تزيد عن 200 متر على أنه يفضل دائماً أن توضع المصائد عند تقاطع شارعين حتى تصرف مياه الأمطار من شارعين وذلك اقتصاداً في التكاليف ويمكن أن تكون مداخل المصائد تحت الرصيف بحيث يدخل المطر من فتحات أفقية في الجانب المواجه للطريق شكل (7-8).



شكل (7-8) مصائد مياه الأمطار على مستوى الرصيف.

8.3. مصابيد مع حجز الرواسب (Street Inlets with Catch Basins)

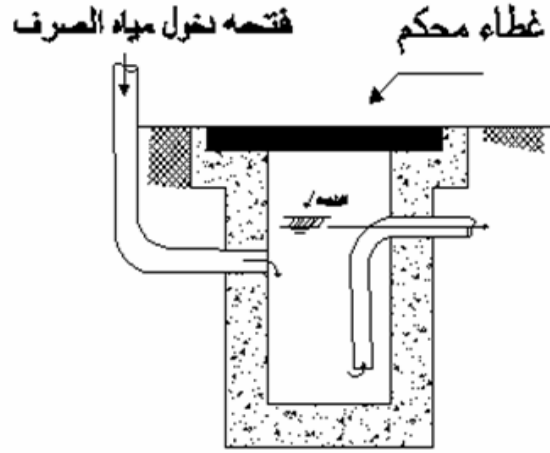
لوحظ أن المصابيد السابقة لا تحجز الرمال التي قد تترسب في الأنابيب ، لذلك عمد المهندسون إلى تصميم المصابيد بحيث يكون مخرج مياه المطر من المصيدة على منسوب أعلى من منسوب قاع المصيدة وبذلك يتكون منخفض تترسب فيه الرمال (شكل 8-8) ويمكن تنظيف هذه الرواسب من وقت لآخر بشفتها يدوياً أو ميكانيكياً.



شكل (8-8) مصابيد مياه الأمطار وحجز الرواسب

8.4. أحواض حجز الزيوت والدهون (Grease & oil traps)

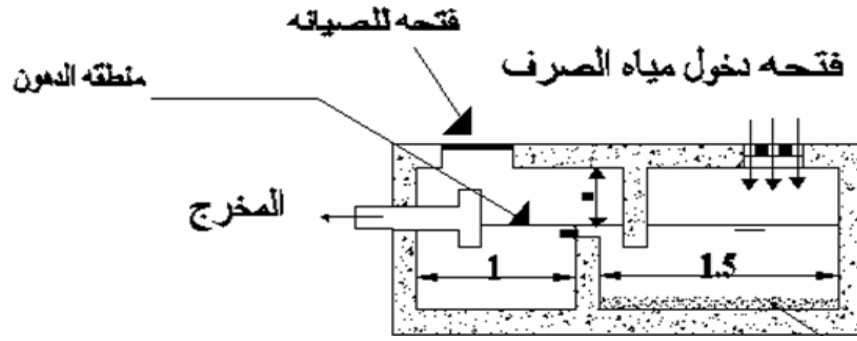
وتستخدم هذه الأحواض عندما تحتوي مياه الصرف على كمية عالية من الزيوت والمواد الدهنية وذلك لمنعها من دخول أنابيب شبكة الصرف الصحي حتى لا تلتصق هذه المواد بجدران الأنابيب فتسبب ضيقاً في قطاعها شكل (8-9).



شكل (8-9) أحواض حجز الزيوت

وهي عبارة عن أحواض مصممة تدخلها المخلفات الحاملة للزيوت والدهون وتخرج مياه الصرف منها من منسوب واطئ عن فتحة الدخول ولما كانت الزيوت تطفو على سطح المياه فإنها لا تخرج من ماسورة الخروج ويجب إزالة ما تجمع من زيوت على فترات متقطعة.

كما أنه في حالة تواجد كمية كبيرة من الرمال في المخلفات السائلة مع تواجد الزيوت، كما هو الحال في محطة صيانة وتفريغ زيوت السيارات فيستحسن أن يقسم الحوض إلى قسمين الأول لحجز الرمال والثاني لحجز الزيوت كما هو موضح في شكل (8-10).



شكل (8-10) أحواض حجز الرمال والزيوت

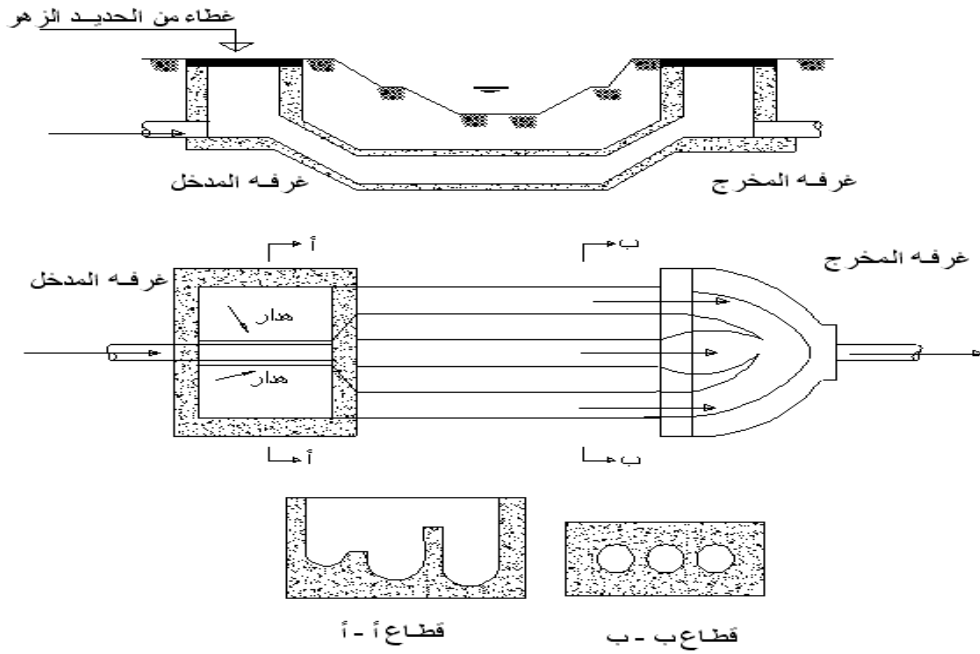
8.5. السيفون المقلوب Inverted Syphon

يستعمل السيفون المقلوب شكل (8-11) في شبكة الصرف الصحي أو الأمطار وذلك عند اعتراض عوائق مثل ترعة أو نفق أو منخفض لسير أنابيب الشبكة ، والسيفون المقلوب يبدأ بحجرة مدخل تخرج منه ماسورة أو أكثر تمتد تحت العائق حتى حجرة المخرج في نهاية السيفون المقلوب ويراعى في السيفونات المقلوبة ما يلي :

أ. ألا تقل السرعة في المواسير (السيفون) عن 0.9m/s ضماناً لعدم ترسب أي مواد صلبة عالقة.

ب. يستحسن أن يتكون السيفون من ثلاثة مواسير متوازية بحيث تحمل الماسورة الوسطى أدنى تصرف. فإذا زاد التصرف عن ذلك فاض الزائد على الهدار الذي يوضع في حجرة المدخل إلى الماسورة اليسرى وتصمم هاتان الماسورتان مجتمعتين لتكونا كافيتين لحمل أقصى تصرف جاف فإذا زاد التصرف عن ذلك بسبب الأمطار (في حالة الشبكة المجتمعة) فاض الماء الزائد على هدار أعلى من السابق ليسمح بنزوله إلى الماسورة اليمنى كما هو واضح من القطاع (أ-أ).

ت. تزود حجرة المدخل بالهدارات السابق ذكرها في البند (ب).
 ث. تزود حجرتي المدخل والمخرج بالبوابات اللازمة لحجز مياه الصرف عن أي ماسورة من الثلاث المذكورة وذلك لاستخدامها في حالة عمل أي صيانة أو تنظيف لأحد المواسير في السيفون .

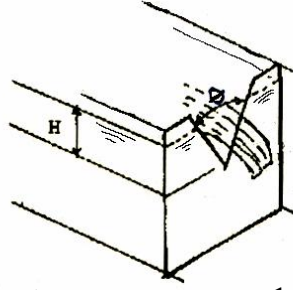


شكل (8-11) السيفون المقلوب

8.6. أجهزة قياس التصريف Measuring flow devices

وهذه الأجهزة عادةً توضع في نهاية الشبكة بالقرب من محطة الضخ وذلك لغرض قياس التصريف الذي يصل من المدينة إلى المحطة .
 وأهم هذه الأجهزة الشائعة الاستعمال :
 أ. هدار مثلث قائم الزاوية حاد الجوانب شكل (8-12)

(90° sharp edge 'V' notch weir)



شكل (8-12) هدار مثلث قائم الزاوية حاد الجوانب.

ويمكن حساب التصرف المار على هذا الهدار من المعادلة :

$$Q = C_d \frac{5}{18} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} H^{5/2} \quad \text{حيث إن:}$$

$Q = \text{التصرف (m}^3/\text{s)}$

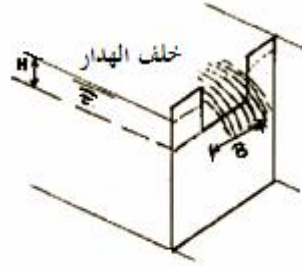
$g = \text{عجلة الجاذبية } 9.81 \text{ m/s}^2$

$\theta = \text{زاوية الهدار وتساوي في هذه الحالة } [90^\circ]$

$H = \text{ارتفاع منسوب الماء أمام الهدار عن منسوب رأس مثلث الهدار .}$

$C_d = \text{معامل التصرف } = 0.6$

ب. هدار مستطيل بحافة حادة : شكل (8-13) - (Sharp edge rectangular weir)



شكل (8-13) هدار مستطيل بحافته حاده

ويمكن حساب التصرف المار على هذا الهدار من المعادلة

$$Q = C_d^{2/3} (B - 0.1H) \sqrt{2g} H^{2/3}$$

حيث $B = \text{عرض الهدار .}$

على أنه يجب مراعاة الآتي عند استعمال كل من هذين الهدارين :

1. أن يقاس (H) على بعد من خلف الهدار يساوي على الأقل (4H) .
2. أن يقلل اضطراب الماء ما أمكن بالقرب من الهدار .
3. أن يكون منسوب الماء خلف الهدار أوطأ من منسوب الهدار بما لا يقل عن 15 سم وذلك لتجنب احتمال غمر الهدار بالماء وبالتالي سيعمل إعاقة للماء النازل من الهدار .

ج- مجرى باراشال Parshall flume

وهو مجرى ذي موجة ثابتة وفيه ينحدر القاع عند المضيق ثم يرتفع ثانية مما يساعد على تخليق الموجة الثابتة (شكل 8-14) .

ويمكن حساب التصرف بالمعادلة التالية (Empirical Equation)

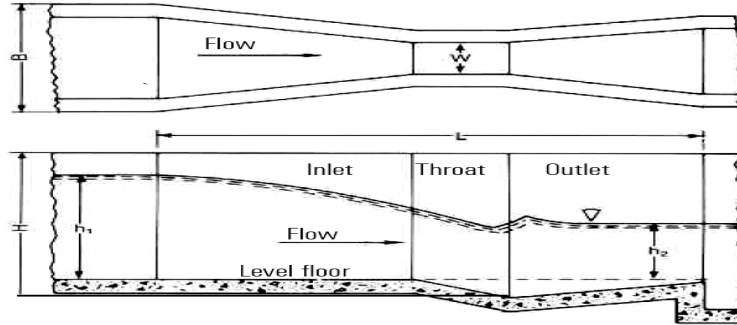
$$Q = 48H^{1.522} B^{0.026}$$

حيث:

B = عرض المضيق .

H = ارتفاع الماء أمام المضيق .

Q = كمية الجريان ft³/sec .



Throat		Measuring range		max. level	Dimensions			
W		L/s		h ₁	Length	Width	Height	Weight
					L	B	H	G net
mm	inch	min	max	mm	mm	mm	mm	kg
75	3	0,77-5	0,77-54	462	915	323	667	20
150	6	1,50-11	1,50-114	465	1524	481	724	45
230	9	2,50-18	2,50-284	661	1626	639	876	60
305	12	3,32-24	3,32-473	780	2867	973	1143	160
455	18	4,80-35	4,80-757	805	2943	1154	1143	230
610	24	12,10-44	12,10-1009	798	3020	1335	1143	240
915	36	17,60-69	17,60-1577	812	3169	1700	1143	280

شكل (8-14) (Parshall flume)

8.7. محطات الرفع Pumping station

يحتاج الأمر لرفع المخلفات السائلة (مياه الصرف بأنواعها) بواسطة أنواع مختلفة من المضخات في الأحوال التالية:

أ. عند وجود أدوار سفلية في المنزل (بدروم) حيث منسوب دورات المياه فيها أوطأ من منسوب ماسورة الصرف الصحي في الطريق المجاورة ، في هذه الحالة يلزم استعمال مضخة خاصة لرفع مياه الصرف الصحي إلى منسوب شبكة الصرف.

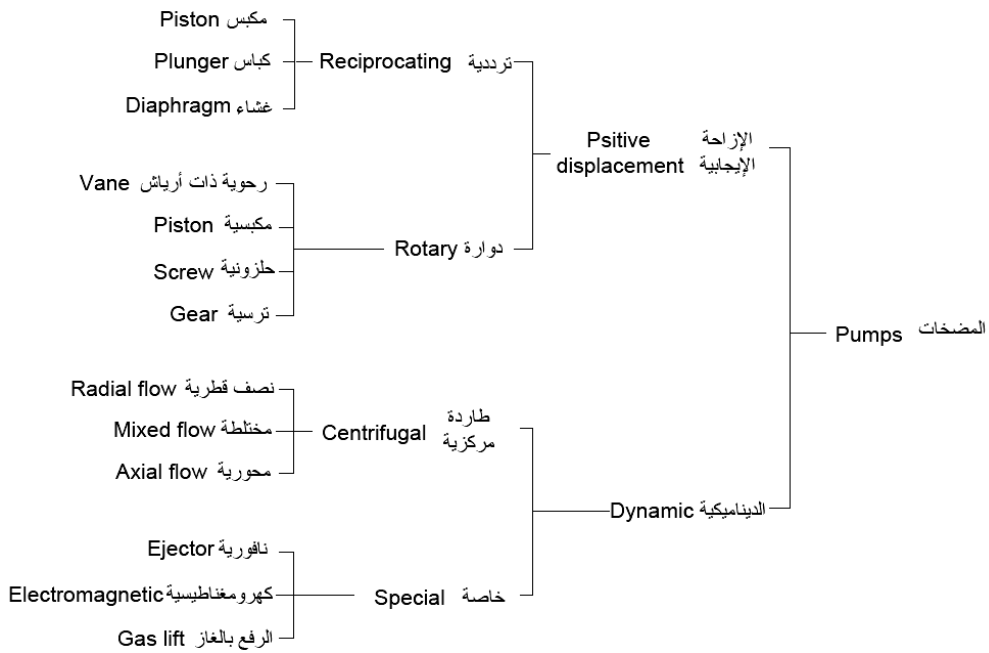
ب. إذا لزم الأمر نقل مياه الصرف عبر مرتفع أو تل يعترض طريق ماسورة الصرف مع ارتفاع تكاليف إنشاء نفق في هذا التل لوضع الماسورة فيه.

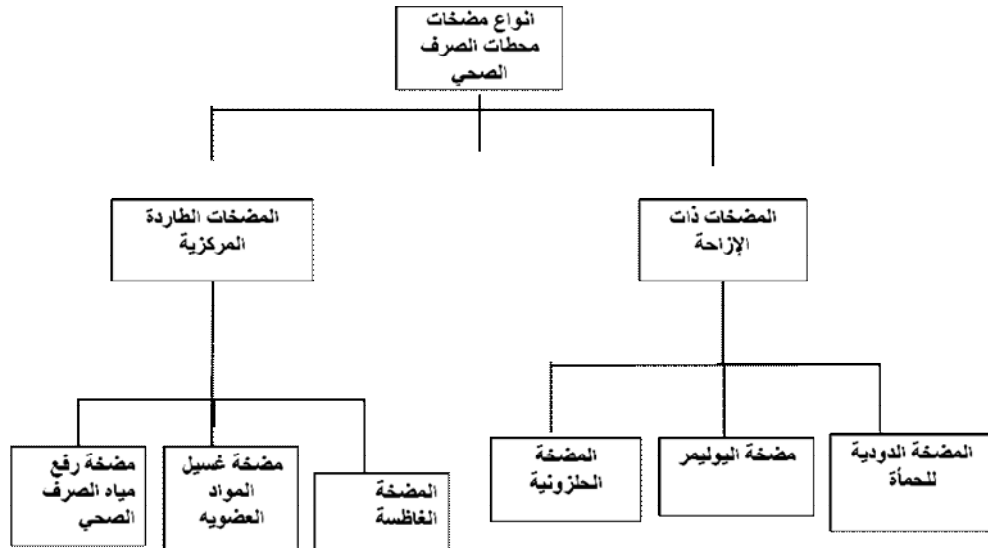
ج. إذا لزم صب المخلفات في البحر وكان منسوب نهاية المجمع الرئيسي Interceptor عند موقع الصب أوطأ من منسوب الماء في البحر - في هذه الحالة يلزم إنشاء محطة ضخ (رفع) لرفع مياه الصرف في ماسورة ممتدة إلى داخل البحر.

د. تستعمل محطة الرفع كذلك لرفع مياه الصرف من حوض الاستقبال إلى محطة المعالجة الموجودة أعلى مستوى سطح الأرض (كما هو الحال في محطة المعالجة بصنعاء).

هـ. نظراً لأن مواسير شبكة الصرف يجب أن توضع بانحدار يسمح بجريان

التصرف فيها بالانحدار الطبيعي وبسرعة كافية لمنع المواد العالقة من الترسب في قاع المواسير، فإننا نجد أنه في البلاد المسطحة يزيد عمق الماسورة كلما زاد طولها الأمر الذي يرفع التكاليف الإنشائية ، لذلك فإنه يتحتم تقسيم المدينة إلى مناطق متعددة تخدم كل منطقة شبكة صرف خاصة تنتهي إلى محطة خاصة بالمنطقة تقوم برفع مياه الصرف إلى مواسير تم تمديدتها على أعماق مناسبة أعلى أو إلى مجمع رئيسي وهذا النوع من محطات الضخ تسمى مضخات حلزونية (screw pumps) كما تسمى أيضا مضخات أرشميدس إذ أنها ترفع مياه الصرف من منسوب واطئ إلى منسوب عالي دون أن تضغطه في مواسير.





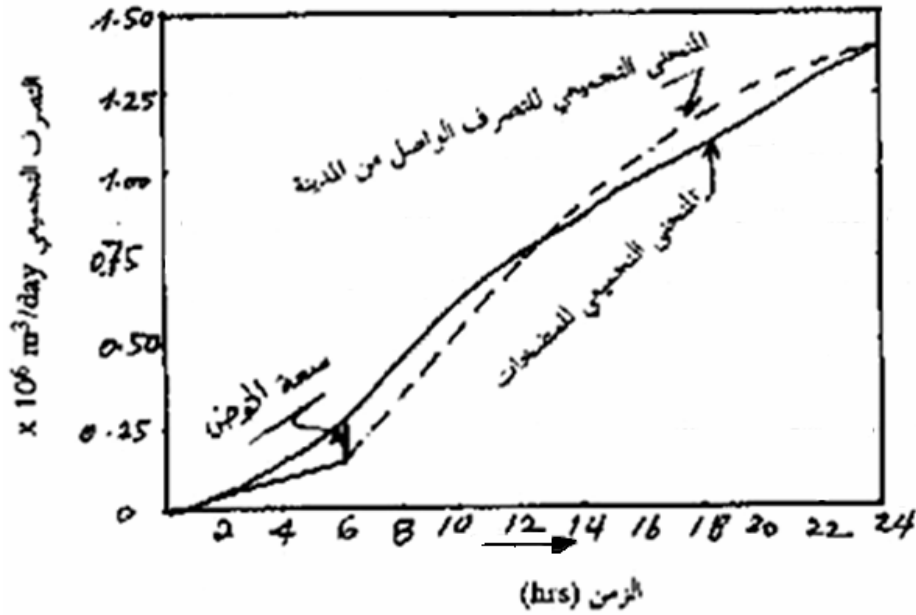
شكل (8-15) أنواع المضخات ومحطات الرفع لمياه الصرف الصحي
ويتكون مبنى محطة الضخ (شكل 8-16) من جزأين رئيسيين هما البئر
المستقبل لمياه الصرف والبئر الجاف:

8.7.1. البئر المستقبل لمياه الصرف ويسمى Wet Well

والغرض من هذا البئر هو تخزين مؤقت ولفترة قصيرة لمياه الصرف التي تصل
إلى محطة الضخ بحيث تعمل المضخات بانتظام قدر الإمكان ولفترات كافية إذ
تنص بعض المواصفات الميكانيكية على ألا تقل فترة تشغيل المضخة عن خمس
دقائق قبل إيقافها (pump cycle) وذلك منعاً لاحتراق المحرك الكهربائي إذا تكرر
إيقافه وتشغيله على فترات قصيرة .

ويمكن حساب حجم البئر اللازم لمحطة الضخ برسم المنحنى التجميعي
للتصرف الداخل إلى الحوض وكذلك المنحنى التجميعي لتصرف المضخات شكل
(8-16). وبديهي أن التصرف الكلي الداخل إلى البئر المستقبل في خلال 24 ساعة
هو نفس التصرف الذي ترفعه المضخات خلال نفس الفترة إلا أن معدل التصرف

الوارد إلى الحوض يختلف عن معدل الضخ منها - ولذلك فإن أكبر فرق بين المنحنين يمثل أكبر كمية من مياه الصرف التي ستجتمع في البئر (الحوض).
ويقدر المهندسون سعة البئر المستقبل بما يتراوح بين ضعف إلى ثلاثة أضعاف متوسط التصريف الداخل إلى البئر في الدقيقة. فإذا كانت المحطة ترفع في اليوم $120,000 \text{ m}^3/\text{day}$ (كمية التصريف في اليوم) فإن متوسط التصريف الداخل إلى البئر في الدقيقة $120,000/24 \times 60 = 83 \text{ m}^3/\text{min}$ ، وبالتالي يكون سعة الحوض بين $(165 - 250 \text{ m}^3)$.
كما يجب أن يزود البئر بغطاء ذي فتحة تشبه فتحة غرفة التفتيش حتى يمكن النزول منها إلى البئر لعمل الصيانة اللازمة، كما تزود بفتحة تهوية.

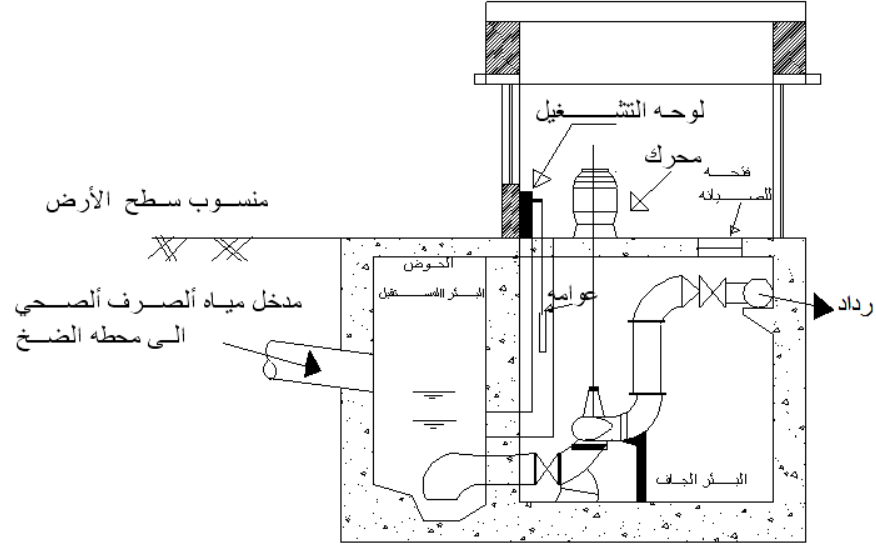


شكل (8-16) المنحنى التجميعي للتصريف - المضخات.

8.7.2. البئر الجاف Dry well

وهو المكان الذي توضع فيه المضخات والمحركات ومعدات التحكم في

التشغيل وفي معظم المحطات الكبيرة يكون كل من البئر المستقبل لمياه الصرف والبئر الجاف تحت سطح الأرض على أن يقام مبنى للمحركات فوق البئر الجاف ومنه يمكن النزول إلى مكان المضخات (شكل 8-17).



شكل (8-17) مبنى محطة الضخ

الباب التاسع

تنفيذ وتشغيل وصيانة شبكات الصرف

9.1. تنفيذ خط مواسير الصرف الصحي

9.1.1. مد وإنشاء المجرى (Sewer layout and construction)

الاستقامة : يبدأ إنشاء شبكة الصرف الصحي عادةً من المناطق السفلى (down stream) ويستمر نحو المناطق العليا (upstream) وبهذه الطريقة يكون من السهل وضع كل أو قسم من الشبكة تحت التشغيل وعندما تمر الشبكة تحت مستوى المياه الجوفية يمكن تصريف المياه الجوفية خارج الخندق حتى تسهل عملية الإنشاء. تبدأ استقامة الأنبوب بتثبيت أوتاد على مراحل منتظمة (8-10m) أو يستعمل جهاز مساحة بأشعة ليزر. وفي حالة استعمال الأوتاد فإنها توضع على مسافة تساوي عرض الحفر من حافة الخندق. كما توضع أوتاد الاستقامة عند الأركان أو حيثما يتغير ميل الأنبوب.

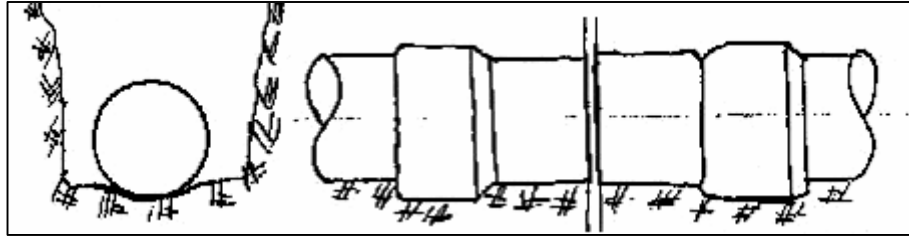
9.2.1. الحفر ومنسوب المقلوب :

يعمل الخط الذي يربط الأوتاد مؤشراً للحفر وتحفر الخنادق (Trenches) للعمق المطلوب ويجب أن يكون عرضها الأدنى بحدود 50 سم. يدق ميل الماسورة عند نهاية الأنبوب ثم يوضع بصورة صحيحة في الخندق (Trenches). ويتم وضع الأنابيب في الخنادق بالعمل اليدوي أو البكرة التفاضلية أو بواسطة رافعات متحركة أو أية معدات مشابهة.

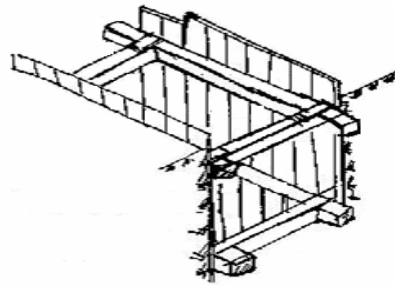
وتتلخص طريقة تنفيذ شبكة الصرف الصحي في الخطوات التالية:

- 1- يحدد محور الماسورة ويفضل أن ينطبق مع محور الطريق إن أمكن حتى تتساوى التوصيلات المنزلية من المنازل التي تقع على جهتي الشارع.

- 2- يحدد نصف عرض الخندق على كل من جانبي المرور.
- 3- يتم الحفر حتى العمق المطلوب وتشكيل قاع الحفر بحيث تستند الماسورة على ربع محيطها (شكل 9-1).
- 4- توضع الشدات اللازمة لمنع انهيار التربة ويتوقف نوع الشدات على نوع التربة وعمق الحفر فكلما كانت التربة قابلة للانهيار كانت الشدة أكثر ثباتاً وكذلك كلما كان العمق أكبر يتم العناية بالشدة أكثر (شكل 9-2).
- 5- تنزل الأنابيب إلى القاع بعد التأكد من الوصول إلى الحفر المطلوب ويتم ربط الأنابيب ببعضها عن طريق وضع (إدخال) ذيل كل ماسورة في رأس سابقتها.
- 6- يتم لحام المواسير ببعضها حسب نوع كل ماسورة ثم يتم إجراء تجربة الضغط بالمياه أو الهواء أو بكليهما معا على المواسير المنفذة للتأكد من سلامة المواسير والتوصيلات التي تربطها ببعض.



شكل (9-1) تشكيل قاع الحفر ووضع الماسورة على ربع محيطها



شكل (9-2) الشدات الخشبية

لجوانب الحفر.

9.2. تشغيل وصيانة الشبكات

لكي تقوم خطوط الصرف الصحي بوظيفتها بكفاءة عالية يجب مراقبتها وتنظيفها بشكل دوري من بعض الرواسب التي قد تتراكم فيها ومن بعض المواد التي تعلق بجدار الماسورة الداخلي حيث إن هذه الرواسب إن لم يتم إزالتها تقلل من قطاعات المواسير وتحد من قدرتها على حمل التصريف التصميمي لها.

9.2.1. الطرق المختلفة لصيانة مجاري التصريف:-

يمكن تقسيم أعمال الصيانة إلى نوعين : صيانة وقائية وصيانة إصلاحية . بشكل عام كلما ارتفعت نسبة الصيانة الوقائية كلما انخفضت الحاجة للصيانة الإصلاحية. إن التوازن بين هذين النوعين من الصيانة ضروري للمحافظة على الشبكات في تادية عملها بالشكل المتكامل وبأقل تكلفة وإزعاج للمواطنين.

الصيانة الوقائية (Preventable Maintenances):

تتضمن الصيانة الوقائية برنامجا للتفتيش على الشبكة بشكل دوري (مرة في السنة على الأقل إلى أربع مرات في المناطق التي تكون فيها انحدارات المواسير منخفضة) وتحليلا للمعلومات بخصوص المناطق التي تكثر فيها الأعطال وتشمل هذه النوعية من الصيانة شطف وتنظيف دوري للمواسير وغرف التفتيش وكذلك إجراء الإصلاحات اللازمة .

الصيانة الإصلاحية (Necessary Maintenance):

هي عبارة عن الصيانة الضرورية والمستعجلة استجابة لطلب أو شكوى أو أي عطل مفاجئ يتطلب المعالجة والإصلاح وبمعني آخر هي عبارة عن إصلاح شيء ما عندما يتعطل بشكل مفاجئ ومن أمثلة ذلك انسداد المواسير بسبب الترسبات وفيضان المياه الصحية بسبب زيادة التدفق.

9.2.2. أعمال الكشف الدوري وطرق إجراءاتها (الصيانة الوقائية):-

يلزم مراقبة غطاء غرفة التفتيش على الأقل مرتين في السنة ومراقبة غرف التفتيش والمواسير مرة في السنة على الأقل، وعلية فإن أي جزء من الشبكة يجب أن يتم معاينته والكشف عنه مرة واحدة في السنة على الأقل، وقد تصل هذه المعاينة والكشف إلى أكثر من مرة بناء على وضع الشبكة ومناسبة الميول فيها، وتوجد هناك عدة طرق لتنفيذ مثل هذا الكشف والمعاينة وهي كالتالي:

1- التفتيش بالنظر (Sight Inspection) :

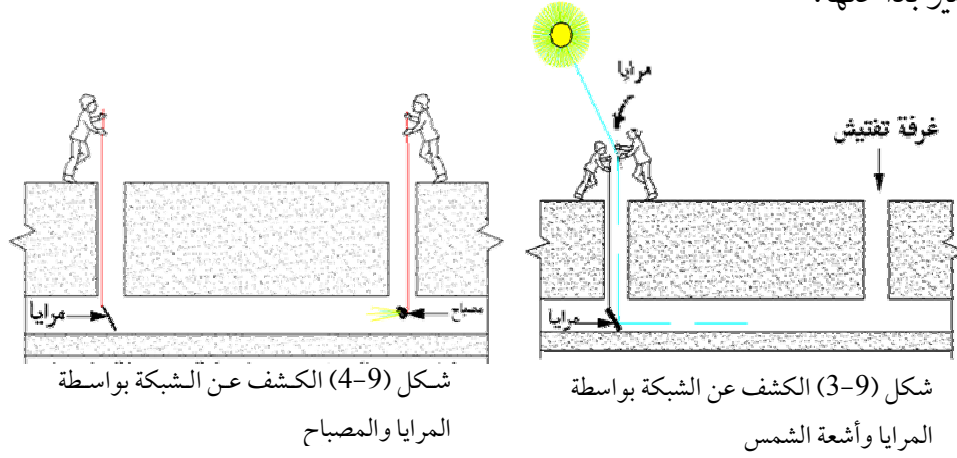
هذه الطريقة تنقسم إلى تفتيش سطحي وتفتيش داخلي للمواسير والتفتيش السطحي يتضمن النظر والكشف على أسطح الشوارع لتحديد الأماكن المغطاة بالماء وكذلك الشقوق الأرضية في مسار المواسير والإضرار الحاصلة في غرف التفتيش وأغطيها أما الكشف الداخلي للمواسير الكبيرة فيتطلب السير بداخلها لتفقد حالتها وذلك في الفترات التي تكون فيها كمية الصرف قليلة وفي هذه الحالة يجب الانتباه لأخذ احتياطات السلامة أما بالنسبة للمواسير الصغيرة فيمكن الكشف الداخلي لها بواسطة النظر من خلال الماسورة بالاستعانة بمصدر إضاءة إضافة إلى المرايا وذلك خلال أوقات التصرف الأدنى كما سيتم توضيحه في الطريقة التالية.

2- التفتيش عن طريق المرايا (Mirror Inspection):

حيث تستخدم في هذه الطريقة المرايا مع مصدر إضاءة كالشمس حيث تعكس إحدى المرايا الضوء إلى مرآة أخرى أسفل غرفة التفتيش والتي بدورها تعكس صورة الماسورة إلى عين الكاشف وبهذه الطريقة يتبين انسداد الماسورة من عدمه بين كل غرفتي تفتيش كما في (9-3) .

ويمكن استخدام مرآة واحدة مع مصباح إضاءة كهربائي كما في شكل (9-4)

حيث يتم وضع مرآة في غرفة تفتيش وتتم الإضاءة من غرفة أخرى بواسطة مصباح كهربائي وبهذا أيضا نتحقق من انسداد الماسورة من عدمه وتستخدم هذه الطريقة (المرايا والإضاءة) للكشف عن الأنابيب التي يصعب السير بداخلها.



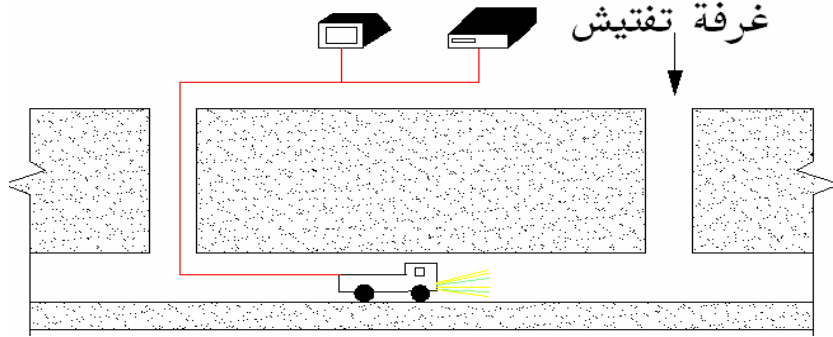
3- الفحص بواسطة الحقن بالدخان :-

يمكن استعمال هذه الطريقة قبل المراقبة التلفزيونية وذلك بحقن الدخان داخل المواسير من خلال غرفة التفتيش بواسطة منفاخ خاص ويجري الفحص من خلال مراقبة وتدوين إمكانية تهريب الدخان ومن ثم يمكن إدخال الكاميرا التلفزيونية لتحديد الأعطال ومن ثم إصلاحها.

4- عن طريق الكاميرا (المراقبة التلفزيونية):

وهي طريقة حديثة للمراقبة الدقيقة لوضع الشبكة وتحديد مواقع الترسبات أو الشروخ أو الخلل ويمكن تسجيل الوضع داخل الأنابيب في جهاز فيديو وعرضه على جهاز تلفزيون كما يمكن الاحتفاظ بالتسجيل على شريط فيديو كتنوير دائم عن طبيعة هذه الأضرار. وقد تطورت الأجهزة اللازمة في هذه العملية إلى الحد الذي

أصبح فيه من الممكن استعمال الكاميرا التلفزيونية في المواسير الصغيرة بقطر mm 100 كما في (5-9).



شكل (5-9) الكشف عن الشبكة بواسطة الكاميرا مع التسجيل إلى فيديو والعرض على جهاز تلفزيوني.

9.2.3 طرق تنظيف شبكات الصرف

يتخذ قرار التنظيف للشبكة أو بعض أجزائها كنتيجة للصيانة الوقائية أو كصيانة إصلاحية ضرورية ، ولبعض أجزاء الشبكة فإن التنظيف يكون دوريا خاصة المناطق المعرضة للرواسب باستمرار، وهناك طرق ميكانيكية وأخرى هيدروليكية لتنظيف شبكات الصرف الصحي.

أولا / الطرق الميكانيكية:

1. طريقة القضبان الحديدية:

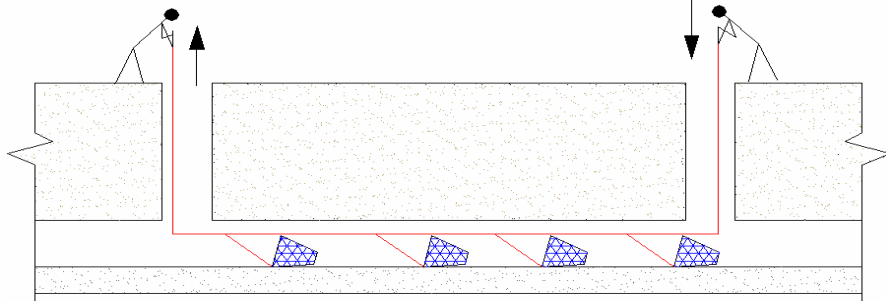
وتتم بإدخال القضبان إلى داخل المواسير وتحريكها أما يدوياً أو آلياً وخلال عملية الدفع يجري برم القضبان مع وحدات التنظيف المثبتة في نهاياتها والتي تتكون من أنواع كثيرة ومختلفة تبعا لطبيعة العوائق مثل الفرشاة المزيلة للدهون المجرف المزيل للرمال ومخلب الأوراق وقطع القماش ويلاحظ أن كفاءة هذه الطريقة عالية عند استعمالها في المواسير ذات الأقطار التي لا تزيد عن 300 mm

وتنخفض كفاءتها كلما كبر قطر الماسورة .

2. طريقة العلب المتسلسلة:

وهذه الطريقة عبارة عن علب تساق داخل المواسير بواسطة سلاسل وبمساعدة

شخصين كل واحد منهم عند غرفة التفتيش كما في شكل (6-9).



شكل (6-9) تنظيف الشبكة بواسطة علب تساق بسلسلة

ثانيا: الطرق الهيدروليكية:

1. طريقة الغسيل:

وهي طريقة هيدروليكية لإزالة العوائق والترسبات المتجمعة في المواسير الخاصة وخاصة في بدايات الخطوط حيث تكون كمية الصرف قليلة وإمكانية ترسب المواد عالية ويتم توريد الماء اللازم لعملية الغسيل عن طريق طفايات الحريق أو بواسطة الصهاريج غير أنه عند استعمال هذه الطريقة يجب الانتباه إلى أمرين هما.

الأول : أن يكون أسفل الخرطوم الواصل من طفاية الحريق أعلى من مستوى

الماء في غرفة التفتيش لكي لا يحدث تلوث لمياه الشرب.

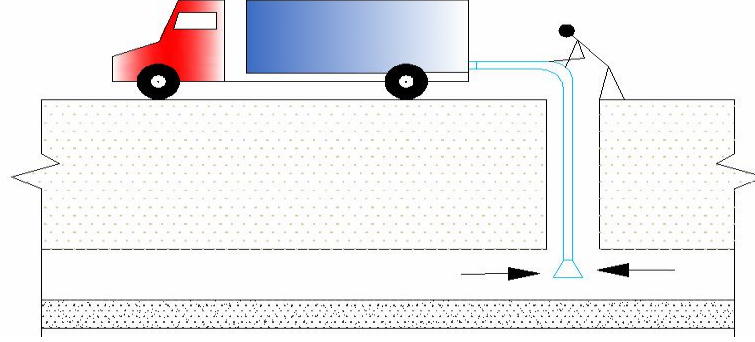
الثاني: الانتباه إلى عدم حدوث فيضان للبيوت المجاورة من جراء ارتفاع الماء

إلى الحد الذي يزيد الضغط في المواسير مما يسمح برجع الماء من خلال

الوصلات المنزلية.

2. طريقة الشفط:-

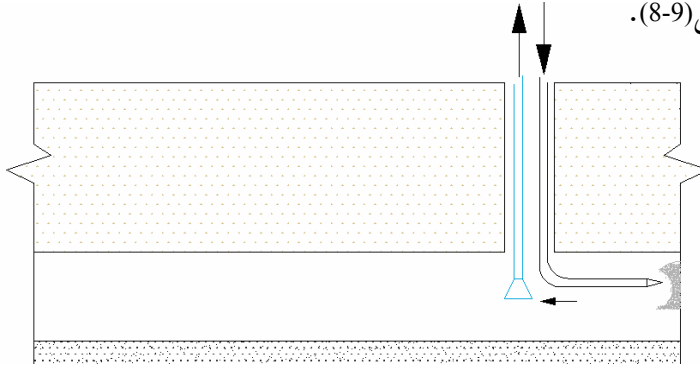
وتتم هذه الطريقة بواسطة عربات شفط خاصة مزودة بخزان لحمل المياه والرواسب التي سيتم شفطها من الشبكة ونقلها إلى أماكن تصريفها ويتم استخدام هذه الطريقة عند أقل تدفق داخل الشبكة كما في شكل (7-9).



شكل (7-9) تنظيف الشبكة بواسطة عربات مزودة بجهاز شفط

3. طريقة الكسح والشفط:-

في هذه الطريقة يستخدم جهاز لكسح المواد المترسبة والمتحجرة في الشبكة ويتم الكسح (Flushing) بشكل دوري للشبكة وبخاصة الخطوط الفرعية التي تكون فيها السرعات أقل من 0.4 م/ث ويتم استخدام هذه الطريقة أيضاً عند أعلى تدفق في الشبكة كما في شكل (8-9).



شكل (8-9) تنظيف الشبكة بالكسح والشفط

4. طريقة الكرة المطاطية :-

تعتمد هذه الطريقة على التنظيف الهيدروليكي وذلك باستخدام ضغط الماء لتوليد سرعة جريان عالية حول الكرة وتصنع الكرات عادة من مادة مطاطية يجري تعبئتها بالهواء لتأخذ شكل الماسورة وهي تكون بأحجام بين 150 - 1200mm وعندما يزيد القطر عن 600mm يصبح استعمالها صعبا نوعا ما وعند استعمال هذه الطريقة يجري ربط الكرة بحبل أو كابل وذلك للتحكم بسرعة حركتها داخل الماسورة وكذلك في سحبها عند الانتهاء من عملية التنظيف التي تتم بين كل غرتي تفتيش وتجدر الإشارة إلى أن هناك أدوات كثيرة يمكن استعمالها بنفس الطريقة منها على سبيل المثال العربات الزاحفة .

الباب العاشر

مقدمه عن محطات معالجة مياه الصرف الصحي

10.1 محطات معالجة مياه الصرف الصحي

10.1.1 تعريف:

إن محطة معالجة مياه الصرف الصحي هي كافة المنشآت التي تبنى في موقع معين لغاية أكسدة المواد العضوية الموجودة فيها وفصل الشوائب الصلبة عن المياه التي يمكن تصريفها بعدئذٍ دون ضرر بالبيئة والصحة العامة أو إعادة استخدامها مرة أخرى بعد القضاء على مختلف الملوثات الجرثومية فيها.

10.1.2 الهدف من محطات المعالجة :

إن الهدف الأهم من معالجة مياه الصرف الصحي هو القضاء على العوامل الممرضة التي تضر بالصحة العامة والحفاظ على البيئة ، وبشكل عام فإن الهدف من معالجة المياه يشمل:

- حماية المصادر المائية (الجوفية – السطحية).
- منع انتشار الأمراض .
- حماية الثروة الحيوانية المائية .
- منع الترسبات ضمن المسطحات المائية .
- منع الأذى والإزعاج الناجم عن مياه الصرف كالروائح المزعجة.

10.1.3 اختيار الموقع العام لمحطة المعالجة:

إن اختيار مكان إنشاء محطة المعالجة يعتبر من المراحل المهمة والصعبة في التصميم. إذ يؤثر بشكل كبير ومباشر على سلامة البيئة وعلى الناحية الاقتصادية (كلفة الإنشاء والاستثمار) وقد يؤثر أيضاً على الأسلوب التكنولوجي المتبع للمعالجة ولذلك فعند دراسة الموقع العام يجب أن تتوفر المعلومات التالية لدينا:

1-المخطط التنظيمي للمدينة :

يبين المخطط التنظيمي المساحة الكلية التنظيمية ونوعية السكن وأماكن تواجد الصناعات والقطاعات الخدمية المختلفة وتضاريس المنطقة ، كما يجب دراسة الجوانب التالية بالاعتماد على المخطط التنظيمي للمدينة:

- دراسة في أي اتجاه يجري صرف الميزانية لتنمية المدينة وتحديد الظروف البيئية للمدينة وإمكانية تطور هذه المدينة.
- دراسة المخطط المستقبلي الذي يحدد اتجاه توسع المدينة لـ (15) و (30) سنة مقبلة.
- دراسة الظروف المناخية للمدينة (هيدرولوجياً، هيدروجيولوجياً، المناخ السائد، توضع المسطحات الخضراء).
- خطوط المواصلات الحالية والمستقبلية خصوصاً في منطقة المحطة.
- خطوط الطاقة الكهربائية الحالية والمستقبلية وخطوط الماء والصرف وخطوط النفط أو الغازإلخ.

2-شبكات الصرف:

يجب دراسة المؤشرات التالية لشبكة الصرف في المدينة:

- نظام شبكة الصرف (منفصلة - مشتركة - هدارات مطرية).
- شكل شبكات الصرف (الاتجاهات العامة لتصريف المياه ، اتجاه الأحواض الصبابة وعلاقتها ببعضهما).
- الحلول التكنولوجية لشبكة الصرف (المبول، المنشآت على الخطوط).
- جريان مياه الصرف إلى المحطة (المجمع الرئيسي).
- نوعية المياه المصروفة إلى الشبكة.

3-التدفق الداخل لمحطة المعالجة:

إن التدفق الداخل لمحطة المعالجة يتبع بشكل أساسي لعدد السكان المستعملين لشبكة الصرف والصناعات، فمثلاً يمكن تجميع عدة مصادر تلوث (مدن صغيرة، قرى) بواسطة إنشاء مجمعات رئيسية لتصيب في محطة واحدة كبيرة وهذا يفضل من وجهة نظر اختيار الموقع العام لأنه يمكن من استثمار مناطق بعيدة عن المناطق المأهولة بالسكان.

4-أسلوب المعالجة التكنولوجي:

إن أسلوب المعالجة المختار ونوع المنشآت وطريقة الاستثمار يؤثر بشكل كبير على سلامة البيئة المحيطة بالمحطة خصوصاً عندما تتم معالجة الرواسب بأساليب بدائية.

5-المنطقة:

إن المنطقة المتوقعة إنشاء محطة معالجة عليها يجب أن تتمتع بالموصفات التالية:

- مساحة كافية لوضع المنشآت، خلوها من الأشجار في مكان وضع المنشآت.
- شكلها منتظم، ظروف جيولوجية جيدة، نوعية التربة غير مناسبة للزراعة (إن أمكن).
- ميول كافية يؤمن جريان المياه بواسطة الجاذبية، أن يكون منسوب المنطقة المختارة فوق منسوب المستقبل المائي، موقع تصريف المياه المعالجة، مستوى مياه جوفية منخفض.
- توفر المواصلات والخدمات الأخرى (كهرباء)، تأمين مسافات

الحماية اللازمة عن المناطق المأهولة.

- ظروف مناخية مناسبة (شمس، تيارات هوائية)، النشاط الزلزالي للمنطقة يجب أن يؤخذ بعين الاعتبار، العوائق الطبيعية يجب تجنبها ضمن موقع المحطة المختار.

6- التأثير البيئي:

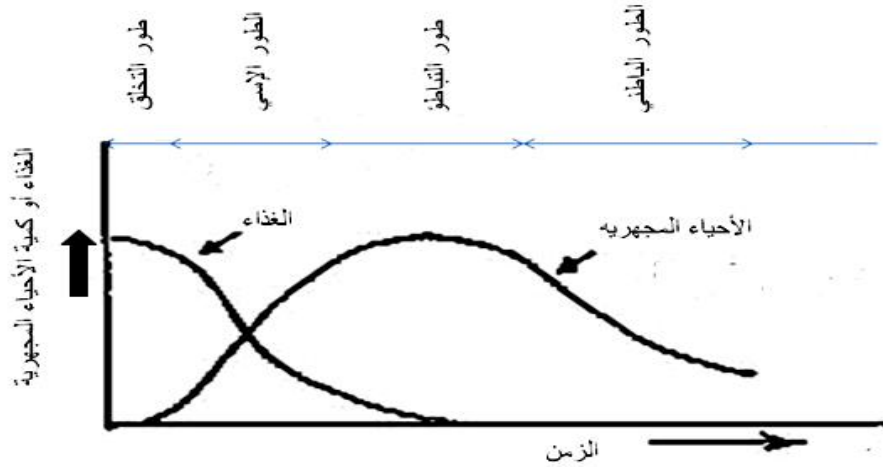
إن محطات المعالجة قد تؤدي إلى تلوث التربة والمياه الجوفية والهواء ويمكن ذلك بواسطة التسريبات التي قد تحصل بسبب عدم كتامة جدران وأرضيات المنشآت (سوء تنفيذ) وانتشار البكتيريا في منطقة المحطة نتيجة انتشار الرذاذ بواسطة الرياح والتي بدورها ستصل إلى التربة نتيجة انحلالها بمياه الأمطار ولذلك يجب الاعتناء بتنفيذ محطات المعالجة بشكل كبير وعادة تؤخذ مناطق حماية صحية حول المحطة.

2. 10 بيولوجية مياه الصرف الصحي (Biology of Wastewater)

تخرج الأحياء المجهرية مع الفضلات من جسم الإنسان فتصبح مياه الصرف الصحي مليئة بهذه الأحياء ، ولكونها تلعب دوراً كبيراً في طريقة المعالجة البيولوجية لمياه الصرف الصحي فسيتم التطرق إلى عملية (Metabolism) التي تقوم بها هذه الأحياء لبناء الخلايا والتكاثر عند استهلاك المواد العضوية كغذاء وسيتم التطرق إلى أطوار نموها والعوامل التي تؤثر على نشاطها.

أطوار نمو الأحياء المجهرية:

يمكن شرح أطوار نمو الأحياء المجهرية (شكل 10-1) كما يلي:



شكل (1-10) أطوار نمو الأحياء المجهرية وعلاقتها بالغذاء والزمن.

1- طور التخلق (Lag Phase): وفي هذه المرحلة تكيف الخلايا نفسها على المحيط الجديد.

2- الطور الأسّي (Log phase): ويكون فيها معدل النمو سريعاً بسبب توفر الغذاء الكافي للطاقة والنمو وهذا هو الطور الذي يمكن استغلاله لمعالجة المواد العضوية (استهلاكها بواسطة البكتريا) وتوفير الأكسجين اللازم لذلك مع درجة الحرارة المناسبة.

3- طور التباطؤ (Declining Phase): وفيها يقل معدل النمو نتيجة لنقص تركيز المواد العضوية.

4- الطور الباطني (Endogenous phase): نتيجة لقلّة المواد العضوية وعدم كفايتها تموت بعض الأحياء المجهرية ويستفاد من هذا الطور في المرحلة النهائية من المعالجة للتخلص من الأحياء المجهرية بعد تصفية المواد العضوية من مياه الصرف الصحي.

10.2.1. العوامل التي تؤثر على نشاط الأحياء المجهرية:

- 1- كمية المواد العضوية (كما سبق شرحها).
- 2- درجة الحرارة : تصنف الأحياء المجهرية بالنسبة لدرجة الحرارة المناسبة لنموها كالتالي:

الكائنات المعتدلة mesophilic والتي تؤدي وظائفها بين 20 - 45 درجة مئوية .
الكائنات الباردة psychrophilic والتي تؤدي وظائفها عند أقصى درجة حرارة قدرها 20 درجة مئوية.

- 3- درجة الحموضة أو القلوية (الأس الهيدروجيني) [pH]: يعتمد نمو الأحياء المجهرية أيضاً على قيم pH لمياه الصرف الصحي حيث تنمو معظم الكائنات الحية بين قيم 7.5-7 وما زاد أو نقص يكون ساماً عليها.

10.2.2. أنواع الأحياء المجهرية:

- 1 - البكتريا (Bacteria).
 - 2 - الطحالب (Algae).
 - 3 - الأوليات (Protozoa).
 - 4 - الفطريات (Fungi).
- وسيتم ذكر البكتريا من حيث أشكالها وأنواعها كالتالي:
- البكتريا (Bacteria)**

وهي أحياء مجهرية وحيدة الخلية تستهلك المادة العضوية من مياه الصرف الصحي بشكل مذاب أو غروي (colloidal & dissolve) لتوليد الطاقة والنمو، ويتراوح قطرها فيما بين (1.5-0.2um).

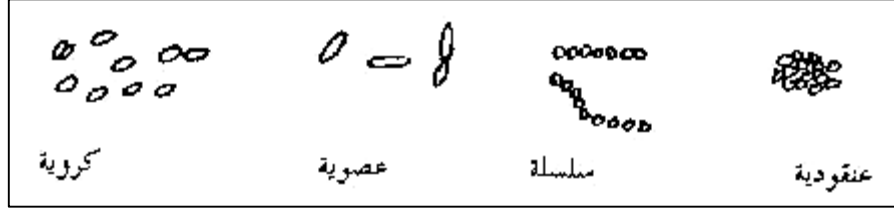
وأشكالها كما يلي (شكل 10-2):

أ- كروية ومنها عنقودية (Coccus).

ب- اسطوانية (عصوية) rod or bacillus.

ج- اسطوانية (مقوسة) vibrio.

د - اسطوانية (حلزونية) spirillum.



شكل (10-2) أشكال البكتريا

وتصنف البكتريا بالنسبة لاستخدامها للأكسجين كالتالي:

أ- بكتريا هوائية (Aerobic bacteria) وهي التي تعيش في وجود الأكسجين الذائب لاستهلاك المادة العضوية.

ب- بكتريا لاهوائية (Anaerobic bacteria) وهي التي تعيش في غياب الأكسجين الذائب لاستهلاك المادة العضوية وتستخدم CO_3 ، SO_4 ، HCO_3 لانتزاع الأكسجين منها.

ج- بكتريا اختيارية (هوائية - لاهوائية) (Facultative bacteria) وهي التي تعيش بوجود الأكسجين الذائب أو بدونه، ولذلك تسمى بكتريا اختيارية. وتستخدم الأكسجين الذائب أو NO_3^- عند غياب الأكسجين.

10.3 معالجة مياه الصرف الصحي Wastewater Treatment

وتنقسم مراحل المعالجة إلى أربع مراحل (شكل 10-3):

أ-المرحلة الأولية: Preliminary Treatment

ب- المرحلة الابتدائية: Primary Treatment

ج-المرحلة الثانوية (البيولوجية) Secondary Treatment

د- المرحلة المتقدمة Tertiary treatment

و- معالجة الحماء والرواسب العضوية

وسيتم التركيز هنا على المراحل الثلاث الأولى (الأولية والابتدائية والبيولوجية الثانوية) فقط

وبشكل عام يتم اختيار نوع المحطة اللازمة لعملية المعالجة بناء على عدة عوامل منها:

- الوضع الاقتصادي.
- طبغرافية المنطقة.
- درجة حرارة المنطقة.
- الحمل الهيدروليكي.
- نوعية المياه الداخلة إلى المحطة (الحمل العضوي).
- استخدامات المياه الخارجة من المحطة بعد عملية المعالجة.
- المساحات المتوفرة.

ويتم اختيار إحدى التكنولوجيا عالية الكلفة (كالحماء المنشطة) عند صعوبة الحصول على الأرض اللازمة لإقامة المحطات إلا أنه في هذه الحالة لا بد من توافر العمالة المدربة على تشغيل وصيانة هذه المحطات.

أما في حالة توافر مساحات الأراضي اللازمة لإقامة هذه المحطات كما هو الحال بالنسبة للمدن الجديدة فإنه يمكن استخدام أسلوب المعالجة باستخدام

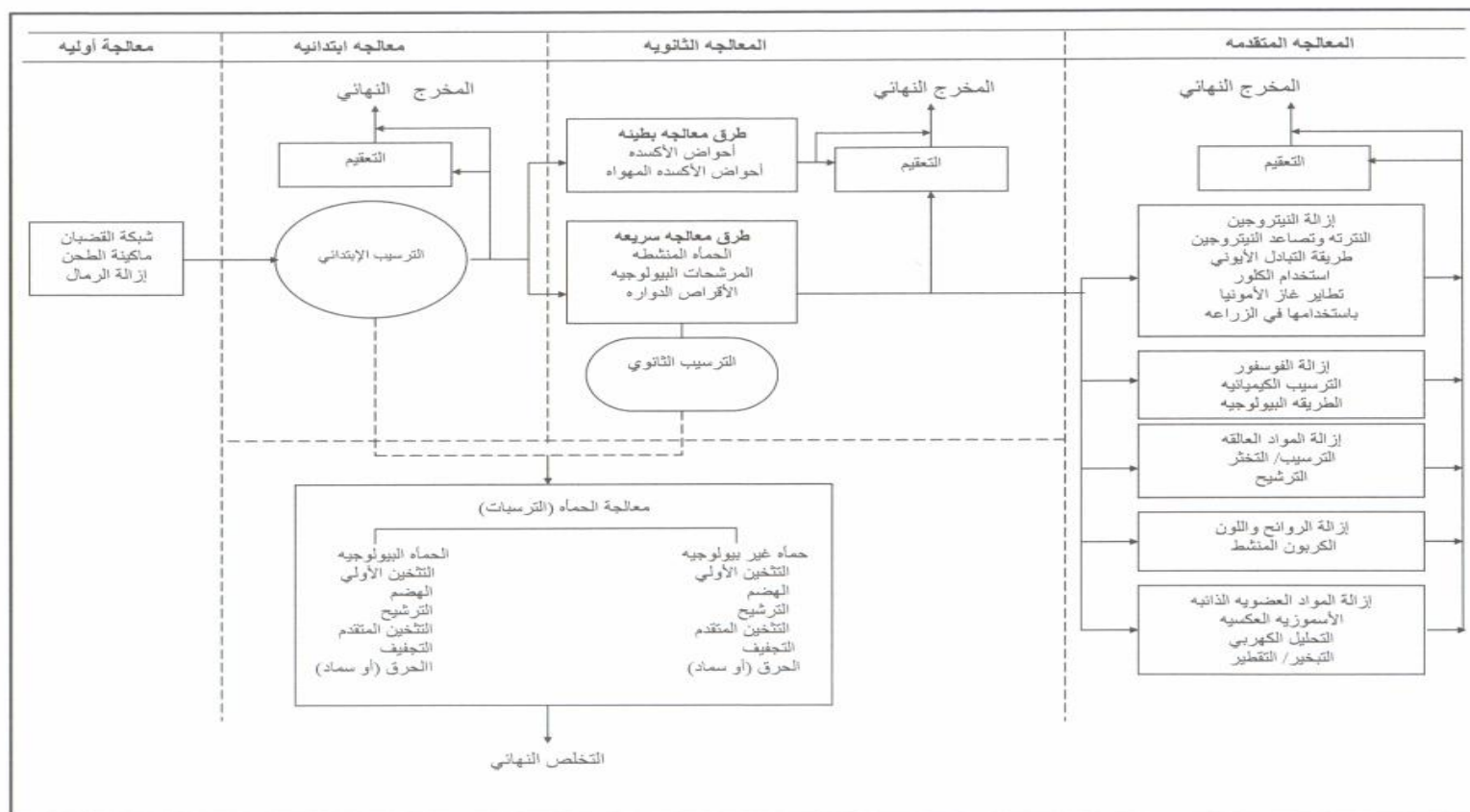
بحيرات الأكسدة.

كما يمكن تحديد نوع المحطة بمعرفة المساحة المتاحة.

المساحة المتوفرة: 1 متر مربع للشخص نظام ← هوائي ذي نظام عالي الكفاءة.

المسافة المتوفرة: 1-5 متر مربع للشخص ← نظام مركب ينتهي بحوض انضاج

- المساحة المتوفرة: أكبر من 6 متر مربع للشخص أحواض أكسده ←
- كلما زادت كمية المياه المستهلكة زادت كمية ← المياه الخارجة
- كلما تطلب الأمر نوعية عالية من المياه المعالجة كانت ← الكلفة عالية.
- يتم اتخاذ القرار في نوع المعالجة بناء على الهدف في إعادة الاستخدام
- موقع محطة المعالجة: عند أوطأ نقطه في المدينة مع مراعاة اتجاه هبوب الرياح وعمل المعالجات اللازمة في حالة تعارض الأمرين.
- للتخلص من الرائحة في المعالجة اللاهوائية يجب تغطية المفاعلات
- وجود الرائحة أثناء المعالجة الهوائية دليل على سوء تشغيل المحطة أو أنها تعمل فوق طاقتها.



شكل (10-3) أنظمة الصرف الصحي

ويمكن توضيح أنواع المحطات المنفذة حالياً في الجمهورية اليمنية (جدول 10-1)

جدول (10-1) أنواع المحطات المنفذة حالياً في الجمهورية اليمنية

Place	Design capacity m3/d	Technology	Operation	Situation
1- Sana'a city	50000	Activated sludge-EA	2000	Operation
Al-Hushaishiah	5000	Activated sludge-EA	2011	Operation
2- Sana'a gov - Manakhah	200	ST+WSP		
3- Ibb	5200	Activated sludge EA	1991	Operation
Ibb (Plan)	10000	Imhoff tank+A.S	--	U.C
Al-Qaidah	2650	Imhoff+TF	---	U.C
Yarim	1771	WSP	2003	Operation
4- Hajjah	2428	Imhoff+TF	1998	Operation
Hajjah	724	Imhoff	1998	Operation
Hajjah	254	Imhoff	1998	Operation
5- Hodiedah	12000	WSP	1998	Operation
Hodiedah	51500	WSP	--	U.C
Zabid	1400	Imhoff+WSP	---	
Bajil	4151(2500)	WSP	---	U.C
Bait Al-Faqih	2544	WSP	---	U.C

6- Al-Baida'a	20000	WSP	---	Operation
Place	Design capacity m³/d	Technology		Situation
Rada'a	20000	WSP		Operation
7- Amran	1480(1980)	WSP	2002	Operation
8-Hadhramout Al-Mukalla	14000	WSP	---	U.C
Saiown	9300	WSP		U.C
Tarim	8000	WSP		U.C
Soqatarah	2000	WSP		
9- Aden-Al-Shaab	11000	WSP	1970	Operation
Aden-Al-Shaab	30000	WSP		U.C
Aden-Al-Areesh	70000	WSP	2002	Operation
Aden-Al-Buraigah	440	WSP		Operation
10- Thamar	11000	WSP	1992	Operation
11- Al-Mahweet	3490	Sep. T+WSP	2002	Operation
12- Taiz	18500	WSP	1982	Operation
13- Abian- Al-Kood	800	WSP		Operation
14- Lahj- Al-Waht	150	WSP		
15- Al-Dhalea	250	ST+WSP		
16- Shabwah –Azzam, Maifaah	140	ST+WSP		
Hadramout	.	TSUAR+WSP		
Al-Rujum	320	TSUAR+WSP		
School in Sana'a	6.4	Septic tank +constructed wetlands		Operation

Place	Design capacity m ³ /d	Technology		Situation
Al-Saddah, Ibb	325	Septic tank +constructed wetlands		Operation
Shibam, Kawkaban	200	Septic tank +constructed wetlands		Operation
Al-Hawtah, Al-Shehr	500	Wsp		Operation
Al-Jebelah, Moodiah	150	Wsp		Operation
Lawdar	900	Wsp		Operation
Lawdar	530	Septic T+wsp		Operation
Nisab	65	Septic T+wsp		Operation
Jawl Al-Raidah, Maifa'ah	60	Septic T+wsp		Operation
Azzan, Maifa'ah	140	Septic T+wsp		Operation
Al-Dhalea	250	Septic T+wsp		Operation
Qaidan, Dawa'an	150	Septic T+cesspits		Operation
Hospital, Al-What	250	septicT+cesspits		Operation
Al-Hajareen, Dawa'an	150	Septic T+cesspits		Operation
Al-Qitn	225	Septic T+cesspits		Operation

الباب الحادي عشر

المرحلة الأولى

من معالجة مياه الصرف الصحي

11. المرحلة الأولى :

تهدف هذه المرحلة بشكل عام إلى إزالة المواد الصلبة غير العضوية كبيرة الحجم وكذلك الألياف و... الخ، من مياه الصرف الصحي لحماية المنشآت الميكانيكية والمضخات المختلفة الموجودة في المراحل اللاحقة من المعالجة ، كما تهدف هذه المرحلة أيضاً إلى تجانس هذه المياه وخاصة عندما تكون شبكة الصرف الصحي مشتركة أو عندما تصب في المحطة من حين إلى آخر كميات كبيرة من مياه الفضلات الصناعية ، ومن أهم مكونات هذه المرحلة:

11.1. المصفاة (شبكة القضبان):

وهي عبارة عن قضبان متوازية ومائلة توضع على مسافات متساوية (شكل 10-4، 10-5) والغرض منها ما يلي:

- فصل الأخشاب والأوراق والمواد البلاستيكية التي تحملها مياه الصرف.
- وقاية الأجهزة الميكانيكية التي ترفع مياه الصرف الصحي (المضخات).
- وقاية الأجهزة الميكانيكية الأخرى (الكاسحات) داخل المحطة من المواد الكبيرة.

- منع انسداد الهدارات والمواسير داخل محطة المعالجة.

وأهم ما يراعى في تصميم المصفاة :

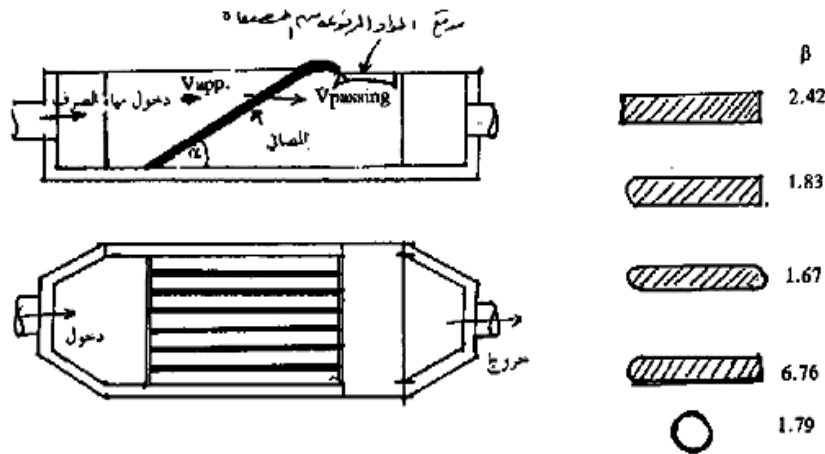
- 1-القضبان: إما دائرية أو مستطيلة المقطع ويتراوح قطرها بين (10-15mm).
- 2-زاوية ميلها مع الأفقي: تتراوح زاوية الميل بين (30° - 60°) وذلك ليسهل تنظيفها إذ أن المصفاة في الوضع الرأسي أو الأفقي يصعب تنظيفها بالإضافة إلى أن الميل يساعد على تحميل الفضلات أمام المصفاة.
- 3-سرعة مياه الصرف أمام المصفاة: يجب ألا تقل سرعة مياه الصرف قبل أن تصل

- إلى المصفاة عن ($V_{app} = 0.6\text{m/s}$) وذلك منعاً لاحتمال حدوث أي ترسيب للمواد العالقة عند القناة المؤدية إلى المصفاة approach channel .
- 4-المسافة بين القضبان : المصفاة الناعمة (fine screen) تصل إلى 25mm المصفاة الخشنة (coarse screen) (75 – 150mm) .
- 5- الفاقد في منسوب مياه الصرف أمام وخلف المصفاة : يمكن احتسابه من المعادلة التالية:

$$\Delta h = \beta b \left(\frac{b_{bar}}{CD} \right)^{4/3} \times \frac{V_{app}^2}{2g} \times \sin \alpha$$

حيث :

- β : قيمة ثابتة تعتمد على مقاطع القضبان كما هو موضح في شكل (4-10).
- b_{bar} : عرض مقطع القضبان المستخدمة في المصفاة .
- CD : المساحة الصافية في القضبان.
- V_{app} : السرعة في القناة المؤدية إلى المصفاة.
- 6-تراوح السرعة بين الفتحات (بين القضبان) ($V_{passing} = 0.9 - 1.2\text{m/s}$) .



شكل (5-10) المصفاة

شكل (4-10) مقاطع القضبان المستخدمة

التخلص من المواد الطافية :

تحتوي المواد التي تحجزها المصفاة على نسبة كبيرة من المياه الملوثة التي تحتوي على مواد عضوية تتعفن مع الوقت ولذلك يجب التخلص منها بمجرد تجميعها من أمام المصفاة . ويتم ذلك بأحد الطرق التالية:
أ-الحرق.

ب-وضعها في خنادق تحت سطح الأرض ورمدها بالتربة والرمال.
ج- استخدامها في ردم الأماكن المنخفضة البعيدة عن العمران والتي تحتاج إلى ردم. وتتغير كمية المواد الطافية المحجوزة حسب خواص مياه المجاري والمخلفات الصناعية المتصرفة فيها.
مثال :

صمم المصفاة اللازمة لتصرف قدره $1\text{m}^3/\text{s}$ وتميل على الأفقي بزاوية 30° .

الحل:

$$\begin{aligned} \text{نفرض أن السرعة قبل الوصول إلى المصفاة} &= 0.6\text{m/s} \\ \text{وارتفاع مياه الصرف رأسياً أمام المصفاة} &= 0.7\text{m} \\ \therefore \text{مساحة القناة المؤدية إلى المصفاة} &= \frac{Q}{V_{app}} = \frac{1}{0.6} = 1.7\text{m}^2 \\ \therefore \text{عرض القناة} &= \frac{1.7}{0.7} = 2.43\text{m} \end{aligned}$$

باستخدام قضبان قطر 15mm والفتحات بينها = 25mm

والمسافة بين جدار القناة وأول قضيب = 5mm

وعلى افتراض عدد القضبان = n

سيكون عدد الفتحات بينها = n-1

$$15n + 25(n-1) + 10 = 2.43 \times 1000 \Rightarrow n = 61.1$$

استخدام عدد القضبان (n = 61)

∴ عدد الفتحات = 60

ويكون عرض الفتحات بين القضبان عند إعادة حسابه =

$$[2430 - (61 \times 15) - 10] / 60 = 25.1 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

∴ السرعة الأفقية بين القضبان (V_{passing}) =

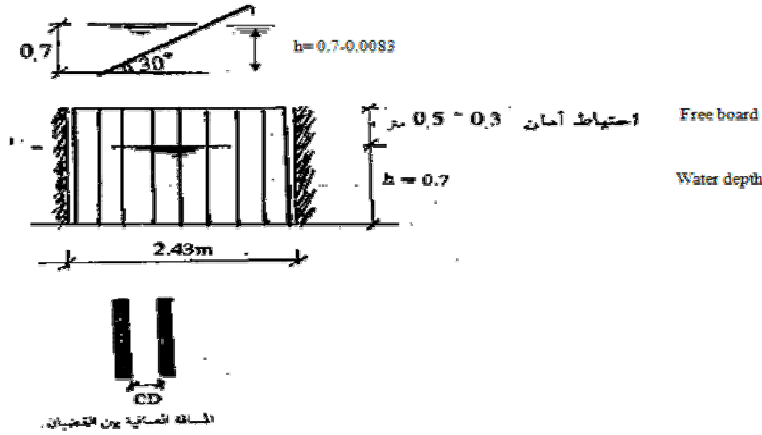
$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{0.7 \left[\frac{(25.1 \times 60) + 10}{1000} \right]} = 0.94 \text{ m/s}$$

أي أن السرعة تقع بين (0.9-1.2) OK

لايجاد مقدار الفاقد الهيدروليكي نتيجة لمرور مياه الصرف خلال القضبان:

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{b_{bar}}{CD} \right)^{4/3} \times \frac{V_{app}^2}{2g} \times \sin \alpha$$

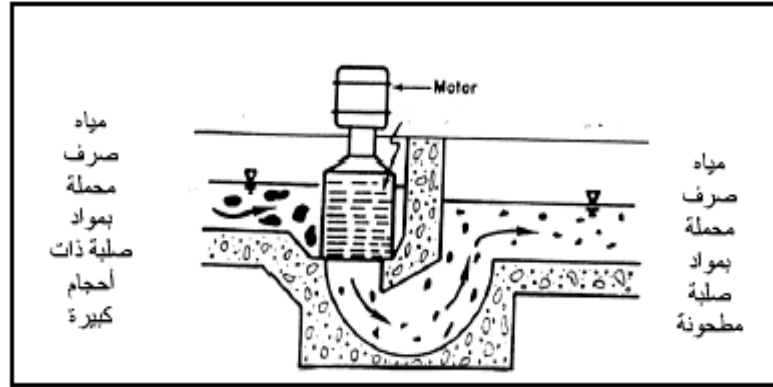
$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{15}{25.1} \right)^{4/3} \times \frac{(0.6)^2}{2 \times 9.81} \times \sin 30 = 8.3 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$



11.2. ماكينة الطحن (التفتيت):

ويمكن استخدام ماكينة الطحن بعد المصافي مباشرة وذلك لطحن وتفتيت المواد العضوية والصلبة الأخرى وبالتالي إدخالها إلى المحطة لمعالجتها، وتوضع

قبل أحواض حجز الرمال (شكل 10-6).



شكل (10-6) ماكينة الطحن

11.3. أحواض حجز الرمال Grit Chamber:

الغاية منها إزالة الرمال والمواد الحصوية الناعمة التي مرت عبر المصافي وهي عبارة عن قناة طويلة تمر بها مياه الصرف بسرعة معينة بحيث تسمح للرمال (الحبيبات) فقط بالترسيب ولا تسمح للمواد العضوية بالترسيب. والهدف من ترسيب الرمال هو منع وصوله إلى وحدات هضم الحمأة والإقلال من حجم الرواسب في أحواض الترسيب.

كمية الرمال المترسبة : يتم تقديرها كالتالي :

نظام الشبكة المنفصلة (3-1) لتر / شخص . سنة (شبكة صرف صحي فقط).

نظام الشبكة المجتمعة (12-5) لتر / شخص . سنة (شبكة أمطار + صرف

صحي).

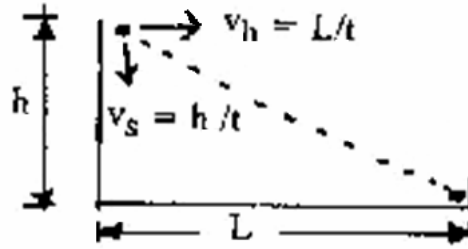
أنواع أحواض حجز الرمال:

- أ- أحواض حجز الرمال بسرعة أفقية ثابتة (لا تحتاج إلى أجهزة ميكانيكية).
- ب- أحواض حجز الرمال بمستوى ثابت للماء (يحتاج إلى جنزيره لسحب الرمال).
- ج- أحواض حجز الرمال مع استخدام التهوية بضخ الهواء داخل الأحواض.
- د- أحواض حجز الرمال بمرور المياه بشكل دوري (Cyclonic).
- هـ- هيدروسايكلون (Hydrocyclone) لفصل الرمال

وسيتم دراسة النوع (أ) (ويسمى Constant velocity, horizontal flow G. ch)

معايير التصميم:

- أ- السرعة الأفقية V_h أو معدل التحميل السطحي (Surface loading) وتتراوح بين $(0.2 - 0.4 \text{ m/s})$ وأكثر قيمه مستعملة هي $(V_h = 0.3 \text{ m/s})$ ووحدتها $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{s}$ وبمعلومتها يمكن إيجاد المساحة السطحية للحوض.
- ب- السرعة الرأسية أو سرعة الترسيب (V_s) . وتتراوح بين $(25-80 \text{ m/h})$ والقيم الشائعة $V_s = 40 \text{ m/h}$. وبمعلومتها يمكن إيجاد فترة مكوث المياه في الحوض.
- ج- طول القناة (L) : ويمكن استنتاجها كالتالي:



عند دخول الرمال إلى حوض حجز الرمال تؤثر عليها سرعتين ، السرعة الأفقية التي تحاول طردها بشكل أفقي وسرعة الترسيب التي تحاول ترسيبها في قاع الحوض ويعتبر الزمن اللازم لوصول هذا الرمل إلى نهاية الحوض نتيجة لتأثير

$$\frac{h}{V_s} = \frac{L}{V_h} \text{ ومنها } L = \frac{V_h}{V_s} * h$$

د- منطقة التخزين : يتم تحديد حجمها طبقاً لنوع النظام المستخدم من الشبكات.
هـ- يتم تصميم القناة على أنها قطاع مكافئ وعند نهايتها تكون مقطع مستطيل بعرض ثابت.

Aerated Grit Chamber أحواض حجز الرمال باستخدام التهوية :

مميزات التهوية :

- 1- إنتاج رمل نظيف خالي من المواد العضوية .
 - 2- إزالة آثار التحلل اللاهوائي التي قد تحصل في أحواض الترسيب الابتدائي .
- أسس التصميم :

- 1- سرعة الترسيب $V_s = 0.25 \text{ m/s}$
 - 2- السرعة الأفقية $V_h = 1-40 \text{ cm/s}$
 - 3- مدة البقاء في الصندوق $t_d = 1-20 \text{ min.}$
 - 4- معدل ضخ الهواء في الحوض لكل متر طولي من الحوض $= 5-15 \text{ m}^3/\text{m.hr}$
- مثال 1 :

صمم قناة (حوض) حجز الرمال بشكل قطع مكافئ (parabolic) ومخرجها النهائي على شكل مستطيل تخدم عدد سكان (50,000) شخص وكمية الرمال المتوقع ترسيبها لكل فرد هي (2 l/c.y) علماً بأن كمية التصرف تتراوح بين ($Q=35-180 \text{ l/s}$) وأن:

$$\text{السرعة الأفقية } V_h = 0.3 \text{ m/s} = 1080 \text{ m/h}$$

$$\text{سرعة الترسيب للرمل } V_s = 40 \text{ m/h}$$

$$\text{مع فرض أن عرض المخرج } (W = 0.2 \text{ m})$$

الحل :

$$Q = 1.8W.h^{3/2}$$

حيث : W = عرض المجرى عند المخرج

h = ارتفاع مياه الصرف في القناة

Q = كمية التصرف في القطع المكافئ

$$Q = 1.8 \times 0.2 \times h^{3/2} = 0.36h^{3/2} \times 1000 [l/s]$$

ويمكن أن يكون عرض القناة (الحوض) من المعادلة : حيث (x) عرض القناة

$$x = \frac{1.8 \times W \times 1.5h^{1/2}}{V_h} = \frac{1.8 \times 0.2 \times 1.5h^{1/2}}{0.3} = 1.8h^{1/2}$$

وبفرض قيمة h يمكن تصميم القناة كما في جدول (1-11).

جدول (1-11) إيجاد قيمة قمة التصرف وعرض القناة بدلالة ارتفاع مياه

الصرف في القناة

ارتفاع مياه الصرف في القناة (الحوض) h (m)	كمية التصرف Q (l/s) $Q = 0.36h^{3/2} \times 1000$	عرض القناة المقابل لارتفاع $x = 1.8h^{1/2}$
0.1	11	0.57
0.2	32	0.80
0.21	$Q_{\min} = 35$	0.82
0.3	59	0.99
0.4	91	1.14
0.5	127	1.27
0.6	167	1.39
0.61	171	1.41
0.62	176	1.42
0.63	$Q_{\max} = 180$	1.43

طول القناة : بمعلومية V_h وارتفاع مياه الصرف عند أقصى تصرف (h)

∴ طول القناة (L)

$$L = \frac{V_h}{V_s} x h = \frac{1080}{40} x 0.63 = 17m$$

حجم منطقة التخزين :

حجم الرمال في مياه الصرف :

$$50,000Cx2 \frac{l}{C.Y} x \frac{Y}{365d} x \frac{1m^3}{1000l} = 0.27m^3 / d$$

الحجم المتوفر للتخزين : على افتراض مقطعه : عرض 0.4m وارتفاعه 0.15m

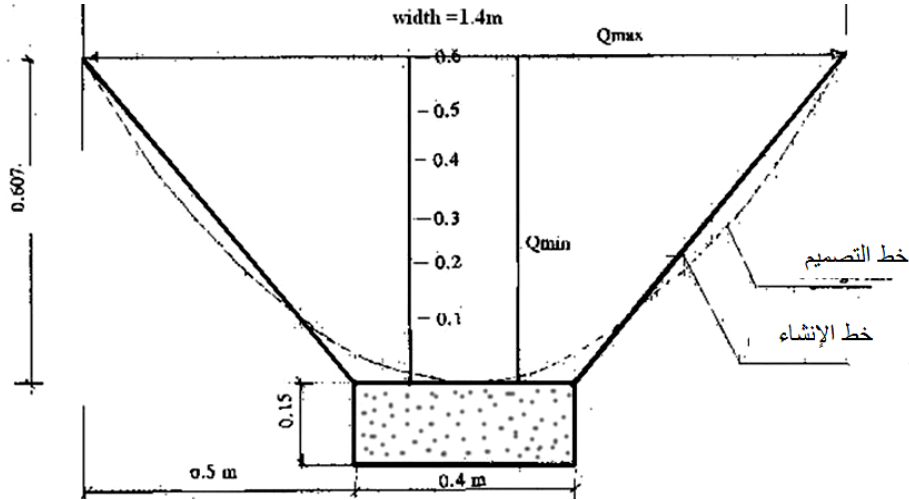
فإذا كان طول القناة = 17m

$$1.02m^3 = 0.4 \times 0.15 \times 17 = \text{حجم الخزن المتوفر أسفل الصندوق كاملاً}$$

أي أن منطقة التخزين كافية لتخزين الرمل المترسب لمدة 3-4 أيام .

ملاحظة : يراعى عند التصميم إنشاء قناة أخرى احتياطية ليتم استخدامها عند

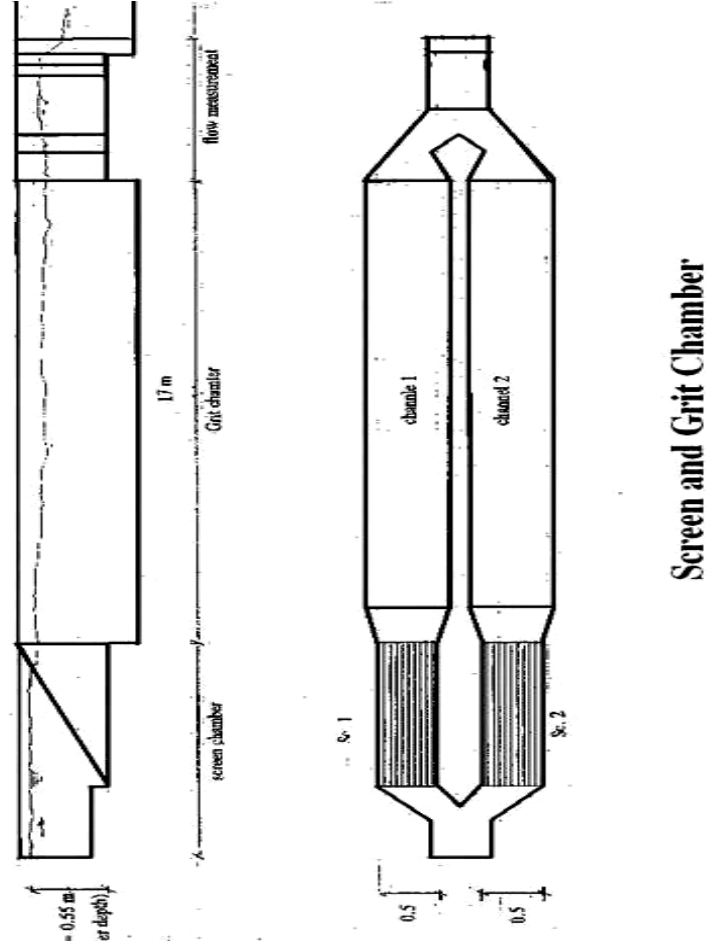
تنظيف أو صيانة القناة الأولى (شكل 1-11) وكذلك الحال في تصميم المصفاة.



شكل (1-11) مقطع في قناة الرمال

مثال 2:

حوض لترسيب الرمال مصمم لإزالة رمل بقطر 0.2mm أو أكبر والوزن النوعي لهذه الرمال هو 2.65 وسرعة ترسيب الرمال يتراوح بين (0.016 – 0.022m/s) يعتمد على معامل شكل هذه الرمل، وسرعة الجريان المطلوبة هي (0.3m/s). احسب أبعاد القناة عندما يكون الجريان الأقصى $Q_{max}=10,000 \text{ m}^3/\text{d}$



الحل

نفرض أن مقطع القناة مستطيل . وعمقها $W = 1.5$ حيث W = العرض
 $\therefore$ مساحة مقطع القناة $= 1.5W^2 = W \times 1.5W$

ويمكن الحصول على مساحة مقطع القناة (A) =

$$\frac{Q}{V_h} = \frac{10,000m^3 / d}{0.3m / s} / (3600 \times 24) = 0.39m^2$$

$$\therefore 1.5w^2 = 0.39m^2 \Rightarrow w = 0.5m$$

$$\text{depth (h)} = 1.5 \times 0.5 = 0.76m$$

وبفرض سرعة الترسيب $V_s = 0.02m/s$

∴ فترة مكوث (بقاء) الماء في القناة

$$t_d = \frac{h}{V_s} = \frac{0.76}{0.02} = 38\text{sec}$$

∴ طول القناة (L) =

$$L = t_d * h = 38 \times 0.3 = 11.4m$$

وبذلك تكون أبعاد القناة كالتالي :

$$\text{طول } L = 11.4m$$

$$\text{عرض } w = 0.5m$$

$$\text{ارتفاع } h = 0.76m$$

الباب الثاني عشر

المعالجة الابتدائية

من معالجة مياه الصرف الصحي

12. المعالجة الابتدائية:

12.1. أحواض الترسيب الابتدائي والنهائي Primary & Secondary Settling Tanks

وتهدف هذه المعالجة إلى تخفيض قيم الملوثات الموجودة في مياه الصرف الصحي وبخاصة التخلص من كامل العوالق الصلبة السهلة الترسيب وبالتالي تخفيض تركيز المواد الصلبة المعلقة والتلوث العضوي أهم مكونات هذه المرحلة:

أ- أحواض الترسيب الابتدائي :

والغرض منها إزالة المواد العضوية وغير العضوية العالقة والقابلة للترسيب التي تحتويها مياه الصرف الصحي، أن تخفيف نسبة المواد الغير عضوية القابلة للترسيب يخفف العبء على مرحلة المعالجة البيولوجية، وتوضع هذه الأحواض قبل وحدات المعالجة البيولوجية ، وتتأثر كفاءة هذه الأحواض بسرعة الجريان ومدة مكوث مياه الصرف في الحوض. وبشكل تقريبي فان هذه المرحلة تؤدي إلى تخفيض تركيز الـ BOD_5 حوالي (25-35) % ونسبة إزالة المواد الصلبة المعلقة SS حوالي (50-55) % وقد تكون هذه الأحواض دائرية أو مستطيلة .

ب- أحواض الترسيب النهائي:

توضع هذه الأحواض قبل وحدات المعالجة البيولوجية، وتستخدم هذه الأحواض في محطات تنشيط الحمأة (Activated sludge) أو محطات المرشحات البيولوجية (Trickling Filters) وذلك لفصل المواد الصلبة والبكتريا المتكونة في

المرشحات البيولوجية أو أحواض التهوية بحيث يمكن إعادة استخدام المياه الخارجة من الأحواض في أغراض الزراعة أو تغذية المياه الجوفية أو تصريفها في مصدر مائي مثل الوادي أو الأنهار أو الترعة أو البحار.

ويمكن تقسيم الأحواض إلى نوعين رئيسيين :

1- أحواض ترسيب ذات تصرف رأسي (دائري)، شكل (1-12) .

2- أحواض ترسيب ذات تصرف أفقي (دائري أو مستطيل)، شكل (2-12) .

ويفضل النوع الدائري ذات التصرف الرأسي عن المستطيلة ذات التصرف الأفقي لسهولة التخلص من الرواسب ، كما يمكن تقسيم الأحواض بالنسبة لطريقة التنظيف إلى:

أ- أحواض تنظف يدوياً.

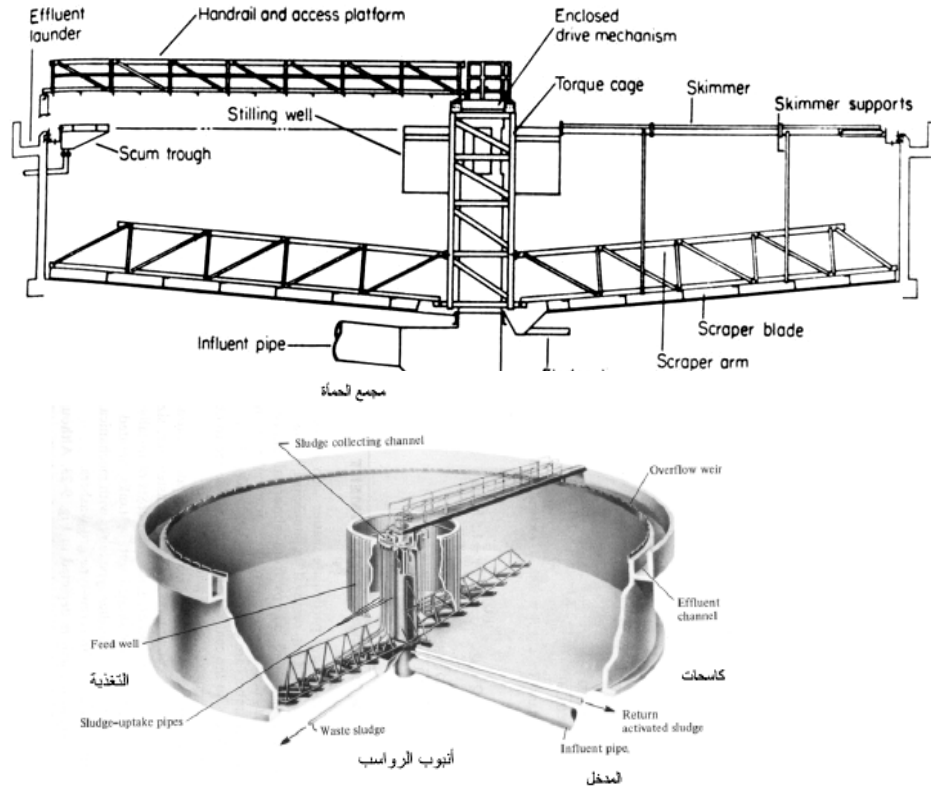
ب- أحواض تنظف هيدروليكياً.

ج- أحواض تنظف ميكانيكياً.

إلا أنه يجب مراعاة تجمع مواد طافية على سطح الماء في أحواض الترسيب وخاصة الابتدائية منها ولذلك يجب عمل الترتيب اللازم لإزالة هذه المواد الطافية. الاتجاه القطري في أحواض الترسيب:

أ- حوض الترسيب الدائري مركزي التغذية :

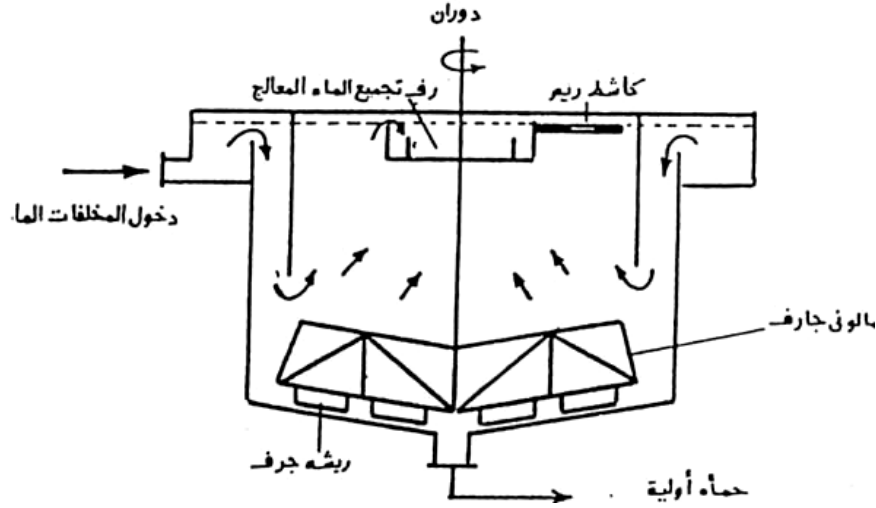
فيه تتم التغذية عند مركز الحوض ثم تتجه المياه نحو محيط الحوض بحركة بطيئة لتخرج المياه المعالجة عبر الهدارات weirs (شكل 10-8) وهذه الحركة البطيئة تساعد على عملية الترسيب حيث يتم ترسيب المواد الرسوبية في قاع الحوض ثم تكشف هذه المواد بكاشط موجود في قاع الحوض لتجميعها في مركز الحوض ثم ضخها إلى محطة معالجة الحمأة.



شكل (1-12) حوض ترسيب دائري ذي تصرف رأس (قطري)

حوض الترسيب الدائري المحيطي التغذية :

وهو يشبه النوع السابق إلا أن التغذية تتم عند المحيط والسائل أو المعالج يؤخذ من قناة أو رف عند المركز (شكل 10-9).



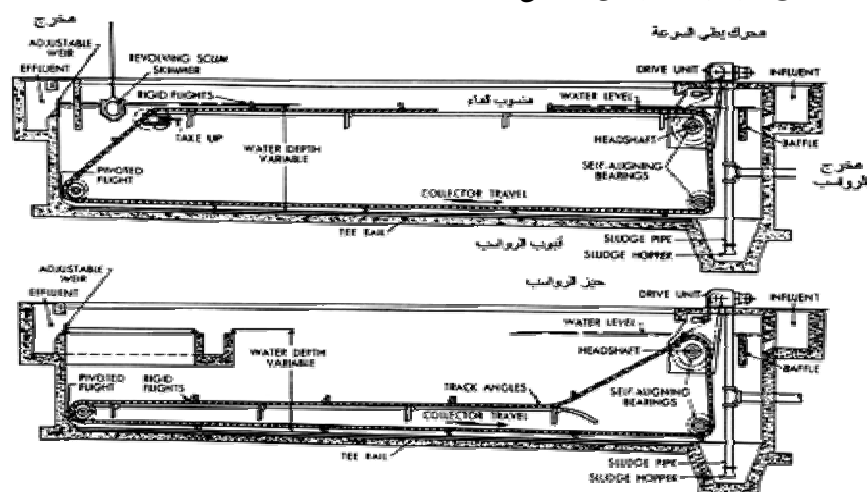
شكل (12-2) حوض ترسيب محيطي التغذية

طريقة ترسيب وجرف الرواسب للتخلص منها خارج الحوض :

يتم ترسيب المواد العالقة في رؤوس الأهرامات المقلوبة المكونة للقطاع ومن رؤوس هذه الأهرام تخرج مواسير مركب عليها الصمامات اللازمة التي إذا فتحت خرجت الرواسب. وهناك طرق مختلفة لتجميع الرواسب داخل أحواض الترسيب سواء كانت مستطيلة أو دائرية. ففي الأحواض المستطيلة تركيب سلسلتين (جنزيرتين) كل سلسلة على أربع عجلات ذات تروس وتتصل السلسلتان بواسطة قضبان حديدية بعرض الحوض، ويركب على هذه القضبان أمشاط خشبية تزحف على قاع الحوض عند تحريك السلسلتين بواسطة محرك كهربائي فتجرف الرواسب

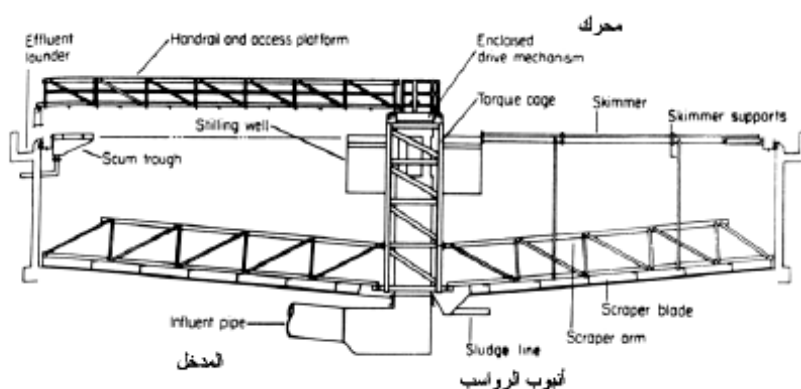
أمامها حتى تسقط في الأهرام المقلوبة شكل (12-3).

وفي الأحواض الدائرية تدور الزحافات بشكل دائري بواسطة موتور فتجرف الرواسب إلى مركز الحوض شكل (12-4).



أحواض الترسيب المستطيلة

شكل (12-3) الزحافات في أحواض الترسيب المستطيلة



شكل (12-4) الزحافات في أحواض الترسيب الدائرية

أسس تصميم الأحواض :

1-مقاسات الأحواض (Dimensions):

تتراوح أقطار الأحواض الدائرية بين (10-50m) ومعظم المقاسات المستخدمة تقع بين (30-40m) كما أنه يلزم أن تكون أرضية الحوض مائلة بمقدار 1:8 نحو المركز . أما الأنواع المستطيلة فتكون أطوالها بين (10-50m) وعرضها بين (5-10m) ويجب أن تكون النسبة بين طول الحوض إلى عرضه تتراوح بين 3:1 to 6:1 وأرضيتها تميل بمقدار 2%.

2-مدة المكوث (Detention time (td):

وهي فترة مكوث مياه الصرف في الحوض أي الزمن الذي تستغرقه هذه المياه منذ دخولها الحوض حتى خروجها منه . ويمكن إيجادها بالقانون التالي :

$$t_d = \frac{V}{Q}$$

حيث : t_d = فترة المكوث (ساعة)

V = حجم الحوض (م³) .

Q = كمية التصرف (م³ / ساعة) .

وكلما زادت قيمة t_d يتم التحلل اللاهوائي وتتصاعد الغازات نتيجة لذلك فترتفع فيها المواد العضوية وتمنع ترسب المواد العالقة الداخلة إلى الحوض . وبالتالي يجب ألا تزيد قيمة t_d عن الزمن الذي تبدأ فيه البكتريا اللاهوائية في العمل . وهذه إحدى المميزات التي تتميز بها المحطات التي تحتوي على صندوق الرمال المهواة والتي تساعد على زيادة كمية الأكسجين في مياه الصرف قبل وصولها إلى أحواض الترسيب الابتدائي وتعطي زمن كافي قبل انتهاء الأكسجين الذي يسبب

حصول العمليات اللاهوائية وبالتالي فلا تحصل هذه العمليات اللاهوائية في أحواض الترسيب الابتدائية.

3- معدل التحميل السطحي (SL) Surface Loading

وهي عبارة عن السرعة الأفقية ويمكن إيجادها بالطرق التالية :

$$V_h = SL = \frac{Q}{A_s}$$

حيث SL = معدل التحميل السطحي ($m^3/m^2.d$)

Q = كمية التصرف (m^3/d)

A_s = المساحة السطحية للحوض (m^2)

4- تحميل الهدارات (WL) Weir Loading

وهي كمية التصرف التي تنزل على الهدارات . ويمكن إيجادها بالقانون التالي :

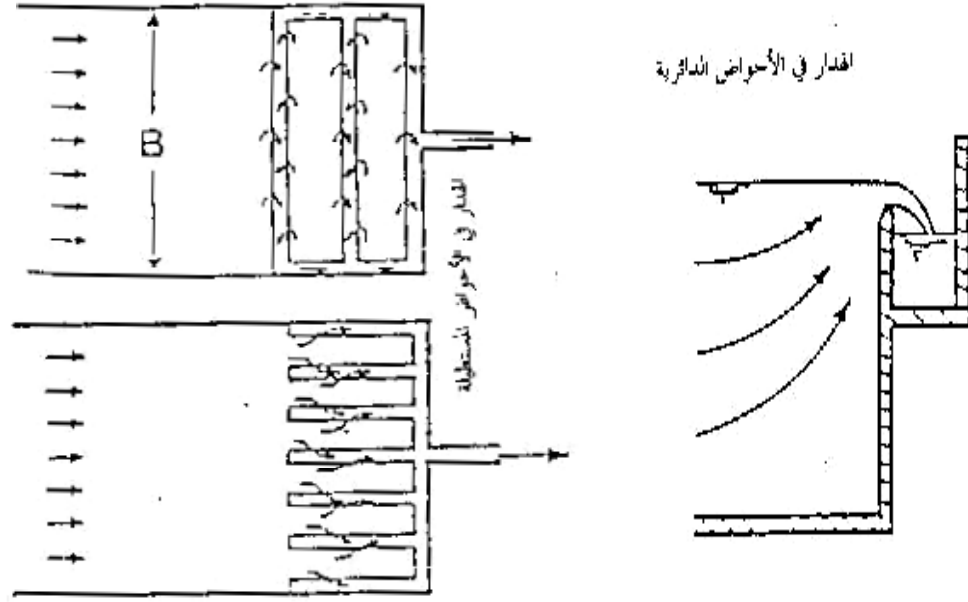
$$W.L = \frac{Q}{L}$$

حيث : W.L = تحميل الهدارات ($m^3/m.d$) .

Q = كمية التصرف (m^3/d)

L = طول الهدار (m)

والشكل (5-12) يوضح أشكال الهدارات في الأحواض الدائرية والمستطيلة.



شكل (12-5) أشكال الهدارات في الأحواض الدائرية والمستطيلة.
ويمكن تلخيص أسس التصميم لأحواض الترسيب كالتالي (جدول 12-1):
جدول (12-1) : أسس تصميم أحواض الترسيب

نوع الحوض Type	شكله Shape	فترة المكوث في الحوض Detention time td (hours)	العمق الجانبي Side depth h(m)	التحميل السطحي Surface loading SL (m ³ /m ² .d)	تحميل الهدار Weir loading WL (m ³ /m.d)	كفاءة الأحواض %BODremoval
ترسيب ابتدائي	مستطيل	1-2	2-2.5	16-33	At Q < 4000m ³ /d; WL < 125 At Q > 4000m ³ /d; WL < 250	عادة تكون 30-40% وإذا كان BOD المذاب كبيراً تصل إلى 20% ما إذا خضرت المخلفات على مجاري صناعية فصل إلى 60%.
ترسيب ثانوي	دائري	1-2	2.1-3.7	16-33		تعتمد على الكفاءة البيولوجية وعادة تدمج معها وتعوق بكفاءتها
ترسيب ثانوي		2-3	لا تقل عن 2.1	لا تزيد عن 33		

مثال 1 :

المطلوب تصميم حوض الترسيب الابتدائي من النوع المستطيل اللازم لمعالجة مياه الصرف الصحي وقدرها $76000 \text{ m}^3/\text{d}$ إذا كان الحوض متبوعاً بأحواض تنشيط الحمأة والترسيب النهائي .

الحل :

Data and assumptions :

$$Q = 76000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$t_d = 1.75 \text{ hr}$$

$$SL = 33 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$WL = 250 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$$

نوجد المساحة السطحية ثم حجم الحوض :

$$A_s = \frac{Q}{SL} = \frac{76000}{33} = 2303 \text{ m}^2$$

$$V = Q \times t_d = 76000 \times \frac{1.75}{24} = 5542 \text{ m}^3$$

$$\text{Side depth} = \frac{V}{A} = \frac{5542}{2303} = 2.4 \text{ m} (2 - 2.5) \text{ O. K}$$

نفرض أن نسبة الطول إلى العرض (L : B = 4:1)

فإذا كان طول الحوض = 30m يكون عرض الحوض $30/4 = 7.5 \text{ m}$

فتكون مساحة الحوض = (7.5 x 30)

والذي يعطي عدد الأحواض = المساحة الكلية / مساحة كل حوض =

$$\frac{2303}{7.5 \times 30} = 10.2$$

∴ يكون عدد الأحواض = 10
ومساحة كل حوض = $\frac{2303}{10} = 230.3 \text{ m}^2$

فإذا كان الطول = 30m يكون العرض = $\frac{230.3}{30} = 7.7 \text{ m}$

ولتحديد تحميل الهدار بفرض أنه بعرض الحوض أي يكون طول الهدار 7.7m
وتحميل الهدار = $\frac{76000}{10 \times 7.7} = 987 \frac{\text{m}^3}{\text{m.d}}$ وهذا رقم كبير ولتصغير هذا الرقم
نزيد من طول الهدار .

فإذا افترضنا وضع 5 هدارات بعرض الحوض يصبح تحميل الهدار =
 $197 \frac{\text{m}^3}{\text{m.d}} = \frac{76000}{10 \times 7.7 \times 5}$

وهذه تعتبر أقل من 250 أي أن التصميم مقبول .

مثال 2 :

المطلوب تصميم أحواض الترسيب الابتدائي والنهائي من النوع الدائري
لمعالجة المخلفات السائلة وقدرها 15000m³/d إذا كان بين الحوضين مرشحات
بيولوجية .

الحل :

Data and Assumptions :

$$Q = 15000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Side depth} = 2.5 \text{ m}$$

$$SL = 33 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

$$A_s = \frac{Q}{SL} = \frac{15000}{33} = 454.5 \text{ m}^2$$

$$\therefore D = 24 \text{ m}$$

$$V = A_s \times \text{side depth} = 2.5 \times 454.5 = 1136 \text{ m}^3$$

$$t_d = \frac{V}{Q} = \frac{1136 \times 24}{15000} = 1.8 \text{ hrs} \quad (1-2) \text{ O.K.}$$

$$\text{Weir loading} = \frac{Q}{L} = \frac{15000}{\pi(24)} = 198 \text{ m}^3 / \text{m.d} \quad (< 250) \text{ O.K.}$$

وبمقارنة أسس التصميم لأحواض الترسيب الابتدائية والنهائية نجد أنها تنطبق عليها ويمكن أن تكون أبعاد الأحواض كالتالي :

$$24 \text{ m} = D = \text{القطر}$$

$$2.5 \text{ m} = (\text{side depth}) \text{ العمق الجانبي}$$

$$1.8 \text{ hr} = (\text{Detention time}) \text{ فترة المكوث}$$

كمية الرواسب (sludge) المترسبة في حوض الترسيب الابتدائي :

نفترض أن كمية الرواسب التي تحملها مياه الصرف الصحي = 50 gSS/c.d وأن

عدد السكان الذين تخدمهم المحطة = 50000

$$\therefore \text{كمية الرواسب التي ستترسب في الحوض} = \frac{50,000 \times 50}{1000} = 2500 \text{ kg / d}$$

وبفرض أن هذه الرواسب تمثل 5% من الحجم المترسب و 95% مياه .

وبفرض كثافتها = كثافة الماء لصغر نسبتها فإن حجمها =

$$\frac{2500 \text{ kgss/d}}{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.05} = 50 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

∴ يجب أن يزيد حجم الخزان (الحوض)

بمقدار 50m³ إذا تم إزالة الرواسب مرة في اليوم .

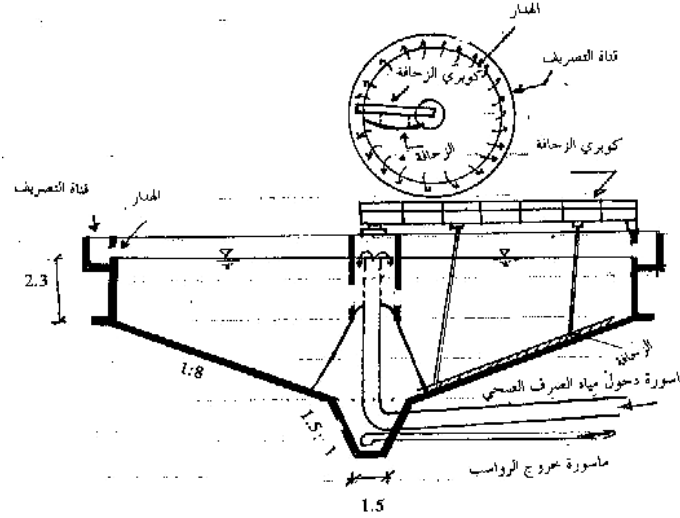
مثال 3:

محطة معالجة تستخدم فيها مرشحات بيولوجية تستقبل مياه صرف صحي

قدرها 740 m³/hr وبها حوض ترسيب نهائي قطره 30m وعمقه الجانبي = 2.3m (شكل

12-6). تأكد من كفاية هذه الأبعاد طبقاً لأسس التصميم الخاصة بأحواض

الترسيب النهائية الدائرية ذو التصريف الرأسي.



شكل (12-6) حوض ترسيب نهائي

الحل :

$$\frac{\pi(30)^2}{4} = 707 \text{ m}^2 = \text{المساحة السطحية للحوض}$$

حجم الحوض (V) =

$$V = A_s \times \text{depth} = 707 \times 2.3 = 1626 \text{ m}^3$$

= SL = التحميل السطحي

$$SL = \frac{Q}{A_s} = \frac{740 \times 24}{707} = 25 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \quad (16-33) \text{ O.K}$$

= t_d مدة المكوث

$$t_d = \frac{V}{Q} = \frac{1626}{740} = 2.2 \text{ hrs} \quad (1-3 \text{ hr}) \text{ O.K}$$

= تحميل الهدار

$$\frac{Q}{L} = \frac{Q}{\pi(D)} = \frac{740 \times 24}{\pi(30)} = 188 \quad (< 250) \text{ O.K}$$

ومما سبق نستنتج أن الأبعاد كافية طبقاً لأسس التصميم الخاصة بأحواض الترسيب النهائية الدائرية ذو التصرف الرأسي .

ويبقى أن نتأكد من مدى كفاية الحجم الفعلي والمساحة الفعلية .

Check actual volume & surface area :

سيتم اعتبار المنطقة التي ستدخل منها مياه الصرف في مركز الحوض ويحيط

بها ألواح (baffles) بعرض 3m

ولتسهيل عملية الحسابات سيتم اعتبار المنطقة التي قطرها (3.8m) غير مستغلة

كاملة حيث ستمر منها الأنابيب وتنشأ فيها دعائم لكوبري الزحافة .

∴ المساحة الحقيقية =

$$\text{Actual Area} = \frac{\pi(30)^2}{4} - \frac{\pi(3.8)^2}{4} = 696 \text{ m}^2$$

ولمعرفة الحجم الحقيقي سيتم تقسيم الحوض إلى عدة أقسام وسيتم اعتبار

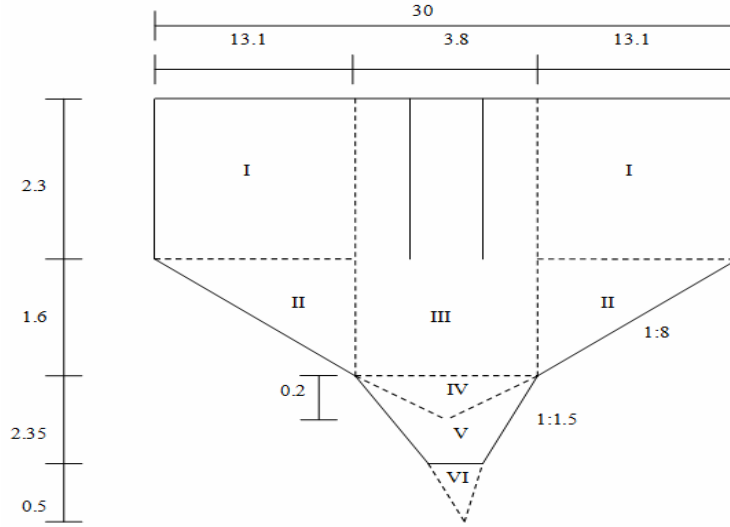
الحجم الفعلي كالتالي:
الحجم الفعلي =

$$\text{Effective volume} = V_I + V_{II} + V_V$$

$$= \left[\frac{\pi (30)^2}{4} \times 2.3 - \frac{\pi (3.8)^2}{4} \times 2.3 \right] + \left[\frac{\pi (30)^2}{4 \times 3} \times 1.8 - \frac{\pi (3.8)^2}{4} \times 1.6 - \frac{\pi (3.8)^2 \times 0.2}{4 \times 3} \right] + \left[\frac{\pi (3.8)^2 \times 2.85}{4 \times 3} - \frac{\pi (1.5)^2 \times 0.5}{4 \times 3} \right]$$

$$= [1625 - 26] + [424 - 18 - 0.8] + [3.2 - 0.3] = 2004.4$$

أي أن الحجم الفعلي أكبر بكثير من الحجم المطلوب وبالتالي فإنه يمكن استخدام الحجم الزائد لتخزين الرواسب.



الباب الثالث عشر

المرحلة الثانوية (البيولوجية)
من معالجة مياه الصرف الصحي

13. المرحلة الثانوية (البيولوجية) Secondary Treatment :

تعتبر هذه المرحلة أهم مراحل المعالجة التي يجب تطبيقها على المياه الملوثة في محطات المعالجة وتهدف هذه المعالجة إلى أكسدة المواد العضوية المختلفة في مياه الصرف الصحي وتحويلها إلى مركبات مستقرة وكتلة حيوية تتألف معظمها من البكتريا وبعض الكائنات الدقيقة التي يمكن فصلها عن المياه ومعالجتها على انفراد وبالتالي الحصول على مياه خالية عملياً من التلوث العضوي . وبشكل عام تتم المعالجة الثانوية في وحدتين رئيسيتين هما أحواض التهوية وأحواض الترسيب الثانوية التي تم التطرق إليها وشرحها تحت بند المرحلة الابتدائية،

وسيتم التطرق هنا إلى نوعين من المعالجة هما المعالجة الهوائية (Aerobic Treatment) والمعالجة اللاهوائية (Anaerobic Treatment) وكلاهما يمكن أن يتم بإحدى طريقتين :

الآلية الأولى: المعالجة على سطح ثابت (fixed bed) وتتم المعالجة بهذه الطريقة وذلك بإعطاء فرصة لنمو البكتريا على سطح ثابت عند تمرير المواد العضوية عليه وتتوفر الهواء تقوم البكتريا باستهلاك المواد العضوية، ومثال على ذلك:

- المرشحات البيولوجية (Trickling Filters)

- الأقراص البيولوجية الدوارة (Rotating Biological Contractors)

الآلية الثانية: المعالجة على سطح عائم (suspension) ومثال على ذلك:

- أحواض إمهوف (Imhoff Tanks)

- الحمأة المنشطة Activated sludge وتحويراتها مثل التهوية المستمرة extended

aeration

- قنوات الأكسدة oxidation ditches

- بحيرات الأكسدة oxidation ponds.

- أحواض التحليل (Septic Tanks)

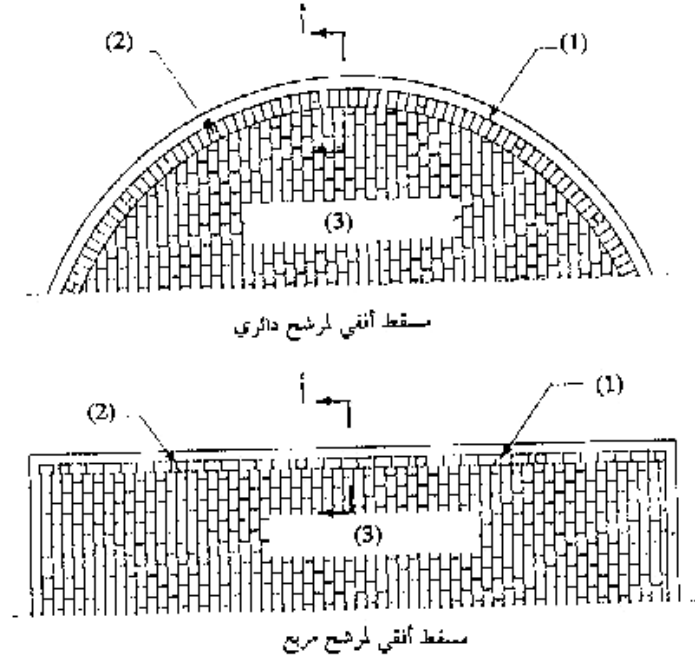
هذا بالإضافة إلى أن هناك آلية ثالثة (لن يتم التطرق إليها هنا) وهي المعالجة على سطح معلق (fluidized bed) وهي التي تجمع بين الطريقتين السابقتين حيث تتم المعالجة على السطح المسيل fluidized الذي يحتوي على البكتريا والمواد العضوية. وفي كل أنواع التكنولوجيا السابق ذكرها فإن وجود الأوكسجين والبكتريا أهم عنصرين من العناصر المطلوبة لإنجاح المعالجة البيولوجية إضافة إلى شروط أخرى مثل درجة الحرارة ووجود بعض المغذيات المساعدة.

13.1. المرشحات البيولوجية (Trickling Filters) .

تتكون المرشحات البيولوجية من أحواض تنشأ عادة من الخرسانة المسلحة أو مباني الطوب ، وتكون دائرية أو مربعة أو مستطيلة حسب مساحة الأرض المتوفرة ونوعية المعدات الميكانيكية التي يمكن الحصول عليها (شكل 13 - 1) وتملأ هذه الأحواض بالحجر أو كسر الطوب أو مواد بلاستيكية خشنة بأحجام مناسبة وبعمق محدد (شكل 13 - 2أ) أو ب مواد صناعية توفر مساحة سطحية كبيرة (شكل 13 - 2ب).

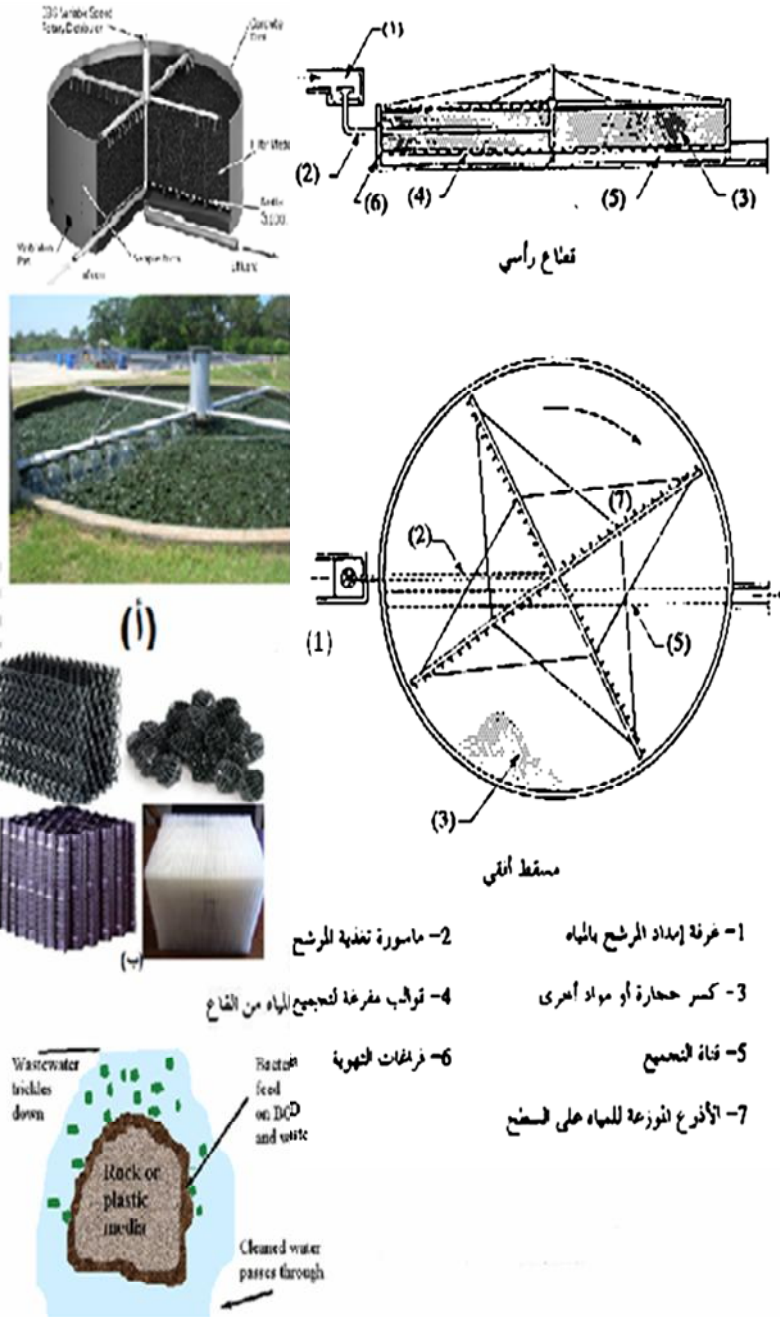
توزع مياه الصرف الصحي فوق الأحواض بواسطة ذراع رشاش دوار حيث تتسرب مياه الصرف الصحي عبر فراغات الوسط المرشح ملامسة هذا الوسط (مادة المرشح داخل الحوض) الذي تنمو عليه الكائنات العضوية الدقيقة التي تقوم بتفكيك المواد العضوية وأكسدها بمساعدة الهواء الجوي وتخرج المياه المرشحة

من أسفل المرشح إلى حوض ترسيب ثانوي لفصل وإزالة الحمأة عن المياه .
والمرشحات البيولوجية نوعان ذات معدل ترشيح عالي أو ذات معدل ترشيح
منخفض، والحمأة الناتجة تحتاج للتجفيف فقط ، و من أهم مساوئ هذه الطريقة
انتشار الذباب والبعوض في الموقع .

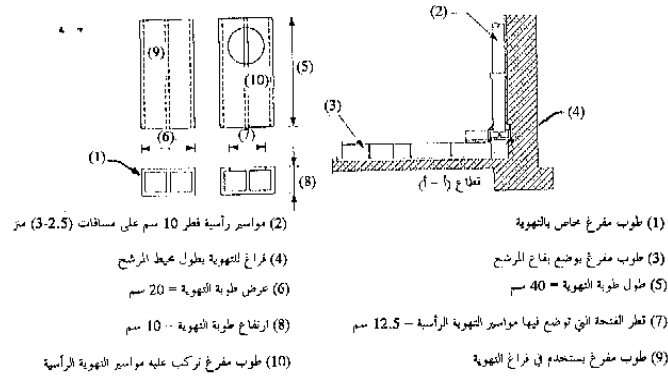


شكل (1-13) المرشحات البيولوجية

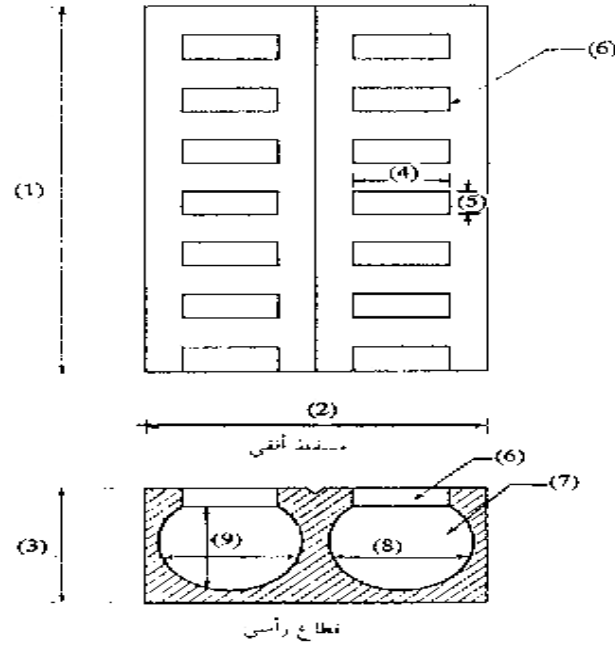
ويتم تهوية المرشحات بعدة طرق (شكل 13-3) ومنها استخدام قوالب مفرغة
توضع في قاع المرشح (شكل 13-4).



شكل (2-13) المرشحات البيولوجية



شكل (3-13) طرق تهوية المرشحات



شكل (4-13) قوالب مفرغة لقاع المرشح

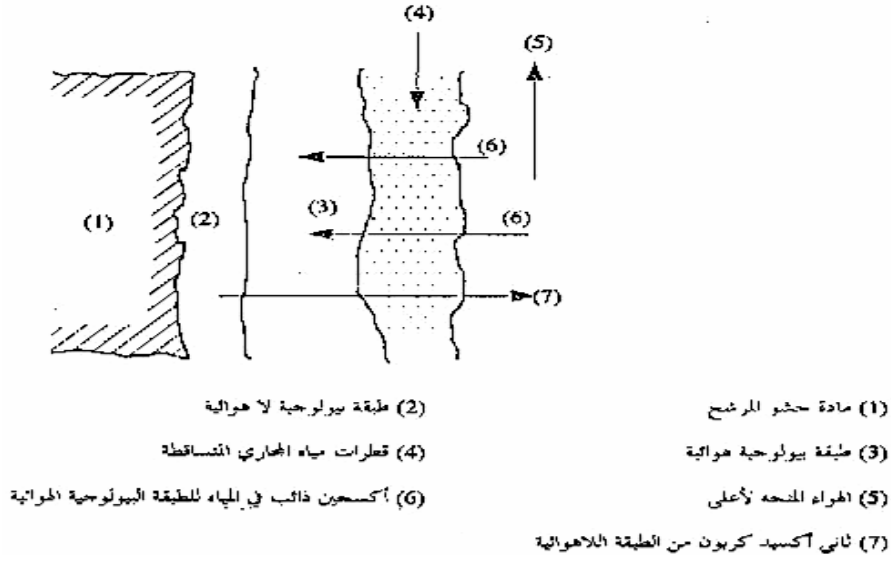
تشغيل المرشح :

تعتمد طريقة تشغيل المرشحات على نوع المرشح ، فبالنسبة للمرشحات المستطيلة ، يتم توزيع مياه الصرف الصحي على سطح المرشح بواسطة رشاشات مثبتة على سطح المرشح ، أما في النوع الدائري وهو الأكثر شيوعاً فيتم توزيع المياه بواسطة مواسير مثقبة تدور بسرعة محددة وأثناء دورانها تندفع المياه من الثقوب وتسقط على سطح المرشح فتتخلل فجوات الحجارة فتتكون على أسطحها طبقة شبه هلامية بها أعداد كبيرة من الكائنات الحية الدقيقة والمواد العضوية وتحتوي هذه الطبقة البيولوجية المتكونة على سطح الحجر في المرشح على البكتريا التي تقوم بأكسدة المواد العضوية .

وباستمرار مرور مياه الصرف الصحي على سطح الأحجار يزداد سمك الطبقة البيولوجية ويكون الجزء الملاصق للحجر بعيداً عن الهواء وبالتالي تكون هذه المنطقة لاهوائية فتتنشط فيها البكتريا اللاهوائية وينتج عن هذا النشاط اللاهوائي تصاعد غازات مثل CO_2 وبمساعدة مياه الصرف التي تسقط من الرشاش على الأحجار تنسلخ الطبقة البيولوجية من الحجر ويطلق على هذه العملية (الانسلاخ - Sloughing) وكلما كانت المادة العضوية مركزة في مياه الصرف الصحي كلما حصل تكوّن سريع للطبقة البيولوجية وبالتالي يحتاج المرشح إلى مياه تساعد على عملية الانسلاخ بسرعة لا تسبب انسداد للفتحات بين الأحجار شكل (13-5) .

تكتسب مياه الصرف الصحي الأوكسجين أثناء رشها على سطح المرشح بالإضافة إلى أن نشاط الكائنات الحية داخل المرشح ترفع درجة الحرارة بداخله فتخف كثافة الهواء فيأخذ مساراً من الأسفل إلى الأعلى ويحل محله هواء جديد وتستمر هذه العملية فيحدث تلامس مستمر بين مياه الصرف النازلة والهواء فتكتسب

الأكسجين الذي تستهلكه البكتريا في أكسدة المواد العضوية (BOD) وأثناء التشغيل العادي للمرشحات يمكن اعتبار أن هذه الكمية من الأكسجين تساوي (BOD) التي تحملها مياه الصرف الصحي الداخلي للمرشح . وطبقاً للطريقة المناسبة في تشغيل المرشح يمكن تقسيمها إلى نوعين : مرشحات بطيئة ومرشحات سريعة.



شكل (13-5) الأنشطة التي تحدث في المرشحات البيولوجية

النوع الأول : المرشحات البطيئة Low rate trickling filters

وهذا النوع من المرشحات يكون الحمل العضوي (BOD load) عليه قليلاً ويتراوح بين 60-180 جم BOD لكل متر مكعب من حجم المرشح في اليوم في حالة التصرف المتوسط [Qav].
أسس التصميم :

معدل الحمل العضوي (60-180) جم BOD / م³ . يوم .
الحمل الهيدروليكي السطحي يتراوح بين (2-4.5) م³ / م² . يوم .

عمق المرشح يتراوح بين (2.4-1.5) متر

ميل قناة التجميع بين % (5-3) .

سرعة الجريان في قناة التجميع تساوي (0.9m/s) .

كفاءة المرشح : E يمكن إيجادها بتطبيق المعادلة التجريبية (Empirical Equation)

التالية :

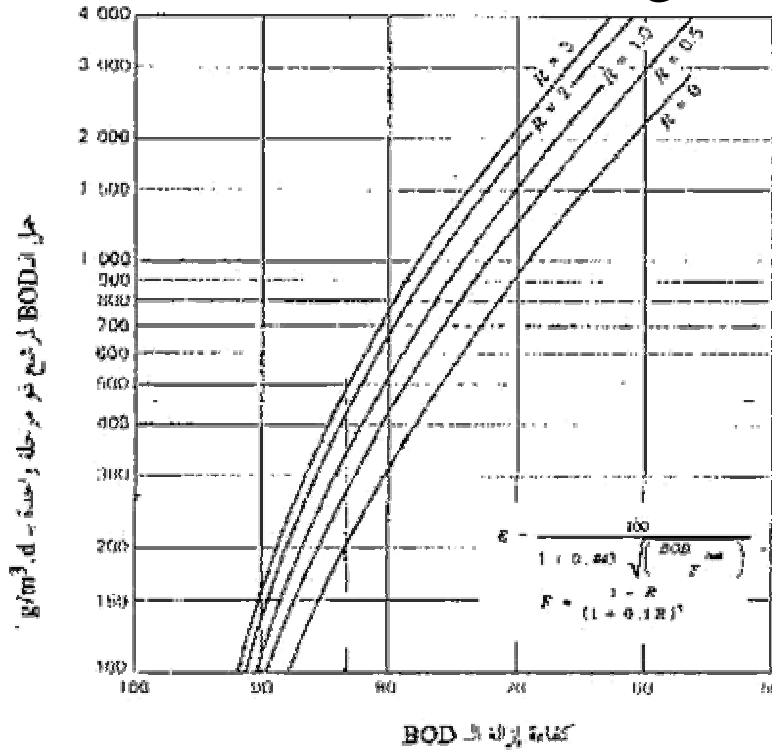
$$E = 100 / (1 + 0.44 \sqrt{BOD \text{ load}})$$

حيث BOD load = الحمل العضوي على المرشح [kgBOD/m³.d]

وهذه الكفاءة تمثل كفاءة المرشح مع حوض الترسيب النهائي .

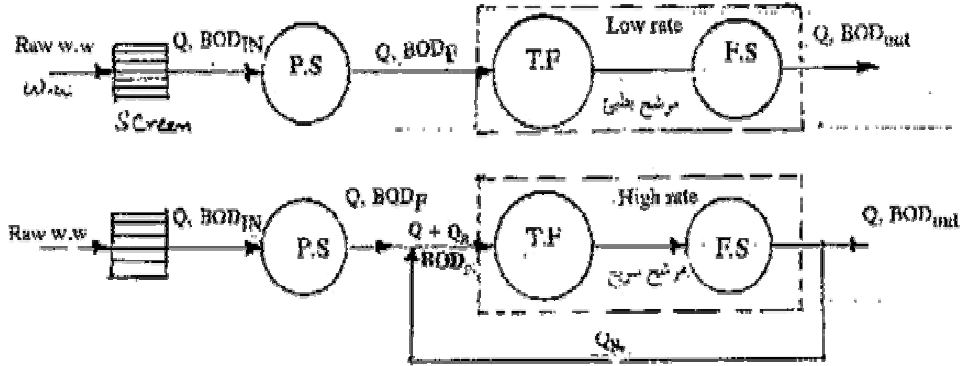
ويمكن استخدام المنحنيات شكل (6-13) في إيجاد الكفاءة بمعلومية الحمل

العضوي على المرشح (BOD load) .



شكل (6-13) منحنى الكفاءة لمرشح بيولوجي ذي مرحلة واحدة لمياه الصرف الصحي لدرجة حرارة 20°C

ولأنه في حالة المرشحات البطيئة لا توجد ضرورة لإعادة المياه الخارجة من حوض الترسيب النهائي وبالتالي فإنه سيتم استخدام المنحنى الذي يكون فيه $R=0$. ومن خلال هذا التعريف يمكن بالرسم التخطيطي التفريق بين المرشح السريع والبطيء (7-13).



شكل (7-13) الرسم التخطيطي لمرشح بطيء و مرشح سريع

إن فترة المكوث كمادة عضوية تكون في المرشح البطيء كبيرة ونتيجة لذلك تكون درجة معالجتها كبيرة وتصل كفاءتها إلى 95% وكمية الرواسب الخارجة منها تكون قليلة وخالية من الروائح وتسمى (Stabilized sludge) ولا تحتاج إلى معالجة أخرى لأنها أصبحت رماداً $mineralized$.

يتم تغذية المرشح بمياه الصرف الصحي الخارجة من أحواض الترسيب الابتدائية بواسطة مضخات ويتم التحكم بالضخ بحيث تحافظ على دوران الرشاش الدوار (Rotary distributor) بشكل منتظم.

المرشحات ذات المعدل الواطئ عادةً تحتاج إلى مساحات كبيرة تصل إلى 0.2م²/شخص .

مثال : صمم المرشح البيولوجي البطيء الذي يعالج مياه صرف صحي قدرها

6000m³/d بتركيز BOD قدره 140mg/l .

الحل : كمية BOD الداخلة للمرشح = 6000x140 = 840,000g BOD/day

افترض الحمل العضوي 120gBOD/(m³.d) (أي بين 60-180) .

∴ حجم المرشح = 840,000/120 = 7000m³

افرض حمل هيدروليكي 2m³/(m².d) (أي بين 2-4.5) .

∴ مساحة المرشح = 6000/2 = Q/(SL) = 3000m²

افرض عمق المرشح 2.33m (أي بين 1.5-2.4)

كذلك يمكن فرض قطر معين للمرشح واستنتاج العدد أو كمحاولة نفرض

العدد ونستنتج القطر ويعتمد ذلك على مدى الخبرة في أعمال التصميم فمثلاً إذا

فرضنا عدد المرشحات يساوي 3 فإن مساحة المرشح الواحد = 1000 m² = 3000/3 .

∴ قطر المرشح $35.7 m = \sqrt{(1000 \times 4) / \pi}$

∴ كمية الصرف الصحي الداخلة لكل مرشح = 6000/3 = 2000m³/d

والحمل العضوي لكل مرشح = (BOD load)

= 0.12 kg BOD /(m³.d) = 120g BOD /(m³.d)

وتكون كفاءة المرشحات كالتالي :

$$E = 100 / (1 + 0.44 \sqrt{(BODload)}) = 100 / (1 + 0.44 \sqrt{(0.12)}) = 86.8\%$$

ويمكن استخدام المنحنيات شكل (6-13) وذلك عند R = 0 أي نسبة التراجع

= صفر .

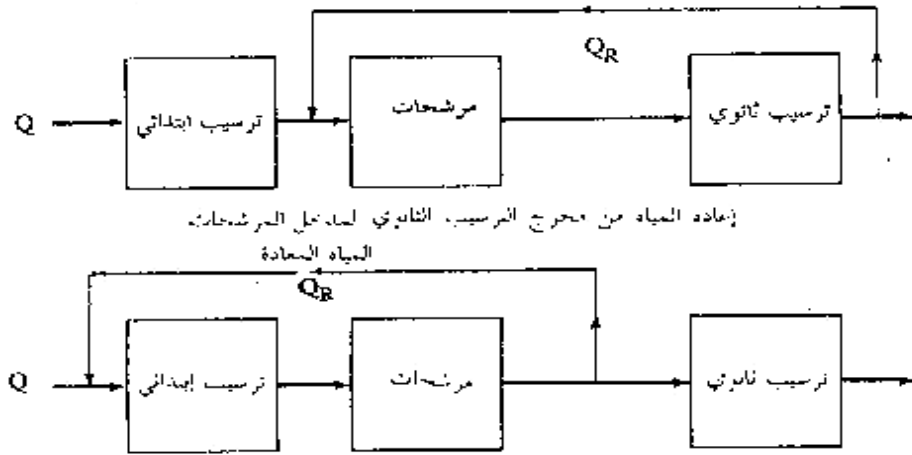
وهذه المنحنيات تعطي الكفاءة عند درجة حرارة (20°C) وتعتبر تطبيقاً مباشراً

للمعادلة السابقة وتعطي نفس النتائج .

النوع الثاني: المرشحات السريعة (ذات المعدل العالي) High Rate T.F.

تم تطوير المرشحات لتصبح ذات معدل عالي وذلك لتقليل المساحة المطلوبة وتكاليف الإنشاء مقارنةً بالمرشحات ذات المعدل الواطئ حيث إن المساحة المطلوبة في هذا النوع من المرشحات تصل إلى 0.1 م²/شخص أي نصف المساحة المطلوبة في المرشحات ذات المعدل الواطئ.

كما تختلف المرشحات البيولوجية ذات المعدل العالي عن المرشحات البطيئة في معدلات الأحمال العضوية والهيدروليكية وطريقة التشغيل ، حيث يصل الحمل الهيدروليكي لأكثر من عشرة أضعاف، والحمل العضوي لحوالي خمسة أضعاف أحمال المرشحات الواطئة. ولتشغيل هذه المرشحات بصورة عملية يتم إعادة نسبة كبيرة من المياه الخارجة من المرشحات أو أحواض الترسيب النهائية إلى مدخل أحواض الترسيب الابتدائية أو المرشحات . وتعتبر إعادة هذه المياه عامل أساسي في تشغيل المرشحات، شكل (7-13).



شكل (7-13) إعادة المياه من مخرج المرشحات لمدخل الترسيب الابتدائي.

أسس التصميم :

عمق المرشح m (1.5- 2.1)

الحمل العضوي: $500-1500 \text{ gBOD}/(\text{m}^3 \cdot \text{d})$ (ويتم الحصول عليها باستخدام Q فقط).

الحمل الهيدروليكي: $10-30 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$ (ويتم الحصول عليها باستخدام $Q + Q_R$).

نسبة الترجيع (R) 0.5-3 حيث $R = \frac{Q_R}{Q}$

كفاءة المرشح E: ويمكن الحصول عليها من المعادلة التالية:

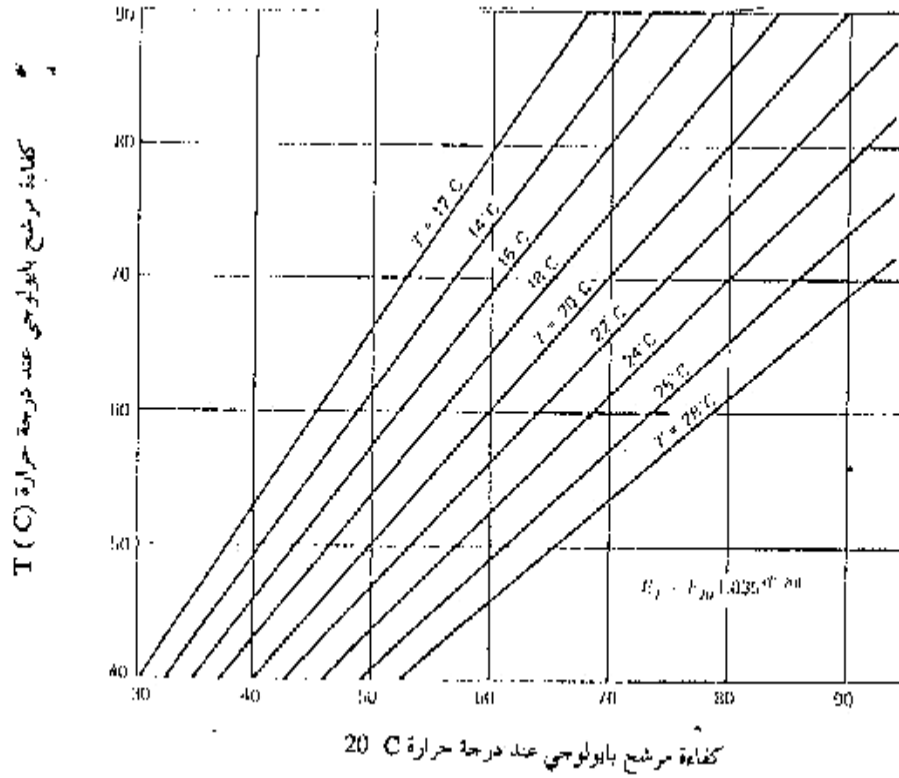
$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{\text{BODload}}{F}}} \quad \text{و} \quad F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2}$$

حيث $\text{BOD load} = \text{الحمل العضوي على المرشح} (\text{kg BOD}/\text{m}^3 \cdot \text{d})$

وتجدر الإشارة إلى أن الخبرات التصميمية تشير إلى أنه عندما يكون الحمل العضوي أكبر من $(400 \text{ g}/\text{m}^3 \cdot \text{d})$ فإن الحد الأدنى للحمل الهيدروليكي يكون $10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ وذلك لضمان عدم انسداد المرشح إضافة إلى أن كفاءة المرشح تزداد عندما تكون $(R > 1)$.

كما أنه يمكن استخدام المنحنيات شكل (6-13) بدلاً من المعادلة السابقة في إيجاد كفاءة المرشح السريع وذلك باستخدام R بحسب القيم المعطاة (أي عندما تكون R لها قيمة).

ولإيجاد كفاءة المرشح عند درجة حرارة مختلفة (غير 20°C) التي صممت عليها المعادلة والمنحنيات فإنه يمكن استخدام المنحنيات شكل (8-13) لإيجاد كفاءة المرشح عند درجة حرارة سواء كانت أقل أو أكبر من 20°C .



شكل (8-13) منحنى لتصحيح كفاءة إزالة BOD من 20°C إلى درجات حرارة 12° - 28°C

مثال: مدينة تعداد سكانها 50,000 شخص يراد تصميم مرشحات ذات المعدل العالي لمعالجة مياه الصرف الصحي الخارجة منها وقدرها 7500m³/d فإذا كانت كفاءة أحواض الترسيب الأولية في تخفيض قيمة BOD هي 30٪ فوجد :

معدل التحميل الهيدروليكي السطحي إذا علم أن كمية المياه المعادة 3494m³/d وقطر المرشح 27m .

نسبة التجميع [(المياه المعادة) (R)] .

ج- مقدار الحمل العضوي الواصل للمحطة إذا علم أن تركيز المادة العضوية BOD = 300mg/l .

د - مقدار الحمل العضوي الداخل للمرشح kg BOD/day .

هـ - مقدار الحمل العضوي الحجمي الداخل للمرشح (BOD load) إذا علم أن

عمق المرشح (2.1m).

و - كفاءة المرشح (E) عند درجة حرارة 20°C.

ز - قيمة BOD الخارجة من المرشح .

الحل :

$$SL_F = \frac{Q + Q_R}{A_F} = \frac{7500 + 3494}{\frac{\pi(27)^2}{4}} = 19 m^3 / m^2 .d \quad (10 - 30) \text{ O.K}$$

$$R = \frac{Q_R}{Q} = \frac{3494}{7500} = 0.47$$

$$BOD_T = Q \times BOD = 7500 \times 300 = 2,250,000 \text{ g BOD/day}$$

$$BOD_{PS} = 2,250,000 \times 0.7 = 1,575,000 \text{ g BOD/day}$$

$$BOD \text{ load} = \frac{1575000}{\frac{\pi(27)^2}{4} \times 2.1} = 1310 \text{ gBOD} / m^3 .d \left(1.31 \text{ kg} \frac{BOD}{m^3 d} \right) \\ (500 - 1500) \text{ O.K}$$

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2} = \frac{1 + 0.47}{(1 + 0.047)^2} = 1.34 ,$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{1.31}{1.34}}} = 70\%$$

قيمة BOD الخارجة من حوض الترسيب الابتدائي = 0.7 * 300 = 210 مجم / لتر

قيمة BOD الخارجة من المرشح = 63 mg/l = 210 x 0.3

مثال : محطة معالجة تستخدم فيها مرشح بيولوجي يوجد فيها حوض ترسيب ابتدائي بقطر (16.8m) وعمق جانبي (2.1m) وقطر المرشح البيولوجي (26m) وعمق مادة المرشح (المكونة من الأحجار) (2.1m) كما أن قطر حوض الترسيب الثانوي (15.2m) والعمق الجانبي (2.1m) يحيط به من الخارج هدار واحد ونسبة المياه المعادة (R = 0.5) فإذا علم أن كمية مياه الصرف الواصلة إلى المحطة (5220m³/day) وتركيز BOD فيها 180 mg/l . احسب :

الحمل الهيدروليكي والعضوي لكل وحدة من وحدات المعالجة وكفاءة المرشح عند 16°C .
الحل :

سيتم افتراض أن كفاءة أحواض الترسيب في إزالة BOD = 35%

أولاً: أحواض الترسيب الابتدائية : Primary settling tank

$$A_s = \frac{3.14(16.8)^2}{4} = 221.6m^2$$

$$V = 2.1 \times 221.6 = 465.3m^3 \quad SL = \frac{5220m^3 / d}{221.6m^2} = 23.6m^3 / m^2.d \quad O.K$$

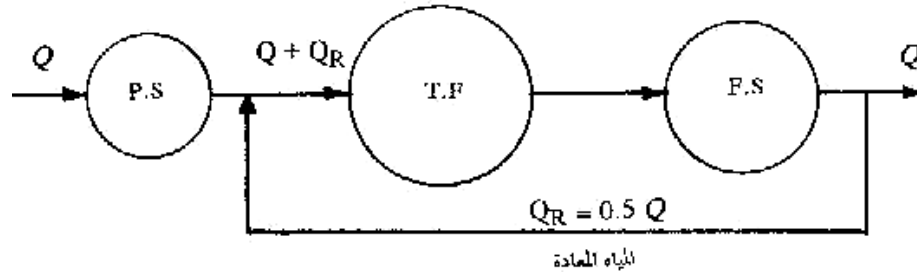
$$t_d = \frac{V}{Q} = \frac{465.3m^3}{5220m^3 / d} \times 24 = 2.1hrs \quad (O.K).$$

$$\text{Weir loading} = \frac{Q}{\pi D} = \frac{5220m^3 / d}{3.14 \times 16.8} = 99m^3 / md \quad O.K$$

$$\text{BOD after primary settling tank} = 180 \times 0.65 = 117mg \text{ BOD } / l$$

ثانياً: المرشح البيولوجي Trickling Filter

$$A_F = \frac{\pi(26)^2}{4} = 531m^2; \quad V_F = 531 \times 2.1 = 1115m^3$$



$$SL_F = \frac{Q + Q_R}{A_F} = \frac{1.5Q}{A_F} = \frac{1.5 \times 5220m^3/d}{531} = 15m^3/m^2.d \quad (10-30) \quad (OK)$$

$$L_v = BODload = \frac{5220m^3/d \times 17g/m^3}{1115m^3} = 548g BOD/m^3.d \quad (500-1500) \quad (OK)$$

Final Settling Tanks ثالثا: أحواض الترسيب النهائية

$$A_s \frac{\pi(15.2)^2}{4} = 181.5m^2; \quad V = 181.5 \times 2.1 = 381m^3$$

$$SL = \frac{5220m^3/d}{181.5m^2} = 28.8m^3/m^2.d \quad O.K$$

$$t_d = \frac{V}{Q} = \frac{381m^3}{5220m^3/d} \times 24 = 1.75hr \quad O.K$$

$$\text{Weir loading } \frac{Q}{\pi(D)} = \frac{5220m^3/d}{\pi(15.2)m} = 109m^3/m.d \quad O.K \square$$

Efficiency كفاءة المرشح

$$R = 0.5, \quad BOD \text{ load} = 0.548 \text{ kg BOD}/m^3.d$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{BODload}{F}}}$$

$$F = \frac{1+R}{(1+0.1R)^2} = \frac{1+0.5}{(1+0.1 \times 0.5)^2} = 1.36$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{0.548}{1.36}}} = 78\%$$

كما أنه من المنحنيات نجد أن $E = 78\%$ عند درجة حرارة 20°C
 ∴ تركيز BOD الخارج من المرشح البيولوجي

$$117 - 0.78 \times 117 = 25.7 \text{ mg/l}$$

أما عند درجة حرارة 16°C فنجد أنه من المنحنيات شكل (8-13)

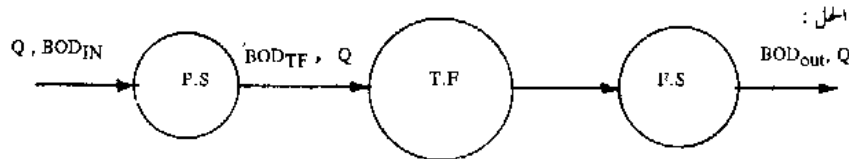
$$\text{إذا علم أن } E(20^\circ\text{C}) = 78\% \text{ نجد أن } E(16^\circ\text{C}) = 68\%$$

ويكون تركيز BOD الخارج من المرشح $= 117 - (0.68 \times 117) = 37.44$
 وبذلك يمكن إيجاد كفاءة المحطة كاملة كالتالي :

$$E_{20^\circ\text{C}} = \frac{180 - 25.7}{180} \times 100 = 85.7\% \approx 86\%$$

$$E_{16^\circ\text{C}} = \frac{180 - 37.44}{180} \times 100 = 79.2\% \approx 80\%$$

مثال: إذا كانت أحواض الترسيب الابتدائية ذات كفاءة قدرها 30%، صمم المرشحات اللازمة لكفاءة 83% لمدينة تعداد سكانها 30,000 نسمة وكمية المياه المستهلكة 180 لتر/ فرد. يوم، وكمية الفاقد 20% علماً بأن المكافئ الشخصي العضوي (60gBOD/c.d).



$$Q = 30,000 \times 0.18 \times 0.8 = 4320 \text{ m}^3 / \text{day}$$

$$Total\ BOD = 60 \times 30,000 = 1,800,000\ gBOD / day$$

$$BOD_{in} = \frac{1,800,000}{4320} = 417\ mg / l$$

$$E_{p.s} = \frac{417 - BOD_{T.F}}{417} \times 100 = 30\% \Rightarrow BOD_{T.F} = 292\ mg / l$$

$$E_{T.F} = \frac{292 - BOD_{out}}{292} \times 100 = 83\% \Rightarrow BOD_{out} = 50\ mg / l$$

$$E_{T.F} = \frac{100}{1 + 0.44\sqrt{BODload}} = 83 \Rightarrow BODload = 0.46\ kgBOD\ m^3.d > 0.18\ kg / m^3.d$$

∴ نحتاج إلى مرشح ذي معدل عالي :

وللحصول على حجم المرشح :

$$V_F = \frac{Total\ BOD}{BOD\ load} = \frac{1,800,000\ gBOD / d}{460\ gBOD / m^3.d} = 3913$$

وبفرض عمق المرشح (2m) تكون المساحة السطحية :

$$A_{T.F} = \frac{V_F}{depth} = \frac{3913}{2} = 1956\ m^2 \Rightarrow Diameter = 50\ m$$

الحمل الهيدروليكي :

$$SL = \frac{Q}{A} = \frac{4320\ m^3 / d}{\pi(50)^2 / 4\ m^2} = 2.2\ m^3 / m^2.d$$

وهذه القيمة في حالة استخدام المرشحات السريعة تتراوح بين (10-30)

وبالتالي إذا فرضنا أن (SL=10) فإن القانون في استخدام المرشح السريع .

$$SL = \frac{Q + Q_R}{A}$$

أي بمعنى أنه يجب أن يكون هناك مياه معادة قدرها Q_R

$$Q_R = \left(10 \times \frac{\pi(50)^2}{4} \right) - Q$$

وسيتم اختيار أكبر قيمة R الموجودة في المنحنيات وهي R=3 أي أن نسبة

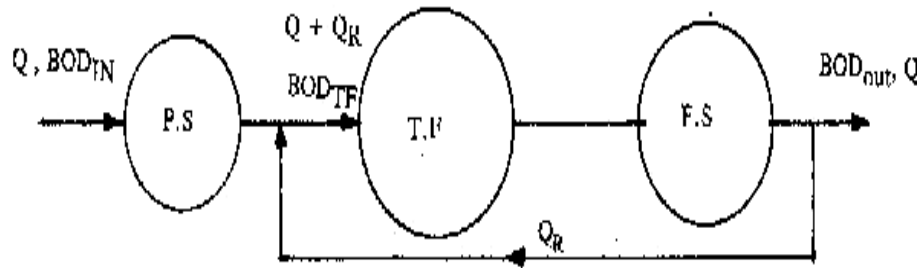
الإعادة (الترجيع) R

$$R = \frac{Q_R}{Q}$$

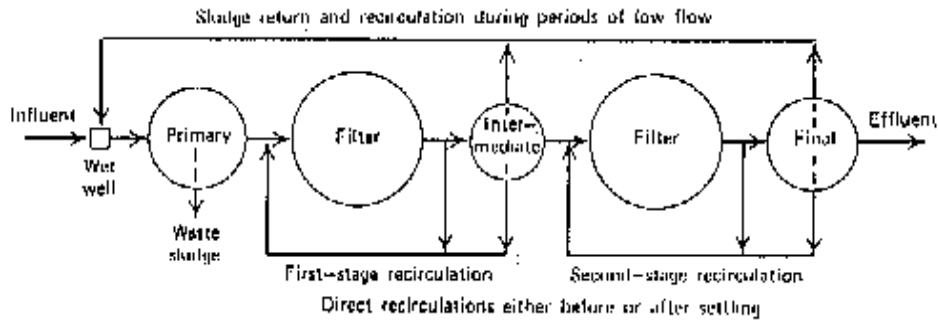
ومنها تكون :

$$Q_R = Q \times R = 4320 \times 3 = 12960 \text{ m}^3 / \text{d}$$

ويكون شكل المرشح المستخدم كالتالي .



يمكن أن تكون المرشحات البيولوجية مرحلتين بدلاً من مرحلة واحدة ، وذلك في الحالات التي تكون مياه الصرف الصحي بها نسبة عالية من المواد العضوية ، وتكون درجة المعالجة المطلوبة عالية نسبياً (9-13).



شكل (9-13) مرشح ذو مرحلتين مع احتمال التراجع

أسس التصميم للمرشحات ذي مرحلتين :

عمق المرشحات يتراوح بين (1.5-2.1) m

حمل BOD (700-1100) جم/ م³ . يوم

الحمل الهيدروليكي (10-30) م³ / م² . يوم

معدل (نسبة) الترجيع (R = 0.5- 4)

إن المرشح البيولوجي للمرحلة الثانية تكون كفاءته أقل من كفاءة مرشح المرحلة الأولى. ويعزى ذلك إلى أن مياه الصرف المعالجة بالمرشح الأول تكون نسبة المواد العضوية فيها قليلة (أي تركيز BOD قليلة) .

وقبل الحصول على كفاءة المرشح البيولوجي للمرحلة الثانية يتم استخدام المعادلة التالية للحصول على الحمل العضوي المعدل :

$$\text{الحمل العضوي المعدل على مرشح المرحلة الثانية:} \\ = \frac{\text{BOD load on second stage}}{((100 - \text{Eff of first stage})/100)^2}$$

وباستخدام الحمل العضوي المعدل يمكن الحصول على كفاءة مرشح المرحلة التالية من المنحنى شكل (10-13). وكما سبق شرحه في أن هذه المنحنيات تعطي الكفاءة عند درجة حرارة (20°C) وبنفس الطريقة تستخدم منحنيات شكل (8-13) للحصول على كفاءة المرشح عند أي درجة حرارة.

ولاحساب الكفاءة الكلية للمشروع معالجة بالمرشحات البيولوجية يمكن

استعمال المعادلة التالية:

$$E = 100 - 100 \left[\left(1 - \frac{35}{100} \right) \left(1 - \frac{E_1}{100} \right) \left(1 - \frac{E_2}{100} \right) \right]$$

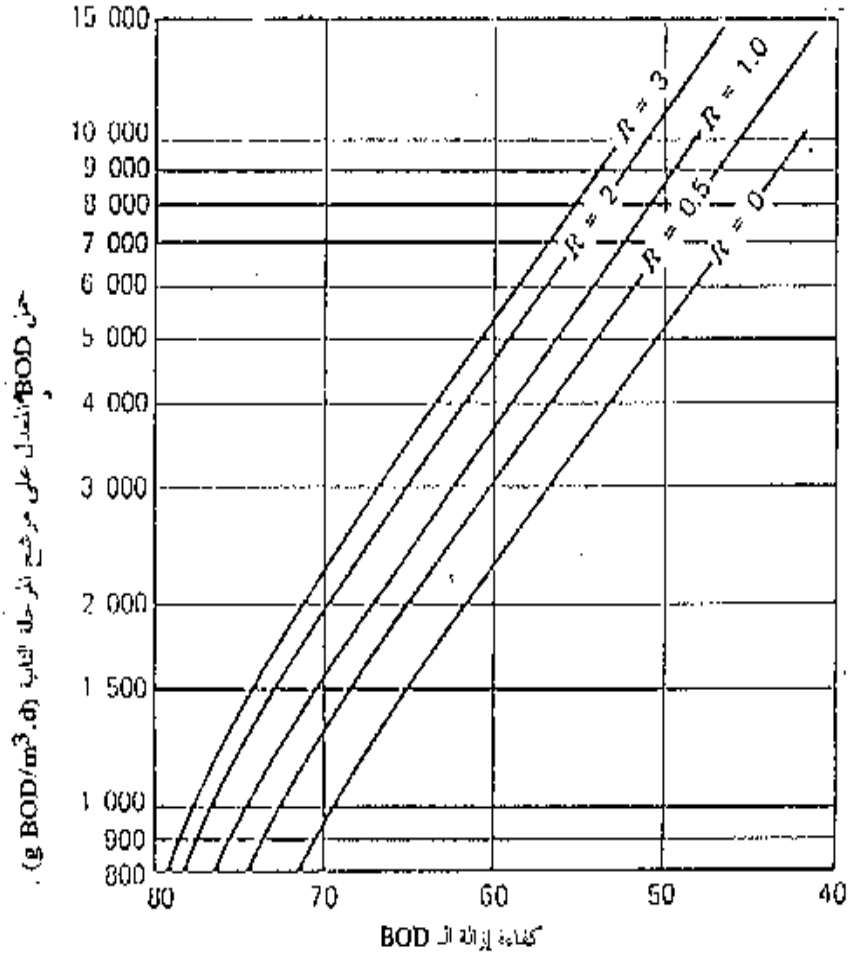
حيث:

E = كفاءة محطة المعالجة

35 = كفاءة حوض الترسيب الابتدائي

E_1 = كفاءة مرشح المرحلة الأولى

E_2 = كفاءة مرشح المرحلة الثانية .



شكل (10-13) منحنيات كفاءة مرشح المرحلة الثانية

مثال : محطة معالجة مكونة من مرشحات بيولوجية ذي مرحلتين وكمية التصريف التصميمية لها $4400 \text{ m}^3/\text{d}$ بتركيز BOD قدره (280 mg/l) تأكد من صحة تصميم المحطة وأوجد كفاءتها عند درجة حرارة 17°C . إذا علم أن :

المساحة السطحية لأحواض الترسيب الأولية : 220 m^2

مرشح المرحلة الأولى : مساحته $= 450 \text{ m}^2$

حجمه $= 830 \text{ m}^3$

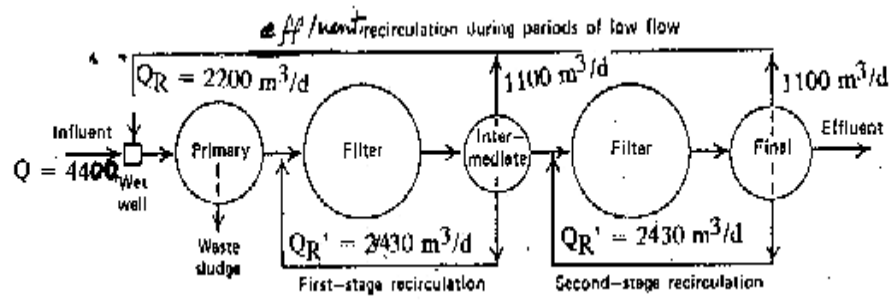
حوض ترسيب يلي المرشح الأول مساحته $= 140 \text{ m}^2$

مرشح المرحلة الثانية = مساحته $= 450 \text{ m}^2$

حجمه $= 830 \text{ m}^3$

حوض الترسيب النهائي يلي المرشح : مساحته $= 140 \text{ m}^2$

طريقة التجميع كما هي موضحة في الشكل أدناه:



الحل :

حوض الترسيب الابتدائي : Primary settling tank

$$SL = \frac{Q + Q_R}{A_s} = \frac{4400 + 2200}{220} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad \text{O.K}$$

بفرض كفاءة حوض الترسيب الابتدائي لإزالة BOD = 35%

∴ تركيز BOD الداخلى إلى المرحلة الأولى من المرشحات :

$$280 \times \frac{65}{100} = 182 \text{ mg / l}$$

المرحلة الأولى من المرشحات : First stage T. F.

الحمل العضوي على المرشح =

$$\frac{4400 \text{ m}^3 / \text{d} \times 182 \text{ g} / \text{m}^3}{830 \text{ m}^3} = 965 \text{ gBOD} / \text{m}^3 \cdot \text{d} \quad (700 - 1100) \text{ O.K}$$

الحمل الهيدروليكي على المرشح =

$$\frac{2430 + 4400 + 2200}{450} = 21 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad (10 - 30) \text{ O.K}$$

نسبة المياه المعادة (R) =

$$(R) = \frac{2200 + 2430}{4400} = 1.1 \quad (0.5 - 4) \text{ O.K}$$

كفاءة المرحلة الأولى من المرشحين =

$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{\text{BODload}}{F}}}, \quad F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2} = \frac{1 + 1.1}{[1 + (0.1 \times 1.1)]^2} = 1.86$$

$$E = \frac{100}{1 + 0.44 \sqrt{\frac{0.965}{1.86}}} = 76\%$$

أي أن كفاءة المرحلة الأولى من المرشحين عند درجة حرارة 20°C = 76 %.

ومن الشكل (8-13) يكون كفاءة المرحلة الأولى من المرشحين عند درجة

حرارة 17°C هي 68%

حوض الترسيب الذي يلي مرشح المرحلة الأولى :

$$SL = \frac{4400 + 1100}{140} = 39 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad (\text{not O.K, use bigger area} = 166 \text{ m}^2)$$

تركيز BOD الخارج من المرحلة الأولى والداخل للمرحلة الثانية عند 17°C

$$BOD = 182 - 182 \times 0.68 = 57 \text{ mg/l}$$

ج- المرحلة الثانية من المرشحات : Second stage T. F.

الحمل العضوي على المرشح (BOD load) =

$$(BODload) = \frac{4400 \times 57}{830} = 304 \text{ gBOD} / \text{m}^3 \cdot \text{d}$$

الحمل العضوي المعدل على المرحلة الثانية =

$$\frac{318}{\left[\frac{100 - 68}{100} \right]^2} = 2968 \text{ g} / \text{m}^3 \cdot \text{d}$$

الحمل الهيدروليكي على المرشح =

$$\frac{4400 + 1100 + 2430}{450} = 18.7 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad \text{O.K}$$

نسبة المياه المعادة :

$$R = \frac{1100 + 2430}{4400} = 0.8$$

وباستخدام الحمل العضوي المعدل على مرشح المرحلة الثانية 2968g/m³.d

بالإضافة إلى أن R= 0.8

يمكن إيجاد كفاءة المرحلة الثانية عند درجة حرارة 20°C من الشكل (10-13).

$$E_2 = 62\% \text{ عند درجة حرارة } 20^\circ \text{C}$$

ولتحويلها إلى درجة 17°C تستخدم المنحنيات (شكل 13-8) وتكون

$$(E_{2(17^\circ \text{C})} = 56\%)$$

التحميل السطحي على حوض الترسيب النهائي الذي يلي المرحلة الثانية :

$$SL = \frac{4400}{140} = 32 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot d \quad \text{O.K}$$

تركيز BOD الخارج من المرحلة الثانية :

$$BOD = 57 - 57 \times 0.56 = 25 \text{ mgBOD/l}$$

وبذلك تكون الكفاءة الكلية للمحطة :

$$E_{T, plant} = \frac{280 - 27}{280} \times 100 = 90\%$$

كما يمكن إيجاد كفاءة المحطة من القانون التالي :

$$E_{T, P} = 100 - 100 \left[\left(1 - \frac{35}{100} \right) \left(1 - \frac{E_1}{100} \right) \left(1 - \frac{E_2}{100} \right) \right] = 90\%$$

13.2. الأقراص البيولوجية الدوارة (Rotating Biological Contractors)

تعتبر هذه الطريقة إحدى طرق النمو بسطح ثابت كما هو الحال في المرشحات البيولوجية، فيما عدا أن الكتلة الحيوية هي التي تلامس الماء أثناء دوران الأقراص وليس الماء هو الذي يلامس الكتلة البيولوجية.

وهي عبارة عن أقراص دائرية خفيفة الوزن تدور بسرعة بطيئة وتكون مغمورة لمنتصفها تقريباً، توضع في حوض اسطواني به مياه الصرف الصحي . وتصنع هذه الأقراص عادةً من بعض أنواع البلاستيك. وأثناء التشغيل تكون الأقراص مغمورة إلى أسفل عمود الدوران المثبت في مركز الأقراص بحيث يغمر 40% من مساحة سطحها في مياه الصرف الصحي أثناء الدوران. إلا أنه نتيجة لهذا الدوران فإن جميع أسطح الأقراص الدوارة تتكون عليها طبقة بيولوجية تقوم بعملية المعالجة مع غمر الأقراص في مياه الصرف ثم تعرضها للجو مبتلة بقطرات من المياه. وتساعد حركة

الأقراص في سلخ هذه الطبقة كلما زادت سماكتها. وتكون هذه الطبقة البيولوجية بسماك (1-4mm) أما سماكتها عند انسلاخها فيعتمد على سرعة الدوران. وتشبه هذه الطبقة البيولوجية على أسطح الأقراص الدوارة تلك الطبقة التي تتكون في المرشحات البيولوجية على سطح الحجر، ولكن الأقراص الدوارة قد تكون أكثر كفاءة نظراً لأنه عند دورانها يتعرض نسبة من سطحها للهواء الجوي فتكتسب قطرات المياه على سطحها بعضاً من الأكسجين الجوي، ثم تنغمس هذه الأسطح في مياه المجاري فتساعد على إتمام عملية الأكسدة الهوائية للمواد العضوية .

ويبين شكل (11-13) رسم تخطيطي لهذه الأقراص وتحتاج هذه الطريقة إلى أحواض ترسيب نهائي مثل بقية طرق المعالجة الأخرى .

وتزيد التكاليف الإنشائية لهذه الطريقة بنسبة 20% عنها بطريقة الحمأة المنشطة (الذي سيأتي شرحها لاحقاً)، إلا أن تكاليف التشغيل والصيانة أقل بالنسبة للأقراص الدوارة حيث تمتاز هذه الطريقة باستهلاكها القليل للطاقة وبقلة الحمأة الناتجة عنها ويبلغ معدل التنقية 85%.

أسس التصميم:

سمك القرص الدوار (1-2cm) .

قطر القرص الدوار (2-3.5) .

سرعة دوران الأقراص (1-2) دورة في الدقيقة، في التشغيل العادي ، ويمكن زيادة كفاءة المعالجة بمضاعفة هذه السرعة.

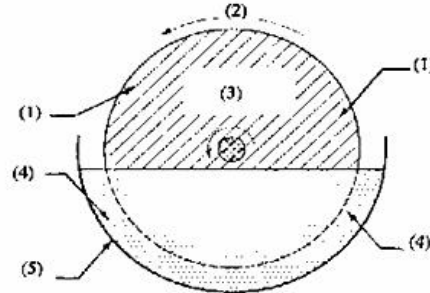
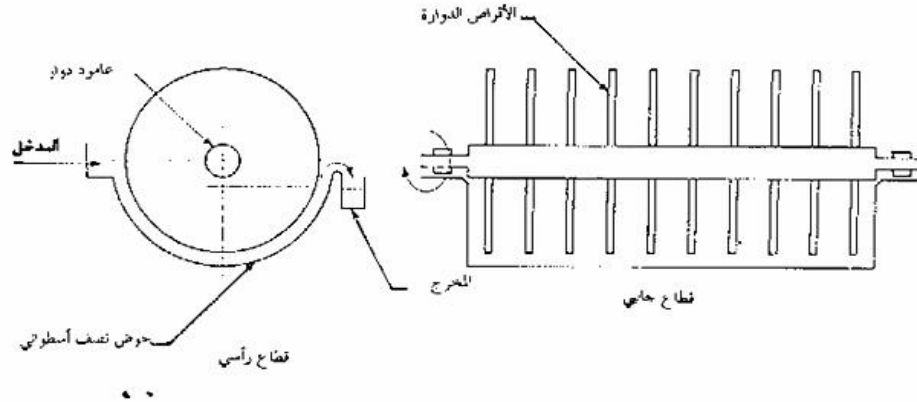
المسافة بين منتصف كل قرصين (30-40cm) .

الحمل الهيدروليكي (40-60) لتر/ متر مربع / يوم .

الحمل العضوي يمكن أن يصل إلى (15-60) جم BOD / م² .يوم ويمكن

زيادة هذا الحمل إلى 210 جم BOD / م². يوم وذلك للمرحلة الأولى في حالة تشغيل الأقراص في مراحل على التوالي.

يمكن أن توضع من مجموعتين إلى 6 مجموعات من الأقراص على التوالي في خط التشغيل بحيث يصل طول كل مجموعة إلى (7m).



- 1- سطح الأقراص مغطى بالكائنات الحية الدقيقة
- 2- اتجاه الدوران
- 3- المساحة المعرضة للهوية في الجو
- 4- المخلفات السائلة
- 5- حوض نصف أسطوانتي للمخلفات السائلة

شكل (11-13) مقطع توضيحي وصورة للأقراص البيولوجية.

مثال: صمم الأقراص البيولوجية الدوارة إذا كان تركيز BOD في مياه الصرف الخارجة من أحواض الترسيب الابتدائي (240mg/l) علماً بأن كمية التصريف الداخلة للمحطة (600m³/d).

الحل : يمكن فرض الأسس التصميمية التالية :

سمك القرص الدوار (2cm).

قطر القرص الدوار (3.5m).

المسافة بين منتصف كل قرصين (30cm)

الحمل الهيدروليكي (SL = 60 l/m².d)

∴ مساحة القرص الواحد من الوجهين =

$$2 \left[\frac{3.14 \times (3.5)^2}{4} \right] = 19.23 m^2$$

$$A = \frac{Q}{SL} = \frac{60 \times 1000}{60} = 10,000 m^2$$

أي أن عدد الأقراص المطلوبة = المساحة المطلوبة / مساحة القرص =

$$n = \frac{10,000}{19.23} = 520 \quad \text{520 قرص}$$

وباختيار كل مجموعة من الأقراص مشتركة في محور دوران واحد بطول 7m

وبفرض المسافة بين منتصف كل قرصين 30cm .

∴ عدد الأقراص في كل مجموعة 23 = 7/(0.3) قرص

∴ عدد مجموعات الأقراص = 520/23 = 23 مجموعة

ويمكن تقسيم هذه المجموعات إلى ستة خطوط يحتوي كل خط على أربع

مجموعات على التوالي.

وفي حالة مراجعة التصميم باستخدام الحمل العضوي
∴ كمية BOD الداخلة إلى الأقراص =

$$240 \times 600 = 144,000 \text{ g BOD /day}$$

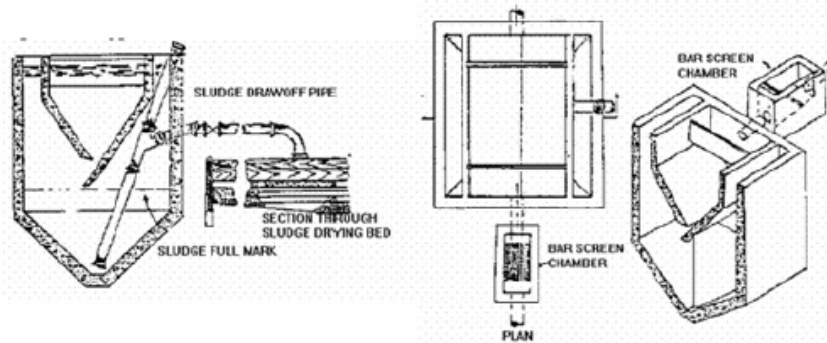
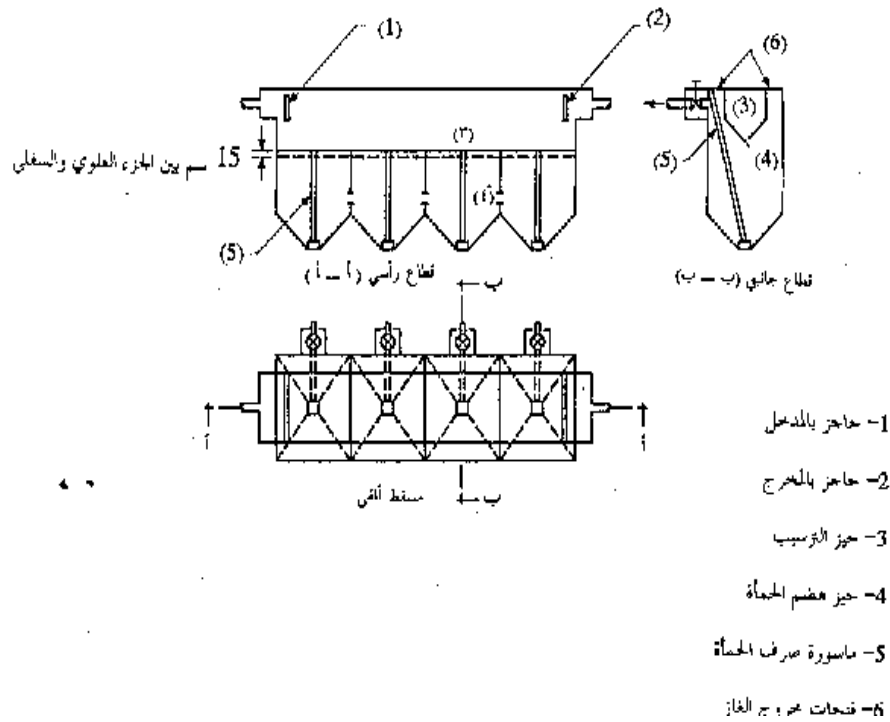
وبفرض الحمل العضوي (حمل BOD) = $55 \text{ BOD/m}^2 \cdot \text{d}$
∴ المساحة المطلوبة =

$$\frac{144,000}{55} = 2618 \text{ m}^2 =$$

أي أن المساحة المطلوبة طبقاً للحمل الهيدروليكي أكبر بكثير منها طبقاً
للحمل العضوي بمعنى أنه يمكن استخدام الأقراص الدوارة في معالجة الصرف
الصحي ذات التركيز العالي.

13.3. أحواض إِمهوف (Imhoff Tanks)

ويتميز هذا النوع من الأحواض بالقدرة على المعالجة الابتدائية للمياه (الترسيب) والبيولوجية للحمأة (تحلل المواد العضوية المترسبة) في نفس الوقت - ولذلك تستخدم هذه الأحواض في التجمعات السكنية الصغيرة التي لايتوفر فيها المهارة الفنية في التشغيل شكل (13-12)



شكل (12-13) أحواض إمهوف للتريسيب وهضم الحمأة

أسس التصميم:

تستخدم الأسس المتبعة في تصميم أحواض الترسيب كما سبق شرحه وذلك للجزء العلوي من الحوض والخاص بالترسيب ، بشرط ألا يزيد طول الحوض عن (30m) والعمق يتراوح بين (2.5-4m).

حجم الجزء السفلي من الحوض يصمم على أساس (35-40) لتر / شخص .
ميل جوانب حوض الترسيب يكون (1:1.25).
يكون القاع على شكل أهرامات مقلوبة ناقصة كما هو موضح في شكل (13-12) بميل 1:1 لسهولة تجميع وتصريف الرواسب .
يكون تصريف الرواسب (الحمأة) بصفة دورية كل مدة تتراوح بين شهر إلى شهرين وقد تصل إلى أربعة أشهر في حالة أن المشروع صغير .
يمكن تجميع الغازات الناتجة والاستفادة منها في توليد الكهرباء أو التسخين .
مساوي أحواض إمهوف :

التكلفة : التكلفة الإنشائية ، حيث يصل عمق الحوض السفلي بين (6-8m) .
التشغيل : المواد العائمة التي تطفو فوق المياه قد تخرج مع الصرف المعالج وتظهر في الأماكن التي سيتم ريها بمياه الصرف المعالجة .
مثال :

صمم أحواض إمهوف لمعالجة مياه الصرف الصحي الخارجة من مدينة عدد سكانها 36000 شخص ، على أساس معدل تصريف (160 l/c.d) .

الحل :

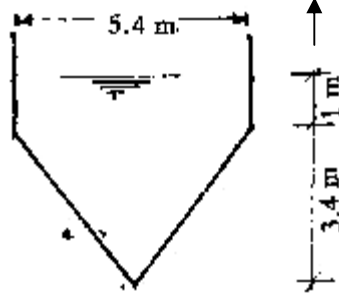
معدل التصريف اليومي :

$$Q = \frac{160 \times 36000}{1000} = 5760 \text{ m}^3 / \text{d} = 240 \text{ m}^3 / \text{hr}$$

نفرض أن فترة المكوث في حوض الترسيب (العلوي) $t_d = 2.5 \text{ hr}$

∴ حجم الجزء العلوي الخاص بالترسيب $= 240 \times 2.5 = 600 \text{ m}^3$

وبفرض استخدام حوضين يكون حجم كل حوض $= 300 \text{ m}^3$.



Freeboard=0.5

وبفرض عرض الحوض

$$5.4 \text{ m} = (b)$$

والعمق الكلي 4.4m مع

الجزء المثلث

$$t_d = v/Q$$

$$v = t_d * Q$$

وبذلك يكون طول الحوض

$$L = \frac{300}{(5.4 \times 1) + \frac{3.4 \times 5.4}{2}} = 20.6 \text{ m}$$

على افتراض أن الطول = 3-5 أمثال العرض وأن العرض لا يزيد عن 10 متر

∴ يستخدم حوضين طول كل منهما 20.6m عرضه 5.4m

∴ المساحة السطحية للحوض الواحد $= 20.6 \times 5.4 = 111.24 \text{ m}^2$

$$Q = \frac{5760}{2} = 2880 \text{ m}^3 / d = \text{معدل التصريف للحوض الواحد}$$

∴ معدل التحميل السطحي (السرعة الأفقية) = يجب أن يكون في حدود (20-

$$30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot d)$$

$$V_h = \frac{2880}{111.24} = 25.9 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot d \quad O. K$$

والسرعة الرأسية = يجب أن تكون في حدود ($< 0.3 \text{ m/min}$)

$$V_s = \frac{L}{t_d} = \frac{20.6}{2.5} = 8.24 \text{ m/hr} = 0.14 \text{ m/min} \quad O.K$$

وبذلك يكون عمق حوض الترسيب بما في ذلك جزء الحائط الممتد فوق
منسوب المياه =

$$4.9 \text{ m} = 3.4 + 1 + 0.5$$

ولتصميم الجزء السفلي من الحوض ، يترك 50cm تحت قاع حيز الترسيب ، ثم
يقسم قاع الحوض السفلي إلى أربعة أجزاء في الاتجاه الطولي كما هو موضح في
شكل (12-13) ويكون طول كل جزء $20.6/4 = 5.15 \text{ m}$

كما يكون العرض الكلي لحوض إمهوف (B) على أساس أن عرض حيز
الترسيب يمثل 70% من العرض الكلي $5.4/0.7 = 7.7 \text{ m}$
كما أن بعض المراجع تحدد مساحة جزء تصاعد الغازات بأنها تتراوح بين
15%-25% من المساحة الكلية لخزان الترسيب

$$A_{\text{gas vent}} = 111 * 0.25 = 28 \Rightarrow 28 \text{ m}^2 / 20 \text{ m} = 1.4 \Rightarrow 1.4/2 = 0.7 \text{ m for each side}$$

يضاف إليها سمك الجدار الخرساني من الجهتين، كما هو موضح في الشكل (12-13).
ويتم حساب حجم الجزء السفلي من الحوض على أساس أن كمية الترسبات
(الحمأة) 40 l/c.d
∴ الحجم =

$$\frac{40 \times 36000}{1000} = 1440 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} &\text{ويكون عند استخدام حوضين} \\ &\frac{1440}{2} = 720 \text{ m}^3 \\ &\text{حجم الحوض} = \end{aligned}$$

وعلى أساس أن كل حوض مقسم بالقاع في الاتجاه الطولي إلى أربعة أجزاء

على شكل هرم ناقص .: حجم كل جزء = $720/4 = 180m^3$

نفرض ارتفاع الهرم الناقص = 2.5m وميول جانبية (1:1)

وأبعاد قاعدته الصغرى = $A_1 = 1.08m^2 = 0.4 \times 2.7$

وقاعدته الكبرى = $A_2 = 39.66m^2 = 5.15 \times 7.7$

ويكون حجم الجزء الهرمي = $\frac{1}{3} x h (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \times A_2})$

$$\frac{1}{3} \times 2.5 (1.08 + 39.66 + \sqrt{1.08 \times 39.66}) = 39.40m^3$$

.: حجم الجزء ذو الحوائط الرأسية =

$$180 - 39.40 = 140.6m^3$$

.: ارتفاع الجزء الرأسي =

$$\frac{140.6m^3}{39.66m^2} = 3.55m$$

وبذلك يكون العمق الكلي للحوض السفلي = $0.5 + 2.5 + 3.55 = 6.55m$

ويكون العمق الكلي للحوض العلوي والسفلي = $4.9 + 6.55 = 11.45m$

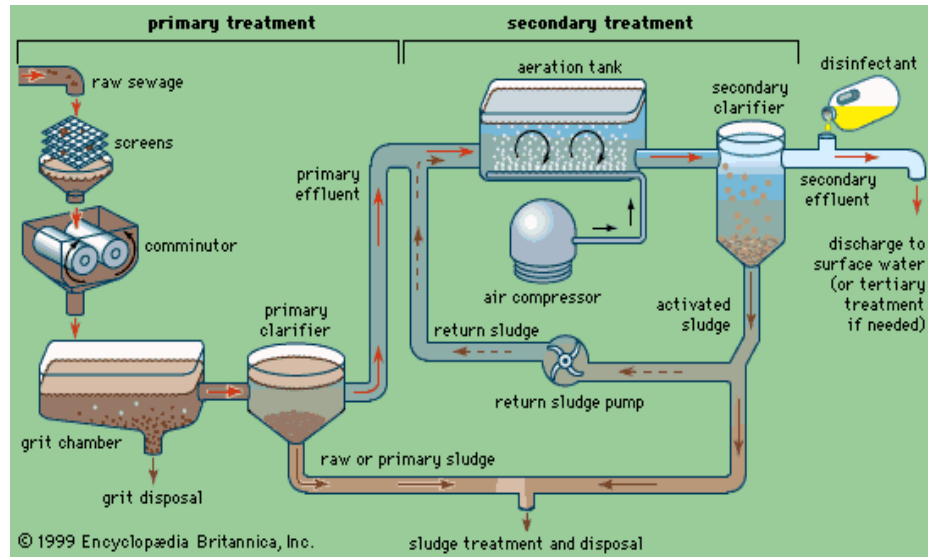
13.4. الحمأة المنشطة (Activated Sludge)

وسميت بهذا الاسم لأنه يتم إعادة جزء من الثانوية إلى حوض التهوية وذلك بشكل مستمر وهذا يساعد في تسريع العملية البيولوجية وزيادة كفاءتها بسبب زيادة كثافة الكتلة الحيوية في حوض التهوية وبالتالي زيادة معدل الأكسدة وتفكيك المواد العضوية إلى مكوناتها الأساسية ، وتدخل المياه المعالجة إلى أحواض التهوية بعد مرورها على أحواض الترسيب الأولية.

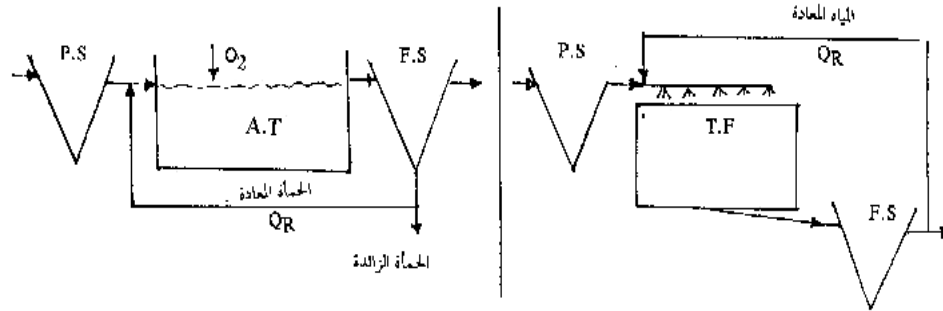
- وبالرغم من أنها أكثر كفاءة من المرشحات البيولوجية فهي تحتاج إلى مهارة

عالية في التشغيل ومن أهم الأمور الواجب متابعتها في التشغيل :

تعتبر هذه الطريقة من أكثر الطرق شيوعاً في الوقت الحاضر بسبب فاعليتها العالية في المعالجة وتعتمد هذه العملية على تنشيط البكتريا التي تترسب في أحواض الترسيب النهائية ، ولهذا سميت بهذا الاسم حيث يتم إعادة نسبة من الحمأة المترسبة في أحواض الترسيب النهائية إلى أحواض التهوية . وفي هذه الأحواض تجد البكتريا البيئة الملائمة بما فيها من مواد عضوية وأكسجين ذائب في المياه . ولذلك يزيد تركيز المواد العالقة (S.S) في أحواض التهوية بدرجة كبيرة ويتركز نشاط البكتريا أساساً على أكسدة المواد الذائبة لسهولة امتصاصها وهضمها بواسطة أنزيمات داخلية وخارجية تفرزها البكتريا . والمحافظة على تركيز كافٍ من البكتريا في عمليات المعالجة الهوائية هو عامل أساسي في كفاءة المعالجة ، وتسمى الرواسب المعادة من أحواض الترسيب النهائي إلى أحواض التهوية بالحمأة المعادة (Return Sludge) كما هو في الشكل (13-13).



شكل (13-13) رسم تخطيطي للمعالجة بأحواض التهوية (الحمأة المنشطة) وهنا يجب التنبيه إلى أنه في حالة المرشحات البيولوجية السريعة يتم إعادة المياه الخارجة من أحواض الترسيب النهائي إلى المرشح وتسمى (المياه المعادة) ويمكن توضيح الفرق بين المياه المعادة في المرشحات والحمأة المعادة في الحمأة المنشطة في الشكل التخطيطي التالي شكل (13-14).



نظام الحمأة المنشطة (A.S)

نظام المرشحات (T.F)

شكل (13-14) الفرق بين نظام المرشحات ونظام الحمأة المنشطة

طرق التهوية (Methods of aeration)

يمكن أن تتم بأحد طريقتين :

بواسطة الهواء المضغوط ويمكن أن تكون :

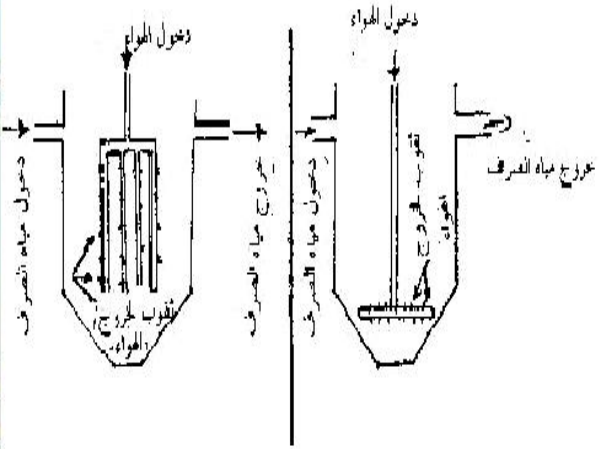
بضخ هواء عادي .

أو بضخ أكسجين مضغوط .

الطريقة الميكانيكية :

أولاً - بواسطة الهواء المضغوط (Compressed air aeration)

وفي هذه الطريقة تمزج المخلفات السائلة (مياه الصرف الصحي) بعد معالجتها في أحواض الترسيب الابتدائي وذلك بالحماة المنشطة المترسبة في أحواض الترسيب النهائي حيث يضخ الهواء عن طريق مواسير مثقوبة perforated pipes توضع داخل حوض التهوية Aeration tank ولها عدة أشكال كما هي موضحة في شكل (13-15).



شكل (13-15) التهوية بواسطة الهواء المضغوط

ثانياً – الطريقة الميكانيكية (Mechanical Aeration)

وتتم في هذه الطريقة التهوية بواسطة مراوح دوارة على سطح خزان التهوية تساعد على التقليب المستمر بالإضافة إلى إعطاء مساحة سطحية كافية لمياه الصرف لأخذ الأكسجين من الهواء . ويمكن أن يأخذ شكل المراوح أو الهويات السطحية شكل (13-16) وتستخدم عندما يكون الحمل العضوي قليلاً.

Aeration by Aerator



شكل (13-16) المراوح والهويات السطحية المستخدمة في الحمأة المنشطة

أسس التصميم :

مدة بقاء مياه الصرف في الحوض $[t_d = 6-12 \text{ hrs}]$ يعتمد على درجة الحرارة ومكونات مياه الصرف الصحي فكلما قلت درجة الحرارة يقل تبعاً لها نشاط البكتريا وبالتالي يزيد (t_d) . وكلما زاد الحمل العضوي يزيد (t_d) .

الحمل العضوي $[\text{BOD load} > 560 \text{ g/m}^3 \cdot \text{d}]$

عمق الحوض يتراوح بين (3-4.5m) .

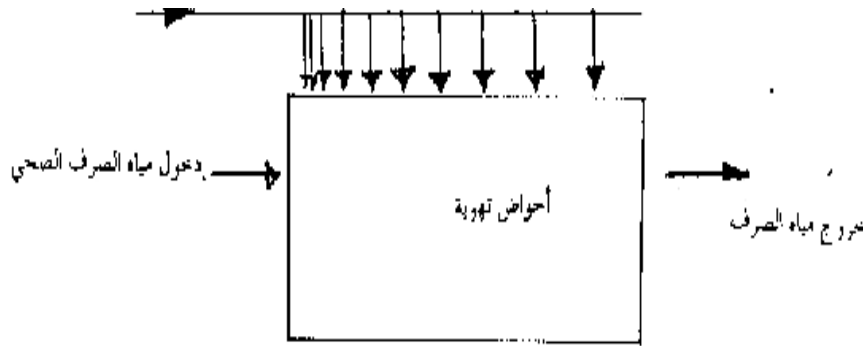
عرض الحوض يتراوح بين (4.5-6m) .

طول الحوض الواحد يتراوح بين (30-120m) .

نسبة الحمأة المعادة يتراوح بين ($R = 20-35\%$) من التصريف المتوسط .
تركيز المواد العالقة (MLSS) في أحواض التهوية يتراوح بين (1500-2500mg/l) .

معدل الهواء المضغوط اللازم للتهوية يتراوح بين (11-2) متر مكعب من الهواء لكل متر مكعب من مياه الصرف الصحي .
وهناك تحويلات في طرق المعالجة بالحمأة المنشطة بطريقة الهواء المضغوط ومثال على ذلك :

التهوية بالتدرج (Step aeration) : والمقصود بها تغذية مياه الصرف الصحي في أحواض التهوية بالهواء بمعدلات مختلفة على مسار الحوض ، حيث يكون معدل التهوية في الجزء الأول أكبر منه في الأجزاء التالية ، وبذلك يصل الهواء إلى الأجزاء المختلفة من الحوض بنسب تتساوى مع كمية المواد العضوية في كل جزء إذ أنه من المعروف أن كمية هذه المواد العضوية تتناقص على طول مسار مياه الصرف في الحوض نظراً لنشاط البكتريا المستمر في أكسدةها (شكل 13-17) .



شكل (13-17) التهوية بالتدرج (Step Aeration)

التهوية المطولة (لمدة طويلة) (Extended aeration)

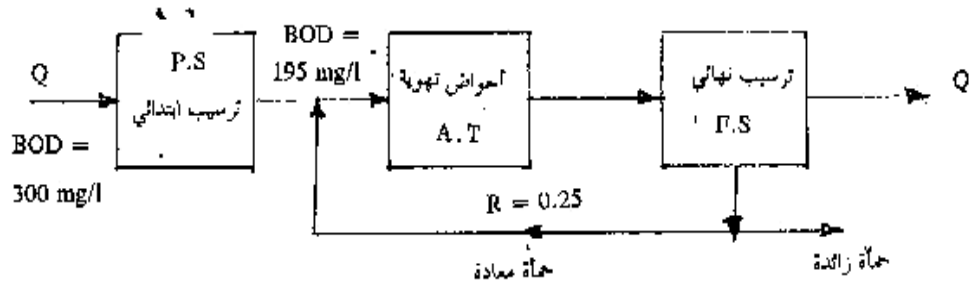
وتستخدم هذه الطريقة لمعالجة التصرفات الصغيرة، ويمكن الاستغناء فيها عن أحواض الترسيب الابتدائية وما قبلها كما هو موضح في شكل (13-18)، ولا يتم إعادة الحمأة.



شكل (13-18) التهوية المطولة (Extended Aeration)

ومن مميزات هذه الطريقة أن الرواسب الخارجة منها لا تحتاج إلى أي معالجة أخرى وتبلغ كفاءة أحواض التهوية في إزالة BOD بين (80-90%) ومن عيوب هذه الطريقة أن فترة البقاء في أحواض التهوية طويلة تتراوح بين (24-48%hrs).

مثال : صمم أحواض التهوية بالهواء المضغوط لتصرف قدره (30,000m³/d) ، بفرض تركيز (BOD = 300mg/l) وأن كفاءة أحواض الترسيب الابتدائي 35% ونسبة الحمأة المعادة 25%.



الحل :

$$Q_R = 0.25Q = 0.25 \times 30,000 = 7500 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$37500 = Q_R + Q = \text{كمية التصرف الداخلة إلى الأحواض}$$

وبفرض مدة البقاء : $t_d = 8 \text{ hrs}$

∴ حجم أحواض التهوية :

$$V = Q \times t_d \\ = 37500 \times \frac{8}{24} = 12500 \text{ m}^3$$

تركيز BOD الداخل إلى أحواض التهوية :

$$BOD_{AT} = 0.65 \times 300 = 195 \text{ mg/l}$$

∴ حمل BOD

$$BOD = \frac{30,000 \times 195}{12500} = 468 \text{ g / m}^3 \cdot d < 560 \quad O.K$$

وبفرض عرض الحوض 5m وعمقه 4m (في حدود أسس التصميم)

∴ طول الأحواض =

$$\frac{12500}{4 \times 5} = 625 \text{ m}$$

وبفرض عدد الأحواض = 8 أحواض

$$\frac{625}{8} = 78 \text{ m} = \text{طول كل حوض} \quad \therefore$$

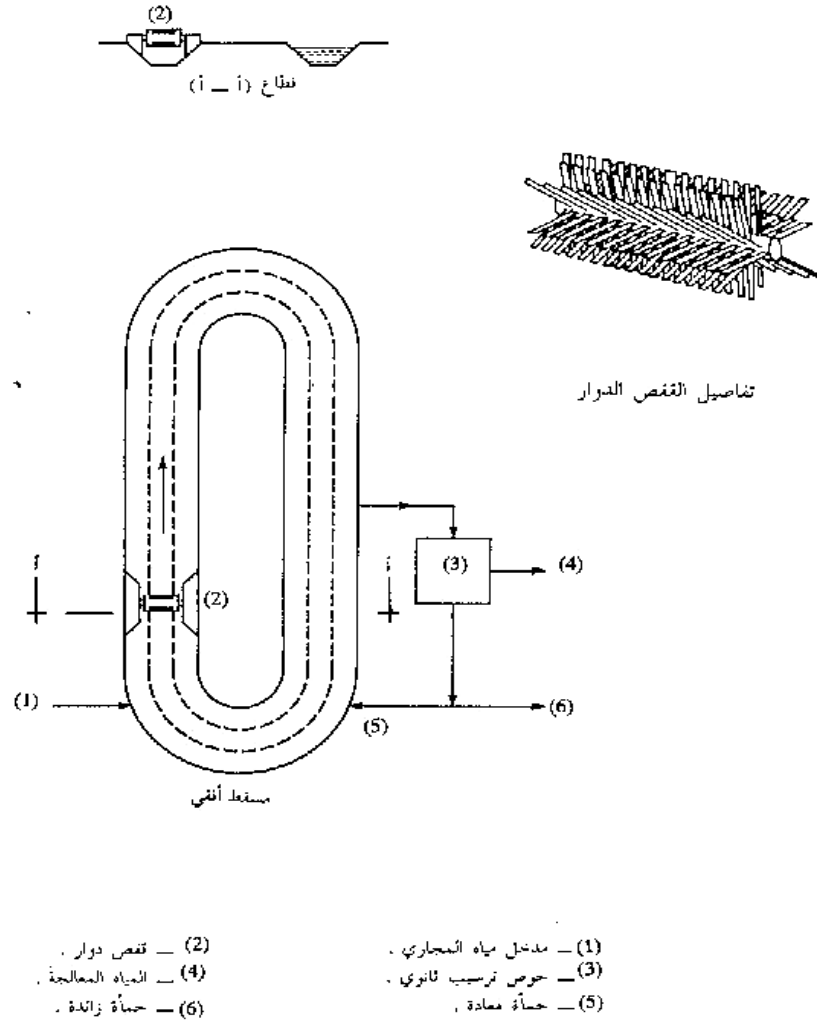
وبفرض معدل الهواء المضغوط الداخل إلى أحواض التهوية $\left(\frac{8 \text{ m}^3 \text{ air}}{\text{m}^3 \text{ sewage}} \right)$

∴ كمية الهواء المستخدمة =

$$30,000 \times 8 = 240,000 \frac{\text{m}^3 \text{ air}}{\text{day}} = 2.8 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

13.5. قنوات الأكسدة (Oxidation Ditches)

وهي عبارة عن قناة يتم فيها تهوية وتقليب مياه الصرف الصحي بواسطة رفاس دوار على محور ويفضل ألا تقل عن اثنين (رفاسين) لتساعد على التهوية ويجب أن تكون الرفاسات متناسبة مع كمية الجريان وكمية الأكسجين المطلوب لأكسدة المواد العضوية . كما هو موضح في شكل (13-19).



شكل (13-19) قنوات الأكسدة

وتستخدم هذه القنوات في هولندا إلى حدود أن تخدم 5000 شخص ويمكن أن تكون هذه القنوات ترابية وعند التخوف من تسرب مياه الصرف الصحي إلى المياه الجوفية يتم عمل تغطية للقاع من الخرسانة أو من المواد العازلة. ويمكن أن تأخذ هذه الأنواع أي شكل هندسي ومع استخدامات الرفاسات التي توفر الأكسجين تتم المعالجة البيولوجية.

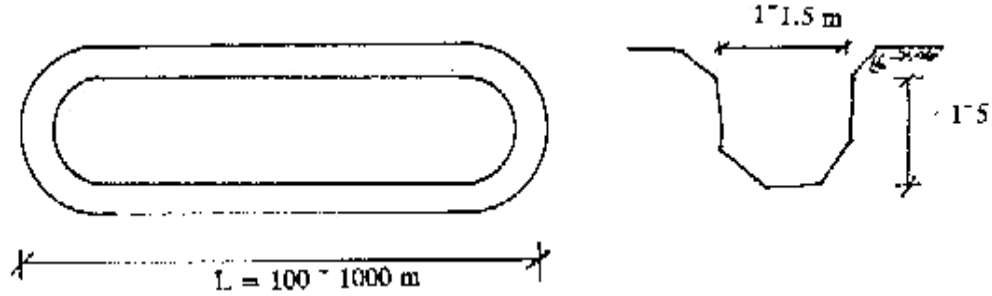
أسس التصميم :

مدة البقاء في القنوات تتراوح بين (12-36hrs)

العمق يتراوح بين (1-1.5m) وقد يصل العمق في بعض الأحيان إلى (3m)

العرض (1-5m)

الطول (100-1000m).



مثال :

صمم قناة أكسدة لمعالجة مياه صرف صحي قدرها $6000\text{m}^3/\text{d}$

الحل :

افترض أن مدة البقاء $t_d = 24 \text{ hrs}$

∴ حجم القناة :

$$V = Q \times t_d$$

$$6000 \frac{m^3}{d} \times \left(\frac{24}{24} \right) d = 6000 m^3$$

افرض أن العمق = 1.5m

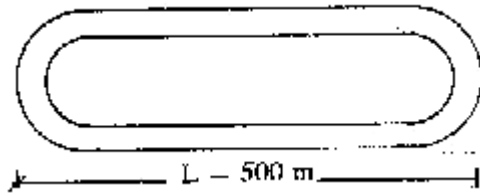
∴ المساحة:

$$A = \frac{6000}{1.5} = 4000 m^2$$

$$\frac{4000}{4} = 1000 mm \quad \text{افرض أن العرض} = 4m$$

$$= \text{الطول الكلي} \quad \therefore$$

∴ طول القناة = 1000/2 = 500m بدون احتساب المنحنيات



مثال : صمم قنوات الأكسدة وأحواض الترسيب النهائي إذا كان معدل

التصرف الداخل للمحطة (100m³/day) ونسبة الحمأة المعادة = 100% .

الحل : نفرض أن مدة بقاء مياه الصرف في القناة = 30hrs

وبفرض أن عمق القناة = 1m وعرضها 1.5m

∴ حجم القناة:

$$V = (Q_R + Q) x t_d = 200 \times \frac{30}{24} = 250 m^3$$

$$\frac{250}{1.5 \times 1} = 167 m \quad \therefore \text{الطول الكلي} =$$

$$\frac{167}{2} = 83 cm = \text{وطول القناة}$$

حوض الترسيب النهائي:

نفرض معدل التحميل السطحي $22 m^3/m^2.d = SL$

∴ المساحة السطحية :

$$A = \frac{Q}{SL} = \frac{100}{22} 4.5m^2$$

وبفرض مدة البقاء في الحوض = 3hrs

∴ حجم الحوض =

$$Q \times t_d = 100 \times \frac{3}{24} = 12.5$$

∴ عمق الحوض = $12.5/4.5 = 2.7m$ (أكبر من 1.5) ... غير مقبول

استخدم عمق الحوض = 1.5m

∴ المساحة المطلوبة

$$\frac{V}{1.5} = \frac{12.5}{1.5} = 8.3m^2$$

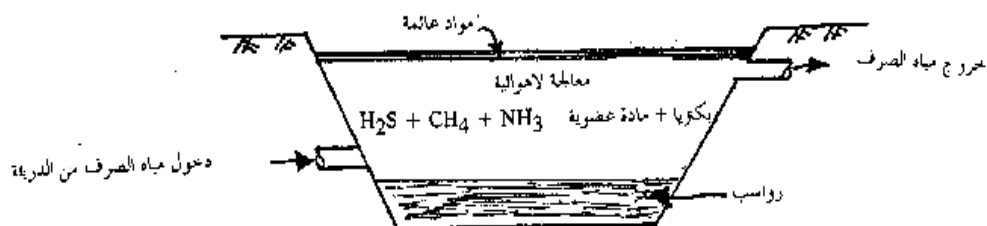
ومنها:

$$SL = \frac{Q}{A} = \frac{100}{8.3} = 12$$

13.6. بحيرات الأكسدة (Oxidation Ponds)

تعريف: هي أحد طرق معالجة مياه الصرف الصحي بحيث توضع مياه الصرف في أحواض ويتم معالجتها في هذه الأحواض المكشوفة ذات المساحات الواسعة ضمن شروط معينة حتى لا تلوث المياه الجوفية. وتنقسم إلى :

بحيرات لا هوائية : (Anaerobic ponds) شكل (13-20):



شكل (13-20) البحيرات اللاهوائية

وهذه البحيرات توضع في بداية المحطة وقد تسبقها مصفاه حيث تقوم هذه الأحواض مقام أحواض الترسيب الابتدائي وأحواض هضم الحمأة وتطفو على سطحها المواد العائمة، وحيث إن عملية المعالجة لاهوائية في هذه الأحواض (البحيرات) فإن هذه الطبقة العائمة لا يتم إزالتها حيث إن لها عدة فوائد منها :

منع دخول الأكسجين من الهواء الجوي إلى البحيرات .

منع تسرب الغازات الناتجة عن العملية اللاهوائية مثل : ($\text{NH}_3 - \text{CH}_4 - \text{H}_2\text{S}$) والتي تلوث الجو وتعطي روائح كريهة. إضافة إلى العزل الحراري لمياه الصرف داخل البحيرة .

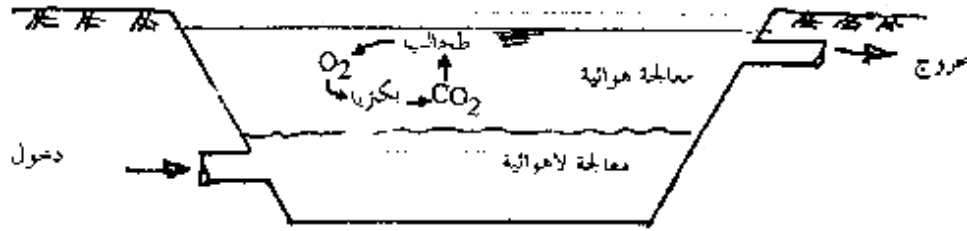
أسس التصميم :

أ. مدة البقاء (3-5days) وتعتمد على درجة حرارة مياه الصرف .

ب. العمق (4-5m) .

ج. حمل BOD عند درجة حرارة 25°C يصل إلى $300\text{g BOD/m}^3.\text{d}$

بحيرات اختيارية (Facultative ponds) شكل (13-21).



شكل (13-21) البحيرات الاختيارية

وهذه البحيرات عادةً تلي البحيرات اللاهوائية حيث يتم فيها معالجة هوائية في الجزء العلوي من البحيرة وذلك بمساعدة الطحالب التي تقوم بعملية البناء الضوئي مستخدمة الطاقة الشمسية فتننتج الأكسجين الذي تقوم البكتريا باستهلاكه لأكسدة

المواد العضوية وإنتاج ثاني أكسيد الكربون الذي تستفيد منه الطحالب وبهذه الطريقة (تبادل المنفعة) تتم المعالجة الهوائية في الجزء العلوي من الأحواض .
كما تتم المعالجة اللاهوائية في الجزء السفلي من البحيرة حيث ينعدم الأكسجين .

أسس التصميم :

أ- مدة البقاء (1-3months)

ب- العمق (0.6-1.5)m

ج- حمل BOD (5-10g BOD/m³.d)

3- بحيرات إنضاج Maturation Ponds شكل (13-22)

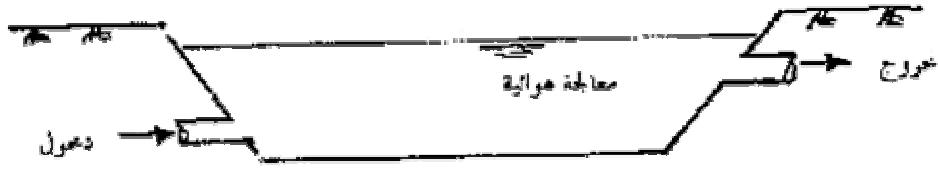
وهذه البحيرات تسمى أحياناً Polishing ponds لأن الميكروبات الضارة تموت فيها والسبب هو قلة المواد الغذائية (المادة العضوية) إلى جانب أنها قليلة العمق (ضحلة) فتقوم الشمس بقتل الجراثيم إضافة إلى سهولة الحصول على الأكسجين من الجو والذي يعمل على رفع الأس الهيدروجيني (pH) الذي يساعد في قتل الجراثيم، وفي بعض الأحيان يتم إضافة الكلور إلى مياه الصرف الخارجة من هذه الأحواض ليتم استعمالها في زراعة الفواكه والخضراوات التي تؤكل طازجة. أما في حالة استخدام مياه الصرف المعالجة في ري الأشجار غير المثمرة فيمكن الاكتفاء بالأحواض الاختيارية ولا يلزم إنشاء البحيرات الناضجة .

أسس التصميم :

أ - مدة البقاء (5-15days)

ب- العمق (0.5-1)m

ج- حمل BOD (1-2g BOD/m³.d) .



شكل (13-22) بحيرات انضاج.

العوامل التي تؤثر على كفاءة بحيرات الأكسدة :

أ. درجة الحرارة : كلما زادت درجة الحرارة لمياه الصرف كلما كان نشاط البكتريا في أكسدة المواد العضوية أكبر وخاصة في الأحواض اللاهوائية لا تقل عن (14°C) .

ب- أشعة الشمس : تساعد على نمو الطحالب في البحيرات الاختيارية كما تساعد على قتل الميكروبات الضارة في البحيرات الانضاجية كما سبق شرحه.

ج. حركة الرياح : تساعد حركة الرياح على حصول عملية خلط محتويات البحيرات وتعرضها للهواء الجوي مما يزيد من كمية الأكسجين فيها وبالتالي تزيد كفاءتها.

كما يجب الأخذ في الاعتبار عدم إنشاء أي أسوار أو حواجز أو زرع أشجار بالقرب من الأحواض بل يجب الابتعاد ما لا يقل عن (100m) للسماح للرياح بالمرور ويجب الانتباه إلى اختيار موقع البحيرات بحيث يكون بعدها عن المدينة بحدود (1-10km) وكلما زاد البعد كان أفضل حتى لا تنقل الرياح الروائح إلى المدينة. ويتم الانتباه إلى اتجاه الرياح بحيث لا تنقل الروائح في اتجاه المدينة أيضاً.

د- الأس الهيدروجيني (pH) : أفضل pH لمعظم البكتريا تكون بين 6.5-8 إلا أن البكتريا المكونة للأحماض يمكن أن تعمل في درجة (pH = 5-5.5) في حين أن بكتريا التخمر لا يمكن أن تنشط عند pH أقل من 6.5 أو درجات حرارة أقل من (14°C) .

هـ- المواد السامة: إذا كانت مياه الصرف الصحي تحتوي على مواد سامة فستؤدي إلى قتل البكتيريا وتقليل كفاءة البحيرات.

إنشاء البحيرات:

قبل أعمال التصميم والتنفيذ يفضل عمل دراسات مفصلة عن:

طوبوغرافية المنطقة وما يحيط بها.

طبيعة المياه الجوفية.

خصائص التربة ومكوناتها.

مجالات إعادة استخدام مياه الصرف بعد المعالجة.

عند تخطيط مواقع البحيرات تؤخذ العوامل التالية في الاعتبار:

تبعد البحيرات مسافة لا تقل عن (30m) عن آبار مياه الشرب.

فضل أن يكون موقع البحيرات في منطقة مرتفعة ليتمكن استخدام المياه

الخارجة منها في الري بالانحدار الطبيعي.

يؤخذ في الاعتبار التوسع المستقبلي.

ويكون طول البحيرات في الاتجاه السائد للرياح.

تبعد الأشجار مسافة لا تقل عن (100m) عن البحيرات كما سبق شرحه.

يتم تحديد أشكال البحيرات طبقاً لمناسيب المنطقة ومساحة الأراضي المتاحة

بحيث تفي بالآتي:

المرونة في التشغيل .

إمكانية وقف تشغيل أي وحدة بدون التأثير على باقي الوحدات وذلك لعمل

الصيانة وتفريغ الرواسب .

عند القيام بأعمال الحفر وإنشاء الجوانب يجب أن يكون ميلها 1:4 ويفضل
تكسية مسافة (40cm) فوق وتحت سطح المياه لمنع تآكل الجوانب من تأثير حركة
سطح المياه .

عند تنفيذ المداخل والمخارج يتم تزويدها بهدارات مناسبة لقياس التصرف
ومعرفة الفاقد بالتسرب والتبخر ، ويكون المدخل عادةً في منتصف البحيرة ،
ويفضل عمل عدة مداخل في البحيرات الكبيرة لضمان توزيع المياه ، ويمكن أن
تصب ماسورة المدخل إما بقاع البحيرة أو فوق سطح المياه حيث يجب حماية
مساحة مناسبة حول مصب المدخل لمنع نحر أرضية القاع .

عند تنفيذ البحيرات يجب أن يكون قاعها غير منفذ ويتم ذلك إما بدك الأرضية
أو بالتكسية بطبقة طينية متماسكة أو تكتسيها بالحجر أو الخرسانة كما يمكن أيضاً
استخدام خليط من التربة والإسمنت بحيث يحتاج كل متر مربع 8 كجم من
الإسمنت البورتلاندي وبعد الخلط تدك بمعدات خفيفة .
طرق تشغيل البحيرات :

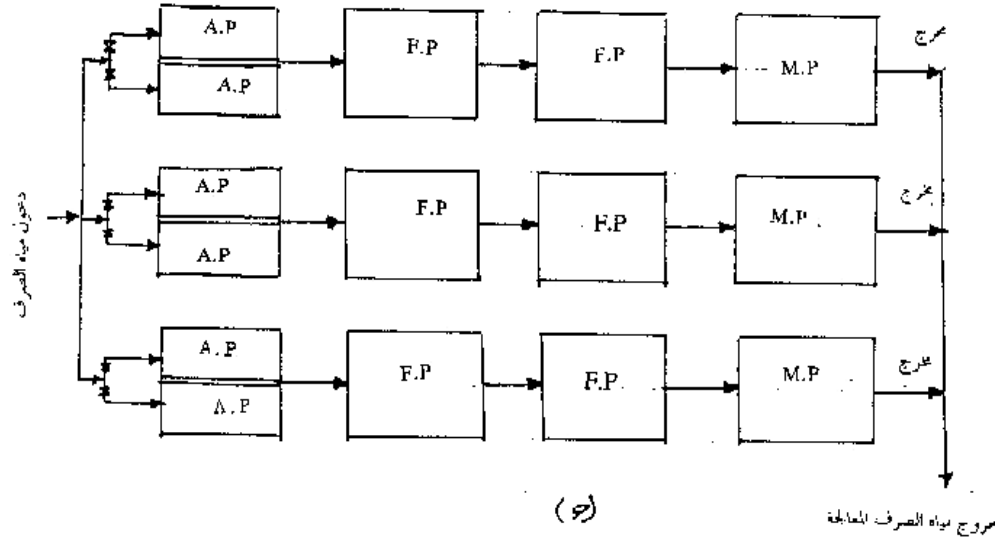
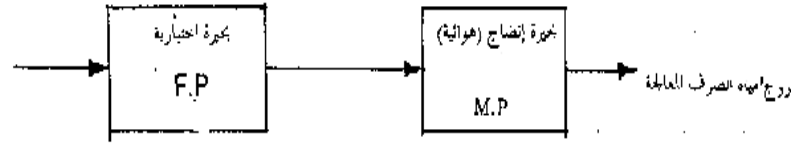
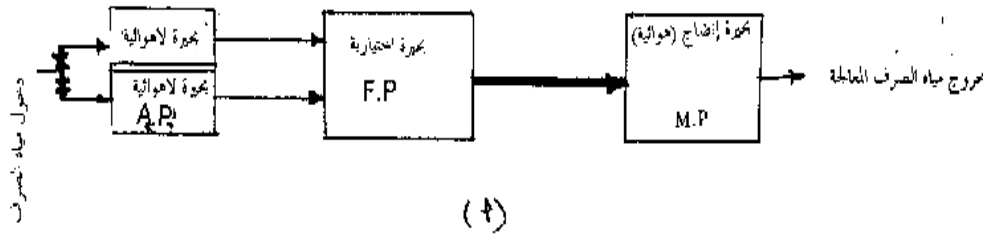
يعتمد طرق تشغيل البحيرات على عوامل كثيرة منها خواص مياه الصرف
الصحي ودرجة الحرارة وكثافة أشعة الشمس بالإضافة إلى درجة المعالجة المطلوبة
والتي ترتبط ارتباطاً وثيقاً بطريقة إعادة استعمال مياه الصرف المعالجة أو التخلص
منها .

ويمكن توضيح طرق التشغيل في الشكل (13-23) ومميزاتها كالتالي :

تستخدم في حالة مياه الصرف المركزة .

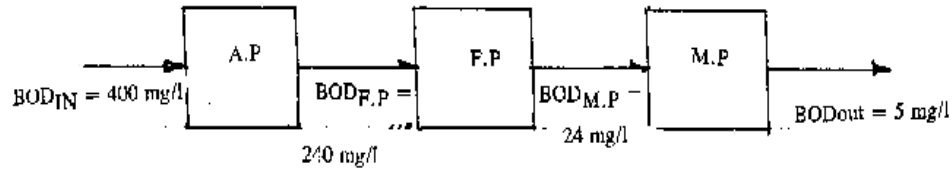
تستخدم في حالة مياه الصرف القليلة التركيز .

في حالة التصرفات الكبيرة ومرونة التشغيل .



(شكل (13-23) طرق تشغيل بحيرات الأكسدة)

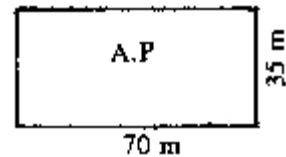
مثال : صمم محطة معالجة مكونة من بحيرات أكسدة (لاهوائية - اختيارية - هوائية) لتخدم عدد سكان 20.000 شخص وكمية التصرف التي يخرجها الشخص الواحد (200l/c.d) وتركيز BOD عند كل مرحلة موضح بالرسم التخطيطي أسفل.



$$Q = \frac{20,000 \times 200}{1000} = 4000 \text{ m}^3 / \text{day}$$

تصميم البحيرة اللاهوائية

Assume $t_d = 3$ days A.P.
 Total BOD = 400 x 4000 g BOD/day



$$= 5 \text{ m} \Rightarrow A_s = \frac{12,000}{5} = 2400 \text{ m}^2 \text{ depth}$$

Assume Length = 2 x width

$$\text{and } L = 70 \text{ m } 2W^2 = 2400 \Rightarrow W = 35 \text{ m} \therefore$$

$$E_{AP} = \frac{BOD_{in} - BOD_{F.P.}}{BOD_{in}} = \frac{400 - 240}{400} \times 100 = 40\%$$

$$\text{O.K. } \frac{\text{Total BOD}}{\text{volume}} = \frac{400 \times 4000}{3 \times 4000} = 133 \text{ gBOD} / \text{m}^3 \cdot \text{d} < 300 \text{ Check : BOD load}$$

مع العلم أنه يجب عمل بحيرتين لاهوائيتين حتى يتم رفع الرواسب من أحدهما
 بينما الأخرى تحت التشغيل.

تصميم البحيرات الاختيارية

Assume $t_d = 1$ month = 30 days F. P.

Total BOD = 240 x 4000 g BOD/days

$$\text{Volume} = Q \times t_d = 4000 \times 30 = 120,000 \text{ m}^3$$

$$A_s = \frac{120,000}{1.5} = 80,000 m^2 = 1.5 m \Rightarrow \text{Assume depth}$$

$$\text{and } L = 400 m : 2W^2 - 80,000 \Rightarrow W = 200 m$$

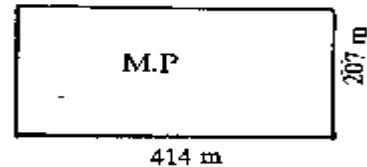
$$E_{F.P} = \frac{240 - 24}{240} \times 100 = 90\%$$

$$(5-10) \quad O.K. \frac{240 \times 4000}{30 \times 4000} = 8 gBOD / m^3 . d \text{ Check BOD load}$$

تصميم بحيرة الإنضاج :

Assume $t_d = 15$ days M.P.

Total BOD = 24 x 4000g BOD/day



Volume = $Q \times t_d = 4000 \times 15 = 60,000 m^3$

$$A_s = \frac{60,000 m^3}{0.7} = 85,700 m^2 = 0.7 m \Rightarrow \text{Assume depth}$$

$$L = 414 m \quad 2W^2 = 85,700 \Rightarrow W = 207 m,$$

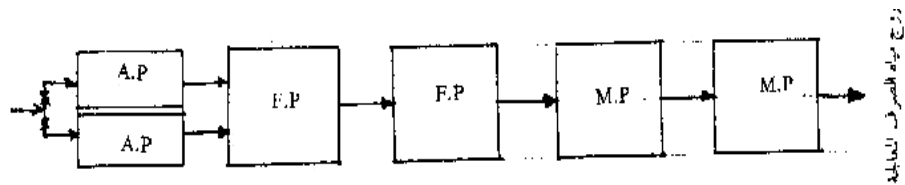
$$E_{M.P} = \frac{24 - 5}{24} \times 100 = 79\%$$

$$(1-2) \quad O.K. = \frac{24 \times 4000}{15 \times 4000} = 1.6 gBOD / m^3 . d \quad \text{Check : BOD load}$$

ويمكن إيجاد كفاءة المحطة كاملة كالتالي :

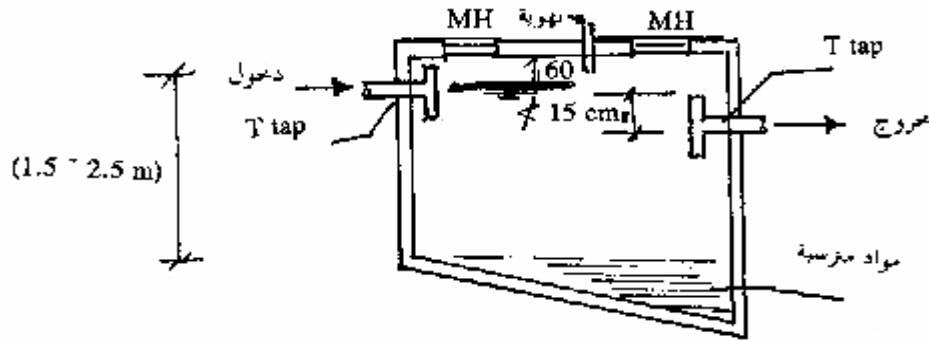
$$E_{overall} = \frac{4000 - 5}{400} \times 100 \approx 98.8\%$$

ويمكن تشغيل المحطة كالتالي :



13.7. أحواض التحليل (Septic Tanks)

هي طريقة من طرق معالجة الصرف الصحي للمساكن والعمارات الخاصة أو المجمعات السكنية الصغيرة قبل الوصول إلى البيرة أو قبل الربط بالشبكات ذات الأقطار الصغيرة ولا يقل سعة حوض التحليل عن 2.70 م^3 ولا يزيد عن 75 م^3 . وسيتم التطرق إلى نوعين منها :
النوع الأول : شكل (13-24).



شكل (13-24) النوع الأول من أحواض التحليل

أسس التصميم :

- الفرق بين منسوبي الداخل والخارج لا يقل عن (15cm) لوجود فواقد هيدروليكية والفرق بين السقف ومستوى سطح الماء لا يقل عن 60cm .
- العمق الجانبي القصير يتراوح بين (1.5-2.5)m .
- مدة البقاء ($t_d > 48 \text{ hrs}$) .
- طول الحوض يكون عادةً ضعف العرض .
- كفاءة الأحواض تتراوح بين 50 - 70% لإزالة المواد العضوية والعالقة. حيث يتم معالجة الرواسب (الحمأة) لاهوائياً .
- كما يتم إزالة المواد الدهنية العالقة من وقت لآخر .

النوع الثاني : شكل (13-25)

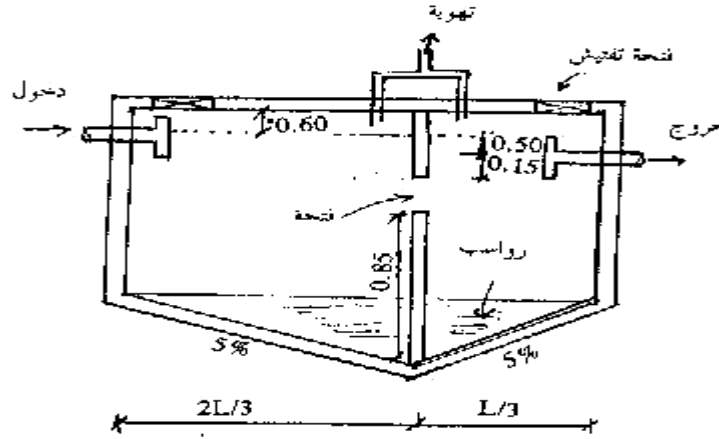
ويستخدم في المشاريع الكبيرة .

أسس التصميم :

الفرق بين المدخل والمخرج لا يقل عن (50cm) وبين السقف ومستوى الماء لا

يزيد عن (60cm).

العمق الجانبي (2-2.8m) . ويمكن استخدام أكثر من حوض على التوالي .



(شكل (13-25) النوع الثاني من أحواض التحليل)

مثال : صمم حوض تحليل (Septic tank) لخدمة 10 أشخاص .

الحل : على اعتبار أن كل 1م³ من الحوض يخدم شخص واحد

∴ حجم الحوض = 10 x 1 = 10 m³ فإذا كان العمق 1.5 متر

∴ المساحة السطحية = 7 m² ≈ 6.77 وباعتبار الطول = ضعف العرض

$$2W = L \quad \therefore$$

$$2W^2 = 7 \quad \therefore$$

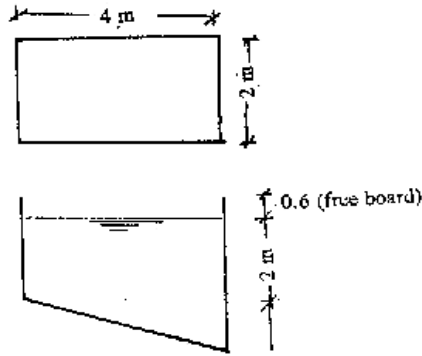
$$W = 2 \quad \therefore \quad L = 4m$$

التصميم بطريقة أخرى :

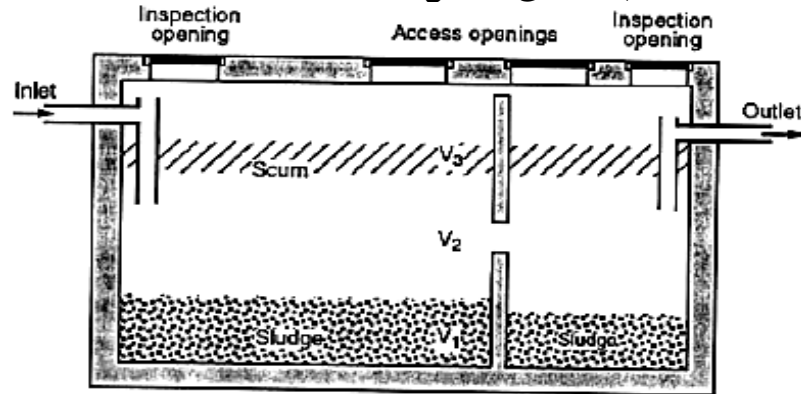
على اعتبار استهلاك الفرد (خروج مياه الصرف)

بمقدار (100 l/c.d) وأن مدة البقاء = أسبوع

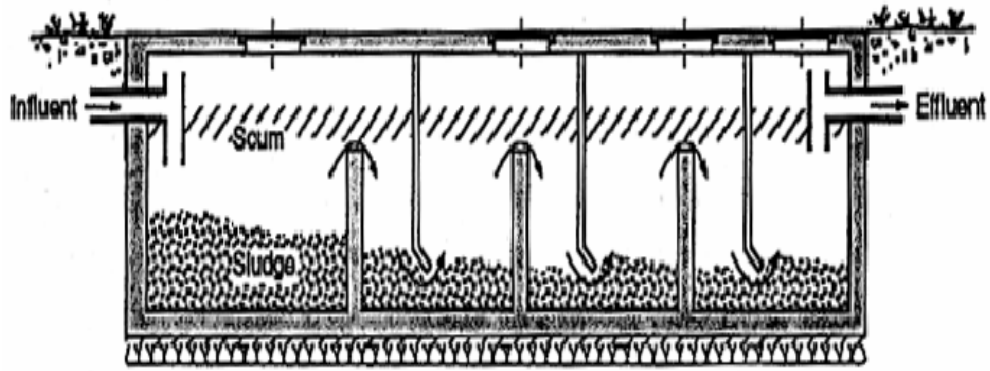
$$\therefore \text{حجم الحوض} = \frac{100 \times 10 \times 7}{1000} = 7 \text{ m}^3$$



كما يمكن تصميم خزان التحليل العادي ويتطلب تصميمه غرفتين: ثلثين عند المدخل، وثلث عند المخرج كما في الشكل (13-26) والمطور والذي يحتوي على عدة غرف حيث تتم المعالجة على التوالي حتى تخرج المياه خالية من المواد الصلبة القابلة للترسيب كما في الشكل (13-27).



شكل (13-26) خزان التحليل العادي.



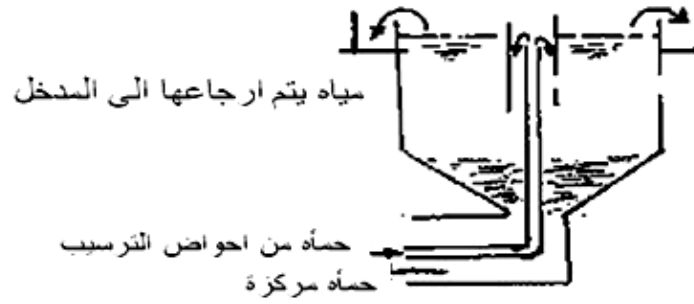
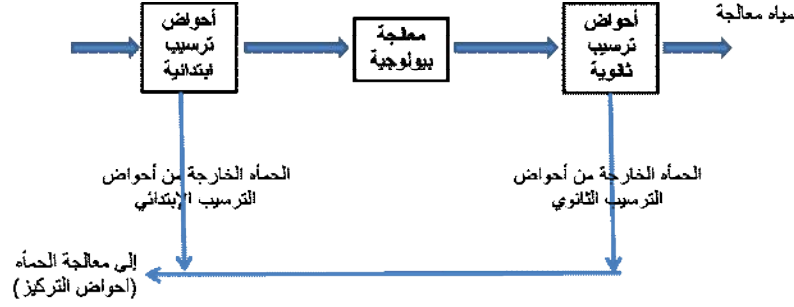
شكل (13-27) خزان التحليل المطور

الباب الرابع عشر

معالجة الحمأة

14. معالجة الحمأة (Sludge Treatment)

الحمأة: هي الرواسب المتكونة في قاع حوض الترسيب الابتدائي والنهائي . وتتراوح نسبة المياه في الحمأة بين (94-98%) ولذلك يتم تركيز الحمأة في أحواض خاصة (شكل 1-14) وبعدها يتم معالجته بطريقة هوائية أو لاهوائية.



شكل (1-14) أحواض تكثيف الحمأة

وحوض تركيز الحمأة (Sludge thickening tank) يشبه أحواض الترسيب الدائرية، وله ذراع دوار وزحافات تدور ببطء شديد حيث تدخل الحمأة إلى مركز الحوض وتخرج مياه الصرف الصحي الصافية من سطح الحوض عن طريق الهدارات بينما تخرج الحمأة المركزة من أسفل الحوض. وتحتوي الحمأة المركزة الخارجة من هذا الحوض على حوالي 10% مواد صلبة (نسبة المياه فيها حوالي 90%) وتبلغ نسبة المواد العضوية فيها حوالي 70%، 30% منها غير عضوية .

معالج الحمأة بالطريقة اللاهوائية : بعد خروج الحمأة من أحواض التركيز يتم معالجته لاهوائياً في أحواض التخمر أو ما يسمى أحواض هضم الحمأة Digestion tanks وهي عبارة عن أحواض مغلقة تماماً لتهيئة البيئة المناسبة للبكتريا اللاهوائية .

أحواض تخمير (هضم) الحمأة (Sludge Digestion Tanks)

وهي عبارة عن أحواض دائرية ذات حجم كبير تتناسب مع المدة الطويلة التي تحتاجها طريقة الهضم اللاهوائي للحمأة ، ويمكن أن توضع هذه الأحواض تحت الأرض كما يمكن أن توضع فوق الأرض مع عمل عوازل للجدران الخارجية عن الفضاء الخارجي ويكون جدارها من الخرسانة المسلحة بسمك كبير لمقاومة الضغط ويكون الغطاء من الحديد بحيث يسهل ارتفاعه وانخفاضه تبعاً لكمية الغاز المتكون داخل الحوض. من الغازات المنتجة الميثان (CH_4) التي يمكن تنقيتها واستخدامها في تدفئة الحمأة داخل الحوض لزيادة نشاطها.

تشغيل هاضم الحمأة : شكل (14-2)

عند بداية التشغيل لأول مرة يتم تغذية الهاضم بمواد بكتيرية من أحواض تحت التشغيل حيث إن هذه البكتريا اللاهوائية لا تتواجد في مياه الصرف الصحي الخام بالإضافة إلى أن معدل نمو هذه البكتريا بطيء جداً ويحتاج إلى بيئة مناسبة لها. كما يمكن تشغيل أحواض التخمر بدون أي تغذية بالبكتريا من أحواض أخرى إلا أنها تحتاج إلى حوالي ثلاثة أشهر قبل أن تسير العملية بصورتها العادية ولضمان تشغيل هذه الأحواض بصورة مرضية يجب:

أ- التحكم في تغيير درجة حرارة الحمأة.

ب- خلط مكونات الحوض بطريقة تقلل من المواد الطافية والمرتسبة

ج- التحكم في قيمة pH بحيث تكون بين 6.6 و 7.6 حيث إن البكتريا اللاهوائية

تولد حوامض فتقلل pH.

د- تنظيم دخول معدلات الحمأة للحوض.

هـ- تصريف الرمال المترسبة بالقاع، وتصريف المواد الطافية، حيث إن هذه المواد تشغل حيزاً في الحوض كما أن ترسب الرمال بأحواض التخثير تؤدي إلى مشاكل صعبة أثناء التشغيل حيث إنها تتراكم مع الوقت وتكون طبقة صلبة بالقاع تحتاج إلى مجهود كبير في تصريفها.

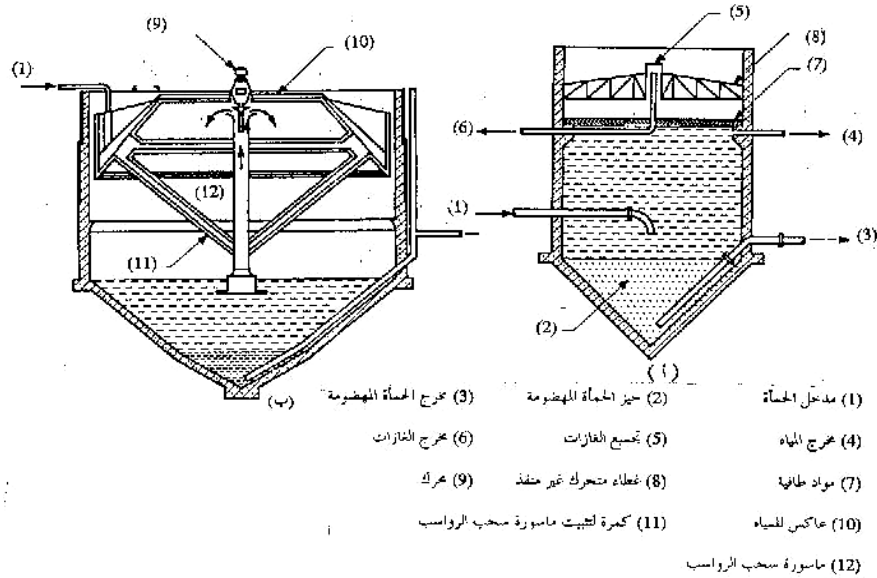
أسس تصميم أحواض التخثير (الهضم) :

تغير أسس التصميم حسب درجة الحرارة التي يمكن المحافظة عليها داخل

الحوض كالتالي :

أولاً : التشغيل في درجة الحرارة العادية (بدون تدفئة)

ثانياً : التشغيل بالسيطرة على درجة الحرارة (30-40 C).



شكل (2-14) أحواض هضم الحمأة

ثالثاً: التشغيل بالسيطرة على درجة الحرارة (60 C – 48)

a. التشغيل في درجة الحرارة العادية :

سعة الحوض = (100-170) لتر / شخص [لحمأة الترسيب الابتدائي]

= (200-250) لتر / شخص [لحمأة الترسيب النهائي]

مدة البقاء (t_d) = (70-90) يوم

b. ثانياً : التشغيل في درجة حرارة C (30-40) وعادةً تكون C 35 :

سعة الحوض = (40-100) لتر / شخص [لحمأة الترسيب الابتدائي]

= (100-170) لتر / شخص [لحمأة الترسيب النهائي]

مدة البقاء (t_d) = (25-30) يوم .

c. ثالثاً : التشغيل في درجة حرارة C (48-60) :

سعة الحوض = 15 لتر / شخص [لحمأة الترسيب الابتدائي] وكذلك النهائي

مدة البقاء (t_d) = (10-15) يوم .

مشاكل تشغيل أحواض التخمر والحلول الممكنة لها :

الجدول أ(1-14) يوضح مشاكل تشغيل أحواض التخمر والحلول الممكنة

جدول 1-14 يوضح أبرز المشاكل والحلول المناسبة.

م	المشكلة	الحل
1	- انخفاض الأس الهيدروجيني (pH)	إضافة مواد قاعدية تضخ مع الحمأة أو مباشرة إلى حوض التخمر
2	- تجمد المواد العائمة التي تمنع الغازات من الخروج (Scum formation)	استعمال رشاشات مائية خاصة موضوعة لهذا الغرض أو استعمال رفاصات ميكانيكية لكسر الطبقة العائمة (break off scum)
3	- مواد سامة تقتل البكتريا	إزالة هذه المواد

مع ملاحظة أن كمية غاز الميثان المنتج من عملية الهضم يعتبر مؤشر إلى حسن عملية الهضم. وإن قلة هذا الغاز تعني أن شيئاً ما حدث في عملية الهضم. وأن التغير في درجات الحرارة يسبب موت البكتريا الموجودة وتواجد البكتريا التي تناسبها درجة الحرارة.
تجفيف الحمأة :

بعد هضم (تخمير) الحمأة يتم تجفيفها بإزالة الماء منها بأحد الطرق التالية :
الطريقة الميكانيكية.
أحواض تجفيف الحمأة.
الطريقة الميكانيكية : وتتم بأحد الطرق التالية :

استعمال المرشحات الضاغطة (Compressed filters)

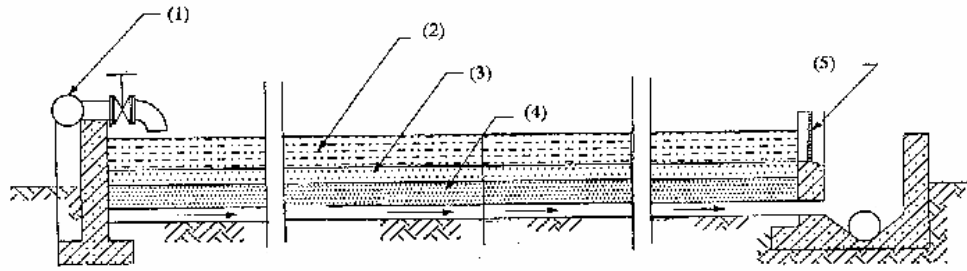
استعمال المرشحات الدوارة (Drum filters)

مرشحات الطرد المركزي (Centrifuge)

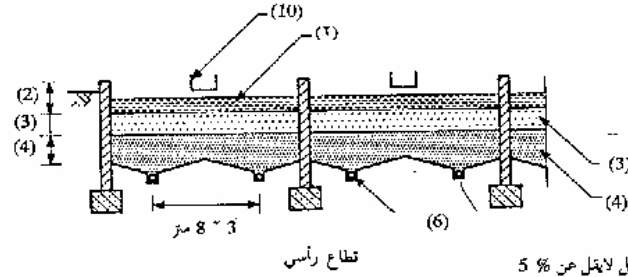
الحرق (incineration) ولكن بعد تجفيفها بأحد الطرق السابقة.

أحواض تجفيف الحمأة Sludge Drying Beds

وتتكون من طبقات الحصو (الكري) وفوقها طبقة من الرمل وفي قاع الحوض توضع مواسير مثقبة على طولها لتسمح بدخول الماء المتسرب من الحمأة حتى يتم تصريفه خارجاً، ثم يتم تجفيف الطبقات العليا من الحمأة بواسطة أشعة الشمس وتيارات الهواء شكل (14-3) . وتتراوح مساحة أحواض التجفيف بين (0.1-0.2) متر مربع لكل شخص.



قطاع توضيحي في أحواض تجفيف الحمأة



قطاع رأس

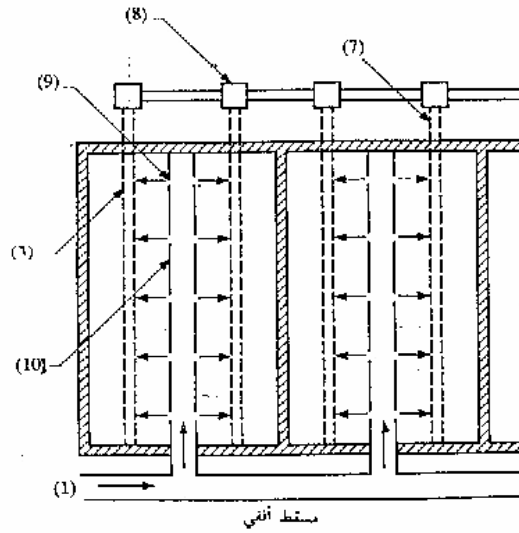
(6) خط مواشير مثقب قطر (10~15) سم وميل لا يقل عن 5 %

(7) مواشير صرف ملحومة

(8) غرف تفتيش

(9) فتحات لدخول الحمأة للأحواض

(10) فتحات توزيع الحمأة على الأحواض



مستط أفقي

شكل (3-14) أحواض تجفيف الحمأة

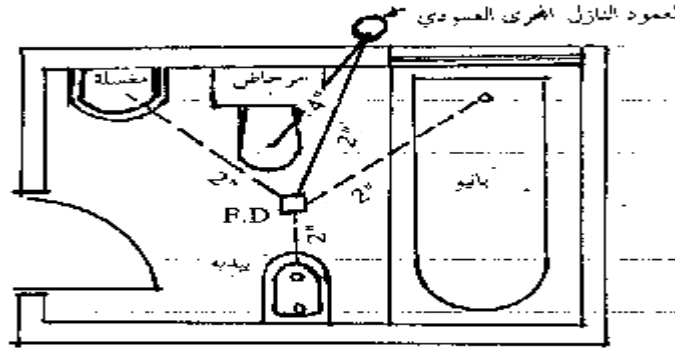
الباب الخامس عشر

التوصيات الصحية للأبنية

15. التوصيلات الصحية للأبنية

توزيع الأدوات الصحية في الحمامات والمطابخ :

يتم توزيع الأدوات الصحية بحيث تسهل الحركة داخل الحمام وسهولة فتح الباب وهذا يتطلب معرفة أبعاد (مقاسات) الأدوات الصحية المطلوب استخدامها وهذه تعتبر مسؤولية المهندس المعماري ، شكل (1-15).

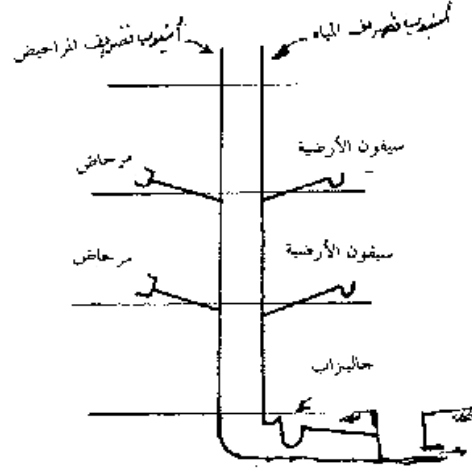


شكل (1-15) توزيع الأدوات الصحية وطريقة تصريفها

- 1- يتم توصيل المراض مباشرة إلى المجرى العمودي (Soil stack) بميل 2% وقطر 4".
- 2- يتم تجميع المياه من (البانيو - المغسلة - البيديه) إلى سيفون الأرضية (F. D.) Floor Drain ومنها إلى المجرى العمودي خارج المبنى بقطر 2".
- 3- سيفون الأرضية عبارة عن مصيدة أو يسمى في بعض الأحيان (كوع ريحة) وهو عبارة عن حاجز مائي لمنع رجوع الروائح إلى داخل المبنى.
- 4- المجرى الذي يستقبل مياه الصرف الخارجة من المبنى لا يقل قطره عن 4" وميل 1%.
- 5- يجب أن تتم تهوية الأدوات الصحية إما عن طريق المجرى العمودي أو عن طريق أنبوب تهوية خاص كما سيأتي تفصيل ذلك لاحقاً.

أ-التصريف بطريقة الماسورتين : شكل (2-15)

الماسورة الأولى تستقبل مياه الصرف من المراحيض والماسورة الثانية تستقبل مياه الصرف من سيفون الأرضية .
وعيوب هذه الطريقة حدوث ترسبات تنتج من بقاء بعض الفضلات في جدار الماسورة عند توصيلها بالمراحيض .



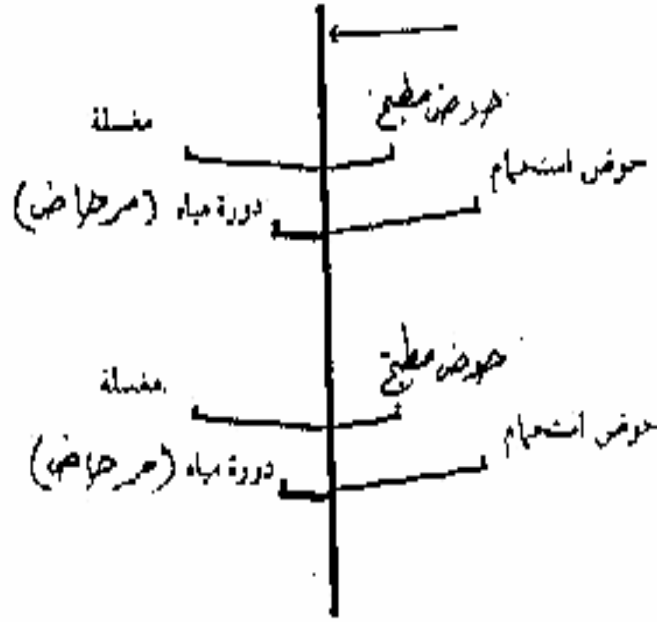
شكل (2-15) التصريف بطريقة الماسورتين

ب-التصريف بطريقة الماسورة الواحدة : شكل (3-15) أ ، ب ، ج

وفي هذا النظام يتم تصريف مياه الصرف من المراحيض وسيفونات الأرضيات التي تستقبل المياه من المغاسل والبانيوهات والبيديه وستقوم هذه المياه بعمل كسح مستمر لما يترسب من فضلات عن طريق المراحيض وبالتالي لا تحدث أي روائح مقارنةً بنظام الماسورتين .

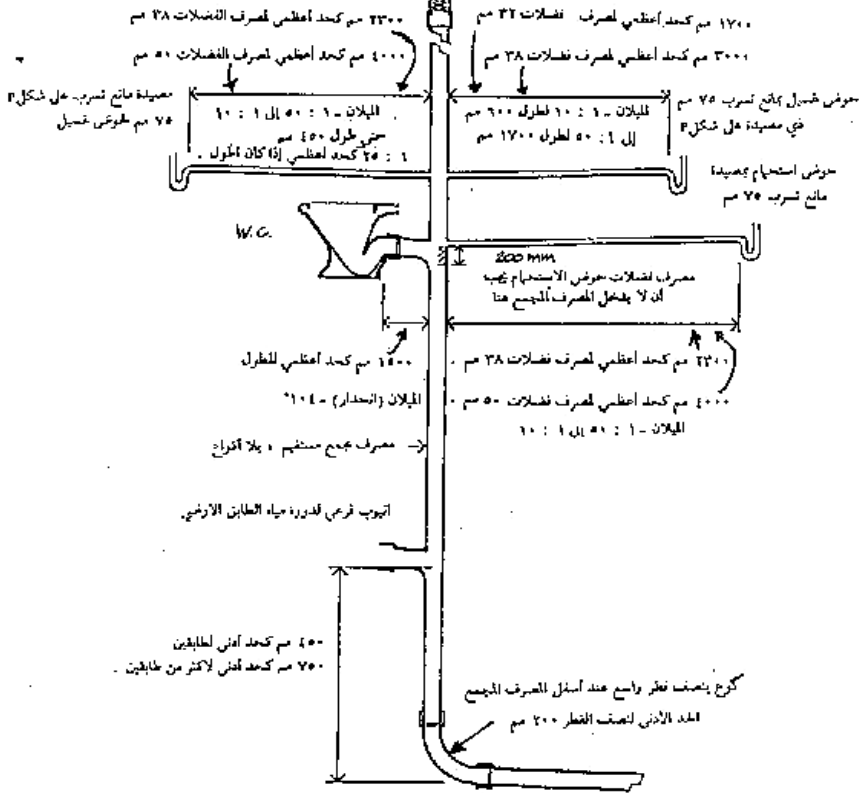
إلا أنه يجب مراعاة الآتي في هذا النظام :

- 1-التوصيل المباشر للمراحيض إلى الأنبوب العمودي (أنبوب الصرف).
- 2-التوصيل المباشر للسيفونات إلى الأنبوب العمودي (أنبوب الصرف).
- 3-كل توصيلة تخدم مرحاض واحد فقط.
- 4-توصيلة المراحيض تعلوها توصيلة السيفون الأرضي . مع ملاحظة أنه لا يوجد مباله .



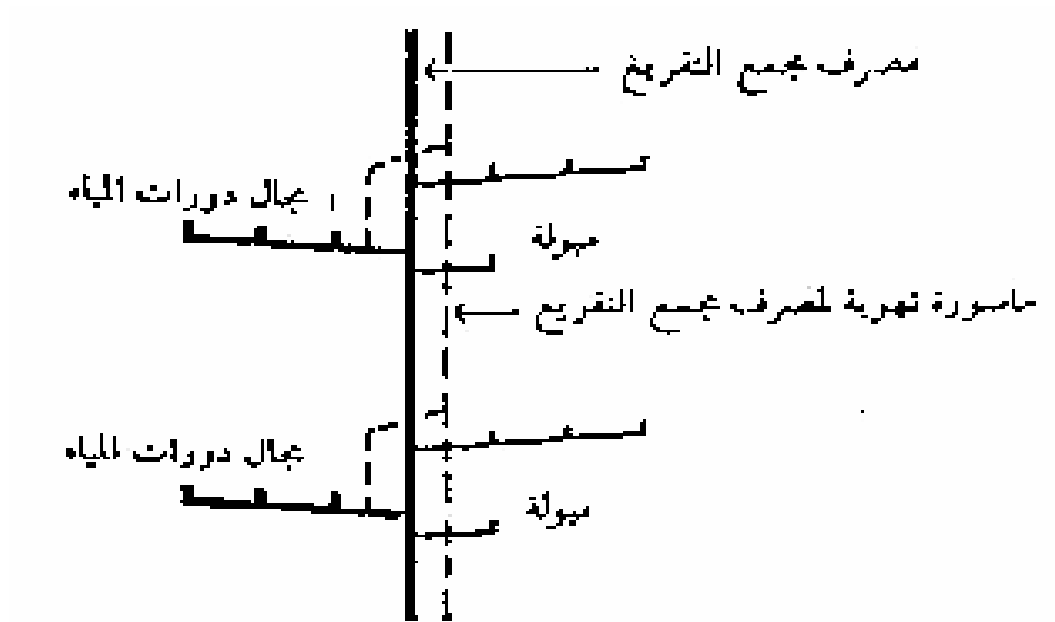
شكل (15-13) نظام التصريف بطريقة الماسورة الواحدة.

لأنه في حالة وجود مبلّغة فيلزم عمل تهوية إما بتوصيله أو منفصلة .

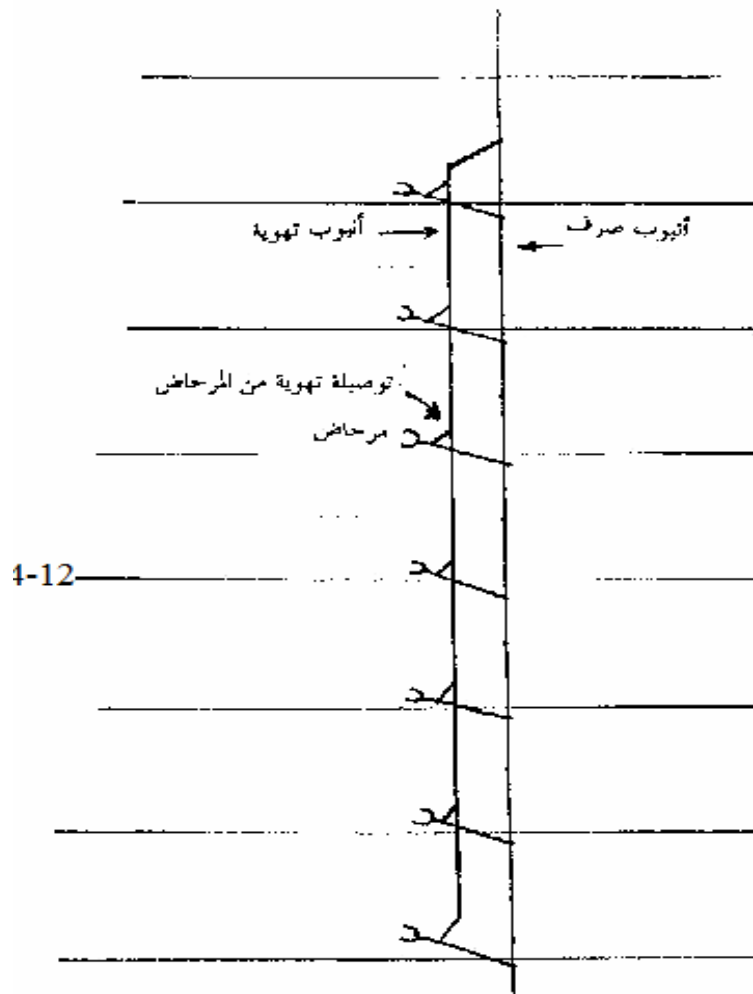


شكل (15-3ب) شكل توضيحي لنظام التصريف بطريقة الماسورة الواحدة.

هناك أكثر من طريقة للتهوية للوصول إلى أنبوب التهوية من الأدوات الصحية.
كما يتضح من الأشكال أدناه.

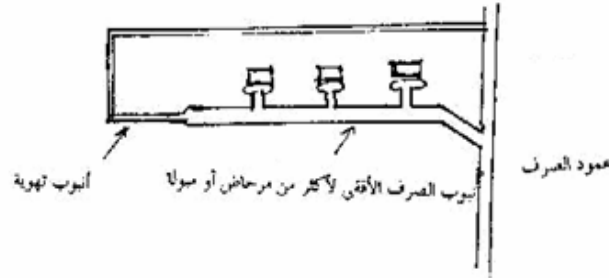
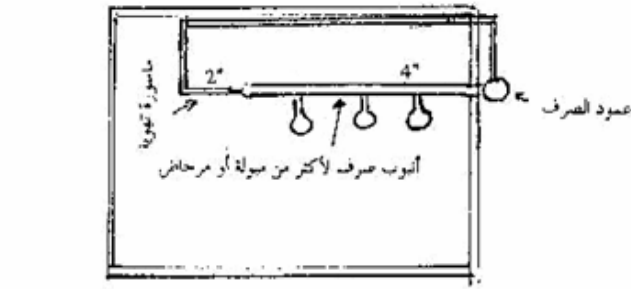


شكل (15-4 أ) نظام المصرف المجمع ذو أنابيب التهوية

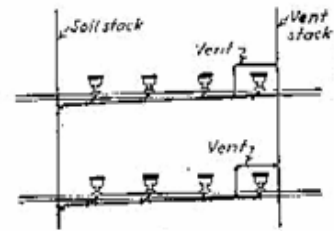
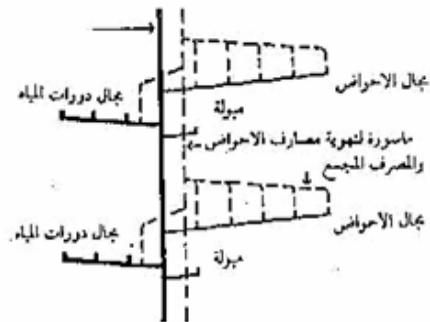


شكل (4-15 ب) نظام المصرف المجمع ذو أنابيب التهوية في حالة أكثر من

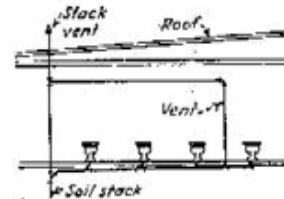
8 طوابق



النظام للمدخل للمصرف المجمع الشاقولي الوحيد

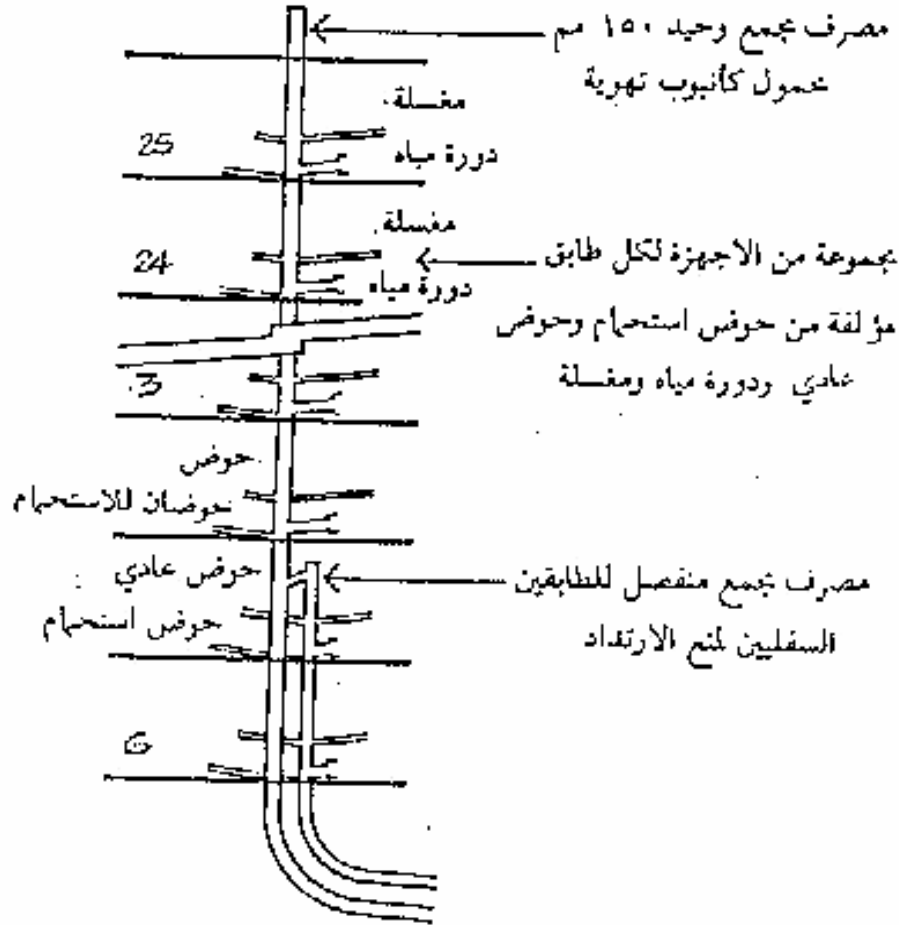


استخدام ماسورة تهوية منفصلة عند ربط عدة مراحيض في ماسورة واحدة.

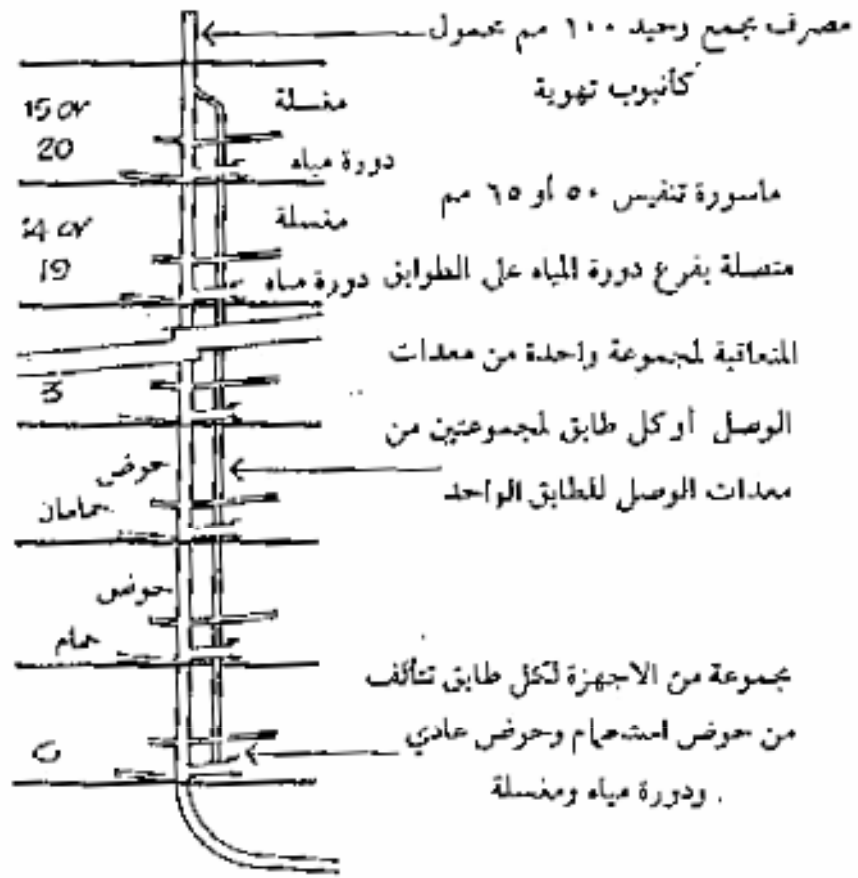


امكانية استخدام ماسورة واحدة للتهوية والمصرف في حالة استخدام ماسورة واحدة لربط المراحيض اذا كانت هذه الحالة في اخر دور وليس هناك مصرف ينزل من اعلى.

شكل (15-4 ج) أشكال أخرى لنظام المصرف المجمع ذو أنابيب التهوية



شكل (15-4-د) مصرف مجمع واحد لمجموعة من الطوابق يصل عددها حتى 25 طابقا



شكل (15-هـ) مصرف مجمع لمجموعة طوابق تصل الى 20 طابق

تصميم المواسير الأفقية الممتدة خارج المبنى والعمود القائم والمدادات داخل الحمامات:
يتم التصميم طبقاً للخطوات التالية :

1- تحديد وحدات التصريف للأجهزة الصحية المستخدمة بالجدول التالي (1-15) .

جدول (1-15) وحدات تصريف الأجهزة الصحية

أنواع الأجهزة الصحية	عدد وحدات التصريف	أقل قطر للسيفون أو المداد
حوض غسيل يد	1	"1.25
بانيو أو دش أو بيديه	2	"1.5
مرحاض بسيفون قطر "4	6	"4
مبولة بسيفون قطر "2	4	"2
مبولة بسيفون قطر "3	6	"3
حوض مطبخ	3	"1.5
سيفون أرضية قطر مخرجه "2	2	"2
سيفون أرضية قطر مخرجه "3	3	"3

2- تحديد قطر العمود النازل (على جدار المبنى من الخارج) والمدادات (داخل المبنى) والمواسير الأفقية (خارج المبنى) من الجدول (2-15).

جدول (2-15) تحديد أقطار العمود النازل والمدادات والمواسير الأفقية

قطر العمود النازل أو المداد أو المواسير الأفقية	عدد وحدات التصريف للعمود النازل	عدد وحدات التصريف للمدادات	عدد وحدات التصريف للمواسير الأفقية بميل 2%
"1.25	-	1	-
"1.5	-	3	-
"2	-	6	21
"2.5	-	12	24
"3	72	-	42
"4	500	-	216
"5	1100	-	400
"6	1900	-	840
"8	-	-	1920

مثال 1 : احسب قطر ماسورة الصرف الأفقية التي يتم تمديدها خارج المبنى بميل 2% والتي تستقبل مياه الصرف الذي تخدمه الأجهزة الصحية الآتية :

20 مرحاض بسيفون قطر 4"

30 حوض غسيل يد

6 مبادل قطر سيفونها 2"

6 سيفون أرضية قطر مخرجه 2"

3 حوض مطبخ

الحل : من جدول (1-15) يتم تحديد وحدات التصريف للأجهزة الصحية

كالتالي :

نوع الوحدات الصحية	عدد الوحدات الصحية	الوحدات المكافئة	إجمالي عدد الوحدات المكافئة
مرحاض بسيفون قطر 4"	20	6	$20 \times 6 = 120$
حوض غسيل يد	30	1	$30 \times 1 = 30$
مبادل قطر سيفونها 2"	6	4	$6 \times 4 = 24$
سيفون أرضية قطر مخرجه 2"	6	2	$6 \times 2 = 12$
حوض مطبخ	3	3	$3 \times 3 = 9$
المجموع :			195 وحدة

وباستخدام جدول (2-15) نجد أن الرقم الذي يزيد عن 195 هو 216 ويقابله

قطر 4" أي أن قطر ماسورة الصرف الأفقية بميل 2% هي 4".

مثال (2) :

في مبنى مكون من 10 طوابق تم استخدام طريقة الماسورة الواحدة ، أوجد قطر العمود القائم الذي يخدم المبنى مع العلم أنه يوجد في كل طابق شقتان وكل شقة فيها : 2 مرحاض + 1 بانيو + 1 دش + 2 حوض غسيل يد + 2 حوض مطبخ

وأوجد قطر المدايات لكل شقة.

الحل : من جدول (1-15) نجد أن عدد وحدات التصريف =

$$2 \text{ مرحاض } 2x \text{ شقتين } 10 \times \text{ طوابق } 6 \times \text{ وحدة } = 240$$

$$1 \text{ بانيو } 2 \times \text{ شقتين } 10 \times \text{ طوابق } 2 \times \text{ وحدة } = 40$$

$$1 \text{ دش } 2 \times \text{ شقتين } 10 \times \text{ طوابق } 2 \times \text{ وحدة } = 40$$

$$2 \text{ حوض غسيل } 2 \times \text{ شقتين } 10 \times \text{ طوابق } 1 \times \text{ وحدة } = 40$$

$$2 \text{ حوض مطبخ } 2 \times \text{ شقتين } 10 \times \text{ طوابق } 3 \times \text{ وحدة } = 120$$

$$\text{المجموع} = 480 \text{ وحدة}$$

ومن جدول (2-15) نجد أن الرقم الذي يزيد عن 480 هو 500 ويقابله قطر 4” .

قطر العمود النازل = 4”

ولمعرفة قطر المدايات لكل شقة سنفترض أن سيفون الأرضية يستقبل المياه من

جميع الوحدات الصحية في الشقة ماعدا المراحيض ، ولحساب وحدات التصريف

لهذه الوحدات :

$$1 \text{ بانيو } 2x = 2$$

$$1 \text{ دش } 2x = 2$$

$$2 \text{ حوض غسيل } 1x = 2$$

$$2 \text{ حوض مطبخ } 3x = 6$$

$$\text{المجموع} = 12$$

من جدول (1-15) نجد أن الرقم الذي يزيد عن 12 أو يساويه هو 12 ويقابله

القطر 2.5”

∴ قطر المدادات لكل شقة هو 2.5”

أما قطر المدادات لكل وحدة فهو واضح من جداول (15-2) الذي يوضح أقل قطر للسيفون والمداد.

طريقة أخرى لاختيار قطر قائم التصريف (العمود القائم) كالتالي :

1- قطر 4” يخدم مبنى لا يزيد ارتفاعه عن خمسة طوابق ويصرف عليه وصلتين في كل دور .

2- قطر 5” يخدم مبنى لا يزيد ارتفاعه عن عشرة طوابق ويصرف عليه وصلتين في كل دور .

3- قطر 5” يخدم مبنى لا يزيد ارتفاعه عن 12 طابق ويصرف عليه وصلة في كل دور .

4- قطر 6” يخدم مبنى لا يزيد ارتفاعه عن 20 طابق ويصرف عليه وصلتين في كل دور .

المراجع:

- 1- فضل علي النزيلي، عبدالكريم الصبري، فريدريك بولا، عبدالرحمن الحداد، أمين الحكيمي (2012) تعزيز المعارف التقليدية في ادارة الطلب على المياه للمقاشم والبساتين التاريخية بصنعاء القديمة مجلة مجلس المياه العربي المجلد 2 العدد 2
- 2- تقارير سنوية لتشغيل محطة معالجة الصرف الصحي بصنعاء، المؤسسة المحلية للمياه والصرف الصحي بأمانة العاصمة صنعاء (2000-2010).
- 3- الوحدة المركزية لإدارة نوعية المياه بوزارة الموارد المائية والري بجمهورية مصر العربية (2008) آليات حماية الموارد المائية من التلوث في الدول العربية- تحسين نظم إدارة مياه الصرف الصحي. [www. Gpa.unep.org/training](http://www.Gpa.unep.org/training) - ندوه تدريبية نظمها المجلس العربي للمياه، برنامج الأمم المتحدة، ، 3-5 يناير 2008م.
- 4- الوحدة المركزية لإدارة نوعية المياه (2007) حقائق ومعلومات عن مشكلة الموارد المائية وتدهورها، وزارة الموارد المائية والري، جمهورية مصر العربية- القاهرة.
- 5- الوحدة المركزية لإدارة نوعية المياه (2007). أين مكنم خطورة مصادر التلوث على صحة الإنسان. وزارة الموارد المائية والري-جمهورية مصر العربية- القاهرة يوليو 2007.
- 6- محمد احمد السيد خليل (2006) الهندسة الصحية- مياه الشرب والصرف الصحي للقرى والنجوع والمجتمعات الصغيرة المنعزلة. الطبعة الثانية. دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع-عابدين- القاهرة.
- 7- عبد الوهاب المجاهد، جاويد أحمد الجيلاني، فضل علي النزيلي، علي عبدالولي ماجد (2005) دليل تشغيل وصيانة أنظمة الصرف الصحي. منشورات الصندوق الاجتماعي للتنمية- وحدة المياه والبيئة.
- 8- محمد صادق العدوي (2005) هندسة الصرف الصحي (والتحكم في تلوث البيئة)- هندسة صحية (2) كلية الهندسة -جامعة الإسكندرية- منشأة المعارف بالإسكندرية.

Abeliovich A. and Azov Y. (1976) Toxicity of ammonia to algae in sewage oxidation ponds. *Appl. & Environ. Microbiol.* 31, 801-806.

Aden Sewerage Systems Training Project (2003), ARCADIS EUROCONSULT

Alabaster G. P., Mills S. W., Osebe S. A., Thitai, W. N., Pearson H. W., Mara D. D. and Muiruri P. (1991) Combined treatment of domestic and industrial wastewater in waste stabilization pond systems in Kenya. *Wat. Sci. Tec.* 24(1), 43-52.

Al-Layla A. and Al-Rawi S. M. (1989) Evaluation of septic tank performance in some parts of Mosul city in Iraq. *J. Environ. Sci. Health.* A(24), 543-556.

Al-Layla M. A. (1980) Handbook of wastewater collection and treatment principal and practice. Water Management series. Garland Press.

Al-Madhagi Anwar K. (2007-2008) Manual of Sanitary Microbiology (Food and Water Microbiology) Faculty of Medicine and Health Sciences, Sana'a University, University Press Book, San'a, Yemen. Pages: 50-51.

Al-Nozaily Fadhl Ali (2001) PhD thesis, IHE and TU-Delft, The Netherlands.

Al-Nozaily F. A. (1992) Waste Stabilization Ponds; Performance in relation to prevailing conditions in the Republic of Yemen. MSc thesis, IHE-Delft, The Netherlands.

Al-Nozaily, Fadhl Ali; Radhwan, Fath Khidhr; Salah, Abdulwahab Ismael (2006). Evaluation of Wastewater treatment plant in Sana'a, Yemen. *Jst (Journal of Science and technology)*, Sana'a, Yemen, Vol. 11 No. 2

AL-Salem .S.S and Lumbers. J. P (1987) An initial evaluation of AL-Sumra Waste Stabilization Ponds in Jordan. *Wat. Sci.Tech.* 19(12), 33-37.

APHA (1992) *Standard methods for examinations of water and wastewater*, 18th Ed., New York.

Arceivala S. J. (1986) *Wastewater treatment for pollution control*. Tata McGraw-Hill New Delhi, India.

Arthur A. P. (1983) Notes on the design and operation of waste stabilization ponds in warm climates of developing countries. World Bank Technical paper number 7, The World Bank.

ASCE (1989) *Sulfide in wastewater. Collection and treatment systems*. Manuals and reports on Engineering practice. No. 69.

Brock T. D. and Madigan M. T. (1991) *Biology of Microorganisms*. 6th edn. Prentice Hall, Englewood, New Jersey.

Civil Aviation and Meteorology Authority (1989). Sana'a, The Republic of Yemen.

Davis Mackenzie L. and Cornwell David A. (1998). Introduction to Environmental Engineering- Third edition. McGraw-Hill.

Gloyna E. F. (1976) Waste stabilization pond design. In: Gloyna, E. F., Malina J. F. Jr and Davis E. M. (eds.). *Ponds as a wastewater treatment alternative*. Water Resources Symposium No. 9, University of Texas, Austin, Texas, USA.

Gray N. F. (2004) *Biology of wastewater treatment* (second edition), University of Dublin, Ireland, Imperial college Press.

guidelines on Municipal wastewater management. A practical guide for decision makers and professionals on how to plan, design and finance appropriate and environmentally sound municipal wastewater discharge systems. UNEP- 2004

Hammer M. J. (1986) *Water and Waste-Water Technology*. John Wiley & sons, New York.

Horan N. J. (1990) *Biological wastewater treatment systems. Theory and Operation*. University of Leeds. John Wiley & Sons.

Houghton S. R. and Mara D. D. (1992) The effect of sulfide generation in waste stabilization ponds on photosynthetic populations and effluent quality. *Wat. Sci. Tech.* 26(7-8), 1759-1768.

Hissink H. W. (1991) *Operation and Maintenance of Urban Sewerage and Drainage Systems*. Lecture note, Sanitary Engineering Diploma course, IHE-Delft, The Netherlands

ILRI (1989) *Discharge measurement structures*. Publication 20, 3rd revised edn. Bos M. G. (ed.). Wageningen, The Netherlands.

Imhoff J. F. and Truper H. G. (1991) The Genus *Rhodospirillum* and Related Genera. In: Balows A, Truper H. Dworkin M. Harder W. and Schleifer K. (eds.). *The Prokaryotes*. 2nd edn, volume III.

IHE-Delft (Recently named as UNESCO-IHE) (1990-1991) postgraduate Diploma lecture notes on Sanitary Engineering course by different authors., Delft, The Netherlands.

Imhoff J. F. (1992) Taxonomy, Phylogeny and General Ecology of Anoxygenic Phototrophic Bacteria. In Mann N.H. and Carr N. G. (eds.). *Photosynthetic prokaryotes*. Biotechnology handbook. PHLS center for applied microbiology and research, England

Imhoff J. F. (1995) Taxonomy and Physiology of Phototrophic Purple Bacteria and Green Sulfur Bacteria. In: Blankenship R. E., Madigan M. T. and Bauer C. E. (eds.). *Anoxygenic Photosynthetic Bacteria*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Konig A. Pearson H. W. and Silva S. A. (1987) Ammonia toxicity to algal growth in waste stabilization ponds. *Wat. Sci. Tech.* 19(12), 115-112.

Lamb J. C. (1985) *Water quality and its control*. John Wiley & Sons, New York.

Ludwig H. F. (1991) *Appropriate sewage treatment for Sana'a*. NWSA, Sana'a, Republic of Yemen. SEATEC International Ltd. Report.

Mara D. D. and Pearson H. W. (1986) artificial freshwater environments; Waste stabilization ponds In: Rehm H. J. and Reed G. (ed.). *Biotechnology* 8, 177-206.

Matusiak K. (1977) Studies on the purification of wastewater from the nitrogen fertilizer industry by intensive algal cultures. *Acta Microbiol.* 25, 233-242.

Middlebrooks, E.J. (1987) Design equation for BOD removal in facultative ponds *Wat. Sci. Tech.* 19(12), 187-193.

Neel J. K., McDermott J. H. & Monday C. A. jr. (1961) Experimental lagooning of raw

sewage at Fayette, Missouri. *J. WPCF* 33, 603

NWSA (1990) Evaluation of the third plan (in Arabic).

Pearson H. W., Mara D. D., Mills S. W. and Smallman D. J. (1987a) Factors determining algal populations in waste stabilization ponds and the influence of algae on pond performance. *Wat. Sci. Tech.* 19(12), 131-140.

Pinheiro H. M., Reis M. T. and Novais M. (1987) A study of the performance of a high rate photosynthetic pond system. *Wat. Sci. Tech.* 19, 237-241.

Prathapar S. A.; Jamrah A.; Ahmed M.; Al Adawi S. Al Sidairi S.; Al Harassi A. (2005) Overcoming constraints in treated greywater reuse in Oman. *Desalination* 186, pp 177-186

Prathapar S. A.; Ahmed M.; Al Adawi S. Al Sidairi S. (2006) Design, construction and evaluation of an ablution water treatment unit in Oman: a case study . *International Journal of Environmental studies* Vol 63, No. 3, June, pp 283-292

Raman A., Varadarajan A. V., Munichami M. and Venkataswamy R. (1970) Pink phenomenon in sewage lagoons. *Environmental Health* 12, 135-148.

ROY (1989) *Pre-Feasibility Study on re-use of effluent from waste water treatment plant in Yemen*. Prepared by DHV consulting engineers, introduced to the Ministry of Municipalities and Housing.

Schlegel H. G. (1986) *General Microbiology*. Press Syndicate of the University of Cambridge.

Schlegel H. G. and Jannasch H. W. (1981) Prokaryotes and Their Habitats. In Starr M. P., Stolp H. Truper H., Balows A. and Schlegel H. (eds.). *The prokaryotes*. A Handbook on Habitats, Isolation, and Identification of Bacteria. Springer-Verlag.

Suleiman M. S. (1990) *Wastewater treatment and re-use in the Yemen Republic*. Position paper; UNDP/DTCD Project YEM 88/001.

Tchobanoglous G. and Burton F. L. (1991) *Wastewater engineering. Treatment, Disposal and Reuse*. Metcalf and Eddy, Inc., 3rd ed. McGraw-Hill, Singapore.

Veenstra S. (1993) Sludge Handling, Treatment and Disposal, Post graduate diploma at Faculty of Engineering, Sana'a university, in Cooperation with IHE-Delft, The Netherlands.

WHO/ EMRO (1987) *Wastewater stabilization ponds*; Principles of planning and practice. Technical publication no 10. WHO Eastern Mediterranean Regional office, Amman.

فهرس المحتويات

5	توزيع المقرر على المحاضرات:
7	أهداف المقرر:
9	الباب الأول مصادر وخواص مياه الصرف الصحي
49	الباب الثاني الدراسات اللازمة لتصميم مشروعات الصرف الصحي وشبكات مياه الأمطار
71	الباب الثالث أنواع شبكات الصرف وأشكالها
85	الباب الرابع تخطيط الشبكات (NETWORK LAYOUT)
93	الباب الخامس أسس وقوانين تصميم الأنابيب عند الجريان الجزئي
111	الباب السادس تصميم شبكات الصرف الصحي
149	الباب السابع تصميم شبكات تصريف مياه الأمطار
169	الباب الثامن ملحقات الشبكات
187	الباب التاسع تنفيذ وتشغيل وصيانة شبكات الصرف الصحي
199	الباب العاشر معالجة مياه الصرف الصحي
215	الباب الحادي عشر المرحلة الأولية من معالجة مياه الصرف الصحي
229	الباب الثاني عشر المعالجة الابتدائية من معالجة مياه الصرف الصحي
245	الباب الثالث عشر المرحلة الثانوية (البيولوجية) من معالجة مياه الصرف الصحي
305	الباب الرابع عشر معالجة الحمأة
313	الباب الخامس عشر التوصيلات الصحية للأبنية
329	المراجع:
333	فهرس المحتويات