الجمهورية العربية السورية
الشركة العامة
للدراسات والاستشارات الفنية

مع تحيات موقع الهندسة البيئية www.4enveng.com

مقارنة تصميمية لمحطة معالجة مياه الصرف الصحي بنظام الحمأة المنشطة وفقاً للمرجعين الأمريكي و الألماني

Metcalf & Eddy (American Ref.)

ATV – A131 (German Ref.)

دراسة مقارنة

إعداد
م. مشاعل المحمد

إشراف
د. ديرك شونبرغر
م. إياد الحسكير

General Company for Engineering & Consulting
P.O.Box 2350
Dummar – Damascus
Tel: 3122571 – 3121979
Fax: 3117262 - 3113212

الشركة العامة للدراسات والاستشارات الفنية
مديرية هندسة المياه والصرف الصحي
صندوق بريد ٢٣٥٠
دمشق . ضاحية دمر
هاتف: ٣١٢٢٥٧١ – ٣١٢١٩٧٩ – ٣١١٨٥٧٧
فاكس: ٣١١٧٢٦٢ – ٣١١٣٢١٢

جدول المحتويات

قائمة الرموز

١- مقدمة

٢- التصميم اعتماداً على ATV-A131

٢.١- لمحة تاريخية عن المرجع

٢.٢- طريقة التصميم

٣- التصميم اعتماداً على Metcalf & Eddy

٣.١- لمحة تاريخية عن المرجع

٣.٢- طريقة التصميم

٤- جدول النتائج

٥- مناقشة النتائج

٥.١ حوض الترسيب

٥.٢ كمية الحمأة المنتجة

٥.٣ نسبة F/M

٥.٤ حجم حوض إزالة الازوت

٥.٥ حجم حوض إزالة الفوسفور

٦- الخلاصة والاستنتاج

A- الدراسة التصميمية

A_1- التصميم اعتماداً على ATV- A131

A_2- التصميم اعتماداً على Metcalf & Eddy

B- الجداول والمخططات المستخدمة

قائمة الرموز

α_{av}:	Overflow rate	$m^3/m^2 \cdot d$
bCOD	Biodegradable chemical oxygen demand concentration	mg/l
B_{dBSB}:	BOD_5 load	kg/d
B_{dBSB}:	BOD_5 load	kg/d
B_{RBSB}:	BOD_5 volume load	$kg/m^3 \cdot d$
$C_{BSB,ZB}$:	Concentration of BOD_5 in the influent of the aeration tank	mg/l
$C_{N,ZB}$:	Concentration of nitrogen in the influent of the aeration tank	mg/l
COD	Chemical oxygen demand concentration	mg/l
f_d:	Fraction of biomass that remains as cell debris	-
F_T:	Conversion factor for the temperature influence	-
		gBOD/gbiomass·d
$\left(\frac{F}{M}\right)_b$	Food to microorg: ratio based on active biomass concentration	-
h_1:	Height of clear water zone	m
h_2:	Height of the separation zone	m
h_3:	Height of the storage zone	m
h_4:	Height of the thickening and removal zone	m
IR:	Internal recycle ratio	-
k_d:	Endogenous decay coefficient at 20° C	gVSS/gVSS·d
k_{dn}:	Endogenous decay coefficient for nitrifying organisms	gVSS/gVSS·d
K_{max}:	Flow maximum factor	-
K_{min}:	Flow minimum factor	-
MLVSS:	Mixed liquor volatile suspended solids concentration	mg/l
nbCOD	Not biodegradable chemical oxygen demand concentration	mg/l
nbVSS	Not biodegradable volatile suspended solids concentration	mg/l
N_e:	Effluent NO_3-N-concentration	mg/l
NO_r:	nitrate removed	g/d
NO_x:	Concentration of NH_4-N in the influent flow that is nitrified	mg/l
NO_x:	Nitrate produced in aeration zone as concentration relative to influent flow	mgNO3-N/l
$P_{X,TSS}$:	Net waste activ. sludge produced each day, measured as TSS	kgTSS/d
$P_{X,VSS}$:	Net waste activ. sludge produced each day, measured as VSS	kgVSS/d
q_A:	Surface flow rate	m/h
Q_{av}:	Average sewage flow	m^3/h, m^3/d, l/s
Qmax.d:	Peak flow for dry case	m^3/h, m^3/d, l/s
Qmax.w:	Peak flow for water case	m^3/h, m^3/d, l/s
q_{sv}:	Sludge volume flow rate	$l/m^2 \cdot h$
R:	Return activated sludge recycle ratio	-
RF:	Return feed ratio in case of pre-denitrification	-
RV:	Return activate sludge ratio	-
RV:	Return feed ration	-
S:	Effluent substrate concentration	mg/l
sBOD	Soluble biochemical oxygen demand concentration	mg/l
sCOD	Soluble chemical oxygen demand concentration	mg/l
SDNR:	Specific denitrification rate	gNO_3-N/gMLVSS·d

SLR:	Solids loading	$kg/m^2 \cdot h$
$S_{NH4,AN}$:	Concentration of ammonia in the effluent of the sec. clarifier	mg/l
$S_{NO3,AN}$:	Concentration of nitrate in the effluent of the sec. clarifier	mg/l
$S_{NO3,D}$:	Concentration (daily average) of nitrate to be denitrified	mg/l
S_o:	Influent substrate concentration	mg/l
$S_{orgN,AN}$:	Conc. of organic nitrogen in the effluent of the sec. clarifier	mg/l
SRT:	Solids retention time (sludge age)	d
SVI:	Sludge volume index	l/kg
t_E:	Required thickening time	h
TKN	Total Kjeldahl nitrogen concentration	mg/l
TSBB:	Dry solid matter concentration in the aeration tank (MLSS)	kg/m^3
TSBS:	Dry solid matter concentration the bottom of the sec. clarifier	kg/m^3
TSRS:	Dry solid matter concentration of the return activated sludge	kg/m^3
TSS	Total suspended solids concentration	mg/l
TSS:	Influent wastewater TSS concentration	mg/l
$t_{TS,Bem}$:	Sludge age in the design temperature	d
$\dot{U}S_d$:	sludge production each day	Kg/d
V:	Volume of Aeration reactor	m^3
V_{anox}:	Anoxic tank volume	m^3
V_{BB}:	Volume of the aeration tank	m^3
VSS	Volatile suspended solids concentration	mg/l
VSV:	Comparative Sludge volume	l/m^3
X_b:	Anoxic zone biomass concentration	mg/l
$X_{orgN,BM}$:	Conc. of the organic nitrogen load incorporated in the biomass	mg/l
$X_{TS,ZB}$:	Conc. of suspended solids in the influent of the aeration tank	mg/l
X_{TSS}:	Total MLSS concentration in the aeration tank	$gTSS/m^3$
Y:	Biomass yield	gVSS/gbCOD

١ – مقدمة:

تقسم الموارد المائية الرئيسية في الجمهورية العربية السورية إلى:

– موارد مائية تقليدية: كالمياه السطحية والمياه الجوفية والينابيع.

– موارد مائية غير تقليدية مثل مياه الصرف الصحي– مياه الصرف الزراعي – التغذية الصنعية وغيرها.

تعتبر تقنيات تطوير الموارد المائية غير التقليدية وتنميتها ذات أهمية كبيرة وخاصة في بلد كسوريا التي تفتقر إلى الموارد المائية حيث أنها محدودة الكميات وإن زيادة هذه الكميات من خلال تطوير معالجة الموارد المائية غير التقليدية أصبح أمراً ذا أهمية في الجمهورية العربية السورية وذلك بسبب الطلب المتزايد على الماء نتيجة التزايد السكاني الكبير وارتفاع مستوى المعيشة الذي يحتاج إلى متطلبات مائية أكبر والعجز المحتمل للمصادر التقليدية عن تلبية هذه الاحتياجات.

ومن هنا نجد أن فكرة إعادة استخدام المياه بعد معالجتها تلك المياه التي كانت مستعملة صناعياً أو أهلياً أو زراعياً قد أصبحت مهمة ضرورية وحاجة ملحة في هذا الوقت.

إن المعالجة المناسبة وإعادة استعمال مياه الصرف الصحي لا تتغلب فقط على مشكلة تلوث المياه بل تقوم أيضاً بالتخفيف من مشكلة عجز المياه ونقصها لذلك تعتبر إعادة استعمال مياه الصرف الصحي جزءاً مكملاً للسياسة والاستراتيجية المائية للتطوير المستمر والتنمية المستدامة للموارد المائية للاستعمالات المستقبلية في البلاد. وقد أولت وزارة الإسكان في الآونة الأخيرة اهتمامها الرئيسي من أجل الوصول إلى تغطية كافة مناطق سوريا بشبكات الصرف ومحطات المعالجة لإيمانها بأن هذا المصدر غير تقليدي مستدام يساهم في سد العجز الحاصل في المصادر المائية لذلك اعتمدت الوزارة شركة الدراسات والاستشارات الفنية الجهة الرئيسية المسؤولة عن تصميم والإشراف على محطات معالجة الصرف الصحي.

اعتمدت شركة الدراسات – قسم هندسة المياه والصرف الصحي بشكل رئيسي في دراستها على اشتراطات تصميم محطات معالجة مياه الصرف الصحي الناتج عن جمعية المهندسين المدنيين في أمريكا ومؤسسة المياه والبيئة الأمريكية (Wastewater Engineering Treatment Plants and reuse) خلال مراحل التصميم والتدقيق ومن خلال تعاون الشركة مع جهات مدققة تعتمد منهجية تصميم محطات المعالجة وفق الاشتراطات الألمانية **(ATV-A131)** وجدت الشركة أنه من المفيد لإغناء أعمال التصميم والتدقيق إجراء مقارنة بين الخطوات المتبعة في الشركة في أعمال التصميم ومقارنتها مع خطوات(**ATV-A131**) للوصول إلى تحديد الاختلافات وأسبابها وإمكانية مقارنتها.

اعتمد في هذه الدراسة مثال تصميمي يعتمد طريقة الحمأة المنشطة – التهوية المديدة مع إزالة النتروجين والفوسفور.

٢- التصميم اعتماداً(AVT-A131):

٢.١- لمحة تاريخية عن المرجع

تأسست الـ (Abwassertechnische Vereinigung) في أيار عام ١٩٤٨ نشاطها الأساسي تركز في تزويد مستخدمي محطات معالجة مياه الصرف الصحي والبنى التحتية المتعلقة بها بثقافة مهنية من أجل تحويل المعرفة إلى عمل مهني مناسب للمحطات.

والنشاط الأساسي الأخر هو تطوير مجموعة الكودات الشاملة لوسائل البنى التحتية لمياه الصرف والتي من أهمها الكود (ATV-A131) والذي يغطي موضوع تصميم محطات المعالجة بطريقة الحمأة المنشطة بمجموعة ستاندرات (ATV-A131) المتعلقة بالتصميم والإنشاء والتشغيل لوسائل معالجة مياه الصرف الصحي والتي تم تطويرها بشكل ملحوظ كما تم تزويد المهندسين بأسس من أجل تصميم وإنجاز مثل هذه المحطات بشكل فعال.

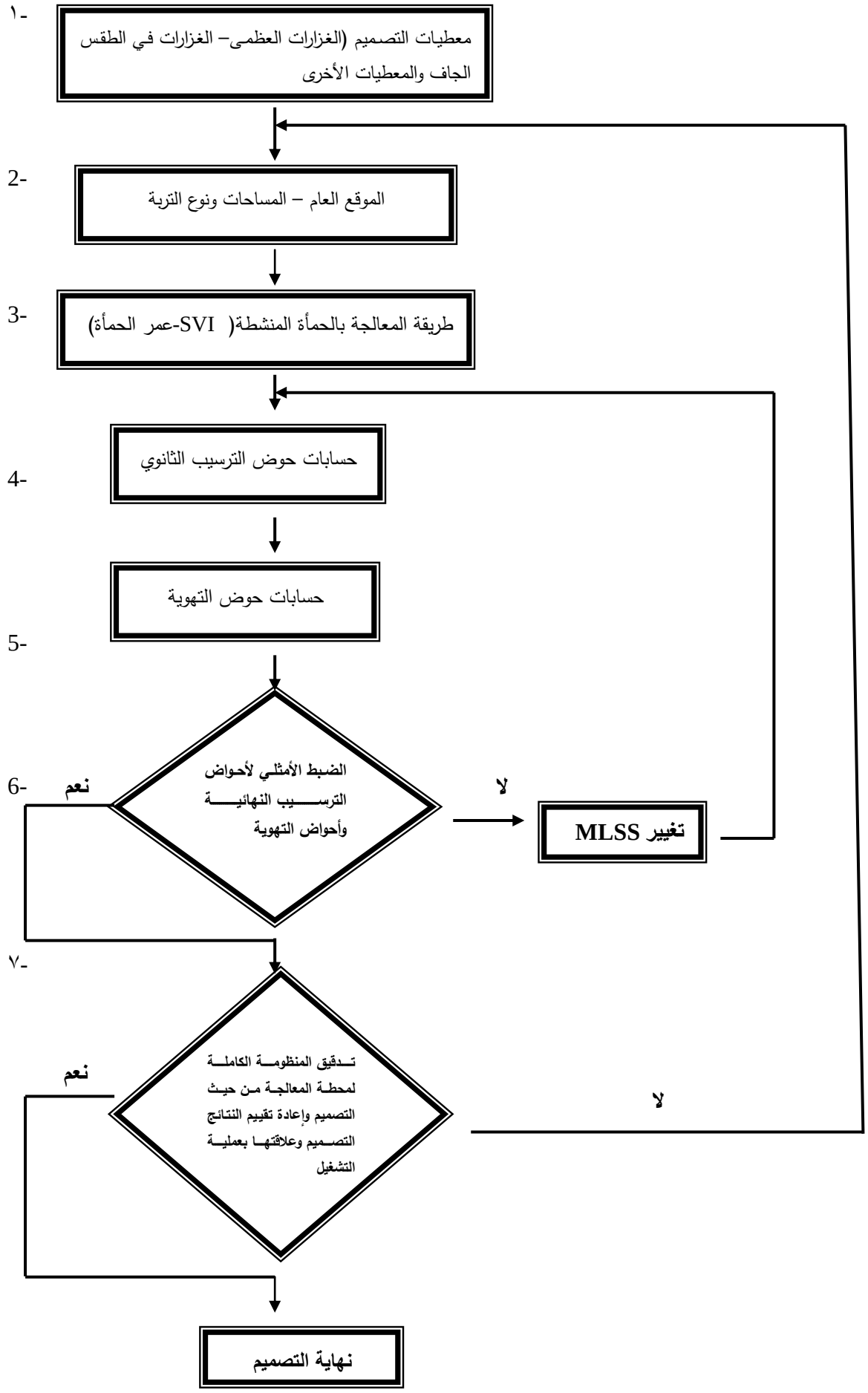
ومنذ كانون الثاني عام ٢٠٠٠ اتحدت (ATV مع Deutsche Vereinigung fuer Wasserwirtschaft, Abwasser وشكلت (DWA) .

٢.٢- طريقة التصميم

ويعتمد هذا المبدأ على حساب حوض التهوية انطلاقاً من نتائج حسابات حوض الترسيب الثانوي.

- كما هو موضح في الشكل اللاحق:

الشكل (٢.١) خطوات التصميم اعتماداً على (ATV-A131)



- الإجراءات التصميمية:

١- الخطوة الأولى: يتم إجراؤها ضمن المعطيات التصميمية (مثل الغزارات وعدد السكان).

٢- الموقع العام (المساحة – نوع التربة) ويتم معالجتها أثناء اختيار شكل وأبعاد الأحواض وحسابات المقطع الهيدروليكي.

٣- اختيار طريقة المعالجة بالحمأة المنشطة:

- يتم حساب عمر الحمأة وفرض قيمة SVI مؤشر حجم الحمأة.

٤- حسابات حوض الترسيب الثانوي:

- يتم فرض القيم التالية:
- SVI من الجدول رقم (B-1)
- t_E يتم فرضه من الجدول رقم (B-2) وفي حالتنا تفرض h(2-2.5)
- القيمة:

q_{sv}: يتم فرضها من الجدول رقم (B-٣) ومنه نحصل على نسبة الحمأة الراجعة (RV) مع العلم أن q_{sv} تتبع لنوع حوض الترسيب المختار.

- وممكن أن يأخذ إحدى الأنواع الثلاثة (أفقي – شاقولي – انتقالي)
- أما بقية القيم اللازمة يتم حسابها من العلاقات التالية:

$$TSBB = \frac{RV * TSRS}{1 + RV} \quad kg/m^3 \qquad (٢.1)$$

$$TSBS = \frac{1000}{ISV}\sqrt[3]{t_E} \quad kg/m^3 \qquad (2.2)$$

$$TSBB = \frac{RV * TSRS}{1 + RV} \quad kg/m^3$$

$$q_A = \frac{q_{SV}}{TSBB * ISV} \quad m/h \qquad (2.3)$$

$$A_{NB} = \frac{Q_{av}}{q_A} \quad m^2 \qquad (2.4)$$

حيث يتم حساب مساحة السطح واختيار القطر المناسب ومن ثم نقوم بحساب عمق الحوض:

العمق الكلي وهو عبارة عن مجموع عدة ارتفاعات:

h_1: عمق المياه الصافية (يفرض ≤ ٠.٥).

h_2: عمق منطقة الفصل والحمأة المرجعة.

h_3: عمق منطقة التخزين.

h_4: منطقة التكثيف وإزالة الحمأة.

وتحسب هذه الارتفاعات اعتماداً على العلاقات التالية:

$$h1 \geq 0.5 \text{ m} \qquad (2.5)$$

$$h_2 = \frac{0.5 * q_A * (1 + RV)}{1 - \frac{VSV}{1000}} \qquad (2.6)$$

$$h_3 = \frac{1.5 * 0.3 * q_{sv} (1 + RV)}{500} \qquad (2.7)$$

$$h_4 = \frac{TSBB * q_A * (1 + RV) * t_E}{TSBS} \qquad (2.8)$$

الكلي $h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$ (2.9)

٥- حساب حوض التهوية:

وفيها يتم فرض عمر الحمأة بدرجة الحرارة (١٢˚) (25day) ومن ثم يتم حسابه اعتماداً على درجة حرارة المياه في موقع المحطة.

- درجة الحرارة يتم تحدديها حسب الموقع:

$$t_{TsBem} \geq 25 * 1.072^{(12-T)} d \qquad (2.10)$$

- يتم حساب الأحمال الكلية للملوثات.

- عامل درجة الحرارة (F_T)

$$F_T = 1.072^{(T-15)} \qquad (2.11)$$

- حساب كمية الحمأة المنتجة:

$$\ddot{U} S_d = \ddot{U} S_{dc} + \ddot{U} S_{p.d} * kgts / d \qquad (2.12)$$

$$\ddot{U} S_{dc} = B_{dBSB} (0.75 + 0.6 * \frac{X_{TS.ZB}}{C_{BSB.ZB}} - \frac{(1 - 0.2) * 0.17 * 0.75 * t_{TSBem} * F_T}{1 + 0.71 * t_{TsBem} * F_T} \qquad (2.12.a)$$

$$\ddot{U} S_{d.p} = Q_d (3 \times X_{p.Biop} + 6.8 . X_{P.FallFe} + 5.3 . X_{P.Fall.Al}) / 1000 \qquad (2.12.b)$$

في حال الإزالة البيولوجية فقط.

$$X_{P.FallFe} = 0$$
$$X_{P.Fall.Al} = 0$$

$X_{p.Biop}$ = قيمة الفوسفور الضروري لبناء البكتريا في الكتلة البيولوجية.

$$X_{p.Biop} = (0.01 - 0.015)\ C_{BSB.ZB}$$

– ثم يتم حساب كمية الحمأة المنتجة اليومية *üsd* وبالاعتماد على كمية الحمأة وعمرها يتم حساب حجم حوض التهوية من العلاقة:

$$t_{Ts\,B.em} = \frac{V_{BB} * TSBB}{\ddot{\cup} S_d} \Rightarrow V_{BB} = \frac{\ddot{\cup} S_d * t_{TSB.em}}{TSBB} \qquad (2.13)$$

TSBB: سبق حسابها في الخطوة (٤) في نهاية هذه المرحلة يتم تقييم قيمة MLSS وانعكاسها على قيمة F/M.

- في حال القبول يتم الانتقال إلى الخطوة (٦) .
- في حال عدم القبول يتم العودة إلى الخطوة ٤ وإعادة التصميم.

– حساب حجم حوض الانوكسيك:

– وفيه يتم حساب التركيز اليومي للآزوت الممكن إزالته من العلاقة:

$$S_{NO3\text{-}D} = C_{N.ZB} - S_{org\ N\text{-}AN} - S_{ANH4\text{-}AN} - S_{NO3\text{-}AN} - X_{org.N.BM} \qquad (2.14)$$

SNO_3-AN: تركيز النتروجين المناسب في التدفق الخارج ويتم تطبيقه كمعدل وسطي:

$$S_{NO3\text{-}AN} = 0.8 - 0.6\ S_{inorg}$$

وذلك كون التركيز المسموح في التدفق الخارج من أجل النتروجين العضوي أصغر منه للنتروجين اللاعضوي.

- CN.ZB : النتروجين الداخل
- SNH_4-AN: تركيز NH_4 الخارج = O
- $Xorg_{.NB}$: محتوى الكتلة الحيوية من الآزوت العضوي $0.04 - 0.05\ C_{BSB.ZB}$

ثم تأخذ النسبة بين تركيز الآزوت الممكن إزالته وتركيز BOD

$$\frac{S_{NO_3.D}}{C_{BSB,ZB}}$$

ثم ندخل للجدول رقم (B.4) ومنه نحصل على النسبة:

$$V_D \Leftarrow \frac{V_D}{V_{BB}}$$

وينصح أن يكون: $\frac{V_D}{V_{BB}} = 0.2 - 0.5$

ويحسب نسبة التدوير الكلي بالعلاقة (٢.١٥)

$$RF = \frac{S_{NH_4.N}}{S_{N_{O3}.AN}} - 1$$

حوض (anaerobic) (حوض إزالة الفوسفور).

ويحسب اعتماداً على (الغزارة الاعظمية الجافة مضافاً إليها غزارة الحمأة الراجعة) وبمدة مكث h (٠.٥ – ٠.٧٥).

٣- التصميم اعتماداً على Metcalf & Eddy

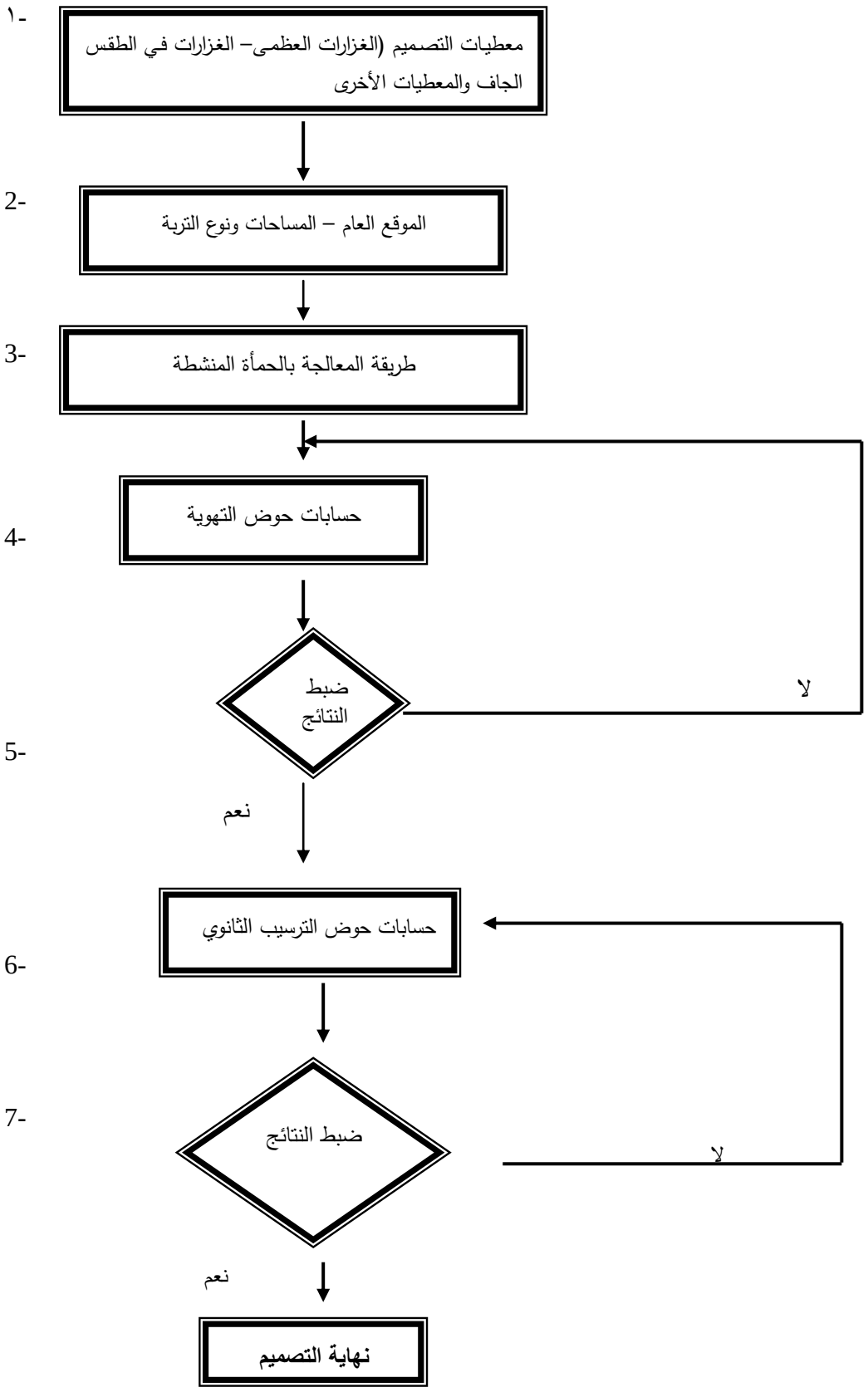
٣.١- لمحة تاريخية عن المرجع Metcalf & Eddy

تأسست شركة Metcalf & Eddy الهندسية في عام ١٩٠٧ في مدينة Worcester في الولايات المتحدة الأمريكية وكانت مختصة في تصميم محطات معالجة مياه الصرف الصحي.

وقد نشرت الشركة كتاباً بعنوان Waste Water Engineering Treatment and Reuse الذي عدل عدة مرات وأصبح مرجعاً هندسياً هاماً في تصميم محطات معالجة مياه الصرف الصحي في الولايات المتحدة وبعض الدول الأوربية.

٣.٢ – طريقة التصميم

تعتمد على تصميم حوض التهوية أولاً ومن ثم تصميم حوض الترسيب



الشكل (٣.١) خطوات التصميم اعتماداً على Metcalf & Eddy

الإجراءات التصميمية:

١- الخطوة الأولى: يتم إجراؤها ضمن المعطيات التصميمية (مثل الغزارات وعدد السكان).

٢- الموقع العام (المساحة – نوع التربة) ويتم معالجتها أثناء اختيار شكل وأبعاد الأحواض وحسابات المقطع الهيدروليكي.

٣- اختيار طريقة المعالجة بالحمأة المنشطة:

- يتم حساب عمر الحمأة وفرض قيمة SVI مؤشر حجم الحمأة.

٤- تصميم حوض التهوية:

يتم فرض القيم التالية:

COD = 2* BOD mg/l
bCOD = 1.7 * BOD mg/l
So= bCOD = 0.85 COD= mg/ l
SCOD = 0.35 COD= mg/ l
sBOD = 0.5 BOD= mg/ l
bCOD/COD =1.7

يتم حساب

nbCOD = COD- bCOD = mg/ l
nbVSS=(1-(1.7 *(BOD-sBOD)/(COD-sCOD))*VSS= mg/ l
NO_X = 0.8 TKN = mg/ l

- نحسب ناتج الحمأة اليومي من العلاقات:

A **B** **C** **D**

$$P_{XVSS} = \frac{QY(S_0 - S)\times 10^{-3}}{1+K_d \times SRT} + \frac{f_d \times K_d \times Q \times Y(S_0 - S)SRT \times 10^{-3}}{1+K_d \times SRT} + \frac{Q\ \ y_n(NO_X)10^{-3}}{1+K_{d\,n} \times SRT} + Q(nbvss)kg/d \qquad (٣.١)$$

$$PX_{TSS} = \frac{A}{0.85} + \frac{B}{0.85} + \frac{C}{0.85} + D + Q(TSS - VSS) = \ kg/d \qquad (٣.٢)$$

حيث يتم اختيار العوامل التالية من الجداول رقم(B.5) ، (B.6)

Kd : endogenous decay coefficient
Kdn : endogenous decay coefficient for nitrifying organisms
Y: biomass yield
fd : fraction of biomass that remains as cell debris

Yn , fd , Y

ويتم حساب

$Kd_{13} = Kd * 1.04^{\,t-20}$
$Kdn_{13} = Kdn * 1.04^{\,t-20}$

يتم حساب حجم حوض التهوية من العلاقة

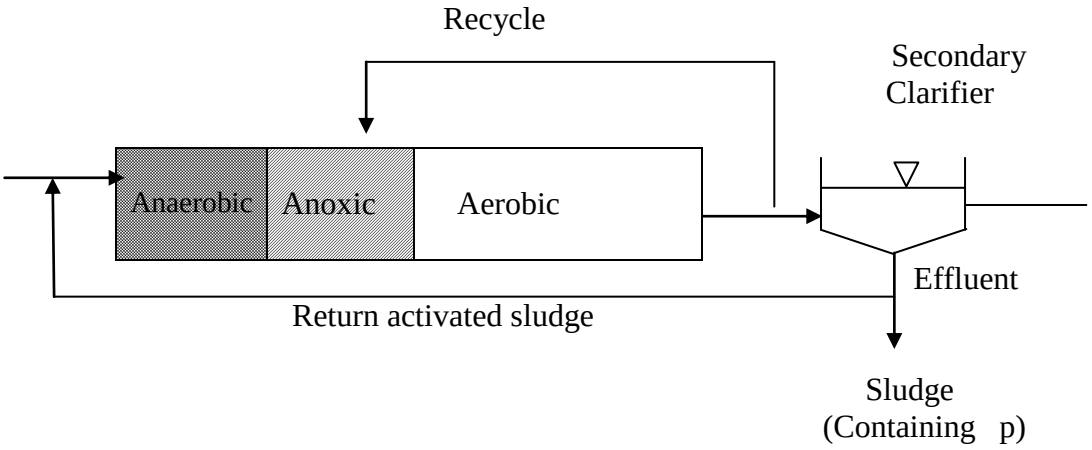
$\Rightarrow V.MLSS = P_{xTSS} * SRT$ (3.3)

$$V = \frac{P_{X\,TSS} * SRT}{MLSS} \quad m^3$$

ومن ثم يتم حساب النسبة: $\frac{F}{M}$

$$\frac{F}{M} = \frac{Q * BOD}{V * MLSS} \quad \frac{kgBOD}{KgMLSS.d} \qquad (٣.٤)$$

- حساب حجم حوض إزالة الآزوت:



(٣.٢) طريقة A2/O

حيث:

TKN: الآزوت الكلي في المياه الداخلة.

NO_x: النتروجين الناتج في المنطقة الهوائية.

NO_r: النتروجين المزال g/d.

Vnox: حجم حوض إزالة الآزوت m^3.

SDNR: عامل نوعي لإزالة الآزوت g NO3-N/g MLVSS,d.

X_b = mg /L : تركيز الكتلة الحيوية الطيارة في حوض Anoxic $MLVSS_{bio}$

يتم فرض Nox = 0.8 * TKN mg/l

ثم يتم حساب النتروجين المزال Nor من العلاقة:

NO_r = Anoxic * SDNR * Xp (3.5)

يتم فرض مدة مكث معينة ثم حساب حجم حوض إزالة النترات (Anoxic)

- حساب SDNR:

نحسب $\frac{F}{M^b}$ من العلاقة: $\frac{F}{M_b} = \frac{Q.S_O}{Vanox.X_b}$ (3.6)

نفرض : $\frac{rbCOD}{COD} = 20\%$

حيث:

(F/M)b:نسبة BOD إلى نسبة $MLSS_{bio}$.

Q:التدفق الوسطيm^3/day.

X_b:تركيز الكتلة الحيوية في حوضAnoxic ويحسب من العلاقة: (٢-٦)

S_0: تركيز الـ bCOD الداخل.

$$X_b = \left[\frac{Q * SRT}{V}\right] X \left[\frac{Y(SO - S}{1 + kd * SRT}\right] \qquad \text{mg/l} \quad (٣.٧)$$

ثم من المخطط (B.7) نحصل على $SDNR_{20}$ الموافق وتقوم بتعديله حسب درجة الحرارة (١٣)

$$SDNR_{13} = SDNR_{20}\ (1.026)^{13-20} \qquad (3.8)$$

- حساب Nox feed

يبدأ الحساب بالعلاقة

$$IR = \frac{NO_X}{N_e} - 1 - R \qquad (٣.٩)$$

$$Q1 = (R*Q)+(IR)\ Q \qquad (٣.١٠)$$

بفرض R = 0.8

Ne النتروجين الخارج المسموح

$$NO_x \quad feed = Q1 * N_e \qquad (3.11)$$

في حال كانت

$$NO_r > NO_x\ feed \qquad OK$$

في حال كانت المعادلة غير محققة نعود ونصحح مدة المكث حتى تتحقق العلاقة السابقة.

- حساب حجم إزالة الفوسفور:

يتم حساب حجم الحوض بفرض مدة مكث (٠.٥-١.٥) من أجل الغزارة الوسطية.

$$V = Q_{av} * T \qquad (3.12)$$

٥- ضبط النتائج:

يتم في هذه المرحلة ضبط النتائج السابقة من حيث قيمة MLSS , F/M وحجوم الأحواض فإذا كانت النتائج مرضية وضمن المجالات التي ينص عليها المرجع مثل: F/M (٠.٠٤- ٠.١).

MLSS (٢٠٠٠-٥٠٠٠) ملغ /لتر تتم متابعة التصميم والانتقال إلى الخطوة -٦- و إذا كان هناك أي خلل تتم العودة على الخطوة -٤-

٦- تصميم أحواض الترسيب الثانوي:

١- يتم فرض حمل المواد الصلبة (الوسطي) ضمن المجال:

$$SLR_{av} = (1\text{-}5) \quad kg/m^2.d$$

وفرض MLSS نحسب المساحة السطحية:

$$A = \frac{(Q_{av} + Q_{av}.R\ )MLSS}{SLR_{av}} \Rightarrow D\quad m \qquad (٣.١٣)$$

أما الارتفاع فيتم فرضه من (٣.٥- ٦).

٧- ضبط النتائج:

تتم في هذه المرحلة ضبط نتائج الخطوة -٦- ويتم فيها تحقيق حمل المواد الصلبة ومعدل التحميل السطحي:

$$\alpha_{av} = (8\text{-}16) m^3/m^2.d$$

$$SLR_{max} \leq 168\ kg/m^2.d$$

$$SLR_{av}\ (24\text{-}120)\ kg/m^2.d$$

إذا كانت النتائج مرضية و ضمن الحدود السابقة نصل إلى نهاية التصميم و ألا يتم العودة إلى الخطوة -٦- وإعادة التصميم.

٤- جدول النتائج

	ATV-A131	Metcalf & Eddy	الفرق
قطر حوض الترسيب	10 m	9 m	٠.١
ارتفاع حوض الترسيب	3.8 m	3.5 m	0.08
كمية الحمأة المنتجة			
- مرحلة أولى	549.4 kg/d	522.25 kg/d	٠.٠٥
- مرحلة ثانية	936.6 kg/d	890.53 kg/d	٠.٠٥
نسبة $\frac{F}{M}$ (الحسابية)			
- مرحلة أولى	٠.٠٤٢	٠.٠٤١	٠.٠٠١
- مرحلة ثانية	٠.٠٤٤	٠.٠٤٥	٠.٠٠١
نسبة $\frac{F}{M}$ (المعتمدة)	٠.٠٤١	٠.٠٤١	٠.٠٠
	٠.٠٤٦	٠.٠٤٦	٠.٠٠
$\frac{VD}{VBB}$ (حسابياً)	٠.١٤	٠.١٢٤	
$\frac{VD}{VBB}$ (المعتمد)	٠.٢	٠.٢	٠
حجم حوض إزالة الفوسفور مرحلة أولى	145.6 m^3	٥٦m^3	٢.٦
حجم حوض إزالة الفوسفور مرحلة ثانية	٢١٨.٤m^3	٨٤m^3	٢.٦

(٤.١) جدول النتائج التصميمية

الجدول يظهر نتائج المقارنة بين ATV-A131 و M & E.

٥- مناقشة النتائج: بالعودة إلى الجدول (٤.١) وملاحظة النتائج يتبين ما يلي:

٥.١- حوض الترسيب:

بمقارنة قطر حوض الترسيب المحسوب بكلا الطريقتين واختيار النوع الدائري بالنسبة للحساب باستخدام (ATV -A131) نجد أن النتائج جاءت متقاربة مع نسبة اختلاف بحدود ١٠% لكون التحميل السطحي بكلا الطريقتين متقارب حيث أن التحميل السطحي للغزارة الاعظمية حسب (ATV -A131) يكافىء مثيله للغزارة الوسطية حسب الاشتراطات الأمريكية.

ارتفاع حوض الترسيب:

من خلال مقارنة ارتفاع حوض الترسيب حسب (ATV- A131) نجد أنه مجموع جبري لعدة ارتفاعات وبالتالي الارتفاع الجانبي للحوض هو ناتج حسابي (3.8m) أما في الاشتراطات الأمريكية نجد أننا نفرض ارتفاع جانبي للحوض ونحقق زمن مكث وبالتالي منهجية الحل مختلفة.

٥.٢- كمية الحمأة المنتجة:

إن نسبة اختلاف كمية الحمأة المنتجة لا تتجاوز ٥ % وذلك لأن الحساب عند استخدام(A131 ATV) لا يتطلب سوى وجود قياسات للـ TSS , COD , BOD مع الأخذ بعين الاعتبار قيمة الحمأة الناتجة عن الفوسفور أما في حال الاشتراطات الأمريكية فإنه يتطلب قياسات أكثر لتحديد أقسام ونوعية مياه الصرف المراد معالجتها مثل:

bCOD , SCOD , SBOD , nbCOD , nbvss ... الخ لذلك نفرض ضمن الحدود المسموحة وهذا الفرض يزيد الفرق بين القيمتين.

٥.٣- نسبة الـ $\frac{F}{M}$:

نتائج قيم نسبة الـ $\frac{F}{M}$ جاءت متقاربة بشكل كبير باختلاف لا يتجاوز ٠.١ % وهذا يؤكد عدم وجود مفاهيم مختلفة أساسية أثناء التصميم.

٥.٤- حجم حوض إزالة النتروجين:

إن حجم الحوض (Anoxic Tank) المحسوب وفق الاشتراطات الأمريكية في غالب الأحيان يكون أقل من ٢٠% من حجم حوض التهوية الكلي ويحتاج من اجل الوصول إلى قيمة مرضية عدة محاولات في اختيار القيم حيث تقتضي الاشتراطات أن يكون بين %(٣٠-١٠) ويفضل قيمة ٢٠% لأنها تحقق حجم كافي من أجل توفير وسط ملاءم تكون فيه قيمة الأوكسجين المنحل فيه أقل من 0.05mg/l وزمن كافي ملاءم لقيام البكتريا بعملية إزالة الآزوت بينما حسب ما ورد في (ATV-A131) نجد أن القيمة يجب أن تكون بين % (٥٠-٢٠) ولا تقل بأي شكل عن ٢٠%.

إن قيمة ٢٠% موجودة بكلا الاشتراطات وبالتالي ليس هناك اختلاف كنتيجة نهائية وإن الخلاف كخطوات حسابية.

٥.٥- حجم حوض إزالة الفوسفور:

عند حساب حجم حوض إزالة الفوسفور فإن الاشتراطات الأمريكية تعتمد استخدام زمن المكث (0.5-1.5)h من أجل الغزارة الوسطية بينما عند استخدام (ATV-A131) نجد أنه يعتمد على زمن مكث من h (٠.٥-٠.٧٥) من أجل الغزارة الاعظمية في الطقس الجاف مع الغزارة الواردة من الحمأة الراجعة لذلك الفرق الناتج كبير ويصل إلى ٢.٦، وهذه من النقاط التي تحتاج إلى معلومات أكثر من المشغلين لتحديد القيم المناسبة لزمن المكث من أجل كفاءة أعلى لحوض إزالة الفوسفور.

ونناقش في الجدول التالي بعض الحالات الممكنة لحساب حجم هذا الحوض وفق المرجعين.

الفرق	**Metcalf & Eddy**		**ATV -A131**	
٠.٢٤٣	$٧٩.٣٨m^3$	الحجم في حال غزارة وسطية مع زمن مكث أعظمي.	$١٠٤.٨٢\ m^3$	الحجم عند اختيار غزارة أعظمية + الراجع مع زمن مكث أصغري.
٠.٣٦	$٧٩.٣٨m^3$	الحجم عند اختيار غزارة وسطية مع زمن مكث أعظمي.	$٥٨.٢٠\ m^3$	الحجم عند اختيار غزارة أعظمية مع زمن مكث أصغري.
٠.٠٩	$95.25\ m^3$	الحجم عند اختيار غزارة وسطية مع الغزارة الراجعة ومدة مكث وسطية (1h)	$١٠٤.٨٢\ m^3$	الحجم عند اختيار غزارة أعظمية + الراجع مع زمن مكث أصغري.

(٥.١) بعض الحالات لحساب حجم حوض إزالة الفوسفور

أي أن قيمة الاختلاف في الحجوم في الحالات السابقة ناتجة عن الاختلاف في قيم الغزارات المعتمدة في الحساب $(Q_{max}- Q_{av})$ وإدخال قيمة الحمأة الراجعة التي تشكل نسبة ٨٠ % من الغزارة الوسطية والاختلاف في مدة المكث حيث أن القيمة 58.20 تقع بين القيمتين(١٠٤.٨٢ و ٧٩.٣٨).

ونلاحظ أن الحجم الناتج عند إدخال الغزارة الراجعة مع الغزارة الوسطية واخترنا مدة مكث وسطية لكان الفرق بين الحجمين لا يزيد عن ٩ %

٦- الخلاصة والاستنتاج

بعد المقارنة التي تمت بين منهجية الحل باستخدام الاشتراطات الأمريكية الواردة وخطوات التصميم باستخدام (ATV-A131) وجدنا أن مبدأ التصميم حسب (ATV-A131)يعتمد على تصميم حوض الترسيب الثانوي أولاً ومن ثم معايرة النتائج وتصميم حوض التهوية (حسب الشكل ٢.١).

بينما في المرجع Metcalf & Eddy يتم أولاً تصميم حوض التهوية ومن ثم تصميم حوض الترسيب الثانوي (حسب بالشكل ٣.١).

وإن ما ظهر من اختلاف في النتائج كان بسبب اختلاف الفرضيات ولكن من ناحية النتائج الأساسية مثل حجم الحمأة وحجم حوض إزالة النتروجين ومساحة سطح حوض الترسيب فإنها جاءت متقاربة.

الاختلاف الأساسي بين الاتجاهين ظهر عند حساب حجم حوض إزالة الفوسفور حيث كان حجم الحوض الناتج عن مرجع (ATV-A131)أكبر بـ (٢.٦) مرة من حجم الحوض اعتماداً على منهجية Metcalf & Eddy

وكان ذلك بسبب إدخال الغزارة الراجعة مع الغزارة الجافة الاعظمية وبزمن مكث h (٠.٠٥-٠.٧٥) عند الحساب اعتماداً على(ATV-A131)

بينما عند الحساب وفق الاشتراطات الأمريكية يتم أخذ مدة مكث h (٠.٠٥-١.٥) للغزارة الوسطية.

لذلك من وجهة نظر خاصة يمكن استخدام كلا الاتجاهين في الحل مع التأكيد على استخدام أسس كل مرجع بشكل متكامل.

Data	ATV	Metcalf
BOD	×	×
COD	×	×
bCOD	–	×
SCOD	–	×
SBOD	–	×
nbCOD	–	×
nbVSS	–	×
TSS	×	×
TP	×	×
TN	×	×

(٦.١) الشكل يبين القيم المستخدمة وغير المستخدمة في الحساب حسب المرجعين

×قيمة مستخدمة في الحساب

– غير مستخدمة في الحساب

A- الدراسات التصميمية Calculation

A.1 التصميم اعتماداً على ATV-A131

Basic Design Data

Design PE (2020)	=10859 PE
PE (2035)	=18512 PE
Per capital flow contribution	=150l/PE.d
Additional flow (strange water)	=20% (Q_{av})
discharge Factor	= 0.65
influent BOD {concentration}	= 427 mg/l
influent COD	= 854 mg/l
influent suspended solids {SS}	= 496 mg/l
influent TKN	= 79 mg/l
influent TP	= 12.8 mg/l
Permissible Effluent BOD	= 30 mg/l
Permissible Effluent COD	= 75 mg/l
Permissible Effluent SS	= 50 mg/l
Permissible Effluent NO3-N	= 20 mg/l
Permissible Effluent NH4-N	= 3 mg/l

Q_{av}: Average sewage flows
$Q_{max.d}$: Peak flow for dry case
$Q_{max.w}$: Peak flow for water case
K_{min}: flow minimum Factor
K_{max}: flow maximum Factor

1.1 Volume of sewage flows
stage 1 2020
Q_{av} = PE* V* 0.65

- Average flow $Q_{av} = \frac{10859 \times 150 \times 0.65}{60 \times 60 \times 24} = 12.25 L/S$

Strange water Q_S= 20% Q_{av} = 2.45L/S
$K_{min} = 0.25\ Q^{0.1}_{av} = 0.32$
Q_{av} tot= 12.25+20% Q_{av} =14.7L/S =1270m^3 /d
$Q_{min} = Q_{av}.K_{min}$ = 3.92 L/s
$Q_{min} = Q_{av}.K_{min} + Q_S$
= 550.4 m^3/d

$$K_{max.d} = 1 + \frac{2.5}{Q_{av}\,0.22}$$

$K_{max.d}$ = 2.44
$Q_{max.d} = Qav^* K_{max.d} + Q_S$
= 29.89 L/S
$Q_{max.d}$ = 29.89+2.45 =32.34 L/S =2794.2 m^3/d
$Q_{max} = 1.5\ K_{max}^* Q_{av} + Q_S$
$Q_{max.w}$ = 44.84+2.45 =47.29 L/S =4085.9m^3/d

Stage2 2035

Q_{av} =20.89 L/S

Strange water = 20% (Q_{av}) = 4.18 l/S

Q_{av}tot = 25.07 L/S = 2166 m^3/d

Q_{min} = 11.28 L/S = 974.6 m^3/d

$Q_{max.d}$ = 51.81 L/S = 4476.38 m^3/d

$Q_{max.w}$ = 75.62 L/S = 6533.6 m^3/d

K_{min} = 0.34

$K_{max.d}$ = 2.28

1-Secondary Clarifier

TSBB: Dry solids content on the aeration tank (MLSS)

TSRS: Dry solids matter concentration of the return activated sludge

TSBS: Dry solids concentration the floor of the secondary clarifier tank

SVI: Sludge volume index

t_E: Required Thickening Time

RV: Return feed ration

q_A: Sludge flow rate m/h

q_{sv}: Sludge volume flow rate L/m^2.h

VSV: Comparative sludge volume m L/L

SVI = 100

t_E = 2 h

TSRS = 0.7 * TSBS

$$TSBB = \frac{RV * TSRS}{1 + RV} \quad \text{kg/m}^3$$

$$TSBS = \frac{1000}{ISV}\sqrt[3]{t_E} = \frac{1000}{100}\sqrt[3]{2} = 12.6 \ \text{kg/m}^3$$

$$TSBB = \frac{RV * TSRS}{1 + RV} \quad \text{kg/m}^3$$

$$TSBB = \frac{0.8 * 0.7 * 12.6}{1 + 0.8} = 3.9 \quad \text{kg/m}^3$$

$$q_A = \frac{q_{SV}}{TSBB * SVI} \quad \text{m/h}$$

from the table page 29

q_{sv}=5‥ L/m^2.h

RV = 0.8

$$\Rightarrow q_A = \frac{500}{3.9 * 100} = 1.28 \ \ m/h$$

Stage 1

$$A_{NB} = \frac{Q_{\max w}}{q_A}$$

$$= \frac{170.24}{1.28} = 133 \ \ m^2 \Rightarrow n = 2 \Rightarrow Diameter = D = 9.2m$$

Stage 2 $$A_{NB} = \frac{Q_{\max w}}{q_A} = \frac{272.23}{1.28} = 212.68 \ \ m^2 \Rightarrow n = 3 \Rightarrow D = 9.5 \ \ m$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

Choose3 tanks diameter = ١٠ m

Stage 1 2 tanks in the firs stage
Stage 2 3 tanks in second stage

Calculation the height of tank
h1= height of clear water zone
h2= height of the separation zone
h3= height of the storage zone
h4= height of the thickening and removal zone
VSV=TSBB*ISV= 3.9*100 = 390 L/m^3

h1= 0.6 m

$$h_2 = \frac{0.5 * q_A * (1 + RV)}{1 - \frac{VSV}{1000}}$$

$$h_2 = \frac{0.5 * 1.28 * (1 + 0.8)}{1 - \frac{3.9}{1000}} = 1.19 \ \ m$$

$$h_3 = \frac{1.5 * 0.3 * qsv(1 + RV)}{500}$$

$$h_3 = \frac{1.5 * 0.3 * 500(1 + 0.8)}{500} = 0.81 \ \ m$$

$$h_4 = \frac{T_{SBB} * qA * (1 + RV) * tE}{TSBS}$$

$$h_4 = \frac{3.9 * 1.28 * (1 + 0.8)2}{12.6} = 1.43 \ \ m$$

$$h_{tot} = 0.6 + 1.19 + 0.81 + 1.43 = 4 \ \ m$$

الارتفاع الجانبي للحوض = ٣.٨ m

المرحلة الأولى: V = ٥٩٦.٩ m^3

زمن المكث من أجل: $(Q_{av} + Q_{av}.R)$ T = 6.3 h

زمن المكث من أجل: $(Q_{maxw} + Q_{av}.R)$ T = 2.8 h

$(Q_{maxd} + Q_{av}.R)$ T = 3.8 h

المرحلة الثانية: $V = ٨٩٥.٣٥ m^3$

زمن المكث من أجل: $(Q_{av} + Q_r)$ T = 5.5 h

زمن المكث من أجل: $(Q_{maxw} + Q_r)$ T = 2.6 h

$(Q_{maxd} + Q_r)$ T = 3.46 h

Secondary Treatment

2- Extended Aeration Tank

- sludge Age t_{Ts} = 25 day in Temperature 12^o
- design Temperature $t = 13^o$
- dry Solids Content in the Aeration Tank TSBB = 3.9 kg/m^3

V_{BB}: Volume of the aeration tank

ÜS$_d$: Waste activated sludge produced each dry

F_T: Conversion factor for the temperature influence

t_{Tsbem}: Sludge Age in the design temperature

$$t_{Tsbem} \geq 25 * 1.072^{(12-T)} \geq 23.3 \text{ d}$$

$$t_{Tsbem} = \frac{Mts}{\ddot{U}S_d} = \frac{V_{BB}.TSBB}{\ddot{U}S_d} \text{ d}$$

$F_T = 1.072^{(13-15)} = 0.87$

$$\ddot{U}S_d = \ddot{U}S_{dc} + \ddot{U}S_{p.d} \qquad kgts/d$$

$$\ddot{U}S_{dc} = B_{dBSB}(0.75 + 0.6.\frac{X_{TS.ZB}}{C_{BSB.ZB}} - \frac{(1-0.2).0.17 * 0.75.t_{Ts.Bem}.F_T}{1 + 0.17.t_{TS.Bem}.F_T}$$

kg/d

BOD = 50 g/p.d
COD = 100 g/p.d
TKN = 9.2 g/p.d
TSS = 58 g/p.d
P = 1.5 g/p.d

2020 B_{dBSB}: BOD Load = 50.10859/1000 = 542.95 Kg
2035 B_{dBSB}: BOD Load = 50.18512/1000 = 925.6 Kg

2020 TSS Load = 58.10859/1000 = 629.82 Kg
2035 TSS Load = 58.18512/1000 = 1073.7 Kg

$X_{TS.ZB}$= Concentration of. Suspended solids in the influent = 496 mg/l
$C_{BSB.ZB}$ = Concentration of BOD = 427 mg/l
Sludge Production
First stage:

$$\ddot{U}S_{dc} = \left[542.95\left(0.75 + 0.6 * \frac{496}{427}\right) - \frac{(1-0.2) * 0.17 * 0.75 * 23.3 * 0.87}{1 + 0.17 * 23.3 * 0.78}\right]$$

$$\ddot{U}S_{dc} = 533.13 \quad Kg/d$$

$$\ddot{U}S_{dp} = Qd \quad (3.X_{p.biop} + 6.8.X_{P.Fall.Fe} + 5.3.X_{P.Fall.Al})$$

$$\ddot{U}S_{dp} = 1270(3 \times 0.01.427)/1000$$

$$= 16.27 \quad kg/d$$

$\Rightarrow$Volume of Aeration Tank

$$V_{BB} = \frac{\ddot{U}S_d * t_{TS}}{T_{SBB}} = \frac{549.4 * 23.3}{3.9} = 3282.3 \quad m^3$$

$$\ddot{U}S_d = 533.13 + 16.27 = 549.4 \quad kg/d$$

choose 2 Tanks 1= 31 W= 11 D = 5

V= 31 x 5 x 11 x 2 =3410

Second stage:

$$\ddot{U}S_{dc} = \left[925.6\left(0.75 + 0.6 * \frac{496}{427}\right) - \frac{(1-0.2) * 0.17 * 0.75 * 23.3 * 0.87}{1 + 0.17 * 23.3 * 0.78}\right]$$

$$\ddot{U}S_{dc} = 908.85 \quad Kg/d$$

$$\ddot{U}S_{dp} = 2166(3 \times 0.01 \times 427)/1000 = 27.75 \Rightarrow \ddot{U}S_d = 936.6 \quad kg/d$$

$\Rightarrow$Volume of Aeration Tank

$$V_{BB} = \frac{936.6 * 23.3}{3.9} = 5402 \quad m^3$$

$$\frac{F}{M} = 0.042$$
$$= \frac{542.95}{3282.3 \times 3.9}$$
$$= 0.042$$

choose 3 tanks L = 31 W= 11 D = 5 V= 5115 m^3

$$BTS = \frac{F}{M} = \quad \text{Sludge Loading}$$

$$BR = \frac{B_{d.BSB}}{V_{BB}} = \frac{542.95}{3410} = 0.159 \quad kg/m^3.d$$

$$B_{TS} = \frac{F}{M} = \frac{BR}{TSBB} = \frac{0.159}{3.9} = 0.041 \quad \text{Kg/kg.d} \qquad \text{OK}$$

Check: for Second Stage

$$F/M = \frac{925.6}{5402 \times 3.9} = 0.044$$

$$BR = \frac{B_{d.BSB}}{V_{BB}} = \frac{925.6}{5115} = 0.181 \quad kg/m^3.d$$

$$B_{TS} = \frac{F}{M} = \frac{0.181}{3.9} = 0.046 \qquad \text{Kg/kg.d} \qquad \text{OK}$$

Sizing of anoxic tank

$S_{NO3-\Delta} = C_{N.ZB} - S_{org\ N.AN} - S_{NH4.AN} - S_{NO3.AN} - X_{org\ N.B}$

$S_{NO3-\Delta}$: Concentration of Nitrate which coud be removal

$S_{org\ N.AN}$: Concentration of Organic Nitrogen The out let 2 mg/l

C_{NZB}: concentration of Nitrogen in the influent 79mg/l

S_{NH4-AN}: Concentration of NH4 in the out let = 0mg/l

S_{NO3-AN}: Concentration of NO3 in the out let

$S_{NO3-AN} = 0.6 - 0.8$ S an org N

$S_{NO3-AN} = 0.7 * 20 = 14$ mg/l

$X_{org\ NBM} = (0.04 - 0.05) C_{BSB.ZB}$ mg/l

$X_{orgNMB} \Rightarrow 0.05 * 427 = 21.35$ mg/l

$S_{NO3-D} = 79 - 2 - 0 - 14 - 21.35 = 41.65$ mg/l

$$\frac{S_{NO3.D}}{C_{BSBZB}} = \frac{41.65}{427} = 0.0975$$

form the Table (B.4)

$$\Rightarrow \frac{VD}{V_{BB}} = 0.2 \Rightarrow$$

(2020) $V_D = 0.2\ V_{BB} = 0.2 * 3410 = 682\ m^3$

L = 6.2 m W = 11m D = 5 m

(2035) $V_D = 0.2 * 5115 = 1023\ m^3$

L = 6.2m W = 11m D = 5m

RF:Return Feed Ratio [Return in the internal and external circuits to inflow]
RV: Return activate sludge ratio
Recycle liquid Ratio [internal] = 1.59

$$RF = \frac{S_{NH_4.N}}{S_{NO_3.AN}} - 1$$

$S_{NH4-N} = 0.6 * 79 = 47.4$ mg/l

$$RF = \frac{47.4}{14} - 1 = 2.39$$

$$RF = \frac{QRS}{Q} + \frac{QRZ}{Q} = \frac{QRS + QRZ}{Q} = \frac{RV * Q + IR * Q}{Q}$$

RF = RV + IR
2.39 = 0.8 + 1.59
Recycle liquid Ratio [internal] = 1.59
IR = 1.59

- Sizing of Anaerobic Tank
Retention Time [0.5 – 0.75] h for [Q_{maxd} +QRS]
Propose Retention time 0.68 h

2020 $Q_{maxd} + 0.8\ Q_{maxd} = 32.34 + 0.8 * 32.34 = 58.212$ L/S

$Q_{maxd} = 58.212$ L/S = 209.64 m^3/h

2035 $Q_{maxd} + 0.8\ Q_{maxd} = 51.85 + 0.8 * 51.85 = 93.33$ L/S

$Q_{maxd} = 336\ m^3$/h

Stage 1

Anaerobic = 0.68 * 209.6 = 142.5 m^3

In the first stage 2 Tanks L = 7 W = 2.6 D = 4 V = 145.6 m^3

In the Second stage 3 Tanks L= 6.5 W = 2.6 D = 4 V = 218.4 m^3

$$T = \frac{V}{Q} * \frac{218.4}{336} = 0.65 \qquad \text{OK} \qquad \leftarrow (0.5\text{-}0.75)$$

V: for (Q_{max}+Q_R) With Tmin

Stage 1
0.5 (209.64) = 104.82 m^3
for (Q_{max})With Tmin
0.5 (116.424) = 58.2 m^3

Stage 2
V= 0.5 (336) = 168 m^3
0.5 (186.66) = 93.33 m^3

A.2 التصميم اعتماداً على المرجع Metcalf & Eddy

Basic Design Data

- Design PE (2020) =10859 PE
  PE (2035) =18512 PE

Per capital flow contribution =150l/PE.d
Additional flow (strange water) =20% (Qav)
discharge Factor = 0.65
influent BOD {concentration} = 427 mg/l
influent COD = 854 mg/l
influent suspended solids {SS} = 496 mg/l
influent TKN = 79 mg/l
influent TP = 12.8 mg/l
Permissible Effluent BOD =30 mg/l
Permissible Effluent COD = ٧٥ mg/l
Permissible Effluent SS = 50 mg/l
Permissible Effluent NO3-N = 20 mg/l
Permissible Effluent NH4-N = 3 mg/l
Q_{av}: Average sewage flows
$Q_{max.d}$: Peak flow for dry case
$Q_{max.w}$: Peak flow for water case
K_{min}: flow minimum Factor
K_{max}: flow maximum Factor

1.1 Volume of sewage flows
stage-(1)

- Average flow $Q_{av} = \frac{10859 \times 150 \times 0.65}{60 \times 60 \times 24} = 12.25 L/S$

Strange water = 20% Q_{av} = 2.45L/S
K_{min} = 0.25 Q_{av} =0.32
Q_{av} tot= 12.25+20% Q_{av} =14.7L/S =1270m^3 /d
$Q'_{min} = Q_{av}.K_{min}$ = 3.92 L/s
Q_{min} = 3.92 + 2.45 = 6.37 L/s
= 550.4 m^3/d

$K_{man.d} = 1 + \frac{2.5}{Q_{av} 0.22}$

$K_{max.d}$ = 2.44
$Q_{man.d}$ = Qav* $K_{max.d}$
= 29.89 L/S
$Q_{max.d}$ = 29.89+2.45 =32.34 L/S =2794.2 m^3/d
Q_{max} = 1.5 $K_{max}Q_{av}$
= 44.84 L/S
$Q_{max.w}$ = 44.84+2.45 =47.29 L/S =4085.9m^3/d

Stage-(2)- 2035
Q_{av} =20.89 L/S
Strang water = 20% (Q_{av}) = 4.18 L/S
Q_{avtot} = 25.07 L/S = 2166 m^3/d
Q_{min} = 11.28 L/S = 974.6 m^3/d

$Q_{max.d}$ = 51.81 L/S = 4476.38 m^3/d
$Q_{max.w}$ = 75.62 L/S = 6533.6 m^3/d
K_{min} = 0.34
$K_{max.d}$ = 2.28

- أحواض التهويـة:

معطيات التصميم:

- الغزارة الوسطية : Q_{av} = 1270 m^3 / day
- وزن الحمل العضوي الداخل إلى أحواض التهوية (الكلي) : $(BOD5)_i$ = 542.95 Kg / day
- تركيز الـ $(BOD5)_i$ الداخل: $(BOD5)_i$ = 427 mg/l
- تركيز الـ $(BOD5)_e$ الخارج: $(BOD5)_e$=30 mg/ l
- كتلة المواد الصلبة المتواجدة في أحواض التهوية: MLSS = (2.0 ÷ 5.0) *10^3 mg/l
- (F/M) نسبة الغذاء إلى المواد العضوية من أجل التهوية المطولة: (F/M) = (0.04 ÷ 0.10) d^{-1}

الحساب:

المرحلة الأولى :

الغزارة الوسطية: Q_{av} =1270 m^3 / day

- بفرض تركيز المواد الصلبة : MLSS = 3900 mg/L

COD = 2* BOD= 854mg/L
bCOD = 1.7 * BOD
So= bCOD = 0.85 COD= 725.9 mg/L Vss=0.72*TSS =0.72*496= 357.12 mg/L
SCOD = 0.35 COD= 298.9 mg/L [30 – 40 %]COD
sBOD = 0.5 BOD= 213.5 mg/L [40 – 60 %]BOD

bCOD/COD=1.7

nbCOD = COD- bCOD = 128.1 mg/L
nbVSS=(1-(1.7 *(BOD-sBOD)/(COD-sCOD))*VSS= 123.62 mg/L
NOX = 0.8 TKN = 63.2 mg/L

حيث أن :

COD chemical oxygen demand
b COD Biodegradable chemical oxygen demand
s COD Soluble chemical oxygen demand
s BOD Soluble 5-d biochemical oxygen demand
nb COD No biodegradable chemical oxygen demand
VSS volatile suspended solids
TSS Total suspended solids
nb VSS No biodegradable volatile suspended solids
TKN Total Kieldahl nitrogen

درجة الحرارة التصميمية (١٣°)

عمر الحمأة المختار ٢٣.٣d

- حساب ناتج الحمأة اليومي:

المرحلة الأولى: $Q = 1270\ m^3/d$ حسب العلاقة:

A **B** **C** **D**

$$P_{XVSS} = \frac{QY(S_0 - S)\times 10^{-3}}{1 + K_d \times SRT} + \frac{f_d \times K_d \times Q \times Y(S_0 - S)SRT \times 10^{-3}}{1 + K_d \times SRT} + \frac{Q\ \ y_n(NOX)10^{-3}}{1 + K_{d\,n} \times SRT} + Q(nbvss)$$

حيث: من الجداول رقم (B-5) و (B-6) نختار العوامل التالية:

fd= 0.15 , $Kd_{20} = 0.12$, y = 0.4

ومن أجل درجة حرارة (١٣°) $Kd_{12} = 0.12 \times 1.04^{13-20} = 0.09$

$Kdn_{20} = 0.08 \Rightarrow Kdn_{١٣} = 0.08 \times 1.04^{١٣-20} = 0.0٦$

yn= 0.12

حيث أن :

Kd_{20} endogenous decay coefficient at 20°

Kdn_{20} endogenous decay coefficient for nitrifying organisms at 20°

Y biomass yield

fd fraction of biomass that remains as cell debris

$$P_{XVSS} = \frac{845.22 \times 0.40 \times (725.9.2) \times 10^{-3}}{1 + 0.09 \times 23.3} + \frac{0.15 \times 0.09 \times 1270 \times 0.4(725.9) \times 23.3 \times 10^{-3}}{1 + 0.09 \times 23.3} +$$

$$\frac{1270 \times 0.12(63.2) \times 10^{-3}}{1 + 0.06 \times 23.3} + 1270 \times 123.6 \times 10^{-3} = 119.1 + 37.54 + 4.02 + 156.97 = 317.54 \quad kg/d$$

$$PX_{TSS} = \frac{A}{0.85} + \frac{B}{0.85} + \frac{C}{0.85} + D + Q(TSS_0 - VSS_0)$$

$$= \frac{119.1}{0.85} + \frac{37.45}{0.85} + \frac{4.02}{0.85} + 156.97 +$$

$$1270 \times (496 - 357.12) \times 10^{-3} = 522.25 \quad kg/d$$

سيتم حساب حجم الحوض الإجمالي(حوض الإرجاع + حوض النترتة) ومن ثم تحديد الحجم اللازم لحوض النترتة

$$V.MLSS = P_{X\,TSS}.SRT$$

$$\Rightarrow V = \frac{522.25 \times 23.3}{3900 \times 10^{-3}} = 3120 \ \ m^3$$

باختيار حوضين D = 5 L = 31 W = 11 n = 2

$$\Rightarrow V = 5 \times 31 \times 11 \times 2 = 3410 \ \ m^3$$

$$F/M_{SS} = \frac{Q\ BODr}{V.MLSS} = \frac{1270 \times 427}{3410 \times 3900} = 0.041$$

المرحلة الثانية:

- الغزارة الوسطية: $Q_{av} = 2166 \quad m^3/day$

$$P_{XVSS} = \frac{2166 \times 0.40 \times (725.9) \times 10^{-3}}{1 + 0.09 \times 23.3} + \frac{0.15 \times 0.09 \times 2166 \times 0.4(725.9) \times 23.3 \times 10^{-3}}{1 + 0.09 \times 23.3} +$$

$$\frac{2166 \times 0.12(63.2) \times 10^{-3}}{1 + 0.06 \times 23.3} + 2166 \times 123.6 \times 10^{-3} = 203.1 + 63.9 + 6.85 + 267.71 = 541.56 \qquad kg/d$$

$$P_{X\,TSS} = \frac{A}{0.85} + \frac{B}{0.85} + \frac{C}{0.85} + D + Q(TSS_0 - VSS_0) = \frac{203.1}{0.85} + \frac{63.9}{0.85} + \frac{6.85}{0.85} + 267.71 +$$

$$2166 \times (496 - 357.2) \times 10^{-3} = 890.53 \qquad kg/d$$

MLSS = 3900 mg/ L

سيتم حساب حجم الحوض الإجمالي(حوض الإرجاع + حوض النترتة) ومن ثم تحديد الحجم اللازم لحوض النترتة

$$V = \frac{890.53 \times 23.3}{3900 * 10^{-3}} = 5320 \qquad m^3$$

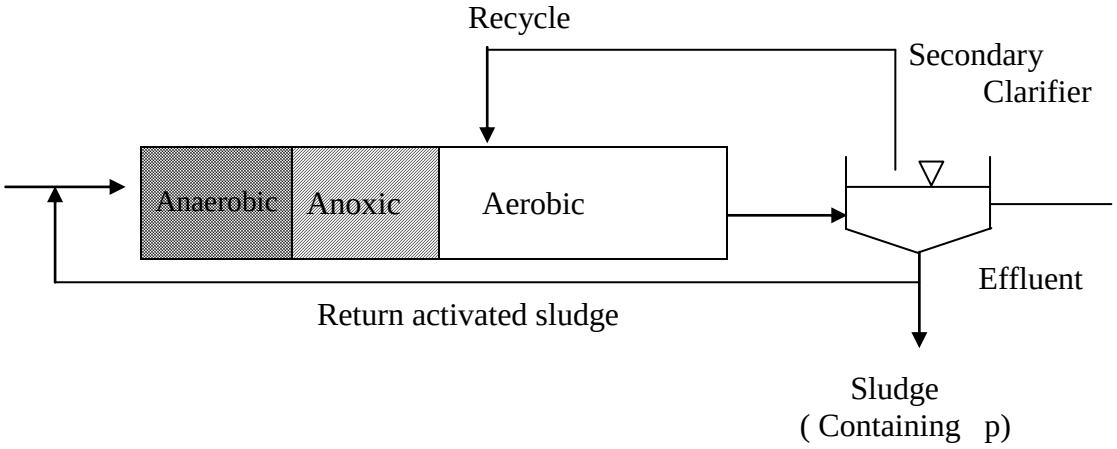
باختيار ثلاثة أحواض بنفس أبعاد المرحلة السابقة:

$V = 3 \times 31 \times 5 \times 11 = 5115\ m^3$

$$F/M_{SS} = \frac{2166 \times 427}{5115 \times 3900} = 0.046$$

- حساب حجم حوض إزالة الآزوت (Anoxic):

سنختار طريقة إزالة الآزوت حسب المرجع (Metcalf & Eddy) الحالة b(A^2/O) حسب الشكل التالي كتسلسل لمنشآت المحطة:



المرحلة الأولى:

$$NO_X = 0.8 \times TKN \qquad mg/l$$

حيث:

Ne : النتروجين المسموح خروجه.

TKN: الآزوت الكلي في المياه الداخلة.

NOx: النتروجين الناتج في المنطقة الهوائية.

بالتعويض في العلاقة السابقة نجد:

$$NO_X = 0.8 \times 79 \quad = 63.2 \quad mg/L$$

- نقوم بحساب NOr النتروجين المزال من العلاقة التالية:

$$NO_r = Vnox \times (SDNR) \times MLVSS_{bio}$$

حيث:

NOr: النتروجين المزال g/d.

Vnox: حجم حوض إزالة الآزوت m^3.

SDNR: عامل نوعي لإزالة الآزوت g NO3-N/g MLVSS.d.

$MLVSS_{bio}$: تركيز الكتلة الحيوية الطيارة في حوض Anoxic X_b = mg /L

لحساب مفردات العلاقة السابقة نقوم بما يلي:

- Vnox:

حتى يكون النترات المزال أكبر من النترات المزال نحتاج إلى زمن مكوث ضمن حوض الإرجاع

T= 8 hour

$$\Rightarrow V_{nox} = \frac{Q \times T}{24} = \frac{1270*8}{24} = 423.3 \quad m^3$$

- حساب SDNR:

نقوم بحساب F/M)b) من العلاقة التالية:

$$(F/M)_b = \frac{Q \times S_0}{V_{nax} \times X_b}$$

حيث:

(F/M)b:نسبة BOD إلى نسبة $MLSS_{bio}$.

Q:التدفق الوسطيm^3/day.

Vnox:حجم حوض إزالة الآزوتm^3.

X_b:تركيز الكتلة الحيوية في حوضAnoxic ويحسب من العلاقة(٢-٧).

S_0: تركيز ال bCOD الداخلة.

$$X_b = \left[\frac{Q \times SRT}{V}\right] \times \left[\frac{Y(S_0 - S)}{1 + K_d \times SRT}\right]$$

حيث: $S_0 - S \approx S_0$

Q:التدفق الوسطي m^3/day.

SRT:عمر الحمأة day.

V:حجم حوض التهوية.

بالتعويض نجد:

نعوض في العلاقة /٢/:

$$X_b = \left[\frac{1270*23.3}{3410}\right] * \left[\frac{0.4*725.9}{1+0.09*23.3}\right] = 813.58 g/m^3$$

$$(F/M)_b = \frac{Q \times S_0}{V_{nax} \times X_b} = \frac{1270*427}{423.3*813.58} = 1.57$$

حسب المخطط المرفق (٢-٣) إن rbCOD=(10-35)% COD

نختار ١٧٠.٨ =rbCOD=20%*COD= 0.2*854

ومن المخطط في درجة الحرارة (٢٠ °) يكون $SDNR = 0.25$

- تحسب(SDNR)١٣ من العلاقة وذلك من أجل تصحيح درجة الحرارة عند الدرجة التصميمية:

$SDNR_{13} = 0.25* (1.026)^{13-20} = 0.2$

$NO_r = 423.3* 0.2* 813.58 = 68878$ g/d

- من أجل حساب NOx_{feed} النتروجين الناتج في أحواض التهوية:

نبدأ الحساب من العلاقة:

$$IR = \frac{NO_X}{Ne} - 1 - R$$

حيث:

IR: نسبة تدوير السائل المعاد.

R:نسبة الحمأة المعادة(بفرض = ٠.٨).

NO_X:تركيز النتروجين الناتج في أحواض التهويةعلى شكل نترات.

Ne :تركيز الآزوت المسموح في المياه الخارجة على شكل نترات= 20mg/L .

بالتعويض نجد:

$$IR = \frac{NOx}{Ne} - 1 - R = \frac{63.2}{20} - 1 - 0.8 = 1.36$$

- لدينا Q1 التدفق الداخل إلى أحواض (Anoxic):

$Q_1 = (R^*.Q) + (IR^*Q)$

$Q_1 = (0.8 * 1270) + (1.36 * 1270) = 2743.2 \quad m^3/d$

$Q_{NOX} = Ne((Q+(IR^*Q)+(R^*.Q))$

$Q_1 = (R^*.Q) + (IR^*Q)$

$Q_{NOX} = Ne(Q + Q_1)$

$Q_{NOX} = (Ne^*Q) + (Ne^*Q_1)$

$Q_{NOX} - (Ne^*Q) = (Ne^*Q_1)$

$NOx_{feed} = Q_1 * Ne$

$= 2743 \times 23 = 63089 \quad g/d$

$Nox_{feed} = 63089 \quad g/d$

بالمقارنة بين NOr الناتج عن زمن مكوث حوضAnoxic مقداره $t = 8 \quad h$

نجد أن: $NOr > Noxfeed \quad \ldots\ldots OK$

إذاً إن حجم حوض Anoxic الناتج $V = 423.3 \ m^3$ هو حجم كافي لإجراء عملية Dinitrification ويشكل هذا الجزء نسبة ٠.١٢٤ من حجم حوض التهوية ولكن من المفضل أن تكون هذه النسبة (٠.٢).

ومنه:

- الوحدات المقترحة:
- عدد الأحواض=٢
- بعد الحوض الواحد بالاتجاه العرضي 11 m
- بعد الحوض الواحد بالاتجاه الطولي 5 m
- العمق: $h = 5 \quad m$
- حجم الأحواض: $V = 11 \times 5 \times 6.2 \times 2 = 682 \ m^3$
- فيكون زمن المكوث الفعلي: $t = \frac{V}{Q} \times 24 = \frac{682}{1270} \times 24 = 12.89 \quad h$

المرحلة الثانية: يتم الحساب كما في السابق.

نختار حوض ثالث بنفس المواصفات فيكون الحجم المطلوب هو:

$V = 11 \times 5 \times 6.2 \times 3 = 1023 \ m^3$

- فيكون زمن المكوث الفعلي: $t = \frac{V}{Q} \times 24 = \frac{1023}{2166} \times 24 = 11.34 \quad h$

- حساب حجم حوض إزالة الفوسفور:

تتم المعالجة للفوسفور بيولوجياً كونها أقل كلفة لعدم الحاجة إلى كلفة إضافة المواد الكيميائية في المعالجة الكيميائية.

الزمن اللازم لإزالة الفوسفور h(0.5-1.5) لتحقيق النسب المذكورة في الجدول التالي.

حسب M@E ص٩٢٧ الطبعة الثالثة يتم تصميم حوض إزالة الفوسفور:

TP = 12.8 mg/l

BOD_5 = 427 mg/l

المرحلة الأولى:

نفرض زمن مكث 1h يكون حجم الحوض:

$$V = \frac{Q}{24} * T = \frac{1270}{24} * 1 = 52.92 \quad m^3$$

– الوحدات المقترحة::

نختار حوضين حسب الأبعاد التالية :n = 2 m

– طول الحوض الواحد L = ٣.٥ m

– عرض كل حوض = 2 m

– العمق: h = 4 m

– حجم الأحواض: $V = 2 * 4 * 2 * 3.5 = 56 \quad m^3$

– فيكون زمن المكوث الفعلي:

$$t = \frac{V}{Q} * 24 = \frac{80}{1270} * 24 = 1.06 \quad h$$ .....OK

المرحلة الثانية:

نضيف حوض بنفس الأبعاد فيكون:

حجم الأحواض للمرحلة: $V = 2 \times 4 \times 3.5 \times 3 = 84 \ m^3$

– فيكون زمن المكوث الفعلي: $t = \frac{V}{Q} * 24 = \frac{84}{2166} * 24 = 0.93 \quad h$

– حجم حوض إزالة الفوسفور من أجل الغزارة الوسطية مع زمن مكث أعظمي 1.5 h

المرحلة الأولى:

$$\frac{1270}{24} * 1.5 = 79.38 \quad m^3$$

المرحلة الثانية:

$$V = \frac{2166*1.5}{24} = 135.38 \quad m^3$$

– تصميم أحواض الترسيب الثانوي:

Q_{av} = 1270 m^3/d
$Q_{max.d}$ = 2794.2 m^3/d
Qr= 0.8 * 1270 = 1016 m^3/d
SLR_{av}= (24-120) Kg/m^2.d
SLR_{max} = 168 Kg/m^2.d
α_{av}= (8-16)
$_{max}$= (24-32) α

بفرض حمل المواد الصلبة SLR_{av} = 80 kg/m^2.d

$$A = \frac{(Qav+Qr)MLSS}{SLRav} = \frac{(1270+1016)3.9}{80}$$

A = 111.44

بفرض اخترنا حوضين:

$$n = 2 \Rightarrow A = 55.72 \Rightarrow D = 8.42 = 1.49$$

$$\Rightarrow D = 9m$$

$$SLR_{\max} = \frac{(1016+2794)3.9}{127.23} = 116.79 < 168 \quad Kg/m^2.d$$

$$\propto_{av} = \frac{1270}{127.23} = 9.98 \quad OK \in (8-16)$$

زمن المكث=

$$T = \frac{1270}{127.23} = 9.98 \quad OK \in (8-16)$$

المرحلة الثانية:

SLav = 80 Kg/m^2.d

$$A = \frac{(2166+1732.8)3.9}{80} = 190 \quad m^2$$

نختار ثلاثة أحواض للمرحلة الثانية:

N = 3 → A = 63.36→ D = 8.98 m

نختار : D = 9

$$\Rightarrow SLR_{\max} = 126.95Kg/m^2.d < 168Kg/m^2.d$$

$$\propto_{av} = 11.36 m^3 / m^2.d \quad \in (8-16)$$

بفرض الارتفاع الجانبي 3.5 m

نحسب زمن المكث

المرحلة الأولى: $V = 445.32\ m^3$

زمن المكث من أجل Q_{maxd}

$$T = \frac{V}{Q_{\max .d} + Q_r} = \frac{445.32}{2794.2 + 0.8*1270} = 2.8 \quad h$$

زمن المكث من أجل الغزارة الماطرة:

$$T = \frac{V}{(Q_{\max .w} + Q_r)} = \frac{445.32}{4085.9 + 0.8*1270} = 2.1 \quad h$$

زمن المكث من أجل الغزارة الوسطية:

$$T = \frac{V}{Q_{av} + Q_r} = \frac{445.32}{1270 + 0.8*1270} = 4.7 \quad h$$

المرحلة الثانية: $V = 667.98\ m^3$

زمن المكث من أجل $Q_{max.d}$: $T = 2.58$ h

$Q_{max.w}$: $T = 2$ h

Q_{av}: $T = 4$ h

.....

انتهى

مع تحيات موقع الهندسة البيئية

www.4enveng.com