

# Alimentation en eau potable

## Introduction à l'alimentation en eau potable

2024/2025

M. Z.TALSSI

1

## Plan du cours

- Introduction
- Structure du réseau d'eau potable
- Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

2

### I. Introduction

#### > 1.1. Définitions

L'**eau potable** est une eau qui peut être consommée sans risque pour la santé.

Le réseau d'alimentation en eau potable est un ensemble d'infrastructure qui permet de véhiculer l'eau potable jusqu'aux points prévus en **quantité** suffisante et sans dégradation de sa **qualité**.

Au Maroc, le secteur de l'eau potable est géré par ONEE Branche Eau en collaboration avec les Régies autonomes.

3

### I. Introduction

#### > 1.2. Type de consommation

##### Consommation domestique

Eau destinée aux besoins domestiques tels que les boissons, le lavage, la douche, WC, ...

##### Consommation publique

Eau destinée aux équipements publics tels que les écoles, les administrations, les hôpitaux, ...

4

### I. Introduction

#### > 1.2. Type de consommation

##### Consommation Industrielle

L'eau est utilisée pour les procédés de fabrication, les circuits de refroidissement, de lavage de nettoyage, ...

##### Consommation touristique

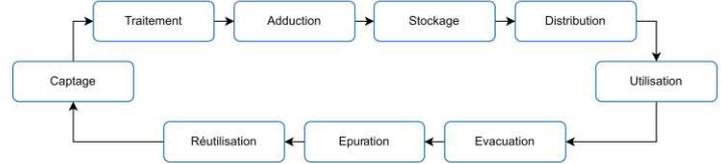
Il s'agit de la consommation des établissements touristiques tels que les hôtels, les campings ...

5

### I. Introduction

#### > 1.3. Cycle artificiel de l'eau

Le cycle de l'eau artificiel est le cycle de l'**utilisation anthropique** de l'eau.



6

## II. Structure du réseau d'eau potable

#### > Structure d'un réseau d'eau potable

- Captage
- Traitement
- Adduction
- Stockage
- Distribution



7

## II. Structure du réseau d'eau potable

#### > 1.4. Structure d'un réseau d'eau potable

##### > Captage

Le **captage** est l'opération de prélèvement des eaux naturelles en vue de l'alimentation en eau potable.

Il peut s'agir soit de l'**eau superficielle** (les rivières et les étangs naturels ou artificiels) ou de l'**eau souterraine** (nappes).

Les **ouvrages de captage** sont :

- Tour de prise, barge flottante ou pertuis dans le cas des eaux superficielles
- Puits, forage ou source naturelle dans le cas des eaux souterraines

8

## II. Structure du réseau d'eau potable

#### > 1.4. Structure d'un réseau d'eau potable

##### > Traitement

Cette phase concerne la purification de l'eau et l'amélioration de sa qualité pour pouvoir l'utiliser.

Dans le cas d'un procédé de traitement de l'eau potable conventionnel, les principales étapes sont :

- Coagulation
- Flocculation
- Décantation
- Filtration
- Chloration ou ozonation

9

## II. Structure du réseau d'eau potable

#### > 1.4. Structure d'un réseau d'eau potable

##### > Adduction

L'**adduction** est constituée par l'ensemble des conduites et des ouvrages qui permettent de transporter l'eau traitée jusqu'au lieu de stockage.

L'**adduction** peut être soit :

- Gravitaire
- Par refoulement

10

## II. Structure du réseau d'eau potable

- 1.4. Structure d'un réseau d'eau potable
- Stockage

Le **stockage** est assuré par les réservoirs. Ils permettent de constituer une réserve d'eau en cas de panne et d'assurer la distribution de l'eau sans pompage.

Les réservoirs doivent maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations, et autant que possible des fortes variations de température.

On distingue les réservoirs enterrés ou semi-enterrés et les réservoirs surélevés.

11

## II. Structure du réseau d'eau potable

- 1.4. Structure d'un réseau d'eau potable
- Distribution

La **distribution** est composée par l'ensemble conduites et ouvrages qui permettent de desservir les usagers par l'eau potable à partir des réservoirs de stockage.

En général, le réseau de **distribution** est un réseau gravitaire.

12

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

Les **conduites** sont caractérisées par :

- La **nature du matériau**
- Le **diamètre nominal DN** qui correspond au **diamètre intérieur** pour la majorité des conduites existantes sur le marché, à l'**exception** du **PVC** et du **PEHD** pour lesquels le diamètre nominal est le **diamètre extérieur**
- La **pression nominale PN** à laquelle elles peuvent résister et qui doit être **supérieure** à la pression maximale de service (PMS)

13

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

➤ **Fonte ductile**  
Utilisée dans le cas d'un terrain accidenté, traversée des oueds et des routes ou réseau à forte pression

Les diamètres nominaux commencent de 60mm et peuvent dépasser 3000mm.

La pression nominale varie de 10 à 50 bars

Revêtement intérieur : Mortier de ciment

Revêtement extérieur : Zinc et bitume

Assemblage : Emboitement, brides ou spéciaux

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...



14

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **Acier**

Utilisé dans le cas d'un terrain accidenté, traversée des oueds et des routes ou réseau à forte pression

Les diamètres nominaux commencent de 80mm et peuvent dépasser 3000mm

La pression nominale varie de 10 à 50 bars

Revêtement intérieur : Polyuréthane, époxy, mortier de ciment

Revêtement extérieur : Epoxy, bitume, polyéthylène

Assemblage : Soudure ou emboitement

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...



15

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **PVC**

Utilisé dans le cas des pressions limitées

Les diamètres nominaux varient de 50mm à 500mm sous forme de barres de 6m

La pression nominale varie de 6 à 16 bars

Assemblage : Emboitement

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...

Propriétés mécaniques faibles

Bonne résistance à l'abrasion et à la corrosion

Tuyau fragile à basse température



16

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **PEHD**

Utilisé dans le cas des pressions limitées

Les diamètres nominaux :

- 20mm à 1600mm sous forme de barres de 13m
- 20mm à 110mm sous forme de couronnes de 100m

La pression nominale varie de 6 à 16 bars

Assemblage : Soudure bout à bout ou par raccord électro-soudable

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...

Propriétés mécaniques moyennes

Bonne résistance à l'abrasion et à la corrosion



17

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **Béton précontraint**

Utilisé dans le cas des pressions élevées

Les diamètres nominaux de 300mm à 2200mm sous forme de barres de 6m

La pression nominale varie de 10 à 16 bars

Assemblage : Emboitement

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...

Propriétés mécaniques bonnes



18

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **Amiante ciment**

Utilisé anciennement dans les réseaux de l'eau potable

Les diamètres nominaux de 150mm à 500mm sous forme de barres de 4m

La pression nominale varie de 10 à 16 bars

Assemblage : Manchon

**Néfaste à la santé humaine**

Sensible aux chocs

Matériau léger



19

## III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

- 3.1. Conduites

- **PRV**

Utilisé récemment dans les réseaux de l'eau potable

Les diamètres nominaux de 300mm à 1800mm sous forme de barres de 12m

La pression nominale varie de 6 à 32 bars

Assemblage : Manchons ou à brides

Pièces spéciales : Tés, coudes, cônes de réduction, ...

Bonne résistance à la corrosion et à l'abrasion

Sensibilité moyenne aux chocs

Matériau léger



20

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.2. Pièces spéciales

Coudes, Tés, Manchons, Réductions



21

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.3. Pompes

La **pompe** est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler l'eau en augmentant la charge hydraulique.

On distingue :

- Les pompes submersibles
- Les pompes à cale sèche

Les **pompes** sont caractérisées par :

- Nature des matériaux
- Type de la roue
- Courbe de fonctionnement
- Rendement



22

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

Les **équipements** sont caractérisés par :

- La **nature du matériau**
- Le **diamètre nominal DN**
- La **pression nominale PN** à laquelle ils peuvent résister et qui doit être supérieure ou égale à la pression maximale de service (PMS)

23

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Vanne

On distingue deux principaux types : Les vannes à opercule et les vannes à papillon.

Les **vannes** sont utilisées pour le sectionnement du réseau ou pour le vidange de la conduite.

Les vidanges sont implantées dans les points bas du réseau.



24

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Ventouse triple fonctions

Elle assure trois fonctions :

- L'évacuation de l'air lors du remplissage de la conduite
- L'entrée d'air lors du vidange de la conduite
- Le dégazage

Elle est implantée dans les points hauts du réseau.



25

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Clapet anti retour

C'est un équipement de protection qui permet de protéger les pompes contre le retour des eaux en cas d'arrêt des pompes.



26

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Débitmètre

Le **débitmètre** est un équipement qui permet mesurer le débit passant de l'eau dans la conduite.



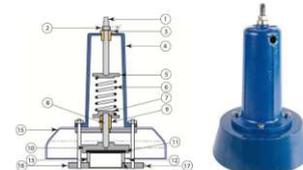
27

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Anti-bélier

La protection anti-bélier peut être assurée par : Soupape de décharge, cheminée d'équilibre ou par un ballon anti-bélier.



28

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Poteau ou bouche d'incendie

Ils sont des équipements raccordés à un réseau d'eau sous pression de diamètre minimal 100mm, qui permettent d'alimenter les fourgons des sapeurs-pompiers.

Ils peuvent assurer un débit de 17l/s et ils ont un rayon d'influence de 100m (exceptionnellement 150m).

Ces réseaux sont dédiés à la lutte contre l'incendie et à l'alimentation en eau potable du public.



29

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

#### > 3.4. Equipements

##### > Compteur

Le **compteur** est un équipement placé dans les points de consommation qui permet de comptabiliser la consommation.



30

### III. Eléments constitutifs du réseau d'eau potable

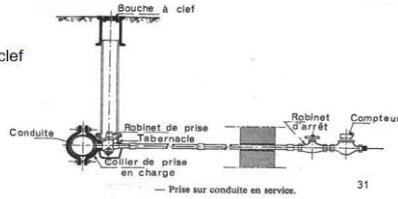
- > 3.4. Equipements
- > Branchement particulier

Un **branchement** est un ouvrage qui moyennant un piquage sur la conduite de distribution permet de desservir un consommateur.

Le piquage peut se faire en charge au moyen d'un collier de prise en charge.

Un branchement comporte :

- Un collier de prise
- Un robinet de prise avec bouche à clef
- Un tronçon de canalisation
- Un robinet d'arrêt
- Un compteur



# Alimentation en eau potable

## Evaluation des besoins en eau potable

2024/2025

M. Z. TALSSI

32

### Plan du cours

- Introduction
- Besoins à la consommation
- Besoins à la distribution
- Besoins à la production
- Captage des eaux

33

### I. Introduction

- > 1.1. Définitions

Les points de consommation sont desservis à partir d'un réservoir à travers un réseau de distribution.

On distingue trois niveaux de besoins en eau :

- Besoins à la consommation
- Besoins à la distribution
- Besoins à la production

34

### I. Introduction

- > 1.1. Définitions

#### Besoins à la consommation

Il correspond au volume d'eau consommé c'est-à-dire le volume total comptabilisé au niveau des branchements.

#### Besoins à la distribution

C'est le volume d'eau consommé ajouté aux pertes dans le réseau de distribution.

#### Besoins à la production

C'est le volume d'eau consommé ajouté aux pertes dans le réseau de distribution et de l'adduction.

35

### II. Besoins à la consommation

- > 2.1. Population

Le calcul de la population pour l'horizon  $n$  peut s'effectuer par plusieurs méthodes, la plus utilisée est la suivante :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n$$

Où :

$P_n$  : Population à l'horizon  $n$

$P_0$  : Population à l'horizon 0

$\alpha$  : Taux d'accroissement moyen annuel de la population entre 0 et  $n$

36

### II. Besoins à la consommation

- > 2.1. Population

- > Exercice

Calculer la population urbaine pour les différentes années.

Calculer le taux d'accroissement moyen annuel de la population rurale pour les différentes années.

En déduire la population totale pour les différentes années et son taux d'accroissement moyen annuel.

	2000	2005	2010	2015	2020
Population urbaine (hab)	142000	189400	228300	278900	341600
Taux d'accroissement					
Population rurale (hab)	113100				
Taux d'accroissement		3.71%	1.03%	-1.73%	-2.25%
Population totale (hab)					
Taux d'accroissement					

37

### II. Besoins à la consommation

- > 2.2. Dotation en eau potable

Dotations en eau potable est une estimation de la consommation unitaire de l'eau potable par type d'usager.

Type d'industrie	Dotations	Type d'aménagement	Dotations
Usine laitière	8 - 12 l/litre de lait	Habitat économique	120 l/j/personne
Abattoirs	100 - 500 l/lête d'animal	Appartement	120 l/j/personne
Distillerie de betteraves	4 m³/tonne de betterave	Villa S≤400 m²	150 l/j/personne
Sucrerie	60 - 100 l/kg de sucre	Villa S>400 m²	180 l/j/personne
Conserverie industrielle	6 - 20 l/kg de conserve	Riad	200 l/j/personne
Fabrique de glace	20 m³/tonne de glace	Hammam, Ecole, Dispensaire	5 m³/j
Tannerie	10 - 12 m³/tonne de produit fabriqué	Mosquée	3 m³/j
Papeterie	300 - 500 m³/tonne	Hôtel	500 l/j/lit
Blancherie	2 m³/kg de linge	Terrain de sport	10 m³/j
		Quartier périphérique	80 l/j/personne
		Lot industriel	20 m³/j

38

### II. Besoins à la consommation

- > 2.3. Densité d'habitat

La **densité d'habitat** est le nombre d'habitant par hectare. Cette densité dépend du type de l'habitation.

Type d'habitat	Nb d'habitant (hab/ha)
Habitat individuel	200
Habitat R+1	250
Habitat R+2	300
Zone villa	100

Le **taux de remplissage** est le rapport de la surface habitée d'une zone sur la surface totale de la même zone.

39

### II. Besoins à la consommation

- > 2.3. Taux de branchement

Le **taux de branchement** est le rapport de la population branchée au réseau d'eau potable sur la population total.

$$T_B = \frac{\text{Population branchée}}{\text{Population totale}}$$

40

## II. Besoins à la consommation

### > 2.4. Besoins à la consommation

Les besoins à la consommation se calculent par la formule suivante :

$$Q_{cons}(I/j) = D_{PB} \times PB + D_{PNB} \times PNB + D_A \times P + D_I \times P + D_T \times Nb \text{ des lits}$$

Où :

- $D_{PB}$  : Dotation de la population branchée en (l/j/hab)
- $PB$  : Population branchée (hab)
- $D_{PNB}$  : Dotation de la population non branchée en (l/j/hab)
- $PNB$  : Population non branchée (hab)
- $D_A$  : Dotation administrative (l/j/hab)
- $D_I$  : Dotation Industrielle (l/j/hab)
- $P$  : Population totale (hab)
- $D_T$  : Dotation touristique (l/j/lit)

41

## II. Besoins à la consommation

### > 2.4. Besoins de pointe à la consommation

Les besoins de pointe journalière sont définis par :

$$Q_{pj,cons}(I/j) = C_{pj} \times Q_{cons}(I/j)$$

$C_{pj}$  varie entre 1.2 et 1.5

Les besoins de pointe horaire sont définis par :

$$Q_{ph,cons}(I/j) = C_{ph} \times Q_{pj,cons}(I/j) = C_{ph} \times C_{pj} \times Q_{cons}(I/j)$$

$$C_{ph} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{C_{pj} \times Q_{cons}}}$$

$1.5 \leq C_{ph} \leq 4$

42

## III. Besoins à la distribution

### > Besoins à la distribution

Les besoins à la distribution sont définis par :

$$Q_{dist}(I/j) = \frac{Q_{cons}(I/j)}{R_{dist}}$$

Où :

$R_{dist}$  : Rendement de la distribution

43

## IV. Besoins à la production

### > Besoins à la production

Les besoins à la production sont définis par :

$$Q_{prod}(I/j) = \frac{Q_{dist}(I/j)}{R_{add}} = \frac{Q_{cons}(I/j)}{R_{add} \times R_{dist}}$$

Où :

$R_{add}$  : Rendement de la production  
 $R_{dist}$  : Rendement de la distribution  
 $R_g = R_{add} \times R_{dist}$  : Rendement global

44

## V. Captage des eaux

### > Introduction

Le **captage** est l'opération de prélèvement des eaux naturelles en vue de l'alimentation en eau potable.

On distingue le **captage** des :

- Eaux superficielles
- Eaux souterraines

45

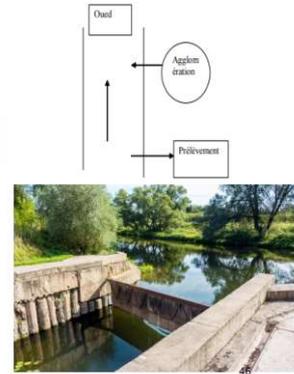
## V. Captage des eaux

### > Eaux superficielles

Le captage des **eaux superficielles** est effectué soit à partir d'un **cours d'eau** ou à partir d'un **lac naturel ou artificiel**.

### > Captage à partir d'un cours d'eau

La prise doit être située **en amont** des agglomérations pour éviter les pollutions.



46

## V. Captage des eaux

- > Eaux superficielles
- > Captage à partir d'un lac

Pour le captage de débits importants, on recourt aux barrages ou lacs.

L'eau d'un barrage ou d'un lac est caractérisée par la **stratification** de la température et de la composition, d'où la nécessité de prévoir plusieurs prises à différentes profondeurs.



47

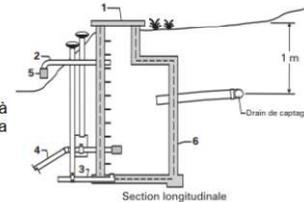
## V. Captage des eaux

### > Eaux souterraines

Le captage des **eaux souterraines** concerne les nappes et les sources.

### > Captage à partir d'une source

Un captage de source consiste en un ouvrage aménagé à un endroit où l'eau souterraine fait résurgence à la surface.



48

## V. Captage des eaux

- > Eaux souterraines
- > Captage à partir d'une nappe

Dans le cas des nappes peu profondes, le **captage** des eaux peut s'effectuer comme suit :

- Verticalement par des puits
- Horizontalement par des drains
- Par combinaison des puits et des drains rayonnants

49

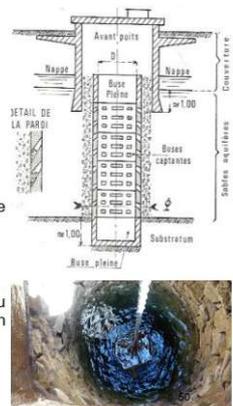
## V. Captage des eaux

- > Eaux souterraines
- > Captage à partir d'une nappe

### Puits

Afin de protéger les eaux de la pollution, il est important de respecter les conditions suivantes :

- Construction d'un avant puits et montage de buses pleines.
- Le corps de puits est constitué de buses perforées ou barbacanes. Les trous sont dirigés du bas vers le haut afin d'éviter les rentrées du sable dans le puits.



50

## V. Captage des eaux

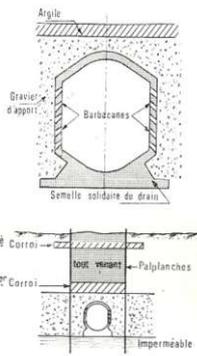
- Eaux souterraines
- Captage à partir d'une nappe

### Drains horizontaux

Lorsque la nappe est peu profonde et peu épaisse, on utilise les drains horizontaux.

Ces drains sont constitués d'éléments préfabriqués en béton, comportant :

- Semelle d'appui
- Sur les faces verticales, des barbacanes inclinées
- La protection contre la pollution superficielle s'effectue par des corrois en argile



51

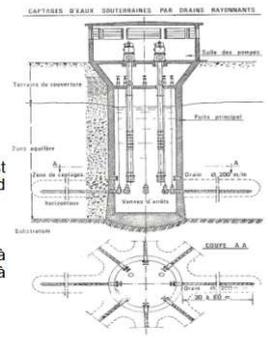
## V. Captage des eaux

- Eaux souterraines
- Captage à partir d'une nappe

### Puits à drains rayonnants

Pour capter des débits importants dans une nappe, il est intéressant de forer des drains horizontaux depuis le fond d'un puits de grand diamètre.

La technique des puits à drains rayonnants consiste à capter l'eau, au moyen des drains horizontaux, forcés à partir d'un puits qui n'est pas captant.



52

## V. Captage des eaux

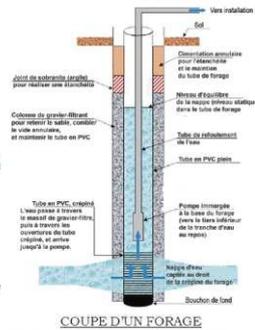
- Eaux souterraines
- Captage à partir d'une nappe

### Forage

Le captage des eaux profondes s'effectue généralement à l'aide des forages.

Le forage permet d'atteindre des profondeurs importantes.

Les forages sont équipés par un tubage annulaire, une crépine, une pompe et une colonne montante.



53



Filière : Génie Civil (S3)

# Alimentation en eau potable

## Adduction en eau potable

2024/2025

M. Z.TALSSI

54

## Plan du cours

- Introduction
- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

55

## I. Introduction

- 1.1. Définitions

Une **adduction** est une conduite qui alimente les réservoirs de stockage à partir des ouvrages de production.

On distingue deux types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement

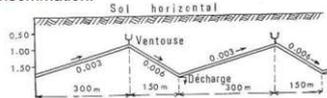
56

## I. Introduction

- 1.2. Critères de conception

Pour la conception de l'adduction, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Limiter le passage par des terrains privés (pour minimiser l'expropriation)
- La cote d'implantation du réservoir de stockage doit être suffisante pour assurer les pressions requises au niveaux des points de consommation.
- La profondeur minimale est de 0.8m
- La pente ascendante = 0.3%
- La pente descendante = 0.6%
- La vitesse doit vérifier :  $0.5 \text{ m/s} \leq v \leq 2 \text{ m/s}$
- Equipements des points hauts et des points bas



57

## I. Introduction

- 1.3. Charge hydraulique

On définit la charge hydraulique comme suit :

$$H(m) = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

Où :

- $P$  : Pression de l'eau en Pa
- $\gamma$  : Poids volumique de l'eau en  $\text{kg/m}^3/\text{s}^2$
- $v$  : Vitesse de l'eau en m/s
- $g$  : Accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$

58

## I. Introduction

- 1.4. Equation de Bernoulli

L'équation de Bernoulli s'écrit comme suit :

$$H_1 = H_2 + \Delta H_1^2$$

Où :

- $H_1$  : Charge hydraulique au point 1
- $H_2$  : Charge hydraulique au point 2
- $\Delta H_1^2 = \Delta H_1 + \Delta H_2$  : Pertes de charge entre 1 et 2

59

## I. Introduction

- 1.5. Formule de Darcy-Weisbach

La formule de Darcy-Weisbach pour les pertes de charge linéaires s'écrit comme suit :

$$\Delta H_1 = \lambda \frac{L.v^2}{2gD}$$

Où :

- $L$  : Longueur de la conduite en m
- $D$  : Diamètre de la conduite en m
- $v$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en m/s
- $\lambda$  : Coefficient de perte de charge linéaire
- $g$  : Accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$

60

## I. Introduction

- 1.5. Formule de Darcy-Weisbach
- Formule de Colebrook-White

La formule de Colebrook-White s'écrit comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{\epsilon}{3.7D} \right)$$

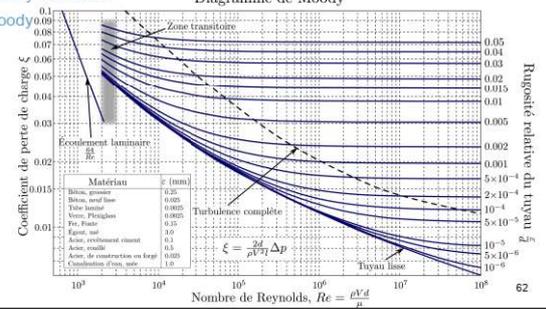
Où :

- $\lambda$  : Coefficient de perte de charge linéaire
- $D$  : Diamètre de la conduite en  $m$
- $Re$  : Nombre de Reynolds
- $\epsilon$  : Rugosité de la conduite en  $mm$

61

## I. Introduction

- 1.5. Formule de Darcy-Weisbach
- Diagramme de Moody



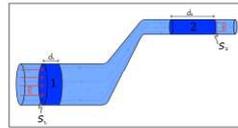
62

## I. Introduction

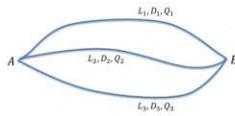
- 1.6. Equation de la continuité

L'équation de la continuité s'écrit comme suit :

$$Q_1 = Q_2$$



$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$



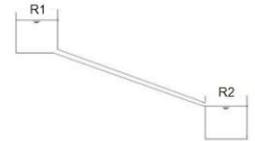
63

## II. Adduction gravitaire

- 2.1. Calcul du diamètre de la conduite

Pour déterminer le diamètre de la conduite, on se base sur les équations suivantes :

- Equation de Bernoulli
- Equation des pertes de charge
- Equation de la continuité



64

## II. Adduction gravitaire

- 2.1. Calcul du diamètre de la conduite
- Cas d'une conduite simple

$Q, L, \epsilon$  et  $\Delta H$  connus. On cherche  $D$ .

D1	v	Re	$\lambda$	D2
176.2	1.592	318471338	0.02	122.53
123.4	...	...	...	...
...	...	...	...	...

La résolution se fait par itération.

Prendre une valeur initiale de  $D$

Calculer la vitesse  $v$ ,  $Re$  et  $\lambda$

$$\text{Calculer } D = \left( \frac{8 \times L \times \lambda \times Q^2}{\pi^2 \times g \times \Delta H} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Il faut que la vitesse vérifie :  $0.5 \text{ m/s} \leq v \leq 2 \text{ m/s}$

65

## II. Adduction gravitaire

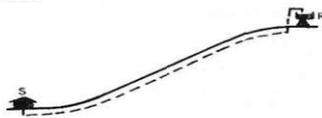
- 2.1. Calcul du diamètre de la conduite
- Cas d'une conduite simple

DN (mm)	PVC		PEHD		FD		PRV	
	PN10	PN16	PN10	PN16	C25		DN (mm)	PN10/PN16
50	45.2	42.6	44	40.8	60	60	300	300
63	57	53.6	55.4	51.4	80	80	350	350
75	67.8	64	66	61.4	100	100	400	400
90	81.4	76.8	79.2	73.6	125	125	450	450
110	99.4	93.8	96.8	90	150	150	500	500
125	113	106.6	110.2	102.2	200	200	600	600
140	127.8	121.4	123.4	114.6	250	250	700	700
160	147.6	141	141	130.8	300	300	800	800
180	...	...	158.6	147.2	350	350	900	900
200	184.6	176.2	176.2	163.6	400	400	1000	1000
225	207.8	198.2	198.2	184	450	450	1100	1100
250	230.8	220.4	220.4	204.6	500	500	1200	1200
315	290.8	277.6	277.6	257.8	600	600	1300	1300
400	369.4	352.6	352.6	327.4	700	700	1400	1400
500	461.8	440.6	440.6	409.2	800	800	1500	1500

## III. Adduction par refoulement

- 3.1. Tracé

Dans le cas où l'adduction gravitaire n'est pas possible, on prévoit une station de pompage qui permet d'augmenter la charge hydraulique au point de départ pour permettre à l'eau d'atteindre le point d'arrivée.



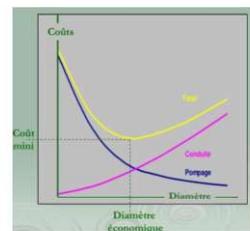
Le pente de la conduite de refoulement qui relie la station de pompage au réservoir doit être au maximum possible **régulière**.

67

## III. Adduction par refoulement

- 3.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

On parle dans ce cas du **diamètre économique**.



Le diamètre économique est un **optimum** entre :

- L'**investissement** : Constitué principalement par le coût des conduites
- L'**exploitation** : Constitué principalement par le coût de fonctionnement de la station de pompage

Plus le diamètre de la conduite est important, plus l'investissement sera important et l'exploitation sera faible.

68

## III. Adduction par refoulement

- 3.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du **diamètre économique**. Parmi les méthodes simplifiées pour le calcul du **diamètre économique** :

- Méthode de Bresse
- Méthode de Munier

## III. Adduction par refoulement

- 3.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement
- Méthode de Bresse

Le diamètre économique est :

$$D_e (m) = 1.5 \sqrt{Q (m^3/s)}$$

69

70

### III. Adduction par refoulement

- > 3.2. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement
- > Méthode de Munier

Le diamètre économique est :

$$D_e(m) = (1 + 0.02n)\sqrt{Q}$$

Où :

- $n$  : Nombre d'heures de pompage par jour
- $Q$  : Débit refoulé en  $m^3/s$

71

### III. Adduction par refoulement

- > 3.2. Dimensionnement de la pompe

Les caractéristiques de la pompe à déterminer sont :

- Débit refoulé
- Hauteur manométrique totale  $HMT$
- Puissance de la pompe

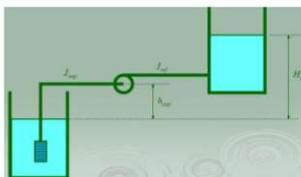
72

### III. Adduction par refoulement

- > 3.2. Dimensionnement de la pompe
- > Hauteur manométrique totale

La  $HMT$  se calcule comme suit :

$$HMT(m) = H_g + J_a + J_r$$



Où :

- $J_a$  : Pertes de charge de l'aspiration en  $m$
- $J_r$  : Pertes de charge du refoulement en  $m$
- $H_g$  : Hauteur géométrique entre le point de départ et le point d'arrivée en  $m$

73

### III. Adduction par refoulement

- > 3.2. Dimensionnement de la pompe
- > Puissance de la pompe

La puissance de la pompe se calcule comme suit :

$$P_p(W) = \frac{\gamma \times Q \times HMT}{\eta}$$

Où :

- $\gamma$  : Poids volumique de l'eau en  $m$
- $Q$  : Débit refoulé en  $m^3/s$
- $HMT$  : Hauteur manométrique totale en  $m$
- $\eta$  : Rendement de la pompe

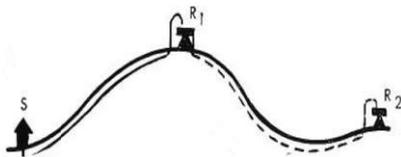
74

### IV. Adduction mixte

- > Adduction mixte

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte refoulement-gravitaire.

Un réservoir intermédiaire recevra l'eau provenant de la conduite de refoulement. L'eau s'écoulera ensuite par gravité.



75



Filière : Génie Civil (S3)

## Alimentation en eau potable Réservoirs

2024/2025

M. Z.TALSSI

76

### Plan du cours

- Introduction
- Types des réservoirs
- Conception des réservoirs

77

### I. Introduction

- > 1.1. Problématique

La **consommation** présente des **fluctuations importantes** au cours de la journée, alors que la capacité des installations de production de l'eau potable est **quasi-constante** (pour des raisons économiques)



La nécessité de prévoir des ouvrages de **régulation** dans le réseau d'eau potable.

78

### I. Introduction

- > 1.2. Définition

Le **réservoir** est un ouvrage qui permet de stocker un volume donné d'eau à une altitude donnée.

Le réservoir permet de :

- Réguler les débits
- Assurer une charge constante
- Desservir les consommateurs en cas de maintenance ou réparation de la production ou de la distribution

79

### I. Introduction

- > 1.2. Rôle des réservoirs

Sur le plan technique, le réservoir permet de :

- Réguler le débit entre la production et la distribution
- Assurer une charge constante
- Desservir les consommateurs en cas de maintenance ou réparation de la production ou de la distribution
- Assurer la réserve incendie

Sur le plan économique, le réservoir permet de :

- Réduire les coûts d'investissement
- Réduire les coûts de fonctionnement (puissance installée réduite ce qui implique la réduction de la consommation énergétique spécifique  $Wh/m^3$ )

80

## II. Types de réservoirs

### > 2. Types de réservoirs

On distingue les types suivants :

- Réservoirs semi-enterré ou au sol
- Réservoirs surélevés

En général, les réservoirs sont réalisés en **béton armé** ou en **acier**.

La forme des réservoirs peut être cylindrique, tronconique, carré ou rectangulaire.

81

## III. Conception des réservoirs

### > 3.1. Site du réservoir

Le réservoir doit être le plus **proche** possible de l'agglomération à desservir.

Le réservoir doit être calé à une **cote suffisante** pour assurer les pressions minimales requises au niveau des points de consommation.

Pour des raisons **économiques**, on privilégie le réservoir semi-enterré au réservoir surélevé si la topographie le permet.

Lorsque l'agglomération présente une **dénivelé importante** on adopte une **distribution étagée**.

82

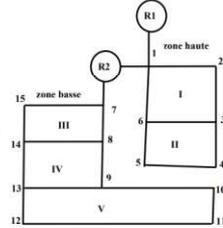
## III. Conception des réservoirs

### > 3.1. Site du réservoir

### > Distribution étagée

La distribution étagée est prévue lorsque la topographie de l'agglomération est accidentée.

Dans ce cas, le réseau de distribution est constitué d'au moins deux réseaux indépendants avec des pressions maximales ne dépassant pas la pression admissible.



83

## III. Conception des réservoirs

### > 3.2. Capacité du réservoir

Le volume du réservoir est :

$$V_{res} = V_{th} + V_i$$

Où :

$V_{res}$  : Volume du réservoir en  $m^3$

$V_{th}$  : Volume théorique en  $m^3$

$V_i$  : Réserve incendie en  $m^3$

84

## III. Conception des réservoirs

### > 3.2. Capacité du réservoir

### > Volume théorique

La **volume théorique** correspond à la régulation entre la consommation et la production et à la sécurité de l'approvisionnement en cas de maintenance ou de réparation.

Ce volume est déterminé en étudiant les variations du **débit de pointe journalière** à la production et du **débit de pointe horaire** à la consommation.

85

## III. Conception des réservoirs

### > 3.2. Capacité du réservoir

### > Volume théorique

En pratique, et dans le cas d'une **adduction** qui fonctionne **24h/24h**, le volume théorique est égale à la **moitié** de la consommation de la **journée de pointe**.

86

## III. Conception des réservoirs

### > 3.2. Capacité du réservoir

### > Réserve incendie

La réserve incendie est un volume d'eau prévu pour alimenter le réseau de distribution par un débit de  $60m^3/h$  pendant deux heures ( $17l/s$ ).

Ainsi :

$$V_i = 120 m^3$$

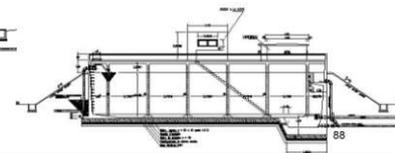
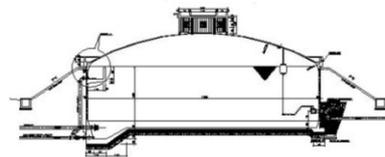
87

## III. Conception des réservoirs

### > 3.3. Forme du réservoir

La forme du réservoir au sol ou semi-enterré dépend de son volume :

- Forme cylindrique :  $V \leq 3000 m^3$
- Forme rectangulaire :  $V \geq 3000 m^3$



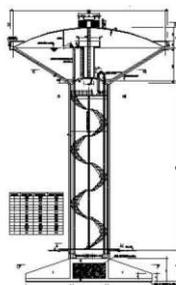
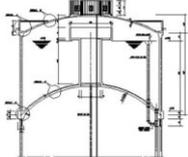
88

## III. Conception des réservoirs

### > 3.3. Forme du réservoir

La forme du réservoir surélevé dépend de son volume :

- Forme cylindrique :  $V \leq 1000 m^3$
- Forme tronconique :  $V \geq 1000 m^3$



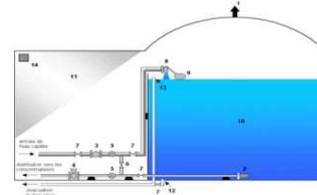
89

## III. Conception des réservoirs

### > 3.4. Constituants du réservoir

Le réservoir est composé principalement par :

- Cuve(s) : C'est l'enceinte qui permet de stocker l'eau (il est recommandé de prévoir 2 cuves)
- Chambre des vannes : Elle comprend la conduite d'arrivée, la conduite de départ, le trop plein, la vidange, le by-pass, le débitmètre, les vannes, la tuyauterie et les pièces spéciales



90

### III. Conception des réservoirs

#### > 3.5. Matériaux de construction

Les réservoirs d'eau potable sont en général réalisés en béton armé.

Les matériaux de construction doivent être **étanches** et ne doivent pas altérer la **qualité** de l'eau stockée.

91

# Alimentation en eau potable

## Réseau de distribution

2024/2025

M. Z. TALSSI

92

### Plan du cours

- Introduction
- Critères de conception
- Dimensionnement des réseaux de distribution

93

### I. Introduction

#### > 1.1. Définition

Le **réseau de distribution** constitue l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux points de consommation.

Le réseau se compose des **conduites** et des **ouvrages annexes** (points hauts, points bas, vannes de sectionnement, branchements, ...) réalisés dans les voies de l'agglomération concernée pour l'alimentation en eau potable.

On distingue :

- Réseau ramifié
- Réseau maillé
- Réseau étagé

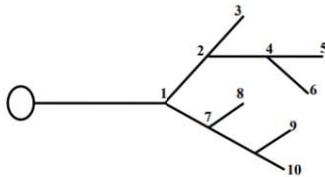
94

### I. Introduction

#### > 1.2. Réseau ramifié

Le **réseau ramifié** est composé de conduites qui se divisent à partir d'un point d'alimentation sans se refermer.

Ce réseau présente l'avantage d'être **économique** à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service.

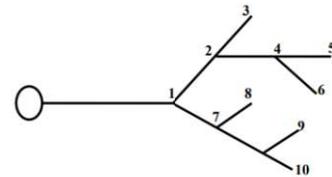


95

### I. Introduction

#### > 1.2. Réseau ramifié

Cependant, l'inconvénient principal de ce type de réseau est qu'il ne permet pas d'alimenter un point par plusieurs conduites. En effet, lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les **conduites** placées en **aval** se trouvent **privées d'eau**.



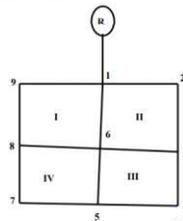
96

### I. Introduction

#### > 1.3. Réseau maillé

Le réseau **maillé** est composé de conduites **connectées** en **boucle** permettant une circulation de l'eau dans les deux sens.

Les risques de perturbation de service sont ainsi réduits.



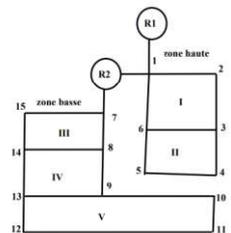
97

### I. Introduction

#### > 1.4. Réseau étagé

Dans le cas d'une agglomération présentant une **dénivelé importante**, la distribution assurée par un seul réseau pose d'énormes problèmes d'exploitation (fortes pressions dans quelques parties du réseau).

Il devient nécessaire de prévoir une **distribution étagée** en constituant deux ou plusieurs réseaux pouvant assurer des pressions limitées.



98

### II. Critères de conception

#### > 2.1. Débit de dimensionnement

Le débit retenu pour le dimensionnement des conduites de distribution est le **débit de pointe horaire** :

$$Q_{ph}(l/s) = C_{ph} \times C_{pj} \times Q_m(l/s)$$

Où :

$C_{ph}$  : Coefficient de pointe horaire

$C_{pj}$  : Coefficient de pointe journalière

99

### II. Critères de conception

#### > 2.2. Choix du diamètre

Le choix du diamètre doit respecter les conditions suivantes :

- Le diamètre à adopter doit être normalisé
- Le diamètre doit être suffisant pour assurer le débit  $Q_{ph}$  et les pressions minimales
- Le diamètre minimal à adopter est de 60 mm
- Dans les tronçons sur lesquels est prévu l'installation des bouches (ou poteaux) d'incendie, le diamètre minimal à retenir est de 100 mm.

100

## II. Critères de conception

### > 2.3. Vitesse d'écoulement

La vitesse de l'eau dans les conduites doit, en général, être comprise entre 0,5 et 2 m/s

- Une vitesse faible favorise la formation des dépôts et la stagnation de l'eau dans les conduites pouvant entraîner une dégradation de sa qualité
- Une vitesse forte entraîne d'importantes pertes de charge et donc une chute notable de la pression

En pratique, il faut avoir :

- Une vitesse maximale de 2m/s avec le débit de pointe horaire.
- Une vitesse minimale de 0,5m/s avec le débit de pointe journalière.

101

## II. Critères de conception

### > 2.4. Pressions

#### > Pression minimale aux nœuds

Le réseau de distribution doit assurer, dans les conditions les plus défavorables (**pointe horaire**), une pression au sol  $P_s$  correspondant à :

$$P_s = P_r + H + \Delta H$$

Où :

$P_r$  : Pression résiduelle en m (en général prise égale à 10m)

$H$  : Hauteur de l'habitat en m

$\Delta H$  : Pertes de charge dans l'habitat en m

Les pressions dans les **conduites** et les **nœuds** doivent être **inférieures à 60m**.

102

## II. Critères de conception

### > 2.5. Défense incendie

En cas d'incendie, le réseau de distribution doit être capable d'alimenter le nœud le plus proche de la zone sinistrée d'un débit de 17l/s avec une pression résiduelle de 1 bar.

Les bouches ou poteaux d'incendie auront un diamètre minimal d'alimentation de 100mm et chacun défendra un rayon de 100 à 150 m.

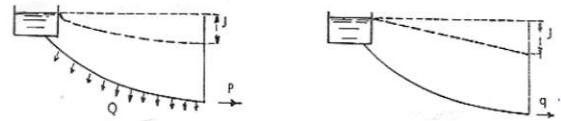
103

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.2. Conduite avec piquages

La conduite avec des piquages de débit  $Q$  **uniformément répartis** et débitant à son extrémité un débit  $P$ , est **équivalente** à une **conduite est simple** qui débite à son extrémité un débit  $q$  donné par :

$$q = P + 0.55Q$$



104

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.3. Réseau ramifié

Pour chaque tronçon, on évalue les débits selon la formule :  $q = P + 0.55Q$ , ensuite on détermine les diamètres en procédant comme suit :

- Pour un diamètre  $D$ , on vérifie à l'aide des calculs ou des tables qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon, la **vitesse** obtenue est **acceptable**, et que la pression au sol  $P_s$  suffisante.
- Si la pression au sol  $P_s$  est insuffisante, on reprend les calculs en prenant un diamètre **plus grand** pour diminuer les pertes de charge.

105

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.4. Réseau maillé

Dans un **réseau maillé**, le sens de circulation de l'eau dans une canalisation ne peut être déterminé avec exactitude du premier coup.

La répartition des débits dans les canalisations ne peut être évaluée qu'après des hypothèses, en tenant compte du fait que, pour assurer une circulation normale, il doit y avoir égalité des pressions au point de rencontre de deux courants.

La méthode employée pour le calcul des réseaux maillé est la méthode de Hardy-Cross.

Cette méthode se base sur les lois suivantes :

- Loi des nœuds
- Loi de la conservation de la charge

106

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.4. Réseau maillé

#### Loi des nœuds :

Pour chaque nœud, la somme des débits qui y entrent est égale à la somme des débits qui en sortent. Dans chaque nœud, on a :

$$\sum Q_{\text{sortant}} - \sum Q_{\text{entrant}} = 0$$

#### Loi de la conservation de la charge :

Le long d'un parcours fermé et orienté, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum J_i = 0$$

$J_i$  la perte de charge le long du tronçon  $i$

107

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.4. Réseau maillé

D'autre part, d'après la formule de Darcy-Weisbach on a :

$$J_i = R_i \times Q_i^2 \text{ où } R_i = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5}$$

Ainsi la loi de la conservation de la charge peut s'écrire :  $\sum \varepsilon_i R_i Q_i^2 = 0$

où :

$\varepsilon_i = 1$  dans le sens positif

$\varepsilon_i = -1$  dans le sens négatif

108

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.4. Réseau maillé

On pose  $\Delta q$  la valeur dont il est nécessaire de modifier les débits de sorte à vérifier l'égalité concernant les pertes de charges :

La 2<sup>ème</sup> loi devient :  $\sum \varepsilon_i R_i (q_i + \Delta q_i)^2 = 0$

En négligeant le terme en  $(\Delta q_i)^2$ , on obtient :  $\sum \varepsilon_i R_i q_i^2 + 2\Delta q_i \sum \varepsilon_i R_i q_i = 0$

Par suite :

$$\Delta q_i = \frac{-\sum \varepsilon_i R_i q_i^2}{2 \sum \varepsilon_i R_i q_i} = \frac{-\sum J_i}{2 \sum \frac{J_i}{q_i}}$$

Cette quantité est calculée pour chaque maille pour corriger la répartition des débits.

Si  $\frac{\Delta q}{\min(q_i)} < \text{Erreur}$  pour chaque maille, on arrête les calculs, si non on répète les corrections autant de fois qu'il faut jusqu'à convergence à la précision fixée.

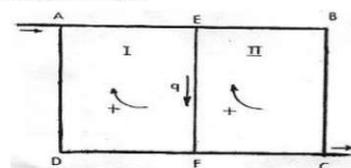
109

## III. Dimensionnement du réseau de distribution

### > 3.4. Réseau maillé

#### > Cas de deux mailles adjacentes

Pour une conduite commune à deux mailles, la correction qu'il faut apporter à cette conduite est la somme algébrique de la correction propre à la maille considérée avec celle de la maille adjacente changée de signe.



110

# Assainissement liquide

## Introduction à l'assainissement

2024/2025

M. Z.TALSSI

111

## Plan du cours

- Introduction
- Typologie des systèmes d'assainissement
- Structure du réseau d'assainissement

112

### I. Introduction

#### > 1.1. Définitions

Etymologiquement « assainissement » vient du verbe « assainir » qui signifie « rendre sain ».

L'assainissement liquide consiste à évacuer les eaux usées et les eaux pluviales d'une manière sanitaire et hygiénique pour l'Homme et sans impact négatif sur l'Environnement.

113

### I. Introduction

#### > 1.2. Problèmes posés par l'assainissement

L'extension permanente de l'urbanisation et de l'industrialisation, exige de fournir des efforts considérables par les communes pour assainir tous les rejets engendrés par ces activités, vers des exutoires de façon à ne pas créer une pollution.

Au Maroc, le secteur de l'assainissement liquide est géré par les régions autonome de distribution. Ces régions ont pour mission principale l'élaboration du Schéma Directeur de l'Assainissement.

114

### I. Introduction

#### > 1.3. Objectifs de l'assainissement

- ✓ Protection de la santé de l'Homme
- ✓ Protection de l'environnement
- ✓ Protection contre les inondations



115

### I. Introduction

#### > 1.4. Nature des eaux nuisibles

L'eau de l'égout est le liquide transporté dans le réseau d'assainissement qui peut être composé par :

- Eaux usées domestiques
- Eaux usées industrielles
- Eaux pluviales

Les matières polluantes peuvent être sous forme de :

- Matières en suspension
- Matières solubles et colloïdales

116

### I. Introduction

#### > 1.4. Nature des eaux nuisibles

#### > Eaux usées domestiques

Les **eaux usées domestiques** comprennent :

- Les **eaux ménagères** (eaux de cuisine, de lessive, de douches,...)
- Les **eaux vannes** (en provenance des toilettes : matières fécales et urines)

Les eaux usées domestiques sont polluées principalement par les **matières organiques**.

117

### I. Introduction

#### > 1.4. Nature des eaux nuisibles

#### > Eaux usées industrielles

Les eaux usées industrielles sont les eaux usées en provenance de diverses usines. La composition de ces eaux est **très variée** et dépend du type de l'industrie.

La pollution peut être dominée par les **matières organiques** (Abattoirs, sucreries, ...) ou par les **matières minérales** (industries chimiques ou pétrochimique, industries minières, ...)

118

### I. Introduction

#### > 1.4. Nature des eaux nuisibles

#### > Eaux usées industrielles

Dans le cas où on prévoit de rejeter les eaux usées industrielles dans le réseau public, (mélanger les eaux usées domestiques et industrielles) un **prétraitement en usine** est nécessaire pour éviter de perturber le fonctionnement de la station d'épuration.

Sinon, on peut prévoir un réseau séparé pour ces eaux avec une station d'épuration spécifique aux eaux usées industrielles.

119

### I. Introduction

#### > 1.4. Nature des eaux nuisibles

#### > Eaux pluviales

Elles comprennent essentiellement les **eaux de pluie**. La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au début des précipitations qu'à la fin par suite de nettoyage des aires balayées par l'eau.

La pollution des eaux pluviales est due à la pollution de l'atmosphère (gaz nocifs, poussières en suspension, ...) et à la pollution des surfaces de ruissellement (Poussières, huiles et graisses des véhicules, sable, ...)

120

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

Plusieurs facteurs interviennent dans le choix du système d'assainissement, en effet, une agglomération peut être assainie par un seul système d'assainissement ou par plusieurs systèmes indépendants les uns des autres.

On distingue deux principaux modes d'assainissement liquide :

- Assainissement autonome
- Assainissement collectif

121

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.1. Assainissement autonome

En zone d'habitat dispersé, des méthodes d'assainissement sont mises en place pour chaque habitation ou pour un petit groupe d'habitations. Il s'agit des fosses septiques, des puits perdus ou d'autres ouvrages mis en place selon les conditions du terrain et la dispersion des habitants.

Le recours à un assainissement autonome peut avoir plusieurs causes :

- Absence d'un assainissement collectif
- Présence des obstacles techniques qui peuvent empêcher la création d'un réseau ou le raccordement d'un bâtiment
- Coût trop élevé des équipements, du fonctionnement et de l'entretien

122

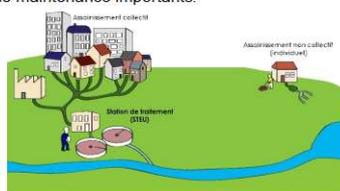
## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.2. Assainissement collectif

L'assainissement collectif est un mode d'assainissement constitué par un **réseau public de collecte et de transport** des eaux usées vers une station d'épuration.

Ce mode d'assainissement concerne en général les zones urbaines.

Les systèmes d'assainissement collectifs nécessitent des coûts d'investissement, de fonctionnement et de maintenance importants.



123

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.2. Assainissement collectif

Dans la pratique, il y a deux principaux systèmes de réseaux d'assainissement collectif à préconiser qui résulte d'une diversification des origines des effluents à évacuer.

Dans les systèmes d'assainissement collectifs, on distingue :

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo-séparatif

124

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

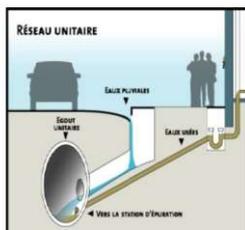
### > 2.2. Assainissement collectif

#### > 2.2.1. Système unitaire

Ce système comprend un **seul réseau** d'assainissement qui recueille **l'ensemble des eaux usées et les eaux pluviales**.

Ce système est préférable dans le cas où le cours d'eau est éloigné des points de collecte et l'agglomération présente est assez dense.

Le système unitaire est avantageux économiquement, mais il présente des problèmes de dépôt en temps sec et de surdimensionnement de la station d'épuration.



125

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.2. Assainissement collectif

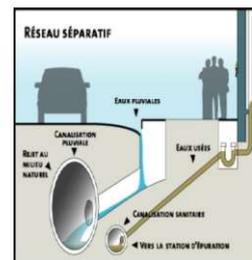
#### > 2.2.2. Système séparatif

Ce système est constitué par **deux réseaux distincts** : l'un est réservé aux **eaux usées** et l'autre aux **eaux pluviales**.

Ce système est préférable dans le cas où le cours d'eau n'est pas éloigné des points de collecte.

Ce système permet d'évacuer les eaux pluviales par voie superficielle.

Il permet aussi un dimensionnement et fonctionnement optimale de la station d'épuration.



126

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.2. Assainissement collectif

#### > 2.2.2. Système pseudo-séparatif

Ce système est constitué par **deux réseaux distincts** : l'un est réservé aux **eaux pluviales issues des voiries** et l'autre aux **eaux usées** ainsi que les **eaux pluviales provenant des toitures**.

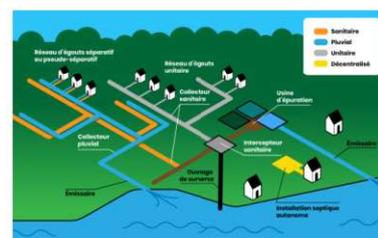
Ce système permet un seul branchement du domaine privé.

Lorsque les **surfaces imperméabilisées collectives** (voiries, parking, etc.) représentent une superficie importante avec de fortes pentes, ce système constitue une alternative au réseau séparatif.

127

## II. Typologie des systèmes d'assainissement

### > 2.2. Assainissement collectif



128

## III. Structure du réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement est composé par :

- Les canalisations
- Les ouvrages annexes

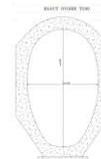
129

## III. Structure du réseau d'assainissement

### > 3.1. Canalisations

Les canalisations permettent de transporter les eaux nuisibles depuis leurs origines vers les points de rejets.

Les canalisations sont généralement de forme **circulaire** ou **ovoïdale**.



130

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.1. Canalisations
- Canalisations circulaires

Elles sont fabriquées en PVC, PEHD, AC, béton ou en fonte.  
Les diamètres nominaux disponibles sont :  $\Phi 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400, 1500, 1600, 1800$  et  $2000$ .



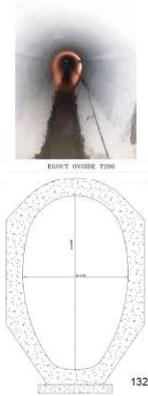
131

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.1. Canalisations
- Canalisations ovoïdales

Elles sont en béton coulé sur place.  
Les sections disponibles : T100, T130, T150, T180 et T200.

Type	a (mm)	b (mm)	Périmètre (m)	Surface (m <sup>2</sup> )
T100	1000	625	2.64	0.51
T130	1300	800	3.41	0.83
T150	1500	900	3.90	1.09
T180	1800	1080	4.68	1.57
T200	2000	1200	5.19	1.93

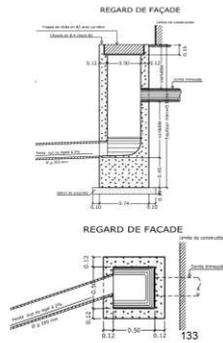


132

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.1. Regard de façade

C'est un mini regard appelé aussi boîte de branchement permettant le raccordement des canalisations intérieures collectant les eaux vannes et ménagères ou les eaux de pluie d'une propriété au réseau public d'assainissement.

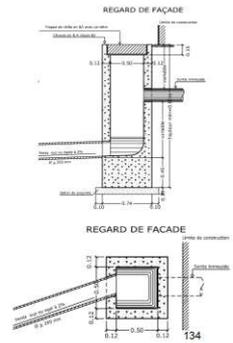


133

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.1. Regard de façade

**Canalisation de branchement** : c'est une conduite de diamètre minimal DN 200 mm. La pente est égale au minimum à 2% et l'angle de raccordement est compris entre 60° et 45° dans le sens de l'écoulement sauf si la chute est supérieure au diamètre aval, l'angle 90° est autorisé.



134

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.2. Bouche d'égout

Elles peuvent être à avaloir ou à grille.

Ces boucles d'égouts sont destinées exclusivement à collecter les eaux en surface, elles sont généralement sous les trottoirs, sous les caniveaux et aux bords des chaussées.

La canalisation de branchement est de diamètre minimal DN 300 mm. La pente est égale au minimum à 2% et l'angle de raccordement est compris entre 60° et 45° dans le sens de l'écoulement sauf si la chute est supérieure au diamètre aval, l'angle 90° est autorisé.

135

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.2. Bouche d'égout



136

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.3. Fossés et caniveaux

Ils permettent de recueillir et de transporter les eaux de ruissellement.

- Fossés : Ils sont destinés à recueillir les eaux provenant de la chaussée en milieu rural.



137

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.3. Fossés et caniveaux

Ils permettent de recueillir et de transporter les eaux de ruissellement.

- Caniveaux : Ceux sont des ouvrages destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselant sur les voiries et les trottoirs et à transporter ces eaux jusqu'aux bouches d'égouts.



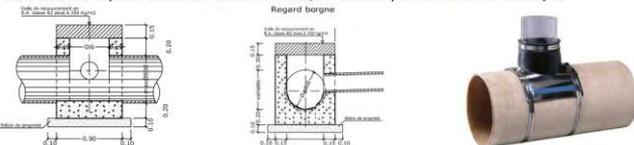
138

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.4. Regard borgne

C'est un ouvrage non visitable qui permet de raccorder la canalisation de branchement sur le collecteur public.

Le raccordement peut aussi se faire d'une façon directe par le biais d'une tulipe.



139

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.5. Regard de visite

Le regard de visite est un regard en béton muni d'un échelon de descente en acier inoxydable. Il est disposé sous trottoir ou sous chaussée pour permettre au personnel d'accéder aux canalisations en cas d'entretien du réseau.

Ces regards sont implantés au niveau des :

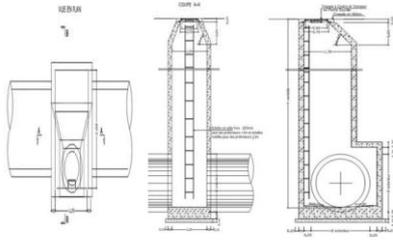
- ✓ Changements de direction, de pentes ou de diamètres
- ✓ Jonctions de plusieurs collecteurs
- ✓ Chutes

Ils sont espacés de 40m à 80m pour les diamètres inférieurs ou égales à 800mm et de 60m à 100m pour les diamètres supérieurs ou égales à 1000mm.

140

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.5. Regard de visite



141

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.6. Déversoir d'orage

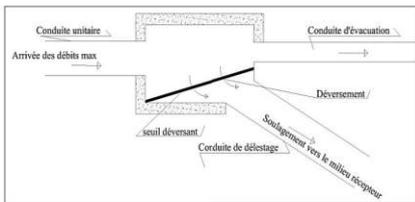
Le déversoir d'orage est un dispositif qui permet d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter le débit des eaux usées diluées vers le réseau utilisé en réseau unitaire ou pseudo-séparatif.

Le déversoir d'orage est composé principalement d'une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement et muni de seuil déversant permettant d'intercepter les eaux usées diluées et déléster les eaux pluviales vers le milieu récepteur.

142

### III. Structure du réseau d'assainissement

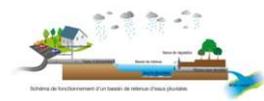
- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.6. Déversoir d'orage



143

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.7. Bassin de rétention



Le bassin de rétention est un type d'ouvrage de gestion des eaux pluviales. Il est conçu pour stocker temporairement les eaux pluviales avant de les rejeter à **débit contrôlé** dans un cours d'eau ou dans le réseau d'assainissement.

Il peut être enterré ou à ciel ouvert.



144

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.8. Station de pompage

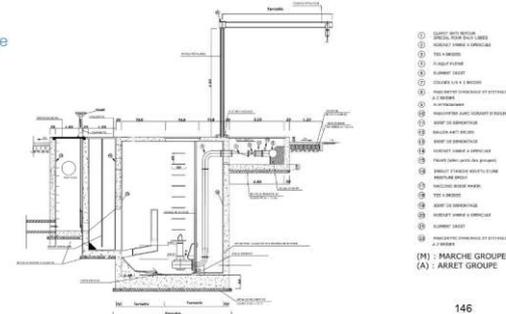
La station de pompage est composée par les groupes de pompes, les dispositifs d'aspiration et de refoulement et les commandes permettant aux groupes de pompage de fonctionner.

La station de pompage permet de transporter les effluents sous pression d'un point à un autre.

145

### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.2. Ouvrages annexes
- 3.2.8. Station de pompage



146

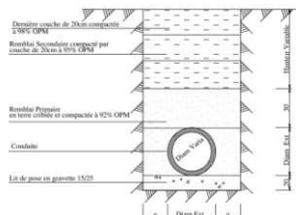
### III. Structure du réseau d'assainissement

- 3.3. Tranchée type

La tranchée type est une ouverture réalisée dans le sol pour la pose des canalisations.

Elle est de section rectangulaire et de profondeur variable selon le calage du réseau.

La largeur de la tranchée dépend des dimensions de la canalisation avec un minimum de 60 cm.



147



Filière : Génie Civil (S3)

## Assainissement liquide

### Evaluation des débits de dimensionnement

2024/2025

M. Z. TALSSI

148

### Plan du cours

- Introduction
- Evaluation des débits des eaux usées
- Evaluation des débits des eaux pluviales
- Assemblage des bassins

149

### I. Introduction

- 1.1. Données de base
- Plan d'aménagement

Il représente les différents types d'aménagements projetés et leurs limites (propriétés immobilières, les parcs, les voies ...)

- Plan topographique

Il représente la topographie du terrain afin de visualiser sa forme.

- Les paramètres locaux

La période de retour, les coefficients de Montana, le schéma directeur de l'assainissement, ...

150

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.1. Débit moyen des eaux usées

Le **débit moyen** des eaux usées  $Q_{m,EU}$  est obtenu à partir du **débit moyen de l'eau potable** multiplié par le **taux de rejet à l'égout  $T$**  et le **taux de raccordement** au réseau d'assainissement  $T_r$ .

Le **taux de rejet à l'égout  $T$**  est fixé par le gestionnaire de l'assainissement liquide. En général, il varie entre **0.8** et **0.85** (entre 80% et 85%).

La consommation moyenne dépend du type d'habitat et des équipements de la zone à assainir; il existe des dotations qui dépendent du niveau de vie des habitants (villas et économiques) et d'autres sont forfaitaires (hôtel, Hammam et mosquée).

151

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.1. Débit moyen des eaux usées

Le débit moyen des eaux usées  $Q_{m,EU}$  :

$$Q_{m,EU} = \frac{D \cdot N \cdot T \cdot T_r \cdot T_b}{86400}$$

Où :

$Q_{m,EU}$  : Débit moyen des eaux usées en l/s  
 $D$  : Dotation moyenne de l'eau potable par jour et par personne en l/j/personne  
 $N$  : Nombre de personne  
 $T$  : Taux de rejet à l'égout  
 $T_r$  : Taux de raccordement au réseau d'assainissement  
 $T_b$  : Taux de branchement au réseau d'eau potable

Si la dotation est par m<sup>2</sup> ou par quantité de production, on remplace  $N$  par la surface ou par la production annuelle.

152

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.1. Débit moyen des eaux usées

#### ➤ Tableau des dotations de l'eau potable

Type d'industrie	Dotation
Usine laitière	8 - 12 l/litre de lait
Abattoirs	100 – 500 l/tête d'animal
Distillerie de betteraves	4 m <sup>3</sup> /tonne de betterave
Sucrerie	60 – 100 l/kg de sucre
Conserverie industrielle	6 – 20 l/kg de conserve
Fabrique de glace	20 m <sup>3</sup> /tonne de glace
Tannerie	10 – 12 m <sup>3</sup> /tonne de produit fabriqué
Papeterie	300 – 500 m <sup>3</sup> /tonne
Blancherie	2 m <sup>3</sup> /kg de linge

Type d'aménagement	Dotation
Habitat économique	120 l/j/personne
Appartement	120 l/j/personne
Villa S≤400 m <sup>2</sup>	150 l/j/personne
Villa S>400 m <sup>2</sup>	180 l/j/personne
Riad	200 l/j/personne
Hammam, Ecole, Dispensaire	5 m <sup>3</sup> /j
Mosquée	3 m <sup>3</sup> /j
Hôtel	500 l/j/lit
Terrain de sport	10 m <sup>3</sup> /j
Quartier périphérique	80 l/j/personne
Lot industriel	20 m <sup>3</sup> /j

153

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.2. Débit de pointe des eaux usées

#### ➤ Coefficient de pointe journalière

Le coefficient de pointe journalière est défini par :

$$C_{pj} = \frac{\text{Débit de pointe journalier (l/s)}}{\text{Débit moyen journalier (l/s)}}$$

$C_{pj}$  varie entre 1.2 et 1.5

154

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.2. Débit de pointe des eaux usées

#### ➤ Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire est défini par :

$$C_{ph} = \frac{\text{Débit de pointe horaire (l/s)}}{\text{Débit de pointe journalier (l/s)}}$$

155

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.2. Débit de pointe des eaux usées

#### ➤ Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire est calculé à partir de la formule suivante :

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{C_{pj} \cdot Q_{m,EU}}}$$

Où :

$C_{ph}$  : Coefficient de pointe horaire  
 $Q_{m,EU}$  : Débit moyen des eaux usées en l/s  
 $1,5 \leq C_{ph} \leq 4$

156

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.2. Débit de pointe des eaux usées

#### ➤ Eaux parasites

Les **eaux parasites** ont pour origine les fuites dans le réseau d'eau potable. Il est important de prendre en considération ces eaux dans le calcul du débit des eaux usées.

En général, la quantité des eaux parasites à retenir varie entre **10%** et **20%** de la quantité des eaux usées.

157

## II. Evaluation des débits des eaux usées

### ➤ 2.2. Débit de pointe des eaux usées

Le débit de pointe horaire des eaux usées  $Q_p$  :

$$Q_{p,EU} = C_{ph} \cdot C_{pj} \cdot Q_{m,EU} \cdot (1 + 10\% \text{ à } 20\%)$$

Où :

•  $Q_{m,EU}$  : Débit moyen des eaux usées en l/s  
 •  $C_{pj}$  : Coefficient de pointe journalière  
 •  $C_{ph}$  : Coefficient de pointe horaire

158

## III. Evaluation des débits des eaux pluviales

### ➤ 3.1. Introduction

On distingue deux principales méthodes pour le calcul des débits pluviaux :

- Méthode rationnelle
- Méthode de Caquot

Plusieurs paramètres sont nécessaires pour pouvoir utiliser les méthodes citées ci-dessus tels que l'intensité de la pluie, le coefficient de ruissellement, temps de concentration, ...

159

## III. Evaluation des débits des eaux pluviales

### ➤ 3.1. Introduction

#### ➤ Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement noté  $C_r$ , permet de quantifier la part de la pluie qui s'est écoulée au niveau de l'exutoire par rapport à la pluie moyenne qui est reçue par le bassin.

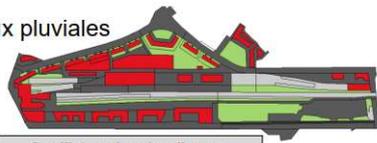
Il est défini pour un bassin homogène par le rapport :

$$C_r = \frac{\text{Hauteur (ou volume) d'eau ruisselée}}{\text{Hauteur (ou volume) d'eau précipitée}}$$

160

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Coefficient de ruissellement

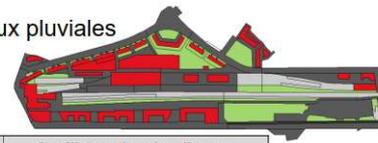


Type de surface	Coefficient de ruissellement
Habitations très denses	0,9
Habitations denses	0,6 à 0,7
Habitations moins denses	0,4 à 0,5
Habitations quartiers résidentiels	0,2 à 0,3
Pavages à larges joints	0,6
Voies en macadam	0,35
Allées en gravier	0,2
Surfaces boisées	0,05

161

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Coefficient de ruissellement



Type de surface	Coefficient de ruissellement
Zone de centre ville	0,70 – 0,95
Zone résidentielle pavillons isolés	0,30 – 0,50
Zone résidentielle pavillons groupés	0,60 – 0,75
Zone industrielle	0,50 – 0,90
Cimetières – Parcs	0,10 – 0,25
Rue	0,80 – 0,85
Trottoirs	0,75 – 0,90
Pelouses (sols sableux, faible pente)	0,05 – 0,10
Pelouses (sols terreux, faible pente)	0,15 – 0,20

162

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Coefficient de ruissellement

Dans le cas d'un bassin hétérogène, on utilise une moyenne pondérée par les surfaces partielles comme suit :

$$C_r = \frac{\sum_i C_{r,i} a_i}{\sum_i a_i}$$

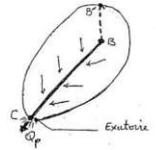
$C_{r,i}$  : Coefficient de ruissellement de la zone  $i$   
 $a_i$  : Superficie de la zone  $i$

163

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Temps de concentration

Le temps de concentration  $t_c$  est le temps au bout duquel la particule d'eau tombée dans la zone la plus éloignée de l'exutoire va atteindre celui-ci.



164

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Temps de concentration

La littérature propose plusieurs formules empiriques pour le calcul du temps de concentration. On citera les plus répandues :

- Formule de Kirpich :

$$t_c = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{I^{0.385}}$$

$t_c$  : Temps de concentration en minutes  
 $L$  : Longueur du cours d'eau le plus long en m  
 $I$  : Pente moyenne du cours d'eau le plus long en m/m

165

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Intensité de pluie

L'intensité de pluie est la hauteur de pluie tombée pendant une durée  $\Delta t$ , divisée par  $\Delta t$  :

$$i = \frac{\Delta P}{\Delta t} \text{ en mm/h}$$

Où :  
 $\Delta P$  : Pluie tombée en mm  
 $\Delta t$  : Durée durant laquelle  $\Delta P$  est tombée en h

166

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.1. Introduction
- > Intensité de pluie

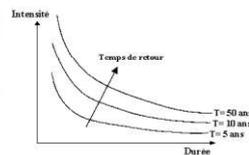
Les courbes Intensité-Durée-Fréquence permettent de déterminer l'intensité d'une averse en fonction de sa durée et sa période de retour.

Les courbes IDF dépendent de la zone d'étude.

En général, les courbes IDF sont approchées par la formule de Montana comme suit :

$$i(t, T) = a(T)t^{-b(T)}$$

$i(t, T)$  : Intensité de pluie maximale pour la durée  $t$  pour la période de retour  $T$  en mm/h  
 $a(T)$  et  $b(T)$  : Paramètres régionaux qui dépendent de la zone d'étude et de la période de retour  $T$



167

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.2. Méthode rationnelle

C'est une méthode déterministe fondée sur le concept du temps de concentration  $t_c$ .

On suppose que le débit de crue pour une période de retour  $T$  dépend de la pluie de la même période de retour et du coefficient de ruissellement. Il s'exprime par :

$$Q(T) = \frac{C_r i(t_c, T) S}{3,6}$$

$Q(T)$  : Débit de crue en m³/s pour la période de retour  $T$

$S$  : Surface du bassin versant en km²

$t_c$  : Temps de concentration du bassin versant en h

$i(t_c, T)$  : Intensité de pluie maximale pour la durée  $t_c$  pour la période de retour  $T$  en mm/h

168

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.3. Méthode de Caquot

C'est une méthode basée sur la méthode rationnelle avec des adaptations pour un bassin urbain.

Le débit de pointe pour une période de retour  $T$  dépend de la pluie de la même période de retour et du coefficient de ruissellement. Il s'exprime par :

$$Q_p(T) = K C_r^{\frac{1}{x}} I^{\frac{y}{x}} S^{\frac{z}{x}} \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{u}{x}}$$

Où :  
 $I$  : Pente en m/m  
 $S$  : Surface du bassin en ha  
 $C_r$  : Coefficient de ruissellement

169

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

- > 3.3. Méthode de Caquot

$$Q_p(T) = K C_r^{\frac{1}{x}} I^{\frac{y}{x}} S^{\frac{z}{x}} \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{u}{x}}$$

Où :

$$K = \left(\frac{a\mu - b}{6(\beta + \gamma)}\right)^{\frac{1}{x}}$$

$x = 1 + bf$   
 $y = -bc$   
 $z = (1 - \varepsilon) - bd$   
 $u = -0.84b$

170

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

➤ 3.3. Méthode de Caquot

$$Q_p(T) = K C_r^x / x S^z \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{y}{x}}$$

Où :

$$\beta + \gamma = 1.1$$

$$\varepsilon = 0.05$$

$$c = -0.41$$

$$d = 0.507$$

$$f = -0.287$$

$$\mu = 0.5$$

a et b Coefficients de Montana  $i = at^{-b}$  en mm/min

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

➤ 3.3. Méthode de Caquot

➤ Domaine de validité de la méthode de Caquot

- La surface  $S \leq 200$  ha
- Les valeurs de limites de la pente :  $0.002 \leq I \leq 0.05$
- Le coefficient de ruissellement  $C_r$ , évolue dans la fourchette des valeurs :  $0.2 \leq C_r \leq 1$
- Le coefficient d'assemblage  $M \geq 0.8$

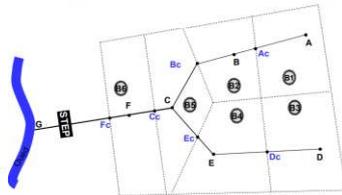
### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.1. Découpage des bassins

Les limites du bassin versant urbain correspondent aux limites de la surface bâtie et raccordée au réseau d'assainissement.

Le bassin global est composé par :

- Les bassins élémentaires B1 à B6.
- Chaque bassin élémentaire a son exutoire.



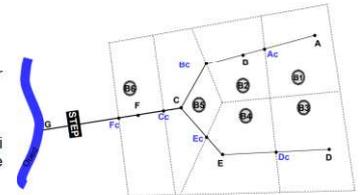
### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.1. Découpage des bassins

Tracer les collecteurs suivants les voiries.

Les tronçons ne doivent pas dépasser 300 m.

Définir le point caractéristique qui correspond au point qui limite la surface d'apport pour dimensionner un tronçon.



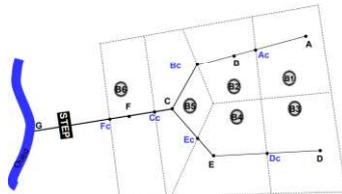
### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.1. Découpage des bassins

Le point caractéristique d'un tronçon est situé à :

- 55% de la longueur du tronçon pour les tronçons situés en amont du bassin.
- 50% de la longueur du tronçon pour les autres tronçons.

Délimiter les bassins élémentaires correspondant aux points caractéristiques.

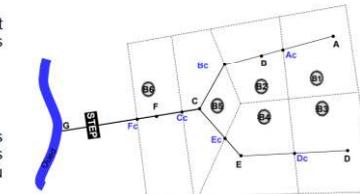


### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.1. Découpage des bassins

Les calculs du débit de pointe sont effectués aux exutoires des bassins élémentaires.

Les limites latérales des bassins élémentaires correspondent aux limites des surfaces bâties effectivement raccordés au réseau.



### IV. Assemblage des bassins

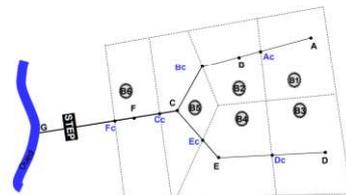
➤ 4.2. Assemblage en série

Des bassins seront dits en série, lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre.

Les bassins B1 et B2 sont en **série**.

Le **bassin équivalent**  $B_{12} = B_1 + B_2$ .

Le **bassin équivalent**  $B_{34} = B_3 + B_4$ .



### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.2. Assemblage en série

Les caractéristiques du bassin équivalent en série sont :

<b>Surface</b>	$A_{eq} = \sum A_i$
<b>Coefficient de ruissellement</b>	$C_{eq} = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i}$
<b>Pente</b>	$I_{eq} = \left( \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{I_i}} \right)^2$
<b>Coefficient d'allongement</b>	$M_{eq} = \frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$

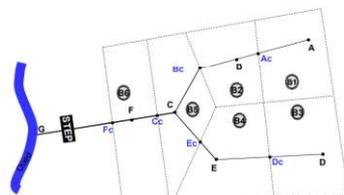
### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.3. Assemblage en parallèle

Les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Les bassins B12 et B34 sont en **parallèles**.

Le **bassin équivalent**  $B_{14} = B_{12} \parallel B_{34}$ .



### IV. Assemblage des bassins

➤ 4.2. Assemblage en parallèle

Les caractéristiques du bassin équivalent en parallèle sont :

$L(Q_{p,i \max})$  est la longueur du plus long parcours du sous bassin du plus fort débit de pointe.

<b>Surface</b>	$A_{eq} = \sum A_i$
<b>Coefficient de ruissellement</b>	$C_{eq} = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i}$
<b>Pente</b>	$I_{eq} = \frac{\sum Q_{p,i} I_i}{\sum Q_{p,i}}$
<b>Coefficient d'allongement</b>	$M_{eq} = \frac{L(Q_{p,i \max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

## IV. Assemblage des bassins

### > 4.3. Assemblage en parallèle

Lors de l'assemblage des deux bassins en parallèle le débit résultant de l'assemblage doit s'inscrire entre les limites suivantes :

$$Q_p \max \leq Q_p \leq \sum Q_{pi}$$

Avec :

$Q_p \max$  : Le plus fort débit entrant

$\sum Q_{pi}$  : La somme des débits entrants

Si cette condition n'est pas vérifiée, on retient la valeur de la borne correspondante.

181

# Assainissement liquide

## Dimensionnement du réseau d'assainissement

2024/2025

M. Z. TALSSI

182

## Plan du cours

- Introduction
- Dimensionnement du réseau unitaire
- Dimensionnement du réseau séparatif

183

## I. Introduction

### > 1. Introduction

Dans l'assainissement liquide, les canalisations sont dimensionnées pour :

- Un écoulement à **surface libre**
- Un écoulement à **pleine section**

184

## I. Introduction

### > 2. Equations de base

Formule du débit :

$$Q(m^3/s) = v \cdot S$$

Formule de **Chezy** :

$$v(m/s) = C \cdot R_h^{\frac{1}{2}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Le coefficient  $C$  est donné par :

- Dans le cas des canalisations d'eaux pluviales ou unitaires :  $C = 60 \cdot R_h^{\frac{1}{4}}$
- Dans le cas des canalisations d'eaux usées :  $C = 70 \cdot R_h^{\frac{1}{5}}$

185

## II. Dimensionnement du réseau unitaire

Le débit retenu pour le dimensionnement des canalisations est celui des **eaux pluviales**.  
Le débit des **eaux usées est négligeable**.

La formule utilisée est :

$$Q(m^3/s) = 60 \cdot S \cdot R_h^{\frac{3}{4}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

$S$  : Surface de la section de la canalisation (m<sup>2</sup>)

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

186

## II. Dimensionnement du réseau unitaire

### > 2.1. Canalisation circulaire

Le diamètre de la canalisation est :

$$D = \left( \frac{Q}{16.66 \sqrt{I}} \right)^{\frac{4}{11}}$$

Où :

$D$  : Diamètre (m)

$Q$  : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

Le diamètre doit être arrondi au diamètre nominal  $DN$  supérieur.

187

## II. Dimensionnement du réseau unitaire

### > 2.1. Canalisation circulaire

#### > DN des canalisations

PVC CR4		PEHD CR8		Béton armé	Fonte ductile
DN (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	Dint (mm)	DN (mm)	DN (mm)
160	152	160	135	300	150
200	196.2	230	200	400	200
250	237.6	288	250	500	250
315	299.6	350	300	600	300
400	380.4	465	400	800	350
		580	500	1000	400
		693	600	1200	450
		940	800	1400	500
		1177	1000	1600	600
				1800	700
				2000	800
				2200	900
				2200	1000
				2400	
				2500	188

188

## II. Dimensionnement du réseau unitaire

### > 2.1. Canalisation circulaire

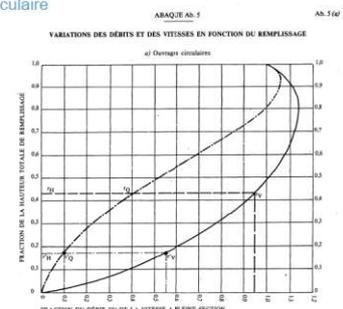
#### > Conditions à vérifier

- Le **diamètre minimal** à considérer est  $D_{min} = 400 \text{ mm}$ .
- La pente **minimale** est de **0.005 m/m** et la pente **maximale** est de **0.05 m/m**.
- Vitesse maximale :  $V_{max} < 4 \text{ m/s}$
- **Conditions d'autocurage**
  - ✓  $V_{1/10} \geq 0.6 \text{ m/s}$  ( $V_{1/10}$  vitesse qui correspond au 1/10 du débit de projet)
  - ✓ Vitesse à pleine section :  $V_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$

189

## II. Dimensionnement du réseau unitaire

### > 2.1. Canalisation circulaire



190

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.1. Eaux usées

Le débit retenu pour le dimensionnement des canalisations est celui des **eaux usées**.

La formule utilisée est :

$$Q(m^3/s) = 70 \cdot S \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

$S$  : Surface de la section de la canalisation (m<sup>2</sup>)

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

191

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.1. Eaux usées

Le débit retenu pour le dimensionnement des canalisations est celui des **eaux usées**.

Le diamètre de la canalisation est :

$$D = \left( \frac{Q}{21.818 \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Où :

$D$  : Diamètre (m)

$Q$  : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

Le diamètre doit être arrondi au diamètre nominal  $DN$  supérieur.

192

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.1. Eaux usées

##### > Conditions à vérifier

- Le **diamètre minimal** à considérer est  $D_{min} = 300 \text{ mm}$ .
- La pente **minimale** est de **0.005 m/m** et la pente **maximale** est de **0.05 m/m**.
- Vitesse maximale :  $V_{max} < 4 \text{ m/s}$
- **Conditions d'autocurage**
  - ✓  $V_{2/10} \geq 0.3 \text{ m/s}$  ( $V_{2/10}$  vitesse qui correspond au remplissage 2/10 de la canalisation)
  - ✓ Vitesse à pleine section :  $V_{ps} \geq 0.7 \text{ m/s}$
  - ✓ Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen c'est-à-dire :  $Q_m/Q_{ps} \geq 0.12$

193

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.2. Eaux pluviales

Le débit retenu pour le dimensionnement des canalisations est celui des **eaux pluviales**.

La formule utilisée pour les canalisations fermées est :

$$Q(m^3/s) = 60 \cdot S \cdot R_h^{\frac{3}{4}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Où :

$S$  : Surface de la section de la canalisation (m<sup>2</sup>)

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

194

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.2. Eaux pluviales

Le débit retenu pour le dimensionnement des canalisations est celui des **eaux pluviales**.

Le diamètre de la canalisation est :

$$D = \left( \frac{Q}{16.66 \sqrt{I}} \right)^{\frac{4}{11}}$$

Où :

$D$  : Diamètre (m)

$Q$  : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$I$  : Pente de la canalisation en (m/m)

Le diamètre doit être arrondi au diamètre nominal  $DN$  supérieur.

195

### III. Dimensionnement du réseau séparatif

#### > 3.2. Eaux pluviales

##### > Conditions à vérifier

- Le **diamètre minimal** à considérer est  $D_{min} = 400 \text{ mm}$ .
- La pente **minimale** est de **0.005 m/m** et la pente **maximale** est de **0.05 m/m**.
- Vitesse maximale :  $V_{max} < 4 \text{ m/s}$
- **Conditions d'autocurage**
  - ✓  $V_{1/10} \geq 0.6 \text{ m/s}$  ( $V_{1/10}$  vitesse qui correspond au 1/10 du débit de projet)
  - ✓ Vitesse à pleine section :  $V_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$

196