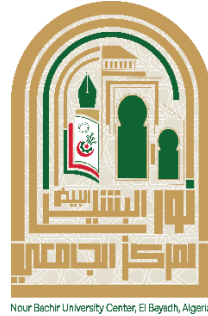


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Nour Bachir El Bayadh

Institut des Sciences
Département de Technologie



Polycopié de Cours

Cours UEF 1.1.1

Intitulé :

HYDRAULIQUE APPLIQUÉE



Préparé par :

Dr. DJELLOULI Fayçal

Maître de Conférences Classe « A »

2023-2024

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	I
LISTE DES TABLEAUX	VII
LISTE DES FIGURES	VIII
Avant propos	XI
Objectifs	XII
CHAPITRE I : CAPTAGE DES EAUX	1
I.1. Cycle de l'eau	1
I.1.1. Concept et mécanismes	1
I.1.2. Fondamental	2
I.1.3. Distribution des eaux à l'échelle globale	3
I.1.4. Distribution des eaux à l'échelle continentale, régionale, ou local	5
I.2. Notions hydrogéologiques	6
I.3. Caractéristiques des milieux aquifère	8
I.4. Les eaux souterraines	9
I.4.1. Captage des sources	9
I.4.1.1. Définitions	9
I.4.1.2. Type de sources	9
I.4.1.3. Captage de l'eau de source	11
I.4.1.3.1. Aménagement simple d'une source	12
I.4.1.3.2. L'aménagement avec reservoir.	13
I.4.1.3.3. L'aménagement avec réservoir et filtre.	13
I.4.2. Captage des eaux souterraines	15
I.4.2.1. Le puits tubulaire	15
I.4.2.2. Le puits de surface	15
I.4.2.3. La pointe filtrante	15
I.4.2.4. Le puits rayonnant	17
I.4.2.5. Captage par drains horizontaux	18
I.4.3. Méthode de forages	20
I.4.3.1. Forage par percussion (par battage)	21
I.4.3.2. Forage au rotary	23
I.4.3.3. Construction d'un forage	24
I.4.3.4. Les puits forés ou forages	26
I.5. Captage des eaux de surface	26
I.5.1. Type de captage des eaux de surface	26
I.5.1.1. Prise d'eau dans une rivière	27
I.5.1.2. Prise d'eau dans le fond du lit	27
I.5.1.3. Prise d'eau dans la rivière même	27
I.5.1.4. Prise d'eau latérale (sur la berge)	28
I.5.1.5. Prise d'eau dans un réservoir	28
I.5.1.6. Prises d'eau flottantes	29
I.5.1.7. Prises d'eau dans les barrages	30
CHAPITRE II : CONSOMMATION EN EAU POTABLE	32
II.1. Définitions	33
II.1.1. Potabilité	33
II.1.2. Alimentation en eau potable	33
II.2. Un système d'alimentation en eau potable	34

II.3. Classification des systèmes de distribution d'eau	34
II.3.1. Captage.....	35
II.3.2. Traitement des eaux	37
II.3.3. Adduction	37
II.3.4. Accumulation ou réservoir	38
II.3.5. Distribution	39
II.3.6. Pompes.....	40
II.4. Les besoins en eau en milieu urbain	40
II.4.1. Besoins en eau domestiques	40
II.4.2. Besoins publics	41
II.4.3. Besoins industriels	41
II.4.4. Besoin en eau pour la lutte contre l'incendie	42
II.4.5. Autres besoins	42
II.5. Débits de consommation d'eau potable des agglomérations	43
II.5.1. Régime de la consommation d'eau :	43
II.5.2. Estimation des populations à desservir	43
II.5.3. Débit moyen journalier :	43
II.5.4. Débits maximum et minimum journaliers :	44
II.5.5. Débits Horaires :	44
II.6. Exercices et solutions	46
CHAPITRE III : RESERVOIRS	48
III.1. Rôle des réservoirs	49
III.2. Types des réservoirs	49
III.3. Volume des réservoirs :	51
III.3.1. Calcul forfaitaire	51
III.3.2. Calcul approximatif	51
III.3.2.1. La méthode analytique.....	51
III.3.2.2. La méthode graphique	52
III.3.3. Calcul de la capacité d'un réservoir	53
III.3.3.1. Adduction continue	53
III.3.3.2. Adduction discontinue	54
III.3.3.3. Capacité pratique des réservoirs.....	55
III.3.4. Emplacement optimal des réservoirs.....	56
III.3.4.1. Emplacement géographique des réservoirs.....	56
III.3.4.2. Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire	57
III.3.4.3. Branchement particulier d'abonnés. Pression au sol demandée	59
III.3.5. Équipements des réservoirs et châteaux d'eau	59
III.3.6. Tuyauterie et robinetterie.....	62
III.3.6.1. Distribution	62
III.3.6.2. Trop plein	62
III.3.6.3. Vidange.....	63
III.3.6.4. By - Pass	63
III.3.6.5. Réserve incendie	63
III.3.6.6. Aération des cuves	64

III.3.7.	Construction d'un château d'eau	64
III.3.7.1.	Étude de faisabilité	65
III.3.7.2.	Préparation du site	65
III.3.7.3.	Construction de la tour de stockage.....	65
III.3.7.4.	Installation du réservoir de stockage.....	65
III.3.7.5.	Installation des équipements	65
III.3.7.6.	Tests et mise en service.....	65
III.3.8.	La réalisation d'un réservoir en béton armé	66
III.3.8.1.	Préparation du site	66
III.3.8.2.	Conception	67
III.3.8.3.	Construction des murs en béton armé.....	67
III.3.8.4.	Construction de la dalle de couverture.....	67
III.3.8.5.	Installation des équipements	67
III.3.8.6.	Tests et mise en service.....	67
CHAPITRE IV :	NATURE DES CANALISATIONS	69
	(SOUS PRESSION ET A ECOULEMENT GRAVITAIRE).....	69
IV.1.	Nature des conduites.	70
IV.1.1.	Contraintes techniques	70
IV.1.1.1.	Contraintes physiques	70
IV.1.2.	Matériaux constitutifs, revêtements	71
IV.1.3.	Raccordements, diamètres, longueurs.....	72
IV.2.	Tuyaux en fonte	72
IV.2.1.	Caractéristiques.....	73
IV.2.2.	Revêtement.....	76
IV.2.2.1.	Revêtement extérieur	76
IV.2.2.2.	Revêtement intérieur.....	77
IV.2.3.	Joints disponibles :	77
IV.3.	Conduites en acier	82
IV.3.1.	Caractérisation	84
IV.3.2.	Application : Construction – Réseau d’eau – pétrole	87
IV.3.2.1.	Acier : sans soudure	87
IV.3.2.1.1.	Acier revêtu - non revêtu.....	87
a)	Normes et spécifications.....	87
b)	Revêtement.....	87
c)	Tailles disponibles	87
IV.3.3.	Application : Casing - Forage	91
IV.3.3.1.	Acier API 5 CT : sans soudure – avec soudure	91
IV.3.3.1.1.	Filetage type court ou long.....	91
IV.3.3.1.2.	Filetage type Butress :	91
IV.4.	Les tuyaux en plastiques en polyéthylène (PE).....	93
IV.4.1.	Polyéthylène (PE)	93

IV.4.2.	Qualité des tubes et raccords.....	93
IV.4.2.1.	Matière de base de fabrication des tubes.....	93
IV.4.2.2.	Composition de la matière de repérage des tubes.....	95
IV.4.3.	Spécifications relatives aux tubes.....	95
IV.4.3.1.	Couleur	95
IV.4.3.2.	Aspect visuel.....	95
IV.4.3.3.	Dimensions des tubes.....	95
IV.4.3.4.	Résistance et contraintes admissibles	101
IV.4.3.5.	Détimbrage en fonction de la température.....	101
IV.4.4.	Le polychlorure de vinyle	103
IV.4.5.	Spécifications relatives aux tubes.....	103
IV.4.5.1.	Couleur	103
IV.4.5.2.	Aspect visuel.....	103
IV.4.5.3.	Dimensions des tubes.....	103
a)	Diamètres extérieurs nominaux	103
b)	Épaisseurs de paroi et tolérances	105
c)	Longueur nominale des tubes	108
IV.4.5.4.	Dimensions des tubes à emboîtures.....	108
IV.4.5.4.1.	Emboîtures à coller	108
IV.4.5.4.2.	Emboîtures pour assemblages du type à bague d'étanchéité.....	110
IV.5.	Les tuyaux en en béton armé (CAP et CAO).....	111
IV.5.1.	Tuyaux en béton armé précontraint frette béton (FB)	112
IV.5.2.	Tuyaux en béton armé précontraint et ordinaire (CAP- CAO).....	112
IV.5.3.	Fabrication des tuyaux.....	113
IV.5.3.1.	Préparation des armatures	113
IV.5.3.2.	Préparation des moules.....	113
IV.5.3.3.	Centrifugation.....	113
IV.5.3.4.	Étuvage	114
IV.5.3.5.	Démoulage.....	114
IV.5.3.7.	Précontrainte radiale (Frettagé).....	115
IV.5.3.8.	Essai hydraulique	116
IV.5.3.9.	Revêtement.....	117
IV.5.3.10.	Stockage.....	117
IV.6.	Les tuyaux en Polyester Renforcée de Fibre de Verre (PRV).....	120
IV.6.1.	Avantages des tuyaux en PRV.....	121
IV.6.2.	Les applications des tuyaux PRV.....	122
IV.6.3.	Spécifications relatives aux tubes.....	122
IV.6.3.1.	Diamètres.....	122
IV.6.3.2.	Rigidité	123
IV.6.3.3.	Pression.....	123

IV.6.3.4.	Longueurs.....	124
IV.6.3.5.	Débit.....	124
IV.6.3.6.	Joints.....	124
IV.6.4.	Accessoires en PRV	125
IV.7.	La mise en service.....	127
IV.7.1.	Préparation de l'essai.....	127
IV.7.2.	Mise en pression	128
IV.7.3.	Modalités des épreuves	128
IV.7.3.1.	Exécution de l'essai	128
IV.7.3.2.	Interprétation des résultats	128
IV.7.3.3.	Désinfection.....	129
IV.8.	Repérage, plans d'exécution et signalisation	129
IV.9.	Pose de conduites.....	130
CHAPITRE V : RESEAUX DE DISTRIBUTION DES EAUX.....		131
V.1.	Généralité.....	132
V.2.	Type de réseau.....	132
V.2.1.	Le réseau maillé.....	132
V.2.2.	Le réseau ramifié.....	133
V.2.3.	Le réseau étagé	133
V.2.4.	Un réseau mixte	135
V.3.	Considérations hydrauliques.....	135
V.4.	Principes de calcul.....	136
V.4.1.	Débit en route	136
V.4.2.	Calcul d'une conduite sans débit en route	138
V.5.	Calcul de réseaux ramifiés.....	138
V.6.	Calcul des réseaux maillés.....	143
V.6.1.	Méthode de Hardy-Cross.....	143
V.6.2.	Autres méthodes de résolutions	145
V.7.	Rendements des réseaux	145
V.7.1.	Recherche et localisation fuites	146
V.7.1.1.	Méthodologie.....	146
V.7.1.2.	Les amplificateurs mécaniques	147
V.7.1.3.	Les amplificateurs électroniques.....	148
V.7.1.4.	Corrélation acoustique.....	149
V.8.	Exercices et solutions	151
Exercices et solutions		151
CHAPITRE VI : ORGANES ACCESSOIRES – ROBINETTERIE.....		156
VI.1.	Robinets vannes.....	157
VI.1.1.	Robinet vanne à opercule	158
VI.1.2.	Robinet vanne papillon	159
VI.2.	Les clapets anti-retours.....	159
VI.2.1.	Clapet à boule	160
VI.3.	Régulateur.....	161
VI.4.	Purgeurs	161
VI.5.	Ventouse	162

VI.6. Pose des ventouses	163
VI.7. Crépine	163
VI.8. Bouche d'incendie.....	166
VI.8.1. La bouche d'incendie (B.I.) de 100 mm.....	166
VI.8.2. Le poteau d'incendie (P.I.) de 100 mm	167
Bibliographie	169
Webographie	171

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Captage des eaux

TABEAU I. 1. FRACTION DES RESERVES TOTALES ET DES RESERVES D'EAU DOUCE DES DIFFERENTS STOCKS D'EAU DE LA PLANETE.....	4
TABEAU I. 2. LES COMPOSANTES DU CYCLE DE L'EAU ET LEUR REPARTITION A L'ECHELLE DU GLOBE.....	6

Chapitre II : Consommation en eau potable

TABEAU II. 1. LES VALEURS DU COEFFICIENT B.....	45
-------------------------------------------------	----

Chapitre III : Réservoirs

TABEAU III. 1. CONSOMMATIONS HORAIRES PAR TRANCHE.....	53
TABEAU III. 2. LES VALEURS DE H/R EN FONCTION DE M.....	62

Chapitre IV : Nature des canalisations (sous pression et à écoulement gravitaire)

TABEAU IV. 1. SPECIFICATION TECHNIQUES DES TUYAUX EN FONTE.....	74
TABEAU IV. 2. SPECIFICATION TECHNIQUES DES TUYAUX EN FONTE.....	76
TABEAU IV. 3. TYPES DES JOINTS AUTOMATIQUES ET JOINTS MECANIQUES	78
TABEAU IV. 4. TYPES D'ASSEMBLAGE DES DIFFERENTS JOINTS	79
TABEAU IV. 5. TUYAUX EN ACIER DN 10.3 MM - 406 MM	87
TABEAU IV. 6. ACIER NU (DN 114.3 - 914 MM).....	89
TABEAU IV. 7. DIMENSIONS DES CONDUITES EN ACIER API 5 CT.....	91
TABEAU IV. 8. DIAMETRE EXTERIEUR ET OVALISATION	95
TABEAU IV. 9. EPAISSEURS DE PAROI	97
TABEAU IV. 10. EPAISSEURS DE PAROI (SUITE)	99
TABEAU IV. 11. LES RESISTANCES MINIMALES ET LES CONTRAINTES ADMISSIBLES DES TUBES EN POLYETHYLENE.....	101
TABEAU IV. 12. COEFFICIENTS DE DETIMBRAGE	102
TABEAU IV. 13. SPECIFICATIONS TECHNIQUES DES TUBES EN POLYETHYLENE	102
TABEAU IV. 14. DIAMETRES EXTERIEURS NOMINAUX ET TOLERANCES	104
TABEAU IV. 15. EPAISSEURS NOMINALES DE PAROI.....	106
TABEAU IV. 16. TOLERANCES SUR L'EPAISSEUR DE PAROI	107
TABEAU IV. 17. DIMENSIONS DES EMBOITURES A COLLER	109
TABEAU IV. 18. DIMENSIONS DES EMBOITURES POUR ASSEMBLAGE A BAGUE D'ETANCHEITE.....	110
TABEAU IV. 19. TUYAUX TYPE CAP (EMBOITEMENT MALE ET FEMELLE) (CLASSE 60 A – 90 A – 135 A)	118
TABEAU IV. 20. TUYAUX TYPE CAO (COUPE FRANCHE) (CLASSE 60 A – 90 A – 135 A)	119
TABEAU IV. 21. CANAUX D'IRRIGATION.....	120
TABEAU IV. 22. CLASSE DE RIGIDITE DES TUYAUX EN PRV.....	123
TABEAU IV. 23. PRESSION DE SERVICE ET PRESSION D'EPREUVE DES TUYAUX EN PRV	124
TABEAU IV. 24. LES ACCESSOIRES EN PRV	125

Chapitre V : Réseaux de distribution des eaux

TABEAU V. 1. CALCUL DES DEBITS EN ROUTE PAR TRONÇON.....	141
TABEAU V. 2. CALCUL DES DEBITS TRANSITES (Qt) ET EN ROUTE (Qc)	141
TABEAU V. 3. CALCUL DES DIAMETRES DES CONDUITES.....	142
TABEAU V. 4. VERIFICATION DE LA CONDITION D'INCENDIE.....	142
TABEAU V. 5. DESIGNATION DES TRONÇONS ET NOMBRES D'HABITANTS.....	152
TABEAU V. 6. CALCUL DE DEBIT PAR TRONÇON	153
TABEAU V. 7. CALCUL DE LA REPARTITION DES DEBITS	153
TABEAU V. 8. CALCUL DE LA PRESSION AU SOL	154

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Captage des eaux

FIGURE I. 1. REPRESENTATION DU CYCLE DE L'EAU : VISION QUALITATIVE DE L'ENCHAÎNEMENT DES PROCESSUS (REMENIERAS, 1961).....	1
FIGURE I. 2. CYCLE HYDROLOGIQUE GLOBAL TERRESTRE AVEC LA TAILLE DE CHACUN DES RESERVOIRS (EN ENCADRE EN 1000 KM ³) ET LES FLUX ENTRE CHACUN DE CES RESERVOIRS (EN 1000 KM ³ .AN ⁻¹) (OKI. & KANAE, 2006).....	4
FIGURE I. 3. AQUIFERE DE SABLE ET DE GRAVIER	7
FIGURE I. 4. AQUIFERE DE ROC FRACTURE.....	7
FIGURE I. 5. AQUIFERE A NAPPE LIBRE, AQUIFERE A NAPPE CAPTIVE	8
FIGURE I. 6. SOURCE D'AFFLEUREMENT (DUPONT, 1978).....	10
FIGURE I. 7. SOURCE DE DEVERSEMENT (DUPONT, 1978).....	10
FIGURE I. 8. SOURCES D'ÉMERGENCE	11
FIGURE I. 9. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT SIMPLE D'UNE SOURCE (SOURCE : COMITE INTERAFRICAIN D'ÉTUDES HYDRAULIQUES).....	13
FIGURE I. 10. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT AVEC RESERVOIR (SOURCE : COMITE INTERAFRICAIN D'ÉTUDES HYDRAULIQUES).....	14
FIGURE I. 11. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT AVEC RESERVOIR FILTRE	14
FIGURE I. 12. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT D'UN Puits TUBULAIRE	16
FIGURE I. 13. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT D'UN Puits DE SURFACE	16
FIGURE I. 14. SCHEMA D'AMÉNAGEMENT D'UNE POINTE FILTRANTE.....	17
FIGURE I. 15. Puits A DRAINS OU A COLLECTEURS RAYONNANTS.....	18
FIGURE I. 16. SCHEMA TYPE D'UN DRAIN HORIZONTAL (DUPONT, 1978).....	19
FIGURE I. 17. COUPE TYPE D'UN DRAIN CAPTANT (DUPONT, 1978)	19
FIGURE I. 18. FIGURE I.18 MISE EN PLACE D'UN DRAIN (DUPONT, 1978).....	20
FIGURE I. 19. PRINCIPE DE FORAGE PAR PERCUSSION AU CABLE (1), (2) ET (3)	23
FIGURE I. 20. DISPOSITIF SCHEMATIQUE D'UN ATELIER DE FORAGE ROTARY.....	24
FIGURE I. 21. INJECTION DU BETON DANS L'ESPACE ANNULAIRE (DUPONT, 1978)	25
FIGURE I. 22. DISPOSITIFS SIMPLES DE CAPTAGE DANS LES LACS, ETANGS, RIVIERES, FLEUVES : TYPE DE PRISE D'EAU.....	27
FIGURE I. 23. SCHEMA D'UNE PRISE D'EAU DANS UNE RIVIERE	28
FIGURE I. 24. OUVRAGES DE PRISE D'EAU AU VOISINAGE DE LA BERGE D'UNE RIVIERE.	29
FIGURE I. 25. PRISE D'EAU FLOTTANTE	29
FIGURE I. 26. PRISE D'EAU FLOTTANTE DU BARRAGE DJORF TORBA (BECHAR)	30
FIGURE I. 27. EXEMPLE D'UNE PRISE D'EAU DANS UN BARRAGE	31

Chapitre II : Consommation en eau potable

FIGURE II. 1. SCHEMA GENERALE D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE.....	35
FIGURE II. 2. SCHEMA D'UNE PRISE D'EAU SIMPLE SUR LA BERGE D'UNE RIVIERE (BOULMAIZ, 2019)	35
FIGURE II. 3. PRISE D'EAU D'UN FORAGE	36
FIGURE II. 4. PRISE D'EAU D'UN BARRAGE	36
FIGURE II. 5. PROCÉDES DE TRAITEMENT DES EAUX (HTTPS://VIREAKLUON.WORDPRESS.COM/2013/01/21/TRAITEMENT-DES-EAUX/).....	37
FIGURE II. 6. ADDUCTION GRAVITAIRE A PARTIR D'UNE SOURCE (ZOUNGRANA, 2003).....	37
FIGURE II. 7. ADDUCTION PAR REFOULEMENT (ZOUNGRANA, 2003).....	38
FIGURE II. 8. OUVRAGES DE STOCKAGE	38
FIGURE II. 9. SCHEMA DE RESEAU DE DISTRIBUTION (HTTPS://WWW.LACROIX-ENVIRONNEMENT.FR/BESOIN/EAU/RESEAUX-DISTRIBUTION/).....	39
FIGURE II. 10. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU (HTTPS://WWW.F2CADACADEMY.COM/2020/12/PROJET-FORMATION-EPANET-CONCEPTION-ET.HTML).....	39
FIGURE II. 11. STATION DE POMPAGE (HTTPS://WWW.JOUSSE-SA.FR)	40
FIGURE II. 12. GRAPHIQUE DE LA CONSOMMATION D'EAU	47

Chapitre III : Réservoirs

FIGURE III. 1. RESERVOIRS SEMI-ENTERRE	50
FIGURE III. 2. CHATEAUX D'EAU	51
FIGURE III. 3. CALCUL DU VOLUME DE RESERVOIR PAR LA METHODE GRAPHIQUE (DUPONT, 1977)	52
FIGURE III. 4. CAPACITE THEORIQUE EN ADDUCTION CONTINUE	54
FIGURE III. 5. CAPACITE THEORIQUE EN ADDUCTION DISCONTINUE	55
FIGURE III. 6. EMBLEMMENT OPTIMAL DU RESERVOIR (DUPONT, 1979)	56

FIGURE III. 7. ALIMENTATION DES CHATEAUX D'EAU.....	58
FIGURE III. 8. ALTITUDE DES RESERVOIRS DANS LE SYSTEME DE DISTRIBUTION GRAVITAIRE	58
FIGURE III. 9. BRANCHEMENT D'ABONNES ET PRESSION AU SOL DEMANDEE	59
FIGURE III. 10. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS ET CHATEAUX D'EAU DEPART	61
FIGURE III. 11. DEPART DE LA DISTRIBUTION.....	62
FIGURE III. 12. DISPOSITION DU TROP-PLEIN.....	62
FIGURE III. 13. TROP-PLEIN MUNI D'UN CLAPET NON-RETOUR.....	63
FIGURE III. 14. BY- PASS.....	63
FIGURE III. 15. MATERIALISATION DE LA RESERVE D'INCENDIE	64
FIGURE III. 16. SYSTEME D'AERATION MUNI D'UN FILTRE D'AIR	64
FIGURE III. 17. GAINES D'AERATION HORIZONTALE AVEC LEGERE CONTREPENTE	64
FIGURE III. 18. COFFRAGE GLISSANT – FUT D'UN CHATEAU D'EAU	66
FIGURE III. 19. COFFRAGE DE LA CUVE D'UN CHATEAU D'EAU.....	66
FIGURE III. 20. FERRAILLAGE DU RADIER D'UN RESERVOIR DE FORME CIRCULAIRE	67
FIGURE III. 21. FERRAILLAGE ET COFFRAGE D'UN VOILE DU RADIER D'UN RESERVOIR DE FORME RECTANGULAIRE.	68

Chapitre IV : Nature des canalisations (sous pression et à écoulement gravitaire)

FIGURE IV. 1. DIFFERENTS TYPES DE FONTE.....	73
FIGURE IV. 2. CONDUITES EN FONTE PROTEGEES PAR UNE FINE COUCHE DE ZINC.....	75
FIGURE IV. 3. TUYAUX EN FONTE DUCTILE, ZINC + PEINTURE BITUMINEUSE DN 2000.....	77
FIGURE IV. 4. DEVIATION ANGULAIRE DES JOINTS A EMBOITEMENTS.....	79
FIGURE IV. 5. JOINTS POUR CANALISATIONS EN FONTE (PONT A MOUSSON)	80
FIGURE IV. 6. VUE D'ENSEMBLE DES DIFFERENTS TYPES DE JOINTS.....	81
FIGURE IV. 7. LAMINAGE A CHAUD DE BANDE (AU SOL, CYLINDRES EN ATTENTE D'UTILISATION) (FFA, 2012)	82
FIGURE IV. 8. PROCESSUS DE TRANSFORMATION D'ACIER (FFA, 2012)	83
FIGURE IV. 9. ACIER REVETUS EXTERIEUREMENT (VEOLIA, 2009)	85
FIGURE IV. 10. JONCTION SOUDEE (VEOLIA, 2009).....	86
FIGURE IV. 11. REPRESENTATION SEMI-DEVELOPPEE DE LA CHAÎNE MACROMOLECULAIRE DU POLYETHYLENE (DOUMINGE, 2010)	93
FIGURE IV. 12. LA RESINE POLYMERE DE POLYETHYLENE.....	94
FIGURE IV. 13. EMBOITEMENT DES TUBES POUR ASSEMBLAGES DU TYPE A BAGUE D'ETANCHEITE.....	110
FIGURE IV. 14. TUYAUX CAP ET CAO.....	112
FIGURE IV. 15. PREPARATION DES ARMATURES	113
FIGURE IV. 16. PHASE DE CENTRIFUGATION.....	114
FIGURE IV. 17. ÉMERGENCE DU MOULE DANS UNE CELLULE DE MATURATION A VAPEUR SATURÉE D'HUMIDITÉ	114
FIGURE IV. 18. EXTRACTION DU TUYAU (PHASE DE DEMOULAGE).....	115
FIGURE IV. 19. FRETTAGE DU TUYAU.....	116
FIGURE IV. 20. ESSAI HYDRAULIQUE	116
FIGURE IV. 21. REVETEMENT DES TUYAUX A L'AIDE D'UNE TREMIE VIBRANTE	117
FIGURE IV. 22. STOCKAGE ET LA MANUTENTION DES TUYAUX A L'AIDE DE PORTIQUES A CHEVAL	117
FIGURE IV. 23. FABRICATION DES TUYAUX EN PRV	121
FIGURE IV. 24. MESURE DE DIAMETRE NOMINAL DU TUYAU EN PRV.....	123
FIGURE IV. 25. PROFONDEUR DU RACCORD EN PRV	125

Chapitre V : Réseaux de distribution des eaux

FIGURE V. 1. RESEAU MAILLE.....	133
FIGURE V. 2. RESEAU RAMIFIE	133
FIGURE V. 3. RESEAU ETAGE.....	135
FIGURE V. 4. REPARTITION DU DEBIT EN ROUTE PROPORTIONNEL A LA SURFACE DESSERVIE.....	137
FIGURE V. 5. ILLUSTRATION DU CONCEPT DU DEBIT FICTIF Q_c	138
FIGURE V. 6. SCHEMA DE DISTRIBUTION RAMIFIE DE LA VILLE	140
FIGURE V. 7. ILLUSTRATION DES SENS D'ÉCOULEMENT DANS UNE MAILLE	143
FIGURE V. 8. CONDUITE COMMUNE ENTRE DEUX MAILLES	145
FIGURE V. 9. AMPLIFICATEUR ACOUSTIQUE MECANIQUE (HYDROSOL)	147
FIGURE V. 10. DETECTION ACOUSTIQUE DE FUITES AVEC UN AMPLIFICATEUR ELECTRONIQUE.....	148

FIGURE V. 11. CORRELATION ACOUSTIQUE POUR RECHERCHE DES FUITES D'EAU (HTTPS://WWW.ZINFOS974.COM)	150
FIGURE V. 12. SCHEMA DESCRIPTIF N°01	151
FIGURE V. 13. SCHEMA DESCRIPTIF N°02	152

Chapitre VI : Organes accessoires – robinetterie

FIGURE VI. 1. SCHEMA D'UN ROBINET VANNE A OPERCULE (HTTPS://WWW.AVK.FR)	158
FIGURE VI. 2. VANNE PAPILLON (HTTPS://GENIEHYDRAULIQUE.COM)	159
FIGURE VI. 3. VANNE PAPILLON (HTTPS://WWW.GFLOW.FR)	160
FIGURE VI. 4. SCHEMA DE CLAPET ANTI-RETOUR A BOULE (HTTPS://WWW.GMI-ROBINETTERIE.COM)	160
FIGURE VI. 5. SCHEMA DE REGULATEUR DE DEBIT (HTTPS://WWW.RAMUS-INDUSTRIE.COM)	161
FIGURE VI. 6. SCHEMA DE VENTOUSE AUTOMATIQUE (HTTP://WWW.COWALCA.BE/CATALOGUE-PRODUIT)	162
FIGURE VI. 7. FONCTIONNEMENT D'UNE VENTOUSE TRIPLE FONCTION	163
FIGURE VI. 8. PHOTO D'UNE CREPINE (WWW.PUITS-ET-FORAGES.COM)	164
FIGURE VI. 9. CONCEPTION DES PRISES D'EAU D'UN FORAGE. (SNECOREP, 2010)	165
FIGURE VI. 10. ÉCARTEMENT ENTRE AXES DES TUYAUTERIES D'ASPIRATION, PAR RAPPORT AUX PAROIS. (HTTPS://ELEMENTSINDUSTRIELS.FR/LE-SNECOREP-LE-SYNDICAT-DES-PROFESSIONNELS-DES-STATIONS-DE-POMPAGE/)	166
FIGURE VI. 11. BOUCHE D'INCENDIE (B.I.) DE 100 MM	167
FIGURE VI. 12. MODE RACCORDEMENT D'UNE BOUCHE D'INCENDIE (B.I.) DE 100 MM A UN RESEAU D'EAU SOUS PRESSION	167
FIGURE VI. 13. LE POTEAU D'INCENDIE (P.I.) DE 100 MM : (A) MODELE BAYARD (B) MODELE PONT A MOUSSON (HTTPS://WWW.SMMI-BORNE-INCENDIE.FR/POTEAU-INCENDIE/)	168
FIGURE VI. 14. INSTALLATION DU POTEAU D'INCENDIE (HTTPS://WWW.SMMI-BORNE-INCENDIE.FR/POTEAU-INCENDIE/)	168

Avant propos

Ce polycopié de cours ‘‘Hydraulique appliquée’’ a été conçu comme support pédagogique pour les étudiants de première année Master Ressources en eau de la Filière hydraulique. Il présente également un intérêt pour les apprenants souhaitant acquérir des bases théoriques solides dans ce domaine et il leur facilite la compréhension et le dimensionnement des phénomènes hydrauliques.

A travers six chapitres, ce polycopié couvre les différentes étapes du système d'alimentation en eau potable depuis le captage jusqu'au l'équipement de réseau en traitant les différents aspects comme : estimations des besoins, dimensionnement des ouvrages de stockage, technologie de fabrications des différentes conduites (Normes, dimensions, mise en service.....etc) et enfin la conception des différents réseaux ainsi que leurs équipements.

.

Objectifs

A l'issue de ce cours d'hydraulique appliquée, les étudiants seraient capables de :

- **Connaitre** comment faire le captage des eaux de surface et des eaux souterraines;
- **Comprendre** comment faire le dimensionnement des ouvrages et des réseaux;
- **Appliquer les** différents types des conduites dans la conception de réseau et leurs limites d'utilisations;
- **Différencier** entre les différents réseaux et leurs méthodes de calcul;
- **Structurer** les réseaux par leurs équipements et par les accessoires nécessaires.

CHAPITRE I : CAPTAGE DES EAUX

Historiquement, les premiers regroupements des anciennes générations se sont déplacés et/ou se sont développés sur des sites à proximité desquels l'eau était disponible. L'eau source de la vie, (satisfait des besoins essentiels de l'être humain, mais elle contribue aussi au développement durable d'autres façons qui ont leur importance. C'est une source d'énergie majeure dans certaines parties du monde, tandis que, dans d'autres, elle offre un potentiel encore largement inexploité. L'eau est aussi nécessaire pour l'agriculture et de nombreux procédés industriels. Des nombreux pays sont parvenus à partager des bassins fluviaux, des mers intérieures et d'autres ressources en eau, cette source peut aussi jouer un rôle de puissant catalyseur en faveur de la coopération internationale.

La généralisation de la pollution a rendu nécessaire à la recherche de la meilleure qualité d'eau disponible en fonction du coût de revient, pour cela, la création d'installations de potabilisation de l'eau, l'obligation de protection de sa qualité au cours de la distribution est incontournable.

Les qualités essentielles d'une eau de consommation sont celles d'une eau :

- Salubre : c'est-à-dire saine et qui contribue à la santé.
- Potable : soit propre à être bue, fraîche, incolore, inodore, aérée, légèrement minéralisée et exempte de matières organiques

I.1. Cycle de l'eau

I.1.1. Concept et mécanismes

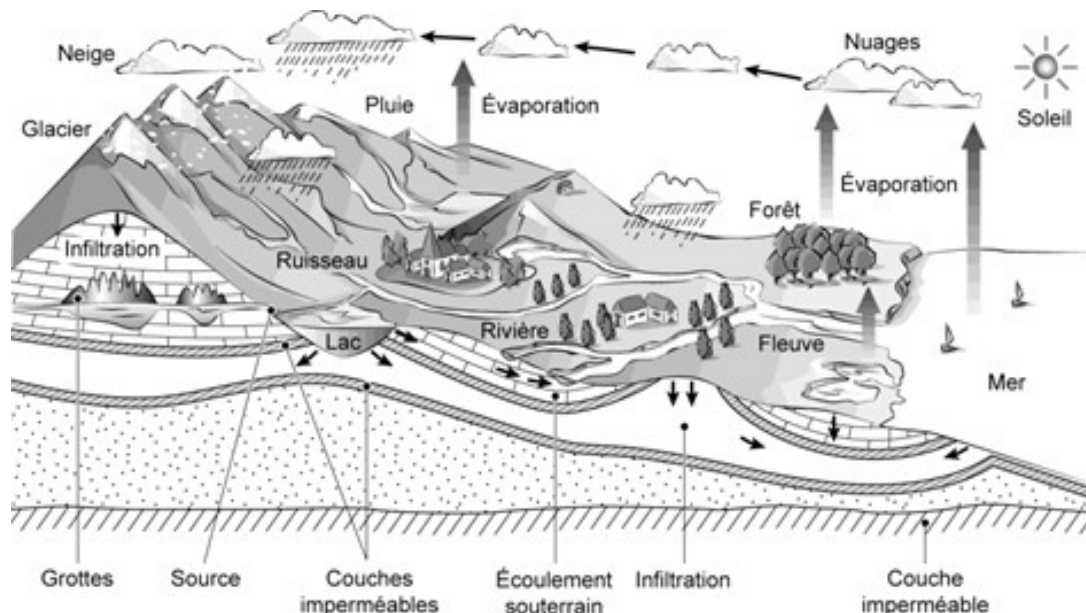


Figure I. 1. Représentation du cycle de l'eau : vision qualitative de l'enchaînement des processus (Réménieras, 1961)

D'après Claude (2017), le cycle hydrologique est un concept qui englobe, à l'échelle du système terre, les phénomènes de transformation, de mouvement et de renouvellement de l'eau (figure 1.1)

La notion de cycle signifie que l'enchaînement de ces phénomènes n'a ni commencement identifié, ni fin prévisible. Il ne signifie aucunement qu'un système pourrait repasser plusieurs fois par la même succession d'événements ou d'états, même s'il est souvent schématisé ainsi pour satisfaire à notre besoin de simplification. Ainsi, aux latitudes tempérées, les chutes de neige arrivent globalement pendant la saison hivernale, mais derrière ce « globalement » se cache un vaste champ de variations dans l'espace et le temps, et un hiver ne ressemble à aucun autre .

I.1.2. Fondamental

Les mécanismes à l'œuvre au cours du cycle hydrologique n'agissent pas seulement à sens unique ou les uns à la suite des autres, mais ils interagissent et sont aussi concomitants.

- a) Sous l'effet du rayonnement solaire, l'évaporation de l'eau liquide à partir du sol, des océans et des autres surfaces d'eau fait élever l'eau à l'état de vapeur dans l'atmosphère.
- b) L'élévation des masses d'air humide qui sont généralement relativement chaudes, vont se refroidir pour provoquer la saturation et déclencher la condensation de la vapeur d'eau sous forme de gouttelettes constituant les nuages.
- c) Puis la vapeur d'eau transportée et temporairement stockée dans les nuages est restituée aux océans et aux continents par les précipitations à l'état solide ou liquide.
- d) Une partie de la pluie qui tombe est interceptée par les feuilles des végétaux, puis absorbée et partiellement restituée sous forme de vapeur à l'atmosphère. L'interception peut être aménagée pour la favoriser en milieu urbain au moyen de plantations sur la voirie, d'espaces verts ou de terrasses végétalisées sur les toitures.
- e) La pluie non interceptée atteint le sol et, selon les conditions qui y règnent, elle peut s'évaporer, s'accumuler dans des retenues, ruisseler pour s'écouler jusqu'aux cours d'eau ou bien s'infiltrer dans le sol.
- f) L'eau infiltrée peut s'emmagasiner dans le sol et être utilisée par les plantes.
- g) L'eau infiltrée peut aussi, si elle est abondante, percoler en profondeur dans le sous-sol et contribuer ainsi au renouvellement de la nappe phréatique, qui est la première masse d'eau, contenue dans la porosité du terrain aquifère, rencontrée par un puits.
- h) L'écoulement souterrain à partir d'une nappe peut rejoindre la surface du sol au niveau des sources

ou des cours d'eau.

i) L'évaporation à partir du sol, des cours d'eau et des plantes, ainsi que la transpiration des plantes, complètent le cycle. Les deux phénomènes étant souvent indiscernables, ils sont compris sous le terme « évapotranspiration ».

j) Parmi tous ces processus, ceux qui concernent le plus l'hydrogéologie sont l'infiltration, la percolation et l'écoulement souterrain.

k) L'infiltration désigne la pénétration de l'eau dans le sol et la circulation de cette eau dans le sous-sol sous l'action de la gravité et éventuellement de la pression. Le taux d'infiltration est le volume d'eau ou la lame d'eau qui s'infiltre par unité de temps (mm/h ou m³/s). Elle concerne donc l'eau qui s'est infiltrée assez profondément dans le sous-sol pour atteindre la zone saturée et qui alimente donc la nappe phréatique.

En raison de la diversité de ses modalités, on ne doit plus parler de « l'écoulement », mais « des écoulements ». On peut d'abord distinguer les écoulements superficiels, mesurés par le rapport d'un volume d'eau par surface de terrain et par unité de temps, qui rejoignent rapidement les exutoires, et les écoulements souterrains, mesurés par un rapport volume/temps, donc un débit, qui sont plus lents. Les premiers se subdivisent en écoulements de surface et de subsurface : ce dernier mot entend, de façon vague, un écoulement dans une tranche supérieure saturée du terrain.

I.1.3. Distribution des eaux à l'échelle globale

Laborde (2009) a posé une question dans son livre intitulé " éléments hydrologiques de surface ", Quelles sont les quantités d'eau correspondant à chacun des termes des éléments hydrologiques et avec quelles vitesses se font les échanges ? Cette question a une réponse dans la thèse de Gildas DAYON (Dayon,2015); où; explique que : Le moteur des échanges d' eau est le soleil par l'énergie qu'il apporte sous forme de rayonnement, énergie qui va servir à évaporer l'eau à la surface du globe et initier le cycle de l'eau (Figure I.2). Les océans recouvrent près des deux tiers de la planète, ils forment ainsi, et de loin le principal réservoir d'eau pour l'atmosphère. La cryosphère terrestre et les eaux souterraines représentent les deux plus importants réservoirs d'eau douce de la terre. Les eaux de surface, rivières et lacs sont pourtant l'une des principales sources d'eau pour les activités humaines. La taille de chacun des réservoirs ne permet d'avoir qu'une image partielle du cycle hydrologique globale. Il est essentiel de raisonner également en termes de flux d'eau entre chacun de ces réservoirs. La vapeur d'eau est essentiellement issue des océans, les précipitations sont globalement plus faibles que l'évaporation au-dessus de ceux-ci (Figure I.2). Cette vapeur d'eau est advectée par l'atmosphère au-dessus des surfaces continentales où elle se condense pour tomber sous forme de neige ou de pluie. Une majorité de ces

précipitations, plus de la moitié, retourne à l'atmosphère par évapotranspiration (Figure I.2). L'eau qui ne retourne pas à l'atmosphère ruisselle, pour une partie, vers les rivières puis s'écoule jusqu'à la mer.

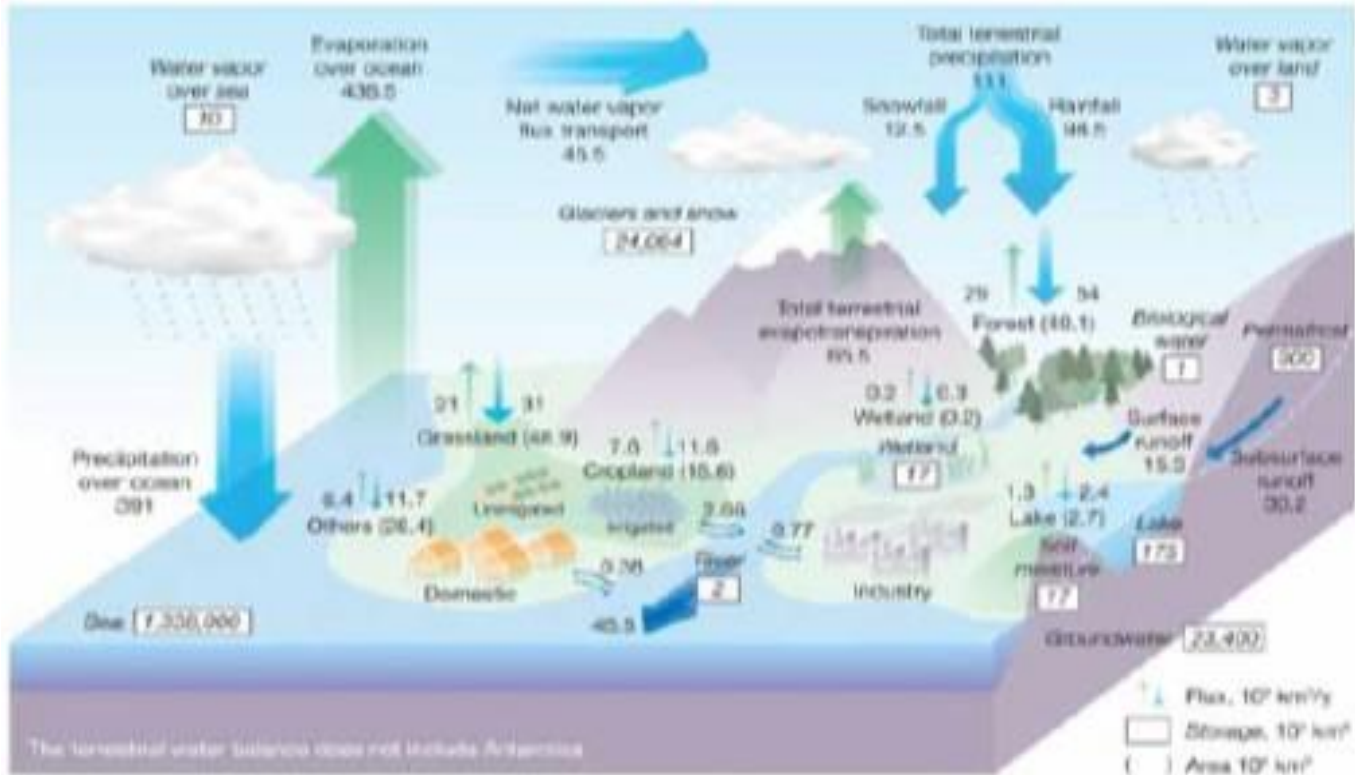


Figure I. 2. Cycle hydrologique global terrestre avec la taille de chacun des réservoirs (en encadré en 1000 km3) et les flux entre chacun de ces réservoirs (en 1000 km3.an-1) (Oki. & Kanae, 2006)

Gleick (1993) a établi les réserves totales et les réserves d'eau douce des différents stocks d'eau de la planète illustrés dans le tableau I.1

Tableau I. 1. Fraction des réserves totales et des réserves d'eau douce des différents stocks d'eau de la planète

Réservoir	Fraction des reserves totals (%)	Fraction des réserves d’eau douce (%)
Eaux océaniques	96,5379	Sans objet
Eaux souterraines totales	1,6883	Sans objet
Nappes d’eau douce	0,7597	30,0606
Eau du sol	0,0012	0,0471
Glaciers et couverture neigeuse	1,7362	68,6972

permanente :		
– Antarctique	1,5585	61,6628
– Greenland	0,1688	6,6801
– Arctique	0,0060	0,2384
– Régions montagneuses	0,0029	0,1159
Glace au sol / pergélisol	0,0216	0,8564
Réserves d'eau dans les lacs :	0,0127	Sans objet
– douces	0,0066	0,2598
– salées	0,0062	Sans objet
Marais	0,0008	0,0327
Rivières	0,0002	0,0061
Eau biologique	0,0001	0,0032
Eau atmosphérique	0,0009	0,0368
Réserves totales	100	Sans objet
Réserves d'eau douce	2,53	100

I.1.4. Distribution des eaux à l'échelle continentale, régionale, ou local

D'après Musy et Higy (2004), à l'échelle continentale, les principales composantes du cycle de l'eau et leur répartition traduit un bilan hydrologique simplifié $P = E + R$. Le pourcentage des précipitations qui ruisselle est plus important dans l'hémisphère Nord (40 %) que dans l'hémisphère Sud (de 20 à 35 %). Sur un même parallèle, l'intensité de l'évaporation sur les continents est quasiment uniforme (tableau I.2).

Tableau I. 2. Les composantes du cycle de l'eau et leur répartition à l'échelle du globe

Continents	Précipitations(mm)	Évaporation(mm)	Ruissellement(mm)
Europe	790	507	283
Afrique	740	587	153
Asie	740	416	324
Amérique du Nord	757	418	339
Amérique du Sud	1595	910	685
Australie et Océanie	791	511	280
Antarctique	165	0	165
Moyenne pour tous les continents	800	485	315

I.2. Notions hydrogéologiques

- a) **Aquifère** : massif de roches perméables comportant une zone saturée suffisamment conductrice d'eau souterraine pour permettre l'écoulement significatif d'une nappe souterraine et le captage de quantités d'eau appréciables.
- b) **Nappe d'eau souterraine** : ensemble des eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère dont toutes les parties sont en liaison hydraulique.
- c) **Aquifère à nappe libre** : se dit d'un aquifère dont la surface piézométrique de la nappe coïncide avec la surface de la nappe, c'est-à-dire avec la limite entre la zone saturée et la zone non saturée. Généralement il est plus vulnérable à la contamination qu'un aquifère captif.
- d) **Aquifère à nappe captive** : se dit d'un aquifère dont la surface piézométrique se situe au dessus de la nappe qui coïncide ici avec la base de la strate imperméable ; il est limité par deux formations imperméables. en général, il est peu vulnérable à la contamination
- e) **Nappe et puits artésiens** : une eau souterraine est dite artésienne lorsque sa surface piézométrique se situe au dessus du niveau du sol ; dans ce cas, l'eau coule naturellement du puits.

- f) **Aquifères dans les dépôts granulaires :** On entend par « dépôts granulaires » les matériaux non consolidés qui recouvrent le socle rocheux. Les dépôts de sable et gravier forment les meilleurs aquifères, car ils sont très perméables, c'est-à-dire qu'ils laissent circuler l'eau facilement.

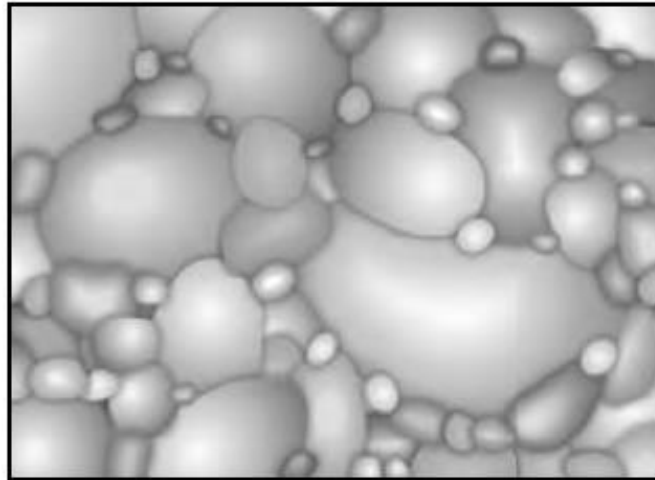


Figure I. 3. Aquifère de sable et de gravier

- g) **Aquifères dans le roc fracturé :** Depuis leur formation, les roches ont subi des transformations qui ont généré des fissures et des fractures dont les dimensions et le degré d'interconnexion sont très variables. Plus la densité de fractures et le degré d'interconnexion sont importants, meilleure est la capacité de l'aquifère.



Figure I. 4. Aquifère de roc fracturé

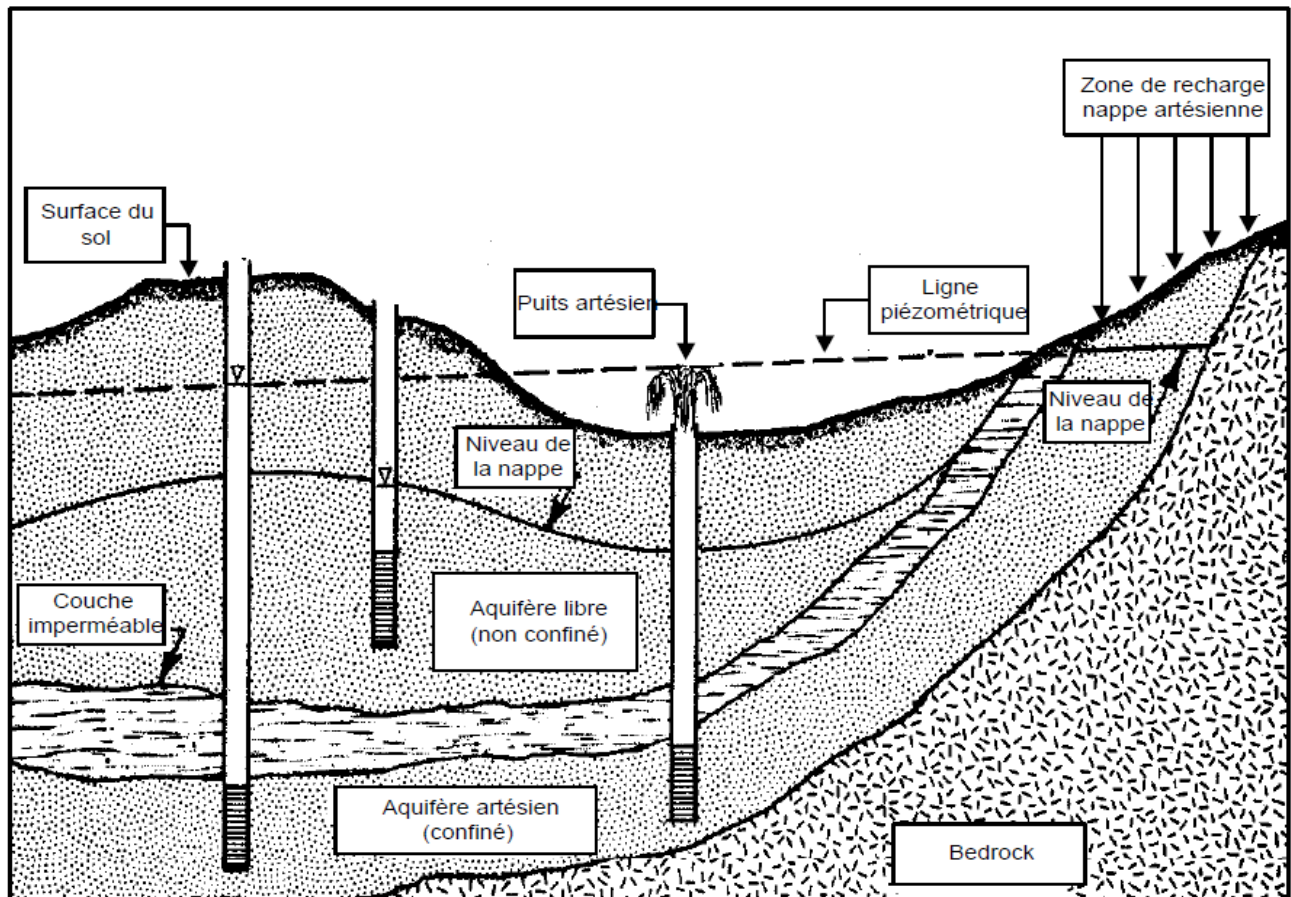


Figure I. 5. Aquifère à nappe libre, aquifère à nappe captive

I.3. Caractéristiques des milieux aquifère

Dans les milieux poreux, la vitesse d'écoulement des eaux souterraines dépend, entre autres, de la conductivité hydraulique (k) et du gradient hydraulique (i).

- La conductivité hydraulique :** est une propriété intrinsèque du milieu qui définit sa capacité à laisser circuler l'eau. Plus un milieu poreux laisse l'eau s'écouler rapidement, plus la conductivité hydraulique qui le caractérise est élevée.
- Le gradient hydraulique :** correspond, en quelque sorte, à la pente de la nappe d'eau. Plus la pente de celle-ci est élevée, plus la valeur du gradient hydraulique est grande. Pour une même valeur de conductivité hydraulique, plus le gradient hydraulique est élevé, plus la vitesse d'écoulement de l'eau souterraine est importante.
- Coefficient d'emménagement (S) :** Représente la capacité à libérer de l'eau sous l'effet d'un abaissement de la charge hydraulique. Coefficient d'emménagement S_s , donne le volume d'eau libéré par un volume unitaire de matériau pour une baisse unitaire de charge hydraulique.

I.4. Les eaux souterraines

Selon (MDDEP¹, 2008) On entend par « eau souterraine » l'eau qui se trouve sous le niveau du sol et qui remplit soit les fractures du socle rocheux, soit les pores présents dans les milieux granulaires tels les sables et les graviers, circule verticalement, humidifiant des couches de plus en plus profondes jusqu'à la zone de saturation (nappe phréatique) et se déplace en suivant les pentes, parfois pendant des dizaines voire des centaines de kilomètres avant de ressortir à une zone naturelle de résurgence (source ou un cours d'eau) située en aval.

Les eaux souterraines sont généralement de meilleure qualité que les eaux de surface et ne nécessitent pas un traitement complet (et dispendieux) tel qu'exigé par le Règlement sur la qualité de l'eau potable.

I.4.1. Captage des sources

I.4.1.1. Définitions

Une source se définit comme un exutoire localisé d'une nappe à la surface du sol. L'eau de pluie pénètre dans la nappe par infiltration à travers le sol. Elle s'écoule plus ou moins lentement dans le terrain aquifère (sable, gravier, roche perméable ou fissurée, karst) pour en ressortir à la faveur d'un hasard topographique et/ou géologique. On distingue plusieurs types de sources.

I.4.1.2. Type de sources

On peut distinguer trois types de sources : les sources d'affleurement, de déversement et d'émergence.

a) Sources d'affleurement

Elles se produisent sur les flancs d'une vallée ouverte dans une formation perméable (calcaire fissuré ou sable) au contact d'un substratum imperméable (ou peu perméable), présente en général sur ses flancs, une ligne de sources au contact de l'imperméable. Il est à noter qu'il peut y avoir qu'une source unique.

¹ Ministère de développement durable, de l'Environnement et des Parcs. Québec canada
[9]

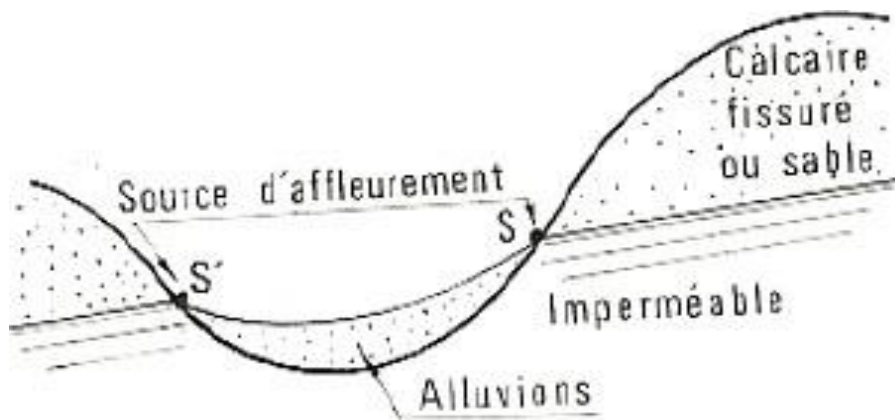


Figure I. 6. Source d'affleurement (Dupont, 1978)

b) Sources de déversement

Les sources de déversement se forment dans des conditions analogues aux précédentes, lorsque les deux versants de la vallée s'ouvrent dans une formation compacte indéfiniment perméable. Il naît alors des deux côtés du thalweg des sources ayant des débits plus ou moins importants et qui, au lieu d'être situées sur une même ligne, prennent jour, au contraire, à des altitudes différentes. Les résurgences les plus élevées tarissent en premier lieu lorsque l'alimentation du niveau aquifère inclus dans la formation perméable se ralentit.

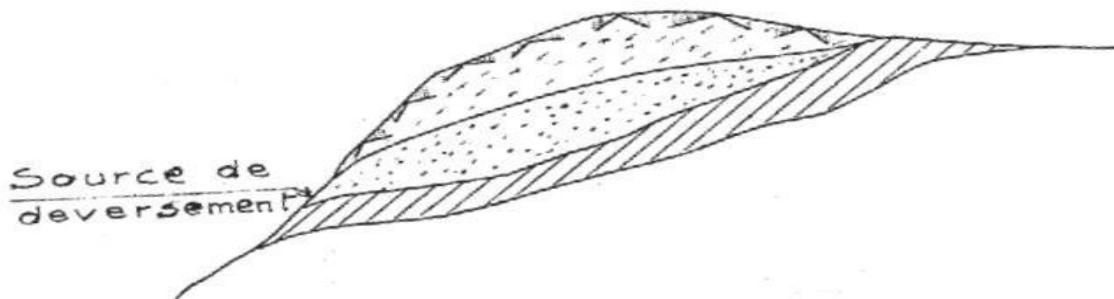


Figure I. 7. Source de déversement (Dupont, 1978)

c) Sources d'émergence ou de thalweg

Elles se forment lorsque le fond de la vallée n'atteint pas la formation imperméable qui sert de substratum à la nappe phréatique, mais lorsque cette formation est néanmoins relativement rapprochée. Elles sont alimentées par la partie supérieure de la réserve aquifère. Elles tarissent assez facilement.

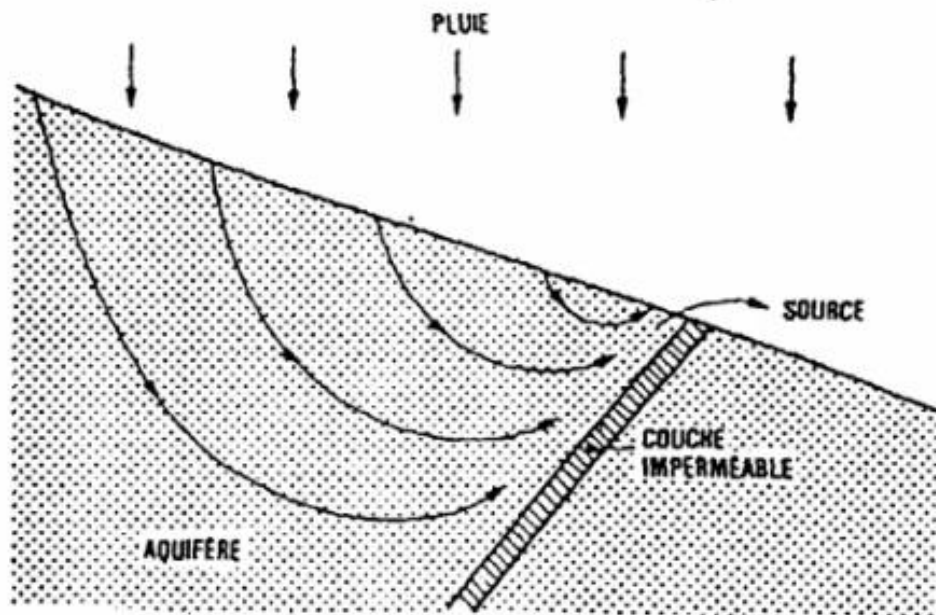


Figure I. 8. Sources d'émergence

I.4.1.3. Captage de l'eau de source

L'avantage de l'aménagement d'une source ne se limite pas à la préserver de la pollution mais aussi faciliter son accès et l'assurance d'un bon débit, qui peut même être augmenter.

Les buts principaux à atteindre lors de la réalisation d'un captage de source sont :

1. Faciliter l'accès à la source ;
2. Préserver la source de la pollution ;
3. Assurer le débit, éventuellement l'augmenter et le concentrer en un seul point.

Les règles à observer sont :

1. Ne pas modifier la circulation naturelle de l'eau ; où il y a une source, il y a un équilibre entre un aquifère et un débit de sortie. Toute intervention peut détruire cet équilibre si des précautions ne sont pas prises ;
2. A aucun moment les arrivées d'eau ne doivent se trouver en charge, c'est-à-dire que le niveau d'eau dans les tranchées de captage ne doit jamais être supérieur au niveau naturel d'émergence de la source.

En réalisant un captage, on s'expose à un certain nombre de risques :

1. Détournement de la source ;

2. Sensibilité accrue aux pollutions ;
3. Colmatage du captage.

Quelques risques peuvent être encourus lors du captage et après le captage. Lors du captage :

1. Risque de détournement de la source.
2. Une sensibilité accrue aux pollutions.
3. Une mauvaise assimilation sociale.

Après le captage :

1. Colmatage du captage.
2. Dégradation des ouvrages par :
 - i. Manque d'organisation sociale
 - ii. Mauvaise conception technique
 - iii. Mauvaise organisation spatiale

Trois grands types d'aménagements de sources peuvent être envisagés dans un contexte nécessitant le recours à des techniques à faible coût :

- Un aménagement très simple ;
- Un aménagement avec un réservoir ;
- Un aménagement avec un réservoir et filtre ;

I.4.1.3.1. Aménagement simple d'une source

L'aménagement simple de source doit débiter par un nettoyage de l'endroit où l'eau sort du sol. Il faut :

- Faire une tranchée horizontale sur plusieurs mètres pour rechercher l'eau un peu plus loin ;
- Remplir la tranchée de gros cailloux pour que l'eau circule facilement ;
- Reboucher la tranchée ;
- À l'extrémité, sceller un tuyau par lequel l'eau s'écoulera. Le tuyau doit être scellé dans un mur fait en ciment, en parpaing ou en pierre ;
- Le sol, à l'endroit où le tuyau sort, doit être nivelé et recouvert de cailloux pour éviter

qu'il y ait formation d'un bournier ;

- Réaliser une rigole qui évacue au loin l'eau sale.

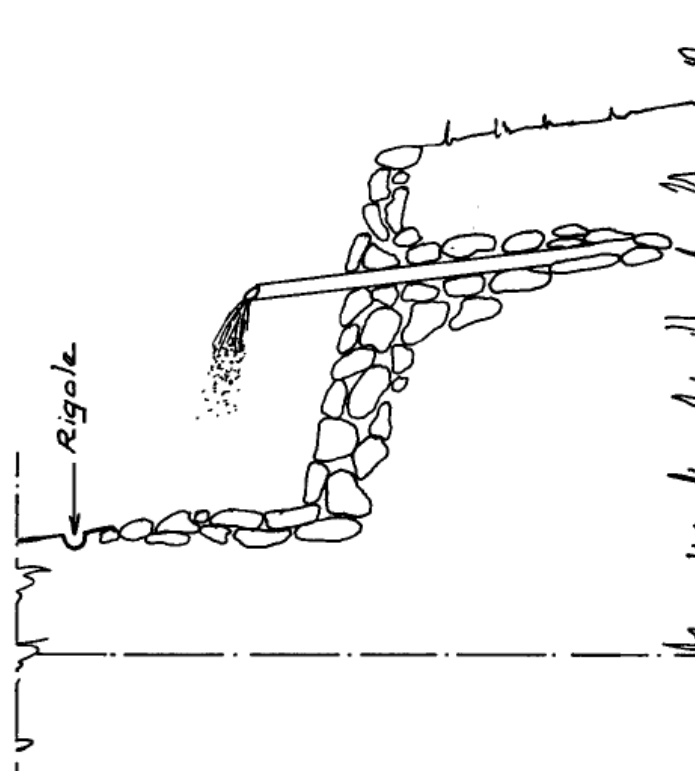


Figure I. 9. Schéma d'aménagement simple d'une source (Source : Comité Interafricain d'Etudes hydrauliques)

I.4.1.3.2. L'aménagement avec réservoir.

Il est nécessaire de construire une chambre maçonnée qui permet de récupérer et de stocker l'eau de la source. L'aménagement extérieur est identique à celui de l'aménagement simple.

I.4.1.3.3. L'aménagement avec réservoir et filtre.

Cet aménagement comprend une chambre maçonnée divisée en deux parties, une partie qui contient le filtre en gravier et en sable et une autre partie qui constitue le réservoir. La sortie de l'eau est identique aux aménagements précédents.

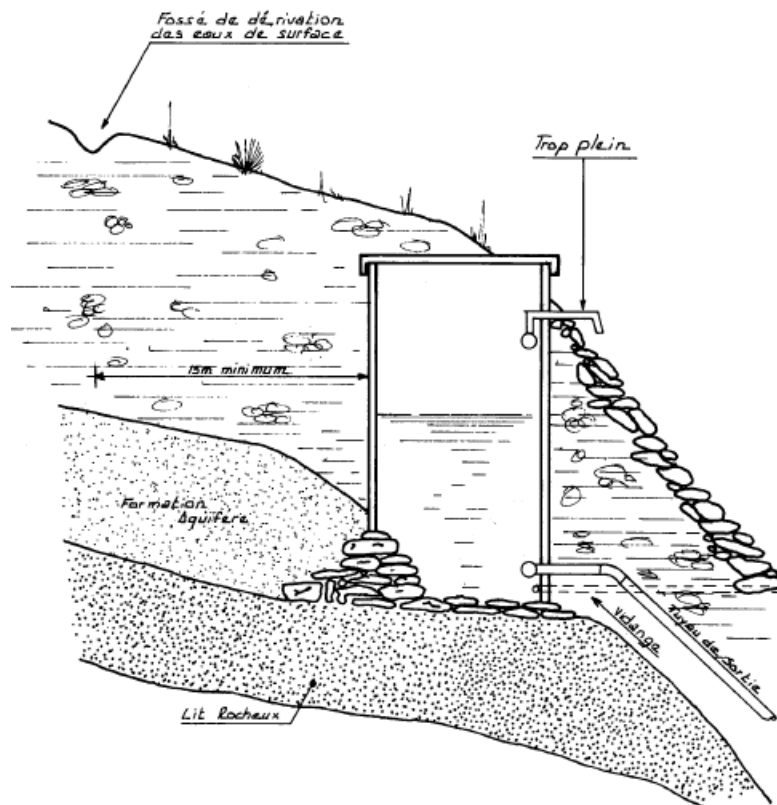


Figure I. 10. Schéma d'aménagement avec réservoir (Source : Comité Inter africain d'Etudes hydrauliques)

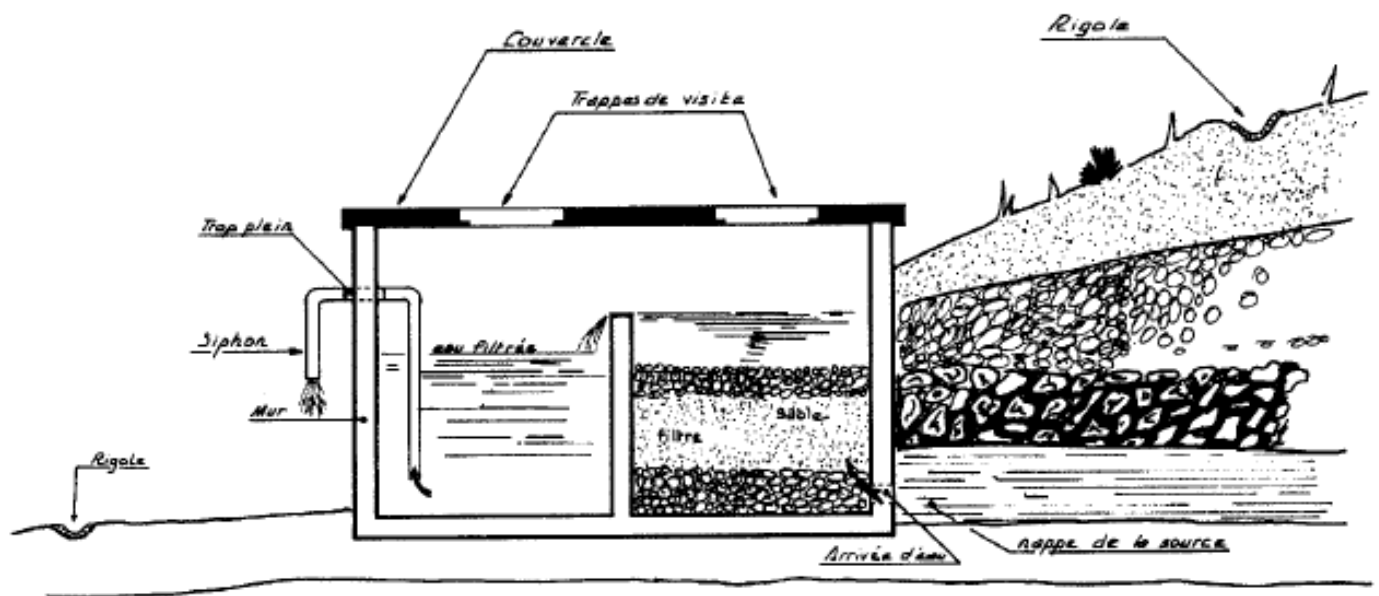


Figure I. 11. Schéma d'aménagement avec réservoir filtre

I.4.2. Captage des eaux souterraines

Contrairement aux eaux des sources, les eaux des nappes nécessitent un pompage pour leurs exploitations. L'eau souterraine doit être soutirée de l'aquifère à l'aide d'un dispositif appelé « ouvrage de captage », dont les principales composantes sont : un tubage, un couvercle, une pompe, des tuyaux de raccordement et un réservoir. Le choix du type d'ouvrage de captage adéquat dépend du contexte hydrogéologique local ainsi que des besoins en eau.

(MDDEP,2007) mentionne qu'il existe plusieurs types d'ouvrages qui permettent de capter l'eau souterraine d'un aquifère : le puits tubulaire, le puits de surface, la pointe filtrante, le puits rayonnant et les drains horizontaux.

I.4.2.1.Le puits tubulaire

Est un ouvrage de captage de faible diamètre et habituellement profond (plus de 9 m), qui est creusé à l'aide d'une foreuse (Figure I.12).

I.4.2.2.Le puits de surface

Est un ouvrage peu profond et de large diamètre, généralement creusé à l'aide d'une rétrocaveuse (Figure I.13).

I.4.2.3.La pointe filtrante

Est un ouvrage de captage de faible diamètre et généralement peu profond, qui consiste en un tube perforé dont l'extrémité est pointue, enfoncé jusqu'à la nappe phréatique dans un sol meuble (Figure I.14).

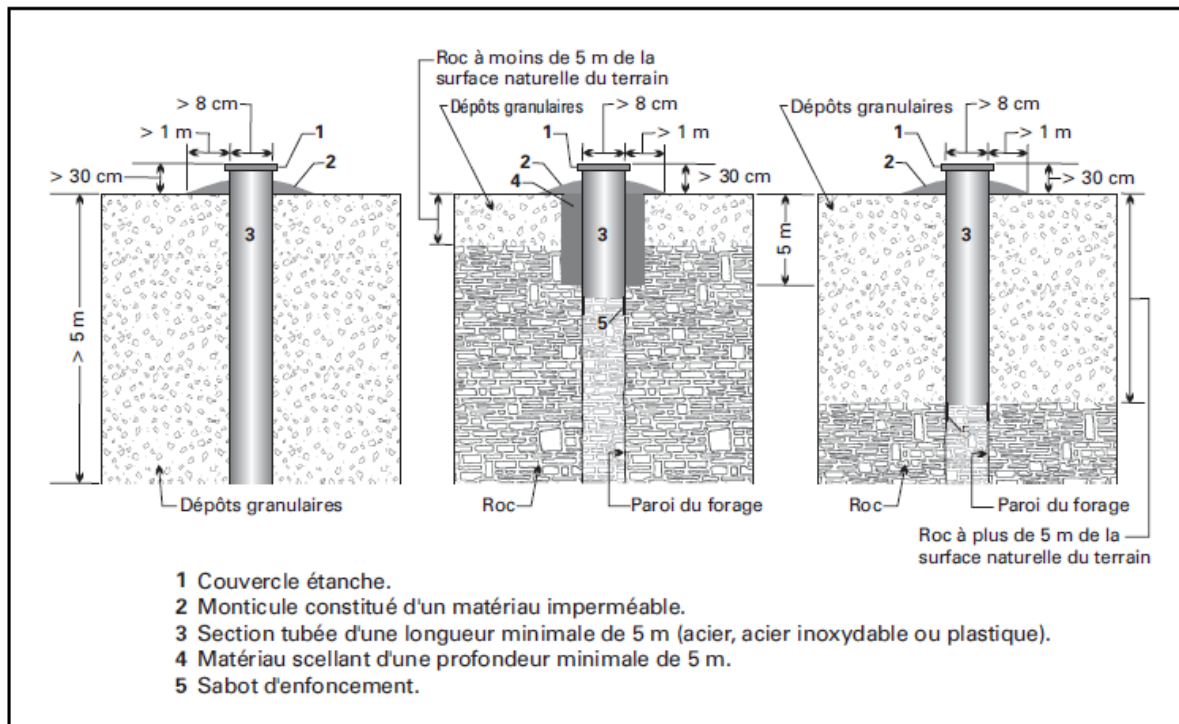


Figure I. 12. Schéma d'aménagement d'un puits tubulaire

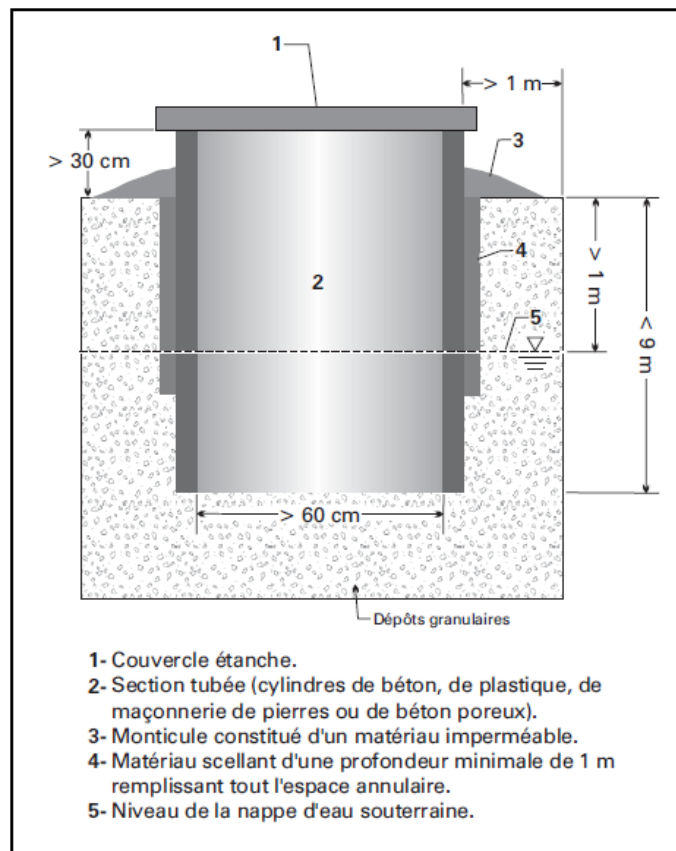


Figure I. 13. Schéma d'aménagement d'un puits de surface

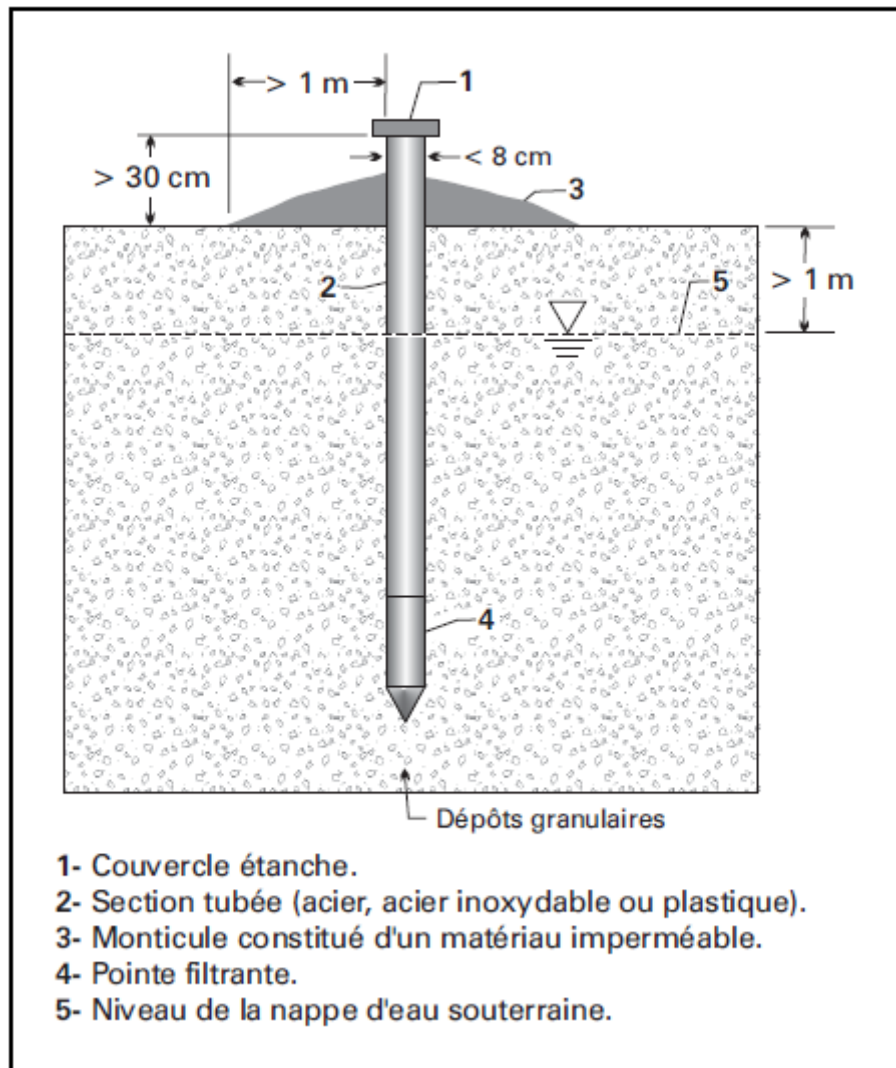


Figure I. 14. Schéma d'aménagement d'une pointe filtrante

I.4.2.4. Le puits rayonnant

Est un caisson central et vertical à partir duquel rayonnent en profondeur des drains horizontaux, pouvant atteindre une longueur de 20 m, enfoncés dans la formation aquifère (Figure I.15). Ce type de puits, qui est communément appelé « puits caisson », est utilisé lorsque les débits requis sont très élevés (plusieurs dizaines de milliers de litres à la minute).

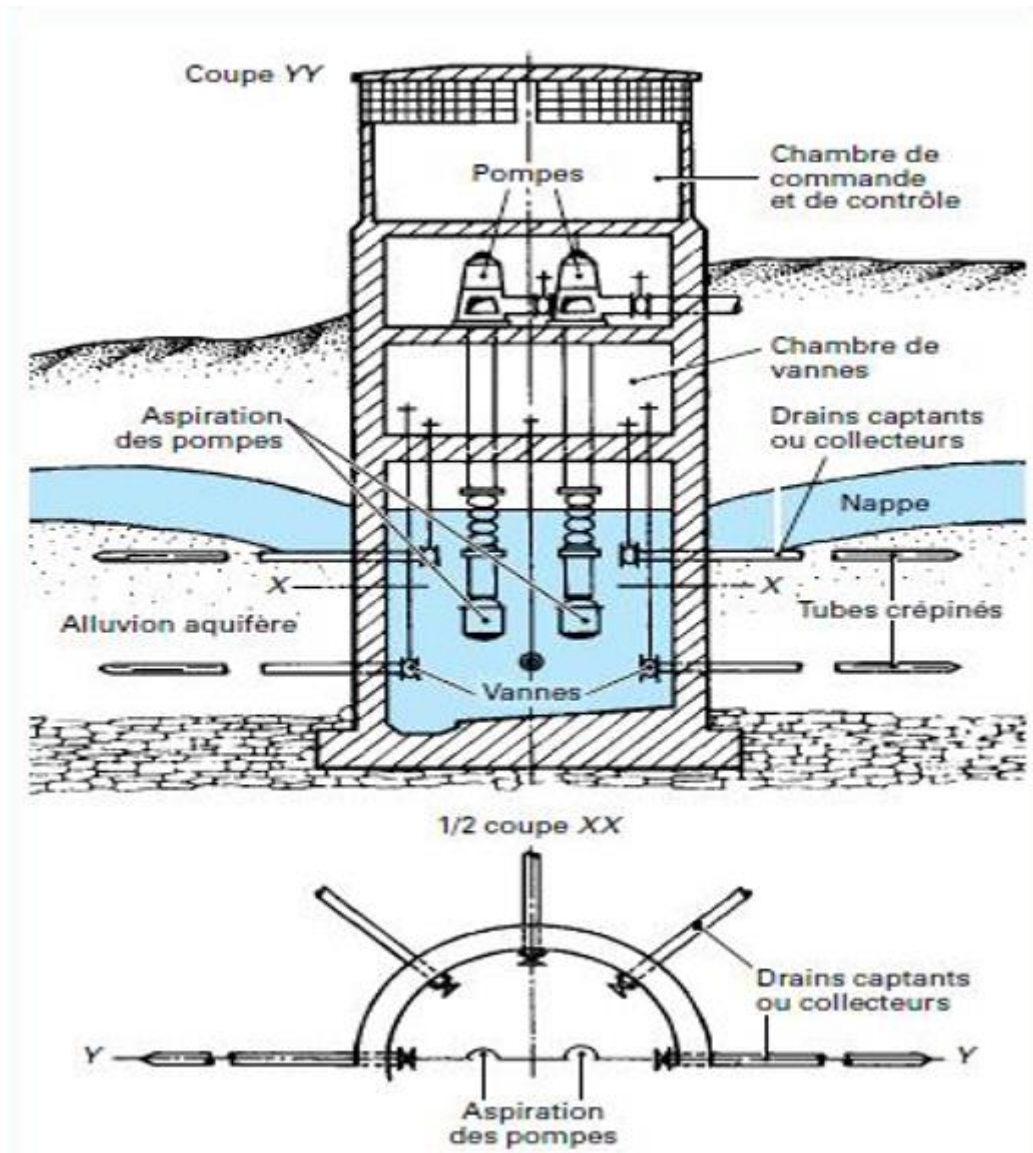


Figure I. 15. Puits à drains ou à collecteurs rayonnants

I.4.2.5. Captage par drains horizontaux

Selon (Boulmaiz, 2019), les drains horizontaux sont utilisés lorsque la nappe est : peu profonde, puissante, non sujette à de grande variation de hauteur. Leur principe de fonctionnement, les drains comportent comme les puits verticaux, des parois captantes entourées de graviers. Les drains ont un profil présentant une légère pente vers un ouvrage d'extrémité étanche où sont aménagés les appareils de pompage (Figure I.16). Leurs diamètres intérieurs vont de 0.8 jusqu'à 1.5 m et leurs longueurs et en fonction du débit (peuvent dépassés les 100m).

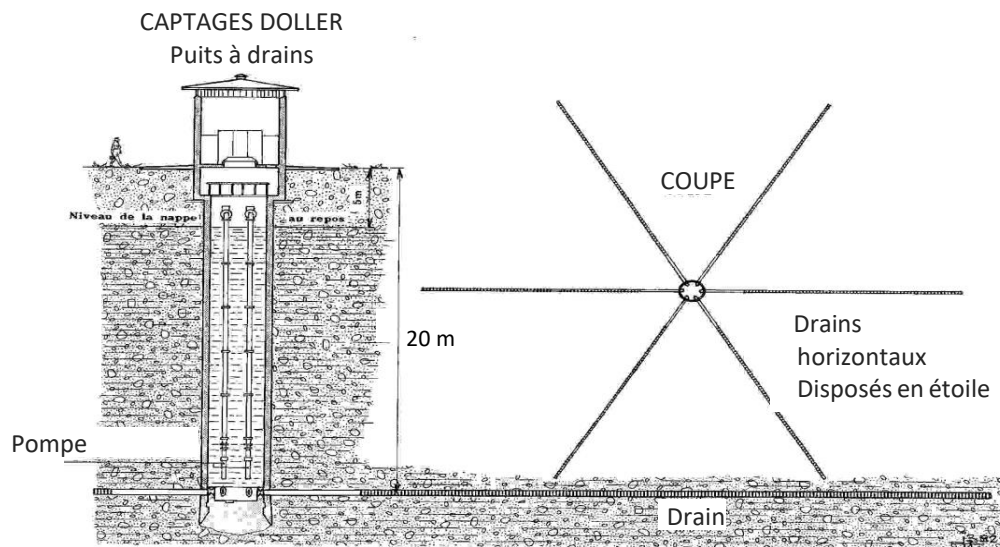


Figure I. 16. Schéma type d'un drain horizontal (Dupont, 1978)

Les drains sont constitués d'une suite d'éléments en béton armé solidaires ayant des barbicanes pour capter les eaux, une semelle en béton pour faciliter la mise en place et assurer la pente voulue et enfin un courroi d'argile pour l'isolation contre les infiltrations de surface.

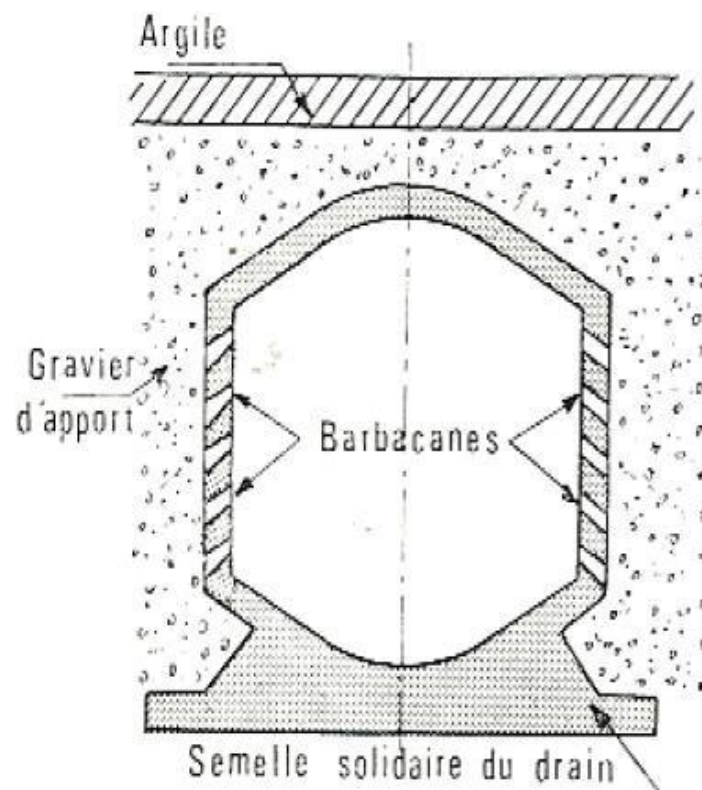


Figure I. 17. Coupe type d'un drain captant (Dupont, 1978)

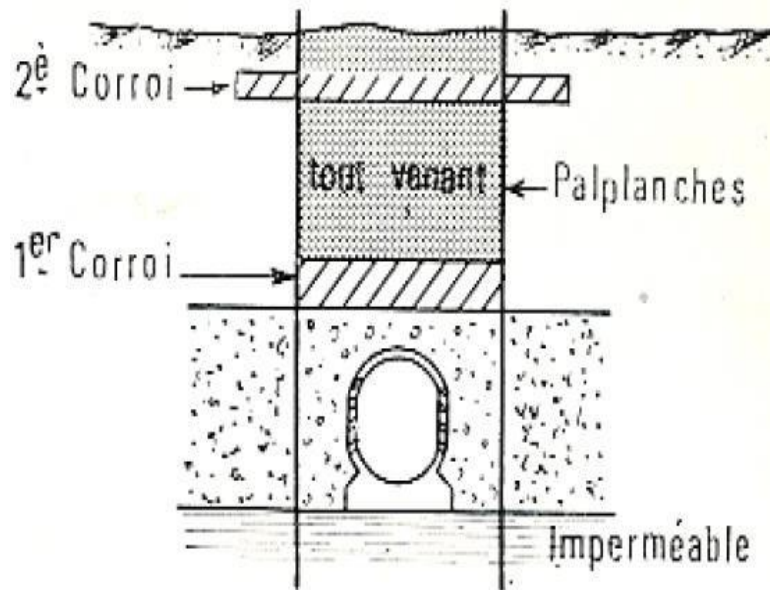


Figure I. 18. Figure I.18 Mise en place d'un drain (Dupont, 1978)

Le procédé peut être suivi comme suite :

- Battage de deux rideaux de palplanches qui s'encastrent dans le terrain imperméable pour pouvoir résister aux poussées, lorsque l'espace compris entre les rideaux aura été dégarni.
- Enlèvement à la pelle des matériaux entre les rideaux.
- Mise en place du drain
- Gravillonnage et arrachage progressif des palplanches
- Exécution du premier corroi
- Remblaiement en tout-venant avec arrachage concomitant des palplanches
- Exécution d'un deuxième corroi débordant largement le drain.

I.4.3. Méthode de forages

En matière de forage, il existe de nombreuses méthodes, dont le choix dépend de différents facteurs. Les techniques de forage les plus répandues sont les suivantes :

I.4.3.1. Forage par percussion (par battage)

Cette méthode est utilisée pour les grands diamètres et les faibles profondeurs. Un trépan est soulevé et lâché avec force sur la roche, ce qui provoque son éclatement. La fréquence et la hauteur de la chute sont ajustées en fonction de la dureté des formations.

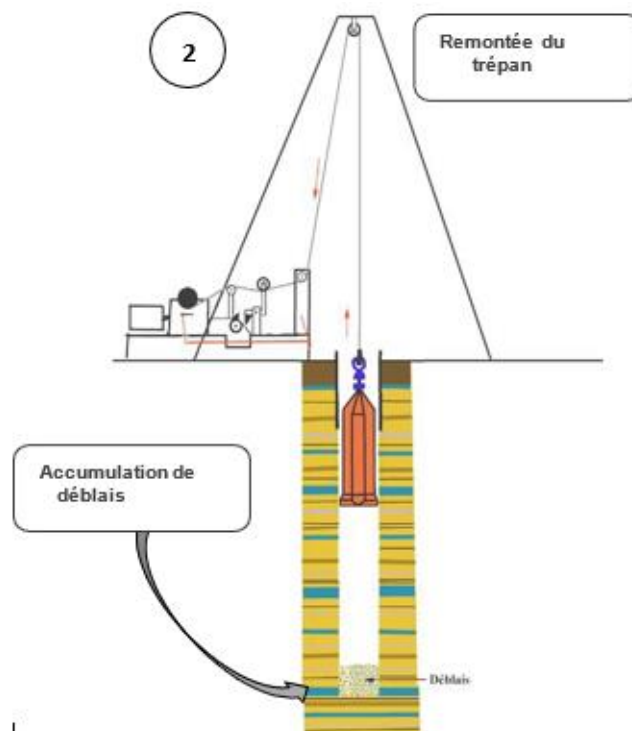
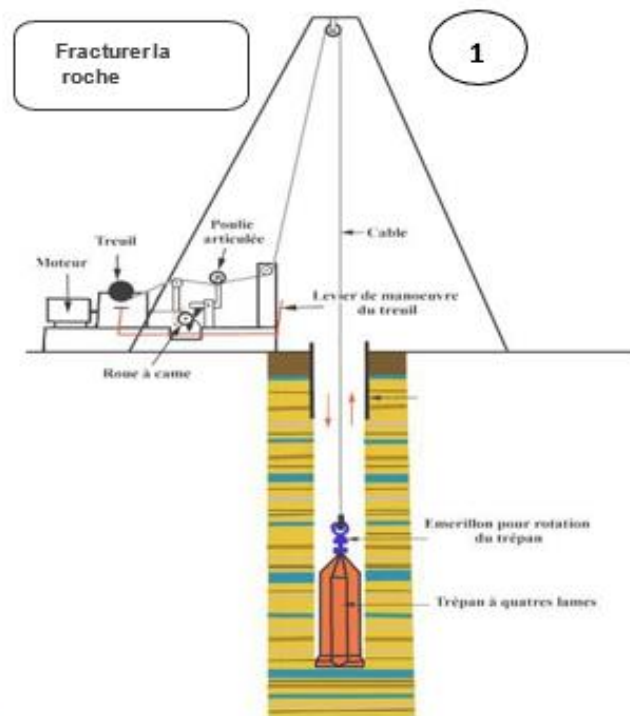
Il existe deux méthodes de battage : le battage à l'aide d'un treuil et le battage à l'aide d'un câble. Le battage par câble est la méthode la plus répandue : un trépan est attaché à un câble qui est tendu et relâché en succession rapide. Le trépan est propulsé par l'énergie cinétique plutôt que par le poids, et il tourne automatiquement à chaque coup grâce à un pivot. Pour éliminer les débris, on utilise un outil de type clapet ou vanne à bille (Figure I.19).

a. Avantages :

- Procédé simple et relativement peu coûteux.
- Il ne nécessite pas de fluide de forage (boues), donc pas de risque de pollution de la nappe.
- Le trépan peut être rechargé, reforgé et affûté sur le chantier.
- Les résultats sont très bons dans les terrains fissurés.

b. Inconvénients

- Vitesse d'avancement assez faible induisant un coût (suivi travaux) en proportion.
- Méthode peu adaptée dans les terrain plastiques ou bouillants dans lesquels le tubage à l'avancement est nécessaire.
- Difficultés pour équilibrer des venues d'eau artésiennes jaillissantes.
- Absence d'information sur les niveaux producteurs (qualité – production).



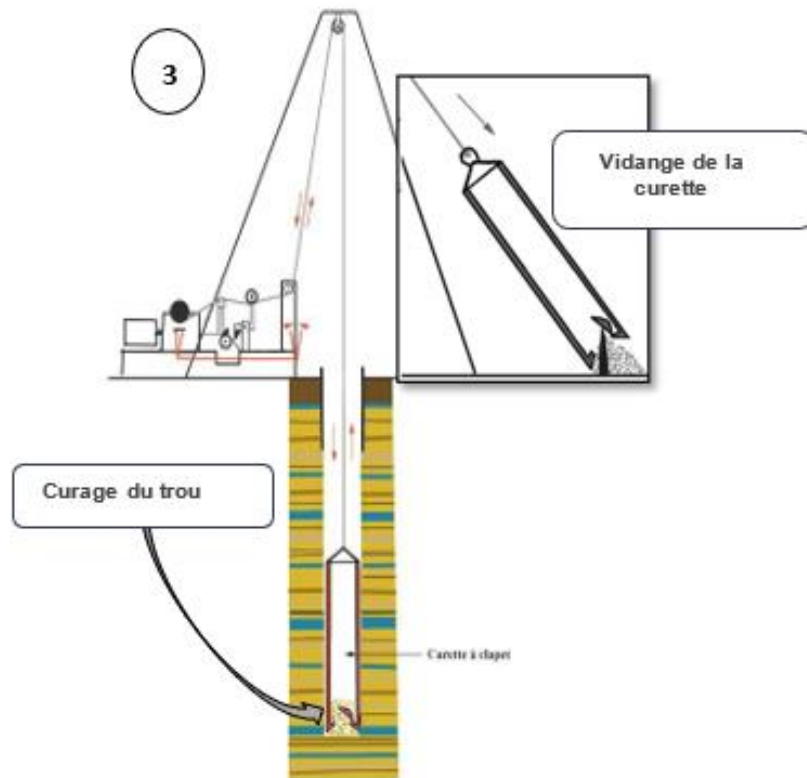


Figure I. 19. Principe de forage par percussion au câble (1), (2) et (3)

I.4.3.2. Forage au rotary

Dans la méthode de forage rotary, un trépan est fixé à l'extrémité d'un train de tiges vissées les unes aux autres. L'outil est entraîné par la combinaison d'un mouvement de rotation à vitesse variable et d'un mouvement de translation verticale provoqué par le poids du train de tiges ou par la pression hydraulique. Un moteur situé à la tête du puits transmet le mouvement de rotation au train de tiges et à l'outil. La boue peut être injectée dans le puits par les tiges creuses. Les trépan utilisés varient en fonction de la dureté du sol et peuvent comprendre des outils à lame, à pastille, à molette, à tricône, à diamant ou à carbure métallique ;

Pour effectuer un forage rotary, il faut un fluide de forage, qui est fabriqué sur le site. Lorsqu'on utilise la circulation directe, le fluide est injecté sous pression dans les tiges creuses de la ligne de forage et sort ensuite par les événements de l'outil, remontant à la surface par l'espace annulaire entre les tiges et les parois du trou.

a. Avantages

- La profondeur du forage peut être très importante, la foration n'est pas perturbée par les terrains peu stables ou plastiques, sous réserve de l'utilisation d'un fluide de forage adapté.
- Ce système permet un bon contrôle des paramètres de forage (poids de l'outil, vitesse de

rotation, qualité de la boue, débit d'injection de la boue) en fonction des terrains à traverser.

- Le forage au rotary entraîne une consolidation des parois en terrains meubles par dépôt d'un cake.

b. Inconvénients

- Ce système présente toutefois certains inconvénients. L'utilisation de fluides de forage peut empêcher l'observation directe de la qualité de l'eau dans les formations forées. De plus, certains types de boues, comme la bentonite, peuvent entraîner l'obstruction des formations aquifères.

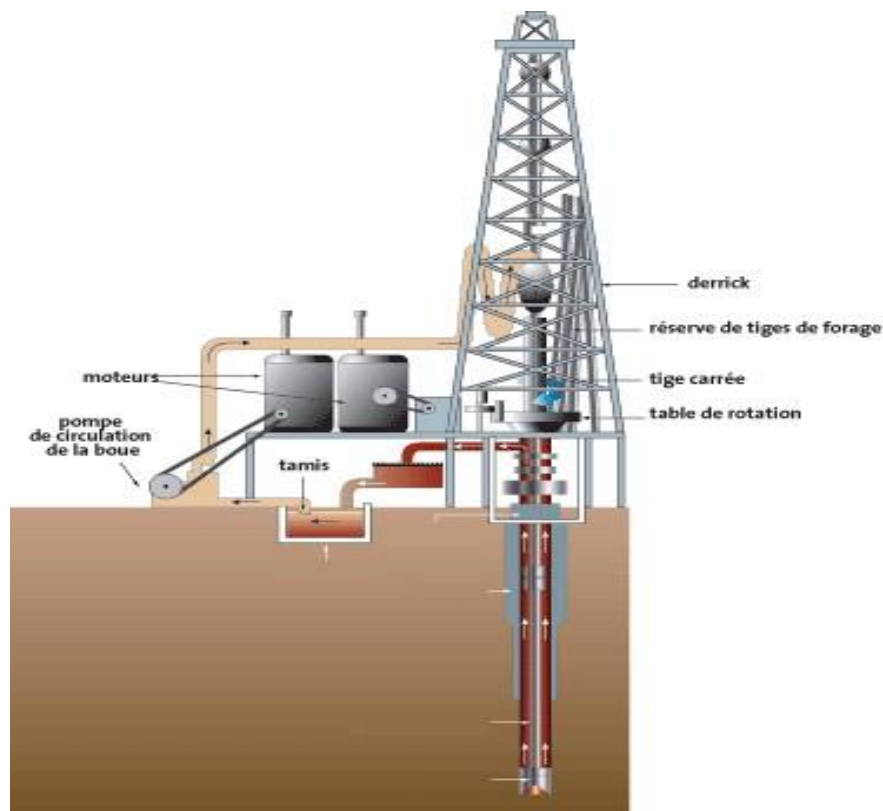


Figure I. 20. Dispositif schématique d'un atelier de forage rotary

I.4.3.3. Construction d'un forage

Au fur et à mesure que la profondeur d'un trou de forage augmente, il devient plus difficile de forer. Au début, le diamètre est généralement fixé à la taille maximale possible en fonction de l'équipement disponible, puis il est progressivement réduit jusqu'à une taille permettant d'accueillir la pompe de forage. Cette technique, connue sous le nom de forage télescopique, est utilisée pour surmonter les difficultés liées au forage de trous profonds.

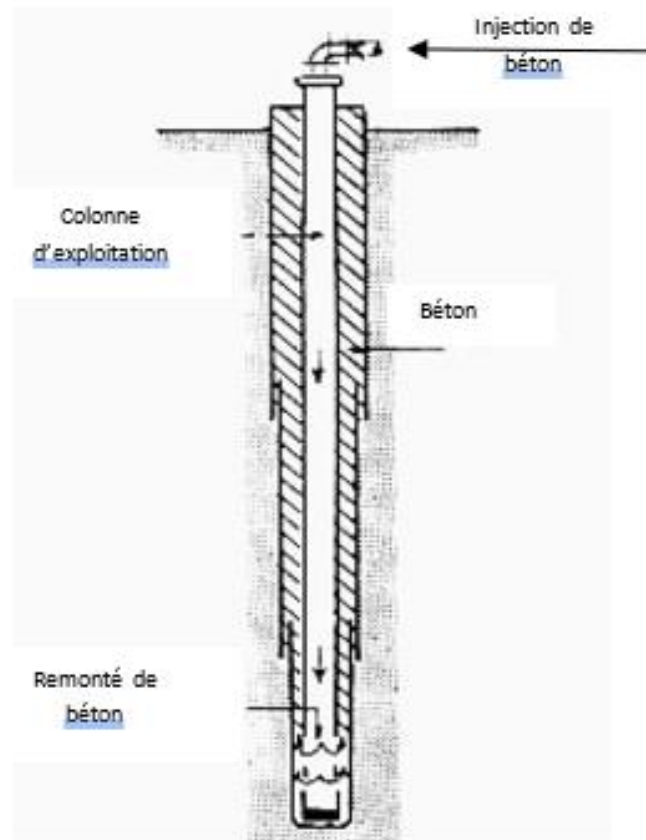


Figure I. 21. Injection du béton dans l'espace annulaire (Dupont, 1978)

La procédure de forage se fait généralement comme suite :

1. Quand le forage a été exécuté sur une certaine hauteur, les terre, qui se tenaient grâce à l'injection d'eau boueuse, sont maintenues alors par un tubage qui descend jusqu'au- dessus de la couche aquifère.
2. Une colonne de diamètre uniforme (appelée colonne d'exploitation) qui comporte des tubes en acier manchonnés vissés est alors inséré à l'intérieur de l'ensemble télescopique.
3. Procéder ensuite à la cimentation de l'espace annulaire (poussé par injection) compris entre la colonne d'exploitation et les tubages télescopiques. La base de la colonne doit être obturée provisoirement par des tampons de bois et comporte de larges ouvertures près de son pied, laissant passer le mortier de ciment qui remonte du bas vers le haut
4. Poursuivre le forage dans la couche aquifère après avoir percer les tampons de base jusqu'à atteindre la côte voulue.
5. Mise en place des buses captantes et gravillonnage tout autour.

I.4.3.4. Les puits forés ou forages

Les puits modernes sont généralement forés à l'aide d'outils qui utilisent une action de percussion ou des outils de coupe rotatifs tels que des tarières, des forets ou des trépan, pour briser et mâcher les roches. Les résidus de roche brisée sont ensuite ramenés à la surface, généralement par des boues.

Ces puits peuvent être forés jusqu'à une profondeur de 300 mètres à l'aide de différentes techniques, manuelles ou motorisées. Les méthodes les plus couramment utilisées sont le forage à la tarière, le forage à percussion, le forage par injection d'eau, le forage à la boue.

Soit en utilisant des moyens motorisés léger (pompes, compresseurs) pour creuser le terrain : le forage au marteau au fond du trou, le forage rotatif

Soit en utilisant des moyens motorisés léger (pompes, compresseurs) pour creuser le terrain : le forage mécanisé lourd qui permet de forer en profondeur.

L'un des moyens d'atteindre des profondeurs importantes pendant le forage consiste à utiliser des machines lourdes équipées d'outils de forage rotatifs montés sur de gros camions. Ces outils brisent ou mâchent les roches, ou utilisent de grandes tarières pour les sols plus tendres pendant le forage initial au début de forage. Les trous de forage peuvent pénétrer le sol sur des centaines de mètres et une pompe est généralement placée au fond pour faire remonter l'eau à la surface.

I.5. Captage des eaux de surface

Le captage des eaux de surface est un processus de prélèvement d'eau nécessaire pour l'alimentation en eau potable. Les sources d'eau de surface peuvent être des rivières, des lacs ou des barrages. Il est important de prendre en compte la qualité de l'eau prélevée, en la captant loin de toute source de pollution. Le schéma d'alimentation en eau potable doit être établi en fonction de la qualité de l'eau, de la demande en eau et des exigences nationales et internationales. Les installations de captage comprennent les ouvrages qui permettent de prélever de l'eau à l'état brut à partir de la ressource en eau.

I.5.1. Type de captage des eaux de surface

Le captage des eaux de surface peut être effectué à partir de différents types de prises d'eau en fonction des conditions locales. On distingue notamment les prises au voisinage immédiat de la berge, les prises en pleine eau, les prises dans le fond et les prises flottantes.

La prise d'eau choisie dépendra notamment des caractéristiques de l'environnement local, telles que la profondeur du cours d'eau, la forme et la nature des berges, ainsi que des besoins en eau de la population ou de l'activité impliquée.

I.5.1.1.Prise d'eau dans une rivière

La prise d'eau dans une rivière consiste à extraire de l'eau qui sera ensuite utilisée pour des usages domestiques ou industriels. Cette prise d'eau se fait par le biais d'un ouvrage hydraulique, comme une conduite, un réservoir ou un barrage. La prise d'eau peut se faire à différents points de la rivière, mais la méthode la plus courante est de l'extraire à partir de l'amont de la rivière, car l'eau y est plus propre et de meilleure qualité. Dans le cas d'un débit dérivé (ou capté) assez important par rapport à l'apport de la rivière, un seuil peut être projeté à l'aval de la prise d'eau pour garantir un niveau minimum. La prise d'eau doit être faite de manière responsable, et il est important de vérifier que la quantité d'eau prélevée ne dépasse pas les limites autorisées, afin de préserver la qualité de la rivière et de ses ressources (conditions écologiques, irrigation, approvisionnement en eau potable et industrielle, pêche...etc).

I.5.1.2.Prise d'eau dans le fond du lit

L'installation consiste à un dragage et remplissage du fond du lit avec de gros gravier et les entourer autour de la crépine d'aspiration pour la protéger. Toutefois, il est primordial de vérifier si la rivière ne charrie pas trop de matériaux fins (ex. argile, limon...etc.) qui peuvent causer le colmatage rapide de la crépine. Cette installation est souvent utilisée dans les rivières à régime torrentiel (forte pente et grandes vitesses d'écoulement). Les prises d'eau dans le fond du lit de rivière impliquent l'utilisation de pompes à eau pour extraire de l'eau à partir du lit de la rivière. Les systèmes de pompage à partir du fond du lit de la rivière sont généralement conçus pour fonctionner de manière autonome et efficace, afin de garantir un approvisionnement constant en eau.

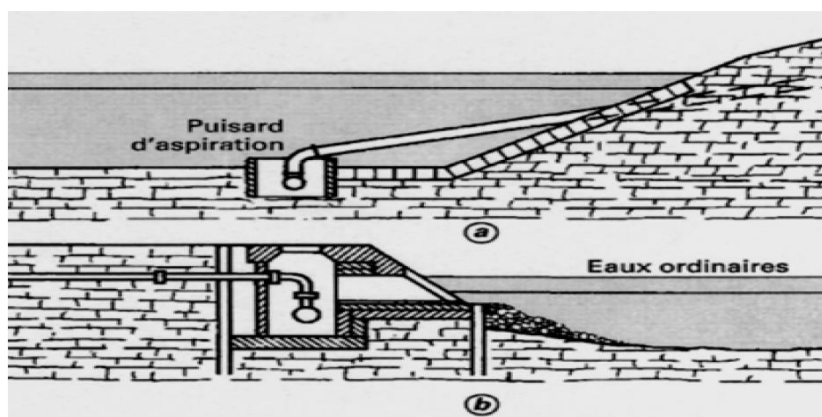


Figure I. 22.Dispositifs simples de captage dans les lacs, étangs, rivières, fleuves : type de prise d'eau

I.5.1.3.Prise d'eau dans la rivière même

Pour assurer la préservation de la prise d'eau dans la rivière et sa visibilité dans les rivières navigables, il est nécessaire d'installer un barrage de protection. Il est également important de prendre en compte

toutes les informations relatives aux régimes d'écoulement de l'eau, y compris les débits élevés et faibles. En outre, le barrage doit empêcher la détérioration de la prise d'eau causée par des objets flottants.

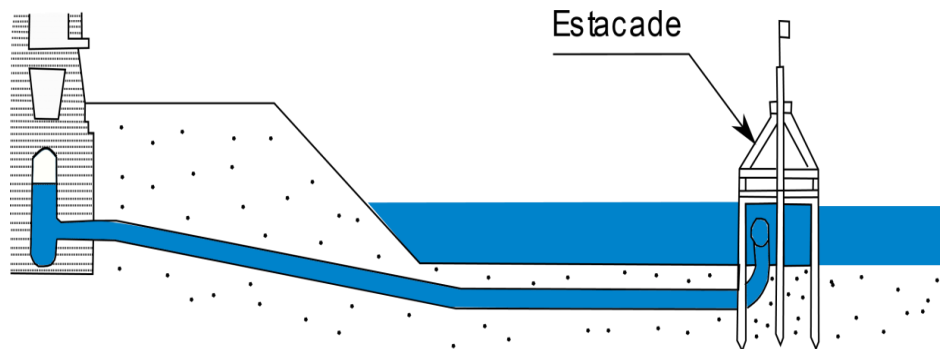


Figure I. 23. Schéma d'une prise d'eau dans une rivière

I.5.1.4.Prise d'eau latérale (sur la berge)

Lors de l'installation d'une prise d'eau latérale sur la berge, il est important de veiller à ce qu'elle soit placée à une profondeur appropriée afin qu'elle ne soit pas affectée par la fermentation du lit, ainsi que par la présence éventuelle d'hydrocarbures ou de mousse à la surface de l'eau. Aucun détail ne doit être négligé lors de l'étude de l'emplacement de la prise d'eau.

Lors de la conception d'un ouvrage de prise d'eau, il est essentiel d'éviter de le placer sur une berge convexe en raison du courant créé par la force centripète de l'écoulement de surface. Ce courant peut entraîner l'accumulation de matériaux tels que le gravier et le sable sur la berge intérieure, obstruant ainsi la prise d'eau. Inversement, l'installation de la prise d'eau sur la berge concave peut entraîner une érosion de la berge, ce qui doit également être pris en compte lors de la conception de l'ouvrage.

I.5.1.5.Prise d'eau dans un réservoir

Dans le cas des réservoirs, la qualité de l'eau est généralement supérieure à celle des rivières, car leur comportement ressemble à celui des bassins de décantation. Les réservoirs subissent également des variations de qualité de l'eau moins importantes et moins nombreuses que les rivières. En ce qui concerne l'emplacement des prises d'eau dans un réservoir, on distingue trois endroits : sur les berges, loin des rives (indépendantes) et combinées avec le barrage.

Des dispositifs d'obturation sont généralement installés sur les prises d'eau, et les vannes qui les commandent peuvent être situées soit sous terre, soit en surface.

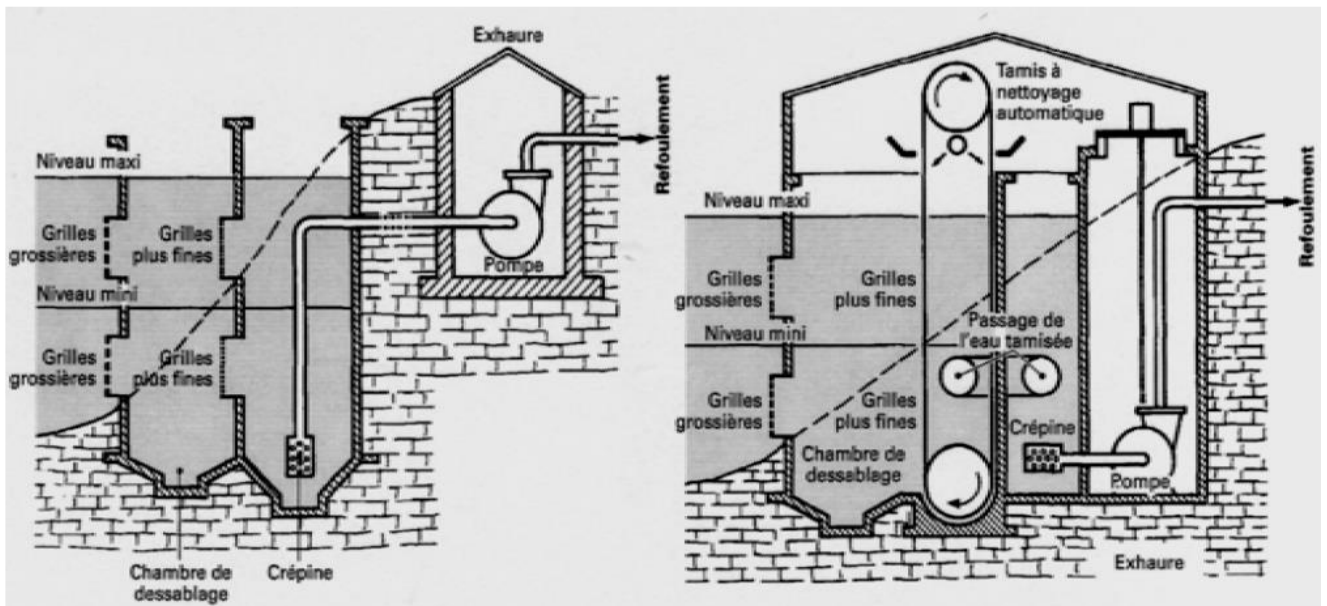


Figure I. 24. Ouvrages de prise d'eau au voisinage de la berge d'une rivière.

I.5.1.6. Prises d'eau flottantes

Le type de système mentionné convient à la fois aux installations temporaires et permanentes, en particulier dans les plans d'eau peu profonds qui connaissent des changements fréquents du niveau de l'eau et des débits limités. Il s'agit d'un caisson flottant équipé de crépines d'aspiration qui servent de mécanisme de prise d'eau. La boîte de prise d'eau flottante est reliée aux installations fixes sur la berge par un tuyau de raccordement articulé.

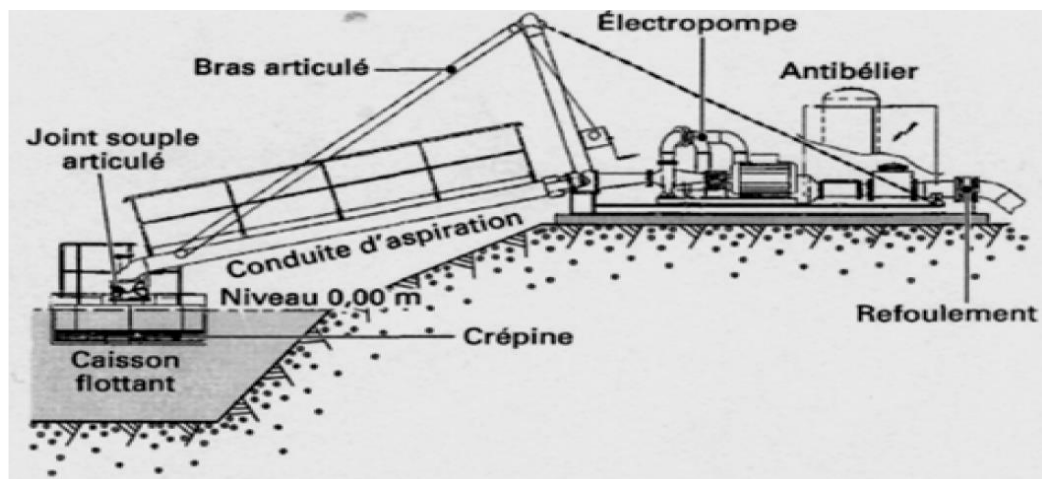


Figure I. 25. Prise d'eau flottante



Figure I. 26. Prise d'eau flottante du barrage Djorf Torba (Béchar)

I.5.1.7. Prises d'eau dans les barrages

Le système de prise dans les barrages est une structure qui sert à capturer l'eau du réservoir formé par le barrage. Il existe différents types de systèmes de prise, selon la taille du barrage, le débit d'eau potentiel et les besoins de la zone à alimenter en eau. Voici les éléments clés du système de prise d'eau des barrages :

- a. **Structure de prise** : la structure de prise est la partie du barrage qui permet de prélever l'eau du réservoir. Elle est généralement située près du fond du réservoir et est équipée de grilles pour empêcher les débris et les poissons de pénétrer dans les canaux d'aspiration.
- b. **Conduite d'aspiration** : la conduite d'aspiration est le canal qui transporte l'eau de la structure de prise vers la centrale hydroélectrique ou le canal d'irrigation. La conduite d'aspiration est généralement équipée de vannes et de régulateurs de débit pour contrôler le débit d'eau.
- c. **Pompe** : si le barrage est équipé d'une centrale hydroélectrique, une pompe est utilisée pour augmenter la pression de l'eau et faire tourner les turbines. Les pompes sont généralement alimentées par des moteurs électriques ou des turbines à gaz.
- d. **Canal de fuite** : après avoir traversé la centrale hydroélectrique ou le canal d'irrigation, l'eau est

renvoyée dans le lit de la rivière ou dans le réservoir à travers un canal de fuite. Le canal de fuite est conçu pour réduire la vitesse de l'eau et minimiser l'érosion des berges.

En conclusion, les systèmes de prise dans les barrages sont divers selon les besoins et les caractéristiques du barrage. Ils visent tous à capter l'eau de façon efficace pour assurer à la fois la production d'électricité et le maintien de la ressource en eau pour les besoins humains, notamment en irrigation agricole.

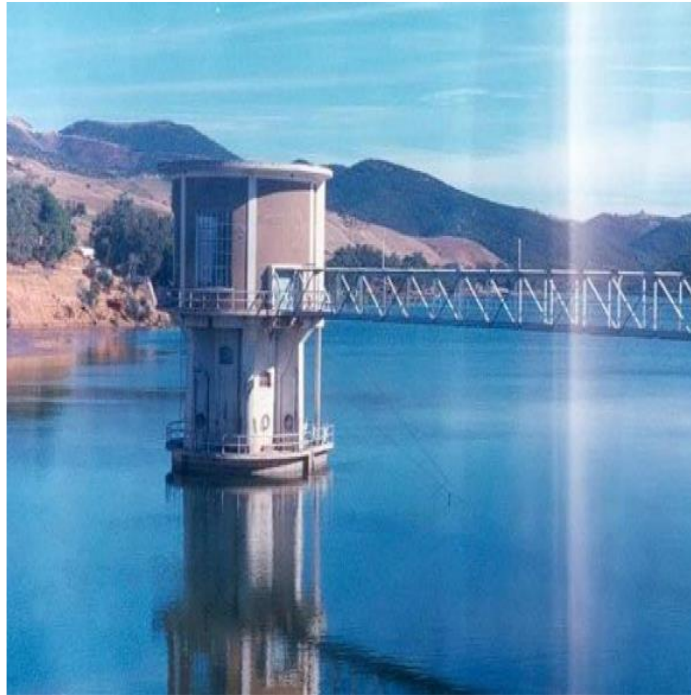


Figure I. 27. Exemple d'une prise d'eau dans un barrage

CHAPITRE II :
CONSOMMATION EN EAU
POTABLE

Le schéma général d'une installation de distribution d'eau varie en fonction du type de source d'eau exploitée. Cette source peut être une rivière (fournissant généralement une eau douce avec une salinité inférieure à 1 g/l), un barrage (fournissant généralement une eau douce), une nappe souterraine (fournissant une eau douce ou une eau saumâtre avec une salinité comprise entre 2 et 7 g/l) ou la mer (fournissant une eau salée avec une salinité d'environ 35 g/l).

Les eaux souterraines provenant des nappes, lorsqu'elles sont douces, ne nécessitent généralement pas de traitement supplémentaire. En revanche, les eaux de surface provenant des rivières ou des barrages nécessitent généralement un traitement physico-chimique pour les rendre potables. Les eaux saumâtres provenant des nappes salées ou de la mer nécessitent un traitement spécifique, tel que le dessalement, pour réduire la salinité à moins de 1 g/l.

Dans le cas général, les installations nécessaires pour la distribution d'eau potable selon la nature du captage (eau souterraine, eau de surface) sont :

- La prise d'eau, le puits ou le forage.
- Première Station de pompage (SP1).
- Station de traitement (ou dessalement) des eaux.
- Réservoirs enterrés ou semi-enterrés.
- Deuxième Station de Pompage (SP2).
- Réservoir surélevé (ou sur-tour, ou château d'eau).
- Réseau de distribution d'eau potable.

II.1. Définitions

II.1.1. Potabilité

Une eau est dite potable si elle peut être consommée sans danger pour la santé, c'est-à-dire si ses caractéristiques sont conformes aux obligations réglementaires.

II.1.2. Alimentation en eau potable

La distribution d'eau implique de fournir de l'eau à différents consommateurs, tels que les communautés, les industries et les services de lutte contre les incendies, tout en respectant les exigences spécifiques à chaque type d'utilisation.

Plus précisément, le procédé consiste à :

- a. Capturer l'eau brute non traitée et la soumettre à un traitement pour la rendre propre à la consommation humaine (eau potable).
- b. Transporter de cette eau potable par un réseau de conduites sous pression vers des points de distribution spécifiques.
- c. Régulation de la pression et du débit au sein du réseau pour répondre aux demandes pertinentes, y compris le stockage et la régulation.
- d. Distribuer l'eau potable aux ménages, aux usines et divers consommateurs tout en garantissant le respect des normes sanitaires associées à chaque application particulière (alimentation électrique, processus industriels, lutte contre les incendies, etc.).
- e. Garantir la maintenance continue et la gestion efficace du réseau de distribution d'eau potable.

II.2. Un système d'alimentation en eau potable

Est un ensemble d'ouvrages et d'organes conçus pour rendre l'eau à la disposition d'une agglomération afin de répondre à ses besoins humains, industriels et agricoles.

II.3. Classification des systèmes de distribution d'eau

Les systèmes de distribution d'eau peuvent être classés selon plusieurs critères

- a. **Type de consommateur** : Les systèmes de distribution d'eau peuvent être divisés en systèmes ; domestique ou potable; agricole ; industriel etc...
- b. **Type de zone d'alimentation** : on distingue les systèmes d'alimentation en eau des agglomérations urbaines, des agglomérations rurales ainsi que des zones industrielles.
- c. **D'après les sources d'alimentation en eau** : Cela inclut les systèmes qui utilisent l'eau de surface (fleuves, lacs, retenues, mers, etc...) ; les systèmes avec l'utilisation des eaux souterraines et les systèmes combinés.
- d. **Par la méthode d'amené d'eau** : on distingue les systèmes gravitaires ; les systèmes de refoulement et les systèmes combinés.

La distribution d'eau potable se caractérise par son caractère global et complexe qui nécessite une gestion minutieuse des infrastructures afin de préserver la pureté de l'eau et la rendre propre à la consommation.

La figure 1 présente de manière schématique les principaux éléments d'un système de distribution d'eau.

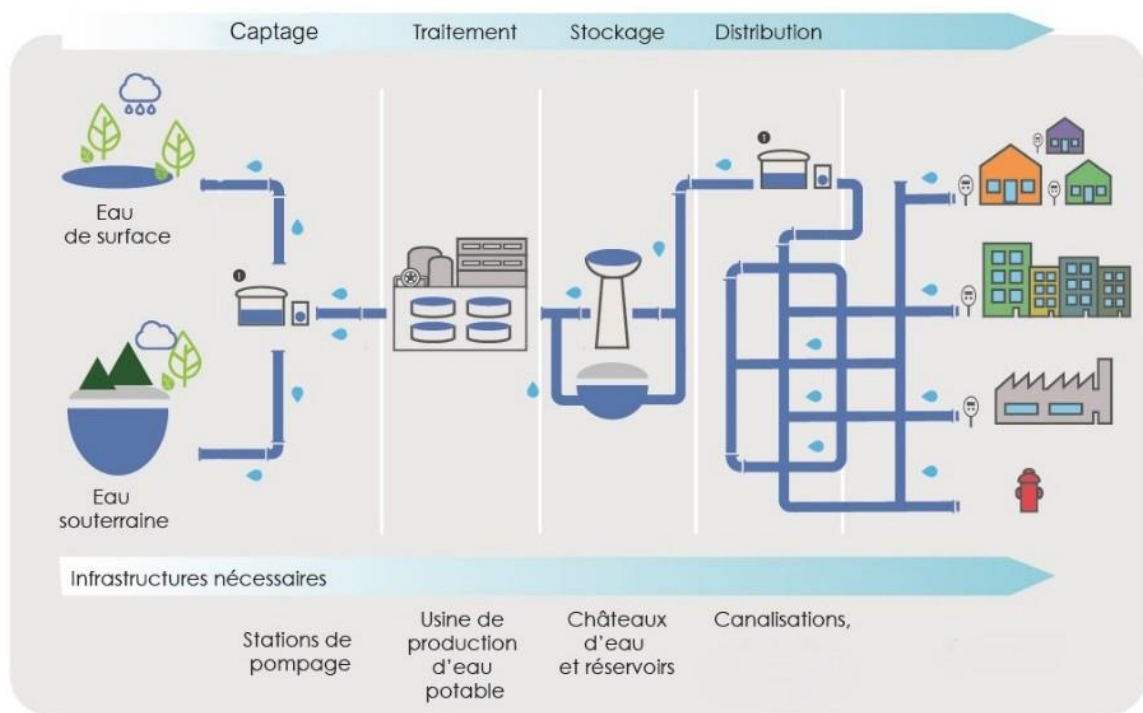


Figure II. 1. Schéma générale d'un système d'alimentation en eau potable

II.3.1. Captage

Le captage de l'eau implique la collecte soit des eaux souterraines (sources, nappes phréatiques, aquifères) soit des eaux de surface (rivières, lacs) à l'aide d'une prise d'eau et d'une conduite d'adduction qui transporte ensuite l'eau vers un réservoir qui doit alimenter en continu l'eau nécessaire à la station de traitement.

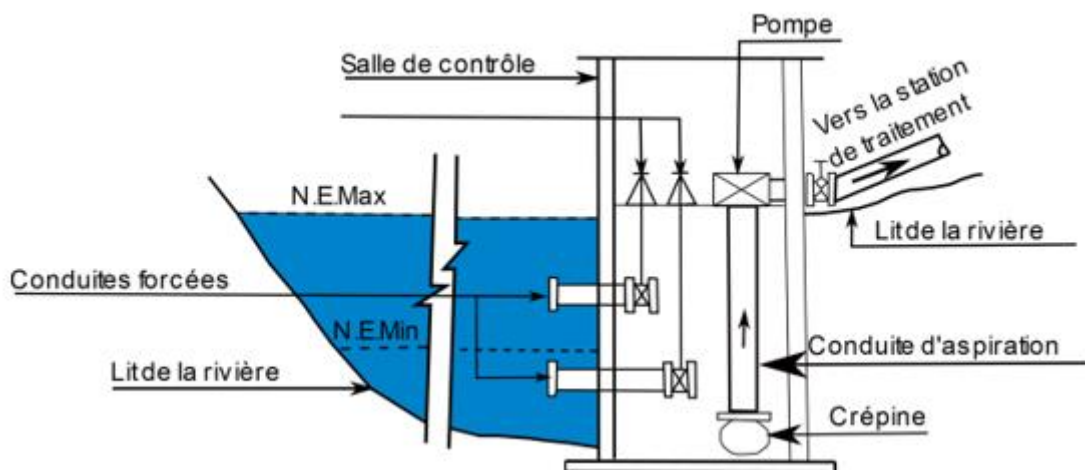


Figure II. 2. Schéma d'une prise d'eau simple sur la berge d'une rivière (Boulmaiz, 2019)

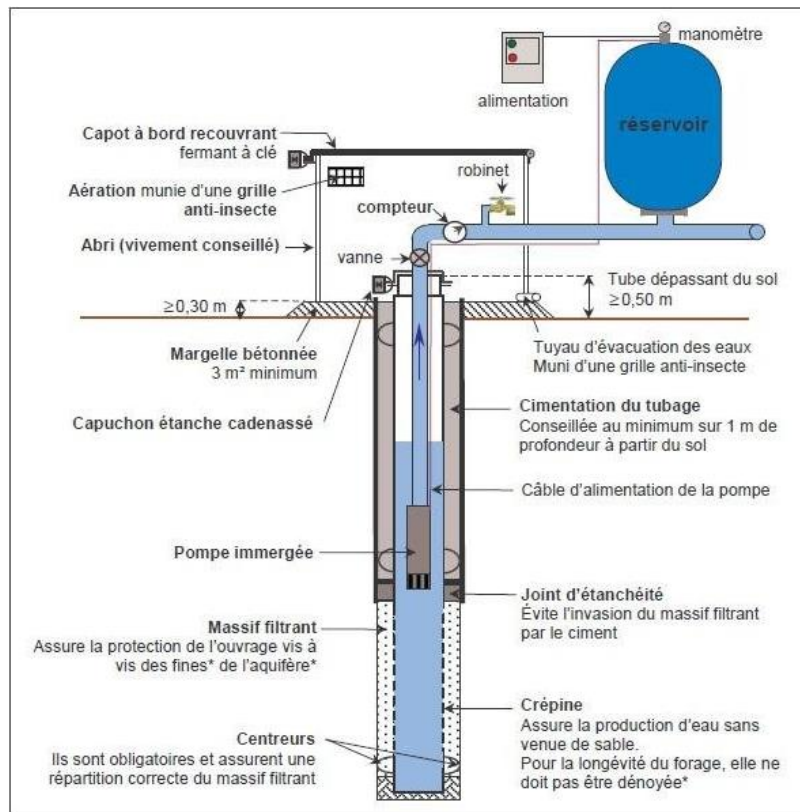


Figure II. 3. Prise d'eau d'un forage

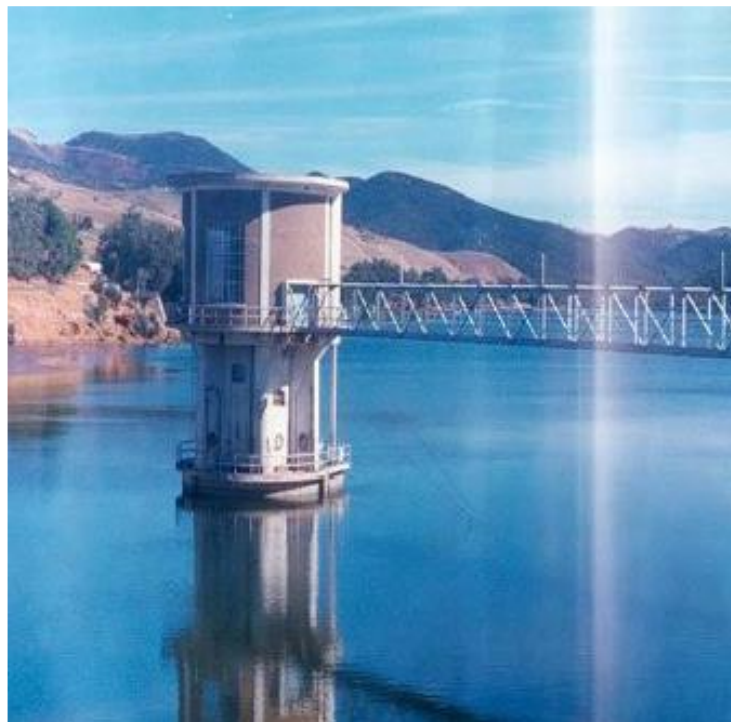


Figure II. 4. Prise d'eau d'un barrage

II.3.2. Traitement des eaux

Dans certains cas, les eaux captées ne présentent pas en permanence les qualités requises et nécessitent donc un traitement. Ce traitement peut aussi avoir lieu après le transport.

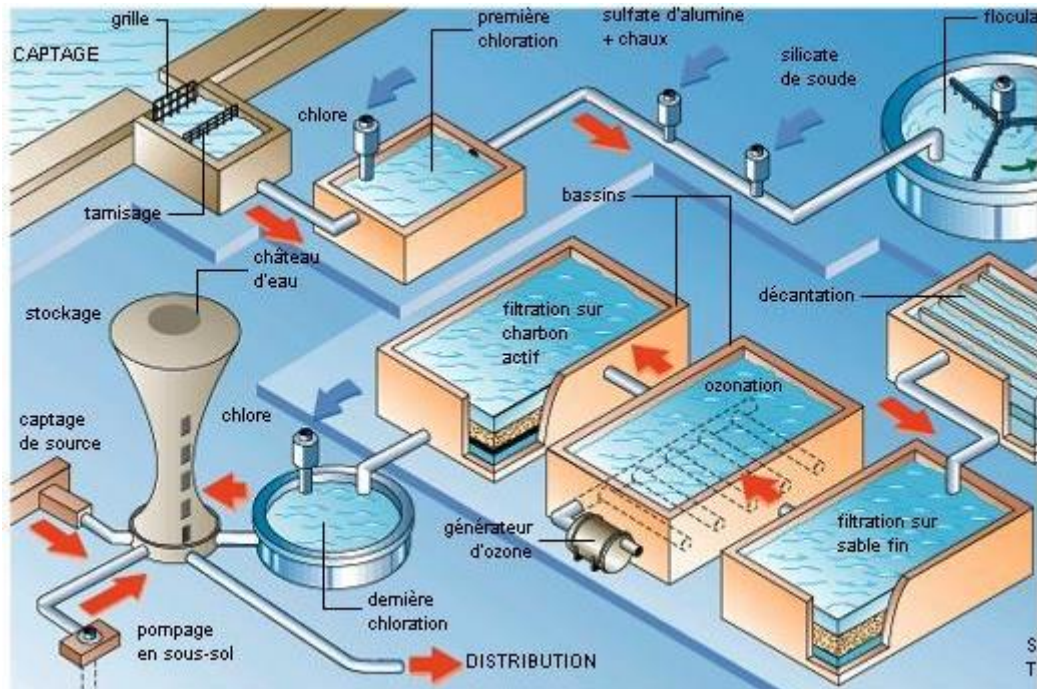


Figure II. 5. Procédés de traitement des eaux
(<https://vireakluon.wordpress.com/2013/01/21/traitement-des-eaux/>)

II.3.3. Adduction

Le transport de l'eau, depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution), peut avoir lieu avant le traitement. Ce transport peut être réalisé soit par écoulement à surface libre, soit par écoulement en charge.



Figure II. 6. Adduction gravitaire à partir d'une source (Zoungana, 2003)

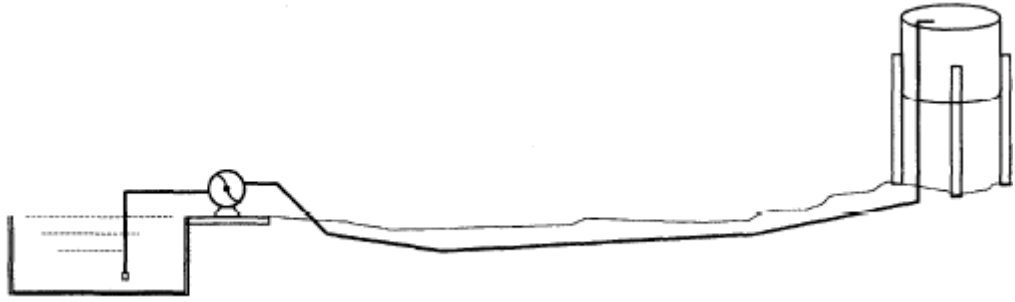


Figure II. 7. Adduction par refoulement (Zoungrana, 2003)

II.3.4. Accumulation ou réservoir

Il est fréquent de devoir réserver une partie de l'eau, que ce soit pour réguler le débit dans les ouvrages en amont ou pour assurer une sécurité en cas de panne ou d'incendie. Dans de tels cas, l'eau est accumulée dans des réservoirs spécialement conçus à cet effet.



Figure II. 8. Ouvrages de stockage

II.3.5. Distribution

La distribution d'eau vise à fournir aux utilisateurs, en tout temps, un débit d'eau suffisant et une pression adéquate. Cela est réalisé grâce à un réseau de conduites sous pression, dimensionnées de manière à permettre le passage du débit maximal prévisible en chaque point du système.

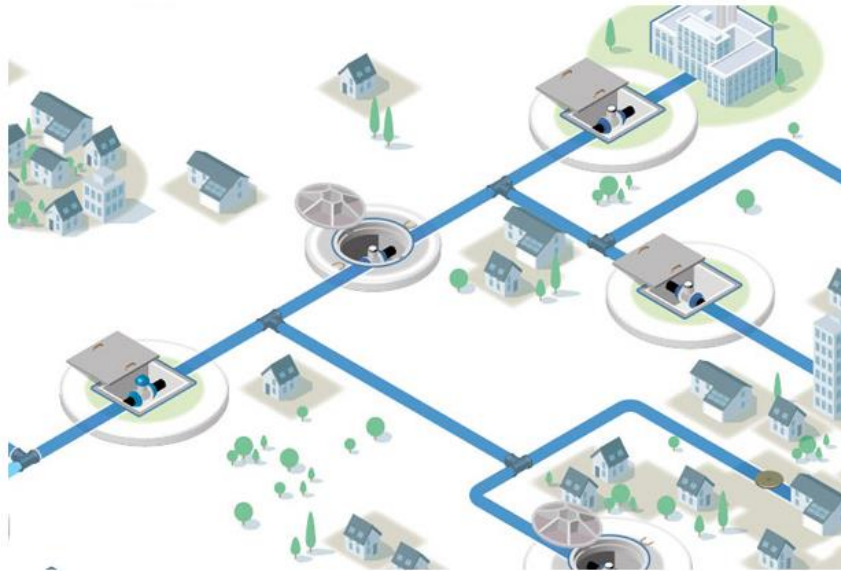


Figure II. 9. Schéma de réseau de distribution (<https://www.lacroix-environnement.fr/besoin/eau/reseaux-distribution/>)

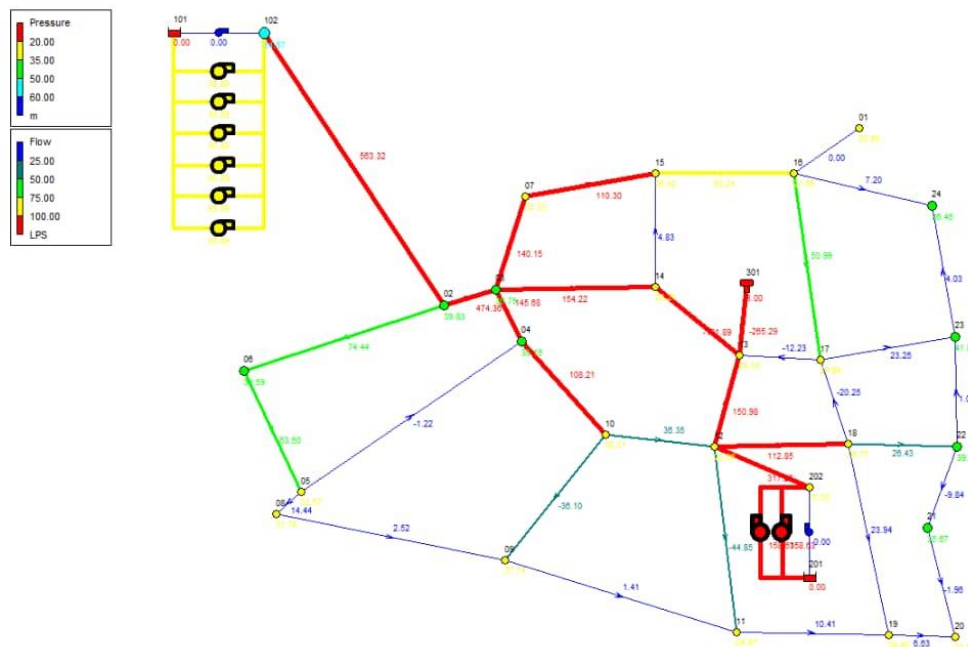


Figure II. 10. Conception et Dimensionnement d'un Réseau de distribution d'Eau (<https://www.f2cadacademy.com/2020/12/projet-formation-epanet-conception-et.html>)

II.3.6. Pompes

Dans le circuit mentionné précédemment, il est fréquent d'avoir besoin d'augmenter le niveau ou la pression de l'eau à l'aide de pompes. Ces pompes sont généralement alimentées par un moteur électrique, mais peuvent également être alimentées par un moteur diesel en cas de besoin.



Figure II. 11. Station de pompage (<https://www.jousse-sa.fr>)

II.4. Les besoins en eau en milieu urbain

II.4.1. Besoins en eau domestiques

La consommation d'eau domestique englobe toutes les utilisations d'eau dans les foyers, couvrant une gamme variée d'activités telles que l'hygiène personnelle, la lessive et l'arrosage des pelouses. Il est souvent ajouté à cette consommation l'eau fournie aux petits commerces. La consommation moyenne d'eau domestique est généralement calculée en fonction du nombre d'habitants et exprimée en litres par jour et par habitant (l/jour/hab)..

Le niveau de consommation est soumis à des fluctuations liées à divers facteurs, tels que le niveau de vie, les comportements, la disponibilité de l'eau, les conditions climatiques, le coût de l'eau,...etc

- Pour une grande ville (plus de 100000 habitants) : de 120 à 200 l/jour/hab.
- Pour une ville de 20 000 à 100000 habitants : de 100 à 140 l/jour/hab.
- Pour une ville moyenne (de 5 000 à 20000 habitants) : de 80 à 120 l/jour/hab.

- Pour une zone rurale (moins que 5 000 habitants) : de 60 à 80 l/jour/hab.
- Pour les bornes fontaines : de 20 à 50 l/jour/hab.

II.4.2. Besoins publics

Les besoins publics incluent la consommation d'eau des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, et ainsi de suite.,etc...

Voici quelques exemples de besoins publics que nous pouvons mentionner ci-dessous.

- Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins : de 3 à 5 l/jour/m².
- Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.
- Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.
- Pour les écoles primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.
- Pour les lycées : de 20 à 30 l/jour/élève.
- Pour les facultés et foyers universitaires : de 100 à 200 l/jour/étudiant.
- Mosquée : 50 l/j/fidèle
- Bain-douche : 100 l/j/poste
- Abattoir : 500 l / j/tête

II.4.3. Besoins industriels

Généralement, seuls les besoins des petites industries sont pris en compte, celles-ci consommant de l'eau potable et étant raccordées au réseau urbain. Actuellement, les grandes industries sont généralement isolées de la ville, situées dans des zones industrielles et alimentées par des réseaux indépendants. Les industries à forte consommation d'eau doivent disposer de leur propre source d'eau, tels que des puits, des forages, des barrages, ou même la mer, selon le cas. Il est important de souligner que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du processus de fabrication utilisé. Ci-dessous, nous présentons quelques exemples de besoins industriels.

Pour les petites industries :

- Boulangerie : 1 l / Kg de pain.
- Industrie laitière : de 5 à 10 l / l de lait.
- Conserve de fruits ou de légumes : de 6 à 15 l / Kg de conserves.

grandes industries :

- Sucrerie de 2 à 15 m³ / t de betteraves ;
- Cimenterie (voie humide) 2 m³/ t de ciment ;
- Tannerie : de 20 à 140 m³/ t de produit fabriqué ;
- Papeterie : de 50 à 300 m³/ t de produit fabriqué ;
- Raffinerie de pétrole de 1 à 20 m³/ t de pétrole ;
- Sidérurgie : de 6 à 300 m³/ t d'acier ;
- Centrale électrique de 3 à 400 m³/ MWh.

Puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les besoins publics et industriels (les petites industries), on peut en tenir compte en augmentant légèrement les besoins domestiques.

II.4.4. Besoin en eau pour la lutte contre l'incendie

Chaque municipalité est tenue d'approvisionner les pompiers en eau pour éteindre les incendies. La quantité d'eau nécessaire pour cette tâche particulière est relativement minime, mais en raison de la courte durée de son utilisation, le débit est considérablement élevé.

Le débit et le volume d'eau requis sont déterminés en fonction des normes recommandées.

La taille des réservoirs d'eau et des réseaux de distribution est calculée de manière à garantir que les consommateurs reçoivent une quantité d'eau adéquate à un niveau de pression satisfaisant.

- Durant la journée de consommation maximale (Q_{jmax}), alors qu'il y a un ou plusieurs incendies.
- Durant l'heure de consommation maximale. (Q_h) max

Généralement, on prendra un volume d'incendie de 120 m³ qui correspond à deux incendies de 60m³ pendant 1h soit un débit $Q_{inc} = 17$ l/s.

II.4.5. Autres besoins

En ce qui concerne les autres besoins en eau potable, il convient de mentionner les éléments suivants:

- Besoins touristiques (des hôtels) : de 400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
- Besoins d'irrigation : vue que le prix de l'eau potable est très élevé, son utilisation en irrigation se limite, éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières.

II.5. Débits de consommation d'eau potable des agglomérations

II.5.1. Régime de la consommation d'eau :

Afin de déterminer par le biais du calcul hydraulique les dimensions de certains ouvrages et installations spécifiques, tels que le nombre et la capacité des pompes, la hauteur et la capacité des réservoirs, ainsi que le dimensionnement des canalisations, il est essentiel de connaître la quantité d'eau et le régime de consommation de l'agglomération. Le régime de consommation varie en fonction des habitudes de la population et de sa vocation.

II.5.2. Estimation des populations à desservir

Les installations et équipements qui assurent l'alimentation et la distribution de l'eau dans une agglomération ont une durée de vie limitée. Il est donc essentiel de prévoir la population à desservir pendant la durée de vie prévue de la structure en question.

Les principales sources d'informations nécessaires pour évaluer la démographie d'une population comprennent les recensements, les données sur l'immigration et l'émigration au niveau national, les registre des naissances et des décès, les taux de natalité et de mortalité, ainsi que les plans d'urbanisme qui permettent de connaître l'occupation actuelle et prévue du territoire, et d'estimer la densité de population probable.

Il existe différentes méthodes de prédiction la plus connu est la méthode de progression géométrique :

$$P_n = P_a (1+T)^n$$

P_n : Population à l'horizon n (hab)

P_a : Population à l'année de référence (hab)

T : taux d'accroissement de la population (%)

n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon d'étude (ans).

II.5.3. Débit moyen journalier :

En fonction des normes de consommation les besoins journaliers propre à une agglomération sont déterminées par l'établissement de la somme des besoins pour chaque catégorie de consommation.

$$Q_{moy,j} = \sum \frac{(N_i * Dot_i)}{1000}$$

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier .(m³/j)

N_i : Nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

Doti (L/j/usager) : Dotation journalière de la consommation (Norme)

II.5.4. Débits maximum et minimum journaliers :

Au cours d'une année, il existe un jour précis où la consommation d'eau atteint son maximum. De même, il existe également une journée pendant laquelle la consommation d'eau est minimale par rapport à la consommation moyenne. En utilisant un ratio, il est possible de déterminer le nombre de fois où la consommation maximale, désignée par $Q_{max,j}$, dépasse la consommation moyenne, connue sous le nom de $Q_{moy,j}$. Ce même principe peut être appliqué pour déterminer le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne, ce qui permet de déterminer les coefficients d'irrégularité quotidiens maximum et minimum, respectivement $K_{max,j}$ [1.1 – 1.3] et $K_{min,j}$ [0.7 – 0.9]

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

et

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m³/j)

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j)

$Q_{min,j}$: Débit minimum journalier (m³/j)

$K_{max,j}$: Coefficients d'irrégularité quotidiens maximum

$K_{min,j}$: Coefficients d'irrégularité quotidiens minimum

II.5.5. Débits Horaires :

Les infrastructures de distribution d'eau, y compris les réseaux et les réservoirs, devraient être conçues pour répondre au plus haut niveau de demande en eau aux heures de pointe du jour de pointe de l'année du projet. De plus, un coefficient de pointe horaire K_h est établi qui définit par :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24$$

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$$

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h}$$

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{max,h}$: Débit maximum horaire (m³/h)

$Q_{min,h}$: Débit minimum horaire (m³/h)

$K_{\max,h}$: Coefficients d'irrégularité horaire maximum

$K_{\min,h}$: Coefficients d'irrégularité horaire minimum

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

α : Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population,

$\alpha_{\max} \in [1,2 - 1,4]$ et $\alpha_{\min} \in [0,4 - 0,6]$

β : Coefficient lié à l'accroissement de la population donné par le tableau suivant

Tableau II. 1. Les valeurs du coefficient β

Nombre d'habitant x 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
α_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1
α_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

- Le débit de dimensionnement et de calcul des ouvrages d'adduction (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction, etc.) est égal au débit journalier maximum $Q_{\max,j}$
- Le débit de dimensionnement et de calcul des ouvrages de distribution (station de pompage, surélévation des réservoirs, réseau de distribution) est égal au débit horaire maximum $Q_{\max,h}$

II.6. Exercices et solutions

Exercice 1

Le taux de croissance annuel d'une population de 25000 habitants est de 5 %.

- Dans combien d'années la population, la population atteindra-t-elle 50000 habitants.
- Comparer les valeurs de r et de Kg .

Solution

b) Puisqu'on ne connaît que le nombre de la population actuelle, on utilise l'équation de l'intérêt composé ce qui donne

$$P_n = P_1 (1+T)^n$$

$$50000 = 25000 (1+0.05)^n \rightarrow n = 14,2 \text{ ans.}$$

b) On doit ici comparer les deux équations ; sachant que $n = t_n - t_1$

$$P_n/P_1 = (1+T)^n \text{ et } \ln(P_n/P_1) = Kg(t_n - t_1) \rightarrow (P_n/P_1) = e^{Kg(t_n - t_1)} \rightarrow (P_n/P_1) = e^{Kg(t_n - t_1)}$$

Par conséquent $(1+T)^n = e^{Kg(t_n - t_1)} = e^{Kgn}$

$$n \ln(1+T) = Kgn \rightarrow Kg = \ln(1+T)$$

Finalement, comme $T = 0,05 \rightarrow Kg = 0,049$

Exercice 2

La croissance de la population d'une ville est à taux décroissant et il y a 10 ans, cette population était de 65145 habitants, actuellement elle est de 70000 habitants et ultimement, elle sera de 100000 habitants.

- Calculer le taux de croissance (décroissant) annuel de cette population.
- Estimer quelle sera cette population dans 12 ans.

Solution

a) Calcul de K

$$P_n = P_2 + (S - P_2)[1 - e^{-K(t_n - t_2)}]$$

$$70000 = 65145 + (100000 - 65145)[1 - e^{-K(10)}]$$

$$\mathbf{K = 0.015}$$

b) Calcul de la population dans 12 ans

$$P_n = 70000 + (100000 - 70000)[1 - e^{-0.015(12)}]$$

$$\mathbf{P_n = 74942 \text{ hab}}$$

Exercice 3 :

Soit le graphique de la consommation en eau d'un établissement donnée.

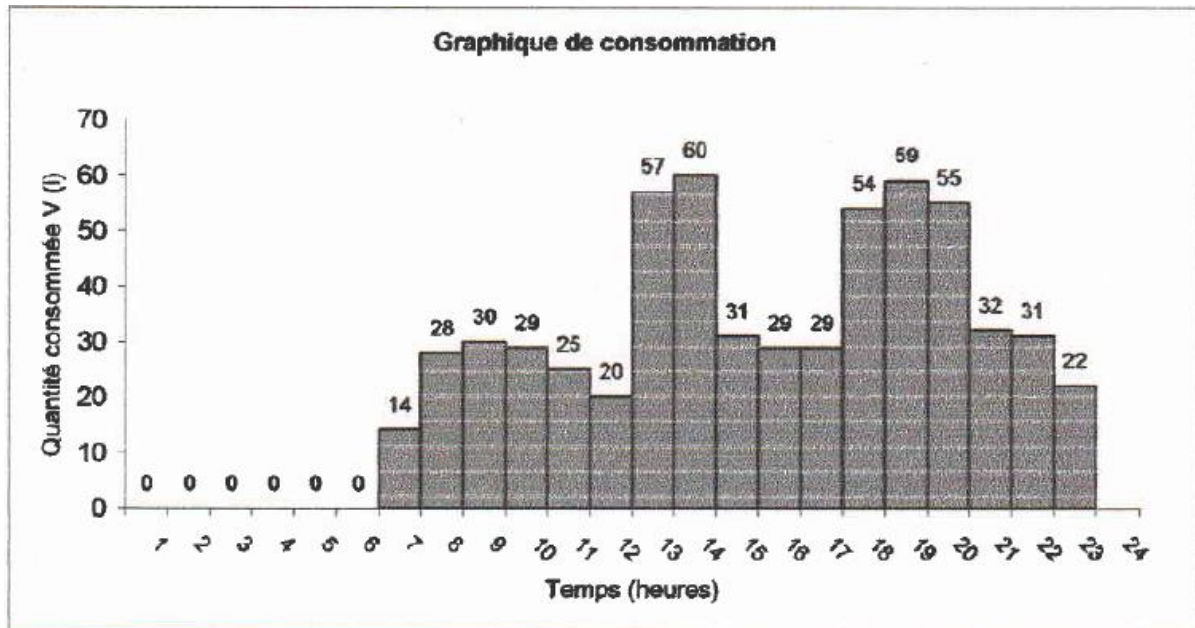


Figure II. 12. Graphique de la consommation d'eau

- Déterminer la quantité d'eau consommée pendant 24 h.
- Calculer le débit maximum horaire.
- Calculer le débit moyen horaire.
- Calculer le débit moyen journalier
- Si on donne le débit maximal instantané égal à 0.02 l/s. Déterminer le coefficient de pointe.

Solution

La quantité d'eau consommée pendant la journée est 651 l/j.

Le débit maximum horaire $Q_{max,h} = 65 \text{ l/h}$

Le débit moyen horaire $Q_{moy,h} = 651 / 24 = 27.12 \text{ l/h}$

Le débit moyen journalier $Q_{moy,j} = 651 \text{ l/j}$

Le coefficient de point instantané $K = Q_{max,j} / Q_{moy,h} = 0,02 * (3600 / 27,12) = 2,65$

CHAPITRE III : RESERVOIRS

Les réservoirs sont des structures construites dans le but de retenir de l'eau potable. Leur fonction principale est d'équilibrer la demande et la production d'eau dans le temps. Ils assurent quatre fonctions techniques essentielles sur le réseau de distribution, à savoir la régulation de la consommation des jours de pointe, la mise sous pression des réseaux gravitaires, l'équilibrage de la pression sur le réseau et la fourniture d'un volume de sécurité pour les coupures d'eau et la réserve incendie. Il existe différents types de réservoirs, classés en fonction de leur matériau de construction (métalliques, en maçonnerie, en béton), de leur position (enterrés, semi enterrés, surélevés) et de leur forme carrée, rectangulaire, circulaire ou variée.

III.1. Rôle des réservoirs

Les réservoirs sont principalement utilisés pour équilibrer l'offre et la demande d'eau. Ils agissent comme un mécanisme de régulation du flux d'eau entre l'approvisionnement, déterminé par le pompage et le traitement, et la distribution, déterminée par la courbe de consommation. Les réservoirs aident à convertir les pics de consommation horaires en une demande moyenne régulière, ce qui est bénéfique pour les processus de production et de pompage. En outre, les réservoirs agissent comme des régulateurs de pression dans le réseau, garantissant un approvisionnement en eau constant et adéquat aux clients, quels que soient les schémas de consommation. Ils peuvent également servir de mesure de sécurité en cas d'urgence. En outre, les réservoirs peuvent servir de mesure de sécurité en cas d'urgence, par exemple en cas d'incendie, de forte demande d'eau ou de perturbations temporaires du système d'approvisionnement causées par des problèmes tels que des pannes de stations de pompage, des dysfonctionnements des conduites d'alimentation ou des pannes d'usines de traitement.

III.2. Types des réservoirs

Les réservoirs sont classés :

a- d'après les matériaux, on distingue :

- le réservoir métallique
- le réservoir en maçonnerie
- le réservoir en béton armé

b- d'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- enterré
- semi-enterré
- sur le sol

- surélevé, sur tour : ce sont les châteaux d’eaux

c- d’après la forme de la cuve, ils peuvent être :

- carrés
- rectangulaires
- circulaires
- de forme quelconque

Afin de minimiser les coûts d'investissement et d'exploitation, il est nécessaire de tenir compte du relief lors de la conception de l'aménagement du réservoir. Les facteurs suivants doivent donc être pris en considération.

- le point le plus éloigné à alimenter
- Le point bas à alimenter
- la hauteur du plus haut point à alimenter
- les pertes de charge à partir du réservoir jusqu’au point le plus défavorable



Figure III. 1. Réservoirs semi-enterré



Figure III. 2. Châteaux d'eau

III.3. Volume des réservoirs :

III.3.1. Calcul forfaitaire

Le calcul forfaitaire de la capacité utile des réservoirs est déterminé de manière approximative en fonction de la taille de l'agglomération. Pour une commune rurale, on prend une capacité égale à 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, pour une commune urbaine 50%, et pour une grande ville 25%.

Cependant, il est à noter que cette méthode ne prend pas en compte les variations de débit et de consommation, et il est conseillé de recourir à une méthode plus précise pour obtenir une estimation plus fiable.

III.3.2. Calcul approximatif

Le dimensionnement de la capacité du réservoir peut être effectué par deux méthodes : la méthode analytique et la méthode graphique :

III.3.2.1. La méthode analytique

Consiste à calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée et déterminer le volume de régulation et le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation.

Le volume total :

$$V_0 = V_r + V_{inc}$$

V_{inc} : volume d'incendie

III.3.2.2. La méthode graphique

Est basée sur le traçage des courbes de consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage afin de déterminer le résidu maximal journalier et le volume de régulation.

Le principe de calcul est simple :

- On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation.
- On trace ensuite la courbe $[V_a(t) - V_c(t)]$.

Pour calculer le volume minimum requis de réservoirs V_0 , il faut additionner les valeurs absolues de la plus grande et de la plus petite différence (négative). Cette approche est très précise, mais elle nécessite des données complètes sur les variations horaires de la consommation pendant les jours de pointe, ce qui peut être difficile à obtenir, en particulier pour les villes qui ne sont pas encore approvisionnées.

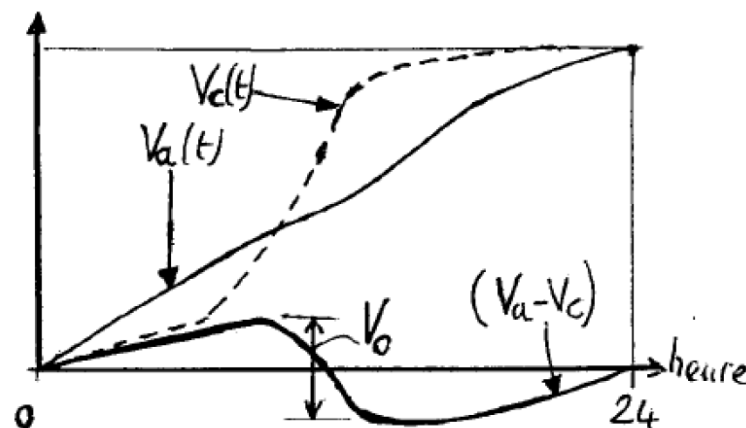


Figure III. 3. Calcul du volume de réservoir par la méthode graphique (Dupont, 1977)

$$V_0 = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

Tel que ΔV^+ et ΔV^- sont la différence entre le volume apporté et le volume consommé

Les volumes positifs représentent les excès et les volumes négatifs représentent les déficits

Volume total du réservoir

$$V_t = V_{réel} + V_{incendie}$$

III.3.3. Calcul de la capacité d'un réservoir

III.3.3.1. Adduction continue

Est le transport continu de l'eau depuis la source ou la station de traitement vers les réservoirs de distribution, avec un débit uniformément réparti sur 24 heures. Le volume théorique du réservoir nécessaire pour l'adduction continue est généralement inférieur à celui requis pour l'adduction discontinue, qui implique un transport limité de l'eau pendant certaines heures de la journée. Le volume théorique du réservoir pour une adduction continue dépend du débit horaire moyen de distribution.

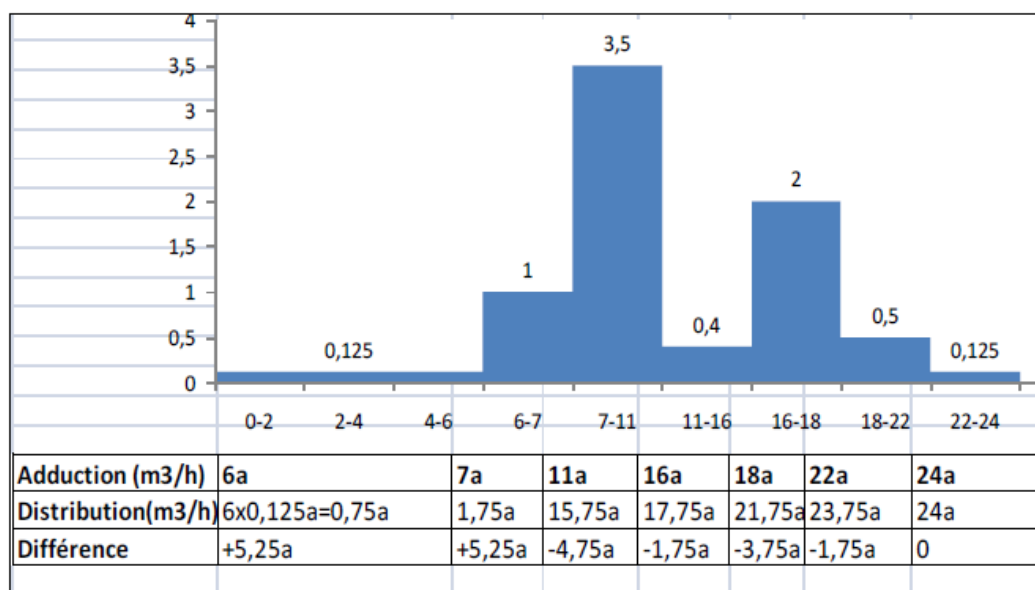
Supposons une adduction à débit uniformément réparti sur 24h et soit **(a)**, la valeur du débit horaire moyen de distribution ($a = Q_{jmax}/24$) avec Q_{jmax} la consommation journalière.

La mesure des débits sortants est influencée par des facteurs tels que l'heure de la journée, le jour de la semaine et la saison. Pour analyser le débit, on crée des tranches horaires où le débit reste relativement constant, les résultats variant en fonction des agglomérations. On peut donner les chiffres suivants à titre indicatif en fonction du débit moyen (a).

Tableau III. 1. Consommations horaires par tranche

Tranche horaire	6h à 7h	7h à 11h	11h à 16h	16h à 18h	18h à 22h	22h à 6h
Consommation	a	3.5 a	0.4 a	2 a	0.5 a	0.125 a

A l'aide des renseignements ci- dessus, les diagrammes suivants peuvent être établis



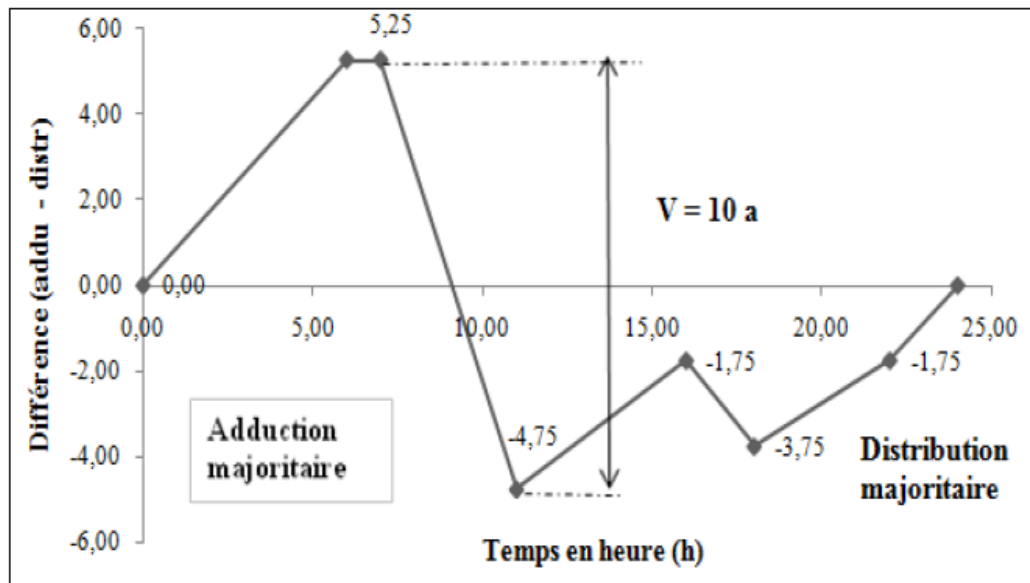


Figure III. 4. Capacité théorique en adduction continue

Le volume d'équilibre du réservoir sera donc

$$V_r = 5.25a + 4.75a = 10a$$

Nous constatons que pour le cas d'une adduction continue, le volume théorique du réservoir est de 10 a. Ramené à la consommation journalière 24a ; la capacité théorique en adduction continue est égale à **(10a/24a) = 42%** de la consommation (soit environ la moitié de la consommation).

III.3.3.2. Adduction discontinue

Dans le cas d'une marche de nuit de l'adduction pendant 10h soit de 20h à 6h comme le montre le graphique de la Figure III.5, le volume théorique devient 21a.

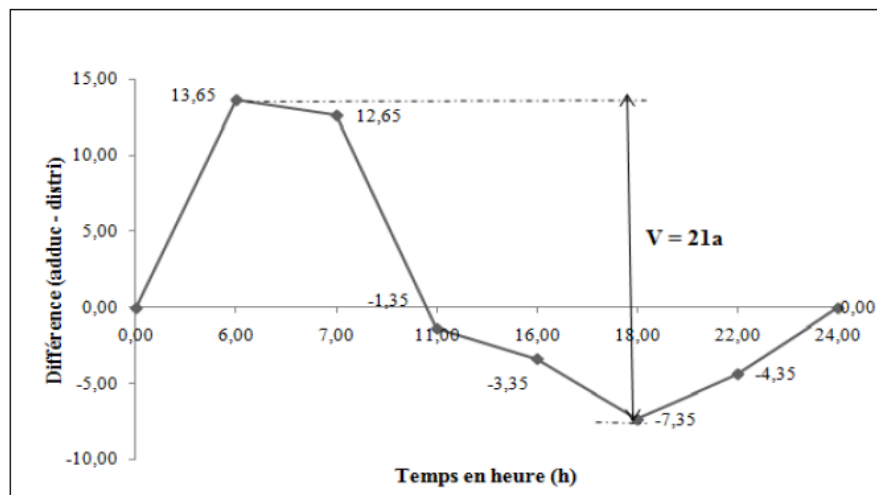
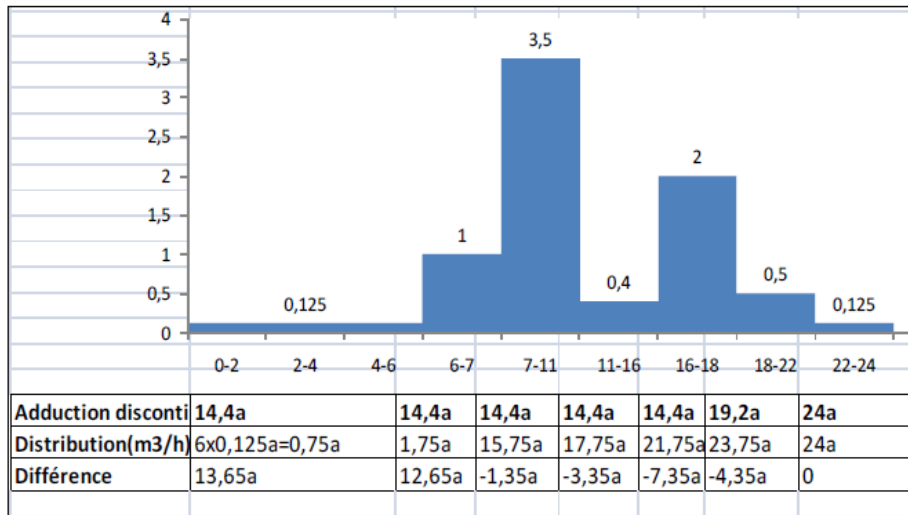


Figure III. 5. Capacité théorique en adduction discontinue

Le volume d'équilibre du réservoir sera donc

$$V_r = 13.65a + 7.35a = 21a$$

En conséquence, selon que l'adduction s'effectuera d'une manière continue ou seulement 10h sur 24h, le volume théorique du réservoir passera du simple au double puisqu'en adduction de nuit, la capacité devient $(21a/24a) = 90\%$, soit en gros la consommation journalière.

III.3.3.3. Capacité pratique des réservoirs

Lors de la détermination de la capacité d'un réservoir, il est toujours important de prévoir une réserve pour la lutte contre l'incendie. Cette réserve doit être au minimum de 120 m³ par réservoir, en tenant compte de la capacité de la motopompe de lutte contre l'incendie de 60 m³/h et du temps estimé [55]

nécessaire pour éteindre un incendie (qui est d'environ 2 heures pour un incendie moyen). Pour les zones présentant des risques plus élevés, la réserve peut devoir dépasser 120 m³. Les volumes de réservoir les plus couramment utilisés vont de 250 à 12000 m³ : 250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000 m³

La hauteur de l'eau dans la cuve de réservoir doit être comprise entre 3 et 6 mètres. Pour les réservoirs plus grands situés dans des zones densément peuplées, la hauteur de l'eau peut être portée à 7 ou 8 mètres.

III.3.4. Emplacement optimal des réservoirs

III.3.4.1. Emplacement géographique des réservoirs

Pour garantir un approvisionnement en eau efficace, il est essentiel que le réservoir d'eau soit situé à proximité du centre de population qu'il dessert. En effet, les pertes de pression dans les conduites de distribution pendant les heures de pointe sont plus importantes que celles dans les conduites d'adduction, Lorsque le réservoir d'eau est situé loin de la communauté, il nécessite une élévation plus importante, ce qui entraîne une augmentation de l'énergie de pompage et des coûts plus élevés. Il est donc essentiel que le réservoir d'eau soit situé le plus près possible de la communauté qu'il dessert.

Il arrive au réservoir un débit horaire a et un débit horaire $3a$ peut en sortir au moment des horaires de pointe, Supposant une source d'eau P située à une distance L de l'agglomération, le réservoir peut être projeté soit au niveau de la source soit au niveau de l'agglomération.

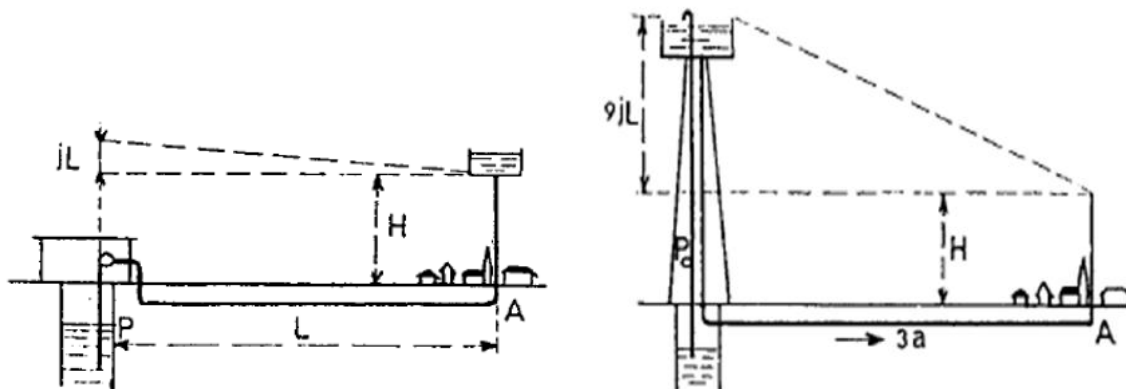


Figure III. 6. Emplacement optimal du réservoir (Dupont, 1979)

1er cas :

Pour une pression au sol H nécessaire en A , la pompe fonctionnera avec une pression au sol $= H + j.L$ (j perte de charge unitaire dans la conduite de refoulement PA de diamètre D et qui débité a). Le réservoir aura donc une hauteur H .

2er cas :

PA est une conduite de distribution qui doit pouvoir débiter $3a$ à la pointe, Pour obtenir en A la même pression H , il faut:

- Conduite de diamètre D identique au 1ère cas, réservoir de hauteur $H + j'.L$

Les pertes de charges étant proportionnelles au carré du débit

$$H + j'.L = H + 9j.L$$

- Augmenter le diamètre D pour diminuer les pertes de charge et par conséquent la hauteur du réservoir
Choix : niveau agglomération puisque en éloignant le réservoir de la ville, on sera obligé de

- Augmenter son altitude,
- Augmenter le diamètre de la conduite de liaison entre réservoir et agglomération.

III.3.4.2. Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire

L'alimentation des châteaux d'eau à partir d'un forage est une méthode courante pour fournir de l'eau à des communautés ou des zones rurales éloignées. Toutefois, cela nécessite une pompe spécialement conçue pour extraire l'eau du forage et la pomper dans le château d'eau.

La pompe doit être dimensionnée en fonction du débit d'eau nécessaire pour remplir le château d'eau et de la profondeur du forage. Il est également important de prendre en compte les caractéristiques de l'eau du forage, telles que la température, la teneur en minéraux et le pH, pour sélectionner la pompe et les équipements appropriés (Figure III.7).

Une fois que la pompe est installée et en fonctionnement, elle pompe l'eau du forage et la transporte jusqu'au château d'eau. Il est important de surveiller en permanence la pression et le débit de l'eau pour garantir un approvisionnement en eau continu et fiable. Des dispositifs de sécurité tels que des vannes, clapet, compteur, des soupapes de régulation de pression, crépines peuvent être installés pour protéger la pompe et le système contre les surpressions et les sous-pressions.

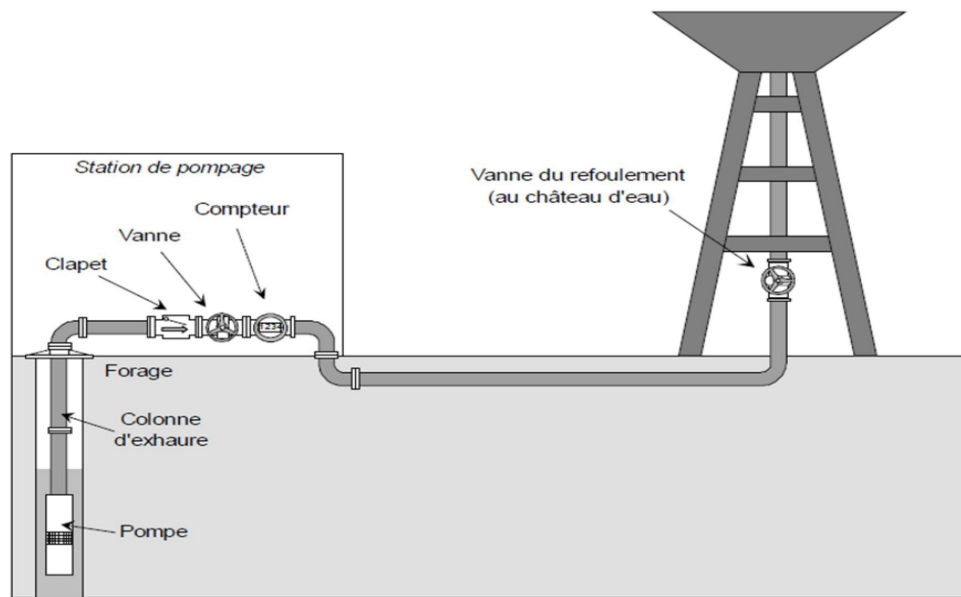


Figure III. 7. Alimentation des châteaux d'eau

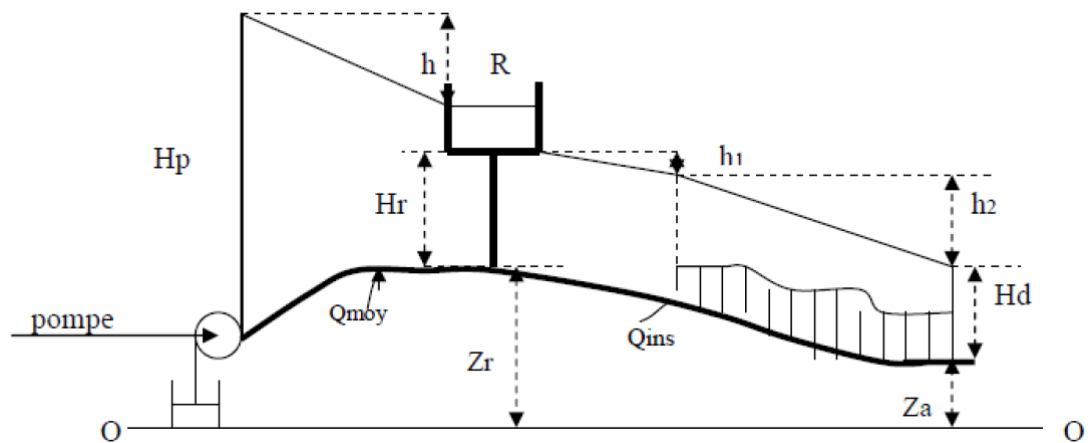


Figure III. 8. Altitude des réservoirs dans le système de distribution gravitaire

Pour déterminer la hauteur du réservoir, on utilise l'expression suivante :

$$Hr + Zr = Hd + Za + h1 + h2$$

$$Hr = Hd + h1 + h2 - (Zr - Za)$$

Si $Hr > 0$, le réservoir est surélevé (château d'eau) ;

Si $Hr \leq 0$, le réservoir est de surface ou semi enterré.

III.3.4.3. Branchement particulier d'abonnés. Pression au sol demandée

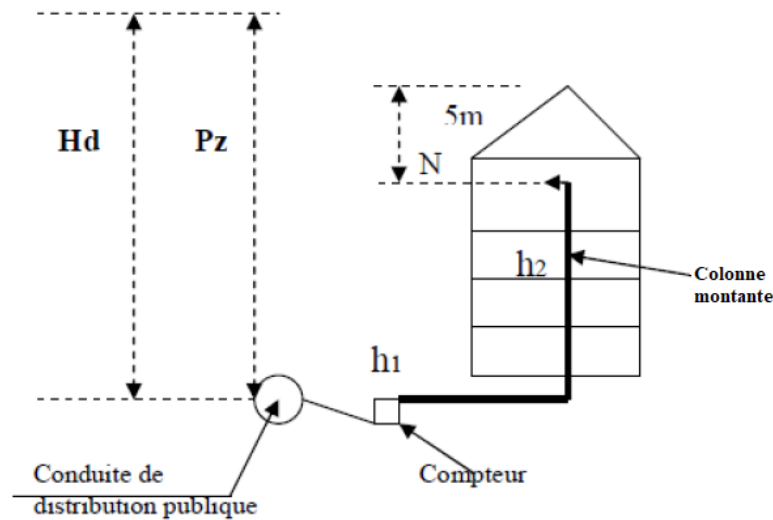


Figure III. 9. Branchement d'abonnés et pression au sol demandée

$$(N+5) + h_1 + h_2 \leq PZ$$

Où

N : L'altitude de l'orifice le plus élevé [m] ;

h_1 et h_2 : les pertes de charge dans le compteur et la colonne montante [m] ;

5 m : la pression minimale au point de puisage le plus élevé ;

PZ : la cote piézométrique minimale de la conduite publique au droit du branchement ;

Hd : la pression au demandée (souhaitable) dans la conduite de distribution

III.3.5. Équipements des réservoirs et châteaux d'eau

Quelques équipements sont à prévoir dans les réservoirs:

Parties métalliques en contact avec l'eau potable en acier inoxydable

- Ventouses à l'arrivée et au départ
- Vanne d'arrêt de l'adduction et vannes d'isolement des différentes cuves
- Vannes d'isolement des différentes cuves et vanne d'arrêt de la distribution
- Régulation et automatisation de l'adduction
- Compteurs à l'arrivée et au départ
- Vannes d'isolement des compteurs
- Crépines au départ dans les cuves
- Dispositif de by-pass fixe ou amovible entre l'adduction et la distribution

- Robinets de prise d'échantillons et tubulures d'injection à l'arrivée et au départ
- Clapet de non-retour sur la conduite trop-plein
- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange)
- Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- Une chambre de vanne
- Un trop plein (évacuation de l'excédent d'eau)
- Une galerie de vidange au fond
- Une fermeture par flotteur de l'alimentation
- Un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir : nettoyage, entretien, réparation)
- Éventuellement, on peut prévoir aussi une bêche d'arrivée de l'eau équipée d'un déversoir, permettant la mesure des débits d'adduction.
- Autres dispositions à prendre : l'arrivée de l'eau se fait par le haut (en chute libre ou noyée). La sortie se fait par le bas du réservoir (0.2m au-dessus du radier), prévoir une charge minimale de 0.5m au-dessus de la conduite de sortie (pour éviter des entrées d'air dans la canalisation)
- Garder la réserve d'incendie toujours disponible. Assurer un renouvellement continu des eaux.
- Contrôler périodiquement les réservoirs (qualité de l'eau, étanchéité de la cuve, nettoyage, dépôt des matières solides, fonctionnement des accessoires)

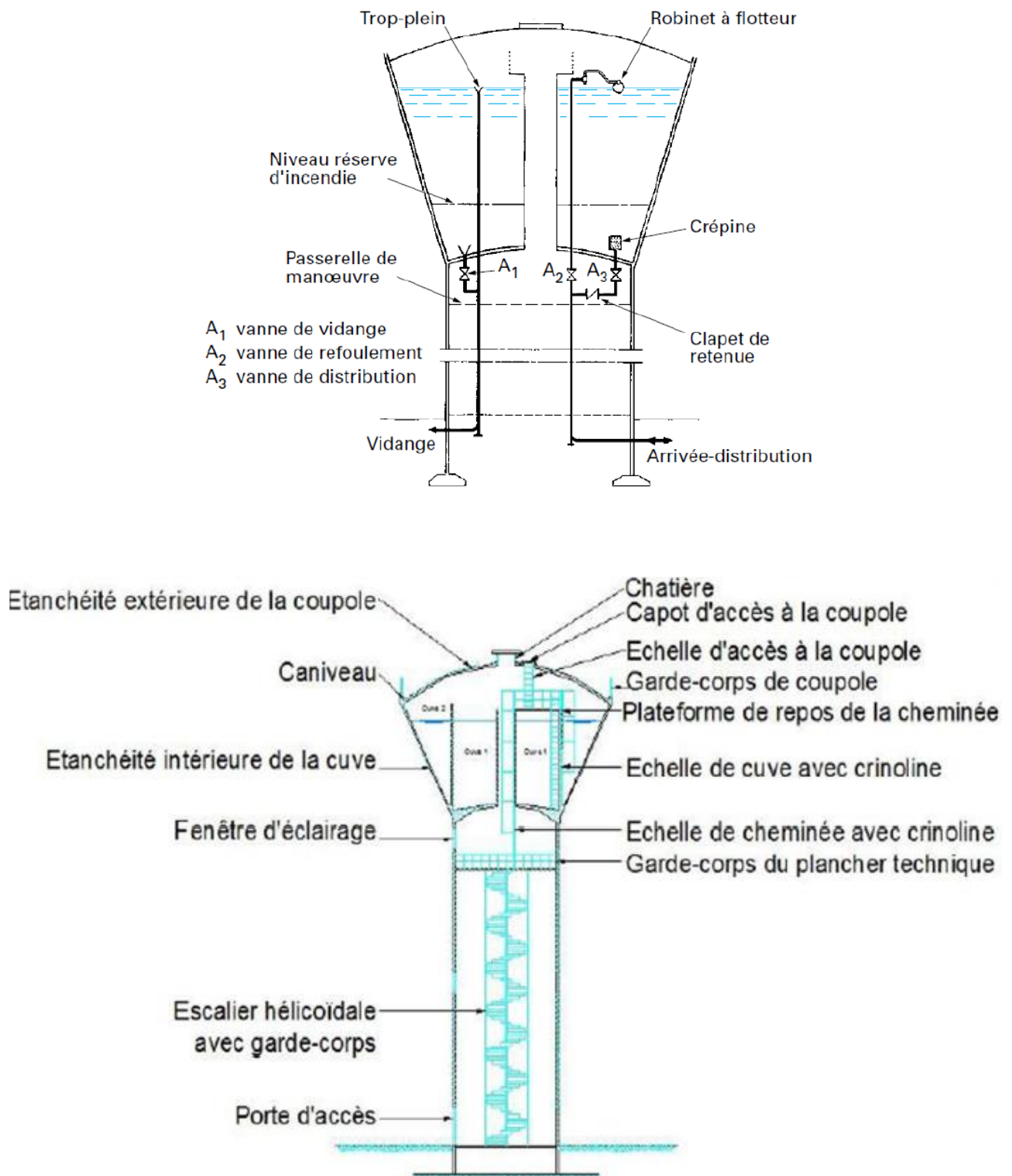


Figure III. 10. Equipements des réservoirs et châteaux d'eau Départ

III.3.6. Tuyauterie et robinetterie

III.3.6.1. Distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée

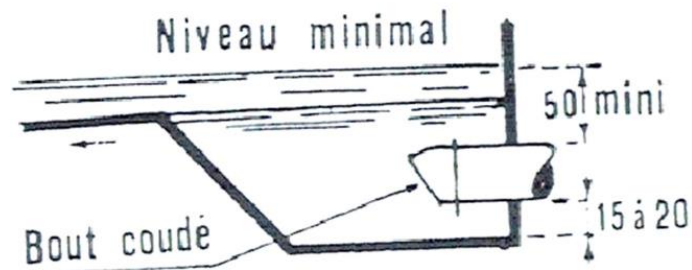


Figure III. 11. Départ de la distribution

III.3.6.2. Trop plein

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. Rayon R du tronc de cône du trop-plein, hauteur de lame h,

$$Q = 27,828. \mu. R. h^{3/2}$$

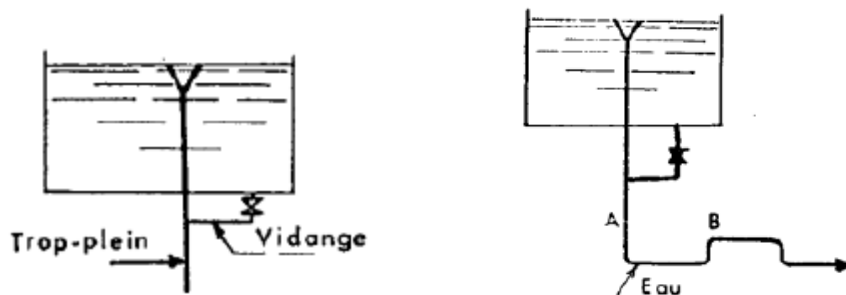


Figure III. 12. Disposition du trop-plein

Tableau III. 2. Les valeurs de h/R en fonction de μ

Valeurs h/R	0.2	0.25	0.30	0.40	0.50
Valeur de μ	0.415	0.414	0.410	0.404	0.393

Pratiquement les valeurs de μ diffèrent peu, on peut prendre :

$$Q = 11,15 . R. h^{3/2}$$



Figure III. 13. Trop-plein muni d'un clapet non-retour

III.3.6.3. Vidange

Bas du réservoir et raccordement sur la canalisation de trop plein. Raccordement après, vanne de vidange.

III.3.6.4. By - Pass

En cas de nettoyage, ou réparation, si le réservoir n'est pas compartimenté, il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites. En temps normal, 1 et 3 sont ouverts et 2 fermé. En By – Pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

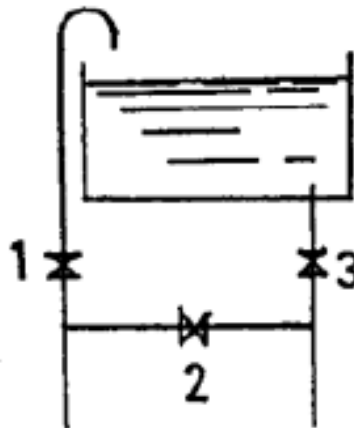


Figure III. 14. By- pass

III.3.6.5. Réserve incendie

Le dispositif le plus adopté est constitué par un siphon. En service normal, 1 est ouvert et 2 fermé, Si le niveau dans le réservoir descend en N, le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir 2.

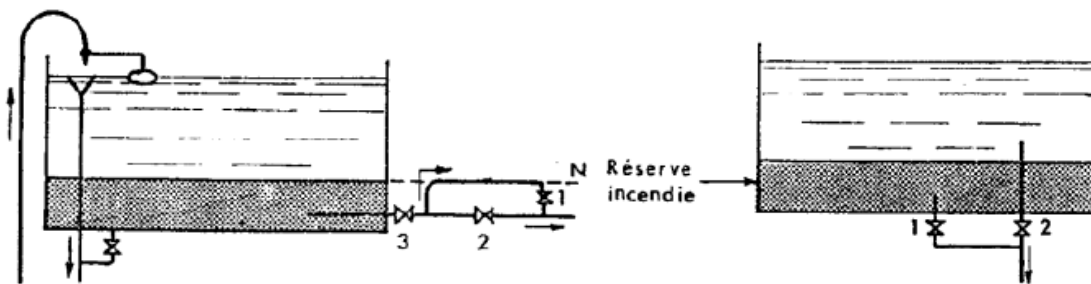


Figure III. 15. Matérialisation de la réserve d'incendie

III.3.6.6. Aération des cuves



Figure III. 16. Système d'aération muni d'un filtre d'air



Figure III. 17. Gaine d'aération horizontale avec légère contrepente

III.3.7. Construction d'un château d'eau

La phase de construction d'un château d'eau est une étape cruciale dans la réalisation d'un système hydraulique efficace et durable. Voici les étapes clés de la phase de construction:

III.3.7.1. Étude de faisabilité

Avant de commencer la construction, une étude de faisabilité doit être effectuée pour déterminer la viabilité du projet. Cette étude comprend l'analyse du site, l'évaluation des besoins en eau de la communauté, la définition des spécifications du château d'eau, la conception de la tour de stockage et l'estimation des coûts.

III.3.7.2. Préparation du site

Cette étape consiste à préparer le site pour la construction. Cela peut inclure le défrichage, le nivellement du terrain, la préparation des fondations et l'installation des coffrages en béton.

III.3.7.3. Construction de la tour de stockage

La tour de stockage (le fût) est généralement construite en béton armé ou en acier. La construction de la tour doit être conforme aux normes de construction en vigueur, notamment en termes de résistance aux charges produites par le vent, les séismes et le poids de l'eau stockée.

III.3.7.4. Installation du réservoir de stockage

Le réservoir de stockage (la cuve) est installé au-dessus de la tour de stockage. Ce réservoir doit être étanche pour éviter toute fuite d'eau et doit être capable de garantir une qualité de l'eau optimale.

III.3.7.5. Installation des équipements

Les équipements hydrauliques, tels que les pompes, les vannes, les tuyaux et les accessoires, sont installés pour assurer le transport de l'eau vers et depuis le château d'eau. Ces équipements doivent être sélectionnés et installés en fonction des spécifications du projet.

III.3.7.6. Tests et mise en service

Une fois la construction terminée et les équipements installés, des tests sont effectués pour s'assurer que le système fonctionne correctement et répond aux normes de qualité de l'eau. Ces tests incluent des tests de pression, des tests de fuite et des tests de qualité de l'eau. Une fois les tests réussis, le château d'eau est mis en service pour fournir de l'eau à la communauté.



Figure III. 18. Coffrage glissant – fût d'un château d'eau



Figure III. 19. Coffrage de la cuve d'un château d'eau

III.3.8. La réalisation d'un réservoir en béton armé

La réalisation d'un réservoir en béton armé implique plusieurs étapes clés, notamment la préparation du site, la conception, la construction et la mise en service. Voici un aperçu des étapes de réalisation d'un réservoir en béton armé :

III.3.8.1. Préparation du site

Avant de commencer la construction, le site doit être préparé en enlevant tous les obstacles et en nivelant le sol. Une base en béton doit être construite pour soutenir le réservoir.

III.3.8.2. Conception

La conception du réservoir en béton armé doit être réalisée par un ingénieur en génie civil ou un expert en béton armé. La conception doit prendre en compte la capacité de stockage nécessaire, la hauteur et le diamètre du réservoir, les charges sismiques et les charges de pression.

III.3.8.3. Construction des murs en béton armé

Après la conception, les murs du réservoir sont construits en béton armé. Les murs sont coulés en utilisant un coffrage en bois ou en acier et sont renforcés avec des barres d'armatures. Les barres d'armatures sont placées en fonction des spécifications de conception.

III.3.8.4. Construction de la dalle de couverture

Une fois les murs coulés, la dalle de couverture est construite en béton armé. Cette dalle sert de couvercle pour le réservoir et doit être étanche pour éviter toute fuite d'eau.

III.3.8.5. Installation des équipements

Après la construction des murs et de la dalle de couverture, les équipements tels que les vannes, les tuyaux, les pompes, les accessoires et les systèmes de filtration sont installés pour assurer le transport de l'eau vers et depuis le réservoir.

III.3.8.6. Tests et mise en service

Une fois que la construction est terminée et que les équipements ont été installés, des tests sont effectués pour s'assurer que le système fonctionne correctement et répond aux normes de qualité de l'eau. Ces tests incluent des tests de pression, des tests de fuite et des tests de qualité de l'eau. Une fois les tests réussis, le réservoir est mis en service pour stocker et fournir de l'eau.



Figure III. 20. Ferrailage du radier d'un réservoir de forme circulaire



Figure III. 21. Ferrailage et coffrage d'un voile du radier d'un réservoir de forme rectangulaire.

**CHAPITRE IV : NATURE DES
CANALISATIONS
(SOUS PRESSION ET A
ÉCOULEMENT GRAVITAIRE)**

Les matériaux utilisés pour la fabrication de canalisations varient en nature, méthode de fabrication, caractéristiques physiques, mode de pose et prix. Malgré ces différences, ils ont tous un point commun : les progrès réalisés dans leurs propriétés permettent une exploitation optimale en fonction des conditions du chantier et des techniques de pose. Les tendances actuelles sont d'utiliser des déblais pour l'enrobage, de réduire la durée des travaux, d'assurer la pérennité du réseau et de limiter l'impact environnemental à la pose et à l'utilisation.

La sélection des matériaux pour la tuyauterie dépend de divers facteurs, notamment le réseau de distribution, l'adduction (généralement en fonte, acier, béton ou béton précontraint) et les ouvrages spéciaux. Le matériau choisi doit être capable de résister à la pression et à une section circulaire; les matières couramment utilisées incluent la fonte, l'acier, le béton et les matières plastiques.

IV.1. Nature des conduites.

IV.1.1. Contraintes techniques

Les contraintes concernant la partie intérieure de la conduite sont d'ordre : physique, chimique et biologique.

IV.1.1.1. Contraintes physiques

Pressions relativement élevées, jusqu'à 16 bars pour des canalisations standardisées.

- a) **Comportement hydraulique** : on entend par là la facilité d'écoulement de l'eau. Celle-ci peut être obtenue par la nature même du produit constituant la structure du tuyau, ou par des revêtements internes le plus souvent en mortier de ciment, voire en résine époxy. On obtient ainsi des coefficients de rugosité faibles, ce qui entraîne des pertes de charge minimisées et des dépenses énergétiques optimisées, en pompage notamment. Avec certaines eaux, mal débarrassées des matières en suspension ou de nature incrustante, cette rugosité peut faciliter avec le temps des dépôts allant jusqu'à une obstruction quasi totale de la section du tuyau. Selon les cas, les phénomènes en jeu sont d'ordre physique ou/et chimique comme indiqué ci-après.
- b) **Contraintes chimiques** : Les revêtements précédents, comme les natures inertes de certains tuyaux, ont également pour but de limiter les phénomènes de corrosion induits par la qualité de certaines eaux véhiculées (pH acide, faible pouvoir tampon...). Cette optimisation chimique évite certains dépôts sanitaires indésirables ainsi que la formation de couche interne rugueuse (cf. ci-dessus). Les obstructions à base de tartre (en général calcite ou aragonite) et celles à base de fer sont les plus fréquentes et les plus spectaculaires. La structure en contact

avec l'eau ne doit pas altérer les qualités organoleptiques de celle-ci, et encore moins relarguer des substances indésirables voire toxiques.

- c) **Contraintes biologiques** : La nature de la couche interne ne doit pas faciliter les développements ou reviviscences de micro-organismes susceptibles d'être pathogènes, ni d'organismes supérieurs du type *Asellus aquaticus* (crustacé microscopique), larves de chironomes (moustiques...), etc. Précisons que, pour autant, l'intérieur des conduites en service n'est pas un milieu stérile : il existe notamment contre la paroi interne un « biofilm » qu'il convient de maîtriser.

La partie extérieure des conduites est également soumise à trois types de contraintes :

- a) **Contraintes chimiques** : la nature des terrains et en particulier leur humidité et leur agressivité, sont des facteurs de corrosion ;
- b) **Contraintes mécaniques** : la stabilité des terrains, les variations brusques de température, les poinçonnements accidentels, les vibrations, etc., sont des facteurs de casse. L'épaisseur des conduites en fonction du matériau constitutif répond également à des contraintes mécaniques, en particulier de pression et de dépression éventuelles ;
- c) **Contraintes électriques** : selon les types de conduites, cette contrainte concerne plus ou moins directement l'extérieur du tuyau ; les courants dits « vagabonds » rencontrés dans les sols ont des origines très diverses : courants telluriques un peu mystérieux, courants liés à des protections cathodiques de tiers, courants liés à des rails, etc

IV.1.2. Matériaux constitutifs, revêtements

Les tuyaux peuvent être constitués d'un matériau unique ou présenter une structure composite :

- a) **Matériau unique** : il s'agit des fontes et en particulier de la fonte ductile, le poly(chlorure de vinyle) (PVC), le polyéthylène (PE), l'acier et certains bétons non armés. Le plomb est interdit. Dans les réseaux intérieurs, on trouve du cuivre, du métal galvanisé, du PVC ;
- b) **Matériau composite** : le principal est le béton à âme tôle de Bonna ; il faut également mentionner le polyester renforcé verre (PRV). Les tuyaux en amiante-ciment sont à présent interdits à la pose, et divers tuyaux en PVC renforcé fibre de verre ne sont plus produits. Compte tenu des contraintes précédemment évoquées, les tuyaux en matériau unique sont en fait très souvent revêtus intérieurement, voire intérieurement et extérieurement. Les revêtements

intérieurs actuels sont à base de ciment ou de résine époxy. À l'extérieur, on trouve souvent des peintures bitumineuses ou époxy².

IV.1.3. Raccordements, diamètres, longueurs

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

- a) **Raccordement par emboîtement** : il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.
- b) **Raccordement par soudure** : ces techniques sont réservées aux polyéthylènes (électro soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier et, parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.
- c) **Raccordement par collage** : le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

IV.2. Tuyaux en fonte

Depuis la fin du XIX^{ème} siècle, la fonte a été sans doute un des premiers matériaux de canalisations et un des plus répandus dans le monde pour véhiculer l'eau de distribution publique. **Différents types de fonte grise** (Figure IV.1 a) se sont succédés avec des conduites coulées ou centrifugées, dont beaucoup sont encore en service (leur longévité peut dépasser 100 ans). Leur inconvénient principal réside dans leur fragilité vis-à-vis des mouvements de terrain, des coups de bélier et des surcharges occasionnées par les transports routiers dans les voies où elles sont posées. En effet, dans la fonte « grise », le carbone se présentait sous forme de lamelles qui rendaient le matériau cassant.

La fonte ductile à graphite sphéroïdal (Figure IV.1 b) constitue le matériau moderne actuel ; elle élimine totalement les défauts de la fonte grise. Les particules de graphite y apparaissent comme de petites

² Composé organique ayant des qualités adhésives et utilisé soit seul, comme colle, soit associé à d'autres matériaux comme la fibre de verre

sphères qui éliminent tout risque de propagation des ruptures. Le matériau n'est plus fragile, mais « ductile » et résistant. La cristallisation du graphite sous forme de sphères est due à l'introduction de magnésium dans une fonte de base de haute qualité.

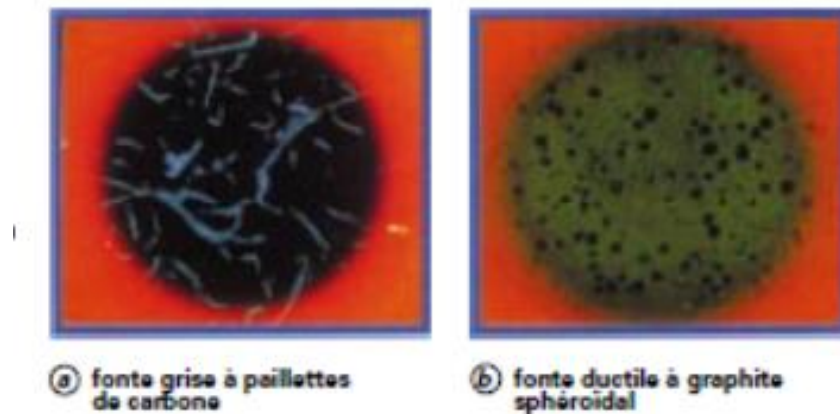


Figure IV. 1. Différents types de fonte

IV.2.1. Caractéristiques

La fonte ductile présente les propriétés mécaniques suivantes :

- Une élasticité de $R_e \geq 270 \text{ Mpa}$
- Une résistance à la traction de $R_m \geq 420 \text{ Mpa}$
- Une excellente résistance aux chocs
- Une capacité importante d'allongement supérieure à 10 %

La principale norme européenne concernant les conduites en fonte ductile est la EN545.

La norme EN 545 définit différents types de pressions admissibles :

— **PFA**, pression de fonctionnement admissible : est la pression interne en régime permanent. Cette pression varie en fonction du diamètre de la conduite et des pièces de raccordement utilisées, de 16 à 64 bars ;

— **PMA**, pression maximale admissible : est la pression supportable de façon sûre en service, y compris le coup de bélier ($= 1,2 \text{ PFA}$) ;

— **PEA**, pression d'épreuve admissible : est la pression hydrostatique maximale supportable par un composant nouvellement mis en oeuvre pendant un temps relativement court :

PEA = PMA + 5 bar en général

PEA = 1,5 PFA

Tableau IV. 1. Spécification techniques des tuyaux en Fonte

Spécification	Norme Belge ou Européenne	Norme internationale
Prescriptions	NBN EN 545	ISO 2531
Revêtement intérieur mortier de ciment	NBN EN 545	ISO 4179
Revêtement extérieur Zinc des tuyaux	NBN EN 545	ISO 8179-1
Bagues de joint	NBN EN 681-1	ISO 4633

Les conduites reçoivent un revêtement interne au mortier de ciment appliqué par simple turbinage, ou mieux par centrifugation. La centrifugation permet actuellement d'obtenir une épaisseur plus constante et une surface plus lisse. On diminue donc les pertes de charges ($k = 0,03$ dans la formule de Colebrook) et on limite les dépôts. Le revêtement au mortier de ciment n'agit pas que comme une simple barrière physique, il protège la fonte par mécanisme de passivation. Les divers types de gonflement du ciment par l'eau permettent également une autoréparation des éventuelles petites fissures dues au transport, etc. Dans certains cas d'eaux très agressives, on peut employer un mortier de ciment alumineux. Les raccords et pièces spéciales sont revêtus de peinture bitumineuse ou époxy.

Extérieurement, les conduites en fonte doivent être protégées par **une fine couche de zinc** projetée d'au moins **130 g/m²**. Certains fournisseurs améliorent la fiabilité de leurs tuyaux en augmentant cette **couche jusqu'à 200 g/m²**. Le principe de protection est de type actif, par action galvanique du couple fer-zinc. Une protection passive, contre les chocs..., est ensuite obtenue grâce à un enrobage par peinture bitumineuse.

Pour les terrains corrosifs, on utilise couramment des manches extérieures en polyéthylène pré-enfilées sur les conduites (risques de blessures au transport ou à la manutention), ou enfilées in situ (moins de risques, mais opération un peu plus longue à la pose). On peut aussi faire appel à des revêtements organiques spéciaux en polyéthylène ou en polyuréthane appliqués en usine par extrusion, selon les diamètres ; les raccords et pièces sont alors revêtus d'époxy.

Dans certains cas de risque de gel, on peut obtenir des tuyaux isolés en usine par une mousse de polyuréthane injectée entre le tuyau et une gaine de polyéthylène.

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (Figure IV.2) :

- le joint express (verrouillé ou non) ;
- le joint standard (verrouillé ou non) ;
- les joints automatiques verrouillés ;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques.

Les diamètres courants vont de 60 à 1 200 mm, la gamme de 80 à 600 mm étant la plus utilisée pour les réseaux d'eau potable. Cependant des diamètres allant jusqu'à 2 000 mm peuvent être fournis. Les pièces spéciales comprennent les coudes, tés, cônes, manchons droits, bouts d'extrémité, plaques pleines, etc.

Tuyaux en fonte ductile, Zinc + peinture bitumineuse DN 60 - 200



Figure IV. 2. Conduites en fonte protégées par une fine couche de zinc

*La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes. Tolérances : voir norme NBN EN 545

Les tuyaux classiques revêtus extérieurement de zinc et d'une couche de peinture bitumineuse ont prouvé leur efficacité pendant de nombreuses années. Ils offrent la solution pour les grands diamètres. Ces tuyaux sont principalement utilisés pour des applications dans le domaine de l'eau potable.

Tableau IV. 2. Spécification techniques des tuyaux en Fonte

DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy.par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

IV.2.2. Revêtement

IV.2.2.1. Revêtement extérieur

Le revêtement zinc est constitué :

- D'une couche de zinc métallique de minimum 200 g/m² appliquée par projection, ce qui représente une amélioration de 50 % par rapport aux exigences de la norme NBN EN 545. Il s'agit d'une protection active grâce à l'action galvanique de la pile fer-zinc.
- D'une couche de finition de peinture bitumineuse.

En contact du terrain environnant, le zinc se transforme lentement en une couche protectrice dense, adhérente, imperméable et continue de sels de zinc insolubles. Le bouche-pores favorise la formation d'une couche stable et insoluble.

Des mesures peuvent être effectuées in situ pour déterminer la protection adéquate.

IV.2.2.2. Revêtement intérieur

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant :

- D'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- Le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- Une protection efficace de la paroi du tuyau.

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 60-2000



Figure IV. 3. Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 2000

IV.2.3. Joints disponibles :

- **Non verrouillé :**

DN 60-2000 Standard

DN 80-300 Tyton

DN 60-600 Standard Vi

- **Verrouillé :**

DN 80-300 Tyton Sit ou Tyton Sit +

DN 350-600 Standard V+

DN 350-600 Universal Standard Vi

DN 350-1200 Universal Standard Ve

DN 350-1200 Standard Ve

DN 1400-1800 Pamlock , DN 2000

Tableau IV. 3. Types des joints automatiques et joints mécaniques

Joints automatiques		
Type	DN	Verrouillage
Standard	60 - 2000	Non Verrouillé
Tyton	80 - 300	Non Verrouillé
Standard Vi	60 - 600	Verrouillé
Tyton Sit, Tyton Sit +	80 - 300	Verrouillé
Standard V+i	350 - 600	Verrouillé
Standard Ve	80 - 1200	Verrouillé
Universal Standard Vi	350 - 600	Verrouillé
Universal Standard Ve	350 - 1200	Verrouillé
Standard Pamlock	≥ 1400	Verrouillé
Joints mécaniques		
Type	DN	Verrouillage
Express	60 -1200	Non verrouillé
Express Vi	60 - 300	Verrouillé

Les joints à emboîtements de admettent une certaine déviation angulaire. Cette déviation permet non seulement d'absorber des mouvements de terrain mais offre également la possibilité de créer des courbes à grand rayon dans la conduite, sans utiliser de raccords.

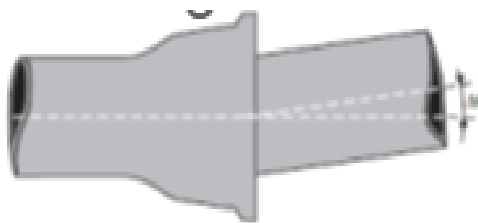


Figure IV. 4. Déviation angulaire des joints à emboitements

Tableau IV. 4. Types d'assemblage des différents joints

Type de joint	Jeu axial	Déviation angulaire	Reprise des efforts axiaux	Assem-blage	Isolation électrique
Automatique (ex. Standard, Tyton)	X	X	O	**	X
Mécanique (ex. Express)	X	X	O	*	X
Verrouillé, automatique avec cordon de soudure (ex. Standard Ve)	X	X	X	*	-
Verrouillé, automatique à inserts (ex. Standard Vi, Tyton Sit ou Tyton Sit +)	O	X	X	**	X
Verrouillé, mécanique à inserts (ex. Express Vi)	X	X	X	*	X
Bride fixe ou mobile	O	O	X	*	O

X Oui

* facile

O Non

** très facile

- Partielle

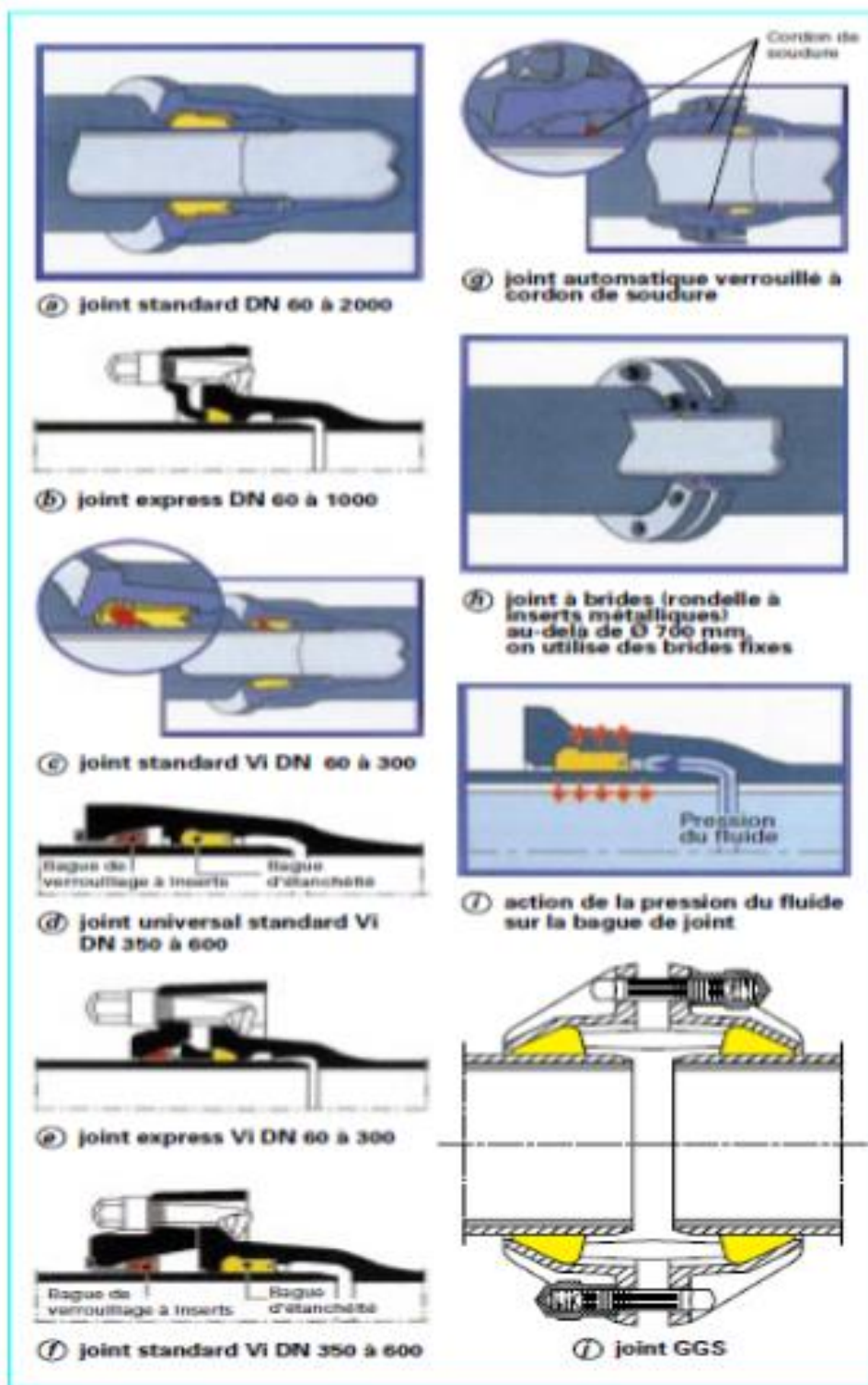


Figure IV. 5. Joints pour canalisations en fonte (Pont à Mousson)



STANDARD,

Joint automatique.



TYTON,

Joint automatique.



STANDARD VI,

Joint automatique verrouillé à inserts.



STANDARD Ve,

Joint automatique verrouillé avec cordon de soudure, joint et contrebride.



STANDARD V+I,

Joint automatique avec bague de verrouillage à inserts et contrebride.



UNIVERSAL STANDARD VI,

Joint automatique avec bague de verrouillage à inserts et emboiture à double chambre.



UNIVERSAL STANDARD Ve,

Joint automatique verrouillé avec cordon de soudure et emboiture à double chambre.



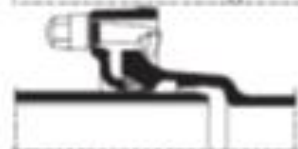
STANDARD PAMLOCK,

Joint automatique verrouillé avec cordon de soudure et emboiture à double chambre.



TYTON SIT, TYTON SIT +

Joint automatique verrouillé à inserts.



EXPRESS,

Joint mécanique.



EXPRESS VI,

Joint mécanique verrouillé à inserts et contrebride.

Figure IV. 6. Vue d'ensemble des différents types de Joints

IV.3. Conduites en acier

En référence à la FFA³ (2012), L'acier est un alliage fer-carbone contenant moins de 2% de carbone et d'autres éléments. Le fer contenu dans l'acier provient soit du minerai, soit du recyclage. Comme dans les autres pays développés, l'acier produit en France contient en moyenne un peu plus de la moitié de fer recyclé. Dans les pays émergents comme le Brésil ou la Chine, l'acier est principalement produit à partir de minerai faute d'un recyclage suffisant. Pour transformer la fonte en acier, il suffit d'éliminer l'excès de carbone en le brûlant avec de l'oxygène. Composition chimique de l'acier liquide obtenu par fusion ou fusion La teneur en fer récupéré doit alors être ajustée en fonction des caractéristiques de mise en œuvre et d'utilisation souhaitées

L'acier liquide est ensuite solidifié, généralement sous une forme massive puis façonné, généralement par laminage à chaud et éventuellement par laminage à froid, en tôles minces et en tôles les plus minces (Figure IV.7 et Figure IV.8)



Figure IV. 7. Laminage à chaud de bande (au sol, cylindres en attente d'utilisation) (FFA, 2012)

³ Fédération Française d'Acier

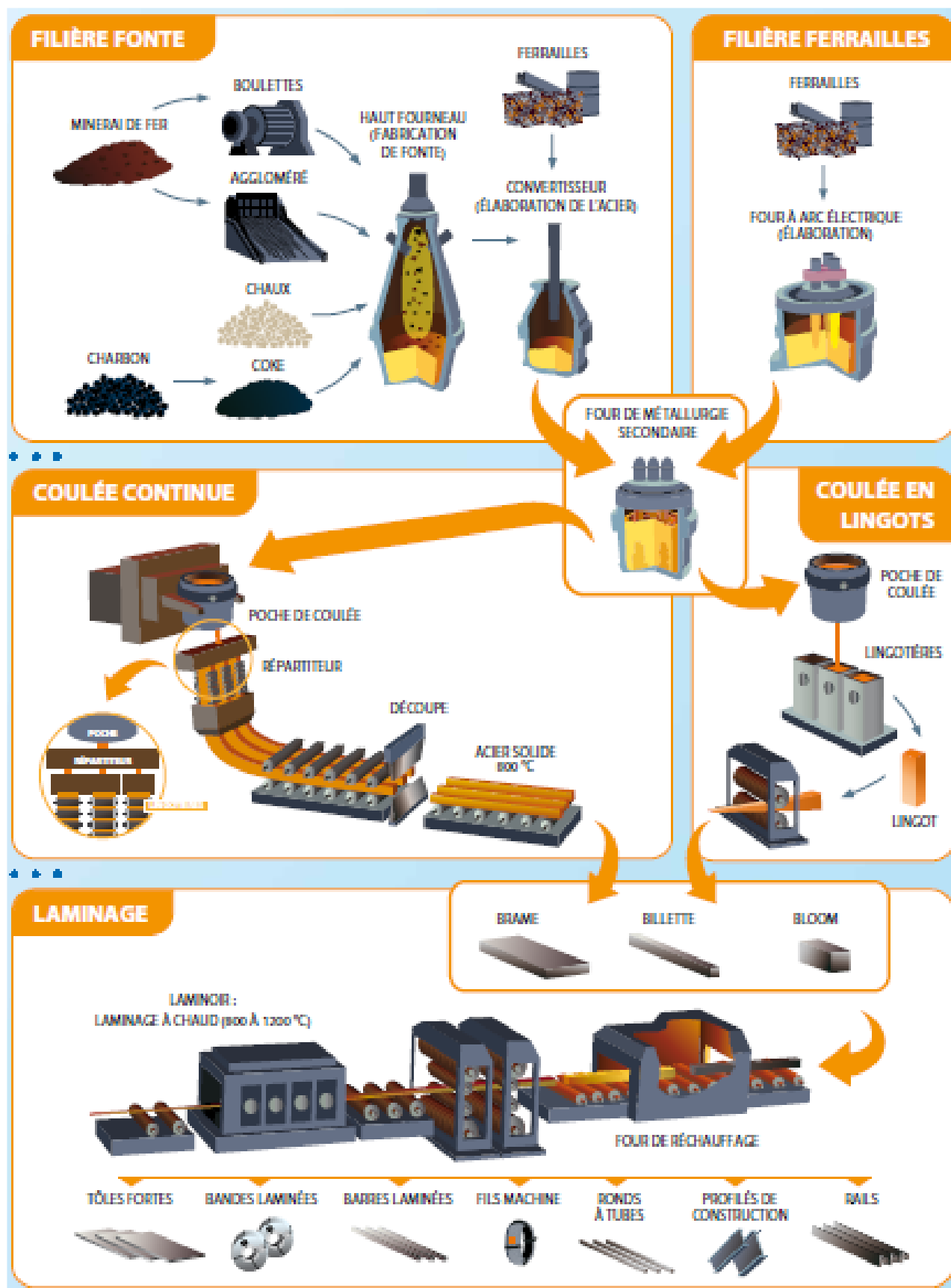


Figure IV. 8. Processus de transformation d'acier (FFA, 2012)

IV.3.1. Caractérisation

L'acier utilisé pour fabriquer les tuyaux est un acier soudable à faible teneur en carbone. Les conduites peuvent être réalisés par laminage à chaud sans soudure, par transformation progressive d'une seule pièce de métal par plusieurs passes sur mandrin (jusqu'à un diamètre de 400 mm), ou par soudage à l'arc longitudinal de tôles formées (à partir de diamètre 350 mm), ou encore de feuillard enroulé (de 0,150 m de diamètre à 600 mm de diamètre). Les conduites en acier sont disponibles dans des longueurs de 6 m à 16 m et des épaisseurs allant de 3 à 9 mm. Les tuyaux sont testés en usine à des pressions de 40 bar à 60 bar (Dupont, 1979).

Les tuyaux en acier peuvent être utilisés avec différents diamètres intérieurs dans diverses installations : réservoirs, stations de pompage, pour surmonter des obstacles particuliers tels que siphons, accès à des ponts. Les tuyaux en acier soudé conviennent aux sols contaminés. Particulièrement adapté aux hautes pressions, $PN \geq 1,6$ MPa. Dans les sections autoportantes et dans les galeries, les tubes en acier sont soutenus ou appuyés sur des plots

Dans les zones urbaines, aménageables, les tuyaux d'acier doivent être enrobés d'une couche de béton de section carrée de côté $\geq (D_{ext} + 50\text{cm})$ pour protéger la couche de béton, renforcée d'acier sur toutes ses faces, calculée pour résister aux charges roulantes ainsi qu'aux poids et poussée de la terre. Les tuyaux en acier sans revêtement extérieur doivent être protégés par des systèmes de protection cathodique.

Dans tous les cas, le rapport épaisseur/diamètre dépasse la valeur de huit millièmes (8‰). Les aciers utilisés dans la fabrication sont du type non allié comme indiqué par la norme EN 10020:2001. Les tubes sont fabriqués par laminage et soudage, à partir de tôles d'acier doux pliées longitudinalement, par soudage électrique ou à partir de bandes sous forme de bandes continues enroulées en hélice.

Les tubes sont parachevés en extrémités, soit par :

- deux bouts lisses pour assemblages par soudure bout à bout ;
- ou un bout lisse et un bout tulipé et évasées assemblées par joint glissant et soudure par recouvrement ;
- ou un bout lisse et un bout tulipé avec joints élastomères élastomère ou assemblage automatique.

Les dimensions normalisées dans les tuyaux d'acier (diamètres et épaisseurs) sont variables selon la norme qui régit le produit utilisé : EN 10224:2003, DIN 1626:1984 OU API 5L : 2000

Pour l'acier nu qui est l'élément le plus exposé à la corrosion, le seuil de protection est porté à 100 Ohms- mètres. Les tuyaux en acier doivent être revêtus intérieurement avec une protection contre

la corrosion sous forme d'une couche de 500 microns de peinture époxy de qualité alimentaire, avec une préparation préalable de la surface (Figure IV.9)

Si les tuyaux ne sont pas posés enrobés de béton, ils auront protégé extérieurement grâce à une couche minimale de 400 microns de peinture époxy ou une couche de 3 mm de polyéthylène (Veolia, 2009)



Figure IV. 9. Acier revêtus extérieurement (Veolia, 2009)

Les tuyaux en acier peuvent être fournis avec différents types de joints, dont les plus fréquentes sont les assemblages rigides :

- **Jonction soudée** : la préparation et soudure des jonctions doivent être préparés et soudés conformément aux Selon EN 288:1993, par un soudeur qualifié selon EN 287:1992 (Figure IV.10)

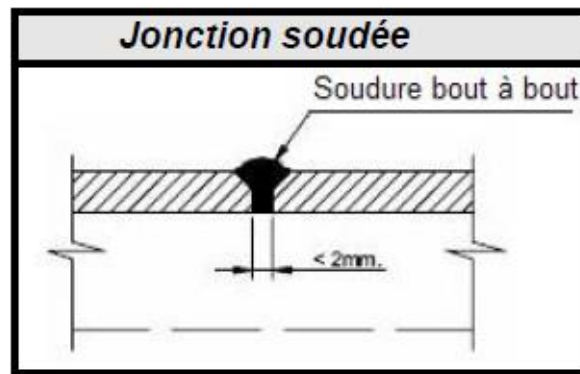


Figure IV. 10. Jonction soudée (Veolia, 2009)

Les soudures d'assemblage de tubes en acier sont considérées comme défectueuses et inacceptables lorsqu'elles ne respectent pas les normes de qualité et les tolérances des soudures de classe III telles que définies par le Syndicat National de la Chaudronnerie - Tôlerie dans son projet n°7 sur la classification des soudures.

À tout moment, un organisme qualifié peut effectuer des inspections radiographiques, ultrasonores ou autres sur les soudures réalisées par l'entrepreneur. Les tuyaux en acier soudé conviennent aux sols pollués. Les tuyaux en acier non revêtus extérieurement sont protégés par un système de protection cathodique

- **Jonction avec des brides** : cette jonction est plus couramment utilisée pour les canalisations de petit diamètre, dans diverses installations : réservoirs, stations de pompage, stations de traitement d'eau, etc. Cependant, d'autres types de jonctions peuvent être utilisés, comme la jonction avec manchon.

L'assemblage par brides, doit respecter les conditions suivantes :

- Assurer la continuité de la conduite sans risque de rupture ou déboîtement (la conduite sera considérée comme autobutée) ;
- Assurer l'étanchéité ;
- Assurer la continuité des revêtements intérieurs et extérieurs pour éviter toute zone privilégiée de corrosion.

IV.3.2. Application : Construction – Réseau d’eau – pétrole

IV.3.2.1. Acier : sans soudure

IV.3.2.1.1. Acier revêtu - non revêtu

a) Normes et spécifications

Normes : API 5L, ASTM333 (- 45°C à + 425°C), ASTM 106 (température ambiante à + 425°C), GB/T8162,GB/T8163,GB/T5310,GB/T3087

Grade acier : GrA, GrB, X42-X70, Q345B, ST37, ST37.2, 10#,20#, J55, K55, N80, L80, T95, C95, P110, Q125

b) Revêtement

- Extérieur Polyéthylène tri-couche
- Intérieur ciment
- Intérieur - extérieur en peinture époxy
- Intérieur - extérieur Polyurethane

c) Tailles disponibles

Tuyaux en acier sans soudure diamètre extérieur, épaisseur du mur et poids théoriques

Tableau IV. 5. Tuyaux en acier DN 10.3 mm - 406 mm

NPS (inch)	OD (mm)	Poids/m	SCH2 0	SCH30	STD	SCH4 0	SCH6 0	SCH8 0	SCH10 0	SCH12 0	SCH1 40
1/8	10,3	WT			1,73	1,73		2,41			
		Kg/m			0,37	0,37		0,47			
1/4	13,7	WT			2,24	2,24		3,02			
		Kg/m			0,63	0,63		0,8			
3/8	17,1	WT			2,31	2,31		3,2			
		Kg/m			0,84	0,84		1,1			
1/2	21,3	WT	2,03		2,77	2,77		3,73			

		Kg/m	0,96		1,27	1,27		1,62			
3/4	26,7	WT	2,31		2,87	2,87		3,91			
		Kg/m	1,39		1,69	1,69		2,2			
1	33,4	WT	2,62		3,38	3,38		4,55			
		Kg/m	1,99		2,5	2,5		3,24			
1-1/4	42,2	WT	2,87		3,56	3,56		4,85			
		Kg/m	2,78		3,39	3,39		4,47			
1-1/2	48,3	WT	2,92		3,68	3,68		5,08			
		Kg/m	3,27		4,05	4,05		5,41			
2	60,3	WT	3,2		3,91	3,91		5,54			
		Kg/m	4,51		5,44	5,44		7,48			
2-1/2	73	WT	4,5		5,16	5,16		7,01			
		Kg/m	7,6		8,63	8,63		11,4			
3	88,9	WT	4,58		5,49	5,49		7,62			
		Kg/m	9,52		11,3	11,3		15,3			
3-1/2	102	WT	4,62		5,74	5,74		8,08			
		Kg/m	11,09		13,6	13,6		18,6			
4	114	WT	5,03		6,02	6,02		8,56		11,1	
		Kg/m	13,52		16,1	16,1		22,3		28,3	
5	141	WT	5,25	5,61	6,55	6,55		9,53		12,7	
		Kg/m	17,57	18,73	21,8	21,8		31		40,3	
6	168	WT	5,64	6,32	7,11	7,11		11		14,3	
		Kg/m	22,58	25,2	28,3	28,3		42,6		54,2	
8	219	WT	6,31	7,11	8,18	8,18	10,3	12,7	15,1	18,3	20,6

		Kg/m	33,1	37,15	42,6	42,6	53,1	64,6	75,9	90,4	101
10	273	WT	6,58	8,03	9,27	9,27	12,7	15,1	18,3	21,4	25,4
		Kg/m	43,23	52,47	60,3	60,3	81,5	96	115	133	155
12	324	WT	7,11	8,81	9,53	10,3	14,3	17,5	21,4	25,4	28,6
		Kg/m	55,56	68,48	73,9	79,7	109	132	160	187	208
14	356	WT	8,02	10	9,53	11,1	15,1	19,1	23,8	27,8	31,8
		Kg/m	68,82	85,32	81,3	94,6	127	158	195	225	254
16	406	WT	8,78	11,3	9,53	12,7	16,7	21,4	26,2	31	36,5
		Kg/m	86	109,99	93,3	123	160	204	246	287	333

Tableau IV. 6. Acier nu (DN 114.3 - 914 mm)

DN EXT. (MM)	EP (MM)	STOCK	DN EXT. MM	EP (MM)	STOCK
114,3	3,20	OUI	323,9	5,60	OUI
	4,00	OUI		6,30	OUI
	4,50	OUI		6,40	OUI
	4,80	OUI		7,10	OUI
	6,30	OUI		8,00	OUI
	7,10	OUI		8,38	OUI
168,3	4,50	OUI	355,6	5,00	OUI
	4,80	OUI		5,60	OUI
	5,16	OUI		6,30	OUI
	7,10	OUI		6,35	OUI
	7,11	OUI		6,60	OUI
	8,00	OUI		6,80	OUI
	8,80	OUI		7,10	OUI

216,8	8,00	OUI		8,00	OUI
219,1	5,60	OUI	406,4	5,60	OUI
	6,30	OUI		6,30	OUI
	7,04	OUI		6,50	OUI
	7,10	OUI		6,80	OUI
	8,00	OUI		7,10	OUI
	8,20	OUI		7,92	OUI
	9,53	OUI		8,00	OUI
273	5,00	OUI		8,70	OUI
	5,60	OUI		8,80	OUI
	6,30	OUI		9,20	OUI
	6,35	OUI	508	5,00	OUI
	6,40	OUI		8,80	OUI
	6,60	OUI	609	5,60	OUI
	7,10	OUI		7,10	OUI
	8,00	OUI	711	6,30	OUI
	8,80	OUI	812	7,80	OUI
	9,30	OUI	914	7,10	OUI

IV.3.3. Application : Casing - Forage

IV.3.3.1. Acier API 5 CT4 : sans soudure – avec soudure

IV.3.3.1.1. Filetage type court ou long

Le tube est fileté aux deux extrémités ; les tubes sont raccordés entre eux au moyen d'un manchon. Selon les spécifications API, il existe deux types de filetage avec les manchons correspondants : court ou long. Les tubes de cuvelage avec filetage long peuvent transmettre des charges axiales supérieures à celles transmises par les tubes avec filetage court (Tableau IV.7).

IV.3.3.1.2. Filetage type Buttress :

Le principe de raccordement est identique à celui du « round thread ». Au lieu du filetage « round thread », il y a un filetage type « buttress » qui autorise la transmission de très fortes charges axiales (Tableau IV.7).

Tableau IV. 7. Dimensions des conduites en Acier API 5 CT

DIMENSION		EPAISSEUR DU TUBE		POIDS THEORIQUE KG/m	ESSAIS PRESSION				TYPE DE CONNECTION		
OD Inch	OD mm	Epaisseur inch	Epaisseur mm	Bout Uni	H40		J55		H40	J55	L80
					PSI	BAR	PSI	BAR			
2 3/8	60,32	0,167	4,24	5,87	4500	310	6200	425	PN	PN	PN
		0,190	4,83	6,61	5100	355	7000	485	PN	PN	PN
		0,254	6,45	-	-	-	-	-	-	-	PN
		0,295	7,49	-	-	-	-	-	-	-	P
		0,336	8,53	-	-	-	-	-	-	-	PU

⁴ **API 5 CT** : Fournissent des couvertures sans soudure et soudés en acier Pipe. Il de lignespécification pour les tuyaux utilisé dans la transmission de gaz, d'eau et d'huile dans les industries du pétrole et le gaz naturel. Il comprend les tubes filetés standard-poids et extra fort ; norme-poids lisses, caractères normaux lisses, spécial lisses, extra fort lisses, spécial lisses, extra-fort lisses tuyauterie ; car ainsi que de bell et de robinet et de la circulation tuyau de line(TFL).
 Grades relevantAPI 5L sont A25, A, B (et les notes suivantes de « X »), X 42, X 46,X52, X56, X60, X65, X70, X80. Le chiffre deux numéro suivant le « X » indique la force de rendement Minimum (en psi en milliers de dollars) des tubes produits de cette catégorie.

2 7/8	73,02	0,217	5,51	9,17	4800	335	6600	460	PNU	PN U	PNU
		0,276	7,01	-	-	-	-	-	-	-	PNU
		0,308	7,82	-	-	-	-	-	-	-	PNU
		0,340	8,64	-	-	-	-	-	-	-	PU
		0,392	9,96	-	-	-	-	-	-	-	P
		0,440	11,18	-	-	-	-	-	-	-	P
3 1/2	88,9	0,216	5,49	11,29	3900	275	5400	375	PN	PN	PN
		0,254	6,45	13,12	4600	320	6400	440	PNU	PN U	PNU
		0,289	7,34	14,76	5300	365	7300	500	PN	PN	PN
		0,375	9,53	-	-	-	-	-	-	-	PNU
		0,430	10,92	-	-	-	-	-	-	-	P
		0,476	12,09	-	-	-	-	-	-	-	P
4	101,6	0,530	13,46	-	-	-	-	-	-	-	P
		0,226	5,74	13,57	3600	250	5000	345	PN	PN	PN
		0,262	6,65	15,57	4200	290	5800	395	PU	PU	PU
		0,330	8,38	-	-	-	-	-			P
		0,415	10,54	-	-	-	-	-			P
		0,500	12,70	-	-	-	-	-			P
4 1/2	114,3	0,610	15,49	-	-	-	-	-			P
		0,271	6,88	18,23	3900	265	5300	365	PNU	PN U	PNU
		0,337	8,56	-	-	-	-	-			P
		0,380	9,65	-	-	-	-	-			P

	0,430	10,92	-	-	-	-	-			P
	0,500	12,70	-	-	-	-	-			P
	0,560	14,22	-	-	-	-	-			P
	0,630	16,00	-	-	-	-	-			P

IV.4. Les tuyaux en plastiques en polyéthylène (PE)

IV.4.1. Polyéthylène (PE)

Le polyéthylène est un matériau thermoplastique polymérisé à partir d'éthylène (C_2H_4). Des macromolécules complexes sont créées en répétant des motifs $-(CH_2)-$ (Figure I-1). En 1933, dans le laboratoire de la société britannique I.C.I., que E. Fawcett et R. Gibson découvrent un procédé de fabrication de polyéthylène basé sur la polymérisation radicalaire de l'éthylène sous haute pression pour produire des chaînes ramifiées. Cette synthèse sera utilisé à l'échelle industrielle à partir de 1939. La structure macromoléculaire irrégulière produite par cette technique a rendu difficile la cristallisation du matériau, connu sous le nom de polyéthylène basse densité (PEBD).

La découverte de la forme polyéthylène linéaire du PE-HD, dite PE-L, remonte aux années 1950, grâce à quatre équipes appartenant à trois laboratoires différents. Aujourd'hui, le PE-HD est obtenu par la polymérisation cationique catalytique de l'éthylène. Utiliser principalement des catalyseurs Ziegler-Natta et des catalyseurs au chrome (Douminge, 2010)

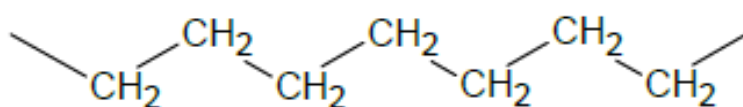


Figure IV. 11. Représentation semi-développée de la chaîne macromoléculaire du polyéthylène (Douminge, 2010)

IV.4.2. Qualité des tubes et raccords

IV.4.2.1. Matière de base de fabrication des tubes

La matière de base utilisée pour la fabrication des tubes en polyéthylène ne doit être composée que de résine polymère et d'additifs nécessaires au process de fabrication et d'emploi des tubes (Figure IV.12).



Figure IV. 12. La résine polymère de polyéthylène

Le polyéthylène est un polymère thermoplastique, non cassant, plus ou moins souple, résistant aux chocs, et fortement inerte chimiquement. Pour les tuyaux d'eau potable, on ne doit faire appel qu'à du polyéthylène pur (non recyclé), avec 2 % environ de noir de carbone et moins de 1 % d'adjuvant. Le stockage doit se faire au sec, à température inférieure à 60°C et à l'abri des rayons ultraviolets. On trouve des tuyaux en PE 100 (haute densité, appelé PEHD), en PE 80 (moyenne densité, appelé PEMD) et en PE 32 (basse densité, appelé PEBD). On trouve également des PE 63 et PE 40, ainsi que du PEBDL (basse densité linéaire) alliant la flexibilité u PEBD aux performances du PEMD. Les PE existent couramment dans les diamètres allant du Ø20 mm au Ø 63 mm pour les branchements, en couronnes ou en longueurs droites, en PN 10 ou PN 16 (PN : pression nominale); les raccordements se font par joints mécaniques ou par électro-soudage. De Ø75 mm à Ø500 mm, on trouve des PN 10, 12,5 et 16 conditionnés en tourets, ou en longueurs droites pour les plus gros diamètres ; les raccordements se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage « au miroir ») . On peut même aller jusqu'au Ø800mm. Les tuyaux en PE ont une bonne flexibilité puisqu'on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 mm. Ils s'adaptent donc bien au terrain et, en raison d'une part, du faible nombre de raccordements au kilomètre et, d'autre part, de raccordements sans surépaisseur, ils se prêtent particulièrement aux nouvelles contraintes de pose sans tranchée ouverte. Ceci améliore également l'étanchéité du réseau. La conduite étant auto-butée, on supprime quasiment tout massif de butée. L'inertie chimique du tuyau évite les dissolutions ou abrasions de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée.

Les additifs utilisés dans le processus de fabrication ne doivent en aucun cas présenter un risque toxique, organoleptique ou microbiologique pour les consommateurs. Ils ne doivent pas non plus affecter la résistance mécanique du tube à long terme. L'utilisation de matériaux recyclés et rebroyés provenant de sources extérieures pour la fabrication des canalisations des réseaux d'adduction d'eau potable est

strictement interdite. La matière re-broyée d'origine interne est autorisée dans la limite de 5 % de la matière totale utilisée pour la fabrication des tubes (MRE, 2008).

IV.4.2.2. Composition de la matière de repérage des tubes

La matière utilisée pour réaliser les traits de repérage des tubes et raccords doit avoir la même composition que celle de la matière de base.

IV.4.3. Spécifications relatives aux tubes

IV.4.3.1. Couleur

Les tubes en polyéthylène doivent être de couleur bleue ou de couleur noire avec des traits bleus. Les tuyaux de couleur noire devront comporter au minimum trois (3) traits de repérage de petites dimensions

IV.4.3.2. Aspect visuel

Les surfaces intérieures et extérieures du tube doivent être propres et lisses, exemptes de rainures, cavités, entailles et autres défauts qui pourraient affecter sa qualité

IV.4.3.3. Dimensions des tubes

Les diamètres extérieurs et nominaux, l'ovalité absolue et les tolérances de diamètre doivent être conformes aux valeurs indiquées dans le Tableau IV.8

Les épaisseurs des parois des tubes sont liées aux diamètres des tubes et à leur pression nominale; leurs valeurs sont indiquées dans le Tableau IV.9 et IV.10.

Tableau IV. 8. Diamètre extérieur et ovalisation

Diamètre extérieur nominal dn (mm)	Diamètre extérieur moyen		Ovalisation (faux- rond maximal)
	dmin (mm)	dmax (mm)	
16	16,0	16,3	1,2
20	20,0	20,3	1,2
25	25,0	25,3	1,2
32	32,0	32,3	1,3
40	40,0	40,4	1,4
50	50,0	50,4	1,4

63	63,0	63,4	1,5
75	75,0	75,5	1,6
90	90,0	90,6	1,8
110	110,0	110,7	2,2
125	125,0	125,8	2,5
140	140,0	140,9	2,8
160	160,0	161,0	3,2
180	180,0	181,1	3,6
200	200,0	201,2	4,0
225	225,0	226,4	4,5
250	250,0	251,5	5,0
280	280,0	281,7	9,8
315	315,0	316,9	11,1
355	355,0	357,2	12,5
400	400,0	402,4	14,0
450	450,0	452,7	15,6
500	500,0	503,0	17,5
560	560,0	563,4	19,6
630	630,0	633,8	22,1
710	710,0	716,4	-
800	800,0	807,2	-
900	900,0	908,1	-
1000	1000,0	1009,0	-

1200	1200,0	1210,8	-
1400	1400,0	1412,6	-
1600	1600,0	1614,4	-

Tableau IV. 9. Epaisseurs de paroi

Epaisseurs de paroi												
Séries de tubes												
	SDR 6	SDR 7,4		SDR 9		SDR 11		SDR 13,6		SDR 17		
	S 2,5	S 3,2		S 4		S 5		S 6,3		S 8		
Pression nominale PN en bar												
PE 40	-	PN 10		PN 8		-		PN 5		PN 4		
PE 63	-	-		-		PN 10		PN 8		-		
PE 80	PN 25	PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10		PN 8		
PE 100	-	PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10		
Epaisseurs de paroi												
Dim. Nom.	emin	emax	emin	emax	emin	emax	emin	emax	emin	emax	emin	emax
16	3,0C)	3,4	2,3C)	2,7	2,0C)	2,3	-	-	-	-	-	-
20	3,4	3,9	3,0C)	3,4	2,3	2,7	2,0C)	2,3	-	-	-	-
25	4,2	4,8	3,5	4,0	3,0C)	3,4	2,3	2,7	2,0C)	2,3	-	-
32	5,4	6,1	4,4	5,0	3,6	4,1	3,0C)	3,4	2,4	2,8	2,0C)	2,3
40	6,7	7,5	5,5	6,2	4,5	5,1	3,7	4,2	3,0	3,5	2,4	2,8
50	8,3	9,3	6,9	7,7	5,6	6,3	4,6	5,2	3,7	4,2	3,0	3,4
63	10,5	11,7	8,6	9,6	7,1	8,0	5,8	6,5	4,7	5,3	3,8	4,3

75	12,5	13,9	10,3	11,5	8,4	9,4	6,8	7,6	5,6	6,3	4,5	5,1
90	15,0	19,7	12,3	13,7	10,1	11,3	8,2	9,2	6,7	7,5	5,4	6,1
110	18,3	20,3	15,1	16,8	12,3	13,7	10,0	11,1	8,1	9,1	6,6	7,4
125	20,8	23,0	17,1	19,0	14,0	15,6	11,4	12,7	9,2	10,3	7,4	8,3
140	23,3	25,8	19,2	21,3	15,7	17,4	12,7	14,1	10,3	11,5	8,3	9,3
160	26,6	29,4	21,9	24,2	17,9	19,8	14,6	16,2	11,8	13,1	9,5	10,6
180	29,9	33,0	24,6	27,2	20,1	22,3	16,4	18,2	13,3	14,8	10,7	11,9
200	33,2	36,7	27,4	30,3	22,4	24,8	18,2	20,3	14,7	16,3	11,9	13,2
225	37,4	41,3	30,8	34,0	25,2	27,9	20,5	22,7	16,6	18,4	13,4	14,9
250	41,5	45,8	34,2	37,8	27,9	30,8	22,7	25,1	18,4	20,4	14,8	16,4
280	46,5	51,3	38,3	42,3	31,3	34,6	25,4	28,1	20,6	22,8	16,6	18,4
315	52,3	57,7	43,1	47,6	35,2	38,9	28,6	31,6	23,2	25,7	18,7	20,7
355	59,0	65,0	48,5	53,5	39,7	43,8	32,2	35,6	26,1	28,9	21,2	23,4
400	-	-	54,7	60,3	44,7	49,3	36,3	40,1	29,4	32,5	23,7	26,2
450	-	-	61,5	67,8	50,3	55,5	40,9	45,1	33,1	36,6	26,7	29,5
500	-	-	-	-	55,8	61,5	45,4	50,1	36,8	40,6	29,7	32,8
560	-	-	-	-	-	-	50,8	56,0	41,2	45,5	33,2	36,7
630	-	-	-	-	-	-	57,2	63,1	46,3	51,1	37,4	41,3
710	-	-	-	-	-	-	-	-	52,2	57,6	42,1	46,5
800	-	-	-	-	-	-	-	-	58,8	64,8	47,4	52,3
900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53,3	58,8
1 000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	59,3	65,4
1 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

1 400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau IV. 10. Epaisseurs de paroi (Suite)

Epaisseurs de paroi (fin)										
Séries de tubes										
	SDR 17,6 S 8,3		SDR 21 S 10		SDR 26 S 12,5		SDR 33 S 16		SDR 41 S 20	
Pression nominale PN en bar										
PE 40	-		PN 3,2		PN 2,5		-		-	
PE 63	PN 6		PN 5		PN 4		PN 3,2		PN 2,5	
PE 80	-		PN 6		PN 5		PN 4		PN 3,2	
PE 100	-		PN 8		PN 6		PN 5		PN 4	
Epaisseurs de paroi										
Dim. Nom.	emin	emax	emin	emax	emin	emax	emin	emax	emin	emax
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	2,0 d)	2,3	-	-	-	-	-	-	-	-
40	2,3	2,7	2,0 d)	2,3	-	-	-	-	-	-
50	2,9	3,3	2,4	2,8	2,0	2,3	-	-	-	-
63	3,6	4,1	3,0	3,4	2,5	2,9	-	-	-	-

75	4,3	4,9	3,6	4,1	2,9	3,3	-	-	-	-
90	5,1	5,9	4,3	4,9	3,5	4,0	-	-	-	-
110	6,3	7,1	5,3	6,0	4,2	4,8	-	-	-	-
125	7,1	8,0	6,0	6,7	4,8	5,4	-	-	-	-
140	8,0	9,0	6,7	7,5	5,4	6,1	-	-	-	-
160	9,1	10,2	7,7	8,6	6,2	7,0	-	-	-	-
180	10,2	11,4	8,6	9,6	6,9	7,7	-	-	-	-
200	11,4	12,7	9,6	10,7	7,7	8,6	-	-	-	-
225	12,8	14,2	10,8	12,0	8,6	9,6	-	-	-	-
250	14,2	15,8	11,9	13,2	9,6	10,7	-	-	-	-
280	15,9	17,6	13,4	14,9	10,7	11,9	-	-	-	-
315	17,9	19,8	15,0	16,6	12,1	13,5	9,7	10,8	7,7	8,6
355	20,1	22,3	16,9	16,7	13,6	15,1	10,9	12,1	8,7	9,7
400	22,7	25,1	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7	9,8	10,9
450	25,5	28,2	21,5	23,8	17,2	19,1	13,8	15,3	11,0	12,2
500	28,3	31,3	23,9	26,4	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7
560	31,5	35,0	26,7	29,5	21,4	23,7	17,2	19,1	13,7	15,2
630	35,7	39,4	30,0	33,1	24,1	26,7	19,3	21,4	15,4	17,1
710	40,2	44,4	33,9	37,4	27,2	30,1	21,8	24,1	17,4	19,3
800	45,3	50,0	38,1	42,1	30,6	33,8	24,5	27,1	19,6	21,7
900	51,0	56,2	42,9	47,3	34,4	38,3	27,6	30,5	22,0	24,3
1 000	56,6	62,4	47,7	52,6	38,2	42,2	30,6	33,5	24,5	27,1
1 200	-	-	57,2	63,1	45,9	50,6	36,7	40,5	29,4	32,5

1 400	-	-	-	-	53,5	59,0	42,9	47,3	34,3	37,9
1 600	-	-	-	-	61,2	67,5	49,0	54,0	39,2	43,3

IV.4.3.4. Résistance et contraintes admissibles

Les résistances minimales et les contraintes admissibles des tubes en polyéthylène sont fixées dans le tableau ci - dessous en fonction du type de résine utilisée pour leur fabrication.

Tableau IV. 11. Les résistances minimales et les contraintes admissibles des tubes en polyéthylène

Type de résine	Résistance minimale requis (MPa)	Contrainte admissible (MPa)
PE 100	10,0	8,0
PE 80	8,0	6,3
PE 63	6,3	5,0
PE 40	4,0	3,2

IV.4.3.5. Détimbrage en fonction de la température

Les pressions nominales et les séries de tubes sont définies pour une température de l'eau inférieure ou égale à 20°C.

Pour des températures supérieures à 20°C et jusqu'à 40°C on devra appliquer à la pression nominale un coefficient de réduction appelé coefficient de détimbrage.

La pression maximale de service (PMS) sera donc égale à :

$$PMS = ft \times PN$$

où ft représente le coefficient de détimbrage.

Les valeurs de ft sont indiquées dans le Tableau IV.12 en fonction de la température de l'eau.

Remarque : L'utilisation des tubes en polyéthylène pour le transport d'une eau dont la température est supérieure à 40 °C est interdite.

Tableau IV. 12. Coefficients de détimbrage

Température de l'eau (°C)	Coefficient de détimbrage (f _t)
20	1,00
30	0,87
40	0,74

Tableau IV. 13. Spécifications techniques des tubes en polyéthylène

Caractéristique	Méthode d'essai	Exigences	Paramètres d'essai
Indice de fluidité	ISO 1133	0.2-1.4 g/10min	190°C, 5Kg, 10min
Densité	ISO 1183	≥0.930g/cm ³	Méthode A
Temps d'induction a l'oxydation (OIT)	ISO 11357	≥ 20min	210°C
Teneur en noir de carbone	ISO 6964	2.0-2.5 %	Pyrolyse à 550°C Calcination a 900°C
Dispersion du noir de carbone	ISO 18553	≤ 3 Note	*****
Retrait à chaud	EN ISO 2505	≤ 3 %, aspect conserve	2h, 110°C
Allongement a la rupture	ISO 6259-1/3	≥ 350 %	ep≤5mm, V :100mm/min 5<ep≤12mm, V : 50mm/min

Contrainte au seuil d'écoulement	ISO 6259-1/3	≥ 19 MPa	ep>12mm, V : 25mm/min
Résistance à la pression hydrostatique	EN ISO 1167	Aucune rupture	20°C, 100h 80°C, 165h 80°C, 1000h

IV.4.4. Le polychlorure de vinyle

Le polychlorure de vinyle, également connu sous l'acronyme PVC, est un type de matériau plastique non plastifié souvent utilisé dans la fabrication de tuyaux pour les réseaux d'eau potable. Le PVC est constitué d'une résine de chlorure de vinyle à laquelle sont ajoutés des additifs pour améliorer ses propriétés mécaniques et physiques. Le matériau est résistant aux chocs, à la pression et à la corrosion, ainsi qu'à l'eau et à de nombreux produits chimiques. Les tubes ne peuvent être fabriqués à partir de matières premières recyclées ou externes que s'ils répondent à certains critères. La part de matière recyclée dans les tubes fabriqués à partir de matières internes est limitée à 5 %.

IV.4.5. Spécifications relatives aux tubes

IV.4.5.1. Couleur

Les tubes doivent être de couleur grise ou bleu foncée.

IV.4.5.2. Aspect visuel

Les surfaces internes et externes des tubes doivent être lisses, propres et exemptes de rainures, cavités et autres défauts de surface susceptibles de nuire à leur qualité.

IV.4.5.3. Dimensions des tubes

a) Diamètres extérieurs nominaux

Les diamètres nominaux, les tolérances sur les diamètres ainsi que les tolérances d'ovalisation sont indiquées dans le Tableau IV.14

Tableau IV. 14. Diamètres extérieurs nominaux et tolérances

Diamètre extérieur nominal (mm) d_n	Tolérance sur le diamètre extérieur moyen d_{em} (mm) x	Tolérance d'ovalisation	
		S 20 à S 16	S 12,5 à S 5
12	0,2	-	0,5
16	0,2	-	0,5
20	0,2	-	0,5
25	0,2	-	0,5
32	0,2	-	0,5
40	0,2	1,4	0,5
50	0,2	1,4	0,6
63	0,3	1,5	0,8
75	0,3	1,6	0,9
90	0,3	1,8	1,1
110	0,4	2,2	1,4
125	0,4	2,5	1,5
140	0,5	2,8	1,7
160	0,5	3,2	2,0
180	0,6	3,6	2,2
200	0,6	4,0	2,4
225	0,7	4,5	2,7

250	0,8	5,0	3,0
280	0,9	6,8	3,4
315	1,0	7,6	3,8
355	1,1	8,6	4,3
400	1,2	9,6	4,8
450	1,4	10,8	5,4
500	1,5	12,0	6,0
560	1,7	13,5	6,8
630	1,9	15,2	7,6
710	2,0	17,1	8,6
800	2,0	19,2	9,6
900	2,0	21,6	-
1000	2,0	24,0	-

b) Épaisseurs de paroi et tolérances

Les épaisseurs nominales de paroi (en) sont classées en séries de tubes (S) et affectées de tolérances positives. Les épaisseurs nominales et les tolérances sont présentées respectivement dans les tableaux 3.15 et 3.16.

Tableau IV. 15. Épaisseurs nominales de paroi

Diamètre Extérieur Nominal d_n (mm)	Épaisseur nominale (minimale) de paroi						
	Série de tubes S						
	S 20 (SDR 41)	S 16 (SDR 33)	S 12,5 (SDR 26)	S 10 (SDR 21)	S 8 (SDR 17)	S 6,3 (SDR 13,6)	S 5 (SDR 11)
	Pression nominale PN basée sur un coefficient de calcul $C = 2,5$						
		PN 6	PN 8	PN 10	PN 12,5	PN 16	PN 20
12			-	-	-	-	1,5
16			-	-	-	-	1,5
20			-	-	-	1,5	1,9
25			-	-	1,5	1,9	2,3
32			1,5	1,6	1,9	2,4	2,9
40		1,5	1,6	1,9	2,4	3,0	3,7
50		1,6	2,0	2,4	3,0	3,7	4,6
63		2,0	2,5	3,0	3,8	4,7	5,8
75		2,3	2,9	3,6	4,5	5,6	6,8
90		2,8	3,5	4,3	5,4	6,7	8,2
Pression nominale PN basée sur un coefficient de calcul $C = 2,0$							
	PN 6	PN 8	PN 10	PN 12,5	PN 16	PN 20	PN 25
110	2,7	3,4	4,2	5,3	6,6	8,1	10,0
125	3,1	3,9	4,8	6,0	7,4	9,2	11,4
140	3,5	4,3	5,4	6,7	8,3	10,3	12,7
160	4,0	4,9	6,2	7,7	9,5	11,8	14,6
180	4,4	5,5	6,9	8,6	10,7	13,3	16,4
200	4,9	6,2	7,7	9,6	11,9	14,7	18,2
225	5,5	6,9	8,6	10,8	13,4	16,6	-

250	6,2	7,7	9,6	11,9	14,8	18,4	-
280	6,9	8,6	10,7	13,4	16,6	20,6	-
315	7,7	9,7	12,1	15,0	18,7	23,2	-
355	8,7	10,9	13,6	16,9	21,1	26,1	-
400	9,8	12,3	15,3	19,1	23,7	29,4	-
450	11,0	13,8	17,2	21,5	26,7	33,1	-
500	12,3	15,3	19,1	23,9	29,7	36,8	-
560	13,7	17,2	21,4	26,7	-	-	-
630	15,4	19,3	24,1	30,0	-	-	-
710	17,4	21,8	27,2	-	-	-	-
800	19,6	24,5	30,6	-	-	-	-
900	22,0	27,6	-	-	-	-	-
1000	24,5	30,6	-	-	-	-	-

Tableau IV. 16. Tolérances sur l'épaisseur de paroi

Epaisseur nominale de paroi e_n		Tolérance sur l'épaisseur moyenne de paroi	Epaisseur nominale de paroi e_n		Tolérance sur l'épaisseur moyenne de paroi
>	≤	x	>	≤	x
1,0	2,0	0,4	21,0	22,0	2,4
2,0	3,0	0,5	22,0	23,0	2,5
3,0	4,0	0,6	23,0	24,0	2,6
4,0	5,0	0,7	24,0	25,0	2,7
5,0	6,0	0,8	25,0	26,0	2,8
6,0	7,0	0,9	26,0	27,0	2,9

7,0	8,0	1,0	27,0	28,0	3,0
8,0	9,0	1,1	28,0	29,0	3,1
9,0	10,0	1,2	29,0	30,0	3,2
10,0	11,0	1,3	30,0	31,0	3,3
11,0	12,0	1,4	31,0	32,0	3,4
12,0	13,0	1,5	32,0	33,0	3,5
13,0	14,0	1,6	33,0	34,0	3,6
14,0	15,0	1,7	34,0	35,0	3,7
15,0	16,0	1,8	35,0	36,0	3,8
16,0	17,0	1,9	36,0	37,0	3,9
17,0	18,0	2,0	37,0	38,0	4,0
18,0	19,0	2,1			
19,0	20,0	2,2			
20,0	21,0	2,3			

c) Longueur nominale des tubes

La longueur nominale des tubes est une longueur minimale qui ne comprend pas la profondeur des parties d'emboîture.

IV.4.5.4. Dimensions des tubes à emboîtures

IV.4.5.4.1. Emboîtures à coller

Les dimensions des emboîtures doivent être conformes aux valeurs indiquées dans le Tableau IV.17.

Le diamètre intérieur d'une emboîture devra être égal obligatoirement au diamètre extérieur nominal du tube.

Tableau IV. 17. Dimensions des emboîtures à coller

Diamètre intérieurNominal de l'emboîture d_n (mm)	Diamètre intérieur moyende l'emboîture		Ovalisation maximale pour d_i (mm)	Longueur minimale d'emboîture L_{min} (mm)
	$d_{im,min}$ (mm)	$d_{im,max}$ (mm)		
12	12,1	12,3	0,25	12,0
16	16,1	16,3	0,25	14,0
20	20,1	20,3	0,25	16,0
25	25,1	25,3	0,25	18,5
32	32,1	32,3	0,25	22,0
40	40,1	40,3	0,25	26,0
50	50,1	50,3	0,3	31,0
63	63,1	63,3	0,4	37,5
75	75,1	75,3	0,5	43,5
90	90,1	90,3	0,6	51,0
110	110,1	110,4	0,7	61,0
125	125,1	125,4	0,8	68,5
140	140,2	140,5	0,9	76,0
160	160,2	160,5	1,0	86,0
180	180,2	180,6	1,1	96,0
200	200,2	200,6	1,2	106,0
225	225,3	225,7	1,4	118,5
250	250,3	250,8	1,5	131,0
280	280,3	280,9	1,7	146,0
315	315,4	316,0	1,9	163,5

IV.4.5.4.2. Emboîtures pour assemblages du type à bague d'étanchéité

La profondeur d'engagement minimale m_{\min} des emboîtures simples à bague d'étanchéité en élastomère pour des longueurs de tubes jusqu'à 6 mètres est indiquée à la Figure IV.13.

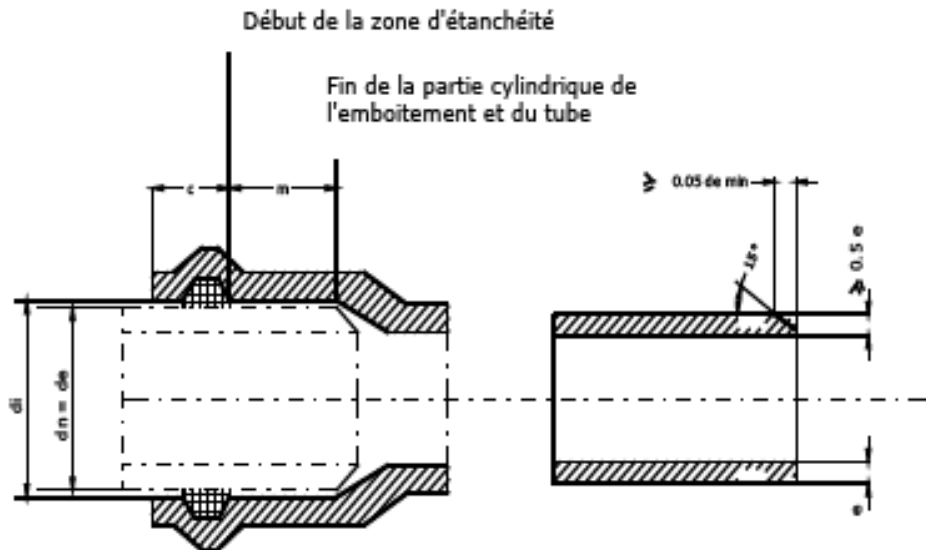


Figure IV. 13. Emboîtement des tubes pour assemblages du type à bague d'étanchéité

Les dimensions des emboîtures et les profondeurs d'engagement sont indiquées dans le Tableau IV.18.

Tableau IV. 18. Dimensions des emboîtures pour assemblage à bague d'étanchéité

Diamètre intérieur nominal d'emboîture d_n (mm)	Diamètre intérieur moyen minimal d'emboîture $d_{im,min}$ (mm)	Ovalisation maximale admissible pour d_i (mm)		Profondeur Minimale D'engagement m_{\min} (mm)	Longueur de l'entrée de l'emboîture et de la zone d'étanchéité (c) (mm)
		S 20,8 à S 16	S 12,5 à S 5		
32	32,3	0,6	0,3	55	27
40	40,3	0,8	0,4	55	28
50	50,3	0,9	0,5	56	30
63	63,4	1,2	0,6	58	32
75	75,4	1,2	0,7	60	34
90	90,4	1,4	0,9	61	36
110	110,5	1,7	1,1	64	40

125	125,5	1,9	1,2	66	42
140	140,6	2,1	1,3	68	44
160	160,6	2,4	1,5	71	48
180	180,7	2,7	1,7	73	51
200	200,7	3,0	1,8	75	54
225	225,8	3,4	2,1	78	58
250	250,9	3,8	2,3	81	62
280	281,0	5,1	2,6	85	67
315	316,1	5,7	2,9	88	72
355	356,2	6,5	3,3	90	79
400	401,3	7,2	3,6	92	86
450	451,5	8,1	4,1	95	94
500	501,6	9,0	4,5	97	102
560	561,8	10,2	5,1	101	112
630	632,0	11,4	5,7	105	123
710	712,3	12,9	6,5	109	136

IV.5. Les tuyaux en en béton armé (CAP et CAO)

Les tuyaux CAP et CAO sont des tuyaux en béton armé précontraint :

- 1- Tuyaux d'adduction en eau potable et tuyaux d'assainissement offrant une alternative à chaque type d'effluent (eau usée, eau pluviale, eau industrielle).
- 2- Canaux en béton armé précontraint : Ces canaux sont utilisés pour l'irrigation dans l'agriculture ; ils sont de type parabolique et semi-circulaire à emboîtement mâle et femelle.



Figure IV. 14. Tuyaux CAP et CAO

IV.5.1. Tuyaux en béton armé précontraint frette béton (FB)

Ces tuyaux sont destinés à l'adduction d'eau potable (AEP). Leur emboîtement mâle et femelle avec joint d'étanchéité est conçu pour des pressions de 02 à 20 bars.

Le tuyau est constitué :

- D'un fût primaire en béton centrifugé dont la précontrainte longitudinale est réalisée à l'aide de génératrices d'acier dur cranté de haute résistance RC 155-160 Kgf/mm²
- D'un frettage mécanique par fil d'acier dur de haute résistance qui réalise une précontrainte radiale au béton.
- D'un enrobage des aciers par un revêtement de béton vibré à haute fréquence qui adhère au primaire et forme un ensemble homogène précontraint.

IV.5.2. Tuyaux en béton armé précontraint et ordinaire (CAP- CAO)

Destinées à l'assainissement (du 500 a 1250mm), les conduites en béton armé précontraint longitudinal (CAP) se terminent d'un côté par une tulipe (about femelle) et de l'autre par un talon (about mâle).

Ils sont fabriqués selon trois classes 60A, 90A et 135A de façon à s'adapter aux conditions variées des surcharges. Leur ferrailage se fait par cage d'armature, en acier doux de section $6 \div 8$ mm selon les diamètres.

Ce type de tuyau subit en plus de la précontrainte longitudinale une précontrainte radiale par frettage pour pouvoir tenir à des pressions de service allant de 3 à 20 bars. Un revêtement en béton vibré protège les spires de frettage contre la corrosion d'agents extérieurs. La conduite ainsi réalisée peut supporter des surcharges allant jusqu'a 6,00 m de hauteur de remblai ainsi que des charges roulantes de 30 tonnes et plus. Ce type de tuyau est utilisé à la sortie des barrages pour l'alimentation en eau potable et pour l'irrigation dans l'agriculture

IV.5.3. Fabrication des tuyaux

IV.5.3.1. Préparation des armatures

Les armatures de la phase primaire sont constituées de cages d'extrémité en acier doux et de fils de précontrainte longitudinale en acier a haute résistance. Tous ces aciers sont préparés à l'aide de machines spéciales.



Figure IV. 15. Préparation des armatures

IV.5.3.2. Préparation des moules

Après le démoulage, le moule est nettoyée, huilé, les cages d'armatures et les fils d'acier de précontrainte sont introduits, les bagues sont montées aux deux extrémités et l'armature de précontrainte longitudinale est ancré sur les bagues de tête et mise en tension avec un système qui garantit l'uniformité du tir.

IV.5.3.3. Centrifugation

La centrifugation est dotée d'un système de contrôle électronique de la vitesse de remplissage de béton (Coulage) qui est de 6 à 8 m/s en phase de rotation et 28 m/s en phase de centrifugation.



Figure IV. 16. Phase de centrifugation

IV.5.3.4. Étuage

Après la phase de centrifugation, le moule est immergé dans une cellule de maturation à vapeur saturée d'humidité, dont la température s'élève graduellement jusqu'à 90 degrés C maximum. Cette température est maintenue pendant un temps d'environ 4 heures.



Figure IV. 17. Émergence du moule dans une cellule de maturation à vapeur saturée d'humidité

IV.5.3.5. Démoulage

Après l'étuage et l'acquisition de la résistance de référence nécessaire, le moule est porté dans la zone de décoffrage pour pourvoir à l'extraction du tuyau.



Figure IV. 18. Extraction du tuyaux (Phase de démoulage)

IV.5.3.6. Maturation

A la fin du cycle primaire, tous les tuyaux sont immergés totalement dans l'eau dans de grands bassins de maturation pendant environ sept jours avant de les transférer vers la phase secondaire. Cette opération, nécessaire pour ce type de produit, lui confère des qualités de résistance et d'imperméabilité très élevées.

IV.5.3.7. Précontrainte radiale (Frettage)

Les tuyaux à pression sont soumis après la maturation du noyau à une précontrainte radiale. Cette opération consiste à cercler les tuyaux d'un fil d'acier à haute limite élastique sous forme de spires à pas constant. La section du fil et le pas des spires sont déterminés en fonction de la pression et des sollicitations extérieures demandées par le client.



Figure IV. 19. Frettage du tuyau

IV.5.3.8. Essai hydraulique

Tous les tuyaux sont testés sur des bancs d'essai pour s'assurer de leur conformité avec les prescriptions demandées. Le banc d'essai reproduit les conditions réelles de travail du tuyau du point de vue jonction avec les autres tuyaux (emboîtement) et pression de l'eau, tout en prenant en considération les coefficients de sécurité réglementaires.



Figure IV. 20. Essai hydraulique

IV.5.3.9. Revêtement

Après les tests au banc d'essai, les tuyaux conformes sont passés au revêtement pour protéger les armatures de frettage contre les actions extérieures corrosives. A l'aide d'une trémie vibrante, on distribue sur la surface extérieure du tuyau une couche de béton a granulométrie fine. Pendant cette opération, le tuyau est maintenu en rotation a une vitesse périphérique de 15 à 20 m/min.



Figure IV. 21. Revêtement des tuyaux à l'aide d'une trémie vibrante

IV.5.3.10. Stockage

Le stockage et la manutention s'effectuent au moyen de portiques à cheval qui couvrent tout le parc principal de l'usine



Figure IV. 22. Stockage et la manutention des tuyaux à l'aide de portiques à cheval

Tableau IV. 19. Tuyaux type CAP (emboitement mâle et femelle) (Classe 60 A – 90 A – 135 A)

Diamètre (mm)	Longueur (m)
350	7
400	7
500	7
600	7
700	7
800	7
900	7
950	7
1000	7
1100	7
1200	7
1250	7
1400	7
1500	7
1550	7

Tableau IV. 20. Tuyaux type CAO (Coupe franche) (Classe 60 A – 90 A – 135 A)

Diamètre (mm)	Longueur (m)
350	7
400	7
500	7
600	7
700	7
800	7
900	7
950	7
1000	7
1100	7
1200	7
1250	7
1400	7
1500	7
1550	7
1800	7
2000	7

Tableau IV. 21. Canaux d'irrigation

Diamètre (mm)	Longueur (m)
350	7
400	7
500	7
600	7
700	7
800	7
950	7
1000	7
1250	7
1400	7
1550	7
1850	7
2450	7
2850	7

IV.6. Les tuyaux en Polyester Renforcée de Fibre de Verre (PRV)

Les tuyaux en PRV sont fabriqués à partir de résine, de fibre de verre et de silice de sable. Les résines de polyester ortho phtaliques sont traditionnellement utilisées car leurs performances pour les applications en eau potable ont été prouvées. Le procédé de fabrication de tuyaux PRV permet l'utilisation de renforcement de fibre de verre continu dans le sens circonférentiel, ce qui est idéal pour

les tuyaux sous pression car les principales contraintes sont dans cette direction. L'utilisation de renforcement continu dans cette direction permet d'obtenir un produit plus performant pour un coût moindre. Une structure très compacte est ainsi créée, ce qui permet de maximiser la contribution de chacune des trois matières premières principales. L'utilisation combinée de fibre de verre continue et coupée permet d'augmenter la résistance circonférentielle et longitudinale. Un renfort de sable, placé au milieu du tube principal, apporte une rigidité supplémentaire grâce à son épaisseur.



Figure IV. 23. Fabrication des tuyaux en PRV

IV.6.1. Avantages des tuyaux en PRV

Les tuyaux et raccords PRV offrent de nombreux avantages pour les installations de productions hydroélectriques et de conduites forcées:

1. Matériaux résistants à la corrosion – aucune nécessité de protection, revêtement, traitement cathodique ou toute autre forme de prévention.
2. Propriétés hydrauliques stables et constantes dans le temps.
3. Qualité du produit unique et constante dans des conditions climatiques très chaudes ou très froides.
4. Faibles pertes de charges dues à la surface interne lisse.
5. Coups de bélier 2 fois plus faible dans un tuyau PRV que dans un tuyau Fonte ou acier dans des conditions similaires.

6. Installation et manutention facile et économique même en terrain difficile du au faible poids (25% du poids d'un tuyau Fonte / 10% du poids d'un tuyau béton), mais aussi grâce à des joints pré-assemblés.
7. Résistant aux UV.
8. Fabrication très précise des manchons avec utilisation de joints flexibles qui facilite le montage et vite tout risque de fuite par infiltration et exfiltration.
9. Coûts opérationnels faibles.
10. Pas de surveillance contre la corrosion.
11. Faible coût de maintenance.
12. Longue durée de vie.
13. Service d'installation sur site expérimenté.
14. Des produits homogènes à travers le monde.

IV.6.2. Les applications des tuyaux PRV

Les tuyaux PRV sont fabriqués d'une manière spéciale selon un processus d'enroulement filamentaire continu qui les rend très solides et résistants à la rouille. Ils sont très efficaces dans les endroits où l'eau est acide, comme dans les canalisations qui transportent les eaux usées. Ces tuyaux sont également très légers et faciles à déplacer. Ils doivent être parfaitement fabriqués pour fonctionner correctement. Les tuyaux PRV sont utilisés dans de nombreux domaines, comme l'adduction d'eau potable, la lutte contre l'incendie, les applications d'eau de mer et d'eau dessalée, les centrales électriques, les déchets industriels et chimiques, ainsi que dans les applications d'assainissement et d'irrigation.

IV.6.3. Spécifications relatives aux tubes

IV.6.3.1. Diamètres

Les tuyaux PRV sont fournis dans des diamètres nominaux allant de DN 100 à DN 4000mm. Le diamètre nominal est le diamètre intérieur. Les diamètres supérieurs à 4000 mm sont disponibles sur demande.



Figure IV. 24. Mesure de diamètre nominal du tuyau en PRV

IV.6.3.2. Rigidité

Les systèmes de tuyaux PRV ont une rigidité initiale spécifique, c'est-à-dire la résistance du tuyau au moment de sa fabrication. Elle est mesurée en N/m^2 et correspond à la rigidité minimale qu'un tuyau doit avoir (ExI/D^3).

Tableau IV. 22. Classe de rigidité des tuyaux en PRV

Classe de rigidité (SN)	Rigidité (N/m^2)
2500	2500
5000	5000
10000	10000

IV.6.3.3. Pression

Les tuyaux PRV sont disponibles dans les classes de pression répertoriées ci-dessous :

Tableau IV. 23. Pression de service et pression d'épreuve des tuyaux en PRV

Pression de service	Pression d'épreuve
(PN)	(bar)
1 (gravitaire)	1 (gravitaire)
6	6
10	10
16	16
20	20
25	25
32	32

IV.6.3.4. Longueurs

Les tuyaux sont disponibles dans des longueurs standard de 6 et 12 mètres, mais des longueurs personnalisées jusqu'à 18 mètres peuvent être fournies sur demande. Les diamètres inférieurs à 300 mm sont disponibles dans des longueurs standard de 6 mètres.

IV.6.3.5. Débit

La surface intérieure parfaitement lisse des tuyaux permet un débit moyen de 3,00 m/s. Des débits de 4,00 m/s peuvent également être obtenus si l'eau transportée est propre et ne contient aucune matière abrasive.

IV.6.3.6. Joints

Les sections des tuyaux PRV sont généralement jointes à l'aide des manchons PRV.

Les tuyaux et les raccords sont disponibles séparément ou avec le manchon déjà présent à une extrémité. Les manchons sont munis d'un joint en caoutchouc spécial (appelé système REKA) qui s'insère dans une rainure à chaque extrémité du raccord. La profondeur du raccord est indiquée sur chaque extrémité du tuyau.

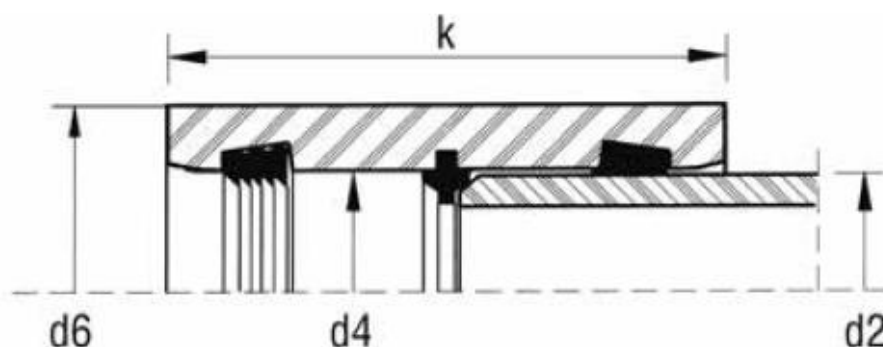


Figure IV. 25. Profondeur du raccord en PRV

Parmi les autres systèmes de raccord possibles, citons les raccords laminés et à brides

Il existe également des raccords avec des systèmes d'emboîtement biaxiaux tels que des raccords verrouillés et collés pour utilisation dans d'autres applications telles que des applications avec poussée biaxiale.


IV.6.4. Accessoires en PRV

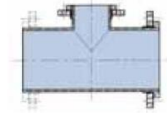
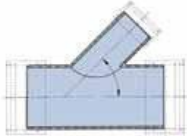
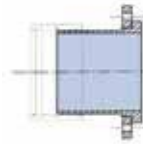
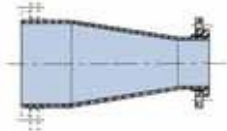

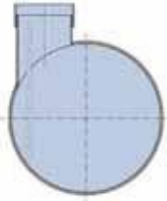
Tous les systèmes de canalisations nécessitent des accessoires. une vaste gamme d'accessoires PRV pour les systèmes d'adduction d'eau et d'assainissement tels que des coudes, des tés, des culottes, des brides, des cônes de réduction, des selles de branchements et des regards de visite.


Les accessoires PRV moulés couvrent généralement une gamme allant de DN 100 à DN 800. Les accessoires segmentés et laminés sont principalement utilisés à partir de DN 900 jusqu'à la dimension de production maximale.

Des tuyaux et accessoires spéciaux sont disponible avec joints verrouillés pour des réseaux souterrains sous pression avec poussée axiale. Cette solution remplace souvent l'installation de butées en béton et rend votre système plus efficace et économique.

Tableau IV. 24. Les accessoires en PRV

Accessoires	Désignation
	Coude 15-90°

	<p>Té 90°</p>
	<p>Culotte de branchement à 60°</p>
	<p>Joint avec collier</p>
	<p>Cône de réduction</p>
	<p>Pièce raccord : PRV - Grès PRV - PVC</p>
	<p>Té de visite tangentielle</p>

	<p>Regard de visite standard</p>
-----------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------

IV.7. La mise en service

Avant la mise en service du réseau d'AEP, il faut procéder à des essais de pression et à la désinfection des tronçons. Les épreuves des canalisations d'eau consistent à pressuriser l'eau à l'intérieur de la canalisation pour vérifier son étanchéité et sa résistance mécanique. Ces épreuves sont réalisées au fur et à mesure de l'avancement des travaux. L'essai des canalisations sous pression hydraulique constitue la dernière étape avant la réception du réseau d'eau potable. Sauf stipulation contraire, les épreuves des tronçons de canalisations sont en principe réalisées après le remblayage partiel de la tranchée.

IV.7.1. Préparation de l'essai

La préparation des essais se fait en expurgeant tous les corps étrangers des canalisations avant la mise en pression. Le matériel d'épreuve est installé au point le plus bas de la canalisation pour faciliter l'expulsion de l'air lors du remplissage de la canalisation. L'utilisation d'un équipement de mise en pression adéquat est nécessaire pour maintenir les pressions requises lors des essais. Les longueurs des tronçons à éprouver dépendent du diamètre de la canalisation et des conditions de chantier. Avant de remplir la canalisation, il est important de s'assurer que tous les robinets d'arrêt et tous les systèmes de purge d'air sont ouverts. L'eau utilisée pour les essais doit être de préférence de l'eau potable et sa température ne doit pas dépasser 45°C

Les longueurs des tronçons à éprouver dépendent du diamètre de la canalisation et des conditions de chantier. Pour les grandes canalisations, l'essai est effectué sur des tronçons n'excédant pas 500 m de longueur. La longueur optimale pour les essais devra se situer de préférence entre 300 et 500 mètres.

Il est recommandé d'installer des systèmes de mesure du remplissage et de vidange de la canalisation aux extrémités pour effectuer l'essai. Les conditions requises pour l'essai sont les suivantes :

- La température de l'eau doit être inférieure à 45 °C

- La durée de l'essai doit être d'au moins une heure, avec un maximum de vingt-quatre (24) heures.,
- La pression d'épreuve ne doit pas dépasser 1,5 fois la pression nominale prévue pour l'élément le plus faible de la canalisation.

IV.7.2. Mise en pression

La mise en pression consiste à pressuriser l'eau à l'intérieur de la canalisation pour vérifier son étanchéité et sa résistance mécanique. Après une mise en pression préalable de 5 minutes à la pression d'épreuve, les purges situées à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre sont ouvertes pour vérifier qu'il n'y a aucun obstacle à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé.

La pression est ensuite rétablie à la pression d'épreuve pendant le temps prescrit, en prenant toutes les précautions nécessaires pour éviter les coups de bélier dans la canalisation.

IV.7.3. Modalités des épreuves

IV.7.3.1. Exécution de l'essai

Pour l'exécution de l'essai, il est important d'observer les manomètres et d'enregistrer la vitesse de montée en pression pendant la mise en pression. Après avoir laissé suffisamment de temps à la canalisation pour se stabiliser, l'épreuve de pression peut être effectuée de manière régulière en suivant les étapes suivantes :

- Laisser monter la pression jusqu'à l'obtention de la pression d'épreuve spécifiée au point bas du tronçon,
- Fermer les robinets,
- Maintenir la pression à ce niveau pendant une heure,
- Débrancher le matériel de mise en pression à
- Ne plus laisser entrer d'eau dans le tronçon soumis à l'essai pendant l'heure qui suit

IV.7.3.2. Interprétation des résultats

Si une chute de pression est constatée pendant la durée de l'essai, la pression d'épreuve de départ est rétablie en injectant une quantité d'eau supplémentaire mesurée dans le tronçon d'essai.

L'essai est considéré comme satisfaisant si les conditions suivantes sont remplies :

- Il n'y a pas de chute de pression (il est même possible qu'il y ait une légère augmentation en raison d'un changement de température ou d'un retrait de la matière),

- La quantité d'eau mesurée nécessaire pour rétablir la pression à la pression d'épreuve est inférieure à la valeur maximale admissible suivante :
- 3 litres par kilomètre de canalisation par 25 mm de diamètre intérieur par 3 bars de pression d'essai et par 24 heures.
- Pour les canalisations ne dépassant pas trente (30) mètres de longueur et 63mm de diamètre, la perte de pression après la période d'épreuve d'une heure ne doit pas dépasser 0,5 bars.

À la fin de l'essai, il est important de relâcher graduellement la pression résiduelle, car la décompression rapide de tout l'air peut provoquer des coups de pression potentiellement dangereux pour la canalisation et pour le personnel chargé des essais. Si l'essai n'est pas satisfaisant, il sera nécessaire de corriger tous les défauts constatés et de reprendre toute la procédure jusqu'à l'obtention d'un résultat satisfaisant.

IV.7.3.3. Désinfection

La désinfection est réalisée dans les cas suivants :

- avant la mise en service du tronçon neuf
- après réparation ou travaux sur le réseau existant.

Pour cela, il faut procéder à la mise en charge du tronçon et fermer les vannes.

Produits utilisés généralement : eau de javel ou du HTH,

Temps de contact : 24 h

Procéder aux contrôles de qualité de l'eau

Pour la désinfection, il faut connaître le diamètre et la longueur de la conduite Exemple : Calculer le volume d'eau à désinfecter avant la mise en service d'un tronçon de 150 mètres de longueur et de 125 mm diamètre.

IV.8. Repérage, plans d'exécution et signalisation

L'identification des conduites doit comprendre :

- La nature, la section et le linéaire du tuyau
- La cote des canalisations et de ses éléments (vannes, ventouses, etc...)
- Les différents symboles identifiant toutes les pièces et ouvrages composant le réseau

Le repérage des conduites consiste à tracer des lignes ou des symboles sur le sol pour indiquer l'emplacement des conduites. Le repérage des conduites dépend du matériau utilisé :

- Des canalisations métalliques
- Des canalisations non métalliques
- La localisation de canalisation consiste à détecter une conduite souterraine sans creuser la terre

IV.9. Pose de conduites

Les étapes courantes pour la pose de conduites :

- **Préparation du site** : Cette étape consiste à préparer le site en retirant les obstacles et en nivelant le sol.
- **Tracé de la tranchée** : Le tracé de la tranchée est réalisé en utilisant les techniques de repérage et signalisation mentionnées précédemment pour indiquer l'emplacement des conduites.
- **Excavation de la tranchée** : L'excavation de la tranchée est réalisée en utilisant des pelles mécaniques ou des excavatrices pour creuser la tranchée en suivant le tracé précédemment défini.
- **Pose des conduites** : Les conduites sont posées dans la tranchée en suivant les plans de construction et en respectant les normes et les réglementations en vigueur.
- **Remblaiement de la tranchée** : La tranchée est remblayée avec du sable, terre tamisée et terre tous venants pour protéger les conduites et stabiliser le sol.
- **Test de la ligne** : Une fois les conduites posées, une série de tests sont réalisés pour s'assurer qu'elles fonctionnent correctement. Ces tests comprennent des tests de pression et des tests de fuite.
- **Rétablissement du site** : Enfin, une fois que les tests ont été réalisés et que les conduites ont été approuvées, le site est rétabli en remplaçant la terre retirée et en rétablissant les surfaces d'origine.

CHAPITRE V : RESEAUX DE DISTRIBUTION DES EAUX

Ce chapitre fournit un aperçu complet de la conception et de l'exploitation des réseaux de distribution d'eau, qui sont essentiels pour garantir la fourniture d'une eau potable sûre et fiable aux populations urbaines

V.1. Généralité

Lors de la conception d'un réseau, il est impératif d'identifier et de prendre dûment en compte les circonstances les plus importantes pour garantir des performances satisfaisantes du réseau dans de tels scénarios. Les situations qui s'ensuivent méritent d'être prises en compte :

- Consommation pointe horaire
- Consommation quotidienne maximale pendant un ou plusieurs cas d'incendie
- Consommation quotidienne maximale en cas de rupture d'une canalisation secondaire ou primaire
- Situations exceptionnelles

Cela garantit à son tour qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli de manière adéquate pendant la période spécifiée, en particulier la nuit lorsque la consommation est minimale, etc.

V.2. Type de réseau.

Les types de réseaux sont les suivants :

V.2.1. Le réseau maillé

C'est un réseau interconnecté, permet une alimentation en retour, où l'eau peut circuler dans plusieurs sens. Il est plus fiable, plus coûteux mais plus complexes à calculer.

a- Avantages :

- Meilleure fiabilité grâce aux possibilités de secours
- Possibilité de modifier le schéma de distribution pour s'adapter à l'évolution de la ville
- Absence de baisse de pression significative

b- Inconvénients :

- Coût de construction plus élevé (canalisations supplémentaires)
- Complexité des calculs pour répartir les débits
- Risque de perturbation des organes de réglage (vannes et débitmètres)
- Difficulté de localisation des fuites (nécessite une sectorisation poussée)

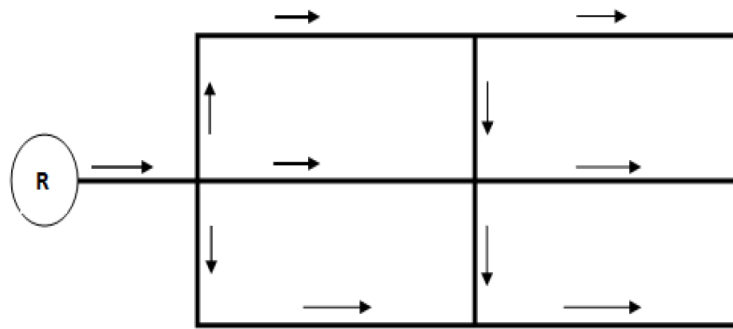


Figure V. 1. Réseau maillé

V.2.2. Le réseau ramifié

C'est un réseau en arbre où l'eau circule toujours dans le même sens. Il est simple à calculer, économique mais peu fiables en cas de rupture.

a- Avantages :

- Simples à calculer et à mettre en œuvre
- Coût de construction faible

b- Inconvénients :

- Manque de fiabilité en cas de rupture ou de fuite
- Difficulté d'alimentation en cas de travaux ou de réparation
- Risque de baisse de pression en bout de réseau

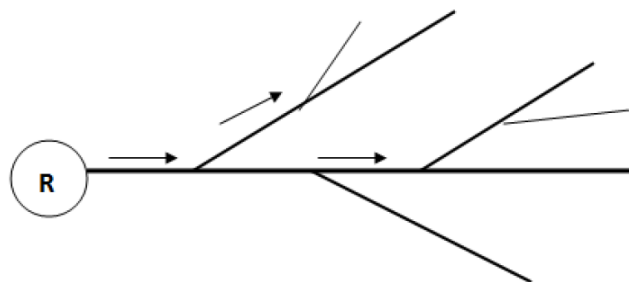


Figure V. 2. Réseau ramifié

V.2.3. Le réseau étagé

Un système d'alimentation en eau potable à plusieurs niveaux est un système de distribution qui utilise la gravité pour acheminer l'eau d'un réservoir supérieur vers des régions plus basses. Dans les régions

montagneuses, où l'approvisionnement en eau des zones plus élevées à l'aide de pompes n'est pas pratique, les réseaux à plusieurs niveaux sont couramment utilisés.

Le réseau étagé est composé de plusieurs niveaux d'altitude où chaque niveau alimente le niveau suivant. Le niveau le plus élevé est fourni par un réservoir ou une source d'eau naturelle située à une altitude plus élevée. L'eau est stockée dans ce réservoir puis transportée vers un réservoir situé à une altitude inférieure, où elle est stockée et distribuée à un niveau inférieur. Ce processus est répété jusqu'à ce que l'eau atteigne les zones les plus basses du réseau.

Le réseau étagé peut être conçu de différentes manières, en fonction des caractéristiques topographiques de la région.

- Le schéma de conception en étoile, dans lequel plusieurs niveaux sont alimentés à partir d'un réservoir central situé à la plus haute altitude, est le schéma de conception le plus courant. Ce système est fréquemment utilisé dans les zones urbaines.
- Le schéma de conception en cascade, quant à lui, implique l'acheminement de l'eau d'un niveau à l'autre via une série de réservoirs et de tuyaux. Ce schéma de conception est souvent utilisé dans les zones rurales.

Les réseaux étagés peuvent être conçus pour fonctionner de manière autonome, ou ils peuvent être intégrés à un système plus grand, comprenant des pompes et des réservoirs de stockage. Le choix dépendra des conditions topographiques locales et des besoins en eau de la région.

- a) **Avantages :** l'un des principaux avantages des réseaux d'approvisionnement en eau à plusieurs niveaux est qu'ils sont très efficaces en termes d'utilisation de l'énergie et de distribution de l'eau. Ils permettent également un meilleur contrôle de la qualité de l'eau, puisque chaque niveau peut être surveillé et régulé séparément.
- b) **Inconvénients :** l'un des principaux est la complexité et le coût accrus de l'installation et de l'entretien. En outre, si une partie du réseau est endommagée ou fonctionne mal, cela peut avoir des répercussions sur l'ensemble du système.

Mais dans l'ensemble, les réseaux étagés offrent de nombreux avantages qui en font un choix populaire pour de nombreuses collectivités et services publics.

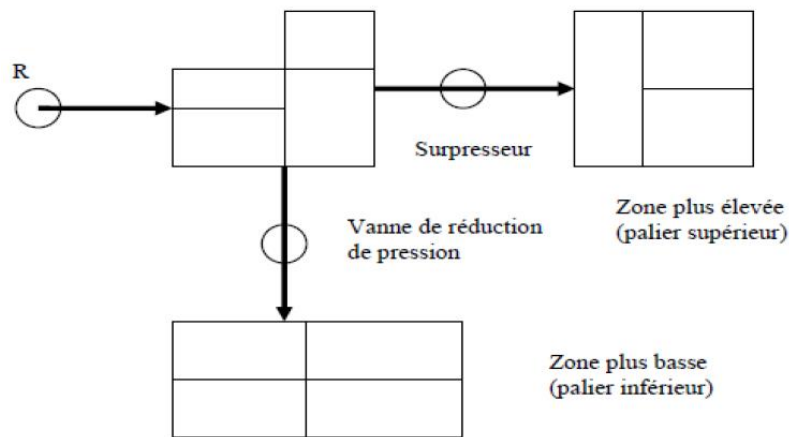


Figure V. 3. Réseau étagé

V.2.4. Un réseau mixte

Comprenant à la fois des conduites ramifiées et maillées, se caractérise par la présence d'une section ramifiée et d'un autre segment maillé. Une telle configuration est fréquemment utilisée pour desservir les quartiers situés à la périphérie des zones urbaines en tirant parti des ramifications des maillages utilisés dans le centre-ville

V.3. Considérations hydrauliques

Les considérations à prendre en compte dans le dimensionnement d'un réseau de distribution des eaux sont les suivantes :

- **Le débit** : il doit être estimé avec précision en fonction des besoins en eau de l'agglomération à alimenter, en particulier pendant l'heure de pointe.
- **Le choix du diamètre des conduites** : il doit tenir compte des diamètres normalisés par les fournisseurs de conduite, des besoins en eau prévus, de la présence éventuelle de bouches d'incendie et ne pas descendre en dessous de 0,060 m.
- **La pression** : Le réseau doit satisfaire à différentes conditions de pression. Il s'agit notamment de prévoir une charge minimale de 3 m sur les robinets les plus hauts, En outre, il est impératif d'éviter les pressions supérieures à 40 m ; si cela n'est pas possible, des réducteurs de pression ou un plan de distribution échelonné doivent être mis en œuvre. De plus, les conduites équipées de bouches d'incendie doivent être capables de fournir une pression au sol minimale de 10 m en cas d'incendie, en tout point du réseau de distribution.
- **La vitesse** : La vitesse de l'eau dans n'importe quel diamètre sélectionné d'une conduite de distribution donnée se situe généralement entre 0,50 et 1,0 m/s. Il convient de noter que des vitesses inférieures à 0,50 m/s prédisposent à des dépôts solides dans les conduites, tandis que

des vitesses supérieures à 1,0 m/s peuvent potentiellement provoquer le coup de bélier. Dans les situations concernant les routes secondaires, il peut s'avérer nécessaire de mettre en place des dispositifs d'évacuation méthodiques à des points spécifiques, tels que les vannes de lavage ou d'arrosage, ou les manœuvres des pompiers, car des vitesses inférieures à 0,50 m/s sont fréquemment observées. En cas d'incendie, des vitesses supérieures allant jusqu'à 2,50 m/s sont généralement considérées comme acceptables.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions suivantes au sol, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau):

- 12 à 15 m pour un étage
- 16 à 19 m pour 2 étages
- 20 à 23 m pour 3 étages
- 24 à 27 m pour 4 étages
- 29 à 32 m pour 5 étages
- 33 à 36 m pour 6 étages
- 37 à 40 m pour 7 étages

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans les sous-sols, des groupes surpresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution.

V.4. Principes de calcul

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds qui représentent des points importants tels que des réservoirs, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, des points d'extrémité du réseau, vannes et autres.

V.4.1. Débit en route

Dans une conduite d'adduction, le débit d'eau est constant. Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. Chaque tronçon de distribution, matérialisé par deux nœuds, est alors caractérisé par deux débits: un débit d'extrémité (qui doit, tout simplement, transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté Q_t) et un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r).

le débit en route (Q_r) est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon. Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon, est calculé par l'une des deux méthodes suivantes:

Proportionnellement à la surface desservie par le tronçon : En fonction du nombre d'usagers à desservir par le tronçon pendant l'heure de pointe. Il faut alors subdiviser l'agglomération en plusieurs zones suivant leur source (tronçon) d'alimentation.

$$Q_r(AB) = Q_{\max}(\text{zone 1}) + Q_{\max}(\text{zone 2})$$

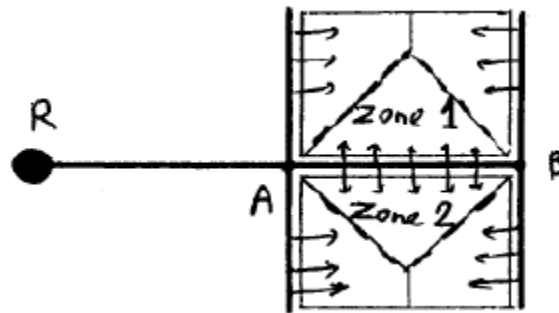


Figure V. 4. Répartition du débit en route proportionnel à la surface desservie

Proportionnellement à la longueur desservie par le tronçon : En utilisant le débit spécifique avec q_{sp} : Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{tot} / L_{tot}$$

L_{tot} : Longueur totale du réseau de distribution.

Q_{tot} : Débit de point total consommé par l'agglomération.

Cette deuxième méthode, bien qu'elle soit moins précise, peut être utilisée dans l'alimentation des zones rurales ou, éventuellement, quand la consommation est homogène dans toutes les zones à alimenter.

Le long d'un tronçon de distribution, le débit est donc variable. La question qui se pose alors est la suivante : Avec quel débit faut-il calculer la perte de charge dans le tronçon ?

On utilise donc un débit fictif appelé débit de calcul (Q_c) supposé constant sur tout le tronçon

$$Q_c = Q_t + 0,55 \cdot Q_r$$

avec : Q_t est le débit transité

L'utilisation de cette valeur du débit fictif Q_c , supposé constant, reviendrait à remplacer le débit Q_r consommé par les abonnés situés tout le long de la conduite par deux grands consommateurs (voir Figure V.5) :

- Le premier, situé au nœud amont A, qui consommerait $0,45 \cdot Q_r$
- Le second, situé au nœud aval B, et qui consommerait $0,55 \cdot Q_r$

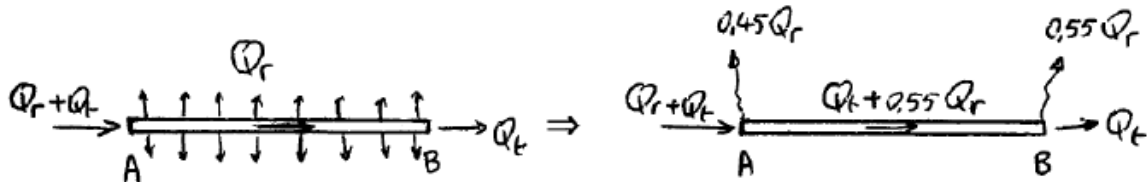


Figure V. 5. Illustration du concept du débit fictif Q_c

Ce calcul rigoureux est employé surtout pour l'étude des réseaux importants. En ce qui concerne les installations moyennes, on peut, sans grand inconvénient, puisqu'il introduit, en fait, une sécurité, faire le calcul avec le débit d'amont, sauf pour les conduites en impasse. C'est ordinairement, le calcul adopté en avant-projet.

L'utilisation de l'expression citée en avant pour la détermination du débit de calcul équivalent suppose que l'on connaît les sens de l'écoulement dans tous les tronçons de distribution. C'est le cas pour un réseau ramifié.

En revanche, dans le cas d'un réseau maillé, on ne connaît pas, a priori, le sens de l'écoulement dans tous les tronçons du réseau. D'autant plus que, au cours des itérations de calcul d'un réseau maillé, le sens de l'écoulement peut s'inverser dans quelques tronçons.

V.4.2. Calcul d'une conduite sans débit en route

Pour le tronçon entre le réservoir et le premier nœud, il n'y a généralement pas de consommation (débit en route). Cette partie est dimensionnée de la même manière qu'une adduction gravitaire.

Il suffit de rechercher le diamètre qui permet d'écouler le débit avec une vitesse raisonnable. La perte de charge totale doit être telle qu'à l'extrémité de la conduite il reste, au sol, une pression suffisante.

V.5. Calcul de réseaux ramifiés

Pour un réseau de distribution, les débits de consommation de pointe peuvent être déterminés grâce à une analyse des besoins en eau. Le choix de l'itinéraire et de l'emplacement appropriés des nœuds informatiques doit être effectué dans une limite de 1000 mètres. Ensuite, la longueur des sections et les dimensions des nœuds au sol peuvent être déduites.

Les réseaux ramifiés sont calculés en partant de l'extrémité aval du réseau, en montant d'une section à l'autre jusqu'au réservoir. Les procédures impliquées dans ce processus sont les suivantes :

1. Détermination du sens d'écoulement de l'eau.
2. Répartition des débits en route (Q_r) selon les différents tronçons.
3. Calcul du débit transité (Q_t) et du débit calculé (Q_c) par $Q_c = Q_t + 0,55 \cdot Q_r$ Pour ce faire, il est essentiel de partir de l'extrémité aval du réseau et de remonter de proche en proche jusqu'au réservoir.
4. Sélection d'un diamètre approprié (D) permettant d'écouler le débit calculé (Q_c) avec une vitesse acceptable (entre 0,50 et 1,50 m/s).
5. Calculer la perte de charge avec Q_c .
6. Calcul de la charge hydraulique en chaque nœud et en déduire la pression au sol.
7. Vérification des conditions d'incendie

Si la pression au sol est insuffisante, il est nécessaire de répéter les calculs en utilisant un diamètre plus grand afin de réduire les pertes de charge. Pour des raisons de sécurité.

Par sécurité, on prend comme côte piézométrique de départ (H piézométrique amont), la côte de radier du réservoir.

Après avoir effectué les calculs requis, il est satisfaisant de reporter les emplacements des tuyaux à une échelle appropriée, ainsi que leurs diamètres correspondants. L'étape suivante consiste à générer profil en long des conduites et les profils piézométriques correspondants.

a) Exemple de calcul

A titre d'exemple, on effectuera le calcul d'un réseau simple en suivant les démarches citées au-dessus.

Une ville dont le schéma de distribution est représenté par la (Figure V.6) compte 2000 habitants.

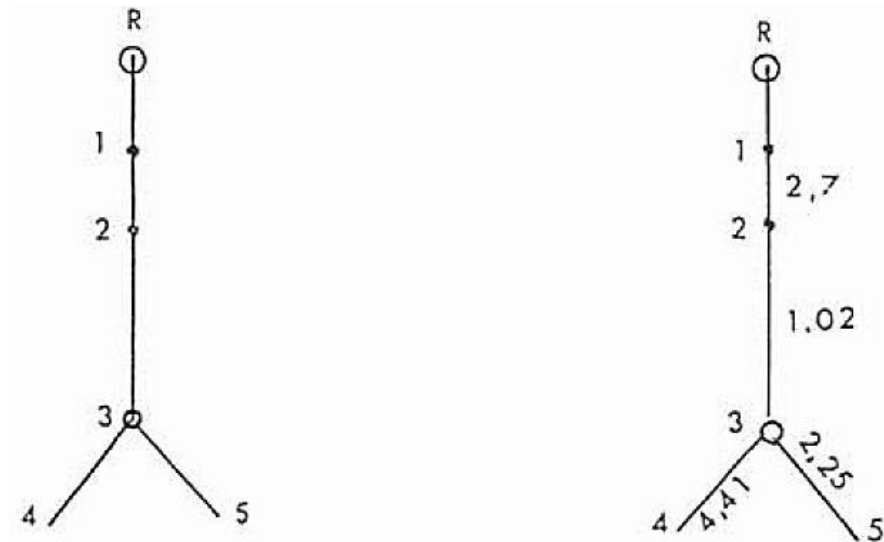


Figure V. 6. Schéma de distribution ramifié de la ville

A raison de 150 l/hab/j, la consommation journalière est de :

$$2000 * 0,150 = 300 \text{ m}^3 = 3,47 \text{ l/s}$$

Par habitants : =0.0017 l/s

Ayant le nombre d'habitant desservi par chaque tronçon avec leurs longueurs, on dresse quatre tableaux :

- (Tableau V.1) suivant l'étape 2.
- (Tableau V.2) suivant l'étape 3.
- (Tableau V.3) suivant les étapes 4, 5 et 6.
- (Tableau V.4) suivant l'étape 7.

Tableau V. 1. Calcul des débits en route par tronçon

Tronçons	Nombre d'habitants	Consommation l/s	
		moyenne	de pointe (k = 3)
R – 1	0	–	–
1 – 2	520	$0,0017 \times 520 = 0,90$	2,70
2 – 3	200	$0,0017 \times 200 = 0,34$	1,02
3 – 4	850	$0,0017 \times 850 = 1,47$	4,41
3 – 5	430	$0,0017 \times 430 = 0,75$	2,25
	2000		10,38

Tableau V. 2. Calcul des débits transités (Qt) et en route (Qc)

Tronçons	Débits l/s		
	en route	transité	calculé
3 – 4	4,41	–	2,42
3 – 5	2,25	–	1,24
2 – 3	1,02	6,66	7,22
1 – 2	2,70	7,68	9,17
R – 1	–	10,38	10,38

Tableau V. 3. Calcul des diamètres des conduites

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. piéz. amont (m)	H. piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	10,38	0,0055	2,75	0,60	50,00	47,25	20	27,25
1 – 2	520	0,150	10,38	0,0055	2,86	0,60	47,25	44,39	21	23,39
2 – 3	200	0,125	7,68	0,008	1,60	0,65	44,39	42,79	18	24,79
3 – 4	400	0,080	2,42	0,008	3,20	0,50	42,79	39,59	17	22,59
3 – 5	100	0,060	1,24	0,022	2,20	0,25	42,79	40,59	16	24,59

j , J et V sont respectivement la perte de charge unitaire, totale et la vitesse d'écoulement.

Tableau V. 4. Vérification de la condition d'incendie

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. piéz. amont (m)	H. piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pression au sol (m)
R – 1	500	0,150	17	0,016	8	1,00	50,00	42,00	20	22
1 – 2	520	0,150	17	0,016	8,32	1,00	47,00	33,68	21	12
2 – 3	200	0,125	17	0,042	8,40	1,40	33,68	25,28	18	7,28
3 – 4	400	0,080	17	j très grand					17	
3 – 5	100	0,060	17						16	

C'est ainsi que, jusqu'en 3, il est possible d'installer des bouches d'incendie.

La dernière sera posée au nœud 3 et, puisque la distance 3-5 est relativement courte, le feu pourrait être combattu à partir de ce point.

V.6. Calcul des réseaux maillés

Le calcul des réseaux ramifiés ne pose aucune difficulté, alors que les réseaux maillés sont plus complexes. Diverses méthodes ont été utilisées pour effectuer ce calcul, et l'une des techniques les plus couramment utilisées est la méthode Hardy Cross, qui repose sur des approximations successives.

V.6.1. Méthode de Hardy-Cross

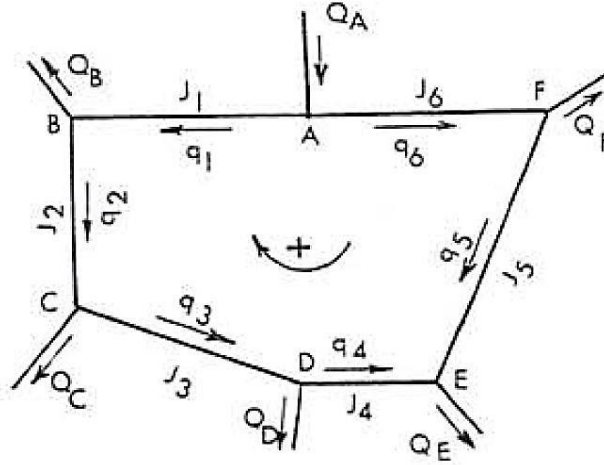


Figure V. 7. Illustration des sens d'écoulement dans une maille

La méthode repose sur deux lois fondamentales.

La première loi stipule que la somme des flux arrivant à un nœud est égale à la somme des flux sortant de celui-ci. Par conséquent, On a donc pour le nœud A (Figure V.7), et pour le sens d'écoulement supposé indiqué par les flèches :

$$Q_A = q_6 + q_1 \quad (25)$$

La deuxième loi, appliquée au schéma ABCDEF, stipule que le long d'une trajectoire orientée et fermée, la somme algébrique des pertes de charge est nulle. Cette loi implique que les pertes de charge générées par les débits dans des directions opposées le long du trajet de l'AFE et de l'ABCDE sont égales.

$$J_6 + J_5 - J_4 - J_3 - J_2 - J_1 = 0 \quad (26)$$

La méthode Hardy-Cross consiste à fixer une distribution supposée des flux et une direction supposée du flux dans chaque maille tout en respectant la première loi. Les diamètres des tuyaux sont ensuite choisis en fonction des vitesses admissibles, et les pertes de charge correspondantes sont calculées. La validation de la seconde loi est ensuite vérifiée. Habituellement, cette égalité

n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier la répartition initiale supposée des débits (Δq_1) afin de rectifier en conséquence les valeurs de perte de charge.

Dans l'exemple de la (Figure V.7), si on ajoute au débit q_1 une valeur, il faudra la déduire de q_2 afin que la somme Q_A reste la même.

Sachant que les pertes de charge (J) sont proportionnelles au carré des débits, on peut écrire :

R_1 et R_6 représentant les résistances des conduites sur les longueurs L_1 et L_6 .

En conséquence, la deuxième loi appliquée aux débits rectifiés donne :

En négligeant les termes en Δq_1^2 , on trouve :

Ou puisque : et

En étendant le raisonnement à un contour fermé quelconque ; on obtient :

Grâce à l'exécution de plusieurs itérations et à l'évaluation cohérente de la deuxième loi, on observe que la somme algébrique des pertes de charge approche de zéro. Le processus s'arrête lorsqu'une valeur trop faible est atteinte (par exemple, $<0,01$).

Dans le contexte d'une conduite commune (EF) reliant deux mailles (figure V.8), il peut être considéré comme comprenant un constituant de l'une ou l'autre maille.

S'il est considéré comme faisant partie de la maille I et en supposant une direction de flux désignée dans EF comme indiqué par la flèche, le flux q qui traverse cette conduite doit, conformément aux conventions de signe, se voir attribuer un signe positif (et négatif s'elle est considérée dans la maille II).

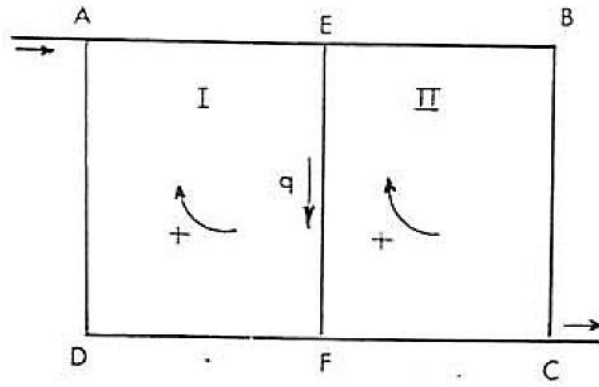


Figure V. 8. Conduite commune entre deux mailles

La correction du débit de la conduite EF pour cet exemple se fait donc $+\Delta q_I$ pour la maille I puisque le débit q est positif. Alors que pour la maille II, la correction du débit se fait par $-\Delta q_{II}$.

D'où la correction finale du débit EF :

$$\Delta q = +\Delta q_I - \Delta q_{II}$$

V.6.2. Autres méthodes de résolutions

La méthodologie Hardy-Cross, ainsi que d'autres approches, telles que la méthodologie graphique et les méthodologies expérimentales par analogie, existent depuis longtemps. Cependant, avec l'avènement des outils informatiques avancés, des méthodologies alternatives sont fréquemment utilisées dans les logiciels modernes. L'approche Newton-Raphson et la méthode matricielle par mailles sont de bons exemples de telles techniques.

V.7. Rendements des réseaux

Le rendement d'un réseau dépend de ses indicateurs de performance. Généralement, la principale tâche d'entretien d'un réseau de distribution d'eau potable consiste à vérifier régulièrement son étanchéité.

En outre, les opérateurs ont accès à diverses méthodes et techniques autres que les enquêtes sur site, telles que l'opération de recherche de fuites.

Des fuites peuvent se produire sur différents composants du réseau, notamment les tuyaux, les accessoires et les connexions spéciales. Il existe trois catégories principales de fuites, dont la gravité augmente en fonction de leur taux de fuite :

- Fuites diffuses : ces fuites présentent un faible débit qui rend leur localisation impossible avec les techniques actuelles ;

- Fuites détectables non visibles : ces fuites sont imperceptibles mais détectables par les moyens d'investigation conventionnels ;
- Fuites visibles : ces fuites sont identifiables en surface, par exemple lors d'une excavation ou d'un écoulement.

V.7.1. Recherche et localisation fuites

V.7.1.1. Méthodologie

La recherche des fuites sur les systèmes de distribution comporte plusieurs étapes :

- Mesure globale des fuites et détermination des parties de réseaux susceptibles de posséder les fuites les plus importantes.
- La recherche et la localisation de fuites sur les canalisations enterrées, afin que l'on puisse procéder dans les meilleurs délais à la réparation ou à la rénovation des secteurs jugés trop défectueux.

Tous les appareils que nous allons voir plus en détail par la suite sont basés sur le principe suivant :

- L'eau circulant sous pression à l'intérieur d'une canalisation crée des vibrations acoustiques en s'échappant d'un orifice occasionné par une défectuosité de la conduite.
- Ces vibrations ont une fréquence audible variable, suivant de nombreux paramètres (généralement entre 100 et 2 000 à 3 000 Hz).
- Elles se propagent plus ou moins le long des conduites et dans le sol où l'atténuation peut être très rapide comme le montre le schéma ci-contre »
- Depuis longtemps, la méthode employée pour rechercher et localiser les fuites n'a pas évolué : elle consiste à écouter et analyser les bruits captés sur le sol ou sur les conduites.

Les appareils mis à la disposition de l'exploitant sont pratiquement tous basés sur le principe du stéthoscope, complété ensuite par des systèmes amplificateurs mécaniques ou électroniques. On peut les classer en trois catégories :

- a) Les amplificateurs mécaniques,
- b) Les amplificateurs électroniques;
- c) Les autres procédés.

V.7.1.2. Les amplificateurs mécaniques

Pour, situer les fuites, nos aînés dans la profession utilisaient la clé de manœuvre. En posant une extrémité sur un point de la conduite et en collant l'oreille sur l'autre extrémité, ils pouvaient, en cas de fuite, entendre le bruit propagé sur une section du réseau; la transmission étant faible, il fallait une oreille exercée pour en apprécier l'éloignement afin de la localiser précisément.

Les détecteurs mécaniques sont de conception simple et peu coûteux. Parmi les plus répandus, on distingue :

- a) **L'hydrophone** : C'est un cornet acoustique renfermant un vibreur amplificateur qui s'adapte sur des allonges métalliques ou des cannes de bambou, le bambou offrant une transmission plus fidèle des bruits. Par contre, il demande un orifice d'accès à la conduite un peu plus important.
- a) **L'hydrosol** : Il est composé d'une membrane vibrante reliée à une cloche métallique formant caisse de résonance sur laquelle est emboîtée une tige métallique servant de capteur.

Les détecteurs mécaniques sont généralement utilisés pour des écoutes directes sur le réseau. L'atténuation est beaucoup moins rapide en fonction de la distance, la conduite est relativement protégée des bruits de la rue et le bruit de fuite pourra être assez bien reconnu par une oreille exercée.

Les résultats sont tributaires de l'environnement. Si celui-ci est trop bruyant, comme c'est fréquemment le cas en milieu urbain, il est nécessaire d'avoir recours au travail de nuit. Il faut noter que le matériau de la conduite a plus ou moins la faculté de conduire le bruit de la fuite. Par exemple, le plastique amortit beaucoup plus rapidement les vibrations consécutives à la fuite d'eau que l'acier.



Figure V. 9. Amplificateur acoustique mécanique (Hydrosol)

V.7.1.3. Les amplificateurs électroniques

Ils sont basés sur le même principe que les détecteurs mécaniques. Ils sont composés de trois éléments principaux :

1. Un capteur
2. Un amplificateur
3. Des écouteurs

Ces détecteurs sont beaucoup plus sensibles que les détecteurs mécaniques et l'amplification importante du signal capté permet des recherches et des localisations plus précises par écoute directe du sol.

La méthode générale d'utilisation de ce type d'appareil consiste à écouter et analyser les bruits captés par contact direct sur les appareils reliés au réseau (carrés de robinet, arrivées au compteur).

Dès l'amorce d'un bruit de fuite, il faudra rechercher le bruit maximal entre deux branchements, puis localiser le point de fuite par écoute au sol.

Comme pour les amplificateurs mécaniques, les amplificateurs électroniques sont tributaires du bruit du milieu environnant et, là aussi, il faut généralement avoir recours à des recherches nocturnes. La recherche de fuites avec ces deux types d'appareils nécessite également une certaine habitude de l'appareil pour obtenir de bons résultats.

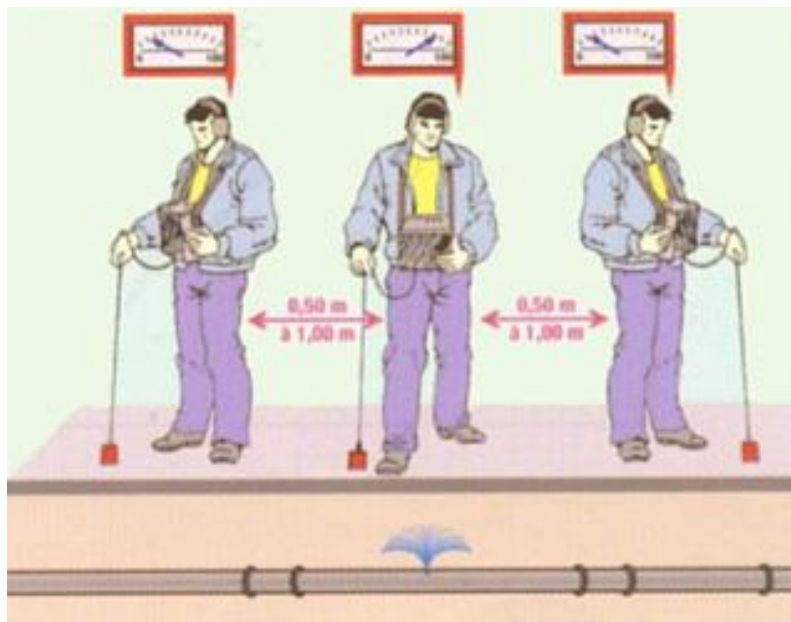


Figure V. 10. Détection acoustique de fuites avec un amplificateur électronique

V.7.1.4. Corrélation acoustique

Une fuite d'eau est source de bruit et génère des vibrations qui se propagent sur la canalisation. La technique de recherches de fuites consiste à poser deux capteurs distants sur la canalisation et une unité centrale de corrélation de bruit va analyser les ondes transmises et les vibrations pour calculer les distances entre les capteurs et la fuite.

Elle utilise trois propriétés du bruit de fuite, qu'il est en général seul, par rapport aux bruits environnants, à réunir simultanément :

1. La première est relative à sa production : le bruit de fuite est "aléatoire", c'est-à-dire que son évolution dans le temps ne correspond à aucune règle, comme peut l'illustrer la courbe suivante.
2. La deuxième est relative à sa propagation dans la conduite : cette propagation se fait à vitesse égale de part et d'autre de la fuite (si le matériau est homogène et les tuyaux de même section).
3. La troisième est sa permanence dans le temps, contrairement à la plupart des autres bruits parasites.

L'appareil de réception comprenant un corrélateur compare les deux signaux et fait subir à l'un d'eux toute une série de décalages dans le temps permettant d'identifier celui qui compense exactement la différence des temps de propagation des deux signaux. Le système permet donc d'obtenir simultanément la confirmation de la présence d'une fuite (s'il y a ressemblance entre les deux signaux captés) et sa localisation (par repérage du décalage correspondant à cette ressemblance).

L'équipement se compose :

1. De deux capteurs pour la saisie des vibrations de la conduite engendrées par la fuite,
2. De deux amplificateurs associés aux capteurs.
3. De deux liaisons entre les capteurs et l'unité de traitement assurées par câbles ou par voie radio.
4. D'un dispositif de filtrage des signaux recueillis qui n'intervient que s'il se présente un bruit parasite périodique ou même un bruit de fuite périodique.
5. D'un dispositif d'amplification automatique susceptible de redonner une amplitude suffisante aux signaux après filtrage.
6. Du corrélateur qui constitue l'unité centrale
7. De périphériques constitués :

- d'un magnétophone pour enregistrer les bruits de fuites;
- d'un micro-ordinateur avec imprimante pour effectuer des calculs particuliers.



Figure V. 11. Corrélation acoustique pour recherche des fuites d'eau (<https://www.zinfos974.com>)

V.8. Exercices et solutions

Exercices et solutions

1) Une conduite d'AEP 2-3, assurant un débit en route $Q_{r2-3} = 30 \text{ l/s}$ et un débit transité $Q_3 = 17 \text{ l/s}$ au point 3, est reliée à un réservoir par une conduite d'amené 1-2. Si la pression deservice (pression au sol) à assurer au point 3 est $P_{sol\ 3} = 20 \text{ m}$

- Calculer la côte de radier du réservoir A.

On donne :

La côte de terrain naturel du point 3 : $Z_3 = 20 \text{ m}$. La cote de terrain naturel du point 2 : $Z_2 = 17.5 \text{ m}$.

La conduite 2-3 a une longueur $L_{2-3} = 250 \text{ m}$ et un diamètre $D_{2-3} = 250 \text{ mm}$ La conduite 1-2 a une longueur $L_{1-2} = 1 \text{ km}$ et un diamètre $D_{1-2} = 300 \text{ mm}$ Le coefficient de perte de charge est pris égal à $\lambda = 0.02$

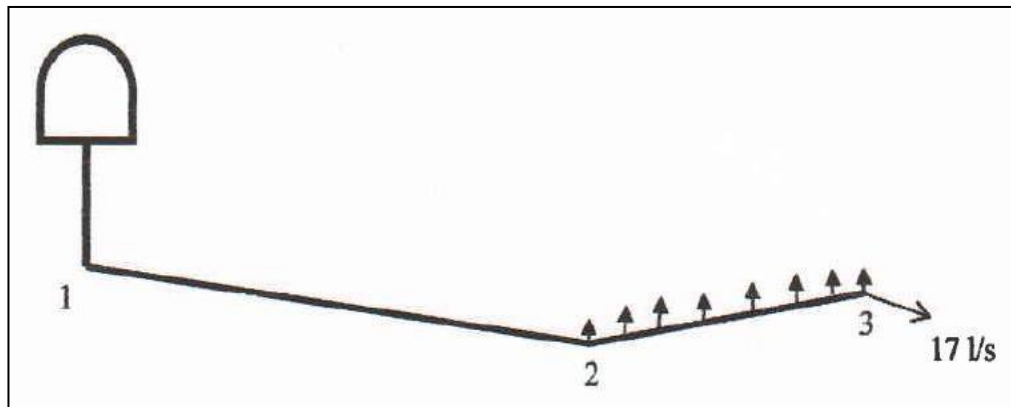


Figure V. 12. Schéma descriptif N°01.

Si la côte du point 1 est $Z_1 = 25 \text{ m}$, calculer la surélévation à donner au réservoir

- Calculer la pression au sol du point 2

2) Supposons une ville de 2000 habitants et le réseau de distribution suivant :

La consommation journalière par habitant est de 150 l

Tableau V. 5. Désignation des tronçons et nombres d'habitants

Désignation des tronçons	Nombre d'habitants	Longueurs
R- 1	-	500
1 - 2	520	520
2 - 3	200	200
3 - 4	850	400
3 - 5	430	100

Nœud	Côte du sol (m)
1	20
2	21
3	18
4	17
5	16

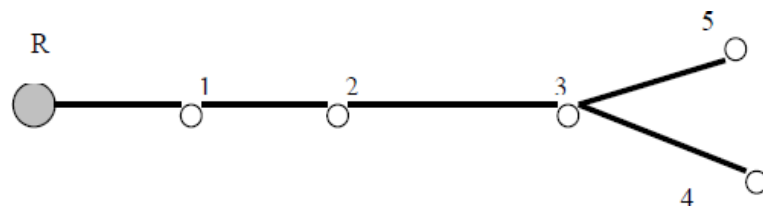


Figure V. 13. Schéma descriptif N°02

Facteur de pointe = 3 $k = 2 \cdot 10^{-3}$ Côte réservoir : 50 m

- Procéder au dimensionnement du réseau.
- Vérifier la capacité du réseau à faire passer le débit d'incendie.

Solutions

1) On a :

$$P_3 = P_1 + \Delta Z_{1-3} - \Delta h_{1-3} = P_1 + (Z_1 - Z_3) - \Delta h_{1-2} - \Delta h_{2-3}$$

Avec

$$\begin{aligned} \text{Où} \quad Q_{1-2} &= Q_{t\ 2-3} + Q_{r\ 2-3} = (17+30) \cdot 10^{-3} = 0.047 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 1.5 \text{ m} \end{aligned}$$

Et de même

$$\begin{aligned} \text{Où} \quad Q_{2-3} &= Q_{t\ 2-3} + 0.55 Q_{r\ 2-3} = (17 + (0.55 \cdot 30)) \cdot 10^{-3} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s} \\ &[152] \end{aligned}$$

$$=0.46m$$

$$h = P_1 = P_3 - (Z_1 - Z_3) + \Delta h_{1-2} + \Delta h_{2-3} = 20 - (25 - 20) + 1,5 + 0,46 = 16,96 \text{ m}$$

La pression au point 2 est :

$$P_2 = P_1 + \Delta Z_{1-2} - \Delta h_{1-2} = P_1 + (Z_1 - Z_2) - \Delta h_{1-2} = 16,96 + (25 - 17,5) - 1,5 = 22,96m$$

2) La consommation journalière par habitant = 150 l/j/hab = 0,0017 l/s/hab

Pour calculer le débit par tronçon, on dresse le tableau suivant :

Tableau V. 6. calcul de débit par tronçon

Tronçon	Nbr d'habitant	Consommation l/s	
		Moyenne	De pointe ($k = 3$)
R – 1	0	-	-
1 – 2	520	$0,0017 \cdot 520 = 0,90$	$0,90 \cdot 3 = 2,70$
2 – 3	200	$0,0017 \cdot 200 = 0,34$	$0,34 \cdot 3 = 1,02$
3 – 4	850	$0,0017 \cdot 850 = 1,47$	$1,47 \cdot 3 = 4,41$
3 – 5	430	$0,0017 \cdot 430 = 0,75$	$0,75 \cdot 3 = 2,25$

On calcul la répartition des débits à partir de la formule $Q_c = Q_t + 0,55 Q_r$

Tableau V. 7. Calcul de la répartition des débits

Tronçon	Débit l/s		
	En route Q_r	Aval Q_t	Du tronçon $Q_c = Q_t + 0,55 Q_r$
3 – 4	4,41	-	2,42
3 – 5	2,25	-	1,24
2 – 3	1,02	6,66	7,22
1 – 2	2,70	7,68	9,17
1 – R	-	10,38	10,38

Pour un diamètre D, on vérifie, à l'aide des tables de Colebrook, qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon, la vitesse obtenue est acceptable et que la perte de charge total J donne finalement, au sol, une pression suffisante.

Pour calculer la pression au sol, on dresse le tableau suivant :

Tableau V. 8. Calcul de la pression au sol

Tronçon	L (m)	D (m)	Q (l/s)	j (m/m)	J (m)	V (m/s)	H. Piéz. amont (m)	H. Piéz. aval (m)	Côte sol (m)	Pressions sol (m)
R – 1	500	0,150	10,38	0,005187	2,59	0,6	50,00	47,41	20	27,41
1 – 2	520	0,150	9,07	0,004374	2,27	0,55	47,41	45,13	21	24,13
2 – 3	200	0,125	7,22	0,006668	1,33	0,6	45,13	43,80	18	25,80
3 – 4	400	0,060	2,43	0,008284	3,31	0,5	43,80	40,48	17	23,48
3 – 5	100	0,050	1,22	0,024673	2,47	0,62	40,48	38,02	16	22,02
<i>Vérification de la condition incendie</i>										
R – 1	500	0,150	17	0,014268	7,13	1,00	50,00	42,87	20	22,87

1 – 2	520	0,150	17	0,014268	7,42	1,00	42,87	35,45	21	14,45
2 – 3	200	0,125	17	0,035964	7,19	1,40	35,45	28,25	18	10,25
3 – 4	400	0,060	17	j très			28,25	-	17	-
3 – 5	100	0,050	17	grand			28,25	-	16	-

Pour la vérification de la condition incendie, jusqu'au nœud 3, il est possible d'installer des bouches d'incendie. La dernière sera posée en 3 et, puisque la distance 3-5 est relativement courte, le feu pourrait être combattu à partir de ce point.

En ce qui concerne le tronçon 3-4, de 400 m de longueur, il sera plus prudent de prévoir une réserve d'incendie en 4, car on se trouve à l'extrême limite de l'action des lances d'incendie.

CHAPITRE VI : ORGANES ACCESSOIRES – ROBINETTERIE

Dans tout réseau d'alimentation ou de distribution d'eau, il existe un assortiment d'accessoires essentiels au bon fonctionnement du système. L'installation de ces accessoires dépend de la situation spécifique et leur importance peut aller d'essentielle à facultative, selon leur rôle dans le maintien de la sécurité et l'optimisation des performances. Chaque réseau d'eau potable peut comprendre :

- Robinets vannes
- Crépine
- Régulateurs
- Purgeurs
- Ventouse
- Bouches et poteaux d'incendie.
- Vannes de régulation hydraulique
- Clapets de non-retour

VI.1. Robinets vannes

Une distinction est établie entre les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes à papillon. Les robinets vannes à opercule fonctionnent comme des mécanismes d'arrêt qui nécessitent une ouverture ou une fermeture complète. Par rapport aux vannes à papillon, leurs dimensions sont assez importantes. Le corps du robinet vanne est fabriqué en fonte, avec sa vis et son écrou.

Les vannes à papillon ont la capacité de servir à la fois à sectionner et à réguler les débits. Ils ont un encombrement réduit, sont légers et nécessitent un faible couple de fonctionnement.

Pour les robinets vannes des deux types, une fois qu'un certain diamètre est atteint (entre 200 et 300 mm), la motorisation est généralement mise en œuvre.

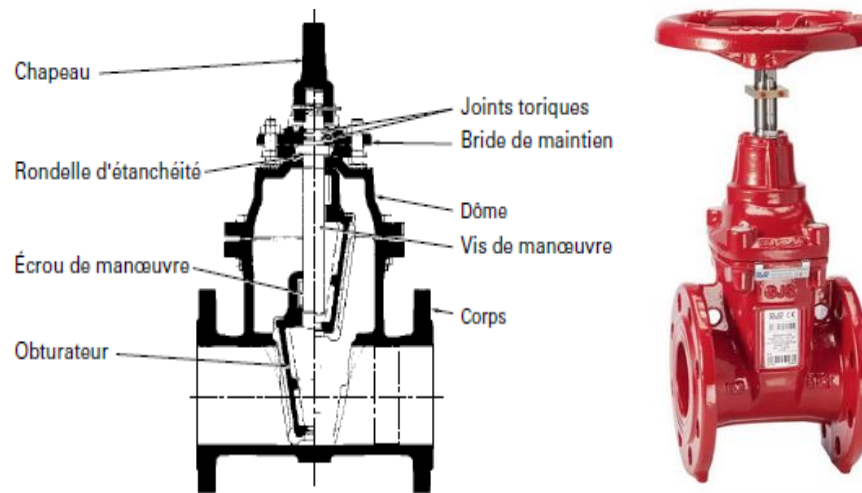


Figure VI. 1. Schéma d'un robinet vanne à opercule (<https://www.avk.fr>)

Parmi ses inconvénients en peut citer :

- Un sectionnement simple
- N'est pas recommandé pour le contrôle du débit en raison de problèmes potentiels.
- Lors des derniers cycles d'arrêt, il peut y avoir une restriction soudaine du débit, Les premiers cycles d'ouverture peuvent connaître une augmentation soudaine du débit.
- Dans les cas où la vanne est partiellement fermée, la dégradation et la cavitation peuvent provoquer un écoulement rapide de l'eau sous le coin de l'opercule entraînant des conséquences indésirables telles que de fortes turbulences et de fortes pertes de charge.
- Pour éviter cela, il est conseillé d'ouvrir et de fermer lentement la vanne pendant le premier et le dernier tour, respectivement, afin d'éviter le coup de bélier.

VI.1.1. Robinet vanne à opercule

Sont disponibles en différentes tailles, allant de DN 40 à 300, et parfois jusqu'à DN 600. Pour les DN plus grands, un By-pass est installé pour résoudre le problème de déséquilibre de pression lorsque la conduite aval est vide, empêchant ainsi l'ouverture de la vanne. La fonction de By-pass réduit le déséquilibre en remplissant la conduite aval

Les robinets à vanne sont utilisés pour isoler les sections à réparer et pour diagnostiquer les fuites et de gérer les réseaux en cas de manque d'eau ou de présence de pollution. Ils jouent un rôle essentiel pour garantir le fonctionnement optimal du système.

VI.1.2. Robinet vanne papillon

L'utilisation d'une vanne papillon implique l'arrêt des fluides sous pression. Ceci est réalisé au moyen d'un obturateur en forme de disque ou de lentille, communément appelé papillon, qui tourne autour d'un axe perpendiculaire à l'axe du flux de fluide. Le mode de fonctionnement standard de la vanne est l'ouverture ou la fermeture complète. De plus, les vannes papillon peuvent être utilisées à titre exceptionnel comme vannes de vidange pour les réservoirs.

Il est important de noter que, tout comme les robinets à vanne, les robinets à papillon ne conviennent pas à des fins de régulation car ils ne provoquent qu'une seule chute de pression et ne sont pas conçus pour cette tâche. Il existe des appareils spécialisés spécialement conçus pour la régulation de la pression et du débit.



Figure VI. 2. Vanne papillon (<https://geniehydraulique.com>)

VI.2. Les clapets anti-retours

Les clapets anti-retours sont couramment utilisés dans les réseaux de canalisations pour empêcher le flux inverse. Un clapet anti-retour est un clapet unidirectionnel, ce qui signifie que le fluide ne circule que dans un seul sens. Lorsque le sens du flux change, la vanne se ferme pour protéger les canalisations, les vannes, les pompes et les autres équipements. En l'absence de clapet, un reflux peut provoquer une augmentation soudaine de pression, un coup de bélier peut se produire ce qui peut endommager les tuyaux et les raccords.

Les clapets anti-retours sont utilisés dans diverses applications. Ils sont souvent placés à la sortie d'une pompe pour la protéger d'un écoulement inverse. Étant donné que les pompes centrifuges, qui sont le type de pompe le plus répandu, ne sont pas auto-amorçantes, il est essentiel de disposer de clapets anti-retours



Figure VI. 3. Vanne papillon (<https://www.gflow.fr>)

VI.2.1. Clapet à boule

Un clapet à boule fonctionne grâce au mouvement d'une boule qui monte et descend à l'intérieur du clapet. La boule est dirigée par une cavité en forme de cône, qui à son tour arrête le flux.

Si le clapet est inadéquat, le choix d'une boule plus légère est une option viable. Inversement, un coup de bélier se produit lorsque la pompe cesse de fonctionner, cela peut être résolu en optant pour une boule plus lourde.

Les clapets anti-retours à boule sont fréquemment utilisés dans les stations de pompage soumises à une supervision minimale, car elles ne nécessitent qu'un entretien limité.

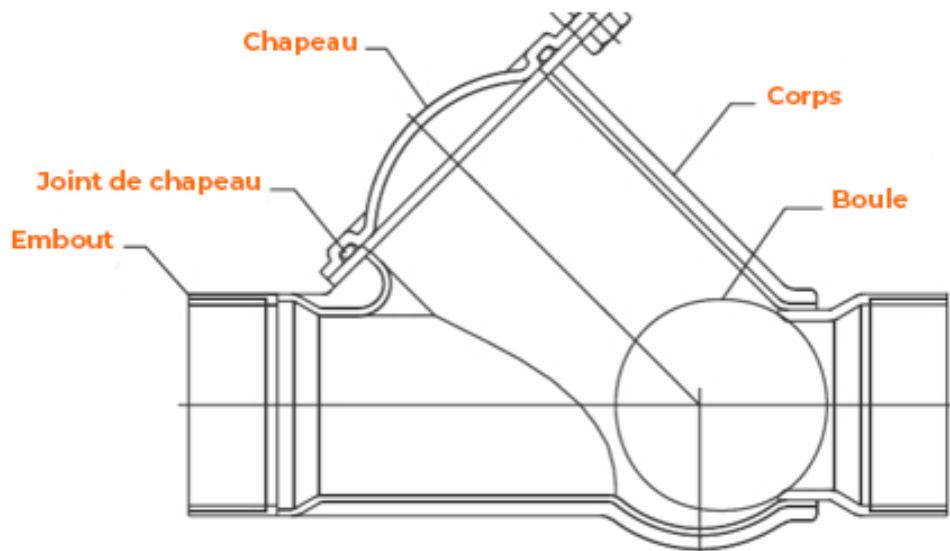


Figure VI. 4. Schéma de clapet anti-retour à boule (<https://www.gmi-robinetterie.com>)

VI.3. Régulateur

Le fonctionnement optimal d'un réseau est atteint lorsque les débits et les pressions restent dans des limites raisonnables. Pour faciliter cela, divers régulateurs, stabilisateurs, déchargeurs et limiteurs ont été méticuleusement mis en œuvre. En utilisant un type de base commun, ces différentes fonctions peuvent être obtenues en ajoutant le ou les accessoires appropriés.

- a) Le réducteur-stabilisateur de pression en aval et le mainteneur-déchargeur de pression en amont et le stabilisateur en amont et en aval, fonctionnent selon le principe des pilotes à ressort étalonnés, qui permettent des réglages dans des plages de pression allant de 0,1 à 21 bar.
- b) Le limiteur de débit est équipé d'un diaphragme qui s'ajuste en fonction de la vitesse d'écoulement
- c) Robinets de réservoir comprennent un régulateur de niveau de flotteur haut et bas qui fonctionne dans une plage de hauteur d'eau de 0,5 à 2 m, un régulateur de niveau constant du flotteur et un contrôleur de niveau altimétrique, situé à la base du réservoir.

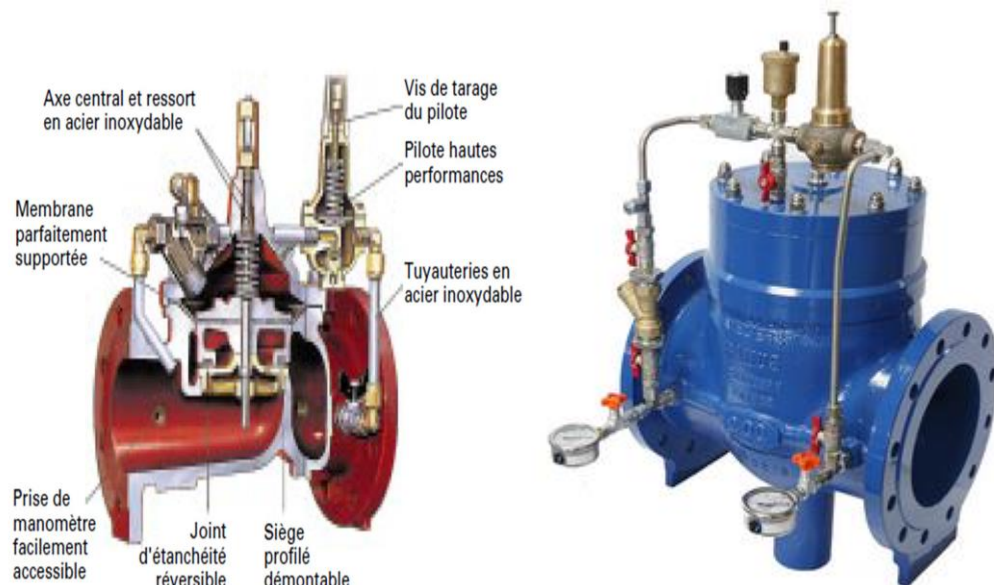


Figure VI. 5. Schéma de Régulateur de débit (<https://www.ramus-industrie.com>)

VI.4. Purgeurs

La mise en place d'évents et de ventouses permet de protéger les tuyaux contre les effets délétères pouvant résulter de l'accumulation d'air en des points hauts ou en des points singuliers du réseau. Ces effets peuvent inclure une interruption totale ou partielle du débit due à la présence d'une poche d'air en haut du réseau. Un coup de bélier résultant de l'expansion ou du mouvement de la poche d'air dans les tuyaux et désamorçage des pompes et des siphons.

Pour répondre à ces préoccupations, des purgeurs sont utilisés pour dégazer l'air qui s'est accumulé aux points hauts des canalisations pendant le fonctionnement, à un faible débit de 0,3 bar. Ces purgeurs sont adaptés à quatre types de connectivité différents, à savoir à bride, sans bride, à robinet et sans aucune spécificité.

VI.5. Ventouse

Une accumulation d'air peut se produire aux points hauts d'une conduite, entraînant des perturbations qui doivent être évitées pour empêcher la réduction de la section, l'arrêt complet du débit, la réduction de pression et coups de bélier. Pour éliminer les poches d'air, une ventouse, qui peut être manuelle ou automatique, est utilisée.

Une ventouse manuelle est une simple valve qui est actionnée périodiquement. D'autre part, les ventouses automatiques sont des composants qui évacuent l'air dès qu'une poche visible se forme. Toutes ces ventouses doivent être disposées de manière visible et leur bon fonctionnement doit être évalué périodiquement.

Le rôle principal des ventouses est de faciliter la sortie et l'entrée d'air. Ceci est réalisé en effectuant plusieurs fonctions telles que la désaération, le dégazage et la ventilation. Pendant le processus de remplissage, les ventouses aident à évacuer l'air afin d'éviter les blocages causés par des poches d'air non épuisées. De plus, le processus de dégazage est effectué en purgeant l'air pendant le fonctionnement. En cas de dépression, les ventouses se remplissent d'air pour éviter l'aspiration des joints et l'affaissement des tubes en plastique.



Figure VI. 6. Schéma de ventouse automatique (<http://www.cowalca.be/catalogue-produit>)

De plus, les ventouses ont une triple fonction. Tout d'abord,

- Ils facilitent l'évacuation de l'air à haut débit lorsque les conduites d'eau sont remplies.
- Ils permettent une entrée d'air à haut débit lors de la vidange des tuyaux afin de protéger le réseau contre la dépressurisation des tuyaux en cas de rupture des tuyaux.
- Les ventouses facilitent également le dégazage à faible débit pendant le fonctionnement.

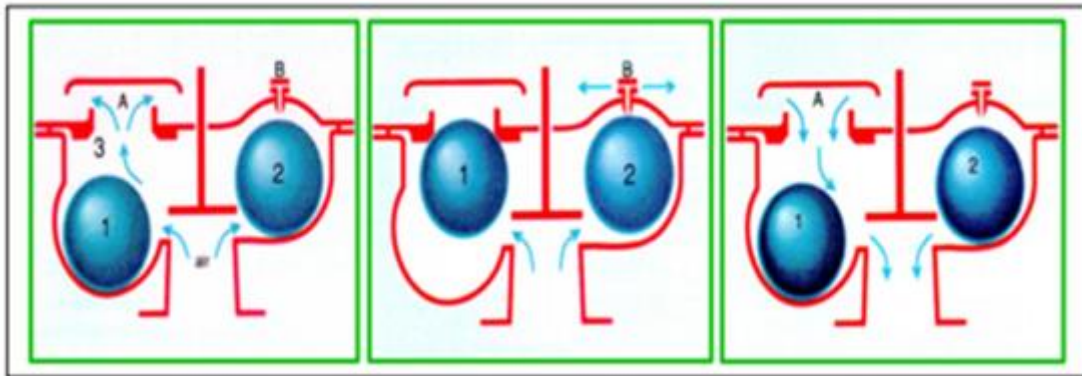


Figure VI. 7. Fonctionnement d'une ventouse triple fonction

VI.6. Pose des ventouses

Les points hauts nécessitent l'utilisation de ventouses à triple fonction, PN 16, qui doivent être dotées de dimensions suffisantes pour le passage de l'appareil et positionnées sous des angles accessibles. Dans le cas le trou du regard n'est pas situé directement au-dessus de la ventouse, il est impératif de prévoir un orifice clé dans le couvercle de la chambre qui se trouve précisément au-dessus de la vanne d'arrêt.

Pendant le processus de remplissage, ainsi que le processus de vidange, le débit d'air qui doit être évacué ou aspiré peut potentiellement atteindre des niveaux très élevés. Il est de la plus haute importance de s'assurer qu'une conduite ou un orifice correctement conçu est intégré dans la chambre, capable de faciliter la communication avec l'air libre ayant une section au moins égale à celle du tube. De plus, un drain raccordé à une vidange appropriée doit également être fourni.

VI.7. Crépine

- Les crépines sont indispensables pour protéger les équipements sensibles au sable et aux autres éléments présents dans les réseaux. Les vannes de régulation hydrauliques nécessitent l'utilisation de crépines. Les crépines sont largement utilisées dans les réseaux d'adduction et de distribution d'eau. C'est une pièce métallique ou en plastique et percée de trous. Elle est fabriquée en tôle perforée et est utilisée pour empêcher les corps étrangers de pénétrer dans le

tuyau d'aspiration d'une pompe ou d'une vidange par gravité. La crépine est la composante principale de l'équipement d'une structure d'exploitation de l'eau. Placés après le tubage plein, face à une partie ou à la totalité de la formation aquifère, les crépines doivent répondre aux exigences suivantes :

- Permettre une production maximale d'eau claire sans sable,
- Résister à la corrosion causée par des eaux agressives
- Résister à la pression d'écrasement exercée par la formation aquifère en cours.



Figure VI. 8. Photo d'une crépine (www.Puits-et-Forages.com)

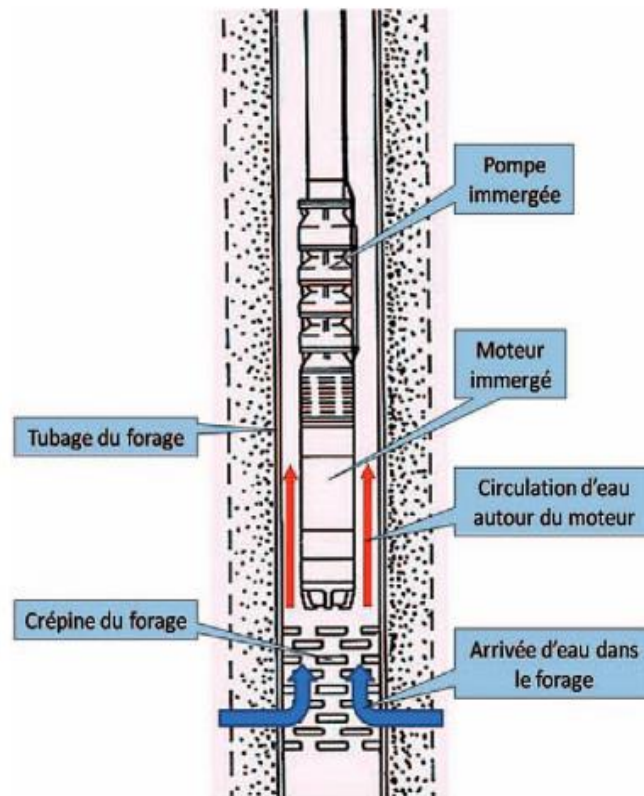


Figure VI. 9. Conception des prises d'eau d'un forage. (SNECOREP⁵, 2010)

La sélection d'une crépine pour une pompe est déterminée en fonction de plusieurs critères.

- **Résistance à la pression** : La résistance attendue à la pression hydraulique, qui est augmentée par la pression au sol, est prise en compte lors du choix de la crépine. Ainsi, les conditions géologiques et la profondeur du forage sont prises en compte pour déterminer le type de crépine.
- **Résistance à la corrosion** : Le choix du matériau de la crépine dépend du degré d'agressivité de l'eau souterraine et de son caractère corrosif. Le PVC, le polyéthylène ou l'acier inoxydable font partie des matériaux utilisés pour la fabrication des crépines.
- **Géométrie des ouvertures** : La géométrie de la crépine joue un rôle crucial en permettant un débit d'eau maximal et en filtrant le sable et les particules. Il faut établir un équilibre entre le risque de colmatage des espaces trop petits et le risque de laisser passer le sable et le gravier. Les fabricants proposent une gamme d'ouvertures compatibles avec toutes les formations géologiques.

⁵ SNECOREP : SYNDICAT NATIONAL DES ENTREPRENEURS, CONCEPTEURS ET RÉALISATEURS DE STATIONS DE POMPAGE

La définition de l'ouverture des crépines et du massif filtrant suppose de connaître la granulométrie du terrain. Par conséquent, diverses techniques empiriques sont utilisées pour trouver un équilibre idéal entre la réduction de l'afflux de fines et les performances de l'ouvrage en termes de pertes de charge.

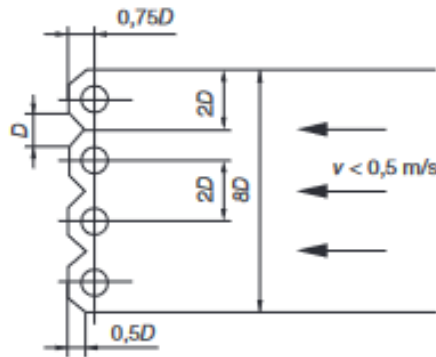


Figure VI. 10. Écartement entre axes des tuyauteries d'aspiration, par rapport aux parois.
(<https://elementsindustriels.fr/le-snecorep-le-syndicat-des-professionnels-des-stations-de-pompage/>)

VI.8. Bouche d'incendie

La bouche d'incendie est un appareil de robinetterie, raccordé à un réseau d'eau sous pression enterré ou protégé et permettant le branchement au niveau du sol du matériel mobile des services de lutte contre l'incendie.

Un poteau d'incendie est une installation analogue à la bouche d'incendie mais dont les prises sont disposées au-dessus du sol.

Les bouches et les poteaux d'incendie peuvent être alimentés soit par un réseau de distribution publique d'eau, soit par un réseau d'eau sous pression privé.

VI.8.1. La bouche d'incendie (B.I.) de 100 mm

Piquée en général sur une canalisation enterrée égale ou supérieure au diamètre 100 mm, elle doit être susceptible d'alimenter un engin-pompe normalisé de 60 m³/h

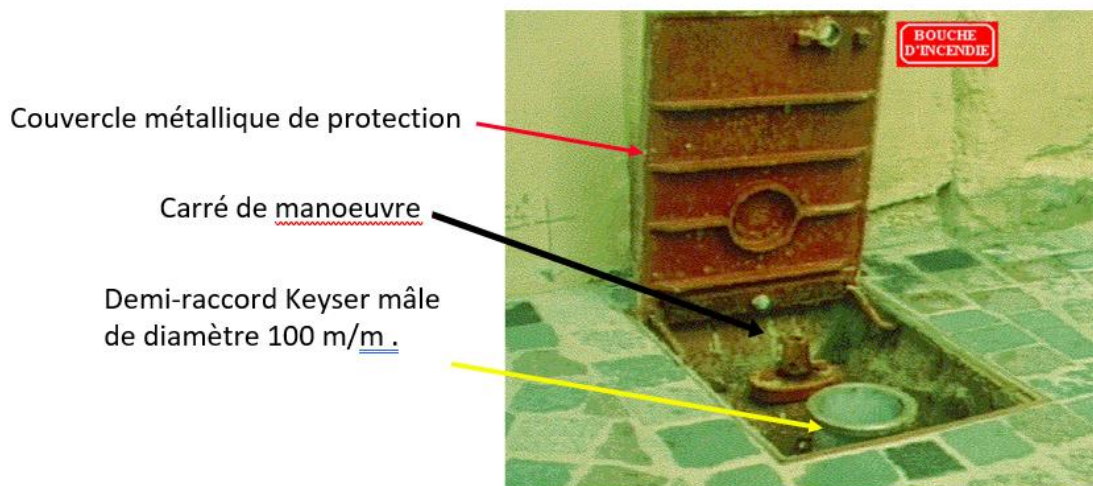


Figure VI. 11. Bouche d'incendie (B.I.) de 100 mm

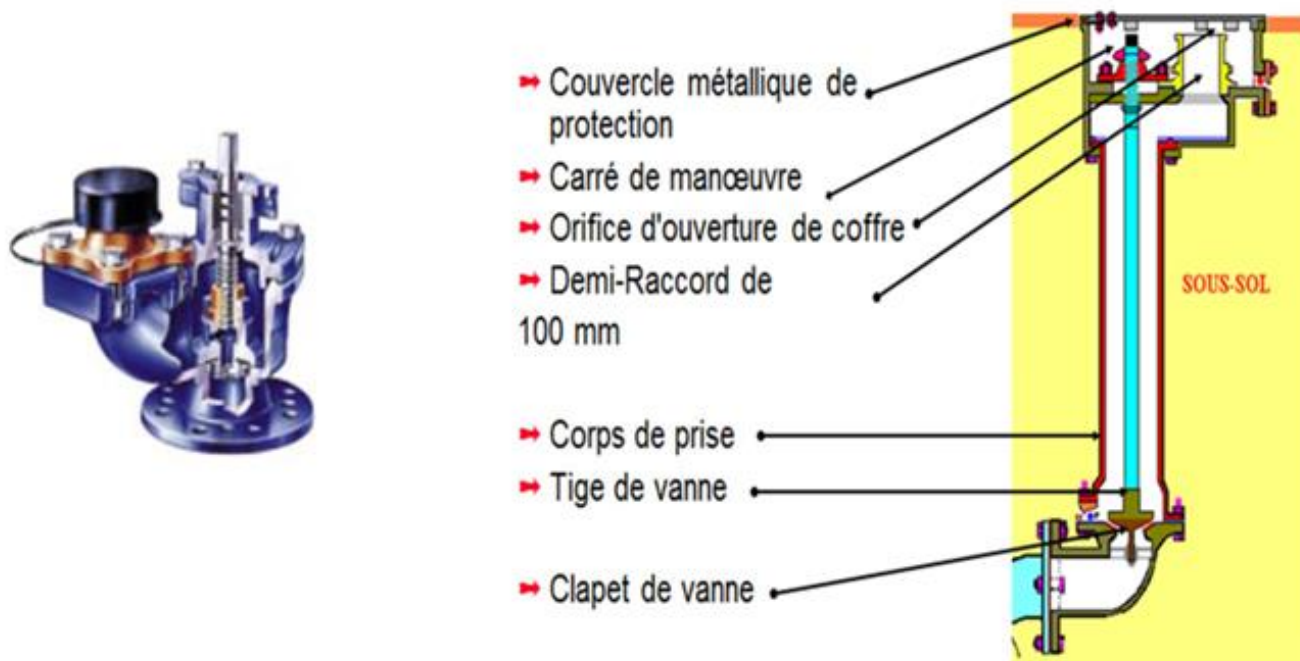


Figure VI. 12. Mode raccordement d'une bouche d'incendie (B.I.) de 100 mm à un réseau d'eau sous pression

VI.8.2. Le poteau d'incendie (P.I.) de 100 mm

Même condition d'implantation que la B.I., Il est utilisé de préférence là où une B.I. pourrait être. Il comporte une sortie de $\varnothing 100$ mm avec 1/2 raccord A.R. et deux sorties de $\varnothing 70$ mm (1/2 raccord symétrique de 65 mm)



(a)



(b)

Figure VI. 13. Le poteau d'incendie (P.I.) de 100 mm : (a) Modèle BAYARD (b) Modèle Pont A MOUSSON (<https://www.smmi-borne-incendie.fr/poteau-incendie/>)

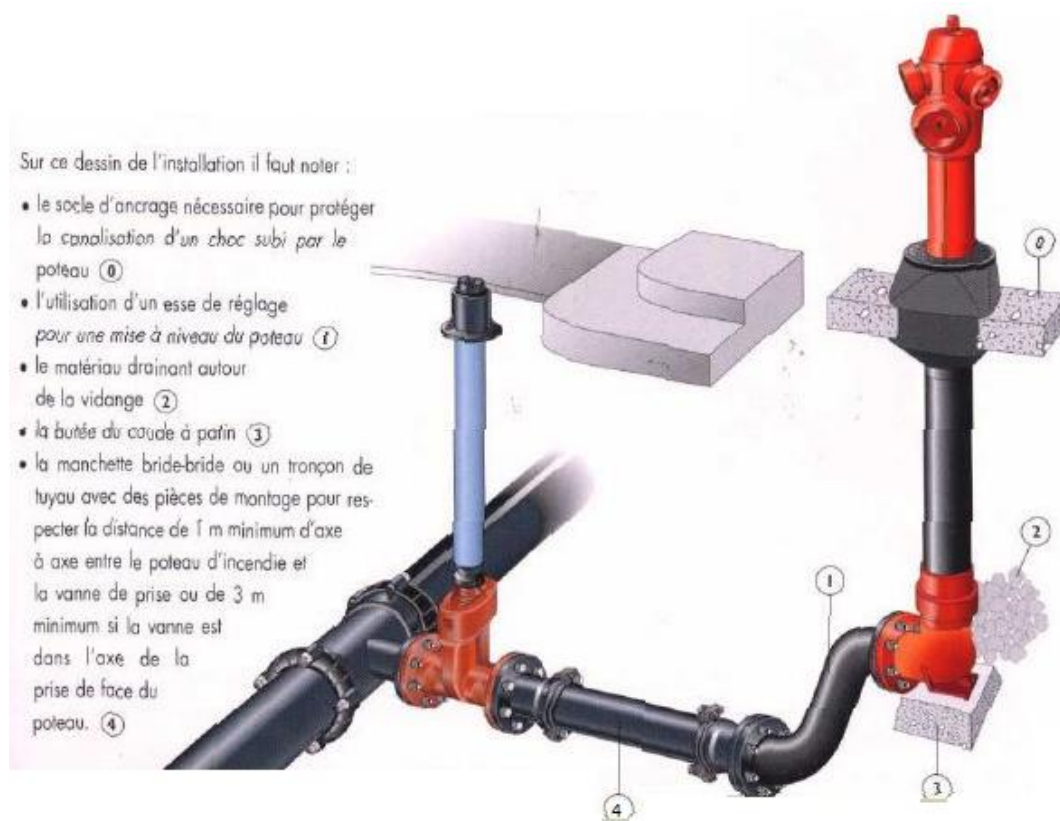


Figure VI. 14. Installation du poteau d'incendie (<https://www.smmi-borne-incendie.fr/poteau-incendie/>)

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Boulmaiz T. (2019). Hydraulique appliquée, Polycopié de cours, Université de Ghardaia, 96p.
- [2] Claude P. (2017). Théorie et pratique de la géotechnique, outils pour la conception des ouvrages. Tome 1. AntonyTONY, Moniteur. 1014 p.
- [3] Douminge L. 2010. Etude du comportement du polyéthylène haute densité sous irradiation ultraviolette ou sollicitation mécanique par spectroscopie de fluorescence, Thèse de doctorat, Université de La Rochelle, 164p.
- [4] Dupont A, 1978. Hydrologie – Captage et traitement des eaux tome 1:, Edition Eyrolles, 263p.
- [5] Dupont A, 1979. Hydraulique urbaine tome 2: Ouvrage de transport - Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles. 493p
- [6] Dayon G. (2015). Évolution du cycle hydrologique continental en France au cours des prochaines décennies. Thèse. Toulouse. Université de Toulouse. 209 p
- [7] Gleick P.H. (1993). Water in Crisis: A Guide to the World's Fresh Water Resources. ed. Oxford University Press, New York
- [8] Laborde J. P. (2009). Élément hydrologique de surface. École polytechnique de l'Université de Nice- Sophia Antipolis. 202p
- [9] MRE. 2008. règles de pose des canalisations en plastique destinées aux projets d'alimentation en eau potable, ISBN : 978-9961-9950-0-6 Dépôt légal : 1878-2010. 35p
- [10] Musy A., Higy C. (2004). Hydrologie (1. Une science de la nature). Presses polytechniques et universitaires romandes, (21). 314 p.
- [11] Oki T., Kanae S. (2006). Global hydrological cycles and world water resources. Science, 313(5790): Pp1068–72
- [12] Pp1068–72
- [13] Réménieras, G. (1961). Maurice Gariel et l'étude des coups de bélier. *La Houille Blanche*, (2), 156-167.
- [14] Veolia environnement. (2009). Guide technique eau, 251p
- [15] Zoungrana D. (2003). Cours d'approvisionnement en eau potable, Ecole d'inter états d'ingénieurs de l'équipement Rural, Burkina FASO. 143p

Webographie

Webographie

- [1] <https://vireakluon.wordpress.com/2013/01/21/traitement-des-eaux/>
- [2] <https://www.lacroix-environnement.fr/besoin/eau/reseaux-distribution/>
- [3] [\(https://www.f2cadacademy.com/2020/12/projet-formation-epanet-conception-et.html\)](https://www.f2cadacademy.com/2020/12/projet-formation-epanet-conception-et.html)
- [4] [\(https://www.jousse-sa.fr\)](https://www.jousse-sa.fr)
- [5] www.flowtite.com
- [6] www.amiantit.com
- [7] [\(https://www.zinfos974.com\)](https://www.zinfos974.com)
- [8] <https://www.environnement.gouv.qc.ca/eau/souterraines/index.htm>
- [9] <https://www.avk.fr>
- [10] <https://geniehydraulique.com>
- [11] <https://www.gflow.fr>
- [12] <https://www.gmi-robinetterie.com>
- [13] <https://www.ramus-industrie.com>
- [14] [http://www.cowalca.be/catalogue-produit\)](http://www.cowalca.be/catalogue-produit)
- [15] www.Puits-et-Forages.com
- [16] <https://elementsindustriels.fr/le-snecorep-le-syndicat-des-professionnels-des-stations-de-pompage/>
- [17] <https://www.smmi-borne-incendie.fr/poteau-incendie/>
- [18] [https://www.smmi-borne-incendie.fr/poteau-incendie/\)](https://www.smmi-borne-incendie.fr/poteau-incendie/)