

Direction de l'Assainissement et de l'Environnement

Division Normalisation et Ingénierie

Marché N°711/A/DAE/2012

**Elaboration d'un référentiel de conception et de dimensionnement
des ouvrages d'assainissement liquide collectif**

MISSION II

**ÉLABORATION DES MANUELS DE CONCEPTION ET
DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES
D'ASSAINISSEMENT LIQUIDE**

**Réseau d'assainissement
Station de pompage et conduite de refoulement
Station d'épuration**

Edition définitive

Sommaire

PRESENTATION DU MANUEL	1
1 IDENTIFICATION DE L'ETUDE.....	1
2 OBJECTIFS ET UTILISATION DU MANUEL.....	2
MANUEL 0 : DONNEES DE BASE.....	3
FICHE D0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I, RELATIVES AUX DONNEES DE BASE DE L'ETUDE	4
1 CALCUL DU DEBIT D'EAUX USEES	4
1.1 EAUX USEES DOMESTIQUES.....	4
1.2 DEBITS D'EAUX USEES NON DOMESTIQUES	5
2 DEBIT DES EAUX PLUVIALES	5
2.1 PARAMETRES GENERAUX	5
2.2 CALCUL DU DEBIT PLUVIAL D'UN BASSIN VERSANT URBAIN.....	5
2.3 CALCUL DU DEBIT PLUVIAL D'UN BASSIN VERSANT RURAL (NON URBANISE).....	6
FICHE D1 : DETERMINATION DES DEBITS ET DE LA POLLUTION DES EAUX USEES	7
1 EAUX USEES DOMESTIQUES	8
1.1 REMARQUE PRELIMINAIRE	8
1.2 CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES A PARTIR DE LA CONSOMMATION EN EAU POTABLE	8
1.2.1 <i>Population actuelle et future</i>	<i>8</i>
1.2.2 <i>Dotation unitaire en eau potable et taux de branchement</i>	<i>9</i>
1.2.3 <i>Taux de retour à l'égout.....</i>	<i>10</i>
1.2.4 <i>Taux de raccordement.....</i>	<i>11</i>
1.2.5 <i>Taux des eaux parasites.....</i>	<i>11</i>
1.2.6 <i>Coefficients de pointe journalière et horaire</i>	<i>12</i>
1.3 RATIOS DE POLLUTION PAR HABITANT	12
2 EAUX USEES NON DOMESTIQUES.....	13
2.1 ETABLISSEMENTS INDUSTRIELS.....	13
2.1.1 <i>Débits d'eaux usées industrielles.....</i>	<i>13</i>
2.1.2 <i>Pollution industrielle.....</i>	<i>13</i>
2.1.3 <i>Cas particulier : abattoirs.....</i>	<i>13</i>
2.2 ETABLISSEMENTS TOURISTIQUES	14
FICHE D2 : OBJECTIFS DE QUALITE D'EAUX TRAITEES AU REJET	35
1 CONTEXTE REGLEMENTAIRE MAROCAIN	35
1.1 LES LOIS	35
1.1.1 <i>Loi 10-95 sur l'eau et ses textes d'application</i>	<i>35</i>
1.1.2 <i>Autres lois.....</i>	<i>35</i>
1.2 LES TEXTES REGLEMENTAIRES	36
1.2.1 <i>Les décrets</i>	<i>36</i>
1.2.2 <i>Les Arrêtés Ministériels.....</i>	<i>37</i>
2 OBJECTIFS DE REJET	37
2.1 VALEURS LIMITES SPECIFIQUES DE REJET DOMESTIQUE.....	37
2.1.1 <i>Niveau réglementaire.....</i>	<i>37</i>
2.1.2 <i>Contraintes du milieu récepteur.....</i>	<i>39</i>
2.2 CAHIER DE CHARGE DE L'ONEE-BE, RELATIF AUX REJETS INDUSTRIELS	39
2.3 REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES	40
FICHE D3 CALCUL DES EAUX PLUVIALES	45
1 PARAMETRES GENERAUX D'HYDROLOGIE URBAINE.....	45
1.1 DESCRIPTION DE LA PLUIE	45
1.2 PERIODE DE RETOUR A RETENIR (NIVEAU DE PROTECTION)	48
1.3 CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS.....	48
1.3.1 <i>Limites et superficie.....</i>	<i>48</i>
1.3.2 <i>Longueur ou « plus long cheminement hydraulique »</i>	<i>48</i>

1.3.3	<i>Pente</i>	48
1.3.4	<i>Coefficient de ruissellement</i>	48
1.3.5	<i>Temps de concentration</i>	50
2	ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE D'UN PETIT BASSIN VERSANT URBAIN	52
2.1	METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT	52
2.1.1	<i>Domaine de validité</i>	52
2.1.2	<i>Formule générale</i>	52
2.1.3	<i>Détermination des variables</i>	53
2.1.4	<i>Assemblage des bassins versants</i>	54
2.2	METHODE RATIONNELLE	55
2.2.1	<i>Domaine de validité</i>	55
2.2.2	<i>Formule générale</i>	55
2.2.3	<i>Définition des variables</i>	56
3	ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE D'UN PETIT BASSIN VERSANT NON URBANISE	56
3.1	METHODE RATIONNELLE	56
3.2	METHODE SCS	56
3.2.1	<i>Définition</i>	56
3.2.2	<i>Principe de la méthode</i>	57

MANUEL 1 : MANUEL DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT 62

FICHE R0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I 63

1	CONCEPTION GENERALE.....	63
2	EVALUATION DU DEBIT D'UNE CONDUITE OU D'UN CANIVEAU	64
3	VOLUMES DE RETENTION (BASSINS ET TECHNIQUES ALTERNATIVES).....	64
3.1	DONNEES GENERALES.....	64
3.2	ESTIMATION DU VOLUME DE RETENTION	65
3.3	TECHNIQUES ALTERNATIVES	65
4	DEVERSOIRS D'ORAGE	65
5	SEPARATEURS A HYDROCARBURES.....	65

FICHE R1 : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES CONDUITES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES 66

1	MATERIAUX DES CONDUITES.....	67
2	CHOIX DES CLASSES DES CONDUITES	70
3	DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.....	70
3.1	FORMULE DE DIMENSIONNEMENT	70
3.2	COEFFICIENT D'ECOULEMENT	71
3.3	CONDITIONS DE VITESSE	71
3.3.1	<i>Vitesse minimale admissible.....</i>	<i>71</i>
3.3.2	<i>Vitesse maximale admissible.....</i>	<i>72</i>
3.3.3	<i>Pentes maximales admissibles.....</i>	<i>72</i>
3.4	DIAMETRE MINIMUM.....	72
4	OUVRAGES ANNEXES SUR LES CONDUITES	72
4.1	LES REGARDS DE VISITE	72
4.1.1	<i>Emplacement et conditions d'implantation</i>	<i>73</i>
4.1.2	<i>Principales caractéristiques techniques.....</i>	<i>73</i>
4.2	BOITES DE BRANCHEMENT.....	74
4.3	BOUCHES D'EGOUT	75
5	CONDITIONS DE REALISATION DES TRANCHEES ET DE POSE DES CONDUITES.....	76
5.1	OUVERTURE DES TRANCHEES.....	76
5.1.1	<i>Largeur de la tranchée et calage de la conduite.....</i>	<i>76</i>
5.1.2	<i>Consolidation du sol et drainage sous conduite</i>	<i>77</i>
5.1.3	<i>Soutènement des fouilles</i>	<i>77</i>
5.1.4	<i>Réseaux souterrains existants.....</i>	<i>77</i>
5.2	LIT DE POSE	77
5.3	POSE DES TUYAUX	77
5.4	CONSTRAINTES GENERALES	78
5.5	REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE.....	78
5.5.1	<i>Remblai primaire.....</i>	<i>78</i>
5.5.2	<i>Remblai secondaire.....</i>	<i>78</i>
5.6	FOUILLES POUR OUVRAGES	79
5.6.1	<i>Généralités</i>	<i>79</i>
5.6.2	<i>Fonds de fouilles.....</i>	<i>79</i>
5.6.3	<i>Remblais.....</i>	<i>79</i>
6	GALERIES	79
6.1	INTRODUCTION	79
6.2	GENERALITES SUR LES GALERIES.....	81
6.3	CREUSEMENT DES PUIITS D'ACCES	82
6.4	REVETEMENT DES PUIITS D'ACCES	82
6.5	REVETEMENT DE LA GALERIE	83
7	ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE.....	85
7.1	HYPOTHESES DE CALCUL.....	85
7.2	RESULTATS DE CALCUL	86

FICHE R2 TECHNIQUES ALTERNATIVES 98

1	DEBIT DE FUITE POUR LES OUVRAGES DE RETENTION.....	99
1.1	DEBIT ACCEPTABLE A L'EXUTOIRE	99

1.2	DEBIT D'INFILTRATION	99
1.3	LES OUVRAGES DE REGULATION DE DEBIT	101
1.4	DIMENSIONNEMENT D'UN ORIFICE DENOYE	101
2	ESTIMATION DES VOLUMES DE RETENTION.....	103
2.1	DOMAINE D'APPLICATION	103
2.2	ESTIMATION DU VOLUME D'EAU A STOCKER (METHODE DES PLUIES)	103
3	TECHNIQUES ALTERNATIVES.....	105
3.1	CRITERES GENERAUX DE CONCEPTION	105
3.2	BASSINS.....	106
3.3	STRUCTURES RESERVOIRS	108
3.4	FOSSES ET NOUES	110
3.5	TRANCHEES DRAINANTES ET D'INFILTRATION	112
3.6	PUITS D'INFILTRATION	114
3.7	TOITURES STOCKANTES	115
3.8	ESPACES INONDABLES	117
3.9	SYNTHESE.....	118
FICHE R3 METHODES COMPLEXES : LA MODELISATION.....		120
1	INTRODUCTION	120
2	PRINCIPES GENERAUX.....	121
3	LA SCHEMATISATION DU RESEAU	123
3.1	RECUEIL DES DONNEES	123
3.2	LES NŒUDS	123
3.3	LES TRONÇONS.....	124
3.4	LES BASSINS VERSANTS	124
3.5	LES OUVRAGES SPECIFIQUES.....	124
4	LE MODELE PLUVIOMETRIQUE	125
4.1	PLUIE REELLE	125
4.2	CHRONIQUE DE PLUIE.....	125
4.3	PLUIE HISTORIQUE « OBSERVEE ».....	125
4.4	PLUIE DE PROJET	126
5	LE MODELE HYDROLOGIQUE	128
5.1	FONCTION DE PRODUCTION	128
5.2	FONCTION DE TRANSFERT	130
6	LE MODELE HYDRAULIQUE	132
7	LE CALAGE DES MODELES.....	134
FICHE R4 DEVERSOIRES D'ORAGE		136
1	DEFINITION ET CONCEPTION.....	136
2	TYPES DE DEVERSOIRS D'ORAGE.....	137
2.1	DEVERSOIR FRONTAL A SEUIL HAUT	137
2.2	DEVERSOIR FRONTAL A SEUIL BAS.....	138
2.2.1	<i>Déversoir rectangulaire avec contraction latérale à crête mince</i>	<i>139</i>
2.2.2	<i>Déversoir rectangulaire Sans contraction latérale à crête mince.....</i>	<i>140</i>
2.2.3	<i>Déversoirs épais.....</i>	<i>141</i>
2.3	DEVERSOIRS LATERAUX A SEUIL BAS.....	141
2.4	DEVERSOIRS LATERAUX A SEUIL HAUT	142
2.4.1	<i>Principes de construction.....</i>	<i>142</i>
2.4.2	<i>Fonctionnement hydraulique</i>	<i>143</i>
3	RECOMMANDATIONS	143
FICHE R5 SEPARATEURS A HYDROCARBURES		145
1	DOMAINE D'UTILISATION.....	145
2	DIMENSIONNEMENT	146
3	PRIX D'ORDRE.....	147

MANUEL 2 : MANUEL STATIONS DE POMPAGE 148

FICHE P0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I 149

FICHE P1 : CONFIGURATION, CHOIX ET CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET HYDRAULIQUES DES GROUPES DE POMPAGE ET DETERMINATION DU VOLUME UTILE 150

1	CONFIGURATION DES STATIONS DE POMPAGE	150
1.1	DEFINITION ET CONCEPTION	150
1.1.1	<i>Vis d'Archimède</i>	150
1.1.2	<i>Les stations à pompes submersibles immergées dans la bache</i>	151
1.1.3	<i>Les stations avec fosse sèche</i>	153
2	IMPLANTATION DES STATIONS DE POMPAGE	155
3	CHOIX DES GROUPES DE POMPAGE ET DETERMINATION DE LEURS CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET HYDRAULIQUES	155
3.1	POMPES.....	155
3.2	TYPES DE ROUES	157
3.3	MOTEURS ELECTRIQUES.....	160
3.3.1	<i>Moteurs submersibles</i>	160
3.3.2	<i>Moteurs de surface</i>	162
3.4	DISPOSITIFS D'ETANCHEITE	162
3.4.1	<i>Groupes submersibles (immergés ou en fosse sèche)</i>	162
3.4.2	<i>Groupes de surface</i>	164
3.5	DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT).....	165
3.6	CALCUL DE LA PUISSANCE	166
3.7	ETAPES ET CHRONOLOGIE DU CHOIX D'UNE POMPE	166
3.8	VALIDATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT EFFECTIVEMENT OBTENU	173
3.9	VIBRATIONS ET BRUITS	175
3.9.1	<i>Origines des vibrations et bruits</i>	175
3.9.2	<i>Seuils admissibles de bruits</i>	176
3.9.3	<i>Prévention des bruits aériens</i>	177
4	DIMENSIONNEMENT DES VOLUMES UTILES DES BACHES	177
4.1	NOTION DE DEBIT CRITIQUE	178
4.2	DETERMINATION DU VOLUME UTILE (VOLUME DE MARNAGE) DE LA STATION DE POMPAGE	178
4.3	NOMBRE DE DEMARRAGES DES GROUPES.....	178
4.4	PREVENTION DES NUISANCES DUES AUX ODEURS.....	179
5	CONCEPTION DE LA FORME DE LA BACHE DE POMPAGE	179
6	ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE	180

**FICHE P2 : ALIMENTATION ELECTRIQUE ET EQUIPEMENTS DE LA STATION DE POMPAGE ERREUR !
SIGNET NON DEFINI.**

1	ALIMENTATION ELECTRIQUE	181
1.1	ALIMENTATION	181
1.2	ARMOIRES ELECTRIQUES.....	182
1.3	EQUIPEMENTS B.T	183
2	EQUIPEMENTS ANNEXES DE LA SP	185
2.1	ROBINETTERIE	185
2.2	COMPTAGE.....	185
2.2.1	<i>Mesures</i>	185
2.3	GROUPES ELECTROGENES (GE).....	186
2.4	DIVERS EQUIPEMENTS : MOYENS DE LEVAGE, MOYENS D'ACCES, TRAPPES DE VISITE, POINTS D'EAU,.....	188
2.4.1	<i>Equipements de manutention</i>	188
2.4.2	<i>Autres équipements</i>	188
3	TELEGESTION	189
3.1	STANDARDS DE TRANSMISSION	189
3.2	INFORMATIONS TELEGEREES	189

FICHE P3 : SYSTEME DE REGULATION ET MODES DE DEMARRAGES ET PROTECTIONS DES MOTEURS..... 190

1	SYSTEME DE REGULATION	190
1.1	DETERMINATION DES NIVEAUX	190

1.2	MOYENS DE DETECTION DES NIVEAUX	190
1.2.1	Capteur de pression	191
1.2.2	Capteur ultrasonique.....	191
1.2.3	Système radar	191
1.2.4	Interrupteurs de niveau à flotteur.....	192
1.3	CAS PARTICULIER DE LA VITESSE VARIABLE	192
2	MODES DE DEMARRAGES ET PROTECTIONS DES MOTEURS.....	193
2.1	MODE DE DEMARRAGE	193
2.2	CHOIX D'UN DEMARREUR.....	193
2.2.1	Le démarrage direct.....	194
2.2.2	Démarrage étoile – triangle.....	194
2.2.3	Démarrage statorique	196
2.2.4	Tension réduite par auto-transformateur	197
2.2.5	Les démarreurs électroniques	197
3	MOYENS DE PROTECTION A LA SURCHARGE ET AU COURT-CIRCUIT.....	198
3.1	PROTECTION CONTRE LES COURTS-CIRCUITS	198
3.2	PROTECTION CONTRE LES SURCHARGES	199
FICHE P4 PROTECTION CONTRE LES REGIMES TRANSITOIRES ET COUPS DE BELIER.....		200
1	NATURE DU PHENOMENE	200
2	TECHNIQUE DE PROTECTION	201
2.1	LES BALLONS ANTI-BELIER.....	201
2.2	LES VOLANTS D'INERTIE.....	202
2.3	CHEMINEE D'EQUILIBRE	202
2.4	LES ARAA (OU CHEMINEES BALLON).....	202
2.5	LES DISPOSITIFS D'ENTREE D'AIR	203
3	NECESSITE OU NON DE CONDUIRE UNE ETUDE.....	204
4	PARAMETRES NECESSAIRES POUR L'ETUDE	204
5	SIMULATION	205
FICHE P5 PROTECTION CONTRE LE H₂S ET LA CORROSION		207
1	PROBLEMATIQUE	207
2	ORIGINE DE H₂S	207
3	PARAMETRES INFLUENÇANT LA PRODUCTION DE L'H₂S.....	207
4	IMPACT DE LA PRESENCE DE L'H₂S.....	208
5	AXES D'OPTIMISATION LORS DU DIMENSIONNEMENT LIMITANT LA PROBABILITE D'APPARITION DE H₂S. 209	209
6	SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES POUR LE TRAITEMENT DE H₂S.....	209
FICHE P6 CONDUITE DE REFOULEMENT		211
1	DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES.....	211
1.1	CALCUL DES PERTES DE CHARGE	211
1.2	COEFFICIENT DE RUGOSITE	212
1.3	CONDITIONS DE VITESSE	212
1.4	METHODOLOGIE DE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE	212
1.5	DIAMETRE MINIMAL	215
2	MATERIAUX DES CONDUITES UTILISEES	215
3	EQUIPEMENTS SUR LES CONDUITES (EQUIPEMENTS POINTS HAUTS ET BAS, VANNES DE SECTIONNEMENT, ETC, ...)	216
3.1	VIDANGES	216
3.1.1	Dimensionnement.....	216
3.1.2	Nombre et emplacements des points bas à équiper.....	216
3.2	EQUIPEMENT DES POINTS HAUTS	217
3.2.1	Introduction.....	217
3.2.2	Dimensionnement.....	218
3.2.3	Equipements installés.....	218
3.2.4	Nombre et emplacements des points hauts à équiper.....	219
3.3	GENIE CIVIL DES REGARDS DE VIDANGE ET DE VENTOUSE	220
4	CONDITIONS DE REALISATION ET DE POSE	220
5	ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE.....	220

MANUEL 3 : MANUEL DE CONCEPTION DES STATIONS D'EPURATION 228

FICHE E0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I 229

FICHE E1 : PRETRAITEMENTS 231

1 DEGRILLAGE..... 231

1.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 231

1.2 DIMENSIONNEMENT 231

1.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 233

2 DEGRAISSAGE-DESSABLAGE 235

2.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 235

2.2 DIMENSIONNEMENT 236

2.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 237

3 TAMISAGE 238

3.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 238

3.2 DIMENSIONNEMENT 239

3.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 239

FICHE E2 DECANTEUR PRIMAIRE 241

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 241

2 DIMENSIONNEMENT 243

3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 243

FICHE E3 LAGUNAGE NATUREL 245

1 PRINCIPE GENERAL 245

2 RECOMMANDATIONS D'IMPLANTATION 246

3 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES 248

3.1. LAGUNAGE ANAEROBIE 248

3.1.1 Généralités 248

3.1.1. Critères de dimensionnement 248

3.1.2. Performances en sortie des bassins anaérobies 249

3.1.3. Curage des bassins anaérobies 249

3.1.4. Gestion des émanations gazeuses, au niveau des bassins anaérobies 249

3.2. LAGUNAGE FACULTATIF 254

3.2.1. Généralités 254

3.2.2. Critères de dimensionnement 254

3.2.3. Performances en sortie des bassins 255

3.3. LAGUNAGE DE MATURATION 255

3.3.1. Généralités 255

3.3.2. Critères de dimensionnement 256

4 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 257

5 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE 258

FICHE E4 LAGUNAGE AERE 259

1 PRINCIPE GENERAL 259

2 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES 261

3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 265

4 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE 267

FICHE E5 LIT BACTERIEN 268

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 268

2 REACTEUR BIOLOGIQUE 269

2.1 DIMENSIONNEMENT 269

2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 270

3 DECANTATION SECONDAIRE 272

3.1 DIMENSIONNEMENT 272

3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 272

4 RECIRCULATION 272

4.1 DIMENSIONNEMENT 272

4.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION 273

5 PRIX D'ORDRE 273

FICHE E6 DISQUES BIOLOGIQUES	274
1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	274
2 REACTEUR BIOLOGIQUE.....	275
2.1 DIMENSIONNEMENT.....	275
2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	276
3 DECANTATION SECONDAIRE.....	278
3.1 DIMENSIONNEMENT.....	278
3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	278
4 PRIX D'ORDRE.....	278
FICHE E7 BOUES ACTIVEES.....	279
1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	279
2 BASSIN D'AERATION.....	280
2.1 DIMENSIONNEMENT.....	280
2.1.1 <i>Calcul du volume du bassin d'aération à partir de la charge massique.....</i>	<i>280</i>
2.1.2 <i>Calcul du volume du bassin d'aération à partir de l'âge des boues.....</i>	<i>281</i>
2.1.3 <i>Ordres de grandeurs des paramètres à prendre en compte.....</i>	<i>281</i>
2.1.4 <i>Calcul de la zone d'anoxie.....</i>	<i>283</i>
2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	284
2.2.1 <i>Bassin d'aération</i>	<i>284</i>
2.2.2 <i>Zone d'anoxie</i>	<i>285</i>
3 AERATION.....	285
3.1 DIMENSIONNEMENT.....	285
3.1.1 <i>Démarche globale de dimensionnement</i>	<i>285</i>
3.1.2 <i>Bilan préliminaire sur l'azote.....</i>	<i>285</i>
3.1.3 <i>Calcul des besoins journaliers en oxygène</i>	<i>286</i>
3.1.4 <i>Calcul des besoins horaires en oxygène</i>	<i>288</i>
3.1.5 <i>Choix des systèmes d'aération et prise en compte des Apports Spécifiques Bruts</i>	<i>289</i>
3.1.6 <i>Calcul des puissances à installer des systèmes d'aération</i>	<i>289</i>
3.1.7 <i>Calcul des débits d'air pour les systèmes à base d'insufflation.....</i>	<i>290</i>
3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	290
3.2.1 <i>En cas d'insufflation d'air avec diffuseurs membranaires.....</i>	<i>290</i>
3.2.2 <i>En cas d'aération avec des turbines.....</i>	<i>292</i>
3.2.3 <i>En cas d'aération avec des brosses</i>	<i>292</i>
3.2.4 <i>Asservissement de l'aération.....</i>	<i>293</i>
4 BRASSAGE	293
4.1 DIMENSIONNEMENT.....	293
4.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	294
5 DEGAZAGE	294
5.1 DIMENSIONNEMENT.....	294
5.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	294
6 DECANTATION SECONDAIRE.....	295
6.1 DIMENSIONNEMENT.....	295
6.1.1 <i>Surface de décantation.....</i>	<i>295</i>
6.1.2 <i>Le Clifford</i>	<i>295</i>
6.1.3 <i>Surface du clarificateur.....</i>	<i>296</i>
6.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	296
7 RECIRCULATION.....	297
7.1 DIMENSIONNEMENT.....	297
7.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	297
7.3 PREVENTION DU FOISONNEMENT FILAMENTEUX.....	298
8 PRIX D'ORDRE.....	299
FICHE E8 TRAITEMENTS NECESSAIRES POUR LA REUE EN IRRIGATION.....	300
1 CONTEXTE REGLEMENTAIRE MAROCAIN (QUALITE DES EAUX DESTINEES A L'IRRIGATION)	300
2 TECHNOLOGIES DE DESINFECTIION	301
2.1 TRAITEMENTS EXTENSIFS	301
2.1.1 <i>Lagunes de maturation.....</i>	<i>301</i>
2.1.2 <i>Infiltration-percolation.....</i>	<i>303</i>
2.2 TRAITEMENTS INTENSIFS	304
2.2.1 <i>Le chlore.....</i>	<i>304</i>

2.2.2	Désinfection par ultraviolets.....	306
2.2.3	Réacteur biologique à membranes.....	307
2.2.4	Filtration en amont des traitements intensifs de désinfection.....	309
3	SYNTHESE DES CRITERES DE CHOIX DES TECHNIQUES DE DESINFECTION.....	310
FICHE E9 PRODUCTION DES BOUES.....		312
1	LAGUNAGES.....	312
1.1	LAGUNAGE ANAEROBIE.....	312
1.2	LAGUNAGE AEROBIE FACULTATIF.....	312
2	DECANTATION PRIMAIRE.....	312
3	LITS BACTERIENS ET DISQUES BIOLOGIQUES.....	313
4	BOUES ACTIVEES.....	313
FICHE E10 TRAITEMENT DES BOUES.....		314
1	EPAISSISSEMENT.....	314
1.1	EPAISSISSEMENT GRAVITAIRE.....	314
1.1.1	Principe de fonctionnement.....	314
1.1.2	Dimensionnement.....	314
1.1.3	Recommandations de conception.....	315
1.2	EGOUTTAGE.....	316
1.2.1	Principe de fonctionnement.....	316
1.2.2	Dimensionnement.....	316
1.2.3	Recommandations de conception.....	317
2	STABILISATION.....	317
2.1	STABILISATION CHIMIQUE.....	317
2.1.1	Principe de fonctionnement.....	317
2.1.2	Dimensionnement.....	318
2.1.3	Recommandations de conception.....	318
2.2	STABILISATION ANAEROBIE.....	319
2.2.1	Principe de fonctionnement.....	319
2.2.2	Dimensionnement.....	321
2.2.3	Recommandations de conception.....	321
3	DESHYDRATATION.....	328
3.1	FILTRE A BANDE PRESSEUSE.....	328
3.1.1	Principe de fonctionnement.....	328
3.1.2	Dimensionnement.....	329
3.1.3	Recommandations de conception.....	329
3.2	CENTRIFUGEUSE.....	330
3.2.1	Principe de fonctionnement.....	330
3.2.2	Dimensionnement.....	331
3.2.3	Recommandations de conception.....	331
3.3	FILTRE PRESSE.....	332
3.3.1	Principe de fonctionnement.....	332
3.3.2	Dimensionnement.....	333
3.3.3	Recommandations de conception.....	333
3.4	LITS DE SECHAGE NATURELS.....	335
3.4.1	Principe de fonctionnement.....	335
3.4.2	Dimensionnement.....	336
3.4.3	Recommandations de conception.....	336
3.4.4	Séchage solaire sous serre.....	336
4	TAMISAGE DES BOUES.....	337
5	COMPARATIF DES TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DES BOUES.....	338
FICHE E11 DESODORISATION.....		340
1.	PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	340
2.	DIMENSIONNEMENT.....	343
2.1.	VENTILATION.....	343
2.2.	DESODORISATION CHIMIQUE.....	343
2.3.	DESODORISATION BIOLOGIQUE ET PAR ADSORPTION.....	344
3.	RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION.....	344
4.	PRIX D'ORDRE.....	345
FICHE E12 CHOIX DES SITES ET DES FILIERES EPURATOIRES.....		346

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : DOTATIONS UNITAIRES DE L'ANNEE 2010 (L/J/HABITANT).....	10
TABLEAU 2 : RATIOS DE POLLUTION SPECIFIQUE PAR HABITANT	12
TABLEAU 3 : DEBITS SPECIFIQUES DE REJETS DES ABATTOIRS RECOMMANDES DANS LE CADRE DE LA PRESENTE ETUDE	14
TABLEAU 4 : RATIOS DE POLLUTION RECOMMANDES DANS LE CADRE DE LA PRESENTE ETUDE	14
TABLEAU 5: VALEURS LIMITES SPECIFIQUES DES REJETS DOMESTIQUES AU MAROC.....	37
TABLEAU 6: PRESCRIPTIONS, RELATIVES AUX REJETS PROVENANT DES STATIONS D'EPURATION DES EAUX URBAINES RESIDUAIRES, EN ZONES NORMALES NON SOUMISES A EUTROPHISATION ET SUPERIEURES A 2 000 EH (DIRECTIVE UE N° 91/271 DU 21/05/91 RELATIVE AU TRAITEMENT DES EAUX URBAINES	38
TABLEAU 7: PRESCRIPTIONS, RELATIVES AUX REJETS PROVENANT DES STATIONS D'EPURATION DES EAUX URBAINES RESIDUAIRES ET EFFECTUES DANS DES ZONES SENSIBLES, SUJETTES A EUTROPHISATION (DIRECTIVE UE N° 91/271 DU 21/05/91 RELATIVE AU TRAITEMENT DES EAUX URBAINES RESIDUAIRES.....	38
TABLEAU 8: TAUX DE CONFORMITE (DIRECTIVE DE LA COMMISSION N° 98/15/CE DU 27 FEVRIER 1998)	39
TABLEAU 9: EXIGENCES DE L'ONEE-BE EN MATIERE DE LA QUALITE DES REJETS INDUSTRIELS.....	40
TABLEAU 10: CATEGORIES DE QUALITE D'EAU DESTINEE A L'IRRIGATION EN FONCTION DE L'ELIMINATION DES OEUFS ET DES COLIFORMES FECAUX (NORME MAROCAINE-EXTRAIT D'ARRETE DU 17 OCTOBRE 2002)	41
TABLEAU 11: RECOMMANDATIONS DE L'OMS POUR LA QUALITE DE L'EAU DESTINEE A L'IRRIGATION	41
TABLEAU 12: COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT, POUR BASSINS VERSANTS URBANISES.....	49
TABLEAU 13: COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT EN SECTEUR NON REVETU.....	49
TABLEAU 14: COEFFICIENT D'AJUSTEMENT DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA PERIODE DE RETOUR.....	49
TABLEAU 15: PARAMETRES D'EQUIVALENCES POUR L'ASSEMBLAGE DES BASSINS.....	54
TABLEAU 16: EXEMPLE DE VALEUR POSSIBLE DU CN (CURVE NUMBER)	58
TABLEAU 17: AVANTAGES - INCONVENIENTS DES MATERIAUX DES CANALISATIONS	69
TABLEAU 18: AVANTAGES - INCONVENIENTS DES MATERIAUX DES CANALISATIONS (SUITE).....	70
TABLEAU 19: VITESSES MINIMALES ADMISSIBLES DANS LES CANALISATIONS D'EAUX USEES ET D'EAUX PLUVIALES.....	71
TABLEAU 20: DIAMETRE MINIMUM RETENU	72
TABLEAU 21: SECTION INTERIEURE DU REGARD DE VISITE EN FONCTION DE LA PROFONDEUR.....	73
TABLEAU 22: AUTRES CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES REGARDS DE VISITE	74
TABLEAU 23: PRINCIPALES DISPOSITIONS DE BRANCHEMENTS.....	74
TABLEAU 24: PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES REGARDS BORGNES	75
TABLEAU 25: PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES BOUCHES D'EGOUT	75
TABLEAU 26: PRIX D'ORDRE POUR GALERIES.....	80
TABLEAU 27: CRITERES, RETENUS POUR LA COMPARAISON DES VARIANTES "POMPAGE " ET "GALERIE"	80
TABLEAU 28: RESULTATS DE COMPARAISON ENTRE GALERIES ET POMPAGE	81
TABLEAU 29: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PVC (30% DE ROCHER).....	87
TABLEAU 30: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PEHD (30% DE ROCHER)	87
TABLEAU 31: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATION EN PPL (30% DE ROCHER)	87
TABLEAU 32: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN BÉTON (30% DE ROCHER).....	88
TABLEAU 33: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PRV (30% DE ROCHER).....	88
TABLEAU 34: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PVC (50% DE ROCHER).....	89
TABLEAU 35: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PEHD (50% DE ROCHER)	89
TABLEAU 36: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATION EN PPL (50% DE ROCHER).....	89
TABLEAU 37: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATION EN BÉTON (50% DE ROCHER)	90
TABLEAU 38: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PRV (50% DE ROCHER).....	90
TABLEAU 39: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PVC (70% DE ROCHER).....	91
TABLEAU 40: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PEHD (70% DE ROCHER)	91
TABLEAU 41: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATION EN PPL (70% DE ROCHER)	91
TABLEAU 42: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN BÉTON (70% DE ROCHER).....	92
TABLEAU 43: PRIX D'ORDRE, POUR DES CANALISATIONS EN PRV (70% DE ROCHER).....	92
TABLEAU 44: PRINCIPALES TECHNIQUES ALTERNATIVES: LEURS POINTS FORTS ET LEURS POINTS FAIBLES.....	119
TABLEAU 45: VALEURS DE LA CAPCITE D'INFILTRATION DU SOL SATURE EN FONCTION DE L'OCCUPATION DU SOL ET DE LA NATURE DU TERRAIN	130
TABLEAU 46: VALEUR DU COEFFICIENT DE DEBIT SUIVANT LE RAPPORT L/B POUR UN DEVERSOIR RECTANGULAIRE AVEC CONTRACTION LATERALE	140
TABLEAU 47: CLASSE DES SEPARATEURS	146
TABLEAU 48: NOMBRE DE DEMARRAGES, EN FONCTION DE LA PUISSANCE MOTEUR.....	178
TABLEAU 49: COUTS RETENUS DES STATIONS DE POMPAGE.....	180

TABLEAU 50: SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES POUR LE TRAITEMENT DE H2S.....	210
TABLEAU 51: PRIX D'ORDRE POUR DES COLLECTEURS EN PVC-POURCENTAGE DU ROCHER DE 30%.....	222
TABLEAU 52: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PEHD- POURCENTAGE DU ROCHER DE 30%.....	222
TABLEAU 53: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN BP- POURCENTAGE DU ROCHER DE 30%.....	222
TABLEAU 54: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PRV- POURCENTAGE DU ROCHER DE 30%.....	223
TABLEAU 55: PRIX D'ORDRE POUR DES COLLECTEURS EN PVC-POURCENTAGE DU ROCHER DE 50%.....	223
TABLEAU 56: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PEHD- POURCENTAGE DU ROCHER DE 50%.....	224
TABLEAU 57: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN BP- POURCENTAGE DU ROCHER DE 50%.....	224
TABLEAU 58: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PRV- POURCENTAGE DU ROCHER DE 50%.....	225
TABLEAU 59: PRIX D'ORDRE POUR DES COLLECTEURS EN PVC-POURCENTAGE DU ROCHER DE 70%.....	225
TABLEAU 60: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PEHD- POURCENTAGE DU ROCHER DE 70%.....	226
TABLEAU 61: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN BP- POURCENTAGE DU ROCHER DE 70%.....	226
TABLEAU 62: PRIX D'ORDRE, POUR DES CONDUITES EN PRV- POURCENTAGE DU ROCHER DE 70%.....	227
TABLEAU 63: ESPACEMENT ENTRE LES BARREAUX SELON LE TYPE DE DEGRILLAGE.....	232
TABLEAU 64: TABLEAU COMPARATIF DES TYPES DE GRILLES ET DES SYSTEMES DE RACLAGE.....	234
TABLEAU 65: COMPARATIF DES SOLUTIONS DE DEGRAISSAGE-DESSABLAGE.....	238
TABLEAU 66: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU DECANTEUR PRIMAIRE.....	242
TABLEAU 67: VITESSES ASCENSIONNELLES, AU NIVEAU DU DECANTEUR PRIMAIRE, EN FONCTION DES PERFORMANCES SUR LES ABATTEMENTS EN MES ET DBO5.....	243
TABLEAU 68: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU PROCEDE D'EPURATION PAR LAGUNAGE NATUREL.....	246
TABLEAU 69: RENDEMENTS EPURATOIRS, AU NIVEAU DES BASSINS ANAEROBIES.....	249
TABLEAU 70: SOLUTIONS POSSIBLES DE GESTION DES EMANATIONS GAZEUSES.....	251
TABLEAU 71 : MATERIAUX ET METHODES UTILISEES POUR LA COUVERTURE DES BASSINS ANAEROBIES.....	252
TABLEAU 72: RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION D'UNE STEP TYPE LAGUNAGE NATUREL.....	257
TABLEAU 73:RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION D'UNE STEP TYPE LAGUNAGE NATUREL (SUITE).....	258
TABLEAU 74: PRIX D'ORDRE D'UNE STEP TYPE LAGUNAGE NATUREL (*).....	258
TABLEAU 75: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU PROCEDE D'EPURATION PAR LAGUNAGE AERE.....	261
TABLEAU 76: RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION D'UNE STEP TYPE LAGUNAGE AERE.....	265
TABLEAU 77: RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION D'UNE STEP TYPE LAGUNAGE AERE (SUITE).....	266
TABLEAU 78: AVANTAGES ET INCONVENIENTS E LA FILIERE D'EPURATION TYPE LIT BACTERIEN.....	269
TABLEAU 79: PRINCIPAUX AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA FILIERE D'EPURATION TYPE LIT BACTERIEN.....	275
TABLEAU 80: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES TECHNOLOGIES DE MOYENNE CHARGE MASSIQUE ET DE FAIBLE CHARGE MASSIQUE.....	282
TABLEAU 81:ORDRES DE GRANDEURS DE PUISSANCE SPECIFIQUE MINIMALE DE L'EQUIPEMENT DE BRASSAGE.....	294
TABLEAU 82: VITESSES A VERIFIER AU NIVEAU DES CLARIFICATEURS.....	296
TABLEAU 83: PRIX D'ORDRE PROPOSES POUR UNE STEP, TYPE BOUES ACTIVEES.....	299
TABLEAU 84: CATEGORIES DE QUALITE D'EAU DESTINEE A L'IRRIGATION EN FONCTION DE L'ELIMINATION DES OEUFS ET DES COLIFORMES FECAUX (NORME MAROCAINE-EXTRAIT D'ARRETE DU 17 OCTOBRE 2002).....	300
TABLEAU 85: ABATTEMENT DES GERMES TESTS DE CONTAMINATION FECALE (U.LOG10) EN TRAITEMENTS SECONDAIRES.....	300
TABLEAU 86: VALEURS DE KT AUX DIFFERENTES TEMPERATURES SELON MARAIS.....	302
TABLEAU 87: SYNTHESE DES CRITERES DES TECHNIQUES DE DESINFECTIION.....	311
TABLEAU 88:LA PRODUCTION DE BOUES, EN KG MES PRODUIT / KG DBO5 ENTRANT, EN FONCTION DU RAPPORT DES CONCENTRATIONS ENTRANTES EN MES ET EN DBO5 (SOURCE DWA).....	313
TABLEAU 89: QUALITE DE LA DIGESTION SELON CERTAINS CRITERES PRINCIPAUX (SOURCE : DEGREMONT).....	322
TABLEAU 90: LA COMPOSITION MOYENNE DU BIOGAZ.....	323
TABLEAU 91: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DES BOUES.....	339
TABLEAU 92: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES PROCEDES DE DESODORISATION.....	343
TABLEAU 93: PRIX D'ORDRE PROPOSES POUR UNE UNITE DE DESODORISATION (HORS GENIE CIVIL ET VENTILATION).....	345
TABLEAU 94: CRITERES DE CHOIX DES SITES D'EPURATION.....	346
TABLEAU 95: GRILLE DE CHOIX DES PROCEDES EPURATOIRES.....	347

PRESENTATION DU MANUEL

1 IDENTIFICATION DE L'ETUDE

La présente étude, confiée par l'Office National de l'Electricité et de l'Eau Potable/Branche Eau (ONEE-BE), au groupement OIEau/ADI, dans le cadre du marché n°711/A/DAE/2012, a pour objet **l'élaboration d'un référentiel de conception et de dimensionnement des ouvrages utilisés en assainissement liquide collectif**. Cette étude est prévue selon les missions et sous missions suivantes :

- **Mission I** : Inventaire des méthodes de conception et de dimensionnement des ouvrages d'assainissement liquide ;
- **Mission II** : Élaboration des manuels de conception et de dimensionnement des ouvrages d'assainissement liquide, scindée en trois sous missions :
 - **Sous-Mission II.1** : Manuel de conception et de dimensionnement d'un réseau d'assainissement
 - **Sous-mission II.2** : Manuel de conception des stations de pompage et conduite de refoulement
 - **Sous-mission II.3** : Manuel de conception des stations d'épuration
- **Mission III** : Élaboration d'une application pour le dimensionnement des ouvrages et établissement d'un cahier de charge pour une étude de modélisation du réseau d'assainissement.
 - **Sous-Mission III.1** : Élaboration d'une application pour le dimensionnement des ouvrages ;
 - ✓ **Sous-Mission III.2** : Établissement d'un cahier des charges pour une étude de modélisation du réseau d'assainissement.

Le présent rapport, établi sur la base des Termes De Références (TDR), constitue le rapport **définitif de la Mission II**. Il est constitué des manuels suivants :

- Manuel 0 : Données de base;
- Manuel 1 : Manuel de conception et de dimensionnement d'un réseau d'assainissement ;
- Manuel 2 : Manuel de conception des stations de pompage et conduite de refoulement ;
- Manuel 3 : Manuel de conception des stations d'épuration.

2 OBJECTIFS ET UTILISATION DU MANUEL

Le présent manuel est un document standard de référence pour les chargés des projets d'assainissement en matière de conception des ouvrages d'assainissement. Il doit permettre :

- D'homogénéiser les pratiques de conception et de dimensionnement et unifier les approches ;
- De bénéficier de guides et de références, établis sur la base d'un benchmarking international et du savoir faire marocain, tout en tenant compte du contexte marocain ;
- De disposer des outils nécessaires pour la vérification des projets d'assainissement.

Par contre, ces manuels n'ont pas pour vocation de se substituer aux pratiques des bureaux d'études, ni de standardiser systématiquement les méthodes.

MANUEL 0 : DONNEES DE BASE

Fiche D0: Rappel des principales conclusions de la mission I ;

Fiche D1: Détermination des débits et de la pollution des eaux usées ;

Fiche D2 : Objectifs de qualité d'eaux traitées au rejet ;

Fiche D3: Calcul des eaux pluviales.

FICHE D0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I, RELATIVES AUX DONNEES DE BASE DE L'ETUDE

On donne, ci-après, les principales conclusions, qui se rapportent aux données de base de l'étude (eaux usées, eaux pluviales et pollution), et qui ressortent du rapport de la mission I, relatif à l'inventaire des méthodes de conception et de dimensionnement des ouvrages d'assainissement liquide.

1 CALCUL DU DEBIT D'EAUX USEES

1.1 EAUX USEES DOMESTIQUES

Le débit des eaux usées est un point clé dans la conception des réseaux, qui doit faire l'objet, en amont, d'une validation avec le Maître d'Ouvrage. Pour l'évaluer, il est recommandé ce qui suit :

- **Evaluation de la population future :**

Elle sera estimée selon le contexte du secteur, sur les bases de l'évolution démographique des dernières années, et en adoptant des TAIM objectifs, qui tiennent compte de l'évolution antérieure et du rayonnement socio-économique du centre concerné et des projets engagés au niveau du centre.

- **Taux de raccordement à l'égout :**

Il sera tenu compte des valeurs actuelles observées et des objectifs de raccordement envisagés. Les objectifs du Millénaire restent des références acceptables.

- **Dotation unitaire**

Trois approches peuvent être envisagées. On retiendra :

- Prioritairement, la réalisation de mesures in-situ sur des secteurs équivalents déjà raccordés.

En cas d'impossibilité de réalisation des mesures, on recommandera :

- la corrélation, par rapport à la consommation d'eau potable et au taux de restitution à l'égout (valeur de 80% selon les recommandations du SDNAL),
- l'utilisation des bases de données de prévisions établies par l'ONEE-BE.

- **Coefficient de pointe horaire**

Deux approches sont préconisées, et qui sont les suivantes :

- L'utilisation des résultats de mesures de débits horaires, en cas de leur disponibilité et de leur fiabilité ;

- l'application de la formule $1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\text{Débit pointe journalier}}}$.

En cas de disponibilité de mesures fiables, l'utilisation de leurs résultats devra être privilégiée.

. **Taux d'eaux parasites**

En l'absence de mesure, le taux d'eaux parasites sera pris de manière empirique en fonction du contexte local (état du réseau, présence de nappe...)

En présence de mesures fiables de débits, le taux des eaux parasites sera défini comme étant la part du débit nocturne (en l'absence d'activités nocturnes, notamment industrielles ...).

1.2 DEBITS D'EAUX USEES NON DOMESTIQUES

Il est recommandé :

- soit de mesurer le débit directement en sortie du site, afin de connaître précisément le rejet et ses variations ;
- soit d'analyser finement les consommations d'eau potable de sites de même activités, afin de se faire un référentiel de consommation par activités.

Nous proposerons, dans le présent manuel, des valeurs, qui ressortent des études réalisées et une stratégie pour les la gestion des rejets industriels.

2 DEBIT DES EAUX PLUVIALES

2.1 PARAMETRES GENERAUX

. **Formule et coefficients de Montana**

Recommandée aussi bien au Maroc qu'à l'International, cette formule sera préconisée pour représenter la pluviométrie.

Les coefficients a et b de Montana devront être liés à la pluviométrie locale et assortis d'un domaine de validité. On utilisera les données de la Direction Météorologique Nationale (DMN) ou, à défaut, les valeurs régionales du SDNAL.

. **Période de retour**

La période de retour permet de déterminer le niveau de protection des ouvrages. C'est donc au Maître d'Ouvrage de la définir. Ce Manuel de Conception, à l'image de la norme européenne EN 752, proposera des valeurs, par défaut, afin de guider ce choix.

. **Coefficients de ruissellement**

Le présent Manuel de Conception donnera des ordres de grandeurs appropriées et disponibles de coefficients de ruissellement par type d'occupation des sols.

2.2 CALCUL DU DEBIT PLUVIAL D'UN BASSIN VERSANT URBAIN

Il est recommandé de programmer des études au Maroc permettant de valider les lois hydrologiques actuellement utilisées¹. A défaut, les préconisations sont les suivantes :

¹ Les limites et domaines de validité de chacune des formules seront précisés après discussion avec l'ONEE en fonction des moyens disponibles pour les calculs et des pratiques actuelles.

. **Méthodes simplifiées : petits bassins versants urbains (inférieurs à 200 ha)**

On détaillera l'utilisation de la méthode de Caquot (calcul de l'allongement et coefficient correcteur de débit) ainsi que l'utilisation de la méthode rationnelle, à partir de formules de temps de concentration (méthode des vitesses, formule de Kirpich).

. **Méthodes complexes : grands bassins versants urbains (supérieurs à 200 ha)**

Les méthodes de modélisation (simplifiée ou complexes) seront préconisées en précisant :

- le modèle pluviométrique : pluie de projet, pluie historique... ;
- Le modèle hydrologique : ruissellement, méthode du réservoir linéaire... ;
- le modèle d'écoulement en réseau (équation complexe ou simplifiée de Barré de Saint-Venant).

2.3 CALCUL DU DEBIT PLUVIAL D'UN BASSIN VERSANT RURAL² (NON URBANISE)

. **Méthodes simplifiées**

Le Manuel de Conception préconisera l'utilisation :

- de la méthode rationnelle ;
- des méthodes empiriques (SCS ou autres), à définir en fonction du contexte marocain.

. **Méthodes complexes**

Les méthodes de modélisation des bassins versants urbains peuvent être utilisées, en les adaptant avec des modèles de ruissellement adaptés (Horton, SCS...).

² Les limites et domaines de validité de chacune des formules seront précisés après discussion avec l'ONEE, en fonction des moyens disponibles pour les calculs et des pratiques actuelles.

FICHE D1 : DETERMINATION DES DEBITS ET DE LA POLLUTION DES EAUX USEES

L'objectif de cette fiche est de définir l'ensemble des paramètres, qui interviennent dans l'évaluation de la consommation en eau potable, des rejets d'eaux usées, des flux de pollution et leur évolution dans le temps.

La conception des projets doit intégrer les perspectives d'évolution de la zone d'étude, tant vis-à-vis de la population que des activités économiques, d'où la nécessité de la notion de l'horizon du projet et de phasage de travaux, au niveau des études d'assainissement liquide.

Horizon du projet

Compte tenu des imprécisions, qui règnent sur les hypothèses prises en considérations (qui se rapportent aux perspectives d'évolution dans la zone du projet), l'horizon d'études, généralement pris en considération par l'ONEE-Branche Eau, dans les projets d'assainissement liquide, est N+20 ; N étant l'horizon de l'étude. Cet horizon est jugé réaliste pour avoir des projections plus au moins fiables, au niveau de la zone du projet.

Phasage de travaux

Pour chaque projet, et si la phasage de travaux est nécessaire, il doit être établi, en fonction des objectifs à atteindre, en matière des conditions sanitaires de la population et de la protection du milieu récepteur, mais également des dispositions du document d'urbanisme, du développement urbain, industriel et touristique et des financements disponibles et des capacités de l'ONEE-Branche Eau. Dans tous les cas, le phasage de travaux doit **définir (en présentant les arguments appropriés), les travaux d'urgence et de la première tranche ainsi que les travaux de tranches ultérieures.**

Durée de vie des ouvrages

En plus des 2 notions citées ci-dessus, et en particulier, pour les calculs financiers (investissement, coût de développement, coût de revient, etc.), **la durée de vie** des ouvrages doit être prise en compte. Dans le cadre du présent manuel, nous proposons, pour les études d'APS, de retenir les valeurs suivantes :

- Collecteurs, canaux et caniveaux : 40 ans,
- Ouvrages de génie civil (bâches d'aspiration, locaux de STEP, regards, déversoirs d'orage, bassins de rétention et de stockage, etc.) : 50 ans
- Equipement des stations de pompage et d'épuration : 13 ans ;
- Lignes électriques : 20 ans ;
- Pistes : 40 ans.

1 EAUX USEES DOMESTIQUES

1.1 REMARQUE PRELIMINAIRE

Pour la détermination des caractéristiques des rejets d'eaux usées (débit et pollution), plusieurs approches peuvent être envisagées, et qui sont les suivantes :

- **Prioritairement, la réalisation de mesures in-situ, au niveau du point de rejet (ou des points des rejets), et à l'exutoire des principaux bassins versants, pour la détermination des débits d'eaux usées et des charges polluantes.**

Les résultats d'une telle campagne doivent être **pris avec beaucoup de précautions** et les paramètres suivants doivent être bien maîtrisés :

- Taux de raccordement ;
- Pertes, au niveau du réseau ;
- Intrusion des eaux parasites ;
- Etat du colmatage du réseau ;
- Conditions de mesure (journée pluvieuse, période de pointe,...) ;
- Système de collecte (unitaire, séparatif ou pseudo séparatif) ;
- ...etc.

En cas d'impossibilité de réalisation des mesures (ou dans le cas où leur fiabilité est mise en question), on recommandera :

- **La corrélation, par rapport à la consommation d'eau potable** et au taux de restitution à l'égout, pour la détermination des débits d'eaux usées ;
- **La prise en considération des ratios de pollution**, recommandés pour des centres de taille similaire.

Une analyse comparative de ces sources de données est fortement recommandée et permettra de cadrer les actions à mener dans la suite de l'étude (valeurs à retenir, mesures complémentaires nécessaires, ...).

1.2 CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES A PARTIR DE LA CONSOMMATION EN EAU POTABLE

Le calcul du volume des eaux usées est obtenu à partir de la consommation en eau potable (estimée à partir de la population et des dotations unitaires selon les types d'usagers), en appliquant le taux de raccordement au réseau d'assainissement, le taux de retour à l'égout et le taux des eaux parasites.

1.2.1 Population actuelle et future

Une bonne étude démographique garantit, en grande partie, la bonne estimation des consommations en eau potable ; **elle nécessite de respecter les étapes précisées, ci-après.**

1.2.1.1 ANALYSE DE L'EVOLUTION ANTERIEURE DE LA POPULATION

La connaissance de l'évolution démographique antérieure, au niveau du centre de projet, permet d'orienter convenablement les projections.

Dans ce cadre, il est nécessaire de collecter les résultats des Recensements réalisés en 1960, 1971, 1982, 1994 et 2004, de les analyser et de déterminer les Taux d'Accroissement Interannuel Moyen (TAIM) qui en résultent, et qui permettent, d'avoir une idée précise, sur l'évolution de la tendance passée.

1.2.1.2 DETERMINATION DE LA POPULATION ACTUELLE

Pour la détermination de la population actuelle, plusieurs données peuvent être exploitées, dont notamment :

- Résultats d'enquêtes, effectuées par les autorités locales ;
- Statistiques disponibles, au niveau du Haut Commissariat au Plan (HCP) ou des municipalités concernées ;
- Estimation, à partir des statistiques d'eau potable disponibles : nombre, taux et taille des branchements ;
- Estimation à partir d'une analyse de l'occupation actuelle du sol.

1.2.1.3 PROJECTIONS DEMOGRAPHIQUES

La détermination des populations futures du centre du projet constitue une étape fondamentale et nécessaire pour l'estimation de leurs consommations en eau potable, et par conséquent, pour l'estimation de leurs rejets en termes de débits d'eaux usées. Ainsi, **il est essentiel que les projections, à élaborer, approchent au mieux la réalité de la zone du projet.**

Pour élaborer ces projections, il est recommandé d'exploiter plusieurs sources d'informations, et en particulier :

- Evolution antérieure (déjà présentée) ;
- Projections CERED³ ;
- Etudes existantes.

APPROCHE DE PROJECTIONS DEMOGRAPHIQUES RECOMMANDEE

Afin de tenir compte des spécificités du centre du projet et des projets engagés dans la zone d'études, **il est recommandé d'adopter des TAIM, qui tiennent compte de l'évolution antérieure, du rayonnement socio-économique et des projets engagés, au niveau du centre de projet.**

Une approche basée sur l'adoption des taux progressifs d'occupation de l'aire du plan d'urbanisme, peut être plus adaptée lorsque des informations, sur les projets d'habitat dans la zone du projet, sont claires et cernées.

En tout état de cause, les projections démographiques doivent faire l'objet d'une validation avec le Maître d'Ouvrage.

1.2.2 Dotation unitaire en eau potable et taux de branchement

1.2.2.1 TAUX DE BRANCHEMENT

Les valeurs des taux de branchement, présentées, au niveau des fiches besoin ONEE-BE/DPL, ont été estimées sur la base des statistiques disponibles et actualisées ; elles constituent **la base la plus fiable dans son ensemble, pour apprécier les tendances actuelles en matière du taux de branchement du réseau d'eau potable, et établir, par conséquent les projections appropriées.**

³ CERED : Centre d'Etudes et de Recherches Démographiques

Pour les projections futures, et conformément à la politique de l'ONEE-BE, pour l'amélioration des conditions d'accès à l'eau potable dans le milieu urbain, il est recommandé une amélioration du niveau du taux de branchement au réseau de distribution, pour les centres ayant un faible taux de branchement (notamment pour les petits centres ayant un taux de branchement <90%) **pour atteindre une valeur de 95 % en 2015 et 98 %, à partir 2020 (conformément aux projections de l'ONEE-BE).**

1.2.2.2 DOTATIONS UNITAIRES

L'analyse faite, au niveau du rapport de la mission I, a fait ressortir que **pour la quasi-totalité des centres urbains, l'ONEE-BE dispose d'une base de données relative aux dotations unitaires enregistrées, qui est périodiquement actualisée.** Pour l'année 2010, les dotations unitaires suivantes, en fonction de la taille des centres, ont été enregistrées :

Tableau 1 : Dotations unitaires de l'année 2010 (l/j/habitant)

	Grandes villes Pop >100 000 hab	Villes moyennes 20 000 < Pop < 100 000 hab	Petites villes Pop < 20 000 habs
Population branchée	85	65	60
Population non branchée	65	15	10
Administration	10	7	5
Industrie	7	3	3

Les dotations unitaires, que nous recommandons de retenir, sont les suivantes :

- Pour les centres disposant des statistiques des consommations en eau potable : reconduire les valeurs des dotations unitaires, retenues par l'ONEE-BE, au niveau des fiches besoins, qui découlent de l'exploitation des statistiques récentes de consommation en eau potable, ajustées et corrigées.

Ces valeurs doivent être, toutefois, validées en tenant compte des orientations socio-économiques du centre concerné.

- Pour les centres pour lesquels l'ONEE-BE ne dispose pas de statistiques (ou les statistiques disponibles ne sont pas jugées fiables): les valeurs présentées, au niveau du tableau, ci-dessus, peuvent être reconduites.

Il faut toutefois noter que l'analyse des statistiques de consommations en eau potable, sur un échantillon des centres, a fait ressortir que ces valeurs présentent **une forte dispersion, notamment pour les valeurs de dotations de la population non branchée et celle administrative et industrielle** ; les aspects suivants doivent être donc bien maîtrisés :

- Aspect touristique du centre ;
- Présence des industries, consommatrices d'eau potable ;
- Présence d'autres sources d'approvisionnement en eau potable, à part le réseau ONEE-BE ;
- ... etc.

1.2.3 Taux de retour à l'égout

Pour l'estimation du taux de retour à l'égout, nous recommandons de retenir les valeurs suivantes :

- Pour les eaux usées d'origine domestique et administrative : un taux de 80% ;

- Pour les eaux usées d'origine industrielle : un taux de 75%.

Au niveau des études d'assainissement liquide, une attention particulière doit être accordée aux industries, qui recyclent les eaux usées, en adoptant des valeurs du taux de retour à l'égout plus faibles.

1.2.4 Taux de raccordement

Le taux de raccordement est défini comme étant le rapport entre la population raccordée au réseau d'eaux usées et la population totale. L'évolution de ce paramètre doit **tenir compte de la valeur actuelle enregistrée et des objectifs de raccordement envisagés.**

Estimation de la valeur actuelle du taux de raccordement :

Pour la détermination du taux de raccordement actuel, plusieurs données peuvent être exploitées, dont notamment :

- Résultats d'enquêtes, effectuées au niveau de l'étude d'assainissement liquide (recensement des quartiers non encore assainis, nombre de branchements par bassin versant, taille du branchement, ...);
- Informations disponibles, chez le gestionnaire du Service Assainissement.

Evolution future :

L'évolution de ce paramètre dépend des objectifs de raccordement envisagés, qui doivent être discutés avec le maître d'ouvrage (zones qui doivent faire objet de la première tranche, projets de branchement envisagés, ...)

Une approximation du taux de raccordement, à atteindre en 2015, peut être donnée en s'inscrivant dans les objectifs du Millénaire (**qui stipulent qu'à l'horizon 2015, il faut réduire d'au moins de la moitié, l'insuffisance actuellement enregistrée.**)

1.2.5 Taux des eaux parasites

Les eaux parasites peuvent provenir de plusieurs sources, dont notamment :

- Infiltration d'eau potable, suite aux fréquentes fuites, pouvant survenir sur le réseau d'eau potable ;
- A partir des nappes souterraines superficielles.

En l'absence de mesure, le **taux d'eaux parasites sera pris de manière empirique, en fonction du contexte local** (état du réseau, présence de nappe...).

En présence de mesures fiables de débits, le **taux des eaux parasites sera défini comme étant la part du débit nocturne (en l'absence d'activités nocturnes, notamment industrielles ...)**, par rapport au débit total.

L'exploitation des statistiques disponibles, pour un ensemble de centres, au niveau du Royaume, a fait ressortir **un coefficient des eaux parasites, qui varie de 15 à 30%**, pour des conditions normales de fonctionnement : absence d'une nappe, absence de l'intrusion de l'eau de mer, ...

1.2.6 Coefficients de pointe journalière et horaire

1.2.6.1 COEFFICIENT DE POINTE JOURNALIERE

La détermination du coefficient de pointe journalière s'effectue à partir de l'analyse des mesures réalisées ou des statistiques disponibles ; dans le cas échéant (non disponibilité des données), un coefficient de pointe journalière de 1,2 à 1,4 (qui est généralement observé dans la quasi-totalité des centres ONEE-BE), peut être retenu, sous réserve de bien maîtriser le contexte local (absence des activités ayant un impact sur l'augmentation de la pointe journalière : activité touristique par exemple).

1.2.6.2 COEFFICIENT DE POINTE HORAIRE

Deux approches sont préconisées, et qui sont les suivantes :

- L'utilisation des résultats de mesures de débits horaires, en cas de leur disponibilité et de leur fiabilité ;
- L'application de la formule $C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_p}}$.

Avec :

Q_p : le débit de pointe journalière exprimé en l/s.

En cas de disponibilité de mesures fiables, l'utilisation de leurs résultats devra être privilégiée.

1.3 RATIOS DE POLLUTION PAR HABITANT

Pour l'estimation des charges polluantes à traiter, il est recommandé de retenir les Ratios de Pollution spécifique, qui ressortent de l'étude de la typologie des eaux usées urbaines marocaines, élaborés sur la base d'une analyse statistique d'un échantillon important d'analyses (de 645 observations réparties sur 84 centres).

Ces ratios, proportionnels à la taille des centres (en terme de dotation nette globale et de nombre d'habitants), ne font distinguer que deux classes : - petites et moyennes villes – grandes villes, comme le montre le tableau, ci-après.

Tableau 2 : Ratios de pollution spécifique par habitant

Taille du centre ⁴	DBO5 (g/hab/j)	DCO (g/hab/j)	MES (g/hab/j)	NTK (g/hab/j)	PT (g/hab/j)
Petits et moyens centres	23	55	23	6	0.9
Grandes villes	28	65	32	6	0.8

Les valeurs, à retenir, seront arrondies aux valeurs, présentées, ci après.

Taille du centre ⁵	DBO5 (g/hab/j)	DCO (g/hab/j)	MES (g/hab/j)	NTK (g/hab/j)	PT (g/hab/j)
Petits et moyens centres	25	55	25	6	0.9
Grandes villes	30	65	30	6	0.8

⁵ La classe de population prise en considération est la suivante :

Petits centres : Moins de 20 000 habitants.

Villes moyennes : Entre 20 000 et 100 000 habitants.

Grandes villes : Plus de 100 000 habitants.

Ces valeurs ne sont pas soumises à un effet de région ou de saison⁶

Par ailleurs, et même si ces ratios sont largement suffisants pour la conception et le dimensionnement des ouvrages d'épuration, à un stade sommaire, ils ne sont donnés, dans ce rapport, qu'à titre indicatif (et ne sont pas encore validés). Il est fondamental de les actualiser et de les ajuster, en tenant compte du contexte de chaque centre, objet d'un projet d'assainissement (présence des effluents industriels, vocation touristique des centres, présence des eaux claires parasites, ...), et ce, via la réalisation des campagnes spécifiques de mesures des principaux paramètres de la pollution et une bonne interprétation des résultats.

2 EAUX USEES NON DOMESTIQUES

2.1 ÉTABLISSEMENTS INDUSTRIELS

Les rejets d'eaux usées industrielles sont très variables en quantité et en qualité, en fonction de l'activité rencontrée (type d'activité, taille, ...).

2.1.1 Débits d'eaux usées industrielles

La plupart des documents recommande :

- Soit de mesurer le débit directement en sortie du site, afin de connaître précisément le rejet et ses variations ;
- Soit d'analyser finement les consommations d'eau potable du site.

Pour une estimation sommaire des débits d'eaux usées industrielles, les ratios de consommation en eau potable, présentés au niveau de l'annexe n°2, peuvent être utilisés, en leur appliquant un taux de restitution à l'égout de l'ordre de 75%. Ces ratios ont été élaborés dans le cadre *du projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE (Octobre 2009)*.

Il faut toutefois noter que ces **ratios ont été élaborés sur la base d'un échantillon réduit d'établissements, et doivent être pris avec beaucoup de précautions** (les résultats d'une campagne de caractérisation des effluents industriels sont privilégiés, en cas de leur disponibilité).

2.1.2 Pollution industrielle

A l'instar des débits d'eaux usées, la pollution, au niveau des rejets industriels, varie fortement selon l'activité concernée (voir valeurs spécifiques, données à titre indicatif, au niveau de l'annexe 3). Face à ces incertitudes, **il est recommandé de limiter systématiquement les rejets industriels à une valeur acceptable par le réseau aval ; le cahier de charge de l'ONEE-BE, sur les rejets indirects, prévoit les concentrations en pollution, présentées, au niveau de l'annexe.**

2.1.3 Cas particulier : abattoirs

Dans le cadre de ce paragraphe, il sera élaboré des recommandations pour la caractérisation des effluents des **abattoirs, qui sont quasi présents, au niveau de tous les centres urbains.**

⁶ Source : étude de la typologie des eaux usées urbaines marocaines

En cas de non disponibilité des mesures fiables, la caractérisation des effluents des abattoirs peut s'effectuer, à partir des ratios présentés, au niveau des tableaux, ci-après.

Tableau 3 : Débits spécifiques de rejets des abattoirs recommandés dans le cadre de la présente étude

Produits	Litre/tête abattue
Bovins	800
Ovins	200

Tableau 4 : Ratios de pollution recommandés dans le cadre de la présente étude

Paramètre	Ratio (g/Kg de carcasse) (*)
DBO5	25
DCO	50
MES	15

(*) Pour la détermination de la quantité des carcasses, il est recommandé d'adopter les ratios suivants :

200 Kg/bovin

20 Kg/ovine

Ces ratios ont été obtenus à partir de l'analyse des ratios existants, et qui sont en particulier, les suivants :

- Ratios obtenus, à partir du projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE (Octobre 2009) ;
- Ratios, obtenus à partir de la note sur les abattoirs caractérisés, par la Direction Contrôle Qualité de l'ONEE-BE (Juin 2010) ;
- Ratios Européens ;
- Autres références.

L'analyse comparative de ces différents ratios est donnée en annexe 4.

Au préalable de ces calculs, une fiche enquête abattoir doit être établie et soigneusement renseignée, et qui doit caractériser, entre autres :

- Nombre et type de têtes abattues ;
- Quantités d'eaux utilisées ;
- Quantités d'eaux rejetées ;
- Résultats éventuels de caractérisation des effluents de l'abattoir ;
- Evolution escomptée de l'abattoir du centre concerné.

Un modèle de cette fiche diagnostic est donné en annexe 5.

2.2 ÉTABLISSEMENTS TOURISTIQUES

La dotation moyenne de la consommation en eau potable des unités touristiques peut être estimée, en premier lieu, à la valeur **20 m³/j/ha** (valeur moyenne, qui ressort de l'analyse des besoins de plusieurs projets touristiques), et qui est retenue pour l'estimation des rejets d'eau usées des unités touristiques.

Il faut signaler que cette valeur varie considérablement selon la taille, le degré d'occupation et les activités en question.

A l'instar des unités industrielles, les rejets des unités touristiques doivent s'inscrire dans les valeurs du cahier de charge de l'ONEE-BE.

Par ailleurs, et dans la mesure de la disponibilité des données, le rejet des eaux usées devra être modulé sur des taux de remplissage actuel et prévisionnel (en cohérence avec l'évolution de la consommation en eau potable).

En France, la Circulaire Interministérielle du 22 mai 1997 cite les valeurs guide suivantes, pour le calcul des installations de traitement des eaux usées de petits ensembles collectifs.

Désignation	Coefficients correcteurs	Débits (en litres par jour)
Usager permanent	1	150
Hôtel-restaurant, pension de famille (par chambre)	2	300
Hôtel, pension de famille (sans restaurant, par chambre)	1	150
Terrain de camping	0,75 à 2	115 à 300
Usager occasionnel (lieux publics)	0,05	7,5

Ces coefficients correcteurs peuvent s'appliquer, non seulement au débit généré par un usager permanent comme indiqué ci-dessus, mais aussi, par extrapolation, aux charges provenant d'un usager permanent.

Annexes

- **Annexe 1** : Exigences de l'ONEE-BE en matière de la qualité des rejets industriels (cahier de charge de l'ONEE-BE sur les rejets indirects) ;
- **Annexe 2** : Consommation spécifique en eau potable des unités industrielles (*projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE (Octobre 2009)*) ;
- **Annexe 3** : Ratio de pollution spécifique des unités industrielles (*projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE (Octobre 2009)*) ;
- **Annexe 4** : Note comparative des différents ratios existants de caractérisation des effluents des abattoirs
- **Annexe 5** : Modèle fiche enquête abattoir

Annexe 1

Exigences de l'ONEE-BE en matière de la qualité des rejets
industriels (cahier de charge de l'ONEE-BE sur les rejets indirects)

Paramètre	Unité	Valeur réglementaire
Température	°C	35
PH		6,5-8,5
MES	mg/l	600
NTK	mgN/l	30
DCO	mgO2/l	1000
DBO5	mgO2/l	500
SO4	mg/l	400
Salmonelles/5000 ml	Paramètre à éliminer	
Vibrions cholériques/ 5000 ml	Paramètre à éliminer	
Cyanures libres (CN)	mg/l	1
Sulfures libres (S2-)	mg/l	1
Indice de phénols	mg/l	5
Hydrocarbures par infra-rouge	mg/l	20
Huiles et graisses	mg/l	50
Antimoine (Sb)	mg/l	0,3
Argent (Ag)	mg/l	0,1
Arsenic (As)	mg/l	0,1
Baryum (Ba)	mg/l	1
Cadmium (Cd)	mg/l	0,2
Cobalt (Co)	mg/l	1
Cuivre total (Cu)	mg/l	1
Mercure total (Hg)	mg/l	0,05
Plomb total (Pb)	mg/l	0,5
Chrome total (Cr)	mg/l	2
Etain total (Sn)	mg/l	2
Manganèse (Mn)	mg/l	1
Nickel total (Ni)	mg/l	0,5
Sélénium (Se)	mg/l	1
Zinc total (Zn)	mg/l	5
Fer (Fe)	mg/l	3
AOX		5
Hydrocarbure polycyclique aromatique		0,1
Conductivité	(µS/cm)	2700

Annexe 2

Consommations spécifiques en eau potable des unités industrielles
(projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets
industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la
DRPE (Octobre 2009)

Ordres de grandeur de ratios spécifiques de consommation d'eau par quelques industries au Maroc (données extraites des fiches VLSR)

Activité industrielle	Ratios
Abattoirs	Moyenne de 0,4 m ³ /tête abattu 14 m ³ /t de poulet abattu ; 42 m ³ /t de bovins, ovins abattus
Aliments pour animaux	25 litres / tonne des aliments de bétail
Boisson non alcoolisées	Moyenne (Lavage et production) de 5 l/litre
Fabrication de bière	4 à 8 m ³ d'eau / m ³ de bière
Conserve fruit, légume	Moyenne (fruit et légume) 3,5 m ³ /t de produit
Conserve de poisson	3,5 m ³ /tonne de produits
Farine de poisson	1,6 m ³ de farine produite
Extraction d'huile d'olives	0,15 et 0,5 m ³ /tonne d'olives triturées
Huile de table	Le raffinage d'huile brute : 10 à 25 m ³ /t du produit à traiter
Laiterie	Nouvelle : 1,6 m ³ d'eau / m ³ de lait Ancienne : 4 m ³ d'eau / m ³ de lait
Levure	20 m ³ /t mélasse avec une consommation moyenne de l'eau 10 m ³ /t mélasse avec une consommation économique de l'eau
Margarinerie	20 m ³ /t de margarine produite
Minoterie	1 m ³ /t de farine produite
Sucrierie	Une moyenne nationale de 2 m ³ /t pour la betterave sucrière et 0,66 m ³ /t pour la canne à sucre
Traitement d'algue	0,46 m ³ /un kg de poudre d'Agar produite
Transformation de viande	Traitement de viande : Charcuterie salaison : 8,0 l/Kg de carcasse Salaisons et conserves : 6,2 l/Kg de carcasse
Industrie du textile	Le processus simple de la finition de tissu est de 123 m ³ / t de produit fabriqué
Tannerie de textile	35 à 54 m ³ /tonne de peau
Teinture de textile	Une moyenne 10,5 m ³ /100 Kg de produit
Céramique	Le ratio de l'unité Jacob est de 0,05 m ³ /t de produit
Chlore et soude	Le ratio de Coelma est de 1,33 m ³ /tonne de produit fini
Cimenterie	Consommation moyenne de 0,5 m ³ /tonne de ciment produit
Distillerie d'alcool	24 m ³ /tonne de vinasse
Fabrication d'engrais	Moyenne de 1,4 à 50 m ³ /tonne de produit
Imprimerie	La valeur maximale pour la consommation d'eau de rinçage à 15 litres par m ² de surface traitée
Industrie pharmaceutique	400 à 700 m ³ /tonne
Papeterie	Papier et carton : 40 m ³ /t de produit fini Pâte à papier : 50 m ³ /t de produit fini
Savon et détergents	10 à 12 m ³ /tonne d'acide gras fabriqué 35 litres / Kg de savon produit
Industrie de verre	0,5 à 10 m ³ /tonne de produit
Peinture vernis et laque	1,5 m ³ /tonne de produit frais Moyenne de 5 à 10 m ³ /tonne de produit fini
Fonderie métaux	Laminage à froid : 5 à 6,5 m ³ par tonne d'acier laminé produite Laminage à chaud : 0,22 m ³ /t d'acier laminé produite

Annexe 3

Ratios de pollution spécifiques des unités industrielles - projet
d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels,
dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE
(Octobre 2009)

Grandeurs caractéristiques et des Coefficients spécifiques de pollution des activités industrielles au Maroc

Activités industrielles	Grandeurs caractéristiques	Coefficients spécifiques de pollution en (Kg par unité de grandeur caractéristique)		
		MES	DBO ₅	DCO
Industrie de farine et de semoule de céréales (Minoteries)	Tonne de farine produite	0,44	0,67	1,8
Pâtes alimentaires et couscous	Tonne de produit fini	0,0087	0,26	0,76
Boulangerie et pâtisserie	Tonne de produit fini	1	4,5	9
Biscuiterie	Tonne de produit fini	1,95	0,27	2,83
Sucreries :				
- Production de sucre à partir de la betterave	Tonne de betterave traitée	1,69	2,48	3,3
- Production de sucre à partir de la canne à sucre	Tonne de canne traitée	0,79	1,16	3,21
- Raffinage de sucre	Tonne de sucre raffiné			
-Chocolat, préparation à base chocolat	Tonne de produit fini	152,19	11	28,8
-Confiserie et fruit confit	Tonne de produit fini	2,5	4,12	8,25
Conserves de fruits et légumes en boîtes :				
-Conserveries d'olives	Tonne d'olives traitées	14,79	40,72	104,78
-Conserveries de légumes (Piments, tomates, haricots et champignons)	Tonne de légumes traitées	0,94	0,61	0,94
-Conserveries de fruits et de confiture (Abricots)	Tonne de fruits traités	1,32	2,13	5,19
Autres conserves fruits et légumes :				
-Conditionnement fruits et légumes	Tonne de fruits et légumes	1,13	0,18	0,79
Animaux :				
- Abattage de bovins et d'ovins :				
• Capacité de traitement supérieure à 100 t/j	Tonne de carcasses abattues	15	14	38
• Capacité de traitement inférieure à 100 t/j	Tonne de carcasses abattues	39,6	120	288
- Abattage de poulets	Tonne de carcasses abattues	23	42	61,3
Conserve de viande sèche	Tonne de produit fini	3	6,3	12,6
- Huile d'olive raffinée	Tonne d'huile raffinée ²⁵	20	65	
- Huiles de grignons d'olives	Tonne de grignons d'olives traitées	0,06	0,129	0,64
- Huiles et farines de poisson	Tonne de déchets de poissons farinés	27,17	54,19	98,51
Oléo-margarine, autre matière grasse :				
Margarineries				
- Production à partir d'huiles épurées	Tonne de margarine produite	5,71	1,01	6,09
- Production à partir d'huiles non épurées	Tonne de margarine produite	7	7,5	15
Conserveries de poissons et de fruits de mer	Tonne de poisson entrant en fabrication	2,25	2,3	5,2
Congélation de poissons et de fruits de mer	Tonne de poisson entrant en fabrication	2,25	2,3	5,2

Grandeurs caractéristiques et des Coefficients spécifiques de pollution des activités industrielles au Maroc (suite)

Activités industrielles	Grandeurs caractéristiques	Coefficients spécifiques de pollution en (Kg par unité de grandeur caractéristique)		
		MES	DBO ₅	DCO
Amidons, féculés et levures : - Levure fraîche - Levure sèche	Tonne de levure produite		199	310
		1,74	162	232
Conditionnement sel, épices, vinaigre Glace hydrique et autres produits	Tonne de produit fini	10	4,5	9
		165		170
Aliments de Bétail et de Volaille	Tonne de produit fini	0,72	0,35	1,2
Fabrication de malt et de bières	Hectolitre de bière brassée	0,77	1,75	5,23
Fabrication moût de raisins et vins	Hectolitre de vins		0,026	
Distillation et mélange des alcools : - Rejets sans vinasse - Vinasse	Hectolitre d'alcool produit	2,49	6,96	11,17
	Litre de vinasse rejeté		0,07	0,127
Boisson aromatisée gazéifiée ou non	Hectolitre de boissons gazeuses produites	0,5	1,15	2,99
Industrie du tabac	Tonne de produit fini	1,18	1,18	2,93
Filature de Laine, Poils et autres	Tonne de produit fini	148	36	205
Tissage de Laine, Poils et autres	Tonne de produit fini	29	16	88
Filature du coton et autres fibres	Tonne de produit fini	17	25	120
Tissage du coton et autres fibres	Tonne de produit fini	45	21	63
Moulinage texturation de la soie	Tonne de produit fini	120	25	317
Tissage soie naturelle autres	Tonne de produit fini	21	3,72	23
Blanchissement, teinture : Délavage Jeans	Mille unités	6,73	6,53	18,81
Impression, apprêt et finissage tissu	Mille unités	21,5	39	578
Article d'ameublement, linge maison	Mille unités	29	7,31	31,2
Bonneterie chaîne ou trames	Tonne de produit fini	36	10,2	69,4
Fabrication des bas et chaussures	Tonne de produit fini	21	2,21	38
Confection de lingerie et chemiserie	Mille unités	120	25	317
Vêtements en tissus imperméables	Mille unités	21	2,21	38,03
Confection de vêtements modernes	Mille unités	13,45	9,31	11,18
Tannage et apprêt des cuirs et peaux	Tonne de peaux transformées	202	57	258
Placage, contreplaqués et panneaux	Mètre cube de produit fini	1,1		7,3
Bois amélioré ou artificiel	Mille mètre carré de produit fini	20	12,5	
Fabrication de pâte à papier	Tonne de pâte à papier produite	87,7	144	196
Fabrication de carton et papier	Tonne de carton et papier produit	40,9	10,19	40
Emballage en papier et en carton	Tonne de produit fini	1,01	0,32	2,84
Articles divers en papier et carton	Tonne de produit fini	1,01	0,32	2,84
Imprimerie et édition	Tonne de produit fini	8,16	6,3	38,85
Industrie annexe de l'imprimerie	Tonne de produit fini	8,16	6,3	38,85
Articles de ménage en céramique	Tonne de produit fini fabriqué	0,462	0,38	0,9
- Articles sanitaires en céramique		0,462	0,38	0,9
- Fabrication de carreaux à partir de l'argile	Tonne de produit fini fabriqué	269	0,33	3,13
Industrie de verre	Mille mètre carré de produit fini	0,7		4,6

Grandeurs caractéristiques et des Coefficients spécifiques de pollution des activités industrielles au Maroc (suite)

Activités industrielles	Grandeurs caractéristiques	Coefficients spécifiques de pollution en (Kg par unité de grandeur caractéristique)		
		MES	DBO ₅	DCO
Matériaux construction terre cuite	Tonne de produit fini	2		0,6
Fabrication de ciment	Tonne de Ciment fabriqué	0,42	0,13	0,73
Produits en marbre, en ardoise	Mètre carré de produit fini	24,6		3,21
Produits en amiante ciment	Tonne de produit fini	6,6		
Industrie chimique à base organique : Fabrication d'Agar-Agar	Tonne d'algues transformées	226	98,5	708
Industrie chimique à base minérale :				
Production de l'acide phosphorique et sulfurique	Tonne de produit fini	2375	0,49	0,79
Insecticides et fongicides	Tonne de produit fini	0,47	0,16	0,36
Résines synthétiques, plastiques	Tonne de produit fini	0,55		1,66
Peintures, vernis et laques	Tonne de produit fini	0,09	0,01	0,09
Produits pharmaceutiques	Mille unités	0,01	0,02	0,24
Savons et produits de toilette : Production de Shampoing, Lait, Eaux de Cologne	Tonne de produit fini	4,05	1,87	5,5
Parfums naturels ou artificiels	Tonne de produit fini	29,55		12,38
Produits chimiques pour l'industrie :				
- Production d'allumettes	Milles boîtes produites			
- Production de chlore, hypochlorite de sodium, chlorure ferrique à partir de sel gemme (NaCl)	Tonne de sel gemme traité	0,16	0,002	0,04
Lustreries	Milles pièces produites	0,6	0,09	0,63
Pneumatiques et chambres à air	Mille unités	1		0,78
Autres ouvrages en caoutchouc	Tonne de produit fini	12	2,6	20
Traitement de minerai (Plomb, Zinc et Argent)	Tonne de produit fini	6068	8,64	236
Traitement de minerai (Fluorine)	Tonne en fluorine traitée	88,9	0,23	1,44
Lavage des phosphates (mines)	1000 Tonnes de phosphate traité	109	8,06	553
Raffinage de pétrole	Tonne de pétrole transformé	380	13	520
Dépôts d'Hydrocarbure : Stockage et distribution Gazoil	Mètre cube de produit fini	0,003	0,016	
Fonderie des minerais non ferreux	Tonne de produit fini	0,3		
Chaudronnerie et tôlerie	Tonne de produit fini			0,02
Articles dérivés du fil machine	Tonne de produit fini	0,03	0,01	0,04
Appareils en aluminium et inox : Fabrication d'ustensiles ménages	Tonne de produits d'ustensiles ménages	16,2	94	107
Traitement thermique et revêtement	Tonne de produit fini	0,19	0,29	0,16
Montage de voitures de tourisme	Unité	0,94	0,15	0,74
Pièces pour voitures de tourisme	Mille unités	34,6		11,9
Véhicules utilitaires	Unité	0,94	0,15	0,74
Carrosserie Véhicules utilitaires	Unité	0,94	0,15	0,74
Pièces pour véhicules utilitaires	Mille unités	1,4	0,73	4,07
Composantes électroniques	Mille unités	1,4	0,73	4,07
Matériels électroniques	Mille unités	1,4	0,73	4,07
Accumulateurs électriques	Mille unités	0		0,01
Fabrication de piles électriques	Tonne de Zn consommé	2,41	0,6	10,1
Traitement de surface	Tonne de produit traité		0,33	1,33

Annexe 4

Note comparative des différents ratios existants de caractérisation
des effluents des abattoirs

La détermination de la quantité et de la qualité des rejets des eaux usées des abattoirs est effectuée sur la base des ratios existants, et qui sont en particulier, les suivants :

- Ratios obtenus, à partir du projet d'élaboration des valeurs limites spécifiques de rejets industriels, dans le Domaine Public Hydraulique, élaborés par la DRPE (Octobre 2009) ;
- Ratios, obtenus à partir de la note sur les abattoirs caractérisés, par la Direction Contrôle Qualité de l'ONEE-BE (Juin 2010) ;
- Ratios Européens ;
- Autres références.

1. Estimation des effluents des rejets de l'abattoir

1.1 Ratios de débits obtenus à partir du projet d'élaboration des VLSR (DRPE Octobre 2009)

Les données, présentées dans ce rapport, concernent trois abattoirs :

- Abattoir de Rabat : il s'agit des rejets estimés à partir de la consommation en eau potable de l'année 2001, pour un effectif abattu qui atteint 227 045 têtes. Le débit de rejet correspondant est de 91 000 m³/an ;
- Abattoirs d'Oujda et d'Errachidia : il s'agit des résultats d'analyses réalisées dans le cadre d'une étude du contrôle et de la caractérisation des rejets industriels dans le bassin du Bouregreg et côtier atlantique, effectuées en 2008.

Les ratios, qui en découlent, sont présentés dans le tableau, ci-après.

Débits spécifiques de rejets liquides d'abattoirs de Rabat, d'Oujda et d'Errachidia

Débit spécifique	Abattoir Rabat	Abattoir Oujda	Abattoir Errachidia
l/tête	400	1 200	1 400

On constate que les ratios, obtenus pour les abattoirs d'Oujda et d'Errachidia, sont plus élevés que celui obtenu pour l'abattoir de la ville de Rabat (pour ce dernier, le système d'eau est muni d'un dispositif de lutte contre le gaspillage d'eau).

1.2 Ratios de débit obtenus à partir de la note sur les abattoirs caractérisés par l'ONEE-BE (Juin 2010)

La direction Contrôle Qualité des Eaux de l'ONEE-BE a réalisé des campagnes de caractérisation, au niveau de huit abattoirs, à travers le territoire national, entre 1997 et 2008.

Les effluents d'abattoirs caractérisés sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Débits spécifiques de rejets liquides d'abattoirs caractérisés par l'ONEE-BE

Ville	Nombre de têtes abattues	Débit d'eau rejeté par cycle (m3)	Ratio de rejet en l/tête
Azemmour	4 bovins	2.2	560
	16 bovins et 3 ovins	8.6	450
Chichaoua	24 ovins	3.2	130
	160 ovins et 6 bovins	4.7	30
El Ksiba	112 têtes	18.0	160
	36 têtes	10.0	280
Tan Tan	72 ovins, 2 bovins, 3 camélisés	4.0	50
Imintanout	110 ovins, 18 bovins	6.0	50
Ahfir	NS	3.4	-
Berrechid	NS	30.0	-
	NS	31.0	-

Il en ressort que les ratios obtenus varient de 30 l/tête, dans l'abattoir de Chichaoua à 560 l/tête dans l'abattoir d'Azemmour. Notons cette grande variation, qui ne facilite pas le choix d'un ratio approprié.

a. Ratios européens

En Europe, selon l'Office International de l'Eau⁷, les volumes d'eau rejetés sont estimés à

- 6 à 9 l par Kg de carcasse de bovins ;
- 5 à 11 l par Kg de carcasse d'ovins.

En adoptant un volume moyen de rejet d'environ 7.5 l/Kg de carcasse et les ratios suivants, utilisés au Maroc, pour l'estimation de la quantité de carcasses :

- ✓ 1 bovin : 200 kg de carcasses ;
- ✓ 1 ovin-caprin : 20 kg de carcasses.

On obtient les volumes de rejets unitaires présentés dans le tableau suivant :

Estimation des ratios européens de rejets des abattoirs

Espèce	Ratios (l/tête)
Bovins	1 400
Ovins	140

b. Autres références

Selon d'autres références (banque mondiale et GTZ)⁸, les rejets liquides, relatifs aux opérations d'abattage, sont présentés dans le tableau, ci-après.

Débits spécifiques de rejets d'abattage (banque mondiale et GTZ)

Produits	Litre/tête abattue
Bovins	600-800
Ovins	200-300

⁷ Source : Elaboration des VLSR (DRPE 2009)

⁸ Source : Elaboration des VLSR (DRPE 2009)

c. Conclusion et recommandations

De l'analyse des éléments présentés, ci-dessus, il ressort :

- Les valeurs présentées sont très variables et présentent des écarts très importants ;
- Pour les abattoirs d'Oujda, d'Errachidia et d'El Ksiba, il n'a pas été précisé la nature des têtes abattues (ovins, bovins, ...) ;
- Par tête abattue, les débits varient de 30 à 1400 l/tête, selon les abattoirs marocains présentés et les têtes abattues (nombre et nature) ;
- Pour les têtes, constituées des ovins (ou à dominance des ovins), les rejets d'eaux usées varient de 30 à 130 l/tête, avec une moyenne de 80 l/s (sans tenir compte des valeurs extrêmes), pour les abattoirs marocains présentés ;
- Pour les têtes constituées des bovins (ou à dominance de bovins), les rejets d'eaux usées varient de 450 à 560 l/tête, avec une moyenne d'environ 500 l/tête, pour les abattoirs marocains présentés ;
- Les ratios européens obtenus ainsi que ceux présentés par la Banque Mondiale et la GTZ dépassent les ratios moyens, obtenus pour les abattoirs marocains.

De l'analyse de tout ce qui précède et en supposant que toutes les mesures seront mises en place pour optimiser les consommations en eau potable des abattoirs, et pour être sécuritaire, on retient les ratios suivants:

Débits spécifiques de rejets des abattoirs retenus

Produits	Litre/tête abattue
Bovins	800
Ovins	200

2. Caractérisation de la pollution des abattoirs

2.1 Ratios de débits obtenus à partir du projet d'élaboration des VLSR (DRPE Octobre 2009)

Les ratios, présentés dans le tableau, ci après, concernent différents abattoirs du Maroc (Oujda, Zghanghene, Selouane, Laksar Lakbir, Tétouan et Tanger).

Ratios de pollution obtenus pour des abattoirs marocains

Paramètres (Kg/tonne de carcasse)	valeurs
DCO	75
DBO5	35
MES	29

2.2 Ratios, obtenus à partir de la note sur les abattoirs caractérisés par l'ONEE-BE (Juin 2010)

Les ratios de pollution, obtenus à partir de l'étude de caractérisation des abattoirs du Maroc, sont présentés dans le tableau, ci-après.⁹

⁹ Pour la détermination de la quantité des carcasses, il a été adopté les ratios suivants :

- 200 Kg/bovin
- 20 Kg/ovin

Ratios de pollution obtenus à partir de l'étude de caractérisation des abattoirs du maroc (ONEE-BE)

Ville	Concentrations (mg/l)			Charges (Kg/tonnes de carcasses)		
	DBO5	DCO	MES	DBO5	DCO	MES
Azemmour	5000	10000	690	13.9	27.8	1.9
	4500	13000	1600	11.8	34.1	4.2
Chichaoua	3000	5100	1500	20.1	34.2	10.1
	3100	7400	1600	3.3	7.9	1.7
Imintanout	3700	8200	1900	3.8	8.5	2.0
Moyenne				10.6	22.5	4.0

Il en ressort que les ratios de pollution (en Kg /tonnes de carcasses), varient de 3.3 à 20.1 Kg/tonne de carcasse, avec une moyenne de 10.6 Kg/tonne de carcasse, pour la DBO5 ; de 7.9 à 34.2 Kg/tonne de carcasse, avec une moyenne de 22.5 Kg/tonne de carcasse, pour la DCO et de 1.7 à 10.1 Kg/tonne de carcasse, avec une moyenne de 4 Kg/tonne de carcasse, pour la MES.

a. Ratios européens

Les ratios moyens européens, pour l'estimation de la pollution engendrée par les abattoirs sont récapitulés dans le tableau, ci-après.

Ratios européens de pollution

Paramètre (g/Kg de carcasse)	Valeurs
DCO	32.3 (+-5.2)
DBO5	13.2 (+-2.2)
MES	11.8 (+-2.5)

a. Conclusion et recommandations

De l'analyse des éléments présentés, ci-dessus, il ressort que :

- Les ratios, obtenus à partir de l'exploitation des données de caractérisation des eaux usées des abattoirs (étude ONEE-BE), sont proches de ceux européens, en matière de la DBO5 ;
- Les ratios, obtenus pour des abattoirs marocains (étude DRPE), sont les plus élevés.

Tenant compte de ce qui précède, et pour être sécuritaire, il a été adopté les valeurs suivantes, pour la détermination des charges polluantes (et qui correspondent aux valeurs moyennes des ratios présentés pour les 3 sources d'information, moyennant de légers ajustements), pour la des charges polluantes, au niveau des rejets des abattoirs.

Ratios de pollution retenus

Paramètre	Ratio (g/Kg de carcasse)
DBO5	25
DCO	50
MES	15

Annexe 5

Modèle fiche enquête abattoir

FICHE D'ENQUETE "ABATTOIR"

Adresse :

Nom du Responsable :

Téléphone :

1 - ACTIVITES

Statistiques d'abattage :

Désignation	Nombre de têtes abattues				
	2008	2009	2010	2011	2012
Bovins					
Ovins					
Caprins					
Total					

Nombre de têtes abattues en 2012, par espèce, jour et par mois, consommations en eau et rejets des eaux usées (données moyennes):

Mois	Jour	Nombre Caprins-ovins	Nombre Bbovins	Eau consommée en m3/j	Eau rejetée en m3/j
Janvier	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Février	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Mars	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Avril	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Mai	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Juin	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Juillet	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Aout	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Septembre	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Octobre	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				

Mois	Jour	Nombre Caprins-ovins	Nombre Bbovins	Eau consommée en m3/j	Eau rejetée en m3/j
Novembre	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				
Décembre	Mardi				
	Mercredi				
	Jeudi				
	Vendredi				
	Samedi				
	Dimanche				

NOMBRE D'EMPLOYES

3 - EAU UTILISEE

Origine de l'eau employée :

- . eau potable
- . puits
- . forage
- . autres

4 - EAUX RESIDUAIRES

Lieu de rejet :

5 - NATURE DU RESEAU INTERNE DES EAUX USEES ET SES CARACTERISTIQUES

6 - SYSTEME DE PRETRAITEMENT EXISTANT

Process :

Lieu de rejet :

7 - POLLUTION ACTUELLE REJETEE

Estimée:

D'après analyses (préciser la date et par qui)

MES

DCO

DBO5

Métaux lourds

Autres paramètres présentant des risques éventuels (pollution, impact).

Impact sur le milieu récepteur :

8 - DECHETS SOLIDES

Type :

Quantité :

Lieu de décharge :

9 - ECONOMIES POSSIBLES D'EAU

10 - LES SYSTEMES D'EPURATION POSSIBLES

11 - ACCROISSEMENT PREVU DE L'ACTIVITE

Extensions prévues (et année) :

Incidence sur les volumes des rejets :

12 OBSERVATIONS

FICHE D2 : OBJECTIFS DE QUALITE D'EAUX TRAITEES AU REJET

1 CONTEXTE REGLEMENTAIRE MAROCAIN

Les lois et décrets d'application, relatifs aux eaux usées ainsi que les arrêtés ministériels s'y rapportant, sont données, si après.

1.1 LES LOIS

1.1.1 Loi 10-95 sur l'eau et ses textes d'application

La loi sur l'eau a été promulguée le 16 août 1995. Elle s'est fixée pour objectif la mise en place d'une politique nationale de l'eau basée sur une vision prospective, qui tient compte, d'une part, de l'évolution des ressources, et d'autre part, des besoins nationaux en eau. Elle prévoit des dispositions légales visant la rationalisation de l'utilisation de l'eau, la généralisation de l'accès à l'eau, la solidarité inter régionale, la réduction des disparités entre les villes et les campagnes, en vue d'assurer la sécurité hydraulique de l'ensemble du territoire du Royaume.

Un des volets de la loi est la gestion des ressources en eau dans le cadre d'une unité géographique : le bassin hydraulique permettant de concevoir et de mettre en œuvre une gestion décentralisée de l'eau.

Parmi les dispositions, en relation avec l'assainissement et l'épuration :

- La domanialité publique des ressources en eau, y compris les eaux usées épurées ;
- La réglementation de l'utilisation des eaux usées épurées ;
- Toute utilisation des eaux usées épurées est soumise à autorisation de l'agence de bassin.
- Les rejets, dépôts directs ou indirects, déversement, écoulement dans une eau superficielle ou une nappe souterraine, susceptible d'en modifier les caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques sont soumis à l'autorisation de l'Agence de Bassin Hydraulique.

1.1.2 Autres lois

1.1.2.1 LOI 11-03 RELATIVE A LA PROTECTION ET A LA MISE EN VALEUR DE L'ENVIRONNEMENT

La loi 11-03 relative à la protection et à la mise en valeur de l'environnement, promulguée par le Dahir N°1-03-59 du 10 Rabii I 1424 (12 mai 2003), définit les principes et les orientations d'une stratégie juridique environnementale pour le Maroc. Cette loi, de portée générale, répond aux besoins d'adopter une démarche globale et intégrée assurant le meilleur équilibre possible entre la nécessité de préservation de l'environnement et les besoins de développement économique et social du pays.

La loi 11-03 a pour objectif de rendre plus cohérent, sur le plan juridique, l'ensemble des textes ayant une incidence sur l'environnement. Ces textes, relevant par nature de la compétence de plusieurs administrations, la loi est destinée à fournir un cadre référence posant les principes fondamentaux sur la base desquels les futurs textes relatifs à la protection de l'environnement devront être élaborés.

1.1.2.2 LOI 12-03 RELATIVE AUX ETUDES D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

La loi 12-03, relative aux études d'impact sur l'environnement, promulguée par le Dahir n° 1-03-06 du 10 Rabii I 1424 (12 mai 2003), établit la liste des projets assujettis, la procédure de réalisation et la consistance des études d'impact.

Cette loi institue la création d'un comité national ainsi que des comités régionaux des études d'impact sur l'environnement.

Les projets, soumis à l'étude d'impact sur l'environnement, sont :

- Les établissements insalubres, incommodes ou dangereux classés en première catégorie (décret du 25 aout 1914) ;
- **Les projets d'infrastructures, dont les stations d'épuration des eaux usées et les ouvrages annexes ;**
- Les projets industriels ;
- L'agriculture ;
- Les projets d'aquaculture et de pisciculture.

A travers le décret n°2-04-563 du 5 Di Kaada 1429 (4 novembre 2008), cette loi a récemment fixé les attributions, les modalités de fonctionnement ainsi que la composition des Comités Régionaux des Etudes d'Impact, sur l'environnement.

Chaque Comité Régional est présidé par le Wali de la région devant abriter le projet ou son représentant.

D'autre part, le décret n°2-04-564 du 5 Di Kaada 1429 (4 novembre 2008), fixe les modalités d'organisation et de déroulement de l'enquête publique relative aux projets soumis aux études d'impact sur l'environnement.

1.2 LES TEXTES REGLEMENTAIRES

Les textes réglementaires correspondent aux décrets d'application et arrêtés ministériels.

1.2.1 Les décrets

L'inventaire des textes relatifs aux usées et à leur valorisation fait ressortir les principaux décrets suivants :

- Le décret relatif à l'utilisation des eaux usées n° 2-97-875 du 6 chaoual 1418 (4 février 1998)
- Le décret n°2-04-553 du 13 Hijja 1425 (24 janvier 2005), relatif au déversement des eaux usées et ses arrêtés conjoints
- Le décret, relatif à la délimitation des zones de protection et des périmètres de sauvegarde et d'interdiction n° 2-97-657 du 6 chaoual 1418 (4 février 1998)
- Le décret n° 2-97-787 du 4 février 1998, relatif aux normes de qualité des eaux et à l'inventaire du degré de pollution des eaux.
- Le décret n° 2-97-224 du 24 octobre 1997, fixant les conditions d'accumulation artificielle des eaux. Bulletin officiel n° 4532 du 5 rejeb 1418 (6 novembre 1997)
- Le décret n° 2-97-414 du 4 février 1998, relatif aux modalités de fixation et de recouvrement de la redevance pour utilisation de l'eau du domaine public hydraulique. Bulletin officiel n° 4558 du 7 chaoual 1418 (5 février 1998)

- Le décret n°2-07-253 du 18 juillet 2008, portant classification des déchets et fixant la liste des déchets dangereux.

1.2.2 Les Arrêtés Ministériels

Quant aux principaux arrêtés faisant juridiction sur ce volet, ils sont listés ci-dessous :

- Arrêté du Ministre de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement, de l'Urbanisme et de l'Habitat, portant **fixation des normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation** n°1276-01 du 17/10/2002
- Arrêté conjoint du ministre de l'intérieur, du ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement et du ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie n° 1607-06 du 29 jourmada II 1427 (25 juillet 2006), **portant fixation des valeurs limites spécifiques de rejet domestique** ;
- Arrêté conjoint du ministre de l'intérieur, du ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement, du ministre des finances et de la privatisation, du ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie, du ministre de l'énergie et des mines et du ministre du tourisme, de l'artisanat et de l'économie sociale n° 1180-06 du 15 jourmada I 1427 (12 juin 2006), **fixant les taux de redevances applicables aux déversements des eaux usées et définissant l'unité de pollution.**

2 OBJECTIFS DE REJET

2.1 VALEURS LIMITES SPECIFIQUES DE REJET DOMESTIQUE

2.1.1 Niveau réglementaire

Législation marocaine

La législation marocaine a fixé, par l'arrêté n°1607-06 du 25/07/2006, les valeurs limites spécifiques des rejets domestiques :

Tableau 5: Valeurs limites spécifiques des rejets domestiques au Maroc

Paramètres	Valeurs limites spécifiques de rejet domestique* (période provisoire)	Valeurs limites spécifiques de rejet domestique
DBO ₅ mg O ₂ /l	300	120
DCO mg O ₂ /l	600	250
MES mg O ₂ /l	250	150

* Valeurs limites spécifiques de rejet domestique applicables aux déversements existants d'eaux usées des agglomérations urbaines pendant la septième (7ème), la huitième (8ème), la neuvième (9ème) et la dixième (10ème) année à partir de la publication du présent arrêté (càd de 2013 à 2016).

Les caractéristiques physiques et chimiques des déversements sont conformes aux valeurs limites spécifiques de rejet lorsque pour chacun des paramètres :

- Au moins dix (10) échantillons sur douze (12) échantillons présentent des valeurs conformes aux valeurs limites spécifiques de rejet ;
- Les échantillons restants présentent des valeurs ne dépassant pas les valeurs limites spécifiques de rejet de plus de 25%.

Les caractéristiques physiques et chimiques des déversements sont déterminées conformément aux normes d'essai, d'analyse et d'échantillonnage en vigueur.

Législation européenne

Le tableau, ci après, récapitule les valeurs limites de rejets, telles que stipulées par la législation européenne.

Tableau 6: Prescriptions, relatives aux rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires, en zones normales non soumises à eutrophisation et supérieures à 2 000 EH (Directive UE n° 91/271 du 21/05/91 relative au traitement des eaux urbaines

Paramètres	Concentration (mg/l)	Pourcentage minimal de réduction (%)
DBO ₅	25	70 - 90
DCO	125	75 %
MES	35	90 %

On appliquera la valeur de la concentration ou le pourcentage de réduction lors de la fixation des objectifs de rejet.

Tableau 7: Prescriptions, relatives aux rejets provenant des stations d'épuration des eaux urbaines résiduaires et effectués dans des zones sensibles, sujettes à eutrophisation (Directive UE n° 91/271 du 21/05/91 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires

Paramètres	Nombre d'EH	Concentration (mg/l)	Pourcentage minimal de réduction (%)
Phosphore total	10 000 à 100 000	2	80
	plus de 100 000	1	
Azote total	entre 10 000 et 100 000	15	70 - 80
	plus de 100 000	10	

La valeur de la concentration ou le pourcentage de réduction seront appliqués lors de la fixation des objectifs de rejet.

Tableau 8: Taux de conformité (Directive de la Commission n° 98/15/CE du 27 février 1998)

Nombre d'échantillons prélevés au cours d'une année déterminée	Nombre maximal d'échantillons pouvant ne pas être conformes
4-7	1
8-16	2
17-28	3
29-40	4
41-53	5
54-67	6
68-81	7
82-95	8
96-110	9
111-125	10
126-140	11
141-155	12
156-171	13
172-187	14
188-203	15
204-219	16
220-235	17
236-251	18
252-268	19
269-284	20
285-300	21
301-317	22
318-334	23
335-350	24
351-365	25

2.1.2 Contraintes du milieu récepteur

Des exigences particulières, au niveau des milieux récepteurs peuvent être contraignantes, par rapport aux valeurs limites de rejet, stipulées par la réglementation marocaine. Les valeurs limites de rejet doivent être revues et arrêtées en consensus avec le maître d'ouvrage.

2.2 CAHIER DE CHARGE DE L'ONEE-BE, RELATIF AUX REJETS INDUSTRIELS

En absence d'un niveau réglementaire, fixant les valeurs limites de rejets industriels, on peut se baser sur les valeurs stipulées par le cahier de charge de l'ONEE-BE, relatif aux rejets industriels, indiquées dans le tableau ci-après.

Tableau 9: Exigences de l'ONEE-BE en matière de la qualité des rejets industriels

Paramètre	Unité	Valeur réglementaire
Température	°C	35
PH		6,5-8,5
MES	mg/l	600
NTK	mgN/l	30
DCO	mgO2/l	1000
DBO5	mgO2/l	500
SO4	mg/l	400
Salmonelles/5000 ml	Paramètre à éliminer	
Vibrions cholériques/ 5000 ml	Paramètre à éliminer	
Cyanures libres (CN)	mg/l	1
Sulfures libres (S2-)	mg/l	1
Indice de phénols	mg/l	5
Hydrocarbures par infra-rouge	mg/l	20
Huiles et graisses	mg/l	50
Antimoine (Sb)	mg/l	0,3
Argent (Ag)	mg/l	0,1
Arsenic (As)	mg/l	0,1
Baryum (Ba)	mg/l	1
Cadmium (Cd)	mg/l	0,2
Cobalt (Co)	mg/l	1
Cuivre total (Cu)	mg/l	1
Mercure total (Hg)	mg/l	0,05
Plomb total (Pb)	mg/l	0,5
Chrome total (Cr)	mg/l	2
Etain total (Sn)	mg/l	2
Manganèse (Mn)	mg/l	1
Nickel total (Ni)	mg/l	0,5
Sélénium (Se)	mg/l	1
Zinc total (Zn)	mg/l	5
Fer (Fe)	mg/l	3
AOX		5
Hydrocarbure polycyclique aromatique		0,1
Conductivité	(µS/cm)	2700

2.3 REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES

On donne, ci-après, les principales normes existantes, en matière de la qualité des eaux destinées à l'irrigation.

- Norme marocaine

La réglementation en vigueur au Maroc est la suivante :

Arrêté conjoint du Ministre de l'Équipement et du Ministre chargé de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement n° 1276-01 du 10 chaabane 1423 (17 octobre 2002) portant fixation des normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation.

Tableau 10: Catégories de qualité d'eau destinée à l'irrigation en fonction de l'élimination des oeufs et des coliformes fécaux (norme marocaine-extrait d'arrêté du 17 Octobre 2002)

Catégorie	Conditions de réutilisation	Groupes exposés	Nématothodes Intestinaux	Coliformes Fécaux
A	Irrigation de cultures destinées à être consommées crues, des terrains de sport, des jardins publics (c)	Ouvriers agricoles, Consommateurs, Public	Absence	<1000/100 ml
B	Irrigation de cultures céréalières, industrielles et fourragères, des pâturages et des plantations (d)	Ouvriers agricoles	Absence	Aucune norme n'est recommandée
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B si les ouvriers agricoles et le public ne sont pas exposés	Aucun	Sans objet	Sans objet

- Normes de l'OMS

Les limites admissibles de l'OMS sont données, ci-après, pour information.

Tableau 11: Recommandations de l'OMS pour la qualité de l'eau destinée à l'irrigation

Catégorie	Conditions de réutilisation	Groupes exposés	Nématodes intestinaux (1)	Coliformes fécaux (2)
A	Irrigation des cultures maraîchères susceptibles d'être consommées crues Pelouses de sport Parcs Publics (3)	Public Travailleur Consommateur	<1	<1000 (4)
B	Irrigation des cultures de céréales, cultures industrielles, cultures d'élevage, des pâturages et des arbres (5)	Travailleurs	<1	pas de standard recommandé
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B, si l'exposition des travailleurs et du public n'a pas lieu	Personne	non applicable	non applicable

1) Moyenne arithmétique du nombre d'œufs par litre

2) Moyenne géométrique du nombre par 100 ml

3) Une recommandation plus stricte (<200 coliformes fécaux par 100 ml) est mieux adaptée aux pelouses publiques telles que les pelouses d'hôtel, car le public est susceptible d'entrer en contact direct avec elles.

4) dans les cas spécifiques, les facteurs épidémiologiques, sociaux-culturels et environnementaux devraient être pris en compte ainsi qu'elles recommandations modifiées en conséquences

5) dans le cas d'arbres fruitiers, l'irrigation devrait être interrompue deux semaines avant la cueillette. Aucun fruit ne devrait être ramassé. L'irrigation par aspersion ne devrait pas être utilisée.

Dans le cas d'une réutilisation agricole, les nutriments (azote et phosphore) sont bénéfiques aux plantes. Il est ainsi inutile, et même contre-productif, de chercher à les éliminer dans la STEP. De même, la DBO représente la présence de matière organique, qui, en se dégradant, fournira des nutriments aux plantes.

Dans le cas d'une réutilisation industrielle, les eaux ne doivent pas contenir de niveau de DBO5 et de nutriment permettant le développement de biofilm dans les réseaux industriels ; de même les Matières en Suspension (MES) doivent être faibles.

Annexes
Textes réglementaires

Bulletin Officiel n° 5448 du Jeudi 17 Août 2006

Arrêté conjoint du ministre de l'intérieur, du ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement et du ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie n° 1607-06 du 29 jourmada II 1427 (25 juillet 2006) portant fixation des valeurs limites spécifiques de rejet domestique.

Le ministre de l'intérieur,

Le ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement,

Le ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie,

Vu le décret n° 2-04-553 du 13 hija 1425 (24 janvier 2005) relatif aux déversements, écoulements, rejets, dépôts directs ou indirects dans les eaux superficielles ou souterraines, notamment son article 12,

Arrêtent :

Article premier : Les valeurs limites spécifiques de rejet visées à l'article 12 du décret n° 2-04-553 susvisé, applicables aux déversements d'eaux usées des agglomérations urbaines, sont fixées au tableau n° 1 annexé au présent arrêté.

Article 2 : Pour les déversements existants à la date de publication du présent arrêté, les valeurs limites spécifiques de rejet mentionnées à l'article premier ci-dessus, ne sont applicables qu'à compter de la onzième (11^{ème}) année qui suit la date précitée.

Toutefois, pour ces déversements les valeurs limites spécifiques de rejet indiquées au tableau n° 2 annexé au présent arrêté sont applicables pendant la septième (7^{ème}), la huitième (8^{ème}), la neuvième (9^{ème}) et la dixième (10^{ème}) année à partir de la publication du présent arrêté.

Article 3 : Les caractéristiques physiques et chimiques des déversements sont conformes aux valeurs limites spécifiques de rejet lorsque pour chacun des paramètres :

- au moins dix (10) échantillons sur douze (12) échantillons présentent des valeurs conformes aux valeurs limites spécifiques de rejet ;

- les échantillons restants présentent des valeurs ne dépassant pas les valeurs limites spécifiques de rejet de plus de 25%.

Article 4 : La conformité des caractéristiques physiques et chimiques du déversement aux valeurs limites spécifiques de rejet, est appréciée sur la base d'au moins douze (12) échantillons composites de vingt quatre (24) heures prélevés à intervalles réguliers pendant la première année, et quatre (4) échantillons composites de vingt quatre (24) heures prélevés à intervalles réguliers durant les années suivantes, si les résultats des analyses des échantillons prélevés la première année montrent que les caractéristiques du déversement sont conformes aux valeurs limites spécifiques de rejet. Si l'un des quatre (4) échantillons présente des valeurs ne satisfaisant pas les valeurs limites spécifiques de rejet, douze (12) échantillons sont prélevés l'année suivante.

Au sens du présent arrêté, on entend par échantillon composite tout mélange de façon intermittente ou continue en proportions adéquates d'au moins six échantillons ou parties d'échantillons et dont peut être obtenue la valeur moyenne du paramètre désiré.

Article 5 : Les échantillons prélevés lors des inondations, des pollutions accidentelles ou des catastrophes naturelles ne sont pas pris en considération pour l'appréciation de la conformité des caractéristiques physiques et chimiques du déversement.

Article 6 : Les caractéristiques physiques et chimiques des déversements sont déterminées conformément aux normes d'essai, d'analyse et d'échantillonnage en vigueur.

Article 7 : Le présent arrêté conjoint est publié au *Bulletin Officiel*.

Rabat, le 29 jourmada II 1427 (25 juillet 2006).

Le ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement,
Mohamed El Yazghi.

Le ministre de l'intérieur,
Chakib Benmoussa.

Le ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie,
Salaheddine Mezouar.

*

**

Tableau n° 1
Valeurs limites spécifiques de rejet applicables aux déversements d'eaux usées des agglomérations urbaines

Paramètres	Valeurs limites spécifiques de rejet domestique
DBO5 mg O ₂ /l	120
DCO mg O ₂ /l	250
MES mg/l	150

MES = Matières en suspension.

DBO5 = Demande biochimique en oxygène durant cinq (5) jours.

DCO = Demande chimique en oxygène.

Tableau n° 2
Valeurs limites spécifiques de rejet domestique applicables aux déversements existants d'eaux usées des agglomérations urbaines pendant la septième (7ème), la huitième (8ème), la neuvième (9ème) et la dixième (10ème) année à partir de la publication du présent arrêté

Paramètres	Valeurs limites spécifiques de rejet domestique
DBO5 mg O ₂ /l	300
DCO mg O ₂ /l	600
MES mg/l	250

MES = Matières en suspension.

DBO5 = Demande biochimique en oxygène durant cinq (5) jours.

DCO = Demande chimique en oxygène.

FICHE D3 CALCUL DES EAUX PLUVIALES

1 PARAMETRES GENERAUX D'HYDROLOGIE URBAINE

1.1 DESCRIPTION DE LA PLUIE

Les courbes **Intensité-Durée-Fréquence (IDF)** ou **Hauteur-Durée-Fréquence (HDF)** permettent d'associer une fréquence de non dépassement F (ou période de retour $T = 1/F$) à une intensité moyenne I (ou hauteur H) sur une période d'observation de durée D .

Ces courbes sont établies par une étude statistique des données pluviométriques d'une station météorologique donnée, ajustées par une loi de probabilité.

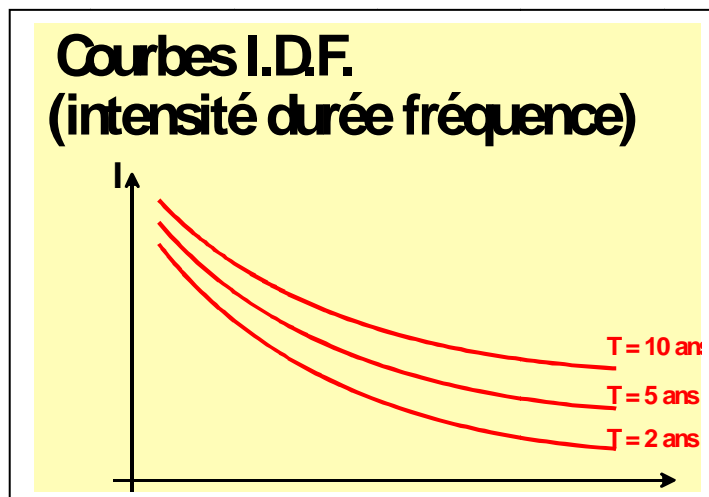
On travaille habituellement sur les durées de 5 min, 15 min, 30 min, 1h, 2h, 3h, 6h et parfois 12h, 24h et 36 h, pour différentes périodes de retour.

Ces courbes peuvent être lissées par une formule mathématique dont la plus usuelle est la formule dite de Montana. Elle donne l'intensité moyenne i (mm/mn), pour une durée t (mn), et fréquence F (inverse de la période de retour T) :

$$i(\text{mm/mn}) = a.t (\text{mn})^{-b}$$

Où a et b sont les coefficients numériques, dit de Montana, qui dépendent de la fréquence F (ou de la période de retour T), de la localisation et de la durée de la pluie.

Attention : les coefficients sont valables pour une fourchette de valeurs de t et dépendent des unités employés



La formule de Montana peut également s'écrire de la façon suivante :

$$h(\text{mm}) = a.t (\text{mn})^{1-b}$$

Où h est la hauteur d'eau pour une pluie de durée t .

Etant donné que l'étude du SDNAL n'a distingué que deux zones homogènes (zone Nord Atlas et zone Sud Atlas), nous recommandons en toute première priorité l'utilisation de données pluviométriques locales au cas par cas, pour tenir compte des spécificités de chaque zone climatiquement homogène, et ce, pour la détermination des coefficients a et b de Montana.

Les données pluviographiques sont disponibles, au niveau de la Direction de la Météorologie Nationale (DMN), pour certaines stations météorologiques.

Sur la base des données disponibles (il est clair que les séries de données n'ont pas concerné les mêmes périodes, et très probablement les hauteurs de pluie traitées ne sont pas les mêmes), extraites des rapports d'études ou de données de la Météorologie Nationale, le Groupement a établi, la carte ci-après, qui donne les coefficients a et b, pour les différentes périodes de retour, pour les principaux centres du Royaume. Les données de base collectées, sont données en annexe.

Figure 1: Coefficients a et b de Montana, pour les principales villes

1.2 PERIODE DE RETOUR A RETENIR (NIVEAU DE PROTECTION)

La période de retour permet de déterminer le niveau de protection des ouvrages dimensionnés dans le cadre du projet. Elle doit donc être fixée **en consensus avec le maître d'ouvrage**.

Il est souvent admis, qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque **de fréquence décennale**. Cependant, un degré moindre pourra être considéré comme acceptable par le maître d'ouvrage, dans les zones modérément urbanisées, et dans les zones où la pente limiterait strictement la durée des submersions. Ainsi, en tête du réseau, on pourra s'accommoder de l'absence d'un égout pluvial ; au-delà, sur de faibles distances, ou pourra se contenter de la période de retour de 2 ou de 5 ans.

Par contre, **dans les quartiers fortement urbanisés et dépourvus de relief ou à risques, nous recommandons de retenir, pour le calcul des collecteurs principaux, une période de retour de 10 ans** (qui reste toujours à confirmer avec le maître d'ouvrage) des ouvrages et de l'accroissement continu du coefficient de ruissellement.

Dans le cas d'utilisation de méthode simple de dimensionnement, les périodes de retour correspondent à une absence de mise en charge des réseaux. Dans le cas d'utilisation de méthodes de calcul plus complexes, avec le calcul de la ligne d'eau, on pourra distinguer différentes périodes de retour correspondant à la mise en charge des réseaux et au débordement.

1.3 CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS

1.3.1 Limites et superficie

Les limites dépendent de la topographie des lieux et de l'organisation de la collecte des eaux pluviales (réseau naturel et/ou artificiel). Au-delà de l'examen des plans topographiques existants, une visite sur site est indispensable pour apprécier les limites réelles des bassins versants ainsi que leurs caractéristiques physiques.

1.3.2 Longueur ou « plus long cheminement hydraulique »

Cette longueur s'estime selon le trajet le plus long que suivrait une goutte de pluie sur le bassin versant pour rejoindre l'exutoire.

1.3.3 Pente

La pente est estimée différemment selon la méthode de calcul : pente moyenne entre le point haut et le point bas, pente du chemin hydraulique, pente pondérée,....

1.3.4 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C exprime la fraction d'eau météorique, par rapport à la totalité de la précipitation pluviale, qui participe au ruissellement et donc parvient à l'exutoire (naturel ou artificiel) du bassin versant.

Ce coefficient diffère selon la nature et l'occupation du sol, le type de pluie, la période de retour de l'évènement pluvieux,.... Sans informations spécifiques locales, et pour simplifier, on utilisera un coefficient de ruissellement "C" égal au taux d'imperméabilisation.

Si " A " est la surface totale du bassin versant, " A' " la superficie de surface imperméable, le coefficient de ruissellement est :

$$C = A'/A$$

Pour plusieurs surfaces partielles A_j , on peut prendre les valeurs des coefficients correspondant C_j et calculer C par la formule :

$$C_{\text{éq.}} = \frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$$

Pour les *bassins versants urbanisés* (imperméabilisation supérieure à 20%), les recommandations, relatives à ce paramètre, telles qu'elles ressortent de la documentation technique disponible, sont récapitulées dans les tableaux, ci-après.

Tableau 12: Coefficients de ruissellement, pour bassins versants urbanisés

Typologie	valeurs de C
Médina ou habitat à très forte densité	0,8 à 0,9
Zone d'habitat économique, forte densité	0,6 à 0,8
Zone d'activité	0,5 à 0,8
Zone de villas, immeubles, moyenne densité	0,4 à 0,6
Quartiers résidentiels, faible densité	0,2 à 0,4

Pour les *bassins non urbanisés*, le ruissellement est très difficile à apprécier, la perméabilité, les conditions initiales, la végétation influencent fortement les valeurs. Le tableau, ci-dessous, donne des valeurs indicatives.

Tableau 13: Coefficients de ruissellement en secteur non revêtu

Type de surface	valeurs de C
Sol semi-perméable	
pente inférieure à 5m/m	0,1 à 0,15
pente de 5m/m à 20m/m	0,15 à 0,3
Sol peu perméable	
pente inférieure à 5m/m	0,1 à 0,3
pente de 5m/m à 20m/m	0,3 à 0,6

Cette approche suppose que le coefficient C ne varie pas en fonction de la période de retour. Or, comme l'ont démontré les mesures et analyses disponibles, le coefficient augmente avec la récurrence sélectionnée. Les valeurs, présentées dans les tableaux, ci-dessus, sont valables pour des pluies moyennes à fortes, de période de retour comprise entre 2 et 10 ans.

Pour des fréquences plus rares, le coefficient de ruissellement peut être plus important. Il n'existe malheureusement pas de relation fiable entre le coefficient de ruissellement, les caractéristiques du bassin versant et la période de retour. En première approche, les facteurs de majoration donnés dans le tableau ci après¹⁰ peuvent donner un ordre grandeur.

Tableau 14: Coefficient d'ajustement du coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour

Période de retour	Coefficient d'ajustement
2-10 ans	1.0
25 ans	1.1
50 ans	1.2
100 ans	1.25

¹⁰ Source : Guide de gestion des eaux pluviales (stratégies d'aménagement, principes de conception et pratiques de gestion optimale pour les réseaux de drainage en milieu urbain).

1.3.5 Temps de concentration

C'est le temps, mis par l'eau pour parcourir la distance entre le point de plus éloigné (en temps d'écoulement) de l'exutoire, et ce dernier. Il peut être estimé avec le décalage temporel entre la fin de la pluie et la fin du débit à l'exutoire du bassin versant.

Le temps de concentration dépend principalement :

- de la superficie du bassin versant ;
- de la forme du bassin versant ;
- des pentes des versants et du talweg ;
- de l'intensité de la pluie et du débit de l'écoulement ;
- de la nature géologique du sol et du couvert végétal ;

Le temps de concentration peut être déterminé, soit par observation directe d'hydrogrammes réels de crues, soit en l'absence de relevés, par des formules empiriques, mises au point, chacune pour des conditions particulières, et dont la généralisation doit être effectuée avec prudence.

Les formules empiriques, fréquemment utilisées, sont les suivantes :

- **Formule de KIRPICH**

$$t_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times p^{-0.385}$$

Avec :

- t_c : Temps de concentration en minutes ;
 L : Longueur du bassin versant en m ;
 p : Pente moyenne en m/m.

- **Formule de PASSINI**

$$t_c = 6.48 \times \frac{\sqrt[3]{A \times L}}{\sqrt{p}}$$

Avec :

- t_c : Temps de concentration en minutes ;
 A : Superficie en km² ;
 L : Longueur du bassin versant en km ;
 p : Pente moyenne en m/m ;
 domaine de validité $A > 40 \text{ km}^2$

- **Formule de VENTURA**

$$t_c = 7.62 \times \sqrt{\frac{A}{p}}$$

Avec :

- t_c : Temps de concentration en minutes ;
 A : Superficie en km² ;
 p : Pente moyenne en m/m ;

domaine de validité $A > 10 \text{ km}^2$ (pente faible ou moyenne).

- **Formule de GIANDOTTI**

$$t_c = \frac{(30 \times A^{0.5} + 0.113 \times L)}{(L \times p)^{0.5}}$$

Avec :

- t_c : Temps de concentration en minutes ;
- A : Superficie en hectare ;
- L : Longueur du bassin versant en m ;
- p : Pente moyenne en m/m.

- **Formule des vitesses**

$$t_c = t_s + t_r$$

Avec :

- t_c : Temps de concentration en minutes
- t_s : Temps d'écoulement en surface en minutes
- t_r : Temps d'écoulement en réseau en minutes

Le temps d'écoulement en surface t_s , correspond au temps de parcours en surface avant que le ruissellement n'accède au réseau de collecte. Il peut être évalué forfaitairement entre 5 et 15 minutes, ou évalué par la formule des vitesses.

$$t_s = 60 \times \sum \frac{L_i}{V_i}$$

Avec L_i longueur (m) de parcours du tronçon i de pente constante et de vitesse V_i (m/s). Les vitesses élémentaires V_i peuvent être estimées avec le tableau ci-dessous :

Pente (%)	Pâturage dans la partie supérieure du bassin versant	Bois dans la partie supérieure du bassin versant	Impluvium naturel mal défini
0 - 3	0,45	0,30	0,30
4 - 7	0,90	0,60	0,90
8 - 11	1,30	0,90	1,50
12 - 15	1,30	1,05	2,40

Le temps d'écoulement en réseau t_r est estimé à partir des vitesses moyennes d'écoulement dans les collecteurs :

$$t_r = 60 \times \sum \frac{L_i}{V_i}$$

Avec L_i longueur (m) de parcours du tronçon de collecteur i de pente constante et de vitesse V_i (m/s).

2 ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE D'UN PETIT BASSIN VERSANT URBAIN

2.1 METHODE SUPERFICIELLE DE CAQUOT

La méthode de Caquot est une méthode globale découlant directement de la formule rationnelle (cf. 2.2). Elle permet d'estimer le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant urbanisé. C'est la formule recommandée, au Maroc, pour les bassins versants urbanisés dans les limites de son domaine de validité.

2.1.1 Domaine de validité

La méthode de Caquot s'applique correctement à des bassins versants urbains (imperméabilisation supérieure à 20%), homogènes, drainés par un réseau fonctionnant sans mise en charge et sans ouvrages spéciaux (déversoirs d'orage ou stockage).

En France, il est conseillé d'utiliser la formule de Caquot jusqu'à une surface de 5 ha (source : guide Certu France « La ville et son assainissement » 2003).

Dans le contexte marocain, le choix a été fait de limiter son utilisation à des bassins versants de surface inférieure à 200 ha. Au-delà, le recours à la modélisation est recommandé.

Il est rappelé que cette limite s'applique à la totalité du bassin versant.

Dans le contexte marocain, on peut donc fixer les limites d'utilisation suivante :

- La surface totale du bassin versant : ≤ 200 ha
- La pente équivalente : $0,002 \text{ m/m} < I < 0,05 \text{ m/m}$;
- Le coefficient de ruissellement (i.e. taux d'imperméabilisation en milieu urbain):
 $C \geq 0,2$.

Le SDNAL a recommandé la mise en place des bassins versants expérimentaux pour la validation, entre autres, de cette formule (y compris sa limite de validité). Ces bassins n'ont jamais été mis en place.

De même, il est fortement recommandé, dans un objectif d'affiner les résultats de dimensionnement des collecteurs pluviaux, même pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 ha., de recourir à l'utilisation de logiciels de modélisation, basés sur la résolution des équations de Sant Venant.

2.1.2 Formule générale

L'équation générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_b = k \cdot C^u \cdot I^v \cdot A^w$$

Avec :

- Q_b = débit brut à l'exutoire du bassin versant en m^3/s pour une période de retour T ;
- C : Coefficient de ruissèlement en % ;
- I = Pente du réseau de collecte en m/m ;
- A : Superficie du bassin versant en ha.

Les coefficients k, u, v et w sont donnés par les formules suivantes :

$$k = [0,5^{-b} \cdot a/6,6]^{1/(1-0,287b)} ;$$

$$u = 1/(1-0,287b) ;$$

$$v = 0,41.b / (1-0,287b) ;$$

$$w = (0,95-0,507b) / (1-0,287b).$$

Où a et b sont les coefficients de Montana issu de l'expression :

$$i(\text{mm/mn}) = a.t (\text{mn})^{-b} \quad (b>0)$$

Les paramètres de Montana doivent correspondre à la période de retour T choisie pour le calcul du débit, et avoir un domaine de validité compatible avec le temps de concentration estimé du bassin versant.

L'expression générale est donc la suivante :

$$Q_{\text{brut}} = \left(\frac{a \times 0,5^{-b}}{6,6} \right)^{\frac{1}{1-0,287b}} C^{\frac{1}{1-0,287b}} I^{\frac{0,41b}{1-0,287b}} A^{\frac{0,95-0,507b}{1-0,287b}}$$

Le débit de pointe Q_p (m^3/s) est obtenu en multipliant le débit brut par un coefficient dépendant de la forme du bassin versant, comme le montre l'expression, ci après :

$$Q_p = Q_b \times m$$

Avec :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0.7b}$$

L'allongement " M " défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique " L (m), " au côté du carré de surface équivalente à la superficie du bassin considéré A (m^2) ; son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

($M \geq 0.8$, valeur minimale dans le cas d'un demi-cercle)

L : longueur du bassin versant en m ;

A superficie en m^2 .

2.1.3 Détermination des variables

Les variables (A, C et I) dépendent des caractéristiques du bassin versant :

- A : superficie (en hectare) correspondant aux limites réelles du bassin versant.
- C : coefficient de ruissellement du bassin versant (cf. 1.3.4 pour son estimation dans le cas de bassins versants urbanisés).
- I : pente moyenne de la partie canalisée du bassin versant (m/m)

Pour un bassin urbanisé, dont le plus long cheminement hydraulique " L " est constitué de tronçons successifs "L_j" de pente sensiblement constante " I_j ", l'expression de la pente moyenne, qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire, est la suivante :

$$I_{moy} = \left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$$

2.1.4 Assemblage des bassins versants

La formule de CAQUOT constitue un modèle global, qui reflète les phénomènes d'écoulement pour un bassin homogène. L'application du modèle, à un groupement de sous-bassins hétérogènes de paramètres individuels A_i, C_i, I_i, L_i, M_i et Q_{pi} (débit de pointe du bassin considéré seul) est délicate. Elle de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent.

Le tableau ci-après donne les règles d'assemblage à utiliser pour déterminer les caractéristiques A, C, I et M du groupement, selon qu'il s'agit de bassins en série ou en parallèle.

Tableau 15: Paramètres d'équivalences pour l'assemblage des bassins

Paramètres Équivalents	A _{eq}	C _{eq}	I _{eq}	M _{eq}
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj} \text{ Max})}{\sqrt{\sum A_j}} *$

* Il faut noter qu'il y a également une 2^{ème} expression qui a été mise en évidence récemment et qui peut remplacer cette expression (considérée comme trop majorante), et qui est la suivante :

$$\frac{L(tc_{max})}{\sqrt{\sum A_j}}$$

tc correspond au temps de concentration du bassin versant, il est estimé par la formule donnée dans la méthode de Caquot, à savoir :

$$t_c = 0,28 M^{0,84} I^{-0,41} A^{0,507} Q_p^{-0,287}$$

Avec :

- tc : temps de concentration en mn ;
- M : allongement (sans unité) ;
- I : pente du bassin versant en m/m ;
- A : superficie du bassin versant en ha ;
- Qp : débit de pointe calculé en m³/s.

Attention :

Ce modèle d'assemblage conduit à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que :

$$Q_p < \text{Max} (Q_{pj})$$

Dans ce cas, on prendra : $Q_p = \text{Max} (Q_{pj})$

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que :

$$Q_p > \Sigma (Q_{pj})$$

Ce qui est impossible, car au pire les hydrogrammes sont en phase ; dans ce cas, on prendra $Q_p = \Sigma (Q_{pj})$

2.2 METHODE RATIONNELLE

La méthode rationnelle est une méthode simplifiée, permettant le calcul du débit maximum à l'exutoire d'un bassin versant, soumis à une précipitation donnée.

2.2.1 Domaine de validité

Plusieurs références ont fourni une limite pour la superficie du bassin, auquel on pouvait appliquer la méthode rationnelle (voir rapport mission I) : les valeurs recommandées varient considérablement de 20 ha à 1 300 ha.

L'expérience a montré que la méthode rationnelle pouvait donner une estimation satisfaisante du débit de pointe pour de petits bassins lorsque les effets de laminage et d'emménagement sur la surface du bassin n'étaient pas importants.

Dans le contexte marocain, le choix a été fait de limiter son utilisation à des bassins versants de superficie totale inférieure à 200 ha.

2.2.2 Formule générale

La formule rationnelle peut s'écrire :

$$Q_p = C \times i \times A$$

Où :

- Q_p: débit de pointe de l'hydrogramme, en m³/s pour une période de retour T ;
- C : coefficient de ruissellement dans la limite (0 < C < 1) ;
- i : intensité en m/s ;
- A : superficie du bassin en m².

Dans la méthode rationnelle, on estime que le débit de pointe est atteint pour une pluie de durée correspondant au temps de concentration du bassin versant. L'intensité correspond donc à l'intensité moyenne de période de retour T sur une durée correspondant au temps de concentration tc estimé du bassin versant.

2.2.3 Définition des variables

- A : superficie (en m²) correspondant aux limites réelles du bassin versant ;
- C : coefficient de ruissellement du bassin versant (cf. 1.3.4 pour son estimation) ;
- tc : temps de concentration du bassin versant en mn (cf. 1.3.5 pour son estimation) ;
- i : intensité de la pluie pour une durée tc en m/s.

Pour l'intensité, on utilisera la formule de Montana : $\dot{i}(\text{mm/mn}) = a.t(\text{mn})-b$ ($b > 0$)

Les paramètres de Montana doivent correspondre à la période de retour T, choisie pour le calcul du débit, et avoir un domaine de validité compatible avec le temps de concentration estimé du bassin versant.

Attention :

L'estimation du temps de concentration et du coefficient de ruissellement est délicate et peut conduire à des résultats sensiblement différents, il faudra donc être vigilant quant à la cohérence des résultats.

3 ESTIMATION DU DEBIT DE POINTE D'UN PETIT BASSIN VERSANT NON URBANISE

3.1 METHODE RATIONNELLE

Voir §2.1.42

La méthode rationnelle peut s'appliquer dans le cas des bassins versants non urbanisés, dans les limites de validité précédemment évoquées.

Plus encore qu'en milieu urbain, les problèmes d'utilisation de cette méthode résident :

- dans la difficulté d'évaluer correctement le coefficient de ruissellement ; le débit étant directement proportionnel au coefficient de ruissellement, l'influence de ce paramètre est d'autant plus fort.

Exemple : passer d'un coefficient de ruissellement de 25% à 30% conduit à une augmentation du débit calculé de 20%

- dans la difficulté d'évaluer le temps de concentration du bassin versant ; les formules présentées précédemment permettent de donner un ordre de grandeur mais les résultats peuvent aller du simple au double voire plus !

3.2 METHODE SCS

3.2.1 Définition

La **méthode SCS (Soil Conservation Service)** a été mise au point aux Etats Unis, sur la base de résultats de mesures pluvio-hydrométriques, pratiquées sur plusieurs centaines de bassins versants. C'est une méthode empirique.

Comme les approches précédemment présentées, cette méthode suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de même période de retour. Les données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant.

Elle fait appel à un coefficient d'aptitude au ruissellement CN qui est estimé en fonction de la nature et de l'occupation du sol en se référant à des tables de correspondance du Soil Conservation Service pré-établies pour les valeurs les plus courantes.

3.2.2 Principe de la méthode

Il s'agit d'une modèle hydrologique classique avec un hyétogramme de pluie synthétique, un modèle de ruissellement et la création d'un hydrogramme de crue.

Le principe de cette méthode est le suivant :

Le choix de la durée de l'épisode pluvieux, et de celui du pas de temps de calcul pour la transformation pluie-débit, dépendent du temps caractéristique du bassin versant étudié, caractérisé par le temps de concentration t_c .

$$t_c = f(L, H).$$

L = longueur du plus grand thalweg.

H = dénivelée correspondante.

L'hydrogramme élémentaire, généré par la pluie élémentaire, est supposé triangulaire. Il est déterminé à partir des caractéristiques du bassin versant.

Chaque hydrogramme élémentaire, résultant de la pluie tombée pendant un pas de temps D (en heures), est caractérisé par :

- ✓ Son débit de pointe Q_p ,
- ✓ Son temps de montée $T_p = D/2 + K_1 T_c$ (durée au bout de laquelle se produit le débit de pointe),
- ✓ Son temps de descente $T_d = K_2 T_p$.
- ✓ Sa durée totale (temps de base) est donc $T_b = T_p + T_d$

K_1 et K_2 sont des paramètres dépendant des caractéristiques du bassin versant, qui ont pour valeur usuelle : $K_1 = 0.6$ et $K_2 = 1.67$. Ils sont ajustés pendant la phase de calage du modèle.

La lame d'eau ruisselée est donnée en fonction de la pluie P par une équation du type $LR = f(P, S)$, qui est la suivante :

$$LR = (P_{mm} - S_0)^2 / P_{mm} + S_{max} - S_0$$

Avec :

LR : lame d'eau ruisselée en mm ;

P_{mm} : pluie cumulée, en mm ;

S_0 : Infiltration potentielle, donnée par la formule suivante :

$$S_0 = 0.2 \times (254 \times (100 - CN) / CN)$$

S_{max} : Infiltration potentielle maximale

$$S_{max} = S_0 + 0.8 \times 254 \times (100 - CN) / CN$$

Où CN est le Curve Number qui dépend de la nature du sol, de son couvert végétal et des conditions antérieures d'humidité

Tableau 16: Exemple de valeur possible du CN (Curve Number)

terrain	CN		
	sol très perméable (gravier)	sol plutôt perméable (calcaire, sable)	sol plutôt imperméable (granit, argile)
Forêt	30	55	70
buissons	36	60	73
territoire agricole	62	71	78
Habitat discontinu	51	68	79
Habitat continu	77	85	90
centre bourg - routes	98	98	98
Roches nues	70	72	75

Exemple de valeur possible du CN (d'après Chow 1988)

La résolution de $LR = f(P)$ donne, pour une valeur de S, une courbe dite courbe de ruissellement identifiée par son numéro N, variable entre 0 et 100.

La courbe de ruissellement est choisie en fonction de la nature du couvert du bassin versant, en se référant à des tables de correspondance pré-établies.

Le volume ruisselé élémentaire est donc :

$$VE = LR \times A$$

A : surface du bassin versant

$$VE = \frac{Q_p \times T_b}{2}$$

Ces équations permettent de déterminer Q_p , débit de pointe de l'hydrogramme élémentaire.

Le calcul de la lame d'eau ruisselée à chaque pas de temps permet de déterminer chacun des hydrogrammes élémentaires. L'hydrogramme résultant est obtenu par sommation des hydrogrammes élémentaires.

*Annexe : coefficients a et b de Montana, pour différentes
villes du Maroc*

Ville	Période	a	b
Tanger	2 ans	4.362	0.638
	5 ans	6.636	0.622
	10 ans	7.492	0.619
Larache	2 ans	4.688	0.662
	5 ans	6.586	0.674
	10 ans	7.878	0.68
Teouan	5 ans	2.831	0.475
	10 ans	3.652	0.495
Chefchaoun	5 ans	3.914	0.501
	10 ans	5.066	0.522
Kénitra	2 ans	1.411	1.48
	5 ans	1.674	1.46
	10 ans	1.885	1.47
Rabat - salé	2 ans	1.653	0.418
	5 ans	2.046	0.348
	10 ans	2.379	0.33
Meknès	2 ans	4.018	0.69
	5 ans	6.419	0.69
	10 ans	8.014	0.69
Fès	2 ans	3.533	0.666
	5 ans	5.463	0.689
	10 ans	6.806	0.701
Ifrane	2 ans	3.353	0.622
	5 ans	4.353	0.636
	10 ans	5.274	0.651
Midelt	2 ans	2.783	0.668
	5 ans	5.439	0.705
	10 ans	7.23	0.718
Taza	2 ans	2.088	0.558
	5 ans	3.514	0.587
	10 ans	4.332	0.6
Nador	2 ans	2.377	0.591
	5 ans	3.734	0.554
	10 ans	4.657	0.545
Oujda	2 ans	2.78	0.66
	5 ans	4.23	0.656
	10 ans	5.21	0.655
Bouarfa	2 ans	1.19	0.558
	5 ans	1.753	0.555
	10 ans	2.137	0.556
casablanca	5 ans	4.682	0.648
	10 ans	5.93	0.648
Settat	5 ans	4.004	0.656
	10 ans	4.871	0.653
Khouribga	10 ans	6.178	0.659
Béni Mellal	2 ans	3.275	0.675
	5 ans	5.208	0.635
	10 ans	6.526	0.625

Ville	Période	a	b
Marrakech	2 ans	3.135	0.634
	5 ans	4.857	0.614
	10 ans	6.017	0.608
Ouarzazate	2 ans	1.277	0.573
	5 ans	1.681	0.546
	10 ans	1.973	0.54
Safi	2 ans	3.08	0.56
	5 ans	3.52	0.56
	10 ans	3.87	0.56
Essaouira	5 ans	7.134	0.663
	10 ans	8.984	0.667
Agadir	2 ans	3.85	0.62
	5 ans	4.8	0.62
	10 ans	5.55	0.62
Guelmim	10 ans	2.2	0.58
Laâyoune	2 ans	1.777	0.642
	5 ans	2.210	0.676
dakhla	10 ans	2.15	0.58
Tahla	2 ans	4.16	0.64
	5 ans	5.2	0.642
	10 ans	5.92	0.64
Taoujdat	2 ans	2.307	0.632
	5 ans	3.267	0.656
	10 ans	4.861	0.675
Machraa Bel Ksiri	2 ans	3.67	0.58
	5 ans	4.09	0.58
	10 ans	4.36	0.58

MANUEL 1 : MANUEL DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Fiche R0: Rappel des principales conclusions de la mission I ;

Fiche R1: Dimensionnement et conception des conduites d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales ;

Fiche R2: Techniques alternatives ;

Fiche R3: Méthodes complexes : la modélisation ;

Fiche R4: Déversoirs d'orage ;

Fiche R4: Séparateurs à hydrocarbures.

FICHE R0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I

On donne, ci-après, les principales conclusions, qui se rapportent à la partie « réseau d'assainissement », et qui ressortent du rapport de la mission I, relatif à l'inventaire des méthodes de conception et de dimensionnement des ouvrages d'assainissement liquide.

1 CONCEPTION GENERALE

A l'international, il est recommandé de façon générale, l'utilisation de réseaux d'évacuation de type séparatif, avec une gestion des eaux pluviales au plus prêt de leur collecte. Au Maroc, une gestion par un réseau pseudo-séparatif, plus adapté au contexte actuel, sera préconisé dans un premier temps. Ce type de gestion doit évoluer dans le futur vers un réseau séparatif.

En effet, et bien que le choix du séparatif figure déjà dans les rapports du SDNAL et s'inscrit parfaitement dans les orientations actuelles, en matière d'assainissement (favoriser le séparatif dont le pluvial se fait de façon superficielle, ou le recours aux techniques alternatives), les pratiques actuelles de la population marocaine, en terme de rejet des eaux de toitures et de jardins, rendent très difficile la mise en œuvre d'un réseau séparatif. La réalité sur terrain en témoigne. D'où, et pour éviter le renforcement des réseaux d'eaux usées pour les rendre compatibles avec les pratiques de la population, il est plus intéressant, sur le plan financier, mais également de limitations de nuisances, dues aux mises en charge et au débordement de réseaux, **d'opter pour le pseudo séparatif, du moins, pour le court terme.**

Pour les moyen et long termes, le système séparatif doit être préconisé pour les extensions (et les centres n'ayant pas de système d'assainissement collectif). Par conséquent, **les eaux de terrasses et des cours intérieures des foyers doivent être** déversées à l'extérieur des habitations, et **rejoignent absolument le réseau des eaux pluviales**, à réaliser. Les aménagements intérieurs nécessaires doivent être réalisés (**les communes doivent jouer un rôle persuasif, dans ce sens**).

La synthèse des recommandations permet de dégager les principes généraux suivants :

- . intégrer l'eau dans l'urbanisme, dès la phase de conception des projets ;
- . limiter au mieux l'imperméabilisation ;
- . mettre en œuvre des techniques alternatives au « tout tuyau » : noues, fossés, tranchés de rétention ou d'infiltration, structures réservoirs, espaces inondables, bassin d'infiltration, toitures stockantes,... ;
- . intégrer les contraintes d'exploitation dès la conception des ouvrages.

2 EVALUATION DU DEBIT D'UNE CONDUITE OU D'UN CANIVEAU

. Formule d'écoulement

La formule de Manning-Strickler est utilisée dans la plupart des documents marocains et internationaux. **C'est donc cette formule qui sera préconisée dans le présent Manuel.**

. Conditions d'autocurage

L'approche théorique des conditions d'autocurage est complexe. Les préconisations reprendront des règles sur les valeurs des vitesses minimales, issues des principaux documents de référence.

. Diamètre minimum

Le présent Manuel de Conception précisera des diamètres minimum en fonction du type de réseau (séparatif/unitaire). Ces valeurs intégreront les conditions d'exploitation (autocurage notamment) et l'évolution des technologies en matière de curage.

. Matériau

Ce Manuel de Conception indiquera les critères de choix (résistance mécanique, étanchéité...) du matériau des collecteurs. La nature du matériau à recommander tiendra compte de :

- Nature de l'effluent ;
- Diamètres obtenus ;
- Résistance mécanique des matériaux ;
- Etanchéité ;
- Coûts ;
- Etc.

3 VOLUMES DE RETENTION (BASSINS ET TECHNIQUES ALTERNATIVES)

3.1 DONNEES GENERALES

. Formule et coefficients de Montana

cf § 4.1

. Période de retour

cf § 4.1

. Coefficients de ruissellement

cf § 4.1

. Débit de fuite

Il dépend du débit acceptable par l'exutoire (réseau aval ou milieu récepteur) ou du débit possible d'infiltration.

Des recommandations sur la régulation de débit (orifice calibré, régulateurs...) et sur la prise en compte de l'infiltration seront données dans le présent rapport.

3.2 ESTIMATION DU VOLUME DE RETENTION ¹¹

. Méthodes simplifiées (quelques centaines de m³ de stockage)

Le Manuel de Conception préconisera l'utilisation de la méthode des pluies avec l'utilisation de données locales de pluviométrie et débit de fuite constant.

. Méthodes complexes (volumes importants)

La modélisation sera préconisée avec utilisation du débit de fuite (constant ou variable)

3.3 TECHNIQUES ALTERNATIVES

Pour chacune des techniques, on présentera, dans ce rapport, les éléments nécessaires au dimensionnement hydraulique (surface d'infiltration à prendre en compte, pente, cloisonnement...). La discussion, avec l'ONEE, permettra de dresser la liste des techniques préconisées parmi les suivantes : noues, fossés, tranchées drainantes ou d'infiltration, structures réservoirs, puits d'infiltration, toitures stockantes, bassins de rétention et d'infiltration, espaces inondables.

4 DEVERSOIRS D'ORAGE

Des formules seront préconisées, en fonction du type de seuil : seuil bas (frontal, latéral) et seuil haut.

5 SEPARATEURS A HYDROCARBURES

On précisera les limites d'utilisation des séparateurs à hydrocarbures, afin de ne pas réaliser des investissements importants sans efficacité.

Leur installation ne sera préconisée que pour des zones à risques : station service, aire de lavage de véhicules.

¹¹ Les limites et domaines de validité de chacune des formules seront précisés après discussion avec l'ONEE, en fonction des moyens disponibles pour les calculs et des pratiques actuelles.

FICHE R1 : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DES CONDUITES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES

Les réseaux d'assainissement sont constitués de collecteurs (ou conduites) et de regards de visite. Les équipements de collecte des eaux sont les boîtes de branchements pour le raccordement des particuliers et les bouches d'égouts (ou avaloirs) pour le recueil des eaux de pluie.

Ce système peut être unitaire, séparatif ou pseudo séparatif.

Il est unitaire lorsqu'il est effectué une collecte conjointe des eaux usées et des eaux pluviales (ou pseudo-séparatif lorsque les eaux pluviales des terrasses et des cours intérieures des foyers sont collectées, au niveau du réseau d'eaux usées). Il les achemine par un ouvrage unique vers le milieu récepteur (ou système de traitement). Sur ce type de réseau, des ouvrages de délestage (déversoirs d'orage) sont régulièrement positionnés afin d'évacuer une partie des débits en période d'orage.

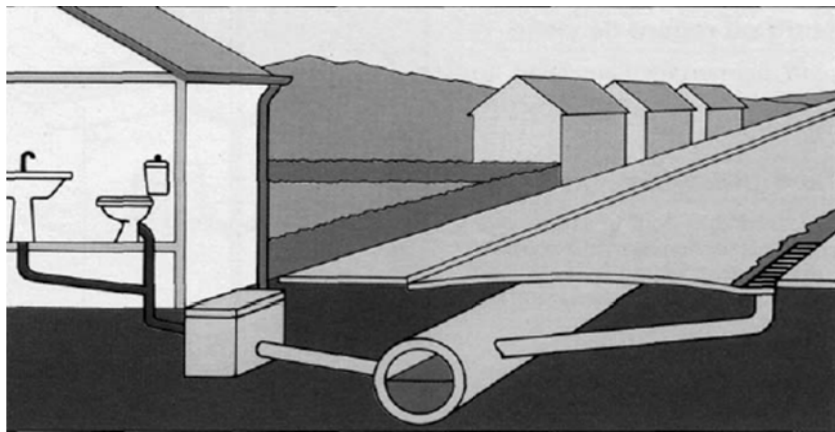


Figure 2 : Collecteur unique de transport des eaux usées et pluvial (système unitaire)

Il est séparatif lorsqu'il est constitué de deux ouvrages en parallèle ; l'un acheminant les eaux usées et l'autre véhiculant les eaux pluviales. Le système des eaux usées est enterré, tandis que le système des eaux pluviales peut être enterré ou superficiel. De nombreuses extensions urbaines ont été réalisées, sur la base de ce système au Maroc, au cours des dernières années.

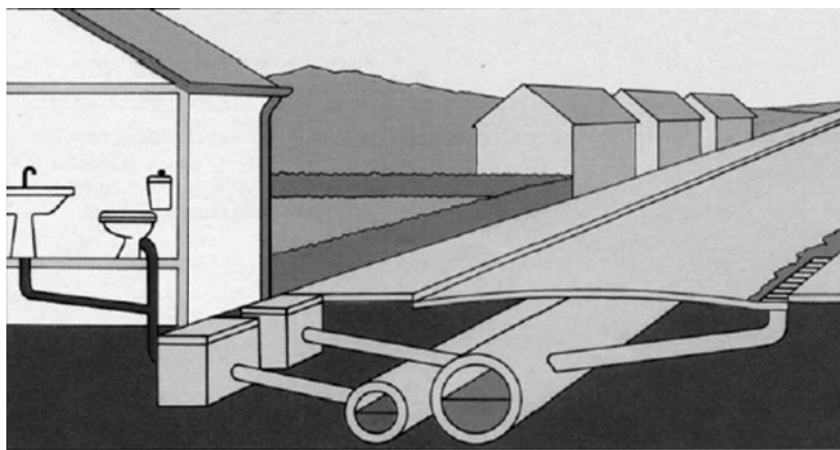


Figure 3 : Conduites séparées de transport des eaux usées et pluviales (système séparatif)

1 MATERIAUX DES CONDUITES

Le dimensionnement hydraulique des collecteurs d'eaux usées et pluviales dépend de plusieurs paramètres, dont le coefficient d'écoulement, qui est fonction de la rugosité des matériaux, du liquide véhiculé, des éléments constitutifs du réseau, des conditions de pose, du remplissage,.....

Plusieurs facteurs interviennent dans le choix du matériau de collecteurs de transport des eaux usées (brutes ou épurées) ; les principaux sont les suivants :

- Les possibilités de diamètre offertes par les matériaux ; ainsi, l'analyse des produits disponibles, au niveau du marché marocain, fait ressortir les diamètres disponibles suivants, en fonction des matériaux :

Matériaux	Diamètre disponible (mm)
PVC	110-630
PEHD	200-1000
Polypropylène (PPL)	200-1000
Béton	400-2200
PRV	400-3200

Il en ressort que les matériaux existants offrent une large gamme de diamètres.

- La résistance chimique : tous les produits à base de ciment (collecteurs en béton et amiante ciment) sont sensibles à H₂S et à l'acide sulfurique concentré ;
- La capacité hydraulique : les tuyaux en PVC, en PPL, en PEHD et en PRV offrent un bon coefficient de rugosité ;
- La résistance à l'abrasion ;
- La longévité des collecteurs, compte tenu de la qualité des eaux véhiculées ;
- La facilité de pose.
- Les conditions du marché local et le prix du collecteur (voir paragraphe 5).

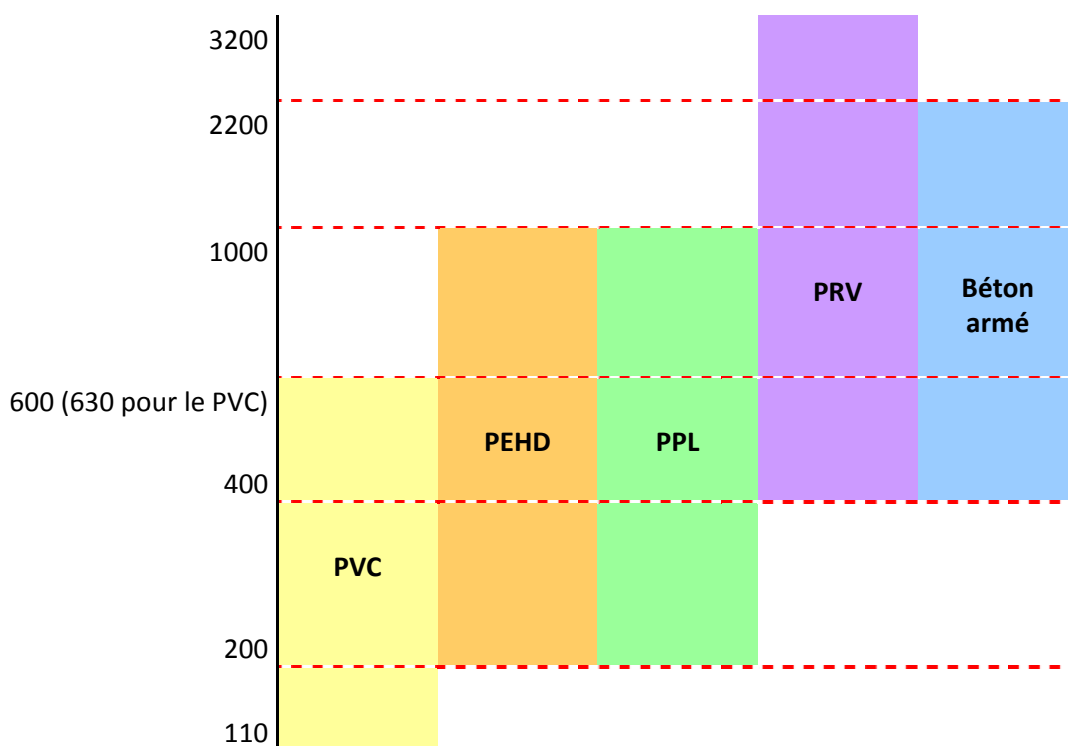
Ainsi, tous ces types de canalisations, à l'exception du béton comprimé non-centrifugé dont l'utilisation est de plus en plus restreinte, vu sa faible résistance et sa faible étanchéité, sont acceptables dans le domaine de l'assainissement.

Selon la gamme des produits disponibles et de leurs coûts, les matériaux à préconiser, par diamètre, sont les suivants :

- Pour des diamètres de 200 à 500 mm, les conduites en PVC, en PEHD et en PPL sont recommandées (le paramètre coût est déterminant) ;
- Pour des diamètres de 500 à 1000 mm, les conduites en PEHD, en PPL, en PRV et en béton armé sont recommandées (le paramètre coût est déterminant). Il faut toutefois noter que l'utilisation des conduites en béton est déconseillée, dans le cas d'effluents à caractère corrosif ;
- Pour des diamètres allant de 1000 à 2200 mm, les conduites en PRV et en béton sont recommandées (le paramètre coût est déterminant). Il faut toutefois noter que l'utilisation des conduites en béton est déconseillée, dans le cas d'effluents à caractère corrosif ;
- Pour des diamètres supérieurs à 2200 mm, seul le PRV est disponible et donc est recommandé.

Le tableau, ci-après, récapitule les avantages et les inconvénients des différents matériaux utilisés en assainissement liquide.

La figure, ci-après, donne, en fonction du diamètre de collecteur, le matériau recommandé.



Graphe 1: matériau recommandé en fonction du diamètre

Tableau 17: Avantages - Inconvénients des matériaux des canalisations

TYPE DE MATERIAUX	AVANTAGES	INCONVENIENTS	UTILISATION
BM Béton moulé ou comprimé	Faible coût Aspect acceptable	Poids moyen élevé joints médiocres au mortier Eléments courts (1ml) sensible à H ² S Mauvaise résistance mécanique	Réseaux eaux pluviales sans importance A proscrire pour le transport des eaux usées (E.U)
BVO Béton vibré ordinaire	Coût modéré Qualité béton acceptable	Eléments courts (1ml) Rugosité intérieure élevée Poids moyen élevé Joints médiocres au mortier Sensibles à H ² S et sols agressifs Résistance peu élevée à la rupture	Réseaux eaux pluviales A proscrire pour le transport des eaux usées (E.U) Sauf réseaux exceptionnels en Copropriété
BVC Béton vibré à joint caoutchouc	Coût modéré Bonne résistance à la rupture Eléments de 2.5 ml Joints caoutchouc étanches	seulement classes 60B et 90B Rugosité intérieure moyenne Lourd Sensibles à H ² S Résistance faible en terrains et eaux agressifs	Réseaux eaux pluviales économique en terrains et eaux agressifs
BVA Béton vibré armé	Coût moyen (acier) très bonne résistance à la rupture classes 60A, 90 et 135 A Rugosité intérieure acceptable Joints caoutchouc étanches	Enrobage des aciers à surveiller Gamme de diamètre réduite Lourd Sensibles à H ² S Faible résistance aux sols agressifs	Tous réseaux en terrains non agressif
Béton armé	Béton très compact importante résistance mécanique Rugosité intérieure acceptable Longueur 2.5 à 3m bonne gamme de diamètres joints caoutchouc étanches	Faible résistance aux sols agressifs Lourd coût élevé Sensible à H ² S	Tous réseaux en terrains non agressifs
PVC	Coût intéressant jusqu'au DN 400 mm Très résistant à H ² S et agents chimiques courants Résistance mécanique suffisante Souplesse d'utilisation Résistance à l'abrasion Montage très facile et pratique Très léger Joints étanches	Coût élevé à partir du DN 500 mm	Tous réseaux eaux domestiques et industrielles
PRV	Très résistant à H ² S et agents chimiques courants Résistance mécanique suffisante Résistance à l'abrasion Montage très facile et pratique Très léger Joints étanches	Difficulté de pose Coûts légèrement plus élevés que le béton armé	Tous réseaux eaux domestiques et industrielles
PEHD	Coût intéressant jusqu'au DN 800 mm Très résistant à H ² S et agents chimiques courants Résistance mécanique suffisante Souplesse d'utilisation Résistance à l'abrasion Montage très facile et pratique Très léger Joints étanches	Coût élevé à partir du DN 1000 mm	Tous réseaux eaux domestiques et industrielles

Tableau 18:Avantages - Inconvénients des matériaux des canalisations (suite)

TYPE DE MATERIAUX	AVANTAGES	INCONVENIENTS	UTILISATION
Polypropylène	Coût intéressant Très léger Joints étanches Très résistant à H ² S Souplesse d'utilisation Montage très facile et pratique		Tous réseaux eaux domestiques et industrielles

2 CHOIX DES CLASSES DES CONDUITES

Au niveau des études d'APD, et dans un objectif d'optimisation du cout du projet mais également de sa fiabilité et de sa pérennité, il est nécessaire de procéder à la vérification de la résistance mécanique des conduites d'assainissement enterrées, prévues dans le cadre du projet, pour les différentes hauteurs de remblais H . Il est à préciser que les charges, qu'aura à supporter la conduite, en service, sont :

- Poids propre du tuyau lui-même ;
- Poids de l'eau qu'il contiendra ;
- Poids des remblais ;
- Poids des charges roulantes.

Les efforts, dus au poids propre du tuyau et au poids de l'eau, sont faibles et peuvent être négligés. Ainsi, il est étudié essentiellement l'action du remblai et des charges roulantes.

Ces charges est à comparer avec la charge de rupture de la conduite, donnée en fonction du matériau, du diamètre et de la classe.

La méthodologie détaillée de calcul de la classe des conduites est donnée en annexe.

3 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES

3.1 FORMULE DE DIMENSIONNEMENT

Le calcul des sections des canalisations est effectué par l'application de la formule de Manning – Strickler, dont l'équation est la suivante :

$$Q = KR^{(2/3)} I^{(1/2)} S$$

Avec :

- ✓ Q : Débit à transiter en m³/s ;
- ✓ R : Rayon hydraulique en m ($R = S_m/P_m$) ;
- ✓ I : Pente du radier en m/m ;
- ✓ S_m : Section mouillée en m².
- ✓ P_m : Périmètre mouillé en m
- ✓ K : Coefficient de Manning-Strickler

Toutefois, **la plupart des études menées récemment préconisent le dimensionnement des réseaux d'assainissement avec la formule de Manning-Strickler**, quel que soit le système de collecte (unitaire, séparatif ou pseudo-séparatif) et la nature du fluide transporté (eau usée et/ou eau pluviale).

N.B : Le débit de dimensionnement d'un réseau de collecte, en système unitaire, est le débit des eaux pluviales générées, au niveau du (des) bassin (s) drainé (s) par ce réseau, pour une période de retour donnée.

3.2 COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT

Le coefficient de Manning Strickler traduit la résistance à l'écoulement d'un tronçon. En pratique ce paramètre dépend de multiples facteurs :

- les obstacles à l'écoulement (branchement, câbles, échelles, regards,...) ;
- la nature des dépôts sur les parois ;
- le liquide transporté ;
- les singularités (changement de pente, de direction, de forme, arrivée de débit,...) ;
- la nature du matériau ;
- etc....

Le choix d'une valeur adéquate pour ce coefficient n'est pas aisé. En particulier, les valeurs proposées par les fabricants, établies en laboratoire, sont systématiquement trop optimistes pour tenir compte des conditions réelles.

On pourra utiliser les valeurs suivantes : Selon la nature des conduites, les valeurs du coefficient d'écoulement K, à considérer, sont les suivantes :

- Conduites en béton : **K=70 à 80** ;
- Conduites en PVC, en PP, en PEHD et en PRV : **K=80 à 90**;
- Caniveaux revêtus : **K=60** ;
- Caniveaux en terre : **K=25 à 30**.

3.3 CONDITIONS DE VITESSE

Deux conditions importantes sont à respecter dans le calage et le dimensionnement du réseau d'assainissement notamment :

- La vitesse minimale permettant l'auto-curage des collecteurs ;
- La vitesse maximale admise pour les parois des collecteurs.

3.3.1 Vitesse minimale admissible

L'objectif d'imposer une vitesse minimale (ou d'une pente minimale), au niveau des canalisations, est d'avoir le minimum de dépôts, dans ces conduites.

Pour la vitesse minimale, il ressort, selon différentes références, citées, au niveau du rapport de la mission I, un éventail de vitesse assez important : de 0,5 à 1,2 m/s au minimum à pleine section.

Nous recommandons de reconduire les valeurs stipulées par l'instruction technique, et qui sont rappelées, ci-après.

Tableau 19: Vitesses minimales admissibles dans les canalisations d'eaux usées et d'eaux pluviales

Eaux usées	Eaux pluviales
<p><i>Vitesse minimale :</i> 0,7 m/s (extrême limite 0,5 m/s) à pleine et à demi section 0,3 m/s pour 2/10^{ème} de remplissage du diamètre</p>	<p><i>Vitesse minimale :</i> 0,6 m/s pour 1/10^{ème} du débit de pleine section 0,3 m/s pour 1/100^{ème} du débit de pleine section soit 1m/s à pleine section (canalisations circulaires)</p>

3.3.2 Vitesse maximale admissible

La vitesse maximale, à respecter dans les conduites, pour éviter les érosions de radier et la destruction des parois et des joints, est de l'ordre de 4 m/s maximum (et exceptionnellement 5 m/s).

En cas de fortes pentes, il est conseillé de se rapprocher du fabricant de tuyau pour valider les valeurs de vitesses maximales d'écoulement.

Au-delà des vitesses maximales, le recours aux regards de chute peut limiter le problème des grandes vitesses.

3.3.3 Pentés maximales admissibles

La pente maximale admissible peut être déduite de la vitesse maximale admissible, qui est de 4 m/s, selon les diamètres et les matériaux (les diamètres internes ne sont pas les mêmes, selon les matériaux).

A titre indicatif, on donne, au niveau du tableau, ci après, les pentes maximales tolérables pour des conduites en PVC (DN 315 à DN 500) et pour des conduites en béton ou en PEHD, pour des diamètres supérieurs.

DN (mm)	D int. (mm)	I max (V = 4m/s)
315	299,6	0,0507
400	380,4	0,0369
500	475,4	0,0274
600	600	0,0314
800	800	0,0214
1000	1000	0,0159
1200	1200	0,0124

3.4 DIAMETRE MINIMUM

Les recommandations, de diamètre minimal, sont liées aux conditions d'accès à la conduite afin d'en faciliter l'entretien. Le tableau, ci après, donne les valeurs du diamètre minimal à retenir.

Tableau 20: Diamètre minimum retenu

Eaux usées	Eaux pluviales ou unitaires
200 mm	300 mm

4 OUVRAGES ANNEXES SUR LES CONDUITES

Il s'agit des ouvrages de raccordement des branchements, des ouvrages de contrôle et de visite et des bouches d'égout.

4.1 LES REGARDS DE VISITE

Le rôle des regards, hormis la ventilation du réseau, est de permettre :

- pour les ouvrages visitables, l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage ;
- pour les ouvrages non visitables, l'accès de ceux-ci par les engins de curage ou par les caméras d'inspection.

4.1.1 Emplacement et conditions d'implantation

Sur les canalisations, un regard doit être installé :

- à chaque changement de pente et de direction à la confluence de 2 ou plusieurs collecteurs ;
- à chaque changement de diamètre de la canalisation ;
- à chaque changement de cote du fil d'eau, en particulier les chutes (avoir accès à cet ouvrage hydraulique afin de le surveiller) ;
- à chaque changement de pente

L'espacement, entre les regards de visite, est limité à 100 m pour les regards sur canalisations visitables et à 50 m pour les regards sur des canalisations non visitables.

Sur des canalisations de diamètre nominal supérieur ou égal à 800, les regards doivent être visitables¹².

Les tampons de ces regards, généralement en fonte ductile, doivent être maintenus visibles et accessibles.

Sur les égouts non visitables, les regards de visite se placent dans l'axe de la canalisation.

Sur les égouts visitables, ils peuvent être latéraux. Le regard latéral comporte un branchement d'accès dont le radier est incliné vers l'égout.

4.1.2 Principales caractéristiques techniques

Les regards de visite sont caractérisés par :

- Le matériau ;

Les regards de visite (RV) sont, soit préfabriqués, soit coulés sur place.

Les regards, coulés sur place, sont constitués de **Béton armé dosé à 350kg/m³** (quelque soit la profondeur), avec adjonction d'hydrofuge de masse, en présence de nappe, et protection contre la salinité en présence de nappe saline.

- Les caractéristiques géométriques :

Tableau 21:Section Intérieure du regard de visite en fonction de la profondeur

	Profondeur Regard < 4m	4 m< Profondeur Regard < 6 m	Profondeur Regard > 6m
Section Intérieure du RV en fonction de la profondeur du regard	1,00 x 1,00 m ²	1,20 x 1,20 m ²	1,25 x 1,25 m ²

Par ailleurs, les autres caractéristiques techniques dimensionnelles de ces ouvrages sont les suivantes:

¹² On appelle regards visitables les regards de diamètre intérieur $\geq 1\ 000$ mm (selon la norme NF EN 476).

On appelle regards, avec accès pour nettoyage, les regards de diamètre intérieur (DN) : $800 \leq DN < 1000$ mm (selon la norme NF EN 476).

Tableau 22: Autres caractéristiques dimensionnelles des regards de visite

Désignation	Valeur/recommandations
Cunette	
Hauteur (h)	$h=0.7\Phi$, pour des canalisations de diamètre inférieur à 800 mm
Pente d'inclinaison	10%
Cheminée	
Section	1.0*1.0
	En tête : 0.7*0.7
Epaisseur Radier	0.2
Epaisseur béton de propreté	0.1
Epaisseur des parois	
Profondeur inférieure à 3.00 m	15 cm
Profondeur supérieure à 3.00 m	20 cm
	Les regards de profondeur dépassant 4 m (quatre mètres) feront l'objet d'études d'exécution.

- Equipements :
 - Cadre et Tampon en fonte ductile D 400 sous chaussée, et C 250 sous trottoir avec système de verrouillage ;
 - Une échelle mobile pour $H \leq 5$ m ou d'échelons en acier inox ($\varnothing 25$ mm ; 0,30 x 0,40) pour $H > 5$ m.

4.2 BOITES DE BRANCHEMENT

Les branchements comprennent, de l'aval vers l'amont :

- Un dispositif de raccordement de la canalisation de branchement à la canalisation générale (regard, culotte, selle...) ;
- La canalisation de branchement proprement dite (pente minimale de 3%) ;
- Eventuellement, un regard collecteur de branchements ;
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement, à la limite du domaine public.

Cette boîte devra être positionnée à l'extérieur des parcelles, de façon à assurer un accès facile pour l'entretien, à l'aide de camion hydrocureur, le plus près possible du mur de clôture : la canalisation de branchement pénétrera également au minimum de 1 mètre à l'intérieur des lots.

On donne, ci après, les principales dispositions de branchement :

Tableau 23: Principales dispositions de branchements

Désignation	Valeur/recommandations
Diamètre minimal	
Eaux usées	200 mm
Eaux pluviales	300 mm
Angle de raccordement	incliné de 67.3° ou 90° par rapport à l'axe du réseau public et dans le sens d'écoulement

Le regard borgne est un ouvrage en béton (mini regard non visitable), de section carrée et dont les dimensions sont réduites au diamètre du collecteur sur lequel se fait le raccordement.

Tableau 24: Principales caractéristiques dimensionnelles des regards borgnes

Désignation	Valeur/recommandations
Section interne	□□ 0,4 x 0,6 pour Ø ≤ 400 □□ Ø x 0,6 pour Ø > 400
Profondeur minimale	60 à 80 cm
Niveau de raccordement	≥ D/2 de la conduite maîtresse (pas en voûte)

4.3 BOUCHES D'EGOUT

Ce sont des ouvrages, destinés à collecter en surface, les eaux de ruissellement. On distinguera deux types de bouches :

- les bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs),
- les bouches d'égout à accès sur les dessus (bouches à grilles).

On donne, ci-après, les principales caractéristiques des bouches d'égout (à grille ou à avaloir).

Tableau 25: Principales caractéristiques dimensionnelles des bouches d'égout

Désignation	Valeur/recommandations
Section interne	0,75 m x 0,75 m
Profondeur	généralement ≤ 1,5 m
Epaisseur des voiles	0,15 m
Epaisseur Radier	0,20 m avec pente de 10%
Epaisseur béton propreté	0,10 m
Branchement conduite	à 0,30 m au dessus de la côte radier ; conduite (Ø300 ou Ø315, pente mini 3%)
Ferrailage	Légèrement armé – 60 kg acier /m3 de béton.

Les bouches d'égout, à avaloir ou à grille, seront réalisées en béton coulé en place, dosé à 300 kg CPJ/m3 conformément aux plans types ONEE-BE.

Les bouches d'égouts, à avaloir ou à grille, doivent être implantés à tous les points bas et de refous, en fonction du profil en travers des voies.

Leur nombre et leur implantation sont en fonction du débit de l'avaloir, que l'on peut estimer en moyenne à 20 l/s.

L'équipement des regards, les tampons, les prises d'eaux pluviales et avaloirs devront être conformes aux spécifications des normes marocaines et conformes aux plans types ONEE-BE.

5 CONDITIONS DE REALISATION DES TRANCHEES ET DE POSE DES CONDUITES

5.1 OUVERTURE DES TRANCHEES

5.1.1 Largeur de la tranchée et calage de la conduite

- **Largeur nominale de la tranchée**

La largeur nominale de la tranchée sera définie, en fonction du diamètre nominal du tuyau et de la profondeur comme suit :

- $DN \leq 200$ mm → LT = 0,60 m
- $200 < DN \leq 400$ mm → LT = 0,90 m
- $400 < DN \leq 600$ mm → LT = 1,20 m
- $DN > 600$ mm → LT = DN + (2 x 0,40) m

Avec DN est le diamètre nominal ou intérieur.

- Pour les ovoïdes : cette largeur correspond au diamètre extérieur de la grande section + 2*0,3 m ;
- Pour les caniveaux et les dalots : la largeur de la tranchée est définie comme suit :
Largeur dalot ou caniveau + 2*0,5 m

Tranchées pour regards

La largeur de la tranchée pour regard, doit permettre le compactage du remblai autour du regard. **En général, cette largeur est égale à la dimension extérieure du regard plus 2 fois 0,50 mètre.**

Tranchées pour boîtes de branchement

La largeur de la tranchée pour boîte de branchement doit permettre le compactage du remblai autour de la boîte de branchement. **En général, cette largeur est égale à la dimension extérieure de la boîte de branchement plus 2 fois 0,50 mètre.**

- **Calage de la conduite**

La profondeur de la tranchée est déterminée par le profil en long, tandis que la hauteur minimale du remblai, au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, ne doit pas être inférieure à 0.80 m. Sous les chaussées, dont le trafic est supérieur à celui correspondant à une simple desserte locale, cette hauteur de recouvrement minimale des conduites devra être augmentée à 1,00 m.

- **Conditions d'exécution des fouilles**

Les fouilles seront creusées suivant les formes et aux dimensions arrêtées au projet ; les faces seront bien dressées et le fond nivelé avec soin. Si la fouille se trouve en terrain rocheux, il ne devra subsister, dans le fond de celle-ci, aucune saillie.

Tout tronçon de tranchée devra obligatoirement être réceptionné avant la mise en œuvre des canalisations.

Les déblais seront rangés, en cordon, avec soin, le long de la tranchée et en principe d'un seul côté de celle-ci, en aménageant un passage minimum de 1,0 m (un mètre) entre la fouille et le cordon.

5.1.2 Consolidation du sol et drainage sous conduite

Dans le cas où l'on pourrait prévoir du ruissellement en fond des fouilles, les matériaux d'appoint devront être du gravier ou de la pierre cassée.

S'il y a lieu de procéder à un drainage proprement dit ou à une consolidation du sol, en raison de l'instabilité de sols aquifères ou des risques d'affouillements par des eaux incluses, il est nécessaire d'exécuter les drainages nécessaires, suivant les règles de l'art, à l'aide de drains placés sous la conduite ; le tout étant enrobé d'un matelas drainant de gravier.

5.1.3 Soutènement des fouilles

Au cours des travaux de fouilles à ciel ouvert, toutes les dispositions doivent être prises pour que le dépôt des déblais, les équipements, la circulation des engins de chantiers éventuels (camions, trains, etc....) ne puissent provoquer d'éboulement.

5.1.4 Réseaux souterrains existants

Afin qu'aucun dommage ne soit causé aux canalisations et câbles rencontrés pendant l'exécution des terrassements, toutes dispositions, utiles à leur reconnaissance, doivent être prises au préalable.

5.2 LIT DE POSE

L'attention est attirée sur le fait, qu'avant toute mise en œuvre des canalisations, le fond de la tranchée sera arrêté de 10 à 15 cm (selon la nature du terrain), au dessous de la cote prévue pour la génératrice inférieure de la conduite. Il doit être dressé soigneusement aux cotes prévues au projet, et il doit être bien compacté.

L'épaisseur et la nature des matériaux, constituant le lit de pose, sont fonction de la nature du terrain et de la présence ou non de la nappe.

- Terrain rocheux ou marécageux : le lit de pose est constitué de gravette ou gravillon 5/10 ; il aura une épaisseur de 15 cm ;
- Terrain meuble autre que rocheux : le lit de pose est constitué de terre fine ou de sable, tamisé si nécessaire ; il aura une épaisseur de 10 cm ;
- Zones de nappe : couche de 15 cm de gravier 5/15. Dans ces zones, le lit de pose ne devrait être étalé qu'après épuisement et rabattement des eaux, jusqu'à 40 cm au dessous de la cote des fonds de fouille la plus basse de la tranchée.

5.3 POSE DES TUYAUX

Les tuyaux devront être posés selon l'alignement et les pentes arrêtés au projet.

Les recommandations des fabricants des tuyaux doivent être rigoureusement suivies.

Les bagues de joint devront être soigneusement maintenues en place et l'emboîtement des tuyaux doit être fait avec soin, afin d'éviter toute torsion ou déformation des bagues.

Dès qu'un tuyau sera posé et abouté, une quantité suffisante de matériaux sélectionnés de remblayage devra être placée soigneusement et tassée complètement autour de la partie intérieure du tuyau, pour le maintenir fermement dans sa position.

Il est nécessaire de respecter les cotes d'altitude et les pentes minimum à respecter. Par ailleurs, il est nécessaire de s'assurer qu'aucun élément de conduite ne présente de contre pente.

A chaque arrêt de travail, les extrémités de tuyaux en cours de pose sont obturées pour éviter l'introduction de corps étrangers ou d'animaux.

5.4 CONTRAINTES GENERALES

Les contraintes de réalisation, concernant les ouvrages, sont essentiellement :

- Traversée des voies : Pour ces traversées, toutes les dispositions doivent être prises pour garantir une pose des collecteurs selon les règles de l'art ;
- Pour les réseaux divers encombrant le sous-sol, notamment les canalisations d'eau potable, un soin particulier doit être accordé aux croisements et au passage en parallèle de ces canalisations (étaielements,...). Il est nécessaire de faire la reconnaissance de tous les réseaux et ouvrages existants (Eau potable, câbles électriques, fondations, etc) et de les reporter sur plans, avec toutes les cotations nécessaires ;
- Maintien de l'écoulement : toutes les dispositions doivent être prises pour garantir le maintien de l'écoulement. Dans le cas où le débit d'effluent serait trop important pour que son écoulement puisse être autorisé dans la tranchée même, un dispositif de déviation des effluents est nécessaire (dérivation par une conduite provisoire en fond de fouille ou par refoulement si la première solution n'est pas envisageable).

5.5 REMBLAIEMENT DE LA TRANCHEE

5.5.1 Remblai primaire

Le remblai primaire est utilisé pour le remblayage de la tranchée jusqu'à 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation. Il est constitué de matériaux granulaires, agréés au préalable par le Maître d'Ouvrage.

5.5.2 Remblai secondaire

Le remblai secondaire est utilisé pour le remblayage de la tranchée, entre la dernière couche du remblai primaire et la couche de surface. Il est constitué :

- ▲ Soit par des matériaux extraits sélectionnés : ces derniers ne doivent contenir, ni racines ni terre végétale, ni matières organiques ou argile et doivent être compatible avec les règles générales de classification des sols et de l'état hydrique.
- ▲ Soit par des matériaux d'apport qui devront faire l'objet d'une approbation préalable du Maître Ouvrage à partir des règles générales de classification des sols et de l'état hydrique.

5.6 FOUILLES POUR OUVRAGES

5.6.1 Généralités

Les fouilles, pour les regards, et les massifs d'ouvrages, etc... devront être réalisées aux alignements et aux pentes requises, tout en laissant suffisamment d'espace pour la construction, la vérification et l'enlèvement des coffrages.

5.6.2 Fonds de fouilles

La surface des fonds des fouilles, en terre, devra être préparée dans des conditions d'humidification suffisante, pour pouvoir être parfaitement compactée, au moyen d'outils ou de matériels appropriés, afin de former des fondations fermes sur lesquelles le béton de l'ouvrage sera mis en œuvre.

Aux endroits où le béton doit être mis en place sur ou contre la roche, la fouille devra être suffisante pour permettre au béton d'avoir l'épaisseur minimum en tous points et l'épaisseur moyenne exigée devra être dépassée le moins possible.

Toutefois, les cavités dans la roche, contre laquelle ou sur laquelle, le béton doit être mis en place, devront être solidement remplies de béton. Toutes les fondations, en rocher, devront être poursuivies jusqu'à une couche ou une paroi latérale solide.

5.6.3 Remblais

Les fouilles, sur le côté, au-dessus et autour des ouvrages, devront être remblayées. Le remblayage ne devra pas être entrepris avant que les fouilles, les ouvrages et aménagements à remblayer, n'aient été approuvés et éventuellement mis à l'essai. Le remblai utilisé peut être :

MATERIAU ORDINAIRE DE REMBLAI : Le matériau ordinaire devra être composé de terre, d'argile sableuse, de sable et de gravier ou de tous autres matériaux autorisés. Il ne devra pas comporter de grosses mottes de terre, ni de pierres supérieures à 10 cm.

REMBLAI ROCHEUX : Le remblai rocheux sera un matériau durable, perméable, permettant un écoulement facile et d'une granulométrie régulière répartie de 0,65 à 15 cm.

6 GALERIES

6.1 INTRODUCTION

Compte tenu, parfois de la configuration vallonnée au niveau de certains centres, et d'autres fois, de contraintes de calage (qui nécessitent de sur-profondeurs importantes), les réseaux d'assainissement pourront avoir deux modes de fonctionnement :

- **Pompage sur les contre-pentes** (du point bas jusqu'à la ligne de crête), puis gravitaire lorsque le terrain descend. Cette option peut être réalisée avec des conduites enterrées à des profondeurs classiques, de l'ordre de quelques mètres ;
- **Uniquement gravitairement**, mais avec des collecteurs localement à grandes profondeurs (supérieures à 6 m et pouvant atteindre 30m), ce qui nécessite la réalisation de **travaux souterrains** (creusement de galeries, micro-tunnelier)

Pour les eaux pluviales, il sera privilégié le mode d'assainissement gravitaire. En effet, la solution de pompage est extrêmement défavorable, pour les raisons suivantes :

- La faible occurrence des évènements pluvieux. Cela signifie que les installations ne seront pas sollicitées pendant la majeure partie du temps, mais devront toutefois être entretenues pour pouvoir être opérationnelles en cas de pluie
- Le débit de dimensionnement décennal conduit à des installations disproportionnées (donc coûteuses à l'installation et à la maintenance).

Pour les eaux usées, les approches « pompage » et « gravitaire » doivent être analysées et Comparées, lorsque les contraintes de terrain l'exigent.

Prix d'ordre

Sur la base de l'exploitation de plusieurs marchés de travaux, les prix d'ordre proposés sont les suivants :

Tableau 26: Prix d'ordre pour galeries

Prix d'ordre retenus	
Diamètre équivalent (m)	Prix (DH/m)
1.2	10 000
1.4	13 900
1.6	14 300
1.8	14 600
2.2	15 200
2.4	15 500

Comparaison entre les solutions "Galerie" et " pompage"

Le tableau suivant donne une comparaison entre les solutions "Galerie" et " pompage".

Tableau 27: Critères, retenus pour la comparaison des variantes "Pompage " et "galerie"

Critères	Solution pompage	Solution galerie	Pondération (1 à 3)
Aspects financiers	Présente les coûts d'investissement les plus faibles, mais les frais d'exploitation les plus élevés	Coûts d'investissement plus élevés et frais d'exploitation moindres	3
Maîtrise des coûts d'investissement	Elevée (bonne connaissance du sol car faibles profondeurs)	Faible (lié à la méconnaissance du sol à forte profondeur)	1,5
Durée des travaux Vitesse des travaux (estimation de l'ordre de grandeur)	50 m/jour pour la pose de conduite	De quelques m/jour à 10 m/jour en fonction de la nature des travaux (galeries ou microtunnelier)	2
Entretien / Maintenance	Très important	Faible	1,5
Possibilité d'évolution (possibilité d'extension)	Faible (changement des pompes et conduite)	Elevée (collecteurs surdimensionnés par la nature des travaux)	2

Au niveau pondération, l'aspect financier est en toute logique le plus important (pondération 3). Une pondération de 2 est appliquée pour la durée des travaux (les délais sont importants)

et les possibilités d'évolution. Les deux autres critères sont jugés légèrement moins importants avec une note de 1.5.

Le tableau suivant donne les résultats de l'analyse multicritères.

Tableau 28: Résultats de comparaison entre galeries et pompage

Critères	Solution pompage	Solution galerie
Aspects financier	3	1
Maîtrise des coûts d'investissement	3	1
Durée des travaux Vitesse des travaux	3	1
Entretien / Maintenance	1	3
Possibilité d'évolution (possibilité d'extension)	1	3
Somme	11	9

Il apparaît que la solution **"Galerie" apparaît légèrement moins avantageuse** par rapport à la solution "Pompage", dû surtout au coût d'investissement et à leur maîtrise, mais également à la durée des travaux.

6.2 GENERALITES SUR LES GALERIES

La réalisation des travaux souterrains requiert le concours d'un ensemble de connaissances, qui tiennent notamment de l'art des mines : méthodes de creusement et matériel de chantier, techniques de soutènement et mesures opposées aux diverses menaces telles que coups d'eau, gaz, etc. ...

Au cours des années précédentes, la technique de galeries, de forme ovoïde, s'est développée pour évacuer les eaux usées. Très vite, elles ont été utilisées pour acheminer l'eau potable, puis au fur et à mesure du développement technique, les réseaux secs tels que l'électricité, le téléphone et d'autres dont certains disparus depuis, comme le réseau pneumatique.

Il est bon de rappeler que les galeries ont plusieurs avantages tels que :

- ✓ éviter les travaux sous chaussées, notamment en tranchées ;
- ✓ économiser des matériaux de remblaiement ;
- ✓ faciliter la gestion des déblais de chantier ;
- ✓ espace occupé restreint ;
- ✓ maîtrise des dangers, bruits, perte de temps ;
- ✓ éliminer les risques d'arrachages accidentels de câbles et réseaux divers ;
- ✓ optimiser l'entretien des réseaux ;
- ✓ réduire les pannes, les fuites... et dépenses qui en découlent.
- ✓ Etc...

La condition principale du choix de la galerie, servant à évacuer les eaux usées, est certainement due à la profondeur du projet qui, en principe, doit être située au-delà de 6.0 m vu que les pelles mécaniques ne peuvent aller au-delà de cette valeur. Quant à la section de la galerie, elle dépend de plusieurs facteurs et notamment : la nature des sols, la présence de nappes phréatiques, l'existence d'un système d'assainissement collectif public, l'espace disponible, etc.... A titre d'exemple, il existe plusieurs sections normalisées en fer à cheval et en ovoïde telles que T100, T130, T150, T180,...

Par ailleurs, pour ce domaine de travaux souterrains (creusement de galeries), la contribution de la géologie et de la géotechnique permet de choisir le (ou les) tracé le plus favorable et optimal, lorsqu'un tel choix est possible, de prévoir les caractéristiques probables des différentes formations rencontrées tout au long du creusement, enfin de préciser, sinon de localiser absolument, la nature des incidents ou des difficultés dont risque de souffrir la réalisation du projet. C'est l'ensemble de ces données, qui guidera l'exécutant, amené à définir les méthodes de travail appropriées et les mesures de sécurité nécessaires.

Il est à noter que la prévision géologique ne peut toujours être extrêmement précise, surtout en ce qui concerne les tracés profonds : elle ne repose alors que dans l'extrapolation, souvent aléatoire, des observations superficielles et des renseignements ponctuels fournis par des sondages. En tout cas, les problèmes posés par les travaux souterrains tiennent essentiellement, d'une part, aux caractéristiques des roches traversées, et d'autre part à la rencontre de nappes vis-à-vis desquelles ces travaux tendent à jouer le rôle de drains.

6.3 CREUSEMENT DES PUIITS D'ACCES

Le creusement des puits est entamé systématiquement par le bétonnage, au niveau de leurs têtes, sur une hauteur de 1.50 m environ, et ce, pendant la phase de terrassement en attendant le revêtement définitif des puits.

Le diamètre du puits d'accès est conçu de telle sorte à assurer, aisément, la circulation du personnel et du matériel, notamment la descente et la montée du coffrage métallique de la galerie. Ce diamètre est, généralement, de l'ordre de 1.40 m.

En cas d'instabilité des parements des puits, conditionnée par la nature du terrain, un soutènement moyennant des cintres circulaires et des tôles, est mis en place permettant de stabiliser le terrain.

Pour assurer la sécurité du personnel et du tiers, les puits d'accès sont protégés par une palissade et un balisage, installés aux alentours des puits.

Il est à noter que pour une question de sécurité du personnel, notamment d'exécution, les puits d'accès, transformés ultérieurement, en regards de visite, doivent être suffisamment rapprochés pour garantir une aération normale de la galerie. Aussi, ce rapprochement a l'avantage d'assurer un rendement suffisamment élevé par la multiplication des fronts de travail. La distance recommandée, entre puits, ne peut être donc supérieure à 40 mètres.

6.4 REVETEMENT DES PUIITS D'ACCES

Le revêtement en béton est d'abord précédé des travaux préparatifs, tels que la mise en place d'un ferrailage, généralement léger, et d'un coffrage métallique de longueur variable (2 à 3 m). La vibration du béton est assurée par des aiguilles vibrantes, colées au coffrage ou carrément un vibreur noyé directement dans le béton coulé.

Creusement de la galerie :

Les travaux sont exécutés selon les plans d'exécution, approuvés par le Maître d'Ouvrage. A titre d'exemple, plusieurs galeries sont réalisées par les Régies de Meknes, Oujda, Safi,.... , et avec différentes sections.

Généralement, le creusement est réalisé suivant le moyen de marteaux pneumatiques. Ces marteaux sont alimentés par une centrale d'air comprimé comprenant un compresseur (7 bars) et une cuve à air munie de soupapes de sécurité et de clapets anti-retour.

En ce qui concerne les déblais, ils sont évacués, en premier lieu, au moyen de bennes montées sur des chariots mobiles, circulant sur des rails. Ces bennes seront ensuite remontées à la surface au moyen de grues puisatiers équipées de treuils de fonçage munis, en principe, de moyens de sécurité dits « fin de course ». Ces grues sont installées en surface, en tête des puits d'accès.

Les déblais, entreposés dans des caissons de multi-benne, sont évacués à la décharge appropriée.

Au cas où cela s'avère nécessaire, une ventilation efficace et adéquate peut être mise en place pour dégager la poussière qui est un élément nuisant au personnel d'exécution.

Quant aux venues d'eau, un pompage est assuré au moyen de pompes immergées ou à air comprimé.

Dans le terrain boulant où instable, l'application du soutènement est indispensable, et ce, en installant des cintres métalliques et des tôles de blindages type "Gescorrias". La distance entre les cintres et le type de tôle sont déterminés en fonction de la nature du terrain rencontré.

Si le terrain rencontré est carrément sableux, la méthode de "Marche avant" est automatiquement applicable. Laquelle méthode ne permet d'ouvrir qu'une partie du front de la galerie, sur 1 mètre de longueur environ, donnant lieu à une intervention immédiate à tout mouvement du terrain en procédant à poser le blindage adéquat en cintres et tôles. La méthode Marche avant passe, en principe, successivement par les étapes suivantes :

- Dans un premier temps, le creusement consiste à ouvrir un four de dimensions bien définies et à poser un chapeau HEB. Ce chapeau repose sur un HEB provisoire, calé dans le front de taille soutenu à l'arrière par un chapeau précédemment posé. Le tout est couvert par des tôles d'épaisseur bien définie.
- En second lieu, l'abattage du pied gauche, notamment de la travée, est entamé tout en procédant à la pose d'éléments métalliques (cintres et tôles) au endroit appropriés.
- Les travaux sont enchainés par l'abattage du pied droit de la travée et la pose des éléments métalliques de soutènement, de dimensions bien déterminés. Les éléments de cintres sont nécessairement fixés ou soutenus par des grumes provisoires.
- Enfin, le terrassement intéresse la cunette suite aux travaux préparatifs ci-dessus indiqués.

6.5 REVETEMENT DE LA GALERIE

Après avoir achevé les excavations de la galerie aux cotes prévues par les plans d'exécution, les opérations suivantes succèdent et sont comme suit :

- mise en œuvre du béton de propreté pour assier le ferrailage ;
- mise en œuvre des aciers de la cunette selon le plan d'exécution de ferrailage ;
- mise en place du coffrage métallique de la cunette et son bétonnage ;
- après décoffrage de la cunette, la mise en œuvre des armatures de la voûte est entamée, soit la section supérieure de la galerie ;
- bétonnage de la voûte. Le béton est injecté derrière le coffrage au moyen des pipes localisées en clef de la voûte dudit coffrage ;

- finition du béton en place et nettoyage de la galerie.

Afin d'éviter la ségrégation et des vides dans le béton, un système de vibration est employé et est assuré par des aiguilles vibrantes, collées au coffrage métallique.

Il est à signaler que l'acheminement du béton, de la pompe vers le tronçon de l'ouvrage près à recevoir le produit de béton, est assuré par une conduite métallique de diamètre variant entre Ø 100 et Ø 130 mm.

Il est également signalé que des joints water stop sont prévus aux droits des points de jonction de la galerie avec les puits d'accès vue qu'il s'agit de deux structures différentes.

Une fois le bétonnage de la galerie achevé, de manière partielle ou en totalité, les travaux d'injection sont réalisés. Cette opération a pour but de combler les vides qui existent entre le terrain et le béton mis en œuvre (hors profils, fissures de béton ou du sol, fractures, cavités, karsts,...). Pour ce faire, des trous de forage sont réalisés, en particulier en quinconce, selon un maillage défini auparavant.

La formulation ainsi définie par le laboratoire agréé, l'injection proprement dite commence moyennant une pompe appropriée fonctionnant à l'air comprimé.

Creusement par fonçage :

A l'instar de cette technique de creusement traditionnel, d'autres techniques sont aussi utilisées telles que le fonçage des tuyaux. Cette technique consiste à pousser dans le sol depuis le puits de travail une colonne de tuyaux en tête de laquelle une trousse dirigeable permet d'abattage du sol.

Cette opération d'abattage du sol se fait également manuellement (marteaux pneumatiques, pelles, pioches,...) ou à l'aide d'outils de coupe adaptés à la nature du terrain rencontré et à la taille de l'ouvrage tel que le tunnelier. Les déblais sont évacués par des chariots montés sur des rails.

En cas de creusement par le tunnelier, le guidage de ce dernier est assuré par des vérins localisés à l'arrière de la tête coupante du tunnelier. La position est contrôlée par un faisceau laser. Le positionnement de la tête de fonçage est contrôlé grâce à un dispositif fixé sur la trousse et émettant un signal qui peut être réceptionné depuis la surface.

De fait que le revêtement définitif est immédiatement mis en place (tuyaux préfabriqués) et que l'espace annulaire est faible (hors profils négligeables) pendant le fonçage vue qu'il est comblé par les injections de coulis de ciment servant de blocage du sol à l'ouvrage, il n'induit pas de tassement en surface et peut se contenter d'une couverture de terrain allant jusqu'à l'ordre de 2.0 mètres. Ce type d'ouvrage, notamment en milieu urbain, permet aux engins de le traverser sans difficulté.

Cette technique est garanti vue qu'elle offre un ouvrage préfabriqué de grande qualité car les tuyaux nécessaires doivent être performants pour s'adapter aux sollicitations de la mise en œuvre.

Il est à retenir, en conclusion, que la réalisation des travaux souterrains conduit en général à réaliser de substantielles économies par rapport aux travaux en tranchée, tout en assurant un maximum de protection des eaux usées contre toute fuite éventuelle et de sécurité aux populations (personnel de travaux et tiers). Elle permet en outre de libérer des terrains superficiels qui, dans certaines zones urbaines ou industrielles, représenteraient une importante immobilisation de capital ou seraient utilisables à d'autres fins.

7 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE

7.1 HYPOTHESES DE CALCUL

L'approche adoptée, pour l'établissement des prix d'ordre des collecteurs gravitaires, se base essentiellement sur les points suivants :

- Inventaire des prix départ usine des tuyaux proposés par les principaux fournisseurs ;
- Métrés détaillés établis dans le cadre d'études récentes ;
- Exploitation de marchés de travaux récents.

Les prix d'ordre des collecteurs gravitaires intègrent les composantes suivantes :

- 1) Fourniture, transport et pose des conduites ;
- 2) Terrassements en déblais ;
- 3) Réalisation d'un lit de pose en sable ou en gravette ;
- 4) Terrassements en remblais ;
- 5) Construction de regards de visite ;
- 6) Construction de bouches d'avaloirs avec leurs fermetures et leurs conduites de liaison au collecteur (pour le réseau EP en système séparatif enterré).

Les hypothèses, prises en considération pour le calcul de ces prix d'ordre, sont précisées, ci après.

a) Largeur des tranchées

La largeur de la tranchée considérée est la suivante :

- $DN \leq 200 \text{ mm}$ ➔ $LT = 0,60 \text{ m}$
- $200 < DN \leq 400 \text{ mm}$ ➔ $LT = 0,90 \text{ m}$
- $400 < DN \leq 600 \text{ mm}$ ➔ $LT = 1,20 \text{ m}$
- $DN > 600 \text{ mm}$ ➔ $LT = DN + (2 \times 0,40) \text{ m}$

b) Lit de pose

La qualité du matériau de lit de pose est fonction de la nature du sol :

- ✓ Dans le cas d'un terrain meuble, il sera en sable et son épaisseur sera de 15 cm
- ✓ Dans le cas d'un terrain rocheux, il sera en gravette et son épaisseur sera de 20 cm

c) Pourcentage de rocher

Nous avons effectué le calcul pour trois types de terrains correspondant à un pourcentage de terrain rocheux de 30 %, 50% et 70%¹³.

d) Profondeurs envisagées

Pour chaque diamètre, il a été considéré une profondeur moyenne des tranchées hm prenant en compte les éléments suivants :

¹³ Ces pourcentages doivent être ajustés selon la nature du terrain rencontré.

- Diamètre extérieur du collecteur ;
- Lit de pose ;
- Hauteur de recouvrement minimale de 1,0 m, afin de permettre le passage du réseau d'assainissement au dessous des autres réseaux (notamment le réseau d'eau potable) et pour assurer la protection contre les surcharges mécaniques.
- Une pente moyenne de 0,3 %

La prise en compte de ces paramètres permet de déterminer hm pour calculer le coût des terrassements.

e) Remblais

On distingue 2 types de remblais :

- Remblai primaire : il s'agit d'un remblai sélectionné qui concernera les 30 premiers centimètres au dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- Remblai secondaire : il s'agit d'un remblai, provenant généralement des déblais, qui concernera le reste de la tranchée jusqu'au corps de chaussée.

Regards de visite

Les regards de visite, en fonction du diamètre de canalisation et du tracé, seront espacés en général à **une distance moyenne de 50 m**.

Bouches d'avaloirs

En système unitaire, et pour le réseau EP en système séparatif enterré, il a été admis la construction et le raccordement de 2 bouches d'avaloirs tous les 50 m, pour la collecte des eaux pluviales de la voirie.

Par ailleurs, il convient de noter que les coûts, départ usines, ont été majorés de 30%, pour tenir compte du coût relatif à leur transport. Ce pourcentage doit être adapté, au cas par cas, selon l'éloignement de la zone du projet du lieu d'approvisionnement.

7.2 RESULTATS DE CALCUL

Le tableau, ci-après, présente les prix d'ordre des collecteurs gravitaires, et ce, pour les différents matériaux, les différentes classes et les différents diamètres.

Ces prix d'ordre sont établis selon le système d'assainissement envisagé (avec ou sans bouches d'avaloirs) et selon la localisation des travaux envisagés :

- Pour les travaux sous voies revêtues en zone urbanisée, avec démolition et réfection de chaussées ;
- Pour les travaux sous voies non revêtues, par exemple pour la desserte de zones d'extension, sans démolition et réfection de chaussées.

a. Terrain faiblement rocheux (pourcentage de rocher de 30%)

Tableau 29: Prix d'ordre, pour des canalisations en PVC (30% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
PVC- série 1				
DN 110 mm	360	480	560	680
DN 160 mm	400	520	600	720
DN 200 mm	450	570	650	770
DN 250 mm	620	800	820	1 000
DN 315 mm	740	920	940	1 120
DN 400 mm	920	1 100	1 120	1 300
DN 500 mm	1 340	1 580	1 540	1 780
DN 630 mm	1 840	2 150	2 040	2 350
PVC- série 2				
DN 160 mm	390	510	590	710
DN 200 mm	430	550	630	750
DN 250 mm	590	770	790	970
DN 315 mm	690	870	890	1 070
DN 400 mm	830	1 010	1 030	1 210
DN 500 mm	1 170	1 410	1 370	1 610
DN 630 mm	1 630	1 940	1 830	2 140

Tableau 30: Prix d'ordre, pour des canalisations en PEHD (30% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 200 mm	420	540	620	740
DN 300 mm	660	840	860	1 040
DN 400 mm	800	980	1 000	1 180
DN 500 mm	1 170	1 410	1 370	1 610
DN 600 mm	1 360	1 600	1 560	1 800
DN 800 mm	2 310	2 660	2 510	2 860
DN 1000 mm	3 490	3 890	3 690	4 090

Tableau 31: Prix d'ordre, pour des canalisations en PPL (30% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 250 mm	610	790	810	990
DN 300 mm	710	890	910	1 090
DN 400 mm	1 010	1 250	1 210	1 450
DN 500 mm	1 300	1 540	1 500	1 740
DN 600 mm	1 640	1 960	1 840	2 160
DN 800 mm	2 420	2 800	2 620	3 000
DN 1000 mm	3 340	3 770	3 540	3 970

Tableau 32: Prix d'ordre, pour des canalisations en BÉTON (30% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
BÉTON 90 A				
DN 400 mm	780	960	980	1 160
DN 500 mm	1 010	1 250	1 210	1 450
DN 600 mm	1 140	1 380	1 340	1 580
DN 700 mm	1 540	1 870	1 740	2 070
DN 800 mm	1 820	2 170	2 020	2 370
DN 1000 mm	2 400	2 800	2 600	3 000
DN 1200 mm	2 980	3 420	3 180	3 620
DN 1400 mm	3 850	4 350	4 050	4 550
DN 1600 mm	4 580	5 130	4 780	5 330
DN 1800 mm	5 620	6 210	5 820	6 410
DN 2000 mm	6 700	7 340	6 900	7 540
DN 2200 mm	8 360	9 050	8 560	9 250
BÉTON 135 A				
DN 300 mm	680	860	880	1 060
DN 400 mm	800	980	1 000	1 180
DN 500 mm	1 040	1 280	1 240	1 480
DN 600 mm	1 200	1 440	1 400	1 640
DN 700 mm	1 620	1 950	1 820	2 150
DN 800 mm	1 930	2 280	2 130	2 480
DN 1000 mm	2 560	2 960	2 760	3 160
DN 1200 mm	3 220	3 660	3 420	3 860
DN 1400 mm	4 070	4 570	4 270	4 770
DN 1600 mm	4 960	5 510	5 160	5 710
DN 1800 mm	6 240	6 830	6 440	7 030
DN 2000 mm	7 150	7 790	7 350	7 990
DN 2200 mm	8 800	9 490	9 000	9 690

Tableau 33: Prix d'ordre, pour des canalisations en PRV (30% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 400 mm	1 320	1 560	1 520	1 760
DN 500 mm	1 500	1 740	1 700	1 940
DN 600 mm	1 870	2 210	2 070	2 410
DN 700 mm	2 160	2 520	2 360	2 720
DN 800 mm	2 470	2 860	2 670	3 060
DN 900 mm	2 830	3 250	3 030	3 450
DN 1000 mm	3 210	3 660	3 410	3 860
DN 1100 mm	3 620	4 100	3 820	4 300
DN 1200 mm	4 060	4 560	4 260	4 760
DN 1300 mm	4 530	5 060	4 730	5 260
DN 1400 mm	5 030	5 590	5 230	5 790
DN 1500 mm	5 530	6 120	5 730	6 320
DN 1600 mm	6 110	6 730	6 310	6 930
DN 1700 mm	6 740	7 390	6 940	7 590
DN 1800 mm	7 400	8 070	7 600	8 270
DN 1900 mm	8 090	8 800	8 290	9 000
DN 2000 mm	8 830	9 570	9 030	9 770
DN 2100 mm	9 630	10 390	9 830	10 590
DN 2200 mm	10 450	11 240	10 650	11 440

On ne dispose pas des coûts pour des diamètres de plus de 2200

DRC : Démolition et réfection de chaussées

a. Terrain moyennement rocheux (pourcentage de rocher de 50%)

Tableau 34: Prix d'ordre, pour des canalisations en PVC (50% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
PVC- série 1				
DN 110 mm	390	510	590	710
DN 160 mm	430	550	630	750
DN 200 mm	480	600	680	800
DN 250 mm	660	840	860	1 040
DN 315 mm	780	960	980	1 160
DN 400 mm	970	1 150	1 170	1 350
DN 500 mm	1 410	1 650	1 610	1 850
DN 630 mm	1 930	2 240	2 130	2 440
PVC- série 2				
DN 160 mm	420	540	620	740
DN 200 mm	460	580	660	780
DN 250 mm	630	810	830	1 010
DN 315 mm	730	910	930	1 110
DN 400 mm	880	1 060	1 080	1 260
DN 500 mm	1 240	1 480	1 440	1 680
DN 630 mm	1 720	2 030	1 920	2 230

Tableau 35: Prix d'ordre, pour des canalisations en PEHD (50% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 200 mm	450	570	650	770
DN 300 mm	710	890	910	1 090
DN 400 mm	850	1 030	1 050	1 230
DN 500 mm	1 240	1 480	1 440	1 680
DN 600 mm	1 440	1 680	1 640	1 880
DN 800 mm	2 430	2 790	2 630	2 990
DN 1000 mm	3 640	4 040	3 840	4 240

Tableau 36: Prix d'ordre, pour des canalisations en PPL (50% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 250 mm	660	840	860	1 040
DN 300 mm	760	940	960	1 140
DN 400 mm	1 080	1 320	1 280	1 520
DN 500 mm	1 380	1 620	1 580	1 820
DN 600 mm	1 740	2 060	1 940	2 260
DN 800 mm	2 550	2 930	2 750	3 130
DN 1000 mm	3 510	3 930	3 710	4 130

Tableau 37: Prix d'ordre, pour des canalisation en BÉTON (50% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
BÉTON 90 A				
DN 400 mm	840	1 020	1 040	1 220
DN 500 mm	1 080	1 320	1 280	1 520
DN 600 mm	1 210	1 450	1 410	1 650
DN 700 mm	1 650	1 980	1 850	2 180
DN 800 mm	1 940	2 290	2 140	2 490
DN 1000 mm	2 560	2 960	2 760	3 160
DN 1200 mm	3 170	3 620	3 370	3 820
DN 1400 mm	4 080	4 570	4 280	4 770
DN 1600 mm	4 850	5 400	5 050	5 600
DN 1800 mm	5 930	6 530	6 130	6 730
DN 2000 mm	7 070	7 710	7 270	7 910
DN 2200 mm	8 880	9 570	9 080	9 770
BÉTON 135 A				
DN 300 mm	730	910	930	1 110
DN 400 mm	860	1 040	1 060	1 240
DN 500 mm	1 110	1 350	1 310	1 550
DN 600 mm	1 270	1 510	1 470	1 710
DN 700 mm	1 730	2 060	1 930	2 260
DN 800 mm	2 050	2 400	2 250	2 600
DN 1000 mm	2 720	3 120	2 920	3 320
DN 1200 mm	3 410	3 860	3 610	4 060
DN 1400 mm	4 300	4 790	4 500	4 990
DN 1600 mm	5 230	5 780	5 430	5 980
DN 1800 mm	6 550	7 150	6 750	7 350
DN 2000 mm	7 520	8 160	7 720	8 360
DN 2200 mm	9 320	10 010	9 520	10 210

Tableau 38: Prix d'ordre, pour des canalisations en PRV (50% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 400 mm	1 390	1 630	1 590	1 830
DN 500 mm	1 570	1 810	1 770	2 010
DN 600 mm	1 980	2 310	2 180	2 510
DN 700 mm	2 280	2 640	2 480	2 840
DN 800 mm	2 610	3 000	2 810	3 200
DN 900 mm	2 980	3 400	3 180	3 600
DN 1000 mm	3 380	3 830	3 580	4 030
DN 1100 mm	3 810	4 290	4 010	4 490
DN 1200 mm	4 270	4 780	4 470	4 980
DN 1300 mm	4 760	5 300	4 960	5 500
DN 1400 mm	5 290	5 850	5 490	6 050
DN 1500 mm	5 820	6 410	6 020	6 610
DN 1600 mm	6 420	7 040	6 620	7 240
DN 1700 mm	7 070	7 720	7 270	7 920
DN 1800 mm	7 760	8 440	7 960	8 640
DN 1900 mm	8 480	9 190	8 680	9 390
DN 2000 mm	9 250	9 990	9 450	10 190
DN 2100 mm	10 080	10 840	10 280	11 040
DN 2200 mm	10 930	11 720	11 130	11 920

a. Terrain rocheux (pourcentage de rocher de 70%)

Tableau 39: Prix d'ordre, pour des canalisations en PVC (70% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
PVC- série 1				
DN 110 mm	410	530	610	730
DN 160 mm	460	580	660	780
DN 200 mm	510	630	710	830
DN 250 mm	710	890	910	1 090
DN 315 mm	830	1 010	1 030	1 210
DN 400 mm	1 020	1 200	1 220	1 400
DN 500 mm	1 480	1 720	1 680	1 920
DN 630 mm	2 030	2 340	2 230	2 540
PVC- série 2				
DN 160 mm	450	570	650	770
DN 200 mm	490	610	690	810
DN 250 mm	680	860	880	1 060
DN 315 mm	780	960	980	1 160
DN 400 mm	930	1 110	1 130	1 310
DN 500 mm	1 310	1 550	1 510	1 750
DN 630 mm	1 820	2 130	2 020	2 330

Tableau 40: Prix d'ordre, pour des canalisations en PEHD (70% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 200 mm	480	600	680	800
DN 300 mm	760	940	960	1 140
DN 400 mm	900	1 080	1 100	1 280
DN 500 mm	1 310	1 550	1 510	1 750
DN 600 mm	1 510	1 750	1 710	1 950
DN 800 mm	2 560	2 910	2 760	3 110
DN 1000 mm	3 800	4 200	4 000	4 400

Tableau 41: Prix d'ordre, pour des canalisations en PPL (70% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 250 mm	700	880	900	1 080
DN 300 mm	800	980	1 000	1 180
DN 400 mm	1 140	1 380	1 340	1 580
DN 500 mm	1 450	1 690	1 650	1 890
DN 600 mm	1 840	2 160	2 040	2 360
DN 800 mm	2 680	3 050	2 880	3 250
DN 1000 mm	3 670	4 100	3 870	4 300

Tableau 42: Prix d'ordre, pour des canalisations en BÉTON (70% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
BÉTON 90 A				
DN 400 mm	890	1 070	1 090	1 270
DN 500 mm	1 150	1 390	1 350	1 590
DN 600 mm	1 290	1 530	1 490	1 730
DN 700 mm	1 760	2 090	1 960	2 290
DN 800 mm	2 070	2 420	2 270	2 620
DN 1000 mm	2 720	3 120	2 920	3 320
DN 1200 mm	3 360	3 810	3 560	4 010
DN 1400 mm	4 310	4 800	4 510	5 000
DN 1600 mm	5 120	5 670	5 320	5 870
DN 1800 mm	6 250	6 840	6 450	7 040
DN 2000 mm	7 430	8 070	7 630	8 270
DN 2200 mm	9 400	10 090	9 600	10 290
BÉTON 135 A				
DN 300 mm	780	960	980	1 160
DN 400 mm	910	1 090	1 110	1 290
DN 500 mm	1 180	1 420	1 380	1 620
DN 600 mm	1 350	1 590	1 550	1 790
DN 700 mm	1 840	2 170	2 040	2 370
DN 800 mm	2 180	2 530	2 380	2 730
DN 1000 mm	2 880	3 280	3 080	3 480
DN 1200 mm	3 600	4 050	3 800	4 250
DN 1400 mm	4 530	5 020	4 730	5 220
DN 1600 mm	5 500	6 050	5 700	6 250
DN 1800 mm	6 870	7 460	7 070	7 660
DN 2000 mm	7 880	8 520	8 080	8 720
DN 2200 mm	9 840	10 530	10 040	10 730

Tableau 43: Prix d'ordre, pour des canalisations en PRV (70% de rocher)

Désignation	Prix d'ordre réseau EU en système séparatif		Prix d'ordre en système unitaire et réseau EP en système séparatif enterré (*)	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 400 mm	1 460	1 700	1 660	1 900
DN 500 mm	1 650	1 890	1 850	2 090
DN 600 mm	2 080	2 420	2 280	2 620
DN 700 mm	2 400	2 760	2 600	2 960
DN 800 mm	2 750	3 140	2 950	3 340
DN 900 mm	3 140	3 560	3 340	3 760
DN 1000 mm	3 560	4 000	3 760	4 200
DN 1100 mm	4 010	4 490	4 210	4 690
DN 1200 mm	4 490	4 990	4 690	5 190
DN 1300 mm	5 000	5 540	5 200	5 740
DN 1400 mm	5 550	6 110	5 750	6 310
DN 1500 mm	6 100	6 690	6 300	6 890
DN 1600 mm	6 730	7 350	6 930	7 550
DN 1700 mm	7 410	8 050	7 610	8 250
DN 1800 mm	8 120	8 800	8 320	9 000
DN 1900 mm	8 870	9 580	9 070	9 780
DN 2000 mm	9 670	10 410	9 870	10 610
DN 2100 mm	10 530	11 290	10 730	11 490
DN 2200 mm	11 410	12 200	11 610	12 400

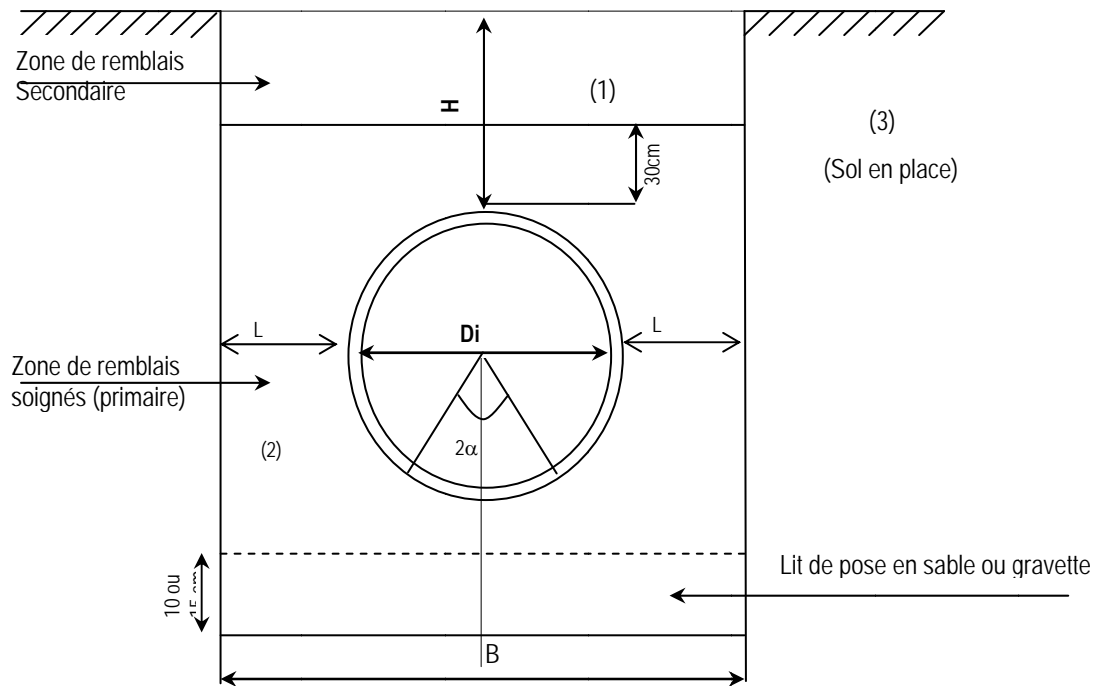
(*) : Comme le réseau unitaire est dimensionné pour le débit d'eaux pluviales, correspondant à une période de retour donnée (comme le cas pour les collecteurs d'eaux pluviales dans un réseau séparatif), il s'agit des prix, soit du réseau unitaire uniquement, soit des collecteurs d'eaux pluviales dans un réseau séparatif.

Annexe : Choix de la classe des collecteurs

Au niveau des études d'APD, et dans un objectif d'optimisation du cout du projet mais également de sa fiabilité et de sa pérennité, il est nécessaire de procéder à la vérification de la résistance mécanique des conduites d'assainissement enterrées, prévues dans le cadre du projet, pour différentes hauteurs de remblais H .

A. Schéma et hypothèses de calcul

A.a Schéma de principe



A.b Hypothèses de calcul

Pour les zones (1) et (2), on prend généralement $\Delta(\text{masse volumique}) = 1,8 \text{ t/m}^3$;

La tranchée a une largeur B , qui est donnée, ci-après, en fonction du diamètre du collecteur :

- $DN \leq 200 \text{ mm}$ \rightarrow $LT = 0,60 \text{ m}$
- $200 < DN \leq 400 \text{ mm}$ \rightarrow $LT = 0,90 \text{ m}$
- $400 < DN \leq 600 \text{ mm}$ \rightarrow $LT = 1,20 \text{ m}$
- $DN > 600 \text{ mm}$ \rightarrow $LT = DN + (2 \times 0,40) \text{ m}$

D_{ext} : $Di + 2e$ (diamètre extérieur de la conduite) ;

A titre d'exemple, les tableaux suivants récapitulent l'épaisseur des conduites en PVC et leurs charges à la rupture.

Tuyaux en PVC

DN Ext. (mm)	SERIE I		SERIE II	
	Epaisseur min (mm)	Charges (KN/m)	Epaisseur min (mm)	Charges (KN/m)
200	4.7	32.4	3.9	18
250	6.1	43.2	4.9	22.5
315	7.7	53.1	6.2	28.35
400	9.8	69.1	7.8	36
500	12.3	90.1	9.8	45

Collecteurs en béton armé (cas de tuyaux en CAO)

DIAMETRE NOMINAL	DIAMETRE INTERIEUR DE FABRICATION (mm)	SERIE 90 A		SERIE 135 A	
		EPAISSEUR DE PAROI MINIMALE DE FABRICATION - e en mm	CHARGE DE RUPTURE - pr (kN/m)	EPAISSEUR DE PAROI MINIMALE DE FABRICATION - e en mm	CHARGE DE RUPTURE - pr (kN/m)
600	600	58	54	62	81
800	800	74	72	80	108
900	900	82	81	90	122
1000	1000	90	90	100	135
1100	1100	97	99	110	147
1200	1200	105	108	120	162
1300	1300	112	117	130	174
1500	1500	128	135	148	203

B. Calcul des charges

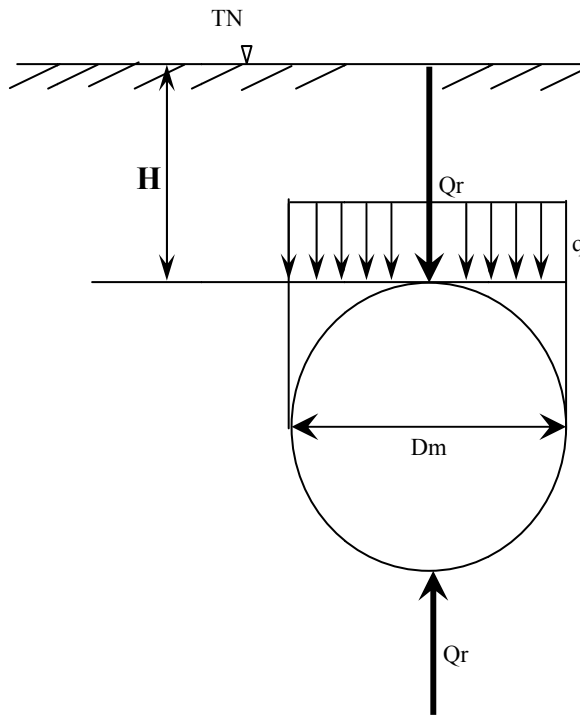
Les charges, qu'aura à supporter la conduite, en service, sont :

- Poids propre du tuyau lui-même ;
- Poids de l'eau qu'il contiendra ;
- Poids des remblais ;
- Poids des charges roulantes.

Les efforts, dus au poids propre du tuyau et au poids de l'eau, sont faibles et peuvent être négligés. Ainsi, il est étudié essentiellement l'action du remblai et des charges roulantes.

B.a Action des remblais

La charge de remblais est supposé généralement répartie sur toute la surface supérieure du tuyau :



- Avec :
- D_m diamètre moyen de la conduite $D_m = D_i + e$
 - q_r = charge uniformément répartie du remblai ;
 - Q_r = charge totale du remblai.

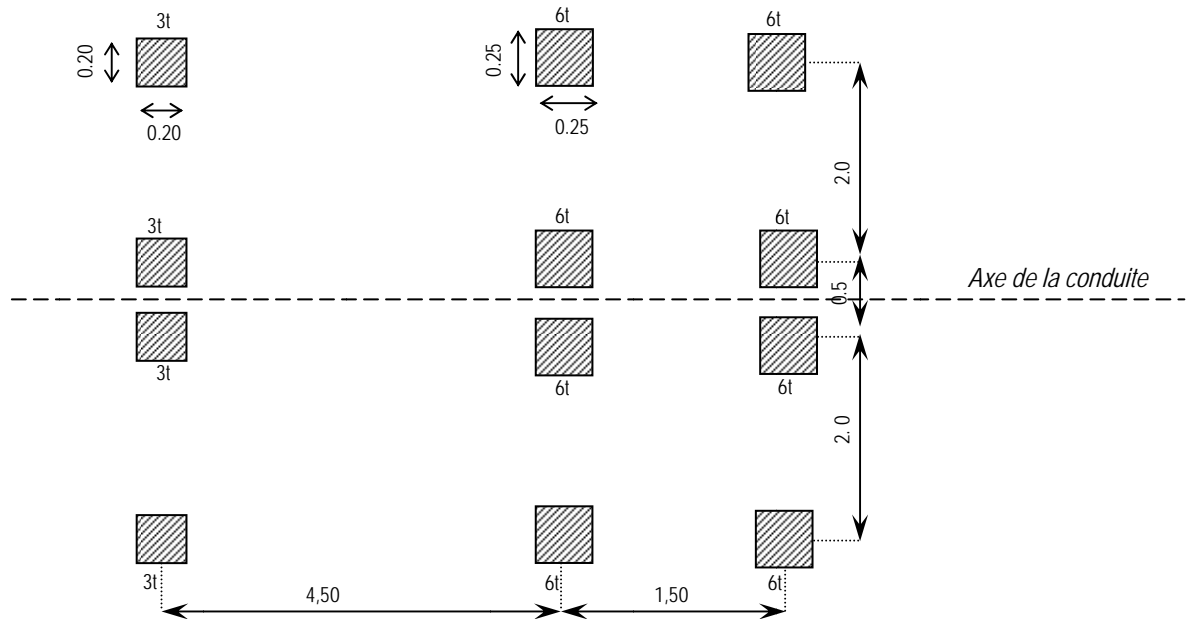
La formule, généralement utilisée pour le calcul de la poussée des remblais, est la suivante :

$P = C_t * \text{Poi des terres } (1,8 \text{ t/m}^3) * B^2$; avec :

- $C_t = (1 - \exp(-2 * k * (H/B) * \tan(a))) / (2 * k * \tan(a))$
- B : largeur de la tranchée;
- H : hauteur de remblais, sur la conduite ;
- a : Angle de frottement
- $k = (\tan(\phi/4 - a/2))^2$

B.b Action des charges roulantes

Le convoi de véhicules, généralement pris en compte, est composé de 2 camions de 30 t chacun, disposés comme suit :



La formule, généralement utilisée pour le calcul de la surcharge des camions, est la suivante :

$$P' = (30/6)/((2 \cdot H \cdot \tan(d))^2 \cdot \text{coef dynamique}) ;$$

Avec :

d : angle de diffusion

$$\text{Coefficient dynamique} = 1 + 0,3/(1+H)$$

La charge totale est donnée par la formule suivante :

$$\text{Charge totale} = a \cdot (P + P') \cdot D_e / m ; \text{ avec :}$$

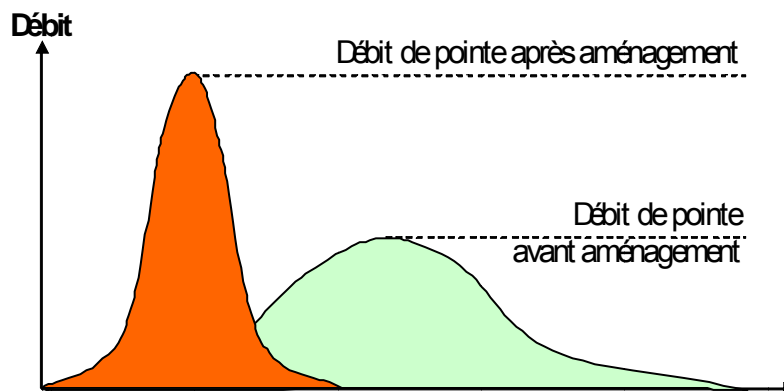
- a = coefficient de sécurité = 2.5
- m = coefficient de pose = 2.3.

Cette charge est à comparer avec la charge de rupture de la conduite, qui est présentée dans les tableaux, ci-dessus, pour le PVC et le CAO, par exemple.

FICHE R2 TECHNIQUES ALTERNATIVES

L'impact d'un projet d'urbanisation peut être catastrophique d'un point de vue inondation. En effet, par la mise en place de réseaux d'évacuation des eaux pluviales, les aménagements contribuent, entre autres, à :

- accélérer les écoulements de l'eau ;
- augmenter les débits de pointe.

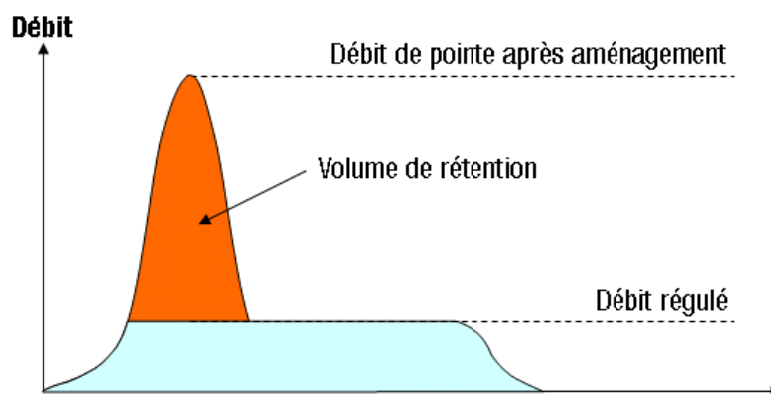


Graph 2: Impact de l'urbanisation sur le débit de pointe eaux pluviales (source: OIEau)

Afin de ne pas surcharger l'exutoire aval d'un projet, plusieurs solutions sont possibles :

- infiltrer les eaux, dans la mesure où le sous-sol le permet,
- limiter le rejet aval à un débit calibré.

Cependant, l'eau n'étant plus rejetée instantanément dans sa totalité, un volume de rétention doit alors être mis en place. Ce volume de rétention peut prendre différentes formes : bassin aérien, bassin enterré, tranchée, noue, structure réservoir... L'intégralité de ses formes constitue les techniques alternatives



Graph 3: Nécessité d'un volume de rétention (source: OIEau)

Il faut cependant bien s'interroger sur le débit à prendre en termes de régulation :

- en régulation vers un exutoire, il sera fixé par rapport à la capacité d'acceptation de l'exutoire ;
- en infiltration, par rapport à la capacité d'absorption du sol.

1 DEBIT DE FUITE POUR LES OUVRAGES DE RETENTION

Le débit de fuite, à prendre en compte dans le dimensionnement du volume de rétention, est la somme du débit acceptable à l'exutoire et du débit d'infiltration. En fonction des projets et des situations, l'un de ces deux débits peut être nul.

$$Q_{\text{fuite}} = Q_{\text{exutoire}} + Q_{\text{infiltration}}$$

Où :

- Q_{fuite} est le débit de fuite à respecter en sortie du volume de rétention (en m³/s) ;
- Q_{exutoire} est le débit acceptable à l'exutoire (en m³/s) ;
- $Q_{\text{infiltration}}$ est le débit d'infiltration (en m³/s).

1.1 DEBIT ACCEPTABLE A L'EXUTOIRE

Rejet dans le milieu naturel :

Le débit acceptable, par le milieu naturel, sera évalué comme étant le débit généré naturellement par la parcelle avant l'implantation des aménagements. Il sera calculé conformément à la partie 3 de la fiche D3.

Rejet dans une conduite existante :

Afin de se prémunir d'une sous capacité de la conduite acceptant le rejet de l'ouvrage de rétention, une étude hydraulique du réseau aval au rejet devra être menée. On se rapportera à la fiche R3, pour connaître les méthodes de modélisation des réseaux.

1.2 DEBIT D'INFILTRATION

Quelques règles simples sont à respecter pour s'assurer d'une pérennité des dispositifs d'infiltration et éviter une contamination des nappes phréatiques :

- prévoir systématiquement une protection des ouvrages, contre les apports de matières en suspension et de matières organiques ;
- garder une épaisseur minimale de 1 m entre le niveau des plus hautes eaux de la nappe et le fond du projet d'infiltration ;
- avoir une capacité d'infiltration du sol inférieure à 10⁻³ m/s ;
- éviter l'infiltration en présence de zone karstique et de sols sensibles à la dissolution.

Débit d'infiltration :

Le débit d'infiltration est le produit de la surface d'infiltration par la capacité d'infiltration du sol.

$$Q_{\text{infiltration}} = S_{\text{infiltration}} \times K$$

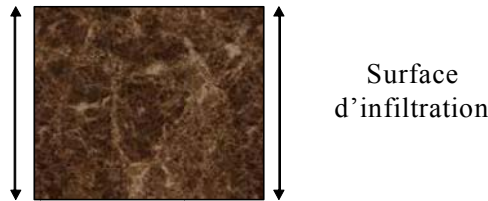
Où :

- $Q_{\text{infiltration}}$ est le débit d'infiltration (en m³/s) ;
- $S_{\text{infiltration}}$ est la surface d'infiltration (en m²) ;
- K est la capacité d'infiltration du sol (en m/s).

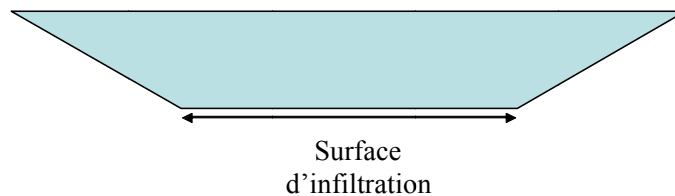
Surface d'infiltration :

Remarque : pour déterminer le débit de fuite, il est indispensable de se fixer une surface pour l'ouvrage d'infiltration. En première approche, elle sera prise en fonction de la place disponible ou de la hauteur de l'ouvrage. Cette hypothèse sera affinée par itérations successives au cours du dimensionnement.

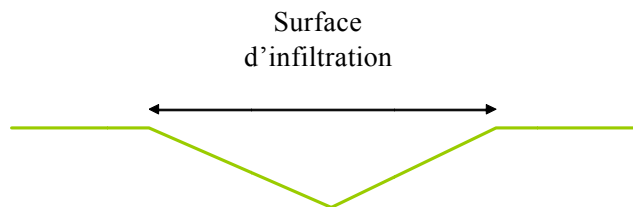
Pour les puits et les tranchées d'infiltration, il est recommandé de ne pas tenir compte du fond de l'ouvrage du fait de son possible colmatage. La surface d'infiltration sera donc égale à la surface des parois verticales de l'ouvrage.



Pour les bassins d'infiltration et structures réservoirs infiltrantes, la surface d'infiltration sera prise égale à la surface du fond de l'ouvrage.



Pour les fossés et les noues, la surface d'infiltration correspondra à la surface au miroir de l'ouvrage.



Estimation de la capacité d'infiltration du sol :

La capacité d'infiltration du sol sera mesurée lors d'une étude hydrogéologique :

- par une méthode normalisée, compatible avec le type de sol et la valeur de capacité d'infiltration attendue ;
- à l'endroit exact où va se situer la structure infiltrante ;
- à la profondeur exacte d'infiltration.

La capacité d'infiltration mesurée sera corrigée d'un facteur de sécurité de $\frac{1}{2}$ afin de pérenniser l'installation dans le temps.

1.3 LES OUVRAGES DE REGULATION DE DEBIT

Régulateur commercial :

La solution la plus simple, pour garantir un débit constant en sortie du volume de rétention, est d'installer un appareil de régulation préfabriqué. Ils ont une bonne précision et peuvent être installés dans un génie-civil réduit.



Régulateur à flotteur



Régulateur flottant

(source: OIEau)



Régulateur vortex

Figure 4: Ouvrages de régulation du débit

Le dimensionnement des ces régulateurs est directement fait par le fabricant en fonction des caractéristiques du volume de rétention (hauteur d'eau, débit de fuite à respecter...)

Remarque : de façon à pérenniser le fonctionnement de ces organes, un entretien régulier doit être prévu, conformément aux recommandations du constructeur.

Pompage :

L'utilisation d'un poste de pompage, pour réguler le débit en sortie du volume de rétention, est une bonne solution. Elle nécessite cependant plusieurs points :

- choisir une courbe de pompage fortement inclinée afin de minimiser les variations de débits en fonction du marnage du poste ;
- avoir un accès à l'électricité ;
- assurer une maintenance régulière de l'intégralité de l'installation (pompes, poire de niveau, automatisme...)

1.4 DIMENSIONNEMENT D'UN ORIFICE DENOYE

Une autre solution répandue, pour la limitation du débit de fuite en sortie du volume de rétention, est l'utilisation d'un orifice dénoyé, appelé aussi ajutage.

Débit d'un orifice dénoyé :

Le débit d'un orifice de vidange dénoyé est donné par la formule de Torricelli :

$$Q_{\text{évacué}} = m \times S \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

Où :

- $Q_{\text{évacué}}$ est le débit évacué par l'orifice (en m^3/s) ;
- m est un coefficient de débit dépendant de la forme de l'orifice ;
- S est la section de l'orifice (en m^2) ;
- g est l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- H est la charge en m, au dessus du centre de l'orifice.

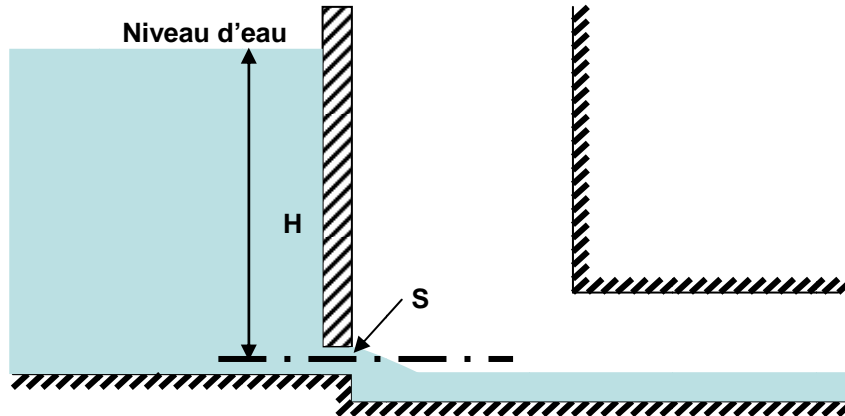


Figure 5: Principe de l'orifice dénoyé (source: OIEau)

Remarque : on constate, grâce à la formule de Torricelli, que le débit évacué par l'orifice est proportionnel à la hauteur d'eau. Ce dispositif n'est donc pas un moyen, pour obtenir un débit constant en sortie du volume de rétention et nécessite de surdimensionner le volume obtenu en partie 2.

Application à l'orifice circulaire mince :

Pour un orifice circulaire réalisé dans une paroi de faible épaisseur,

- $m = 0,62,$
- $S = \pi \times \frac{D_{\text{orifice}}^2}{4}.$

En négligeant la perte de charge singulière, on en déduit le diamètre à donner à l'orifice circulaire mince, pour limiter le débit à notre débit de fuite :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{fuite}}}{0,62 \times \pi \times \sqrt{2 \times g \times H}}}$$

Où :

- D est diamètre à donner à l'orifice circulaire mince (en m) ;
- Q_{fuite} est le débit de fuite à respecter en sortie du volume de rétention (en m^3/s) ;
- m est un coefficient de débit dépendant de la forme de l'orifice ;
- g est l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- H est la charge en m au dessus du centre de l'orifice.

Remarque : compte tenu de la taille des orifices généralement calculés, un dispositif de protection contre le colmatage devra systématiquement être installé et régulièrement nettoyé.



Figure 6: Cage de protection d'un ajutage (source: OIEau)

2 ESTIMATION DES VOLUMES DE RETENTION

2.1 DOMAINE D'APPLICATION

La méthode des pluies, présentée ci-après, suppose :

- que le débit de fuite de l'ouvrage de stockage est constant ;
- qu'il y a transfert instantané de la pluie à l'ouvrage de rétention ;
- que les événements pluvieux sont indépendants¹⁴.

En conséquence, cette méthode ne pourra être appliquée qu'à des bassins versants relativement petits, dont **la surface totale ne dépassera par 200 ha.**

2.2 ESTIMATION DU VOLUME D'EAU A STOCKER (METHODE DES PLUIES)

Détermination du coefficient d'apport C_a :

Le coefficient d'apport C_a représente la fraction de la pluie tombée, qui parvient dans le volume de rétention.

En fonction de la localisation de la surface et de son type de revêtement, on appliquera les valeurs suivantes :

Surface concernée	Type de revêtement de surface	Coefficient d'apport
Tout le projet hors aplomb du volume de rétention	Tous	Coefficient de ruissellement de la surface
Aplomb (entre autres verticalité) du volume de rétention	Volume aérien	100%
	Revêtement perméable	100%
	Revêtement imperméable	Coefficient de ruissellement de la surface

¹⁴ c'est-à-dire que la méthode des pluies est basée sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices. On utilise, en particulier, un traitement statistique des données pluviographiques (courbes IDF) basé sur le dépouillement des événements pluvieux sans tenir compte des périodes de temps secs. C'est cette « simplification » qui conduit à l'hypothèse que les « événements pluvieux sont indépendants ». De même, les évolutions liées au changement climatique ne sont pas prises en compte ...Ce sont les limites des méthodes statistiques, qui permettent cependant d'approcher « simplement » des phénomènes complexes et aléatoires).

Calcul de la surface active S_a :

$$S_a = S \times C_a$$

Où :

- S_a est la surface active du bassin versant (en hectare) ;
- S est la surface totale du bassin versant (en hectare) ;
- C_a est le coefficient d'apport.

Calcul du débit spécifique de fuite q_s :

$$q_s = 60 \times \frac{Q_f}{S_a}$$

Où :

- q_s est le débit spécifique de fuite (en mm/minute) ;
- S_a est la surface active du bassin versant (en hectare) ;
- Q_f est de débit de fuite du volume de rétention (en m^3/s) – voir partie 2 pour sa détermination.

Détermination du temps caractéristique T_m :

$$T_m = \left[\frac{q_s}{a(b+1)} \right]^{\frac{1}{b}}$$

Où :

- T_m est le temps caractéristique (en minute) ;
- q_s est le débit spécifique de fuite (en mm/minute) ;
- a et b sont les coefficients de Montana ($b < 0$).

Remarque : On apportera une attention particulière aux choix des paramètres a et b de Montana. Leur domaine de validité devra être cohérent avec la valeur calculé de T_m .

Calcul de la hauteur maximale à stocker h_{max} :

$$h_{max} = T_m \times q_s \times \left(\frac{-b}{b+1} \right)$$

Où :

- h_{max} est la hauteur maximale à stocker (en mm) ;
- T_m est le temps caractéristique (en minute) ;
- q_s est le débit spécifique de fuite (en mm/minute) ;
- b est le coefficient de Montana ($b < 0$).

Calcul du volume d'eau à stocker V :

$$V = 10 \times h_{max} \times S_a$$

Où :

- V est le volume d'eau à stocker (en m^3) ;

- h_{max} est la hauteur maximale à stocker (en mm) ;
- S_a est la surface active du bassin versant (en hectare).

Remarque : en cas de débit variable, il conviendra de surdimensionner ce volume, pour tenir compte du fait que toute l'eau n'est pas évacuée.

3 TECHNIQUES ALTERNATIVES

3.1 CRITERES GENERAUX DE CONCEPTION

A partir du volume d'eau à stocker, calculé dans la partie 2, il faut déterminer le volume de l'ouvrage à réaliser. En effet, plusieurs paramètres peuvent augmenter de manière conséquente ce volume :

- la profondeur de l'ouvrage ;
- la porosité du matériau stockant ;
- la pente de l'ouvrage.

Profondeur de l'ouvrage

Le volume utile de l'ouvrage est compris entre le fil d'eau d'arrivée de l'eau et celui de sortie. Si l'ouvrage est fortement enterré, le volume à terrasser peut alors devenir très important.

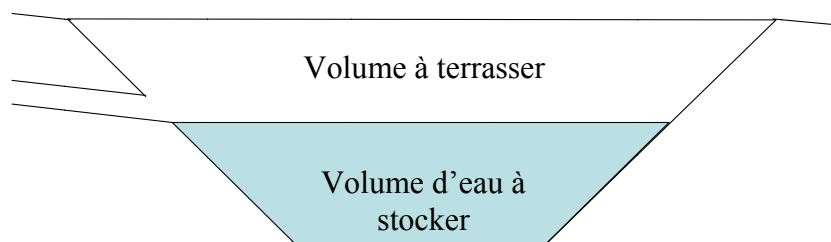


Figure 7: Influence de la profondeur de l'ouvrage sur le volume à réaliser (source OIE)

Porosité du matériau stockant :

Le volume de matériau à stocker sera corrigé de la porosité du matériau stockant.

$$\text{Volume de matériau} = \frac{\text{Volume d'eau à stocker}}{\text{Porosité}}$$

Les porosités classiques des matériaux sont les suivantes :

- cailloux : 30 à 35%
- granulé béton : 60%
- structure tunnel : 70%
- structure alvéolaire parallélépipédique : 90 à 95%

Pente de l'ouvrage :

Si l'ouvrage réalisé est en pente, seule la partie basse de celui-ci stocke réellement de l'eau. Afin d'augmenter la capacité de stockage, la mise en place de cloison étanche est nécessaire.

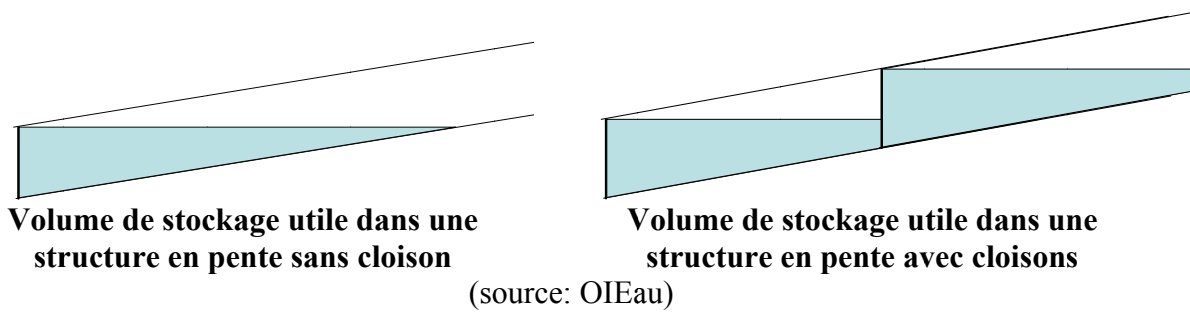


Figure 8: Volume de stockage utile dans une structure en pente

3.2 BASSINS

Les bassins de rétention sont les ouvrages de stockage les plus courant. On différencie les bassins aériens secs, les bassins aériens en eau et les bassins enterrés.

L'eau est collectée par un réseau de canalisations et envoyée directement dans le bassin.



Bassin aérien sec (Source OIEau)



Bassin aérien en eau (Source OIEau)



Bassin d'infiltration (Source OIEau)



Bassin enterré (Source Bonna-Sabla)

Figure 9: Bassins de rétention

Domaine d'utilisation :

Compte tenu de l'emprise au sol nécessaire, les bassins de rétention aériens sont bien adaptés aux contextes périurbains et ruraux. Quant aux bassins enterrés, compte tenu de leurs coûts,

ils sont plutôt réservés aux projets en manque de foncier ou aux projets où le coût du terrain est important (centre-ville).

Remarque : on notera bien que les bassins en eau ne sont pas recommandés en présence de nuisibles (moustiques...)

Dimensionnement hydraulique :

Pour les bassins d'infiltration, la surface d'infiltration sera prise égale à la surface du fond du bassin.

Critères de conception :

➤ Bassins de rétention aériens

Les bassins de rétention aériens seront équipés :

- d'un système de dégrillage amont pour piéger les flottants ;
- d'un système d'accompagnement des eaux, au niveau de l'entrée du bassin, pour éviter toute érosion de la berge ;
- d'une cunette de fond de bassin afin de faciliter le ressuyage ;
- de clapets de fond en cas de présence de la nappe ;
- d'un organe de régulation ou de limitation de débit en sortie.

L'étanchéité du fond du bassin ne sera rendu obligatoire que :

- pour les bassins collectant des eaux potentiellement polluées (zones industrielles...);
- si le sous-sol est particulièrement sensible (présence de prélèvement d'eau potable, risque de dissolution du sous-sol, présence de la nappe à moins de 1 m de profondeur...).

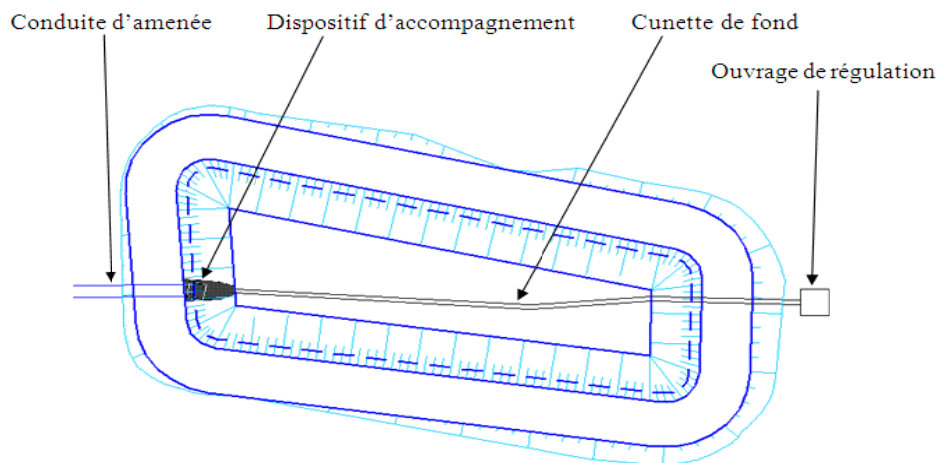


Figure 10: Principe de conception d'un bassin de rétention aérien (Source : OIEau)

➤ Bassins de rétention enterrés

Les bassins de rétention enterrés seront équipés :

- d'un système de dégrillage amont pour piéger les flottants ;
- d'un système de piégeage des matières en suspension ;

- d'un lestage de l'ouvrage, en cas de présence ou de remontée de la nappe ;
- d'un organe de régulation ou de limitation de débit en sortie.

La structure de rétention sera entourée d'un géotextile anti-contaminant, afin d'éviter la pénétration de fines.

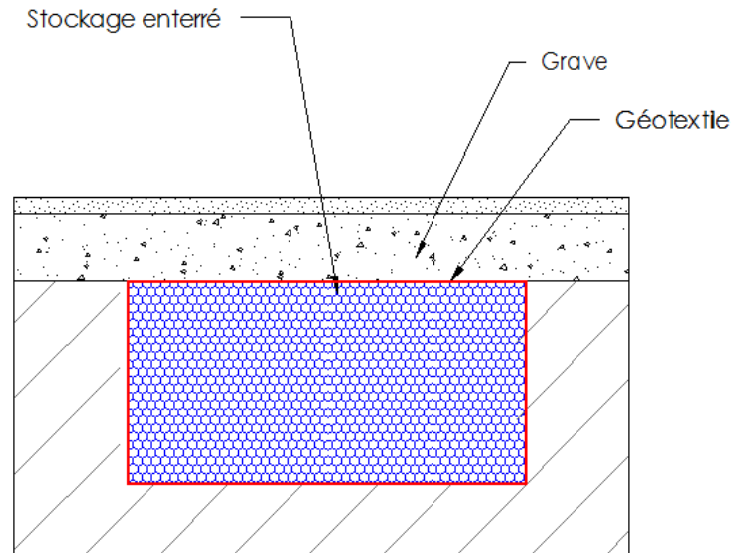


Figure 11: Principe de conception d'un bassin de rétention enterré en structure alvéolaire

Nota : la mise en place d'un trop plein n'est pas conseillée sur les bassins de rétention de façon à obliger l'exploitation de celui-ci, notamment le nettoyage de l'organe de sortie du bassin.

Prix d'ordre :

Etant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc (nombre très limité), on donne, ci après, quelques prix d'ordre pour des ouvrages réalisés en France.

- bassin à ciel ouvert : de 30 à 120 € du m³ stocké ;
- bassin en conduite surdimensionnée : de 300 à 600 € du m³ stocké ;
- bassin en structure alvéolaire : de 300 à 500 € du m³ stocké ;
- bassin en parois béton : de 800 à 1.500 € du m³ stocké.

3.3 STRUCTURES RESERVOIRS

Une structure réservoir est un ouvrage souterrain, destiné à recueillir, stocker et restituer les eaux de pluie. Elle est composée de matériaux possédant une porosité plus ou moins importante (cailloux, granulé béton, structure alvéolaire...). Sa résistance à la charge lui permet d'être intégrée sous des espaces circulables (voirie, parking...)

L'eau est collectée, soit via un matériau de surface poreux (enrobé drainant, pavés poreux, dalles engazonnées...), soit via un système de collecte classique (avaloirs et drains d'injection). L'eau est restituée, soit en infiltration, soit vers un exutoire.



Figure 12: Structure réservoir sous voirie (Source Bonna-Sabla)

Domaine d'utilisation :

Les structures réservoirs sont utilisables dès lors qu'une voie de circulation (automobile, cyclable, piétonne...) ou un parking est créé. Les vides du matériau constitutif de la voie sont utilisés pour stocker temporairement l'eau

Dimensionnement hydraulique :

Les coefficients de ruissellement seront pris égaux :

- à 1 pour la surface de la voirie, si le revêtement de surface est perméable ;
- au coefficient de ruissellement du revêtement sinon.

Si la structure sert à infiltrer, la surface d'infiltration sera prise égale à la surface totale infiltrante du fond de la structure. Les côtés de la structure réservoirs ne seront pas considérés. Un piégeage des matières en suspension et des éléments plus grossiers devra cependant être mis en place, pour pérenniser la capacité d'infiltration de la structure.

Critères de conception :

La conception de la structure réservoir sera réalisée par rapport à la charge à supporter (charge roulante ou non). On regardera ensuite si le volume d'eau à stocker peut être mis dans le matériau structurant. Si cela n'est pas le cas, on cherchera à augmenter la porosité du matériau par l'utilisation des structures alvéolaires ultralégères.

En surface, 2 approches sont possibles :

- utilisation d'un matériau poreux (enrobé poreux, pavés drainants, gravillon, herbe, dalle alvéolaire...);
- utilisation d'un matériau étanche avec mise en place d'avaloirs et des drains d'injection dans la structure.

Dans le premier cas, on apportera une attention toute particulière au colmatage du matériau de surface drainant, afin de pérenniser son fonctionnement (mise en place de dispositions pour limiter les ruissellements chargés en MES lors de travaux, décolmatage régulier du matériau de surface...). Dans le second cas, les avaloirs seront équipés de dispositifs pour arrêter les matières en suspension (bac de décantation, filtres...).

La structure de rétention sera entourée d'un géotextile anti-contaminant, afin d'éviter la pénétration de fines et sa régulation de débit sera assurée par un ajutage ou un régulateur commercial.

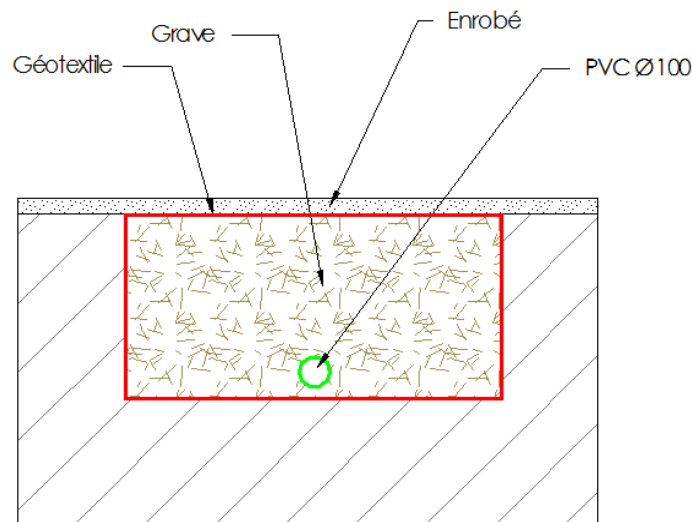


Figure 13: Principe de conception d'une structure réservoir avec revêtement de surface étanche

Prix d'ordre :

Le prix d'ordre, relatif à la réalisation de cet ouvrage, varie de 100 à 500 € du m³ stocké.

N.B : il s'agit des coûts observés en France, étant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc.

3.4 FOSSES ET NOUES

Technique permettant la création d'une bande de verdure au milieu des aménagements urbains, la noue peut être apparentée à un fossé large et peu profond dont les rives sont en pente douce.

Les eaux de ruissellement sont collectées par ruissellement direct ou par canalisation, stockées en surface puis évacuées soit par infiltration si le sol le permet, soit vers un exutoire régulé.



Figure 14: Combinaison d'une noue et d'un fossé en milieu urbain (Source : OIEau)

Domaine d'utilisation :

Les noues et les fossés sont un bon moyen de réguler les eaux le long des voiries de circulation. Ils nécessitent cependant une emprise au sol non négligeable, du fait la faible hauteur d'eau de stockage.

Dimensionnement hydraulique :

Pour les ouvrages infiltrants, la surface d'infiltration sera prise égale à la surface du fond de l'ouvrage.

Pour tous les ouvrages, le coefficient de ruissellement sera pris égal à 1 sur l'intégralité de leur surface.

Critères de conception :

Les noues seront réalisées par simple modelé du terrain en place.

Afin de faciliter le ressuyage de celles-ci, soit on respectera une pente d'environ 1,5% minimum en fond de noue, soit un drain caché dans un fossé de cailloux sera mis en place.

Leur régulation sera assurée par un ajutage protégé par une cage ou tout autre dispositif empêchant l'obstruction de celui-ci.

Afin d'éviter que les voitures ne se garent dans la noue, une protection le long de celle-ci sera mis en œuvre (borduration interrompue ou piquet bois).

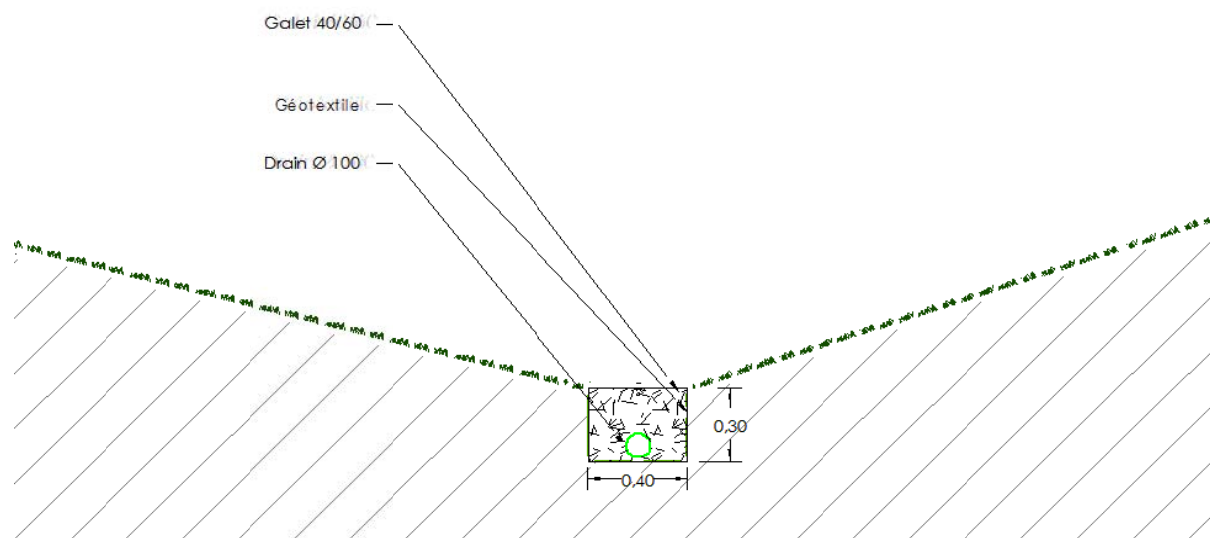


Figure 15: Principe de conception d'une noue avec drain de ressuyage

Les fossés seront conçus sur le même principe que les noues, mais avec des pentes de berges beaucoup plus abruptes. Une attention particulière à la sécurité du public vis-à-vis du fossé sera apportée.

Prix d'ordre :

Le prix d'ordre, relatif à la réalisation de cet ouvrage, varie de 15 à 50 € du m³ stocké.

N.B : il s'agit des coûts observés en France, étant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc.

3.5 TRANCHEES DRAINANTES ET D'INFILTRATION

A l'instar de la noue, la tranchée est une technique, elle aussi, linéaire, mais permettant de retenir les eaux en profondeur et non en surface. Elle peut revêtir en surface des matériaux poreux (herbe, pavés, enrobé poreux...) ou des matériaux étanches (enrobé, dalle béton...), en fonction de sa localisation (parkings, trottoirs le long de la voirie, jardins...)

L'eau est collectée, soit localement par un système classique d'avaloirs et de drains, soit par infiltration à travers le revêtement de surface, stockées dans un matériau poreux (cailloux, gabions, structures alvéolaires ultralégères...) puis restituées, soit par infiltration si le sol le permet, soit vers un exutoire.



Figure 16: Voirie assainie par une tranchée couverte (Source OIEau)

Domaine d'utilisation :

Les tranchées fonctionnent sur le même principe que les noues et les fossés, mais présentent l'avantage de ne pas nécessiter d'emprise au sol de surface. Elles sont un bon moyen de réguler les eaux pluviales le long des voies de circulation.

Les tranchées découvertes (matériau apparent) sont déconseillées dans les zones où l'apport de matière en suspension ne peut être empêché.

Dimensionnement hydraulique :

Lors de l'application de la méthode des pluies, une hypothèse sera prise sur les dimensions de la tranchée (profondeur et largeur). Cette hypothèse sera vérifiée à la fin du calcul en s'assurant que le volume d'eau à stocker tient bien dans la tranchée réalisée avec celle-ci.

Critères de conception :

Les tranchées couvertes seront équipées :

- d'un drain de répartition des eaux ;
- d'un drain d'évacuation des eaux si elles ne sont pas infiltrantes ;
- d'un géotextile anti-contaminant les entourant, afin d'éviter la contamination par les fines.

Nota : les drains de répartition et d'évacuation peuvent être le même drain s'il est situé en fond de tranchée et mis fentes vers le haut.

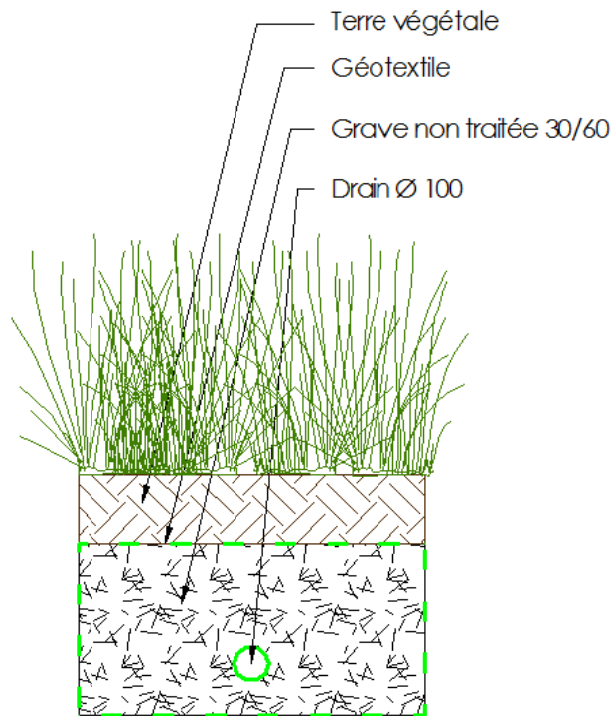


Figure 17: Principe de conception d'une tranchée drainante plantée

Les tranchées découvertes seront équipées :

- d'un drain d'évacuation des eaux, si elles ne sont pas infiltrantes ;
- d'un géotextile anti-contaminant séparant le sol du matériau de stockage.

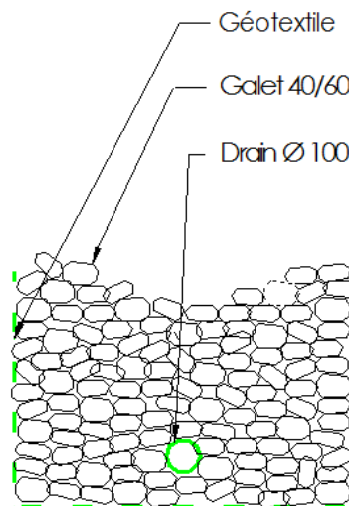


Figure 18: Principe de conception d'une tranchée découverte

Prix d'ordre :

Le prix d'ordre, relatif à la réalisation de cet ouvrage, varie de 40 à 80 € du m³ stocké.

N.B : il s'agit des coûts observés en France, étant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc.

3.6 PUIITS D'INFILTRATION

Les puits sont des dispositifs, qui permettent de collecter en surface et d'évacuer l'eau dans le sol en profondeur (en fonction de la perméabilité du sol et du niveau de la nappe phréatique).

Ils sont classiquement constitués de buses perforées mis à la verticale ou parfois comblés de cailloux.



Figure 19: Puits d'infiltration intégré dans un rond-point (Source : OIEau)

Domaine d'utilisation :

Les puits d'infiltration permettent de gérer des surfaces relativement importantes dans des ouvrages compacts. Leur faible emprise au sol permet de les répartir dans tout l'espace d'un projet.

Dimensionnement hydraulique :

La surface d'infiltration sera prise comme étant la surface des parois verticales infiltrantes du puits.

Critères de conception :

Un puits d'infiltration est généralement réalisé en buse béton perforée, plus rarement en crépine.

Un géotextile est mis en place tout autour pour éviter la pénétration des fines et des racines des arbres.

Un lit de cailloux est disposé au fond pour éviter qu'une encoche d'érosion ne se forme par la chute de l'eau.

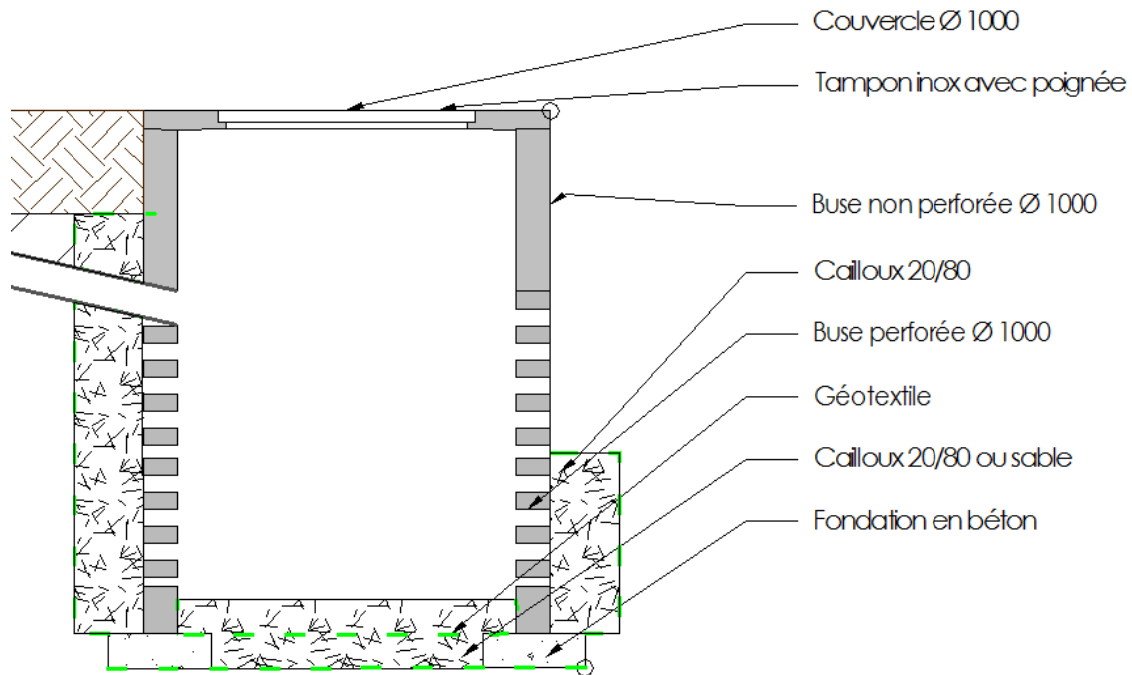


Figure 20: Principe de conception d'un puits d'infiltration plantée

Prix d'ordre :

Le prix d'ordre, relatif à la réalisation de cet ouvrage, est de l'ordre de 5 € du m² de surface assainie.

N.B : il s'agit des coûts observés en France, étant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc.

3.7 TOITURES STOCKANTES

Solution permettant de retenir l'eau sur son lieu de collecte, la toiture stockante est actuellement très utilisée en milieu urbain dense. La toiture, bien souvent plate, est recouverte d'un matériau stockant (le plus généralement du gravier) ou de végétation dont le substrat permet de stocker l'eau.



Figure 21: Stockage en toiture (Source : OIEau)

Domaine d'utilisation :

Cette solution est destinée à des toitures à pente nulle ou très faible (< 2%), sinon le recours à des cloisons sur la toiture est nécessaire. On déconseille de mettre en place de telle toiture dans les zones montagneuses (supérieure à 900 m d'altitude).

L'utilisation de toiture stockante permet d'éviter la consommation d'espace au sol.

Dimensionnement hydraulique :

La méthode des pluies sera appliquée en prenant toute la surface la toiture en surface active.

Une fois le volume d'eau à stocker connu, la hauteur d'eau sera déterminée par rapport à la surface de la toiture et à la porosité du matériau de protection de l'étanchéité.

Le trop plein sera positionné au niveau de la hauteur maximale atteinte sur la toiture.

Critères de conception :

La toiture sera équipée :

- d'un pare-vapeur posé sur l'élément porteur de la toiture ;
- d'un isolant thermique ;
- d'une étanchéité ;
- d'une protection de l'étanchéité, contre les ultra-violets et le soleil ;
- d'un orifice de vidange calibré au débit autorisé en évacuation ;
- d'une protection de l'orifice de vidange ;
- d'un trop plein, pour éviter l'effondrement de la toiture en cas de surcharge hydraulique.

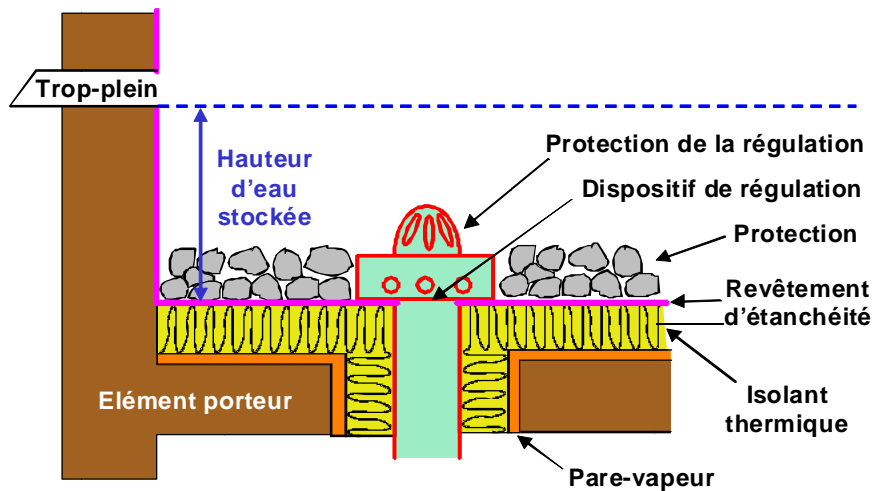


Figure 22: Principe de conception d'une toiture stockante (Source : OIEau)

Remarque : on portera une attention toute particulière au nettoyage de la protection de la régulation, afin qu'elle soit toujours fonctionnelle.

Prix d'ordre :

Le prix d'ordre, relatif à la réalisation de cet ouvrage, varie de 10 € à 30 € du m² de toiture (hors coût structure bâtiment).

N.B : il s'agit des coûts observés en France, étant donné qu'on ne dispose pas des références, relatives à ces ouvrages, au Maroc.

3.8 ESPACES INONDABLES

Afin de favoriser l'intégration des espaces de gestion des eaux pluviales dans l'urbanisme et de faire prendre conscience à la population de la relation de causalité entre pluie et inondation, les collectivités ont de plus en plus recours à la création de zones inondables en milieu urbain.

Ces zones inondables sont des espaces accessibles au public et bien souvent organisés pour le public (présence de bancs, de tables de pique-nique, voir aménagement de terrains de sport). Cette intégration dans l'environnement urbain permet un meilleur respect et entretien de celle-ci.



Figure 23: Espaces inondables en milieu urbain dense (Source : OIEau)

Domaine d'utilisation :

Les espaces inondables sont utilisés dès lors que l'on veut donner une seconde fonction au volume de rétention (parc paysager, terrain de sport...)

Dimensionnement hydraulique :

On réalise généralement un dimensionnement hydraulique pour plusieurs périodes de retour :

- une faible (6 mois à 2 ans) pour laquelle l'eau est stockée en profondeur (bassin enterré, tranchée de stockage...);
- une plus importante (celle de protection retenue dans le projet) pour laquelle l'eau est stockée en surface.

Critères de conception :

Les différents volumes de rétention sont calculés selon les techniques vues précédemment et une communication de type surverse est mise en place entre ces volumes.

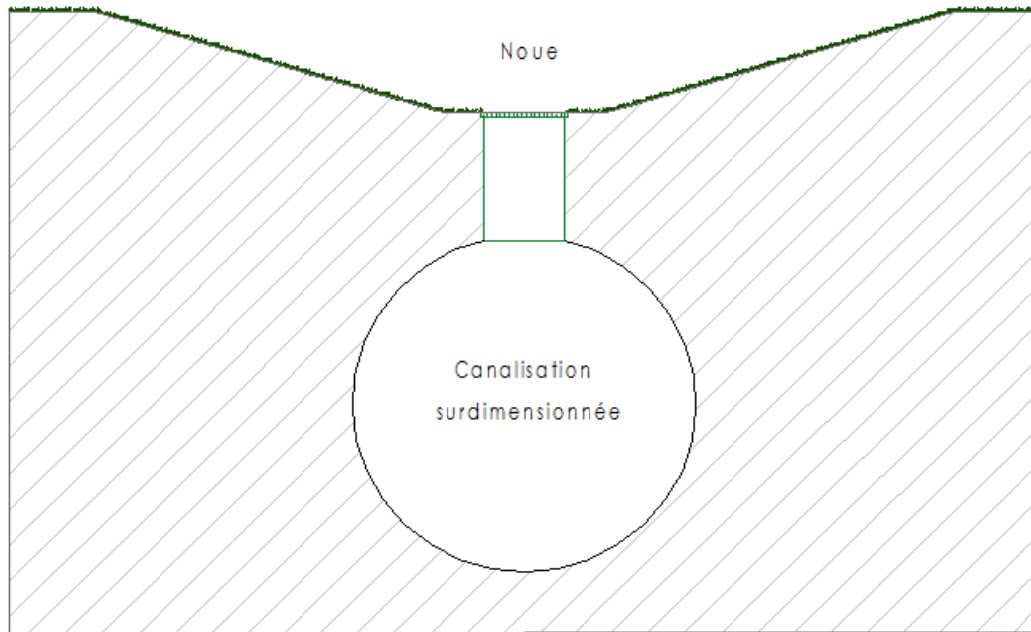


Figure 24: Exemple de couplage stockage enterré – stockage aérien (Source : OIEau)

3.9 SYNTHÈSE

On présente, ci après, une synthèse des techniques alternatives, présentées, ci-dessus, avec leurs principaux points forts et points faibles.

Tableau 44: Principales techniques alternatives:leurs points forts et leurs points faibles

Type de structure	Principe de stockage	Utilisation	Points forts	Points faibles	Ordre de grandeur de coût	Adaptabilité au contexte marocain
Bassin	aérien ou enterré	rétenion ou infiltration	forte adaptabilité	entretien	30 à 1.500 € du m ³ stocké (plus de détails, au niveau du paragraphe 3.2)	+++++
Structure réservoir	Enterré	rétenion ou infiltration	bonne intégration dans les espaces de circulation	à protéger contre les MES	100 à 500 € du m ³ stocké	+++++
Fossés et noues	Aérien	rétenion ou infiltration	bonne intégration paysagère technique linéaire et rustique	forte emprise au sol	15 à 50 € du m ³ stocké	++++
Tranchées drainantes et d'infiltration	Enterré	rétenion ou infiltration	technique linéaire et rustique	à protéger contre les MES	40 à 80 € du m ³ stocké	++++
Puits d'infiltration	Enterré	infiltration	compacité	à protéger contre les MES	5 € du m ² de surface assainie	++++
Toiture stockante	Aérien	rétenion	pas d'emprise au sol amélioration thermique et acoustique des bâtiments	intégration dès la conception du bâtiment	10 € à 30 € du m ² de toiture	++++
Espace inondable	aérien et/ou enterré	rétenion ou infiltration	solution la plus aboutie et la plus durable	intégration dès la conception du projet	très variable	+++++

FICHE R3 METHODES COMPLEXES : LA MODELISATION

1 INTRODUCTION

Pour le calcul du débit des eaux pluviales, à l'exutoire d'un bassin versant, plusieurs approches sont envisageables selon le type de projet. On distingue, en général :

- Les modèles globaux, qui appréhendent les phénomènes (pluie, bassin versant, ruissellement, stockage,...) dans leur ensemble ;
- Les modèles détaillés, qui décomposent les différentes étapes, d'un point de vue spatial et temporel.

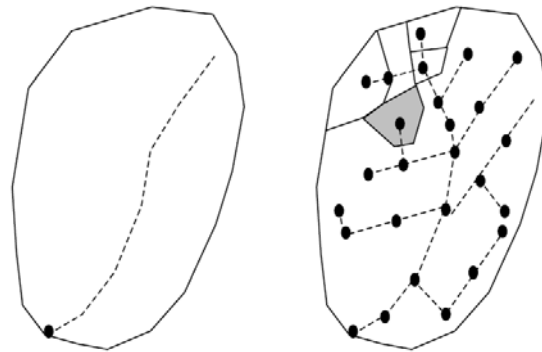


Figure 25: Modèle globale et modèle détaillé

Pour les petits projets de dimensionnement, d'une superficie inférieure à 200 hectares (contexte marocain), les *méthodes globales* peuvent être satisfaisantes. Au-delà des limites que l'on se fixe en matière de superficie du bassin versant drainée, ces méthodes correspondent à des bassins versants simples, plutôt imperméabilisés, avec un réseau amont sans ouvrages spécifiques intermédiaires (déversoirs d'orage, bassin de rétention,...), sans maillage, sans mise en charge des réseaux,... Le domaine d'application de ces méthodes (Caquot, Rationnelle, méthode des pluies,...) se limite à l'estimation de débits de pointe ou de volumes de rétention dans l'optique de dimensionner des ouvrages.

Pour les projets plus complexes, en particulier au-delà de 200 hectares, on recommande l'utilisation de modèles détaillés avec un outil de simulation, qui se basent sur la résolution des équations de Saint Venant. Cette approche, plus en lien avec la réalité des phénomènes, permet de mieux comprendre le fonctionnement du système étudié.

La modélisation est donc un outil d'aide au diagnostic, à la conception et à la gestion des systèmes d'assainissement, par temps de pluie. On pourra, par exemple :

- Evaluer les capacités hydrauliques des réseaux existants et localiser les zones de débordements potentiels ;
- Simuler des solutions : optimisation des ouvrages, renforcement, déconnexion des eaux pluviales, techniques alternatives... ;
- Estimer des déversements dans le milieu naturel par temps de pluie ;

- Simuler l'impact (quantitatif et qualitatif) d'opérations d'aménagement : lotissement, zone d'activités... ;
- Dimensionner des réseaux et des ouvrages de rétention ;
- Aider à la gestion des situations de crise (élaboration de scénarii) ;
- Suivre les systèmes d'assainissement, en liaison avec l'auto surveillance ;
- Aider à l'élaboration du Schéma Directeur d'assainissement pluvial.

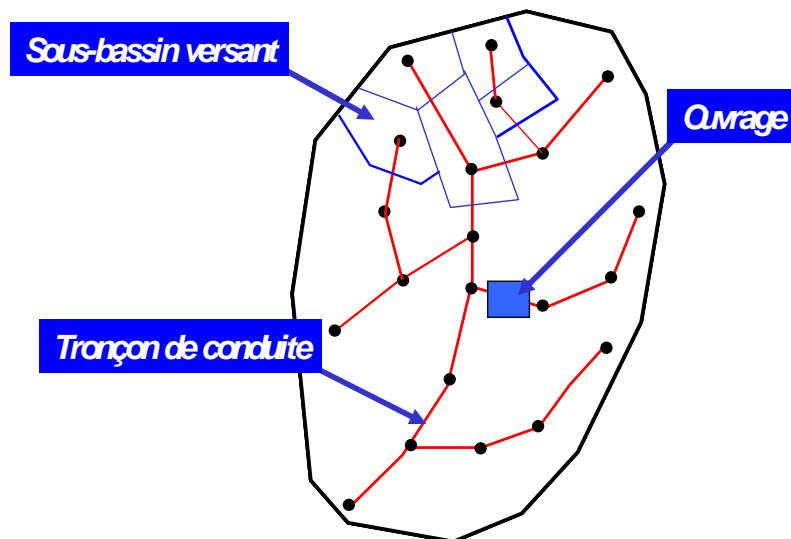
Les différents logiciels du marché permettent une utilisation conviviale de ces outils, dont le principal écueil réside dans la qualité des données saisies, la pertinence du paramétrage, la finesse du calage et le niveau de connaissance de l'utilisateur.

On peut citer, parmi les principaux : CANOE (Alison), MIKE URBAN (DHI – modèle Mouse), PCSWMM (Hydropraxis), INFOWORKS, DK-Mètre (CDI Technologies),...

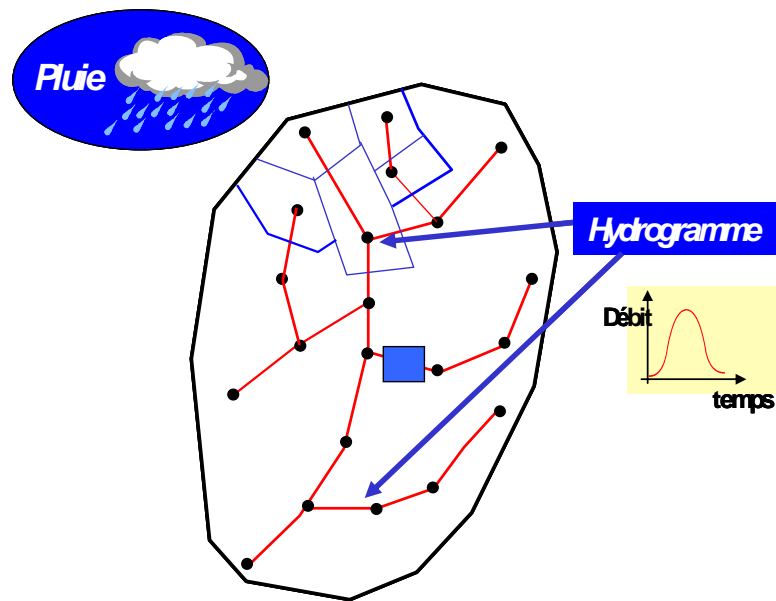
2 PRINCIPES GENERAUX

Les modèles détaillés représentent le cycle de l'eau dans le système d'assainissement pluvial, depuis la précipitation jusqu'à l'écoulement à l'exutoire du réseau.

Le bassin versant est décomposé en éléments de base : sous-bassins versants, tronçons de conduites, ouvrages hydrauliques (singularités). Le phénomène de transformation de la pluie en débit est décomposé en sous phénomène qui représente chaque étape : pluie, ruissellement et propagation en réseau.



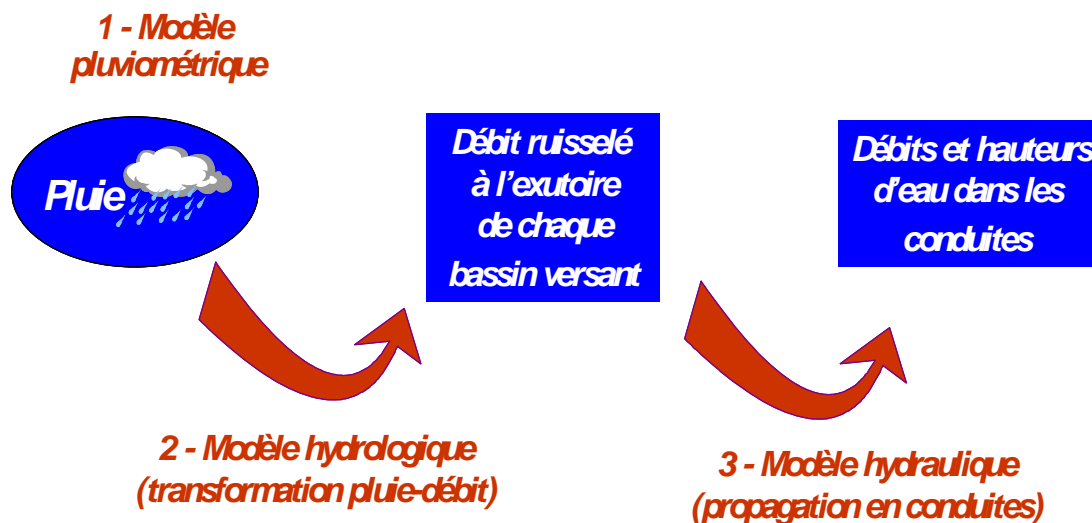
In fine, le modèle permet de représenter les hydrogrammes, à savoir le débit ruisselé à l'exutoire de chaque sous bassin versant ainsi que les débits et les hauteurs d'eau dans les conduites et les ouvrages du réseau.



Les modèles détaillés sont constitués de trois modules principaux :

- **Le modèle pluviométrique** : représentation de la pluie par un hyétogramme (intensité en mm/mn ou hauteur en mm, en fonction du temps) ;
- **Le modèle hydrologique** : modélisation de la transformation de la pluie en débit à l'exutoire de chaque sous-bassin versant ;
- **Le modèle hydraulique** : modélisation des écoulements d'eau dans le système d'assainissement (conduites, ouvrages, singularités,...).

L'articulation de ces modules au sein d'un logiciel de modélisation nécessite au préalable une schématisation du réseau et des ouvrages.

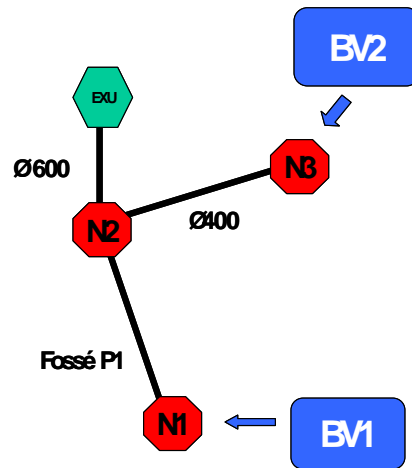


3 LA SCHEMATISATION DU RESEAU

3.1 RECUEIL DES DONNEES

La schématisation du réseau consiste à décomposer le réseau d'assainissement en éléments de base, dont les caractéristiques seront intégrées dans l'outil de simulation : les nœuds, les tronçons, les bassins versants, les ouvrages de stockage et les singularités.

La construction du modèle, et en particulier, le niveau de détail souhaité, est étroitement lié avec les objectifs de l'étude à mener. Il est clair que l'approche sera différente s'il s'agit de réaliser le diagnostic d'infrastructures existantes sur la totalité d'une zone urbanisée ou, si le but est de dimensionner un réseau pluvial sur un projet d'aménagement.



Il est plus important de construire un modèle bien adapté à l'objectif poursuivi, que de construire un modèle, dont l'image géométrique soit la plus voisine possible de la réalité. La stricte représentation géométrique n'est pas nécessairement adaptée, c'est le fonctionnement du modèle qui doit être le plus proche possible du fonctionnement réel.

La phase de recueil des données est fondamentale pour la pertinence du modèle. En fonction du projet, on s'attachera à rassembler l'ensemble des documents disponibles :

- Les plans de masse des projets,
- les plans des réseaux d'assainissement existants : échelle cadastrale, profil en long, profil en travers...
- les levés topographiques,
- les schémas et données techniques, sur les ouvrages existants, en lien avec le projet,
- etc

Une visite sur le site est bien sûr indispensable, pour mieux appréhender le projet, son environnement et la gestion des eaux pluviales. C'est aussi l'occasion de recueillir des données complémentaires concernant le réseau existant, les limites des bassins versants, les problèmes spécifiques... Il peut être ensuite nécessaire de réaliser des investigations complémentaires : levé topographique, schéma fonctionnel d'ouvrages...

3.2 LES NŒUDS

Un nœud est un point caractéristique du réseau, qui joue un rôle dans la description ou le fonctionnement du réseau : tête de réseau, changement de diamètre, changement de pente, injection de bassin versant, point de débordement, maillage...



Les données, relatives aux nœuds, sont les suivantes : nom du nœud, cote sol, cote radier ou profondeur, coordonnées géographiques (facultatif).

Regard (source OIEAU)

3.3 LES TRONÇONS

Un tronçon est une portion de réseau rectiligne, compris entre deux nœuds, sans apport latéral, dont les caractéristiques géométriques sont constantes : section, pente, rugosité.

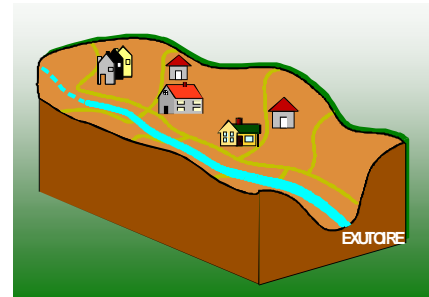
Les données, relatives aux tronçons, sont les suivantes : nœud amont, nœud aval, section ou profil en travers, longueur, pente et rugosité hydraulique.

Les données saisies pour les nœuds et les tronçons permettent de prendre en compte les chutes, si elles existent.

3.4 LES BASSINS VERSANTS

Un bassin versant est une surface pour laquelle toute l'eau produite (temps sec et temps de pluie) est supposée introduite dans le réseau en un seul point, qui constitue l'exutoire du bassin versant. En pratique, l'hydrogramme généré par le bassin versant et calculé par le modèle, est injecté dans le réseau d'assainissement au nœud exutoire.

Les données, nécessaires à la description des bassins versants élémentaires, sont : nom du bassin versant, nœud exutoire, surface, longueur (plus long parcours hydraulique), pente et coefficient de ruissellement.



3.5 LES OUVRAGES SPECIFIQUES

Les ouvrages de rétention :

Les ouvrages de rétention permettent de stocker provisoirement de l'eau. Les données sont les suivantes : nom de l'ouvrage, nœud d'entrée et de sortie, cotes (fond, haut du bassin), surface (loi hauteur/volume) et mode de vidange (régulateur, limiteur, orifice...).

Les ouvrages spéciaux :

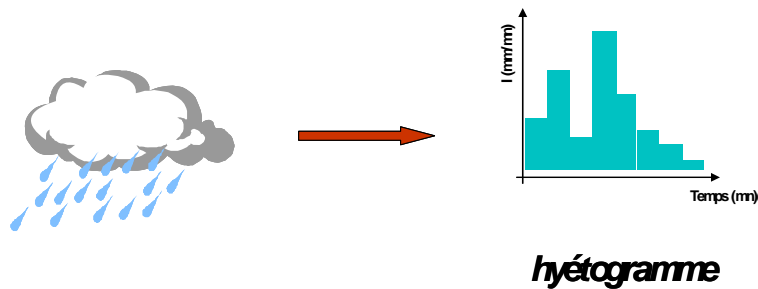
Il s'agit des ouvrages, susceptibles de modifier le fonctionnement hydraulique des réseaux : déversoir d'orage, exutoire, seuil, orifice, station de pompage...

Leur mode de représentation peut différer d'un logiciel à un autre, mais de façon générale, il faudra saisir un nom, les nœuds d'entrée et de sortie, et une loi de fonctionnement.

Pour construire le modèle, on s'efforcera de simplifier au maximum pour rendre l'interprétation des résultats la plus fonctionnelle possible :

- *ne pas représenter les conduites de petits diamètres en amont du système d'assainissement. On les intègre en général dans les bassins versants ;*
- *ne pas représenter les tronçons de faible longueur et de pente différente des tronçons amont et aval ;*
- *ne pas représenter toutes les arrivées latérales sur les collecteurs principaux.*
- *simplifier les profils des fossés ;*
- *représenter le fonctionnement hydraulique des ouvrages spéciaux le plus simplement possible.*

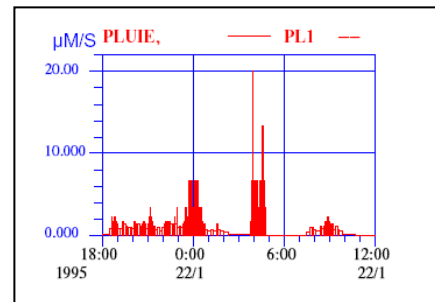
4 LE MODELE PLUVIOMETRIQUE



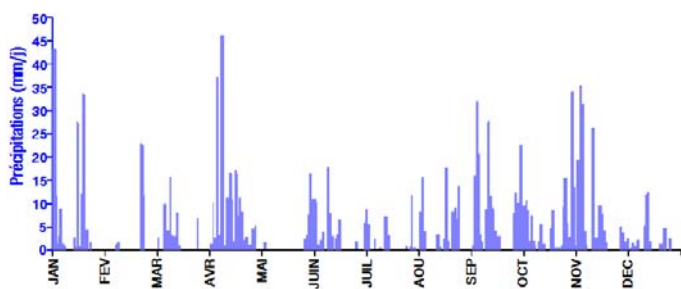
Pour la modélisation, la pluie est caractérisée par un hyétogramme qui représente l'intensité (mm/mn ou mm/h) en fonction du temps (mn ou h). En fonction des objectifs et du modèle, plusieurs types de pluie sont utilisables.

4.1 PLUIE REELLE

Les pluies réelles sont représentées par des hyétogrammes issus de données enregistrées par des pluviographes lors d'évènements pluvieux. Ces données sont utilisées essentiellement pour le calage lors de l'élaboration d'un modèle général sur un réseau existant.



4.2 CHRONIQUE DE PLUIE



Cette méthode de modélisation de la pluie consiste à constituer une chronique annuelle ou pluriannuelle de pluies réelles. Ces pluies sont représentées par leur hyétogramme. Cette approche est très intéressante pour analyser le fonctionnement d'un système

d'assainissement pluvial par temps de pluie, mais nécessite de disposer de mesures pluviographiques en continu sur plusieurs années.

4.3 PLUIE HISTORIQUE « OBSERVEE »

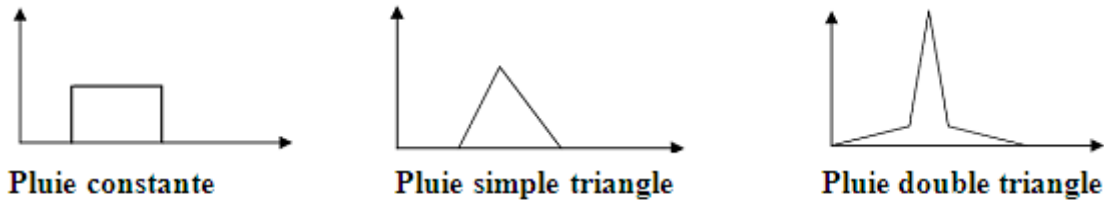
Une pluie historique est une pluie enregistrée sur un poste pluviométrique lors d'évènements pluvieux remarquables ayant provoqués des débordements. Pour les acteurs locaux, il s'agit, bien souvent, de références plus concrètes que la notion de période de retour.

Les pluies historiques peuvent être utilisées comme une référence locale dans le cadre d'un diagnostic ou d'un dimensionnement.

4.4 PLUIE DE PROJET

Les pluies de projet sont des pluies fictives définies par un hyétogramme synthétique. Bien que n'ayant jamais été observées, elles sont statistiquement représentatives de pluies réelles.

Elles sont très utilisées pour la conception et le dimensionnement des projets d'assainissement pluvial. On distingue plusieurs hyétogrammes-types, parmi lesquels :



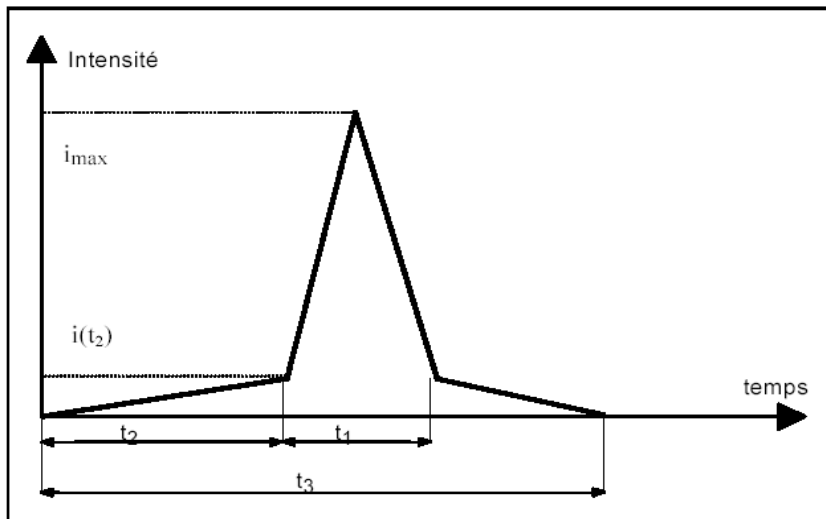
Graphe 4: hyétogrammes-types

Dans les différents logiciels de modélisation, les pluies simple et double triangle sont les plus courantes ; les logiciels construisent les pluies sur la base des données de pluviométrie saisies par l'utilisateur.

Le paramétrage doit être adapté à la taille du bassin versant et au type de projet. On peut faire les recommandations générales suivantes :

Pluies de projet pour le dimensionnement des collecteurs

L'estimation du débit de pointe, associé à une période de retour T , pour le dimensionnement des collecteurs, peut s'obtenir en utilisant une *pluie de projet de type double triangle* de même période de retour T , construite à partir de données locales de pluviométrie.



Graphe 5: Exemple de pluie double triangle centrée (Source Guide Ville et son Assainissement CERTU)

Une pluie double triangle se caractérise par :

- une période de pluie intense de durée t_1 avec une hauteur d'eau H_1 ;
- une période de pluie totale de durée t_3 avec une hauteur d'eau H_3 ;
- la position de la pluie intense par rapport à la pluie totale.

Pour une pluie double triangle, de période de retour T , on peut s'appuyer sur les recommandations suivantes :

- La durée t_1 de la période intense varie de 15mn à 1h, en fonction de la surface du bassin versant ; en pratique, on teste plusieurs durées et on retient celle qui conduit au débit maximal. La durée, à retenir, est en général équivalente au temps de concentration du bassin versant.
- La durée totale t_3 influence très peu la valeur maximale de l'hydrogramme ; en général, la valeur adoptée varie de 4 à 6 heures.
- La pluie intense est en général centrée sur la pluie totale.
- La hauteur tombée pendant la période intense, est le paramètre le plus important pour le calcul du débit de pointe. Elle est calculée avec la formule de Montana, pour la période de retour T choisie, avec des coefficients de Montana de la pluviométrie locale. On veillera que le domaine de validité des coefficients de Montana utilisés soit compatible avec la durée t_1 de la pluie intense.
- La hauteur, totale H_3 précipitée joue un rôle moindre dans l'estimation du débit de pointe. Elle est calculée avec la formule de Montana pour une période de retour inférieure à celle associée à la pluie (en général $0,2xT$ à $0,5xT$). Comme pour la hauteur intense H_1 , on utilisera des coefficients locaux de pluviométrie en respectant la compatibilité entre le domaine de validité de ces paramètres et la durée totale de la pluie.

Pluies de projet pour dimensionnement des ouvrages de stockage

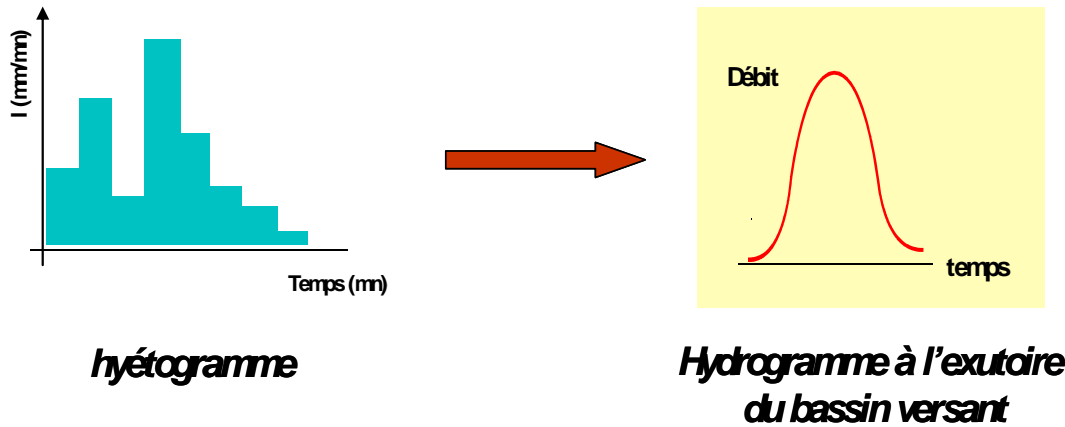
Sur un bassin versant, et pour une période de retour donnée, les pluies qui permettent d'estimer le volume maximum de stockage sont généralement plus longues que les pluies utilisées pour le calcul du débit de pointe à l'exutoire du bassin versant. Ces durées dépendent, en particulier, du débit de vidange de l'ouvrage. On pourra donc tester :

- Des pluies double triangle, avec des durées de période intense allant de 30 mn à plusieurs heures (voire plusieurs jours), selon la taille du bassin versant. Ces pluies seront construites comme expliqué précédemment.
- Des pluies simple triangle, avec des durées variant aussi de 30 mn à plusieurs heures et une hauteur de pluie calculée avec la formule de Montana, sur la durée et la période de retour correspondantes.

Pour la construction de ces pluies, on sera très attentif au respect du domaine de validité des paramètres a et b de Montana, qui devra être cohérent avec la durée des pluies choisie. Une erreur fréquente est d'utiliser des coefficients valables sur des durées courtes (par exemple 6 mn-1h) pour dimensionner un ouvrage de rétention à durée de vidange longue. On arrive alors à un surdimensionnement important du simple au triple !

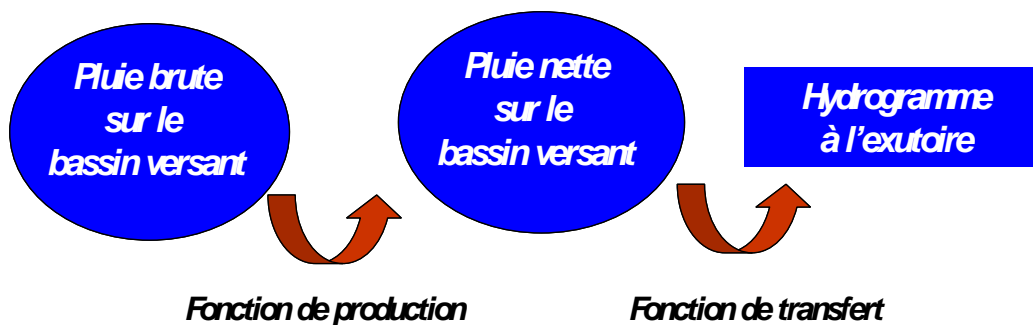
5 LE MODELE HYDROLOGIQUE

Le modèle hydrologique a pour objectif de transformer la pluie en débit ruisselé à l'exutoire de chaque sous-bassin versant, donc l'hyétoگرامme de pluie en hydrogramme.



La transformation de la pluie en débit se traduit par l'utilisation successive de deux fonctions :

- **La fonction de production** prend en compte les pertes liées au ruissellement pour fournir un hyétoگرامme de pluie nette, c'est-à-dire la pluie qui participe réellement au ruissellement.
- **La fonction de transfert** permet de déterminer l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant en fonction de la pluie nette.



5.1 FONCTION DE PRODUCTION

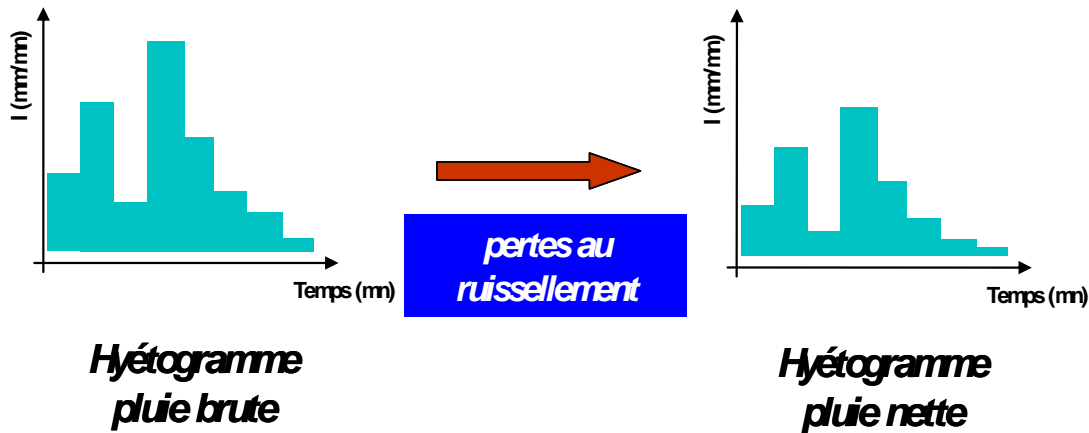
En fonction des caractéristiques descriptives des bassins versants, la fonction de production doit reproduire le volume ruisselé sur le bassin versant, sous la forme d'un hyétoگرامme fictif de « pluie nette ».

La différence entre la pluie brute (issue du modèle pluviométrique) et la pluie nette représente les pertes au ruissellement liées à plusieurs phénomènes :

- l'évaporation ;
- l'interception par les végétaux ;
- l'infiltration naturelle dans le sol ;

- le stockage dans les dépressions du sol (flaques).

Les pertes au ruissellement dépendent bien sûr du type de surface, mais aussi du type de sol et des caractéristiques de la pluie.



Les logiciels utilisent différents modèles de production.

Parler des principaux logiciels disponibles actuellement sur la marché, et si possible, leur comparaison.

Bassins versants urbanisés

Il s'agit des bassins versants dont le coefficient d'imperméabilisation est supérieur à 20%. Dans ce cas, le modèle le plus simple et le plus utilisée en hydrologie est un **modèle de ruissellement à coefficient constant**. Cette approche semble bien adaptée au bassin versant fortement urbanisée.

Les coefficients de ruissellement unitaires, donnés dans la fiche D3, sont utilisables pour le paramétrage des caractéristiques de chaque sous bassin versant. **Attention, cependant à utiliser des coefficients majorés, dès lors que les périodes de retour sont importantes 30, 50 ou 100 ans.**

Le hyétoqramme de pluie nette est alors obtenue de la façon suivante :

$$\text{Pluie nette} = \text{Pluie brute} \times \text{coefficient de ruissellement}$$

Pour améliorer cette approche, certains logiciels proposent des modèles de production à coefficient de ruissellement variable en fonction de la pluie. Ces modèles représentent assez bien les phénomènes, mais nécessitent une très bonne connaissance du terrain et un calage avec des mesures.

Bassins versants non urbanisés (ruraux)

Dans le cas des bassins versants ruraux, la réalité du ruissellement est plus difficile à approcher, car très variable en fonction des caractéristiques du bassin versant : capacité d'infiltration du sol, état de la végétation, pente, période de temps sec...

En général, le modèle de perte prend en compte :

- **Les pertes initiales** liées à l'évaporation, l'interception par les végétaux et la rétention en surface (flaques). Les pertes initiales varient de 1 mm à plus de 15 mm, certains

logiciels donnent des valeurs par défaut en fonction du type de sol et de la pente du bassin versant.

- **Les pertes continues** liées à l'infiltration, et souvent représentées par le modèle de Horton.

Le modèle de Horton est basé sur l'hypothèse que l'infiltration décroît dans le temps, pendant la pluie, au fur et à mesure de la saturation du sol :

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}$$

f_0 : capacité d'infiltration maximum du sol (mm/min)

f_c : capacité d'infiltration du sol saturé (mm/min)

k : constante d'infiltration

La difficulté d'utilisation de ce type de modèle réside dans l'évaluation des paramètres qu'il est important de valider par des mesures et ou des observations de terrain. On pourra s'aider des valeurs usuellement rencontrées dans la littérature :

* k compris entre 0.05 et 0.1

* f_c :

Tableau 45: Valeurs de la capacité d'infiltration du sol saturé en fonction de l'occupation du sol et de la nature du terrain

	Très imperméable	Imperméable	Moyennement Imperméable	Perméable	Très perméable
Forêt – Cultures	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$
Jardin	$10 \leq f_c < 50$	$10 \leq f_c < 50$	$50 \leq f_c \leq 100$	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$
Prairies – Pelouses	$f_c < 10$	$10 \leq f_c < 50$	$50 \leq f_c \leq 100$	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$
Terrains de sport – Espace résidentiels	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$10 \leq f_c < 50$

Source : Encyclopédie hydrologie urbaine B.Chocat

Type de sol	Capacité d'infiltration du sol saturé
Terres sableuses	15 à 25 mm/h
Terres lourdes	3 à 15 mm/h
Terres très argileuses	3 mm/h

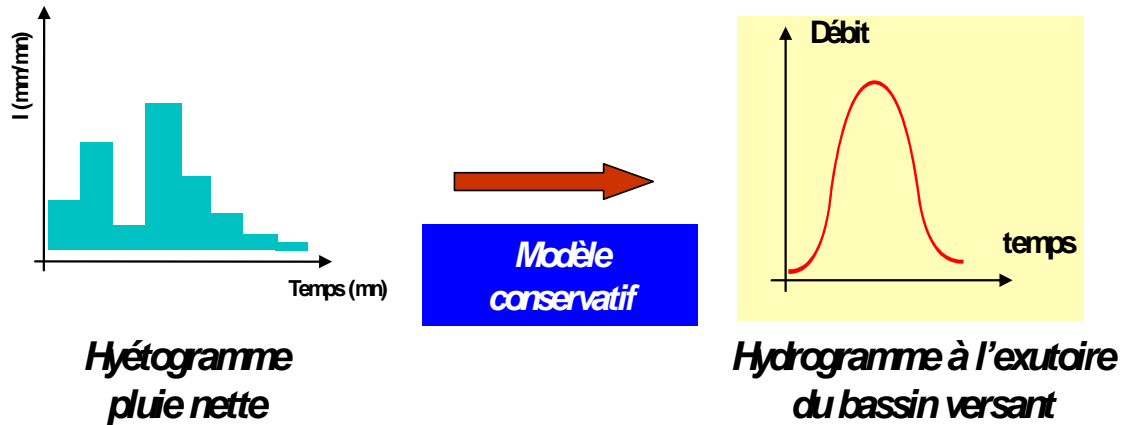
* La valeur de f_0 est choisie en fonction de f_c , selon les conditions antérieures :

Sol saturé en humidité : $f_0 = f_c$;

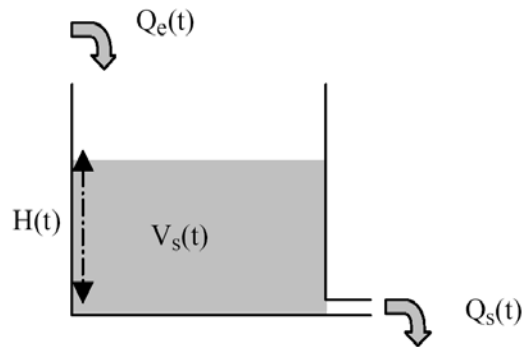
Sol sec : $f_0 = 4.f_c$ (modèle de Holtan).

5.2 FONCTION DE TRANSFERT

Elle a pour objectif de traduire la déformation du « signal » pluie lors de son transfert par le bassin versant. Le volume de la pluie nette est conservé, mais sa répartition dans le temps est modifiée en fonction des caractéristiques physiques du bassin versant : c'est un modèle conservatif.



Le modèle le plus simple, et le plus utilisé, est un modèle de stockage appelé *modèle du réservoir linéaire*. Le sous bassin versant et son réseau de drainage est représenté comme un réservoir caractérisé par le système d'équations suivant :



Schématisation d'un modèle réservoir
(Source Guide Ville et son Assainissement CERTU)

- Equation de vidange : $\frac{dV_s(t)}{d(t)} = Q_e(t) - Q_s(t)$
- Equation de stockage : $V_s(t) = K * Q_s(t)$

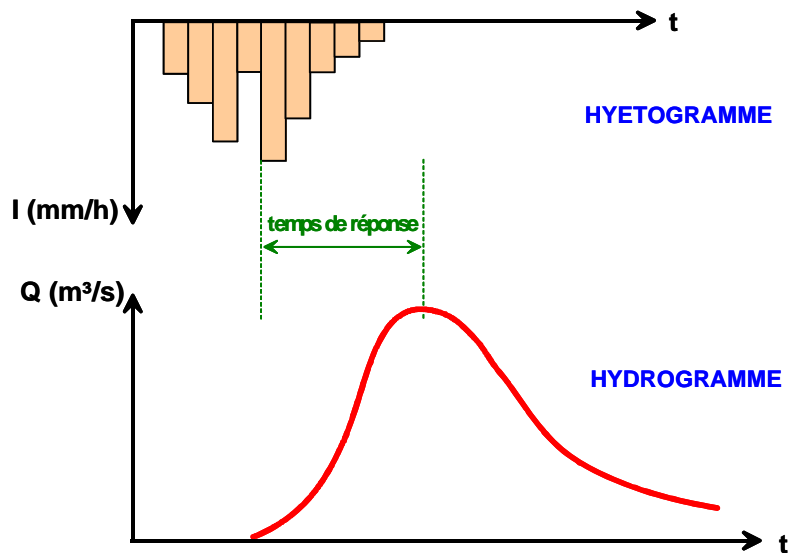
Avec :

$Q_e(t)$: débit entrant dans le bassin versant ;
 $Q_s(t)$: débit sortant dans le bassin versant ;
 $V_s(t)$: volume stocké dans le bassin versant.

On obtient une équation différentielle, caractéristique du modèle du réservoir linéaire :

$$\frac{K * dQ_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Le paramètre K, temps de réponse (ou lagtime), représente le décalage temporel entre la pluie en entrée du bassin versant et le débit à son exutoire.



Les logiciels proposent différentes formulations du paramètre K, en fonction des caractéristiques descriptives du bassin versant.

L'utilisation de ce modèle semble bien justifiée pour des bassins versants urbanisés, équipés de système d'assainissement pluvial et avec une superficie de quelques hectares à quelques centaines d'hectares.

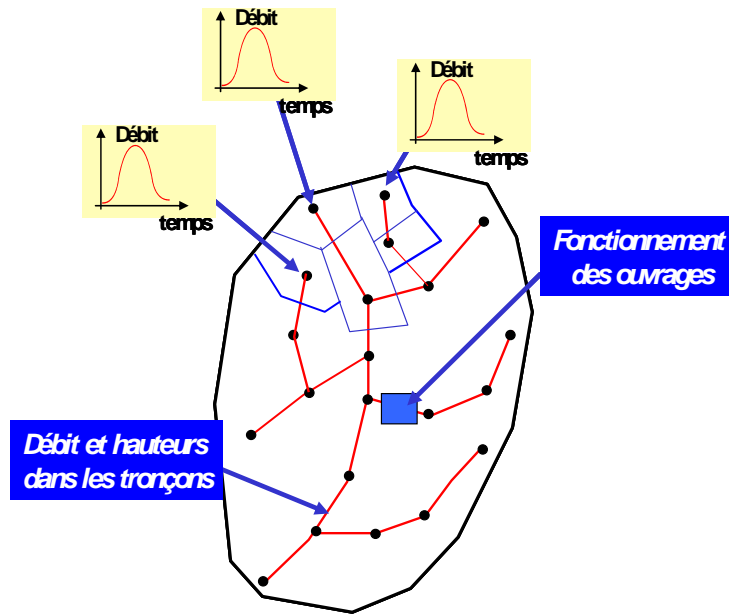
Pour les bassins versants peu urbanisés, le paramètre K est plus difficile à évaluer et le calage sur des mesures reste la meilleure solution. Cependant, pour ces bassins, on utilise aussi les modèles de type cascade de réservoirs (deux ou plusieurs réservoirs en série) qui amortissent la réponse du bassin versant.

Il existe d'autres types de modèle, en général, dérivés de celui du réservoir linéaire : double réservoir, cascades de réservoirs, réservoirs non linéaires,...

6 LE MODELE HYDRAULIQUE

La modélisation hydraulique a pour objectif de modéliser la propagation des écoulements en réseaux. Les hydrogrammes, calculés pour chaque sous bassin versant, sont injectés aux nœuds du réseau et, le modèle hydraulique calcule la propagation des écoulements à travers les tronçons de conduites et les différents ouvrages du réseau.

Le calcul dépend des données saisies dans les tronçons (section, coefficient d'écoulement, pente,...) et les ouvrages spécifiques.



On distingue deux types de modèle hydraulique, les modèles hydrodynamiques et les modèles conceptuels.

- **Les modèles hydrodynamiques** sont issus de la mécanique des fluides et dérivés du modèle complet des équations de Barré Saint Venant : équation de continuité (conservation de la masse) et équation dynamique (conservation de la quantité de mouvement).

Ces équations, résolues entre chaque nœud du modèle et au pas de temps de calcul choisie, simulent la propagation des hydrogrammes dans les différents éléments du réseau.

Les modèles hydrodynamiques prennent en compte les écoulements libres comme les écoulements en charge, les influences aval, et permettent, ainsi, de visualiser les différentes lignes d'eau (lignes piézométriques), dans les conduites et les ouvrages.

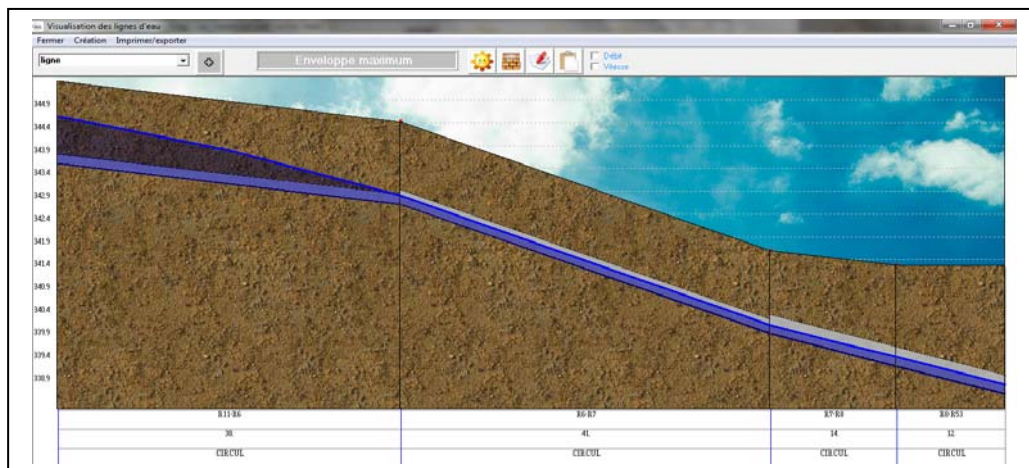
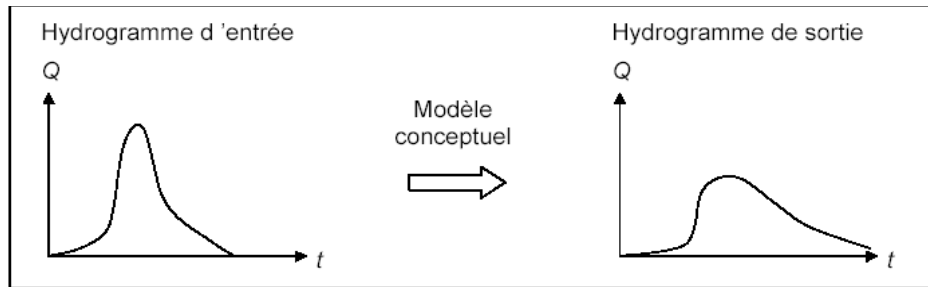


Figure 26: Exemple de visualisation de ligne d'eau (source logiciel Canoë)

- **Les modèles globaux ou conceptuels** représentent, de façon globale, la transformation subie dans une conduite ou un ouvrage par l'hydrogramme d'entrée, pour estimer l'hydrogramme de sortie.



Graph 6: Principe d'un modèle conceptuel (Source : guide Ville et son Assainissement CERTU)

Le modèle le plus utilisé est celui de Muskingum. L'emploi d'un modèle conceptuel permet des simulations simplifiées pour, par exemple, pré-dimensionner un réseau. **Par contre, ces modèles ne permettent pas de visualiser les lignes d'eau.**

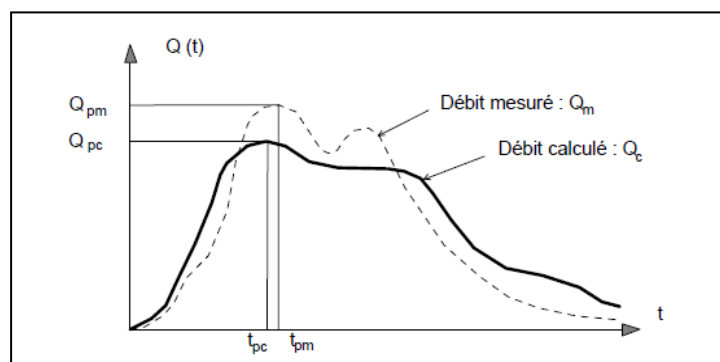
Avec les moyens informatiques actuels, les modèles hydrodynamiques tendent à se généraliser. On les conseillera dès que le calcul de l'allure réelle des lignes d'eau est indispensable, par exemple, pour visualiser les débordements du réseau dans le cadre d'un diagnostic.

7 LE CALAGE DES MODELES

Dans le cas d'une étude diagnostique du fonctionnement d'un réseau d'assainissement existant, le calage est une étape indispensable pour valider le modèle. Il s'agit de vérifier que le modèle représente fidèlement de comportement du réseau physique.

Cette phase de calage consiste donc à ajuster les différentes données et les différents paramètres, pour que les valeurs calculées soient aussi proches que possible des valeurs observées.

Pour ce faire on réalise des mesures sur site, par temps de pluie, et on compare les résultats mesurés avec les valeurs calculés par le modèle.



Graph 7: Comparaison d'un hydrogramme calculé et mesuré (Source : guide Ville et son Assainissement CERTU)

La méthodologie générale est la suivante :

- Construction du modèle sur la base du recueil des données du réseau ;

- Réalisation de mesures par temps sec et temps de pluie (l'idéal est de pouvoir enregistrer différents évènements pluvieux).
 - * mesures de pluviométrie
 - * mesures de débit en différents points du réseau
- Réalisation d'une simulation avec le modèle et les données pluviométriques enregistrées (modèle pluviométrique pluie réelle) ;
- Comparaison des hydrogrammes et calage.
 - * calage de la fonction de production (coefficient de ruissellement) en comparant le volume total ruisselé
 - * comparaison de la fonction de transfert en comparant le décalage temporel des hydrogrammes.
 - * comparaison du fonctionnement des ouvrages spécifiques

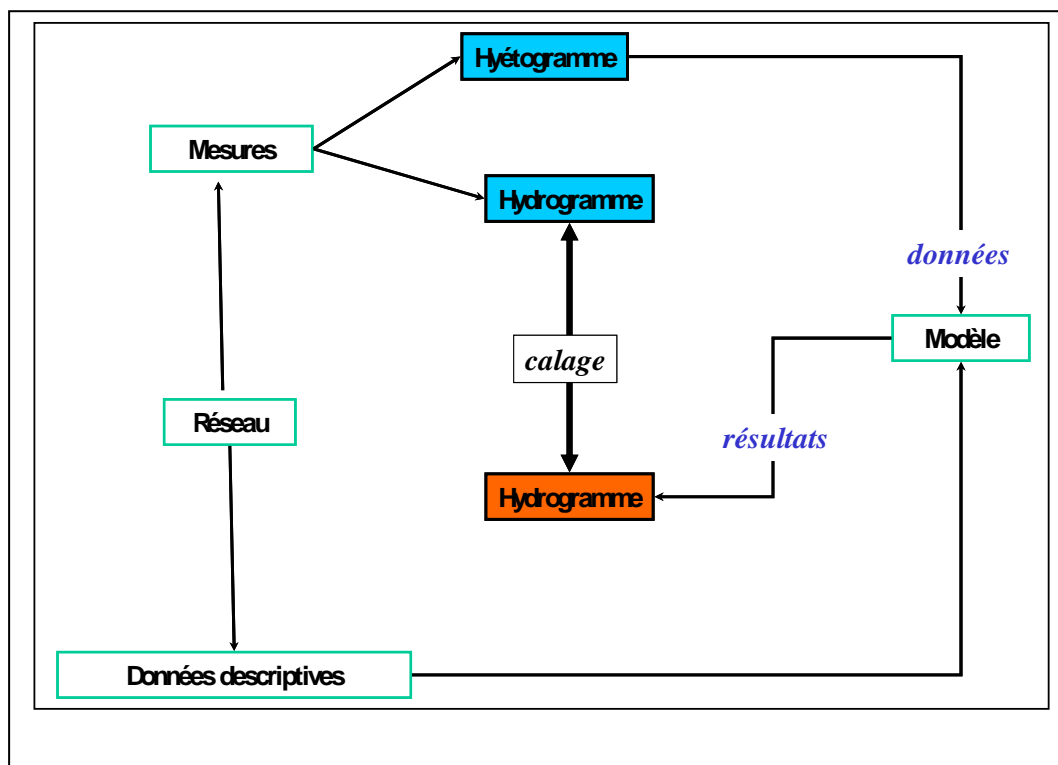


Figure 27: Méthodologie du calage (source OIEau)

Lors d'évènements pluvieux exceptionnels, ayant provoqués des débordements, la comparaison des niveaux atteints par l'eau dans les rues, avec le niveau estimé par le modèle, pour le même type de pluie, peut être aussi un bon outil de validation.

FICHE R4 DEVERSOIRES D'ORAGE

1 DEFINITION ET CONCEPTION

Un Déversoir d'Orage (DO) est un "ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel, lorsque le débit amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires ou pseudo séparatif, dans le but de limiter les apports au réseau aval, et en particulier, aux stations d'épuration, en cas de pluie".

Cette définition met l'accent sur les deux fonctions principales de l'ouvrage sur le plan hydraulique : réguler les débits conservés vers l'aval, pour les maintenir en deçà d'une valeur de consigne (ou valeur seuil), et évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur. Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversants.

La figure, ci après, donne une représentation schématique d'un déversoir d'orage.

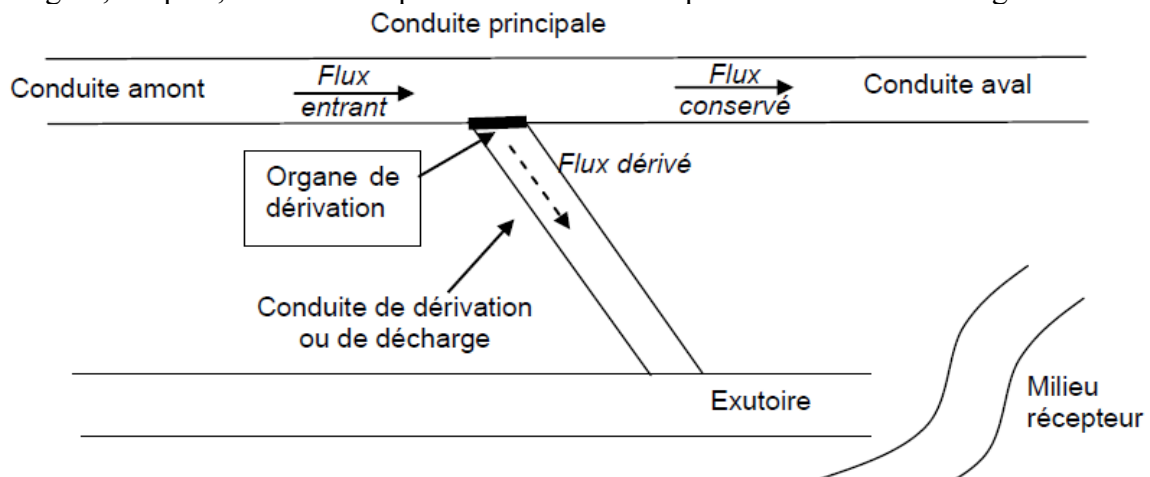
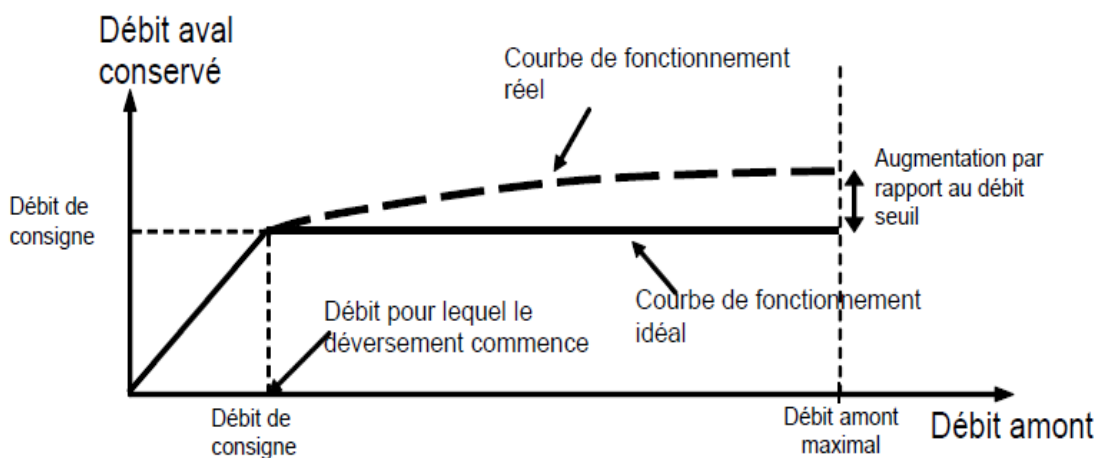


Figure 28: Représentation schématique d'un déversoir d'orage

Le comportement hydraulique d'un déversoir peut être caractérisé par la courbe de fonctionnement, représentée, ci-dessous. Cette courbe permet d'apprécier et de quantifier le rôle hydraulique d'un déversoir.



Grphe 8: Courbe de fonctionnement d'un déversoir d'orage

2 TYPES DE DEVERSOIRS D'ORAGE

Concernant la forme de l'ouvrage de déversement, on distingue essentiellement les déversoirs avec ou sans seuil. Parmi les déversoirs sans seuil (moins de 15 % des DO), l'organe de dérivation peut être un orifice, un leaping weir (ouverture dans le radier) ou un ouvrage à vortex. Concernant les déversoirs à seuil, on les classe en fonction de la position, de l'angle, du nombre et de la forme du seuil, comme le montre la figure suivante :

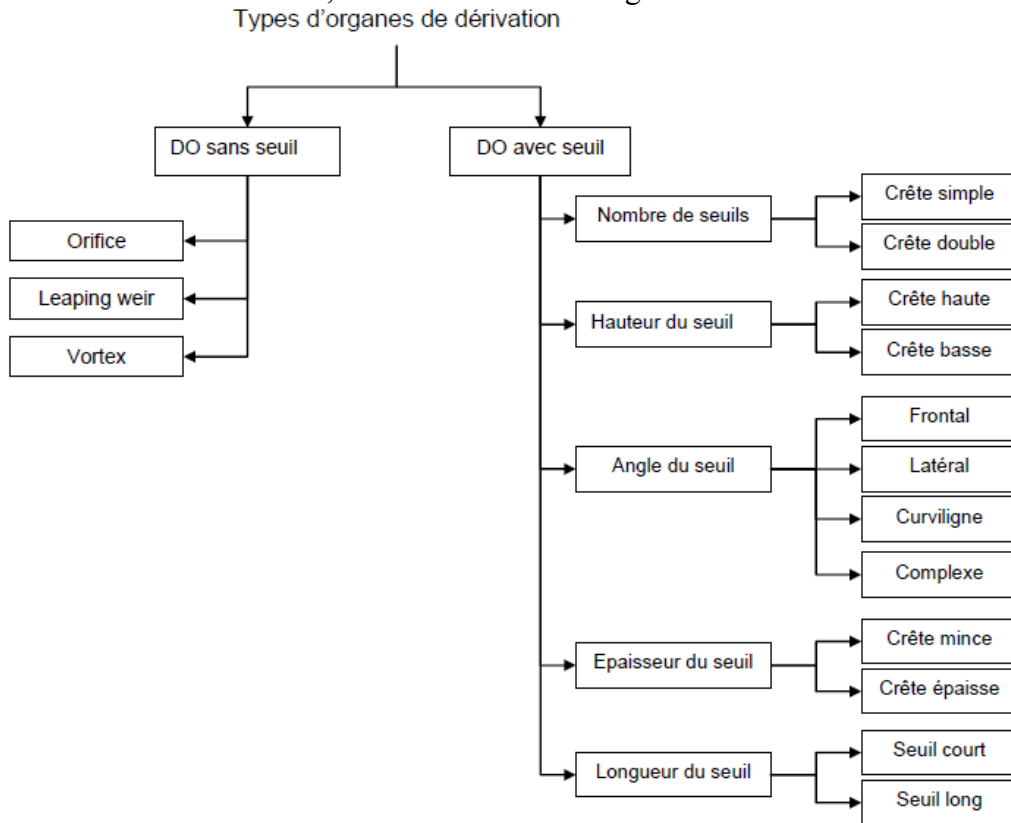


Figure 29: Types d'organes de dérivation

Dans le cadre de cette étude, on recommande, pour le contexte marocain, deux types de déversoirs d'orages : Le frontal et le latéral, avec, pour chacun d'eux, deux configurations différentes des seuils : Seuil haut ou seuil bas. Nous détaillerons, dans la suite de cette fiche, les formules de dimensionnement de chacun de ces types.

2.1 DEVERSOIR FRONTAL A SEUIL HAUT

Pour le déversoir frontal à seuil haut, c'est principalement la capacité d'évacuation de la conduite aval et la hauteur de crête, qui déterminent la quantité de déversement.

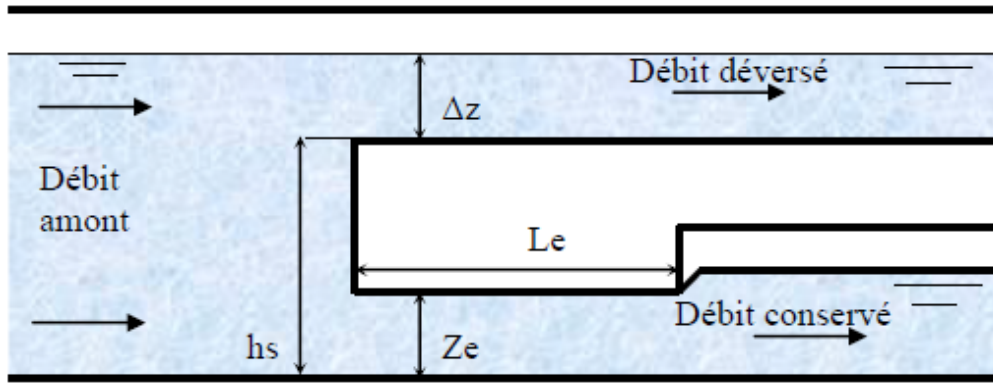


Figure 30: Vue en coupe du déversoir frontal à seuil haut

Pour le dimensionnement de ce type de déversoir d'orage, on recommande la formule suivante :

$$Q_{\text{seuil}} = V_e \cdot S_e = S_e \cdot \sqrt{\frac{2g(h_s - Z_e) \cdot R_{he}}{\lambda L_e}}$$

Lorsque le déversoir est en fonctionnement, le débit amont est la somme du débit aval et de celui déversé : $Q_{\text{amont}} = Q_{\text{aval}} + Q_{\text{déversé}}$

La hauteur d'eau, dans la branche déversante (Δz), permet de calculer, moyennant l'hypothèse du régime permanent et uniforme ou non uniforme, le débit déversé.

La perte de charge peut être calculée par : $H = h_s - Z_e + \Delta z$

Ce qui permet de calculer le débit aval : $Q_{\text{aval}} = V_e \times S_e = S_e \times \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H \cdot R_{he}}{\lambda \cdot L_e}}$

Avec $\Delta H = \lambda \cdot \frac{V_e^2 L_e}{8 \cdot g \cdot R_{he}}$. On reconstitue ainsi le débit amont.

Avec :

- Z_e : hauteur de l'étranglement ;
- Δz : hauteur d'eau dans la branche déversante ;
- ΔH : perte de charge ;
- S_e : section de l'étranglement ;
- λ : coefficient de pertes de charge linéaires ;
- L_e : longueur de l'étranglement ;
- V_e : vitesse moyenne de l'écoulement dans l'étranglement ;
- R_{he} : rayon hydraulique de l'étranglement ;
- h_s : hauteur du seuil par rapport au fond.

2.2 DEVERSOIR FRONTAL A SEUIL BAS

Le fonctionnement hydraulique d'un déversoir frontal, à seuil bas, s'apparente au fonctionnement des seuils. On distingue plusieurs cas, selon la forme du seuil déversant, la configuration et la contraction éventuelle de la nappe déversante. D'un point de vue hydraulique, il est important de garantir un écoulement fluvial à l'amont du déversoir, pour rendre applicable l'ensemble des formules disponibles.

On distingue les déversoirs avec et sans contraction latérale rectangulaire et les seuils de jaugeage.

2.2.1 Déversoir rectangulaire avec contraction latérale à crête mince

Un déversoir rectangulaire est dit « avec contraction latérale » lorsque la largeur du canal B est supérieure à la largeur d'écoulement L du déversoir.

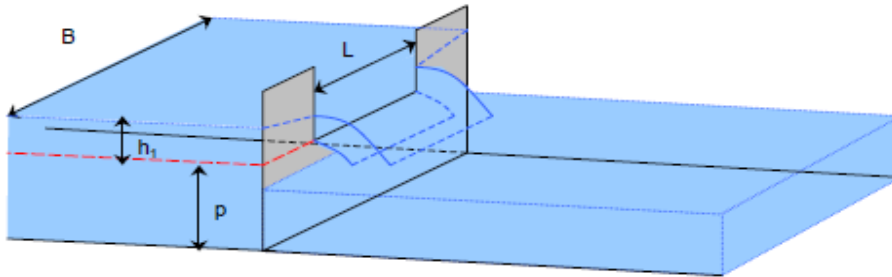


Figure 31: Vue en coupe du déversoir frontal à seuil bas

Source : Centres d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF)

La formule établie par KINDSVATER et CARTER est recommandée pour cette configuration.

$$Q = \mu C_d L_e (h_e)^{3/2} \sqrt{2g}$$

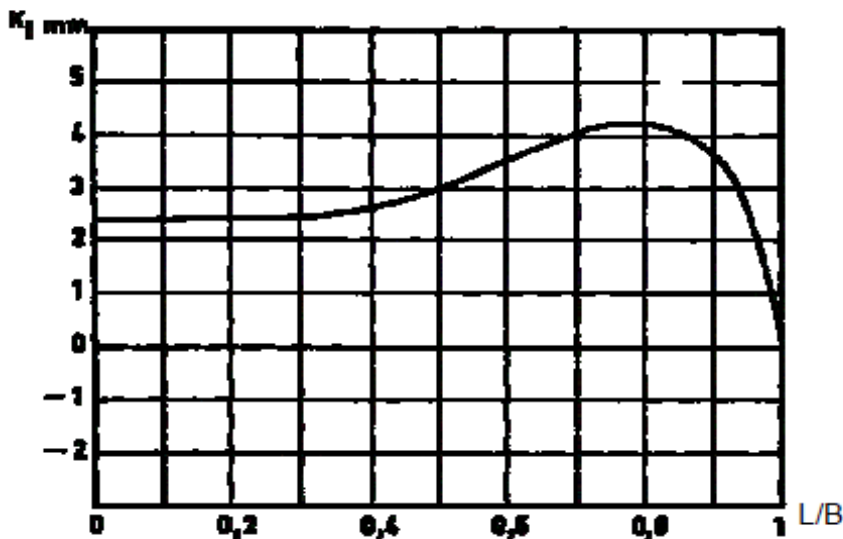
Avec :

h_e : La hauteur d'eau effective telle que : $h_e = h_1 + K_h = h_1 + 0,001$;

h_1 : hauteur d'eau amont au-dessus du seuil (m) ;

L : largeur d'écoulement sur le seuil (m) ;

L_e : Largeur effective, telle que $L_e = L + K_1$, où K_1 est donné par l'abaque ci-dessous :



Graphe 9: Abaque de K_1 (mm) en fonction du rapport L/B

B : largeur du canal d'amenée en amont du déversoir (m).

μ : coefficient de débit suivant le rapport entre la largeur à l'amont du déversoir (B) et la largeur d'écoulement sur le déversoir (L). Il est déterminé en se basant sur le tableau suivant :

L/B	1	0,9	0,8	0,7
μ	$\frac{2}{3} \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,599 + 0,064 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,597 + 0,045 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,595 + 0,030 \frac{h_1}{p} \right)$
L/B	0,6	0,5	0,4	0,3
μ	$\frac{2}{3} \left(0,593 + 0,018 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,592 + 0,011 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,591 + 0,0058 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,590 + 0,0020 \frac{h_1}{p} \right)$
L/B	0,2	0,1	0 (à titre indicatif)	
μ	$\frac{2}{3} \left(0,588 - 0,0018 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,588 - 0,0021 \frac{h_1}{p} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,587 - 0,0023 \frac{h_1}{p} \right)$	

Tableau 46: Valeur du coefficient de débit suivant le rapport L/B pour un déversoir rectangulaire avec contraction latérale

Avec p : la pelle en (m)

Cv : Coefficient de vitesse d'approche, exprimé par la formule suivante :

$$C_v = \left(\frac{H_1}{h_1} \right)^u$$

Avec :

H1 : la charge amont, qui est généralement prise égale à la hauteur d'eau h1 à l'amont du déversoir ;

u = 1,5 pour un déversoir rectangulaire ;

Quand les vitesses sont négligeables (terme $V^2/2g \ll 1$), ce coefficient est pris égal à 1.

2.2.2 Déversoir rectangulaire Sans contraction latérale à crête mince

Un déversoir rectangulaire est dit « sans contraction latérale » lorsque la largeur d'écoulement sur le déversoir (L) est égale à la largeur d'écoulement (B) en amont du déversoir.

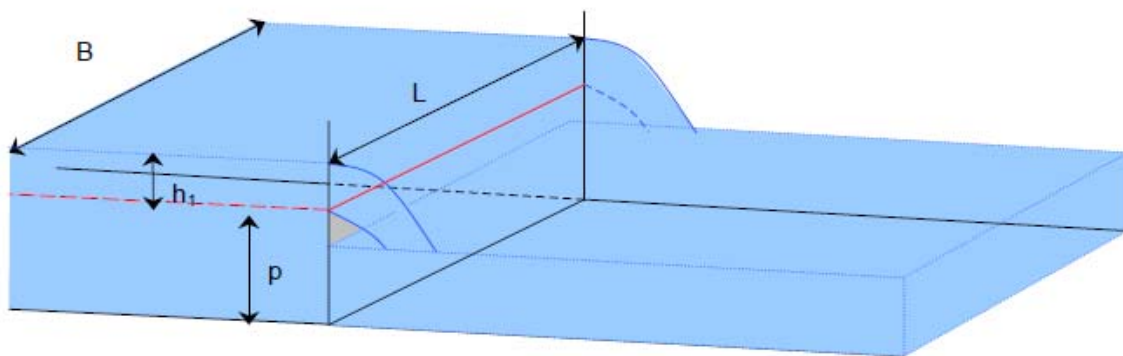


Figure 32: Déversoir rectangulaire Sans contraction latérale à crête mince

Source : Centres d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF)

La formule établie par KINDSVATER et CARTER est recommandée pour cette configuration.

$$Q = \mu C_v L (h_e)^{3/2} \sqrt{2g}$$

Avec :

- h_e : La hauteur d'eau effective telle que : $h_e = h_1 + K_h = h_1 + 0,001$;
- h_1 : hauteur d'eau amont au-dessus du seuil (m) ;
- L : largeur d'écoulement sur le seuil (m) ;
- μ : Coefficient de débit, donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{2}{3} \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{p} \right)$$

Limites d'application de cette formule sont les suivantes :

- $h_1 > 0,03$ m ;
- $p > 0,10$ m ;
- $h_1/p < 2$.

2.2.3 Déversoirs épais

Le seuil est à crête épaisse si $c > \frac{2H_{amont}}{3}$ avec $H_{amont} = h_0 + \frac{V_{amont}^2}{2.g}$ et c l'épaisseur de crête. Pour le cas des seuils épais, la relation de Bazin est couramment utilisée :

$$Q_{déversé} = 0,385 L h_0 \sqrt{2gh_0}$$

h_0 : hauteur de la ligne d'eau, en amont par rapport au seuil (m)

L : largeur du seuil (m)

2.3 DEVERSOIRS LATERAUX A SEUIL BAS

Nous recommandons l'emploi de la formule de Dominiguez, pour ce type de déversoir, et ce, quelque soit le régime d'écoulement,

$$Q_{déversé} = m\varphi L h \sqrt{2gh}$$

Avec :

- h : hauteur d'eau au-dessus de la crête du déversoir (avec $h = h_{av}$ à l'aval en régime fluvial, et $h = h_{am}$ à l'amont en régime torrentiel) ;
- L : Longueur du déversoir ;
- m : un coefficient dépendant des caractéristiques du déversoir pouvant être choisi parmi les valeurs moyennes suivantes :

Charge moyenne (h) (m)	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête mince, nappe libre	0,370	0,360	0,355	0,350	0,350	0,350
Crête épaisse et arrondie	0,315	0,320	0,320	0,325	0,325	0,330
Crête épaisse à arêtes vives	0,270	0,270	0,273	0,275	0,276	0,280

Et φ est un coefficient dépendant du régime d'écoulement. Il peut être évalué à partir des valeurs proposées ci-dessous :

Régime fluvial $K (= h_{am} / h_{av}) < 1$	Régime torrentiel $K (= h_{am} / h_{av}) > 1$	φ
0	∞	0,400
0,05	20	0,417
0,1	10	0,443
0,2	5	0,491
0,3	3,33	0,543
0,4	2,50	0,598
0,5	2	0,659
0,6	1,67	0,722
0,7	1,43	0,784
0,8	1,25	0,856
0,9	1,11	0,924
1,0	1,0	1,0

2.4 DEVERSOIRS LATERAUX A SEUIL HAUT

A la différence des déversoirs à crête basse, les déversoirs latéraux, à crête haute, sont des ouvrages qui nécessitent une longueur de crête plus courte, mais la présence d'une conduite aval étranglée. Cependant, leur construction est en général recommandée car l'excès de débit conservé, pour les fortes pluies, est en général faible et la présence d'un seuil élevé empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.

2.4.1 Principes de construction

Un déversoir à crête haute peut être décomposé en plusieurs parties : conduite amont, partie déversante, conduite de décharge, conduite aval étranglée et conduite aval.

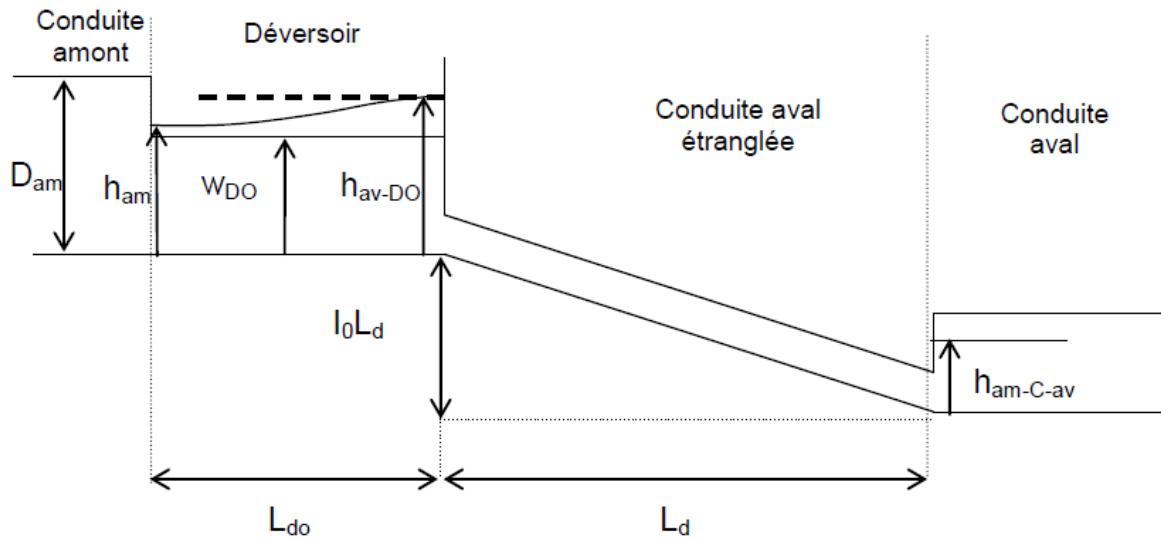


Tableau : Déversoir à crête haute : géométrie et fonctionnement

Pour la conduite aval étranglée, les recommandations suivantes sont à prendre en compte :

- Le diamètre (Dd) : $200 \leq Dd \leq 500$ mm. On recommande de prendre deux classes en dessous du diamètre de la conduite aval.
- La longueur (Ld) : on conseille de prendre une conduite inférieure à 100 m mais telle que le rapport de la longueur sur le diamètre de cette conduite soit supérieur à 20.1

$$I_0 \leq \frac{1}{80 \left(\frac{L_d}{D_d} + 20 \right)}$$

- La pente (I_0) : elle doit vérifier : $I_0 \leq \frac{1}{80 \left(\frac{L_d}{D_d} + 20 \right)}$, ce qui permet d'être en charge sur toute la conduite et d'éviter une partie à surface libre au début de la conduite.

Hauteur de la crête déversante : elle sera de préférence telle que $w_{DO} > 0.6 * \text{Dam}$ et $w_{DO} > 25\text{cm}$.

2.4.2 Fonctionnement hydraulique

Le fonctionnement d'un déversoir à crête haute est régi par la conduite aval étranglée. Le régime fluvial est imposé à l'extrémité aval de la crête du déversoir. La conduite aval doit être à surface libre ; deux cas sont possibles :

- si le régime est torrentiel dans cette conduite, il y a pilotage amont et on choisit comme condition à la limite $h_{am-C-av} = D_d$ (diamètre de la conduite étranglée),
- s'il est fluvial, le pilotage se fait par l'aval et on prend $h_{am-C-av}$ égale à la hauteur normale dans la conduite aval.

Le débit conservé peut être calculé en utilisant la relation :

$$Q_{\text{conservé}} = S_d \left(\frac{h_{av-DO} - h_{am-C-av} + I_0 L_d}{\frac{\xi}{2 \cdot g} + \frac{L_d}{K_{s-d}^2 R_h^{4/3}}} \right)^{0.5}$$

- h_{av-DO} est la hauteur d'eau à l'aval du déversoir,
- $h_{am-C-av}$ est la hauteur d'eau à l'amont de la canalisation aval,
- I_0 est la pente de la canalisation étranglée,
- L_d est la longueur de la canalisation étranglée,
- K_{s-d} est la rugosité de Strickler de la canalisation étranglée,
- S_d est la section de la canalisation étranglée,
- R_h est le rayon hydraulique de la canalisation étranglée,
- ξ est le coefficient de perte de charge singulière au passage, entre le déversoir et la canalisation étranglée. Ce coefficient peut être évalué en utilisant le tableau suivant :

$\frac{h_{av-DO}}{D_d}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	5.0
ξ	0.40	0.75	0.95	1.10	1.15	1.20	1.35	1.45

3 RECOMMANDATIONS

Le choix, la conception et le dimensionnement des déversoirs d'orage doit intégrer les caractéristiques suivantes :

- Aucun déversement ne doit avoir lieu par temps sec et tant que l'on dispose d'une réserve de capacité dans la station d'épuration.

- Le débit dirigé vers la station d'épuration doit être le plus constant possible.
- Le déversoir d'orage doit être à l'abri d'une mise en charge par l'aval.
- La quantité de pollution dirigée vers la station d'épuration doit être maximale.
- L'accès à l'ouvrage doit être fonctionnel et sécurisé.
- La maintenance doit être la plus simple possible.
- Le coût de la construction doit être minimal

L'étape déterminante dans la conception d'un déversoir d'orage consiste à définir les débits :

- le débit minimal à partir duquel on souhaite utiliser le déversoir, c'est le débit de consigne ou de référence ; il s'agit, en général, de la capacité maximale du réseau aval et/ou de la station d'épuration.

- le débit maximal de projet en entrée du déversoir, pour lequel on souhaite conserver un fonctionnement fiable de l'ouvrage.

Compte tenu des incertitudes sur le fonctionnement hydraulique de certains déversoirs, on peut énoncer les recommandations suivantes pour le choix du type d'ouvrage :

- **Les déversoirs latéraux à seuil bas sont peu satisfaisants.** Leur fonctionnement est fortement influencé par le régime hydraulique (fluvial ou torrentiel) et donc très dépendant du débit. Le dimensionnement de tels ouvrages est donc très aléatoire (d'où l'existence d'une multitude de formules de calcul) et leur utilisation n'est donc pas recommandée.

- **Les déversoirs à seuil haut seront privilégiés,** ce sont eux qui permettent l'approche hydraulique la plus satisfaisante et donc une meilleure maîtrise du débit dirigé vers l'aval. Il faudra néanmoins s'assurer que les conditions d'écoulement sont de type fluvial à l'amont du déversoir. Le déversement s'effectue, en général, sur une crête de type rectangulaire.

Selon la configuration du site et la position des différents collecteurs le choix se portera donc sur un déversoir frontal ou latéral à seuil haut.

En cas d'impossibilité technique, de contraintes spécifiques ou de réhabilitation d'un site existant, on pourra choisir un **déversoir à seuil bas** avec toute l'incertitude qui existe sur la conception hydraulique. La présence d'une lame réglable sur le seuil, peut permettre d'affiner le calage du déversement par des mesures ou des observations in situ après la construction. On pourra aussi envisager la construction d'un déversoir latéral à seuil double équipée d'un bief de tranquillisation et d'un étranglement pour contrôler l'écoulement (cf schéma ci-dessous).

FICHE R5 SEPARATEURS A HYDROCARBURES

1 DOMAINE D'UTILISATION

Les séparateurs à hydrocarbures font l'objet d'une normalisation européenne (EN 858), dans laquelle, ils sont qualifiés d'installations de séparation de liquides légers (par exemple hydrocarbures). Ils ne sont donc faits que pour traiter des pollutions d'hydrocarbures, de type flottants et plus légers que l'eau. Leur utilisation doit donc être limitée à cette application et non à généraliser sur l'intégralité des aménagements.

De plus, compte tenu de leurs performances épuratoires limitées et de la faible concentration en hydrocarbures véhiculés dans la plus part des eaux de ruissèlement, on s'attachera à les installer uniquement si les concentrations en hydrocarbures, à recueillir, sont importantes.

On recommande donc de les utiliser :

- dans les stations services ;
- dans les aires de lavages et d'entretien de véhicules ;
- dans les industries pétrochimiques.

L'utilisation, pour lutter contre les pollutions accidentelles, **n'est aujourd'hui pas recommandée** en raison du coût à généraliser ce système dans les aménagements, de la difficulté et du coût d'entretien de ces séparateurs ainsi que de leur inefficacité vis-à-vis de pollutions accidentelles autres que celles du type liquide plus légers que l'eau.

Rappel des définitions (selon norme européenne NF EN 858)

Installation de séparation

Dispositif comprenant un séparateur (de classe I ou II), un débourbeur et un point d'échantillonnage

Débourbeur

Partie de l'installation qui retient les matières solides, comme les boues et les grains de sable, et qui peut être intégré au séparateur ou réalisé séparément

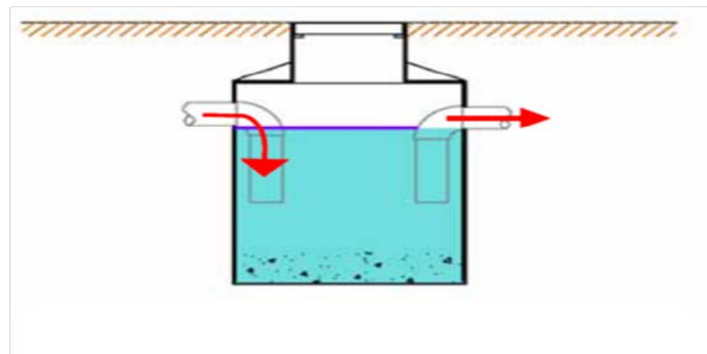


Figure 33: Schéma de principe d'un débourbeur

Source note d'information Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes (France)

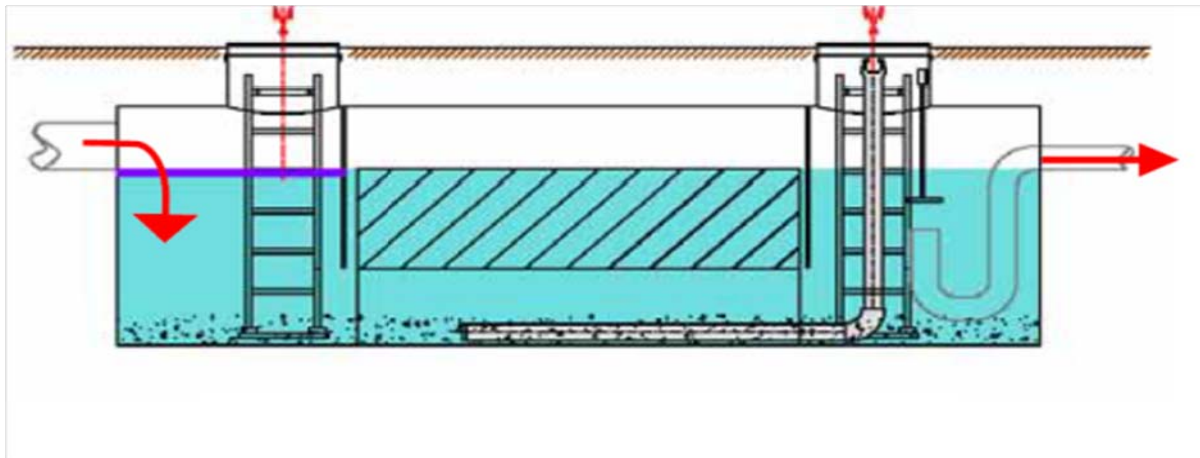


Figure 34: Schéma de principe d'un déshuileur

Source note d'information Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes (France)

2 DIMENSIONNEMENT

Choix de la classe de séparateurs :

Tableau 47: Classe des séparateurs

Classe	Teneur maximale autorisée en huile résiduelle (mg/l)
I	5
II	100

Dimensionnement de la taille nominale du séparateur :

$$TN = (Q_r + f_x \times Q_s) \times f_d$$

Où :

TN est la taille nominale du séparateur ;

Q_r est le débit maximum des eaux de pluie (l/s). Pour sa détermination, on se reportera à la fiche D3 ;

Q_s est le débit maximum des effluents industriels (l/s). A déterminer en fonction de l'industrie concernée ;

f_x est le facteur d'entrave, selon la nature du déversement donné par le tableau ci-après,

Type de déversement	f_x
Effluent industriels : processus industriels, lavage de véhicules, nettoyage d'éléments enduits d'huile	2
Eaux de pluie : eaux d'écoulement contaminées par l'huile provenant de zones imperméables (parking de voiture, routes, cours d'usine...)	Non pertinent car $Q_s=0$
Rétention de liquides légers pour protéger la zone environnante	1

f_d est le facteur de masse volumique du liquide léger concerné, donné par le tableau ci-après,

Eléments constitutifs	Masse volumique du liquide concerné (g/cm ³)		
	< 0,85	entre 0,85 et 0,90	entre 0,90 et 0,95
Séparateur classe II avec déboureur	1	2	3
Séparateur classe I avec déboureur	1	1,5	2

Remarque : ce dimensionnement conduit parfois à choisir des séparateurs de taille très conséquente, et donc, de coût très important. Afin d'optimiser l'investissement, et compte tenu du fait que la pollution la plus concentrée est apportée par les événements pluvieux de faibles période de retour (6 mois à 2 ans), on peut choisir de ne pas traiter la totalité du débit de pointe Q_r , mais seulement une partie (de l'ordre de 20% du débit décennal).

Dimensionnement de la taille du déboureur :

Quantité de boues escomptée	Exemple d'activité	Volume minimal du déboureur (l)
Aucune	. condensat	Pas de déboureur
Faible	. traitement des eaux usées contenant un faible volume de boues . zones de collecte des eaux de pluie où une petite quantité de sédiment apparaît du fait du trafic	$\frac{100 \text{ TN}}{f_d}$ Ne pas utiliser pour les séparateurs inférieurs ou égaux à TN 10, sauf pour les parkings couverts
Moyenne	. stations de remplissage, lavage manuel des voitures, lavage de pièces . site de lavage des autobus . eaux usées des garages, parkings . centrales électriques, usines d'outillage	$\frac{200 \text{ TN}}{f_d}$ avec un minimum de 600 l
Elevée	. site de lavage pour véhicule de chantier, machines agricoles . site de lavage pour camions	$\frac{300 \text{ TN}}{f_d}$ avec un minimum de 600 l
	. site de lavage automatique de voitures, par exemple à rouleaux, à couloir	$\frac{300 \text{ TN}}{f_d}$ avec un minimum de 5 000 l

3 PRIX D'ORDRE

En France, le coût d'un séparateur à hydrocarbures varie d'environ 1.000 euros (3 l/s) à environ 5.000 euros (20 l/s).

MANUEL 2 : MANUEL STATIONS DE POMPAGE

Fiche P0: Rappel des principales conclusions de la mission I ;

Fiche P1: Configuration, choix et caractéristiques techniques et hydrauliques des groupes de pompage et détermination du volume utile ;

Fiche P2 : Alimentation électrique ;

Fiche P3: Système de régulation et modes de démarrage et protection des moteurs ;

Fiche P4: Protection contre les régimes transitoires et coups de bélier ;

Fiche P5: Protection contre le H₂S et la corrosion ;

Fiche P6: Conduites de refoulement.

FICHE P0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I

Les manuels, à élaborer à l'ONEE, devront rester pragmatiques et facilement utilisables, sans pour autant perdre en pertinence.

Ces manuels devront **prendre en compte certaines spécificités du contexte de certaines stations de pompage au Maroc** (des fortes salinités de l'eau brute (selon les sites), la présence de sable en quantité importante, de plus fortes températures,

Les deux méthodes de dimensionnement française ou allemande, pour la détermination du volume utile des bâches des stations de pompage, sont équivalentes.

Pour le nombre de démarrages des pompes, et compte tenu des disparités apparues dans les différents documents (Etats Unis, Royaume Uni, Australie, Allemagne), au niveau de la fréquence des démarrages, il nous paraît important de se rapprocher des constructeurs lors de la conception des stations (nombre de démarrage recommandé en fonction de la puissance).

En ce qui concerne l'architecture des bâches, le choix entre fosse sèche ou noyée, les formes, il n'y a pas de document de référence. Le document allemand de l'ATV peut servir de modèle. C'est le document le plus complet.

En revanche, pour des stations de pompage de grandes dimensions, le document Flygt « *Recommandations de conception pour les stations de pompage équipées de pompes centrifuges de grande dimension pour eaux usées* » ainsi que la norme FD CEN/TR 13930 peuvent constituer des sources d'inspiration très utiles.

Pour le choix des pompes, tant au niveau des machines (submersibles, à axe horizontal, vertical), qu'au niveau des caractéristiques hydrauliques, le document de l'ATV est le plus complet.

La conception et le dimensionnement de la conduite de refoulement se fait, au niveau du Maroc, de telle manière à optimiser à la fois les frais d'investissement et d'exploitation (en respectant la marge de vitesse, qui est comprise entre 0,5 et 2 m/s) ; cette approche est très intéressante et recommandée.

Pour l'alimentation électrique des groupes de pompage, ainsi que les systèmes de commande et de régulation, nous recommandons de s'appuyer sur les préconisations allemandes et françaises (fascicule 81 titre 1)

Le phénomène du coup de bélier n'est que très peu ou pas abordé dans les documents que nous avons consultés. Dans un ouvrage de référence, il nous paraît important de bien souligner les points essentiels à aborder lors d'une étude de protection anti bélier.

Nous proposons à ce que l'étude de protection anti-bélier traite les points suivants :

- Utilisation des logiciels spécialisés dans la résolution des équations de Saint-Venant par la méthode des caractéristiques ;
- Vérification de la nécessité ou non de la protection anti-bélier ;
- Dans le cas affirmatif, choisir la protection appropriée (ballon anti-bélier en général).

FICHE P1 : CONFIGURATION, CHOIX ET CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET HYDRAULIQUES DES GROUPES DE POMPAGE ET DETERMINATION DU VOLUME UTILE

1 CONFIGURATION DES STATIONS DE POMPAGE

1.1 DEFINITION ET CONCEPTION

Une station de pompage est constituée par des groupes motopompes et leur système d'alimentation, la salle de pompage, la salle de commande, les dispositifs d'installation de la pompe, les conduites de refoulement et des dispositifs de sa protection.

Le rôle de la station de pompage est de transporter, les effluents d'un point à un autre, situé à une certaine distance, et ce, sous une certaine dénivelée.

On distingue :

- Les vis d'Archimède ;
- Les stations à pompes submersibles immergées en bêche ;
- Les stations avec pompes en fosse sèche (pompes submersibles ou de surface).

1.1.1 Vis d'Archimède

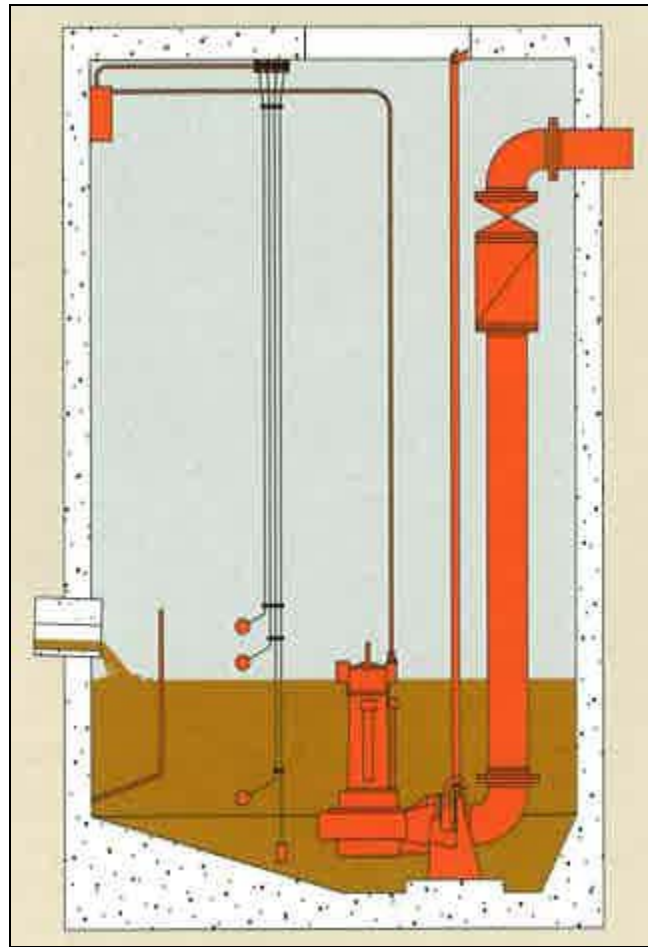
Les vis d'Archimède sont des machines volumétriques. Les relèvements, par vis d'Archimède, sont préférés pour les hauteurs manométrique faibles jusqu'à 6 m et des débits, qui peuvent être importants (parfois plus de $1\text{m}^3/\text{s}$).

On les trouve généralement en entrée de station d'épuration. C'est la forme spécifique du rotor qui fait que le liquide remonte le long de la vis. Physiquement, les paramètres majeurs d'influence sont le diamètre extérieur, le pas des spires, le nombre de spires, l'angle d'inclinaison et la vitesse de rotation. La section de passage qu'offre ce système, à débit équivalent, est supérieure à celle des pompes centrifuges.

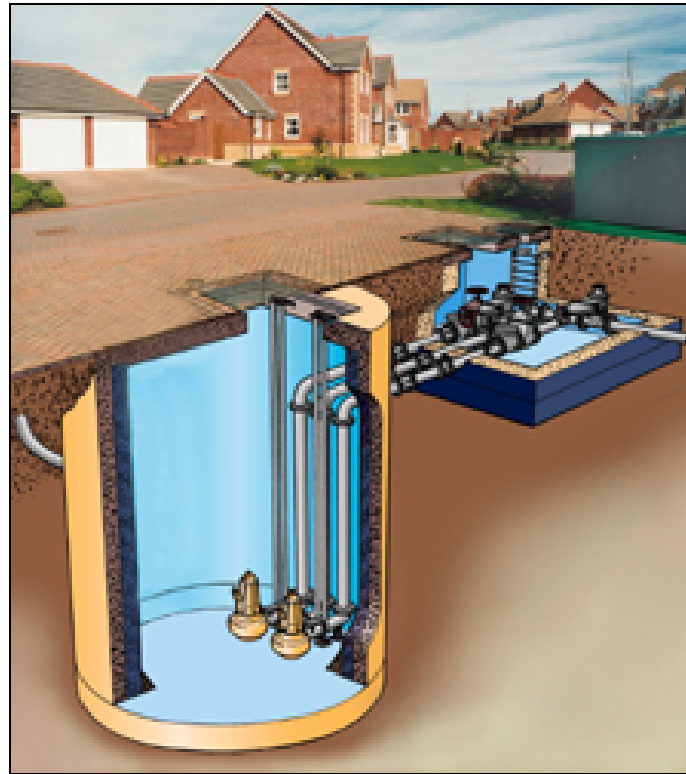
Toutefois, ce type de station de pompage est peu utilisé, en raison de son coût d'investissement beaucoup plus élevé que celui d'une bêche fermée contenant des pompes immergées.

Le rendement énergétique des vis est excellent tant que le jeu entre filet et auge reste faible. Les risques de bouchage sont quasiment inexistantes et il n'y a aucune conséquence grave si la vis tourne en l'absence d'arrivée d'eau (poire de niveau bas bloquée). Le palier inférieur immergé constitue un point sensible de ce type de machine. Il est lubrifié à la graisse à l'aide d'une pompe à graisse entraînée par le moto réducteur. Il est fondamental de surveiller la consommation de graisse du palier inférieur. En cas d'avarie de ce dernier, les interventions sont coûteuses car elles nécessitent la pose de batardeaux ainsi que l'utilisation d'une grue pour le levage de la vis.

1.1.2 Les stations à pompes submersibles immergées dans la bête



Station de pompage avec pompes immergées dans la bête (document EMU)



Station de pompage avec pompes immergées dans la bêche et chambre de vannes séparée

Leur conception entraîne une économie importante sur le génie civil. Ce type d'installation permet :

- la simplification de la conception et de la réalisation des travaux de génie civil, ce qui se traduit par un moindre coût des investissements ;
- de s'affranchir des contraintes liées à la tuyauterie d'aspiration ;
- la réduction très sensible du bruit, au niveau du ou des groupes électropompes installés,
- le levage simple de la pompe pour les interventions de maintenance.

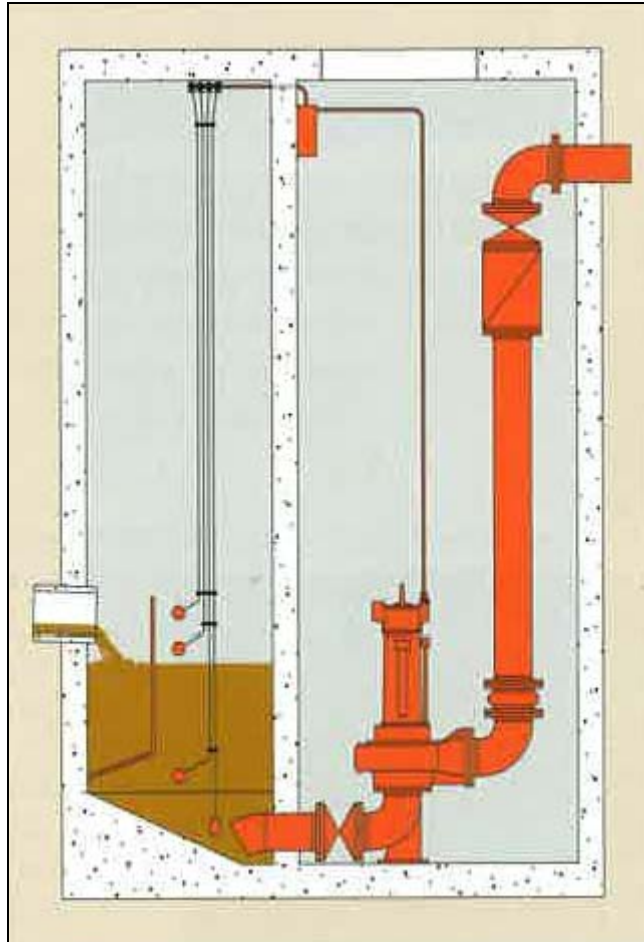
Cependant, cette configuration nécessite :

- l'installation de la robinetterie dans un regard annexe (chambre de vannes) lorsque cela est possible ;
- un moyen de levage approprié ainsi qu'une plate-forme d'évolution adéquate et sécurisée (risque de chute dans la bêche) ;
- d'installer, en plein vent, l'armoire des appareillages de commande, de contrôle et de protection (prévoir les risques de déprédation) ;
- un local de plain pied pour l'armoire électrique lorsque son maintien à l'extérieur est trop risqué ;
- des interventions plus coûteuses, en cas d'incidents et de réparations nécessaires, tout particulièrement, au niveau des moteurs ;
- des systèmes de ventilation en cas d'intervention dans la fosse ;

- en cas d'interventions dans la fosse, le respect des procédures et consignes de sécurité très strictes (la présence de gaz toxiques ou explosifs, risque de chutes de hauteur...).

Un dégrillage de l'effluent doit être réalisé lors de son admission dans la bache (voir paragraphe 3.1.3°)

1.1.3 Les stations avec fosse sèche



Station de pompage avec pompes submersibles en cale sèche (document EMU)

Elles sont généralement recommandées pour des pompes de taille importante (masse supérieure à 400kg). Une cloison étanche sépare le compartiment recevant les eaux usées de celui contenant le matériel électromécanique. Dans la conception de ces postes, il faut éviter que l'eau de nappe ou de surface ne puisse pénétrer dans la station et contrôler la stabilité de l'ouvrage.

L'arrivée des eaux brutes doit toujours être munie d'un dégrilleur pour éviter que des éléments grossiers ne pénètrent et encombrant la bache de pompage et ne bloquent les pompes. En entrée de station d'épuration, l'opération de dégrillage fait partie du prétraitement et un dégrilleur automatique motorisé pourra être envisagé à partir d'un débit de 100 m³/h. Sur le réseau, on cherche uniquement à prévenir le bouchage des pompes. L'écartement des barreaux sera donc choisi en fonction du passage libre dans les pompes (sauf pompes dilacératrices et sécatrices). Un dégrillage à une valeur moitié du passage libre des pompes

semble un compromis raisonnable. Le dégrillage pourra être effectué à l'aide d'un simple panier pouvant être retiré depuis la surface pour les petits ouvrages ou à l'aide d'un dégrilleur motorisé pour les stations de pompage de plus forte capacité c'est-à-dire au-delà de 300 à 400 m³/h ou susceptibles de recevoir des quantités importantes de déchets par temps de pluie (réseaux unitaires). On devra tenir compte des contraintes liées à ce dégrillage :

- Vidage et nettoyage des paniers
- Evacuation des déchets
- Maintenance d'un dégrilleur automatique
- Stockage des déchets et nuisances olfactives dans le cas d'un dégrilleur automatique

L'architecture avec fosse sèche et bêche séparée permet:

- une exploitation plus simple et plus hygiénique, en raison d'un accès plus aisé au matériel (à condition de prévoir un dégagement minimum autour des pompes). Un contrôle d'atmosphère reste nécessaire avant toute pénétration dans la cale sèche.
- une plus grande facilité d'intervention sur le matériel (pompe, moteur et robinetterie), dans des conditions d'ambiance et de salubrité acceptables.

Mais il nécessite :

- Un génie civil plus important et donc plus coûteux,
- L'installation d'un groupe auxiliaire, pour le relèvement des eaux d'infiltration, de suintement ou d'inondation,
- La ventilation de la fosse sèche,
- Un équipement hydraulique plus conséquent, pouvant entraîner un surcoût (tuyauterie d'aspiration nécessaire, vanne,...),
- Des précautions particulières, en vue d'assurer une étanchéité de la traversée des parois par les canalisations de l'extérieur vers l'intérieur.

Il est préférable d'installer les armoires électriques dans une partie hors sol du bâtiment afin qu'elles soient hors d'eau en cas d'inondation de la cale.

Pour la même raison, on privilégiera l'utilisation de pompes submersibles (vulnérabilité des pompes de surface en cas de remplissage accidentel de la cale). Se pose alors la question du refroidissement des moteurs. Plusieurs techniques existent selon les constructeurs et la taille des machines :

- Moteur à bain d'huile ;
- Moteur sec avec double enveloppe et circuit de refroidissement fermé (circulation de glycol) ;
- Moteur sec avec double enveloppe et circuit de refroidissement ouvert (circulation du liquide pompé) ;
- Moteur sec classique avec adjonction d'une ventilation forcée.

Les machines installées en fosse sèche seront toujours maintenues en charge dans la mesure où l'on ne peut pas se permettre de monter un clapet de pied sur la ligne d'aspiration, pour une application assainissement.

2 IMPLANTATION DES STATIONS DE POMPAGE

L'emplacement des stations de pompage doit être étudié en fonction de la topographie des lieux, des considérations de sécurité, du foncier disponible...

Dans tous les cas, l'implantation des stations doit être faite, de telle façon à optimiser à la fois les frais d'énergie (nécessaires pour vaincre la hauteur géométrique et les pertes de charges).

Il est recommandé également de porter une attention particulière au choix des sites des stations de pompage, de telle sorte à éviter les risques d'inondation (éviter l'endommagement des équipements et installations des stations, lors de la période de crues).

On évitera autant que possible :

- Les profils en long en dent de scie, occasionnant de nombreux points hauts et points bas ;
- Les profils descendant dans leur partie finale (régime d'écoulement incertain), à moins d'avoir pris les précautions nécessaires (choix du diamètre afin de garantir une ligne piézométrique au dessus du profil).

3 CHOIX DES GROUPES DE POMPAGE ET DETERMINATION DE LEURS CARACTERISTIQUES TECHNIQUES ET HYDRAULIQUES

3.1 POMPES

Les pompes les plus généralement utilisées sont les pompes centrifuges.

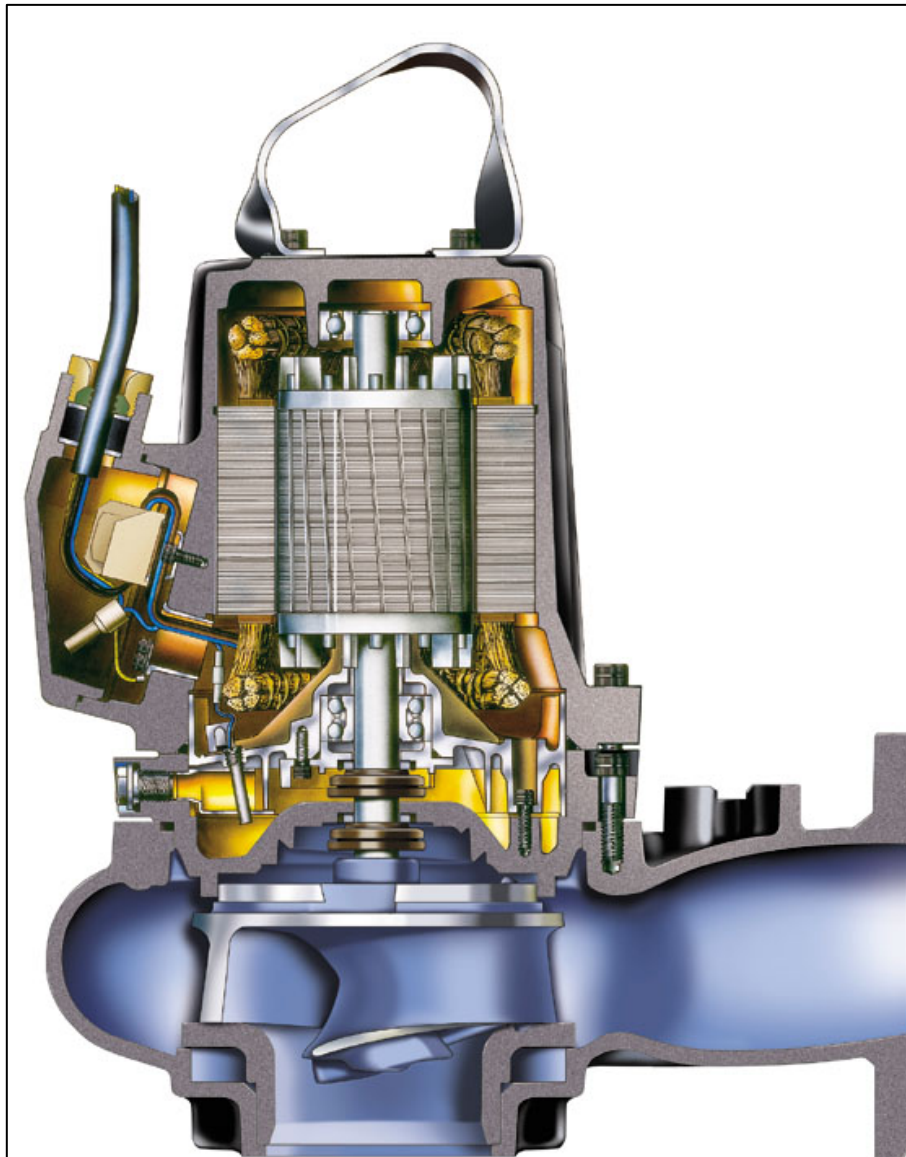
Les pompes centrifuges sont construites pour répondre à des conditions précises de fonctionnement : débit Q à élever à une hauteur H .

Ces pompes peuvent comporter une seule roue (pompe monocellulaire) ou plusieurs roues (pompes multicellulaires) ; le fait d'ajouter des cellules a pour effet d'augmenter la Hauteur Manométrique Totale (HMT) délivrée par la pompe.

- Les pompes monocellulaires sont conçues pour des hauteurs d'élévation moyennes de 10 à 80 m (selon le débit)
- Les pompes multicellulaires sont conçues pour des hauteurs d'élévation, pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres.

Les pompes peuvent être, soit à axe horizontal, soit à axe vertical.

Les pompes, pour liquides chargés (assainissement), sont toujours des pompes mono étagées (les faibles sections de passage ainsi que les nombreux changements de direction du flux à l'intérieur des pompes multi étagées les rendent totalement inadaptées pour le transfert des eaux usées).



Vue en coupe d'une pompe submersible pour liquides chargés (document Flygt)

La plupart des pompes d'assainissement sont des machines submersibles verticales.

Une pompe est caractérisée par ses courbes (qui traduisent ses performances), et qui sont au nombre de trois :

- Courbe hauteur - débit : elle exprime l'énergie délivrée par la pompe exprimée en mètres (dite HMT) en fonction du débit ;
- Courbe rendement - débit : elle exprime le rendement de la pompe (pompe seule) en fonction du débit ; elle passe par l'origine et présente un maximum pour le débit dit « débit nominal »;
- Courbe puissance – débit : Elle exprime la puissance mécanique à fournir sur l'arbre de la pompe en fonction du débit.

A ces trois courbes, il y a lieu d'ajouter la courbe $NPSH_{requis}$, en fonction du débit, et qui traduit la capacité pratique d'aspiration d'une pompe.

On vérifiera que la cote d'implantation de la pompe permet de respecter la condition $NPSN_{dispo} \geq NPSH_{requis}$ avec une marge de sécurité telle que définie au paragraphe 3.7, relatif aux « spécifications techniques ».

3.2 TYPES DE ROUES

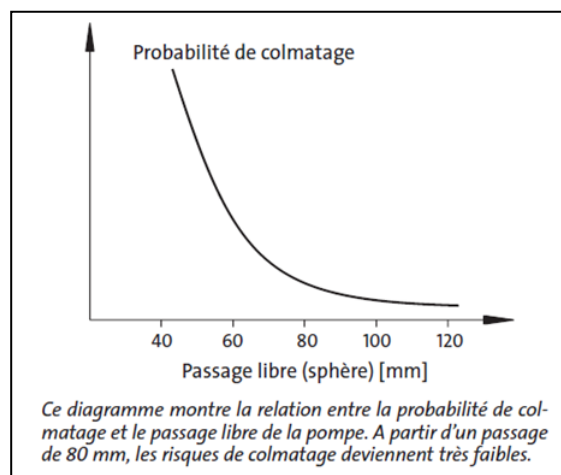
En assainissement, les roues les plus rencontrées, et qui permettent d'éviter autant que possible le blocage et le colmatage de la pompe (eaux usées chargées), sont :

- Les roues vortex (roue semi-ouverte placée très haut dans la volute et laissant un grand passage libre au dessous) ;
- Les roues monocanal (roue fermée à une seule aube, donc un seul canal) ;
- Les roues multicanaux (roue fermée avec deux ou trois aubes donc deux ou trois canaux) ;
- Les roues dites dilacératrices (roues équipées d'un dispositif de broyage en amont) ;
- Les roues sécatrices (roues munies d'un couteau assurant le découpage des fibres longues) ;
- Les roues sécatrices semi-ouvertes à deux canaux ;
- Les roues hélicoïdales (roues semi ouvertes à une aube ayant une forme de « tire-bouchon ») ;
- Les roues hélice (écoulement axial). Roues pour gros débits et faibles hauteurs. Leur dessin doit être adapté pour les rendre aptes au pompage des effluents chargés.

Concept du passage libre

Le passage libre est l'une des particularités des pompes d'assainissement. La capacité de la pompe à évacuer les solides contenus dans le liquide pompé sans se colmater est en partie liée au passage libre. La taille du passage libre se réfère au plus gros objet sphérique, pouvant passer dans la roue et le corps de la pompe.

La capacité, qu'a une pompe à fonctionner sans se colmater, dépend essentiellement de son passage libre, comme le montre la figure, ci-après.



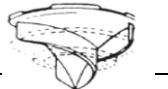






Plus le débit est élevé et plus le passage libre est important. En assainissement, c'est le pompage des petits débits qui pose le plus de problèmes de colmatage.

A performances égales (Débit et HMT), une pompe tournant à 2 900 tours/min présentera une section de passage moindre par rapport à une pompe tournant à 1450 tours/min. Elle sera

également beaucoup plus sensible à l'abrasion. Pour le pompage des eaux usées, on évite autant que possible les machines tournant à 2 900 tours/min.

Nous résumons les principales caractéristiques, avantages et inconvénient des principaux types de roues utilisées en assainissement dans le tableau, ci-après :

Type de roue	Définition et domaine d'application	Avantages	Inconvénients	Image
159 Vortex	C'est une des pompes les plus utilisées en assainissement, du fait de son adaptation à pomper des eaux chargées et des boues avec un faible risque de colmatage, le passage à travers la pompe étant de type intégral. La roue, par sa rotation, induit un mouvement tourbillonnaire très rapide dans la volute sans qu'elle soit traversée par le liquide.	Fonctionnement très souple, colmatage peu fréquent, usure limitée (la roue n'a que peu de contact avec les effluents pompés). La roue reste équilibrée, en cas d'usure, et permet la variation de la vitesse sans inconvénients. Adaptabilité au débit possible par rognage de la roue. Pas de bague d'usure	Hauteur manométrique et rendement limités (ne dépasse pas 50%) Quelques problèmes de désamorçage	
Monocanal	L'eau est mise en mouvement, en passant dans une roue en forme de canal (coude en rotation). Les roues monocanal sont conseillées en présence d'importantes quantités de matériaux longs et fibreux. A éviter absolument pour les liquides très abrasifs	- Hauteur d'élévation faible à importante et rendements élevés (entre 70 et 75%)	- Usure à la jonction avec la volute, provoquant une perte de rendement dans le temps. - Pas de possibilité de variation de vitesse car roue équilibrée en usine pour une vitesse et un débit donnés (problèmes de vibration).	
Multicanaux	L'eau est mise en mouvement en passant dans une roue comportant au moins deux canaux. A réserver au pompage de débits élevés (plus de 100m3/h)	- Adaptée pour hauteur d'élévation faible à importante. - Rendements élevés (de 80 à 85%) - Variation de vitesse possible car roue équilibrée.	- Très sensible au colmatage. - Usure à la jonction avec la volute provoquant une perte de rendement dans le temps. - Eaux dégrillées uniquement	
Canaux ouverts/hélicoïde/vis centrifuge	L'eau passe dans la roue qui a une forme hélicoïdale. Ces pompes sont spécialement conçues pour les effluents chargés en matières fibreuses.	Hauteurs manométriques bien plus fortes que pour une roue vortex classique, bon rendement.	Usure importante du fait du passage des effluents au travers la roue	
Sécatrice	Une roue en forme de S, comportant des arêtes tranchantes, tourne devant un couteau et découpe les éléments solides qui se trouvent dans les effluents.	Ce type de pompe convient bien en milieu agricole, ou parfois en eau usée provenant d'un réseau séparatif exclusivement.	ne supporte pas les particules minérales). peu conseillée en assainissement urbain (entretien, usure).	
Dilacératrice	Roue de type multicanaux ouverte, munie en amont d'un plateau dilacérateur ou un couteau fixe. Convient en eau usée pure ou parfois pour des effluents unitaires de temps sec. Le papier, les textiles et les particules solides contenues dans l'effluent sont réduits en fines particules.	Permet de pomper de faibles débits avec peu de risque de colmatage dans une conduite de faible section (assainissement sous pression par ex.). Amplitude importante de hauteur manométrique à débit sensiblement constant. Particulièrement indiquée pour refoulement se raccordant sur un autre refoulement	Entretien et usure plus ou moins importants selon le type d'effluent. Ce genre de pompe crée des particules broyées, difficilement traitables en station d'épuration. Sensible à l'abrasion.	
Hélice	Roue de type hélice à flux axial, avec pales souvent réglables, afin d'obtenir le point de fonctionnement souhaité. Convient pour eaux claires ou légèrement chargées. Ces pompes sont utilisées exclusivement en tube (horizontal ou vertical).	pompe à très fort débit et faible hauteur	Dessin devant être adapté afin de la rendre compatible avec des effluents chargés.	

3.3 MOTEURS ELECTRIQUES

Les pompes sont entraînées par des moteurs électriques, qui sont les plus utilisés et qui se prêtent le mieux à une commande automatique.

La puissance, à fournir par le moteur, est déterminée à partir de la valeur de la puissance absorbée par la pompe pour le point de fonctionnement considéré.

Spécifications des moteurs électriques

Les moteurs sont, pour la plupart, du type asynchrone avec rotor à cage d'écureuil. Ils sont alimentés en courant alternatif triphasé. Le rotor est guidé par des roulements lubrifiés à la graisse. Les moteurs sont dimensionnés pour assurer l'entraînement des pompes sur toute leur plage de fonctionnement.

Pour les pompes de surface, l'indice de protection est l'IP55 et pour les submersibles, l'IP68. Pour les moteurs submersibles, de puissance supérieure ou égale à 30 KW, les enroulements et éventuellement les paliers seront munis de sondes de température.

Les moteurs doivent pouvoir démarrer avec une chute de tension de 10%.

Les constructeurs des moteurs devront spécifier clairement le nombre maximum de démarrages par heure acceptables par leurs matériels.

Les équipements en fonctionnement ne doivent pas voir leur marche affectée par le démarrage d'un moteur.

Types de moteurs

On distingue les :

- Moteurs submersibles (les plus répandus sur les pompes d'assainissement) ;
- Moteurs de surface.

3.3.1 Moteurs submersibles

Ces moteurs sont conçus pour fonctionner totalement noyés en permanence et/ou partiellement ou complètement dénoyés.

Pour assurer ces fonctions :

- les entrées de câble doivent être réalisées en usine, de façon à éviter toute infiltration ou remontée capillaire d'eau dans le moteur. Les techniques d'étanchéité diffèrent d'un constructeur à l'autre. Certains constructeurs proposent des câbles débroschables avec prise étanche.

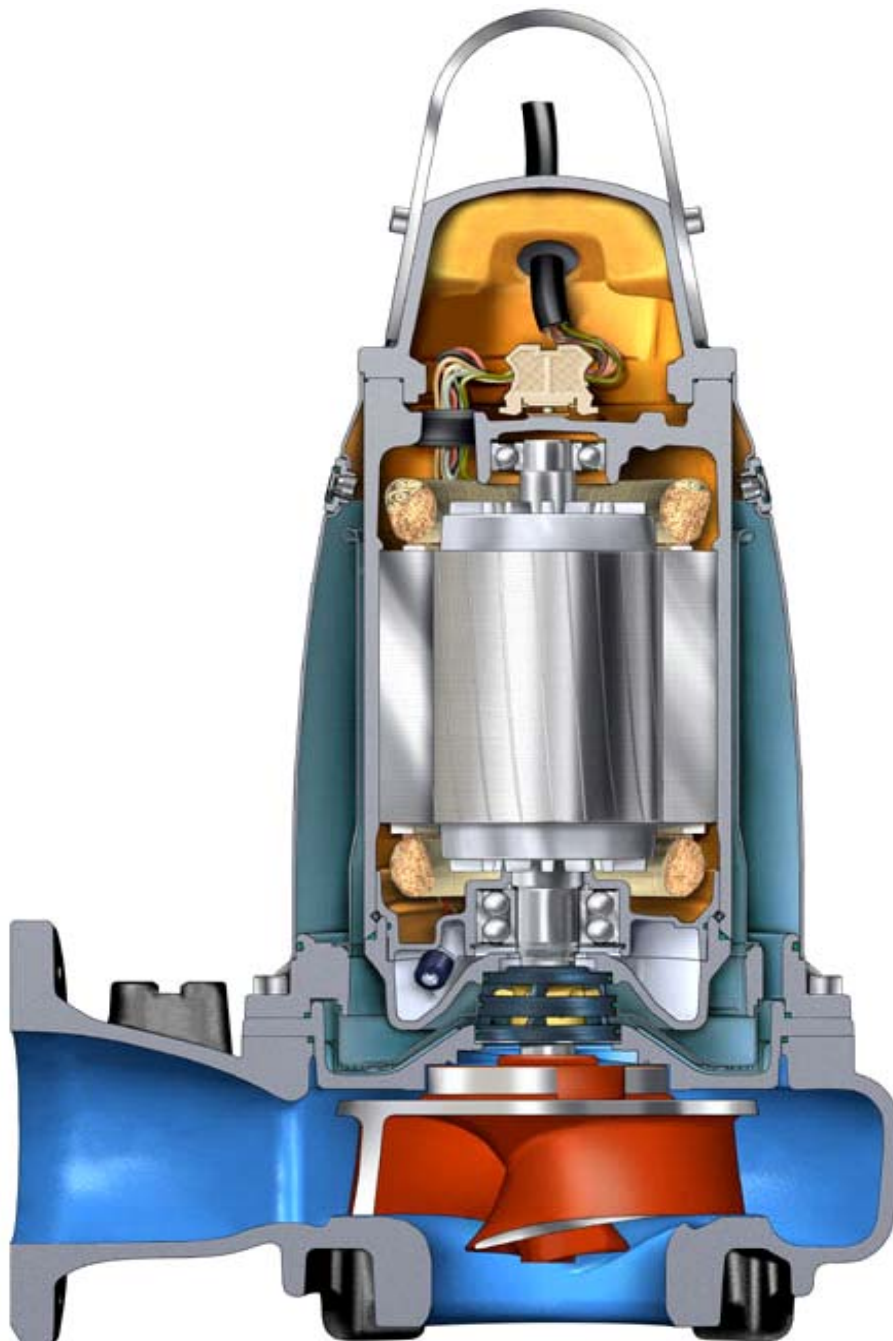
- la température du moteur peut être surveillée par des capteurs intégrés, qui contribuent, par l'intermédiaire d'automatismes, à assurer la protection en cas de surchauffe. Selon les puissances, ces capteurs sont proposés en option ou de série.

Si la pompe à moteur submersible est installée horizontalement, il faut s'assurer que cette position est admise par le fabricant.

Dans le cas de débits supérieurs à 300 m³/h par pompe il est conseillé de soumettre les conditions de pose au fabricant lors des études détaillées.

La plupart des moteurs submersibles sont des moteurs secs. Leur technologie est semblable à celle des moteurs de surface, mis à part qu'ils sont étanches (indice IP68). Lorsqu'ils doivent être installés en fosse sèche, ils peuvent être équipés d'une chemise formant une double

enveloppe dans laquelle on fera circuler soit du liquide pompé (circuit ouvert), soit un liquide de refroidissement propre (circuit fermé). Lorsque le refroidissement se fait par immersion dans la bête, il est conseillé de régler le niveau minimal au point haut des moteurs. Si néanmoins on décide de faire descendre le niveau au-delà, on respectera toujours la cote minimale garantissant l'absence de vortex de surface (indiquée sur les plans d'encombrement de la machine).



Pompe submersible pour liquides chargés avec moteur à double enveloppe et refroidissement par circulation d'eau glycolée en circuit fermé (document Flygt).

Certains constructeurs proposent sur le marché des moteurs à bain d'huile (bobinages baignant dans une huile diélectrique) qui peuvent être installés en cale sèche sans que se pose le problème du refroidissement.

3.3.2 Moteurs de surface

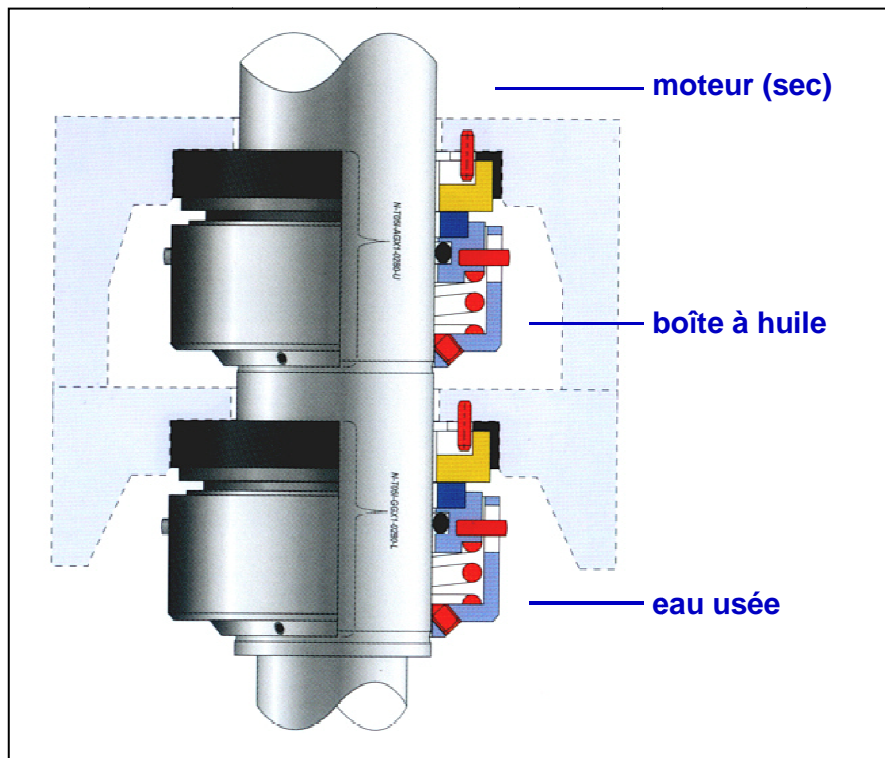
D'une manière générale, quel que soit leur type, ces moteurs sont déterminés (classe de protection, d'isolation et d'efficacité énergétique) en fonction des lieux d'installation et des conditions d'exploitation. Ce sont des produits très standards répondant à des normes dimensionnelles les rendant facilement interchangeables. La plupart des moteurs, proposés sur le marché, sont en indice de protection IP55. Ils restent néanmoins très vulnérables en cas d'inondation de la fosse sèche.

3.4 DISPOSITIFS D'ETANCHEITE

Le système d'étanchéité, qui empêche le passage du liquide du corps de pompe vers l'atmosphère (ou le moteur pour les pompes submersibles ou monobloc) est l'un des éléments les plus importants des pompes. Ce système diffère d'un groupe à un autre.

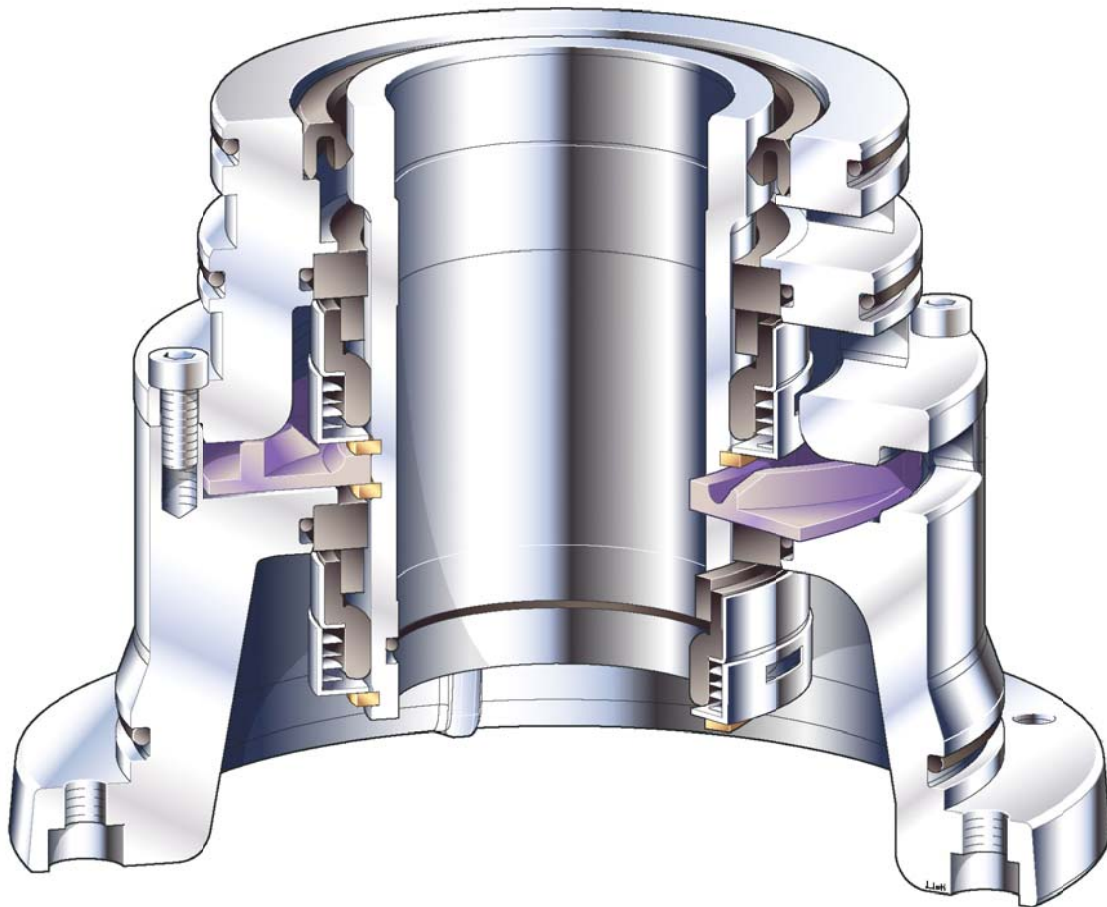
3.4.1 Groupes submersibles (immergés ou en fosse sèche)

Dans ce type de machine, l'étanchéité, entre partie pompe et partie moteur, est doublée. Elle est réalisée au moyen de deux garnitures mécaniques et d'une boîte à huile constituant un compartiment intermédiaire de sécurité. Cette boîte à huile peut être équipée d'une sonde de détection d'entrée d'eau. La garniture mécanique inférieure est souvent en carbure/carbure (carbure de silicium ou carbure de tungstène), car c'est le matériau procurant les meilleures tenues dans le temps pour une utilisation sur de l'eau usée. Les garnitures mécaniques ayant un très faible débit de fuite, il est nécessaire de vidanger et remplacer l'huile de la boîte à huile environ une fois par an.



Détail des garnitures mécaniques inférieure et supérieure sur une pompe submersible d'assainissement (document AES seal).

Certains constructeurs proposent un montage des garnitures en cartouche, ce qui facilite et sécurise grandement les démontages et remontages lors des révisions et remises en état.



Garnitures mécaniques inférieure et supérieure montées en cartouche (document Pumpex)

3.4.2 Groupes de surface

Les deux principaux systèmes, utilisés pour les groupes de surface, pour assurer cette étanchéité, sont :

- du type garniture à tresse, (presse étoupe) ;
- du type garniture mécanique (simple ou double selon les gammes de pompes).

Le système, le type de montage et les matériaux constitutifs font l'objet d'une étude attentive entre le client et fabricant, en fonction des propriétés physico-chimiques de l'eau pompée et du service à assurer.

Sur les étanchéités par presse-étoupe, il est indispensable de maintenir une fuite (goutte à goutte) assurant la lubrification et le refroidissement des tresses. Lorsque la qualité du liquide pompé ne permet pas d'assurer cette fonction (présence de sable par exemple), comme cela est souvent le cas en assainissement, il est nécessaire d'injecter de l'eau claire au sein des tresses à l'aide d'un dispositif d'arrosage. Cette technique peut parfois engendrer d'importantes consommations d'eau. Les égouttures doivent être collectées afin de limiter l'humidité et la corrosion des organes annexes (châssis, tuyauterie, robinetterie...). Ces contraintes font que l'on privilégie de plus en plus aujourd'hui l'emploi des garnitures

mécaniques (simples ou doubles) sur les pompes de surface destinées au pompage de liquides chargés.

Dans tous les cas, un tel dispositif d'étanchéité (et particulièrement les garnitures mécaniques) ne supporte pas la marche à sec.

La durée de vie peut varier de façon importante selon les conditions de fonctionnement et la qualité de l'eau pompée. Ces éléments nécessitent une surveillance adaptée.

La réfection d'un presse-étoupe ne nécessite pas de démontage de la pompe contrairement à ce qui doit être pratiqué avec les Garnitures mécaniques.

Les fouloirs des presse-étoupe doivent toujours être serrés modérément afin de conserver un débit de fuite et de ne pas user la chemise d'arbre.

3.5 DETERMINATION DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge totales. Il peut être nécessaire d'y ajouter une pression, dite « résiduelle » lorsque la restitution ne se fait pas à pression atmosphérique mais dans une conduite ou une enceinte sous pression (cas des postes d'injection en assainissement sous pression).

$$HMT = H_{géo} + \Delta H$$

a. Hauteur géométrique

Elle peut varier au cours du pompage à cause du marnage dans la bêche de départ. Toutefois, et en pratique, on prend généralement la hauteur géométrique maximale, en prenant comme cote de départ le niveau d'eau mini dans la bêche d'aspiration.

Dans tous les cas, et quelle que soit la hauteur géométrique retenue (Hauteur maxi ou hauteur moyenne¹⁵), on vérifiera, une fois la pompe sélectionnée, que les points de fonctionnement au moment du démarrage (hauteur géométrique minimale) et au moment de l'arrêt (hauteur géométrique maximale) ne posent pas de problème et couvrent le point de rendement maximum.

b. Pertes de charge

Il s'agit de la somme des pertes de charges linéaires et singulières

Les pertes de charge doivent être optimisées au mieux et doivent être calculées par la formule de Colebrook avec un coefficient de rugosité de 0,5 à 1 mm (voir fiche P6).

Dans le cas où l'on conserve un refoulement existant ancien, il est préférable et plus fiable de se baser sur une campagne de mesure (débit et pressions) que de partir sur un calcul de pertes de charges à partir d'un diamètre intérieur et d'une rugosité très hypothétiques.

¹⁵ Dans le cas d'un relevage sur une faible hauteur, il est préférable de prendre la hauteur géométrique à partir du niveau moyen dans la bêche lors de la sélection de la pompe

3.6 CALCUL DE LA PUISSANCE

La puissance hydraulique est calculée par la formule suivante :

$$P_{Hyd} = Q \times \rho \times g \times HMT$$

Et donc la puissance mécanique à fournir sur l'arbre sera :

$$P_{Méca} = \frac{P_{Hyd}}{\eta_{Pompe}} = \frac{Q \times \rho \times g \times HMT}{\eta_{Pompe}}$$

Avec :

P	:	Puissance en W
η_{Pompe}	:	Rendement pompe
Q	:	Débit en m ³ /s
g	:	Accélération de la pesanteur : 9,81m/s ²
HMT	:	Hauteur Manométrique Totale en m
ρ	:	Masse volumique du liquide (en Kg/m ³)

3.7 ETAPES ET CHRONOLOGIE DU CHOIX D'UNE POMPE

La finalité consiste à sélectionner une pompe (ou des pompes) qui sera (seront) capable(s) de refouler le débit de pointe préalablement déterminé sous la HMT calculée. Le calcul de la HMT exige la connaissance des caractéristiques de la conduite.

D'autre part, le nombre de groupes en marche simultanément doit être déterminé en fonction du débit de dimensionnement et de l'évolution des débits d'eaux usées à refouler. Un groupe de secours doit toujours être prévu pour chaque station.

Compte tenu de l'évolution des débits dans le temps, à refouler par chaque station, et afin d'avoir une souplesse de fonctionnement, il est recommandé de phaser le montage des groupes motopompes et de retenir des groupes, identiques et interchangeable, dont un en secours.

Le rendement de chaque groupe, doit être le plus élevé possible pour optimiser les frais d'énergie.

Actuellement, il existe des logiciels qui permettent d'effectuer automatiquement ces étapes et de proposer la pompe la plus appropriée.

1°) Détermination du débit de pointe devant être pompé. C'est généralement le **débit de pointe par temps sec, qui est retenu** (bien qu'il puisse y avoir des exceptions avec une part d'eau pluviale). La valeur de ce débit résulte d'un calcul ou de mesures de terrain (voir fiche D1).

2°) Fractionnement du débit : à partir de certaines valeurs de débit, il peut être intéressant de répartir le débit de pointe sur plusieurs machines. Par exemple, un débit de pointe de 600m³/h peut être couvert, soit à l'aide de deux pompes de 300m³/h (plus un secours), soit à l'aide d'une pompe de 600m³/h (plus un secours).

La solution 3 x 300m³/h présente comme avantages par rapport à la solution 2 x 600m³/h :

- Un volume utile de la bêche de pompage fortement réduit (divisé par presque 4 dans le cas d'une permutation à chaque démarrage, par presque 2 dans le cas contraire) ;

- Une moindre consommation énergétique, une majorité de m^3 étant pompée à un débit de 350 ou 400 m^3/h (débit d'une pompe travaillant seule) ;
- Une fiabilité très supérieure pour des débits ne nécessitant qu'une pompe.

En contrepartie, l'investissement, portant sur la robinetterie, les pompes et les armoires électriques, sera plus lourd avec la solution 3 x 300 m^3/h .

Compte tenu du risque élevé d'incidents (bouchage, défaillance moteur suite à une entrée d'eau, etc...), on prévoira une pompe de secours en plus du nombre de machines nécessaires à l'évacuation du débit de pointe. L'automatisme devra être conçu de manière à faire fonctionner régulièrement toutes les machines. On ne peut en effet pas garantir la fiabilité d'une machine de secours qui serait maintenue à l'arrêt en permanence.

3°) Choix du diamètre de la canalisation de refoulement :

Le dimensionnement des conduites de refoulement doit faire l'objet d'un calcul d'optimisation, pour déterminer le diamètre économique, qui minimise le coût total actualisé du projet (pompage + conduite). Ce diamètre économique est fonction des paramètres suivants :

- Coûts d'investissement, de renouvellement et d'entretien de la conduite et de la station de pompage ;
- Frais d'énergie, qui sont fonction du débit et de la HMT ;
- Vitesse moyenne d'écoulement qui doit se situer entre 0,6 et 2 m/s (ces valeurs limites étant imposées afin d'éviter sédimentation et abrasion).

Il s'agit donc de chercher le diamètre commercial, qui permet de minimiser la somme des coûts actualisés d'investissement, de renouvellement, d'entretien et d'énergie. La sélection finale se fera en comparant les coûts d'investissements et les frais d'exploitation (en particulier énergétique) avec trois ou quatre valeurs voisines de diamètre (tout en s'assurant que les vitesses minimale et maximale, ci-dessus, sont respectées).

4°) Détermination de la Hauteur Manométrique Totale : elle résulte, la plupart du temps, de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge.

La hauteur géométrique sera calculée, de préférence, à partir du niveau moyen dans la bache.

Le calcul des pertes de charges linéaires devra prendre en considération le diamètre interne exact de la canalisation. Compte tenu du très large éventail de matériaux et diamètres internes sur le marché, il y a là un risque réel d'erreur.

Les pertes de charge singulières sont généralement faibles, par rapport aux pertes de charge linéaires.

A un niveau sommaire, les pertes de charges singulières peuvent être estimées à 10% des pertes de charges linéaires.

Elles doivent être calculées en détail, au niveau des études détaillées (lors du choix définitif de la pompe).

Une campagne de mesures est préférable dans le cas d'une conduite ancienne conservée.

5°) Sélection de la pompe : à partir du débit et de la HMT souhaités, on sélectionnera la pompe adaptée sur les courbes constructeurs.

Par exemple, si l'on souhaite pomper 600 m^3/h sous une HMT de 20 m :

- A l'aide d'une pompe : on recherchera une machine capable de fournir 600 m³/h sous 20 m
- A l'aide de deux pompes : on recherchera des machines capable de fournir 300 m³/h sous 20 m sachant que ce point devra se trouver à gauche du point de meilleur rendement sur la courbe.

Il est rare que l'on trouve une pompe dont la courbe passe exactement par le point souhaité. En général, on retient des pompes dont les courbes passent juste au dessus de ce point et on s'accommode du léger supplément de débit qui en résulte. Dans le cas de grosses machines, il est possible de demander un rognage au constructeur afin d'abaisser la courbe pompe et de garantir ainsi le point souhaité. Les roues monocanal et les roues hélicoïdales ne peuvent pas être rognées car elles ne disposent que d'une seule aube et seraient alors déséquilibrées. Il est conseillé de sélectionner plusieurs pompes dans les gammes des fabricants, afin de pouvoir comparer les performances obtenues. On peut sélectionner aussi bien les pompes dont la courbe passe au-dessus du point que celles dont la courbe passe légèrement au-dessous, et ce, pour des raisons économiques, telles que le rendement de l'hydraulique ou le coût de la pompe. Le caractère intermittent du fonctionnement des pompes, dans les stations de pompage, autorise une marge importante dans la sélection, laissant libre le technicien de faire son choix au-delà du point de fonctionnement souhaité. Ce point de fonctionnement, calculé théoriquement, est toujours incertain, car la HMT peut varier à cause de l'évolution des niveaux de marche et d'arrêt, modifiés par un système de contrôle programmé, l'usure de la pompe, ainsi que les tolérances sur les tuyauteries et courbes de pompes.

6°) Performances obtenues : on regarde quel est le point de fonctionnement obtenu avec la pompe sélectionnée au final et l'on vérifie :

- Que le supplément de débit (en l'absence de rognage) reste acceptable ;
- Que le point obtenu est bien placé en ce qui concerne le rendement.

Une fois que l'on aura calculé le volume utile et donc la hauteur de marnage, on vérifiera les performances aux points extrêmes obtenus lorsque l'on pompe avec le niveau minimum et le niveau maximum dans la bêche (veiller à ne pas remonter trop à gauche sur la courbe et à ne pas sortir de la courbe à droite).

On pourra calculer les consommations spécifiques à ces points, ce qui nous permettra d'établir éventuellement un bilan énergétique prévisionnel.

$$C_s = \frac{\rho \times g \times HMT}{\eta_{pompe} \times \eta_{moteur}}$$

Avec :

C_s : Consommation spécifique en Joules (électriques) par m³ ;

η_{Pompe} : Rendement pompe ;

η_{Moteur} : Rendement moteur ;

ρ : Masse volumique du liquide en kg/m³ ;

g : Accélération de la pesanteur : 9,81m/s² ;

HMT : Hauteur Manométrique Totale en m

Rappel :

1Wh = 3.600 Joules

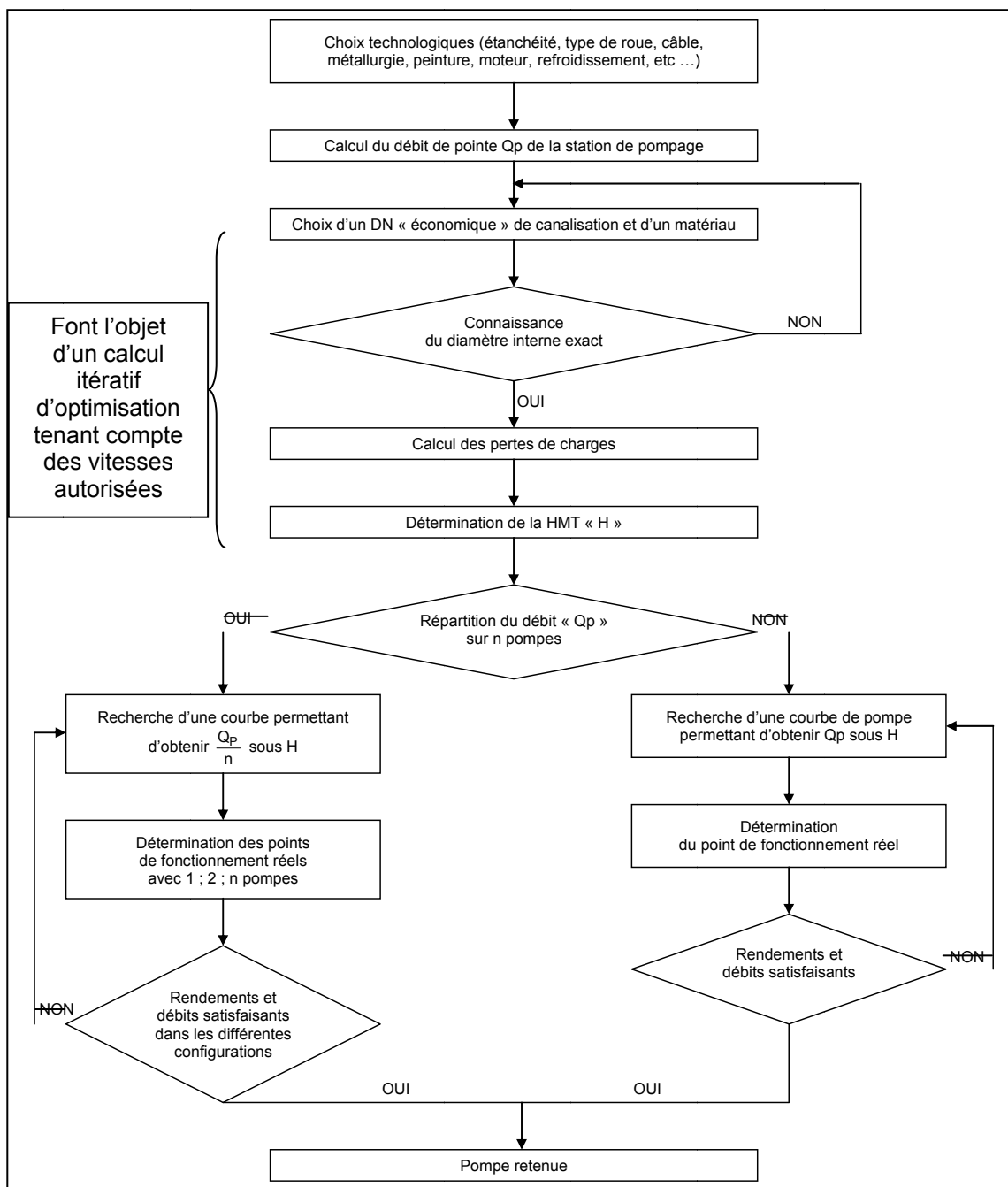
1kWh = 3.600.000 Joules

7°) Détermination du volume utile de la bache de pompage : il se calcule à partir du débit de la pompe (ou d'une pompe lorsque le débit est fractionné) et du nombre de démarrages maximum imposé pour les moteurs.

Voir paragraphe 4

8°) Etude de la protection anti-bélier s'il y a lieu : on étudiera les conséquences d'une disjonction de la station de pompage lorsqu'elle se trouve à son point de débit maximum (conditions les plus défavorables). Voir fiche P4

Le logigramme, ci-après, permet de synthétiser les étapes de choix de la pompe la plus appropriée.



Un exemple de choix et de dimensionnement de pompe sera donné dans la mission 3 du projet.

Le choix du nombre de groupes de pompage est fonction de l'évolution du débit à refouler qui, combiné au diamètre de canalisation retenu, doit être compatible avec les vitesses admissibles dans la conduite. Un trop grand fractionnement du débit de pointe conduira soit à une vitesse insuffisante (inférieure à 0,6m/s) lorsqu'une seule pompe sera en service, soit à une vitesse excessive (et donc pertes de charges élevées) lorsque le nombre maximum de pompe est en marche.

Dans un système multi-pompes, on part du point de fonctionnement global de la station pour sélectionner les pompes mais on s'attache au rendement d'une pompe travaillant seule car cette configuration concerne la majorité des mètres cubes pompés

Une tolérance de -5% +15% par rapport au débit souhaité laisse un large éventail de choix.

a. Spécifications techniques

Matériaux :

Le corps de la pompe et sa roue doivent être en fonte moulée. L'inox embouti et les plastiques moulés ne peuvent être retenus que pour de très petits vide-cave (assèchement des cales) dont les conditions de fonctionnement seront peu sévères. Les peintures époxy proposées sur certaines roues en fonte renforcent leur résistance à l'abrasion mais ces revêtements ont tendance à « peler » et à accrocher les filasses lorsqu'ils sont endommagés. Les revêtements céramiques proposés par certains constructeurs ne présentent pas cet inconvénient.

Dans les cas où l'abrasion est très sévère, on utilisera des roues et des volutes en fonte alliée (ajout de chrome et de molybdène avec traitement thermique) mais ces options de métallurgie peuvent doubler le prix de la machine. Dans les cas d'une abrasion sévère, il faut privilégier l'utilisation d'une roue vortex et écarter les roues n'ayant qu'une seule aube ou équipées d'une bague d'usure.

Les pieds d'assise sont réalisés en fonte moulée. Des options de matériaux ou de revêtements peuvent être proposées. Les colonnes de refoulement ainsi que les barres de guidage situées à l'intérieur des bâches seront réalisées en acier inoxydable. On retiendra également l'inox pour la boulonnerie présente à l'intérieur de la bache de pompage. Dans les cas d'atmosphères très corrosives on choisira des caillebotis en matériaux composites et des grilles anti chutes en acier inoxydable. Les chaînes de levage installées à demeure dans la bache de pompage seront choisies en inox.

Le rendement et la consommation spécifique :

La consommation spécifique est exprimée en Wh/m³. Elle est la conséquence du rendement et de la HMT. Un rendement élevé est indispensable à l'obtention d'une consommation optimale. Une consommation spécifique optimale peut conduire à écarter certaines roues comme les vortex, dont le rendement est particulièrement médiocre (entre 45% et 55%). On peut imposer une consommation spécifique maximale mais on vérifiera au préalable que la valeur fixée est techniquement atteignable.

NPSH :

Lors du choix de la pompe, il est impératif de vérifier que les conditions de NPSH soient bien respectées :

$$NPSH_{\text{disponible}} > 1,3 \times NPSH_{\text{requis}} \text{ (selon ATV)}$$

Le NPSH constitue rarement un facteur éliminatoire lors de la sélection des pompes d'assainissement ; ces pompes étant installées en charge. Les conditions liées aux NPSH sont généralement satisfaites et lorsque les machines sont immergées dans les bâches, c'est la condition anti-vortex qui est généralement la plus contraignante et qui impose la hauteur de recouvrement minimale.

Pour une pompe immergée en bache :

$$NPSH_{\text{disponible}} = P_{\text{atm}} + H_C - T_{\text{vap}}$$

Pour une pompe en cale sèche installée en charge :

$$NPSH_{\text{disponible}} = P_{\text{atm}} + H_C - T_{\text{vap}} - \Delta H_{\text{asp}}$$

Avec :

- $NPSH_{\text{disponible}}$: exprimé en m ;
- P_{atm} : pression atmosphérique du lieu considéré en mCE (10,33mCE au niveau de la mer) ;
- H_C : hauteur géométrique de charge en m ;
- ΔH_{asp} : perte de charge de la ligne d'aspiration en m.
- T_{vap} : tension de vapeur du liquide en m

La configuration et le mode de refroidissement du moteur

Dans le cas où la pompe est immergée dans l'effluent, le moteur est refroidi par le liquide environnant.

Dans le cas d'une pompe submersible, montée en cale sèche, on peut s'orienter vers une des solutions suivantes :

- Moteur sec avec double enveloppe et circuit ouvert avec circulation d'eau usée ;
- Moteur sec avec double enveloppe et circuit fermé avec circulation de glycol ;
- Moteur à bain d'huile.

Un type de roue particulier du fait des caractéristiques de l'effluent à pomper

Un effluent chargé en fibres longues peut conduire au choix d'une roue sécatrice fermée, d'une roue sécatrice semi-ouverte, d'une roue hélicoïdale ou d'une roue monocanal.

Un effluent chargé en sables pourra conduire au choix d'une roue vortex

Il faut savoir que le couple débit-HMT peut, à lui seul, réduire considérablement l'éventail de choix parmi les différentes technologies de roues.

Caractéristiques techniques particulières :

On peut citer, parmi celles-ci :

- Les moteurs à bain d'huile ;
- La garniture mécanique inférieure en carbure/carbure ;
- Le montage en cartouche des garnitures mécaniques ;
- Un revêtement particulier sur la roue (peinture époxy, céramique) ;
- Un moteur à double enveloppe avec circuit de refroidissement ouvert ;
- Un moteur à double enveloppe avec circuit de refroidissement fermé ;
- Un câble électrique avec prise débrochable ;
- Un câble électrique remontant les six extrémités d'enroulement à l'armoire électrique afin de pouvoir procéder à un démarrage étoile-triangle ;
- Une métallurgie renforcée pour la roue et la volute (fonte au chrome avec traitement thermique) dans les cas d'abrasion sévère ;
- Une version de construction ATEX (pour atmosphères explosives) ;
- Une courbe Débit/HMT à forte pente, afin de limiter l'incidence du marnage sur le débit.

Courbe pompe plongeante

Courbe pompe plate

**Courbe réseau
(avec marnage)**

**Variation de débit résultant du marnage
avec **une courbe plongeante** et avec **une courbe plate****

3.8 VALIDATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT EFFECTIVEMENT OBTENU

Il faut s'assurer, lors de la détermination de la pompe, qu'en aucun cas, le point de fonctionnement ne sortira de la plage autorisée de la courbe de pompe. Un certain nombre de restrictions sont imposées pour de nombreuses raisons, telles que la cavitation ou la surcharge. Il faut porter son attention sur les points suivants :

- Les points de fonctionnement de chaque pompe individuellement, dans le cas d'une station comportant plusieurs pompes refoulant en parallèle dans la même canalisation. Ce contrôle portera sur les points de fonctionnement lorsqu'une seule pompe fonctionne (point le plus à droite sur la courbe) et lorsque toutes sont en marche simultanément (point le plus à gauche).
- Les effets des variations du niveau du liquide sur le point de fonctionnement. Ce niveau varie au cours de la marche de la pompe puisque, pour la plupart des débits d'arrivée l'installation fonctionne par bâchées et fait passer le plan d'eau de départ du niveau « haut » au niveau « bas ».

On se préoccupera de deux problèmes potentiels :

- Le risque de surcharge moteur dans le cas de points très à droite sur la courbe (bien que, sur les pompes submersibles, le constructeur prévoit une puissance moteur compatible avec tous les points de la courbe) ;
- Le risque d'apparition de la cavitation bien que le fait d'avoir des pompes en charge soit un facteur favorable.

Il est particulièrement important de vérifier toutes les combinaisons de niveaux possibles avec les pompes axiales, car elles ont des plages de fonctionnement Q/H permises très étroites.

On s'intéressera donc aux conditions extrêmes de fonctionnement susceptibles d'être rencontrées :

- Hauteur géométrique minimale (niveau de démarrage dans la bache) combinée à des pertes de charges calculées avec une rugosité de 0,1mm, ce qui correspond à un tuyau neuf (sauf béton). Cela correspond aux conditions de fonctionnement pouvant être rencontrées à la mise en service.
- Hauteur géométrique maximale (niveau d'arrêt dans la bache) combinée à des pertes de charges calculées avec une rugosité de 1mm ce qui correspond à un tuyau dégradé. Cela correspond aux conditions de fonctionnement pouvant être rencontrés après plusieurs années d'exploitation

Cette vérification préalable permettra d'éviter d'éventuelles mauvaises surprises par la suite.

Point de fonctionnement de la pompe (D), obtenu à l'intersection de la courbe de la pompe et de la courbe de réseau de l'installation.

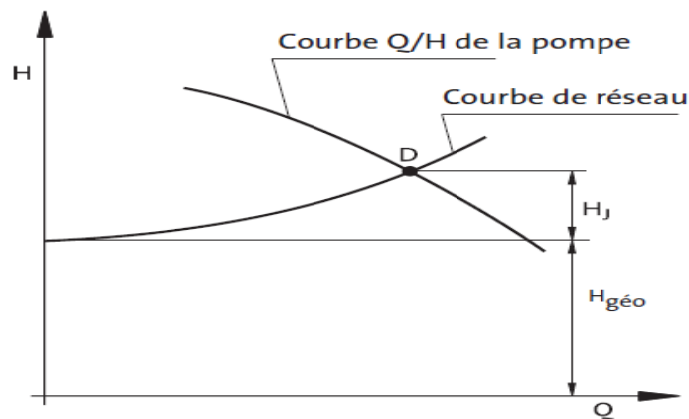


Figure 35: Détermination du point de fonctionnement d'une pompe

Cependant, le point de fonctionnement réel est toujours légèrement différent de celui calculé. La raison en est l'imprécision des méthodes de calcul des pertes de charges ainsi que la tolérance permise sur les courbes de performance des pompes. D'autre part, ces caractéristiques vont évoluer dans le temps à cause de l'usure, de la corrosion et de la sédimentation, qui modifient la tuyauterie et les pompes avec l'âge. La Figure, ci-après, montre comment un débit peut évoluer à l'intérieur de ces tolérances. Si le point de fonctionnement se trouve dans la partie des faibles débits de la courbe Q/H et que la courbe de réseau est très résistante, la plage de tolérance est importante, en proportion du point de fonctionnement souhaité. Il faut en tenir compte au moment du choix de la pompe.

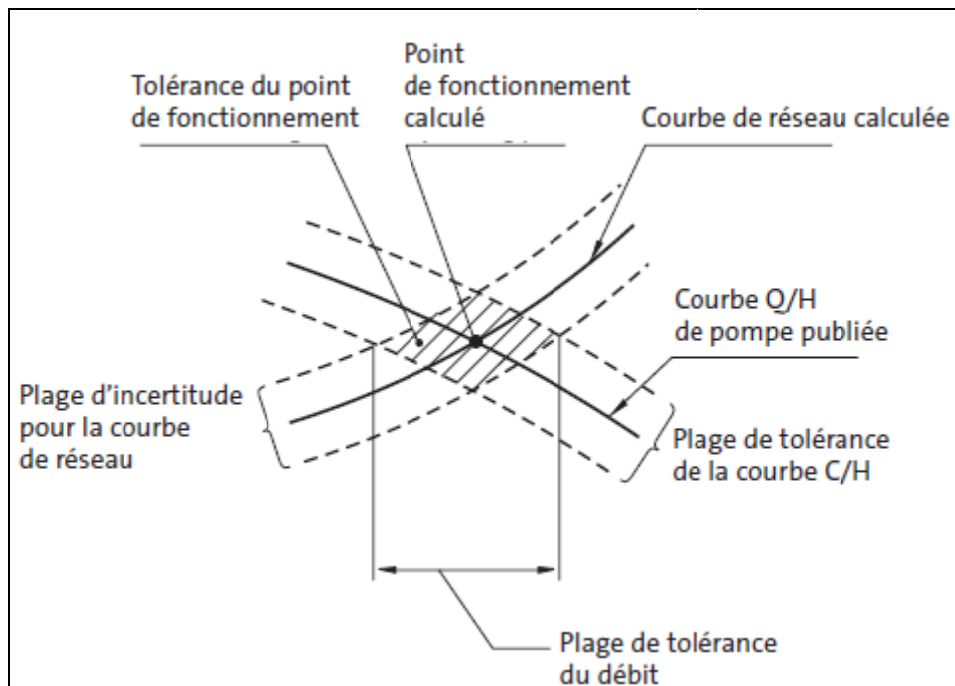


Figure 36 Zone de tolérance autour du point de fonctionnement

3.9 VIBRATIONS ET BRUITS

3.9.1 Origines des vibrations et bruits

➤ Les vibrations

Les vibrations, au niveau des pompes d'assainissement, sont causées par un déséquilibre des parties mécaniques en rotation, et par des pulsations du débit, générées par les aubes de la roue mobile, et par les forces hydrodynamiques radiales, produites par la masse du fluide en rotation dans les roues monocanales. Les roues vortex vibrent beaucoup moins car elles ne produisent pas de pulsations à la pression.

Si le fabricant améliore la qualité de l'équilibrage, cela a une incidence favorable sur le niveau de vibrations de la pompe.

Les roues mobiles des pompes d'assainissement (sauf les roues vortex) produisent bien plus de vibrations que les roues, conçues pour de l'eau claire, à cause du petit nombre d'aubes et de la section de passage importante. La méthode d'installation des pompes a également un impact sur le niveau de vibrations. Une pompe submersible, posée à l'aide d'un système de barres de guidage et d'accouplement automatique et qui se maintient en place par son propre poids, génère plus de vibrations qu'une pompe fixée à la tuyauterie. Une pompe disposée verticalement en fosse sèche a tendance à vibrer plus qu'une pompe installée horizontalement, à cause des systèmes de support. La tuyauterie d'aspiration peut elle aussi amplifier des vibrations.

Les roues ne disposant que d'une seule aube sont susceptibles de créer de fortes vibrations lorsqu'elles sont soumises à l'usure par abrasion (usure de l'extrémité de l'aubage conduisant à un fort déséquilibre).

Une rigidité insuffisante des supports et raccords peut conduire à une amplification des vibrations générées par la pompe (phénomène de résonance). Ces vibrations peuvent très fortement solliciter les différents composants.

Afin d'éviter les défauts et les dommages, l'intensité de la vibration, en cours de service, ne doit pas dépasser une valeur seuil, ce qui est obtenu par l'équilibrage statique et dynamique des pièces correspondantes.

➤ Les bruits

Différents facteurs ont une influence sur le niveau de bruit de la station de pompage, dont notamment :

- les vibrations de la pompe ;
- les vibrations de la canalisation, transmises par les pulsations de pression ou d'autres vibrations ;
- le débit, dans la tuyauterie ;
- Les coudes, vannes et tés causent des turbulences génératrices de bruit ;
- les caractéristiques acoustiques de la station ;
- le flux d'arrivée dans la station ;
- la cavitation de la pompe.

Le niveau de bruit d'une station se compose de tous les éléments ci-dessus, et des informations sur le seul niveau de bruit de la pompe ne sont pas très utiles et difficiles à mesurer sur site. Le bruit, émis par la tuyauterie, est souvent le plus important, à cause de la grande surface d'émission de vibrations. Une mesure correcte du niveau de bruit de la pompe

suppose qu'elle soit faite dans un local insonorisé, avec les tuyauteries de refoulement à l'extérieur. Il n'y a pas de standard de mesure de bruit disponible concernant les pompes d'assainissement. Un protocole de mesure du niveau de bruit des pompes submersibles est difficile à mettre en œuvre, du fait de toutes les difficultés pratiques que cela entraîne.

Le bruit, dans les stations de pompage, n'est pas un problème fréquent, notamment parce qu'une grande majorité de pompes sont immergées dans le liquide pompé.

Dans un **groupe électropompe**, fonctionnant normalement, la pompe fait peu de bruit, sauf dans les cas de cavitation, qui est un phénomène à prohiber en fonctionnement normal. Le moteur est principalement à l'origine du bruit. Ces bruits sont :

- mécaniques (roulements, accouplements),
- magnétiques,
- aérodynamiques (ventilation).

Dans le cas de moteurs ventilés (moteurs IP23 et IP 55), c'est toujours la ventilation qui est responsable des bruits les plus puissants et les plus désagréables. Les bruits électromagnétiques sont mieux maîtrisés avec la nouvelle génération de groupe de pompage. Le bruit s'accroît avec la puissance du moteur et avec sa vitesse.

La norme C51119 définit, avec une tolérance de 3 dB, le niveau de bruit des séries courantes de moteurs électriques. Il dépend de la puissance, de la vitesse et du mode de construction (protégés ou fermés, ventilés extérieurement ...). Le niveau de bruit, en dB(A), est mesuré à 1,00 m de la machine.

Les **groupes électrogènes**, utilisés comme alimentation de secours des stations de pompage, sont des machines très bruyantes. Le bruit, généré par le moteur diesel, est de l'ordre de 100 à 110 dB(A). Il se transmet à l'extérieur essentiellement par les entrées et sorties d'air, mais aussi par l'échappement.

Les **canalisations et appareils hydrauliques**, pour des vitesses élevées, peuvent générer des bruits de turbulences dans les canalisations, mais dont le niveau sonore demeure très inférieur aux perturbations acoustiques générées par les machines tournantes. On peut considérer, qu'à partir d'une vitesse d'écoulement de 1,5 m/s, on est susceptible de faire apparaître des bruits hydrauliques, de manière significative. La cavitation, dans les vannes et autres appareils, constitue généralement la plus importante source de bruit permanent dans les canalisations. De plus, il faut signaler le cas du coup de clapet observé à l'arrêt des groupes, qui peut être très bruyant, si on a placé un réservoir anti-bélier à l'aval immédiat du clapet.

3.9.2 Seuils admissibles de bruits

L'entrepreneur doit respecter les normes régissant le niveau du bruit ambiant. Exemple : Zone résidentielle 45 dB (A) – Zone commerciale 55dB (A).

3.9.3 Prévention des bruits aériens

Le tableau ci-après présente les actions préventives à mettre en œuvre pour limiter les nuisances sonores.

Action	Description
Actions sur les sources de bruit	<p>Choisir des moteurs, donc des pompes, à vitesses lentes. Mais limites d'encombrement et de prix.</p> <p>Dans les rares cas de moteurs ventilés, après avis du constructeur, réduire la ventilation (nombre ou longueur des pales). Le refroidissement doit néanmoins rester efficace.</p> <p>Limiter les bruits hydrauliques en :</p> <ul style="list-style-type: none"> . éliminant les risques de cavitation, . réduisant les turbulences (vitesses suffisamment faibles, changements progressifs de sections, rayons de courbure assez grands ...), . disposant de zones de tranquillisation à l'aspiration des pompes, . en éliminant les coups de clapet.
Réduction du niveau sonore, à l'intérieur du local contenant la source sonore	<p>Si du personnel doit accéder au local où se situent les groupes de pompage.</p> <p>Agir sur les sources de bruit (cf. ci-dessus).</p> <p>Utiliser des matériaux absorbants (légers, poreux, à texture fibreuse, striée ou alvéolaire du type laines minérales, caoutchouc, matières plastiques alvéolaires, lièges ...) sur les parois du local.</p> <p>A contrario, les matériaux lourds et compacts (béton, tôle métallique, fibrociment ...) amplifient les nuisances sonores.</p>
Réduction du niveau sonore, à l'extérieur du local contenant la source sonore	<p>Enterrer les stations de pompage en isolant spécifiquement les ouvertures et la ventilation.</p> <p>Utiliser des parois ayant un indice d'affaiblissement phonique important, à masse volumique faible, à parois multiples.</p> <p>Limiter les ponts sonores (ventilation, ouvertures, fenêtres, portes, orifices non calfeutrés ...). Utiliser des matériaux absorbants, des doubles vitrages, des portes doubles avec espace d'air, des joints souples, des seuils ...</p> <p>Installer des pièges à sons (silencieux) sur les entrées et sorties d'air du local</p>

4 DIMENSIONNEMENT DES VOLUMES UTILES DES BACHES

Le volume de marnage ou volume utile a , comme justification, la limitation du nombre de démarrages des moteurs. C'est un volume tampon permettant un fonctionnement « par bâchées » avec des temps d'arrêt et de marche suffisants pour évacuer la chaleur des moteurs. Un volume utile trop grand favorise l'accumulation de boues et de dépôts dans la bache mais surtout augmente le temps de séjour avec risque de production d' H_2S . Trop petit, il engendre une fréquence de marche/arrêts trop élevée des pompes. L'utilisation de pompes submersibles modernes, capables de supporter de fréquents démarrages, permet de diminuer la taille de la station et augmente son efficacité.

4.1 NOTION DE DEBIT CRITIQUE

Le débit critique est le débit d'arrivée dans le poste pour lequel le nombre de démarrages des pompes est maximum. Ce débit correspond à la moitié du débit d'une pompe.

4.2 DETERMINATION DU VOLUME UTILE (VOLUME DE MARNAGE) DE LA STATION DE POMPAGE

Le volume utile de rétention ou de marnage V_u dépend essentiellement de la fréquence de démarrages, que peuvent assurer les pompes. En effet, ce volume est compris entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrêt. La formule recommandée, pour le calcul de ce volume, est la suivante dans le cas d'une station de pompage équipée de N pompes dont 1 secours et sur laquelle on procède à une permutation automatique à chaque démarrage :

$$V_u = \frac{0,9 \times Q_p}{(N - 1) \times Z}$$

Où

V_u : volume utile de la bache en m^3

Z : nombre de démarrages par heure autorisé par moteur ;

Q_p : débit de fonctionnement d'une pompe en l/s ;

N : nombre de pompes équipant la station de pompage

Dans le cas d'une station de pompage équipée d'une seule pompe ou en l'absence de permutation, cette formule devient :

$$V_u = \frac{0,9 \times Q_p}{Z}$$

4.3 NOMBRE DE DEMARRAGES DES GROUPES

Le nombre maximal de démarrages, par heure, est fonction de la puissance des groupes électropompes. Il tient compte de la chaleur accumulée à chaque démarrage. **C'est le constructeur qui indiquera la valeur à ne pas dépasser.**

Au stade de l'APS et tant que le modèle des pompes n'est pas encore identifié, on peut considérer les valeurs suivantes, pour établir un pré dimensionnement du volume utile :

Tableau 48: Nombre de démarrages, en fonction de la puissance moteur

Puissance moteur	Nombre de démarrages Maxi/heure
Jusqu'à 30 KW inclus	15
De 30KW à 75 KW inclus	12
De 75KW à 150 KW inclus	8
Plus de 150 KW	6

N.B : il s'agit des valeurs moyennes obtenues par recoupement des exigences de différents constructeurs.

Les valeurs fournies sont des « valeurs guides », permettant de procéder à un pré-dimensionnement. Le dimensionnement final doit être effectué avec la valeur annoncée par le constructeur du moteur. Cette valeur dépend de la classe d'isolation du moteur et de sa technologie (sec, bain d'huile).

N.B : pour le dimensionnement et la conception de la bache d'aspiration, il faut toujours faire attention à l'encombrement des pompes, au niveau de la bache (il faut vérifier le volume obtenu par rapport aux dimensions des pompes à installer).

4.4 PREVENTION DES NUISANCES DUES AUX ODEURS

On abordera la problématique dans l'ordre suivant.

Dans un premier temps, on s'attachera à concevoir un dispositif de pompage classique, qui n'est pas générateur d'apparition d' H_2S (selon les recommandations de la fiche P5 : Protection contre l' H_2S et la corrosion). En se référant au tableau de Fayoux on étudiera la possibilité de diminuer le volume utile de la station de pompage ainsi que le volume contenu dans la canalisation (conduite dimensionnée plus petite avec variation de vitesse par exemple, station de pompage intermédiaire...), ceci afin de réduire autant que possible les temps de séjour.

Dans un deuxième temps, on s'intéressera soit à des stations de pompage « non-classiques » qui ont l'avantage d'être complètement hermétiques et qui ne relarguent donc pas d'odeurs (système DIP par exemple), soit à des dispositifs de pompage classiques qui seront équipés d'une injection de réactif (eau oxygénée, chlorure ferrique ou Nutriox) bloquant l'apparition de l' H_2S (cf fiche P5 Protection contre l' H_2S et la corrosion).

L'aération de l'eau est également un moyen qui permet de maintenir le liquide en état d'aérobiose afin d'inhiber la croissance des bactéries responsables de la formation des sulfures :

- aération par les chutes d'eaux en faisant attention toutefois, à ne pas entraîner d'air à l'aspiration des pompes (risque de cavitation),
- aération dans les bâches de pompage par insufflation (avec une aspiration d'air dans la phase gazeuse de la bache). Mais certains surpresseurs sont très sensibles au risque de corrosion induit.
- insufflation d'air dans les canalisations de refoulement. C'est une technique simple, fiable et efficace utilisée principalement pour les postes de petites dimensions. 10 m^3 d'air / m^3 d'eau serait un bon ratio.

Dans un troisième temps, on s'intéressera à des dispositifs de pompage classiques équipés d'une unité de désodorisation. Cette unité de désodorisation se présente sous la forme d'un « pot » en PEHD ou autre matériau plastique monté sur l'évent de la bache de la station de pompage dont les trappes ont été rendues aussi étanches que possible. Le pot contient du charbon actif en poudre, en grains ou en bâtonnets parfois imprégné de potasse ou de permanganate, ce qui augmente son pouvoir absorbant. Le dispositif est alimenté par un extracteur d'air mettant la bache en dépression. Le charbon actif doit être régénéré lorsqu'il arrive à saturation ce qui se constate par l'apparition d'odeurs.

De plus amples renseignements sur le traitement des odeurs, dont sur le dimensionnement, sont donnés dans la « fiche E11 : Désodorisation ».

5 CONCEPTION DE LA FORME DE LA BACHE DE POMPAGE

La forme généralement utilisée des bâches d'aspiration des stations de pompage est la forme rectangulaire. La forme circulaire est néanmoins adaptée pour des stations équipées de pompes immergées dans la bache.

Il est clair que la forme circulaire permet d'optimiser le cout de la bache ; toutefois, elle présente des difficultés en termes de réalisation, à cause de coffrage qu'il faut ajuster. La forme rectangulaire présente plus de facilités en termes de réalisation.

On prendra soin de réaliser, dans le fond, des pentes faisant converger les sédiments sous les pompes. On peut, à ce titre, signaler l'existence de fonds préfabriqués chez certains constructeurs (ils ont été mis au point afin de garantir un fonctionnement correct des pompes en plus d'une évacuation des sédiments).

Le but est de concevoir des baches qui soient le plus « autonettoyantes » possibles, en limitant leur volume et en concevant les fonds, de manière à éviter les zones de sédimentation (pentes de 30° ramenant les sédiments sous les aspirations des pompes). Le recours à des vannes de brassage ou à des agitateurs sera limité à des réhabilitations pour lesquelles un génie civil peu satisfaisant doit être conservé.

On devra également se préoccuper du risque d'entraînement d'air vers l'aspiration des pompes. L'entrée d'air, dans les pompes, doit impérativement être évitée car elle entraîne des vibrations, parfois de la cavitation, et donc, une réduction de la durée de vie de la machine. Il faudra impérativement proscrire toute chute d'eau à proximité des pompes. Si cette chute ne peut être évitée, elle devra être accompagnée par une paroi verticale permettant le dégazage et la tranquillisation de l'écoulement le long du flanc de la bache. Le panier de dégrillage peut éventuellement être conçu afin de briser l'énergie de l'eau arrivant dans la bache avec une face frontale obturée et des barreaux uniquement sur les côtes et sur le fond.

6 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE

On peut décomposer le coût d'une station de pompage en deux parties : le coût des équipements et le coût du génie civil. Ce dernier représente environ 35 % du coût total de la station.

Les prix, que nous proposons de retenir, en fonction de la puissance installée, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 49: Coûts retenus des stations de pompage

Puissance en kW	Coût équipement (KDH 2013 HT)	Coût génie civil (KDH 2013 HT)	Coût total (KDH 2013 HT)
5	210	140	350
10	300	200	500
15	380	250	630
20	440	300	740

Ces prix résultent de l'exploitation de plusieurs marchés de travaux de stations de pompage et ont été formulés en fonction de la puissance. Sur ces prix, il a été procédé à l'ajustement d'une loi de régression, avec un coefficient de détermination très important, ce qui a donné le modèle "Puissance" suivant, qui donne le coût total des stations de pompage, en fonction de la puissance installée :

$$C = 347 \times P^{0.540}$$

Avec :

C = Coût total en Kdh 2013 HT ;

P = Puissance installée en KW.

N.B : les coûts de réalisation des stations de pompage doivent être détaillés, au niveau APD, et tenant compte de la nature de terrain.

FICHE P2 : ALIMENTATION ELECTRIQUE ET EQUIPEMENTS DE LA STATION DE POMPAGE

1 ALIMENTATION ELECTRIQUE

1.1 ALIMENTATION

L'alimentation électrique d'une SP est définie **par le bilan des puissances installées**.

L'alimentation électrique sera choisie, en fonction des puissances installées, parmi les 3 types, à savoir :

- Alimentation, à partir d'un réseau Basse Tension ;
- Alimentation à partir d'un réseau Moyenne Tension, par transformateur du type H61 (Haut de poteau) ;
- Alimentation à partir d'un réseau Moyenne Tension, par transformateur de type cabine maçonné.

Dans le cas d'une alimentation à partir d'un réseau, la puissance souscrite auprès du distributeur, sera la puissance utile.

N.B : le poste transformateur haut de poteau est à proscrire dans les zones d'habitat dense et à l'intérieur du périmètre urbain.

1. Alimentation Basse Tension

Jusqu'à 40 kW (50 KVA), l'alimentation se fera au travers d'un compteur Basse Tension, 60 Ampères maximum (Calibre maximum d'un compteur basse tension).

2. Poste de Transformation

Transformateur

- Transformateur type H61 (Haut de poteau) :

Jusqu'à 160 KVA, le transformateur type haut de poteau sera retenu.

Ce poste sera alimenté à partir de la ligne MT aérienne via un IACM.

Le transformateur relié directement en simple dérivation au réseau de distribution publique MT aérien sans appareil de coupure sur le poteau ; ce transformateur est protégé contre les surtensions par des éclateurs ou par des parafoudres installés à la partie supérieure du support et contre les surintensités par un disjoncteur en basse tension fixé à 3,50 m au-dessus du sol.

Le comptage et le disjoncteur de protection générale basse tension de l'installation sont placés dans un local ou une armoire accessible.

- Transformateur type cabine maçonnée :

Au dessus de 160 KVA, il sera installé un transformateur type cabine maçonnée.

La puissance du transformateur sera définie par la somme des puissances installées, majorée d'un déclassement de 10 à 20%, selon la situation géographique (20% pour les régions chaudes)

Dans tous les cas, dans la zone dite « Bord de mer », les équipements M. T. seront de type surisolé 36 KV.

Le poste sous cabine comprend aussi des cellules de protection moyenne tension.

Ces cellules seront du type à coupure dans le gaz ou dans SF₆, de calibre 400 A y compris leurs jeux de barres. Elles sont comme suit:

- Cellule d'arrivée

A prévoir une cellule interrupteur 400 A équipée de:

- Un interrupteur MT à coupure dans le gaz ou dans le SF₆ ;
- Un dispositif de mise à la terre et résistance chauffante ;
- Un verrouillage mécanique entre le sectionneur de terre de la cellule arrivée et l'IACM du distributeur.
- Trois témoins capacitifs (présence des 3 phases MT)

- Cellule de départ ;

En cas d'alimentation en bouclage ou en double dérivation selon le type de réseau de distribution, il y a lieu de prévoir une deuxième cellule interrupteur de conception identique à la cellule d'arrivée avec système de verrouillage par serrure type croisée.

- Cellule de protection du transformateur

Assurée par cellule interrupteur - fusible combinés à déclenchement triphasé par fusion fusible. Interrupteur de calibre adapté à la puissance du transformateur équipé de :

- Un interrupteur MT à coupure dans le gaz ou dans le SF₆ ;
- Dispositif de mise à la terre et résistances chauffantes ;
- Trois Fusibles à percuteur calibrés suivant la puissance du transformateur ;
- Un Verrouillage à 3 éléments (MT, BT et Transfo) ;
- Un Jeu de trois boites d'extrémité et câble MT de liaison entre la cellule et le Transfo par câble MT.
- Une Bobine de déclenchement de la cellule sur action des protections des transformateurs ;
- Un Jeu de boîte d'extrémité embrochage sur bornes MT du Transfo ;
- Un Jeu de trois fusibles MT à percuteurs pour pièces de rechange.

1.2 ARMOIRES ELECTRIQUES

Les armoires électriques, dites de commande, contiennent les dispositifs de protection suivants :

- La **protection contre les courts-circuits** est assurée par des fusibles, un disjoncteur ou un système de protection électronique. Il faut dimensionner les fusibles ou le disjoncteur de façon à ce qu'ils supportent l'intensité de démarrage du moteur, mais leur valeur ne doit pas être supérieure à celle admise par le câble d'alimentation et le sectionneur. Lorsque des fusibles sont utilisés, il faut qu'ils soient du type accompagnement Moteur (aM) ;
- Une **protection contre les surcharges** est indispensable afin de protéger le moteur lors d'une augmentation anormale du couple sur l'arbre, comme, par exemple, lorsque des déchets se coincent entre la roue et le corps de pompe ou lorsque se produit une chute de tension. C'est généralement un **relais thermique**, couple au contacteur de démarrage du moteur, qui

assure la protection contre les surcharges. Il est également possible d'utiliser un disjoncteur magnéto-thermique.

La protection, contre la corrosion des Armoires et Tableaux électriques, sera effectuée par traitement anti-rouille, par application d'une couche d'impression phosphatante, suivie d'une couche primaire au Chromate de Zinc, à base de Résine Chlorée et d'une couche de finition au Caoutchouc Chloré de couleur à Définir.

Les armoires ou tableaux auront un minimum de 20% de place libre.

1.3 EQUIPEMENTS B.T

Dans la mesure du possible, l'ensemble des équipements électriques B.T. seront regroupés dans une armoire dite « Armoire générale », installée dans le local électrique, en position de sécurité (Non inondable). Seul des coffrets de commande locaux, permettant une marche manuelle, seront installés auprès des machines tournantes.

L'ensemble permettant d'optimiser la surface des armoires électriques, d'où le nombre de colonne (Tableau) électrique, et d'optimiser la surface du local électrique.

L'armoire générale sera du type à colonne extensible.

L'armoire générale peut être constituée de colonne standard de 2100 ou de 1600 mm de hauteur, y compris le socle, en fonction de l'importance des équipements, mais toujours extensible.

Les colonnes auront une profondeur adaptée à la puissance des équipements à installer, avec un minimum de 500 mm, permettant une ventilation naturelle, et évitant l'installation de ventilation forcée, donc sans entretien.

Tous les organes de commande et de puissance seront regroupés dans cette armoire ; seuls les tableaux de commande locaux seront installés à proximité des machines tournantes.

L'Armoire Générale Basse Tension (AGBT) sera constituée de :

1. Une 1^{ère} colonne, constituée de la tranche « Arrivée », comprenant :
 - Le disjoncteur de coupure général, qui sera calibré en fonction du mode d'alimentation amont ;
 - Le répartiteur de puissance (Jeu de barre cuivre), disposé en fond de cellule, légèrement décalé du châssis support des organes de puissance de l'armoire électrique, avec perçages fonctionnels pour adjonction du câblage des organes de protection et de distribution basse tension ;
 - L'ensemble de mesure ampéremétrique ;
 - L'ensemble de mesure voltométrique ;
 - L'ensemble de présence tension ;
 - L'ensemble de protection « mini tension et inversion des phases » ;
 - L'ensemble « protections des travailleurs » ;
 - L'ensemble des équipements de signalisation sonore ;
 - L'ensemble de correction du Cos-phi ;

- L'ensemble du bornier correspondant aux équipements installés dans la colonne.
2. Une 2^{ème} colonne, constituée de la tranche « Automatismes », comprenant :
 - L'ensemble des tranches auxiliaires (Commande et Signalisation) ;
 - L'ensemble des équipements d'automatisme, y compris l'automate ;
 - L'ensemble des équipements de commande ;
 - L'ensemble du bornier correspondant aux équipements installés dans la colonne.
 3. Des colonnes identiques, adjointes aux colonnes ci-dessus, comportant l'ensemble des équipements de puissance ; ces colonnes comporteront :
 - La continuité du jeu de barre, installé en partie arrière ;
 - L'ensemble du bornier, correspondant aux équipements installés dans la colonne.

L'armoire générale aura au minimum 20% de place libre.

Il sera conservé un espace suffisant entre les composants, pour permettre leur changement ou renouvellement, sans redimensionner l'armoire.

Les problèmes de continuité d'exploitation des stations conduisent au choix du régime de neutre isolé, type IT, du réseau basse tension. Ce régime impose cependant une surveillance permanente de son niveau d'isolement

Les moteurs électriques seront protégés, pour plus de fiabilité et de sécurité, par des disjoncteurs de protection dit "Accompagnement moteur", répondant aux définitions techniques de coordination, type 1 et type 2, à différentes valeurs de courant de court circuit, telle que régies par la norme CEI 947-4-1.

Le choix des disjoncteurs moteurs devra être établi sur la base des critères de puissances et des conditions d'utilisation, et en fonction des paramètres d'exploitation.

Il sera tenu compte également des critères d'association des disjoncteurs Contacteurs et Relais thermique, pour les puissances moyennes, afin d'assurer une coordination de type 2 conformément à la norme.

Les armoires de protection seront équipées, au niveau de la tranche générale, d'un relais de protection, interdisant le fonctionnement des moteurs sur chute de tension accidentelle ainsi que sur les inversions de phase.

Tous les départs moteurs doivent être équipés de compteur totalisateur du temps de marche.

Les matériels devront être capable de supporter, de manière continue, des variations de tension, égales à + ou - 10% des valeurs nominales.

Pour les pompes susceptibles de fonctionner avec une alimentation de secours par groupe électrogène, on prévoira une puissance moteur permettant d'entraîner la pompe en l'alimentant avec un courant à 52Hz (+4%).

Les moteurs, d'une puissance égale ou supérieure à 30 KW, seront équipés de relais numérique de protection moteur et d'un démarreur électronique :

Les relais numériques doivent assurer les fonctions de protection, d'alarme, d'affichage, d'archivage, de diagnostic et de communication et assurer la communication, sur réseau ouvert du type Devicenet.

2 EQUIPEMENTS ANNEXES DE LA SP

2.1 ROBINETTERIE

Sur la conduite d'aspiration (cas des montages en cale sèche), il sera prévu au moins un robinet vanne de type guillotine ou opercule et un joint de démontage, tandis que sur la conduite de refoulement, il sera, en outre, prévu un clapet anti-retour en amont de la vanne d'isolement.

Il sera systématiquement prévu une vanne d'isolement à l'amont des bâches, afin de permettre des interventions dans celles-ci. Si la vitesse de l'eau, en sortie de la pompe, est supérieure à celle admise dans une conduite de refoulement, un divergent sera installé, soit en sortie de pied d'assise ou plus haut à l'aval du té de raccordement des pompes. L'installation d'un dispositif anti-retour est impérative côté refoulement. En aval du clapet anti-retour, on installera une vanne d'arrêt, pour eaux chargées. Le montage de cette vanne devra être conçu de manière à pouvoir procéder au remplacement du clapet lorsque la vanne est fermée (attention au montage des vannes sans bride). Le clapet anti-retour sera d'un type adapté aux eaux chargées à savoir :

- Clapet à boule
- Clapet à battant avec effacement complet du battant.

2.2 COMPTAGE

2.2.1 Mesures

Tous les équipements de mesures doivent être alimentés à partir d'un conditionneur de réseau, évitant toute fluctuation des mesures.

2.2.1.1 NIVEAU D'EAU DANS LA BACHE D'ASPIRATION ET LE RESERVOIR D'ARRIVEE

Des détecteurs de niveau doivent être installés dans la bache d'aspiration et le réservoir d'arrivée pour la commande des groupes. Il faut prévoir également des poires à contact de sécurité. Si l'encrassement des poires de niveau est susceptible de poser des difficultés, on peut envisager l'utilisation d'une sonde piézo, d'un capteur ultrason ou d'un radar. Le capteur ultrason est déconseillé dans les cas où la présence de flottants (graisses, mousses) est établie.

2.2.1.2 PRESSION AU REFOULEMENT DES POMPES

Pour chaque collecteur de refoulement, il faut prévoir un manomètre de classe de précision 1,6 monté sur la conduite par l'intermédiaire d'un séparateur à membrane (afin de ne pas faire pénétrer l'effluent à l'intérieur du tube de bourdon). Il est recommandé de prévoir un robinet trois voies en amont du séparateur.

2.2.1.3 MESURE DE DEBIT

Le comptage, lorsqu'il est exigé, sera assuré par un débitmètre électromagnétique installé avec convergent et divergent. Lorsque les convergents et divergents sont collés à la manchette de mesure, l'angle des cônes ne devra pas dépasser 8° au rayon. Une longueur droite (à préciser par le constructeur, ou en fonction de l'élément perturbateur) doit être prévue en amont et 2 à 3 DN en aval du débitmètre, afin de garantir une précision de mesure satisfaisante.

Le calcul de la section du débitmètre peut être fait sur la base d'une vitesse de 3 à 4 m/s (recommandée pour les liquides chargés), pour éviter des problèmes d'abrasion.

Le raccordement se fera par bride normalisée ; la coque est en acier ou en aluminium avec revêtement intérieur en caoutchouc et l'électrode est en Inox.

2.3 GROUPES ELECTROGENES (GE)

Pour les stations principales et sensibles, il sera prévu un groupe électrogène pour l'alimentation électrique de secours.

Les groupes seront dimensionnés pour l'alimentation de la puissance totale à secourir qui est la somme des puissances des équipements secourus augmentée d'une réserve de 10 à 20 % et multipliée par 4/3 (car les groupes devront fonctionner à $\frac{3}{4}$ de charge au maximum).

L'installation d'un GE nécessite la mise en place au niveau de l'armoire générale d'un inverseur normal/secours, qui assure le basculement vers l'alimentation de secours en cas de coupure de l'alimentation électrique du distributeur d'énergie.

Les principales caractéristiques techniques des groupes électrogènes sont comme suit :

- Puissance : Selon le bilan des puissances à secourir ;
- Tension : 400/220 V – 50 Hz – 3 phases + neutre ;
- Démarrage électrique par batterie : 24 V ;
- Couplage : Etoile neutre sorti ;
- Vitesse : 1500 Tr/min en service continu, autorégulée permettant de réguler la fréquence à 50 Hz dans les conditions de pleine charge avec une tolérance inférieure à 4% ;
- Refroidissement : Par eau en circuit fermé sous l'action d'une pompe centrifuge accouplée directement au moteur diesel ; cette pompe sera intégrée au groupe électrogène
- Sécurité : Thermostat à contact pour défaut température eau de refroidissement et pressostat à contact pour défaut pression d'huile lubrification.
- Moteur diesel :
 - Caractéristiques : 4 temps, chemises humides;
 - Filtre à air : à élément secs interchangeables;
 - Charge batterie : Par alternateur entraîné par courroies avec régulateur de tension ;
 - Refroidissement : Par radiateur et pompe de circulation d'eau étanche, ventilateur soufflant, thermostat d'eau et sécurité;
 - Injection : Pompe en ligne avec coupure automatique du gasoil;
 - Régulation de la vitesse : Régulation mécanique centrifuge intégré à la pompe d'injection ;
 - Graissage : Pompe à huile à engrenage placée dans le carter. Graissage des paliers sous filtre à huile;
 - Sécurité : Pression d'huile basse;
 - Démarrage : Par démarreur 24 V. Entraînement du moteur par engrenage ou courroies.
- Alternateur :
 - Tension : 230/400 V ;
 - Couplage : Etoile neutre sorti ;

- Fréquence : 50 Hz ;
- Facteur de puissance : 0.8 ;
- Vitesse : 1500 tr/mn ;
- Isolation : Classe F ;
- Régulation : Automatique ;
- Puissance nominale : Selon la puissance de GE

Les coffrets unité de commande des groupes électrogènes qui seront montés sur leurs châssis contiendront :

- Un disjoncteur différentiel à boîtier moulé équipé d'un déclencheur et ayant au moins les caractéristiques suivantes :
 - Nombre de pôles : 4
 - Calibre : Selon la puissance du GE
 - Pouvoir de coupure minimum: 36 kA
 - Bloc différentiel réglable de 0.03 A à 10 A.
- Une unité de pilotage à microprocesseur, pour assurer l'automatisme et la surveillance du groupe électrogène.

Cette unité de pilotage doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Face avant:
 - Un afficheur LCD à 3 chiffres et lettres avec rétro-éclairage intégré pour la visualisation des mesures, des alarmes et des messages d'erreurs;
 - Un bouton d'arrêt d'urgence ;
 - Des touches d'accès au menu ;
 - Deux touches de marche/arrêt ;
 - LEDs de signalisation de défauts ;
- ✓ Mesures:
 - Tension secteur;
 - Tension groupe;
 - Fréquence groupe;
 - Tension batterie;
 - Durée totale de fonctionnement (compteur horaire).
- ✓ Type de démarrage possible:
 - Démarrage manuel du groupe;
 - Arrêt manuel du groupe;
 - Démarrage automatique du groupe
- ✓ Modes de fonctionnement:
 - Fonctionnement en manuel;
 - Fonctionnement en automatique;
 - Fonctionnement en mode ESSAI.
- ✓ Signalisation par voyant et/ou message:
 - Fermeture contacteur secteur en mode manuel;
 - Fermeture contacteur groupe en mode manuel.
 - Signalisation moteur en marche ;

- Signalisation présence tension entre phases;
- Signalisation de l'alarme basse pression huile;
- Signalisation de l'alarme température moteur;
- Signalisation de l'alarme niveau bas du carburant;
- Signalisation du défaut de non démarrage ;
- Signalisation de l'alarme seuil bas de tension batterie;
- Signalisation seuil haut de tension batterie;
- Signalisation du défaut alternateur de charge batterie;
- Signalisation du défaut tension générateur;
- Signalisation de l'alarme survitesse générateur;
- Signalisation de l'alarme sous-vitesse générateur;
- Signalisation de l'alarme surcharge générateur;
- Signalisation du défaut d'arrêt générateur;
- Signalisation arrêt d'urgence;
- Signalisation d'arrêt inattendu.

Si l'autonomie souhaitée du GE demande en capacité de gasoil plus élevée que la capacité de la citerne des besoins journaliers se situant en bas du GE, il sera nécessaire de prévoir une citerne indépendante permettant d'assurer cette autonomie ; et ceci en fonction de la consommation de carburant par heure de travail à pleine puissance.

2.4 DIVERS EQUIPEMENTS : MOYENS DE LEVAGE, MOYENS D'ACCES, TRAPPES DE VISITE, POINTS D'EAU,...

2.4.1 Equipements de manutention

Les équipements de manutention doivent être adaptés aux besoins des équipements et à la manutention extérieure des locaux. Ainsi :

Dans le cas d'une station, calée au niveau du TN :

1. Pour des groupes jusqu'à 30 KW, l'équipement de manutention sera composé d'un rail de manutention, équipé d'un palan manuel à chaîne avec chariot ;
2. Pour des groupes supérieurs à 30 KW, l'équipement de manutention sera composé d'un monorail équipé d'un palan électrique avec chariot motorisé.

Dans le cas d'une station, avec un radier au dessous du TN :

1. Pour des groupes jusqu'à 30 KW, l'équipement de manutention sera composé de potences ou d'un rail de manutention, équipé d'un palan manuel à chaîne ;
2. Pour des groupes supérieurs à 30 KW, l'équipement de manutention sera composé d'un monorail, équipé d'un palan électrique avec chariot motorisé.

Lorsque le monorail de manutention sera installé à l'intérieur d'un bâtiment hors sol, il devra permettre la dépose des machines à l'extérieur du local.

2.4.2 Autres équipements

Il est nécessaire de mettre en place, en complément, aux pompes et aux accessoires hydrauliques, des équipements et matériels spécifiques, qui ont pour objectif une amélioration de la qualité et de la fiabilité de l'installation concernée :

- Doter les SP d'un système de prétraitement complet, comprenant un dégrilleur automatique en combinaison avec un dessableur et un dégraisseur (si nécessaire)
- Doter les trappes au dessus des bâches et des cales sèches de « grilles anti-chute » afin de prévenir les chutes de hauteur.
- Prévoir les dispositifs de protection du personnel opérant dans les ouvrages d'assainissement, tels que :
 - *Mettre en place des affiches fixes de sensibilisation et de sécurité ;*
 - *Installation de dispositif d'insufflation d'air lors d'une intervention ;*
 - *Prévoir des armoires en Z pour le stockage des équipements de protection.*
- Renforcer la sécurité physique des SP par la mise en place des serrures à code, des portails et portillons bien sécurisés, la surélévation des murs de clôture et par la confection des grilles de protections blindés.

3 TELEGESTION

3.1 STANDARDS DE TRANSMISSION

Le système de télésurveillance/télegestion retenu aura comme support le réseau GSM ou GPRS afin d'assurer la gestion de l'astreinte distante. Pour la communication avec un éventuel poste central ou superviseur, le protocole de communication pour les données horodatées sera conforme à la spécification CEI 60870-5-101 (GSM) ou 104 (GPRS).

3.2 INFORMATIONS TELEGEREES

Si une station de pompage est reliée au système de télegestion et télésurveillance, les informations transmises pourront être :

- La présence tension ;
- L'état des machines (marche ou arrêt) ;
- Les défauts de disjonction des moteurs ;
- Les niveaux d'eau dans le poste (flotteurs ou capteur analogique de hauteur) ;
- Le défaut de niveau très haut (débordement) ;
- Le débit si la station est équipée d'un débitmètre ;
- L'entrée de personnes dans les locaux (contacts électriques sur portes d'accès).

Les informations calculées seront :

- bilans journalier et annuel sur les temps de marche des pompes ;
- bilans journalier et horaire du nombre de démarrages des pompes ;
- l'enregistrement à pas de temps réglable de la hauteur d'eau (en cas de capteur analogique) ;
- gestion des évènements anormaux (archivage, appel d'astreinte, ...) et la constitution de journaux quotidiens ;
- l'évaluation des volumes transités.

Les actions réalisables à distance pourront être :

- Le réarmement du disjoncteur de distribution ;
- La mise en marche d'une pompe à distance (si sélecteur sur « auto ») ;
- La mise à l'arrêt d'une pompe à distance (si sélecteur sur « auto »).

FICHE P3 : SYSTEME DE REGULATION ET MODES DE DEMARRAGES ET PROTECTIONS DES MOTEURS

1 SYSTEME DE REGULATION

1.1 DETERMINATION DES NIVEAUX

La régulation et le fonctionnement des groupes de pompage sont assurés, **en fonction du niveau d'eau dans les bâches d'aspiration**, qui varie en fonction des variations du débit d'arrivée ou du débit soutiré.

Les groupes démarreront un par un, dans le cas où le niveau augmente dans la bache, et s'arrêteront successivement dans le cas contraire. Pour cela, il est prévu un automate. Cet équipement devra assurer également la permutation des groupes pour :

- Le remplacement de groupe en panne (Mettre en route la pompe de secours en cas de disfonctionnement de celle censée fonctionner) ;
- La répartition du nombre d'heures de fonctionnement entre les différents groupes.

Le tableau, ci-après, récapitule, les niveaux de régulation nécessaires, dans le cas de deux groupes de pompage.

Niveaux	Fonctions
N1	Niveau très haut (alarme)
N2	Marche groupe 2
N3	Arrêt groupe 2
N 4	Marche groupe 1
N5	Niveau bas : arrêt total des groupes
N6	Niveau très bas (alarme)

En plus du capteur transmettant le signal au système de régulation, il faut munir le réservoir d'une protection contre le débordement et d'un dispositif assurant le maintien d'un niveau minimum. **Ces dispositifs de protection devront toujours être indépendants du capteur de la régulation** (par ex. interrupteurs à flotteur séparés dans le cas le plus simple).

En cas de risque de colmatage ou d'erreurs d'utilisation, il est recommandé de surveiller aussi le débit de la pompe. Quand plusieurs pompes se partagent le débit total (pompes d'appoint), il faut être particulièrement attentif au principe de fonctionnement du système de régulation.

1.2 MOYENS DE DETECTION DES NIVEAUX

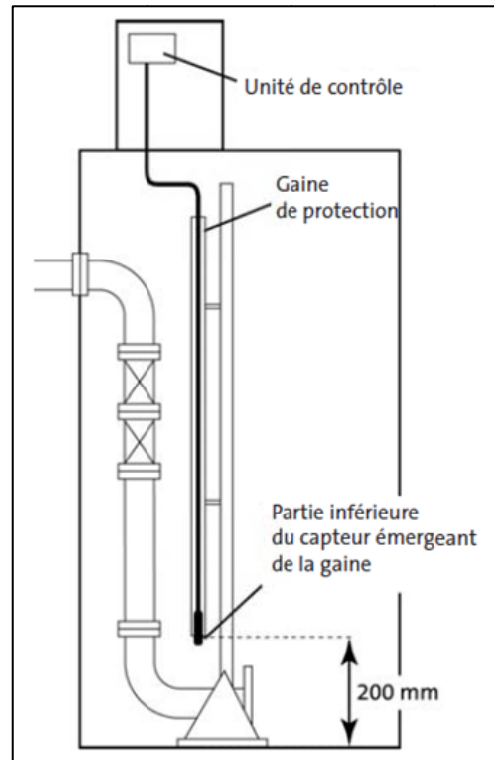
Des détecteurs de niveau doivent être installés dans la bache d'aspiration pour la commande des groupes.

1.2.1 Capteur de pression

Il existe de multiples manières d'obtenir le niveau d'eau dans la station, du fait que différents types de renseignements sont également disponibles.

Selon le capteur, le niveau de liquide est transmis en continu par un signal analogique ou, par un signal tout-ou-rien, uniquement lorsque le niveau dépasse une valeur préétablie.

Par expérience, il est certain que les **capteurs de pression offrent la méthode la plus sûre et la plus économique de mesurer le niveau dans une application eaux usées**. Plus particulièrement, les capteurs piézo-résistifs, qu'ils soient montés dans un tube en acier inoxydable ou qu'ils soient hermétiquement encapsulés dans une gaine de caoutchouc remplie de liquide, sont excellents pour un usage avec des liquides chargés. Les capteurs de pression fournissent un courant analogique (0–20 mA ou 4–20 mA) ou une tension (0–45 mV) proportionnels au niveau du liquide. Les capteurs de pression sont sensibles à la sédimentation, mais ce problème peut être évité si on installe le capteur dans un tube protecteur comme on le voit sur la Figure ci-contre.



1.2.2 Capteur ultrasonique

On utilise un **capteur ultrasonique** lorsqu'un capteur de pression ne peut pas être mis en contact avec le liquide. Les capteurs ultrasoniques modernes offrent des fonctions programmables variées pour la plage de mesure ou les conditions de fonctionnement. Les capteurs ultrasoniques sont plus onéreux que les capteurs de pression. Les capteurs ultrasoniques sont généralement précis et fiables. Néanmoins, la formation de vagues et de mousses à la surface du liquide risque de perturber les mesures ou de provoquer la perte totale de l'écho, ce qui interrompt la mesure. Pour éviter les problèmes inhérents à ce genre de situation, on prend soin d'installer des organes de secours pour les fonctions les plus vitales, tel qu'un interrupteur à flotteur pour une alarme niveau haut.

1.2.3 Système radar

Comme pour le capteur ultrasonique, il n'y a pas de contact entre le capteur et le liquide. Le radar émet une onde électromagnétique à 25GHz qui n'a pas besoin de support (air) pour se propager comme c'est le cas pour l'ultrason. Le radar n'est pas gêné par le brouillard. En revanche, il peut être perturbé par la présence d'eau sur le capteur (par exemple problèmes de condensation lorsque les effluents sont chauds en assainissement). L'antenne est en forme de cône (guidage du faisceau). Il existe plusieurs diamètres de cônes et différentes conicités. Un dispositif de mesure de niveau par onde radar est environ 25% plus coûteux qu'une mesure de niveau par ultrasons.

1.2.4 Interrupteurs de niveau à flotteur

On utilise les **interrupteurs de niveau à flotteur** pour le contrôle du niveau dans les stations de pompage depuis de nombreuses années. C'est le moyen le plus simple de faire un contrôle à un niveau fixe, mais ils ne permettent pas de faire une surveillance en continu. Lorsque l'installation comporte de multiples interrupteurs de niveau, il y a toujours un risque pour qu'ils s'enchevêtrent entre eux ou avec le câble de la pompe. Ils constituent également des pièges à filasses et doivent être régulièrement nettoyés si on veut éviter les dysfonctionnements (marche à sec des pompes ou débordement de la bêche). Les interrupteurs de niveaux, raccordés à une unité de contrôle relayée, sont aujourd'hui principalement utilisés dans les petites installations. D'autre part, du fait de leur simplicité et de leur fiabilité, on n'hésite pas à les utiliser également dans les stations de grande taille comme système de secours ou pour la surveillance du niveau trop haut. Cela permet un fonctionnement de secours lorsque les équipements de contrôles principaux sont en panne. Ils permettent de concevoir un automatisme fiable sans recours à des signaux analogiques.

1.3 CAS PARTICULIER DE LA VITESSE VARIABLE

Les principales raisons d'utiliser un variateur de fréquence sont les suivantes :

- contrôle du débit pour des raisons techniques de processus, (vidange d'un bassin d'orage à débit constant par exemple)
- économie d'énergies grâce à l'exploitation de la courbe de réseau la plus favorable.

Les raisons techniques de process pour lesquelles la vitesse variable est intéressante se retrouvent dans les applications suivantes :

- application de pompage de boues de retour,
- pompes de recirculation dans les traitements de dénitrification,
- stations de pompage en amont de stations de traitement.
- Stations de pompage réhabilitées sur lesquelles la capacité de pompage a été augmentée et pour lesquelles le volume utile n'est plus suffisant.

Dans les autres types de stations de pompage, on ne décidera d'utiliser la variation de vitesse que si l'on peut espérer une économie d'énergie conséquente. Les variateurs de fréquence ne permettent d'économiser de l'énergie que si la tuyauterie de refoulement est longue et que les pertes de charge représentent au moins 40% de la HMT. Si l'installation a une hauteur géométrique importante, l'utilisation d'un variateur de fréquence risque d'augmenter la consommation d'énergie, car le point de fonctionnement est susceptible de se déplacer vers une plage de la courbe de pompe où le rendement est moins bon. Des pertes sont générées par le variateur lui-même et font diminuer le rendement du moteur. Lorsqu'un variateur de fréquence est installé dans le but unique d'économiser de l'énergie, il faut calculer séparément la période de retour des investissements du système de contrôle. Pour cela, il est impératif de connaître les variations de débit et le rendement de la pompe à différentes fréquences. Celui-ci dépend aussi des caractéristiques de la canalisation. Il est utile de connaître également les rendements du variateur et du moteur à différentes fréquences. La variation de fréquence augmente les risques de colmatage. Lorsque le choix est fait de la variation de fréquence, il faut porter toute son attention sur la conception et la sélection des pompes. Il faudra également prendre garde à respecter la vitesse minimale d'autocurage (0,6 m/s).

2 MODES DE DEMARRAGES ET PROTECTIONS DES MOTEURS

Lors de la mise sous tension d'un moteur asynchrone, celui-ci provoque un fort appel de courant qui peut provoquer des chutes de tension importantes dans une installation électrique. Pour ces raisons entre autres, il faut parfois effectuer un démarrage différent du démarrage direct.

2.1 MODE DE DEMARRAGE

Le choix du mode de démarrage des groupes sera assuré par un commutateur offrant 3 positions de marche :

- Position 1 : Arrêt ;
- Position 2 : marche manuelle ;
- Position 3 : marche automatique.

En position 2, la mise en marche ou l'arrêt sera effectuée à l'aide d'un Bouton Poussoir disposé sur le tableau de commande.

Le passage de la position 2 à la position 3 devra s'effectuer sans arrêt des groupes.

2.2 CHOIX D'UN DEMARREUR

Les démarreurs électroniques doivent être de type pompe ; ils doivent assurer les fonctions suivantes :

1. Démarrage avec limitation de courant de court-circuit ;
2. Protection de surtension, sous-tension, surcharge, sous-charge, blocage, température et autres ;
3. Assurer la communication sur réseau ouvert du type Devicenet.

Le choix est guidé par des critères économiques et techniques qui sont :

- les caractéristiques mécaniques,
- les performances recherchées,
- la nature du réseau d'alimentation électrique
- l'utilisation du moteur existant dans le cas d'un rééquipement,
- la politique de maintenance de l'entreprise
- le coût de l'équipement.

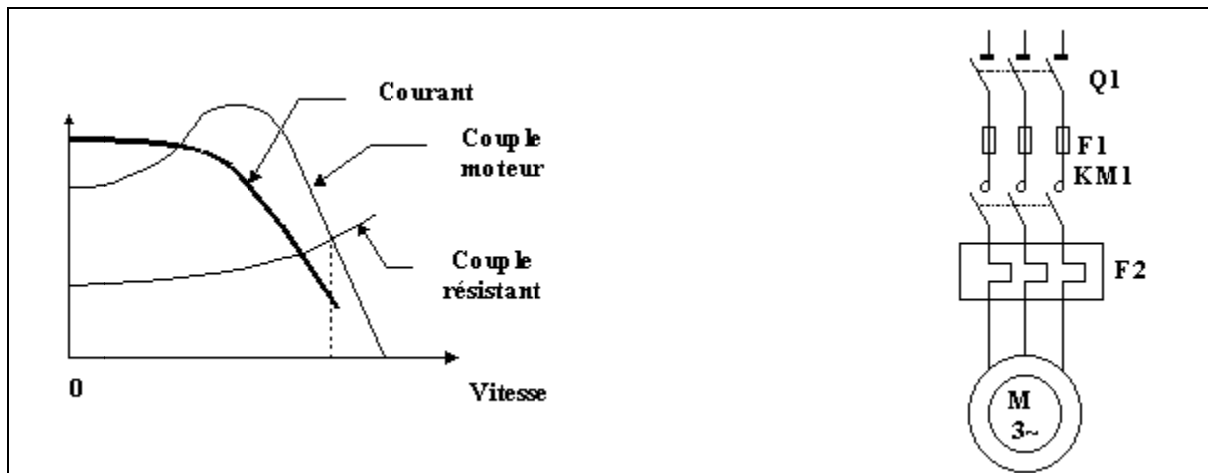
Le choix d'un démarreur est lié :

- au type d'utilisation : souplesse au démarrage,
- à la nature de la charge à entraîner,
- au type de moteur asynchrone,
- à la puissance de la machine,
- à la puissance de la ligne électrique,
- à la gamme de vitesse requise pour l'application.

2.2.1 Le démarrage direct

C'est le mode de démarrage le plus simple. Le moteur démarre sur ses caractéristiques "naturelles". Au démarrage, le moteur se comporte comme un transformateur dont le secondaire (rotor) est presque en court-circuit, d'où la pointe de courant au démarrage.

Ce type de démarrage est réservé aux moteurs de faible puissance devant celle du réseau, ne nécessitant pas une mise en vitesse progressive. Le couple est énergique, l'appel de courant est important (5 à 8 fois le courant nominal).



- Avantages et inconvénients

Les principaux avantages de ce démarrage sont les suivants :

- Simplicité de l'appareillage ;
- Démarrage rapide ;
- Coût faible.

Ce démarrage convient dans les cas où :

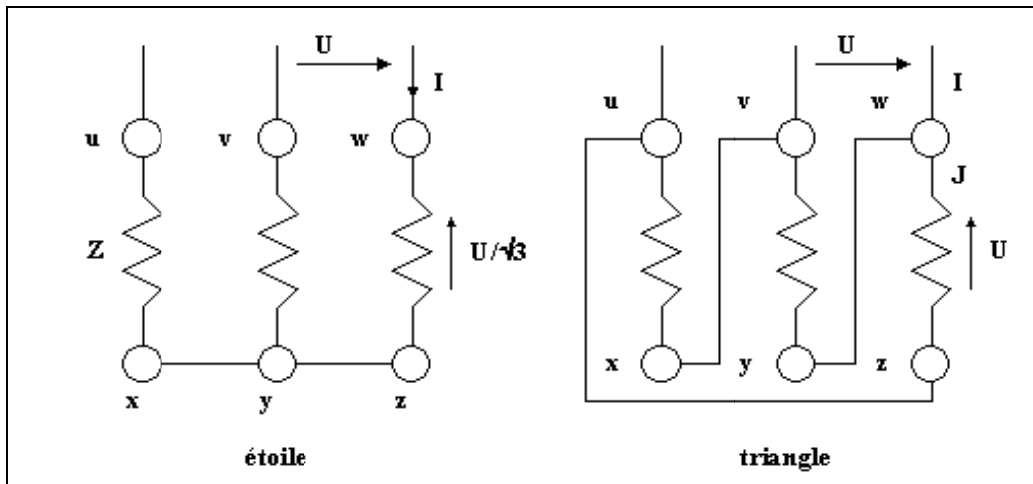
- La puissance du moteur est faible par rapport à la puissance du réseau (dimension du câble) ;
- La machine à entraîner ne nécessite pas de mise en rotation progressive et peut accepter une mise en rotation rapide ;
- Le couple de démarrage doit être élevé.

Ce démarrage ne convient pas si :

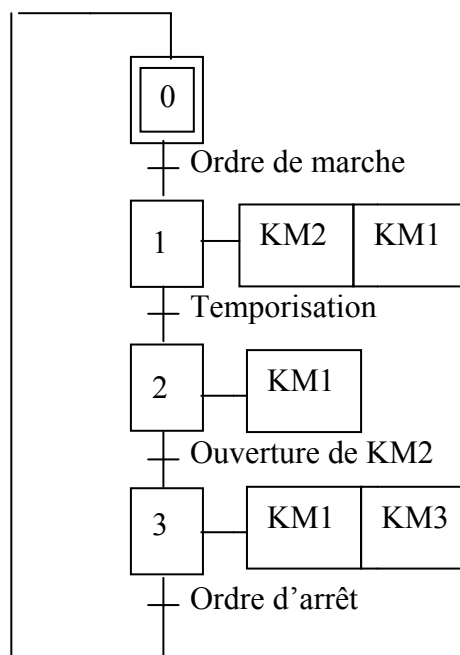
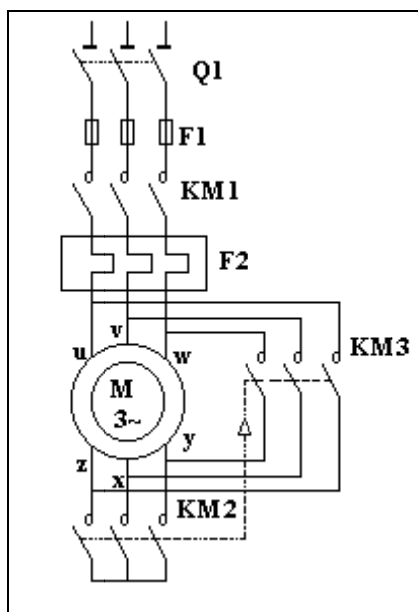
- Le réseau ne peut pas accepter de chute de tension ;
- La machine entraînée ne peut pas accepter les à-coups mécaniques brutaux.

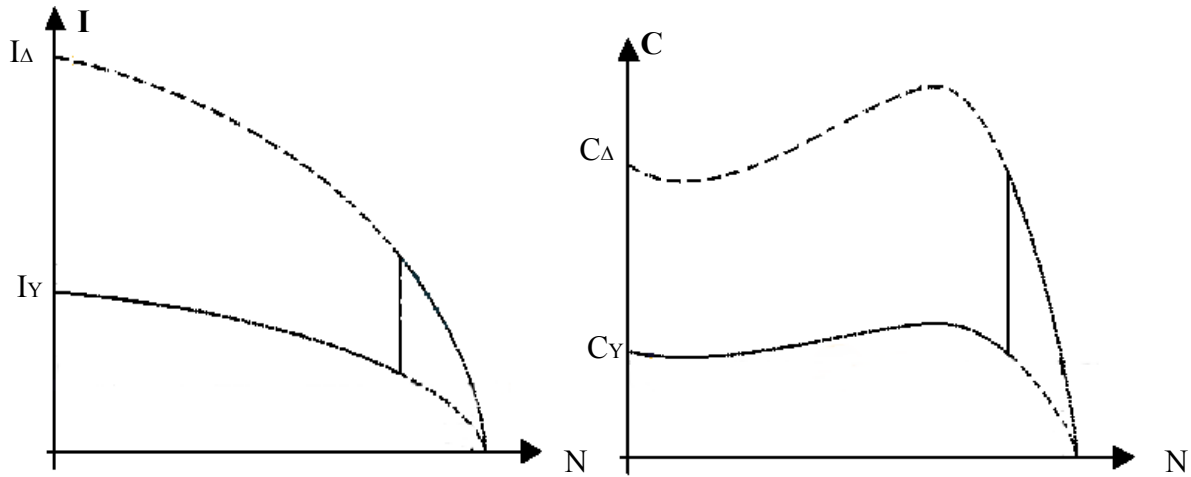
2.2.2 Démarrage étoile – triangle

Ce mode de démarrage n'est utilisable si les deux extrémités de chaque enroulement sont accessibles. De plus, il faut que le moteur soit compatible avec un couplage final triangle.



$$I = \frac{U}{\sqrt{3}Z} \qquad J = \frac{U}{Z} \qquad I = J * \sqrt{3} = \sqrt{3} * \frac{U}{Z}$$



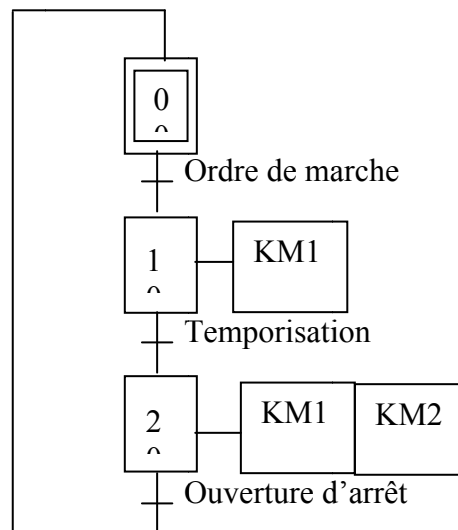
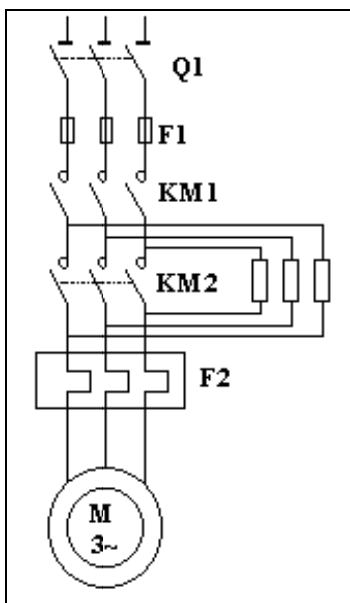


Lors du couplage étoile, chaque enroulement est alimenté sous une tension racine de 3 fois plus faible, de ce fait, le courant et le couple sont divisés par 3.

Lorsque les caractéristiques courant ou couple sont admissibles, on passe au couplage triangle. Le passage du couplage étoile au couplage triangle n'étant pas instantané, le courant est coupé pendant 30 à 50 ms environ. Cette coupure du courant provoque une démagnétisation du circuit magnétique. Lors de la fermeture du contacteur triangle, une pointe de courant réapparaît brève mais importante (magnétisation du moteur).

2.2.3 Démarrage statorique

Ce type de démarrage a des caractéristiques comparables au démarrage étoile triangle Il n'y a pas de coupure de l'alimentation du moteur entre les deux temps de démarrage.



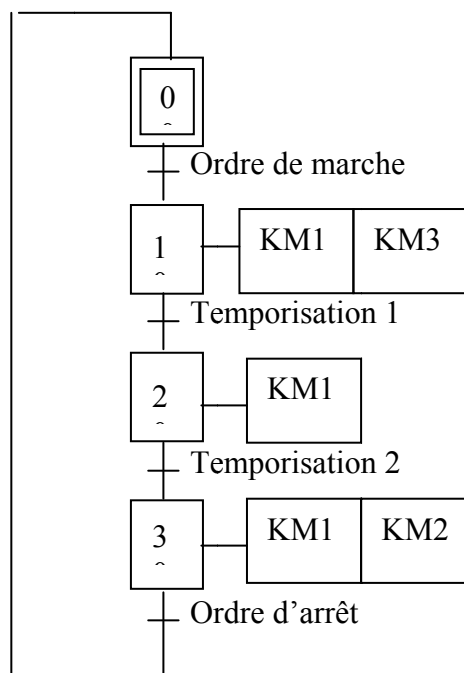
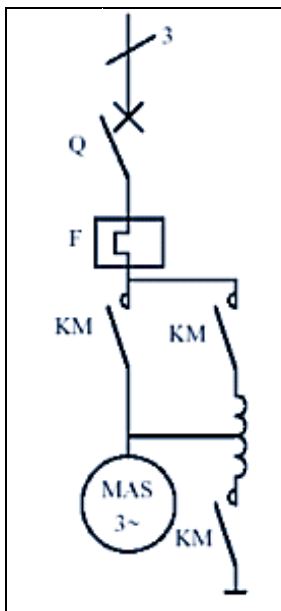
Ce dernier démarreur peut être associé au dispositif de démarrage étoile-triangle. On démarre en étoile, puis on passe en couplage triangle avec les résistances, et enfin on termine en couplage triangle direct.

Pour les moteurs de grosse puissance, les résistances sont remplacées par un démarreur à résistances électrolytiques. Des barres sont plongées progressivement dans une cuve remplie de liquide. Au fur et à mesure que les barres plongent, la résistance diminue progressivement, et en fin de démarrage, on court-circuite les résistances.

2.2.4 Tension réduite par auto-transformateur

Dans le démarrage par autotransformateur, on effectue le même type que le démarrage étoile triangle (on a en plus le choix du rapport des tensions en choisissant le rapport de transformation) mais les phénomènes transitoires du démarrage étoile triangle (pointe de courant au passage triangle, ne vont plus exister car le courant n'est jamais coupé).

Dans un premier temps, on démarre le moteur sur un autotransformateur couplé en étoile. De ce fait, le moteur est alimenté sous une tension réduite réglable. Avant de passer en pleine tension, on ouvre le couplage étoile de l'autotransformateur, ce qui met en place des inductances sur chaque ligne limitant un peu la pointe et presque aussitôt, on court-circuite ces inductances pour coupler le moteur directement au réseau.



$$I_d = 1,7 \text{ à } 4 I_n$$

$$C_d = 0,5 \text{ à } 0,85 C_n$$

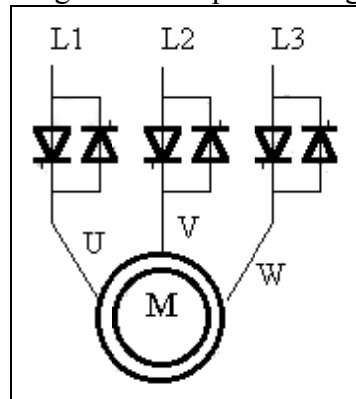
Ce mode de démarrage est surtout utilisé pour les fortes puissances (> 100 kW) et conduit à coût de l'installation relativement élevé, surtout pour la conception de l'autotransformateur.

2.2.5 Les démarreurs électroniques

Ils permettent un démarrage progressif des moteurs, ils remplacent les démarreurs à technologie électromagnétique cité dans les précédents paragraphes.

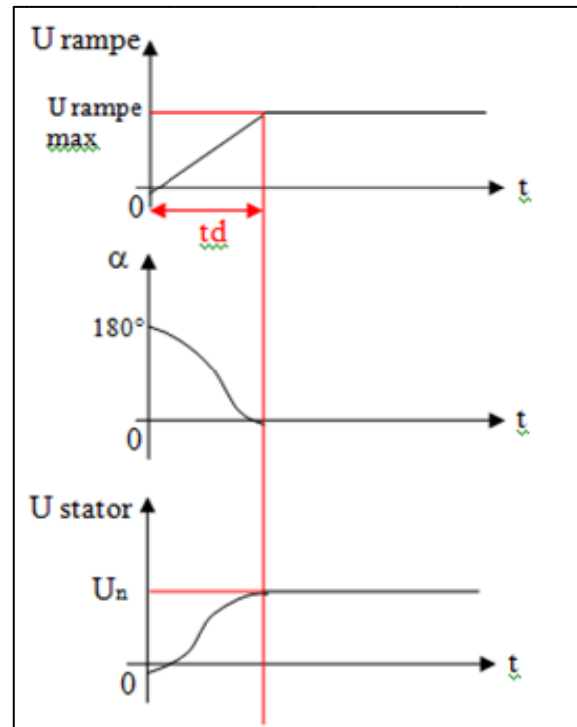
- constitution :

Les démarreurs sont constitués d'un gradateur triphasé à angle de phase.



- Principe de fonctionnement :

- La tension du réseau d'alimentation est appliquée progressivement au stator du moteur.
- La variation de la tension statorique est obtenue par la variation continue de l'angle α de retard à l'amorçage des thyristors du gradateur.
- La consigne de démarrage permet de régler la pente d'un signal en forme de « rampe ». Cette consigne est étalonnée en secondes.
- A la fin du démarrage, le stator du moteur est sous tension nominale, les thyristors sont alors en pleine conduction.
- Le phénomène inverse se produit lors d'un arrêt progressif contrôlé. La consigne de décélération permet de faire évoluer l'angle α des thyristors de 0° à 180° donc U_{moteur} de U_n à 0
- Pour une charge donnée, le réglage de la pente permet de faire varier la durée de démarrage, donc le temps de mise en vitesse progressive de l'association moteur+charge.



3 MOYENS DE PROTECTION A LA SURCHARGE ET AU COURT-CIRCUIT

Il s'agit de dispositifs de protection se trouvant dans l'armoire de commande et on distingue:

3.1 PROTECTION CONTRE LES COURTS-CIRCUITS

La **protection contre les courts-circuits** est assurée par des fusibles, un disjoncteur magnétothermique (un disjoncteur qui assure la protection contre les court-circuits à travers sa partie magnétique et contre les surcharges thermiques à travers sa partie thermique) ou par un système de protection électronique. Il faut dimensionner les fusibles ou le disjoncteur de façon à ce qu'ils supportent l'intensité de démarrage du moteur, mais leur valeur ne doit pas être

supérieure à celle admise par le câble d'alimentation et le sectionneur. Lorsque des fusibles sont utilisés, il faut qu'ils soient du type accompagnement Moteur (aM).

3.2 PROTECTION CONTRE LES SURCHARGES

Une protection contre les surcharges est utilisée dans les situations d'augmentation de la charge, comme par exemple lorsqu'il y a colmatage de la section de passage sans que la rotation du rotor soit entravée, ou lorsqu'il se produit une chute de tension. C'est généralement un relais thermique, couplé au contacteur de démarrage du moteur, qui assure la protection contre les surcharges. Il est composé d'une lame bimétallique qui réagit en ouvrant un contact qui interrompt le circuit de commande du contacteur lorsque le courant dépasse une valeur prédéterminée. Les relais thermiques sont efficaces contre les chutes de tension ou les ruptures de phase à l'alimentation. Il faut régler le relais thermique en fonction du courant nominal du moteur. Lorsque qu'un démarrage étoile – triangle est utilisé, le courant qui passe dans le relais thermique est réduit du facteur 0,58 ($1/\sqrt{3}$), valeur qui doit être prise en compte lors du réglage du relais.

FICHE P4 PROTECTION CONTRE LES REGIMES TRANSITOIRES ET COUPS DE BELIER

1 NATURE DU PHENOMENE

Le coup de bélier est un phénomène résultant de la variation ponctuelle du débit (manœuvre des vannes, mise en marche des pompes, etc.), induisant la génération des ondes de surpression ou de dépression. Il consiste en des oscillations de pression, surpression et dépression alternatives provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite. Ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre en mouvement d'aller et retour périodique. Lors d'un arrêt de pompe, elles provoquent, dans un premier temps, une chute de pression sur toute la conduite, chute susceptible de créer des phénomènes de dépression dangereux dans certains tronçons (écrasement du tuyau, déplacement des joints, vaporisation de l'eau dans la conduite). Les ondes de surpression et dépression se déplacent le long de la canalisation à une vitesse qui dépend de la raideur de la conduite (essentiellement liée au matériau et à son module d'élasticité).

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses ; à titre d'exemple, on peut citer :

- Coupure électrique ;
- Manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne ;
- Fin de remplissage (fin de la purge d'air) ;
- Implosion d'une poche de cavitation ;
- Arrêt et démarrage d'une pompe.

Les coups de bélier les plus importants sont ceux qui se produisent au moment d'une coupure générale de l'alimentation électrique de la station de pompage.

La baisse de pression, qui résulte de l'arrêt des pompes, donne naissance à une onde de dépression.

Lorsqu'elle atteint l'ouvrage d'arrivée, cette onde se réfléchit sur l'atmosphère, s'annule et redescend à la même vitesse. En arrivant sur le clapet fermé, elle se transforme en une onde de surpression égale, en valeur absolue, à la valeur de la dépression obtenue précédemment. Le phénomène d'oscillation se prolonge mais son énergie est peu à peu dissipée par les pertes de charge. C'est ce phénomène que l'on appelle « coup de bélier d'onde ». Dans ce phénomène, on constate qu'à chaque instant, un front d'onde sépare un tronçon de conduite dans laquelle il y a un écoulement et un tronçon dans lequel l'eau est à l'arrêt.

Au niveau du clapet anti-retour, si ce dernier est fermé, on verra la pression passer brusquement de :

$$H - \frac{a \times V_0}{g} \quad \text{à} \quad H + \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

- a** : célérité des ondes (m/s) ;
- V₀** : vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ;
- g** : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

H étant la Hauteur Manométrique de Refoulement des pompes ou pression dynamique.

La protection de la station de pompage et de la conduite de refoulement, en cas de risque de coups de bélier, doit être assurée.

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part, à la variation de vitesse d'écoulement, et d'autre part, à la célérité des ondes (elle-même dépendant du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier, le front d'onde étant alors moins long que la conduite.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/a$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

Dans ce cas, on a :
$$\Delta H = \frac{2 \times L \times V}{g \times T} \quad (\text{formule de Michaud})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation en m
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s
- g : accélération de la pesanteur : $9,81 \text{ m/s}^2$
- T : temps de variation du débit en s

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins intense est le coup de bélier. Il est important de souligner que, contrairement à une croyance répandue, l'intensité de la variation de pression est indépendante de la pression de service régnant dans la conduite en régime permanent.

2 TECHNIQUE DE PROTECTION

Les principaux dispositifs de protection anti bélier utilisés sont les suivants:

2.1 LES BALLONS ANTI-BELIER

Conditions d'utilisation	Aucune restriction particulière. Être néanmoins vigilant à la compatibilité entre le fluide véhiculé et le revêtement intérieur. Une vessie peut séparer l'air et l'eau.
Fonction	Réserve de liquide venant combler la dépression dans la conduite. Energie fournie par une masse de gaz (air ou azote) qui se détend. Oscillation en masse.
Rôle	Anti-bélier Stockage/restitution d'énergie mécanique
Calcul	Lois de la thermodynamique des gaz (être vigilant à l'utilisation des pressions absolues et relatives)
Mise en garde	Spécifier les conditions de pré-gonflage, les pertes de charge dues au branchement (en entrée et en sortie du ballon) et les informations altimétriques. En assainissement et pour les ballons à vessie, essayer de dimensionner le ballon de manière à limiter la pression de prégonflage à 2 bars afin de pouvoir se passer de grille anti-extrusion.

2.2 LES VOLANTS D'INERTIE

Conditions d'utilisation	À éviter lorsque la pompe est amenée à démarrer souvent. Incompatible avec une pompe immergée. Difficile à adapter sur des machines de grande série
Fonction	Augmentation du temps de décélération et donc du temps de variation du débit pompé.
Rôle	Rallonge le front d'onde par rapport à la longueur de canalisation ($T \gg 2L/a$).
Calcul	Passage par une loi « débit résiduel/temps ».
Mise en garde	----

2.3 CHEMINEE D'EQUILIBRE

Conditions d'utilisation	Pour limiter la taille de la cheminée, son utilisation n'est possible que dans le cas de faible hauteur de refoulement. Principe semblable au ballon mais l'énergie est fournie par la hauteur d'eau dans la cheminée.
Fonction	Transformation d'un coup de bélier en phénomène d'oscillation en masse
Rôle	Anti-bélier Stockage/restitution d'énergie mécanique
Calcul	Section assez importante pour ne pas entraîner la vidange totale lors du passage d'une sous-pression et hauteur suffisantes pour éviter le débordement au passage d'une surpression
Mise en garde	Spécifier les pertes de charge dues au branchement et le calage altimétrique

2.4 LES ARAA (OU CHEMINEES BALLON)

Conditions d'utilisation	Est choisi à la place d'un ballon anti-bélier lorsque la contrainte $P_{min} > P_a$ (pression minimale à l'endroit où l'on veut placer le ballon toujours supérieure à la pression atmosphérique) imposerait un volume de ballon trop important	
Fonction	Réserve d'énergie potentielle et élastique. C'est une combinaison entre une cheminée et un ballon.	
Rôle	anti-bélier Stockage/restitution d'énergie mécanique	
Calcul	Lois de la thermodynamique des gaz	
Mise en garde	Il faut spécifier la géométrie et les calages altimétriques. La ligne piézométrique doit impérativement descendre sous le tube plongeur lors des oscillations (appoint d'air). Se comporte comme un ballon combiné à une ventouse.	

2.5 LES DISPOSITIFS D'ENTREE D'AIR

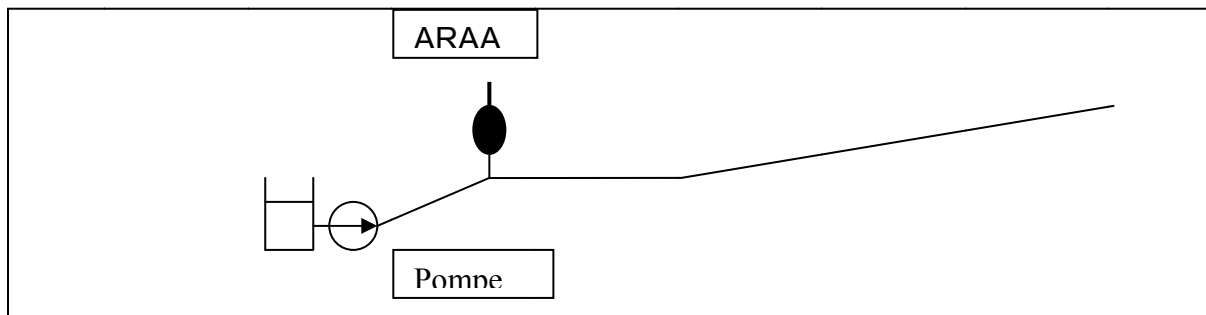
Conditions d'utilisation	Ils ne peuvent pas être considérés seuls comme de véritables protections compte tenu de leur temps de réaction trop long (quelques dixièmes de seconde)
Fonction	Entrée d'air (protection contre la mise en dépression) lors de la mise en dépression de la conduite.
Rôle	Elimine localement les pressions inférieures à la pression atmosphérique
Calcul	--- Courbes constructeurs en ce qui concerne le débit d'air. Peu d'informations disponibles concernant le délai d'ouverture
Mise en garde	Il peut y avoir un délai de mise en admission. C'est ce qui rend leur efficacité très limitée lorsqu'elles sont utilisées seules. Efficace uniquement si combinée à un anti-bélier ou a un volant d'inertie. Emplacement délicat à déterminer dans le cas d'un profil à pente constante. Doivent être l'objet d'une maintenance préventive si l'on souhaite garantir leur bon fonctionnement.

Les seuls dispositifs réellement efficaces pour protéger une conduite au refoulement d'une station de pompage sont ceux qui stockent de l'énergie :

- Ballon anti-bélier ;
- Cheminée d'équilibre ;
- ARAA ;
- Volant d'inertie.

Si le moyen de protection de la conduite retenu (ballon ou ARAA) tient compte du bon fonctionnement des ventouses placées sur les points hauts de la conduite, cette hypothèse devra impérativement être validée par le client. Si tel est le cas, on s'assurera que la chute de piézométrie à l'emplacement de ces ventouses n'excède pas 10m/s (soit une chute de pression de 1bar/s).

Exemple de profil en long se prêtant bien à l'utilisation d'un ARAA : profil avec rupture de pente peu éloignée (de quelques dizaines de mètres à deux ou trois cents mètres) de la station de pompage :



IMPORTANT: l'utilisation de variateurs de fréquence ou de démarreurs électroniques ne dispense pas d'une protection anti-bélier lorsqu'elle s'avère nécessaire. Elle ne permet pas non plus d'en modifier le dimensionnement.

3 NECESSITE OU NON DE CONDUIRE UNE ETUDE

Sauf prescriptions contraires, l'étude de protection des conduites n'est pas exigée pour une simple conduite de refoulement sans appareils, autres que les clapets à l'aval des pompes, de pente régulière et de longueur L, telle que :

$$L/a < 0,25 \text{ seconde}$$

Avec

- L : longueur de la conduite de refoulement en mètres
- a : célérité des ondes en m/s

En effet, sur les conduites de faible longueur, l'inertie de la pompe est suffisante pour assurer seule la protection. La longueur de canalisation PVC ou PEHD ainsi protégée est moindre (trois à quatre fois moins) par rapport à la même canalisation en métal ou en béton, le front d'onde étant plus court.

4 PARAMETRES NECESSAIRES POUR L'ETUDE

Les éléments importants devant être connus pour le dimensionnement de la protection anti-bélier sont les suivants :

- le profil en long complet des refoulements ;
- Les caractéristiques dimensionnelles et mécaniques de la conduite (longueurs, matériaux, diamètres, rugosités, type de joint etc.)
- les appareils équipant le réseau (ventouses, clapets, etc.), avec leurs emplacements et caractéristiques ;
- la limite de la pression minimale, qui correspond à l'abaissement maximum tolérable de la cote piézométrique, en tout point du refoulement, de l'enveloppe des pressions minimales. Cet abaissement est compté à partir de la génératrice supérieure de la conduite, et égal à la valeur d'abaissement p indiquée dans un rapport d'essai de type fourni obligatoirement au maître d'œuvre et à l'entrepreneur, sur leur demande, par le fabricant de l'élément constitutif du réseau au point considéré. La dépression maximale admissible est variable selon type de tuyau et de joint (allant de 0,3 à 1 bar).
- la limite des surpressions maximales admissibles ;
- débit de pompage maximum en régime permanent. Il peut correspondre à un fonctionnement avec toutes les pompes en marche lorsque du pluvial s'ajoute aux eaux usées.
- La célérité d'onde, qui dépend des matériaux de la conduite (1000 à 1300 m/s pour la fonte, le béton, l'acier, 300 à 400 m/s pour les plastiques) et, dans une moindre mesure, du rapport diamètre/épaisseur ; elle se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

D et e étant le diamètre et l'épaisseur

Matériau	Valeur de k
Acier	0,5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0,59
Amiante-ciment	4
Béton	5
PVC	33
Polyéthylène HD	83
Polyéthylène BD	500

- P atmosphérique : 10.33 mCE variable avec l'altitude;
- g : 9.81 m/s² ;
- Viscosité : 1.10⁻⁶ m²/s ;
- Pression de vapeur : 0.23 mCE pour de l'eau à 20°C.

5 SIMULATION

Le calcul des coups de bélier engendrés par la coupure électrique doit être effectué à l'aide d'un modèle numérique spécialisé de calcul des régimes d'écoulement transitoires, dans les réseaux sous pression. Ce modèle doit prendre en compte les événements les plus préjudiciables à l'origine des phénomènes transitoires (en général l'arrêt brutal de la station de pompage au débit maximum), et doit s'appuyer sur la résolution numérique des équations générales de Saint Venant. Ce modèle doit offrir un large choix parmi les équipements de protection : Ballon d'air, cheminée ballon, cheminée d'équilibre, ...etc et permettre de réaliser des simulations en faisant varier les paramètres fondamentaux de ces protections.

Plusieurs simulations doivent être effectuées et en particulier :

1. Simulation sans protection

Une première simulation est faite sans protection et ce, dans les conditions les plus défavorables (débit maximum). On regarde si les surpressions maximales admissibles et surtout si les dépressions maximales admissibles sont dépassées.

2. Simulation avec protection, dans le cas ou cette dernière est nécessaire.

Dans le cas ou les pressions maximales admissibles sont dépassées, on adjoindra à notre installation un dispositif de protection et on fera varier sa ou ses variable(s) principale(s) jusqu'à obtenir le résultat souhaité :

- Volume d'air dans un anti-bélier classique
- Volume autour du tube et cote de la base du tube dans un ARAA
- Section pour une cheminée
- Moment d'inertie pour un volant

Certains logiciels proposent un dimensionnement automatique de la protection mais les ingénieurs chargés de cette tâche préfèrent souvent garder la main sur ces paramètres.

Les résultats peuvent être différents pour une même étude. Lorsque c'est le cas, il faut s'intéresser aux hypothèses prises pour chaque calcul, afin de les valider ou non :

- Certains auront pris une marge de sécurité sur la quantité d'air dans le ballon (un ballon n'est pas toujours parfaitement gonflé)

- D'autres auront refusé de compter sur l'aide d'une ventouse au point haut car ils considèrent sa fiabilité comme très aléatoire
- Faute de modèle de pompe clairement indiqué, les valeurs d'inertie prises par défaut peuvent être différentes d'un calcul à l'autre.

C'est sur cette validation des hypothèses que doit porter la réflexion du donneur d'ordre et non sur le type de logiciel utilisé. L'expérience montre que, les quelques logiciels utilisés dans ce domaine donnent des résultats similaires à hypothèses égales.

FICHE P5 PROTECTION CONTRE LE H₂S ET LA CORROSION

1 PROBLEMATIQUE

L'H₂S génère de multiples nuisances : malodorant, toxique, corrosif, nuisible au traitement biologique.

2 ORIGINE DE H₂S

Les rejets d'eaux usées domestiques et industrielles contiennent des sulfures et des composés soufrés. La production d'H₂S se fait par une réduction des sulfates ou autres composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices.

3 PARAMETRES INFLUENÇANT LA PRODUCTION DE L'H₂S

Les principaux paramètres, influençant la production de H₂S, sont les suivants :

- 1) la concentration de l'effluent brut (DCO, MES, DBO₅, %MVS) ;
- 2) La concentration en sulfate dans l'effluent brut :
 - a. La présence de sulfate est nécessaire pour la formation de sulfures – bien qu'il peut y avoir d'autres sources de sulfures ;
 - b. Il ne semble pas que la concentration en sulfate influe sur la cinétique de production des sulfures, sauf comme paramètre limitant pour des faibles concentrations en sulfate.
- 3) Le temps de séjour hydraulique de l'effluent dans la conduite (les effluents deviennent septiques par action anaérobie) ;
- 4) Les vitesses instantanées et moyennes journalières dans la conduite ;
- 5) Surface des dépôts, qui influence directement la formation de sulfures ;
- 6) La température de l'effluent : La formation de sulfure augmente de 7% par degré, ceci jusqu'à 40°C.
- 7) Les conditions physico-chimiques - O₂ dissous, potentiel d'oxydo-réduction, pH
 - a. Le rôle du pH est double, car il agit sur l'équilibre : H₂S/HS⁻/S²⁻ et sur la formation des sulfures ;
 - b. Du point de vue de la formation, un pH inférieur à 5,5 et supérieur à 9,5 inhibe en grande partie la génération bactérienne sulfatoréductrice ;
 - c. Il y a lieu de prendre en compte l'historique de l'effluent et l'état de « fraîcheur » de l'effluent.

Le tableau de Fayoux donne une idée de la probabilité de la présence d'hydrogène sulfuré en fonction des principaux paramètres :

FORMATION DE H₂S DANS LES RESEAUX

Tableau des risques d'après FAYOUX (Lyonnaise des Eaux)

Température Note	5° 0	10° 2	15° 4	20° 10	>20° 20
Temps de séjour moyen Note	1 h 0	3 h 1	6 h 4	12 h 6	24 h 15
Vitesse moyenne du flux Note	1 m/s -	0,8 m/s -	0,6 m/s -	0,4 m/s 10	0,2 m/s 15
. Vitesse inst. 0,6 m/s	-	-	-	10	15
. Vitesse inst. 1,0 m/s	0	1	2	6	10
. Vitesse inst. 1,5 m/s	0	0	0	2	6
Historique de l'effluent Potentiel Redox en mV Note	+200 0	+100 3	0 15	-100 30	-200 >30

Si la somme des points est :

0 à 5 : risque nul

10 à 20 : risque important

5 à 10 : risque faible

20 à 30 : risque certain

D'après ce tableau, le risque de production d'H₂S est certain, pour des températures supérieures à 20°C (note supérieure à 20).

Donc, le risque de formation d'H₂S est « certain » au Maroc, durant une grande partie de l'année, quelque soit le temps de séjour et la vitesse dans la canalisation de refoulement.

4 IMPACT DE LA PRESENCE DE L'H₂S

Les principaux impacts, de ce gaz, se résument aux quatre points suivants :

- Nuisance olfactives ;
- Risque de corrosion des réseaux (l'oxydation de H₂S par voie biologique aérobie entraîne la formation d'acide sulfurique) ;
- Perturbation du traitement biologique à la station d'épuration ;
- Danger mortel pour le personnel d'exploitation car ce gaz est inodore aux fortes teneurs.

5 AXES D'OPTIMISATION LORS DU DIMENSIONNEMENT LIMITANT LA PROBABILITE D'APPARITION DE H₂S.

Au niveau des stations de pompage

En cas de problème sérieux, on peut tenter d'apporter des corrections à l'aide des mesures suivantes :

- Diminuer le volume de pompage utile, de façon à réduire le temps de rétention dans la station et la formation des boues ;
- limiter la hauteur d'eau dans la bache afin de faciliter les échanges et réduire l'anaérobiose, sans pour autant augmenter plus que nécessaire la section droite de la bache ;
- Si le temps de stockage de l'effluent dans la bache risque d'être long (centres touristiques saison estivale, réseau unitaire par temps sec, etc.) prévoir une minuterie court-circuitant le contact de démarrage normal et assurant un nombre de démarrage horaires suffisamment élevé ;

Au niveau des conduites de refoulement

Pour un effluent **frais urbain**, et si le temps de séjour est inférieur à 2 heures (1 heure environ dans les centres chauds : température d'effluent de 20 à 25°C) et si la vitesse est supérieure à 0.8 m/s, il ne doit pas y avoir de problème de H₂S, par rapport à ces deux paramètres (vitesse moyenne journalière et temps de séjour moyen journalier). Ainsi, il est recommandé de :

- Adopter un débit de pompage, tel que la vitesse en régime permanent soit, si possible, supérieure à 0.8 m/s (1.2 à 1.5 m/s sont des valeurs conseillées mais qui sont parfois totalement incompatibles avec l'optimum économique, notamment pour les petits diamètres pour lesquels 0,6 m/s est une vitesse génératrice de pertes de charges élevées) ;
- Diminuer la longueur du refoulement, afin que les deux conditions, citées, ci-dessus, soient respectées ;
- Privilégier les matériaux plus résistants à l'H₂S (PVC, PEHD, ...) ;
- Conception correcte du réseau avec, en particulier, le respect des vitesses d'autocurage.

D'autre part, il faut préciser qu'il ne nous semble pas approprié de proposer une longueur maximale de refoulement à ne pas dépasser pour éviter la production d'H₂S. Pour cet aspect, chaque cas doit être traité avec le maximum d'attention.

6 SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES POUR LE TRAITEMENT DE H₂S

On peut citer plusieurs solutions pour le traitement de H₂S dans une bache ou sur la conduite de refoulement. Les traitements sont synthétisés dans le tableau, ci après.

Tableau 50: SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES POUR LE TRAITEMENT DE H2S

Réactif utilisé	Traitement	Conditionnement commercial	Dosage pour le traitement de 1 g de S ²⁻	Remarques
Air (*)	Préventif			Contraintes de bruit, poche d'air dans la canalisation de refoulement
H ₂ O ₂	Curatif	Liquide	4-8 g de H ₂ O ₂ à 35%	Pas de production de sous-produits gênants (seulement O ₂ et H ₂ O), produit corrosif
FeCl ₃	Curatif	Liquide	3,4 g de FeCl ₃ pur ou 9 g de FeCl ₃ commercial (40% massique et une densité de 1,44).	Production d'un précipité noir, accroissement des boues
FeSO ₄	Curatif	Poudre	4,8 g de FeSO ₄ pur ou 8,7 g FeSO ₄ commercial	Cristallisation du produit, coloration noire des eaux usées
FeSO ₄ Cl	Curatif	Liquide	4 g de FeSO ₄ Cl pur ou 20-25 g FeSO ₄ Cl commercial	Production d'un précipité noir, accroissement des boues
Ca(NO ₃) ₂ (*)	Curatif	Liquide		Dénitrification des effluents en tête de station d'épuration

(*) le dosage en fonction du niveau d'activité bactérienne de l'effluent

FICHE P6 CONDUITE DE REFOULEMENT

1 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES

La formule de dimensionnement de la conduite de refoulement est donnée ci-après (formules de Darcy et de Colebrook). Il s'agit d'une formule dont la résolution doit se faire par itération.

Toutefois, ce dimensionnement doit faire l'objet d'un calcul d'optimisation, pour déterminer le diamètre économique, qui minimise le coût total actualisé du projet (pompage + conduite). Il s'agit donc de chercher le diamètre commercial, qui permet de minimiser la somme des coûts actualisés d'investissement, de renouvellement, d'entretien et d'énergie. Ce diamètre économique est fonction des paramètres suivants :

- Coûts d'investissement, de renouvellement et d'entretien de la conduite et de la station de pompage ;
- Frais d'énergie, qui sont fonction du débit et de la HMT (et donc des pertes de charge) ainsi que des rendements ;)
- Vitesse moyenne d'écoulement, qui doit se situer entre 0,6 et 2 m/s (pour limiter la probabilité d'apparition de H₂S, il est recommandé d'adopter une vitesse minimale de 0,8 m/s).

Il s'agit donc de chercher le diamètre commercial, qui permet de minimiser la somme des coûts actualisés d'investissement, de renouvellement, d'entretien et d'énergie.

1.1 CALCUL DES PERTES DE CHARGE

Les pertes de charge, dans les conduites, sont calculées par les formules de Darcy et de Colebrook, dont les équations sont les suivantes :

$$J = \frac{\lambda V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{K}{3,71 \cdot D} + \eta \times \frac{2,51}{V \cdot D \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

- λ : coefficient de pertes de charge ;
- J : pertes de charge linéaire en (m/m) ;
- D : diamètre du tuyau en m ;
- V : vitesse de l'eau en m/s ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- K : Coefficient de rugosité en mm,
- η : viscosité cinématique de l'eau en m²/s = 1,31 x 10⁻⁶ (10°C).

Les pertes de charge linéaires, dans les conduites, sont données par la formule suivante :

$$\Delta H = L \times J$$

Avec :

- ΔH = perte de charge linéaire en m ;
- L = Longueur de la conduite (m) ;
- j = Perte de charge linéaire (m/m).

Les pertes de charge singulières, dues aux modifications brusques dans l'écoulement (pièces de raccordement, vannes, organes divers...), peuvent être évaluées de façon globale en considérant qu'elles représentent 5% à 10% des pertes de charge totales (10% pour une conduite de quelques dizaines de mètres de longueur, 5% pour une conduite de quelques centaines de mètres). Pour un simple relevage, dont la tuyauterie est limitée à une longueur de quelques mètres, il sera prudent de chiffrer les pertes de charges singulières individuellement par le calcul.

1.2 COEFFICIENT DE RUGOSITE

Le coefficient de rugosité tient compte de la nature de la conduite et de l'eau transitée (eaux chargées) et également du vieillissement de la conduite et des pertes de charges singulières. On le prend égal à 0.5 mm, pour les conduites en PVC, en PEHD, en PPL et en PRV et de 1,0 mm pour celles en béton armé.

1.3 CONDITIONS DE VITESSE

La vitesse d'écoulement doit se situer entre 0.6 et 2.0 m/s.

1.4 METHODOLOGIE DE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE

PRINCIPES DE CALCUL ET DONNEES DE BASE

- Les coûts d'investissement et les frais d'énergie et d'entretien seront actualisés au taux de 10 % ;
- Les calculs de dimensionnement seront effectués avec plusieurs diamètres normalisés de conduites, correspondant à des vitesses allant de 0,6 à 2 m/s ;
- Les prix d'énergie correspondent :
 - à la prime fixe, qui est de 250 DH/KVA/an
 - aux consommations d'énergie, au prix moyen de Kwh de 1,00 DH
- la prime fixe sera déterminée sur la base de la puissance installée, avec un cos ℓ moyen = 0,84 ;
- les coûts d'investissement comprennent ceux des conduites et des stations de pompage ;
- les frais d'entretien sont déterminés sur les bases suivantes :
 - conduites : 0,5 % de l'investissement par an ;
 - génie civil des stations de pompage et de traitement : 0,5 % de l'investissement par an ;
 - équipements des stations de pompage et de traitement éventuellement : 3,0 % de l'investissement par an ;
 - ligne électrique : 1 % de l'investissement par an.

- Les durées de vie des ouvrages sont fixées comme suit :
 - conduites : 40 ans
 - génie civil des stations de pompage : 50 ans
 - équipements des stations de pompage : 13 ans
 - lignes électriques : 20 ans

EXPRESSION DES FRAIS D'ENERGIE DES STATIONS DE POMPAGE

Le calcul des frais d'énergie des stations de pompage se présente de la manière suivante :

- La puissance électrique nécessaire pour élever d'une hauteur manométrique H, un débit Q, est :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H}{1000 \times r}$$

avec

ρ (masse volumique de l'eau (kg/m³) ;

Q : Débit en m³/s ;

H : Hauteur manométrique en m ;

r : rendement du groupe électropompe ;

g : 9,81 m/s².

L'énergie annuelle correspondante, en kwh, est donnée par la formule suivante :

$$W_a = \frac{g \times V_a \times H}{r \times 3\,600}$$

Avec V_a le volume annuel en m³.

Or, la hauteur manométrique totale est égale à la somme de la hauteur géométrique d'élévation et de la hauteur relative aux pertes de charge.

$$H = H_g + \Delta H$$

a) Frais d'énergie annuels pour vaincre la hauteur géométrique (Fg)

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$D'où \quad F_g = \frac{W_a \times e}{r} = \frac{9,81/3600 \times H_g \times V_a \times e}{r}$$

e étant le prix du kwh.

b) Frais d'énergie pour vaincre la hauteur relative aux pertes de charge (FDH)

$$FDH = \frac{(g \times V_a \times \Delta H) \times e}{r \times 3\,600}$$

Les pertes de charge, dans la canalisation, sont données par la formule suivante :

$$\Delta H = L \times j$$

L = Longueur de la canalisation ;
J = Perte de charge unitaire moyenne.

Les pertes de charge dans les conduites sont calculées par la formule Darcy et Colebrook.

Soit V_n le volume transité à l'année n ; ce volume correspond à un débit moyen fictif continu de :

$$Q_n = \frac{V_n}{86.400 \times 365} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Le débit véhiculé par la conduite n est pas continu et varie selon les mois et les jours de l'année.

La puissance moyenne, pour vaincre les pertes de charge, est donnée par l'expression suivante :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times j}{r}$$

La dépense d'énergie annuelle F_{DH} , pour vaincre les pertes de charge, s'exprime par la relation suivante :

$$F_{DH} = \frac{9,81 \times e \times j \times V_a}{3600 r}$$

PRINCIPES DU CALCUL ECONOMIQUE SIMPLIFIE

Le diamètre économique est celui qui correspond au coût total actualisé minimum.

Le coût total actualisé intègre l'investissement initial, l'entretien et le fonctionnement (énergie).

$$C_o = I_o + E_o + F_o$$

⌘ Investissement actualisé

$$I_o = I / (1 + a)^p$$

⌘ Entretien actualisé

Pour un ouvrage donné : $E_i = e \times I$

e = taux d'entretien

$$E_o = \sum_{i=p+1}^{i=n} E_i / (1 + a)^i$$

⌘ Fonctionnement actualisé

Seuls les frais d'énergie, qui sont variables en fonction des diamètres, seront pris en considération dans la comparaison.

Les frais annuels d'énergie sont calculés selon la méthodologie exposée ci-dessus.

Leur actualisation est effectuée selon la formule :

$$F_o = ENo = \sum_{i=p+1}^{i=n} E_i / (1 + a)^i$$

Le diamètre économique est celui qui donne le coût total actualisé minimum.

1.5 DIAMETRE MINIMAL

Il faut choisir des tuyauteries de diamètre suffisamment petit pour assurer une vitesse d'écoulement de 0,6 m/s (autocurage et risque H₂S). Une tuyauterie plus petite dispose aussi d'un volume plus faible, et donc, le liquide se déplace sur une distance plus importante à chaque cycle de pompage, augmentant la vitesse d'écoulement dans les sections basses. D'autre part, une taille de tuyauterie inférieure permet au liquide de séjourner moins longtemps dans la canalisation. Toutefois, le diamètre minimal ne doit pas descendre en dessous du DN 50 mm. Le respect d'une vitesse minimale de 0,6m/s dans un tel diamètre implique un débit minimal de 1,18 l/s soit 4,2 m³/h.

2 MATERIAUX DES CONDUITES UTILISEES

Pour les conduites d'aspiration, nous recommandons des canalisations d'aspiration résistantes à la corrosion ; en acier ou fonte, revêtues intérieurement (revêtement bitumineux ou époxy) ou en acier inoxydable.

Selon la gamme des produits disponibles et leurs coûts, les matériaux, à préconiser, par diamètre, sont les suivants :

- Pour des diamètres de 50 à 500 mm, les conduites en PVC et en PEHD sont recommandées ; le choix doit se faire essentiellement sur la base des prix proposés ;
- Pour des diamètres de 500 à 1000 mm, les conduites en PEHD, en BP et en PRV sont recommandées, en fonction des prix proposés. Il faut toutefois noter que l'utilisation des conduites en béton est déconseillée, dans le cas d'effluents à caractère corrosif ;
- Au-delà de 1000 mm, les conduites en BP et en PRV sont recommandées, en fonction des prix proposés. Il faut toutefois noter que l'utilisation des conduites en béton est déconseillée, dans le cas d'effluents à caractère corrosif.

Facteur de détimbrage, pour les tuyaux en PVC et en PEHD

Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation en PVC risque de se trouver diminuée. Si l'on veut conserver une durée de vie identique, il y a lieu d'effectuer un "détimbrage".

Comme les tubes sont classés en séries homogènes, en fonction de leur pression nominale PN, le moyen le plus simple pour détimbrer est de convenir que la pression maximale de service (PMS) des tubes sera d'une ou de plusieurs séries inférieures à la PN.

Les facteurs, qui amènent à effectuer un détimbrage, sont les suivants :

"Pulsation" : conduite soumise à des coups de bélier ou à de larges fluctuations répétées de pression ou de débit Lorsque l'assemblage est assuré par un collage (et non par une bague d'étanchéité), il risque de devenir un point faible de la canalisation. Il y a donc lieu, dans ce cas, de détimbrer la PMS de la valeur d'une Série, par rapport à la PN.

N.B : Dans une conduite normalement protégée, les coups de bélier ne sont pas considérés comme un facteur de détimbrage.

"Température" : conduite transportant un fluide dont la température maximale de service (TMS) est supérieure à 25°C. Dans ce cas, les contraintes admissibles par le matériau sont diminuées, et l'on admet de détimbrer la PMS par rapport à la PN.

Les recommandations, en matière de détimbrage, pour le PVC et le PEHD, sont les suivantes :

Bague d'étanchéité (DN>=75 mm)	<= 25 °C	Pas de détimbrage
	25<TMS<=40 °C	détimbrage d'une classe
Collage (DN 50 et 63 mm)	<= 25 °C	détimbrage d'une classe
	25<TMS<=40 °C	détimbrage de 2 classes

3 EQUIPEMENTS SUR LES CONDUITES (EQUIPEMENTS POINTS HAUTS ET BAS, VANNES DE SECTIONNEMENT, ETC, ...)

Pour permettre une exploitation adéquate des conduites de refoulement, il est nécessaire de prévoir l'installation d'un certain nombre d'organes de manœuvre et de sécurité, type assainissement, sur les tronçons de refoulement, qui comprennent :

- Equipement des points bas (vidange) ;
- Equipement des points haut (ventouse) ;
- Vannes de sectionnement ;
- Tés de curage.

3.1 VIDANGES

Les équipements de points bas permettent de vider la conduite de refoulement, en cas de nécessité d'entretien. Ils sont indispensables pour une exploitation adéquate de la conduite. L'ouvrage de vidange est relié à la conduite principale par un té. Il est équipé d'un robinet-vanne. Il est équipé d'un robinet-vanne type assainissement.

Cette vidange (évacuation) se fera dans le thalweg le plus proche ou dans un puisard, par une buse en PVC.

L'ouvrage de vidange est posé à l'intérieur d'un regard, en béton légèrement armé, et placé à coté de la conduite

3.1.1 Dimensionnement

Le diamètre des conduites de vidange doit faire l'objet d'un calcul justifié. La formule suivante des orifices permet de déterminer ce diamètre :

$$Q = \mu s \sqrt{2 gh} \quad \text{avec } Q = V \times S = L \times \frac{S_{\text{conduite}}}{t}$$

t : Temps de vidange, nécessaire pour vider complètement les tronçons contrôlés par la vidange, généralement d'une heure ;

V : Vitesse en m/s ;

s : Section de la vidange en m² ;

S : Section de la conduite m² ;

L : Longueur du tronçon pénalisant ;

μ : Coefficient de contraction pris égal à 0,6 ;

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

Q : débit en m³/s.

3.1.2 Nombre et emplacements des points bas à équiper

En général, les points bas doivent être étudiés, cas par cas, et sur la base des profils en long réalistes. Toutefois, leur nombre et leur emplacement doit être optimisé au mieux.

De même, une optimisation des terrassements –nombre de points bas doit être recherchée (il n'est pas nécessaire d'adopter la hauteur de recouvrement minimale, sur toute la longueur du

profil en long ; des profondeurs de tranchées, allant jusqu'à 2,5 m, sont admises sans qu'il y ait besoin de protection spéciale).

3.1.2.1 NOMBRE

Pour ce faire, il est nécessaire de fixer le temps de vidange admissible. Une fois le temps de vidange admissible est convenu, il sera facile de déterminer **le linéaire maximum du tronçon**, contrôlé par une vidange, en fixant la dénivelée admissible, à partir duquel, il faut équiper le point bas suivant, **ou la hauteur maximale**, en fixant la longueur, comme le montre les équations, ci-après.

$$Q = \mu s \sqrt{2gh} = L \times \frac{S}{t}$$

$$\frac{L}{\sqrt{h}} = \mu \cdot \frac{d^2}{D^2} \cdot \sqrt{2g} \cdot \frac{t}{\eta^2}$$

Tout calcul fait, on a :

$$\frac{L}{\sqrt{h}} = \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot t \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^2$$

Notons que :

- Pour une même PN, la longueur diminue lorsque le diamètre augmente ;
- La distance augmente lorsque le temps de vidange augmente.

3.1.2.2 EMBLEMES DES DISPOSITIFS DE VIDANGE

L'emplacement des dispositifs de vidange des points bas doit être étudié soigneusement et doit être optimisé au mieux ; en effet :

- Les ouvrages de vidange doivent être accessibles à tout moment ;
- Ils doivent être implantés, dans la limite du possible, près des routes et des pistes, pour pouvoir utiliser, le cas échéant, les fossés de ces dernières ;
- Ils doivent être implantés près des chaabas et oueds, pour pouvoir, évacuer en cas de nécessité les eaux vidangées ;
- Ils ne doivent pas être implantés dans les endroits inondables, ni dans les exutoires des bassins versants pluviaux ;
- Leur regard doit être rehaussé de 15 à 20 cm/TN, pour éviter toute pénétration des eaux de pluies.

3.2 EQUIPEMENT DES POINTS HAUTS

3.2.1 Introduction

La ventouse pour eaux usées protège les conduites d'assainissement en évacuant l'air piégé en point haut. Son utilisation permet :

- La protection de la conduite en évacuant l'air piégé (dégazage) au point haut, lors de l'exploitation du réseau ;
- L'évacuation d'air à haut débit lors du remplissage de la canalisation ;
- L'admission d'air à haut débit lors de la vidange de la canalisation ;

Ces deux dernières utilisations sont réservées aux ventouses triples fonctions¹⁶.

Les ventouses triple fonctions sont plus avantageuses dans le cas des zones de très fortes pentes (> 20 %), ou dans des zones de grand risque de casse (trafic important, versant instables, etc...), et qui doivent être précisées dans des études détaillées.

3.2.2 Dimensionnement

Les ventouses doivent faire l'objet d'un dimensionnement, qui dépend du débit d'air à évacuer ou à introduire. Les débits d'air, normalement utilisés pour le dimensionnement de ces ouvrages, sont :

- pour les gros orifices : en fonction des conditions de vidange (casse franche) et de remplissage de la conduite.

Dans ces conditions, les débits d'air des gros orifices pourront être pris égaux aux valeurs des débits maxima de l'eau écoulee et peuvent être calculés par la formule de Manning Strickler dont l'équation (1) est la suivante :

$$Q = S.V = \frac{\pi D^2}{4} KR^{2/3} \sqrt{I}$$

Compte tenu des pertes de charge singulières importantes dans le cas d'une casse franche, ces dernières seront prises en compte et peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_s = \frac{KV^2}{2g}; \quad \text{avec } k = 2$$

Tout calcul fait, l'équation (1) devient :

$$Q = 31,16 * D^{8/3} \sqrt{\frac{H + V^2}{L + \frac{V^2}{g}}}$$

Avec :

- K = constance de Strickler = 100 ;
- Q = débit déchargé (m³/s) ;
- D = diamètre de la conduite (en m) ;
- H = dénivelée (en m) ;
- L = longueur (en m) ;
- V = Vitesse d'écoulement en régime permanent ;
- g = 9,81 m/s².

- pour les petits orifices : en fonction de la quantité d'air, véhiculée par l'eau (1/10^{ème} du débit d'eau).

3.2.3 Equipements installés

Les équipements de points hauts installés sont constitués de :

- ✓ Un té à emboîtements, à tubulure ;
- ✓ Un robinet vanne ;

¹⁶ On distingue les ventouses simples, doubles ou triples fonctions ; les ventouses triple fonctions coûtent plus cher que celles à simple ou double fonctions

- ✓ Une ventouse.

Ces équipements sont abrités dans un regard en béton armé.

3.2.4 Nombre et emplacements des points hauts à équiper

En général, les points hauts doivent être étudiés, cas par cas, et sur la base des profils en long réalistes. Toutefois, leur nombre et leur emplacement doit être optimisé au mieux.

3.2.4.1 NOMBRE

Le nombre de ventouses, à installer, dépendra de la longueur et de la hauteur maximale à admettre.

Une optimisation des terrassements – nombre de points hauts doit être recherchée (il n'est pas nécessaire d'adopter la hauteur de recouvrement minimale sur toute la longueur du profil en long ; des profondeurs de tranchées, allant jusqu'à 2,5 m, sont admises sans qu'il y ait besoin de protection spéciale).

Toutefois, tous les points hauts doivent être équipés de ventouses.

3.2.4.2 EMBLEMES DES POINTS HAUTS

L'emplacement des ouvrages de points hauts doit être étudié soigneusement et doit être optimisé au mieux ; en effet :

- Les ouvrages de points hauts doivent être accessibles à tout moment ;
- Ils doivent être implantés, dans la limite du possible, près des routes et des pistes, pour pouvoir utiliser ;
- Ils ne doivent pas être implantés dans les endroits inondables, ni dans les exutoires des bassins versants pluviaux ;
- Leur regard doit être rehaussé de 15 à 20 cm/TN, pour éviter toute pénétration des eaux de pluies.

3.3 GENIE CIVIL DES REGARDS DE VIDANGE ET DE VENTOUSE

Les dimensions intérieures des regards de vidanges, de ventouses et de vannes doivent être déterminées, en fonction de l'encombrement des équipements, avec 0,15 ou 0,20 m de part et d'autre, pour tout besoin d'intervention.

La hauteur des regards, qui est fonction du calage des conduites, doit être optimisée au mieux et les regards ne doivent en aucun cas dépasser des profondeurs de 1,5 à 2 m, sauf cas particulier.

Pour les radiers et les parois des regards, les épaisseurs minimales, généralement retenues, sont de 15 ou 20 cm. Cette épaisseur peut être optimisée et peut être ramenée à 12 cm (il est déconseillé de descendre au dessous de cette épaisseur, pour des contraintes de mise en œuvre du béton et de vibration).

Pour le dispositif de fermeture du regard, le tampon en fonte ductile semble approprié.

4 CONDITIONS DE REALISATION ET DE POSE

Les recommandations relatives aux conditions de réalisation des travaux de pose ont été présentées, au niveau de la fiche DR1.

5 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE

L'approche adoptée, pour l'établissement des prix d'ordre des conduites de refoulement, se base essentiellement sur les points suivants :

- Inventaire des prix départ usine des tuyaux proposés par les principaux fournisseurs ;
- Mètres détaillés établis dans le cadre d'études récentes ;
- Exploitation de marchés de travaux récents.

Les prix d'ordre des conduites de refoulement intègrent les composantes suivantes :

- 1) Fourniture, transport et pose des conduites ;
- 2) Terrassements en déblais ;
- 3) Réalisation d'un lit de pose en sable ou en gravette ;
- 4) Terrassements en remblais ;
- 5) Ouvrages annexes: Génie civil et équipement des points hauts (ventouses) et des points bas (vidanges) ;

Les hypothèses, prises en considération pour le calcul de ces prix d'ordre, sont précisées, ci après.

a) Largeur des tranchées

La largeur de la tranchée considérée est la suivante :

- $DN \leq 200$ mm ➔ $LT = 0,60$ m
- $200 < DN \leq 400$ mm ➔ $LT = 0,90$ m
- $400 < DN \leq 600$ mm ➔ $LT = 1,20$ m
- $DN > 600$ mm ➔ $LT = DN + (2 \times 0,40)$ m

b) Lit de pose

La qualité du matériau de lit de pose est fonction de la nature du sol :

- ✓ Dans le cas d'un terrain meuble, il sera en sable et son épaisseur sera de 15 cm
- ✓ Dans le cas d'un terrain rocheux, il sera en gravette et son épaisseur sera de 20 cm

c) Pourcentage de rocher

Nous avons effectué le calcul pour trois types de terrains correspondant à un pourcentage de terrain rocheux de 30 %, 50% et 70%¹⁷.

d) Profondeurs envisagées

Pour chaque diamètre, il a été considéré une profondeur moyenne des tranchées hm prenant en compte les éléments suivants :

- Diamètre extérieur du collecteur ;
- Lit de pose ;
- Hauteur de recouvrement minimale de 0,8 m.

La prise en compte de ces paramètres permet de déterminer hm pour calculer le coût des terrassements.

e) Remblais

On distingue 2 types de remblais :

- Remblai primaire : il s'agit d'un remblai sélectionné qui concernera les 30 premiers centimètres au dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- Remblai secondaire : il s'agit d'un remblai, provenant généralement des déblais, qui concernera le reste de la tranchée jusqu'au corps de chaussée.

f) Ouvrages annexes

Les coûts des ouvrages annexes (ventouses, vidanges, ...) ont été estimés sur la base d'un pourcentage de 10% des coûts relatifs au FTP et terrassements.

Le tableau, ci-après, présente les prix d'ordre des conduites de refoulement, et ce, pour les différents matériaux, les différentes classes et les différents diamètres.

Ces coûts doivent éventuellement être adaptés au cas par cas, selon l'éloignement de la zone du projet du lieu d'approvisionnement.

Ces prix d'ordre sont établis selon la localisation des travaux envisagés :

- Pour les travaux sous voies revêtues en zone urbanisée, avec démolition et réfection de chaussées ;
- Pour les travaux sous voies non revêtues, sans démolition et réfection de chaussées.

Terrain peu rocheux (30% du rocher)

¹⁷ Ces pourcentages doivent être ajustés selon la nature du terrain rencontré.

Tableau 51: Prix d'ordre pour des collecteurs en PVC-pourcentage du rocher de 30%

Désignation	Prix d'ordre			
	PVC PN 10		PVC PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 50 mm	180	300	185	305
DN 63 mm	190	310	200	320
DN 75 mm	205	325	215	335
DN 90 mm	215	335	240	360
DN 110 mm	245	365	280	400
DN 125 mm	265	385	310	430
DN 140 mm	285	405	330	450
DN 160 mm	305	425	365	485
DN 200 mm	380	500	475	595
DN 225 mm	530	710	655	835
DN 250 mm	595	775	745	925
DN 315 mm	780	960	1 025	1 205
DN 400 mm	1 100	1 280	1 500	1 680
DN 500 mm	1 675	1 915	2 295	2 535

Tableau 52: Prix d'ordre, pour des conduites en PEHD- pourcentage du rocher de 30%

Désignation	Prix d'ordre			
	PEHD PN 10		PEHD PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 50 mm	185	315	195	325
DN 63 mm	200	330	215	345
DN 75 mm	210	340	230	360
DN 90 mm	225	360	255	385
DN 110 mm	265	395	300	430
DN 125 mm	285	415	335	470
DN 140 mm	315	445	380	515
DN 160 mm	360	495	450	580
DN 200 mm	470	600	605	735
DN 225 mm	655	855	835	1 030
DN 250 mm	725	925	940	1 140
DN 315 mm	975	1 175	1 300	1 495
DN 400 mm	1 405	1 600	1 930	2 130
DN 500 mm	1 845	2 080	1 880	2 120
DN 630 mm	2 290	2 620	2 350	2 680
DN 710 mm	2 555	2 920	2 665	3 030
DN 800 mm	2 700	3 095	2 770	3 160
DN 900 mm	3 185	3 600	3 305	3 730
DN 1000 mm	3 710	4 160	3 845	4 290

Tableau 53: Prix d'ordre, pour des conduites en BP- pourcentage du rocher de 30%

Désignation	Prix d'ordre			
	PMS 8		PMS 10	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 110	1 375	1 185	1 450
DN 400 mm	1 430	1 695	1 540	1 805
DN 500 mm	2 155	2 505	2 215	2 560
DN 600 mm	2 410	2 785	2 520	2 895
DN 700 mm	2 720	3 125	2 770	3 175
DN 800 mm	3 085	3 520	3 200	3 635
DN 900 mm	4 025	4 490	4 080	4 545
DN 1000 mm	4 525	5 020	4 635	5 130
DN 1100 mm	5 250	5 780	5 360	5 890
DN 1200 mm	5 985	6 545	6 040	6 600
DN 1400 mm	7 465	8 090	7 520	8 145
DN 1600 mm	8 750	9 440	8 805	9 495
DN 1800 mm	9 840	10 590	9 950	10 700
DN 2000 mm	10 895	11 710	11 005	11 820

Tableau 54: Prix d'ordre, pour des conduites en PRV- pourcentage du rocher de 30%

Désignation	Prix d'ordre			
	PRV PN 10		PRV PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 440	1 640	1 475	1 675
DN 400 mm	1 770	2 030	1 800	2 065
DN 500 mm	2 025	2 285	2 065	2 330
DN 600 mm	2 515	2 880	2 580	2 945
DN 700 mm	2 810	3 210	2 930	3 330
DN 800 mm	2 970	3 400	3 045	3 475
DN 900 mm	3 500	3 960	3 635	4 100
DN 1000 mm	4 080	4 575	4 225	4 715
DN 1200 mm	5 265	5 820	5 450	6 005
DN 1400 mm	6 280	6 900	6 500	7 120
DN 1500 mm	7 170	7 820	7 435	8 085
DN 1600 mm	7 975	8 660	8 265	8 950
DN 1700 mm	8 690	9 405	9 005	9 720
DN 1800 mm	9 415	10 160	9 760	10 505
DN 1900 mm	9 720	10 500	10 070	10 845
DN 2000 mm	10 030	10 840	10 395	11 205

Terrain moyennement rocheux (50% du rocher)

Tableau 55: Prix d'ordre pour des collecteurs en PVC-pourcentage du rocher de 50%

Désignation	Prix d'ordre			
	PVC PN 10		PVC PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 32 mm	190	310	195	315
DN 40 mm	200	320	200	320
DN 50 mm	205	325	210	330
DN 63 mm	220	340	225	345
DN 75 mm	230	350	245	365
DN 90 mm	245	365	265	385
DN 110 mm	275	395	305	425
DN 125 mm	295	415	340	460
DN 140 mm	310	430	360	480
DN 160 mm	330	450	390	510
DN 200 mm	405	525	500	620
DN 225 mm	575	755	695	875
DN 250 mm	640	820	790	970
DN 315 mm	825	1 005	1 070	1 250
DN 400 mm	1 150	1 330	1 550	1 730
DN 500 mm	1 745	1 985	2 365	2 605

Tableau 56: Prix d'ordre, pour des conduites en PEHD- pourcentage du rocher de 50%

Désignation	Prix d'ordre			
	PEHD PN 10		PEHD PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 32 mm	195	330	200	330
DN 40 mm	200	335	205	340
DN 50 mm	210	340	220	350
DN 63 mm	225	360	240	375
DN 75 mm	235	365	255	390
DN 90 mm	255	385	280	410
DN 110 mm	290	420	325	455
DN 125 mm	310	445	365	495
DN 140 mm	340	475	410	540
DN 160 mm	390	520	475	610
DN 200 mm	495	630	635	765
DN 225 mm	700	895	875	1 075
DN 250 mm	770	970	985	1 185
DN 315 mm	1 020	1 220	1 345	1 545
DN 400 mm	1 455	1 650	1 980	2 180
DN 500 mm	1 750	1 970	2 255	2 535
DN 630 mm	2 285	2 600	2 835	3 220
DN 710 mm	2 555	2 900	3 220	3 640
DN 800 mm	2 835	3 225	3 355	3 810
DN 900 mm	3 490	3 930	4 000	4 485
DN 1000 mm	3 875	4 325	4 640	5 160

Tableau 57: Prix d'ordre, pour des conduites en BP- pourcentage du rocher de 50%

Désignation	Prix d'ordre			
	PMS 8		PMS 10	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 175	1 440	1 250	1 515
DN 400 mm	1 500	1 765	1 610	1 875
DN 500 mm	2 255	2 600	2 310	2 660
DN 600 mm	2 520	2 900	2 630	3 010
DN 700 mm	2 850	3 255	2 900	3 305
DN 800 mm	3 230	3 665	3 345	3 780
DN 900 mm	4 190	4 655	4 245	4 710
DN 1000 mm	4 710	5 205	4 820	5 315
DN 1100 mm	5 455	5 985	5 565	6 095
DN 1200 mm	6 210	6 775	6 265	6 830
DN 1400 mm	7 740	8 365	7 795	8 420
DN 1600 mm	9 080	9 770	9 135	9 825
DN 1800 mm	10 225	10 975	10 335	11 085
DN 2000 mm	11 345	12 160	11 455	12 270

Tableau 58: Prix d'ordre, pour des conduites en PRV- pourcentage du rocher de 50%

Désignation	Prix d'ordre			
	PRV PN 10		PRV PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 490	1 690	1 525	1 720
DN 400 mm	1 835	2 100	1 870	2 135
DN 500 mm	2 095	2 360	2 140	2 405
DN 600 mm	2 625	2 990	2 690	3 055
DN 700 mm	2 935	3 335	3 055	3 455
DN 800 mm	3 115	3 545	3 185	3 615
DN 900 mm	3 660	4 125	3 800	4 260
DN 1000 mm	4 260	4 755	4 405	4 900
DN 1200 mm	5 485	6 045	5 675	6 230
DN 1400 mm	6 550	7 170	6 770	7 390
DN 1500 mm	7 470	8 120	7 730	8 385
DN 1600 mm	8 300	8 985	8 590	9 275
DN 1700 mm	9 045	9 760	9 355	10 070
DN 1800 mm	9 795	10 540	10 140	10 885
DN 1900 mm	10 130	10 910	10 480	11 255
DN 2000 mm	10 475	11 285	10 835	11 645

Terrain rocheux (70% du rocher)

Tableau 59: Prix d'ordre pour des collecteurs en PVC-pourcentage du rocher de 70%

Désignation	Prix d'ordre			
	PVC PN 10		PVC PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 32 mm	220	340	220	340
DN 40 mm	225	345	230	350
DN 50 mm	230	350	235	355
DN 63 mm	245	365	250	370
DN 75 mm	255	375	270	390
DN 90 mm	270	390	295	415
DN 110 mm	300	420	330	450
DN 125 mm	320	440	365	485
DN 140 mm	340	460	385	505
DN 160 mm	360	480	420	540
DN 200 mm	435	555	530	650
DN 225 mm	615	795	740	920
DN 250 mm	685	865	835	1 015
DN 315 mm	875	1 055	1 120	1 300
DN 400 mm	1 200	1 380	1 595	1 775
DN 500 mm	1 810	2 050	2 435	2 675

Tableau 60: Prix d'ordre, pour des conduites en PEHD- pourcentage du rocher de 70%

Désignation	Prix d'ordre			
	PEHD PN 10		PEHD PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 32 mm	220	355	225	355
DN 40 mm	230	360	230	365
DN 50 mm	235	370	245	375
DN 63 mm	250	385	265	400
DN 75 mm	260	390	280	415
DN 90 mm	280	410	305	440
DN 110 mm	315	450	350	485
DN 125 mm	340	470	390	525
DN 140 mm	370	500	435	565
DN 160 mm	415	550	505	635
DN 200 mm	525	660	660	795
DN 225 mm	740	940	920	1 120
DN 250 mm	815	1 015	1 030	1 230
DN 315 mm	1 070	1 265	1 390	1 590
DN 400 mm	1 500	1 700	2 030	2 230
DN 500 mm	1 810	2 030	2 335	2 610
DN 630 mm	2 275	2 580	2 945	3 335
DN 710 mm	2 665	3 005	3 350	3 770
DN 800 mm	2 835	3 205	3 510	3 960
DN 900 mm	3 480	3 900	4 170	4 655
DN 1000 mm	4 045	4 490	4 830	5 350

Tableau 61: Prix d'ordre, pour des conduites en BP- pourcentage du rocher de 70%

Désignation	Prix d'ordre			
	PMS 8		PMS 10	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 240	1 505	1 320	1 580
DN 400 mm	1 570	1 835	1 680	1 945
DN 500 mm	2 355	2 700	2 410	2 760
DN 600 mm	2 635	3 010	2 745	3 120
DN 700 mm	2 975	3 380	3 030	3 435
DN 800 mm	3 375	3 810	3 490	3 925
DN 900 mm	4 350	4 820	4 405	4 875
DN 1000 mm	4 890	5 390	5 000	5 500
DN 1100 mm	5 665	6 195	5 775	6 305
DN 1200 mm	6 440	7 000	6 495	7 055
DN 1400 mm	8 015	8 640	8 070	8 695
DN 1600 mm	9 410	10 095	9 465	10 150
DN 1800 mm	10 610	11 365	10 720	11 475
DN 2000 mm	11 795	12 610	11 905	12 720

Tableau 62: Prix d'ordre, pour des conduites en PRV- pourcentage du rocher de 70%

Désignation	Prix d'ordre			
	PRV PN 10		PRV PN 16	
	sans DRC	avec DRC	sans DRC	avec DRC
DN 300 mm	1 540	1 735	1 570	1 770
DN 400 mm	1 905	2 170	1 940	2 200
DN 500 mm	2 170	2 435	2 215	2 475
DN 600 mm	2 730	3 095	2 795	3 165
DN 700 mm	3 060	3 455	3 180	3 580
DN 800 mm	3 255	3 685	3 330	3 760
DN 900 mm	3 825	4 285	3 960	4 420
DN 1000 mm	4 445	4 935	4 585	5 080
DN 1200 mm	5 710	6 265	5 900	6 455
DN 1400 mm	6 825	7 445	7 045	7 665
DN 1500 mm	7 765	8 415	8 030	8 680
DN 1600 mm	8 625	9 305	8 915	9 600
DN 1700 mm	9 395	10 110	9 710	10 425
DN 1800 mm	10 175	10 920	10 520	11 265
DN 1900 mm	10 545	11 320	10 890	11 670
DN 2000 mm	10 915	11 725	11 280	12 090

MANUEL 3 : MANUEL DE CONCEPTION DES STATIONS D'EPURATION

- Fiche E0:** Rappel des principales conclusions de la mission I ;
- Fiche E1:** Prétraitements ;
- Fiche E2 :** Décantation primaire ;
- Fiche E3:** Lagunage naturel ;
- Fiche E4:** Lagunage aéré ;
- Fiche E5:** Lits bactériens ;
- Fiche E6:** Disques biologiques ;
- Fiche E7:** Boues activées ;
- Fiche E8:** Traitements nécessaires, pour la REUE en irrigation ;
- Fiche E9:** Production des boues ;
- Fiche E10:** Traitement des boues ;
- Fiche E11:** Désodorisation ;
- Fiche E12:** Choix des filières épuratoires.

FICHE E0 : RAPPEL DES PRINCIPALES CONCLUSIONS DE LA MISSION I

Ce manuel, relatif aux stations d'épuration, doit prendre en compte certaines spécificités du contexte des STEP, réalisées, au niveau du Maroc, entre autres :

- De plus fortes concentrations des eaux brutes d'entrée, que celles rencontrées en France et en Allemagne, ou dans d'autres pays européens;
- Un faible degré de maîtrise du raccordement des effluents industriels ;
- De fortes salinités de l'eau brute (selon les sites) ;
- La présence de sable en quantité importante ;
- Les objectifs de rejet sur l'eau traitée ;
- De plus fortes températures.

Pour le calcul de la pollution, nous recommandons l'utilisation des valeurs de pollution obtenues, à partir des ratios de l'ONEE-BE de 2011, selon la taille des centres.

Ce manuel, dans sa partie relative aux stations d'épuration, précise les ratios de dimensionnement préconisés pour les **prétraitements**.

En les transposant au contexte marocain, nous recommandons l'utilisation des **méthodes de dimensionnement allemandes et françaises, pour les décanteurs primaires, les boues activées et les lits bactériens**.

Pour les lits bactériens, la charge volumique de 0,5 kg DBO₅/m³/j max, proposée par l'ONEE, peut être retenue si l'objectif de rejet pour la [DBO₅] est strictement supérieur à 25 mg/l. Les pratiques actuelles françaises et l'ATV préconisent une charge volumique de 0,4 kg DBO₅/m³/j, pour un objectif de rejet sur la [DBO₅] ≤ 25 mg/l.

Le manuel des stations d'épuration va déboucher sur certaines préconisations particulières de conception, telles que les taux de recirculation, les charges hydrauliques superficielles, les hauteurs de matériaux, les vitesses ascensionnelles sur les clarificateurs, les productions de boues ...

Concernant les étages primaires en tête de lit bactérien, il peut exister un risque de surconsommation d'oxygène et d'odeurs, au niveau du lit bactérien, à cause de lagunes anaérobie en étage primaire. Il conviendra donc de maintenir ces dispositifs épuratoires éloignés des habitations.

Pour les boues activées, le choix d'une boue activée, en moyenne charge, peut être discuté par rapport au choix d'une station d'épuration à faible charge. En effet, une moyenne charge ne permet pas de maîtriser l'élimination de l'azote. Des risques de dénitrification accidentelle, en décantation secondaire, sont à craindre sans être inéluctables. Toutefois, la filière moyenne charge reste une filière acceptable dans le cas de certaines stations.

Le manuel des stations d'épuration va déboucher sur certaines préconisations particulières de conception, telles que la concentration en MES des boues activées, la température de dimensionnement à préciser, l'âge de boues, le calcul des besoins en oxygène ...

Pour le lagunage aéré, les manuels à établir tiendront compte du contexte marocain.

Nous conseillons d'appliquer les **méthodes de dimensionnement de Mara, pour le lagunage anaérobie, le lagunage aérobie facultatif et le lagunage de maturation** (formule de Marais).

Pour les technologies de traitement des boues, le manuel des stations d'épuration présentera le récapitulatif des ratios de dimensionnement, communément recommandés à l'international.

A l'international, l'emploi de silo épaisseur, sur boues biologiques, est de plus en plus abandonné, contrairement à ce qui est proposé dans ces projets au Maroc, à cause de performances très limitées, de retours en tête très chargés et de surdimensionnement et de contraintes d'exploitation de la centrifugation en aval.

En déshydratation, le choix de la centrifugeuse est intéressant. La technologie du filtre à bandes presseuses pourrait être moins contraignante en exploitation et maintenance.

Le manuel des stations d'épuration présente les principaux ratios de dimensionnement des files boues, afin de mieux orienter les conceptions des futures filières au Maroc. En particulier, les productions de boues y sont évaluées.

FICHE E1 : PRETRAITEMENTS

L'objectif des prétraitements est d'éliminer de l'effluent brut les déchets volumineux, les sables et les graisses, de façon à protéger les ouvrages et équipements en aval.

1 DEGRILLAGE

1.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les dégrilleurs consistent à retenir les déchets les plus volumineux, par passage de l'eau à dégriller au travers d'une grille s'opposant au passage de ces déchets. Les déchets sont évacués généralement mécaniquement. Ils peuvent être évacués manuellement pour les faibles capacités de stations d'épuration inférieures à 2 000 EH.

Ils assurent la protection des équipements électromécaniques en aval et réduisent les risques de colmatage des conduites, mises en place dans la station d'épuration.

Les dégrilleurs sont un équipement indispensable, quelque soit la taille ou le type de filière épuratoire.

Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché :

- à raclage manuel ou automatique,
- à raclage en amont ou en aval,
- grille droite, inclinée ou courbe.

1.2 DIMENSIONNEMENT

Les surfaces et largeurs de grilles sont calculées comme suit.

Pour une grille droite verticale

$$S_{\text{dégr.}} = \frac{Q_p}{V_{\text{dégr.}} \times O \times C}$$

$$l = \frac{S_{\text{dégr.}}}{t}$$

$S_{\text{dégr.}}$: surface de la grille (m²) ;

Q_p : débit de pointe d'eaux usées (m³/h) ;

C'est-à-dire le débit de pointe de temps sec dans le cas d'un réseau séparatif et le max des débits de pointe de temps sec et de temps de pluies (selon le taux de dilution et les coefficients de pointe adoptés) pour un réseau unitaire ou pseudo séparatif.

$V_{\text{dégr.}}$: vitesse de passage de l'eau au travers de la grille (m/s) ;

O : ratio entre l'espace libre d'un dégrilleur et la largeur totale de grille (sans unité)

$$\text{avec } O = \frac{e}{e + e'}$$

e : espace libre entre barreaux (m) ;

e' : épaisseur des barreaux (m) ;

C : coefficient de colmatage de la grille (sans unité) ;

l : largeur du chenal de dégrillage (m) ;

t : tirant d'eau en amont du canal de dégrillage (m).

Les valeurs, recommandées pour ce dimensionnement, sont environ les suivantes :

- $V_{\text{dégr.}} \leq 1,2 \text{ m/s}$;
- C = 0,10 - 0,30 pour des grilles manuelles ;
= 0,40 - 0,50 pour des grilles automatiques ;
- t = 0,10 < 1000 EH ;
= 0,20 < 5000 EH ;
= 0,40 < 20000 EH ;
= 0,50 < 50000 EH ;
= 0,60 < 100000 EH ;
> 0,60 > 100000 EH.

Les performances d'un dégrilleur (manuel ou autonettoyant) se caractérisent par son espacement entre barreaux. L'écartement des barreaux de la grille est défini par le choix de la taille et de la nature des objets, qui peuvent être acceptés par la station. On cherche aussi un compromis entre l'espacement des barreaux et la quantité des déchets à évacuer (nettoyage fréquent de la grille, volume de déchets produits).

Les espacements, entre barreaux, se distinguent selon les types de dégrillage.

Tableau 63: Espacement entre les barreaux selon le type de dégrillage

Type de dégrillage	Espacements entre barreaux (cm)	Domaine d'application
Dégrillage grossier	10 cm	Prédégrillage en amont d'un dégrillage « normal » ou sur les surverses de déversoirs d'orage ou sur les by-pass
Dégrillage « normal »	2,0 à 2,5 cm pour un dégrilleur mécanique 3 à 4 cm pour un dégrilleur manuel	En entrée de station d'épuration, quelque soit le process (hors domaine d'application du dégrillage fin)
Dégrillage fin	1 cm	Protéger des filières de traitement des eaux ou des boues spécifiques (lit bactérien, centrifugation, ...)

Pour une grille courbe ou une grille inclinée

Les formules précédentes s'appliquent également aux grilles courbes et grilles inclinées. En complément, il convient seulement de noter que la longueur mouillée de la grille est majorée par rapport au tirant d'eau, du fait de l'angle d'inclinaison de la grille.

Ainsi, en complément des formules précédentes, nous prendrons également en compte :

$$L_0 = \frac{t}{\sin \lambda} ;$$

$$l = \frac{S_{\text{dégr}}}{L_0} ;$$

L_0 : longueur mouillée de la grille (m) ;

t : tirant d'eau dans le canal de dégrillage (m) ;

λ : angle d'inclinaison de la grille (°) ;
 l : largeur du chenal de dégrillage (m) ;
 $S_{\text{dégr.}}$: surface de la grille (m²).

Pour une grille courbe, l'angle d'inclinaison est assimilé à un angle $\emptyset = 26,5^\circ$.

Pour une grille droite inclinée, l'angle d'inclinaison recommandé est d'environ 60° .

Production de sous-produits

Le ratio du volume des refus du dégrilleur, généralement constaté, et qui est recommandé dans le cadre de la présente étude, est de 6 dm³/EH/an.

La quantité de refus de dégrillage peut être évaluée par la formule suivante.

$$Q_{\text{rd}} = \frac{15 \text{ à } 20}{e} \text{ (à confirmer dans le contexte de l'ONEE)}$$

Q_{rd} : quantité de refus de dégrillage (l/an/EH)
 e : espace libre entre barreaux (m)

Cette formule est issue de l'expérience française. Il conviendra de la transposer au contexte marocain.

Sur la base de ce ratio et du nombre d'équivalents habitants, on calculera la quantité de refus de dégrillage, le volume des bennes nécessaires et leur nombre ainsi que la fréquence d'évacuation vers la décharge.

1.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Lorsque l'énergie électrique est disponible sur le site, il est recommandé d'opter pour un dégrillage à nettoyage mécanique automatique et dès que la capacité de la station d'épuration dépasse les 2 000 EH.

Les dégrilleurs, par raclage à l'aval, sont adaptés pour des effluents chargés en déchets à dégriller. Les dégrilleurs, par raclage à l'amont, sont adaptés pour des effluents peu chargés en déchets à dégriller.

Les grilles courbes sont généralement utilisées pour des fils d'eau hors sols, et pour des capacités inférieures à 50 000 EH.

Les grilles droites sont généralement utilisées pour des fils d'eau, en dessous du niveau du sol et quelque soit la capacité de la station d'épuration.

Le fonctionnement des dégrilleurs automatiques sera asservi à une minuterie ou au fonctionnement des pompes de relèvement ou à une mesure de perte de charge dans le chenal de dégrillage.

L'accessibilité aux ouvrages et la facilité des opérations manuelles d'exploitation et de maintenance sera particulièrement surveillée.

Un point d'eau sera installé au voisinage du dégrillage pour faciliter le nettoyage.

Les matériaux de la grille devront résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

Pour faire face à tout incident, au niveau du dégrilleur, il est souhaitable de prévoir, en secours, un dispositif de dégrillage manuel (entrefer 40 à 50 mm) installé dans un canal de dérivation.

Pour éviter l'accumulation de dépôts, à l'amont du dégrillage, et optimiser la rétention des refus sur la grille, le canal d'approche doit être légèrement pentu. De plus, la vitesse de circulation de l'eau, dans le chenal, doit être d'au moins 0,3 m/s afin d'éviter la sédimentation de matière dans le chenal de dégrillage.

Il est nécessaire de prévoir un limiteur de couple ainsi qu'un dispositif d'arrêt de fin de course pour le dégrillage.

Toute intervention sur l'équipement implique préalablement sa mise hors tension.

L'installation d'un bouton d'arrêt d'urgence (type coup de poing par exemple) est indispensable.

La prévention des accidents, liés aux pièces en mouvement, impose l'installation de dispositifs de protection (grilles facilement démontables, portillon avec coupure de l'alimentation électrique...).

Il est recommandé que l'ensemble des ouvrages de prétraitements soient by-passable et vidangeable (dégrilleur, dégraisseur, dessableur, tamisage).

Le tableau, ci-après, présente un comparatif des types de grilles et des systèmes de raclage.

Tableau 64: Tableau comparatif des types de grilles et des systèmes de raclage

Types de grilles et de raclage	Avantages	Inconvénients
Grilles courbes	Grande surface de dégrillage Adapté à de faibles hauteurs d'eau de dégrillage et des fils d'eau hors sol Adapté pour des dégrillages hors sol en aval d'un poste de relevage Simplicité des équipements électromécaniques Réservé aux stations de petites tailles (<50 000 EH) Adapté à de plus faibles débits	Non adapté aux stations de tailles importantes et à des débits importants
Grilles droites verticales	Adapté à de fortes hauteurs d'eau de dégrillage Adapté pour des dégrillages sur fil d'eau enterré Adapté à toutes tailles de stations, dont les forts débits et grandes capacité et forte hauteurs d'eau en amont du dégrillage	Equipements électromécaniques plus complexes
Raclage par l'amont	Adaptés aux effluents peu chargés	Matériels quelques fois plus bruyants
Raclage par l'aval	Adaptés aux effluents chargés (cas de certains effluents industriels)	Equipements électromécaniques plus complexes

Toute filière, permettant une meilleure prise en compte du traitement et du devenir des déchets de dégrillage, doit être privilégiée. Ainsi, la réduction du poids et du volume des refus de dégrillage par compactage pourra être retenue pour les stations d'épuration de capacité importante.

Dans tous les cas, un bac de récupération adapté (égouttage et stockage) doit être mis en place.

Les conditions de manutention ou de convoyage (vis, tapis roulant ...) des refus à partir du dégrilleur vers les bacs de stockage des refus seront surveillées.

Le stockage des refus de dégrillage sera effectué à l'abri des rongeurs, oiseaux et insectes.

Le stockage des déchets, à caractère organique (tendance à la fermentation), peut impliquer des dégagements d'odeurs et nécessite alors des précautions particulières : bennes hermétiques, locaux sous dépression, ...

Les refus de dégrillage, étant assimilés aux ordures ménagères, suivent généralement les mêmes filières de collecte et de traitement que celles-ci.

L'accessibilité, pour l'évacuation des déchets de prétraitements, sera intégrée à la conception.

Certains fournisseurs de dégrilleurs citent une limite haute de hauteur d'eau de l'ordre de 3,30 m à respecter sur les dégrilleurs droits inclinés (70° à 85° d'inclinaison) pour un espacement entre barreaux de 2,5 cm et des équipements standards (hors conception particulière). Pour ce même type d'équipement, la différence maximale admissible de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval de la grille serait de 30 à 50 cm pour des équipements standards.

Les coûts d'investissement des ouvrages de prétraitement classiques sont négligeables, par rapport au coût global d'investissement de l'ensemble de la station d'épuration, et sont déjà inclus dans les ratios proposés pour les stations d'épuration.

2 DEGRAISSAGE-DESSABLAGE

2.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le dégraisseur-dessableur est un ouvrage dans lequel une grande partie des particules les plus denses vont pouvoir se déposer, sous réserve que la vitesse de circulation de l'eau soit inférieure à 0,3 m/s.

Il est en effet souhaitable de récupérer les sables en amont de la station plutôt que de les laisser s'accumuler en certains points (bassin d'aération, digesteurs anaérobies...) où ils engendrent des désordres divers (dépôts, réduction des temps de séjour, septicité ...). Par ailleurs, la présence de sables limite la durée de vie des équipements (effet abrasif, ...).

Dans ce même ouvrage de dégraissage et de dessablage, les graisses seront retenues par flottation accélérée grâce à l'injection de fines bulles d'air de diamètre < 1 mm (Aeroflot ou insufflation d'air).

Les teneurs en graisses sont appréciées analytiquement par la mesure des MEH (Matières Extractibles à l'Hexane).

Ces matières grasses doivent être éliminées en amont de la station, car elles sont susceptibles de nuire à la phase biologique du traitement (mousses biologiques stables, perturbation du transfert d'oxygène, flottants, colmatage, DCO réfractaire ...).

La présence de cet ouvrage est indispensable quelque soit le type de process épuratoire en aval, hormis les cas où il est installé des lagunes anaérobies de faibles capacités en tête de traitement.

Le pourcentage d'élimination des MEH par les dégraisseurs- dessableurs aérés est d'environ 17 %.

L'efficacité sur l'élimination des sables est plus importante : rendement ≥ 90 % des particules de taille supérieure à 200 μm .

L'intérêt des dessableurs et dégraisseurs statiques non aérés est très limité car les performances sont généralement très faibles.

2.2 DIMENSIONNEMENT

➤ Cas d'un dessableur dégraisseur aéré

Les surfaces et volumes des dessableurs-dégraisseurs sont calculés comme suit.

$$S_{dd} = \frac{Q_p}{V_{asc}} ;$$

- S_{dd} : surface du dessableur-dégraisseur (m^2) ;
 Q_p : débit de pointe horaire d'eaux usées (m^3/h) ;
 V_{asc} : vitesse ascensionnelle (m/h) ;
 $V_{dd} = Q_p \times T_s$;
 V_{dd} : volume du dessableur-dégraisseur (m^3) ;
 T_s : temps de séjour (h).

Les valeurs, recommandées pour ce dimensionnement, sont environ les suivantes :

- V_{asc} : 10 à 20 m/h ;
- T_s : 10 à 15 minutes.

En cas de fortes proportions d'effluents industriels graisseux (abattoirs, ...), les valeurs suivantes pourront être prises en compte :

- V_{asc} : 10 m/h ;
- T_s : 15 à 20 minutes.

Pour l'aération, les ratios suivants peuvent être pris en compte :

- 35 à 40 W/ m^3 d'ouvrage utile (Aeroflot) ;
- 1 à 2 Nm³ d'air /h. m³ d'ouvrage utile (insufflation d'air fines bulles).

Production de sous-produits (à confirmer dans le contexte de l'ONEE) :

- Quantité de graisses piégées = 1 kg MEH/hab/an (avec un rendement maxi de 20 %) ;
- Quantité de sables extraits du dessableur = 4 à 8 l/hab/an.

Ces ratios sont des valeurs issues de l'expérience française. Il conviendra de les transposer au contexte marocain.

➤ Cas d'un dessableur statique

La hauteur d'eau en amont du canal dessableur est donnée par la formule suivante

$$Q = 1,7 \times s \times H^{(3/2)} ;$$

Avec :

- ✧ Q débit de pointe horaire en (m^3/s) ;
- ✧ S : largeur du rétrécissement en m ;
- ✧ H : hauteur d'eau en amont en m.

Pour une vitesse constante, la section transversale du fond du canal à la forme d'une courbe sous forme de parabole, dont l'équation s'écrit :

$$\left(\frac{B}{2}\right)^2 = 2 \times p \times H$$

Avec :

- ✦ B : largeur maximale en (m) ;
- ✦ p : constante caractéristique de la parabole en (m) ;
- ✦ H : hauteur maximale en (m).

Pour un rapport hauteur maximale largeur maximale de 1,5, la hauteur maximale est donnée par la formule :

$$Q = 0,3 \times H^2$$

D'où la formule de calcul de la section de rétrécissement :

$$S = 0,177 \times H^{1/2}$$

- Largeur maximale (l) : $l = Hm/1.5$;
- Longueur du dessableur (L): $L = V1/V2 * Hm$.

Avec :

- Hm : Hauteur maximale ;
- V1 : Vitesse dans le dessableur (de l'ordre de 0.3 m/s) ;
- V2 : Vitesse de décantation d'une particule (une vitesse de 0.02 m/s, pour une particule de diamètre 0.15 mm).

Le rapport L/H est pris égal à 1,5.

2.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Lorsqu'il s'agit d'un ouvrage combiné (dessableur-dégraisseur), le dessablage est réalisé dans la partie inférieure (conique) du bassin. La pente doit être au moins égale à 45°.

Les sables seront récupérés après détassage par un dispositif de type air lift (insufflation d'air) ou par pompes. Si une reprise des sables par pompes est prévue, les pompes choisies seront prévues pour résister à l'abrasion.

Un piquage sur la canalisation d'extraction des sables pourra être prévu afin de pouvoir injecter de l'eau ou de l'air sous pression, pour faciliter un détassage ponctuel.

Les boîtiers de réception des flottants, situés en périphérie d'ouvrage, auront, au moins, les dimensions suivantes : 400 x 200 mm.

Les modalités de remontée des aérateurs fines bulles (maintenance) doivent être étudiées.

Les racleurs, en caoutchouc, ne doivent pas être cassés (trop écrasés) au passage de la goulotte.

Dans tous les cas, il est indispensable de pouvoir isoler le dégraisseur sans entraîner l'arrêt de la station d'épuration. A ce titre, l'ensemble des prétraitements doit être by passable.

L'accessibilité aux ouvrages et la facilité des opérations manuelles d'exploitation et de maintenance seront particulièrement surveillées.

Il est nécessaire de prévoir un point d'eau sous forte pression, à proximité des ouvrages, pour faciliter leur entretien.

Le tableau, ci-après, présente un comparatif des solutions de dégraissage-dessablage.

Tableau 65: comparatif des solutions de dégraissage-dessablage

Types de dégraisseurs-dessableurs	Avantages	Inconvénients
Dégraisseur-dessableur statique	Simplicité Faible coûts d'investissement et très faible coût d'exploitation A réserver généralement à de petites stations d'épuration	Très faibles efficacités
Dégraisseur-dessableur aéré	Efficacités plus significatives	Coûts d'investissement et d'exploitation plus élevés
Dégraisseur-dessableur aéré cylindro-conique	Adaptés aux stations d'épuration petites et moyennes	Non adaptés aux stations d'épuration importantes
Dégraisseur-dessableur aéré rectangulaire	Adaptés aux stations d'épuration importantes	Non adaptés aux stations d'épuration petites et moyennes

En tête de lagunage anaérobie, il peut être toléré d'installer uniquement des dessableurs statiques (non aéré et sans dégraisseur).

Les fosses à graisses et à sable seront couvertes.

Toute filière permettant une meilleure prise en compte du traitement et du devenir des sables et des graisses doit être privilégiée. Ainsi, pour les stations d'épuration de capacités importantes, pourront être préconisées des solutions :

- d'essorage des sables par vis d'Archimède ou classificateurs à râtaux ;
- de lavage des sables par hydro-cyclonage ;
- de bio-digestion aérobie des graisses.

Les coûts d'investissement des ouvrages de prétraitement classiques sont négligeables, par rapport au coût global d'investissement de l'ensemble de la station d'épuration, et sont déjà inclus dans les ratios proposés pour les stations d'épuration.

3 TAMISAGE

3.1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les équipements de tamisage permettent de retenir les déchets et une partie des MES de taille inférieure à 1 cm.

Les mailles de tamisage sont environ de 0,25 mm à 10 mm.

Ces matières sont retenues par passage de l'eau à tamiser sur des toiles métalliques, des treillis, des grilles ou des tôles perforées.

L'utilisation de tamis peut s'avérer nécessaire, dans les cas suivants :

- prétraitements d'effluents industriels sur les sites industriels, avant rejet au réseau d'assainissement urbain ;
- prétraitements poussés des effluents urbains en tête d'ouvrages épuratoires à protéger, tout particulièrement des risques de colmatage (lit bactérien par exemple) ;

- remplacement des décanteurs primaires, afin de gagner en compacité (en tête de lit bactérien, de disques biologiques par exemple).

Dans le cas des eaux résiduaires industrielles, le tamisage peut permettre des abattements importants sur les pollutions particulaire et organique. À titre d'exemple, les résultats obtenus pour différents types d'effluent et des mailles de tamis, comprises entre 0,5 et 1 mm, sont les suivants :

Type d'effluent (tamis de maille 0,5 à 1 mm)	Rendement MES (%)	Rendement DCO (%)
Abattoir	50	25
Conserverie	15	0
Cave vinicole	20	10
Élevage	45	30
Urbain	12	6

Afin d'obtenir une élimination significative des paramètres épuratoire, il convient de retenir une maille maximale de 1 mm.

3.2 DIMENSIONNEMENT

Les principes de dimensionnement des tamis sont identiques à ceux du dégrilleur.

Généralement, les dimensions et capacités des tamis sont préconisées par les fournisseurs de tamis et dépendent :

- de chaque type de tamis (tamis rotatifs, Aquagard, Stepscreen, grille, grilles courbes ...),
- des objectifs de tamisage,
- de la forme des orifices (trous, fentes ...). Il est conseillé de préconiser des orifices en forme de trous.
- du pouvoir de coupure,
- et de la nature des effluents à tamiser.

Le choix des tamis se fait sur les catalogues des fournisseurs. Leurs dimensions sont issues des expériences des fournisseurs.

Les charges hydrauliques admissibles, pour des tamis de maille de 0,6 à 2 mm, sont d'environ 30 à 90 m³/m² de tamis/h.

À partir des treize sites étudiés en France (environ 180 jours de mesures), les quantités moyennes de matières sèches, obtenues en fonction de la maille, ont donné les valeurs suivantes :

Mailles	Quantité de MS/eH/an
> à 600 – 750 µm	0,4
> à 1 – 1,5 mm	0,35
> à 20 mm	0,08

3.3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Les types de tamis, préconisés pour les effluents urbains, sont les suivants :

- tamis rotatifs,
- tamis type Aquagard ou équivalents,
- tamis type Stepscreen ou équivalents.

Quelque soit le tamis préconisé, sa conception devra intégrer des principes d'auto-nettoyage communs aux tamis rotatifs ou Aquagard ou Stepscreen ou équivalents.

Si un engagement, sur l'élimination des paramètres MES, DCO et DBO₅ par le tamisage, est pris en compte lors du dimensionnement de la filière épuratoire, cette élimination devra être particulièrement vérifiée à la réception.

Le fonctionnement des tamis sera asservi au fonctionnement des pompes de relèvement ou à une mesure de perte de charge dans le chenal de tamisage.

L'accessibilité aux ouvrages et la facilité des opérations manuelles d'exploitation et de maintenance sera particulièrement surveillée.

Un point d'eau sera installé au voisinage des tamis pour faciliter le nettoyage.

Les matériaux devront résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

Beaucoup de tamis sont sensibles au colmatage par les graisses. En cas de présence significative de graisses, un dégraisseur sera prévu en amont des tamis.

Beaucoup de tamis sont sensibles à l'abrasion par les sables. En cas de présence significative de sables, un dessableur sera prévu en amont des tamis.

Les tamis devront être résistants mécaniquement.

Pour faire face à tout incident au niveau du tamisage, il est souhaitable de prévoir en secours un canal de dérivation.

Toute intervention sur l'équipement implique préalablement sa mise hors tension.

L'installation d'un bouton d'arrêt d'urgence (type coup de poing par exemple) est indispensable.

La prévention des accidents, liés aux pièces en mouvement, impose l'installation de dispositifs de protection (capotage, grilles facilement démontables, portillon avec coupure de l'alimentation électrique...).

Toute filière permettant une meilleure prise en compte du traitement et du devenir des déchets de tamisage doit être privilégiée. Ainsi, la réduction du poids et du volume des refus de tamisage, par compactage, pourra être retenue pour les stations d'épuration de capacité importante.

Les conditions de manutention ou de convoyage (vis, tapis roulant ...) des refus, à partir du tamis vers les bacs de stockage des refus, seront surveillées.

Le stockage des refus de dégrillage sera effectué à l'abri des rongeurs, oiseaux et insectes.

Le stockage des déchets, à caractère organique (tendance à la fermentation), peut impliquer des dégagements d'odeurs et nécessite alors des précautions particulières : bennes hermétiques, locaux sous dépression, ...

FICHE E2 DECANTEUR PRIMAIRE

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le décanteur primaire tient sa dénomination du fait qu'il s'agit d'un décanteur placé en amont du traitement biologique secondaire.

Son rôle essentiel est d'abattre une partie de la pollution particulaire par décantation des MES décantables.

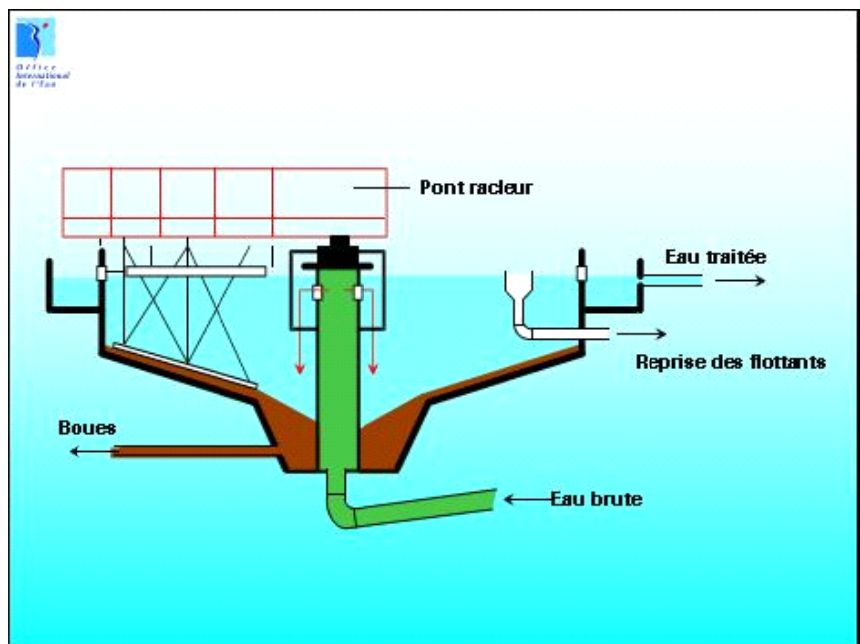


Figure 37: Schéma de principe d'un décanteur primaire (source: OIEau)

Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement prétraitée (dégrillée, dessablée et dégraissée), un ouvrage avec une vitesse de passage suffisamment faible et un temps de séjour suffisamment élevé, autorisant une décantation des MES décantables.

Le tableau, ci après, donne les avantages et les inconvénients de cette filière.

Tableau 66: Avantages et inconvénients du décanteur primaire

Avantages	Inconvénients
<p>L'implantation d'un décanteur primaire, en amont d'un traitement secondaire biologique, se justifie dans les cas suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - dans l'effluent brut, part significative de MES spontanément décantables autorisant un abattement minimal de 40 % des MES et 20 % de la DCO et de la DBO₅ ; - objectif de réduction du volume de l'étage secondaire biologique ; - objectif de réduction de la consommation énergétique, sur l'étage secondaire biologique (en cas de boues activées, et disques biologiques) ; - réduction des risques de colmatage de l'étage secondaire biologique (en cas de lit bactérien) ; - production de boues primaires fermentescibles, contribuant positivement à la digestion anaérobie des boues, et donc à la production de biogaz. 	<p>Les raisons, pour lesquels les décanteurs primaires ne sont pas toujours implantés en tête de filière boues activées à faible charge, sont les suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - production de boues fermentescibles contraignantes à gérer en termes d'odeurs et de traitements spécifiques d'épaississement, dissociés de l'épaississement des boues biologiques ; - ouvrage supplémentaire à construire ; - production d'effluents septiques, en cas de temps de séjour trop prolongés dans le décanteur primaire ; - diminution de la part de carbone assimilable disponible pour les bactéries hétérotrophes en tête de réacteur biologique dénitrifiant.

Les performances (% d'élimination) des décanteurs primaires, pour les effluents urbains, sont généralement les suivantes :

- MES : 40 à 70 % ;
- DBO₅ et DCO : 20 à 35 % ;
- NGL < 10 % ;
- Pt < 10 %.

L'efficacité est variable selon la vitesse ascensionnelle appliquée.

2 DIMENSIONNEMENT

La surface de décantation est calculée comme suit :

$$S_{\text{déc.}} = \frac{Q_m}{V_{\text{asc.}}}$$

$S_{\text{déc}}$: Surface de décantation (m^2) ;

Q_m : Débit moyen horaire d'eaux usées (m^3/h) incluant les retours en tête ;

V_{asc} : Vitesse ascensionnelle (m/h).

La vitesse ascensionnelle, préconisée est fonction des performances attendues ou annoncées sur les abattements en MES et DBO_5 .

Tableau 67: Vitesses ascensionnelles, au niveau du décanteur primaire, en fonction des performances sur les abattements en MES et DBO_5

$V_a (\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1})$	$\leq 1,0$	$\leq 1,2$	$\leq 1,4$	$\leq 1,6$
Taux d'élimination des MES (%)	60	50	40	35
Taux d'élimination DBO_5 (%)	40	35	30	25

La hauteur cylindrique est d'environ de 3,00 m.

Il est souvent conseillé de limiter les hauteurs cylindriques, afin de limiter les temps de séjours des boues et de l'eau, dans le but de limiter la septicité de l'eau brute vers les réacteurs biologiques secondaires.

Les temps de séjour peuvent être également vérifiés grâce à la formule suivante :

$$V = Q \times T_s$$

Avec :

V : volume du décanteur primaire (m^3) ;

Q : débit (m^3/h),

T_s : temps de séjour (h).

Les ordres de grandeurs des temps de séjour préconisés sont environ de 1 à 1,5 heures, sur le débit de pointe horaire.

3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Des décanteurs primaires raclés seront recommandés, par opposition aux décanteurs primaires non raclés.

Les matériaux des décanteurs primaires seront résistants à la corrosion : aluminium ou inox. L'acier galvanisé est à proscrire.

La rétention des flottants sera assurée par une lame de sous-verse périphérique. L'immersion de cette lame sera au moins égale à 15 cm. La distance de cette lame, par rapport à la goulotte de déversement des eaux traitées, sera au moins 20 cm.

Les flottants seront évacués par un racleur de surface et une goulotte d'évacuation associée à une fosse de stockage des flottants.

La pente conique en fond de décanteur primaire raclé sera d'au moins 10-15 %.

Le racleur devra racler le fond du décanteur primaire en tout point de façon à éviter les stagnations des boues et leur remontée à l'issue des fermentations anaérobies.

Les roulettes positionnées sur les racleurs de fond sont à éviter.

La trémie d'évacuation des mousses sera positionnée par rapport aux vents dominants (à l'opposé de l'origine des vents dominants).

Pour les racleurs à entraînement périphérique, le chemin de roulement fera l'objet d'une attention particulière (horizontalité, lissage, ...). La roue d'entraînement doit être facilement démontable et il est souhaitable d'avoir une roue de secours. En zone géographique froide, il est prudent d'implanter une résistance chauffante sous le chemin de roulement, pour éviter les problèmes de gel et une petite lame de protection inclinée à 45° vers l'extérieur devant la roue.

La vitesse optimale de raclage est a priori inférieure à 3cm/s.

L'ensemble pont racleur doit être muni d'un bouton d'arrêt d'urgence.

Le soutirage des boues devra être rapide, de façon à assurer un temps de séjour de la boue limité. En effet, les boues primaires étant très fermentescibles, un temps de séjour trop important risque d'entraîner des boues septiques ou de relarguer de la septicité dans l'effluent primaire.

Un traitement des boues primaire par stabilisation (digestion anaérobie) est fortement recommandé.

A la conception, des possibilités de vérification des niveaux des lits de boues devront être prévues. Celles-ci peuvent être potentiellement réalisées en exploitation par :

- des mesures ponctuelles (à l'aide d'un détecteur de voile de boue portable par exemple) ;
- des mesures automatiques (à l'aide d'un détecteur de voile de boue fixe par exemple).

Les extractions de boues peuvent être asservies aux mesures automatiques de la hauteur du lit de boues ou à des cycles de temps.

FICHE E3 LAGUNAGE NATUREL

1 PRINCIPE GENERAL

Un lagunage naturel est constitué d'une série de bassins de grandes dimensions, dans lesquels les temps de séjour (de quelques jours à quelques dizaines de jours) sont calculés en fonction des cinétiques propres à l'épuration en milieu naturel.

Un lagunage complet est constitué des étages suivants, comme le montre la figure, ci après.

- Lagunes anaérobies ;
- Lagunes facultatives ;
- Lagunes de maturation.

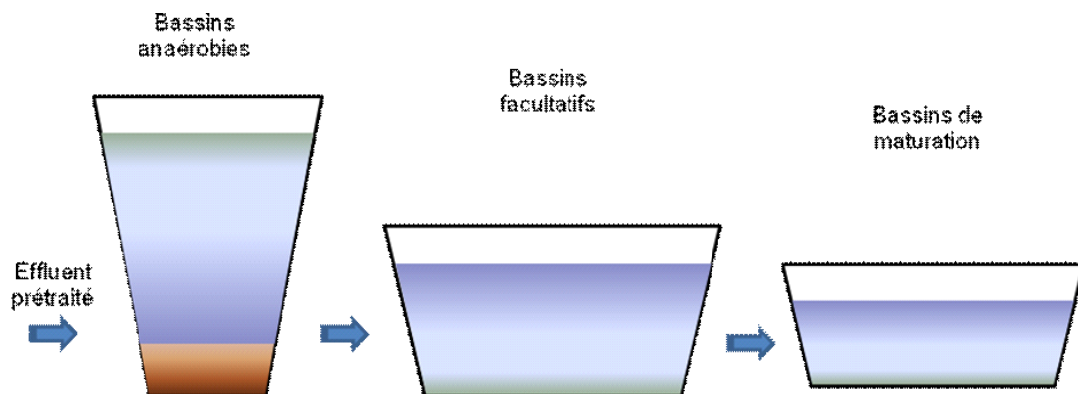


Figure 38: Schéma de principe d'un lagunage naturel

Les lagunes anaérobies sont des bassins relativement profonds (3 à 4 mètres), qui agissent en priorité sur les charges en MES et DBO_5 . Elles donnent lieu également à l'élimination partielle et parfois totale de la charge parasitaire (œufs d'helminthes,...), mais n'ont pratiquement aucune action sur la pollution bactérienne. Les temps de séjour sont habituellement de quelques jours.

Les lagunes facultatives sont des bassins de profondeurs moyennes (1 à 2 mètres), dimensionnées en priorité pour l'abattement de la charge en DBO_5 . Elles donnent lieu par ailleurs à une sédimentation totale des œufs d'helminthe, et à une réduction notable de la charge bactérienne (1 à 2 unités logarithmiques).

Les lagunes de maturation sont des bassins peu profonds (1 à 1,5 mètre), dimensionnées en priorité pour l'abattement de la charge bactérienne. Elles donnent lieu à une réduction complémentaire de la charge organique.

Avantages et inconvénients du lagunage naturel

Le tableau, ci après, récapitule les principaux avantages et inconvénients du lagunage naturel.

Tableau 68: avantages et inconvénients du procédé d'épuration par lagunage naturel

Avantages	Inconvénients
Les stations de lagunage coûtent moins chères que les autres types de procédés ; elles ne nécessitent pas un personnel qualifié et pas de consommation énergétique si la dénivelée est favorable	Une emprise au sol importante
le lagunage assure une bonne intégration paysagère s'il est bien entretenu les bassins de lagunage développent tout un écosystème	Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité
S'adapte très bien aux variations hydrauliques du fait du long temps de séjour	Une élimination de l'azote et du phosphore incomplète
Production des boues stables	Performances pouvant être altérées en DBO5, DCO et MES par la présence d'algues vertes
Très bonnes performances sur la pollution organiques Très bonnes performances sur la bactériologie (en cas de maturation)	Grands risques de nuisances olfactives au niveau des bassins anaérobies

2 RECOMMANDATIONS D'IMPLANTATION

Le choix des sites d'épuration, pour une STEP, type lagunage naturel, est dicté par plusieurs considérations et critères, d'ordre géographique, environnemental, hydrologique, hydrogéologique, économique, etc.

Pour ce faire, il est nécessaire de :

- Analyser l'impact du site de la station d'épuration sur le milieu physique et la population riveraine ;
- Analyser les potentialités de la réutilisation des eaux usées épurées ;
- Analyser l'aspect de l'inondabilité des sites proposés pour l'implantation des STEP ;
- Analyser l'aspect de vulnérabilité à la pollution des ressources en eau situées dans l'aire d'études.

Les principaux critères et contraintes, déterminant dans le choix des sites potentiels d'épuration, pour une STEP type lagunage naturel, sont les suivants :

➤ **Eloignement de l'agglomération**

Afin de réduire les impacts environnementaux de la STEP sur la population, il est recommandé de respecter une distance minimale d'éloignement du site d'épuration, par rapport à la zone du projet, **qui est d'au moins 800 m.**

➤ **Transport des odeurs par les vents dominants**

La situation de la STEP, par rapport à la zone d'études, peut favoriser le transport des odeurs nauséabondes, vers la population, par les vents dominants, dans la zone d'études. A cet effet, une étude de vents dominants s'impose, afin de proposer les sites qui provoqueraient le moins de nuisances dues aux odeurs.

➤ **Existence et proximité d'un exutoire naturel**

Les sites d'épuration doivent se situer à proximité d'un exutoire naturel, afin de pouvoir évacuer les effluents épurés et éviter, dans la mesure du possible, la mise en place d'ouvrages de transfert.

➤ **Potentialités de réutilisation agricole**

Le choix du site d'épuration est également dicté par la disponibilité des terres agricoles, aptes pour la REUE, à proximité du site de la station, et ce, dans l'objectif de valoriser au mieux les eaux usées épurées de la station.

➤ **Hydrologie et inondabilité des sites**

Afin d'éviter leur inondabilité, les sites d'épuration doivent se situer en dehors des zones basses et d'accumulation naturelle des eaux de ruissellement.

➤ **Eloignement des captages d'eau souterraine**

Afin d'éviter tout risque de contamination des eaux souterraines captées, le site d'épuration doit être loin des points d'eau, qui peuvent se présenter (puits, sources, ...).

➤ **Disponibilité et coûts des terrains**

La contrainte de disponibilité de terrains, offrant des superficies suffisantes pour les installations de la STEP, notamment, type lagunage naturel doit être prise en considération. De même, le choix du site de la station d'épuration doit être dicté par les coûts d'acquisition des terrains dans la région.

Par ailleurs, il convient de noter qu'il faut tenir compte du problème de l'ensablement des sites d'épuration, quand ce problème existe, et notamment au niveau de certains centres côtiers (Essaouira par exemple) et la région Sud, entre Tan Tan et Dakhla.

3 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

3.1. LAGUNAGE ANAEROBIE

3.1.1 Généralités

Les lagunes anaérobies sont des bassins à grande hauteur d'eau, à temps de séjour relativement faible (de quelques jours). Dans ces bassins, l'épuration résulte, d'une part, de la décantation des matières sédimentables, et d'autre part, de la dégradation des matières organiques solides et solubles en méthane et en gaz carbonique. Il s'agit d'un processus à 3 stades : acidogénèse, acétogénèse et méthanogénèse.

Les lagunes anaérobies n'ont aucun pouvoir d'élimination de l'Azote et du Phosphore.

La sédimentation naturelle des MES, dans ces bassins, s'accompagne d'une sédimentation des œufs d'helminthes ; l'élimination est variable, généralement supérieure à 50%, et peut atteindre 100%. Le rendement est toutefois affecté par la remise en suspension périodique des matières sédimentaires en cours de fermentation.

Il n'est constaté aucun abattement significatif de germes témoins de contamination fécale.

3.1.1. Critères de dimensionnement

Les critères de dimensionnement des lagunes anaérobies sont les suivants :

- C_v (charge volumique) : 100 à 350 $g/m^3/j$, en fonction de la température de l'eau, selon la formule suivante :

$$C_v = 20 \times T - 100, \text{ pour } T > 10^\circ C ;$$

$$C_v = 100, \text{ Pour } T \leq 10^\circ C.$$

Avec T est la température moyenne du mois le plus froid de l'année.

- Profondeur des bassins : 3 à 4 m ;
- C_s (charge surfacique) > 1 000 $kg/ha/j$;

Le volume des bassins anaérobies est donné par la formule suivante :

$$\text{Volume Utile} = \frac{C_{DBO5} \times 10^3}{C_v}$$

Avec :

C_{DBO5} : la charge en DBO5, en Kg/j ;

C_v : la charge volumique, en $g/m^3/j$.

Le volume des bassins, ainsi déterminé, est multiplié par un coefficient de majoration de 1,3 environ, pour tenir compte du volume des boues qui s'y déposent.

Le temps de séjour est donné par la relation suivante :

$$\text{Temps de séjour} = \frac{V_b}{Q_j}$$

Avec :

V_b : le volume du bassin en m^3 ;

Q_j : le débit moyen en m^3/j .

Si la valeur obtenue du temps de séjour est inférieure à 1 jour, il faut prendre la valeur de 1 jour et recalculer le volume et la surface nécessaires.

N.B : les paramètres de fonctionnement des lagunes anaérobies doivent être vérifiés pour les périodes hivernales et estivales et pour les différents horizons intermédiaires du projet.

3.1.2. Performances en sortie des bassins anaérobies

➤ *Elimination de la DBO5*

Le rendement d'élimination de la DBO₅, au niveau des bassins anaérobies, peut être estimé, en fonction de la température, comme suit :

Tableau 69: rendements épuratoires, au niveau des bassins anaérobies

Température des eaux usées	Rendement d'élimination de la DBO ₅ , homogénéisé
< 10 °C	40%
10 – 25 °C	$2 \cdot T [^{\circ}\text{C}] + 20$
25 °C	70%

Source : document de Mara

➤ *Elimination de la MES et de la DCO*

La concentration en DCO, en sortie du bassin facultatif, peut être évaluée par la formule suivante :

$$\text{DCO}_{\text{homogénéisé}} = \text{DBO}_{5,\text{homogénéisé}} * 2,5 (*)$$

La concentration de MES, en sortie du bassin anaérobie, peut être estimée, sur la base d'un rendement d'élimination de 60 à 80 (*)%.

(*) Source : Rapport de capitalisation de l'expérience de l'ONEE-Branche Eau dans le domaine d'épuration-cas de 5 STEPs.

3.1.3. Curage des bassins anaérobies

Le fonctionnement normal des lagunes produit des boues, qui sédimentent au fond des bassins (particulièrement au niveau des bassins anaérobies). Ces boues entraînent une réduction du temps de séjour des eaux, au niveau des bassins, et par conséquent, pourraient engendrer une diminution du rendement épuratoire de la STEP. Pour remédier à ce problème, le curage des bassins s'avère nécessaire.

En général, l'action de curage est à définir selon la hauteur (H) des boues présentes dans la lagune : quand la hauteur des boues est supérieure de 25 à 30% de la profondeur, les bassins devraient être curés (source : manuel d'exploitation des stations d'épuration).

3.1.4. Gestion des émanations gazeuses, au niveau des bassins anaérobies

3.1.1.1 LES CAUSES DES NUISANCES OLFACTIVES

Les causes des nuisances olfactives, dans un ouvrage d'épuration, sont multiples et sont liées à :

- La nature des éléments manipulés et traités ;
- Le pourcentage d'effluents domestiques et industriels ;
- Le type de traitement : aérobie ou anaérobie ;
- les équipements utilisés : dégazage au niveau des surverses, des pompages, ...

Quelques-unes d'entre-elles peuvent même être mortelles à une certaine concentration, pour le personnel œuvrant dans les ouvrages, et avoir des conséquences sanitaires pour le voisinage.

Il existe 4 grandes familles de composés malodorants :

- Les soufrés ;
- Les azotés ;
- Les acides regroupent les Composés Organiques Volatils (COV) ;
- Les aldéhydes.

La principale source des mauvaises odeurs, émises dans les stations d'épuration, est le sulfure d'hydrogène (H₂S).

3.1.1.2 QUALIFICATIONS DES NUISANCES OLFACTIVES

Pour prévenir ces dangers et risques, et pour éviter d'incommoder les riverains, il faut analyser rigoureusement l'air des stations d'épuration, de façon à quantifier et qualifier les nuisances olfactives.

Trois approches complémentaires peuvent s'utiliser séparément et se combiner pour bénéficier d'un bilan complet des odeurs :

- Les analyses physico-chimiques. La méthode consiste à mesurer directement la concentration des différents composés odorants, à l'aide d'appareils de mesures précis ;
- Les analyses olfactométriques. Elles sont nombreuses et font toutes appel à la réponse de sujets humains, pour mesurer l'intensité de l'odeur. On mesure alors la concentration d'une atmosphère odorante au seuil de détection, et son intensité. Cette analyse est subjective, mais donne une réponse plus globale, et donc, plus proche de la réalité que l'analyse physico-chimique. Elle doit respecter des conditions opératoires strictes et est relativement onéreuse.
- Les enquêtes autour du site. L'enquête permet de définir le gêne subi par la population. Cette méthode est très lourde à mettre en œuvre et s'étale sur des durées très longues (une année), pour être représentative de l'activité de l'établissement et des conditions météorologiques sur le site.

3.1.1.3 LA MAITRISE DES NUISANCES OLFACTIVES

La maîtrise des odeurs émises, au niveau des différents étages du traitement, peut s'effectuer comme suit :

- La brumisation ;
- L'augmentation du pH des bassins ;
- La recirculation des effluents des bassins facultatifs, dans les bassins anaérobies ;
- L'injection de sulfate de fer ou de chlorure ferrique ;
- L'injection de Nitrate de Calcium ;
- Le brassage des effluents ;
- La couverture des bassins anaérobies.

Le tableau, ci après, récapitule les principaux avantages et inconvénients des différentes options possibles de gestion des émanations gazeuses.

Tableau 70: Solutions possibles de gestion des émanations gazeuses

Option	avantages	inconvénients
Le brassage des effluents	Une meilleure homogénéisation des effluents	Dépenses énergétiques
	Amélioration des performances épuratoires	Pas d'efficacité en cas de faible puissance
	Dégazage très progressif de l'effluent et son oxygénation.	
Augmentation du pH des bassins	En cas de baisse de pH liée au blocage de la méthanisation au stade acidogénèse, elle permettrait une relance des fermentations anaérobies	Dans un fonctionnement normal, solution pas adaptée car les pH sont corrects
		Absence des expériences sur les lagunes anaérobies ;
		L'effet du chaulage diminue rapidement après l'injection de la chaux à cause du renouvellement en continu de l'eau dans la lagune.
		Production de boues supplémentaires
La recirculation des effluents des bassins facultatifs dans les bassins anaérobies	Pas d'ajout de réactifs	Risque d'augmentation importante du pH pouvant perturber le fonctionnement biologique.
		Pas de résultats satisfaisants pour sa mise en œuvre au Maroc (cas de Mrirt et de Taourirt)
L'injection de sulfate de fer ou de Nitrate de Calcium	Réduction des nuisances olfactives	Pas d'expérience sur les lagunes anaérobies
		Ne permet pas de résoudre l'ensemble des dégagements gazeux
		Production de boues supplémentaire contribuant à l'envasement des lagunes
		Produits acides corrosifs.
Couverture des bassins anaérobies: captage et brûlure de biogaz	La plus efficace en terme de réduction de nuisances olfactives	Expérience limitée pour la couverture des bassins
	Pas de consommation énergétique	Pas de retour d'expérience au Maroc
	Pas d'ajout des réactifs	Installation de brûlure de biogaz (ou de récupération et de valorisation du biogaz) à gérer

Il en ressort que la solution, qui apparait la plus efficace en termes de gestion des émanations gazeuses, au niveau des bassins anaérobies, est la couverture des bassins. On donne, ci après, quelques considérations techniques à prendre en compte lors de la conception de la couverture des bassins anaérobies.

a. Considérations préliminaires

Les matériaux et les méthodes, proposés pour la couverture des bassins, sont présentés dans le tableau, ci après¹⁸.

Tableau 71 : Matériaux et méthodes utilisées pour la couverture des bassins anaérobies

Matériau	Structure requise	Coût
Béton avec revêtement	Dalle, poutre, colonne	1500-2000 DH/m ²
Plastic Renforcé	Poutre de soutien, colonne	1500-2000 DH/m ²
Géo-membrane flottante	Flottante, aucun soutien	300- 1000 DH/m ²

Il ressort de ce tableau que la couverture, par géo membrane, est la moins chère et présente une facilité et une fiabilité de mise en œuvre, par rapport aux autres variantes de couverture.

b. Implications techniques, pour la mise en place d'une couverture des lagunes anaérobies et récupération et brûlage du biogaz produit

La mise en place d'une couverture des bassins anaérobies induit la définition du mode de couverture, compte tenu des impératifs de collecte du gaz, de collecte des eaux pluviales sur la couverture, et de curage de la boue déposée dans le fond des bassins.

Le choix du type de couverture

Le choix du type de membrane dépend de plusieurs critères, dont notamment :

- Disponibilité ;
- Résistance aux vents, aux UV et aux graisse et huiles ;
- Facilement réparable.

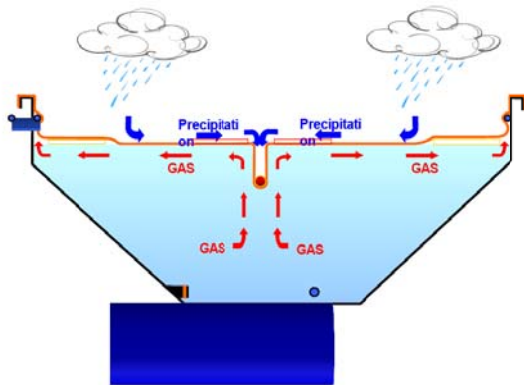
Elle pourrait être mise en place sur les bassins en eau à partir d'un ponton flottant.



Collecte des eaux pluviales sur la couverture

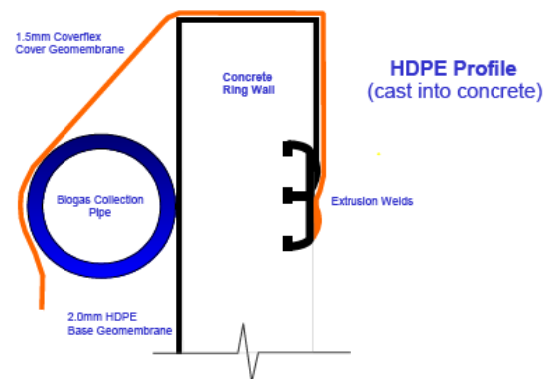
Les eaux pluviales pourraient être collectées sur la couverture, dans une gouttière centrale, et évacuées en dehors de la couverture.

¹⁸ Source : Etude préparatoire pour le projet III de développement des systèmes d'assainissement au Royaume du Maroc



La collecte du biogaz

La collecte du biogaz s'effectuerait par des drains ancrés sur la paroi des bassins ; une pompe soutirerait ce gaz vers un lieu de stockage.



Curage de la boue produite

Un curage périodique pourrait être réalisé par replis de la membrane, en plusieurs endroits, et le soutirage des boues par une hydrocureuse. Il peut également être envisageable les deux solutions suivantes :

- L'installation de conduites permanentes au fond du bassin, dotées d'une pompe auto-amorçante ;
- L'installation d'un système à air comprimé, pour le pompage des boues.

3.2. LAGUNAGE FACULTATIF

3.2.1. Généralités

Les lagunes facultatives sont des bassins moyennement profonds, à temps de séjour élevé (une dizaine de jours), dans lesquels la colonne d'eau est schématiquement stratifiée en trois zones : une zone superficielle toujours aérobie, dans laquelle l'oxygène dissous provient, pour une part, des échanges air/eau, et pour l'autre, de l'activité photosynthétique ; une zone intermédiaire alternativement aérobie (jour) et anaérobie (nuit) ; une zone profonde anaérobie correspondant à la zone de sédimentation des matière décantables de l'eau brute et des cellules mortes (algues et bactéries aérobies) de la zone superficielle, et dans laquelle la matière est biodégradée par des bactéries anaérobies.

En lagunage facultatif, l'épuration concerne également l'Azote : l'Azote organique est d'abord minéralisé en azote ammoniacal, puis oxydé en azote nitrique et enfin en azote gazeux. La minéralisation de l'Azote organique est quasi-totale ; seule une petite fraction de l'azote initial (moins de 3%), non biodégradable, reste sous forme d'azote organique.

La dénitrification en lagune facultatives n'est que partielle.

En ce qui concerne le phosphore, les rendements constatés sont souvent très faibles.

Sur un plan bactériologique, les lagunes facultatives présentent une totale efficacité vis-à-vis des œufs de parasites (les temps de séjour, au niveau de ces bassins, sont supérieurs aux temps de séjour nécessaires à la sédimentation des ces œufs).

Elles participent également à la réduction de la charge en germes témoins de contamination fécale, mais la profondeur des bassins en limite généralement l'efficacité à 1 à 2 unités logarithmiques.

3.2.2. Critères de dimensionnement

Les critères de dimensionnement des lagunes facultatives sont les suivants :

- Cs (charge surfacique) : entre 100 et 300 kg/ha/j durant la période hivernale et suivant la situation géographique (climat). Elle peut être approchée par la formule suivante :

$$C_s = 350 * (1.107 - 0.002)T^{T-25}$$

Avec T est la température moyenne du mois le plus froid de l'année.

- Ts (temps de séjour) ;
- Profondeur des bassins : de 1 à 2 m.

Le dimensionnement des bassins facultatifs, qui est donné par la relation suivante, consiste à déterminer leur surface.

$$\text{Surface} = \frac{Q_j \times [DBO_5]_{\text{sortie anaérobie}} \times 10}{C_s}$$

Avec :

Q_j : Débit moyen en m³/j ;

$[DBO_5]_{\text{sortie anaérobie}}$: concentration de DBO₅, en sortie des bassins anaérobies, en mg/l ;

C_s : Charge surfacique, en Kg/ha/j.

Le temps de séjour, dans les bassins facultatifs, est de :

$$\text{Temps de séjour} = \frac{\text{Surface (m}^2\text{) x profondeur (m)}}{\text{Débit journalier (m}^3\text{/j)}}$$

Si la valeur obtenue du temps de séjour est inférieure à 5 jours, il faut prendre la valeur de 5 jours et recalculer le volume et la surface nécessaires.

N.B : les paramètres de fonctionnement des lagunes facultatives doivent être vérifiés pour les périodes hivernales et estivales et pour les différents horizons intermédiaires du projet.

3.2.3. Performances en sortie des bassins

➤ *Elimination de la DBO5*

Le rendement d'élimination de la DBO₅, au niveau des bassins facultatifs, peut être estimé comme suit :

$$\frac{1}{(1 + k(T) * Ts)}$$

K (T) représente le taux constant nécessaire pour l'élimination de la DBO₅ dans les bassins facultatifs (j⁻¹) ; sa valeur dépend de la température de conception, calculée comme suit :

$$k(T) = 0.1 \cdot 1.05^{T-20}$$

Ts est le temps de séjour dans les bassins (en jour).

Ce rendement est appliqué sur des concentrations en sortie des bassins anaérobies.

➤ *Elimination de la MES et de la DCO*

La concentration en DCO, en sortie du bassin facultatif, peut être évaluée par la formule suivante :

$$\text{DCO homogénéisé} = \text{DBO5 homogénéisé} * 3,0 (*)$$

La concentration en MES, en sortie du bassin facultatif, se situe entre 60 et 100 mg/ (*).

(*) Source : Rapport de capitalisation de l'expérience de l'ONEE-Branche Eau dans le domaine d'épuration-cas de 5 STEPs.

3.3. LAGUNAGE DE MATURATION

3.3.1. Généralités

Les lagunes de maturation sont des lagunes de faible profondeur (inférieure à 1.5 m), à temps de séjour moyen et fonctionnant en aérobiose, sur toute la colonne d'eau.

Ces lagunes ont pour première fonction de réduire la charge bactérienne et notamment les germes témoins de contamination fécale. L'inactivation de ces germes est due essentiellement au rayonnement solaire, plus précisément au rayonnement UV.

Les lagunes de maturation participent également à un complément d'épuration vis-à-vis de la matière organique et de la pollution azotée.

3.3.2. Critères de dimensionnement

Les critères de dimensionnement des lagunes de maturation sont les suivants :

- Le temps de séjour : 5 jours pour le premier bassin, 3 jours pour les bassins suivants en série.

Par ailleurs, il faut vérifier que la charge surfacique en DBO_5 , au niveau d'un bassin, corresponde à un maximum de 75% de la charge surfacique en DBO_5 du bassin précédant (facultatif ou de maturation).

- $N/N_0 = 1/(KT_s + 1)^n$ (loi de décroissance bactérienne pour un mélange parfait) ;

Avec :

N : nombre de germes (coliformes) en sortie du bassin « n » ;

N_0 : nombre de germes en entrée des lagunes de maturation ;

K : coefficient de décroissance ;

Les valeurs de K (formule du mélange parfait) vont de 1,5 pour les températures inférieures ou égales à 10 °C à 2 pour les températures supérieures à 20 °C.

Cette constante est donnée par la formule suivante :

$$K = 2,6 (1,19)^{T-20}$$

La température de dimensionnement est celle moyenne du mois le plus froid de la saison d'irrigation.

- Profondeur des bassins : de 0,8 à 1,5 m.

4 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Les principales recommandations, à prendre en considération, lors de la conception d'un projet de station d'épuration, type lagunage naturel, sont les suivantes :

Tableau 72: Recommandations de conception d'une STEP type lagunage naturel

Paramètres	Principales recommandations
Concentration en entrée de bassin aérobie facultatif	Afin de faciliter la présence d'algues favorisant l'oxygénation des bassins aérobies facultatifs, la concentration en DBO5, en entrée de ces premiers bassins, devra être inférieure ou égale à 250 mg/l.
Superficie de chaque bassin	Rester autant que possible < 3 ha
Rapport longueur / largeur	Ne doit pas être inférieur à 2. Il est recommandé de retenir un rapport longueur sur largeur de 3.
Fréquence de curage des boues	
Bassins anaérobies	Tous les 1 à 2 ans
Bassins facultatifs	Tous les 10 ans
Bassins de maturation	Tous les 10 ans
	Pour faciliter le curage, les bassins devront être facilement accessibles : <ul style="list-style-type: none"> . pente des berges . largeur des digues (> 4,00 m) . chemin carrossable . canalisations renforcées entre les lagunes . au moins 2 lagunes anaérobies en parallèle . taille des lagunes anaérobies à limiter Il est souhaitable de prévoir un by-pass des bassins pouvant être curés pour faciliter les opérations de vidange et de curage et de disposer d'un trop-plein par bassin. Les points d'évacuation des boues (lits de séchage) seront proches des berges.
Hauteur de revanche	
Superficie < 1 ha	0,5 m
superficie 1 à 3 ha	0,5 - 1,0 m.
Largeur des digues	Ne jamais prévoir de digues de largeur en tête inférieure à 3 m Prévoir une protection antibatillage des digues
Pente talus	En fonction des recommandations de l'étude géotechnique, mais pas inférieure à 2/1
	Les digues devront être végétalisées le plus tôt possible après la construction des digues en argile.
Disposition du sens d'écoulement	Dans la diagonale des bassins, dans le sens opposé à la direction des vents dominants (éviter une stratification dans les bassins et pour minimiser les risques de court-circuit hydraulique dans les bassins). La sortie du bassin est à l'opposé de l'entrée du bassin. Les angles morts sont à éviter.
Nombre minimal de bassins	Deux bassins en parallèle, pour chaque étage de traitement Chaque étape de traitement devrait pouvoir être by-passée

Tableau 73: Recommandations de conception d'une STEP type lagunage naturel (suite)

Paramètres	Principales recommandations
Ouvrages d'entrée et de sortie	Disposition des ouvrages d'entrée et de sortie en diagonale ; Pour les bassins plus importants, il est conseillé de prévoir plusieurs points d'alimentation, espacés d'une distance équivalente Prévoir des possibilités de prise d'échantillon à l'entrée et à la sortie des bassins ; Introduction de l'effluent dans les bassins à mi-hauteur d'eau ; Les ouvrages de sortie doivent comprendre une paroi plongeante (profondeur 0,30 m pour les bassins anaérobies et 0,60 m pour les bassins facultatifs et de maturation), suivie par un déversoir
Etanchéification des bassins	Par couche d'argile ou géomembrane (généralement en PVC ou en PEHD), ayant une épaisseur minimale de 1 mm. L'objectif de l'étanchéité est d'obtenir un coefficient de perméabilité $< 10^{-8}$ m/s. Un drainage des eaux et des gaz sous les géomembranes est fortement recommandé. Il faut effectuer rapidement la mise en eau des ouvrages pour pérenniser la perméabilité : empêcher le risque de fissures et de développement de la végétation dans le sol,
Protection des berges contre le batillage	Enrochement, mise en place de plaque en béton

5 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE

Le tableau, ci-après, présente les prix d'ordre, par équivalent habitant, retenus dans le cadre de la présente étude, selon la capacité de la station, en DH 2013 HT / eqhab. Ces prix sont obtenus de l'exploitation de plusieurs marchés de travaux et des études détaillées, réalisées pour le compte de l'ONEE-BE.

Tableau 74: Prix d'ordre d'une STEP type lagunage naturel (*)

Nombre d'équivalents habitants	Ratio proposé en DH/Eq hab
Eq hab \leq 5000	1 500
5000 \leq Eq hab \leq 10 000	900
10 000 \leq Eq hab \leq 25 000	700
25 000 \leq Eq hab \leq 50 000	450
50 000 \leq Eq hab \leq 100 000	400
100 000 \leq Eq hab	300

(*) : Pour des terrains ne dépassant pas 40 % de rocher.

Ces ratios sont à ajuster selon la nature du terrain.

Ces ratios incluent les coûts liés à la filière de traitement des boues.

FICHE E4 LAGUNAGE AERE

1 PRINCIPE GENERAL

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre, avec un apport artificiel d'oxygène.

Fondamentalement, le lagunage aéré se rapproche d'un traitement par boues activées ne comprenant pas de recirculation des boues, et dans lequel la concentration des boues est fonction du taux de charge organique appliqué et du temps de séjour des eaux dans le bassin aéré. Il se crée un équilibre entre l'apport de pollution biodégradable et la masse de bactéries qui se développe à partir de cette pollution.

Pour ce procédé, les eaux à épurer, passent par deux étages principaux :

Dans **les étages d'aération**, les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes, qui consomment et assimilent les nutriments. Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une faible densité de bactéries et l'absence de recirculation. L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou une insufflation d'air.

Dans **l'étage de décantation**, assurée généralement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspension (amas de micro organismes et de particules piégées) s'agglomèrent lentement sous forme de boues. Ces dernières doivent être régulièrement extraites. Le curage est facilité grâce à au moins deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément.

La figure, ci après, récapitule le schéma de fonctionnement d'un lagunage aéré.

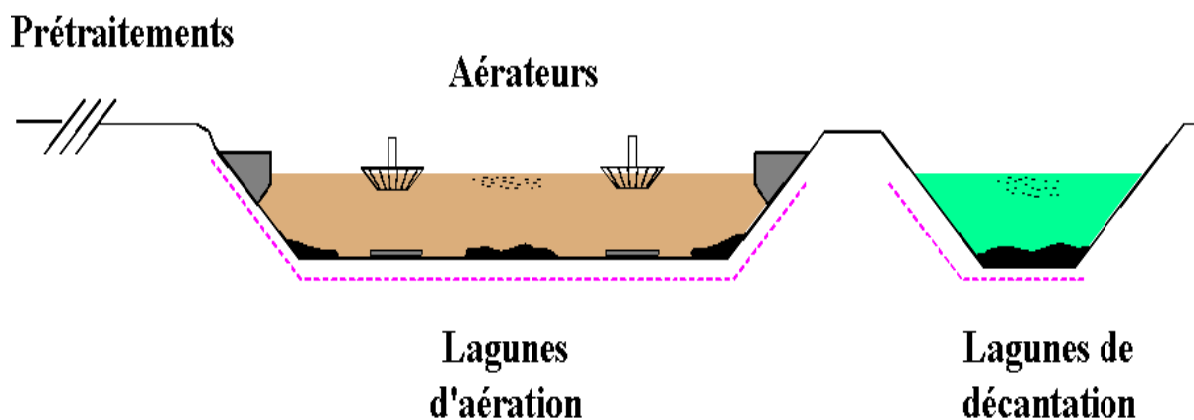


Figure 39: Schéma de principe de la filière « Lagunage aéré »

Le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation). Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, ce qui est plus favorable à une bonne adaptation du système aux variations de qualité de l'effluent à traiter. Ce procédé a un bon comportement vis-à-vis des effluents concentrés ou dilués ou si les débits et charges ne sont pas bien écrêtés.

Le lagunage aéré est reconnu comme un procédé d'épuration efficace, notamment au niveau des paramètres DBO₅ et DCO (90%). Au niveau de l'azote et du phosphore, les performances sont très limitées.

Il existe **deux formes de lagunage aéré** :

- le lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif (partiellement mélangé) : il y a formation de dépôts qui évoluent en milieu anaérobie,
- le lagunage aéré strictement aérobie (totalement mélangé) : il faut une puissance d'aération suffisante pour maintenir le bassin en aérobiose et l'ensemble des particules en suspension.

a. **Pour le lagunage aéré à mélange partiel**

Les lagunes aérées sont à mélange partiel, lorsque la puissance d'aération est calculée pour l'aération des couches supérieures du plan d'eau, sans que le fond ne soit, ni brassé, ni aéré.

Une partie des boues formées se dépose dans le fond des bassins et se stabilise par fermentation anaérobie.

b. **Pour le lagunage aéré à mélange complet**

Les lagunes aérées sont à mélange complet, lorsque la puissance d'aération est suffisante pour homogénéiser tout l'effluent et maintenir les boues formées en suspension.

Le bassin aéré est suivi d'un bassin de décantation où s'effectue la séparation de l'eau traitée et des boues ; le procédé est alors équivalent à une boue activée sans recirculation, et l'âge des boues y est ainsi égal au temps de séjour moyen de l'eau.

La première solution (lagunage aéré aérobie-anaérobie facultatif partiellement mélangé) est fréquemment rencontrée.

Le deuxième cas (lagunage aéré strictement aérobie totalement mélangé) a été moins utilisé historiquement.

Il faut également noter que pour une eau faiblement concentrée, la dépense énergétique, requise pour le brassage du bassin complètement mélangé, peut être significative. Pour des eaux faiblement concentrées, le lagunage aéré, partiellement mélangé, apparaît donc comme un choix plus judicieux.

Dans la suite de l'étude, nous allons nous intéresser au lagunage aéré à mélange partiel, qui est le plus utilisé et qui est actuellement utilisé au Maroc.

Le tableau, ci après, récapitule les principaux avantages et inconvénients de la filière d'épuration par lagunage aéré.

Tableau 75: Avantages et inconvénients du procédé d'épuration par lagunage aéré

Avantages du lagunage aéré	Inconvénients du lagunage aéré
Accepte les variations assez importantes de charge organique ou hydraulique Accepte les effluents concentrés Accepte les effluents déséquilibrés en nutriments Bonne intégration paysagère Fréquence de curage espacée	Nécessite du personnel spécialisé pour l'entretien du matériel électromécanique Nuisance sonore possible Coût d'exploitation relativement élevé (forte consommation énergétique) Surface requise importante par rapport aux techniques intensives (boues activées, lit bactérien, disques biologiques) Performances souvent moindres que pour les systèmes intensifs

2 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

Le dimensionnement de ces lagunes aérées peut être établi sur la base des recommandations de l'ATV en prenant une charge volumique de DBO_5 admise dans le bassin aéré de $25 \text{ g } DBO_5/m^3/j$.

Selon l'ATV, le temps de séjour de l'effluent, dans la lagune aérée, doit être au minimum de l'ordre de 5 jours pour offrir un volume tampon suffisant.

Mais, pour les effluents au Maroc, qui sont plutôt concentrés, ce temps de séjour obtenu par le calcul peut être supérieur à 15 jours.

Il faut aussi noter que cette approche, transposée au contexte marocain, ne tient pas compte ni des concentrations en entrée et en sortie des bassins, ni de la température.

Les relations de décroissance peuvent être approchées à celles appliquées au lagunage facultatif, en particulier, pour ce qui concerne l'évaluation de la DBO_5 résiduelle en sortie de lagune, qui peut être exprimée comme suit :

$$\frac{1}{(1 + k(T) * Ts)}$$

Avec :

$K(T)$: représente le taux constant nécessaire pour l'élimination de la DBO_5 dans les bassins (j^{-1}) ; sa valeur dépend de la température de conception, calculée comme suit :

$$k(T) = 0.1 \cdot 1.05^{T-20}$$

T_s : représente le temps de séjour dans les bassins.

Le rendement d'élimination de la DBO_5 , dans la lagune aérée, dépend donc, selon cette formule, de la température et du temps de séjour de l'effluent.

Pour des objectifs de traitement moins contraignants, les ratios de dimensionnement préconisés, ci-dessus, peuvent être ajustés ; c'est le retour d'expérience sur des installations en exploitation, qui nous permettra de caler le modèle approprié, liant le rendement, la température, le temps de séjour au niveau des bassins et la charge volumique à appliquer.

Le curage des lagunes de décantation et des lagunes aérées, partiellement brassées, doit être effectué à peu près tous les ans ou les deux ans pour éviter la formation de cônes de décantation et de courants préférentiels dans les bassins.

Les volumes de lagunes aérées se calculent comme suit :

$$V_{\text{lagunes}} = \frac{\text{kg } DBO_5 \text{ éliminés} / \text{jour}}{C_v}$$

V_{lagunes} : volume des lagunes (m^3)

C_v : charge volumique appliquée ($g \text{ } DBO_5/m^3/j$)

Le volume requis, calculé à partir de la formule ci-dessus, doit être majoré d'au moins 15 % pour tenir compte du volume occupé par l'accumulation des boues au fond des bassins.

Il est démontré que l'efficacité du système est améliorée si le volume total de la lagune aérée est subdivisé en au moins deux bassins en série.

IL faut toutefois noter, qu'au-delà de 4 étages d'aération, il n'y a pas une amélioration du rendement du procédé.

L'emploi de lagunes anaérobies, en tête de lagunes aérées, est déconseillé, et ce, en raison des nombreuses nuisances que présentent ces ouvrages : odeurs, intégration environnementale, contrainte de curage des boues, corrosion des équipements, surconsommation d'oxygène en lagunage aéré, déstabilisation du fonctionnement du lagunage aéré, hygiène et sécurité pour le personnel, etc. ...).

Les besoins en oxygène sont calés généralement sur une fourniture minimale en oxygène de 1,2 à 1,5 kg O₂/kg DBO₅ éliminé en eau claire. L'ATV recommande 1,5 kg O₂/kg DBO₅ éliminé.

$$B_{O_2 \text{ journalier}} = 1,2 \text{ à } 1,5 \times \text{kg DBO}_5 \text{ éliminé/j}$$

$B_{O_2 \text{ journalier}}$: Besoins journaliers en O₂ en eau claire (kg O₂ / j)

$$BO_{2 \text{ horaire}} = \frac{BO_{2 \text{ journalier}}}{T_c}$$

$B_{O_2 \text{ horaire}}$: Besoins horaires en oxygène en eau claire (kg O₂ / h)

T_c : Temps cumulé de marche des aérateurs (h / j)

Selon des cycles marche et arrêt des aérateurs, ce temps cumulé de marche est généralement de 12 à 14 h / j.

$$P_{\text{absorbée}} = \frac{BO_{2 \text{ horaire}} \text{ (kg O}_2\text{/h)}}{ASB \text{ (kgO}_2\text{/kWh)} \times FCG}$$

$P_{\text{absorbée}}$: Puissance théorique absorbée cumulée des aérateurs (kW)

ASB : apport spécifique brut en eau claire (kg O₂/kWh absorbé)

FCG : facteur correctif global pour passer les besoins en oxygène des conditions standards vers les conditions en eaux usées. Pour les aérateurs de surface, le coefficient FCG est d'environ 0,7.

$$P_{\text{installée}} = \frac{P_{\text{absorbée}}}{\eta}$$

$P_{\text{installée}}$: Puissance théorique installée cumulée des aérateurs (kW)

η : Rendement moteur (%)

La puissance d'aération installée est limitée à quelques W/m³ (3 à 6), dans le but de maintenir les tranches supérieures en aérobiose sans perturbation des couches plus profondes.

Technologies d'aération

L'aération est généralement assurée par des turbines flottantes à axes verticaux sans réducteurs de vitesse (turbines rapides). L'Apport Spécifique Brut (ASB) de ces systèmes d'aération est faible de l'ordre de 1 kg O₂ / kWh absorbé, ce qui induit un coût d'exploitation élevé, même si le coût d'investissement reste modéré. Par contre, l'absence de réducteur évite les contraintes de maintenance de vidange des réducteurs.

Des turbines lentes avec réducteur de vitesse peuvent être préférées, car elles offrent des ASB plus favorables de l'ordre de 1,5 kg O₂ / kWh absorbé, ce qui induit un coût d'exploitation mieux maîtrisé, même si le coût d'investissement est plus élevé. Les réducteurs des turbines lentes étant excentrés par rapport à l'axe de rotation, il conviendra de surveiller particulièrement la stabilité de la turbine. Il est alors bien souvent nécessaire de disposer de turbines lentes à trois flotteurs afin de garantir une meilleure stabilité.

En cas d'aération avec des turbines à axes verticales, il conviendra de s'assurer de la non érosion de l'étanchéité à l'aplomb de la turbine.

Des turbines déprimogènes à axes inclinés du type aérateurs Fuchs ont souvent démontré leur adaptation au cas du lagunage aéré.

Les turbines doivent être reliées à la berge afin de stabiliser leur position.

En cas de profondeur importante supérieure à 3,00 m, l'insufflation d'air peut être utilisée.

Les recommandations de conception relatives aux systèmes d'aération figurant dans la « fiche E7 : Boues activées » s'appliquent aussi aux systèmes d'aération utilisés en lagunage aéré.

Bassin de décantation en finition

Une lagune aérée sera toujours suivie d'une lagune ou d'un bassin de décantation.

Le volume d'un tel bassin est calculé sur la base d'un temps de séjour de décantation (1 à 2 jours).

3 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Les principales recommandations, à prendre en considération, lors de la conception d'un projet de station d'épuration, type lagunage aéré, sont les suivantes :

Tableau 76: Recommandations de conception d'une STEP type lagunage aéré

Paramètres	Principales recommandations
Nombre de bassins	Pour augmenter la flexibilité de l'installation et permettre un phasage des travaux, adapté à l'évolution des débits et charges de pollution à traiter, il est recommandé de mettre en place au minimum deux filières de traitement en parallèle.
Profondeur	2,50 à 4,00 m
Superficie de chaque bassin	Rester autant que possible < 3 ha
Rapport longueur / largeur	Ne doit pas être inférieur à 2. Il est recommandé de retenir un rapport longueur sur largeur de 3.
Fréquence de curage des boues des bassins de décantation secondaire	Tous les 1 à 2 ans
	<p>Pour faciliter le curage, les bassins devront être facilement accessibles :</p> <ul style="list-style-type: none"> . pente des berges . largeur des digues (> 4,00 m) . chemin carrossable . canalisations renforcées entre les lagunes . au moins 2 lagunes aérées en parallèle . taille des lagunes de décantation à limiter <p>Il est souhaitable de prévoir un by-pass des bassins pouvant être curés pour faciliter les opérations de vidange et de curage et de disposer d'un trop-plein par bassin.</p> <p>Les points d'évacuation des boues (lits de séchage) seront proches des berges.</p>
Hauteur de revanche	
Superficie < 1 ha	0,5 m
superficie 1 à 3 ha	0,5 - 1,0 m.
Largeur des digues	Ne jamais prévoir de digues de largeur en tête inférieure à 3 m
	Prévoir une protection antibatillage des digues
Pente talus	En fonction des recommandations de l'étude géotechnique, mais pas inférieure à 2/1
	Les digues devront être végétalisées le plus tôt possible après la construction des digues en argile.

Tableau 77: Recommandations de conception d'une STEP type lagunage aéré (suite)

Paramètres	Principales recommandations
Mode d'alimentation des étangs	<p>Prévoir des possibilités de prise d'échantillon à l'entrée et à la sortie des bassins ;</p> <p>Introduction de l'effluent dans les bassins à mi-hauteur d'eau ;</p> <p>Les ouvrages de sortie doivent comprendre une paroi plongeante, suivie par un déversoir</p>
Etanchéification des bassins	<p>L'étanchéité de la lagune doit être effectuée par géomembrane (généralement en PVC ou en PEHD) pour limiter les risques de dégradation des berges dus au fort batillage de l'eau en mouvement.</p> <p>Des dalles bétonnées complètent la protection contre les affouillements au droit de la turbine.</p> <p>L'objectif de l'étanchéité est d'obtenir un coefficient de perméabilité $< 10^{-8}$ m/s.</p> <p>Un drainage des eaux et des gaz sous les géomembranes est fortement recommandé.</p>
Protection des berges contre le batillage	<p>La protection des berges sera nécessaire sur toute la hauteur de la face interne des digues. Ce dispositif de protection pourra être constitué, en fonction de la disponibilité et des coûts des matériaux, par des enrochements, des plaques en béton préfabriquées ou encore par la mise en place d'un grillage recouvert d'une couche de mortier</p>
Prévention de la prolifération algale	<p>L'aération mécanique favorise le développement des bactéries au détriment de la population algale, en mettant en suspension des MES et en freinant donc la pénétration des UV.</p> <p>La réduction des temps de séjour en lagune de décantation et la limitation des zones mortes permettent aussi de limiter ces proliférations algales.</p>
Aération	<p>Les aérateurs devront être accessibles pour leur maintenance électromécanique.</p> <p>Ils devront être robustes.</p> <p>Leur fonctionnement devra être ajustable sur la base de tables de temps selon des cycles marche-arrêt.</p>

4 ETABLISSEMENT DES PRIX D'ORDRE

Compte tenu du nombre très limité des stations d'épuration, type lagunage aéré, réalisés au Maroc (ou en cours de réalisation), il est très difficile d'élaborer des prix d'ordre, en fonction de la taille des centres, à partir des marchés réels de réalisation des STEP.

Ces prix d'ordre devront être élaborés dans les prochaines années sur la base de données statistiques plus conséquentes en nombre des STEP, type lagunage aéré.

FICHE E5 LIT BACTERIEN

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le lit bactérien est un procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support régulièrement irrigué par l'effluent à traiter.

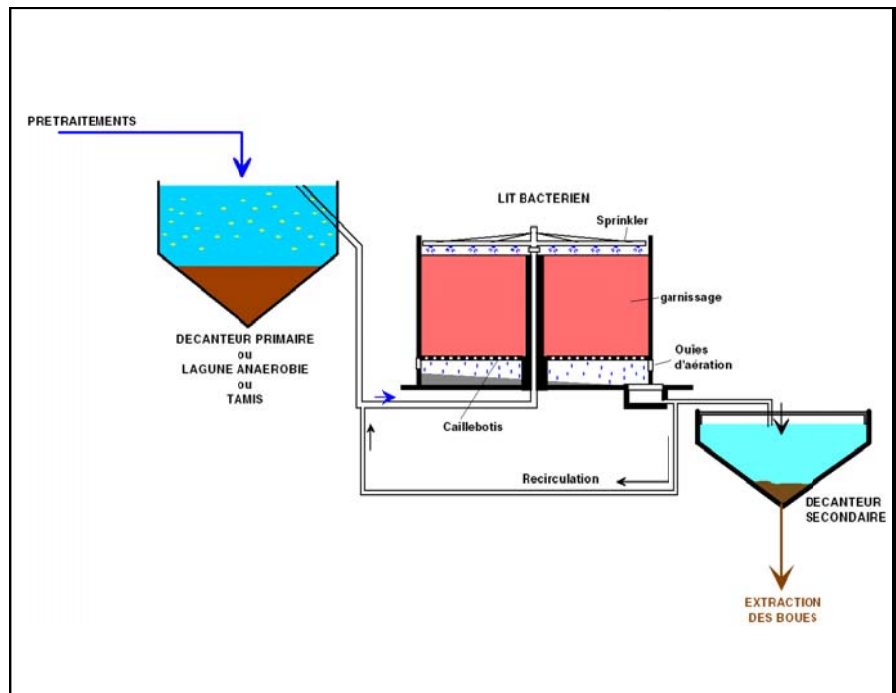


Figure 40: Schéma de principe de la filière type lit bactérien (source: OIEau)

Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement traitée par lagunage anaérobie ou décantée ou tamisée, un ouvrage contenant une masse de matériau (roche, plastique ...) servant de support aux micro-organismes épurateurs, qui y forment un film biologique, responsable de l'assimilation de la pollution.

En sortie du lit bactérien, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel.

La recirculation du mélange eau - boues en sortie du lit bactérien en amont du lit bactérien est essentielle.

Les eaux usées sont réparties sur la partie supérieure du lit, dans la majorité des cas, au moyen d'un distributeur rotatif (sprinkler).

La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par aération naturelle.

Du fait de cette aération naturelle, une chute sensible des rendements peut apparaître dès que la température extérieure descend en dessous de 5°C. Pour des températures négatives prolongées, la prise en glace de la masse du lit bactérien est à surveiller.

L'épaisseur du biofilm est maîtrisée grâce à la maîtrise de la charge hydraulique appliquée sur le lit bactérien.

Le tableau, ci après, donne les avantages et les inconvénients de cette filière de traitement.

Tableau 78: Avantages et inconvénients e la filière d'épuration type lit bactérien

Avantages	Inconvénients
Consommation électrique faible Exploitation simple Bonne résistance aux surcharges organiques passagères Relative résistance aux surcharges hydrauliques passagères Technologie intensive nécessitant peu de surface au sol	Sensibilité au froid et au colmatage Abattement limité de l'azote et du phosphore Source de développement d'insectes

2 REACTEUR BIOLOGIQUE

2.1 DIMENSIONNEMENT

Le volume de matériaux est calculé comme suit :

$$V = \frac{\text{kg DBO}_5 / \text{j}}{C_v}$$

Avec :

V : volume de matériaux (m³) ;

kg DBO₅/j : kg de DBO₅/j entrant par jour dans le réacteur biologique (kg DBO₅/j) ;

C_v : charge volumique (kg DBO₅/m³/j).

La surface horizontale de matériaux est obtenue par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_p}{Ch}$$

Avec :

S : surface de matériaux (m²) ;

Q_p : débit du poste de relevage en entrée de station d'épuration (m³/h) ou à défaut, débit de pointe horaire ;

Ch : charge hydraulique verticale appliquée sur les matériaux (m³/m²/h).

La formule suivante permet de déterminer la hauteur de matériaux :

$$H = \frac{V}{S}$$

Avec :

H : hauteur de matériaux (m) ;

V : volume de matériaux (m³) ;

S : surface de matériaux (m²).

Pour un objectif de [DBO₅]_{eau traitée} ≤ 25 mg/l et une surface spécifique de matériaux de 100 à 120 m²/m³, les valeurs recommandées de C_v et Ch, pour ce dimensionnement, sont d'environ les suivantes :

- $C_v = 0,4 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$;
- $Ch = 0,8 \text{ à } 1,2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.*

Pour un objectif de $[\text{DBO}_5]_{\text{eau traitée}} \geq 25 \text{ mg/l}$, les valeurs recommandées de C_v et Ch , pour ce dimensionnement, sont d'environ les suivantes :

- $C_v = 0,5 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$;
- $Ch = 0,8 \text{ à } 1,2 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$.*

* : cette gamme de valeur est large car elle permet d'ajuster la surface horizontale de cuve par rapport au volume obtenu de façon à pouvoir tendre vers une hauteur de cuve optimale.

Pour un objectif de nitrification $[\text{NH}_4^+]_{\text{eau traitée}} \leq 10 \text{ mg/l}$, la valeur recommandée de C_v pour ce dimensionnement, est d'environ la suivante :

- $C_v = 0,3 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$ pour un matériau plastique.

Les valeurs de dimensionnement, ci-dessus, sont données pour une température du réacteur biologique du mois le plus froid de 12°C . Par expérience, pour obtenir des ordres de grandeurs, pour des températures du mois le plus froid nettement supérieures, le volume de matériaux peut être réduit (avec prudence) de 20 % au maximum.

2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Matériaux :

Des matériaux d'origine naturel (roches ...) ou plastiques peuvent être utilisés.

Dans les 2 cas, les matériaux doivent avoir les caractéristiques générales suivantes :

- masse volumique faible (kg/m^3) ;
- surface spécifique élevée (150 à $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$ pour les matériaux plastiques) ;
- résistant à la dégradation dans le temps.

Les hauteurs minimales de matériaux sont les suivantes :

- 2,50 m pour les matériaux rocheux ;
- 4,00 m pour les matériaux plastiques.

Afin d'éviter le colmatage du lit, lors du traitement des eaux riches en substrat carboné, il est conseillé d'utiliser des matériaux plastiques à surface spécifiques élevées ($> 150 \text{ m}^2/\text{m}^3$).

Alimentation du lit bactérien :

Nous déconseillons l'emploi de lagune anaérobie en tête de lit bactérien en raison des nombreuses nuisances que présentent ces ouvrages : odeurs, intégration environnementale, contrainte de curage des boues, corrosion des équipements, surconsommation d'oxygène dans le lit bactérien, déstabilisation du fonctionnement du lit bactérien, hygiène et sécurité pour le personnel, etc.

En amont du lit bactérien, il peut être conseillé l'emploi de décanteur primaire (cf fiche décanteur primaire) ou de tamis rotatif (cf fiche prétraitements). La fosse Imhoff peut être une alternative au décanteur primaire pour des capacités inférieures à 2000 EH. La partie décantation de la fosse Imhoff est dimensionnée sur les mêmes valeurs que pour un décanteur primaire traditionnel.

Une répartition uniforme de l'effluent à traiter sera recherchée. Les cheminements préférentiels devront être évités.

Dans ce but, les alimentations statiques (goulotte, répartiteur,...) sont déconseillées.

Les sprinklers sont recommandés, car ils permettent une bonne répartition hydraulique à la surface du lit bactérien.

L'alimentation du lit bactérien sera effectuée par pompage.

Généralement, la hauteur d'eau, dans la cheminée centrale du lit bactérien alimenté par des sprinklers, sera de 50 à 80 cm. Par ailleurs, la rotation de certains sprinklers peut être motorisée.

L'axe central de rotation du sprinkler sera robuste.

Les embouts des bras seront démontables, pour le curage du sprinkler. Dans un prolongement d'un bras du sprinkler, une fenêtre sera découpée dans la cuve du lit bactérien, pour pouvoir passer un hérisson de plusieurs mètres de longueur.

Le sprinkler devra résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

Le sprinkler respectera une valeur de force d'irrigation (S_k) de 4 à 8 mm / tour / bras.

$$S_k = \frac{(q + r) \times 1000}{N \cdot b \cdot 60}$$

Avec :

S_k : force d'irrigation (mm / tour / bras) ;

q : débit d'alimentation d'eaux usées, rapporté à la surface horizontale du lit bactérien ($m^3/m^2/h$) ;

r : débit recirculé, rapporté à la surface horizontale du lit bactérien ($m^3/m^2/h$) ;

N = vitesse de rotation du sprinkler (tr/mn) ;

b = nombre de bras (sans unité).

Des filets de protection devront être installés en cas de proximité immédiate d'arbres à feuilles caduques.

Afin de faciliter la surveillance, l'entretien et la maintenance du système d'alimentation, le sommet du lit bactérien sera accessible par un escalier.

Ventilation basse :

L'aération du lit bactérien est naturelle.

La surface cumulée des ouvertures de la ventilation basse sera d'au moins 5 % de la surface horizontale du lit bactérien.

Les ouvertures de ventilation seront équipées de grilles, pour prévenir la présence de rongeurs.

Fond du lit bactérien :

L'espace libre, entre le plancher et le fond du lit bactérien, sera d'au moins 20 cm.

Le fond du lit bactérien sera en pente (> 10 %), dirigée vers la sortie du lit bactérien, pour éviter la stagnation des eaux.

Implantation :

A cause de certains étages primaires anaérobies (lagunage anaérobie, UASB ...), en tête de lit bactérien, il peut exister un risque de surconsommation d'oxygène et de production d'odeurs

au niveau du lit bactérien. Il conviendra donc de maintenir ces dispositifs épuratoires éloignés des habitations.

3 DECANTATION SECONDAIRE

3.1 DIMENSIONNEMENT

La surface du décanteur secondaire est calculée comme suit :

$$S = \frac{Q_p}{V_{asc.}}$$

Avec :

S : surface horizontale du décanteur secondaire (m²) ;

Q_p : débit du poste de relevage en entrée de station d'épuration (m³/h) ou à défaut, débit de pointe horaire ;

V_{asc.} : vitesse ascensionnelle appliquée sur le décanteur secondaire (m/h).

La valeur recommandée de V_{asc.}, pour ce dimensionnement du décanteur secondaire, est d'environ 0,8 à 1,0 m/h.

La valeur recommandée de la hauteur verticale du décanteur secondaire est d'environ 2,00 m de hauteur au 2/3 du rayon, en partant du centre.

3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Le décanteur secondaire sera de type raclé.

Il comprendra un raclage et une évacuation des flottants.

Les matériaux métalliques devront résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

Une alternative intéressante à la décantation secondaire, en aval d'un lit bactérien, est l'utilisation de Filtres Plantés de Roseaux.

4 RECIRCULATION

4.1 DIMENSIONNEMENT

Le recyclage a plusieurs objectifs :

- diluer les eaux brutes, dont la concentration est trop élevée pour assurer un traitement secondaire efficace ;
- augmenter le rendement par des passages successifs dans le massif filtrant ;
- éviter la prolifération de mouches ;
- éviter les périodes de non alimentation du lit, lesquelles entraîneraient son dessèchement.

Le ratio de recirculation, à appliquer, vise à obtenir une concentration moyenne à l'entrée du lit bactérien, après dilution, d'environ 150 mg/l.

Le taux de recirculation requis est évalué par la formule suivante :

$$R/Q = \frac{[DBO_5]_{entréestep}}{[DBO_5]_{entrée\ lit\ bactérien}} - 1$$

$$R/Q = \frac{[DBO_5]_{\text{entréestep}}}{150} - 1$$

Avec :

R/Q : taux de recirculation journalier (sans unité) ;

R : volume journalier recirculé (m³/j) ;

Q : volume journalier d'eaux usées en entrée de station d'épuration (m³/j) ;

[DBO₅]_{entrée step} : concentration en DBO₅ en entrée de station d'épuration (mg/l) ;

[DBO₅]_{entrée lit bactérien} : concentration en DBO₅ en entrée de lit bactérien, après dilution par la recirculation (mg/l).

Cette dernière formule correspond à un taux de recirculation moyen à assurer en exploitation.

En dimensionnement, le débit maximal du poste de recirculation sera pris égal au débit de pointe de temps sec.

4.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Différents modes de recyclage peuvent être proposés en fonction du type de matériau utilisé et de la taille de la station d'épuration :

- recyclage du mélange eau + boues, issu du lit bactérien, vers le pot du sprinkler (sans décantation préalable, solution à réserver uniquement pour les matériaux plastiques),
- recyclage depuis le fond du clarificateur (eau + boues secondaires) vers l'amont du traitement primaire de décantation (cas à réserver pour de petites collectivités),
- recyclage d'eau clarifiée directement dans le pot du sprinkler (cas rarement proposé et utilisé).

Pour chacun des cas de recirculation, les dimensionnements du décanteur primaire, du lit bactérien et du clarificateur seront adaptés et vérifiés spécifiquement aux débits transitant sur chacun des ouvrages.

Le fonctionnement des pompes de recirculation sera à vitesse variable.

5 PRIX D'ORDRE

Compte tenu du nombre très limité des stations d'épuration type lit bactérien, réalisés au Maroc (ou en cours de réalisation), il est très difficile d'élaborer des prix d'ordre, en fonction de la taille des centres.

Dans le cadre de la présente étude, nous recommandons de retenir un ratio, qui est de l'ordre de 750 DHs/Eq hab, pour des capacités de STEPs d'environ 100 000 équivalents habitants.

Ces ordres de grandeurs de coûts devront être revus dans les prochaines années sur la base de données statistiques plus conséquentes en nombre des STEPs, type lit bactérien.

Ces ratios incluent les coûts liés à la filière de traitement des boues.

FICHE E6 DISQUES BIOLOGIQUES

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les disques biologiques sont un procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support, régulièrement irrigué par l'effluent à traiter.

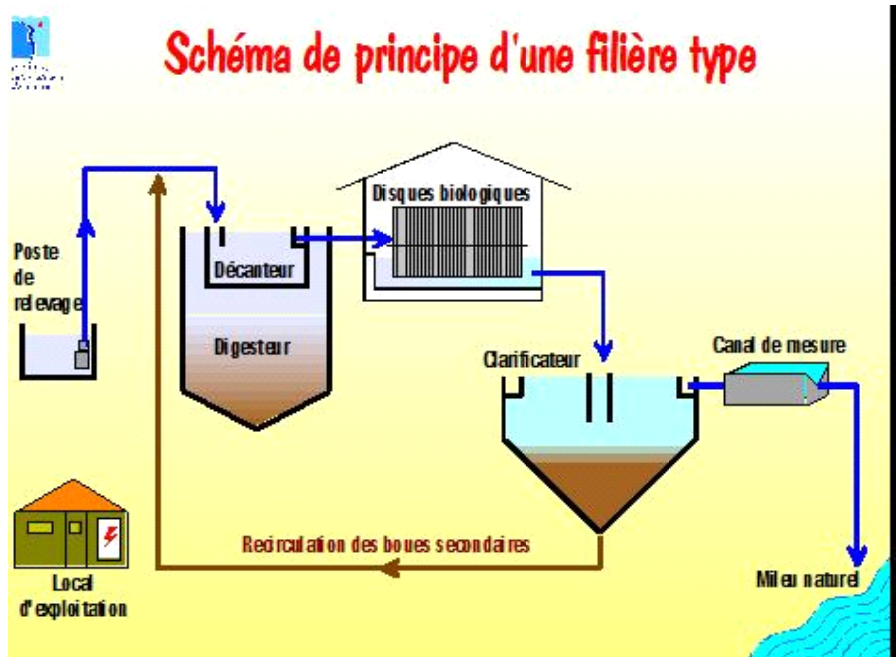


Figure 41: Schéma de principe de la filière type disques biologiques (source: OIEau)

Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement décantée ou tamisée, un ouvrage contenant une masse de matériaux plastiques, mise en rotation sur un axe horizontal, servant de support aux micro-organismes épurateurs, qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution.

En sortie des disques biologiques, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel.

La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par rotation horizontale de la masse des matériaux plastiques, qui provoque une émergence temporaire et régulière de la biomasse épuratrice au contact de l'oxygène de l'air.

L'épaisseur du biofilm est régulée grâce à la maîtrise de la vitesse de rotation de l'axe horizontal.

Le tableau, ci après, récapitule les principaux avantages et inconvénients de cette filière d'épuration.

Tableau 79: Principaux avantages et inconvénients de la filière d'épuration type lit bactérien

Avantages	Inconvénients
Consommation électrique faible Exploitation simple Bonne résistance aux surcharges organiques et hydrauliques passagères Technologie intensive nécessitant peu de surface au sol	Nécessité d'un personnel ayant des compétences en électromécanique Abattement limité de l'azote Très grande sensibilité aux coupures d'électricité prolongées

2 REACTEUR BIOLOGIQUE

2.1 DIMENSIONNEMENT

La surface de disques biologiques est calculée comme suit :

$$S = \frac{kg\ DBO_5 / j}{C_s}$$

Avec :

S : surface de disques (m²) ;

kg DBO₅/j : kg de DBO₅/j entrant par jour dans le réacteur biologique (kg DBO₅/j) ;

C_s : charge surfacique (kg DBO₅/m²/j).

Pour des disques plans et uniformes, le nombre de disques biologiques est obtenu par la formule suivante :

$$n = \frac{4.S}{\pi.D^2}$$

Avec :

n : nombre de disques biologiques plans ;

S : surface de disques (m²) ;

D : diamètre unitaire des disques (m).

Pour un objectif de [DBO₅]_{eau traitée} ≤ 35 mg/l, la valeur recommandée de C_s, pour ce dimensionnement, est environ la suivante :

- C_v = 9 g DBO₅/m²/j (Source CEMAGREF).

Pour un objectif de [DBO₅]_{eau traitée} ≤ 25 mg/l, la valeur recommandée de C_s, pour ce dimensionnement, est environ la suivante :

- C_v = 7 g DBO₅/m²/j (Source CEMAGREF).

Pour les objectifs ci-dessus, il est recommandé de disposer d'au moins 2 unités en série.

Pour un objectif de nitrification, la valeur recommandée de C_s, est environ la suivante :

- C_v = 4 g DBO₅/m²/j (Source CEMAGREF).

Pour l'objectif ci-dessus, il est recommandé de disposer d'au moins 3 unités en série.

Les valeurs de dimensionnement ci-dessus sont données pour une température du réacteur biologique du mois le plus froid de 12°C. Par expérience, pour obtenir des ordres de

grandeurs, pour des températures du mois le plus froid nettement supérieures, la surface des disques peut être réduite (avec prudence) de 20 % au maximum..

2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Matériaux :

Les disques utilisés sont en matériaux plastiques.

Les disques doivent avoir les caractéristiques générales suivantes :

- masse volumique faible (kg/m^3) ;
- robustes et résistants à la dégradation dans le temps.

Le diamètre des disques est d'environ 2,00 à 3,50 m de diamètre.

Pour information, de faibles surfaces spécifiques seraient plutôt prévues sur les premiers étages éliminant le carbone ; tandis que de plus fortes surfaces spécifiques sont prévues pour les étages nitrifiants. Un fournisseur cite des surfaces spécifiques de $150 \text{ m}^2/\text{m}^3$ pour l'élimination de la DBO_5 et $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$ pour les étages nitrifiants. Ces valeurs de surfaces spécifiques sont propres à chaque configuration de matériaux et donc à chaque fournisseur.

Un autre fournisseur cite les surfaces spécifiques suivantes :

- faible = $106 \text{ m}^2/\text{m}^3$
- moyenne = $119 \text{ m}^2/\text{m}^3$
- haute = $156 \text{ m}^2/\text{m}^3$

Selon ce dernier fournisseur, la surface spécifique ne serait pas tant fonction du traitement C et N mais de la position des disques dans la file de disques biologiques : elle serait faible en entrée et haute en sortie.

Système d'entraînement :

L'axe de rotation des disques biologiques devra être tout particulièrement robuste.

Le système d'entraînement, comme l'ensemble des équipements, devra résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

Un graissage automatique des paliers de l'axe de rotation sera prévu.

Un système d'entraînement de rechange sera stocké en magasin.

Une source d'alimentation électrique (groupe électrogène) de secours sera prévue, en cas de risque de coupure intempestive d'alimentation énergétique.

Une solution de démarrage progressif (moteur à démarrage progressif, variation de vitesse ...) de la rotation des disques biologique devra être proposée par le constructeur.

Des possibilités de vitesse variable de l'axe de rotation seraient un plus de façon à optimiser l'épaisseur du biofilm.

Pour information, la vitesse de rotation des disques biologiques, mentionnée par un fournisseur, est d'environ 1 à 1,2 tour/mn. Ce même fournisseur cite des puissances installées des moteurs de 1,1 à 2 kW. Ces valeurs sont propres à chaque type de disques biologiques et donc à chaque fournisseur.

Un autre fournisseur cite les valeurs suivantes :

- 3.4 à 3.6 tr/min suivant la puissance du moteur

- 0.37 à 1.5 kW suivant la longueur de la cuve et le nombre de disques biologiques.

Cuves des disques biologiques :

Les cheminements préférentiels, dans la cuve des disques biologiques, devront être évités.

L'alimentation de la première des cuves sera perpendiculaire à l'axe de rotation.

Il est souhaitable de prévoir, en point bas, une vanne de vidange totale des cuves pour faciliter certaines opérations de maintenance importante.

Le nombre de cuve en série sera au moins égal à 2.

L'espace, entre le fond de la cuve et le bas du support, devra être compris entre 10 et 25 cm pour limiter les dépôts.

Local des disques biologiques :

Les disques biologiques devront être mis à l'abri du soleil, de la pluie et du gel. Pour cela, ils seront installés dans un local fermé et couvert. Pour de faibles capacités, des cuves fermables se substitueront à ce local.

Afin de faciliter la surveillance, l'entretien et la maintenance du système épuratoire, l'accessibilité sera vérifiée.

En particulier, la couverture du local ou des cuves devra être suffisamment amovible, pour assurer le remplacement potentiel ou la maintenance des disques et de l'axe de rotation.

Le local sera suffisamment ventilé, pour :

- assurer l'oxygénation de la biomasse épuratrice ;
- éviter l'anoxie des ambiances de travail, si le personnel doit entrer dans le local pour assurer ses tâches d'exploitation.

Les armoires électriques et automatismes éventuels seront installés dans un local séparé de celui où se situent les disques biologiques.

Recirculation :

La pompe de recirculation sera calée sur un débit d'environ 50 % le débit de pointe horaire.

Domaine d'utilisation :

Les disques biologiques sont généralement utilisés pour des capacités inférieures à 10 000 EH, mais des réalisations jusqu'à 50 000 EH ont été également recensées.

Nous déconseillons l'emploi de **lagunes anaérobies** en tête de disques biologiques en raison des nombreuses nuisances que présentent ces ouvrages : odeurs, intégration environnementale, contrainte de curage des boues, corrosion des équipements, surconsommation d'oxygène sur les disques biologiques, déstabilisation du fonctionnement des disques biologiques, hygiène et sécurité pour le personnel, etc.

3 DECANTATION SECONDAIRE

3.1 DIMENSIONNEMENT

La surface du décanteur secondaire est calculée comme suit :

$$S = \frac{Q_p}{V_{asc.}}$$

Avec :

S : surface horizontale du décanteur secondaire (m²) ;

Q_p : débit du poste de relevage en entrée de station d'épuration (m³/h) ou à défaut, débit de pointe horaire ;

V_{asc.} : vitesse ascensionnelle appliquée sur le décanteur secondaire (m/h).

La valeur recommandée de V_{asc.}, pour ce dimensionnement du décanteur secondaire, est d'environ 0,8 à 1,0 m/h.

La valeur recommandée de la hauteur verticale du décanteur secondaire est d'environ 2,00 m de hauteur, au 2/3 du rayon en partant du centre.

3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Le décanteur secondaire sera de type raclé.

Il comprendra un raclage et une évacuation des flottants.

Les matériaux métalliques devront résister à la corrosion ; l'acier galvanisé est à proscrire.

2 alternatives intéressantes, à la décantation secondaire, sont l'utilisation :

- de Filtres Plantés de Roseaux ;
- ou de tambours filtrants.

4 PRIX D'ORDRE

Compte tenu de l'absence de cette filière d'épuration, au niveau des institutionnels marocains, il n'a pas été possible d'élaborer des prix d'ordre, par taille du centre, et qui tiennent compte du contexte marocain.

A titre indicatif, on donne, ci après, une formule proposée par l'Agence de l'Eau Rhin Meuse (2007), pour l'estimation des coûts d'investissement d'une STEP, type Disques Biologiques, en France :

Coût d'investissement en euros = 402,3 × Nombre équivalents habitants +72 647

Ces ratios incluent les coûts liés à la filière de traitement des boues.

FICHE E7 BOUES ACTIVEES

1 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

L'épuration, par boues activées, est un procédé de traitement biologique aérobie à culture libre.

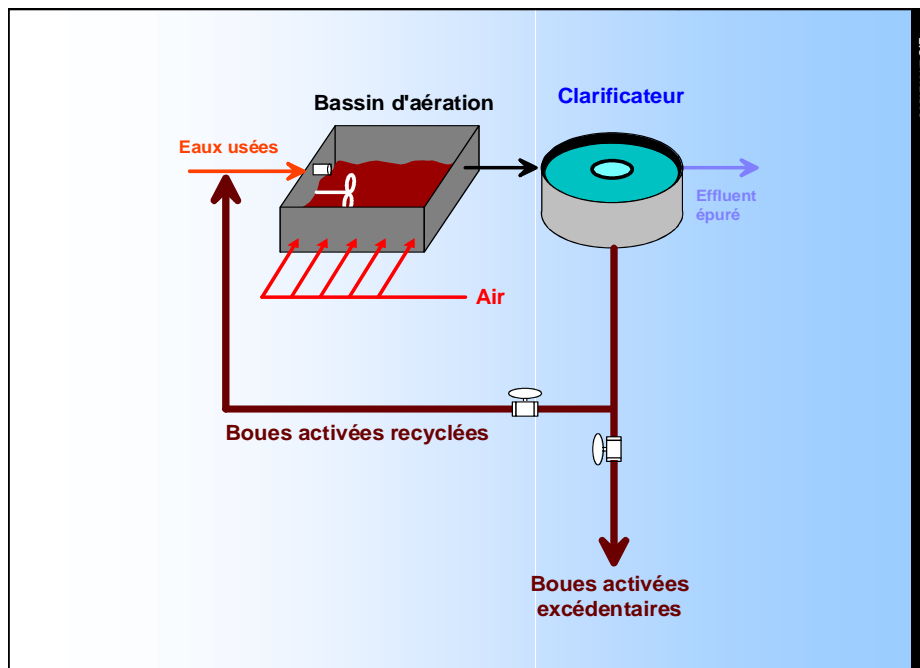


Figure 42: Schéma de principe de la filière type boues activées (source: OIEau)

Le principe de l'épuration, par boues activées, repose sur une prolifération de bactéries principalement aérobies, sous forme de flocs assurant, dans les bassins d'aération, des réactions :

- d'adsorption et d'assimilation de la matière organique (DCO, DBO₅)
- d'adsorption et de floculation des MES entrantes,
- de nitrification et de dénitrification de l'azote sous réserve des conditions de dimensionnement.

La biomasse épuratrice est placée volontairement en situation de disette, afin d'améliorer les performances du procédé. En effet, selon l'intensité du manque de substrat, les bactéries secrètent un polymère qui assure leur agglomération sous forme de flocs. Cette particularité facilite la séparation des boues et de l'eau épurée dans la phase de décantation. De plus, cela rend les microorganismes plus réactifs et permet de dégrader la majorité du substrat disponible en un temps de contact court.

L'oxygène est apporté aux bactéries grâce à des aérateurs de surface (turbines, brosses) ou par insufflation d'air associée à des diffuseurs d'air.

Les flocs formés sont séparés de l'eau traitée au niveau des clarificateurs, qui assurent la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée rejetée dans le milieu récepteur.

A partir des clarificateurs, les boues décantées peuvent être soit :

- recirculées afin de réensemencer le bassin d'aération,
- ou extraites vers le traitement des boues afin de déconcentrer les réacteurs biologiques.

L'élimination des composés azotés, dans une station d'épuration par boues activées en aération prolongée, implique que les phases de nitrification et dénitrification soient conduites dans de bonnes conditions. Bien qu'antagonistes, ces conditions sont :

- soit réunies simultanément dans le bassin d'aération avec des cycles de marche et d'arrêt des aérateurs,
- soit séparées avec une zone d'anoxie en tête. La nitrification est alors assurée dans le bassin d'aération et la dénitrification essentiellement dans la zone d'anoxie.

L'élimination du phosphore peut être réalisée selon 2 procédés :

- soit par ajout d'un coagulant dans les réacteurs biologiques, provoquant la précipitation des phosphates,
- soit par une zone anaérobie en tête autorisant une sur-assimilation du phosphore par la biomasse bactérienne.

La stabilité de la fourniture d'énergie électrique est une condition fondamentale au bon fonctionnement du procédé par boues activées. L'installation de groupes électrogènes de secours est alors indispensable. En priorité, doivent être secourus les systèmes de pompage, d'aération, de recirculation et de raclage des boues.

2 BASSIN D'AERATION

2.1 DIMENSIONNEMENT

2.1.1 Calcul du volume du bassin d'aération à partir de la charge massique

Le volume du bassin d'aération est calculé sur la base de la formule de la charge massique.

$$C_m = \frac{\text{kg DBO}_5/\text{j}}{[\text{MVS}]_a \times V_{b.a.}}$$

Sur la base de cette formule, le volume du bassin d'aération peut être calculé comme suit :

$$V_{b.a.} = \frac{\text{kg DBO}_5/\text{j}}{[\text{MVS}]_a \times C_m}$$

$$V_{b.a.} = \frac{\text{kg DBO}_5/\text{j}}{\% \text{MVS} \times [\text{MES}]_a \times C_m}$$

Avec :

- C_m : charge massique (kg DBO₅/kg MVS/j) ;
- kg DBO₅/j : kg de DBO₅/j entrant par jour dans le réacteur biologique (kg DBO₅/j) (le cas échéant par temps de pluie et en intégrant les retours en tête) ;
- $[\text{MVS}]_a$: concentration en MVS dans le bassin d'aération (g/l) ;
- % MVS : % de matières volatiles sèches dans les MES (%) ;
- $[\text{MES}]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l) ;
- $V_{b.a.}$: volume du bassin d'aération (m³).

Ce calcul prend en compte uniquement la masse de boues présente dans le bassin d'aération, ce qui correspond au cas d'un bassin d'aération avec une nitrification et une dénitrification dans le bassin d'aération selon des cycles de marche et d'arrêt de l'aérateur.

Dans le cas d'une conception avec une zone d'anoxie en tête, il convient de prendre en compte la formule suivante :

$$V_{b.a.} + V_{z.a.} = \frac{\text{kg DBO}_5/\text{j}}{\% \text{MVS} \times [\text{MES}]_a \times \text{Cm}}$$

$V_{z.a.}$: volume (m³) de la zone d'anoxie

2.1.2 Calcul du volume du bassin d'aération à partir de l'âge des boues

Le dimensionnement du bassin d'aération peut être aussi calculé sur la base de l'âge de boues requis. Cette méthode de calcul se justifie tout particulièrement dans le cas des stations d'épuration nitrifiante et dénitrifiante.

Le volume du bassin d'aération est calculé sur la base de la formule d'évaluation de l'âge de boues.

$$A = \frac{\text{Masse de boues présentes (kg MES)}}{\text{Masse de boues extraites (kg MES/j)}}$$

$$A = \frac{\text{Masse de boues dans le bassin d'aération et dans le clarificateur (kg MES)}}{\text{Masse de boues produite par jour (kg MES/j)}}$$

$$A = \frac{[\text{MES}]_a \times (V_{b.a.} + 0,75 \times V_{\text{clarif}})}{P_B}$$

$$V_{b.a.} = \frac{A \times P_B}{[\text{MES}]_a} - 0,75 \times V_{\text{clarif}}$$

$V_{b.a.}$: volume du bassin d'aération (m³) ;

A : âge de boues (j) ;

P_B : production de boues biologiques (kg M.S./j) ;

V_{clarif} : volume du clarificateur (m³) ;

$[\text{MES}]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l).

Les deux méthodes de dimensionnement, prenant soit en compte la charge massique, soit l'âge des boues, doivent simultanément concourir à retenir le volume de bassin d'aération pour les stations d'épuration nitrifiante et dénitrifiante.

Dans le cas d'une conception avec une zone d'anoxie en tête, il convient de prendre en compte la formule suivante :

$$V_{b.a.} + V_{z.a.} = \frac{A \times P_B}{[\text{MES}]_a} - 0,75 \times V_{\text{clarif}}$$

2.1.3 Ordres de grandeurs des paramètres à prendre en compte

La technologie d'épuration par boues activées se distingue selon la valeur de la charge massique appliquée (moyenne charge massique, faible charge massique).

Les ordres de grandeurs des paramètres, à prendre en compte, sont environ les suivants.

	Forte charge massique	Station non nitrifiante / dénitrifiante Moyenne charge massique	Station nitrifiante / dénitrifiante Faible charge massique	
C_m (kg DBO ₅ /kg MVS/j)	> 0,5	0,35 à 0,4	0,1 à 0,13	0,07 à 0,08
Objectifs de rejet	> 50	[DBO ₅] eau traitée ≤ 30 mg/l	[DBO ₅] eau traitée ≤ 30 mg/l [NGL] eau traitée ≤ 20 mg/l	[DBO ₅] eau traitée ≤ 30 mg/l [NGL] eau traitée ≤ 10 mg/l
[MES]_a (g/l)	1 à 2	2,5 à 3	4	
A (j)	2 à 4	7 à 8 (*) à 12° C (**)	14 (*) à 12° C (**)	18 (*) à 12° C (**)

(*) : Valeurs qui tiennent compte de la masse de boues dans le clarificateur.

(**) : Température moyenne du réacteur biologique, pour le mois le plus froid de l'année

Le % MVS est d'environ :

- 65 % pour des réseaux unitaires,
- 70 % pour des réseaux strictement séparatifs,
- 80 % pour des effluents strictement agroalimentaires.

La concentration en MVS est égale au produit du % MVS par la [MES] des boues activées.

Le calcul de la production de boues (P_B) est abordé dans la fiche E9.

Le calcul du volume du clarificateur (V_{clarif.}) est abordé dans le paragraphe 6.

Les avantages et inconvénients des technologies de moyenne charge massique et de faible charge massique sont indiqués dans le tableau ci-après.

Tableau 80: Avantages et inconvénients des technologies de moyenne charge massique et de faible charge massique

Type de boues activées	Avantages	Inconvénients
Moyenne charge massique	<p>Temps de séjour plus court dans le bassin d'aération que pour les faibles charges, ce qui nécessite un plus petit volume de bassin</p> <p>Boues moins concentrées et, de ce fait, décantant plus rapidement dans le clarificateur, ce qui nécessite de plus petits clarificateurs que pour la faible charge</p> <p>Moindre coût d'investissement</p> <p>Dispositif d'aération moins puissant et consommation</p> <p>d'énergie moins importante que pour la faible charge</p> <p>Moindre coût d'exploitation</p>	<p>Assure une moyenne à bonne élimination de la DBO₅</p> <p>N'assure pas la nitrification et dénitrification (élimination de l'azote total)</p> <p>Moindre qualité d'eau traitée</p> <p>Boues produites moins minéralisées, et donc, plus fermentescibles que celles des faibles charges</p> <p>Bassin d'aération moins largement dimensionné, résistant moins aux à-coups de pollutions</p>
Faible charge massique	<p>Assure une bonne à très bonne élimination de la DBO₅</p> <p>Assure une bonne nitrification et dénitrification (élimination de l'azote total)</p> <p>Meilleure qualité d'eau traitée</p> <p>Boues produites plus minéralisées et donc moins fermentescibles que celles des moyennes charges</p> <p>Bassin d'aération plus largement dimensionné, résistant mieux aux à-coups de pollutions</p>	<p>Temps de séjour plus long dans le bassin d'aération que pour les moyennes charges, ce qui nécessite un plus grand volume de bassin</p> <p>Boues plus concentrées et, de ce fait, décantant lentement dans le clarificateur, ce qui nécessite de plus grands clarificateurs que pour la moyenne charge</p> <p>Coûts d'investissement plus élevés</p> <p>Dispositif d'aération plus puissant et consommation</p> <p>d'énergie plus importante que pour la moyenne charge</p> <p>Coûts d'exploitation plus élevés</p>

2.1.4 Calcul de la zone d'anoxie

Premières approches :

Le volume du bassin d'anoxie peut être évalué, en première approche, sur la base d'ordre de grandeur de temps de séjour et de temps de contact dans cette zone.

$$V_{\text{anox}} = \text{Temps de séjour} \times Q_m$$

L'ordre de grandeur du temps de séjour est d'environ 6 à 7 heures. Cet ordre de grandeur devra être validé dans le contexte marocain et de chaque cas particulier de station d'épuration.

$$V_{\text{anox}} = \text{Temps de contact} \times (Q_m + Q_R + R_{L.M.})$$

L'ordre de grandeur du temps de contact est d'environ 1 à 2 heures. Cet ordre de grandeur devra être validé dans le contexte marocain et de chaque cas particulier de station d'épuration.

La proportion du volume d'anoxie est généralement d'environ 20 à 25 % du réacteur biologique total (bassin d'aération + zone d'anoxie).

Calcul sur la base des cinétiques de dénitrification

Ce calcul est envisageable si les cinétiques de dénitrification sont connues et validées dans le contexte marocain et de chaque cas particulier de station d'épuration.

Par exemple :

$C_{DN\ BA}$	=	$0,95 \times e^{0,0875(T-20)}$
$C_{DN\ BA}$:	vitesse de dénitrification endogène dans le bassin d'aération
T	:	température moyenne de la boue activée du mois le plus froid
$N_{DN\ BA}$	=	$C_{DN} \times \% MVS \times [MES]_a \times V_{b,a} \times T_{\text{anoxie}}$
$N_{DN\ BA}$:	flux d'azote dénitrifié dans le bassin d'aération (kg N / j)
$C_{DN\ BA}$:	vitesse de dénitrification endogène dans le bassin d'aération
% MVS	:	% de matières volatiles sèches dans les MES (%)
$[MES]_a$:	concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l)
$V_{b,a}$:	volume du bassin d'aération (m ³)
T_{anoxie}	:	temps cumulé d'anoxie (h/j)
$N_{DN\ Z.A.}$	=	$N_{DN\ BA\ \text{et}\ ZA} - N_{DN\ BA}$
$N_{DN\ Z.A.}$:	flux d'azote à dénitrifier dans la zone d'anoxie (kg N / j)
$N_{DN\ BA\ \text{et}\ ZA}$:	flux d'azote à dénitrifier dans le bassin d'aération et la zone d'anoxie (kg N / j)
$N_{DN\ \text{dans}\ BA}$:	flux d'azote dénitrifié dans le bassin d'aération (kg N / j)

Sur ces bases, le volume de la zone d'anoxie peut être calculé avec la formule suivante :

$$V_{\text{anox.}} = \frac{N_{DN\ ZA} \times 1000}{Cd_{DNZA} \times 24 \times \% MVS \times [MES]_a}$$

$V_{\text{anox.}}$:	Volume de la zone d'anoxie (m ³)
$N_{DN\ Z.A.}$:	Flux d'azote à dénitrifier dans la zone d'anoxie (kg N / j)
Cd_{DNZA}	:	Cinétique de dénitrification dans la zone d'anoxie (g N-NO ₃ /kg MVS/h)
% MVS	:	% de matières volatiles sèches dans les MES (%)
$[MES]_a$:	concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l)

Plusieurs formules de vitesses de dénitrification exogène (dans la zone d'anoxie) sont proposées ci-après :

$$\begin{aligned} Cd &= 3,25 \times 1,02^{(T-20)} && \text{(formule constructeur)} \\ Cd &= 3,33 \times 1,047^{(T-20)} && \text{(formule constructeur)} \\ Cd &= f(\text{NTK}/\text{DBO}_5) && \text{(Cf. ci-après)} \end{aligned}$$

$\frac{\text{NTK}}{\text{DBO}_5}$	Cd
> 0,5	1,7
0,4 - 0,5	2,1
0,3 - 0,4	2,4
0,2 - 0,3	2,7
< 0,2	3

Ces formules devront être connues et validées dans le contexte marocain et de chaque cas particulier de station d'épuration.

Recirculation de la liqueur mixte :

Cette recirculation est appelée aussi recirculation des nitrates.

En première approche, nous recommandons de prendre environ :

$$R_{L.M.} = 4 \times Q_m$$

$R_{L.M.}$: Débit du poste de recirculation de la liqueur mixte (m³/h) ;
 Q_m : Débit moyen horaire d'eaux usées (m³/h).

2.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

2.2.1 Bassin d'aération

Le bassin d'aération sera conçu pour limiter les dépôts et les zones mortes.

Si l'aération est effectuée par un aérateur de surface (turbine), la hauteur d'eau maximale est préconisée par les fournisseurs de turbines (hauteur effective maximale de 3,00 m à 4,00 m) ; à défaut, des difficultés de mises en suspension des boues et d'oxygénation apparaissent.

Si l'aération est effectuée par insufflation d'air, la hauteur minimale est de 3 mètres. Il est préconisé 4 à 6 mètres pour améliorer le transfert d'oxygène et limiter les coûts énergétiques. Il ne faut pas dépasser des profondeurs de plus de 8,00 m.

Les hauteurs de revanche seront d'au moins 1,00 m, afin d'éviter les débordements de boues.

La profondeur des bassins sera adaptée aux systèmes d'aération qui y seront installés.

Les arrivées d'effluents, à traiter, et de boues recirculées seront à un point opposées à la sortie de la liqueur mixte du bassin d'aération.

La différence des plans d'eau statiques, entre celui du bassin d'aération et celui du clarificateur, sera limitée à environ 80 cm maximum.

Les risques de chute des personnels d'exploitation sont particulièrement à surveiller à la conception, eu égard aux risques importants de noyade lors de la marche des aérateurs et des brasseurs. Des équipements de sécurité seront prévus : garde-corps, bouées, filin de sécurité, boutons d'arrêt d'urgence

2.2.2 Zone d'anoxie

La zone d'anoxie sera installée uniquement pour les stations d'épuration de capacité importante et si globalement la concentration en azote Kjeldahl en entrée de réacteur biologique est supérieure à 40 – 50 mg/l.

Cette zone sera by passable en cas de charge hydraulique inférieure à 70 %.

Cette zone sera équipée :

- de systèmes de brassage,
- de capteurs de mesure du potentiel d'oxydo-réduction.

L'entrée des effluents, des boues recirculées et de la liqueur mixte sera effectuée par des canalisations plongeantes, avec un té de mise à l'air, pour éviter les siphonages intempestifs.

La surveillance des temps de séjour, en zone d'anoxie, sera facilitée par la mesure systématique de l'ensemble des débits entrant en zone d'anoxie.

Le débit de recirculation de la liqueur mixte (recirculation des nitrates) sera d'au moins 400 % du débit moyen horaire de temps sec.

La liqueur mixte recirculée ne devra pas apporter d'oxygène en quantité excessive dans la zone d'anoxie.

Au moins 2 pompes, dont une en secours, seront prévues pour la recirculation des liqueurs mixtes.

3 AERATION

3.1 DIMENSIONNEMENT

3.1.1 Démarche globale de dimensionnement

La démarche globale de dimensionnement de l'aération suit globalement la démarche ci-après :

1° Bilan préliminaire sur l'azote, dans le cas des stations d'épuration nitrifiantes / dénitrifiantes.

2° Calcul des besoins journaliers en oxygène

3° Calcul des besoins horaires en oxygène :

- sur la base des temps de marche et d'arrêt, pour les stations nitrifiantes / dénitrifiantes
- sur la base des pointes horaires de pollution, pour les stations d'épuration non nitrifiantes / dénitrifiantes

4° Choix des systèmes d'aération et prise en compte des Apports Spécifiques Bruts

5° Calcul des puissances à installer des systèmes d'aération

6° Le cas échéant, calcul des débits d'air pour les systèmes à base d'insufflation

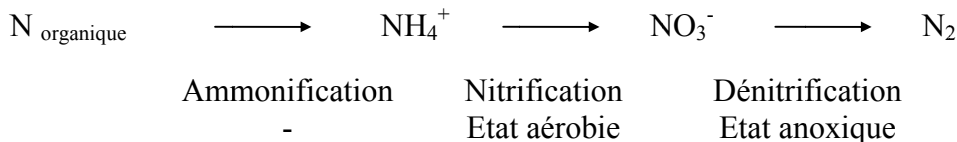
3.1.2 Bilan préliminaire sur l'azote

L'objectif de ce bilan préliminaire, sur l'azote, est de calculer les quantités d'azote à nitrifier et à dénitrifier dans les réacteurs biologiques. Ces quantités seront prises en compte lors de l'évaluation des besoins journaliers en oxygène.

Ce bilan sur l'azote doit être réalisé dans le cas de stations d'épuration nitrifiantes et dénitrifiantes, c'est-à-dire dans le cas des stations d'épuration à très faible ou faible charge massique.

Ce bilan sur l'azote n'a pas besoin d'être réalisé dans le cas des stations d'épuration non nitrifiantes, c'est-à-dire dans le cas des stations d'épuration à moyenne charge massique.

Le bilan sur l'azote est réalisé sur la base de la chaîne de transformation de l'azote suivante :



$$NK_{\text{à nitrifier}} = NK_{\text{entrée}} - NK_{\text{ass}} - NK_{\text{rejeté}}$$

$$NK_{\text{ass}} = 5 \% \times \text{Flux de } DBO_5 \text{ éliminé}$$

La valeur de 5 % est issue du rapport C/N/P lié à l'assimilation minimale des nutriments : 100/5/1.

$$[NK]_{\text{rejeté}} = 50 \% \times [NK]_{\text{objectif de rejet}}$$

50 % correspond à un objectif de sécurité permettant, lors du dimensionnement, de s'assurer que les conditions seront au mieux réunies, pour respecter la concentration maximale de l'objectif de rejet en azote.

Par principe, nous prendrons que l'azote à dénitrifier est égal à l'azote à nitrifier (hors cas spécifiques de conception) dans la mesure où il est important de limiter, autant que faire se peut, à la conception la présence de nitrates résiduels dans le clarificateur, ce qui pourrait provoquer des remontées accidentelles de boues par dénitrification.

Nous conseillons donc de prendre :

$$NK_{\text{à dénitrifier}} = NK_{\text{à nitrifier}}$$

Donc, la formule préconisée pour établir ce bilan sur l'azote, est la suivante :

$$\begin{aligned}
 NK_{\text{à nitrifier}} &= NK_{\text{entrée}} - 5 \% \times Le - 50 \% \times Q_j \times [NK]_{\text{objectif de rejet}} \\
 &= NK_{\text{à dénitrifier}}
 \end{aligned}$$

Avec :

- $NK_{\text{à nitrifier}}$: Flux d'azote Kjeldahl à nitrifier (kg N /j) ;
- $NK_{\text{entrée}}$: Flux d'azote Kjeldahl entrant dans le réacteur biologique (kg N /j) ;
- Le : Flux de DBO_5 éliminé (kg O_2 /j) ;
- Q_j : Débit journalier d'eaux usées (m^3 /j) ;
- $[NK]_{\text{objectif de rejet}}$: Concentration maximale en azote Kjeldahl autorisée au rejet (mg N / l) ;
- $NK_{\text{à dénitrifier}}$: Flux d'azote Kjeldahl à dénitrifier (kg N /j).

3.1.3 Calcul des besoins journaliers en oxygène

Les besoins en O_2 sont calculés sur la base de la formule suivante.

$$\begin{aligned}
 B_{O_2 \text{ journalier}} &= a' \times L_e + b' \times S_v + 4,3 \times N_{\text{à nitrifier}} - 2,85 \times c' \times N_{\text{à dénitrifier}} \\
 \text{Avec } S_v &= \% MVS_a \times [MES]_a \times V_{b.a.}
 \end{aligned}$$

D'où :

$$B_{O_2 \text{ journalier}} = a' \cdot L_e + b' \cdot \% \text{ MVS}_a \times [\text{MES}]_a \cdot V_{b.a.} + 4,3 \cdot N_{\text{à nitrifier}} - 2,85 \cdot c' \cdot N_{\text{à dénitrifier}}$$

Avec :

$B_{O_2 \text{ journalier}}$: besoins journaliers en O_2 (kg O_2 / j) ;
a'	: coefficient d'oxydation de la DBO_5 (kg O_2 /kg DBO_5 éliminée) ;
L_e	: flux de DBO_5 éliminé (kg O_2 /j) ;
b'	: coefficient de respiration endogène (kg O_2 /kg MVS/j) ;
S_v	: masse de MVS présente dans le réacteur biologique (kg) – bassin d'aération + zone d'anoxie ;
$\% \text{ MVS}_a$: % de matières volatiles sèches dans le bassin d'aération (%) ;
$[\text{MES}]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l) ;
$V_{b.a.}$: volume du bassin d'aération (m^3) ;
$N_{\text{à nitrifier}}$: flux d'azote Kjeldahl à nitrifier (kg N /j) ;
c'	: taux de récupération de l'oxygène par dénitrification ;
$N_{\text{à dénitrifier}}$: flux d'azote Kjeldahl à dénitrifier (kg N /j).

Les ordres de grandeurs des paramètres, à prendre en compte, sont environ les suivants.

	Moyenne charge massique	Faible à très faible charge massique
a' (kg O_2 /kg DBO_5 éliminée)	0,65	0,70
b' (kg O_2 /kg MVS/j)	0,085	0,07
c' (sans unité)	-	0,7

Le % MVS, pour des faibles charges massiques, est d'environ :

- 65 % pour des réseaux unitaires,
- 70 % pour des réseaux strictement séparatifs,
- 80 % pour des effluents strictement agroalimentaires.

Ces % peuvent être légèrement majorés (de 1 à 5 %) dans les cas des moyennes charges massiques.

3.1.4 Calcul des besoins horaires en oxygène

A/ Sur la base des temps de marche et d'arrêt pour les stations nitrifiantes et dénitrifiantes

$$BO_2 \text{ horaire} = \frac{BO_2 \text{ journalier}}{T_c}$$

Avec :

- $B O_2 \text{ horaire}$: Besoins horaires en oxygène (kg O_2 / h) ;
 $B O_2 \text{ journalier}$: Besoins journaliers en O_2 (kg O_2 / j) ;
 T_c : Temps cumulé de marche des aérateurs (h / j).

Dans le cas des bassins d'aération permettant la nitrification et la dénitrification, selon des cycles marche et arrêt des aérateurs, **ce temps cumulé de marche est généralement de 14 h / j.**

Dans le cas des bassins d'aération permettant la nitrification et la dénitrification **avec une zone d'anoxie en tête, ce temps cumulé de marche est généralement de 18 h / j.**

Pour un calcul plus précis (tout au moins si les cinétiques de dénitrification sont connues pour chaque cas particulier de station d'épuration au Maroc), le temps cumulé de marche des aérateurs peut être évalué comme suit :

$$\begin{aligned} T_c &= 24 - T_A \\ &= 24 - \frac{N_{\text{à dénitrifier}} \times 1000}{C_d \times MVS_{\text{présentes}}} \\ &= 24 - \frac{N_{\text{à dénitrifier}} \times 1000}{C_d \times \% MVS_a \times [MES]_{b,a} \times V_{b,a}} \end{aligned}$$

Avec :

- T_c : temps cumulé de marche des aérateurs (h / j) ;
 T_A : temps cumulé d'anoxie (h / j) ;
 $N_{\text{à dénitrifier}}$: flux d'azote Kjeldahl à dénitrifier (kg N / j) ;
 C_d : cinétique de dénitrification (g N- NO_3 /kg MVS/h) ;
 $\% MVS_a$: % de matières volatiles sèches dans le bassin d'aération (%) ;
 $[MES]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l) ;
 $V_{b,a}$: volume du bassin d'aération (m^3).

B/ Sur la base des pointes horaires de pollution pour les stations d'épuration non nitrifiantes / dénitrifiantes

Ce type d'approche se justifie généralement pour les stations d'épuration non nitrifiantes / non dénitrifiantes, c'est-à-dire pour les stations d'épuration urbaines à moyennes charges massiques.

Elle se base sur une évaluation de l'à coup de charge polluante, exprimé comme suit : X % de la charge arrive en Y heures.

La formule des besoins horaires en oxygène est alors la suivante :

$$B_{O_2 \text{ journalier}} = \frac{X}{Y} \cdot (a' \cdot L_e) + \frac{1}{24} \cdot b' \cdot \% \text{ MVS}_a \cdot [\text{MES}]_a \cdot V_{b.a.}$$

Avec :

- $B_{O_2 \text{ journalier}}$: besoins journaliers en O_2 ($kg O_2 / j$) ;
 X : % de la charge polluante arrivant en Y heures (pointe de pollution sur la DBO_5 ;
 a' : coefficient d'oxydation de la DBO_5 ($kg O_2 / kg DBO_5$ éliminée) ;
 L_e : flux de DBO_5 éliminé ($kg O_2 / j$) ;
 b' : coefficient de respiration endogène ($kg O_2 / kg MVS / j$) ;
 $\% \text{ MVS}_a$: % de matières volatiles sèches dans le bassin d'aération (%) ;
 $[\text{MES}]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l) ;
 $V_{b.a.}$: volume du bassin d'aération (m^3).

3.1.5 Choix des systèmes d'aération et prise en compte des Apports Spécifiques Bruts

Le choix des systèmes d'aération se porte généralement, soit sur :

- des aérateurs de surface à axes verticaux appelés « turbines » ;
- des aérateurs de surface à axes horizontaux appelés « brosses » ;
- des systèmes d'insufflation d'air à fines bulles, associant des surpresseurs et des diffuseurs membranaires.

Le choix de ces systèmes se fait selon un certain nombre de critères présentés dans le paragraphe 3.2.

Les ordres de grandeurs des ASB et des FCG à prendre en compte sont environ les suivants :

Types d'aérateurs	ASB ($kg O_2 / kWh$ absorbé)	FCG (sans unité)
Turbines	1,5	0,7
Brosses	1,5	0,7
Diffuseurs membranaires	2,5	0,5

- ASB : apport spécifique brut en eau claire ($kg O_2 / kWh$ absorbé)
 FCG : facteur correctif global pour passer les besoins en oxygène des conditions standards vers les conditions en boues activées

3.1.6 Calcul des puissances à installer des systèmes d'aération

$$P_{\text{absorbée}} = \frac{BO_2 \text{ (kg } O_2 / \text{h)}}{ASB \text{ (kg } O_2 / \text{kWh)} \times FCG}$$

$$P_{\text{installée}} = \frac{P_{\text{absorbée}}}{\eta}$$

Avec :

- $P_{\text{absorbée}}$: Puissance théorique absorbée cumulée des aérateurs (kW) ;
 $B_{O_2 \text{ journalier}}$: Besoins journaliers en O_2 ($kg O_2 / j$) ;
 ASB : Apport spécifique brut en eau claire ($kg O_2 / kWh$ absorbé) ;
 FCG : Facteur correctif global, pour passer les besoins en oxygène des conditions standards vers les conditions en boues activées ;

$P_{\text{installée}}$: Puissance théorique installée cumulée des aérateurs (kW) ;
 η : Rendement moteur (%).

3.1.7 Calcul des débits d'air pour les systèmes à base d'insufflation

$$\text{Débit d'air (Nm}^3\text{/h)} = \frac{B_{O_2} \text{ (kg O}_2\text{/h)} \times 1000}{Rdt \times FCG \times [O_2] \times He}$$

Avec :

$B_{O_2 \text{ journalier}}$: besoins journaliers en O_2 (kg O_2 / j)
Rdt : rendement de dissolution de l'oxygène en eau claire, par mètre de hauteur d'eau (% / m)
FCG : facteur correctif global, pour passer les besoins en oxygène des conditions standards vers les conditions en boues activées
 $[O_2]$: concentration en oxygène (g O_2 / m³)
He : hauteur d'eau effective au dessus des diffuseurs (m)

Le rendement de dissolution de l'oxygène en eau claire, par mètre de hauteur d'eau, est une valeur caractéristique propre à chaque diffuseur, qui doit être indiquée par le fournisseur potentiel de diffuseurs d'air. Ce rendement peut se situer bien souvent entre 3,8 et 6,8 % / m de hauteur d'eau.

La concentration en oxygène est de 280 g/m³ d'air insufflé.

3.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

3.2.1 En cas d'insufflation d'air avec diffuseurs membranaires

Dans le cas de l'utilisation de diffuseurs, il est conseillé d'utiliser des diffuseurs membranaires fines bulles, car ils permettent des phases de marche et d'arrêt (sans colmatage trop précoce) autorisant la nitrification / dénitrification, mais aussi l'optimisation de la consommation énergétique.

L'insufflation moyennes bulles des bassins d'aération est à éviter.

+ Avantages de l'insufflation :

-Meilleure oxygénation rapportée à la consommation énergétique (ASB : apport spécifique brut kg O_2 /kW absorbé) en comparaison avec les systèmes d'aération de surface (turbines, brosses ...), ce qui a une influence positive sur le coût d'exploitation,

-Optimisation du couple aération / brassage,

-Système adapté pour des bassins à fortes profondeurs (> ,00 m jusqu'à 8,00 m),

-Possibilité d'avoir des rampes relevables,

- Retours d'expérience positifs (surtout dans les années 1990 à 2000), mais moins durant la décennie 2000 à 2010.

+ Prévoir au niveau des locaux de surpression :

- des ventilateurs pour refroidir les locaux,

- des filtres à poussières à l'entrée des locaux et à l'aspiration des surpresseurs,

- des locaux insonorisés avec pièges à sons.

+ Prévoir au niveau des surpresseurs :

- une alimentation électrique stable et continue,
- le stockage d'un surpresseur - ou à défaut de motoréducteur - de secours,
- des surpresseurs à débits variables par variation de vitesse,
- Vérifier les conditions d'accès pour le démontage des surpresseurs.

+ Prévoir sur les canalisations d'insufflation :

- des joints pouvant accepter des compressions différenciées à cause des mouvements géotechniques,
- des diamètres de canalisations sur des vitesses d'air d'environ 10 à 14 m/s et strictement inférieures à 25 m/s,
- En sortie des surpresseurs, disposer de mesures de températures et de pressions (indication du colmatage de certaines lignes),
- des matériaux de canalisations résistants aux fortes températures.

+ Au niveau des rampes d'insufflation d'air :

- La possibilité d'avoir des rampes relevables est un avantage. Mais, au bout de certaines années, les calages des canalisations pouvant "bouger", il peut s'avérer que l'on ne réussit pas toujours à les remettre en place sans vidanger les bassins. Donc, le surcoût à l'achat du système relevable risque (risque, mais pas certain ...) de ne plus se justifier ... Ou alors cette contrainte peut demander l'intervention de scaphandriers.

Donc, s'il s'agit d'un bassin d'aération unique, prendre des rampes relevables. Par contre, s'il y a plusieurs tranches de bassins d'aération en parallèle (3 files par exemple), ce n'est pas indispensable dans la mesure où temporairement on pourrait fonctionner sur une seule tranche ; tout particulièrement si les exigences réglementaires ne sont pas très fortes. Il convient, lors de la conception initiale, de vérifier, s'il est envisageable de fonctionner temporairement avec une file en moins. Si on souhaite vidanger un bassin, il faut aussi vérifier si le bassin peut être vidangé par rapport au niveau de la nappe (risque de flottaison des bassins).

- Risques de dégradations précoces (sur pressions, sur débits, rupture de membranes, colmatage, effluents industriels dégradant les caoutchoucs : solvants, sables ...).
- De nombreux exploitants se sont plaints de ces dégradations au bout de 4 à 5 ans (années 2000 à 2010) alors qu'ils sont garantis pour des durées plus importantes ; d'autres exploitants en sont satisfaits.
- Coût de remplacement à terme des diffuseurs ce qui a une influence négative sur le coût d'exploitation.
- Surveiller la qualité de l'installation des diffuseurs, (tous de même niveau topographique, répartition, absence de fuites ...).
- Prévoir des purges d'air en point bas des canalisations d'injection d'air (condensats),
- Privilégier l'INOX, pour les canalisations d'injection d'air, mais problèmes de coût. Bannir les canalisations en acier galvanisé (corrosion),
- Veiller à ce qu'il n'y ai pas de pile de corrosion (juxtaposition de plusieurs matériaux) sur le réseau d'injection d'air.
- Disposer des vannes (au moins manuelles) sur des groupes de lignes de diffusion.
- Vérifier les conditions d'accès pour le relevage des rampes et le démontage des surpresseurs
- Attention à l'air salin en tout bord de mer (corrosion).

3.2.2 En cas d'aération avec des turbines

En cas d'aération avec des turbines, des turbines lentes sont à préconiser. Les turbines rapides sont à éviter pour l'aération des bassins d'aération.

+ Avantages :

- Rusticité et simplicité de la maintenance de ce procédé d'aération,
- Retours d'expérience positifs.

Le rayon de giration des turbines lentes est de 2 environ (rapport du rayon sur la hauteur d'eau).

L'immersion des turbines est de 1 à 10 cm à l'arrêt. Cette immersion doit être réglable.

Il convient de surveiller que la gerbe d'aération n'est pas entravée par les poteaux de soutien de la passerelle et par la passerelle elle-même. La gerbe doit être symétrique et stable.

La présence de jupes permet de limiter la prolifération des aérosols. Par contre, elles se détériorent rapidement dans le temps.

Les turbines doivent être accessibles, pour la vidange des motoréducteurs et leurs montages / démontages éventuels.

L'intensité absorbée doit être stable.

Les passerelles, supportant les turbines, doivent être stables lors du fonctionnement des turbines.

La hauteur des revanches des bassins doit être suffisante, pour éviter le débordement du bassin lors du fonctionnement des turbines.

Les turbines ouvertes sont préférables aux turbines fermées (colmatage toujours possible).

Le démarrage à variation de fréquences est recommandé.

Des dispositifs antigiratoires doivent être mis en place dans les bassins circulaires peu profonds à une seule turbine centrale.

Les balourds au niveau de la rotation de la turbine sont à surveiller.

3.2.3 En cas d'aération avec des brosses

Les brosses sont à préconiser pour des bassins peu profonds en forme de chenaux d'oxydation.

Les risques de dépôts potentiels sont importants. Les conditions de vitesse de circulation de la boue activée sont souvent difficilement optimisées. Les conditions de brassage doivent être surveillées.

Les brosses doivent être accessibles, pour la vidange des motoréducteur et leur montage / démontage éventuel.

Les axes de rotation et les motoréducteurs doivent être en dehors du plan d'eau.

Un déflecteur en aval des brosses permet d'augmenter le contact air – eau.

3.2.4 Asservissement de l'aération

Les systèmes d'aération peuvent être asservis :

- à des horloges (petites stations et faibles variations),
- à des tables de temps (petites stations avec automates et faible variation de charge),
- à des oxymètres (stations de taille moyenne et faible variation de charge polluante),
- à des mesures de potentiel d'oxydo-réduction sur seuil hauts et bas (forte variations de charge polluante).

Les sondes doivent être accessibles et installées :

- à des points représentatifs du fonctionnement des aérateurs,
- à une distance de 3 à 5 m du dispositif d'aération,
- à une immersion de 0,5 à 1,5 m.

L'utilisation de capteurs doit comprendre, au niveau de l'automate, des alarmes, associées à :

- des temps minimum de marche et d'arrêt avec alarme en cas de dépassements,
- des temps maximum de marche et d'arrêt avec alarme en cas de dépassements,
- des basculements automatiques sur des asservissements au temps en cas de fonctionnements anormaux.

4 BRASSAGE

4.1 DIMENSIONNEMENT

La fonction de brassage doit être assurée par des équipements spécifiques de brassage (brasseurs), avec une dissociation de la fonction d'aération de celle du brassage.

Les conditions de brassage sont difficilement vérifiables par des approches simples. Leur respect est avant tout maîtrisé par les fournisseurs d'équipements de brassage. Il sera alors conseillé de se rapprocher de leurs préconisations, qui s'appliquent au cas, par cas pour chaque cas particulier de station d'épuration, selon la configuration, entre autres, du bassin d'aération, du système d'aération et du brasseur.

La puissance théorique absorbée du système de brassage peut être évaluée comme suit :

$$P_{\text{abs.}} = V_{\text{b.a.}} \times P_s$$

Avec :

- $P_{\text{abs.}}$: Puissance théorique absorbée du système de brassage (W),
- $V_{\text{b.a.}}$: Volume du bassin d'aération (m³),
- P_s : Puissance spécifique minimale de brassage (W/m³).

Certains ordres de grandeurs de puissance spécifique minimale de l'équipement de brassage peuvent être cités, mais ces derniers doivent être pris avec beaucoup de précaution afin de prendre en compte les remarques ci-dessus.

Tableau 81: Ordres de grandeurs de puissance spécifique minimale de l'équipement de brassage

Type de brasseurs	Puissance spécifique minimale de brassage (W / m ³)
Brasseur à vitesse de rotation rapide	> 7
Brasseur à vitesse de rotation lente	> 2

4.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

La vitesse de brassage devra être d'au moins 0,35 cm/s en fond de bassin.

Les brasseurs seront placés à des endroits suffisamment éloignés des zones d'aération, afin de favoriser leur forces de brassage et d'éviter leurs cavitations potentielles.

Pour les brasseurs de capacités importantes, les systèmes de fixation de ces brasseurs seront robustes, afin d'éviter des ruptures intempestives des rampes de fixation.

5 DEGAZAGE

5.1 DIMENSIONNEMENT

Le dégazeur est un ouvrage permettant le dégazage de l'excès d'air de la boue activée en amont du clarificateur ; l'excès d'air pouvant perturber la décantation des boues secondaire.

Le dégazeur permet aussi, par la même occasion, de récupérer une partie des flottants en amont du clarificateur.

Un temps de séjour minimal et une vitesse maximale de passage sont nécessaires au bon fonctionnement du dégazeur.

Les caractéristiques dimensionnelles du dégazeur peuvent être calculées comme suit :

$$V_{\text{dégazeur}} = (Q_p + Q_R) \times T_s$$

$$S_{\text{dégazeur}} = \frac{Q_p + Q_R}{V_{\text{passage}}}$$

$V_{\text{dégazeur}}$: volume du dégazeur (m³)

Q_p : débit de pointe horaire d'eaux usées (m³/h)

Q_R : débit de boues recirculées (m³/h)

T_s : temps de séjour dans le dégazeur (h)

V_{passage} : vitesse de passage dans le dégazeur (m/h)

Les ordres de grandeurs des temps de séjour et de vitesse de passage sont environ les suivants :

- $T_s > 3$ mn,
- $V_{\text{passage}} < 90$ m/h.

5.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Le dégazeur autorisera de manière fonctionnelle le piégeage des flottants et leur évacuation vers une fosse à flottants.

Il n'est pas recommandé de placer une cloison siphonide à l'aval du bassin d'aération de façon à pouvoir extraire les mousses (formées au niveau du bassin d'aération) à partir du dégazeur.

6 DECANTATION SECONDAIRE

6.1 DIMENSIONNEMENT

6.1.1 Surface de décantation

Dans une station d'épuration, le décanteur secondaire est l'ouvrage fondamental, qui assure la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée rejetée dans le milieu récepteur.

Le bon fonctionnement de cet ouvrage implique le respect des règles de conception, une gestion rationnelle de la production de boue ainsi que la maîtrise de sa décantabilité.

La surface de décantation est calculée comme suit :

$$S_{\text{déc.}} = \frac{Q_p}{V_{\text{asc.}}}$$

Avec :

$S_{\text{déc}}$: surface de décantation (m²) ;
 Q_p : débit de pointe horaire d'eaux usées (m³/h) ;
 V_{asc} : vitesse ascensionnelle (m/h).

On s'accorde à considérer qu'une valeur de vitesse ascensionnelle de 0,6 m/h, au débit de pointe horaire (et pour un indice de boues un peu supérieur à 180 ml / g MES et une concentration en MES dans le bassin d'aération d'environ 4 g/l), constitue un seuil à ne pas dépasser pour dimensionner à coup sûr les clarificateurs, qui équipent classiquement les stations à boues activées à faible charge des petites et moyennes collectivités.

L'expression « à coup sûr » n'exclut pas des dimensionnements prenant en compte des vitesses ascensionnelles, des concentrations ou des indices de boues plus élevées, après une étude approfondie de la conception du clarificateur.

Pour une évaluation prenant en compte l'indice des boues et la concentration en MES, dans le réacteur biologique, la formule suivante peut être prise en compte, afin d'évaluer la vitesse ascensionnelle admissible :

$$V_{\text{asc}} \leq \frac{500}{I_b \times [\text{MES}]_a}$$

V_{asc} : vitesse ascensionnelle (m/h)
 I_b : indice de boue (ml/g M.S.)
 $[\text{MES}]_a$: concentration en MES dans le bassin d'aération (g/l)

Pour les stations d'épuration, à boues activées en moyenne charge, la vitesse ascensionnelle peut être au moins égale à 0,8 m/h.

6.1.2 Le Clifford

La surface du clifford est calculée comme suit :

$$S_{\text{clifford}} = \frac{Q_p + Q_R}{V_{\text{passage}}}$$

Avec :

S_{clifford} : surface du clifford (m^2) ;
 Q_p : débit de pointe horaire d'eaux usées (m^3/h) ;
 Q_R : débit de boues recirculées (m^3/h) ;
 V_{passage} : vitesse de passage dans le clifford (m/h).

Une vitesse maximale de passage de 90 m/h dans le clifford est conseillée.

6.1.3 Surface du clarificateur

La surface du clarificateur correspond à la somme des surfaces du décanteur et du clifford.

$$S_{\text{clarif.}} = S_{\text{déc}} + S_{\text{clifford}}$$

Avec :

$S_{\text{clarif.}}$: surface du clarificateur (m^2) ;
 $S_{\text{déc}}$: surface de décantation (m^2) ;
 S_{clifford} : surface du clifford (m^2).

Hauteur cylindrique

La hauteur cylindrique des clarificateurs doit prendre les valeurs minimales suivantes :

- H $\geq 3,00$ m, au 2/3 du rayon
- H $\geq 2,50$ m à la périphérie

H : hauteur cylindrique du clarificateur (m)

6.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Des clarificateurs raclés seront recommandés, par opposition aux clarificateurs sucés.

Les matériaux des clarificateurs seront résistants à la corrosion : aluminium ou inox ; l'acier galvanisé est à proscrire.

La rétention des flottants sera assurée par une lame de sous-verse périphérique :

- L'immersion de cette lame sera d'au moins égale à 15 cm,
- La distance de cette lame, par rapport à la goulotte de déversement des eaux traitées, sera d'au moins 20 cm.

Les flottants seront évacués par un racleur de surface et une goulotte d'évacuation, associée à une fosse de stockage des flottants.

Les différentes vitesses suivantes sont à vérifier en différents points du clarificateur.

Tableau 82: Vitesses à vérifier au niveau des clarificateurs

Points du clarificateur	Vitesse (m/s)
Conduite d'arrivée	0,3 à 1
Fût central	0,3 à 0,75
Passage dans les lumières d'alimentation du fût central	$\leq 0,3$
Boue recirculées	0,6 à 1
Pont racleur	0,05 environ en périphérie

La pente conique, en fond de clarificateur raclé, sera d'au moins 10-15 %.

Le racleur devra racler le fond du clarificateur en tout point, de façon à éviter les stagnations des boues et leur remontée à l'issue des fermentations anaérobies.

Les roulettes, positionnées sur les racleurs de fond, sont à éviter.

L'immersion du clifford doit être faible (environ 70 cm au maximum).

L'auto-nettoyage de la goulotte d'évacuation des eaux traitées peut facilement être réalisé par fixation de brosses à l'extrémité du bras du pont racleur. La goulotte peut être revêtue d'une peinture époxy ou carrelée.

La trémie d'évacuation des mousses sera positionnée, par rapport aux vents dominants (à l'opposé de leur origine).

Pour les racleurs à entraînement périphérique, le chemin de roulement fera l'objet d'une attention particulière (horizontalité, lissage, ...). La roue d'entraînement doit être facilement démontable ; il est souhaitable d'avoir une roue de secours. En zone géographique froide, il est prudent d'implanter une résistance chauffante sous le chemin de roulement, pour éviter les problèmes de gel. Une petite lame de protection, inclinée à 45° vers l'extérieur devant la roue, permet d'éviter la présence d'objets indésirables.

L'ensemble pont racleur doit être muni d'un bouton d'arrêt d'urgence.

7 RECIRCULATION

7.1 DIMENSIONNEMENT

Les buts de la recirculation sont de :

- Eviter l'accumulation des boues dans le clarificateur et le débordement du lit de boue,
- Maintenir une concentration en MES constante et correcte dans le bassin d'aération,
- Limiter le temps de séjour dans le clarificateur, pour garantir une bonne qualité de boue.

Le débit, à installer, du poste de recirculation des boues doit être au moins égal au débit de pointe horaire.

$$Q_R \geq Q_P$$

Avec :

Q_R : débit de boues recirculées (m^3/h) ;
 Q_P : débit de pointe horaire d'eaux usées (m^3/h).

7.2 RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Le système de recirculation doit être asservi au débit d'entrée de la station d'épuration, ou à défaut, au fonctionnement du poste de recirculation.

Au moins 2 pompes de recirculation seront prévues avec une en secours.

Le débit sera préférentiellement à débit variable grâce à des systèmes de variation de vitesse.

Si possible, les débits recirculés pourront être mesurés grâce à un débitmètre électromagnétique.

Le diamètre minimal des canalisations de recirculation sera d'au moins 150 mm. Les risques de colmatage de cette conduite étant élevés, son diamètre sera tel que la vitesse de passage ne soit pas inférieure à 1 m/s.

Le puits à boues doit pouvoir être isolable des boues provenant du clarificateur grâce à un jeu de vanne.

Le refoulement des canalisations de recirculation sera équipé d'un clapet anti-retour.

L'ensemble des clapets et vannes, au refoulement, est situé dans une chambre à vanne séparées du poste de recirculation.

Les vis d'Archimède offre une alternative intéressante aux pompes de recirculation.

Des prétraitements efficaces seront une garantie à la pérennité des pompes de recirculation.

Afin de réduire les risques de bouchage, il y a lieu de minimiser le nombre de coudes (ainsi que la longueur de la conduite de recirculation vers le bassin d'aération).

7.3 PREVENTION DU FOISONNEMENT FILAMENTEUX

La prévention du foisonnement filamenteux, à la conception, est un point clef du bon fonctionnement des stations d'épuration à boues activées en cours d'exploitation.

La prolifération de bactéries filamenteuses en quantité excessive occasionne :

- des difficultés de décantation des boues activées en décantation secondaire,
- et / ou des présences de mousses biologiques stables flottantes au niveau des clarificateurs.

Dans les 2 cas, la qualité des eaux traitées peut être très fortement altérée.

Les bactéries filamenteuses prolifèrent préférentiellement :

- en cas de carence en substrats (carbone organique, azote, phosphore),
- en cas de carence en oxygène,
- en cas d'effluents dilués,
- en cas d'effluent septiques ou de dépôts septiques.

Ainsi, afin de prévenir ces développements filamenteux indésirables, il conviendra de surveiller les points ci-après à la conception.

En cas d'effluents industriels carencés en azote et phosphore, il conviendra de prévoir des ajouts externes de nutriments azotés et/ou phosphorés directement dans les bassins d'aération.

En cas d'effluents dilués (cas des eaux claires parasites par exemple), une zone de contact sera prévue à la conception, à l'entrée du bassin d'aération.

En cas d'effluents septiques, le dimensionnement de l'aération devra être particulièrement soigné.

La limitation des retours en tête septiques du traitement des boues sera un critère de choix de la technologie de traitement des boues. Par exemple, les épaisseurs gravitaires occasionnent généralement des retours en tête septiques.

La présence d'un brassage efficace, dans le bassin d'aération, est un atout afin de limiter les dépôts et donc les proliférations filamenteuses.

8 PRIX D'ORDRE

Les prix d'ordre, qu'on propose de retenir, sont issus de l'exploitation de plusieurs marchés de travaux, et sont récapitulés dans le tableau, ci après.

Tableau 83: Prix d'ordre proposés pour une STEP, type boues activées

Nombre d'équivalents habitants	Ratio de coût en DHs (STEP à faible charge)	Ratio de coût en Dhs (STEP à moyenne charge)
$\leq 100\ 000$	1500	1 300
$\geq 100\ 000$	1000	850
Plus grandes installations (de l'ordre de 1 Million Eq hab)	750	650

Ces ordres de grandeurs de coûts devront être revus dans les prochaines années sur la base de données statistiques plus conséquentes en nombre des STEPs, type boues activées, réalisées au Maroc.

Ces ratios incluent les coûts liés à la filière de traitement des boues.

FICHE E8 TRAITEMENTS NECESSAIRES POUR LA REUE EN IRRIGATION

1 CONTEXTE REGLEMENTAIRE MAROCAIN (QUALITE DES EAUX DESTINEES A L'IRRIGATION)

La réglementation, en vigueur au Maroc, est relative à la *qualité des eaux destinées à l'irrigation* ; il s'agit de l'arrêté conjoint du Ministre de l'Équipement et du Ministre chargé de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement n° 1276-01 du 10 chaabane 1423 (17 octobre 2002), portant fixation des normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation).

Ces exigences réglementaires sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau 84: Catégories de qualité d'eau destinée à l'irrigation en fonction de l'élimination des oeufs et des coliformes fécaux (norme marocaine-extrait d'arrêté du 17 Octobre 2002)

Catégorie	Conditions de réutilisation	Groupes exposés	Nématodes Intestinaux	Coliformes Fécaux
A	Irrigation de cultures destinées à être consommées crues, des terrains de sport, des jardins publics (c)	Ouvriers agricoles, Consommateurs, Public	Absence	<1000/100 ml
B	Irrigation de cultures céréalières, industrielles et fourragères, des pâturages et des plantations (d)	Ouvriers agricoles	Absence	Aucune norme n'est recommandée
C	Irrigation localisée des cultures de la catégorie B si les ouvriers agricoles et le public ne sont pas exposés	Aucun	Sans objet	Sans objet

Les eaux traitées, en sortie de la majorité des traitements secondaires, contiennent une concentration en pollution microbiologique qui reste très élevée. En effet, les abattements de ces traitements secondaires sont limités.

Tableau 85: Abattement des germes tests de contamination fécale (u.log10) en traitements secondaires

Traitements	Bactéries	Helminthes	Virus
Décantation primaire	0 - 1	0 - 1	0 - 1
Boues activées	0 - 2	0 - 2	0 - 1
Lit bactérien	0 - 1	0 - 1	0 - 1
Lagunage	3 - 4	1 - 3	1 - 4

Seul le lagunage naturel, s'il inclut des lagunes de maturation, permet un abattement de la pollution microbiologique significatif.

Il conviendra donc, pour respecter les objectifs microbiologiques marocains définis en vue de la réutilisation des eaux usées en irrigation, de prévoir, à la conception des stations d'épuration, une étape de traitement tertiaire de désinfection.

2 TECHNOLOGIES DE DESINFECTION

Les technologies de désinfection se distinguent selon leur caractère extensif (lagunage de maturation, infiltration percolation) ou intensif (réactifs, UV, réacteur biologiques à membranes).

2.1 TRAITEMENTS EXTENSIFS

2.1.1 Lagunes de maturation

a. Principe de fonctionnement

Après un traitement biologique secondaire, l'eau transite, pendant une longue période, dans plusieurs bassins de lagunage en série.

Les phénomènes de désinfection sont basés sur :

- l'irradiation des organismes pathogènes par les rayons UV solaires,
- la raréfaction du substrat,
- la décantation d'une partie de la pollution microbiologique, fixée sur les MES,
- la production de substances inhibitrices ou bactéricides, par certains macrophytes et microphytes.

b. Performances

L'abattement, sur la pollution bactériologique, est important et peut atteindre des abattements au moins égaux à 3 à 4 u.log 10.

Les helminthes sont éliminés essentiellement par décantation à 100%, quand le temps de rétention est supérieur à 20 jours.

c. Dimensionnement

Il existe un consensus à l'international, pour utiliser les Formules de Marais pour l'abattement microbien, dans les lagunes de maturation :

$$N_e = N_i / [(1 + k_T \theta_1) (1 + k_T \theta_2) \dots (1 + k_T \theta_n)]$$

Avec :

N_e = nombre de CF par 100 ml d'effluent traité ;

N_i = nombre de CF par 100 ml d'influent (eaux usées entrée) ;

k_T = constante de premier ordre de l'élimination des CF en j^{-1}

θ = temps de séjour en jour ;

Pour une série de n bassins de lagunage de maturation avec des temps de séjour moyen de : $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n$:

La valeur de k_T est très dépendante de la température.

Marais (1974) trouva : $k_T = 2,6.(1,19)^{T-20}$

Avec : T : température (°C)

Tableau 86: Valeurs de K_T aux différentes températures selon Marais

Température de conception (°C)	$K_{B(T)}$ (j ⁻¹)
15	1.09
16	1.30
17	1.54
18	1.84
19	2.18
20	2.60
21	3.09
22	3.68
23	4.38
24	5.21
25	6.20

d. Avantages

- Bonne à très bonne efficacité sur les paramètres microbiologiques.
- Pas de formation de sous-produits indésirables, lors de la désinfection.
- Coût d'investissement maîtrisé.
- Faible coût d'exploitation.
- Absence de consommation énergétique.
- Intégration paysagère.
- Capacité supplémentaire de stockage en vue de la réutilisation en irrigation.

e. Contraintes et points à surveiller en conception

- Soigner les études géotechniques, afin de définir les modalités d'étanchéité les plus adaptées.
- Soigner la réalisation de l'étanchéité des bassins.
- Efficacité variable dépendant étroitement du climat (ensoleillement, température, prolifération algale ...).
- Maîtriser les temps de séjour : limiter les passages préférentiels, limiter les surcharges hydrauliques, démultiplier le nombre de bassins. La multiplication du nombre de bassin est un facteur déterminant de l'abattement.
- Prolifération algale excessive dégradant l'ensemble des paramètres épuratoires.
- Disposer d'une bonne qualité d'eau en amont, en sortie de traitement secondaire.
- Surface au sol nécessaire.
- Diminution de l'efficacité de la désinfection, à cause de la colonisation par des oiseaux
- Evaporation, causant une perte de la quantité d'eau disponible pour la réutilisation en irrigation.
- Coût d'investissement pouvant être important selon les contraintes d'étanchéité, dans le cas de dispositifs d'étanchéité avec des géomembranes.

2.1.2 Infiltration-percolation

a. Principe de fonctionnement

La désinfection, par infiltration-percolation, consiste à infiltrer l'eau, dans un massif filtrant à vitesse lente, après décantation ou traitement secondaire.

Les phénomènes de désinfection sont basés sur :

- l'élimination des micro-organismes de taille importante (protozoaires et helminthes), par filtration et adsorption dans les premières couches du massif filtrant,
- la rétention par filtration lente et profonde des germes, dont ceux fixés sur les MES,
- la raréfaction du substrat dans les couches profondes du massif filtrant.

b. Performances

En cas de bonne conception, de faibles concentrations de pollution bactériologique sont envisageables : coliformes fécaux après désinfection < 1000 / 100 ml.

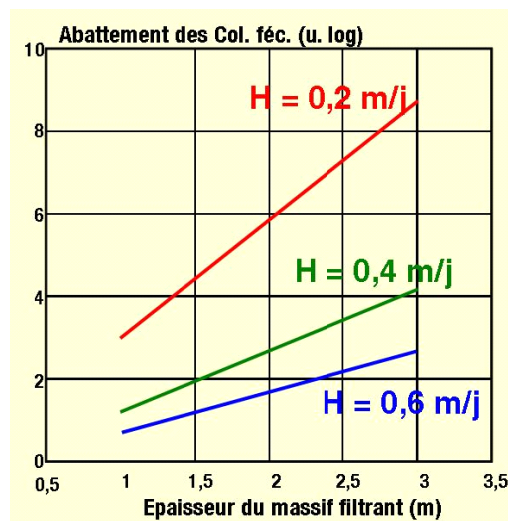
Des abattements de 3 à 4 u.log₁₀, sur les coliformes fécaux, sont couramment obtenus.

L'élimination des œufs d'helminthes est très élevée jusqu'à obtenir une quasi absence de ces paramètres dans l'eau désinfectée.

c. Dimensionnement

Le dimensionnement de ces unités de désinfections, par infiltration-percolation, doivent être effectuées à l'issue d'études hydrogéologiques et d'essais pilote spécifiques à chacun des sites. En effet, les performances atteignables sont beaucoup très dépendantes de la nature des sols et sous-sols in situ.

Toutefois, en première approche, la charge hydraulique de dimensionnement de la surface d'infiltration-percolation, en fonction des hauteurs de massif filtrants et des objectifs de désinfection, peut être déduite de l'abaque suivante.



$$S = \frac{Q_j}{H}$$

Avec :

- S : surface d'infiltration – percolation (m²) ;
Q_j : volume journalier à infiltrer – percoler (m³/j) ;
H : charge hydraulique, à appliquer, en fonction des objectifs de désinfection et de la hauteur de massif filtrant (m/j).

d. Avantages

- Bonne à très bonne efficacité sur les paramètres microbiologiques ;
- Pas de formation de sous-produits indésirables lors de la désinfection ;
- Coût d'investissement maîtrisé ;
- Faible coût d'exploitation ;
- Consommation énergétique faible à nulle ;
- Capacité supplémentaire de stockage, en vue de la réutilisation en irrigation (dans l'hypothèse d'une recharge de nappe) ;
- Aucune perte d'eau découlant de l'évaporation.

e. Contraintes et points à surveiller en conception

- Disponibilité du sol sableux en place ;
- La perméabilité du sol en place (coefficient de perméabilité) ;
- Réaliser une étude hydrogéologique (nature et épaisseur du sol et du sous-sol, profondeur de la nappe, capacité de transfert de la nappe) ;
- Une profondeur minimale de massif filtrant, au dessus du niveau de la nappe, de 2,50 m est souhaitable ;
- Réaliser des essais pilote de désinfection sur colonnes ;
- Surveiller les risques de passage préférentiels à cause de natures de sol différenciées.
- Généralement, appliquer une charge hydraulique maximale de 0,5 m³/m²/j (à vérifier lors des essais préalables) ;
- Surveiller la bonne répartition des lames d'eau ;
- Eviter les colmatages ;
- Surveiller l'accessibilité aux plages d'infiltration pour l'entretien (faucardage) ;
- La concentration en MES, en entrée d'unité d'infiltration-percolation, doit être inférieure à 30 mg/l afin d'éviter des colmatages intempestifs.

2.2 TRAITEMENTS INTENSIFS

2.2.1 Le chlore

a. Principe de fonctionnement

Les produits chlorés (chlore gazeux, bioxyde de chlore, hypochlorite de sodium ou de calcium...) sont des réactifs oxydants forts très efficaces, pour la désactivation des microorganismes pathogènes en cassant les liaisons chimiques de leurs molécules.

Ils s'attaquent directement aux microorganismes, notamment en perturbant l'activité enzymatique, ce qui modifie la structure entière des microorganismes et provoquent leurs désactivations.

b. Performances

Les performances sont variables selon les doses de chlore et les temps de contact appliqués.

En cas de bonne conception, de faibles concentrations de pollution bactériologique sont envisageables : coliformes fécaux après désinfection < 1000 / 100 ml.

Des abattements de 3 à 4 u.log10, sur les coliformes fécaux, sont couramment obtenus.

L'élimination des œufs d'helminthes est peu importante.

c. Dimensionnement

Pour un objectif de 1000 CF / 100 ml dans l'eau désinfectée, il est conseillé de prendre en compte les valeurs suivantes :

- temps de contact, dans le bassin de chloration = 30 mn,
- résiduel de chlore total = 2 mg /l.

Les ordres de grandeurs des doses de traitement sont donnés dans le tableau ci-après.

Traitement précédent la désinfection	Doses de chlore à appliquer (mg/l)
Physico-chimique	10 à 12
Biologique sans nitrification	8
Biologique avec nitrification	4
Biologique + tertiaire	2 à 3

d. Avantages

- Très bonne élimination de la pollution bactériologique ;
- Faible coût d'investissement ;
- Coût d'exploitation modéré ;
- Présence d'un résiduel de chlore autorisant un effet rémanent, ce qui intéressant pour la réutilisation en irrigation (maintien de la qualité de l'eau dans les réseaux d'irrigation) ;
- L'ajout de produits chlorés peut être facilement appliqué, contrôlé et automatisé.
- Faible encombrement au sol ;
- Faible consommation énergétique.

e. Contraintes et points à surveiller en conception

- Faible efficacité sur les parasites et les œufs d'helminthes ;
- Plus l'eau traitée, à désinfecter, est chargée en MES, NH₄⁺ et DCO et moins la chloration est efficace. Il convient donc de disposer d'une bonne qualité d'eau à désinfecter ;
- Asservir la chloration au débit des effluents ;
- Concevoir les bassins de contact en flux piston, de façon à garantir la maîtrise des temps de séjour ;
- Risque pour le personnel exploitant.

Ce procédé, qui a été le plus utilisé par le passé, n'est plus considéré aujourd'hui, dans de nombreux pays, comme la solution la plus adaptée pour la désinfection des eaux usées

traitées. En effet, le chlore, réagissant avec les matières organiques résiduels dans les eaux traitées, à désinfecter, génère des organo-halogénés préjudiciables à la protection des écosystèmes et à la santé humaine.

2.2.2 Désinfection par ultraviolets

• Principe de fonctionnement

Le processus de désinfection correspond à l'inactivation cellulaire, au niveau des molécules d'ADN et d'ARN des bactéries, par blocage de leur multiplication. Pour ce faire, l'eau à désinfecter passe généralement dans un canal ouvert, muni de lampes à rayons UV.

Chaque lampe est placée dans une gaine de quartz, transparente aux rayonnements UV. Une décharge électrique, entre les deux électrodes de la lampe, provoque l'excitation des atomes de mercure, qui émettent les radiations.

Les sources lumineuses, utilisées en désinfection par UV, sont des lampes à vapeur de mercure, émettant une radiation maximale à 254 nm, ce qui est très proche de la bande d'efficacité optimale pour la désinfection.

Les lampes à basse pression de mercure sont essentiellement utilisées.

Les lampes peuvent être disposées à l'horizontale ou à la verticale par rapport à l'écoulement de l'eau.

• Performances

Les performances sont variables selon les doses d'UV et les temps de contact appliqués.

En cas de bonne conception, de faibles concentrations de pollution bactériologique sont envisageables : coliformes fécaux après désinfection < 1000 / 100 ml.

Des abattements de 3 à 4 u.log10, sur les coliformes fécaux, sont couramment obtenus.

L'élimination des œufs d'helminthes est peu importante.

• Dimensionnement

Les doses et temps de contact, à respecter, sont fonction des charges microbiologiques en entrée et à viser et de la qualité de l'eau traitée en amont.

- Temps de contact : 5 à 15 secondes ;
- Dose d'UV : 20 - 40 W.s/cm².

• Avantages

- Très bonne élimination de la pollution bactériologique et virale ;
- Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a, ni stockage, ni manipulation de substances chimiques, et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées (absence de rémanents et de sous-produits indésirables) ;
- Compacité du dispositif ;
- Une très large gamme de pathogènes inactivés en fonction des doses appliquées ;
- Hygiène et sécurité pour le personnel ;
- Simplicité de la technique.

- **Contraintes et points à surveiller en conception**

- L'eau traitée à désinfecter doit être de bonne qualité :
 - . transmittance > 40 % ;
 - . [MES] < 20 - 30 mg/l, ce qui peut demander une étape de filtration en amont.
 - . Eau non colorée.
- Risque d'encrassement des lampes ;
- Vérifier les possibilités de nettoyage automatisé des lampes ;
- Vérifier les conditions de nettoyage chimique exceptionnel ;
- Vérifier les débits de l'eau pour obtenir le temps de séjour recommandé ;
- S'assurer du recyclage possible des lampes usagées ;
- Épaisseur de la lame d'eau (15mm environ) ;
- Coûts d'exploitation (énergie, renouvellement des lampes, temps passé pour le nettoyage) ;
- Risque cité de reviviscence par certains auteurs ;
- Faible efficacité d'élimination des parasites et des œufs d'helminthes.

2.2.3 Réacteur biologique à membranes

a. Principe de fonctionnement

La technologie du réacteur biologique à membrane est basée sur le couplage de deux opérations :

- un traitement biologique (pour dégrader la pollution traditionnelle MES, DBO₅, DCO et N) selon un procédé type boues activées
- et une séparation physique par membranes d'ultrafiltration ou de microfiltration (porosité : 0,04 à 0,4 µm) retenant entre autres la pollution microbiologique.

Divers types de membranes peuvent répondre à cette exigence, selon les technologies utilisées (immergées ou sous pression) et les types de fibres (creuses ou plates).



Membranes plates



Membranes à fibres creuses

Figure 43: Membranes des réacteurs biologiques

b. Performances

Ce traitement permet de produire un effluent ayant une excellente qualité bactériologique, grâce à une désinfection très performante :

- élimination totale des bactéries (abattement de 5u.log des coliformes totaux) ;
- élimination totale des œufs d'helminthes ;
- élimination partielle des virus (abattement de 3 u.log des bactériophages).

c. Dimensionnement

- Bassin d'aération :

- . Concentration MES : 6 à 12 g / l,
- . Charge massique : 0,05 à 0,12 kg DBO₅ / kg MVS / j,
- . Age des boues : > 16 j.

- Concernant le dimensionnement de l'aération, le facteur correctif global (FCG) eau / boues est fortement affecté par l'augmentation de la concentration en MES du bassin d'aération :

- . à 8 g/l => FCG = 0,45,
- . à 10 g/l => FCG = 0,35 à 0,4,
- . à 12 g/l => FCG = 0,3.

- Membranes :

. flux de filtration = 10 à 25 l/h/m², voire 50 l/h/m² ponctuellement dans la journée.

d. Avantages

- Très bonne efficacité sur bactéries, virus, parasites ;
- Pas de toxicité résiduelle ;
- Pas de reviviscence ;
- Excellente qualité d'eau traitée sur l'ensemble des paramètres ;
- Compacité.

e. Contraintes et points à surveiller en conception

- Contraintes d'exploitation :

- . maîtrise du colmatage et des lavages,
 - . compétences du personnel,
 - . sécuriser les équipements : doublement des organes sensibles ou en stock,
 - . nécessité de procéder périodiquement à un nettoyage chimique, pour décolmater la membrane.
- Plutôt adapté aux effluents concentrés : séparatif, industriels, peu d'eau parasite ;
 - Maintenance électromécanique ;
 - Consommation d'énergie ;
 - Coûts d'investissement et d'exploitation élevés ;
 - Vérifier la qualité des eaux brutes : faible DCO_{dure}, oxydants, silicone, pH, t°C, solvants, sables, cheveux, hydrocarbures ;
 - Installer un bassin tampon pour écrêter les débits ;
 - Prétraitements très efficaces (dégrilleur, dégraisseur, dessableur, tamis à trous) ;
 - Coûts d'investissement et d'exploitation très élevés ;
 - Consommation énergétique ;
 - Renouvellement des membranes (tous les 7 ans) ;

- Demander des garanties sur les durées de vie des membranes.

2.2.4 Filtration en amont des traitements intensifs de désinfection

Une étape de filtration s'avère parfois nécessaire, en amont des procédés intensifs de désinfection, dans les cas où la concentration en MES de l'eau traitée est supérieure à 30 mg/l.

De plus, si des exigences sur l'élimination des œufs d'helminthes sont attendues et que les procédés de désinfection prévus n'assurent pas ce rôle, l'étape de filtration se justifiera d'autant plus.

Cette étape de filtration peut être assurée par les procédés suivants :

- les filtres sous pression fermés à vitesses rapides,
- les filtres ouverts à vitesses rapides et à lavage continu types Hydrasand (Andritz),
- les filtres à tambours (différents fournisseurs divers et variés).

Filtres sous pression fermés à vitesses rapides :

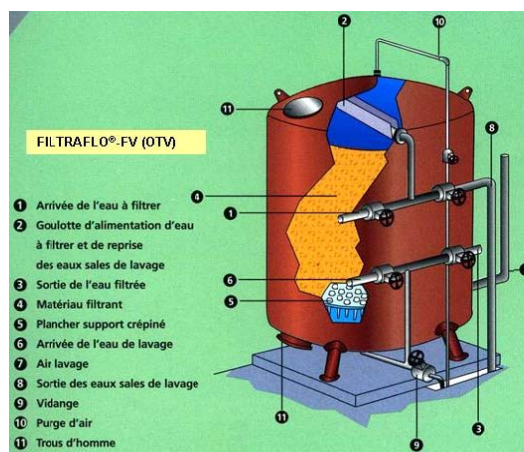


Figure 44: Schéma de principe d'un filtre fermé à vitesses rapides (source : OTV)

- Hauteur de remplissage de sable : de 1 à 1,5 m ;
- Dimensionnement sur la vitesse de filtration : 10 à 15 m/h ;
- Déclenchement du lavage sur la mesure de la perte de charge ;
- Caractéristique du lavage :
 - . Décolmatage à l'air (vitesse air : 40 m/h, durée : 3 à 5 mn),
 - . Lavage à l'air et à l'eau (vitesse air : 40 m/h, vitesse eau : 20 à 30 m/h, durée : 5 à 10 mn),
 - . Lavage à l'eau (vitesse eau : 30 à 40 m/h, durée : 3 à 5 mn).
- Surveillance du colmatage, à l'aide de la mesure de pression en entrée et en sortie (manomètres).

Filtres ouverts à vitesses rapides et à lavage continu types Hydrasand (Andritz)

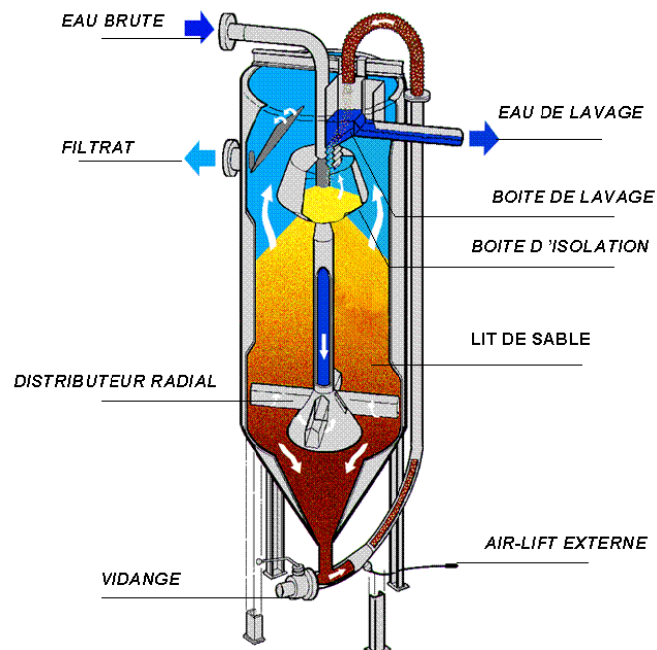


Figure 45: Schéma de principe d'un filtre Hydrasand (source : Andritz)

Caractéristiques principales de l'Hydrasand :

- Alimentation par le haut ;
- Débit traversier ascendant ;
- Fonctionnement continu ;
- Auto-nettoyant ;
- Lit de sable profond.

Dimensionnement :

- Vitesse moyenne de filtration = 10 m/h ;
- Vitesse maximum ponctuelle = 15 m/h.

Filtres à tambours et filtres à disques

Chaque technologie de filtres à tambour ou de filtres à disque est spécifique à chaque fournisseur.

3 SYNTHÈSE DES CRITÈRES DE CHOIX DES TECHNIQUES DE DESINFECTION

Les principaux critères de choix de ces techniques de désinfection sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau 87: Synthèse des critères des techniques de désinfection

Critères	Cl ₂	UV	RBM	Lagune	Infiltration-Percolation
Bactéries	+++	+++	++++	+++	+++
Virus	+	++	+++	++	++
Protozoaires et parasites	-	-	+++	+++	+++
Reviviscence	+	A confirmer selon les sources	-	+	-
Toxicité résiduelle et sous-produits	+++	- / +	-	-	-
Coût d'investissement	+	++	+++	++	+ ou ++
Coût de fonctionnement	+	++	++++	+	+
Surface requise	+	+	-	+++	+++
Risque pour le personnel exploitant	élevé	faible	non	Non	non
Entretien requis	faible	variable	élevé	très faible	très faible
Complexité de la technologie	modéré	faible	élevée	faible	faible

FICHE E9 PRODUCTION DES BOUES

1 LAGUNAGES

1.1 LAGUNAGE ANAEROBIE

La production de boues, en lagunage anaérobie, peut être évaluée sur la base d'une accumulation :

- de 40 l/EH/an (source ONEE),
- de 11 g MS/EH/j (source ONEE).

Un curage partiel sera réalisé tous les 2 à 4 ans (source : ONEE).

Un curage total sera réalisé tous les 5 à 10 ans (source : ONEE).

1.2 LAGUNAGE AEROBIE FACULTATIF

La production totale de boues, en lagunage anaérobie et aérobie facultatif, peut être évaluée sur la base d'une accumulation :

- de 30 l/EH/an (source : ONEE),
- de 7 g MS/EH/j (source : ONEE).

Un curage total sera réalisé tous les 10 – 20 ans.

2 DECANTATION PRIMAIRE

La production de boues est évaluée sur la base de la formule suivante.

$$P_{BP} = \frac{Q_j \times [MES]_{\text{entrée}} \times \%_{\text{él.}}}{1000}$$

Avec:

- P_{BP} : production de boues primaires (kg MS/j) ;
- Q_j : volume journalier d'eaux usées (m³/j) ;
- $[MES]_{\text{entrée}}$: concentration en MES en entrée (mg/l) ;
- $\%_{\text{él.}}$: % d'élimination des MES.

Ou par la formule suivante équivalente à la précédente :

$$P_{BP} = \frac{Q_j \times ([MES]_{\text{entrée}} - [MES]_{\text{sortie}})}{1000}$$

Avec:

- P_{BP} : production de boues primaires (kg MS/j) ;
- Q_j : volume journalier d'eaux usées (m³/j) ;
- $[MES]_{\text{entrée}}$: concentration en MES en entrée de décantation primaire (mg/l) ;
- $[MES]_{\text{sortie}}$: concentration en MES en sortie de décantation primaire (mg/l) ;

La concentration en MES des boues extraites est d'environ 10 g/l.

Le % de MVS, dans les MES extraites, est d'environ 60 à 70 %

3 LITS BACTERIENS ET DISQUES BIOLOGIQUES

La production de boues peut être évaluée, en première approche, sur la base du ratio suivant :

- 0,75 kg MES / kg DBO₅ éliminée.

La concentration en MES des boues extraites est d'environ 10 g/l.

Le % de MVS, dans les MES extraites, est d'environ 65 à 75 %

4 BOUES ACTIVEES

La production de boues, en kg MES produit / kg DBO₅ entrant, peut être évaluée en première approche sur la base du tableau suivant en fonction du rapport des concentrations entrantes en MES et en DBO₅.

Tableau 88: La production de boues, en kg MES produit / kg DBO₅ entrant, en fonction du rapport des concentrations entrantes en MES et en DBO₅ (source DWA)

$\frac{[MES]_{entrante}}{[DBO_5]_{entrante}}$	Age des boues (jours)					
	4	8	10	15	20	25
0.4	0,79	0,69	0,65	0,59	0,56	0,53
0.6	0,91	0,81	0,77	0,71	0,68	0,65
0.8	1,03	0,93	0,89	0,83	0,80	0,77
1.0	1,15	1,05	1,01	0,95	0,92	0,89
1.2	1,27	1,17	1,13	1,07	1,04	1,01

La production de boues peut être aussi évaluée sur la base de la formule suivante (source : Cemagref) :

$$PB = k \times (\text{kg DBO}_5/\text{j} + \text{kg MES}/\text{j}) / 2$$

Avec :

PB : production de boues (kg MES produits / kg DBO₅ entrant) ;

kg DBO₅/j : charge en DBO₅ entrant / j ;

kg MES/j : charge en MES entrant / j ;

Les valeurs usuelles du coefficient k sont les suivantes :

- k = 0,84 pour les boues activées en aération prolongée,
- k = 1,10 pour les boues activées en moyenne charge sans stabilisation y compris les boues primaires.

Par sécurité, pour le dimensionnement, nous conseillons de majorer de 10 % les valeurs obtenues par cette formule.

La concentration en MES des boues, extraites du décanteur secondaire, est d'environ 2 fois la concentration en MES des boues du bassin d'aération, soit 8 à 10 g/l environ.

Le % de MVS dans les MES extraites est d'environ 65 à 75 %.

FICHE E10 TRAITEMENT DES BOUES

1 EPAISSISSEMENT

1.1 EPAISSISSEMENT GRAVITAIRE

1.1.1 Principe de fonctionnement

Le fonctionnement de l'épaississeur gravitaire est basé sur l'aptitude de la boue liquide extraite à s'épaissir gravitairement sous l'effet de sa propre densité.

La boue liquide est introduite au sein d'une cuve cylindro-conique, préférentiellement hersée.

La boue épaissie est extraite en fond de cuve, pour être dirigée vers les étapes de stabilisation et de déshydratation.

L'excès d'eau résultant de l'épaississement est récupéré par surverse en partie haute de l'épaississeur gravitaire, pour être retourné en tête de la file eau.

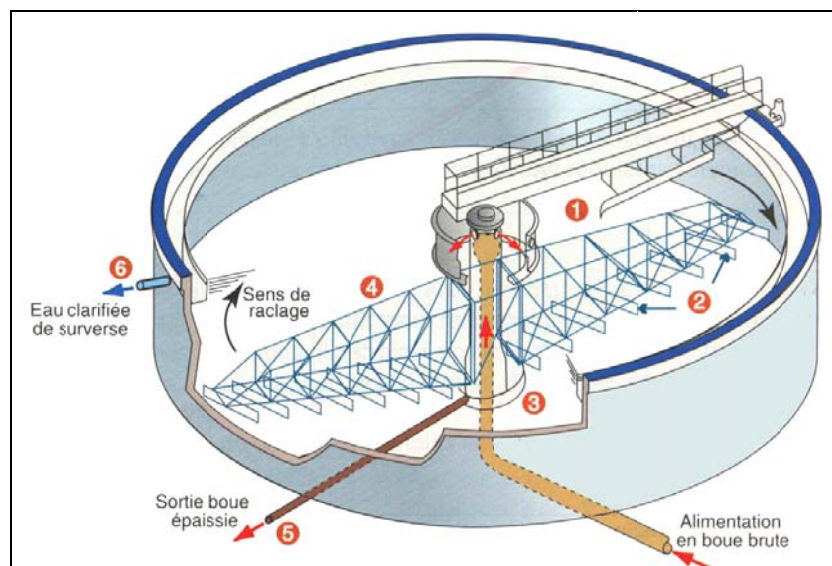


Figure 46: Schéma de principe d'un épaississeur hersé et raclé (source OTV)

1.1.2 Dimensionnement

$$S_{\text{épaississeur}} = \frac{P_B}{C_S}$$

Avec :

- $S_{\text{épaississeur}}$: surface de l'épaississeur gravitaire (m²) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- C_S : charge surfacique (kg MS/m²/j).

$$V_{\text{épaisseur}} = Q_B \times T_S + \text{Volume de la zone de clarification}$$

Avec :

- $V_{\text{épaisseur}}$: volume de l'épaisseur gravitaire (m^3) ;
 Q_B : débit moyen horaire de boues extraites (m^3/h) ;
 T_S : temps de séjour (h).

Les valeurs à prendre en compte, pour ces dimensionnements, sont environ les suivantes.

Charge surfacique	Boue primaire : 100 à 150 kg MS/m ² /j
	Boue biologique : 25 à 35 kg MS/m ² /j
	Boue mixte : 30 à 50 kg MS/m ² /j
Temps de séjour	Si non hersé : 24 h
	Si hersé : 48 h

Le volume de clarification correspond à une hauteur d'eau claire d'environ 1,00 m.

Les hauteurs cylindriques recommandées sont environ les suivantes :

- boues primaire et mixte : 3 à 5 m ;
- boue biologique : ≤ 2,5 - 3,5 m.

Les siccités atteintes sont les suivantes :

- boue primaire : 8 à 10 %,
- boue biologique : 2,5 à 3 %,
- boue mixte : 5 à 8 %.

1.1.3 Recommandations de conception

Les silos épaisseurs, sur boues biologiques ou mixtes, ne sont plus recommandés pour des raisons de faibles siccités atteintes, et/ou de très mauvaises qualités de retours en tête (septicité et surcharges en tête de station d'épuration). Pour ces boues, les systèmes d'égouttage ou de centrifugation sont préférés pour leur épaissement. L'épaissement gravitaire reste adapté pour les boues primaires.

Il convient de privilégier les solutions d'épasseurs hersés, aux épasseurs non hersés. Le rôle de la herse est de fragmenter les couches superposées de boues, d'eau et de gaz qui entravent l'efficacité de l'épassement.

Ces épasseurs ne doivent pas être conçus en tant que stockeur de boues. Les fonctions épassement et stockage doivent être dissociées.

Les retours en tête devront être peu chargés et non excessivement septiques.

Les possibilités d'effectuer des prélèvements de boues entrantes et épaissies et de retours en tête seront vérifiées.

Les débits des boues entrantes et sortantes et des retours en tête seront mesurables.

La surface de l'épaisseur devra pouvoir être visualisable. Mais il est possible de couvrir les épasseurs afin de limiter les nuisances olfactives.

Il devra être possible de vérifier les hauteurs des voiles de boues.

Les canalisations de boues disposeront de dispositifs de piquage, pour de l'injection d'eau ou d'air sous pression, en cas de colmatage.

Les bétons et partie métallique doivent tout particulièrement résister à la corrosion, due à la nature potentiellement septique des boues produites.

La pente conique d'un épaisseur raclé est de 10 à 20 °.

1.2 EGOUTTAGE

1.2.1 Principe de fonctionnement

Afin d'éviter les inconvénients des épaisseurs gravitaires (faible siccité des boues biologiques épaissies, retours en tête chargés et septiques), il est de plus en plus fait appel aux techniques d'épaississement, accéléré par égouttage.

Les boues sont préalablement conditionnées à l'aide d'un polymère cationique. Les boues floculées obtenues sont drainables sur des grilles ou des toiles d'égouttage.

Les équipements d'égouttage peuvent se présenter sous forme de :

- cylindre,
- grille,
- tambour,
- table.

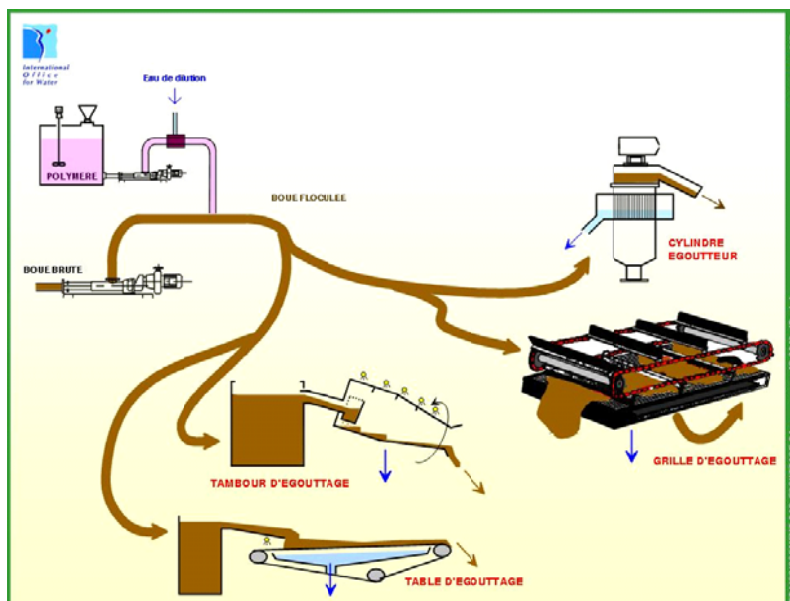


Figure 47: Différents systèmes d'égouttage (source : OIEau)

1.2.2 Dimensionnement

$$L = P_B / C_{\text{entrée}}$$

Avec :

- L : largeur de grille (m) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- $C_{\text{entrée}}$: charge en entrée (kg MS MES/h/m de largeur de grille).

La valeur, à prendre en compte pour ce dimensionnement, est environ la suivante pour des grilles d'égouttage, dans le cas de boues biologiques d'aération prolongée avec $[MS]_{\text{entrée}} < 10$ g/l :

- Charge en entrée = 30 à 50 (voire 70) kg MS/h/m de largeur de grille.

Les autres caractéristiques des systèmes d'égouttage sont les suivantes :

Siccité atteinte en sortie	6 à 7 %
Taux de capture recherché	> 95 %
Taux de conditionnement	4 à 7 g polymères / kg MS

1.2.3 Recommandations de conception

L'accessibilité devra être vérifiée pour :

- préparer le polymère ;
- contrôler les débits des pompes doseuses ;
- visualiser l'égouttage ;
- nettoyer les grilles ;
- contrôler les retours en tête.

Les matériaux devront résister à la corrosion, pour éviter les vieillissements prématurés des équipements.

Les équipements seront capotés pour limiter les aérosols.

Les performances peuvent être optimisées, si sont prévus :

- différentes possibilités d'injection du polymère (amont de la table, amont ou aval de la pompe à boues) ;
- la possibilité d'injection d'eau de dilution (boue ou polymère visqueux) ;
- le réglage des vitesses d'avancées (tables, grilles) ou de rotation (cylindres, tambours).

Il conviendra de vérifier, à la réception, les performances suivantes :

- siccité (%) ;
- débit volumique admissible (m^3/h) ;
- flux massique admissible (kg MS/h) ;
- taux de capture (%) ;
- consommation du polymère (g polymère / kg MS).

Il convient de prévoir un point d'eau sous pression, pour le lavage des sols et des équipements.

2 STABILISATION

2.1 STABILISATION CHIMIQUE

2.1.1 Principe de fonctionnement

La stabilisation chimique correspond à l'ajout d'un réactif (généralement la chaux), qui provoque l'augmentation du pH à une valeur, telle qu'elle bloque l'activité de fermentation anaérobie des bactéries contenues dans la boue, et qui seraient responsables potentiellement de la production de mauvaises odeurs.

Le chaulage des boues peut être réalisé sur boues épaissies ou boues déshydratées.

Le chaulage des boues déshydratées est la solution la plus utilisée.

L'unité de chaulage des boues déshydratée est composée :

- d'un silo de stockage de chaux ;
- d'un malaxeur ;
- d'un dispositif de reprise des boues chaulées vers le stockage des boues.

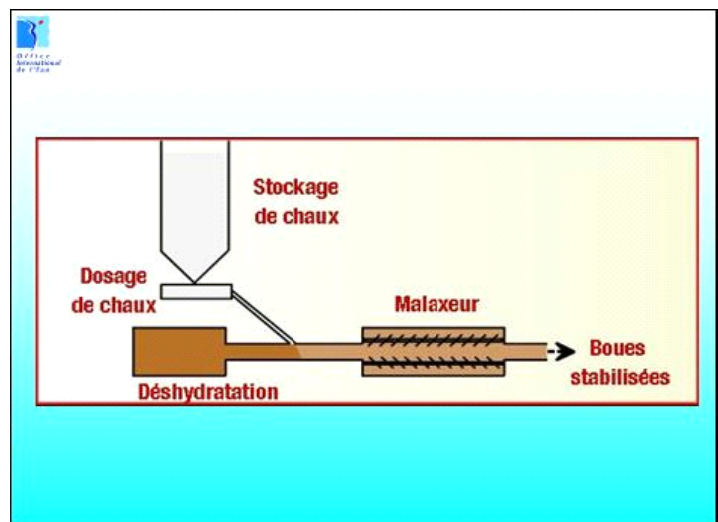


Figure 48: Schéma de principe d'une unité de chaulage des boues déshydratées (source : OIEau)

2.1.2 Dimensionnement

$$Q_{\text{chaux}} = P_B \times \% \text{chaux}$$

Avec :

- Q_{chaux} : quantité de chaux à ajouter (kg chaux / j) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- $\% \text{chaux}$: pourcentage de chaux, par rapport au MS (% Ca(OH)_2 / MS).

Pour atteindre un pH = 11 pendant un temps de stabilisation d'au moins 6 mois, la valeur, à prendre en compte pour ce dimensionnement, est environ la suivante :

- $\% \text{chaux}$: 30 à 40 % Ca(OH)_2 / MS

La dose de chaux nécessaire dépend de la nature de la boue et des conditions et du temps de stockage.

2.1.3 Recommandations de conception

La chaux sera stockée à l'abri de l'air et de l'eau.

Une attention particulière devra être apportée aux équipements d'extraction de la chaux pour alimenter le module de dosage. Ce dispositif d'extraction doit permettre de réduire les risques de voutage ou de présence d'air dans la chaux, qui sont néfastes à la régularité du dosage. De nombreux systèmes existent, parmi lesquels :

- panneaux de fluidisation ;
- vibration du cône ;
- mobile rotatif dans le cône ;
- fond racleur ;
- fond vibrant.

Le dosage de la chaux sera réalisé par dosage volumétrique ou gravimétrique.

La qualité du mélange est très importante : ce mélange doit être le plus intime possible. Le malaxage des boues sera réalisé par des malaxeurs à double arbre à ailettes ou des malaxeurs à pales creuses.

Les conditions d'ajout et de manipulation de la chaux seront particulièrement étudiées, par rapport aux contraintes liées à l'hygiène et à la sécurité du personnel.

Le chaulage sera plutôt réalisé, à partir de chaux éteinte que de chaux vive, pour des raisons de meilleure maîtrise des aspects hygiène et sécurité du personnel.

L'ajout de chaux provoque des émanations, entre autres, de gaz ammoniac. Les locaux d'ajout de chaux et de malaxage devront être efficacement ventilés.

L'estimation de la production de boues, après chaulage, sera majorée de la proportion d'ajout de chaux (+ 30 à 40 %).

Le fournisseur de l'unité de chaulage devra s'engager sur le temps de maintien à un pH suffisamment élevé garantissant la stabilisation.

Le chaulage des boues n'est pas adapté dans le cadre d'une valorisation des boues sur sols calcaires.

La stabilisation, aux nitrites à pH acide, peut être proposée en alternative au chaulage des boues.

2.2 STABILISATION ANAEROBIE

2.2.1 Principe de fonctionnement

La stabilisation, par digestion anaérobie des boues, est un procédé biologique qui permet une dégradation des matières organiques par fermentation bactérienne productrice de méthane dans une enceinte fermée en absence d'air.

La réduction de la quantité de matière organique, évaluée par le paramètre des Matières Volatiles Sèches (MVS), contribue à diminuer le pouvoir fermentescible de la boue digérée et permet donc une limitation des fermentations anaérobies ultérieures, qui seraient responsables potentiellement de la production de mauvaises odeurs ultérieures.

La réduction de la quantité de MVS, par production de biogaz, contribue également à la réduction de la masse globale de Matières Sèches (MS), et donc de la production de boues.

Les matières organiques digérables subissent les réactions biologiques suivantes :

- Phase 1 : hydrolyse des macromolécules et MES en composés simples ;
- Phase 2 : acido-genèse, correspondant à la production de composés acides, à partir des composés simples produits lors de la phase précédente ;
- Phase 3 : gazéification, correspondant à la production de biogaz (CO₂ et CH₄ essentiellement).

La phase d'acido-génèse est rapide. La phase méthanogène est plus lente et constitue ainsi l'étape limitant le procédé

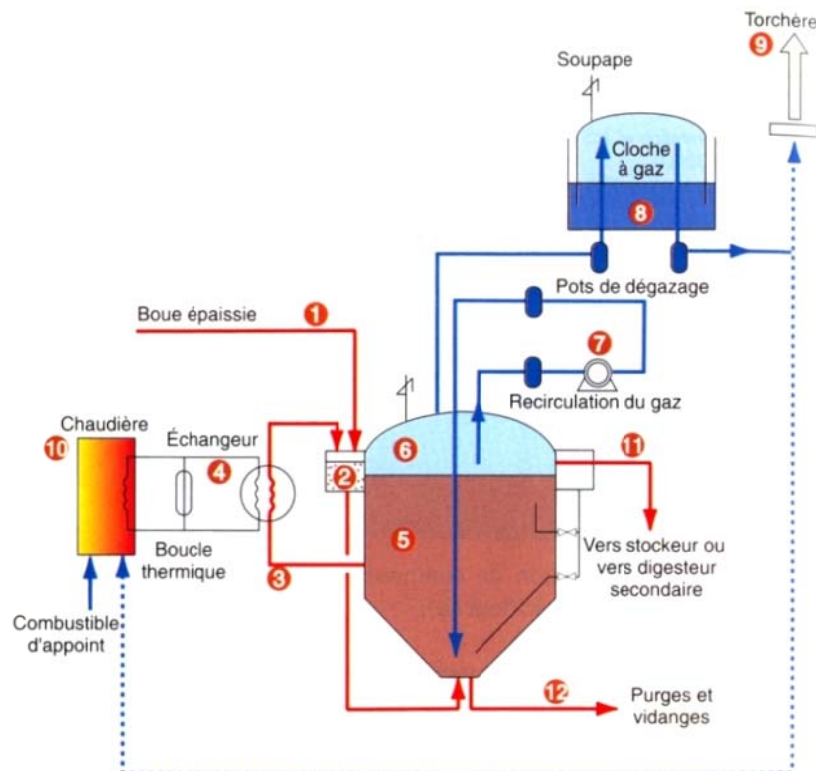


Figure 49: Schéma de principe d'une unité de digestion anaérobie (source : OTV)

La boue épaisse [1] est admise dans un pot de mélange [2] où elle est réchauffée par de la boue digérée [3], elle-même chauffée grâce à un échangeur [4]. L'ensemble est ensuite envoyé dans le digesteur [5], qui est agité par un dispositif mécanique ou par injection de gaz.

Le schéma décrit cette seconde option : le biogaz, prélevé dans le ciel gazeux du digesteur [6] est réinjecté à la base de celui-ci, via un compresseur [7]. L'excédent est stocké dans une cloche à gaz [8]. Il est ainsi possible de garantir la pression d'alimentation de la torchère [9] ou de la chaudière [10] fournissant l'énergie nécessaire au réchauffage de la boue.

A l'issue de sa digestion, la boue est généralement évacuée [11] vers un stockage, qui garantit l'alimentation régulière de l'atelier de déshydratation. Ce stockeur est parfois appelé digesteur secondaire, lorsqu'il est confiné et agité comme le digesteur proprement dit (appelé alors digesteur primaire). Une purge de fond [12] permet d'éliminer les sables et grossiers.

Ces réactions sont mises en œuvre dans un réacteur confiné à une température de 35°C. On parle alors ici de digestion mésophile.

La digestion peut être en un stade ou en deux stades.

La digestion en un stade comprend une seule cuve de digestion anaérobie.

La digestion en deux stades prévoit deux cuves de digestion anaérobie en série : un digesteur primaire et un digesteur secondaire. Les digesteurs primaires sont puissamment brassés et régulièrement chauffés et assurent ainsi la fonction de digestion proprement dite. Le digesteur secondaire a principalement pour fonction :

- d'assurer un certain épaissement de la boue ;
- de terminer la digestion des particules qui, d'un point de vue statistique, ont séjourné dans les digesteurs primaires durant un temps de séjour inférieur au temps de séjour moyen ;
- de faciliter l'évacuation de flottants ;
- de permettre un stockage intermédiaire avant déshydratation.

Les tendances actuelles sont de réduire de plus en plus l'importance des digesteurs secondaires, par rapport aux digesteurs primaires, car l'épaissement, obtenu en digestion secondaire, reste très faible.

2.2.2 Dimensionnement

$$V_{\text{digesteur}} = \frac{P_B \times \% \text{MVS}}{C_v}$$

Avec :

- $V_{\text{digesteur}}$: volume du digesteur (m³) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- % MVS : pourcentage de MVS dans les MS entrantes (%) ;
- C_v : charge volumique (kg MVS/m³/j).

$$V_{\text{digesteur}} = Q_B \times T_S$$

Avec :

- $V_{\text{digesteur}}$: volume du digesteur (m³) ;
- Q_B : débit journalier de boues extraites (m³/j) ;
- T_S : temps de séjour (j).

Les valeurs, à prendre en compte pour ces dimensionnements, sont environ les suivantes.

	Charge volumique (kg MVS / m ³ / j)	Temps de séjour (j)
Si forte charge à 1 stade	1,5 à 2	20 à 25
Si forte charge à 2 stades	2 à 3	15 à 20

Source : Degrémont

2.2.3 Recommandations de conception

Il est conseillé de concevoir des unités de digestion mésophile avec une température garantie de 35 à 37 °C.

Les boues, en entrée du digesteur, auront été au préalable épaissies et auront une concentration en MS de 30 à 80 g/l. Leur teneur en MVS en entrée sera comprise entre 60 et 80 %.

La réduction des MVS serait d'environ de 30 à 50 % (source : OIEau). Certains constructeurs citent les valeurs suivantes :

- pour les boues primaires : 50 à 55 % de réduction des MVS ;
- pour les boues mixtes : 45 à 50 % de réduction des MVS.

Le pourcentage de réduction des MS est d'environ de 25 à 35 % pour les boues primaires et les boues mixtes, ce qui contribue positivement à la réduction de la production de boues globale de la station.

Les performances étant plus élevées sur les boues primaires, il est pertinent de concevoir des stations d'épuration avec étage primaire sur la file eau, en vue de la digestion anaérobie des boues.

La phase acide ne doit pas être prédominante (augmentation des AGV et baisse du pH), car elle inhiberait alors la phase méthanogène. Il est donc indispensable de garantir l'équilibre du bioréacteur en maintenant les valeurs du pH, du TAC et des AGV dans une gamme de valeurs précises.

Tableau 89: Qualité de la digestion selon certains critères principaux (source : DEGREMONT)

CRITERES	BOUES FRAICHES INITIALES	QUALITE DE LA DIGESTION DES BOUES DIGEREES			
		MAUVAISE	MEDIOCRE	BONNE	TRES BONNE
ALCALINITE (mg Ca CO ₃ /l)	500 ↔ 100	1000 ↔ 2500	2000 ↔ 3500	3000 ↔ 4500	4000 ↔ 5500
pH (u.pH)	5 ↔ 7	6 ↔ 7	6,5 ↔ 7	6,8 ↔ 7,3	7,4 ↔ 7,8
ACIDES VOLATILS (mg CH ₃ COOH/l)	1800 ↔ 3600	2500 ↔ 4000	1000 ↔ 2500	100 ↔ 1000	< 100
MVS/MS (%)	55 ↔ 80	55 ↔ 70	50 ↔ 60	45 ↔ 55	30 ↔ 45

La digestion anaérobie des boues nécessite de récupérer le biogaz, de chauffer et de maintenir les boues à une température optimale, tout en assurant la sécurité du personnel et des installations.

La cuve de digestion doit être parfaitement agitée, pour faciliter les réactions biologiques de digestion et les dépôts. Courts-circuits et zones mortes sont donc à éviter.

Le digesteur primaire n'a pas, pour fonction, de stocker la boue. Il est préférable d'installer une cuve de stockage en aval. Ce stockeur peut être, soit en équilibre gazeux avec le digesteur (stockeur fermé), soit à ciel ouvert (stockeur atmosphérique). Dans les 2 cas, le marnage doit être adapté à l'activité du poste de déshydratation.

Le digesteur doit être alimenté d'une manière la plus constante possible en débits, volumes, concentrations et charges. Sur les stations importantes, l'utilisation de pompes, à débit variables, est possible. Sur des stations de taille moyenne, le syncopage des pompes d'alimentation est inévitable ; mais ce syncopage ne porte guère à conséquence si l'extraction des boues, dans le puisard de reprise, est quasi-continue et/ou automatisée.

Afin de ne pas affecter la biomasse, l'introduction de composés toxiques doit être évitée. Les teneurs en cyanures, métaux lourds, et en détergents, doivent être particulièrement surveillées. Pour cette raison, les raccordements des effluents industriels au système d'assainissement urbain devront être particulièrement maîtrisés. Certains composés, comme l'ammonium, peuvent avoir une action stimulatrice à faible dose et inhibitrice à forte dose.

L'oxygène doit être quasiment absent sous sa forme moléculaire dissoute, et en quantités limitées, sous ses formes combinées (NO₃⁻, SO₄²⁻ ...).

Il est impératif que le dessablage soit particulièrement efficace, afin d'éviter l'ensablement des réacteurs de digestion.

L'ajout de graisses, dans les digesteurs, peut être effectué, bien que la présence de déchets dans ces graisses est susceptible de poser des difficultés d'exploitation. Il peut s'avérer alors

pertinent d'avoir recours au tamisage des graisses afin de prévenir ces difficultés d'exploitation.

La présence potentielle de filasses sera également vérifiée. Un tamisage des eaux usées ou des boues permet de prévenir l'apparition de ces filasses.

Afin de prévenir l'accumulation de flottants, un arrosage ou un système de brise chapeau devra être prévu. Un dispositif d'évacuation des flottants, par vidange de la partie supérieure de la masse de boues, est également souhaitable.

Des phénomènes de moussage peuvent apparaître en exploitation. L'emploi de digesteurs à grande surface de plan d'eau, surmonté d'un ciel gazeux important, limite grandement les risques de perturbation dus à ces moussages potentiels.

A la conception, les conditions et modes de vidange (dont la vidange décennale complète) des réacteurs anaérobies seront particulièrement analysés.

Les matériaux et équipements devront tout particulièrement résister à la corrosion. Le risque de corrosion est très important, étant donné la présence de H₂S dans l'atmosphère de gaz humide situé au voisinage du plan de boue. On aura donc intérêt à limiter au maximum les structures métalliques dans cette zone. Les tuyauteries de gaz seront en inox ; celles de boues en fonte ou en acier protégé de forte épaisseur. Les matériaux à base de plastique ou le PRV ne peuvent pas convenir.

A la conception, il conviendra de vérifier qu'il a bien été prévu :

- l'accessibilité aux prises d'échantillons des boues entrantes et digérées et de biogaz produits,
- les sondes de températures à poste fixe,
- les suivis des volumes de boues entrants et digérées et de biogaz produits.

La composition moyenne du biogaz produit est la suivante :

Tableau 90: la composition moyenne du biogaz

Gaz	% moyen
CH ₄	55 à 75
CO ₂	25 à 40
N ₂	0 à 7
H ₂	1 à 5
H ₂ S	0,1 à 0,5

Le volume de biogaz produit habituellement observé se situe (source : OIEau) :

- dans une fourchette rapprochée de 0,9 à 1 Nm³ de gaz / kg MVS détruit ;
- dans une fourchette large de 0,7 à 1,2 Nm³ de gaz / kg MVS détruit.

Certains constructeurs citent les valeurs suivantes pour les volumes de biogaz produits :

- pour les boues primaires : 0,85 à 1,2 Nm³ de gaz / kg MVS détruit ;
- pour les boues mixtes : 0,75 à 1,0 Nm³ de gaz / kg MVS détruit.

Le biogaz a un PCI de l'ordre de 6,63 kWh/Nm³. Il peut être utilisé comme combustible pour la chaudière, qui fournit l'énergie nécessaire au réchauffage de la boue.

Il peut être également brûlé dans un générateur d'électricité. Dans ce cas, il est possible d'assurer la production d'électricité pour tout ou partie de la station d'épuration et de récupérer l'énergie thermique pour chauffer le digesteur.

Par ailleurs, la stabilisation aérobie est une technologie déconseillée, à cause de trop faibles abattements du % de MVS et de consommations énergétiques trop élevées.

Forme et mode de brassage

Deux grandes catégories de digesteurs ont longtemps rivalisé :

- a) **les digesteurs verticaux** : Les fonds et toits coniques à forte pente de ceux-ci facilitent le renouvellement systématique du contenu du digesteur dont on fait basculer la masse de haut en bas, par pompage des boues de fond vers la partie supérieure. Ce pompage, qui peut être réalisé au moyen de vis ou hélices installés dans des cheminées de recyclage placées à l'intérieur du digesteur, est effectué, de préférence, par des pompes extérieures entièrement accessibles, visitables et à débit contrôlable.

L'illustration la plus spectaculaire des digesteurs verticaux est celle des digesteurs en forme de « citron » équipant un nombre important de stations allemandes.

- b) **les digesteurs plats (ou à brassage au gaz)** : Dans ce type de digesteur, le débit interne de brassage est beaucoup plus important, grâce à l'introduction d'un important débit de gaz recyclé sous pression, près du fond de la cuve et en des points judicieusement choisis. Il est alors possible de simplifier la forme du digesteur et de réduire très sensiblement les pentes du radier. Le brassage au gaz, avec son important débit de brassage interne, s'accommode très bien d'une surface libre de grand diamètre au plan de boues supérieur. De ce fait, le toit du digesteur peut être constitué par une simple coupole.

Le rapport hauteur/diamètre de la cuve varie entre $\frac{1}{2}$ et $\frac{1}{3}$ alors que sur les digesteurs verticaux, il peut dépasser 2. Par suite de l'importante économie réalisée de ce fait sur le génie civil, la technique des digesteurs à brassage au gaz est très utilisée.

Un autre avantage de ce type de digesteur est une très faible sensibilité aux phénomènes de moussage, vu que la surface libre de la masse de boues (surface de dégazage) est très importante.

Suivant les cas, le débit de gaz de brassage est compris entre 0,8 et 1 $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$, mais nécessite des durées de brassage importantes. Plus récemment, des débits de brassage à 1,5 $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ sont conseillés.

Modes de chauffage

Les techniques d'échangeurs à eau chaude intérieur au digesteur sont pratiquement abandonnées, par suite de la difficulté d'accès et de la plus faible capacité de transfert de ces appareils. En effet, il est très difficile d'éviter un feutrage progressif des parois chauffantes par les différentes matières contenues dans la boue, et les vitesses de la boue le long de l'échangeur sont faibles.

La technique rustique du chauffage direct, en vapeur perdue, peut encore être utilisée principalement sur d'anciens digesteurs, mais elle nécessite un traitement préliminaire de l'eau d'appoint ; on n'est pas à l'abri d'un encrassement des tubes d'injection ; de plus, elle présente l'inconvénient de constituer des zones très chaudes dans la masse de boues, si le brassage interne est faible.

Les techniques les plus sûres et les plus largement utilisées sont celles des échangeurs externes à eau chaude. Normalement, celle-ci provient :

- d'une chaudière à eau chaude ;
- ou d'un échangeur à eau pressurisée, alimenté à partir d'une chaudière à eau pressurisée ;
- ou d'un circuit de refroidissement de moteurs alimentés au gaz de digestion.

Les échangeurs les plus employés sont les échangeurs tubulaires ou les échangeurs à spirale (type ROSENBLADS). Ils sont alimentés, d'une part, par des pompes de circulation à eau chaude, et d'autre part, par des pompes à boues fonctionnant en boucle fermée sur le digesteur et, de ce fait, fournissant parallèlement un débit de brassage supplémentaire. La température maximale de l'eau chaude adoptée varie suivant le type d'échangeur entre 70 et 75°C et les coefficients de transfert entre 500 et 1200 cal.m².C⁻¹.h⁻¹).

L'installation de chauffage, qui peut fonctionner, soit au fuel, soit au gaz, est calculée pour compenser les pertes calorifiques extérieures des digesteurs et fournir les calories nécessaires au préchauffage des boues fraîches. Pour les différents éléments de la cuve, les pertes calorifiques doivent être calculées en fonction de la constitution de ceux-ci et de leur environnement.

Dans les digesteurs uniques ou primaires au moins, les parois sont toujours isolées (double paroi avec matelas d'air ou paroi composite). Les pertes extérieures sont d'autant plus faibles que la capacité de digestion est grande. Elles sont de l'ordre de 300 kCal. (m³.j⁻¹), pour des capacités supérieures à 3000 m³ et de 500 à 600 pour des capacités inférieures à 1000 m³.

Les échangeurs extérieurs sont entièrement accessibles et démontables. Le circuit d'eau chaude est fermé et ne nécessite aucun entretien. Par contre, le circuit « boue » est sujet à un certain feutrage et aussi, parfois, à l'entartrage. Une visite annuelle systématique est donc recommandée.

Le dimensionnement de l'échangeur prend, en priorité, en compte les éléments suivants :

- climat du site (température moyenne hebdomadaire la plus basse et la plus haute),
- volume du digesteur,
- isolation (ou non) et caractéristiques thermiques de cette isolation du béton du digesteur,
- technique de l'échangeur (à spirales ou à plaques),
- caractéristiques du biogaz (% CH₄, PCI),
- rendement de la chaudière,
- emprise au sol contraignante ou pas.

Le dimensionnement d'un échangeur doit être assuré grâce à un logiciel de modélisation.

Stockage du gaz

Un stockage minimal de gaz est nécessaire pour compenser les variations de production de gaz tout au long de la journée, variations d'autant plus importantes que l'alimentation en boues fraîches est variable.

C'est ainsi que, sur une grande station, un stockage de quelques heures (1 à 4 heures) pourra être suffisant mais devra être porté à une demi-journée sur des installations d'importance limitée. Le dimensionnement du gazomètre doit être en phase avec le projet de valorisation du biogaz.

Pour 3 heures de stockage (valeur usuelle), le dimensionnement du gazomètre se fait selon la formule suivante :

$V_{\text{gazomètre}} = 3 \times Phb$

$V_{\text{gazomètre}}$: volume du gazomètre (m^3)

Phb : production horaire de biogaz (m^3/h)

Normalement, ce stockage est effectué dans des cloches gazométriques, en communication avec les digesteurs sous une pression d'une vingtaine de cm de C.E.

Le plus souvent, celles-ci sont réalisées indépendamment des digesteurs mais elles peuvent aussi être montées sur les digesteurs secondaires.

Dans ce cas, le montage de la cloche, directement sur le plan de boue, est déconseillé et il est préférable de disposer d'une garde hydraulique en eau propre (cette disposition permet donc d'éviter la construction d'une coupole en béton).

Il est également possible de réaliser tous les digesteurs avec toit flottant et cette technique a un développement important aux U.S.A. ; les compresseurs de gaz peuvent alors même être montés sur le toit.

Cette technique est plus chère dans les conditions européennes ; par ailleurs, elle présente l'inconvénient de limiter la capacité de stockage de gaz, de s'exposer à des problèmes d'encrassement : blocage et moussage au niveau de la garde hydraulique, et d'accroître les risques de corrosion.

Dans le cas où le gaz a des possibilités d'utilisation sous pression (par ex. moteurs thermiques, transport à distance), le stockage sous pression est tout indiqué. Il s'effectue dans des réservoirs sphériques, alimentés par des compresseurs fonctionnant sous 3 à $4 \cdot 10^5$ pascals de pression relative.

Dimensionnement de la torchère

Les torchères doivent être dimensionnées de façon à être capables de brûler l'ensemble du biogaz produit en pointe horaire selon la formule suivante :

$$Ct = P_{sb} \times Sv$$

Avec :

P_{sb} : production spécifique de biogaz ($1,0 \text{ Nm}^3/\text{kg MVS}$)

Sv : apport de Matières Volatiles sèches en pointe horaire (kg MVS/h)

Stockage des boues digérées

Le stockage des boues digérées doit permettre le stockage en amont de la déshydratation de façon à prendre en compte les périodes d'arrêt de cette étape de traitement des boues (nuit, week-end ...).

Ce stockage est dimensionné comme suit :

$$Vs = Qb \times Ta$$

Avec :

Vs : volume de stockage des boues digérées (m^3)

Qb : débit horaire de boues (m^3/h)

Ta : temps d'arrêt le plus long de l'atelier de déshydratation (h)

Cogénération

Il est conseillé d'avoir de plus en plus recours à la production d'électricité par cogénération pour la valorisation du biogaz. La combustion du gaz biologique permet d'obtenir de l'énergie thermique sous forme d'air chaud par l'utilisation de brûleurs. Les machines thermiques permettent la production d'énergie mécanique. Le module de cogénération est constitué d'un moteur qui entraîne un alternateur pour produire de l'électricité et d'un système de récupération de chaleur perdue dans le bloc moteur et dans les fumées.

Un système de cogénération permet de valoriser 35 % de l'énergie primaire du biogaz sous forme d'électricité, et jusqu'à 85 % du total en tenant compte de la récupération totale de la chaleur produite par le module de cogénération.

L'association d'une chaudière moyenne pression (40 bars) et d'une **turbine à vapeur** à contrepression se justifie pour un besoin continu et important de vapeur à 3 ou 4 bars. L'énergie mécanique est rigidement liée à la production de vapeur et ne représente que le dixième environ de l'énergie thermique. De telles turbines sont disponibles à partir de 1 000 kW.

La **turbine à gaz** est essentiellement constituée par un compresseur d'air, une chambre de combustion, où cet air est chauffé à 850°C, et une turbine de détente produisant l'énergie mécanique. La turbine à gaz a un rendement mécanique modeste, qui décroît rapidement à charge partielle. Toute l'énergie thermique est disponible dans les gaz d'échappement ce qui permet une intéressante utilisation de cette machine pour le séchage. Pour la production d'eau chaude ou de vapeur, les pertes à la cheminée sont importantes, le cycle nécessitant un grand excès d'air. La chambre de combustion fonctionnant sous pression, le gaz combustible devra être comprimé jusqu'à 8 ou 15 bars suivant les machines.

Des machines sont disponibles sur le marché à partir de 400 kW, mais le choix est limité et il n'existe pas de gammes continues comme dans le cas des moteurs à pistons.

La turbine à gaz doit être envisagée lorsqu'un besoin de séchage fait partie du process, par exemple séchage des résidus de fermentation.

Le **moteur à gaz** réalise la combustion avec un faible excès d'air du mélange carburé comprimé par le piston. Le cycle peut être à 4 temps ou à 2 temps. L'allumage est réalisé par l'étincelle provoquée aux électrodes des bougies ou par injection pilote de gazole. Le moteur peut être suralimenté par turbo-compresseur, ou à aspiration naturelle.

La chaleur disponible provient du refroidissement de l'huile, de l'eau des cylindres et des gaz d'échappement. L'eau chaude est normalement fournie à 80 ou 90°C avec retour à 50 ou 60°C.

Les moteurs à aspiration naturelle peuvent être alimentés en gaz sous une pression de 1 500 Pa (150 mm CE). Les moteurs suralimentés nécessitent une compression du gaz jusqu'à 200 à 250 KPa (2 à 2,5 bars).

Les moteurs à allumage électrique peuvent être alimentés en secours avec du gaz naturel et moyennant certaines précautions avec du propane. Les moteurs Diesel-Gaz peuvent fonctionner avec alimentation en gaz et injection pilote de gazole (7 % de l'énergie introduite à la puissance nominale) ou au gazole seul. Le passage de l'un à l'autre mode de fonctionnement est généralement automatisé.

Dans la plupart des cas, le moteur à gaz est le plus intéressant puisqu'il permet la production d'un fort pourcentage d'énergie mécanique et une fourniture d'eau chaude à température voisine du besoin moyen d'une installation de traitement d'eau.

3 DESHYDRATATION

3.1 FILTRE A BANDE PRESSEUSE

3.1.1 Principe de fonctionnement

La boue est préalablement conditionnée à l'aide d'un polymère cationique.

La boue, ainsi floculée, est égouttée sur une première toile par drainage libre favorisé par l'action de rouleaux et de herSES, avant d'être prise en compression progressive (inférieure à 2 bars) sous une 2^{ème} toile (ou un tambour).

L'essorage, ainsi obtenu, est amélioré par un effet de cisaillement produit par le cheminement des toiles sur des rouleaux très rapprochés.

Enfin, un module de pressage supplémentaire (jusqu'à 10 bars) est parfois adapté afin d'optimiser la siccité finale du gâteau.

En fin de traitement, une lame de raclage permet de décoller le gâteau des toiles qui seront nettoyées par lavage à l'eau claire sous pression (6 à 8 bars).

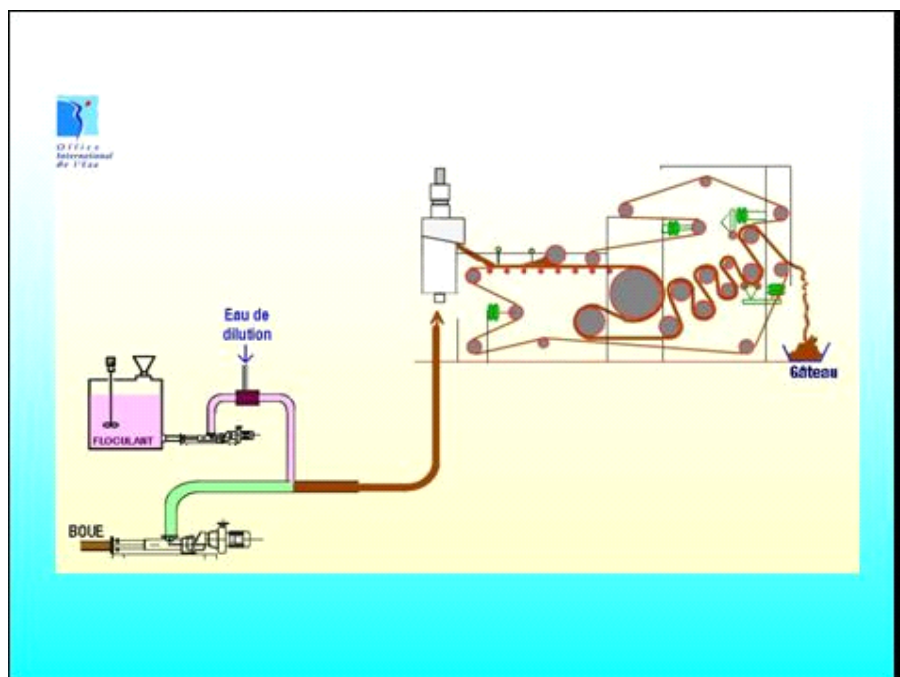


Figure 50: Schéma de principe d'un filtre à bandes presseuses (source : OIEau)

3.1.2 Dimensionnement

$$L = P_B / C_{\text{entrée}}$$

Avec :

- L : largeur du filtre à bande presseuse (m) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- $C_{\text{entrée}}$: charge en entrée (kg MS/h/m de largeur de filtre).

La valeur, à prendre en compte pour ce dimensionnement pour des boues biologiques, est environ la suivante :

- $C_{\text{entrée}} = 80$ à 180 kg MS/h/m de largeur de grille.

Les autres caractéristiques des filtres à bandes presseuses sont les suivantes :

Siccité atteinte en sortie	14 - 17 %
Taux de capture recherché	> 95 %
Taux de conditionnement	5 à 7 - voire 11 g polymères / kg MS

3.1.3 Recommandations de conception

Il conviendra de vérifier :

- les taux et la qualité du conditionnement ;
- la charge maximale en entrée (kg MS/h) ;
- les débits admissibles (m^3/h) ;
- la siccité atteinte (%) ;
- le taux de capture atteint (%).

Pour ces vérifications, il sera possible de mesurer le débit de boues en entrée et le débit de la pompe doseuse de flocculant. Des points de prélèvement des boues en entrée et en sortie et des filtrats seront accessibles.

La station d'épuration sera équipée d'un système de mesure des MS (étuve à $105^\circ C$, thermo-balance ...).

Au niveau du filtre à bande presseuse, les points suivants pourront être réglables et/ ou optimisés :

- débit de la pompe doseuse de polymère ;
- débit d'eau de dilution du polymère ;
- point d'injection du polymère (dans canalisation de boues, avant ou après la pompe à boues),
- débit d'alimentation en boues ;
- présence d'un flocculateur (agitateur ou mélangeur statique) ;
- vitesse de rotation du flocculateur ;
- hauteur du rouleau d'égouttage ;
- tension et vitesses d'avancement des toiles ;
- régulation et guidage des toiles ;
- répartition de la boue sur la toile ;
- qualité du lavage des toiles (environ 6 à $7 m^3$ d'eau de lavage/h/m de largeur de toile sous 6 à 8 bars de pression).

La diffusion des aérosols devra être maîtrisée (capotage par exemple).

Le local de déshydratation devra être très bien ventilé.

Les équipements seront accessibles pour la réalisation des tâches d'exploitation et de maintenance.

Un point d'eau sous pression sera installé à proximité du filtre à bande presseuse.

La combinaison de l'épaississement par égouttage positionné sur un filtre à bande presseuse est une alternative intéressante ; entre autres, par rapport aux facilités d'exploitation et à la compacité de l'unité.

3.2 CENTRIFUGEUSE

3.2.1 Principe de fonctionnement

La boue est préalablement conditionnée à l'aide d'un polymère cationique.

La boue ainsi flocculée est admise dans le bol cylindro-conique à axe horizontal de la centrifugeuse.

L'axe horizontal est entraîné à une très grande vitesse de rotation (variable selon le diamètre du bol), qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides.

Les matières, déposées sur la paroi interne du bol, sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le liquide clarifié (centrifugat) déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.

La partie cylindrique du bol assure la décantation, alors que la partie conique permet l'extraction du sédiment déshydraté par refoulement du liquide clarifié.

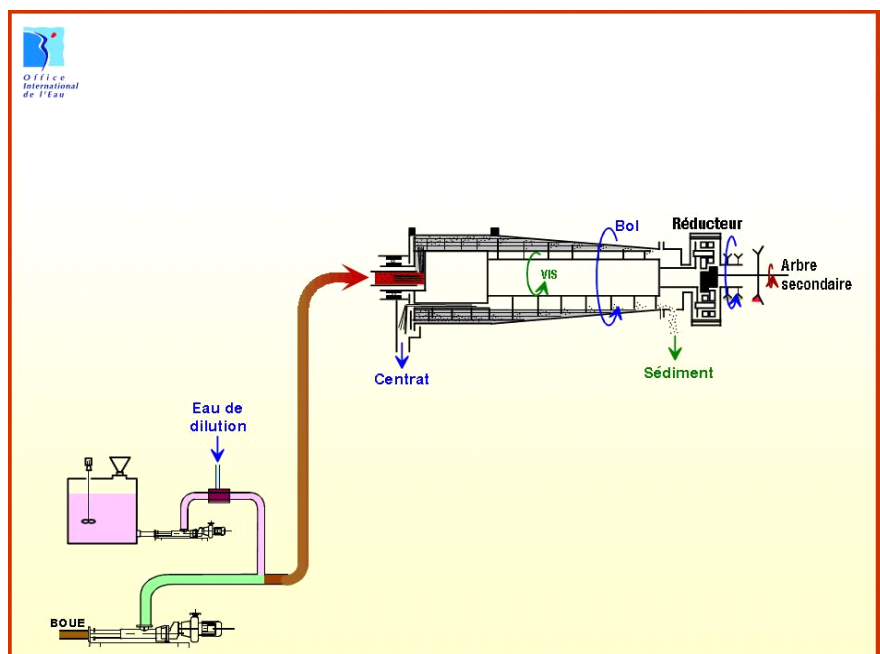


Figure 51: Schéma de principe d'une centrifugeuse (source : OIEau)

3.2.2 Dimensionnement

Le dimensionnement de l'unité de centrifugation est une caractéristique définie et proposée par le fournisseur de l'équipement. La charge, en entrée, est généralement d'environ 200 à 350 kg MS / h selon les modèles.

Les autres caractéristiques des centrifugeuses sont les suivantes :

Siccité atteinte en sortie	17 % pour les centrifugeuses classiques 20 % pour centrifugeuses HP (Hautes Performances)
Taux de capture recherché	> 95 %
Taux de conditionnement	5 à 7 - voire 11 g polymères / kg MS

L'emploi de centrifugeuses hautes performances permet d'atteindre des siccités supérieures à celles des centrifugeuses conventionnelles, moyennant une consommation accrue de polymère. Ces performances des centrifugeuses hautes performances sont obtenues grâce à :

- à une augmentation de la vitesse du bol provoquant des forces centrifugeuses plus élevées : 2 500 à 3 000 g contre 2 000 à 2 500 g sur les décanteuses classiques ;
- à une augmentation du temps de séjour dans le rotor (configuration différente du bol et abaissement de la vitesse différentielle) ;
- à la technologie utilisée pour la vis.

3.2.3 Recommandations de conception

Il conviendra de vérifier :

- les taux et la qualité du conditionnement ;
- la charge maximale en entrée (kg MS/h) ;
- les débits admissibles (m³/h) ;
- la siccité atteinte (%) ;
- le taux de capture atteint (%).

Pour ces vérifications, il sera possible de mesurer le débit de boues en entrée et le débit de la pompe doseuse de flocculant. Des points de prélèvement des boues, en entrée et en sortie et des concentrats, seront accessibles.

La station d'épuration sera équipée d'un système de mesure des MS (étuve à 105°C, thermo-balance ...).

Au niveau de la centrifugeuse, les points suivants pourront être réglables et/ ou optimisés :

- débit de la pompe doseuse de polymère ;
- débit d'eau de dilution du polymère ;
- point d'injection du polymère (dans canalisation de boues, avant ou après la pompe à boues),
- débit d'alimentation en boues ;
- vitesse de rotation du bol ;
- vitesse différentielle entre la vis et le bol ;
- couple résistant ;
- épaisseur de l'anneau liquide.

Les possibilités d'automatisation poussée des unités de centrifugation est un plus pour l'exploitation.

Les nuisances sonores devront être intégrées lors de la conception du local. Des équipements de protection individuelle seront mis à disposition du personnel.

Requis par les normes de sécurité, le capotage des machines permet également de limiter les nuisances olfactives. L'air vicié confiné est extrait au niveau du pot de dégazage, en sortie des centrats.

Les équipements seront accessibles pour la réalisation des tâches d'exploitation et de maintenance.

Un point d'eau sous pression sera installé à proximité de la centrifugeuse.

Il sera possible d'alimenter en eau claire la centrifugeuse pour son nettoyage avant arrêt.

Il est impératif que le dessablage soit particulièrement efficace, afin d'éviter l'abrasion prématurée des centrifugeuses.

La présence potentielle de filasses sera également vérifiée. Un tamisage des eaux usées ou des boues permet de prévenir l'apparition de ces filasses. Une dilacération des boues en amont de la centrifugeuse peut également être prévue.

Le niveau de compétences en électromécanique des exploitants doit être élevé.

Les décanteuses centrifuges hautes performances, couplées à la mise en œuvre de polymères liquides, permettent maintenant de combiner les fonctions d'épaississement et de déshydratation dans une seule et même machine.

3.3 FILTRE PRESSE

3.3.1 Principe de fonctionnement

La boue est préalablement conditionnée à l'aide d'un polymère cationique ou de chlorure ferrique et de chaux.

Grâce à une pompe à haute pression, la boue conditionnée alimente des chambres creuses, entre des plateaux verticaux évidés et recouverts de toiles filtrantes.

Ces plateaux sont disposés en batterie et serrés les uns contre les autres par des vérins hydrauliques.

Une fois ces chambres remplies, l'introduction continue de la boue, à déshydrater, provoque la montée en pression (jusqu'à 15 bars) à l'intérieur du filtre par suite du resserrement progressif des pores de la boue qui se concentre.

En fin de cycle, à la pression maximale, les plateaux sont séparés afin d'évacuer successivement les gâteaux formés (phase de débâtissage).

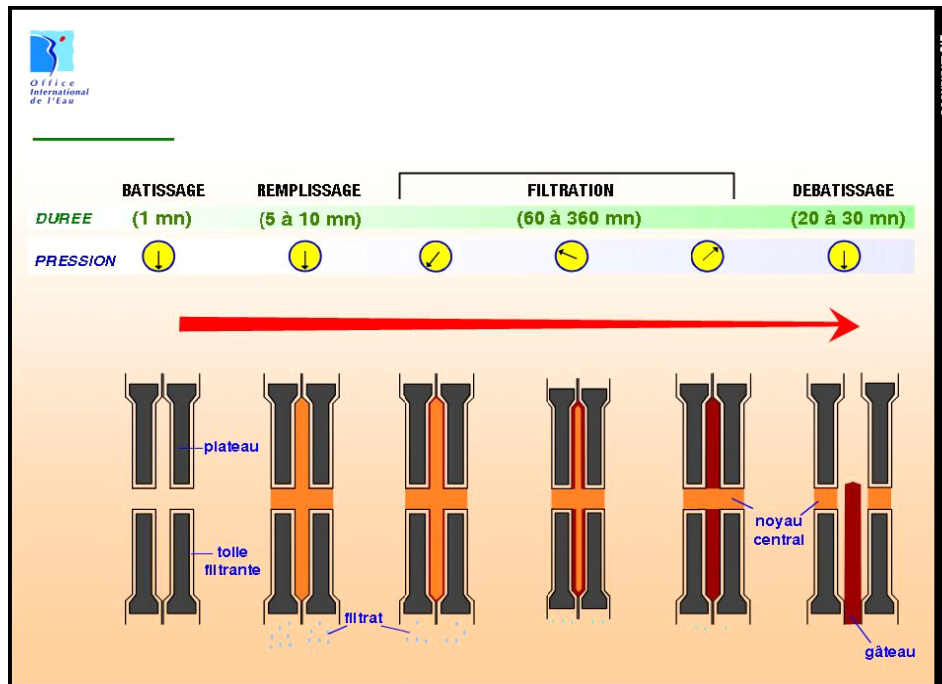


Figure 52: Schéma de principe du fonctionnement d'un filtre presse (source : OIEau)

3.3.2 Dimensionnement

$$S = P_B / C_{\text{entrée}}$$

Avec :

- S : surface cumulée de l'ensemble des plateaux du filtre presse (m²) ;
- P_B : production de boues extraite (kg MS/j) ;
- C_{entrée} : charge en entrée (kg MS/h/m² de largeur de filtre).

La valeur, à prendre en compte pour ce dimensionnement pour des boues biologiques, est environ la suivante :

- C_{entrée} = 1,5 à 2,5 kg MS/h/m² de surface de plateaux

Les autres caractéristiques des filtres presse sont les suivantes :

Siccité atteinte en sortie	28 %, si conditionnement au polymère
	32 à 35 %, si conditionnement au FeCl ₃ et Ca(OH) ₂
Taux de capture recherché	> 98 %
Taux de conditionnement	9 g polymères / kg MS
	6 - 9 g FeCl ₃ / kg MS
	25 - 35 g Ca(OH) ₂ / kg MS

3.3.3 Recommandations de conception

Il conviendra de vérifier :

- les taux et la qualité du conditionnement ;
- la charge maximale en entrée (kg MS/h) ;
- les débits admissibles (m³/h) ;

- la siccité atteinte (%);
- le taux de capture atteint (%).

Pour ces vérifications, il sera possible de mesurer le débit de boues en entrée et le débit de la pompe doseuse des réactifs de conditionnement. Des points de prélèvement des boues en entrée et en sortie et des filtrats seront accessibles.

La station d'épuration sera équipée d'un système de mesure des MS (étuve à 105°C, thermo-balance ...).

Au niveau du filtre presse, les points suivants pourront être réglables et/ ou optimisés :

- débit des pompes doseuses de réactifs de conditionnement ;
- point d'injection du polymère ;
- débit d'alimentation en boues ;
- homogénéité de l'alimentation ;
- montée en pression et évolution de la pression.

La production globale de boues au niveau de la station d'épuration inclura la surproduction liée à l'ajout de chlorure ferrique et de chaux.

Les conditions de débâtissage seront vérifiées. Le débâtissage peut être manuel pour les très faibles capacités. Il est recommandé que le débâtissage soit automatique (chariots débâtisseurs) pour les filtres presse de taille moyenne à importante.

Les conditions de nettoyage seront vérifiées. Le nettoyage peut être manuel pour les très faibles capacités. Il est recommandé que le nettoyage soit automatique pour les filtres presse de taille moyenne à importante.

Le choix des toiles sera effectué en rapport avec les boues à traiter et le type de conditionnement recommandé.

Requis par les normes de sécurité, un panneau optique de sécurité (ou équivalent) est souhaitable, afin de limiter l'accès aux plateaux ; entre autres, lors des opérations de bâtissage.

Une ventilation appropriée des locaux (notamment en cas de conditionnement à la chaux) sera prévue.

Les équipements seront accessibles pour la réalisation des tâches d'exploitation et de maintenance.

Un point d'eau sous pression sera installé à proximité de l'ensemble du filtre presse ; tout particulièrement pour le lavage manuel des toiles.

Il est souhaitable que les boues récupérées, après débâtissage, chutent directement dans une benne. Cette éventualité doit être examinée dès la conception de l'usine, car elle nécessite que le poste de déshydratation soit créé dans un bâtiment comportant 2 étages.

La phase de filtration peut être arrêtée :

- soit manuellement ;
- soit par minuterie ;
- soit par pressio-stat ;
- soit par un indicateur de débit de filtrat, qui émet un signal d'arrêt pour un débit de fin de filtration.

3.4 LITS DE SECHAGE NATURELS

3.4.1 Principe de fonctionnement

Au Maroc, la plupart des STEP, par lagunage, sont munies de lits de séchages constitués de cellules aux parois en béton ou en digues de terre dont le fond est occupé par un filtre à sable.

Les boues liquides extraites sont épandues sur le massif filtrant sur une couche drainante qui permet le ressuyage de l'eau interstitielle.

Dans une seconde phase, l'évaporation permet d'atteindre des siccités élevées. L'efficacité du séchage est donc liée aux conditions météorologiques.

Sous la zone d'accumulation des boues, se trouve un filtre à sable et gravier, puis un drain qui amène le filtrat en tête de station.

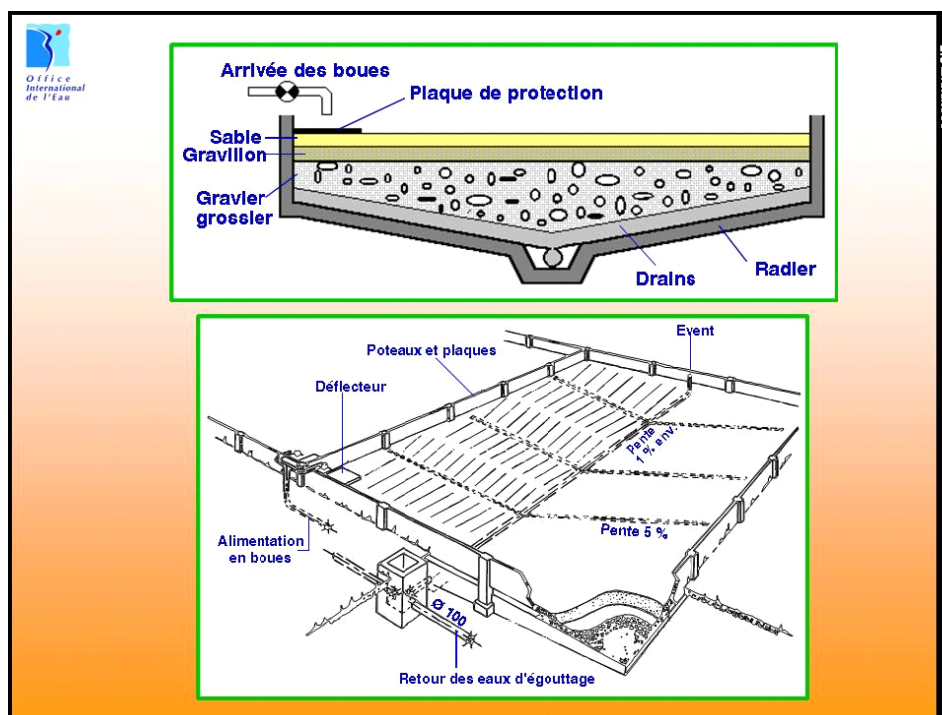


Figure 53: Schéma de principe d'un lit de séchage (source : OIEau)

Dans la plupart des installations de l'ONEE/BE, les lits de séchage sont dimensionnés pour sécher les boues accumulées pendant 2 à 4 ans dans les lagunes anaérobies. Les lits de séchage sont alimentés en 4 à 5 remplissages avec des lames de boues de 40 cm durant la période estivale en quelques remplissages (4 à 5), ce qui, durant la période chaude (variable du Nord au Sud du Maroc), peut prendre 2 mois à 3 mois.

Les boues séchées sont pelletables et peuvent être, soit évacuées par l'intermédiaire d'un site de stockage provisoire, soit directement chargées dans des camions.

3.4.2 Dimensionnement

$$S = N_{EH} \times C_s$$

Avec :

- S : surface cumulée des lits de séchage (m²) ;
 N_{EH} : nombre d'équivalents habitants (EH) ;
 C_s : charge surfacique (m²/EH).

La valeur annoncée au Maroc, à prendre en compte pour ce dimensionnement, est environ la suivante :

- C_{entrée} = 0,03 à 0.15 m²/EH.

Les autres caractéristiques des lits de séchage sont les suivantes :

[MS] avant extraction	80 g/l (en sortie de lagune anaérobie)
Siccité atteinte en sortie	Si climat favorable = 20 à 30 %
Temps de séjour minimal	30 j
Profondeur utile des lits	0,25 à 0,40 m

3.4.3 Recommandations de conception

Pour la couche supérieure de sable des lits de séchage, il conviendra de mettre en place un sable lavé débarrassé de ses fines particules.

Systématiquement, un drain de reprise des filtrats les ramènera en tête de station d'épuration.

Les lits devront être accessibles pour faciliter les opérations de vidange.

Le séchage peut être amélioré par :

- emploi de rotavateur, qui assure un retournement des couches de boues de 30 – 40 cm,
- couverture par bâches par temps pluvieux.

Les lits de séchage devront être positionnés à proximité des points d'extraction des boues (cas des curages de lagunes par exemple), afin de faciliter le refoulement des boues jusqu'aux lits de séchage (pression de refoulement, tenue mécanique des tuyaux flexibles et raccords).

3.4.4 Séchage solaire sous serre

Une variante des lits de séchage naturel est le séchage solaire sous serre. Le séchage naturel y est accéléré par l'installation d'une serre au-dessus de la zone de séchage, qui permet d'obtenir des températures de l'air et de la boue plus élevées que les températures extérieures.

Cette technologie permet d'atteindre des siccités élevées d'environ 70 -75 %, d'accélérer le processus de séchage et de réduire les surfaces au sol.

Certains équipements favorisent le séchage des boues sous serres fermées :

- Des extracteurs en façade assurent le renouvellement de l'air chargé d'eau dans la serre par de l'air extérieur plus sec.
- Des ventilateurs de déstratification sont positionnés tout au long de l'ouvrage au-dessus du lit de boues afin d'envoyer l'air chaud du haut de la serre vers les boues à sécher.
- Des retourneurs mécaniques sont indispensables afin d'augmenter les surfaces d'échange entre l'air et la boue. La hauteur de boues maximale conseillée est de 40 cm.

- Des unités de désodorisation sont recommandées afin de limiter les nuisances environnementales. Ce point est particulièrement à surveiller en cas de raccordements significatifs d'effluents industriels. L'introduction de boues fraîches et non pas anaérobies est également conseillée.
- Des mesures de température et d'hygrométrie intérieures et extérieures commandant le fonctionnement des extracteurs et ventilateurs sont à prévoir.

Le choix des matériaux doit tenir compte de plusieurs critères selon le tableau ci-dessous.

Critères	Plastique ondulé	Verre	Polycarbonate
Résistance aux chocs	++	-	+++
Pouvoir d'isolation	++	+	+++
Transmission lumineuse	+	+++	++
Coût	+	+++	++

L'atmosphère à l'intérieur de la serre pouvant être très corrosive, les matériels à l'intérieur de la serre seront partiellement, voire totalement, en acier inoxydable. Les soudures seront passivées. La charpente de la serre sera en acier galvanisé à chaud.

Les principaux paramètres d'entrée du dimensionnement sont les suivants :

- Siccité initiale des boues,
- Siccité finale,
- Quantité de boues appliquée à la serre sur l'année,
- Hauteur de boues maximale à ne pas dépasser,
- Filière d'évacuation des boues en continue ou en discontinue,
- Conditions climatiques (température, rayonnement solaire, vent, hygrométrie de l'air, précipitations).

Ce dernier critère demande une transposition des recommandations de dimensionnement au contexte climatique marocain avant de pouvoir établir des bases de dimensionnement dans le cadre de ce manuel.

Pour des compléments d'information, il est conseillé de se référer au document FNDAE N°36 « Le séchage solaire des boues : état actuel de l'art et retours d'expérience » téléchargeable sur internet.

4 TAMISAGE DES BOUES

La présence de déchets indésirables dans les boues peut provoquer une série de problèmes d'exploitation sur la file boues :

- Problèmes d'exploitation liés aux bouchages de conduites, d'échangeurs, de pompes, de centrifugeuses, de toiles filtrantes,
- Accumulation de filasses ...

La présence de ces déchets peut être aggravée par un défaut de conception ou d'exploitation des prétraitements sur la file eau. A titre préventif, il conviendra donc de soigner la conception et l'exploitation de ces prétraitements de la file eau.

Afin de se débarrasser de ces déchets indésirables et de fiabiliser ainsi le fonctionnement de la file boues, une étape de tamisage avec un pouvoir de coupure de 3 mm des boues peut être prévue du type Strainpress (Société Hüber) ou équivalent.

La Strainpress est un séparateur tubulaire divisé en une zone d'alimentation, une zone d'entraînement, une zone de tamisage, de compactage et d'extraction comprenant un cône de contre-pression pneumatique ainsi qu'un dispositif de réglage du cône. Une pompe injecte le liquide à traiter. Le filtrat traverse le tamis de l'intérieur vers l'extérieur tandis que les refus s'accumulent sur la partie interne du cylindre. Les refus retenus dans le cylindre sont transportés et compactés par la vis et le cône de contre-pression pneumatique. La séparation est en continu et ne nécessite pas de nettoyage périodique.

5 COMPARATIF DES TECHNOLOGIES DE TRAITEMENT DES BOUES

Le tableau, ci après, récapitule les principales technologies de traitement des boues avec leurs avantages et leurs inconvénients.

Tableau 91: Avantages et inconvénients des technologies de traitement des boues

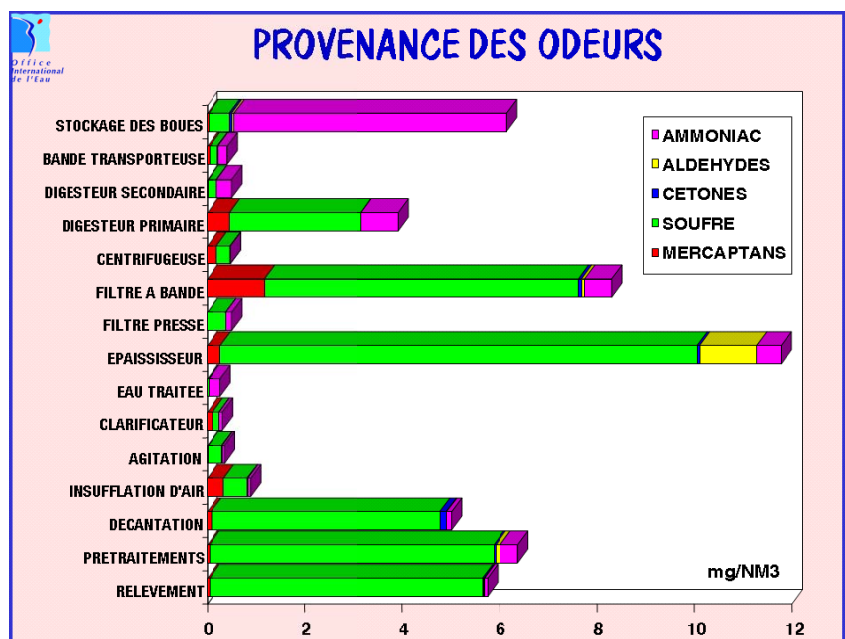
Technologies		Avantages	Contraintes
Epaississement	Epaississement gravitaire	Très faible consommation d'énergie Absence de consommation de réactifs Simplicité de l'exploitation Faible coût d'exploitation Technologie adaptée aux boues primaires et aux petites stations d'épuration	Très faible à faible efficacité sur les boues biologiques : siccité atteinte, retours en tête chargés et septiques Risques d'odeurs Ouvrages volumineux Coût d'investissement (génie civil)
	Egouttage	Bonnes performances : siccité et retours en tête Compacité Traitement rapide Simplicité de l'exploitation Possibilité de solutions mobiles Coûts d'investissement et d'exploitation modérés	Consommation de réactifs Légère consommation énergétique
Stabilisation	Stabilisation chimique à la chaux	Compacité Efficacité (selon la dose de chaux) Apport calcique dans le cadre de la valorisation agricole Augmentation de la siccité Faible coût d'investissement Plutôt adapté aux petites et moyennes stations	Blocage temporaire des fermentations (selon la dose de chaux) Augmentation de la production de boues Utilisation de produits dangereux Difficultés de valorisation agricole sur terrains calcaires Coûts d'exploitation liés à l'ajout de réactifs
	Stabilisation anaérobie	Station d'épuration moyenne à importante Réduction de la production de boues Production de gaz et d'énergie Possibilité de stockage longue durée Bonne déshydratabilité des boues, en cas de bon fonctionnement de la stabilisation anaérobie	Contraintes d'exploitation Coût d'investissement élevé Peu adaptée aux variations en entrée (débit, toxiques, pH ...) Retours en tête chargés et septiques Peu adapté aux petites stations d'épuration
Déshydratation	Filtre à bande presseuse	Stations d'épurations petites et moyennes Faible consommation d'énergie Bonne vision du process Equipement simple à exploiter Fonctionnement continu à forte production	Dispositif encombrant et non confiné (humidité, odeur) Très sensible aux variations de la qualité de la boue (fluage et colmatage si boues non fraîche) Forte consommation d'eau de lavage Nécessité de la présence de personnel durant l'exploitation
	Centrifugeuse	Coût d'investissement moins élevé que pour les filtres presses Très large gamme d'utilisation Souplesse d'exploitation : - démarrage et arrêt rapide - surveillance réduite - automatisation très poussée possible - tolérance vis à vis de la fluctuation de la qualité des boues Dispositif compact Maîtrise des émanations odorantes et peu de contact avec l'exploitant Faible consommation d'eau de lavage Fonctionnement continu à forte production	Coût d'investissement Peu adapté aux petites stations d'épuration Entretien nécessitant un personnel qualifié Consommation d'énergie Equipement bruyant Nécessité de prétraitements efficaces des effluents bruts
	Filtre presse	Station d'épuration de taille importante Performances du procédé sur la siccité obtenue et les retours en tête Consommation énergétique modérée	Surproduction de boues, en cas de conditionnement au FEC13 + CaOH2 Procédé discontinu Surveillance quasi obligatoire du débatissage Dispositif très encombrant sur deux étages Coût d'investissement plus élevé
	Lits de séchage	Petites (voire moyenne) stations d'épuration Simplicité d'exploitation Pas de conditionnement de boues Coût d'investissement	Performances soumises aux aléas climatiques Temps d'exploitation lors des opérations de curage Surface d'emprise importante Risque d'émanation d'odeurs Intégration environnementale

FICHE E11 DESODORISATION

1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les mauvaises odeurs issues des stations de pompage et d'épuration sont principalement dues à la formation de composés soufrés (H_2S , mercaptans) et azotés (NH_3) et d'Acides Gras Volatiles (AGV) lors des fermentations anaérobies.

Comme l'illustre le graphe ci-après, sur ces sites, les principales provenances sont les stations de pompage, les prétraitements, les traitements primaires et les unités de traitement et de stockage des boues. Ce sont donc, en priorité ces zones, qu'il conviendra de désodoriser.



Le déploiement de la désodorisation comprend 3 étapes :

- le confinement des zones à désodorisation ;
- la ventilation ;
- le traitement.

Tout en limitant les débits d'air à traiter au juste utile, les buts du confinement et de la ventilation sont :

- de maintenir des concentrations en dessous des Valeurs Moyennes d'Exposition (VME) et Valeurs Limites d'Exposition (VLE) dans les zones accessibles au personnel d'exploitation ;
- de protéger les équipements et matériaux contre la corrosion ;
- de prévenir toutes fuites d'odeurs en maintenant les locaux en dépression ;
- de transférer les odeurs vers le traitement.

Le traitement des odeurs peut se faire par voie chimique ou par voie biologique ou par adsorption.

Le traitement par **désodorisation chimique** est composé généralement de trois tours de lavage en série selon le schéma de principe ci-après. Les réactions d'élimination des

molécules malodorantes sont essentiellement des réactions de dissolution, d'oxydation et de précipitation.

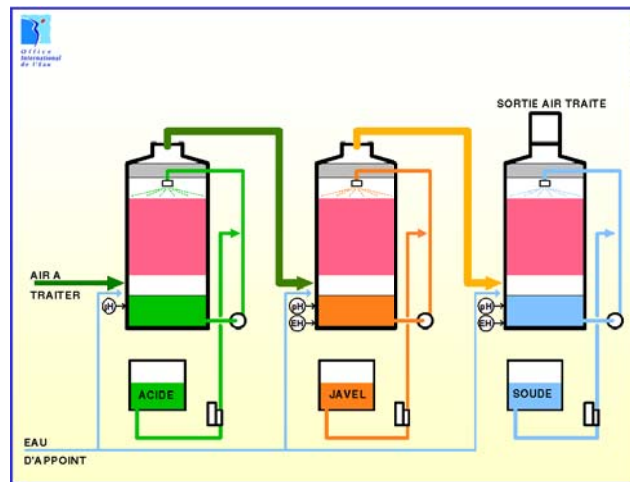


Figure 54: Schéma de principe de la désodorisation chimique (source : OIEau)

Tours	Types de traitement	pH	Réactifs injectés	Composants éliminés
Tour 1	Acide	2,4 à 2,6	H ₂ SO ₄	NH ₃
Tour 2	Basique oxydante	8,5 à 9	Javel + NaOH	H ₂ S, alcools, AGV
Tour 3	Basique oxydante	11	Javel + NaOH	Mercaptans, aldéhydes, cétones

Le traitement par **désodorisation biologique** est composé généralement d'une cuve contenant un matériau minéral ou organique permettant le développement d'une biomasse fixée épuratrice selon le schéma de principe ci-après. Les réactions d'élimination des molécules malodorantes sont essentiellement des réactions de dissolution, d'oxydation, d'assimilation et de nitrification.

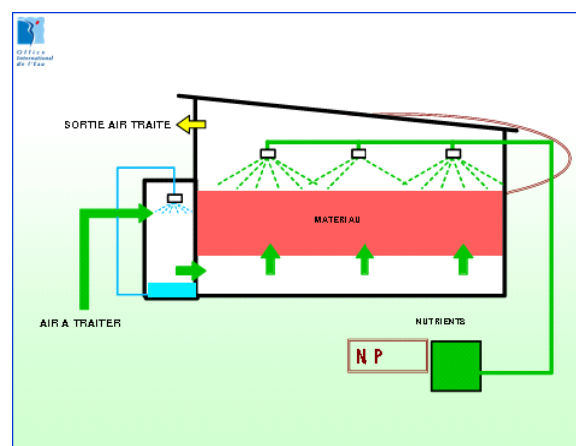


Figure 55: Schéma de principe de la désodorisation biologique (source : OIEau)

Le traitement par adsorption consiste à **piéger les composés malodorants sur un composé solide adsorbant. Le charbon actif est le matériau le plus utilisé.**

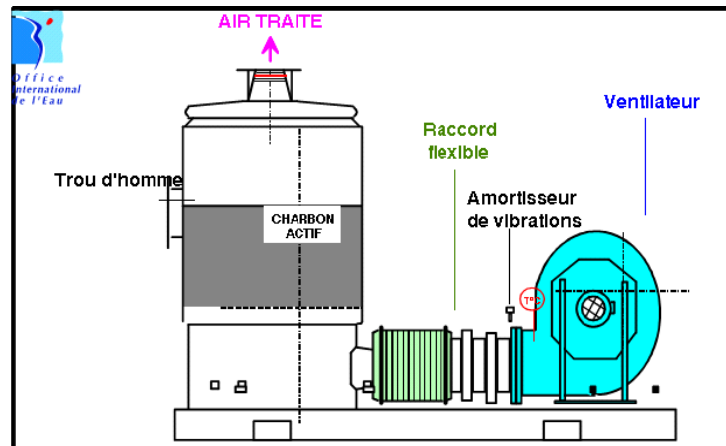


Figure 56: Schéma de principe de la désodorisation par adsorption (source : OIEau)

Selon le SNITER (France), les concentrations maximales admissibles en entrée de traitement de désodorisation (mg/Nm^3) sont les suivantes :

Désodorisation	H ₂ S	R-SH	NH ₃	R-NH	Aldéhydes – Cétones
Biologique	15	2	10	2	0,5
Chimique	20	3	20	1	1
Adsorption sur Charbon actif	20	3	10	1	2

Selon le SNITER (France), les concentrations garanties en sortie de traitement de désodorisation (mg/Nm^3) sont les suivantes :

Désodorisation	H ₂ S	R-SH	NH ₃	R-NH	Aldéhydes – Cétones
Biologique	< 0,1	< 0,1	< 1	< 0,5	-
Chimique	< 0,1	< 0,05	< 1	< 0,1	< 0,4
Adsorption sur Charbon actif	< 0,1	< 0,05	< 1	< 0,1	< 0,4

Les domaines d'application, intérêts et limites de ces procédés de désodorisation sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau 92: Avantages et inconvénients des procédés de désodorisation

Procédé de désodorisation	Intérêts	Limites
Chimique	Pour de faibles et fortes concentrations en entrée Variations de charge Très bonne qualité de l'air désodorisé sur l'ensemble des paramètres Pour de grands débits d'air à traiter (> 10 000 Nm ³ /h)	Coût d'investissement Utilisation de réactifs Risque hygiène et sécurité Coûts d'exploitation 6
Biologique 7	Faible coût de fonctionnement Peu d'équipements Très bons rendements sur R-NH et S Molécules biodégradables Pour de faibles concentrations en entrée (< 100 mg/m ³) Pour de faibles débits d'air à traiter (< 20 000 Nm ³ /h)	Forte emprise au sol (fortes charges) Moins efficace sur les mercaptans Sensible aux variations de charges et aux arrêts de fonctionnement et aux faibles températures Peu de maîtrise du procédé en exploitation
Adsorption sur charbon actif	Compacité des équipements Adapté aux faibles débits quelque soit la charge Pour de plus faibles débits d'air à traiter (< 3 000 Nm ³ /h)	Coûts d'exploitation générés par le renouvellement du charbon actif Faibles débits traités

2. DIMENSIONNEMENT

2.1. VENTILATION

Les débits d'air à ventiler sont calculés comme suit :

$$Q_{\text{air}} = \text{Taux} \times \text{Volume local}$$

Avec :

Q_{air} : débits d'air à ventiler (Nm³/h) ;

T : taux de ventilation (h⁻¹) ;

V : volume des locaux à ventiler (m³).

En première approche, les valeurs recommandées de T, sont d'environ :

- 4 h⁻¹ sans présence humaine et période d'inoccupation des locaux ;
- 8 à 12 h⁻¹ avec présence humaine pendant la journée.

2.2. DESODORISATION CHIMIQUE

Le volume de matériaux de remplissage des tours de désodorisation est calculé comme suit :

$$V_{\text{matériaux}} = Q_{\text{air}} \times \text{TS}_{\text{air}}$$

Avec :

$V_{\text{matériaux}}$: volume de matériaux (m³) ;

Q_{air} : débits d'air à ventiler (Nm³/h) ;

TS_{air} : temps de séjour de l'air (h).

En première approche, les valeurs recommandées de TS_{air} sont d'environ 1,5 à 2 s.

La surface de matériaux de remplissage des tours de désodorisation est calculée comme suit :

$$S_{\text{matériaux}} = Q_{\text{air}} / V_{\text{air}}$$

Avec :

$S_{\text{matériaux}}$: surface de matériaux (m^2) ;

Q_{air} : débits d'air à ventiler (Nm^3/h) ;

V_{air} : vitesse de passage de l'air (m/h).

En première approche, la valeur recommandée de V_{air} est d'environ 1,5 m/s.

2.3. DESODORISATION BIOLOGIQUE ET PAR ADSORPTION

Le volume de matériaux des cuves est calculé comme suit :

$$V_{\text{matériaux}} = Q_{\text{air}} \times TS_{\text{air}}$$

Avec :

$V_{\text{matériaux}}$: volume de matériaux (m^3) ;

Q_{air} : débits d'air à ventiler (Nm^3/h) ;

TS_{air} : temps de séjour de l'air (h).

En première approche, les valeurs recommandées de TS_{air} sont d'environ :

- 30 s pour la désodorisation biologique ;
- 4 à 6 s pour la désodorisation par adsorption sur charbon actif.

La surface des cuves est calculée comme suit :

$$S_{\text{matériaux}} = Q_{\text{air}} / V_{\text{air}}$$

Avec :

$S_{\text{matériaux}}$: surface de matériaux (m^2) ;

Q_{air} : débits d'air à ventiler (Nm^3/h) ;

V_{air} : vitesse de passage de l'air (m/s).

En première approche, les valeurs recommandées de V_{air} sont d'environ :

- en désodorisation biologique, 150 à 200 m/h pour les supports organiques type tourbe ou équivalent et 500 à 600 m/h pour les supports minéraux,
- en désodorisation par adsorption sur charbon actif, 1 000 à 1 500 m/h.

3. RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

3.1. DESODORISATION CHIMIQUE

- Prévoir 3 tours comme décrit ci-dessus ;
- Hauteur du matériau de garnissage des tours = 1,00 à 2,50 m ;
- Prévoir des matériaux de remplissage, du type anneaux de Raschig à surface spécifique élevée (200 à $300 m^2/m^3$) ;

- Installer des points de prélèvements d'air accessibles, en sortie de désodorisation ;
- Doubler les pompes de recirculation de réactifs des pieds de cuves vers les hauts de cuves ;
- Calculer les boucles de recirculation sur un ratio de 2,5 m³/h pour 1000 Nm³/h d'air traitée ;
- Installer des débitmètres sur l'air injecté et sur les solutions de réactifs recirculés ;
- Prévoir des manomètres sur les circuits d'alimentation en air et sur les injections des réactifs ;
- Installer des dévésiculeurs en sortie de tours ;
- Equiper les tours de trous d'homme ;
- Prévoir un appoint d'eau adoucie à 1 °F (< 5°F) ;
- Intégrer les consommations prévisionnelles de réactifs :
 - . 4,5 g H₂SO₄ / g N-NH₃ (ou 3,5 g H₂SO₄ / g N-NH₃ + 2 g H₂SO₄ / g d'amines sous forme de méthylamines)
 - . 3,5 – 4 g NaOH / g S-H₂S
 - . 10 g Cl₂ / g S-H₂S + 6 g de Cl₂ / g RSH
 - . 60 g NaOH / 1000 Nm³ (neutralisation du CO₂ de l'air)
- Prévoir des pH mètres et des Eh mètres ;
- Prévoir des mesures du chlore actif par titration.

3.2. DESODORISATION BIOLOGIQUE

- Prévoir une humidification par aspersion (humidité requise d'environ 50 à 70 %) ;
- Un ajout de nutriment (N, P), d'oligo-éléments et de carbone organique facilement assimilable est souvent nécessaire ;
- Pour certains matériaux organiques (tourbe ...), un ajout de composés structurants (écorces, polystyrène ...) est nécessaire pour limiter les phénomènes de tassement ;
- L'absence de passage préférentiel et la bonne répartition de l'air à désodoriser est à surveiller ;
- Installer des points de prélèvements d'air accessibles en sortie de désodorisation ;
- Equiper les cuves de trous d'homme ;
- Vérifier la solidité des planchers supports.

4. PRIX D'ORDRE

Les prix d'ordre proposés, sont issus de valeurs citées en France et sont récapitulés dans le tableau, ci après (hors GC et ventilation).

Tableau 93: Prix d'ordre proposés pour une unité de désodorisation (hors Génie Civil et Ventilation)

Débit d'air à traiter (Nm ³ /h)	Ratio de coût d'investissement (€)		
	Chimique	Biologique	Charbon actif
10 000	400	50 - 100	50

Ces ordres de grandeurs de coûts devront être revus dans les prochaines années sur la base de données statistiques plus conséquentes en nombre d'unité de désodorisation réalisées au Maroc.

FICHE E12 CHOIX DES SITES ET DES FILIERES EPURATOIRES

Cette fiche regroupe les critères et éléments de comparaison techniques et économiques des différentes filières épuratoires, de façon à favoriser l'aide à la décision des acteurs d'un projet d'ouvrage d'épuration.

Quelque soit le type de filière de traitement choisi, lors du choix du site d'implantation de la station d'épuration, il conviendra de prendre en compte les critères suivants :

Tableau 94: Critères de choix des sites d'épuration

Poids des critères lors du choix du site	Critères
Très important	<ul style="list-style-type: none"> - Se situer sur un site en aval de l'écoulement du réseau d'assainissement - Disposer d'une surface suffisante en intégrant les besoins d'extensions et d'aménagements futurs - Eviter les zones inondables - Selon le procédé retenu, éviter de construire une station à proximité d'habitations ou de zones d'activité (en général à 1000 mètres des habitations en tenant compte des vents dominants, dans le cas de STEPs à risques de mauvaises odeurs) - Facilité d'intégration environnementales (odeurs, bruit) - S'éloigner des zones de captage de production d'eau potable ou de tout autre usage spécifique de l'eau du milieu récepteur - Réaliser l'implantation des ouvrages en cohérence avec les opérations d'entretien courantes (dont l'évacuation des boues)
Important	<ul style="list-style-type: none"> - Risques de remontées excessives de nappe - Tenir compte des contraintes géotechniques (imperméabilité, portance, qualité du sol) - Topographie du terrain (plat, pente, accidenté) - Tenir compte des chemins d'accès (pour livraison, dépotage, curage des boues, entretien, etc.). A défaut les créer. <ul style="list-style-type: none"> - Risque d'ensablement des ouvrages (centres côtiers et région sud essentiellement)
Modérément important	<ul style="list-style-type: none"> - Proximité de l'exutoire - S'affranchir des risques liés à la végétation de proximité (feuilles, racines, etc.) - Intégration paysagère (talutage, haies, aménagement d'espaces verts, etc.).

Par ailleurs, il convient de noter la nécessité de prendre en considération le problème d'ensablement des sites d'épuration, lors du choix des sites, dans les centres côtiers et la région Sud, entre Tan Tan et Dakhla, et dans la région d'Essaouira..

Outre ces particularités de choix du site, un classement des différents procédés est proposé ci-dessous, vis-à-vis des principales contraintes à prendre en compte.

Il convient de rappeler qu'un inconvénient d'une filière épuratoire, par rapport à un certain contexte, peut être majeur et que ce même inconvénient, dans un autre contexte, peut être mineur.

Le choix des filières épuratoires est donc fonction, à chaque fois, du contexte spécifique de chacun des projets de stations d'épuration.

Tableau 95: Grille de choix des procédés épuratoires

Critères		Lagunage anaérobie	Lagunage naturel	Lagunage aéré	Lit bactérien	Disques biologiques	Boues activées	
							M. charge	F. charge
Qualité au rejet	MES	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	DBO ₅ , DCO	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	NK	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	NGL	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	P	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Bactériologie	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Surface requise		Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Taille (EH)	Adapté aux petites stations (< ? EH)	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Adaptés aux grandes stations (> ? EH)	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Maîtrise des coûts	Investissement	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Exploitation	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Eaux brutes	Eaux claires parasites de nappe	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Eaux pluviales, réseau unitaire	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Effluents industriels biodégradables	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Variations saisonnières de population conséquentes	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Intégration dans l'environnement	Maîtrise des nuisances olfactives	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Maîtrise des nuisances sonores	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
	Intégration paysagère	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Gestion des boues		Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Contraintes en compétences d'exploitation		Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Climat froid		Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange
Portance du sol		Orange	Vert	Orange	Vert	Orange	Vert	Orange

Légende	
Excellent	Vert
Bien	Orange
Moyen	Vert
Mauvais	Orange



Problématique de la salinité admissible en station d'épuration :

Il existe peu d'études exhaustives relatives à la salinité admissible en station d'épuration.

Toutefois, nous pouvons préciser les points suivants :

- L'eau douce et l'eau usée municipale contiennent habituellement peu de sel.
- Les teneurs en sel dans la gamme de 0,5 – 2,0 g NaCl / l ou supérieures se trouvent dans certaines eaux usées industrielles. Cela peut être par exemple le cas des usines chimiques, des unités de production de pâtes à papier, des tanneries ... Dans ces cas, le traitement de l'eau usée (dont par lagunage aéré) fonctionne de façon satisfaisante, si on a de grands bassins tampon qui veillent à ce que la teneur en sel ne varie pas trop.
- Les mers contiennent 35 – 40 g/l de sel. Dans ce biotope, vivent des bactéries, des poissons et toutes sortes de plantes dont des algues.
- Nous partons donc du principe que le traitement biologique de l'eau usée en lagunes fonctionne correctement, si la teneur en sel est élevée pour peu qu'elle reste à peu près constante. La valeur limite de 5-7 g/l pourrait être admise (source : ONEE).
- Le principal problème ne réside pas dans la valeur de la concentration en sels mais dans sa variation. En effet, de nombreuses espèces bactériennes et algales ont beaucoup de mal à s'adapter à des variations brutales de salinité (variation de la pression osmotique ...) ce qui induit dans ces cas de sérieuses difficultés de fonctionnement.
- Ces variations de salinité peuvent être dues, par exemple, à des variations des niveaux de nappe saumâtre induisant des variations dans le taux d'infiltration de ces eaux salées, à des variations de rejets d'eaux industrielles salées ...
- Certains procédés, dont les boues activées sont beaucoup plus affectés que d'autres par les variations de salinité. La limite haute acceptable de $2\,700\ \mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$ est citée par l'ONEE.
- Dans le cas du Maroc, la salinité en lagunage doit être aussi abordée vis-à-vis de la salinité maximale admissible lors de l'utilisation des eaux usées traitées en irrigation. En effet, beaucoup de sols et de plantes sont très vite affectés par des eaux d'irrigation salées que cette teneur soit constante ou qu'elle varie.
- D'après le FNDAE n° 33 (Document technique), relatif aux dysfonctionnements biologiques des stations d'épuration (origines et solutions), au niveau du réseau et des STEP, les valeurs de la salinité doivent rester en deçà d'un seuil, pour assurer un fonctionnement correct et des performances acceptables. **Au-delà de 4 g/l de NaCl, la nitrification peut être affectée.**

Au sein de ce même document, il a été indiqué qu'une brusque variation de salinité (passage brutal de 1 à 3 g de Cl-L-1 en une journée) peut occasionner une défloculation partielle de la boue.

- La limite de garantie des constructeurs, est une variation sur 24 h, de 500 mg de chlorures par litre d'effluent brut (CCTG, fascicule 81, titre II) ;
- Il y a eu des rapports contradictoires dans la littérature sur les effets que la salinité a sur les performances d'un traitement biologique. Certains chercheurs affirment que la forte salinité nuit à l'élimination des matières organiques ; d'autres ont signalé que **la constante application** à des systèmes de traitement biologique ne bouleverse pas l'élimination de la matière organique.

Annexe :
Synthèse des paramètres clés de dimensionnement

Décantation primaire

V_a ($m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1}$)	$\leq 1,0$	$\leq 1,2$	$\leq 1,4$	$\leq 1,6$
Taux d'élimination des MES (%)	60	50	40	35
Taux d'élimination DBO5 (%)	40	35	30	25

Lagunages

Anaérobie	$C_v = 20 \times T - 100$ Temps de séjour ≥ 1 jour
Facultatif	$C_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times T (T-25))$ Temps de séjour ≥ 5 jours
Maturation	Loi de Marais $N_e = N_i / [(1 + kT\theta_1) (1 + kT\theta_2) \dots (1 + kT\theta_n)]$ $K = 2,6 \cdot (1,19)^{T-20}$
Aéré à mélange partiel	$C_v = 30 \text{ g DBO}_5/m^3/j$ $C_s = C_o / (1 + kT \times TS)$ avec $kT = 0,1 \times 1,05 (T-20)$
Aéré à mélange complet	$C_s = C_o / (1 + kT \times TS)$ avec $kT = 2,5 \times 1,09 (T-20)$

Lit bactérien

Charges organiques surfaciques	$[DBO_5]$ eau traitée $\leq 35 \text{ mg/l}$	$0,5 \text{ kg DBO}_5/m^2/j$
	$[DBO_5]$ eau traitée $\leq 25 \text{ mg/l}$	$0,4 \text{ kg DBO}_5/m^2/j$
Vitesse ascensionnelle en clarification	-	$0,8 \text{ à } 1,0 \text{ m/h}$

Disques biologiques

Charges organiques surfaciques	$[DBO_5]$ eau traitée $\leq 35 \text{ mg/l}$	$9 \text{ kg DBO}_5/m^2/j$
	$[DBO_5]$ eau traitée $\leq 25 \text{ mg/l}$	$7 \text{ kg DBO}_5/m^2/j$
Vitesse ascensionnelle en clarification	-	$0,8 \text{ à } 1,0 \text{ m/h}$

Boues activées

	Station non nitrifiante / dénitrifiante Moyenne charge massique	Station nitrifiante / dénitrifiante Faible charge massique	
C_m ($\text{kg DBO}_5/\text{kg MVS}/j$)	$0,35 \text{ à } 0,4$	$0,1 \text{ à } 0,13$	$0,07 \text{ à } 0,08$
Objectifs de rejet	$[DBO_5] \leq 30 \text{ mg/l}$	$[DBO_5] \leq 30 \text{ mg/l}$ $[NGL] \leq 20 \text{ mg/l}$	$[DBO_5] \leq 30 \text{ mg/l}$ $[NGL] \leq 10 \text{ mg/l}$
$[MES] a$ (g/l)	$2,5 \text{ à } 3$	4	
A (j)	$7 \text{ à } 8$	14	18

Traitements nécessaires à la REUE en irrigation

Lagunes de maturation	Loi de Marais $N_e = N_i / [(1 + kT\theta_1) (1 + kT\theta_2) \dots (1 + kT\theta_n)]$
Chlore	4 mg/l, 30 mn
UV	5 à 15 s, 20 - 40 W.s/cm ²
RBM	10 à 25 l/h/m ²

Production de boues

Lagunage anaérobie	40 l/EH/an, 11 g MS/EH/j (source ONEE)
Lagunage aérobie facultatif	30 l/EH/an, 7 g MS/EH/j (source ONEE)
Décantation primaire	$\frac{Q_j \times [MES]_{\text{entrée}} \times \%_{\text{él.}}}{1000}$
Lits bactériens	0,75 kg MES / kg DBO ₅ él.
Disques biologiques	0,75 kg MES / kg DBO ₅ él.
Boues activées	0,95 à 1,0 kg MES / kg DBO ₅ él.

Traitement des boues

		Dimensionnement	Performances
Epaississement	Gravitaire	25 à 35 kg MS/m ² /j (boue biologique)	2,5 à 3 % (boue biologique)
	Egouttage	30 à 50 (voire 70) kg MS/h/m	6 à 7 %
Stabilisation	Chimique	30 à 40 % Ca(OH) ₂ /MS	
	Anaérobie	1,5 à 2 kg MVS/m ³ /j	- 25 à 35 % des kg de MVS
Déshydratation	Filtre à bandes	80 à 180 kg MS/h/m	14 - 17 % de siccité
	Centrifugeuse	200 à 350 kg MS/h	17 - 20 % de siccité
	Filtre presse	1,5 à 2,5 kg MS/h/m ²	28 - 35 % de siccité
	Lits de séchage	0,03 à 0.15 m ² /EH	20 à 30 % de siccité